



Title	園芸用ハウスおよび畜舎の強度に関する研究
Author(s)	小川, 秀雄
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(農学)
Dissertation Number	乙第5471号
Issue Date	1999-03-25
DOI	https://doi.org/10.11501/3151632
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51615
Type	doctoral thesis
File Information	000000336822.pdf



園芸用ハウスおよび畜舎の強度に関する研究

小川秀雄

園芸用ハウスおよび畜舎の強度に関する研究

小川 秀雄

目 次

第1章 序 論	
1.1 農業施設の構造	1
1.2 園芸用ハウスと畜舎の構造基準	3
1.2.1 園芸用ハウスの構造基準	3
1.2.2 畜舎の構造基準	4
1.3 本研究の目的	5
第2章 地中押し込み式パイプハウスの強度	
2.1 概 説	10
2.1.1 研究の目的	10
2.1.2 研究の意義と背景および既往の研究	10
2.2 パイプハウス実物大強度実験	11
2.2.1 実物大強度実験概要	11
2.2.2 理論解析	14
2.2.3 実験結果および考察	15
2.2.4 パイプハウスの許容強度	18
2.2.5 パイプハウス実物大強度実験のまとめ	19
2.3 スエッジ継手部強度実験	20
2.3.1 継手部強度実験概要	20
2.3.2 実験結果および考察	22
2.3.3 スエッジ継手部強度実験のまとめ	25
2.4 定着杭引抜実験	26
2.4.1 引抜実験概要	26
2.4.2 実験結果および考察	27
2.4.3 定着杭引抜実験のまとめ	28
2.5 パイプ接合金具強度実験	28
2.5.1 接合金具強度実験概要	28
2.5.2 実験結果および考察	29
2.5.3 パイプ接合金具強度実験のまとめ	29
2.6 まとめ	30
第3章 鉄骨補強パイプハウスの強度	
3.1 概 説	47

3.1.1	研究の目的	47
3.1.2	研究の意義と背景	47
3.2	アーチパイプ部分強度実験	48
3.2.1	部分強度実験概要	48
3.2.2	実験結果および考察	50
3.2.3	アーチパイプ部分強度実験のまとめ	51
3.3	柱はり接合部強度実験	51
3.3.1	接合部強度実験概要	51
3.3.2	実験結果および考察	53
3.3.3	柱はり接合部強度実験のまとめ	55
3.4	実物大ハウス強度実験	55
3.4.1	実物大ハウス強度実験概要	55
3.4.2	実験結果および考察	58
3.4.2.1	鉛直荷重載荷実験	58
3.4.2.2	水平荷重載荷実験	62
3.4.3	実物大ハウス強度実験のまとめ	65
3.5	まとめ	66
3.5.1	鉛直荷重に対する水平はり型ハウスの強度	67
3.5.2	鉛直荷重に対するアーチはり型ハウスの強度	67
3.5.3	水平荷重に対するハウスの強度	67

第4章 園芸用ガラスハウスの強度

4.1	概説	84
4.1.1	研究の目的	84
4.1.2	研究の意義と背景	84
4.1.3	既往の研究	85
4.2	桁行き方向に長いガラスハウスの弾塑性地震応答解析	85
4.2.1	地盤内の地震波の伝搬	86
4.2.2	応答解析モデルに使用したガラスハウス	87
4.2.3	弾塑性応答解析	89
4.2.4	応答解析結果および考察	90
4.2.5	弾塑性地震応答解析結果のまとめ	92
4.3	屋根面内変形強度実験	92
4.3.1	屋根面内変形強度実験概要	92
4.3.2	実験結果および考察	94
4.3.3	屋根面内変形強度実験のまとめ	97

4.4	壁面面外変形強度実験	98
4.4.1	壁面面外変形強度実験概要	98
4.4.2	実験結果および考察	99
4.4.3	壁面面外変形強度実験のまとめ	99
4.5	等分布荷重強度実験	99
4.5.1	等分布荷重強度実験概要	99
4.5.2	実験結果および考察	101
4.5.3	等分布荷重強度実験のまとめ	105
4.6	まとめ	105
4.6.1	弾塑性地震応答解析結果	106
4.6.2	屋根面内変形強度実験	106
4.6.3	壁面面外変形強度実験	107
4.6.4	等分布荷重強度実験	107
第5章 畜舎の建設コスト低減に関する検討		
5.1	概説	119
5.1.1	研究の目的	119
5.1.2	研究の意義と背景	119
5.1.3	既往の研究	120
5.2	建築基準法と畜舎の関係	121
5.2.1	「建築基準法・同施行令」での取り扱い方	121
5.2.2	地方条例および細則の項目	123
5.2.3	地方条例のアンケート調査	124
5.3	建築物荷重指針の荷重	126
5.3.1	建築物荷重指針・同解説の考え方	126
5.3.2	使用期間と安全度、再現期間	128
5.3.3	畜舎の設計用荷重	128
5.4	畜舎の構造計算	131
5.4.1	構造計算	131
5.4.2	構造計算の概要、結果	135
5.4.3	構造部材の数量	136
5.4.4	積算比較	137
5.4.5	風荷重に関する検討	138
5.5	まとめ	139
5.5.1	建築基準法と畜舎の関係	139
5.5.2	畜舎の構造計算	139

第6章 結 論	
6.1 結 論	159
6.1.1 地中押し込み式パイプハウスの強度について	159
6.1.2 鉄骨補強パイプハウスの強度について	161
6.1.3 園芸用ガラスハウスの強度について	162
6.1.4 畜舎の建設コスト低減に関する検討について	164
6.2 今後に残された問題点	166
謝 辞	168
参考文献	169
資料 1 本論に使用した量記号の一覧	173
資料 2 鉄骨補強パイプハウスの柱はり接合部	
許容曲げモーメントの計算方法	176
資料 3 建築確認申請における構造計算用荷重値の	
指導等に関するアンケート	179

第1章 序 論

1.1 農業施設の構造

自由国際貿易の促進を目的とした「ガット・ウルグアイ・ラウンド」の農業合意以降、日本の農業は大きな変革を要求されている。これからの農業自由化による輸入品との競争に打ち勝ち、国内の農業を持続させる方策として、輸入価格と競合するためのコスト削減や海外に負けない味覚を基本とした独自ブランド商品の強化などが一般農家においても講じる必要がある。このため、生産資材の中でも特に高額となる農業施設を低コスト化する必要がある。使用年数などを考慮した実況に見合った独自の構造基準を策定し、その建設費を引き下げることが緊急の課題となっている。また、投資額に見合った強度が確保されるための方策を明確にする必要がある。

農業施設の設置面積は、農業従事者の高齢化による離職が原因の減少、あるいは効率化による規模拡大が原因の増加などが反映し、面積とその内容が変化している。国内の園芸施設の設置面積の推移¹⁾を表1.1に、畜産経営の動向を示す戸数と頭数の推移²⁾を表1.2に示す。

園芸施設の設置面積の状況は、屋根と壁をガラス被覆した「ガラスハウス」では1989年（平成元年）以降伸び率が低下している。しかし、園芸施設設置面積の95%程度を占める地中押し込み式パイプハウスや鉄骨補強パイプハウスなどの「その他のハウス」（屋根と壁の被覆材がガラス以外のハウス）では大きな伸び率が保たれている。このため、「ハウス全体」の設置面積は毎年増え続けている。これは、露地栽培から価格の安い地中押し込み式パイプハウスや鉄骨補強パイプハウスを使用した施設園芸へ転換して、少しでも価格の高い農産物を生産したり、出荷時期を調整して収入確保を図る農家が増えていることも大きな要因となっている。また、ガラスハウスについても、設置面積の増加は少ないが、最近建設されるものは大規模化したガラスハウスが多くなっている³⁾。なお、ガラスハウス以外の多くの被覆材のハウスが属する「その他のハウス」の内訳は、明確な資料整理がなされていないが、地中押し込み式パイプハウスが85%程度、鉄骨補強パイプハウスや硬質フィルム鉄骨ハウスがそれぞれ3%程度といわれている。

畜産経営の状況は、酪農については、飼養戸数が毎年5%以上の減少になっているが全体の飼養頭数はほぼ同数が確保されており、1戸当たりの頭数拡大傾向が見られる。肉用牛についても、酪農と同様な傾向が見られ、飼養畜種には輸入肉への対抗策として黒毛和牛の肉専用種の増加が目立っている。養豚については、規模拡大傾向が顕著に現れており、飼養戸数が大きく減少しているにも係わらず、飼養頭数には大きな変化が見られない。また畜産関係では、対抗措置として施設の大規模化が計られているとともに、園芸用の地中押し込み式パイプハウスを使用した牛舎や堆肥舎が採用されるなどコスト削減への対応も検討されている⁴⁾。

農業施設を建設するコストは農業生産への影響が大きいため、必要な安全性は確保しつつ、作業効率が良好で可能な限り低コスト化した施設が望まれている。農業施設において、園芸施設と畜産施設は異なった基準で建設されている。この原因は、1950年（昭和25年）の「建築基準法・同施行令⁵⁾」（以下、「建築基準法」という）制定の際の農水省関係部局の判断に依っている。すなわち、園芸施設は、当時は露地栽培が主流で、ハウスは簡易で小規模な木構造が畑に建築されている程度の状況であったため、建築物に該当しないとされた。一方、畜舎は、昔から住居の片隅で家族と同様に家畜を飼育していた状況であったため、建築物に該当することとした。そのため、その後は農業施設に属する両者が、特に建築構造関係で大きく異なる扱いを受けることとなった。

その後、園芸施設は比較的大型ハウスが建設されるようになり、豪雪による被害が全国的に発生したため、園芸施設の構造安全性を確保する目的で「園芸用施設安全構造基準」が建設省関係者も加わって、1974年（昭和49年）に策定された。しかし、この基準は、ガラスハウスやプラスチックハウスなどのように、ハウスに作用する外力の二次部材（母屋や小ばり）から主要部材（はりや柱）を介して基礎までの力の伝達が明らかな架構形式で、一般建築と同様な構造計算が可能であると考えられる大型ハウスのみが対象とされた。このため、園芸用施設設置面積の多くを占める地中押し込み式パイプハウスなどの軽微な園芸用ハウスについては、構造計算の根拠が不明確であると判断されて除外された。

園芸用施設安全構造基準から適用除外となったハウスについても、設置面積が著しく増加し続けていることもあり、現状の強度を実験により確認し、実験状況をもととした計算方法の妥当性について検討し、これらを盛り込んだハウス強度を確認する基準の策定が切望されている。また、ガラスハウスについても、園芸用施設安全構造基準の構造計算に従うことで構造強度は確保されるが、大規模化によるガラスを含む被覆材の耐震性および被覆材全体としての強度確認の検討が要求されている。

園芸施設の研究としては、ハウス内の環境制御に関するもの^{6)、7)、8)}、被覆材による作物への影響に関するもの^{9)、10)}など、主としてハウス内部に関するものは多く見られる。しかし、ハウス構造に関するものは、園芸用施設安全構造基準を策定した時とその後の改訂に関連するもの^{11)、12)}以外には、新しいハウス構造の試作に関するもの^{13)、14)、15)}、海外の新しいハウス構造の紹介¹⁶⁾があるのみである。

一方、建築物に該当することとなった畜産施設（以下、「畜舎」という）は、一般建築物と同様の構造確認を行うことにより構造安全性は確保されてきた。しかし、畜舎は、面積が大きいため建築的には多数の人を収容することが可能な集会場などと同様な危険度が高い施設とも考えられ、過剰な設計条件が適用される場合が多く見られた。このため、独自の構造基準を策定する必要がある。畜舎の研究としては、畜舎内の換気に関するもの^{17)、18)}、畜舎の牛床に関するもの^{19)~23)}などの畜舎内部に関するものが主である。畜舎の構造に関するものは、畜舎内での錆の発生に関するもの²⁴⁾、現状の建築基準法の中で低コスト化を進めるために考慮する方策など^{25)~29)}が多く見られる。しかし、畜舎の使

用年数を考慮した一般建築物より低減された荷重の採用などに関する研究^{30), 31)}はほとんど行われていない。畜舎構造は農業と建築の狭間の研究分野であり、農業関係の研究者は建築基準法となじみが薄く、建築関係の研究者にはあまり研究対象とは見なされないためその数はごく少数であり、踏み込んだ研究が少ないのが実情である。園芸施設の構造に関しても、同様な状況である。

1.2 園芸用ハウスと畜舎の構造基準

1.2.1 園芸用ハウスの構造基準

1968年(昭和43年)9月、施設園芸が経営規模拡大に伴って多額の投資が必要となってきたため、施設の材質、構造、強度の検討および施設災害に対する共済制度適用の可能性を調査研究する「施設園芸研究会」が農水省に設けられた。研究会によるこの調査研究事業は、その後3カ年事業として継続実施された。建築学的研究は学識経験者を委員とする建築部会でなされ、その成果として1970年(昭和45年)3月「園芸用プラスチックハウスの設計、製作及び施工手引」が作成された。この背景には、1967年(昭和42年)暮から1968年(昭和43年)2月にかけて豪雪による施設の被害が、千葉県、埼玉県、神奈川県、愛知県、徳島県、福岡県、大分県などの全国に広く発生したことが指摘される。

研究会による調査研究事業の終了した1972年(昭和47年)に、施設園芸経営および施設園芸資材に関する調査研究機関として「社団法人 日本施設園芸協会」が設立された。協会は設立後直ちに、プラスチックハウスおよびガラスハウスなどの園芸施設について、その構造および安全基準を作ることが緊急な課題であるとして、建設省の関係者も加えた学識経験者を委員とする園芸施設の構造安全基準に関する委員会を設立して基準作成に着手した。

この基準案は1974年(昭和49年)4月に「園芸用施設安全構造基準(案)」として誕生し、さらに検討が加えられて「園芸用施設安全構造基準(暫定基準)³²⁾」(以下、「安全構造基準」という)と改められた。この暫定基準が付けられた理由は、農林水産技術会議で1974年(昭和49年)度から5カ年間の別枠研究として実施された「高能率施設園芸に関する総合研究³³⁾」において、園芸施設の設計、構造、材料基準などの作成が予定されており、協会基準はそれまでの暫定的なものということからであった。その後、前述した別枠研究の成果が安全構造基準に盛り込まれることとなり、「改訂版」の名が追加されて現在に至っている。

安全構造基準には、構造計算に関する方法や荷重値および変形制限を定めた設計基準、施工方法や使用材料を定めた施工基準、ハウスに関する被覆材の材質や強度を定めた被覆材基準などが記載されている。構造計算の方法は一般建築物と同様であるが、設計荷重にはハウスの耐用年数や安全度をもとに、発生頻度が時間によらない確率過程であるような事象が初めて再発生するのに要する時間の期待値である再現期間による数値が採用されて

いる。このため、ハウスの耐用年数が一般建築物に比べて短いこともあり、積雪荷重と風速および変形制限は独自の緩い基準となっている。なお、地中押し込み式パイプハウスについては、名称は記載されているが安全構造基準の適用は除外されている。また、鉄骨補強パイプハウスについては名称の記載も無い。

安全構造基準は、策定された当時としては再現期間が取り入れられた画期的な基準であった。しかし、荷重値が建築基準法で定めた値を下回っており、また、全ての園芸施設が該当していないため公的な認可は得られなかった。このため、現在でもガラスハウスを建設する際には、都道府県の建築確認申請を担当する建築主事の判断により、建築基準法で定めている荷重による部材と、安全構造基準の荷重による部材の使い分けが余儀なくされている。

1.2.2 畜舎の構造基準

1950年（昭和25年）に建築基準法が制定された時より、畜舎も建築物に該当することとなったため建築基準法の構造基準が適用され、構造安全性は一般建築物と同様に確保された。しかし、一定面積を超える畜舎を建築する場合は建築確認申請が必要となる条件も付くこととなった。その後1960年頃（昭和30年代）までは、畜舎は役畜を中心とした少数飼養の「牛小屋」、「豚小屋」の類しかなく、建築基準法の建築確認申請の対象となるような畜舎もないため、特に問題は生じていなかった。しかし、1965年（昭和40年）頃より一戸当たりの飼養頭数規模が拡大し、いわゆる建築物に該当する畜舎が建設されるようになり、畜舎の実情と一般建築物としての基準の相違が問題となってきた。度重なる折衝により、1972年（昭和47年）4月には畜舎の現状が考慮されはじめ、消防法における消防用設備などの設置義務などについては消防長または消防署長の判断により適用が除外されるようになった。また、1987年（昭和62年）11月には、その周辺地域の状況により、防火壁の設置を不要とする緩和が適用され始めた。同様な事項として、1993年（平成5年）6月には、壁を有していない畜舎などを対象とした簡易な構造の建築物では、不燃材の使用、防火戸、外壁、防火構造の基準などに対する制限が緩和された。しかし、これまでに緩和が適用された項目は防火関係の一部のみであり、畜舎建設コストで大きな比率となる構造の緩和が適用されるまでには至っていない。

1994年（平成6年）8月、低コスト畜舎推進委員会が設置され、畜舎の規格化や海外資材の活用の可能性、畜舎の低コスト化をより一層推進するための技術的面からの検討、畜舎の建築に際して問題になる建築基準法などの規制に関する対策などについて総合的な検討が実施され始めた。その後、1995年（平成7年）3月の規制緩和推進計画の閣議決定により、畜舎建築に係る関連基準などのあり方として、建築基準法第38条（特殊の材料又は構法）を適用した大幅な緩和を盛り込んだ畜舎独自の規準策定に向けた検討が開始されることとなった。

畜舎の建設コストは、初年度投資となる建設費が多額となる。また、畜舎建設は借入金

による建設が一般的であるため、その費用の回収には長期間を要することにもなる。このため、畜産経営の安全性にとって畜舎建設コストを最小限にすることは重要な課題である。国際自由化に対応するためにも、畜舎の使用年数が比較的短いという実状を考慮した低コスト化となる規準の作成が要望されている。

海外での畜舎を含む農業施設に対する規準の取り扱われ方は、国際農業工学会（CIGR）の「農業建築物の構造安全性」に関するワーキンググループの調査報告^{34), 35)}では表1.3のようになっている。構造強度に関して20%程度の緩和が適用されている。また、イギリスでの農業建築物に関する独自の規準^{34), 36)}は表1.4のようになっている。この規準では、畜舎と一般建築物との相違として滞在強度（畜舎内の人間滞在時間の累積）や道路などからの距離によって4つのクラスに分けており、設計荷重はクラスに応じて異なった設計年数による値を採用することになっている。

1.3 本研究の目的

本研究は、設置面積が拡大して、大規模化している園芸用ハウスの強度確認を主な目的とした。このため、地中押し込み式パイプハウス、鉄骨補強パイプハウス、および園芸用ガラスハウスの3種のハウスについて、それぞれの実物大ハウスを用いた強度確認実験を行い、理論計算の妥当性などについて検討した。また、畜舎については、建設コストを低減化するための資料を得ることを目的として、現行の規準を緩和した独自の荷重値による構造計算を行って検討した。

園芸施設のプラスチック大型ハウスについては、一般建築物と同様な構造計算が可能であり、安全構造規準が適用されている。園芸用ガラスハウスもこの安全構造規準が適用されるため、構造計算により鉄骨フレームの強度確認がなされている。しかし、園芸用ガラスハウスの大型化に伴う問題、例えば、園芸用ガラスハウスの桁行き方向へ地震波が伝搬した場合の、ハウスの変形に伴うガラス被覆材の性状については確認されていない。また、ガラス被覆材としての強度を確保するための、ガラスを留める金具の効果も明確ではない。最近建設される園芸用ガラスハウスはより大規模化している。このため、ハウス全体としての安全性を確保するためにも、ガラス留め金具を含む被覆材の強度を早急に確認して、補強の必要性の有無を明確にする必要がある。

一方、地中押し込み式パイプハウスや鉄骨補強パイプハウスは、架構形式が一般建築物と大きく離れているため、構造計算の根拠が不明確であると判断されて安全構造規準の適用が除外されている。これらパイプハウスの設置面積は園芸用施設の90%程度を占めており、暴風や異常豪雪などの災害に見舞われると、その被害額も莫大なものとなっている。地中押し込み式パイプハウスについては、ハウスの間口サイズや使用パイプ断面に応じた強度を実験によって確認し、健全なハウスを維持するために必要な構造を明らかにすることが切望されている。また、鉄骨補強パイプハウスについては、特殊な形式となっている

柱はり接合部の構造計算の方法を求め、ハウス全体の最大強度を把握することが要求されている。

このため、園芸用ハウスについては、安全構造基準から除外されている軽微な構造の地中押し込み式パイプハウスおよび鉄骨補強パイプハウス（通称、APハウスなど）について、性能評価のための実物大実験を行って強度を確認した。さらに、実験状況をもととした設計方法や理論強度計算方法を明確にし、それぞれのハウスの安全性を確保するための構造指針作成に向けて、有効な資料を得ることを目的として研究を行った。

大型化しているガラスハウスについては、長く続く桁行き方向へ地震波が伝搬した場合についての弾塑性地震応答解析を行い、併せて屋根面や壁面の実物大の強度確認実験を行った。さらに、地震応答解析結果と実験結果をもとに、ガラス留め金具を含む被覆材の強度、耐震性および現状の施工方法の問題点の有無を確認し、安全構造基準の当該項目に記載されている仕様の適切性について検討することを目的として研究を行った。

畜舎については、畜舎は建築物に該当するため一般建築物と同様の構造確認を行うことで構造安全性は確保されてきた。しかし、畜舎の建設コストは多額となるため、国際自由化に対応するためにも畜舎建設コストを最小限にすることが要求されている。このため、畜舎の使用年数が一般建築物に比べて比較的短いことや、畜舎内部の作業者が少ないという実状を考慮した低コスト化となる規準の作成が要望されている。なお、建築物の使用期間を考慮した荷重設計規準として「建築物荷重指針・同解説³⁷⁾」（以下、「荷重指針」という）が1993年（平成5年）に改訂された。畜舎用の設計荷重を検討する資料として、この荷重指針の荷重設計式を用いた場合の、短い使用期間による荷重値の変化や、構造部材の低減の効果を把握する必要がある。

このため、畜舎については、現状における畜舎建築に関する建築基準法の取り扱われ方を調査した。また、荷重指針の積雪荷重や風荷重の算定方法をもとに、畜舎の場合は屋根面の温度が高くなることや建設地には草原などの環境条件が多いことを考慮して、畜舎用の積雪荷重や風荷重の算定方法として導き直した。この畜舎用の荷重算定方法をもとに、畜産が盛んな地域における数種の再現期間による構造計算を行い、現行の建築基準法による荷重値と比較した。さらに、構造計算の結果より部材数量や積算価格を求め、現行の建築基準法と畜舎用の荷重算定方法によった場合の、それぞれの部材低減の比率について検討し、畜舎設計用の規準作成に向けた荷重算定方法の効果と部材低減の資料を得ることを目的として研究を行った。

表 1.1 園芸用施設の設置実面積及び栽培延面積の推移 (園芸用ガラス室・ハウス等の設置状況、1996)

施設別	面積別 種類	平成															
		昭和40年	42年	44年	46年	48年	50年	52年	54年	56年	58年	60年	62年	元年	3年	5年	7年
ガラスハウス	野菜	185	176	207	256	337	383	478	636	727	754	793	810	841	862	879	871
	花き	202	299	371	420	513	579	638	673	775	844	898	957	1,019	1,062	1,103	1,160
	果樹	134	129	146	147	185	166	169	192	196	205	200	200	214	208	196	187
	計	521	604	724	823	1,035	1,128	1,285	1,501	1,698	1,803	1,891	1,967	2,074	2,132	2,178	2,218
その他のハウス	野菜	445	492	605	750	913	967	1,252	1,549	1,544	1,764	1,846	1,809	1,938	1,926	1,961	1,966
	花き	282	384	475	571	611	694	764	825	888	961	1,096	1,135	1,310	1,458	1,451	1,673
	果樹	131	129	146	147	185	166	198	192	196	204	200	200	214	209	195	187
	計	858	1,005	1,226	1,468	1,709	1,827	2,214	2,566	2,628	2,929	3,142	3,144	3,462	3,593	3,607	3,826
その他のハウス	野菜	3,840	5,735	9,135	12,793	17,364	18,296	21,250	24,201	27,019	28,155	29,575	30,856	32,997	33,972	35,365	35,639
	花き	360	629	723	1,064	1,434	1,648	1,775	2,097	2,464	2,855	3,257	3,848	4,547	5,415	5,979	6,591
	果樹	271	395	755	793	1,298	1,429	1,938	2,850	3,107	3,821	4,364	4,762	5,263	5,646	6,159	6,563
	計	4,471	6,759	10,613	14,650	20,096	21,373	24,963	29,148	32,590	34,831	37,196	39,466	42,807	45,033	47,503	48,793
ハウス全体	野菜	4,843	6,998	11,048	15,525	21,585	23,386	26,942	31,245	34,705	36,499	39,530	41,658	44,818	46,570	48,230	49,060
	花き	463	656	909	1,312	1,571	1,792	2,031	2,485	3,096	3,340	3,838	4,473	5,132	6,993	6,879	7,938
	果樹	223	363	440	737	1,298	1,430	2,011	2,951	3,118	3,817	4,375	4,741	5,196	5,662	6,135	6,563
	計	5,529	8,017	12,397	17,574	24,454	26,608	30,984	36,681	40,919	43,656	47,743	50,872	55,146	59,225	61,244	63,561
ハウス全体	野菜	4,025	5,911	9,342	13,049	17,701	18,679	21,728	24,837	27,746	28,909	30,368	31,666	33,838	34,834	36,244	36,510
	花き	562	928	1,094	1,484	1,947	2,227	2,413	2,770	3,239	3,699	4,155	4,805	5,566	6,477	7,082	7,751
	果樹	405	524	901	940	1,483	1,595	2,107	3,042	3,303	4,026	4,564	4,962	5,477	5,854	6,355	6,750
	計	4,992	7,363	11,337	15,473	21,131	22,501	26,248	30,649	34,288	36,634	39,087	41,433	44,881	47,165	49,681	51,011
雨どい施設	野菜	5,288	7,490	11,653	16,275	22,498	24,353	28,194	32,794	36,249	38,263	41,376	43,467	46,756	48,496	50,191	51,026
	花き	745	1,040	1,384	1,883	2,182	2,486	2,795	3,310	3,984	4,301	4,934	5,608	6,442	8,451	8,330	9,611
	果樹	354	492	586	884	1,483	1,596	2,209	3,143	3,314	4,021	4,575	4,941	5,410	5,871	6,330	6,750
	計	6,387	9,022	13,623	19,042	26,163	28,435	33,198	39,247	43,547	46,585	50,885	54,016	58,608	62,818	64,851	67,387
トンネル	野菜										2,375	4,055	4,750	5,590	6,561	6,608	
	花き										178	324	517	635	833	934	
	果樹										2,121	3,040	3,583	3,931	4,018	4,472	
	計										4,674	7,419	8,850	10,156	11,412	11,887	12,560
トンネル	野菜	24,653	29,833	34,932	40,646	48,199	44,992	51,175	53,374	56,665	61,503	59,618	57,018	54,301	53,041	51,235	48,847
	花き	213	261	239	337	323	324	436	524	564	607	582	568	595	583	527	637
	果樹						62										
	計	24,866	30,094	35,171	40,983	48,522	45,378	51,611	53,898	57,229	62,110	60,200	57,586	54,896	53,624	51,762	49,484

(注) ①ガラスハウスは、屋根と壁をガラス被覆したハウス。 ②その他のハウスは、屋根と壁の被覆材がガラス以外のハウス。 ③トンネルには生食用かんしょ、ばれいしよ栽培は含まない。 ④48年以前には沖縄県を含まない。

(単位: ha)

表1.2 畜産経営の戸数と頭数の推移

(畜産統計、1997)

区 分		51年	56年	61年	元年	2年	3年	4年	5年	6年	7年
乳用牛飼養戸数(千戸)		147.1	106.0	78.5	66.7	63.3	59.8	55.1	50.9	47.6	44.3
対前年増減率(%)		▲8.1	▲8.1	▲4.7	▲5.5	▲5.1	▲5.5	▲7.9	▲7.6	▲6.5	▲6.9
乳用牛飼養頭数(千頭)		1,811	2,104	2,103	2,031	2,058	2,068	2,082	2,068	2,018	1,951
対前年増減率(%)		1.3	0.6	▲0.4	0.7	1.3	0.5	0.7	▲0.7	▲2.4	▲3.3
1戸当たり飼養頭数(頭)	全 国	12.3	19.8	26.8	30.4	32.5	34.6	37.8	40.6	42.4	44.0
	北海道	24.7	38.2	48.6	53.2	56.5	59.6	65.3	69.7	72.4	74.2
	都府県	9.7	15.5	20.9	23.6	25.1	26.5	28.5	30.3	31.6	33.0

区 分		51年	56年	61年	元年	2年	3年	4年	5年	6年	7年
肉用牛飼養戸数(千戸)		449.6	352.8	287.1	246.1	232.2	221.1	210.1	199.0	184.4	169.7
対前年増減率(%)		▲5.1	▲3.1	▲3.7	▲5.4	▲5.6	▲4.8	▲5.0	▲5.3	▲7.3	▲8.0
乳用種飼養戸数(千戸)		51.7	45.9	30.1	25.3	22.8	19.9	16.6	14.8	13.5	12.1
対前年増減率(%)		▲7.3	▲9.5	▲4.7	▲8.0	▲9.9	▲12.7	▲16.6	▲10.8	▲8.8	▲10.4
肉用牛総頭数(千頭)		1,912	2,281	2,639	2,651	2,702	2,805	2,898	2,956	2,971	2,965
対前年増減率(%)		3.0	5.7	2.0	0.0	1.9	3.8	3.3	2.0	0.5	▲0.2
内 訳	肉専用種(千頭)	1,427	1,478	1,662	1,627	1,664	1,732	1,815	1,868	1,879	1,872
	対前年増減率(%)	3.3	0.9	1.0	0.7	2.3	4.1	4.8	2.9	0.6	▲0.4
	乳用種(千頭)	485.2	803.3	977.2	1,024	1,038	1,073	1,083	1,088	1,093	1,093
	対前年増減率(%)	2.0	16.1	3.8	▲1.2	1.4	3.4	0.9	0.5	0.5	0.0
1戸当たり飼養頭数(頭)	肉用牛	4.3	6.5	9.2	10.8	11.6	12.7	13.8	14.9	16.1	17.5
	子取り用雌牛	2.2	2.7	3.2	3.5	—	3.9	4.2	4.4	4.6	—
	肉専用種肥育	3.6	6.1	9.1	12.2	—	18.2	20.6	22.5	24.7	—
	乳用種肥育	9.4	17.5	32.5	40.5	45.5	54.7	66.9	74.0	82.8	90.3

区 分		51年	56年	61年	元年	2年	3年	4年	5年	6年	7年
豚飼養戸数(千戸)		195.6	126.7	74.2	50.2	43.4	36.0	29.9	25.3	22.1	18.3
対前年増減率(%)		▲12.4	▲10.3	▲10.7	▲12.7	▲13.5	▲17.1	▲16.9	▲15.4	▲12.6	▲14.9
子とり雌豚戸数(千戸)		147.5	107.2	64.8	44.1	38.0	31.5	26.5	22.4	19.5	16.6
対前年増減率(%)		▲5.9	▲9.0	▲12.1	▲12.2	▲13.8	▲17.1	▲15.9	▲15.5	▲12.9	▲14.9
肥育豚戸数(千戸)		101.5	67.0	44.0	31.9	—	23.3	19.6	17.0	15.3	—
対前年増減率(%)		▲17.3	▲8.8	▲5.6	▲8.9	—	▲14.5	▲15.9	▲13.3	▲10.0	—
総飼養頭数(千頭)		7,459	10,065	11,061	11,866	11,817	11,335	10,966	10,783	10,621	10,250
対前年増減率(%)		▲2.9	0.7	3.2	1.2	▲0.4	▲4.1	▲3.3	▲1.7	▲1.5	▲3.5
子とり雌豚頭数(千頭)		959	1,171	1,202	1,214	1,182	1,111	1,061	1,043	1,008	970
対前年増減率(%)		5.2	1.6	▲2.0	▲1.2	▲2.6	▲6.0	▲4.5	▲1.7	▲3.4	▲3.8
1戸当たり飼養頭数(頭)	豚全体	38.1	79.4	149.1	236.4	272.3	314.9	366.8	426.2	480.6	545.2
	子とり雌豚	6.5	10.9	18.5	27.5	31.1	35.3	40.0	46.6	51.7	58.4
	肥育豚	59.1	128.6	227.9	345.0	—	396.8	458.8	521.6	572.3	—

表 1.3 一般建築物との比較における農業建築物に対する各国の積雪荷重・風荷重の低減・許容応力度の増大あるいは Partial Coefficient の低減 (CIGR 報告、1983)

国	積雪・風荷重の低減 (%)		許容応力度の増大による取扱い (%)			Partial Coefficient の低減による取扱い (%)			経験に基づく取扱い	実験に基づく取扱い	確率的考察	確率論に基づく計算	備 考
	積雪荷重	風荷重	コンクリート	木材	鋼材	コンクリート	木材	鋼材					
カナダ			20 ¹⁾ 相当	10	80 ²⁾ 相当				○				カナダ農業建築基準 NRCC 15564 に準拠 1) 20% 低減した荷重係数に基づく 2) 重要度係数 0.8 に基づく
デンマーク						10	10	10			○		国の基準で、通常の建築物と比較した場合、低安全性のクラスに属する建築物の低影響係数に基づく
ニュージーランド			25		25				○				NZSS 1900:1965 の II.2 節、固定荷重の数値積載荷重についてはそれぞれ、12.5, 12.5, 6.7 である。
ノルウェー							0-20	0-10	○		○		国の基準の低安全性のクラス (class I) に属する建築物の低影響係数に基づく
スウェーデン									○		○		出版物 LALT (改訂中) に基づく
イギリス			(20-25)	(20-25)	(20-25)				○		(○)		英国建築基準 BS 2053 に基づいていて 20 ~ 25% の許容応力度の増大と同等である。 新しい建築基準 BS 6502 では農業建築物と一般の建築物を比較していない。

表 1.4 イギリスにおける農業建築物の滞在強度等によるクラス分け (BS-5502, Part22, 1993 年)

クラス	最大滞在強度	道路または住居までの最小距離	最小設計年数
1	限定無し	限定無し	50 年
2	2 人 / 50 m ² で 6 時/日 (4380 人・時/50 m ²) を越えない	10 m	20 年
3	1 人 / 50 m ² で 2 時/日 (730 人・時/50 m ²) を越えない	20 m	10 年
4	1 人 / 50 m ² で 1 時/日 (365 人・時/50 m ²) を越えない	30 m	2 年

第2章 地中押し込み式パイプハウスの強度

2.1 概説

2.1.1 研究の目的

本章では、園芸用施設設置面積の大部分を占めながら、その架構形式が一般建築物と大きく離れているために構造安全性を確保する基準が策定されていない地中押し込み式パイプハウス（以下、「パイプハウス」という）について、強度を確保するために必要な構造を検討した。そのため次の実験を行った。すなわち、①パイプハウス実物大強度実験－全国的に数多く使用されている3種の間口サイズの実物大パイプハウスを使用したブレース（主として地震力や風圧力の水平力に抵抗する桁行き方向に斜めに配置する部材）の有無や棟部接合方法の影響を検討した強度実験、②スエッジ継手部強度実験－応力伝達が不確実とされている差し込み式棟部接合方法の適正長さを求めるためのスエッジ継手部の部分実験、③定着杭引抜実験－暴風時の吹上力からパイプハウスを守る定着杭の引抜実験、④パイプ接合金具強度実験－パイプ間の接合に使用されている金具の接合強度確認実験、などである。

これらパイプハウスの強度に関する実験について理論解析も行い、それぞれの実験結果を総合的に考察することにより、実際に使用されているパイプハウスの強度を把握した。さらに、パイプハウスの強度決定に関する各種要因を明らかにするとともに、パイプハウスの強度を確保するために必要な構造を得ることなどを目的とした。

2.1.2 研究の意義と背景および既往の研究

近年、園芸施設が、農産物に対する消費需要の多様化と栽培技術の高度化に伴って普及の一途にあることは前章で述べた通りである。このうち、ガラスハウスや鉄骨系プラスチックハウスについては安全構造基準³²⁾が適用されているが、園芸用施設設置面積の85%程度を占めると推定されるパイプハウスには構造計算に係る規定が除外されている。これは、パイプハウスの力学的性状を理論的に解析することは、次に列挙したように構造上の問題のため容易ではなく、構造計算を行うための根拠が不明確なためである。

- ①柱脚部分が地中押し込み式のためコンクリート基礎が無く、地盤状況や押し込み長さによる支持状態（固定度）が不明確である。
- ②主パイプの棟部での接合方法が摩擦抵抗を利用した差し込み式のため、応力伝達が不確実である。
- ③地中押し込み時の押し込み角度差によりハウス形状の扁平度が異なり、均一性が保ちにくい。

パイプハウスは、施設設置面積が多い割には構造や保守管理に対する考え方が完備され

ていないため、ひとたび暴風や異常豪雪などの災害に見舞われると、その被害額もまた莫大なものとなっている。例えば、1984年（昭和59年）1月豪雪³⁸⁾による熊本県下パイプハウス総面積の約40%にあたる1,783haの被害、1987（昭和62年）年9月の台風12号による佐賀県下ハウスの約37%にあたる338haにも及ぶ被害などはその典型的な事例である。また、1995年（平成7年）9月の台風12号による関東地方と台風14号による九州地方を中心とした災害は、全国合計で6万8千棟にも及んでいる。そのため、最近、最大風速30m/sec以上の場合の災害は異常事故対象となり園芸施設共済が認められた。

このような事態に対して、パイプハウスの安全性が叫ばれて久しい。しかし、鉄骨系プラスチックハウスなどのように、設計用の積雪荷重や風荷重を設定して安全なハウスとなるように構造計算を行い、部材断面を大きくしたり、中柱やタイバーによる補強で強度を増すというのでは、パイプハウス本来の経済性、移動性といったメリットを損なうことになる。使用しているパイプハウスの強度を把握し、想定以上の積雪や暴風の襲来に対して事前に対処することが、健全なパイプハウスを維持するために切望されている。

パイプハウスの特に構造強度に関する既往の研究は、その普及度合いの割には建設コストが安いのか絶対数が少なく、豪雪や強風による被害調査報告^{39)、40)}がほとんどである。例えば、長利ら⁴¹⁾は地中部分を含まない簡単なフレーム実験を行い、雪および強風に対して最適な空間断面形状を理論的に求めた報告を行っている。また、羽倉ら⁴²⁾の風洞実験結果からハウス風圧力の検討を行った報告、ト蔵⁴³⁾のパイプハウスと同形状のビニールチューブハウスについての間口と応力の関係を求めた報告、などがあるのみである。実用的なハウス強度に関係するブレースの有無や接合金具の影響などの研究は、筆者らの本論文に記載した研究^{44)、45)}以外は全く着手されていない。

2.2 パイプハウス実物大強度実験

2.2.1 実物大強度実験概要

パイプハウスの形状を成す間口、肩高、棟高寸法は、それぞれの地域や栽培作物によって異なっており、一般によく出回っている規格寸法には図2.1のような数種類がある。また、ここに示したパイプハウスの同一間口サイズにおいても、棟部接合金具の形状による肩高や棟高の相違、地域による使用パイプサイズの相違、パイプフレーム間隔の相違などの異なった組み合わせが見られる。

これらの多くのパイプハウスの強度を把握するため、全国的に数多く使用され、今後のパイプハウスの主要サイズとなると判断される3種の間口サイズについて、実物大の強度実験を行った。また、パイプハウスの強度に関する理論解析も行い、実験結果の強度と比較検討した。さらに、棟部接合方法の相違による強度差、地中押し込み部分に関する柱脚支持状態（固定度）の考え方、間口や使用パイプサイズの異なる場合における強度算定上

の留意事項を整理し、パイプハウス全体の強度決定に関する各種要因を明らかにするための実験を行った。

(1) 実験パイプハウス

パイプハウスは、間口サイズごとに定められた長さの2本のパイプ（以下、「主パイプ」という）を曲げ加工し、棟部で接合することによりアーチ型をした1つのパイプフレームが形成される。実物大強度実験を行ったパイプハウスの間口サイズ、棟部接合方法、ブレースの有無を組み合わせた種類一覧を表2.2に、パイプハウスの形状と間口サイズ別のハウス各部の寸法を図2.2、表2.1に、間口サイズ別の使用パイプ一覧を表2.3に、使用したパイプの機械的性質を表2.4に示す。

実験したパイプハウスは全て単棟とし、間口サイズ4.5 m、5.4 m、7.2 mの計3種について実験を行った。なお、ハウス設置面積の多い間口サイズ4.5 mと5.4 mは、同一条件のハウスをそれぞれ2棟実験した。実験を行ったパイプハウスの数は、3種の間口サイズに棟部の2種の接合方法（外ジョイントタイプ、スエッジタイプ、図2.3、表2.5参照）を組み合わせ、ブレース付きを原則とした10棟と、ブレース無しの間口5.4 mの2棟を含めた合計12棟である。

桁行き方向の主パイプのフレーム間隔は全て450 mmとし、ブレースが最小限取り付け可能な10フレーム分（ $450\text{ mm} \times 9 = 4,050\text{ mm}$ ）を桁行き方向サイズとした。桁行き方向へ向けて配置される直管（以下、「桁行きパイプ」という）のパイプ本数は、パイプハウスの建設地によって屋根面部分や側壁部分の本数が異なる。本実験では、全パイプハウスとも棟部、左右の肩部と両脚部の計5本とした。また、ブレース用のパイプの設置は、一方の端部脚部から他方の棟部へ繋げたX形の左右対称とした（図2.2参照）。なお、棟部以外の桁行きパイプおよびブレース用パイプと主パイプとの交点は全て鋼板製の接合金具で止めた。また、棟部は全て鋼線製金具で止めた。

実験現場でのパイプハウスの建て方は、所定の間口サイズに沿って450 mm間隔に印をした箇所に、主パイプの先端より50 mm程度つぶし加工した脚部を通常の場合と同様に二人程度の力で地中に押し込んで行った。地中押し込み深さは、間口5.4 mと7.2 mは400 mm、間口4.5 mは300 mmとした。なお、主パイプの地中部分には、軟弱地盤用の根がらみなどの処置はしていない。実験に使用した外ジョイントタイプでブレース付きパイプハウスの建設状況を写真2.1に、建設したパイプハウスの一例を写真2.2に、主パイプと桁行きパイプおよびブレースパイプの鋼板製金具を使用した接合状況を写真2.3に示す。

(2) 載荷方法

載荷方法の概要を図2.4に、鉄粉袋と砂袋を使用した鉛直荷重の載荷状況を写真2.4に示す。載荷は、パイプフレームの剛性が低いため肩部のみに局所的な水平力をかけることは不相当と判断し、全て鉛直等分布荷重（積雪荷重）を想定した。そのため、図2.4に示すように肩部間の3等分中点にユニバーサルジョイント金具をセットし、それにロープ（マイカー線を利用）を吊るし、それぞれ2フレームごとに載荷用のベニヤ板を取り付

け、あらかじめ重量を計測しておいた 19.6 N (2kgf) の砂袋と 49.0 N および 98.1 N (5kgf、10kgf) の鉄粉袋を載せて加力した。載荷する順序は、載荷点が 15 ヶ所と多数のため、載荷の際にはフレームに衝撃を与えたり、不均等な載荷にならぬようつとめた。

(3) 測定方法

変位計を全 16 箇所を設置した。その概要を図 2.5 に示す。すなわち、変位の測定は、パイプハウスが簡易な組立のため各部分の変位に相違がすることも予想されるため、両妻面付近と中央の 3 ヶ所の主パイプについて行った。各位置とも、変位が最も大きくできる棟部のフレーム面内の鉛直方向変位は巻き込み型変位計 (図 2.5 の②~④) で、肩部のフレーム面内の水平方向変位とフレーム面外方向変位は電気式変位計 (図 2.5 の⑤~⑩、⑪~⑬) を用いてそれぞれ計測した。また、棟部のフレーム面外方向変位についても、片側の最外端フレーム棟部に巻き込み型変位計 (図 2.5 の①) を取り付けて計測した。各部分の変位計のセットは、屋外実験のため足場パイプを用いた測定用フレームをハウスの両側に組み立て、マグネットスタンドを用いて取り付けた。

また、ハウスの倒壊調査より、ハウス強度の決定部分となる肩部の歪量を得るため、桁行き方向中央フレームの主パイプについて、肩部の桁行きパイプとの接合部より上下 100 mm の位置の表裏に歪ゲージを貼り計測した。

(4) 実験地地盤状況

パイプハウスの実物大強度実験は、つくば市観音台の農林水産省農業工学研究所内の作物試験に使用されている畑地の一部を借用して行った。実験にあたり、地中に押し込まれる主パイプの脚部および定着杭と密接な関係を持つ現地地盤の耕土状態が、通常の畑土とできるだけ同一条件となるように前もって耕起し、実験時に地盤の許容支持力の調査を行った。

① 許容支持力の調査方法

許容支持力の調査方法は、農業工学研究所にて開発したコーンペネトロメータを使用した。試験器は、先端部分角度 30 度、底面積 6.4 cm² の円錐形のコーンを使用し、それを一定の高さから自由落下させ、地中貫入深さ 10 cm ごとに要する打撃回数 (N_{10} 値) を計測し、 N_{10} 値よりコーン指数 (q_c)、 N 値、地耐力 (R) などの地盤の許容支持力を算出するものである。調査は、主パイプの地中押し込み先端深さを考慮し、地表面から 600 mm の深さまで行った。

換算式は、
$$\text{コーン指数 } (q_c) = N_{10} \text{ 値} / 7$$

$$N \text{ 値} = \text{コーン指数} / 3$$
$$\text{地耐力 } (R) = N \text{ 値} \times 1.6 \quad \text{である。}$$

② 許容支持力の調査結果

調査した実験地の許容支持力の結果を表 2.6 に示す。実験地の地盤は、主パイプ先端部付近 (G.L. - 400 mm) までは概ね一般的な畑土と考えられる N 値が 5 程度以下となっている。

(5) 検討項目

① 棟部接合方法による差異

パイプハウスには外ジョイントとスエッジの2種類の棟部接合方法があり、その接合方法によって棟部を中心としたハウス形状は異なったものとなる。この2種の棟部接合方法によるハウス強度や各部の変位の差異を明らかにするため検討した。

② ブレースの有無による差異

パイプハウスの間口方向の強度はアーチ型をしたパイプフレームが負担する。しかし、パイプフレームは剛性が低いためフレーム面外方向へ変形しやすく、強度確保のためにはブレースが必要とされる。ブレースの有無によるパイプフレームの強度および倒壊状況の差異を明らかにするため検討した。

③ 主パイプ脚部の支持状態（固定度）について（実験値と理論値の比較）

主パイプの脚部は地中に押し込まれたままであり、地盤による脚部の支持状態は明確ではない。仮定した4種の支持条件による理論値と実験値を比較して、脚部支持条件を明らかにするため検討した。

④ 間口サイズによる差異

主パイプは建設地域に応じて間口サイズごとに使用されるパイプ断面がほぼ定まっている。しかし、間口サイズに応じて必要とされるパイプ断面が必ずしも使用されているとは限らない。弾性剛性をもとに間口サイズと主パイプの関係を明らかにするため検討した。

⑤ 主パイプ脚部の地中押し込み角度の影響

主パイプの地中押し込み角度は一定ではなく、建設者によって角度やハウス形状まで異なる場合がある。地中への押し込み角度が異なった場合のハウス強度を明らかにするため検討した。

2.2.2 理論解析

(1) 解析方法

パイプハウスの形状は、同一間口サイズにおいても、作物の種類による肩高や棟高の高低差や、メーカー間の曲げ加工による相違がある。また、今回実物大強度実験を行ったハウスの他にも種々の間口サイズが市販されており、新たな間口サイズが製品化される可能性もある。このように多種にわたる形状のパイプハウス強度を推測可能とするため、実物大実験と同様な鉛直荷重に対する理論解析を行い、棟部の鉛直変位や肩部の水平変位などの解析結果と実験結果を比較し、理論解析の適応性を検討した。

解析は、等分布鉛直荷重に対する主パイプの最大応力（肩部応力）や棟部の鉛直変位などを剛性マトリックス法によって求めた。なお、パイプハウスはハウス形状に比べて主パイプのサイズが細いため剛性が低く、弾性域における変位が大きな値となる。したがって、微小変形理論では誤差が大きくなるため、肩部の応力より想定される最大荷重の約1/6程度を荷重増分とし、さらに次の荷重増分による変位を加算する大変形理論を採用した。

(2) 主パイプ脚部の支持状態（固定度）

主パイプの脚部は地中に押し込まれたままであり、脚部周辺の畑土による柱脚の支持状態は不明確なものとなっている。そのため、解析については主パイプ脚部の支持状態を

- ① G.L.部分で固定支持
- ② G.L.部分でピン支持
- ③ 地中先端部分(G.L. - 400 mm)で固定支持
- ④ 地中先端部分(G.L. - 400 mm)でピン支持

の4条件に仮定した（図2.6参照）。そして、それぞれの解析結果と実験結果を比較検討して、通常の畑土中に押し込まれた場合の主パイプ脚部の支持状態に対する目安を求めた。ただし、間口4.5 mのパイプハウスについては、③、④の条件を実況に合わせてG.L. - 300 mmとした。

(3) 降伏強度

理論値としての降伏強度は、最大応力となる主パイプの肩部応力がパイプの機械的性質とパイプ諸性能によって求めた降伏モーメント (M_y) の値に達した時点の荷重とした。

実験に使用したパイプの断面係数、降伏モーメントの一覧を表2.7に示す。なお、理論解析による降伏強度までの荷重と棟部鉛直変位の関係は、実験結果と併せて図2.11に示す。

2.2.3 実験結果および考察

実験状況は、倒壊前までは鉄粉袋や砂袋を載荷すると各部の変位が増加するもののパイプハウスは安定状態を保持していた。しかし、さらに載荷すると棟部が急激に下降して倒壊となった。各パイプハウスの倒壊状況は、ブレースを有するパイプハウスの場合は、面外方向への移動は無く肩部の局部座屈発生によるフレーム面内での下方および左右方向への変形（移動）であった。また、ブレース無しのパイプハウスの場合は、肩部から棟部範囲でのフレーム面外方向（桁行き方向）への倒れであった。なお、一つの実験における両妻面付近と中央の3カ所の変位計測値は、最大強度付近までの誤差が8%程度であり、計測箇所による相違の傾向も見られない。このため、変位計測値は平均的と考えられる中央部の数値を代表とした。間口サイズと棟部接合方法を同一条件とした複数の実験では、最大強度時付近の各部変位に10～20%の差が見られたが、強度を判定する上で重要である初期剛性（荷重と変位の関係）および最大強度は5%程度の差のため、それぞれ平均値を採用した。なお、荷重は載荷袋の合計重量を単位面積当たりに換算した数値とした。また、最大強度はパイプフレームが倒壊に至る直前の荷重とした。

各パイプハウスの最大強度と最大強度時の棟部鉛直変位および棟部面外変位の実験結果の一覧を表2.8に、倒壊した外ジョイントタイプハウスのフレーム状況を写真2.5に、倒壊したスエッジタイプハウスのフレーム状況を写真2.6に、倒壊後の外ジョイントタイプハウスの肩部変形状況を写真2.7に、倒壊後のスエッジタイプハウスの肩部変形状

況を写真2.8に示す。

なお、棟部鉛直変位および肩部水平変位は図2.7(a).に示す棟部の下方への変形量および肩部のハウス外側への水平方向変形量とした。また、棟部面外変位は図2.7(b).に示す棟部のパイプフレーム面外方向（桁行き方向）への変形量とした。また、以下の考察における荷重と各部変位との関係には、各パイプハウスとも一事例の結果の図を利用した。

(1) 棟部接合方法による差異

実験したパイプハウスの各間口サイズ別の荷重と棟部鉛直変位および肩部水平変位の関係を図2.8に、同一間口サイズにおける外ジョイントタイプに対するスエッジタイプの最大強度の比率を表2.8に示す。棟部接合方法の相違による強度差は、全ての間口サイズにおいて載荷当初よりスエッジタイプの方が低くなっており、最大強度の比較ではスエッジタイプは外ジョイントタイプの65～76%であった。なお、両タイプとも最大強度は肩部の局部座屈によって決定されており、棟部鉛直変位に大きな差は生じたが棟部の接合部周辺での損傷は見られなかった。主パイプ肩部に発生した局部座屈の状況を写真2.9に示す。

一般的にパイプハウスの小屋形状は、ライズ比（間口サイズ L に対する屋根高 f の比： f/L ）で表される。実物大強度実験に使用したハウスの棟部接合方法の差異によるライズ比を表2.9に示す。また、ライズ比に対する肩部曲げモーメントや棟部鉛直変位の関係を調べるため、鉛直荷重 98.1 N/m^2 (10kgf/m^2)、間口サイズ 6.0 m 、脚部を地中固定支持の条件で理論計算したものを図2.9に示す。計算結果は、実物大強度実験に使用したハウスと同様なライズ比が小さな値（約 0.2 ）の付近で棟部鉛直変位が急激に増大しており、ライズ比の相違によって棟部鉛直変位にかなりの違いが生じる傾向を示している。この傾向は、実物大実験の棟部接合方法の相違によって棟部鉛直変位が異なる結果と同様と考えられる。これより、棟部鉛直変位を少なくしてパイプハウスの強度を確保するためには、ライズ比の小さい扁平な形状は避けるべきである。

(2) ブレースの有無による差異

間口サイズ 5.4 m パイプハウスの2種の棟部接合方法による荷重と棟部鉛直変位および棟部面外変位の関係を図2.10に示す（図2.7参照）。間口サイズ 5.4 m のパイプハウスのみの結果であるが、ブレース無しの場合の最大強度はブレース有りの場合の最大強度に対して、外ジョイントタイプは 0.78 、スエッジタイプは 0.90 となっている（表2.8参照）。また、ブレース有りの最大強度に対するブレース無しの最大強度の低下は、フレーム剛性が高い外ジョイントタイプのパイプハウスで大きい。

実験した両タイプのパイプハウスとも、初期の荷重と棟部鉛直変位の関係にはブレースの有無による相違は見られない（図2.10参照）。しかし、載荷途中よりブレース無しの場合はパイプフレーム桁行き方向の水平力を負担する部材が無いため、棟部面外変位が急増して倒壊した（図2.7(b).参照）。ハウス倒壊の決定は面外方向への倒れである。なお、倒壊したハウスの状況は柱脚から肩部まではあまり変形していない。これは棟部以外

の肩部と脚部の主パイプと桁行きパイプを鋼板製金具で接合したため、当該部分ではパイプ間の交差角度を保持する効果が大きく影響した結果と考えられる。このため、倒壊の原因は、肩部から棟部間の桁行きパイプ支点間でのパイプねじれ変形および棟部接合部分でのパイプ間の回転と判断される。したがって、適当な間隔に棟部まで架かったブレースを設けることによりパイプフレーム本来の強度は確保される。また、肩部から棟部間に桁行きパイプを増設し、接合部を鋼板製金具で止めて交差角度を保持させ、当該部分の水平剛性を増すことも強度向上の要因となると考えられる。

(3) 主パイプ脚部の支持状態（固定度）について（実験値と理論値の比較）

各形状パイプハウスの荷重と棟部鉛直変位に関する実験結果と、4種の主パイプ脚部支持条件による理論解析結果を図2.11に示す。また、各パイプハウスの弾性範囲内における棟部鉛直変位の実験値と4種の主パイプ脚部支持条件による理論値の比較を表2.10に示す。なお、弾性範囲は実験結果における荷重と棟部鉛直変位との関係より、荷重と棟部鉛直変位がほぼ比例関係を示す最大強度の約1/3の荷重までとした。また、この表には理論値に対する実験値の比率も示してある。これらの図表で実験値と理論値を比較すると、間口サイズおよび棟部接合方法の違いにかかわらず、主パイプ脚部の支持条件は地中固定の場合が理論値と最も近似している。また、肩部に貼った歪ゲージの歪量より算出した肩部応力度と荷重との関係（図2.12）においても、脚部を地中固定とした条件の理論値は実験値と一致している。これらより、通常の畑土に柱脚部分を押し込んだパイプハウスの強度は、実験値と理論値が近似であることから、主パイプ脚部の地中先端で固定支持されていると仮定した理論計算により求められると判断される。

(4) 間口サイズによる差異

各間口サイズの荷重と棟部鉛直変位および肩部水平変位の関係を図2.13に、各パイプハウスの最大強度の1/3を基準とした弾性範囲内における剛性の比較を表2.11に示す。なおこの表には間口サイズ4.5mの場合を1.00とした比率も示してある。間口サイズ4.5mと5.4mのパイプハウスは、棟部接合方法により強度に多少の差異は見られるもののほぼ同程度の剛性を有している。しかし、間口サイズ7.2mのパイプハウスは、他の間口サイズに比べて剛性、強度とも著しく低くなっている。弾性範囲内における剛性についてみると、間口サイズ7.2mのパイプハウスは間口サイズ4.5mのパイプハウスに比べて、外ジョイントタイプで71%、スエッジタイプでは51%と極めて剛性が低くなっている。これは、間口サイズ7.2mのパイプハウスが他の間口サイズに比べて、間口サイズに対する使用主パイプの断面性能（パイプ外径、肉厚、断面二次モーメント）が劣っているためである。したがって、建設地の荷重条件、特に積雪荷重に注意が必要であり、積雪荷重がやや大きい地域ではやむを得ず使用パイプをさらに大きくするなどの対策が必要と考えられる。

(5) 主パイプ脚部の地中押し込み角度の影響

同一間口サイズのパイプハウスにおいても、作付け面積の拡大を目的としてパイプの地

中への押し込み角度を変化させて、主パイプ脚部から肩部間のハウス内部空間を広げる場合がある。この場合は主パイプ脚部と肩部が垂直に近くなり、ハウス形状は標準の場合に比べ多少異なったものとなる。主パイプの柱脚部と肩部の水平位置関係(柱の傾き度合い)はパイプハウスの強度にも大きく影響することが予想される。そのため、柱脚部に対する肩部の水平寸法を変化させた場合について理論解析を行い、柱の傾き度合いと棟部鉛直変位および肩部水平変位の関係について比較検討を行った。

理論解析モデルは間口サイズ 5.4 m の山形ラーメンとし、肩高と棟高は実物大の強度実験における外ジョイントとスエッジの 2 種の数値を採用した。また、柱脚部と肩部間の水平位置関係(柱の傾き度合い)は $d = 100, 200, 300, 400$ mm の 4 種である。なお、理論解析における主パイプ脚部の支持条件は、前述結果より全て地中固定支持とした(図 2.14、表 2.12 参照)。

鉛直荷重 98.1 N/m^2 (10 kgf/m^2) における解析結果を表 2.13 に示す。建設時の柱の傾きの基本寸法は、外ジョイントタイプの場合 300 mm、スエッジタイプの場合 200 mm 程度である。表 2.13 には 300 mm の場合を 1.00 とした比率も示してある。この傾き度合い 300 mm に対して 100 mm 少なく(角度: 約 $1/20$) となると棟部鉛直変位は約 25 ~ 28 %、肩部水平変位は 16 ~ 18 % 多くなる。また、さらに傾き度合いが 200 mm も少なくなった場合では、棟部鉛直変位は 54 ~ 60 %、肩部水平変位は 34 ~ 38 % も増加することになる。この棟部鉛直変位や肩部水平変位の増加はパイプハウスの強度低下と深い関係があるため、柱の傾き度合いは重要である。すなわち、外ジョイントタイプとスエッジタイプとの棟部接合方法による強度差には、前述したライズ比による影響とともに柱の傾き度合いも関係している。

2.2.4 パイプハウスの許容強度

実物大実験の間口サイズ 5.4 m、棟部外ジョイントタイプのハウスについて、主パイプ脚部を地中先端で固定支持と仮定して理論計算を行った時の棟部鉛直変位、肩部水平変位、肩部応力度の計算結果を表 2.14 に示す。また、表の棟部鉛直変位には間口サイズとの比率、肩部水平変位には肩高との比率、肩部応力度には使用鋼材の降伏応力度との比率も示した。なお、実験に使用した主パイプ(STK290)の降伏応力度は JIS G 3444(一般構造用炭素鋼管)⁴⁾⁶⁾では明記されていないため、一般的に使用されている 176 N/mm^2 とした。

計算結果は、パイプハウスはフレーム剛性が低いため棟部鉛直変位と肩部水平変位が大きな値となり、それぞれの比率も安全構造基準で定めている他の園芸用ハウスの変形制限に比べて大きなものとなった。また、肩部応力度も、鉛直荷重 150 N/m^2 の場合では降伏応力度との比率が 0.89 とまだ弾性状態であるが、 200 N/m^2 の場合は比率が 1.26 と降伏応力度を超える結果となった。

台風の際に主パイプが大きく変形し、パイプハウス全体が桁行き方向に蛇のようにならなうねっていても、ある程度までの強風であれば、通過後にほぼ元の状態に戻っている場合が多い。このこともパイプハウスの構造特性を表している。しかし、ほぼ元の状態に戻った場

合であっても、主パイプが弾性状態であったとは限らない。倒壊には至らなかったが、主パイプの一部では弾性域を超えて塑性域に入った後もなお強度を保有し、復元力の大きさにより除荷後に元の状態まで戻っている場合も多くあることが予想される。

これらのことを考慮すると、パイプハウスの許容強度は応力度の検討を参考程度とし、変形制限を設計条件とすることが適当と判断される。また、変形制限の値は、実物大強度実験結果に安全度を 1.5 程度考慮するとともに、他の園芸用施設の変形制限を参考とした以下に示す変形制限値が適当と考えられる。なお、応力度の検討を省略した場合でも、実験前に行った試験結果の数値 (295 N/mm²、表 2.4 参照) が上記の計算条件値の 1.6 倍となっているように一般的にも安全度が見込まれており、大きな支障は無いと思われる。

「パイプハウスの変形制限値」

$$\begin{aligned} \delta_y &\leq L/60 && [\delta_y : \text{棟部鉛直変位(mm)}] \\ & && [L : \text{間口サイズ(mm)}] \\ \delta_x &\leq h/35 && [\delta_x : \text{肩部水平変位(mm)}] \\ & && [h : \text{肩 高(mm)}] \end{aligned}$$

この変形制限により求めたパイプハウスの許容強度は表 2.15 のようになる。パイプハウスは、間口サイズに応じて使用される主パイプの断面がほぼ定まっている。このため、一般的な間口サイズ 5.4 m のパイプハウスの強度は、積雪荷重が 212 N/m² (22kgf/m²) 程度、風速が 30 m/sec 程度が目安と考えられる。これ以上の荷重条件となることが予想される場合には、積雪に対処する間柱の設置、暴風に対処するブレースや補助ステーの設置などを心がける必要がある。なお、上記の変形制限による許容強度と実験時の最大強度の比率 (安全度) は 1.4 である。

2.2.5 パイプハウス実物大強度実験のまとめ

- ①鉛直荷重を載荷したパイプハウスの強度は、ブレースを有する場合はフレーム面外方向 (桁行き方向) への移動は無く、肩部の局部座屈発生で決定される。また、ブレース無しの場合は肩部から棟部範囲でのフレーム面外方向への倒れで決定される。
- ②外ジョイントタイプとスエッジタイプの最大強度は、スエッジタイプのライズ比 (間口サイズ L に対する屋根高 f の比: f/L) が小さいため、外ジョイントタイプに比べて 65 ~ 76 % 程度となった。なお、棟部鉛直変位に大きな差は生じたが棟部の接合部周辺での損傷は見られない。
- ③ブレース無しの場合の最大強度はブレース有りの場合に比べて、外ジョイントタイプで 0.78、スエッジタイプで 0.90 となる。
- ④通常の畑土に主パイプ脚部を押し込んだ場合、パイプハウスの棟部鉛直変位や肩部歪量は、地中の脚部先端で固定支持と仮定した大変形理論による理論値と近似である。

- ⑤間口サイズ 4.5 m (主パイプφ 19.1 mmパイプ) と間口サイズ 5.4 m (主パイプφ 22.2 mmパイプ) のパイプハウスは、ほぼ同程度の剛性を有している。間口サイズ 7.2 m (φ 25.4 mmパイプ) のパイプハウスは剛性、強度とも著しく低い。
- ⑥柱部分の傾き度合いが少なく垂直に近くなると、棟部鉛直変位や肩部水平変位は多くなる。外ジョイントタイプとスエッジタイプとの棟部接合方法による強度差には、前述したライズ比による影響とともに柱の傾き度合いも関係している。
- ⑦パイプハウスの許容強度は、復元力の大きい構造特性を考慮して応力度の検討を参考程度とし、変形制限を設計条件とすることが適当と判断される。変形制限の値は、棟部鉛直変位 $\delta_y \leq$ 間口サイズ/60、肩部水平変位 $\delta_x \leq$ 肩高/35 が適当である。
- ⑧この変形制限による強度は、実物大強度実験結果に 1.5 程度の安全度を有している。また、間口サイズ 5.4 m のパイプハウスの強度は、積雪荷重が 212 N/m² (22kgf/m²) 程度、風速が 30 m/sec 程度となる。

2.3 スエッジ継手部強度実験

2.3.1 継手部強度実験概要

パイプハウスの骨組は、通常、2 本のパイプを棟部で差し込んで接合するが、この接合方法には前述したように外ジョイントタイプとスエッジタイプの 2 種類 (図 2.3 参照) がある。もちろん、このような差し込み式の接合部には引張力を負担させることはできず、主として曲げモーメントを負担させることになる。

外ジョイントタイプの場合は、接合用の外側パイプは主パイプが差し込み可能な内径であり、差し込み部分の長さは事前に調整することが可能である。しかし、スエッジタイプの場合は、主パイプの片方をもう一方のパイプに差し込める程度まで細くするスエッジプレス加工を行っている。このため、各パイプメーカーによって差し込み長さが異なっている。そのため、安全対策上これを統一させる必要がある。

前述した実物大強度実験においても、棟部接合部分の差し込み長さを $3D$ (D : 主パイプ外径) 程度と設定した。しかし、外ジョイントタイプが $3.3D$ 以上確保されているのに対して、スエッジタイプでは、 $D=22.2$ mm の場合で $3.0D$ 、 $D=25.4$ mm の場合では $2.6D$ と設定値を下回っていた (表 2.5 参照)。実験結果では、差し込み長さ $2.6D$ の場合でも棟部接合部分には強度確保に支障となるような問題は生じなかった。しかし、差し込み長さの変化に対する接合部の曲げ強度や変位の関係を調べ、主パイプ外径に対する適切な差し込み長さを求める必要がある。このため、パイプ外径に対するスエッジタイプ継手部の適切な差し込み長さを求めることを目的として、継手のない一本物のパイプ (以下、「単一パイプ」という) の曲げ強度実験とスエッジ継手部曲げ強度実験を行った。

(1) スエッジ試験体

スエッジ継手部の試験体一覧を表 2.16 に、2 本のパイプを差し込んだスエッジ継手部試験体の形状を写真 2.10 に示す。スエッジ加工機械のストローク容量は 100 mm 程度であり、その範囲内でスエッジ継手の差し込み長さを変化させなくてはならない。このため、 $\phi 19.1$ mm パイプを標準とし、差し込み長さは $2D \sim 5D$ の 4 種類とした。 $\phi 22.2$ mm および $\phi 25.4$ mm のパイプについては $3D$ のみの 1 種類とし、各パイプサイズ試験体ともそれぞれ 5 体ずつ実験した。また、スエッジ継手の有無による最大強度や変位を比較するため、各パイプサイズとも単一パイプの場合についての実験も行った。なお、実験に使用したパイプの肉厚は全て 1.2 mm である。

(2) 載荷方法

540 mm 離れた 2 支点間の中央部に集中荷重を載荷する単純ばり型の載荷方法とした。なお、中央スエッジ継手部に直接荷重を作用させると、載荷点のパイプ扁平変形によりスエッジ部分でのパイプ間の接触状態は異質な状態となってしまう。このため、スエッジ継手部には一様な曲げモーメントのみが作用するよう、全ての試験体とも差し込み長さの midpoint を支点間中央に合わせてセットし、中央より左右に等距離 (90 mm) 外に離れた 2 点を載荷点とした。載荷方法の概要を図 2.15 に、スエッジ継手部試験体の試験機へのセット状況を写真 2.11 に、スエッジ継手部に一様な曲げが加わるように離れた 2 点へ載荷している状況を写真 2.12 に示す。なお、左右のパイプ間の変形差によって片側のパイプのみに載荷されるのを防止するため、載荷点の支持部には球座を使用した。載荷は神奈川大学建築学科のアムスラー 100ton 万能試験機を使用し、左右の載荷点には局部座屈防止用に適当な長さに切断したワンサイズ大きな半割の補強パイプをセットした (図 2.15 参照)。

(3) 測定方法

スエッジ継手部の変位および歪量の測定位置の概要を図 2.16 に示す。変位の測定は、スエッジ加工したパイプ側のくびれ根元部分、差し込まれるパイプ側の端部とスエッジパイプ先端相当部、および両載荷点近傍の計 5 カ所に巻き込み型変位計をセットして計測した。また、微妙な接触状態を把握するため、変位計とほぼ同位置のパイプ上下辺に歪ゲージを貼って歪量を測定した。測定位置は全試験体とも同一箇所とした。

(4) 検討項目

① 荷重と変位の関係

スエッジ継手長さはハウスメーカーによって異なっている。スエッジ継手部に一様な曲げを生じさせた場合をもとに、スエッジ継手部長さの相違によって荷重と接合部中央付近の載荷方向変位がどのように変化するかを明らかにするため検討した。

② 継手部近傍のたわみ角の変化

実験での中央付近の載荷方向変位には 540 mm 離れた 2 支点間のスエッジ継手部以外のパイプ全体の変形も含まれている。スエッジ継手部のみの変形を明らかにするため、スエッジ継手部近傍のたわみ角をもとに検討した。

③ 歪量の分布

2本のパイプを差し込んだスエッジ継手部では、内部に差し込んだパイプおよび差し込まれた外側のパイプの各部分の応力状態は不明確である。スエッジ継手試験体の各部に貼った歪ゲージの実験値をもとに、スエッジ継手の応力伝達状況を明らかにするため検討した。

④継手部近傍の応力理論解析

歪の分布状況よりスエッジ継手部の応力分布を仮定し、スエッジ継手の適切な差し込み長さを明らかにするため検討した。

2.3.2 実験結果および考察

スエッジ継手部試験体は、荷重増加につれて両支点間での全体的な曲げ変形が進行した。しかし、荷重途中でスエッジ加工したパイプ側のスエッジ加工根元部上側（圧縮側）に局部座屈が発生し、最大荷重となった後の変形は局部座屈部分に集中していた。また、差し込まれる側のパイプには、スエッジパイプ先端部が内側から押す部分に多少のふくらみが見られるものの、パイプ先端部、荷重点などに変化は見られない。スエッジ加工根元部に局部座屈が発生した試験体の除荷後の状況を写真2.13に、差し込み長さが異なる試験体の実験後の状況を写真2.14に、パイプサイズが異なる試験体の実験後の状況を写真2.15に示す。

スエッジ加工の無い単一パイプ試験体のうち、 $\phi 19.1$ mmと $\phi 22.2$ mmパイプ試験体は、スエッジ継手部試験体と同程度の変位まで荷重した結果、全体的に緩い円弧を画いて変形し、安定した性状を示した。しかし、 $\phi 25.4$ mmパイプ試験体は荷重途中で荷重点に局部座屈が発生し、荷重が急激に低下した。これは、パイプの肉厚が全て1.2 mmであり、パイプ外径と肉厚との比が最も大きいことによるためと考えられる。以下、 $\phi 19.1$ mmパイプの実験結果を主として、パイプ外径 (D) に対する差し込み長さ (l) との関係 (l/D) について検討する。

(1)荷重と変位の関係

荷重はスエッジ継手部の中心に作用している集中荷重とし、最大強度は荷重の最大値とした。また、変位は540 mm離れた2支持点の中央付近で、スエッジ継手部中央にも近い③の変位測定位置（図2.16参照）の下方方向への変形量とした。 $\phi 19.1$ mmパイプ試験体の荷重と変位との関係をまとめたものを図2.17に、全ての実験結果の最大強度と最大強度時の変位をまとめたものを表2.16に示す。なお、最大強度および変位は同一条件における実験値の平均値を示した。また、最大強度については単一パイプに対する比率も示した。

$\phi 19.1$ mmパイプ試験体の荷重に伴う変位の傾向は、降伏荷重 (P_y) 付近までは $2D \sim 5D$ の差異は少ないが、それ以上になると差異が生じている（図2.17参照）。すなわち、差し込み長さ $2D$ の場合の変位が最も大きく、 l/D が大きくなるにつれて変位は減少している。また、 $4D$ と $5D$ とでは大きな差異は見られず、単一パイプ試験体ともほぼ近似していた。なお、最大強度 (P_{max}) は $2D \sim 5D$ および単一パイプ試験体とも、ほとんど差

異は無く、1,670 N (170kgf) 前後となっている。また、最大強度時の変位は単一パイプ以外は 30 mm程度であり、 l/D が大きくなるにつれてやや小さな数値となる傾向が見られる。単一パイプ試験体の最大強度時の変位はスエッジ継手試験体に比べて大きな数値となった。

また、各パイプサイズの差し込み長さ $3D$ 試験体と単一パイプ試験体との最大強度の比較は、 $\phi 22.2$ mm試験体が 0.86 とやや小さな比率となったが、他の場合は単一パイプとほぼ同程度の強度を有している。

(2) 継手部近傍のたわみ角の変化

荷重とスエッジ継手中央部の変位関係は、スエッジ継手による変形の他に 540 mm離れた支点間でのパイプ全体の曲げ変形も含まれてしまう。このため、全体的な変形性状を把握することは可能であるが、スエッジ継手部のみの変形を知ることはできない。そのため、継手部近傍の測定点間の変位差をその区間の距離で除して部材のたわみ角を求め、スエッジ継手部分のたわみ角の変化と差し込み長さ $2D \sim 5D$ との関係性を調べた。

なお、荷重はスエッジ継手部の中心に作用している集中荷重とし、継手部近傍のたわみ角は変位測定位置①～③の変形量を両測定位置間の距離で除した値とした。 $\phi 19.1$ mmパイプ試験体の荷重と継手部近傍のたわみ角の関係を図 2.18 に示す。

荷重と変位との関係とは多少異なり、差し込み長さによるたわみ角の差が明確に現れており、特に差し込み長さ $2D$ の場合は荷重の増加とともに大きな変化が生じている。また、差し込み長さ $5D$ の場合は、弾性範囲内では単一パイプのたわみ角とほぼ一致している。

(3) 歪量の分布

同一荷重時において、スエッジ継手部試験体と単一パイプ試験体との同一ゲージ位置の歪量を比較し、スエッジ継手による歪量分布の変化を調べた。荷重が弾性範囲内の 392 N (40kgf)、降伏荷重近傍の 980 N (100kgf)、最大強度に近い 1,275 N (130kgf) における差し込み長さ $3D$ 試験体の歪量の分布と単一パイプ試験体の歪量との比率を表 2.17 に示す。また、同様に各種パイプ差し込み長さによる 4、5 ゲージの歪量の変化と単一パイプの歪量との比率を表 2.18 に示す。歪ゲージ番号の奇数はパイプ上側 (圧縮側)、偶数は下側 (引張側) の位置となっている (図 2.16 参照)。

スエッジ継手としての特徴が大きく現れているゲージ番号は、スエッジ継手の主要点と考えられる上側の 5、7 ゲージ、下側の 4、6、8 ゲージである。スエッジ部から少し離れたところにあるその他のゲージは、単一パイプ試験体とほぼ近似した値となっている。

パイプ下側 4 ゲージの変化は、スエッジ加工パイプの先端部がパイプ内壁に接触して応力を伝えるため、一様な曲げモーメントによる歪量に加え、局部的に外面の引張力が増加したことによるものである。8 ゲージの変化は、スエッジ加工によるパイプ断面形状の不連続 (パイプ径の変化) により応力が増幅されるためと考えられる。また、6 ゲージはパイプ間のクリアランスのために応力が伝達されず、先端部でもありほぼゼロとなっている。

パイプ上側の 7 ゲージは、差し込まれるパイプが接触しており、曲げモーメントによる

歪量に加えて他方パイプ端部よりの圧縮力も作用して大きな値となり、全てのスエッジ継手部試験体に局部座屈が生じたものと考えられる。また、5ゲージの変化は、スエッジ加工パイプの根元部が内側よりパイプ壁に接触して応力を伝えるための圧縮力によるものであり、歪量の値は差し込み長さの違いにより大きく変化している。

これら4および5ゲージの値が差し込み長さの相違 (l/D) により大きく変化していること (表2.18参照)、および6ゲージの値がほぼゼロであることなどより、歪量の分布状況から推測されるスエッジ継手部の応力伝達方法は図2.19のごとくと考えられる。

(4) 継手部近傍の応力理論解析

スエッジ継手部実験での継手部付近の変形観察および前述した歪量分布の状況より、パイプ外径 (D) に対する差し込み長さ (l) の比率を $\beta (=l/D)$ として図2.19のような応力分布を仮定し、スエッジ継手の適切な差し込み長さ (l) を理論解析より求めた。

パイプ差し込み部に曲げモーメント M が加わることにより、パイプの差し込み部内面に反力 q が生じて抵抗するものとする。この時、 q の分布を図2.19(a)のごとくある範囲 (D) で一様と仮定すると、 q の合力としてのせん断力 Q は(2-1)式となる。

$$Q = \frac{M}{(\beta - 1) \times D} \quad \dots\dots\dots(2-1)$$

また、この Q によるパイプ断面内 (A) のせん断応力度 τ は、半径 ($D/2$) に対するパイプの肉厚 (t) の比が $1/10$ 程度と比較的大きなことを考慮して図2.19(b)のようにパイプの中心角 120 度内に平均に分布するものとするれば (2-2) 式となる。

$$\tau = \frac{3 \times Q}{A} = \frac{3 \cdot M}{(\beta - 1) \cdot D \cdot A} \quad \dots\dots\dots(2-2)$$

一方、 M によって生じる軸方向応力度 σ_x は、パイプの断面係数 Z_x により

$$\sigma_x = M / Z_x \quad \dots\dots\dots(2-3)$$

の関係となる。組み合わせ応力度を受ける場合の応力度検定は、許容引張り応力度 (f_t) をもとに、降伏開始の条件であるせん断歪エネルギー説による下式 ($\sigma_y = 0$ の場合)

$$f_t \geq \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad \dots\dots\dots(2-4)$$

において、曲げ応力度が支配的となるように仮定する。すなわち、右辺の第2項が第1項に対して無視できる限界値として、第2項が第1項の30%以下と仮定し、パイプ外径に

対する差し込み長さの比率 β を導くと (2-6) 式となる。

$$\frac{M}{Z_x} \times \frac{30}{100} \geq 3 \times \frac{3 \cdot M}{(\beta - 1) \cdot D \cdot A} \quad \dots\dots\dots(2-5)$$

$$\beta - 1 \geq \frac{3\sqrt{10} \cdot Z_x}{D \cdot A} \quad \dots\dots\dots(2-6)$$

いま、主パイプの外径： D 、肉厚： t 、 $2t/D = \alpha$ とすれば、

$$\text{内 径} : D_0 = D(1 - \alpha) \quad \dots\dots\dots(2-7)$$

$$\text{断 面 積} : A = \pi(D^2 - D_0^2) / 4 \doteq \alpha \pi D^2 / 2 \quad \dots\dots\dots(2-8)$$

$$\text{断面係数} : Z_x = \pi(D^4 - D_0^4) / 32 D \doteq \alpha \pi D^3 / 8 \quad \dots\dots\dots(2-9)$$

これを (2-6) 式に代入して整理すると (2-11) 式となる。

$$\beta - 1 \geq \frac{3\sqrt{10}}{4} = 2.37 \quad \dots\dots\dots(2-10)$$

$$\beta \geq 3.37 \quad \dots\dots\dots(2-11)$$

これより、パイプ設計式において曲げ応力度を支配的とするためには、差し込み長さは少なくとも $3D$ 以上とすることが望ましいと判断される。

2.3.3 スエッジ継手部強度実験のまとめ

- ① 差し込み長さ $2D \sim 5D$ (D : パイプ外径) の降伏荷重付近までの強度の相違は少ない。
しかし、それ以上の荷重では、差し込み長さ $2D$ の場合の変位が最も大きく、 l/D (差し込み長さ/パイプ外径) が大きくなるにつれて変位が減少する。
- ② 最大強度は $2D \sim 5D$ および単一パイプ試験体ともほとんど差異は無く、 $1,670 \text{ N}$ (170 kgf) 前後となった。
- ③ 差し込み長さによる強度の相違は接合部近傍のたわみ角で明確に現れ、差し込み長さ $2D$ の場合は荷重の増加とともに大きな変化が生じている。また、差し込み長さ $5D$ の場合は弾性範囲内では単一パイプのたわみ角とほぼ一致した。
- ④ スエッジ継手部付近について、変形観察および歪量分布の状況より応力分布を仮定して理論解析した結果、差し込み長さは少なくとも $3D$ 以上とすることが望ましいと判断される。

2.4 定着杭引抜実験

2.4.1 引抜実験概要

パイプハウスは、積雪による鉛直荷重や暴風時の水平力に対しては主パイプのフレームが有効に作用するとして建設されている。しかし、暴風時の吹き上げに対しては、定着杭が被覆フィルムの飛散を防ぐための抑えひも（マイカー線など）から伝達される引抜力を全て負担し、地中に押し込まれたままの主パイプ脚部は抵抗力が無いと考えられている。また、定着杭には種々の形状のものがあり、畑土の種類や状態も異なるため、引抜力は明確化されていない。このため、定着杭の引抜実験をパイプハウス実物大実験と同じ畑土で行い、最大引抜力や安全率を見込んだ許容引抜力を求めて定着杭の適正配置に関する検討を行った。

(1)実験した定着杭

実験に使用した定着杭は、全国的に数多く使用されている図2.20に示すラセン杭とアンカー杭の2種類とした。ラセン杭は、長さ約600mmで、延べ長さ1mの ϕ 13mm丸鋼の下部を内径約45mmのラセン状3巻（長さ約400mm）に加工し、上部をフック状にしたものである。アンカー杭は、長さ約600mmの ϕ 13mm丸鋼の下部に直径約110mm、厚さ2.5mmの鉄板をラセン状に加工して溶接したものである。

(2)載荷方法および測定方法

引抜実験は、アングルで組み立てたフレームに、載荷用チェンブロックと荷重計測用のロードセルを吊り下げた装置を使用し、定着杭を地中に揉み込んだ場所にセットして実験を行った。引抜実験の載荷装置の概要を図2.21に、定着杭の引抜実験の状況を写真2.16に示す。なお、引抜時に定着杭が揉み込んだ方向に沿って回転しながら抜けるのを防ぐため、定着杭上部のフック部分に鉄筋を通し、定着杭の回転のみを拘束した。変位の測定は、アングルフレーム上部に巻き込み型変位計をセットし、定着杭上部のフック部分とをワイヤーで結び、定着杭の抜け出す移動量（変位）を計測した。実験は、実物大実験を行った農場の異なった場所において、2種の定着杭をそれぞれ3回行った。

(3)検討項目

①最大引抜力と許容引抜力

2種の定着杭の引抜力の相違と実験で得られた最大引抜力、および、全国的に適用する場合の安全率を考えた許容引抜力について検討した。

②定着杭の設置間隔

想定した風速に対するパイプハウスの吹上力を求め、許容引抜力をもとにした定着杭の適切な設置間隔を明らかにするため検討した。

2.4.2 実験結果および考察

2種の定着杭の引抜力と変位との関係を図2.22に、各実験における最大引抜力とその時の変位を表2.19に、引抜実験後の畑土が付着したままのアンカー杭の状況を写真2.17に示す。なお、引抜力はロードセルで計測した荷重値とし、最大引抜力は引抜力の最大値とした。また、変位は定着杭の引抜方向への移動量とした。また、表の最大引抜力とその時の変位には3体の平均値も示した。

(1)最大引抜力と許容引抜力

2種の定着杭とも、最大引抜力は変位30mm程度の時となっており、最大引抜力以降は急激に引抜力が低下し、円柱状に畑土が付着したまま引き抜かれた(写真2.17参照)。2種の定着杭の引抜力にかなりの相違が生じた要因は、引き抜かれた畑土の円柱部表面積と土の粘着力との関係が考えられ、ラセン部分などの外周面積を増すことにより引抜力の向上が期待できる。

今回の引抜実験では、3回行った実験によるばらつきは2種とも少なく、当該畑土における引抜力として信頼できる値と考えられる。ラセン杭の平均引抜力は2,342 N (238.8kgf)、アンカー杭の平均引抜力は3,207 N (327.0kgf)であった。しかし、全国的な畑土での引抜力として適用するには、地質の種類や耕作状況による柔らかさなどが異なるため安全率を見込む必要がある。なお、一般的な材料の安全率には1.5～2.0が採用されている。定着杭は構造計算の暴風時(短期)に適用されるものであり、簡易なパイプハウスに使用することも考慮すると安全率は1.5程度が適当と判断される。安全率を1.5とし、平均引抜力を安全率で除した数値を丸めて求めた許容引抜力を表2.19に示す。ラセン杭の許容引抜力は1,471 N (150kgf)、アンカー杭の平均引抜力は1,961 N (200kgf)となる。

(2)定着杭の設置間隔

前述した許容引抜力をもとに、暴風時のハウス吹上力に対する定着杭設置間隔を検討した。いま、設計用風速が $V=30$ m/secの時、棟部高さ $H=2.8$ mのハウスの平均速度圧は安全構造基準の風圧力計算式より $q \doteq 167$ N/m² (17kgf/m²)となる。また、妻面方向からの風に対するハウス屋根面の風力係数は $C=-0.5$ であり、主パイプのフレーム間隔を0.45 m、主パイプの片側パイプ長さを $L=5.0$ mとすると、パイプ1本当たりのハウス片側の吹上力は(2-12)式となる。

$$T = C \times q \times A = -0.5 \times 167 \times 0.45 \times 5.0 = -187.9 \text{ (N/本)} \dots\dots\dots(2-12)$$

この吹上力をラセン杭またはアンカー杭で処理するものとする。それぞれの許容引抜力はラセン杭1,471 N/本 (150kgf/本)、アンカー杭1,961 N/本 (200kgf/本)より、杭の設置間隔を求めると、

$$\text{ラセン杭の間隔} = 1,471 / (187.9 / 0.45) \doteq 3.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots(2-13)$$

$$\text{アンカー杭の間隔} = 1,961 / (187.9 / 0.45) \doteq 4.6 \text{ m} \quad \dots\dots\dots(2-14)$$

となり、ラセン杭の場合では 3.0 m 程度の間隔に、アンカー杭の場合では 4.0 m 程度の間隔に設置すれば充分となる (図 2.23 参照)。

なお、フィルム抑えひも (マイカー線など) に吹上力と同じ約 188 N (20kgf) の張力を与えると、主パイプには圧縮力が作用する。しかし、この圧縮力は暴風時の吹上力と相殺して、主パイプには吹上げによる引張力が生じない結果となる。この抑えひもが負担した張力を定着杭の許容引抜力で処理することも有効な耐風対策となると考えられる。

2.4.3 定着杭引抜実験のまとめ

- ①長さ 600 mm 程度の定着杭の通常畑土における平均引抜力はラセン杭 2,342 N (238.8kgf)、アンカー杭 3,207 N (327.0kgf) であった。種々な土壌条件などを考慮して安全率を 1.5 程度として許容引抜力を考えると、ラセン杭 1,471 N (150kgf)、アンカー杭 1,961 N (200kgf) となる。
- ②この許容引抜力をもとにした定着杭の設置間隔は、風速 30 m/sec に対してラセン杭では 3.0 m 程度、アンカー杭では 4.0 m が適当となる。

2.5 パイプ接合金具強度実験

2.5.1 接合金具強度実験概要

主パイプと桁行きパイプ (母屋パイプに相当) との接合部は、実物大強度実験では両脚部と肩部の接合には鋼板製金具を、棟部の接合には鋼線製金具を使用した。また、一般のパイプハウスのパイプ間接合部には全て鋼線製の接合金具が使用されている場合もある。それぞれの接合金具では価格にも差があるため、拘束度合いや接合強度に関する検討が要望されている。接合金具は、主パイプのフレーム構面外方向への移動を抑える役割もあるため、接合強度と変形性状を把握する目的で強度実験を行った。

(1) 実験した接合金具

実験に使用した接合金具は、写真 2.18 に示す鋼線製 3 種類、鋼板製 4 種類とした。また、接合するパイプは、最も多く使用されている $\phi 22.2$ mm パイプサイズ \times パイプの肉厚 1.2 mm とした。

(2) 載荷方法および測定方法

2 本のパイプを接合金具により十字形に組み立てた後、横方向のパイプを試験機にセットし、縦方向のパイプを引張ることにより接合部に載荷した。なお、鋼線製金具は鋼線方向と引張方向の関係が影響すると考えられるため、上下 2 方向にセットした場合の実験を

行った。鋼線製金具の上、下方向のセット例を図 2.24 に示す。接合金具の変位は直交する 2 本のパイプ間のスベリ量とし、試験機の上下載荷ヘッド間の変位としてとらえ、電気式変位計を載荷ヘッド間にセットして測定した。実験は、各接合金具についてそれぞれ 2 回行った。

2.5.2 実験結果および考察

各接合金具とも、初期載荷時では引張力と変位はほぼ比例関係を示した。この引張力と変位がほぼ比例関係をなす限度の引張力を直線部強度とした。また、最大強度（引抜強度）は載荷した引張力の最大値とした。各接合金具の直線部強度と最大強度の結果を表 2.20 に、引張力と変位（パイプ間スベリ量）との関係の概要を図 2.25 に示す。なお、表には直線部強度に対する最大強度の比率も示した。鋼板製金具は荷重に比べて変位が少なく、荷重と変位が比例関係の直線部強度も高く、安定した性状を示している。鋼線製金具は鋼板製金具と同様な性状のものもあるが大部分は直線部強度が低く、その後も変位が増大する傾向を示し、最大強度も低い値となった。なお、圧縮材の座屈を止めるために材の途中に設ける補剛材に作用する力は圧縮力の 2 % 以上と定められている⁴⁷⁾。また、補剛材の剛性が低い場合は圧縮力の 10 % 程度の力が補剛材に作用するともいわれている⁴⁸⁾。パイプ接合部分にも補剛材と同様の力が作用すると考えて必要強度を検討してみる。パイプハウスのフレーム最大強度時に主パイプに作用する軸方向力は理論計算によると 588 N (60kgf) 程度である。これより、主パイプの移動を阻止するための接合部強度を軸方向力の 1/10 とすると 58.8 N (6kgf) 程度の強度が必要となるが、実験した全ての接合金具の強度はこれ以上の値であり、十分使用に耐えるものであると判断される。

なお、鋼線製金具の場合、引張方向に対して下方向セットとなる時に強度が大である傾向が見られる。圧縮強度を期待してセットする側面ブレースなどに対しては、接合金具の方向性を考慮し、鋼線製金具が高い強度を発揮するよう鋼線製金具の端部（2 本線）を棟方向（上向き）にセットするとより安全となる。

パイプ間の交差角度（90 度）の変形などに対する拘束力についての実験は行わなかった。しかし、鋼線製金具の拘束力はかなり低いと思われるため、できるだけ鋼板製金具を使用した方が強度向上となる。実物大強度実験の補足実験においても、主要なパイプ接合部を鋼板製金具としたハウスの強度は、鋼線製金具や番線などで止めたハウスに比べ 10 % 程度向上することが確認されている。

2.5.3 パイプ接合金具強度実験のまとめ

- ①パイプ接合金具の最大強度（引抜強度）は、鋼線製が鋼板製より低い。
- ②鋼線製金具はセット方向で強度が異なる傾向となった。ブレースにセットする場合には鋼線製金具が高い強度を発揮するよう端部（2 本線）を棟方向（上向き）にセットするとより安全となる。

2.6 まとめ

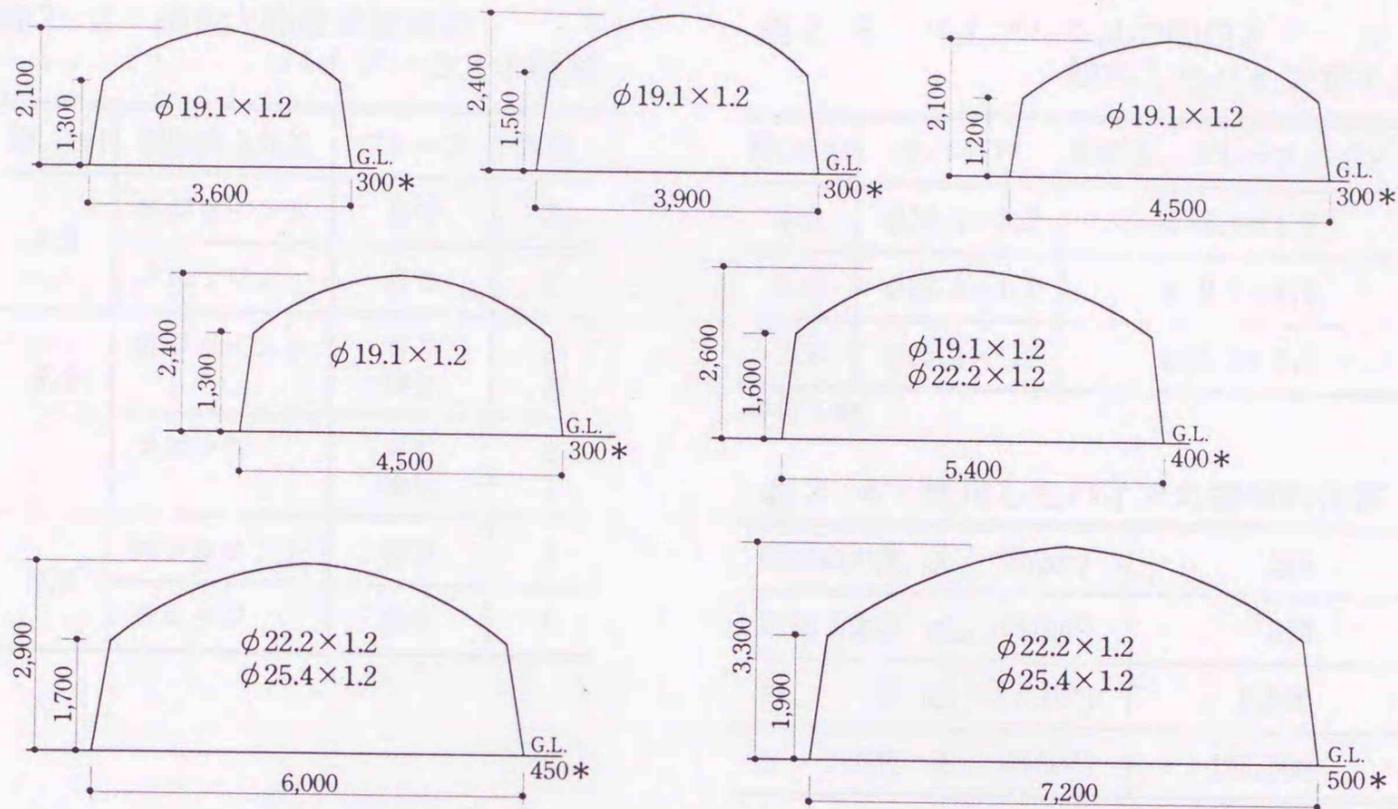
園芸用施設設置面積の 85 %程度をしめるパイプハウスについて、①パイプハウス実物大強度実験、②スエッジ継手部強度実験、③定着杭引抜実験、④パイプ接合金具強度実験、および、パイプハウスの強度に関する理論解析を行った。結果は以下のように要約される。

- ①鉛直荷重を載荷したパイプハウスの強度は、ブレースを有する場合はフレーム面外方向（桁行き方向）への移動は無く、肩部の局部座屈発生で決定される。また、ブレース無しの場合は肩部から棟部範囲でのフレーム面外方向への倒れで決定される。
- ②外ジョイントタイプとスエッジタイプの最大強度は、スエッジタイプのライズ比（間口サイズ L に対する屋根高 f の比： f/L ）が小さいため、外ジョイントタイプに比べて 65 ~ 76 %程度となった。なお、棟部鉛直変位に大きな差は生じたが、棟部の接合部周辺での損傷は見られない。
- ③ブレース無しの場合の最大強度は、ブレース有りの場合に比べて、外ジョイントタイプで 0.78、スエッジタイプで 0.90 となる。
- ④通常の畑土に主パイプ脚部を押し込んだ場合、パイプハウスの棟部鉛直変位や肩部歪量は、地中の脚部先端で固定支持と仮定した大変形理論による理論値と近似である。
- ⑤柱部分の傾き度合いが少なくなると、棟部鉛直変位や肩部水平変位は増加する。
- ⑥パイプハウスの許容強度は、復元力の大きい構造特性を考慮して応力度の検討を参考程度とし、変形制限を設計条件とすることが適当と判断される。変形制限の値は、棟部鉛直変位 $\delta_y \leq$ 間口サイズ/60、肩部水平変位 $\delta_x \leq$ 肩高/35 が適当である。
- ⑦この変形制限による強度は、実物大強度実験結果に 1.5 程度の安全度を有している。また、間口サイズ 5.4 m のパイプハウスの強度は、積雪荷重が 212 N/m^2 (22 kgf/m^2) 程度、風速が 30 m/sec 程度となる。
- ⑧スエッジ継手部の最大強度は、差し込み長さ $2D \sim 5D$ および単一パイプ試験体ともほとんど差異は無く、 $1,670 \text{ N}$ (170 kgf) 前後となった。
- ⑨差し込み長さによる強度の相違は接合部近傍のたわみ角で明確に現れ、差し込み長さ $2D$ の場合は荷重の増加とともに大きな変化が生じている。
- ⑩スエッジ継手部付近について、変形観察および歪量分布の状況より応力分布を仮定して理論解析した結果、差し込み長さは少なくとも $3D$ 以上とすることが望ましいと判断される。
- ⑪長さ 600 mm 程度の定着杭の通常畑土における平均引抜力はラセン杭 $2,342 \text{ N}$ (238.8 kgf)、アンカー杭 $3,207 \text{ N}$ (327.0 kgf) であった。種々な土壌条件などを考慮して安全率を 1.5

程度として許容引抜力を考えると、ラセン杭 1,471 N (150kgf)、アンカー杭 1,961 N (200kgf) となる。

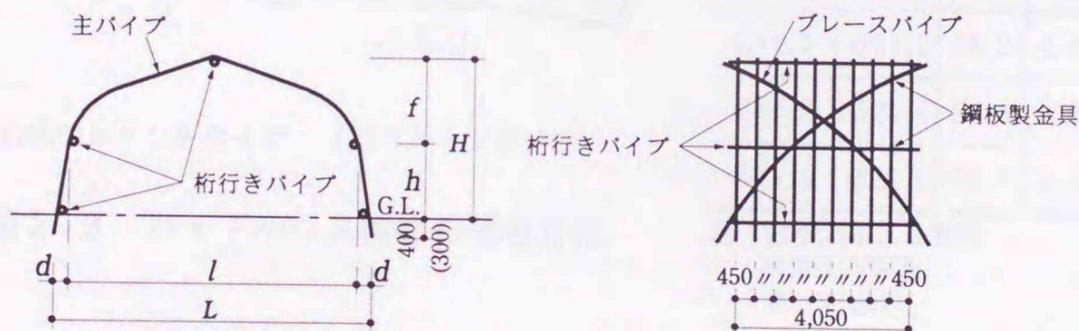
⑫この許容引抜力をもとにした定着杭の設置間隔は、風速 30 m/sec に対してラセン杭では 3.0 m 程度、アンカー杭では 4.0 m が適当となる。

⑬パイプ接合金具の最大強度（引抜強度）は、鋼線製が鋼板製より低い。



注：*は地中押し込み深さを示す。
ハウス内のパイプサイズは、
間口に応じた多用部材を示す。
単位は (mm)

図 2.1 パイプハウスの寸法事例



注：()は間口サイズ4.5mの場合
単位は (mm)

図 2.2 実物大強度実験用のパイプハウスの形状

表 2.1 実物大強度実験用のパイプハウス各部の寸法

部 分	外ジョイントタイプ			スエッジタイプ		
	4,500	5,400	7,200	4,500	5,400	7,200
間口サイズ (L)	4,500	5,400	7,200	4,500	5,400	7,200
肩部の広さ (l)	4,180	4,820	6,600	4,250	5,020	6,600
柱の傾き (d)	160	290	300	125	190	300
棟高 (H)	2,520	2,790	3,720	2,360	2,510	3,500
肩高 (h)	1,365	1,485	1,800	1,440	1,465	2,180
屋根高 (f)	1,155	1,305	1,920	920	1,045	1,320

単位：mm

表 2.2 実物大強度実験用の
パイプハウスの種類

間口(m)	棟部接合方法	ブレース	数量
4.5	外ジョイント	有り	2
	スエッジ	有り	2
5.4	外ジョイント	有り 無し	2 1
	スエッジ	有り 無し	2 1
7.2	外ジョイント	有り	1
	スエッジ	有り	1

表 2.3 パイプハウスの間口と
使用したパイプサイズ

間口(m)	主パイプ	桁行き、ブレースパイプ
4.5	φ19.1×1.2	φ19.1×1.2
5.4	φ22.2×1.2	φ19.1×1.2
7.2	φ25.4×1.2	φ22.2×1.2

単位：mm

表 2.4 使用したパイプの機械的性質

降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	295
引張り強さ σ_{max} (N/mm ²)	373
伸び ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	1,500
ヤング係数 E (N/mm ²)	197,000

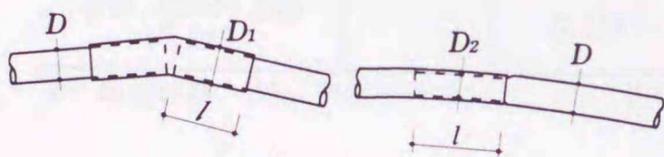
表 2.5 棟部接合方法の
差し込み寸法計測値

主パイプ D	外ジョイントタイプ			スエッジタイプ		
	D ₁	l	l/D	D ₂	l	l/D
φ19.1	φ22.2	84.0	4.40	φ16.3	63.1	3.30
φ22.2	φ25.4	84.6	3.81	φ19.0	67.1	3.02
φ25.4	φ28.6	85.1	3.35	φ22.2	65.7	2.59

注：記号は図 2.3 参照

数値は平均値

単位は(mm)



(a)外ジョイントタイプ (b)スエッジタイプ

図 2.3 パイプハウス棟部の接合方法

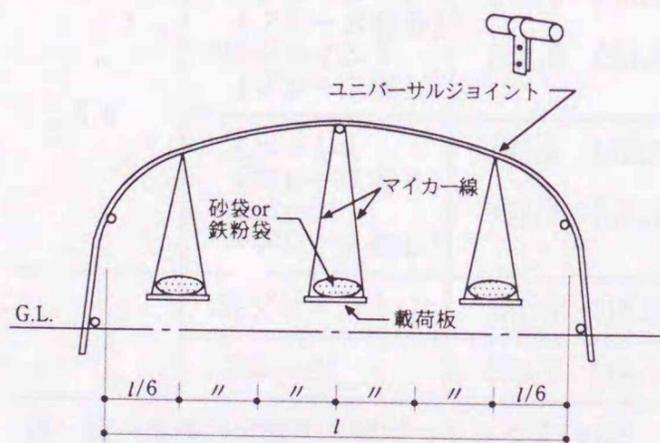
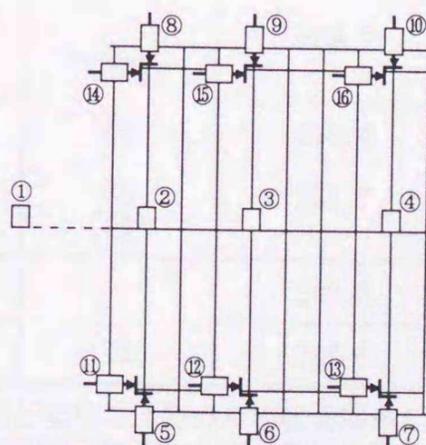


図 2.4 実物大強度実験の載荷方法



①：棟部面外変位用
②～④：棟部鉛直変位用
⑤～⑩：肩部水平変位用
⑪～⑯：肩部面外変位用

図 2.5 実物大強度実験の
変位計配置の概要

表 2.6 実験地の許容支持力

深さ (mm)	N_{10} 値 平均値	コーン指数 q_c (kgf/cm ²)	N 値	地耐力 R (tf/m ²)	長期許容 支持力 ($\times 10^3$ N/m ²)
100	4.5	0.64	0.2	0.3	3.3
200	42.5	6.07	2.0	3.2	31.7
300	77.5	11.07	3.7	5.9	58.0
400	157.5	22.50	7.5	12.0	117.7
500	226.5	32.36	10.8	17.3	169.4
600	115.5	16.50	5.5	8.8	86.3

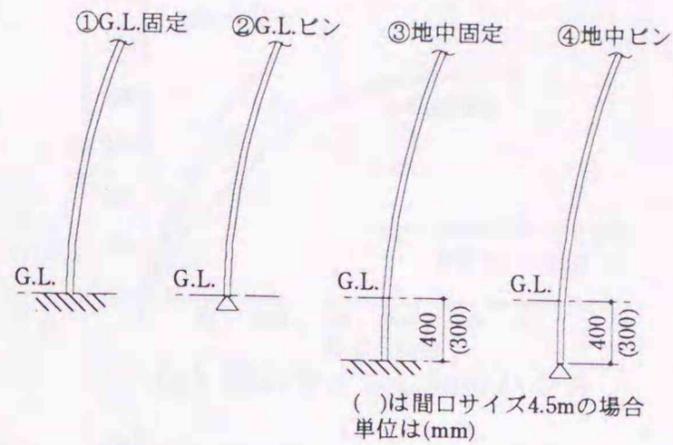


図 2.6 主パイプ脚部の支持状態の仮定条件

表 2.7 実物大強度実験に使用したパイプの断面係数と降伏モーメント

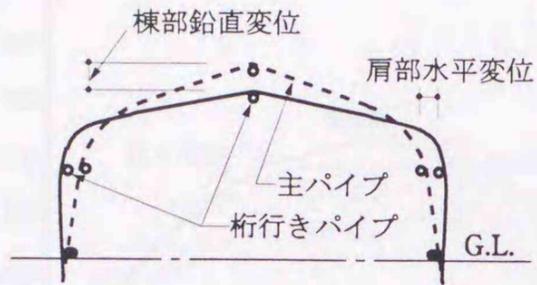
パイプサイズ (間口)	σ_y (N/mm ²)	Z (cm ³)	Z_P (cm ³)	$M_y = \sigma_y \times Z$ N·m (tf·cm)	$M_P = \sigma_y \times Z_P$ N·m (tf·cm)
$\phi 19.1\text{mm} \times 1.2\text{mm}$ (4.5m)	295	0.284	0.385	83.8 (0.852)	113.6 (1.155)
$\phi 22.2\text{mm} \times 1.2\text{mm}$ (5.4m)		0.394	0.530	116.2 (1.182)	156.3 (1.590)
$\phi 25.4\text{mm} \times 1.2\text{mm}$ (7.2m)		0.527	0.703	155.4 (1.581)	207.4 (2.109)

Z : 断面係数、 M_y : 降伏モーメント、 Z_P : 塑性断面係数、 M_P : 全塑性モーメント

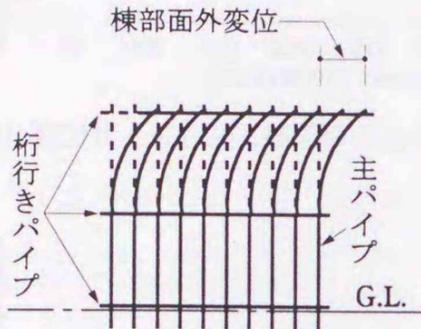
表 2.8 実物大強度実験の実験結果一覧

実験したパイプハウス		最大強度	強度比率 (%)	最大強度時変位	
間口(m)	棟部接合方法	N/m ² (kgf/m ²)		棟部鉛直変位(mm)	棟部面外変位(mm)
4.5	外ジョイント*	234.7 (23.93)	73	321.3	14.8
	スエッジ*	170.7 (17.41)		236.6	12.4
5.4	外ジョイント* (ブレース有り)	298.4 (30.43)	[78]	313.8	23.1
	外ジョイント (ブレース無し)	232.8 (23.74)		208.7	71.6
	スエッジ* (ブレース有り)	193.2 (19.70)		316.4	11.8
	スエッジ (ブレース無し)	173.7 (17.71)		231.7	185.4
7.2	外ジョイント	181.6 (18.52)	76	290.3	8.7
	スエッジ	138.7 (14.14)		312.6	1.1

注: 同一条件の実験を2棟行ったハウス(*)は、強度と変位に2棟の平均値を採用した。
強度比率は、同一間口サイズパイプハウス最大強度の外ジョイントに対するスエッジの比率を示す。
また、[]は同一ハウスのブレース有無による比率を示す。特記外はブレース有り。

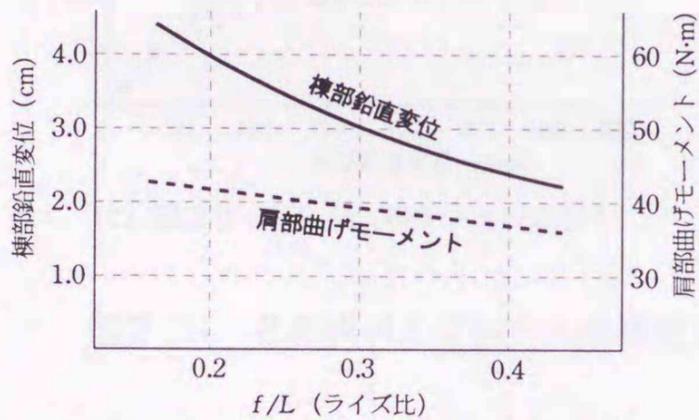


(a) フレーム面内方向の変形状況



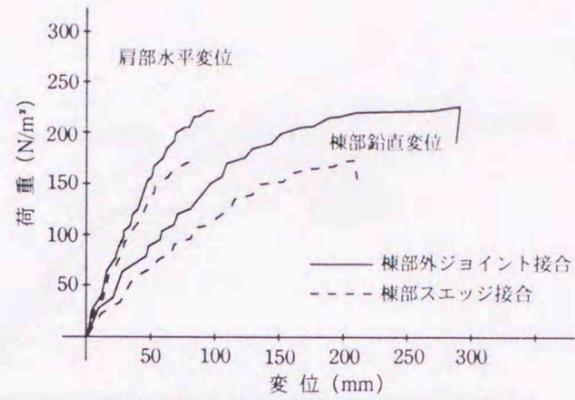
(b) フレーム面外方向の変形状況

図 2.7 パイプフレームの変形状況と各部変位の呼び方

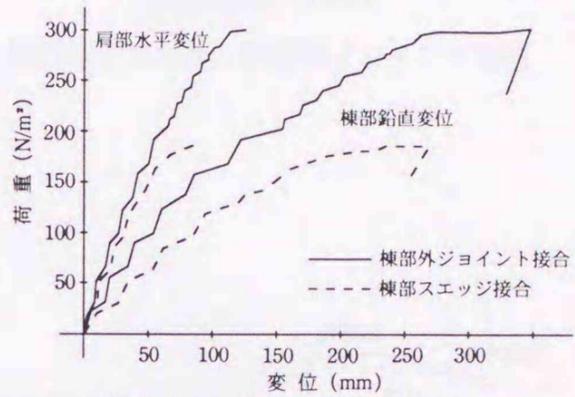


($L=6.0\text{m}$, $h=2.3\text{m}$, $w=98.1\text{N/m}^2$ の場合)

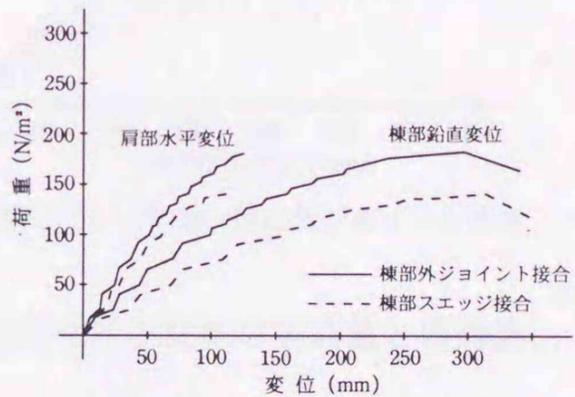
図 2.9 ハウスのライズ比に対する棟部鉛直変位と肩部曲げモーメントの関係



(a) 間口サイズ4.5mのハウス

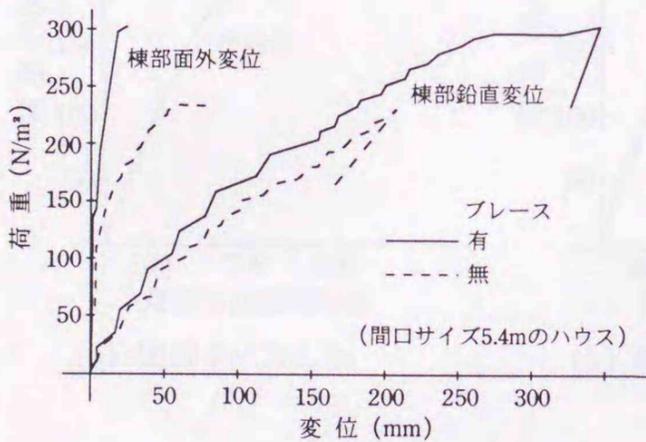


(b) 間口サイズ5.4mのハウス

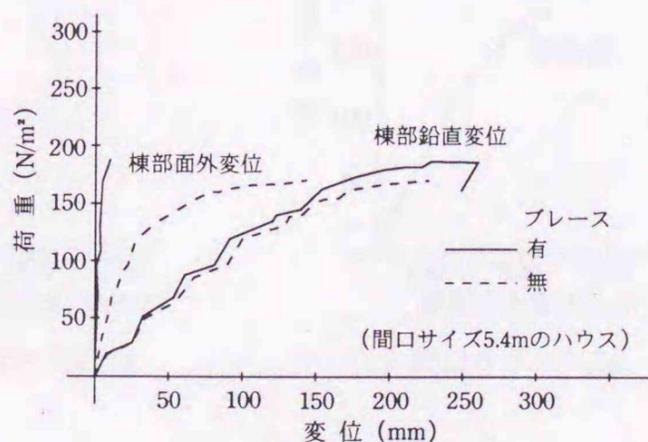


(c) 間口サイズ7.2mのハウス

図 2.8 実物大強度実験の各間口サイズ別の荷重と棟部鉛直変位および肩部水平変位の関係

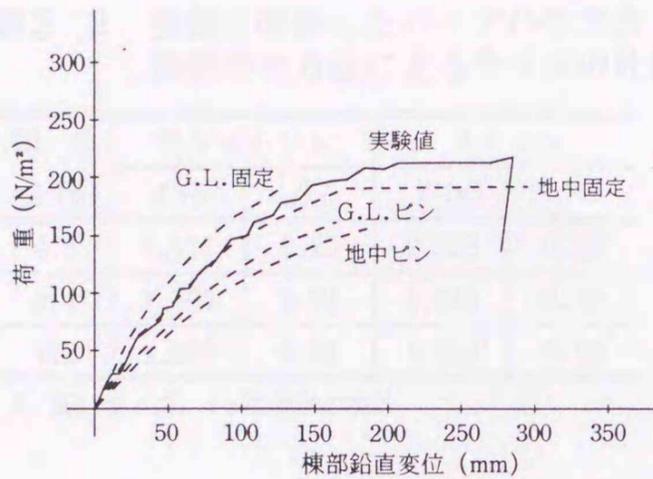


(a) 棟部外ジョイント接合

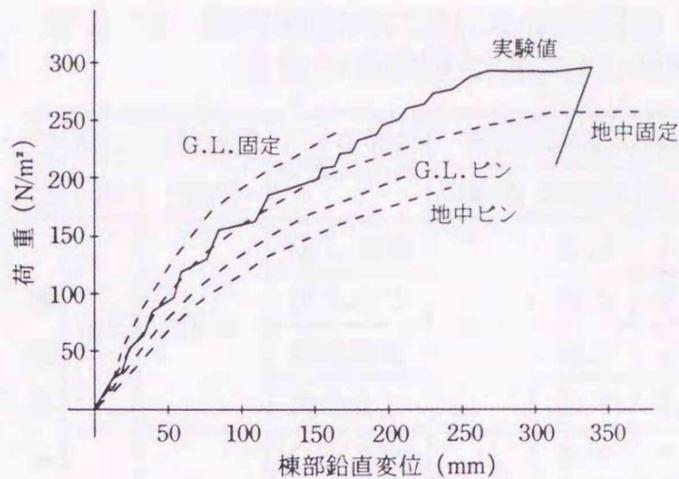


(b) 棟部スエッジ接合

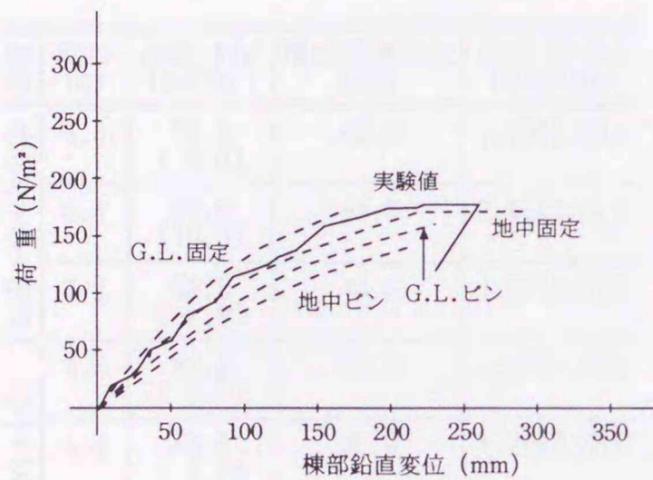
図 2.10 実物大強度実験のブレースの有無による荷重と棟部鉛直変位および棟部面外変位の関係



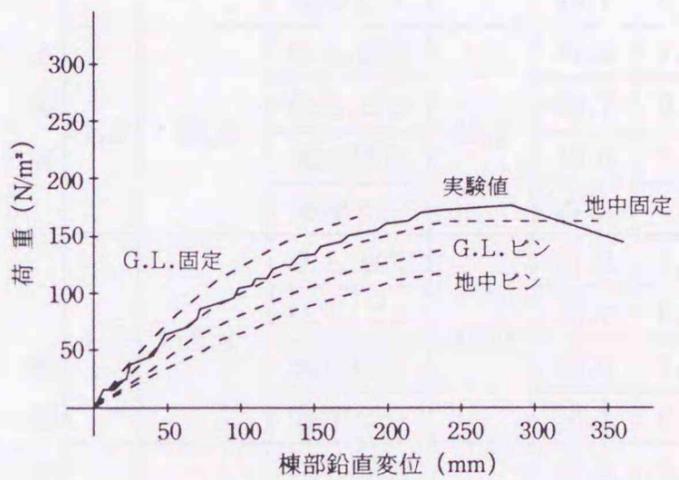
(a) 間口サイズ4.5m ,棟部外ジョイント接合



(b) 間口サイズ5.4m ,棟部外ジョイント接合

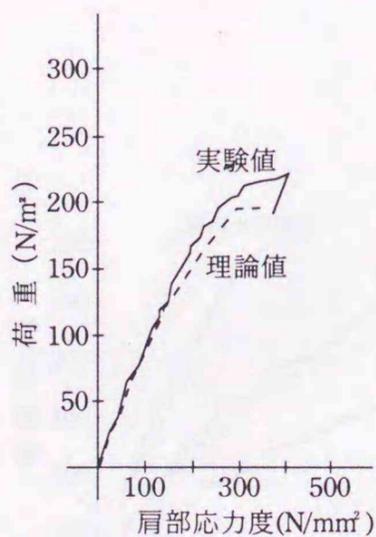


(c) 間口サイズ5.4m ,棟部スエッジ接合

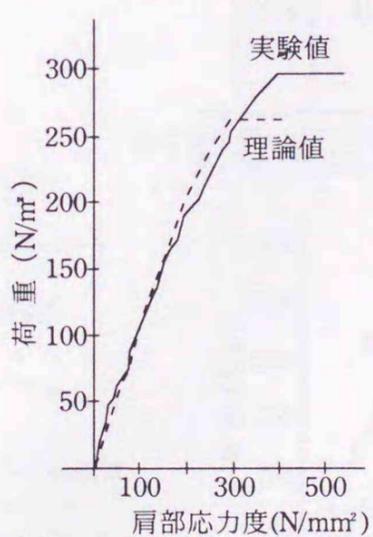


(d) 間口サイズ7.2m ,棟部外ジョイント接合

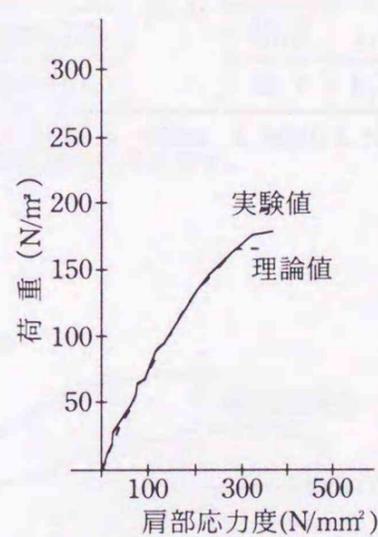
図 2.11 各形状パイプハウスの荷重と棟部鉛直変位の関係の実験値と理論値



(a) 間口サイズ4.5m



(b) 間口サイズ5.4m



(c) 間口サイズ7.2m

図 2.12 各形状パイプハウスの荷重と肩部応力度の関係
(棟部外ジョイント接合、脚部が地中固定支持条件の場合)

表2.9 実験に使用したパイプハウスの棟部接合方法によるライズの比較

間口 L (m)	外ジョイント		スエッジ	
	f (m)	f/L	f (m)	f/L
4.5	1.115	0.25	0.920	0.20
5.4	1.305	0.24	1.045	0.19
7.2	1.920	0.26	1.320	0.18

L: 間口サイズ、f: 屋根部の高さ

表2.11 弾性範囲内における剛性の比較

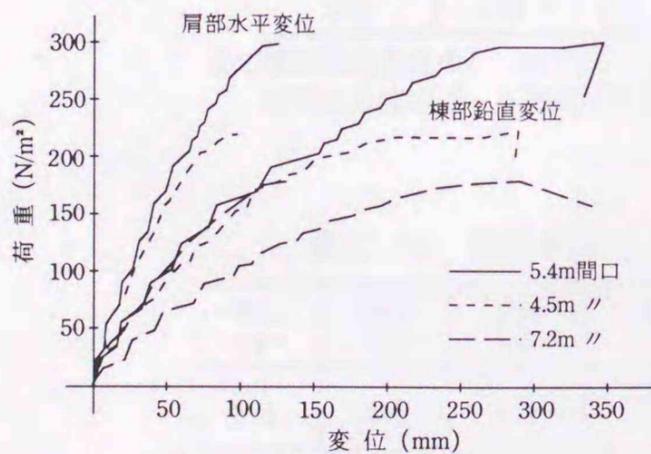
接合	間口 (m)	荷重 N/m ² (kgf/m ²)	棟部鉛直変位 (mm)	剛性(比率) (N/m ² /mm)
外ジョイント接合	4.5	78.4 (8.0)	43.8	1.79(1.00)
	5.4	98.0 (10.0)	48.8	2.01(1.12)
	7.2	58.8 (6.0)	46.3	1.27(0.71)
スエッジ接合	4.5	58.8 (6.0)	40.0	1.47(1.00)
	5.4	68.6 (7.0)	55.0	1.25(0.85)
	7.2	49.0 (5.0)	65.0	0.75(0.51)

注: 荷重は最大強度の1/3とした。
剛性の比率は、間口サイズ4.5mを基準とした

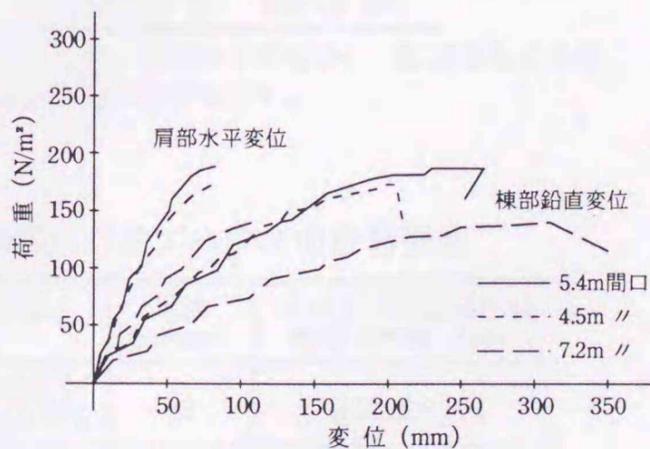
表2.10 弾性範囲内における棟部鉛直変位の実験値と理論値の比較

接合方法	間口 (m)	比較荷重 (N/m ²)	パイプ脚部の支持条件	棟部鉛直変位(mm)		
				実験値	理論値	実/理
棟部外ジョイント接合	4.5	78.4	G.L.固定	43.7	31.3	1.40
			G.L.ピン		52.5	0.83
			地中固定		40.0	1.09
			地中ピン		60.0	0.73
	5.4	98.0	G.L.固定	48.7	36.2	1.34
			G.L.ピン		61.2	0.80
			地中固定		47.5	1.03
			地中ピン		73.7	0.66
7.2	58.8	G.L.固定	46.2	37.5	1.23	
		G.L.ピン		68.7	0.67	
		地中固定		50.0	0.93	
		地中ピン		87.5	0.53	
棟部スエッジ接合	4.5	58.8	G.L.固定	40.0	31.2	1.28
			G.L.ピン		48.7	0.82
			地中固定		40.0	1.00
			地中ピン		56.2	0.71
	5.4	68.6	G.L.固定	55.0	42.5	1.29
			G.L.ピン		63.7	0.86
			地中固定		53.7	1.02
			地中ピン		75.0	0.73
7.2	49.0	G.L.固定	65.0	53.7	1.21	
		G.L.ピン		86.2	0.75	
		地中固定		62.5	1.04	
		地中ピン		98.7	0.66	

注: 地中押し込み深さは5.4m,7.2mはG.L.-400mm、4.5mはG.L.-300mm
実/理は理論値に対する実験値の比率を示す。



(a) 棟部外ジョイント接合



(b) 棟部スエッジ接合

図2.13 各間口サイズの荷重と棟部鉛直変位および肩部水平変位の関係 (ブレース有りの場合)

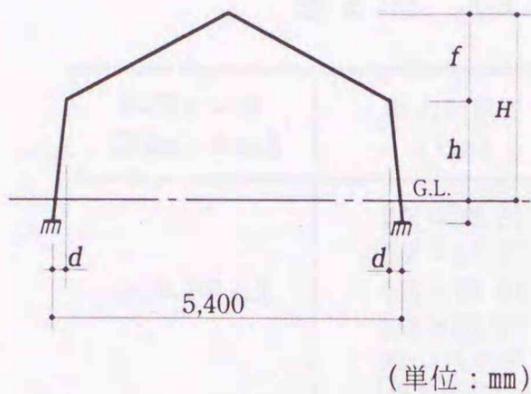


図 2.14 柱の傾きを変化させて理論解析したパイプハウスのモデル形状

表 2.12 柱の傾きを変化させた理論解析モデルハウスの各部の寸法

部 位	外ジョイント接合	スエッジ接合
柱の傾き (d)	100、200、300、400	100、200、300、400
棟 高 (H)	2,790	2,510
肩 高 (h)	1,485	1,465
屋根 高 (f)	1,305	1,045

(単位: mm)

表 2.13 柱の傾き度合による棟部鉛直変位および肩部水平変位の比較

柱の傾き d	角度 α	外ジョイントタイプ		スエッジタイプ	
		棟部鉛直変位	肩部水平変位	棟部鉛直変位	肩部水平変位
100	1/20	57.7 (1.60)	28.7 (1.38)	68.3 (1.54)	26.9 (1.34)
200	1/10	46.0 (1.28)	24.6 (1.18)	55.3 (1.25)	23.3 (1.16)
300	1/6	36.0 (1.00)	20.9 (1.00)	44.2 (1.00)	20.0 (1.00)
400	1/5	27.6 (0.77)	17.4 (0.83)	34.9 (0.79)	17.0 (0.85)

注: ()内は柱の傾き $d=30\text{cm}$ との比率を示す。

単位 (mm)、鉛直荷重 98.1N/m^2 (10kgf/m^2) の場合。

表 2.14 間口サイズ5.4m実験ハウスの鉛直荷重時の変位および応力度

鉛直荷重 (N/m^2)	棟部鉛直変位 (mm)	肩部水平変位 (mm)	肩部応力度 (N/mm^2)
50	17 (1/318)	11 (1/135)	50 (0.28)
100	36 (1/150)	21 (1/71)	100 (0.57)
150	76 (1/71)	31 (1/48)	156 (0.89)
200	128 (1/42)	40 (1/37)	222 (1.26)

注: 棟部鉛直変位の () は間口サイズとの比率、肩部水平変位の () は肩高との比率、肩部応力度の () は鋼材の降伏応力度との比率を示す。

表 2.15 変形制限より求めたパイプハウスの許容強度

間口 (m)	棟高 (m)	肩高 (m)	積雪荷重	風速 (m/sec)	主パイプの断面形状 外径×肉厚 (mm)
5.4	2.4	1.3	212 (N/m^2) (22 kgf/m^2)	30	$\phi 22.2 \times 1.2$
6.0	2.7	1.6	186 (N/m^2) (19 kgf/m^2)	27	$\phi 25.4 \times 1.2$

注: パイプハウスの変形制限値

棟部鉛直変位 $\delta y \leq \text{間口サイズ}/60$ 、肩部水平変位 $\delta x \leq \text{肩高}/35$

表 2.16 スエッジ継手部実験の試験体と実験結果一覧

外径×肉厚 D(mm) t(mm)	差込み長さ l(mm)	試験体数	最大強度 (N)	強度比率	最大強度時の 中央部変位(mm)
φ19.1×1.2	2D(=38.2)	5体	1,671	0.99	35.8
	3D(=57.3)	//	1,675	0.99	30.7
	4D(=76.4)	//	1,640	0.97	27.9
	5D(=95.5)	//	1,649	0.98	26.5
	単一パイプ (接合部なし)	2体	1,687		47.0
φ22.2×1.2	3D(=66.6)	5体	2,122	0.86	21.0
	単一パイプ (接合部なし)	1体	2,461		36.5
φ25.4×1.2	3D(=76.2)	5体	2,914	1.01	19.2
	単一パイプ (接合部なし)	1体	2,883		30.0

注：最大強度は同一条件試験体の平均値とした。強度比率は単一パイプとの比率とした。
中央部の変位は③(図 2.16参照)の変位測定位置の平均値とした。

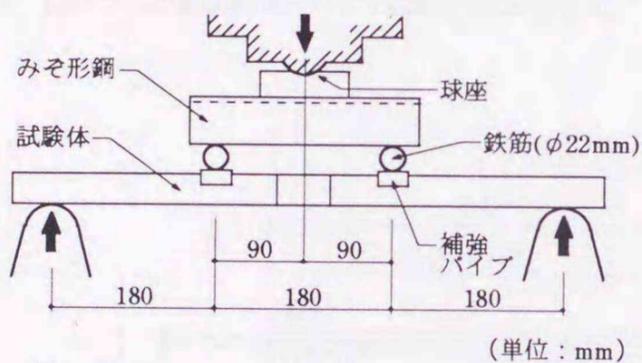


図 2.15 スエッジ継手部実験の
荷重方法の概要

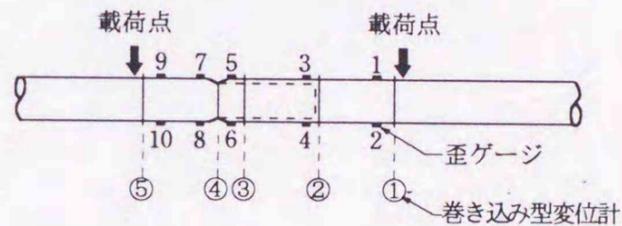


図 2.16 スエッジ継手部実験の
変位および歪の測定位置

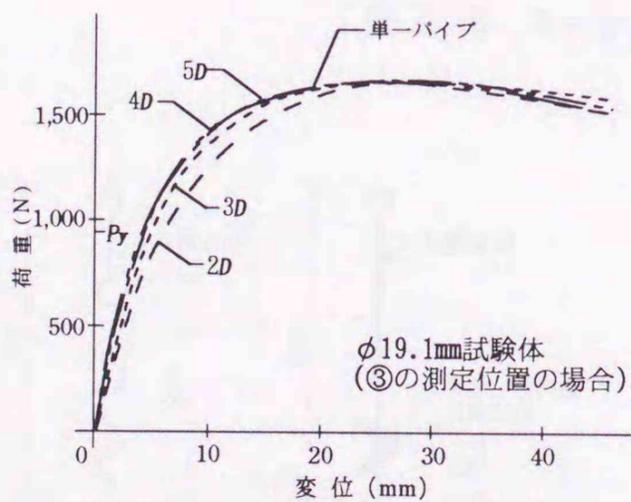


図 2.17 スエッジ継手部実験の荷重と
中央部(③の測定位置)変位の関係

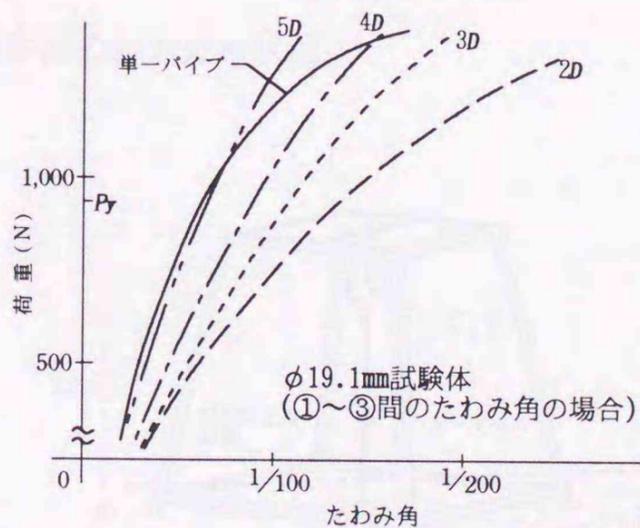


図 2.18 スエッジ継手部実験の荷重と
継手部近傍のたわみ角の関係

表 2.17 スエッジ継手部実験の
継手部歪量の分布

(差し込み長さ3D試験体の事例)

荷 重	パイプ上側ゲージ				
	9	7	5	3	1
392 (N) 40 (kgf)	-670 (1.02)	-700 (1.06)	-810 (1.23)	-600 (0.91)	-710 (1.08)
980 (N) 100 (kgf)	-1,860 (1.01)	-2,175 (1.19)	-2,765 (1.51)	-1,560 (0.85)	-1,925 (1.05)
1,275 (N) 130 (kgf)	-3,120 (1.00)	-5,065 (1.63)	-4,390 (1.41)	-2,520 (0.81)	-3,285 (1.06)

荷 重	パイプ下側ゲージ				
	10	8	6	4	2
392 (N) 40(kgf)	720 (1.09)	755 (1.14)	35 (0.05)	890 (1.35)	680 (1.03)
980 (N) 100(kgf)	2,120 (1.16)	2,490 (1.36)	70 (0.04)	2,970 (1.62)	1,845 (1.01)
1,275 (N) 130(kgf)	3,565 (1.15)	5,575 (1.80)	85 (0.03)	4,760 (1.53)	3,200 (1.03)

注：()はスエッジ試験体/単一パイプ試験体の比率を示す。

表 2.18 スエッジ継手部実験のパイプ
差し込み長さによる歪量の変化

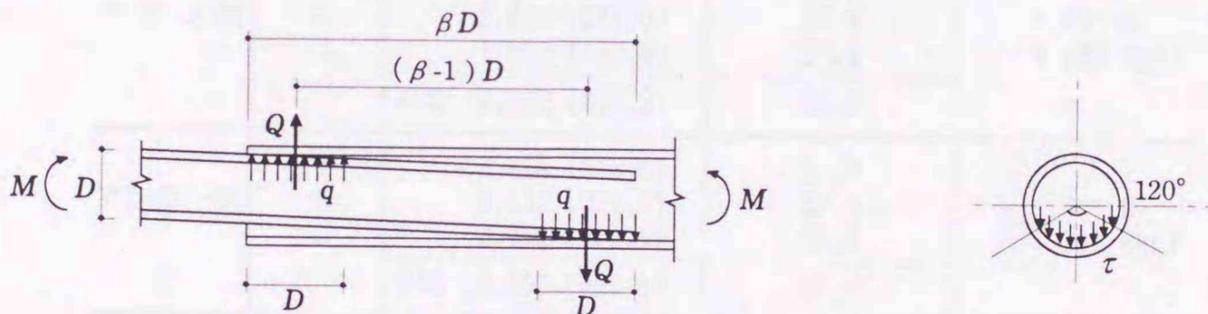
(1) 4ゲージ位置

荷 重	差し込み長さ			
	2D	3D	4D	5D
392 (N) 40 (kgf)	1,285 (1.95)	890 (1.35)	830 (1.26)	640 (0.97)
980 (N) 100 (kgf)	3,820 (2.08)	2,970 (1.62)	2,690 (1.46)	1,750 (0.95)
1,275 (N) 130 (kgf)	5,860 (1.89)	4,760 (1.53)	4,620 (1.49)	2,580 (0.83)

(2) 5ゲージ位置

荷 重	差し込み長さ			
	2D	3D	4D	5D
392 (N) 40 (kgf)	-860 (1.30)	-810 (1.23)	-275 (0.42)	-170 (0.26)
980 (N) 100 (kgf)	-8,145 (4.44)	-2,765 (1.51)	-935 (0.51)	-680 (0.37)
1,275 (N) 130 (kgf)	-18,535 (5.97)	-4,390 (1.41)	-1,555 (0.50)	-1,095 (0.35)

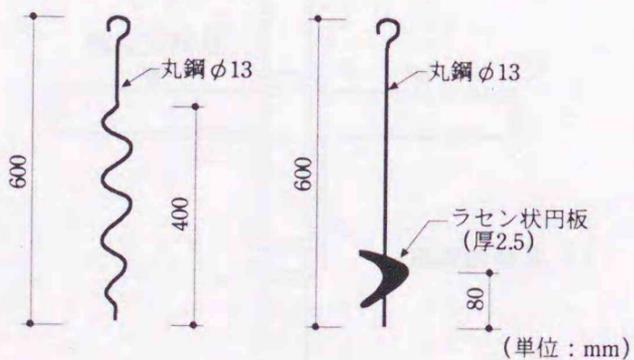
注：()はスエッジ試験体/単一パイプ試験体の比率を示す。



(a) 長さ方向の分布

(b) 断面内の分布

図 2.19 スエッジ継手部の応力分布状況



(a) ラセン杭

(b) アンカー杭

図 2.20 引抜実験に使用した定着杭

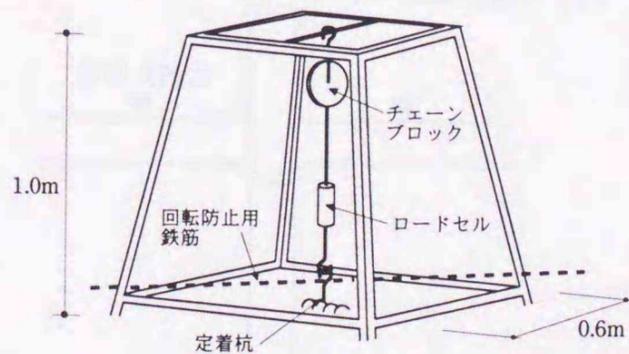


図 2.21 引抜実験の荷装置

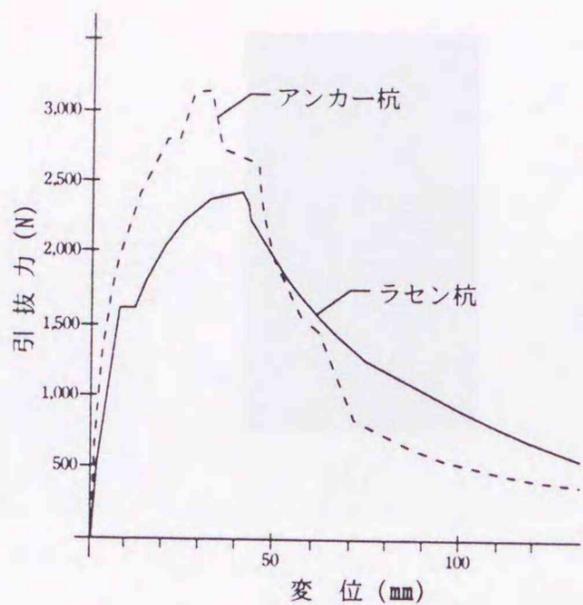


図 2.22 定着杭引抜実験の引抜き力と変位の関係

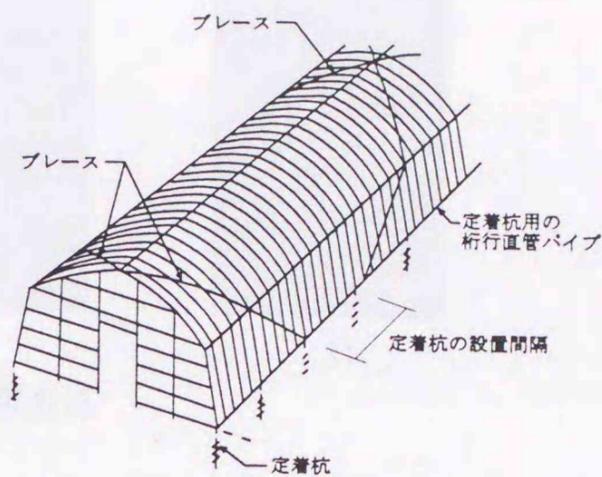


図 2.23 定着杭とブレースの設置方法

表 2.19 定着杭引抜実験の実験結果および許容引抜き力

杭の種類	試験体番号	最大引抜き力 N (kgf)	最大引抜き時 の変位(mm)	許容引抜き力
ラセン杭	1	2,440 (248.8)	42.2	1,471 N (150 kgf)
	2	2,687 (274.0)	35.4	
	3	1,900 (193.8)	27.4	
	平均	2,342 (238.8)	35.0	
アンカー杭	1	3,388 (345.5)	21.8	1,961 N (200 kgf)
	2	3,182 (324.5)	32.2	
	3	3,050 (311.0)	29.2	
	平均	3,207 (327.0)	27.7	

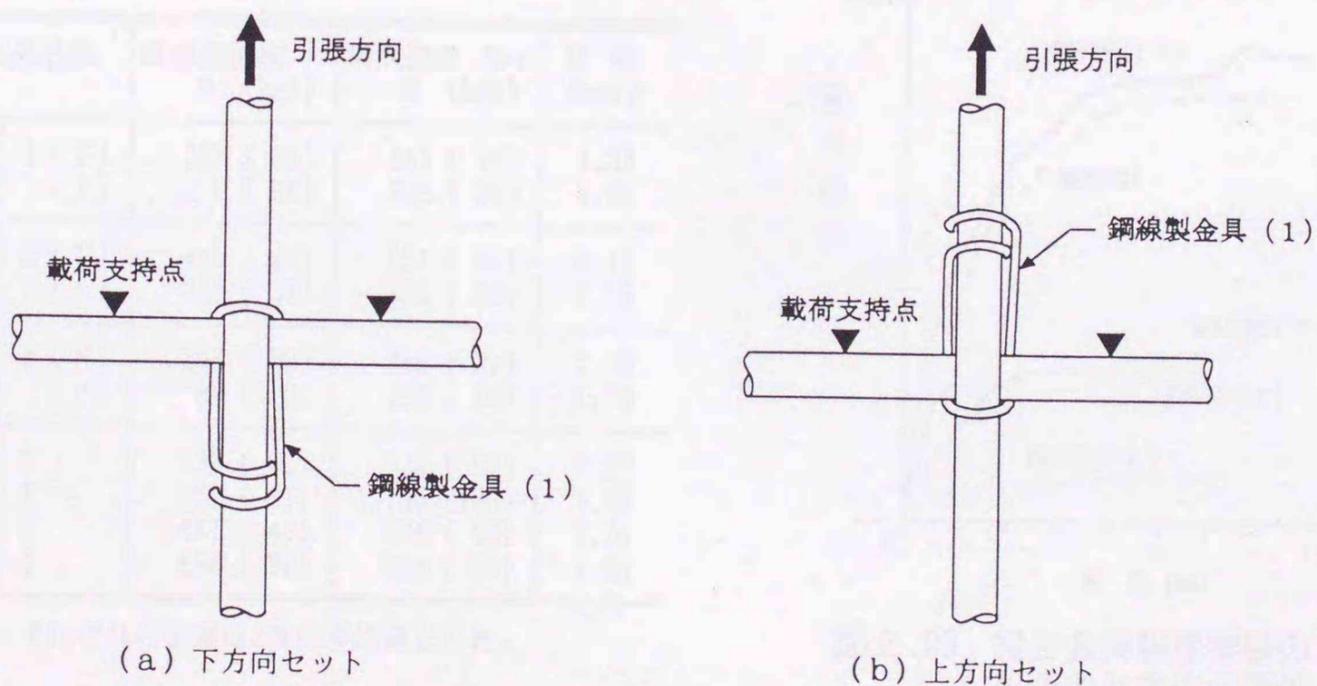
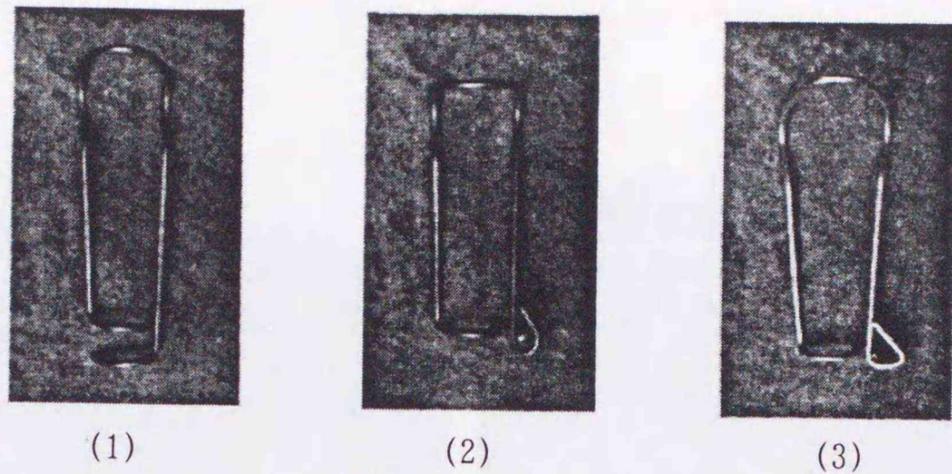
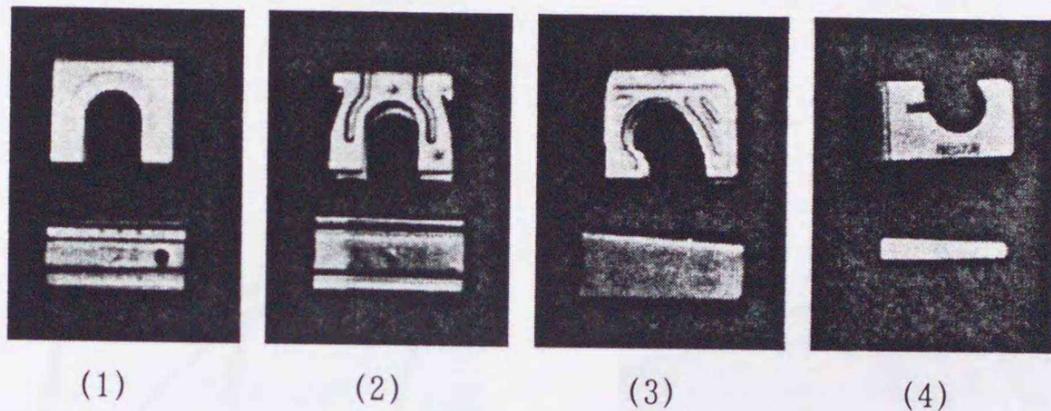


図 2.24 接合金具強度実験の鋼線製金具の上下方向セット



(a) 鋼線製金具



(b) 鋼板製金具

写真 2.18 接合金具強度実験に使用した金具

表 2.20 接合金具強度実験の直線部強度と最大強度

金具名称		直線部強度 P N (kgf)	最大強度 P_{max} N (kgf)	比率 P_{max}/P
鋼	1 (下)	333 (34)	441 (45)	1.32
	(上)	216 (22)	333 (34)	1.54
線	2 (下)	441 (45)	951 (97)	2.15
	(上)	333 (34)	382 (39)	1.15
製	3 (下)	294 (30)	382 (39)	1.30
	(上)	88 (9)	157 (16)	1.78
鋼	1	588 (60)	922 (94)	1.57
	2	951 (97)	1,785 (182)	1.88
	3	461 (47)	804 (82)	1.74
	4	686 (70)	843 (86)	1.23

注：それぞれの強度は2体の平均値とした。

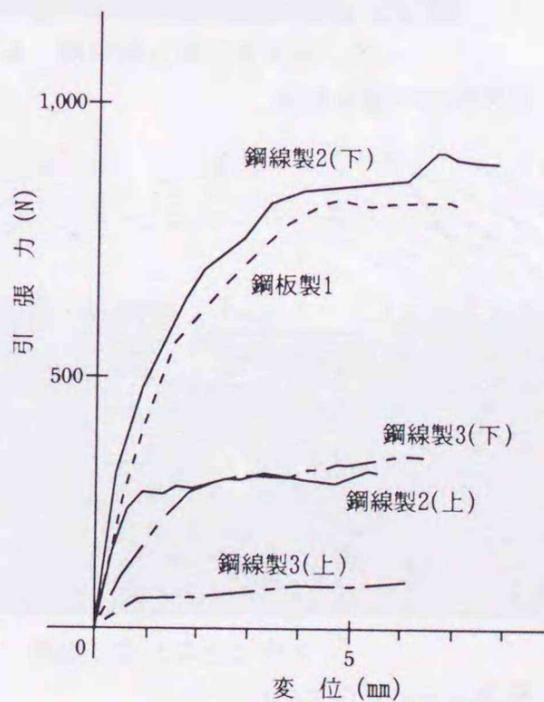


図 2.25 接合金具強度実験の引張力と変位の関係



写真2.1 実験に使用した外ジョイントタイプ、
ブレース付きパイプハウスの建設状況



写真2.2 建設した外ジョイントタイプ、
ブレース無しパイプハウスの一例

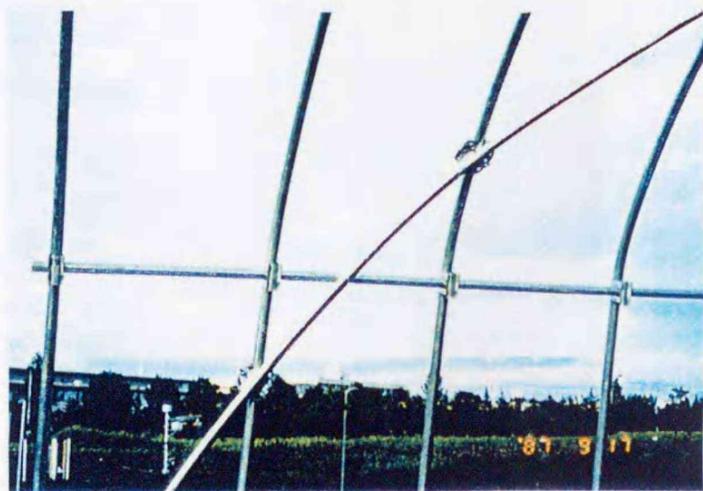


写真2.3 主パイプと桁行きパイプおよびブレース
パイプの鋼板製金具を使用した接合状況



写真2.4 鉄砂袋と砂袋を使用した
鉛直荷重の载荷状況



写真2.5 倒壊した外ジョイントタイプ
ハウスのフレーム状況



写真2.6 倒壊したスエッジタイプ
ハウスのフレーム状況



写真2.7 倒壊後の外ジョイントタイプ
ハウスの肩部変形状況



写真2.8 倒壊後のスエッジタイプ
ハウスの肩部変形状況



写真2.9 主パイプ肩部に発生した
局部座屈の状況

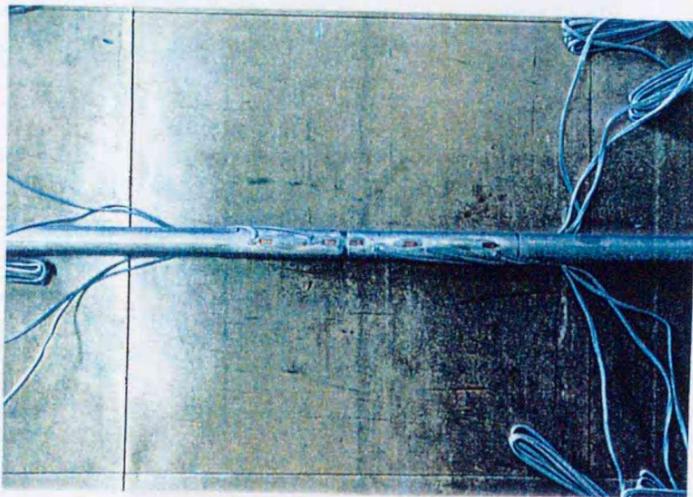


写真 2.10 2本のパイプを差し込んだ
スエッジ継手部試験体の形状

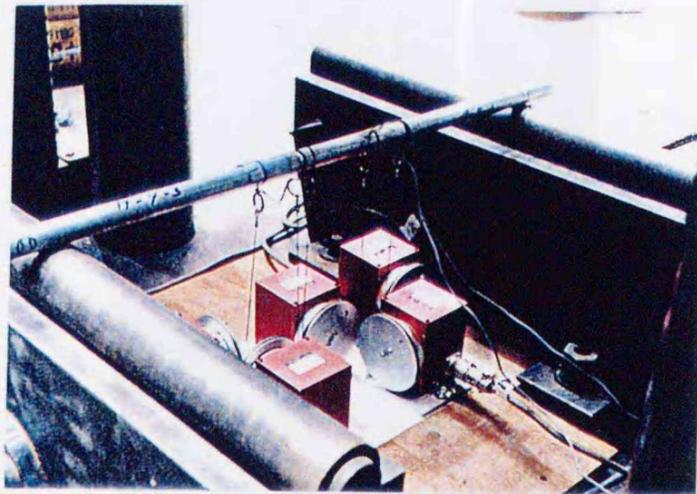


写真 2.11 スエッジ継手部試験体の
試験機へのセット状況

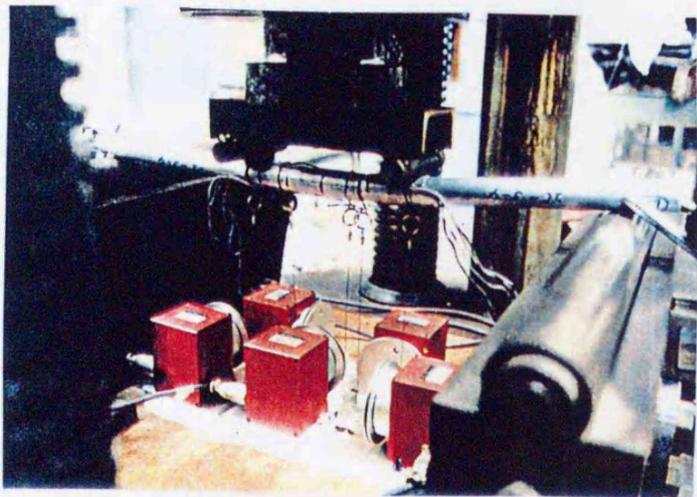


写真 2.12 スエッジ部に一様な曲げが加わる
ように離れた2点へ载荷している状況

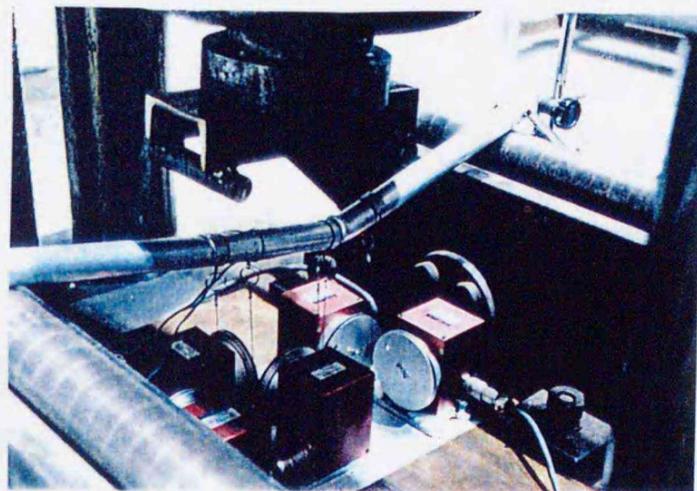


写真 2.13 スエッジ加工根元部に局部座屈
が発生した試験体の除荷後の状況

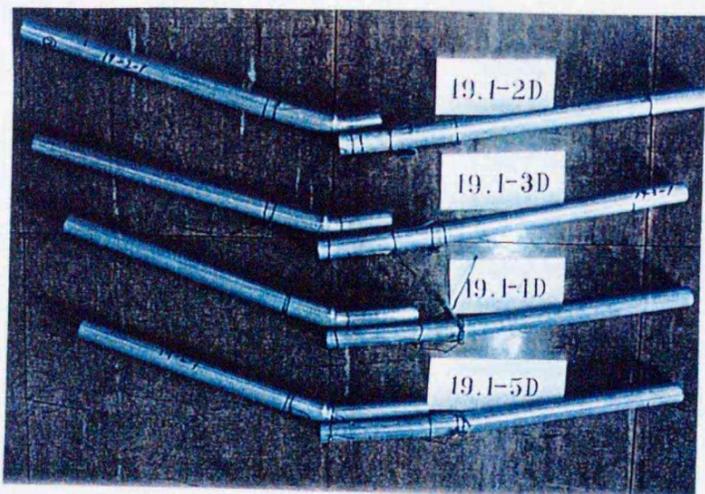


写真 2.14 差し込み長さが異なる試験体の
実験後の状況

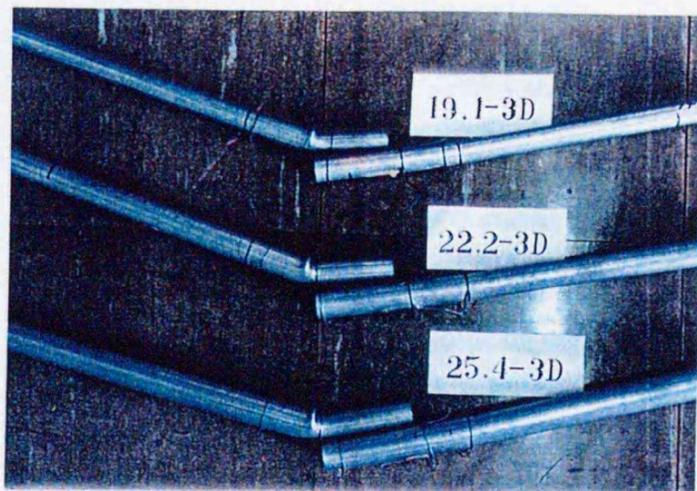


写真 2.15 パイプサイズが異なる試験体の
実験後の状況



写真 2.16 定着杭の引抜実験の状況

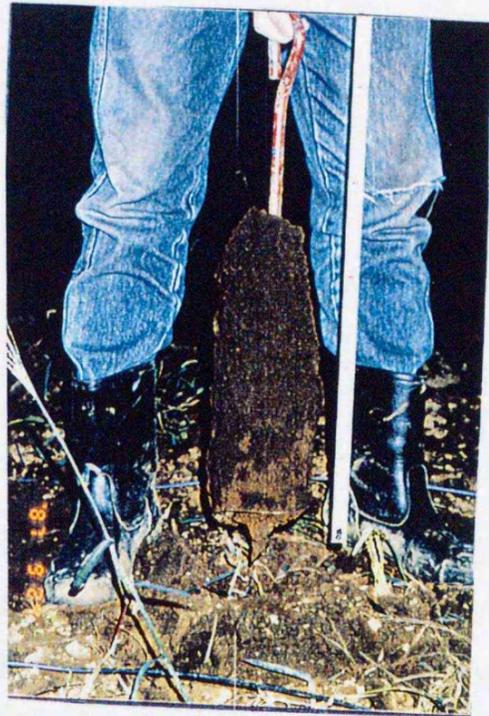


写真 2.17 引抜実験後の畑土が付着し
たままのアンカー杭の状況

第3章 鉄骨補強パイプハウスの強度

3.1 概説

3.1.1 研究の目的

鉄骨補強パイプハウスの構造は、桁行き方向については一般的なブレース構造を採用しており構造上の問題は無いと考えられる。しかし、間口方向のラーメン構造は、柱はり接合部が一般建築物とは異なった特殊な形式となっている。この特殊接合形式の柱はり接合部については、どれ程の積雪荷重や風荷重に耐えることが可能であるか、また、どの部材で強度が決定されるかなどを把握するための構造強度確認実験は行われていない。そのため、①アーチパイプ部分強度実験－屋根面を構築するアーチパイプの支持ばりを含む部分強度実験、②柱はり接合部強度実験－2種の接合形式に大別される柱はり接合部の強度実験、および③実物大ハウス強度実験－実際の各種形式のハウスを使用した強度確認のための実物大強度実験、を行った。本章はこれらの実験によって、鉄骨補強パイプハウスの各種架構形式による応力伝達の解明、強度差の把握および構造計算を行うための設定条件の明確化を目的としている。

3.1.2 研究の意義と背景

園芸用施設は、消費需要の多様化と栽培技術の高度化に伴って拡大の一途にあり、経済性や実用性を満足させた大型園芸用施設が要求されるようになってきた。これに対して、簡易な構造のパイプハウスを連棟とすることにより、ある程度の規模は満足することができるが、さらなる規模拡大への対応性、内部での移動性などの面において優れている鉄骨補強パイプハウスの進出が著しくなっている。その反面、鉄骨補強パイプハウスは、各地域の中小メーカーが独自に建設しているものもあり、ハウスの形状やその強度などの細部に関する事項はあまり良く知られていない。このため、鉄骨補強パイプハウスの実際の最大強度を把握し、簡易な柱はり接合形式を用いた鉄骨補強パイプハウスの構造計算の適応性について検討することが要求されている。

鉄骨補強パイプハウスの構造に関する研究は、園芸施設関係団体においても当該ハウス面積の拡大とともに強度確認の必要性を感じていた。しかし、架構形式や接合形式がハウスメーカーごとに異なっていることもあり、実施されないままであった。各地の当該ハウスを製作している中小ハウスメーカーにおいても危惧を感じていたが、強度確認の方法がわからず、ある程度の見込みによって建設していたのが現実である。

既往の研究としては、山本⁴⁹⁾の山形ラーメンハウスについての各部分の応力を求め、強度を確保するための対策を検討した報告と、筆者らの本論文に記載した研究^{50)、51)}と、角形鋼管の柱はり接合部に関する貫通ボルト締付力の研究^{52)、53)}があり、これ以外は行

われていない。

(1)鉄骨補強パイプハウスの概要

簡易な園芸用施設であるパイプハウスが単棟施設として多く使用されるようになった後、ハウス規模の拡大需要に伴って単棟のパイプハウスを接続させて図3.1(a).に示した様に連棟式ハウスとして使用する事例が多くなってきた。この様な構造でも、一棟としての必要ハウス面積はひとまず確保されるが、連棟谷部は2棟分のパイプが交差するため、ハウス内の移動作業の方向は桁行き方向に限定されていた。

このため、簡易なパイプハウス構造の特質を失わずに、ハウス内の間口方向や桁行き方向への作業性を確保した図3.1(b).に類似した形式で、連棟谷部のパイプを取り除いた構造のハウスが1968年(昭和43年)に考案された。このハウスは、谷部に40mm×40mmの鋼製アングル柱を設け、谷どいを桁行き方向に設置して、屋根のアーチパイプを受ける構造となっており、その空間構成からAPハウス(アングル+パイプハウス)と呼ばれた。その後、改良が重ねられ、色々な形状のハウスが全国各地で生産されるようになり、間口方向の柱とはりが安全なラーメン構造に近いタイプのものも考えられるようになった。これらのハウスは、使用部材の名称などをもとに、APハウス、SPハウス、HPハウスなどと色々な名称で呼ばれているため、これらを総称して「鉄骨補強パイプハウス」と呼ぶことにした。

鉄骨補強パイプハウスの主な形状は、「水平ばり型」と「アーチばり型」の2種がある(図3.2参照)。水平ばり型は間口方向が水平ばりを配置した門型ラーメン構造で、桁行き方向はアーチパイプを支持する谷ばりや側ばりを配置したブレース構造である。アーチばり型は間口方向がアーチパイプと同曲率のアーチばりを設けたラーメン構造で、桁行き方向は水平ばり型と同様であるが、アーチパイプを細かく支持する母屋パイプが設けられている。両ハウスの規模は、間口ラーメン方向5～6スパン、桁行き方向10～15スパンが標準的であり、ハウス一棟あたりの面積は1,000㎡程度となっている。

3.2 アーチパイプ部分強度実験

3.2.1 部分強度実験概要

両型の屋根部のアーチパイプは、あらかじめ曲げ加工された2本のパイプを棟部で接合し、一般的な間口方向中通りスパンでは、パイプ脚部を谷ばりで支持して屋根面を構築する構造となっている。アーチばり型におけるアーチパイプは、谷ばりによる支持に加えて桁行き方向へ設置された母屋パイプでも支持されるため、十分な強度が見込まれる(図3.2(b)参照)。しかし、水平ばり型の場合は、地中押し込み式パイプハウスと同様に両脚部のみが支持点で大フレームを構築している。そのため、ハウスの強度を知る上でアーチ

パイプの強度や谷ばり部の支持条件の影響を明確にする必要がある。

水平ばり型のアーチパイプ架構方法は、パイプ脚部の谷ばりへの差し込み方法がメーカーによって異なっている。このため、連棟中通りスパン部分を対象として、谷ばりの支持条件を含んだアーチパイプの強度を得る目的の実物大部分実験を行った。

(1)試験体

部分強度実験に使用したアーチパイプは、ハウス設置面積が多い間口サイズ 5.4 m用の $\phi 22.2$ mmパイプサイズ×パイプの肉厚 1.2 mmの 1 フレームとした。また、パイプ脚部の谷ばりへの差し込み方法は図 3.3 に示す 2 種類 (SP 試験体と HP 試験体) としてそれぞれ 2 体 (それぞれ SP1、SP2、HP1、HP2 とした) の実験を行った。部分強度実験を行った試験体の一覧を表 3.1 に示す。SP 試験体はアーチパイプの脚部を、谷ばり (谷どいとして兼用) に溶接された $\phi 18.0$ mm鉄筋に 65 mm差し込む支持方法である。HP 試験体はアーチパイプの脚部を、谷ばり材 (C-75 × 45 × 1.4 mm) の片側フランジに開けられた楕円穴に差し込む支持方法である (図 3.3 参照)。

アーチパイプを支持するそれぞれの谷ばりは、一部を切り出したものを支持架台の H 形鋼に固定した。また、アーチパイプのフレーム面外方向への倒壊を防止するため、アーチパイプの両側に振れ止めを設置して実験した (写真 3.1 参照)。

(2)載荷方法

載荷方法の概要を図 3.4 (a) に示す。載荷は、鉛直等分布荷重 (積雪荷重) を想定し、間口サイズ 5.4 m の 4 等分点にユニバーサルジョイントをセットし、マイカー線を吊し、これに載荷用のベニヤ板を取り付け、あらかじめ重量を計測しておいた砂袋 (14.4 N/袋、9.8 N/袋) を載せて行った。載荷の順序は、最初に中央の載荷板、次いで左右の載荷板に砂袋を載せることを繰り返し行い、パイプフレームに衝撃を与えたり不均等な載荷にならぬよう、静的に左右 2ヶ所が同時に載荷できるようつとめた。

(3)測定方法

アーチパイプ棟部の鉛直変位を巻き込み型変位計で、アーチパイプ差し込み部に近い谷ばりの面外変位を電気式変位計で計測した。また、スパンの片側 4ヶ所のアーチパイプ上下面に歪ゲージを貼り、歪量を測定した (図 3.4 参照)。

(4)検討項目

①パイプ脚部の支持方法による強度の差異

アーチパイプ脚部の谷ばり支持方法には 2通りがある。谷ばりの支持方法による強度の差異を明らかにするため検討した。

②実験値と理論値の変形状 (アーチパイプ脚部の支持状態)

アーチパイプ部分について、脚部を固定支持とピン支持に仮定した理論値と実験値をもとに、アーチパイプ脚部の 2種の谷ばりによるそれぞれの支持条件を明らかにするため検討した。

③肩部歪量測定値による支持状態

アーチパイプ肩部に貼った歪ゲージの実験値をもとに、アーチパイプ脚部の2種の谷ばりによる支持条件を明らかにするため検討した。

④アーチパイプの倒壊による谷ばりの変形

アーチパイプ倒壊時の周辺部材への影響として、谷ばりの変位について検討した。

3.2.2 実験結果および考察

実験状況は、倒壊前までは、一定量の砂袋を載荷すると時間経過とともに棟部鉛直方向の変位が僅かずつ増える傾向を示すものの安定状態を保持していた。さらに載荷すると棟部鉛直変位が急増し、肩部に局部座屈が発生して倒壊した(図3.5、写真3.1参照)。

実験結果の最大強度は、アーチパイプが倒壊に至った時の荷重とした。なお、荷重は載荷した砂袋の合計重量を単位面積当たりに換算した数値とした。また、棟部鉛直変位は図3.5に示す棟部の下方への変形量とした。なお、最大強度時の棟部鉛直変位は、最大強度を載荷中もハウスが徐々に変形しているため漸増している数回の計測値が得られたが、初回の変位計測値とした。2種試験体の最大強度および最大強度時の棟部鉛直変位を表3.1に、荷重と棟部鉛直変位の関係を図3.6に示す。

(1)パイプ脚部の支持方法による強度の差異

S P試験体の平均最大強度は 397 N/m^2 (40.5 kgf/m^2)、H P試験体は 333 N/m^2 (34.0 kgf/m^2)であった。同一断面のアーチパイプを使用しているにもかかわらず、パイプ脚部を鉄筋に差し込む支持方法のS P試験体の強度が、パイプ脚部を楕円穴に差し込んでいるだけのH P試験体の強度に比べて20%程度も高く、パイプ脚部における谷ばりの支持方法による固定度の差が大きく現れている(表3.1参照)。

(2)実験値と理論値の変形性状(アーチパイプ脚部の支持状態)

アーチパイプ部分について、脚部の支持条件を固定支持とピン支持とした理論計算を行い、計算結果の荷重と棟部鉛直変位の関係を実験結果と併せて図3.6に示す。なお、理論計算は、アーチパイプ部分のフレーム剛性が低いため、荷重 49 N/m^2 (5 kgf/m^2) ごとの変形性状をもとに、次の増分荷重 49 N/m^2 による変位を加算する「2.2.2理論計算」と同様の大変形理論にもとづいて行った。

S P試験体の実験値は、2つの実験とも脚部を固定支持の条件とした理論値と同様な変形性状を示した。しかしH P試験体の実験値は、1つの実験(HP1)は脚部を固定支持の条件とした理論値と同傾向、もう1つの実験(HP2)は脚部をピン支持の条件とした理論値に近い傾向と異なった結果となった。H P試験体の実験値の変形性状に違いが生じた原因は、穴に差し込んだパイプ先端部と谷ばり下端フランジとの接触が、内部で移動が可能であるほど差し込み状態が不確実なためと考えられる(図3.3(c).参照)。

(3)肩部歪量測定値による支持状態

荷重と肩部歪量関係の実験値と上記の理論値の一部を図3.7に示す。なお、実験値の

肩部歪量は、アーチパイプに貼った 3, 4 の歪ゲージ計測値とした。肩部歪量の結果では同一試験体による相違は見られず、SP試験体の実験値は脚部を固定支持の条件とした理論値と同じ傾向を示した。また、HP試験体の実験値は脚部をピン支持の条件とした理論値と近い傾向を示した。これより、アーチパイプ部分の変形性状を推測するための理論計算は、SP試験体のようにパイプを鉄筋に差し込む支持方法の場合は脚部を固定支持、HP試験体のように穴に差し込む支持方法の場合は脚部をピン支持と仮定することが適当と考えられる。

(4)アーチパイプの倒壊による谷ばりの変形

アーチパイプの差し込み部分に近い谷ばりには、アーチパイプ肩部の座屈により 3 mm 程度の面外方向への変形が生じた。この数値は、谷ばりの下端がH形鋼に止められて動かない条件でのものである。実際の鉄骨補強パイプハウスでは谷ばりを支持する柱間隔は 3 m 程度となるためさらに変形が増大し、その影響によりアーチパイプの鉛直変位も増加することが予想される。

3.2.3 アーチパイプ部分強度実験のまとめ

- ①パイプ脚部を鉄筋に差し込む支持方法のSP試験体の強度は、パイプ脚部を楕円穴に差し込んでいるだけのHP試験体の強度に比べて 20 % 程度も高い。
- ②アーチパイプの脚部を鉄筋に差し込むSP試験体の強度と歪量は、脚部を固定支持条件として計算した理論値と近似である。
- ③アーチパイプの脚部を谷ばりの穴に差し込むHP試験体の強度と歪量は、脚部をピン支持条件として計算した理論値と近似である。

3.3 柱はり接合部強度実験

3.3.1 接合部強度実験概要

鉄骨補強パイプハウスは、間口方向の架構形式をラーメン構造として連棟ハウス内部の空間を確保している。しかし、ラーメン構造を構築するための柱はり接合部は、農業者が手軽に組み立て可能なように考案されており、一般的な建築構造とは異なった簡易な形式が多く、構造計算を行うための仮定条件が明確ではない。このため、数種の柱はり接合部について、実際の強度や変形性状などの特質を把握し、適切な構造計算を行うための設定条件を得る目的で実物大接合部の強度実験を行った。

(1)試験体

実験した柱はり接合部の試験体は、接合ボルトのせん断強度を期待した形式（以下、「せん断ボルト接合型」という）4 種類（S1、S2、S3、D2 と名付けた）と、接合ボルトの引張強度を期待した形式（以下、「引張ボルト接合型」という）2 種類（H1、H2 と名付け

た)の合計6種類とした。なお、それぞれの形式の試験体数は2体とした。接合部強度実験を行った2種接合形式の試験体の一覧を表3.2に、各試験体に使用した柱とはり部材および接合プレートの形状の詳細を図3.8に示す。せん断ボルト接合型のS1、D2試験体と、引張ボルト接合型のH1、H2試験体は実際に建設されているメーカー仕様であり、せん断ボルト接合型のS2、S3試験体はメーカーが検討中のものである。なお、試験体の柱およびはりの角パイプ部材は、接合形式に応じて一般ハウスに使用されている断面形状のものであり、载荷に適する長さに切断して使用した(写真3.2参照)。

柱とはり部材の組立は、クリアランスの大きいボルト穴の影響を一定条件とするため、平面床上に各部材のボルト穴中心が一致するようT字型に配置して行った。なお、柱とはり部材の角パイプを貫通ボルトで止める場合は、あまり強く締め付けると角パイプが変形してしまうため締付力が不確実となる。このため、貫通ボルトの締付力は、角パイプが変形せずにしっかり止まる限度を求めるためにメーカーの指導によるボルト締付力の予備実験を行い、適当と判断された14.7 N・m程度のトルク値に統一した(写真3.3参照)。使用したボルトは、市販品のM9普通ボルトである。

(2) 载荷方法

柱はり接合部強度実験の载荷方法を図3.9に示す。载荷方法はT字型に組んだ試験体の柱中心を载荷点、柱中心より左右600mmのはり位置をローラーの支持点とし、柱に圧縮力を加えて柱はり接合部に左右対称の曲げモーメントが加わる方法で行った。载荷には、神奈川大学のアムスラー型100ton試験機を使用した。試験機にセットして変位計も接続したH1試験体接合部の载荷前の状況を写真3.2に、载荷によって接合プレートが大きく変形したH1試験体の状況を写真3.4に示す。

(3) 測定方法

荷重の測定は、柱上部の载荷位置にロードセルを設置して行った。変位の測定は、柱とはりの相対変位および接合部とはり部材の変形性状を知る目的で、はり部材の左右3ヶ所に電気式変位計を設置して計測した(図3.9参照)。歪量の測定は、柱はり接合部近傍の数カ所に1方向ゲージを、接合プレートのボルト間中心位置に2方向ゲージを貼って計測した。

(4) 検討項目

① 接合形式による相違

2種の柱はり接合部の形式はボルトの作用方法が大きく異なっている。このため、実験結果の強度やたわみ角による変形性状をもとに、接合形式による強度や変形状況の相違を検討した。

② 実験強度と理論強度

構造計算の条件が明確ではない2種の柱はり接合部について、実験時の状況をもとに理論計算方法を導き、計算による理論強度と実験時の最大強度などを比較し、この理論強度計算方法を用いた場合の安全度について検討した。

③接合部の変形状況

実験時の変形状況をもとに、2種の柱はり接合形式の応力伝達方法の相違による変形状況の違いを検討した。

3.3.2 実験結果および考察

各試験体の最大荷重と平均荷重および最大強度の実験結果の一覧を表3.2に、また、接合プレートの溶接部分に亀裂が入ったS1試験体や接合プレートが変形したD2、H1、H2試験体の変形状況を写真3.5～3.8に示す。なお、荷重は柱中心に載荷した値で、試験体柱上部に設置したロードセル計測値とした。また、最大荷重は各試験体の荷重の最大値、平均荷重は同一試験体2体の最大荷重の平均値とした。また、最大強度は平均荷重を接合部の曲げモーメントに換算した数値とした。

せん断ボルト接合型試験体は、S1試験体以外は最大強度が引張ボルト接合型に比較して大きなものとなった。しかし、接合プレートが柱はり部材を抱える形状のD2試験体以外は、初期載荷時に接合部のスベリ変形が大きく現れた(図3.10参照)。S1試験体が低い強度となった原因は、柱に取り付けたコ形接合プレートの変形過多、柱と接合プレートの溶接長さの不足および溶接不備によるものである(図3.13(a).参照)。

引張ボルト接合型試験体は、荷重増加に対して変位増加が少ない安定した性状を示した(図3.10参照)。しかし、載荷途中より接合プレートの面外変形が大きくなり、接合プレートの変形が強度決定の要因となった(図3.13(b).参照)。

(1)接合形式による相違

接合部の変形状況を柱とはりのたわみ角に換算し、各試験体の曲げモーメントとたわみ角の関係として整理したものを図3.10に示す。なお、たわみ角は柱と柱近傍の変位計との変位差を両者間の距離で除した値とした。引張ボルト接合型のH1、H2試験体は、接合プレートの面外曲げ変形で強度が決定され、安定した荷重とたわみ角の関係を示している。しかし、このような柱はり接合部の強度はボルトの締付力に左右されやすく、ボルトの締め付け過ぎや緩みなどの施工や保守管理を慎重に行う必要がある。

せん断ボルト接合型の特にS2、S3試験体は、初期載荷時にボルトと接合プレートとのスベリで荷重が上がらず、たわみ角が大きく変化する傾向が見られた。ただし、D2試験体は端部を曲げ加工した接合プレートによって柱はり部材が完全に抱え込まれているため、このような傾向は見られない(図3.8(d).参照)。

初期載荷時に接合部にスベリが生じる原因は、表3.3に示したように、一般農業専業者が自力でも建設可能とすることを考慮し、ボルト外径 $\phi 8.3$ mmに対してボルト穴径 $\phi 11.0 \sim 13.0$ mmとクリアランスを大きくとっているためである。このクリアランスは基準法関係の規定値に比べて約3 mmも大きな値となっている。なお、このボルト穴のクリアランスをはり部材のボルト位置間での変形可能な数値として試算した結果は、ほぼ初期のスベリ量と一致していた。また、各部材には園芸用施設資材の共通仕様である錆止め用の亜

鉛メッキ処理が施されおり、このことも初期のスベリを容易にしている原因と考えられる。表面処理が亜鉛メッキの場合のスベリ摩擦係数は、一般建築のボルト接合部の仕様である黒皮のままの場合に比べて約40%も小さな数値である(表3.4参照)。

(2)実験強度と理論強度

柱はりに使用された部材が有効に働いてハウス強度を確保するためには、接合部の強度確保が重要である。しかし、鉄骨補強パイプハウスは各地域の中小メーカーが独自に製品化を行っている場合もあり、柱はり接合部の形状が多種となることが予想される。

鉄骨補強パイプハウスの柱はり接合部は、一般的な建築構造とは異なった仕様となっており、力の流れが明確でないものが多い。そのため、実験における接合プレート縁辺の変形状態などをもとにした計算方法を導き、接合部許容曲げモーメントを理論強度として求め、実験値の最大強度および弾性強度と比較した(表3.5参照)。なお、弾性強度は、曲げモーメントとたわみ角の関係において、初期のスベリを除き、曲げモーメントとたわみ角がほぼ比例関係にある弾性勾配の境界点として求めた。また、表には理論強度との比率も示した。

接合部許容曲げモーメントの計算方法は以下のように考えた(詳細計算は資料2に記す)。

・引張ボルト接合型(図3.11参照)

$$M_r \leq 2 \times Z \times f_b \times e / e_0 \quad \dots\dots\dots(3-1)$$

ここに、 M_r : 許容曲げモーメント

Z : 接合プレート板厚方向の断面係数

($= b \times t^2 / 6$ 、 b は有効幅、 t は板厚)

f_b : 接合プレートの面外曲げ許容応力度

e : 接合ボルト中心から接合プレート縁辺までの距離

e_0 : 接合ボルト中心の跳ね出し距離

・せん断ボルト接合型(図3.12参照)

$$M_r \leq R \times e \quad \dots\dots\dots(3-2)$$

ここに、 M_r : 許容曲げモーメント

R : 接合ボルトの許容せん断耐力と接合プレートの支圧耐力の小さい方の値

e : 接合ボルト間の距離

せん断ボルト接合型、引張ボルト接合型とも、理論強度に比べて弾性強度が同程度かそれ以下の数値となるものもある。しかし、最大強度は全て2倍以上の安全度となっている。この理論計算方法では、接合部が部分的に塑性化となる場合も考えられるが、最大強度に

対しては十分な余裕があるため、強度実験を行わない場合の必要な性能を確認するための計算方法として適当と判断される。

(3)接合部の変形状況

各試験体の柱はり接合部の変形状況を図3.13に、実験後の接合部の状況を写真3.5～3.8に示す。

せん断ボルト接合型の柱はり接合部は、ボルトの支圧力によりボルト穴が長穴になるほど変形していた。また、引張ボルト接合型の柱はり接合部は、接合プレートが実験途中から面外方向（引張方向）に大きく変形した。

せん断ボルト接合型試験体では、接合部近傍および接合プレートに貼った歪ゲージの計測結果からもボルト穴付近に損傷が集中している傾向が見られ、接合プレートのボルト穴付近に貼った歪量のみが大きな値を示した。なお、せん断ボルト接合型および引張ボルト接合型とも、はり部材に貼った歪量の計測値は通常の応力計算によるものとほぼ同値であり、はり部材には損傷の無いことが確認された。

3.3.3 柱はり接合部強度実験のまとめ

- ①せん断ボルト接合型はS1試験体以外は高い強度を示した。しかし、初期載荷時には、ボルト穴のクリアランスおよび亜鉛メッキ塗装の影響による大きなスベリが見られる。
- ②S1試験体は接合部の溶接不備などの条件により低い強度となった。
- ③引張ボルト接合型は初期のスベリもなく適度な強度が確保されている。強度の決定は接合プレートの面外変形である。
- ④柱はり接合部の許容強度は、実験状況をもととした接合形式に応じた計算方法が適用できる。なお、実験結果の最大強度は許容強度の2倍である。

3.4 実物大ハウス強度実験

3.4.1 実物大ハウス強度実験概要

鉄骨補強パイプハウスの構造強度を把握するため、屋根面を構築するアーチパイプの部分強度実験、ラーメン架構を構築する主要構造骨組の柱はり接合部の強度実験を行った。また、ハウス強度を求めるための接合部理論強度（許容強度）の計算方法についても検討した。

この他に、鉄骨補強パイプハウスの全体骨組の強度を把握するためには、アーチパイプを支持する谷ばりの影響、プレハブ基礎の固定度の影響、ハウス側面にサイドパイプが設置された場合の影響、水平ばり型とアーチばり型のラーメン架構（以下、「主フレーム」という）の変形状況、などについて確認する必要がある。これらの事項を明らかにするため実物大ハウス強度実験を行った。また、この実物大ハウス強度実験によって、実際の鉄

骨補強パイプハウスにおける鉛直強度と水平強度を把握し、実況にあったハウス強度の理論計算条件を求めることを目的とした。

(1)実験ハウス

実験を行った各ハウスの形状および各ハウスごとの使用部材を図3.14に、実験した各ハウスの全景を写真3.9～3.12に示す。また、2連棟谷部のアーチパイプと谷ばり接続状況および柱はり接合部の状況を写真3.13～3.17に、プレハブ基礎の埋め込み状況を写真3.18に示す。

実験した鉄骨補強パイプハウスは、S、H、W、Dの4社より提供を受けた水平ばり型（S、H、W社の3社3種、それぞれSハウス、Hハウス、W1ハウスとした）とアーチばり型（W、D社の2社3種、それぞれW2ハウス、D1ハウス、D2ハウスとした）の2タイプとした。全てのハウスの大きさは、間口方向2スパン（2連棟）、桁行き方向1スパンとした。実験を行ったハウスの数は表3.6に示した鉛直荷重載荷用4棟（1棟は重複）、水平荷重載荷用4棟の合計8棟とした。なお、水平ばり型の2種ハウスのアーチパイプ脚部の支持方法は、アーチパイプ部分実験と同様であり、Sハウスはアーチパイプ脚部を鉄筋に差し込む支持方法、Hハウスはアーチパイプ脚部を谷ばりの楕円穴に差し込む支持方法である。なお、アーチばり型のD2ハウスは、鉛直等分布載荷用のD1ハウスがある程度の荷重によっても大きな損傷が見られないため、同一ハウスの名称を変え、再度、連棟谷部への鉛直偏積雪荷重載荷用として使用したものである。それぞれの鉄骨補強パイプハウスは、筑波にある農林水産省農業工学研究所内の農場に建設した。

(2)載荷方法

実物大ハウス強度実験は、積雪による等分布荷重を想定した鉛直荷重載荷実験と、風圧力や地震力を想定した水平荷重載荷実験の2種類の載荷方法で行った。実験を行ったハウスと各載荷方法の内訳を表3.6に示す。また、鉛直荷重載荷実験と水平荷重載荷実験の載荷方法の概要を図3.15に示す。なお、水平荷重載荷実験では各柱の名称を同図(b)のように設定した。

すなわち、鉛直荷重載荷実験は、間口サイズの4等分点のアーチパイプにユニバーサルジョイントをセットし、これにマイカー線を吊し、2フレーム毎に載荷用のベニヤ板を取り付けた。これに、あらかじめ重量を計測しておいた砂袋（24.5 N/袋、49.0 N/袋）、鉄粉袋（98.0 N/袋）を順次載せて加力した。なお、全ての載荷板に一定量を同時に載荷することができないため、全体的に釣り合いがとれるよう、端部および中央に千鳥状に載荷する方法を繰り返した。D2ハウスは連棟ハウスの谷部への偏積雪荷重による性状把握を目的としたため、積雪荷重を負担する谷側の母屋パイプのみに載荷した。

水平荷重載荷実験は、反力用基礎と一番離れた加力柱の柱頭部とをワイヤーでつなぎ、鉛直方向分力の影響が少なくなるよう両者間の傾きを1/12におさえ、レバーブロックを用いて載荷した。なお、左右の柱に均等に水平荷重が載荷されるように、ワイヤーの途中に滑車をセットした。

(3)測定方法

大変形が予想される部分（鉛直荷重載荷実験のアーチパイプ鉛直変位、水平荷重載荷実験の柱頭部水平変位など）は巻き込み型変位計で、その他の柱頭部分や柱脚部分などは電気式変位計で変位を測定した。また、鉛直荷重載荷実験では、片側フレームの柱はり接合部、桁行き方向の中央となるアーチパイプ、母屋パイプの中央、谷ばりの中央などに歪ゲージを貼り、歪量を測定した。また、水平荷重載荷実験では、片側フレームおよびそれに沿うアーチパイプに歪ゲージを貼りつけた。荷重の検出は、鉛直荷重載荷実験の場合は載荷した砂袋と鉄袋の合計数、水平荷重載荷実験の場合はワイヤーの途中にセットしたロードセルの値によった。

(4)実験地地盤状況

実物大ハウス強度実験にあたり、特に水平荷重載荷実験では鉄骨補強パイプハウスの強度に大きく影響すると考えられる地盤の調査を、実験地の畑土で行った。

①許容支持力の調査方法

調査方法は、2章と同様のコーンペネトロメータを使用し、実験地の自然状態の地盤とプレハブ基礎を埋めるために掘り起こした基礎周辺の掘削部地盤について行った。

②許容支持力の調査結果

2種の地盤における調査結果は、深さ500mm程度まではそれぞれがほぼ同値であり、自然状態地盤の地耐力 169 N/m^2 (17.3 tf/m^2 、7カ所の平均値)、掘削部地盤の地耐力 41 N/m^2 (4.2 tf/m^2 、5カ所の平均値)であった。掘削部地盤は、畑土における地耐力の基準が明確ではないが、通常の畑土に比べやや低いと感じられ、ハウスメーカーの実験協力者の意見も同様であった。これは、基礎を埋めるための掘削穴が特に大きく、埋め戻し部分が大きな面積となり、突き固めがやや不十分であったためと考えられる。

(5)検討項目

鉛直荷重載荷実験について

①水平ばり型のアーチパイプ強度

水平ばり型の2種のアーチパイプについて、実験値と2種の支持条件による理論値をもとに、実物大ハウス強度実験における脚部の支持条件を明らかにするため検討した。また、アーチパイプ部分実験の強度との相違についても検討した。

②水平ばり型のアーチパイプ許容強度の試算

脚部をピン支持条件とした理論計算をもとに、2種の変形制限における許容強度を試算して検討した。

③アーチばり型のアーチパイプ強度

アーチ部分の中間が母屋パイプで支えられているアーチばり型のアーチパイプについて、脚部や中間支持点の影響による強度とその決定条件を検討した。

④桁行き方向部材の強度計算

桁行き方向部材は各ハウスによって異なっている。実験に使用した2種の桁行き部材の

断面性能と端部支持条件の関係を明らかにするため検討した。また、多くの桁行き部材について変形制限と応力度制限による許容強度を求め、桁行き方向部材による強度とその決定要因の相違を検討した。

⑤サイドパイプの有無による鉛直強度の影響

サイドパイプを有した場合の実験時の変形状況を検討し、側ばりへの影響も考察した。

⑥鉛直荷重載荷実験における主フレームの状況

水平ばり型とアーチばり型の鉛直荷重実験時における主フレーム変形状態の相違について検討した。

水平荷重載荷実験について

①主フレームの変位と剛性の変化

水平荷重を受けた場合のハウス架構形式による変形状態の相違を、荷重の増加に伴う柱頭部の変位と剛性の変化をもとに検討した。

②柱位置による柱変位の相違

鉄骨補強パイプハウスの形状によって、水平荷重を受けた場合の柱はり部材の応力の負担状況および変形状況は異なる。水平荷重を受けた場合の柱位置における水平変位をもとに、架構形式の違いによって変形状況が相違する状況を検討した。

③プレハブ基礎の性状

実験に使用したプレハブ基礎の実験時の変形状況について検討した。

④サイドパイプを考慮した水平強度

実際の鉄骨補強パイプハウスにはサイドパイプが設置され、強度にも効果のあることが予想される。このため、実験時の状況をもとに、サイドパイプを設置した場合の水平強度への影響を検討した。また、サイドパイプを含めたハウス強度の求め方を導いた。

⑤変形制限による許容強度

実験結果をもとに、2種の柱の倒れの変形制限値によった場合の鉄骨補強パイプハウスの許容強度について検討した。

3.4.2 実験結果および考察

3.4.2.1 鉛直荷重載荷実験

鉛直荷重載荷実験を行った各ハウスの最大強度と最大強度時の棟部鉛直変位および柱頭部水平変位の実験結果一覧を表3.7に示す。なお、鉛直荷重載荷実験の荷重は、載荷した砂袋と鉄粉袋の全重量をハウス負担面積で除した単位面積当たりの数値とし、最大強度は実験時の倒壊直前の最大荷重値とした。また、棟部鉛直変位はアーチパイプの間口方向中央部の鉛直下方への変形量、柱頭部水平変位は間口方向両側柱頭部のハウス外側への水平変形量とした。水平ばり型のSハウスとHハウスは、ともにアーチパイプの面外倒壊(桁行き方向への倒壊)によって強度が決定した。また、Sハウスの側ばりは、 $\phi 48.6$ mmパ

イブサイズ×肉厚 2.3 mmのパイプを使用しているが大きな変形が生じた。しかし、その他の部材への影響は見られなかった（写真 3.19、3.20、3.22参照）。

アーチばり型のD1ハウスとD2ハウスは、母屋パイプの設置でアーチパイプの支持点数が多く、アーチパイプの面外変形も主要骨組のアーチばりが拘束して強度が高くなったため途中で載荷を止めた。ハウスの強度決定は、アーチパイプを支持する母屋パイプ（桁行き方向部材）に依存する傾向が見られた（写真 3.21参照）。なお、その他の部材には大きな変化は見られなかった。

(1) 水平ばり型のアーチパイプ強度

水平ばり型の2種ハウスの荷重と棟部鉛直変位の関係を理論計算結果と併せて図 3.16 に示す。理論計算の方法は、「3.2アーチパイプ部分実験」と同様とした。Sハウスの最大強度は 355 N/m^2 (36.2 kgf/m^2)、Hハウスの最大強度は 300 N/m^2 (30.6 kgf/m^2) である。部分実験結果と同様に、パイプ脚部を鉄筋に差し込む支持方法のSハウスの方が、パイプ脚部を谷ばりの穴に差し込むHハウスに比べて 18 %程度も強度が高く、剛性も優れた傾向を示した。しかし、Sハウスは部分実験では脚部を固定支持条件とした理論値に近似していたが、実物大ハウス実験では、2種ハウスとも脚部をピン支持条件として計算した理論値に近い傾向となった。実物大ハウス実験のSハウスは、谷ばりは部分実験と同一部材であるが、アーチパイプ断面が関西地方の仕様に合わせた $\phi 25.4 \text{ mm}$ パイプと太くなっている（部分実験は $\phi 22.2 \text{ mm}$ パイプを使用）。Sハウスの支持条件の変化は、アーチパイプ断面とパイプ支持部分の $\phi 18.0 \text{ mm}$ 鉄筋との差が大きくなったことによる変形量の増加と、大スパンでの谷ばりの変形の影響と考えられる。実際のハウス建設においてもこのような条件が適用されることを考えると、アーチパイプの理論計算は全て脚部をピン支持の条件で行うことが適当と判断される。

面外変形を拘束され、パイプ本来の強度を発揮したと思われるアーチパイプ部分実験結果と、アーチパイプが面外方向へ倒壊した実物大ハウス実験結果の強度についての比較を表 3.8 に示す。なお、両実験は使用したアーチパイプ断面が相違しているため、断面性能の比率で強度を補正した。また、この表には部分実験の強度を 1.00 とした比率も示した。実物大ハウス実験でのアーチパイプの強度は、面外変形を拘束したアーチパイプの強度に比べ、両ハウスとも約 30%も低い結果となった。実物大ハウス実験のアーチパイプ強度低下の原因はアーチパイプの面外倒壊によるものである。したがってハウス屋根面にアーチパイプ倒壊防止用のブレースなどを設置することによって強度の向上が十分期待される。

(2) 水平ばり型のアーチパイプ許容強度の試算

前述した検討結果より、アーチパイプ脚部をピン支持条件とした場合の理論計算を行い、2種の変形制限値を採用した場合の許容強度の試算結果を表 3.9 に示す。理論計算の方法は前述と同様の大変形理論にもとづき、変形制限値は安全構造基準におけるプラスチックハウスの合掌およびトラスのたわみ制限 $\delta \leq L/100$ (L : 間口方向柱間隔) と、パイプ

ハウスの棟部たわみ制限 $\delta \leq L/60$ (L : 間口方向柱間隔) とした。変形制限が $L/100$ の場合の許容強度は、面外倒壊で強度が決定した実物大強度実験の最大強度と近い数値となっており、変形制限をもう少し抑えて $L/120$ 程度とした方が安全であると判断される。

(3) アーチばり型のアーチパイプ強度

アーチばり型のアーチパイプは、D1 ハウスの様に間口方向柱間隔を4分割する位置などに母屋パイプが設置される。このため、パイプ脚部を端部ピン支持の条件、母屋パイプを中間ピン支持点とした連続体として理論計算を行った。結果は、荷重 980 N/m^2 (100 kgf/m^2) に対して変位は 2.94 mm ($\delta/L \doteq 1/510$) 程度であり、母屋パイプによってしっかり支持されている限りアーチパイプで強度が決定することはない。

(4) 桁行き方向部材の強度計算

桁行き方向部材の鉛直強度の計算方法を検討するため、桁行き方向1スパンの中央に貼った歪計測値をもとにした鉛直変位および応力度と、端部を固定支持とピン支持とした理論計算値を比較した。Sハウス、Hハウス谷ばりの桁行き方向スパン中央部の鉛直変位と応力度について、実験値と理論値を表3.10に示す。なお、スパン中央部の鉛直変位と応力度の実験値は、歪計測値をもとにした谷ばりの断面計算より求めた。また、表3.10にはスパン中央部の鉛直変位と応力度の実験値に対する理論値の比率も示した。

曲げ加工した鋼板を断面性能(断面係数、断面二次モーメント)の良い谷ばり(谷どいとして兼用)としたSハウスの実験値は、鉛直変位と応力度がピン支持と仮定した理論値に近いものとなった。また、谷ばりに2本の軽量形鋼を使用したHハウスの実験値は固定支持とピン支持による理論値の中間値となった。これは、実物大ハウス強度実験のハウスが桁行き方向1スパンであったため、断面性能の良いSハウス谷ばりの端部固定度が低くなったと考えられる。実際の鉄骨補強パイプハウスでは桁行き方向のスパン数は多く、谷ばり材にも2~3スパン連続した部材が使用される。この場合には、変形の少ない連続ばりの効果が生じると考えられる。このため、理論強度の計算は、使用部材の断面性能や施工方法を考慮してピン支持または固定支持の条件で行うことが適当と判断される。

これらのことを考慮し、実験に使用した各ハウスの桁行き方向部材の許容強度を変形制限と応力度制限により求めて表3.11に示す。なお、変形制限は、安全構造基準のプラスチックハウス母屋材のたわみ制限値 $\delta \leq L/100$ (L : はりスパン)を採用し、応力度制限値は材料の許容応力度 295 N/mm^2 とした。計算は桁行き方向スパン3mに対する単純ばり(両端ピン支持)と連続ばり(両端固定支持)を条件とした。なお、実験時にこの制限値に達していないハウスについては数値の記載を割愛した。許容強度の決定は、断面性能の良い部材の場合は応力度制限で、また、断面性能が劣る部材の場合は変形制限によって決定される傾向が見られる。すなわち、SハウスやHハウスの谷ばりは応力度制限で強度が決定される。しかし、桁行き方向部材(母屋)の変形でハウス強度が決定したD1ハウスは、断面が不足しているため数値の小さな変形制限によって強度が決定される。D1母屋材の変形制限 $L/100$ ($L = 3.0 \text{ m}$) の許容強度は 200 N/m^2 (20.4 kgf/m^2) 程度である。こ

れより、桁行き方向部材はハウスによって相違するため、その設計方法は変形制限と応力度制限の両者を考慮することが適当と判断される。

(5) サイドパイプの有無による鉛直強度の影響

実際に建設される鉄骨補強パイプハウスの両側面には、フィルムを展張するためにサイドパイプが設置されることが多い。サイドパイプを有するSハウスの鉛直荷重載荷状況は、荷重載荷によってアーチパイプが下がり、その影響でアーチパイプと接続しているサイドパイプのハウス外側への変形が大きくなった。結果として、サイドパイプを支持する桁行き方向側ばりの横方向（外側）への変形が大きく現れた。

サイドパイプを有する場合は鉛直荷重によって側ばりにどれ程の横力 Q が作用するのかを検討するため、Sハウスの外アーチ（アーチパイプ+サイドパイプ）を図3.17のように想定して理論計算を行った。なお、計算では側ばりによる拘束効果は考慮せず、側ばりに作用する横力は肩部（A点）におけるせん断力と仮定した。

計算結果は、鉛直荷重 112 N/m^2 (11.4 kgf/m^2) に対して横力としたせん断力は 88 N (9 kgf) 程度となり、載荷した鉛直荷重合計の約30%以上にもなることが確認された。この結果をもとに、側ばりの端部をピン支持条件と仮定し、鉛直荷重を実験最大荷重 (355 N/m^2) として側ばりの応力度を検討すると、作用応力度は降伏応力度の60%以上にもなった。Sハウスの鉛直強度はアーチパイプの面外倒壊により決定された。しかし、側ばり部材の剛性が低いことを考えると上記の外アーチ理論計算も適応性があると判断される。このため、場合によってはサイドパイプの面外変形により、側ばり部材で強度が決定されることも予想される。

(6) 鉛直荷重載荷実験における主フレームの状況

鉛直荷重載荷実験の強度は、アーチパイプの面外倒壊や母屋部材の鉛直変形によって決定されることが明らかとなった。なお、柱はりの主フレームには大きな変化は見られない。鉛直荷重を負担するアーチパイプを谷部の桁行き方向部材が支持し、柱に軸力しか伝達しない構造形式の水平ばり型と、アーチパイプを数本の母屋パイプで支持し、その応力が直接アーチばりに伝達され、主フレームに曲げモーメントと軸力が作用する構造形式のアーチばり型について、構造形式による相違を各部の変形状況をもとに検討した（表3.7参照）。

水平ばり型のS、Hハウスの柱頭部水平変位はごく僅かな数値であり、鉛直載荷に対して主フレームは十分な強度を有している。アーチばり型のD1ハウスは、アーチばりによる横力のために柱頭部水平変位がやや大きな値となり、棟部鉛直変位も主フレームとしては大きな数値となった。しかし、最大荷重時においても、柱の倒れ $h/70$ 程度、棟部鉛直変位 $L/160$ 程度であり、強度上は安全であると判断される。なお、D2ハウスは谷部のみの載荷のため、変位は小さな値となっている。

3.4.2.2 水平荷重載荷実験

水平荷重載荷実験を行った各ハウスの最大強度と、最大強度時の柱頭部水平変位および柱脚部水平変位の実験結果一覧を表3.12に、SハウスとW2ハウスにおける荷重と各柱の柱頭部水平変位の関係を図3.18に示す。なお、荷重は全て実際の載荷荷重を1/2にした1フレーム(2スパン)当たりの数値とし、最大強度は実験時の最大荷重値とした。また、柱頭部水平変位および柱脚部水平変位は、柱頭部および柱脚部の水平荷重載荷方向への変形量とした。

水平荷重載荷実験は、柱頭部の水平変位が400mm程度となるまで載荷した。この載荷範囲において強度が低下傾向を示したハウスは無い。ハウスの強度は、水平ばり型、アーチばり型とも、主フレームの柱はり接合部の損傷によって決定される傾向が見られた(写真3.23~3.25参照)。また、事前に埋め込んだプレハブ基礎が荷重980~1,961N(100~200kgf)付近より動き始め、最大強度近くでは薄鋼板製の柱脚部ベースプレートの変形も大きくなった(写真3.26参照)。なお、水平荷重の左右の柱への載荷は、均等に作用するようワイヤーの途中に滑車をセットした結果、左右の柱頭部水平変位はほぼ同値であり、ほぼ均等に載荷されたと判断される。

(1)主フレームの変位と剛性の変化

載荷途中の各荷重における柱頭部水平変位と剛性(荷重/変位)を表3.13に示す。なお、同表(b)の柱頭部水平変位は、基礎の回転による影響を除いた主フレーム自身の変位として、柱頭部水平変位から柱脚部の傾きを延長した水平変位(基礎回転分による水平変位)を減じて求めた値である。また、剛性の比率はアーチばり型のW2ハウスを基準とした値である。各ハウスとも荷重の増加に伴って変位が大きくなり、剛性は徐々に低下傾向を示し、特にHハウスで顕著となった。各ハウスの剛性は、アーチばり型のW2ハウスが最も高く、水平ばり型のSハウスとHハウスはほぼ同程度でW2ハウスの1/2程度である。また、W1ハウスの剛性はW2ハウスの1/3程度と低いものになっている。

Hハウスの実験ハウスは、柱はり接合部強度実験の試験体と仕様が異なっている。このため明確ではないが、SハウスとHハウスの僅かな強度差は、接合部の強度や基礎形状に大きな違いは無いため、Sハウスの外側に設置されたサイドパイプの効果によるものと考えられる。W1ハウスにもサイドパイプは設置されているが、W1ハウスの接合部は接合プレートがはりを受けるための下側にしか設置されていない劣った仕様となっている(写真3.24参照)。このため、曲げモーメントの抵抗が各柱はり接合部で偏り、低い強度となったと考えられる。

なお、柱はり接合部には、接合部強度実験のような載荷初期のスベリの傾向は見られない。これは、実際の畑土で柱にはりを止める場合は、はり自重などによりボルトの接触位置が定められ、ボルト穴とボルトとのクリアランスが必然的に消滅される実験条件の相違によるものと考えられる。

(2)柱位置による柱変位の相違

各ハウスにおける加力柱、中央柱、自由柱の柱位置による変形性状は、水平ばり型ハウスでは、末端の自由柱の変形が僅かに小さくなる傾向が見られるが、概ね同一変形となっている。アーチばり型の実験はW2ハウスの1体だけの結果であるが、水平荷重をアーチ型のはりが曲げモーメントとして伝達するため、加力柱の変位を1.00とすると、中央柱は0.65程度、自由柱は0.52程度と柱位置によって大きく異なっている(図3.18参照)。

W2ハウスの柱はり接合部は、接合部のパイプにはり部材を深くのみ込ませ、さらに2本のボルトで側面から止める仕様となっている。しかし、実験終了時には加力柱となった外側アーチばりの肩接合部に局部的な損傷が生じていた(写真3.25参照)。アーチばり型の場合は、曲げモーメントが大きくなる外側肩部の部材形状や柱はり接合部のボルト位置について、損傷が生じた後の簡易な修復にも対応した検討が必要と思われる。

(3)プレハブ基礎の性状

今回の実物大ハウス強度実験に使用した基礎は、実際の鉄骨補強パイプハウス用の基礎として使用されているものである。しかし、実験後の撤去を考慮して、フーチングの無い角錐形のものを使用した。角錐形のようにフーチング面積が極めて小さい形状の基礎は、水平力に対して基礎側面の土圧で抵抗すると考えられているが、安全構造基準には計算方法の記載は無い。また、一般建築物の設計方法においても適用できるものがほとんど無い。

鉛直荷重載荷実験では、変形もほとんど発生せず、この基礎の形状は十分な強度を有していた。一方、水平荷重載荷実験では水平変形が比較的大きく現れ、柱の倒れ $h/30$ 付近より回転も大きくなった。これは、水平荷重載荷実験における転倒モーメントに対しては、底面が小さいために接地圧が地耐力を超えて側面の土圧のみで抵抗したためと考えられる。また、基礎埋め込み工法により周辺地盤が比較的柔らかな状態であったことも影響していると考えられる。水平荷重に対して基礎の強度を改善するには、埋め込み後の基礎周辺の突き固めを完全に行うとともに、底面の抵抗を増すフーチング付き基礎の使用が有効である。

(4)サイドパイプを考慮した水平強度

サイドパイプの有無による違いを、サイドパイプを有するSハウスと、サイドパイプを有しないHハウスについて、柱頭部の歪量をもとにした応力状態で検討した。サイドパイプを有しないHハウスは、各柱とも初期載荷時よりほぼ一樣な曲げモーメントが作用している。しかし、サイドパイプを有するSハウスは、サイドパイプに接している自由柱、加力柱とも載荷初期には軸力が支配的であり、加力柱は実験終了まで軸力を受けたままであった。自由柱と加力柱のサイドパイプによる影響の違いを実験状況より推測すると、自由柱側のサイドパイプは水平荷重によって押され、ある程度以上の変形ではパイプ自身が曲がるために負担が低減されていた。これに対して、加力柱側のサイドパイプは水平荷重によって引かれる状況となり、ハウスがどれ程変形してもサイドパイプは曲がることなく、効果が持続されたためと考えられる。この応力状態と実験時の変形より、柱とサイドパイプが接続している柱頭部と柱脚部およびサイドパイプ脚部の3カ所を支点としてトラスが

形成されていることが予想される。

サイドパイプの効果を水平強度として検証するため、Sハウスの構造を図3.19のような主フレームとアーチパイプ(サイドパイプを含む)に分けて考えた。アーチパイプの強度は、柱頭部(図3.19のA点)での主フレーム水平変位と同じ変位となる量だけアーチパイプ自身も水平荷重を負担できるとして算出した。この場合、鉄骨補強パイプハウスの水平強度は、主フレームとアーチパイプの合計強度である。また、アーチパイプは、実験状況より加力側のハウス片側のみを有効とし、谷部の水平反力は主フレームが負担することとしてアーチパイプの水平荷重負担を調整した。主フレームの強度は接合部強度実験の最大強度 $M = 300 \text{ N}\cdot\text{m}$ (307tf.mm、表3.2参照) をもとに、2スパン分の柱はり接合箇所4カ所の合計水平荷重とした。また、アーチパイプの強度は肩部の変位が主フレームと同値となる荷重として、アーチパイプの理論計算より求めた値を柱負担幅内の6本分として全体の強度計算を行った。計算結果は以下のようである。

強度計算結果	(分担比率)		
主フレームの水平強度	600 N	(0.84)	(= $300/2.0 \times 4$)
アーチパイプの水平強度	112 N	(0.16)	(= $37 \times 1/2 \times 6$)
2スパン6本の合計強度	712 N	(1.00)	(72.6kgf)

2スパン程度のハウスでは、サイドパイプを含むアーチパイプの水平強度は全体水平強度の約16%も受け持つ結果となった。この結果を参考に、今回のSハウスの最大強度9,306 N (949kgf) からサイドパイプの受け持ち相当分として16%を引くと、Hハウスのサイドパイプを持たない最大荷重6,224 N (634 kg) とかなり近い強度の数値が得られる。

強度の計算で使用した接合部実験の強度は、片側600mm程度の材長で強制的に曲げ変形を与えたものであり、実物大ハウス強度実験とは状況が異なるために計算結果の強度数値は実験強度と大きく相違している。しかし、力の流れは現実に即したものであり、考え方は有効であると思われる。実際の鉄骨補強パイプハウスでのサイドパイプの影響は小さな数値となるが、柱はりフレームの強度にサイドパイプの強度を考慮する計算方法として適用できると判断される。

(5)変形制限による許容強度

今回の4種ハウスの水平荷重載荷実験の結果をもとに、柱の倒れに関する2つの制限値をもととした場合のハウスの許容水平強度を求めてみた。許容水平強度に相当する風圧力から速度圧(風圧力の基準値である動圧)と設計用風速を算出したものを表3.14に示す。なお、強度の計算方法に使用した安全構造基準の風荷重関係式は下記の(3-3)式と(3-4)式である。

「風圧力と速度圧の関係式」

$$P = q \times C \times A \quad \dots\dots\dots(3-3)$$

P : 風圧力(kgf) q : 速度圧(kgf/m²)
 C : 風力係数=1.2 A : 風力が作用する見つけ面積(m²)

Hハウス $A=1.6 \times 2.0$ 、その他 $A=1.8 \times 3.0$

「速度圧と設計風速の関係式」

$$q = 0.016 \times V^2 \times \sqrt{H} \quad \dots\dots\dots(3-4)$$

q : 速度圧(kgf/m²)
 V : 設計用風速(m/s)

H : ハウス高さ

Hハウス $H \doteq 3.3\text{m}$ 、その他 $H \doteq 3.6\text{m}$

柱の倒れ制限は、柱はり接合部の接合プレートが塑性変形をおこして角度変化を生じたこと、また、 $h/30$ 付近より基礎部の回転が大きくなったことを考慮し、 $h/60$ が適当と判断して検討した。これによると、実験に使用した鉄骨補強パイプハウスの変形制限 $h/60$ による強度は風速 30 m/sec 程度と考えられる。なお、柱はり接合部の強度が低い W1 ハウスの強度は、風速 20 m/sec 程度と低い値となる。W1 ハウスについては大きな面積の連棟ハウスの構造に適するよう、接合部の強度を向上させるための検討が必要である。

3.4.3 実物大ハウス強度実験のまとめ

- ①屋根面ブレースが設置されていない水平張り型の鉛直強度は、アーチパイプの面外倒壊により決定する。また、アーチ張り型の鉛直強度は水平張り型以上であり、強度の決定は母屋パイプ（桁行き部材）に依存する傾向が見られる。
- ②水平張り型アーチパイプの鉛直強度は、2 種ハウスともアーチパイプの脚部をピン支持条件として計算した理論値に近似している。また、アーチパイプの脚部をピン支持とし、棟部鉛直方向の変形制限を $L/100$ (L : 間口サイズ) とした場合の理論強度は、面外倒壊した実物大ハウス実験の最大強度と近い値となる。
- ③桁行き方向部材について、変形制限と応力度制限による許容強度を計算した結果、断面性能の良い部材の場合は応力度制限で、また、断面性能が劣る部材の場合は変形制限によって決定される傾向が見られる。
- ④サイドパイプを有する Sハウスは、鉛直荷重によってアーチパイプが下がり、アーチパイプと接続するサイドパイプのハウス外側への変形が大きくなる。結果として、サイドパイプを支持する桁行き方向側ばりの横方向（外側）への変形が大きく現れた。
- ⑤アーチ張り型の主フレームには、鉛直最大荷重時に柱の倒れ $h/70$ 程度、棟部鉛直変位 $L/160$ 程度の変形が生じた。水平張り型のフレーム変形は僅かである。
- ⑥水平荷重を載荷した全ハウスとも、柱頭変位 400 mm程度まで強度の低下傾向は見られな

- い。また、2種形式ハウスとも、主フレームの柱はり接合部で強度が決定される傾向が見られる。
- ⑦水平荷重による各ハウスの剛性は、アーチばり型のW2ハウスが最も高く、水平ばり型のSハウスとHハウスはほぼ同程度でW2ハウスの1/2程度、W1ハウスは1/3程度と低いものになった。SハウスとHハウスの僅かな強度差は、Sハウスの外側に設置されたサイドパイプの効果によるものと考えられる。
 - ⑧鉄骨補強パイプハウスの水平強度を、柱はりの主フレーム強度と片側アーチパイプ（サイドパイプを含む）の強度の合計として理論計算で求めた。その結果は、強度の数值は実験強度と大きく相違するが、サイドパイプの有無に関するSハウスとHハウスの実験強度の差と類似した傾向を示した。
 - ⑨実物大ハウスの柱はり接合部には接合部強度実験のような荷初期のスベリの傾向は見られない。これは、はり自重などにより建設時にボルトの接触位置が定められるためである。
 - ⑩水平荷重時の柱頭変位は、水平ばり型は概ね同一変形となった。アーチばり型は加力柱の変位を1.00とすると、中央柱は0.65程度、自由柱は0.52程度と柱位置によって大きく異なった。
 - ⑪フーチングの無いプレハブ基礎は、鉛直荷重実験では変形が少なく十分な強度を有していた。しかし、水平荷重実験では変形が比較的大きく現れ、柱の倒れ $h/30$ 付近より回転も大きくなった。
 - ⑫実験に使用した鉄骨補強パイプハウスの変形制限 $h/60$ による許容強度は風速30 m/sec程度と考えられる。なお、柱はり接合部の強度が低いW1ハウスの強度は風速20 m/sec程度である。

3.5 まとめ

鉄骨補強パイプハウス構造について、①屋根面アーチパイプの部分強度実験、②柱はり接合部強度実験、③実物大のハウスを使用した鉛直荷重と水平荷重の強度実験を行った。結果は以下のように要約される。

3.5.1 鉛直荷重に対する水平ばり型ハウスの強度

- ①屋根面ブレースが設置されていない水平ばり型の鉛直強度は、アーチパイプの面外倒壊により決定される。
- ②水平ばり型アーチパイプの鉛直強度は、2種ハウスともアーチパイプの脚部をピン支持条件として計算した理論値に近似している。また、アーチパイプの脚部をピン支持とし、棟部鉛直方向の変形制限を $L/100$ （ L ：間口サイズ）とした場合の理論強度は、面外倒壊した実物大ハウス実験の最大強度と近い値となる。

- ③サイドパイプを有するSハウスは、鉛直荷重によってアーチパイプが下がり、アーチパイプと接続するサイドパイプのハウス外側への変形が大きくなった。結果として、サイドパイプを支持する桁行き方向側ばりの横方向（外側）への変形が大きく現れた。
- ④水平ばり型の鉛直最大荷重時のフレーム変形は僅かである。

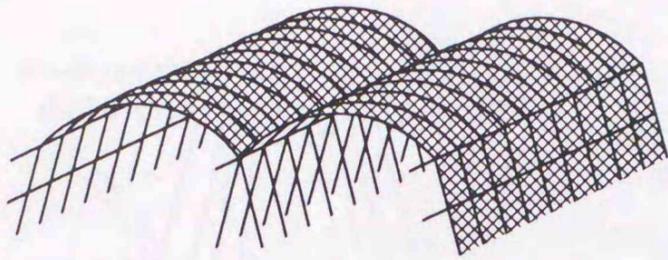
3.5.2 鉛直荷重に対するアーチばり型ハウスの強度

- ①アーチばり型の鉛直強度は水平ばり型以上であり、強度の決定は母屋パイプ（桁行き方向部材）に依存する傾向が見られる。
- ②桁行き方向部材について、変形制限と応力度制限による許容強度を計算した結果、断面性能の良い部材の場合は応力度制限で、また、断面性能が劣る部材の場合は変形制限によって決定される傾向が見られる。
- ③アーチばり型の主フレームには、鉛直最大荷重時に柱の倒れ $h/70$ 程度、棟部鉛直変位 $L/160$ 程度の変形が生じた。しかし、構造上に問題となる損傷は無い。
- ④フーチングの無いプレハブ基礎は鉛直荷重実験では変形が少なく、十分な強度を有していた。

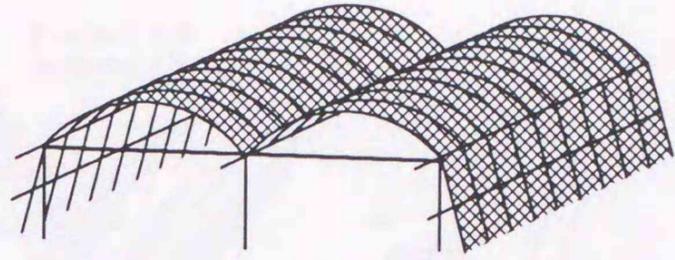
3.5.3 水平荷重に対するハウスの強度

- ①水平荷重を載荷した全ハウスとも、柱頭変位 400 mm程度まで強度の低下傾向は見られない。また、2種形式ハウスとも、主フレームの柱はり接合部で強度が決定される傾向が見られた。
- ②水平荷重による各ハウスの剛性は、アーチばり型のW2ハウスが最も高く、水平ばり型のSハウスとHハウスはほぼ同程度でW2ハウスの $1/2$ 程度、W1ハウスは $1/3$ 程度と低いものになった。SハウスとHハウスの僅かな強度差は、Sハウスの外側に設置されたサイドパイプの効果によるものと考えられる。
- ③鉄骨補強パイプハウスの水平強度を、柱はりの主フレーム強度と片側アーチパイプ（サイドパイプを含む）の強度の合計として理論計算で求めた。その結果は、強度の数値は実験強度と大きく相違するが、サイドパイプの有無に関するSハウスとHハウスの実験強度の差と類似した傾向を示した。
- ④水平荷重時の柱頭変位は、水平ばり型は概ね同一変形となった。アーチばり型は加力柱の変位を 1.00 とすると、中央柱は 0.65 程度、自由柱は 0.52 程度と柱位置によって大きく異なった。
- ⑤フーチングの無いプレハブ基礎は水平荷重実験では変形が比較的大きく現れ、柱の倒れ $h/30$ 付近より回転も大きくなった。
- ⑥柱はり接合部の許容強度は、実験状況をもととした接合形式に応じた計算方法が適用できる。なお、実験結果の最大強度は許容強度の2倍である。
- ⑦実験に使用した鉄骨補強パイプハウスの変形制限 $h/60$ による許容強度は風速 30 m/sec

程度と考えられる。なお、柱はり接合部の強度が低い W1 ハウスの強度は風速 20 m/sec 程度である。

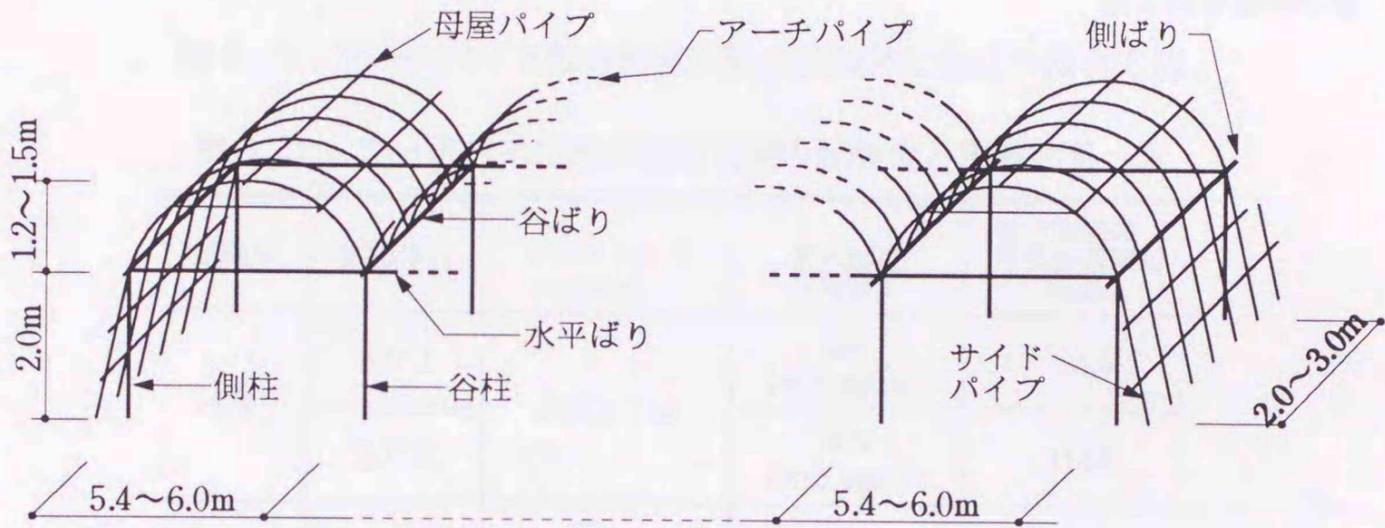


(a) 連棟式地中押し込み式パイプハウス

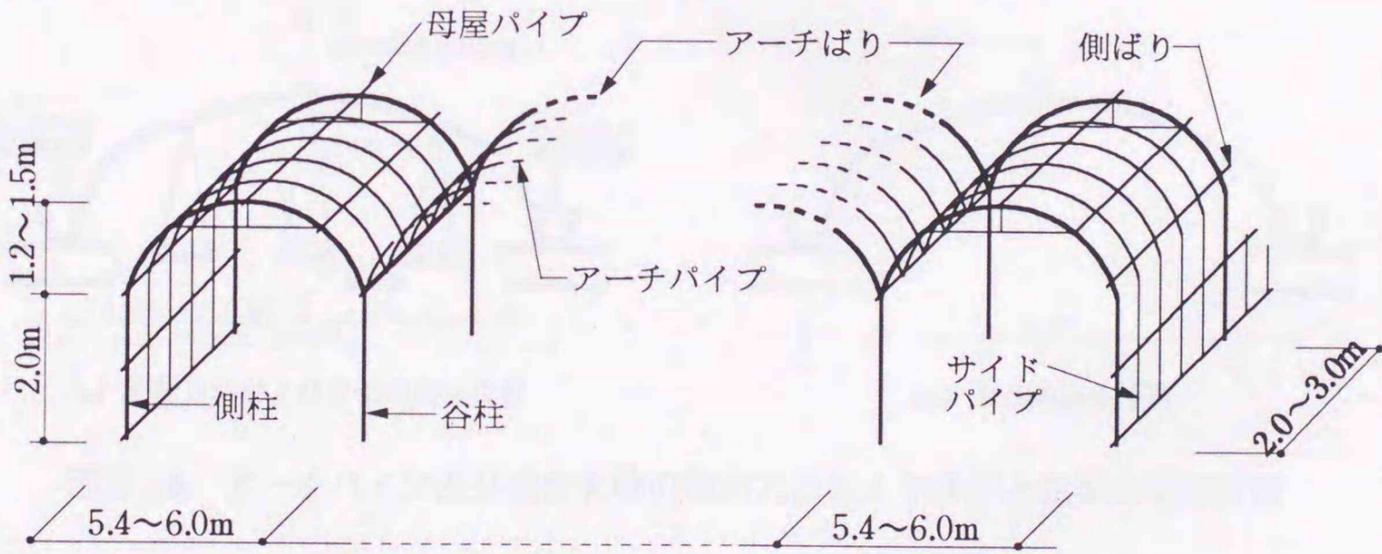


(b) 鉄骨補強パイプハウス

図 3.1 連棟式ハウスの構造



(a) 水平ばり型



(b) アーチばり型

図 3.2 鉄骨補強パイプハウスの形状

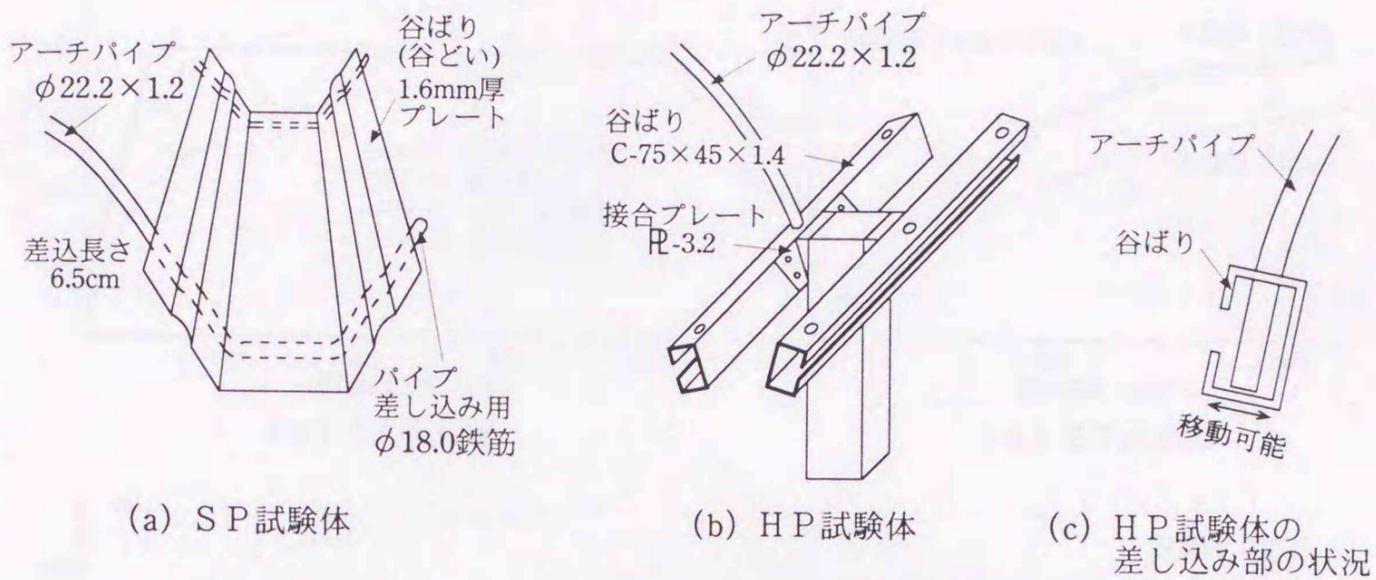


図3.3 アーチパイプ部分強度実験の試験体と谷ばり接合方法

表3.1 アーチパイプ部分強度実験の試験体と実験結果一覧

試験体	試験体名	アーチパイプ (mm)	最大強度 (N/m ²)	最大強度時棟部鉛直変位 (mm)
SP	SP 1	φ22.2×1.2	400 (40.8 kgf/m ²)	55.6
	SP 2		395 (40.3 kgf/m ²)	114.8
HP	HP 1	φ22.2×1.2	331 (33.8 kgf/m ²)	72.3
	HP 2		336 (34.3 kgf/m ²)	128.6

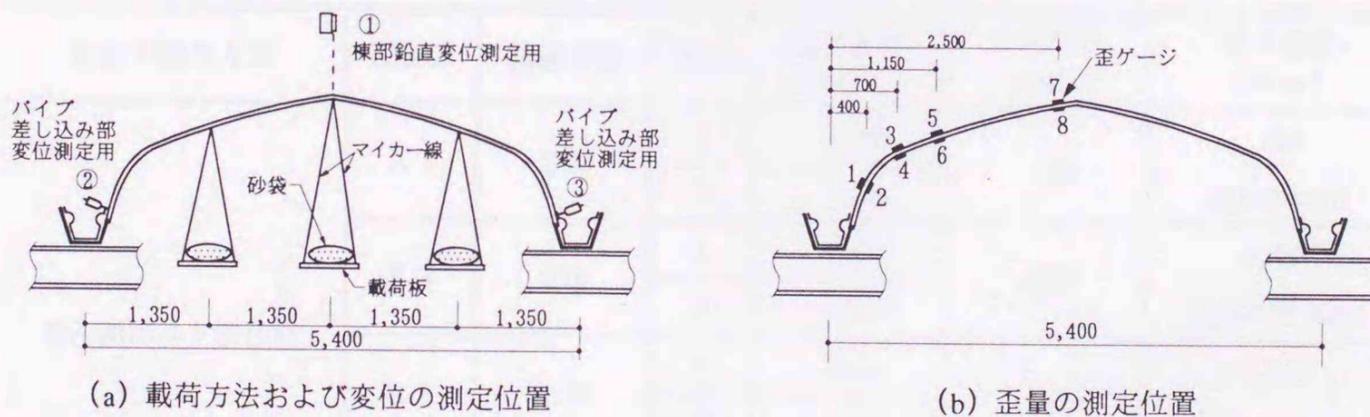


図3.4 アーチパイプ部分強度実験の荷重方法および変位と歪量の測定位置

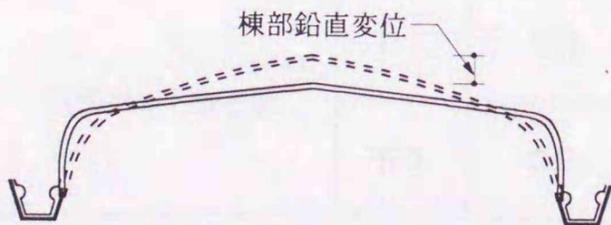
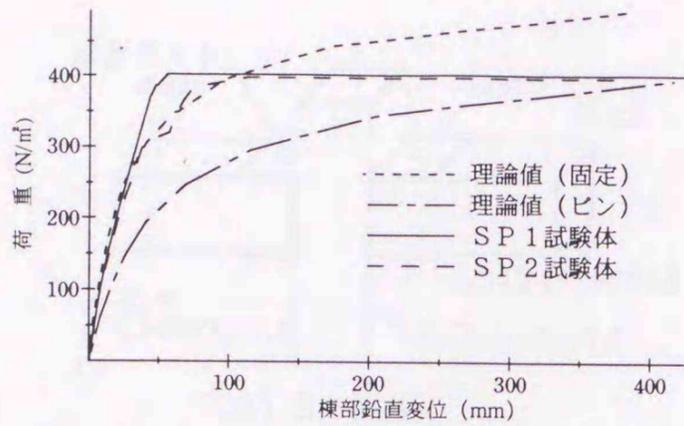
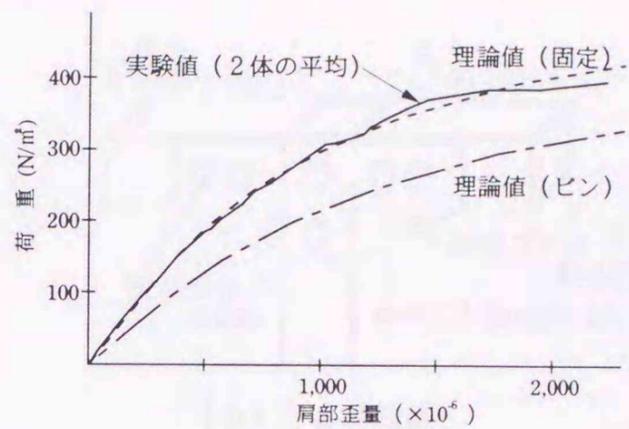


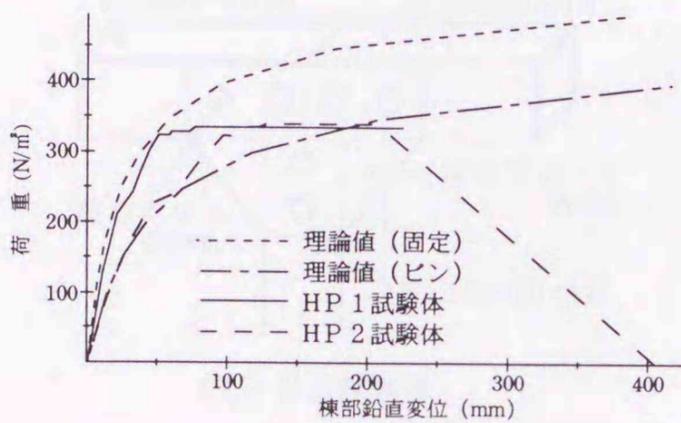
図3.5 アーチパイプの変形形状



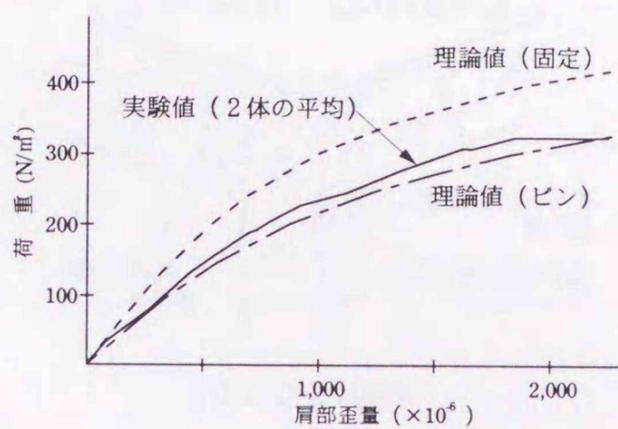
(a) SP試験体



(a) SP試験体



(b) HP試験体



(b) HP試験体

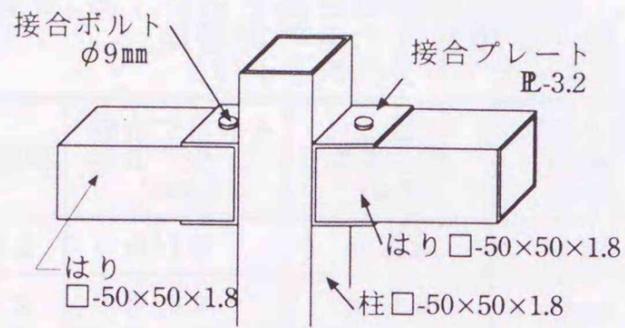
図3.6 アーチパイプ部分強度実験の荷重と棟部鉛直変位の関係

図3.7 アーチパイプ部分強度実験の荷重と肩部歪量の関係 (3, 4ゲージ位置)

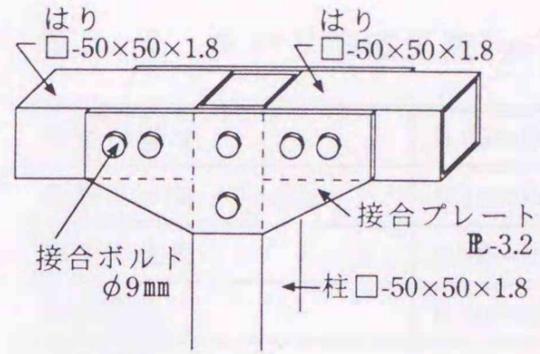
表3.2 柱はり接合部強度実験の試験体と実験結果の一覧

柱はり接合方法	試験体	試験体数	番号	最大荷重 [$\times 10^3 \text{N}$]	平均荷重 [$\times 10^3 \text{N}$]	最大強度 [$\text{N}\cdot\text{m}$]
せん断ボルト接合型	S 1	2体	1	1.00	1.00	300
			2	1.00		(307tf \cdot mm)
	S 2	2体	1	4.81	4.51*	1,353*
			2	4.22*		(1,380*tf \cdot mm)
	S 3	2体	1	4.25	4.16	1,248
			2	4.08		(1,273tf \cdot mm)
	D 2	2体	1	12.02	12.03	3,609
			2	12.04		(36.81tf \cdot mm)
引張ボルト接合型	H 1	2体	1	2.79	2.80	840
			2	2.82		(8.59tf \cdot mm)
	H 2	2体	1	2.73*	2.73*	819*
			2	2.73*		(8.34*tf \cdot mm)

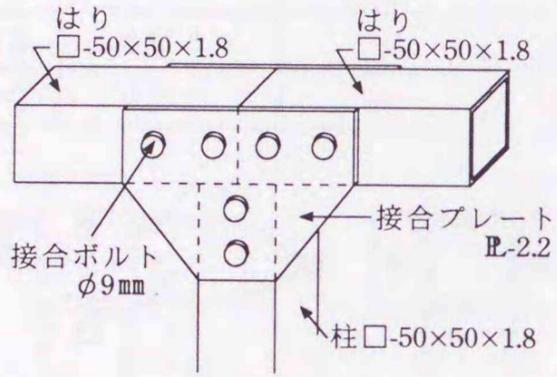
注：*印は途中で荷重を中止した場合の参考強度を示す。



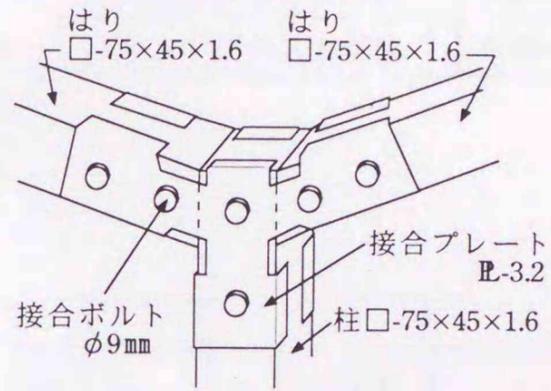
(a) S1 試験体



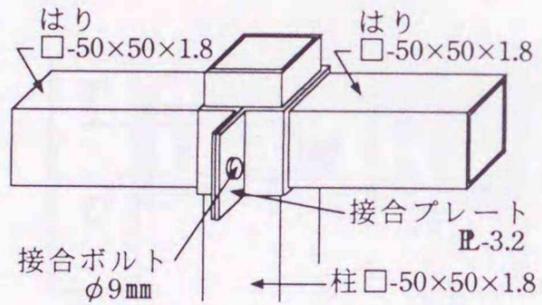
(b) S2 試験体



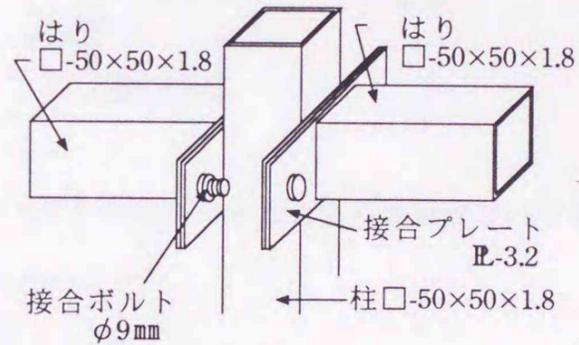
(c) S3 試験体



(d) D2 試験体



(e) H1 試験体



(f) H2 試験体

図 3.8 柱はり接合部強度実験の試験体の詳細

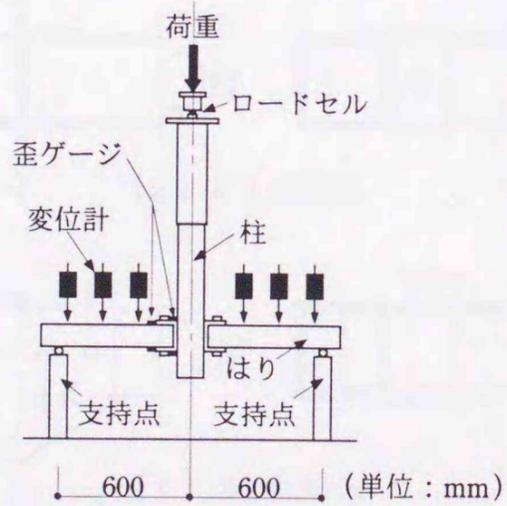


図 3.9 柱はり接合部強度実験の
載荷方法と測定方法

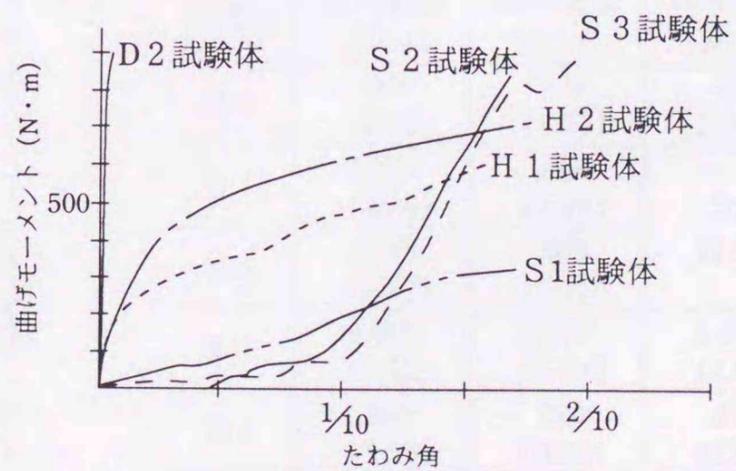


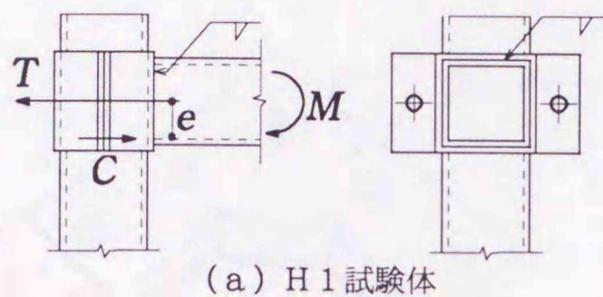
図 3.10 柱はり接合部強度実験の
曲げモーメントとたわみ角の関係

表 3.3 柱はり接合部強度実験の
試験体ボルト穴とボルト径
(ボルト穴のクリアランス)

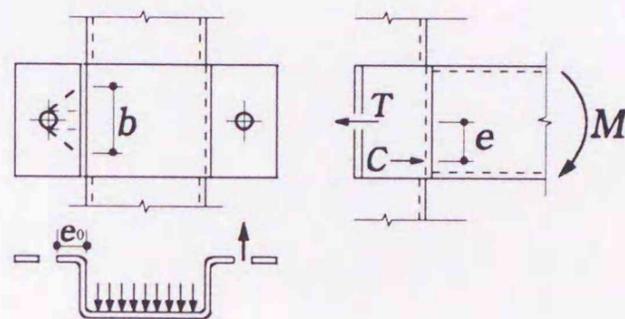
試験体	接合プレート ボルト穴 [mm]	柱とはり ボルト穴 [mm]	ボルト径 (M9) [mm]
S 1	φ11.0	φ11.8	φ8.3
S 2	φ10.9	φ12.0	φ8.3
S 3	φ10.9	φ12.0	φ8.3
D 2	φ10.5	φ12.5	φ8.3
H 1	φ11.0	—	φ8.3
H 2	φ10.2	—	φ8.3

表 3.4 スベリ摩擦係数(μ)

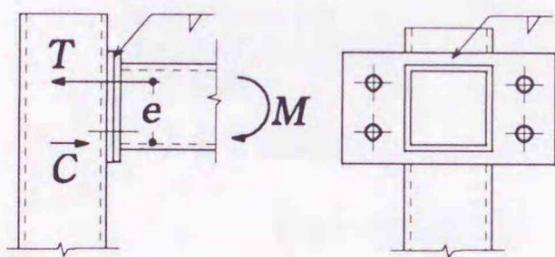
光明丹塗り	0.05~0.25
亜鉛メッキ	0.10~0.30
黒皮のまま	0.20~0.40
みがき肌	0.20~0.35
酸化炎吹付	0.25~0.60
浮き錆を除去した錆肌	0.45~0.70
ショットブラストがけ	0.40~0.70



(a) H 1 試験体

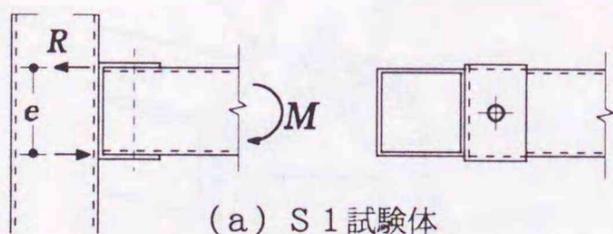


(c) 引張ボルト接合型の理論耐力の考え方

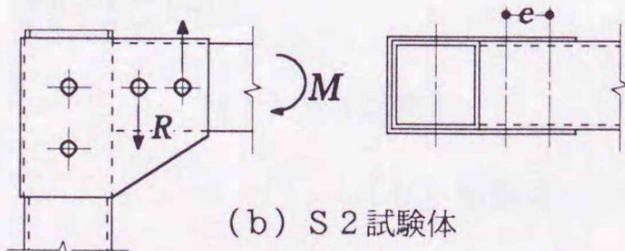


(b) H 2 試験体

図 3.11 理論解析に用いた引張ボルト接合型の事例



(a) S 1 試験体



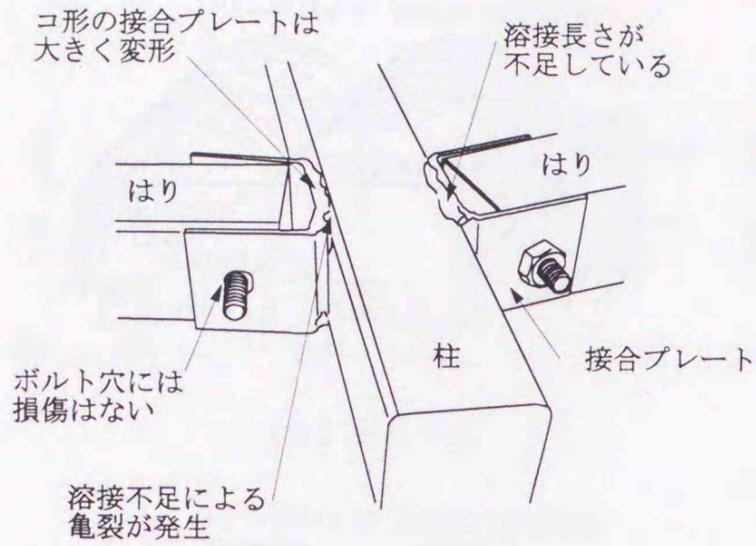
(b) S 2 試験体

図 3.12 理論解析に用いた
せん断ボルト接合型の事例

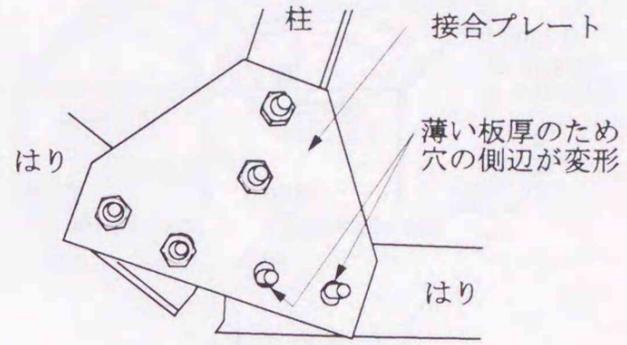
表 3.5 柱はり接合部強度実験の
実験強度と理論強度

試験体	最大強度 [N·m]	弾性強度 [N·m]	理論強度 [N·m]
S 1	300 (2.24)	231 (1.72)	134 (1.00)
S 2	1,353 (2.36)	600 (1.05)	572 (1.00)
S 3	1,248 (3.07)	406 (0.71)	134 (1.00)
D 2	3,609 (3.51)	1,577 (1.53)	1,029 (1.00)
H 1	840 (3.58)	229 (0.98)	235 (1.00)
H 2	819 (5.28)	232 (1.50)	155 (1.00)

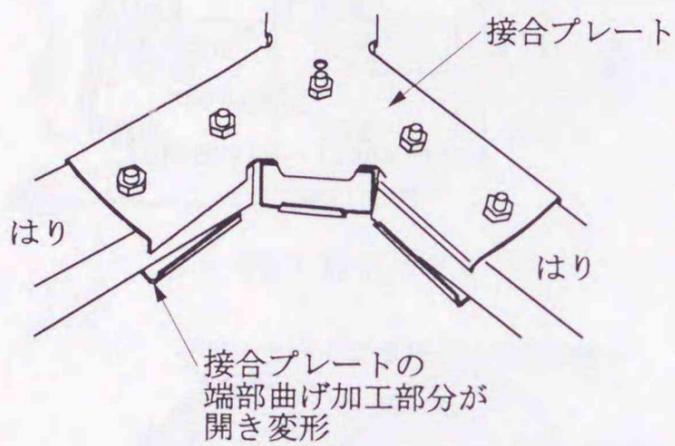
注: ()は理論強度に対する比率



(1) S1 試験体

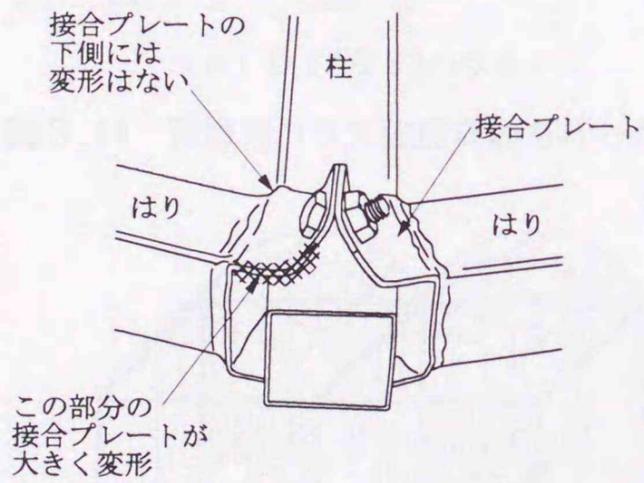


(2) S3 試験体

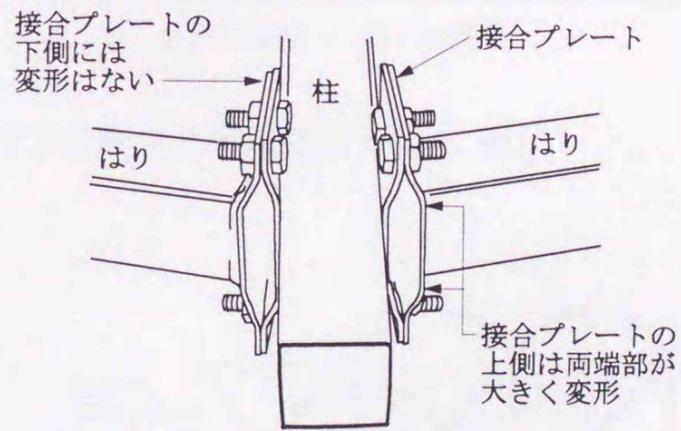


(3) D2 試験体

(a) せん断ボルト接合型試験体の変形状況



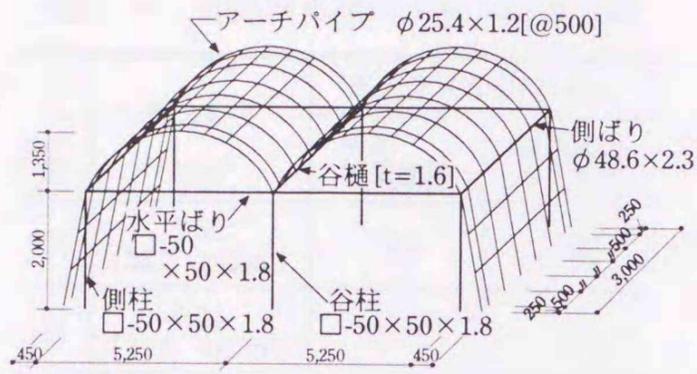
(1) H1 試験体



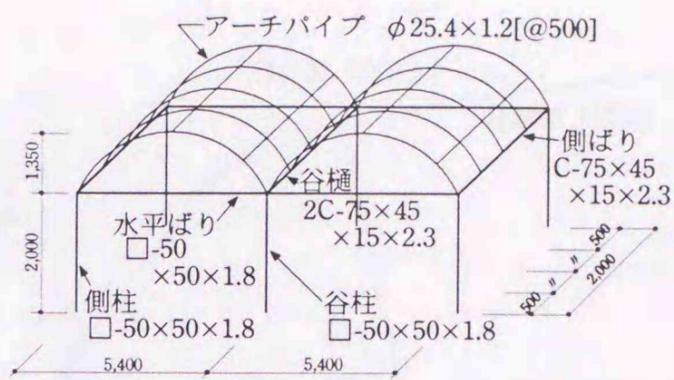
(2) H2 試験体

(b) 引張ボルト接合型試験体の変形状況

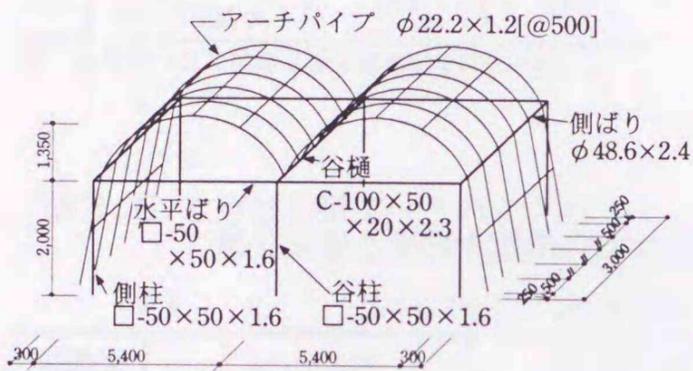
図 3.13 柱はり接合部強度実験における実験後の接合部の変形状況



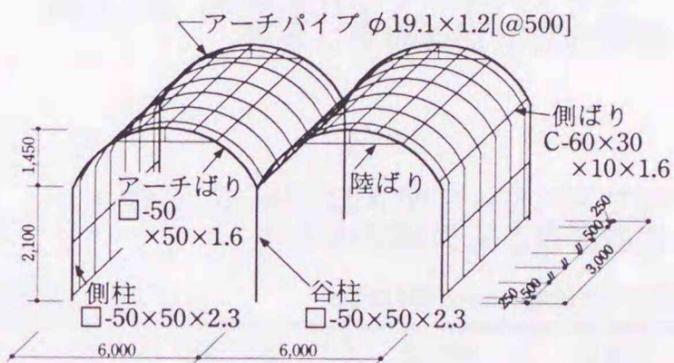
(a) Sハウス



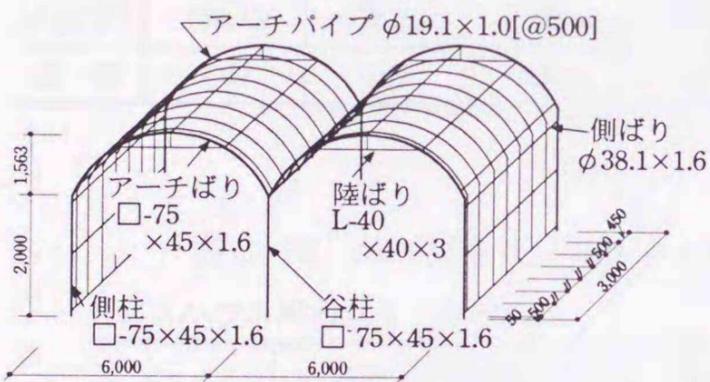
(b) Hハウス



(c) W1ハウス



(d) W2ハウス



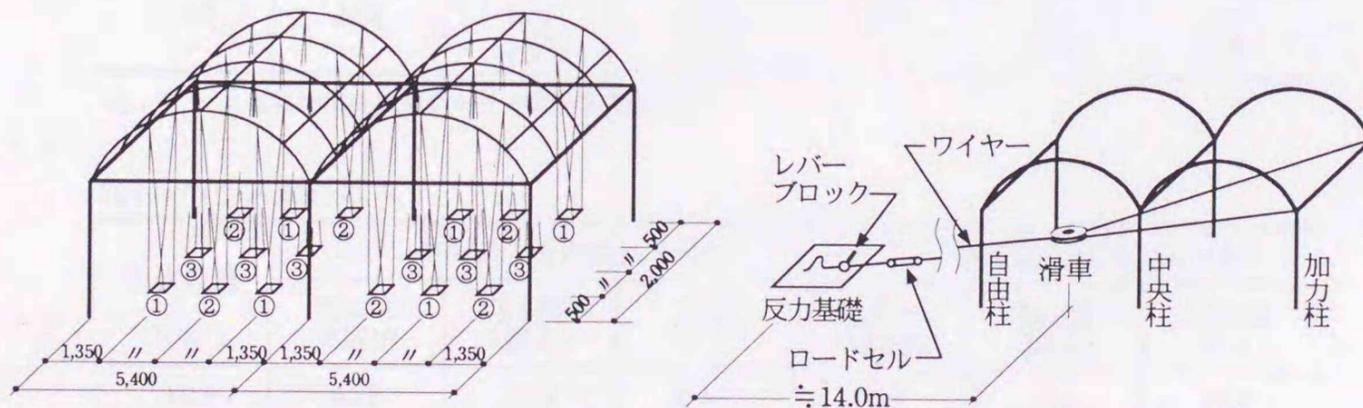
(e) D1(D2)ハウス

表3.6 実物大強度実験用ハウスの
載荷方法の内訳

載荷方法	水平ばり型			アーチばり型		
	S	H	W1	W2	D1	D2
鉛直載荷	○	○			○	◎
水平載荷	○	○	○	○		

注：D1とD2は同一ハウスを使用

図3.14 実物大ハウス強度実験を行ったハウスの形状と使用部材 (単位：mm)



(a) 鉛直荷重載荷の方法(○内数字は載荷順序)
(単位：mm)

(b) 水平荷重載荷の方法

図3.15 実物大ハウス強度実験の載荷方法概要

表3.7 鉛直荷重載荷実験の結果一覧

ハウス名	最大強度 N/m ²	最大強度時変位(mm)	
		棟部鉛直変位	柱頭部水平変位
S	355 (36.2 kgf/m ²)	79.9	2.6
H	300 (30.6 kgf/m ²)	75.3	3.0
D1	335* (34.2* kgf/m ²)	37.4	24.6
D2	619* (63.1* kgf/m ²)	9.4	11.1

柱：*印のハウス実験は途中で載荷を中止した。

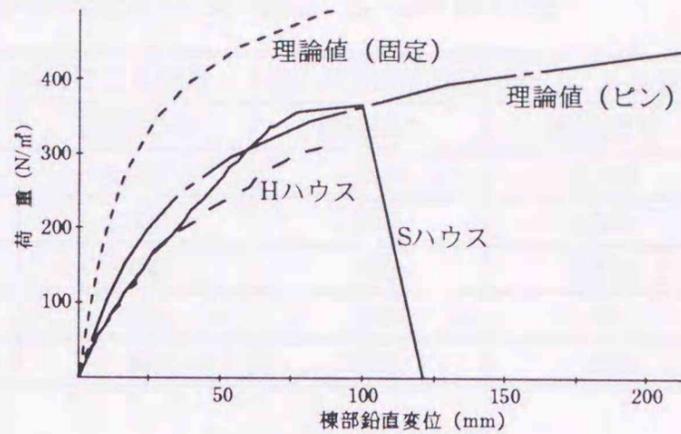


図3.16 水平ばり型アーチパイプの荷重と棟部鉛直変位の関係

表3.8 水平ばり型アーチパイプの部分実験と実物大実験の強度比較

(パイプサイズ φ25.4mm×1.2換算)

試験体	Sハウス用		Hハウス用	
	部分実験	実物大実験	部分実験	実物大実験
アーチパイプ強度 N/m ² (kgf/m ²)	532 (54.3)	355 (36.2)	447 (45.6)	300 (30.6)
比率	1.00	0.67	1.00	0.67

表3.9 水平ばり型アーチパイプのたわみ制限による許容強度

(間口サイズ5.4m、脚部ピン支持)

制限	L/100	L/60
たわみ許容変位 (mm)	54	90
許容強度 N/m ² (kgf/m ²)	334 (34.1)	414 (42.2)

表3.10 水平ばり型の桁行き部材についての端部支持条件の比較

(a) Sハウス用谷ばり (谷どい)

鉛直荷重 (N/m ²)	スパン中央部の鉛直変位 (mm)			スパン中央部の応力度 (N/mm ²)		
	実物大実験値	理論値 (固定)	理論値 (ピン)	実物大実験値	理論値 (固定)	理論値 (ピン)
74.5	1.13	0.24 (0.21)	1.23 (1.09)	12.7	4.7 (0.37)	14.4 (1.13)
149.0	2.24	0.49 (0.21)	2.46 (1.10)	22.1	9.3 (0.42)	28.7 (1.30)

柱：() は実物大実験値に対する理論値の比率。

(b) Hハウス用谷ばり

鉛直荷重 (N/m ²)	スパン中央部の鉛直変位 (mm)			スパン中央部の応力度 (N/mm ²)		
	実物大実験値	理論値 (固定)	理論値 (ピン)	実物大実験値	理論値 (固定)	理論値 (ピン)
74.5	0.25	0.15 (0.60)	0.67 (2.68)	9.4	5.4 (0.57)	14.7 (1.56)
149.0	0.69	0.29 (0.42)	1.33 (1.93)	19.8	10.9 (0.55)	28.9 (1.46)

柱：() は実物大実験値に対する理論値の比率。

表3.11 桁行き方向部材のたわみ制限と応力度制限による許容強度

桁行き部材名	実験強度	たわみ制限(L/100)による強度		応力度制限(295N/mm ²)による強度	
		単純ばり	連続ばり	単純ばり	連続ばり
S谷ばり	-	2,130	4,030	1,780	3,360
H谷ばり	-	1,320	2,500	820	1,550
D1棟部桁ばり	280	410	780	600	1,130
D1母屋パイプ	130	110	200	230	420
D2母屋パイプ	120	110	200	230	420

注：単位は(N/m²)、スパン(L)は3.0m

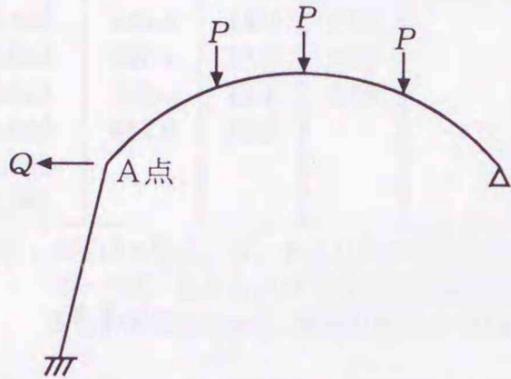
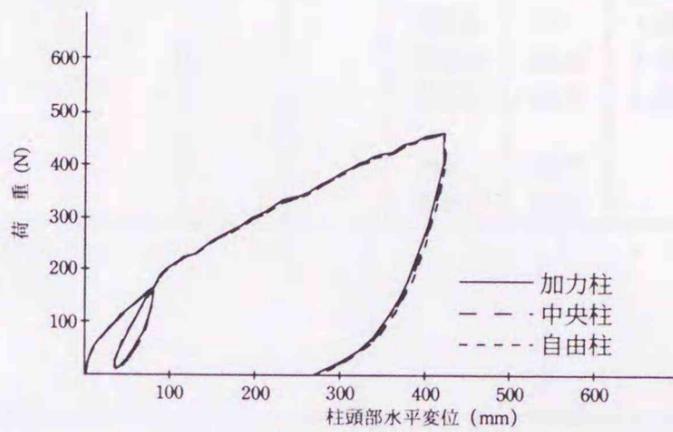


図3.17 外アーチの仮定

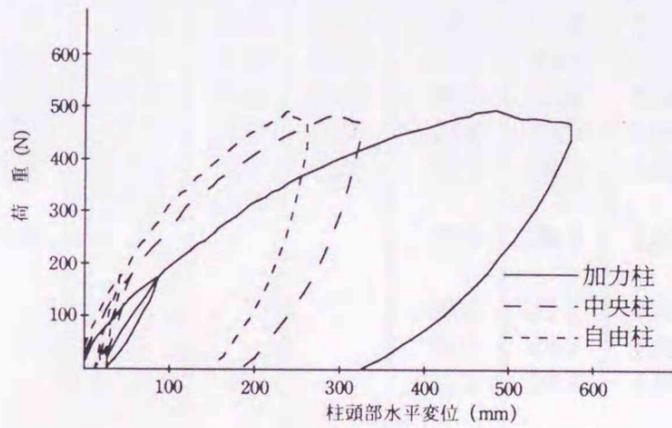


(a) Sハウス

表3.12 水平荷重載荷実験の結果一覧

ハウス名称	最大強度(N)	柱位置	最大強度時変位(mm)	
			柱頭部水平変位	柱脚部水平変位
S	4,653 (474.5kgf)	自由	412.3	64.2
		中央	416.1	52.8
		加力	416.5	38.2
H	3,112 (317.3kgf)	自由	388.8	61.2
		中央	391.8	72.7
		加力	390.8	56.5
W1	2,795 (285.0kgf)	自由	395.2	56.9
		中央	390.8	39.9
		加力	393.9	37.1
W2	4,967 (506.5kgf)	自由	248.2	38.6
		中央	310.7	72.2
		加力	479.7	109.8

注：強度は1フレーム当たりの値を示す。



(b) W2ハウス

図3.18 水平荷重載荷実験の荷重と柱頭部水平変位の関係

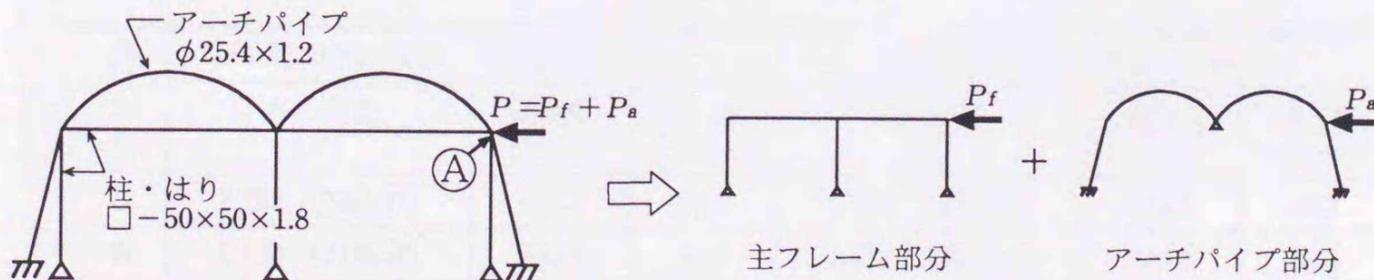


図3.19 Sハウスをモデルとした主フレームとサイドパイプの水平荷重分担の考え方

表 3.13 水平荷重載荷実験の荷重と柱頭部水平変位および剛性の関係

(a) 実験で測定した柱頭部変位の場合

水平荷重 (N)	Sハウス			Hハウス			W1ハウス			W2ハウス		
	変位	剛性	比率									
490	7.4	66.1	1.60	23.6	20.8	0.50	33.8	14.5	0.35	11.9	41.2	1.00
981	31.5	31.1	1.16	50.4	19.4	0.73	102.5	9.6	0.36	36.7	26.7	1.00
1,471	61.8	23.8	1.05	96.8	15.2	0.67	170.7	8.6	0.38	64.8	22.7	1.00
1,961	90.1	21.7	1.12	149.6	13.1	0.67	240.0	8.2	0.42	100.9	19.4	1.00
2,452	139.2	17.6	1.00	250.4	9.8	0.56	330.9	7.4	0.42	139.5	17.6	1.00
2,795							393.3	7.1				
2,942	189.5	15.5	0.94	357.1	8.2	0.50				179.0	16.4	1.00
3,109				390.5	8.0							
3,432	245.4	14.0	0.93							227.5	15.1	1.00
3,922	297.7	13.2	0.95							284.4	13.8	1.00
4,413	365.4	12.1	0.98							357.1	12.3	1.00
4,648	414.9	11.2										
4,903										458.1	10.7	
4,962										479.7	10.3	

注：水平ばり型S、H、W1ハウスの変位は柱6本の平均とした。
 アーチばり型W2ハウスの変位は加力柱2本の平均とした。
 変位の単位は(mm)、剛性の単位は(N/mm)とした。

(b) 基礎回転の影響を除いた柱頭部変位の場合

水平荷重 (N)	Sハウス			Hハウス			W1ハウス			W2ハウス		
	変位	剛性	比率									
490	5.9	82.7	1.06	19.8	24.7	0.32	25.0	19.6	0.25	6.3	77.8	1.00
981	23.1	42.4	0.85	36.6	26.8	0.54	71.1	13.8	0.28	19.7	49.8	1.00
1,471	42.8	34.3	0.76	62.3	23.6	0.52	115.1	12.8	0.28	32.7	44.9	1.00
1,961	61.2	32.1	0.79	86.8	22.6	0.56	158.9	12.3	0.30	48.4	40.5	1.00
2,452	91.5	26.8	0.68	125.7	19.5	0.49	215.8	11.3	0.29	62.4	39.3	1.00
2,795							254.6	11.0				
2,942	121.1	24.3	0.62	156.8	18.8	0.48				75.3	39.1	1.00
3,109												
3,432	155.8	22.0	0.54	166.5	18.7					83.5	41.1	1.00
3,922	180.9	21.7	0.52							93.9	41.7	1.00
4,413	214.4	20.6	0.52							112.3	39.3	1.00
4,648	239.8	19.4										
4,903										137.5	35.6	
4,962										145.8	34.0	

注：水平ばり型S、H、W1ハウスの変位は柱6本の平均とした。
 アーチばり型W2ハウスの変位は加力柱2本の平均とした。
 変位の単位は(mm)、剛性の単位は(N/mm)とした。

表 3.14 柱の倒れ制限をもととしたハウスの許容強度

ハウス名	柱の倒れ制限 ($\delta \leq h/35$)			柱の倒れ制限 ($\delta \leq h/60$)		
	水平荷重 [N]	速度圧 [N/m^2]	風速 [m/sec]	水平荷重 [N]	速度圧 [N/m^2]	風速 [m/sec]
S	2,795 (285kgf)	431.3	38.1	2,000 (204kgf)	308.6	32.2
H	2,138 (218kgf)	556.8	44.2	1,471 (150kgf)	383.1	36.6
W1	1,324 (135kgf)	204.3	26.2	951 (97kgf)	146.7	22.2
W2	2,775 (283kgf)	428.2	37.9	1,853 (189kgf)	285.9	31.0

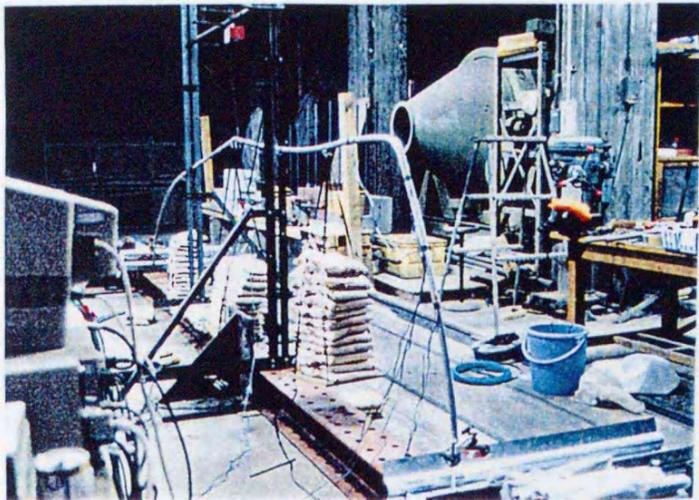


写真 3.1 荷重により右側肩部に局部座屈が
発生して倒壊したアーチパイプの状況

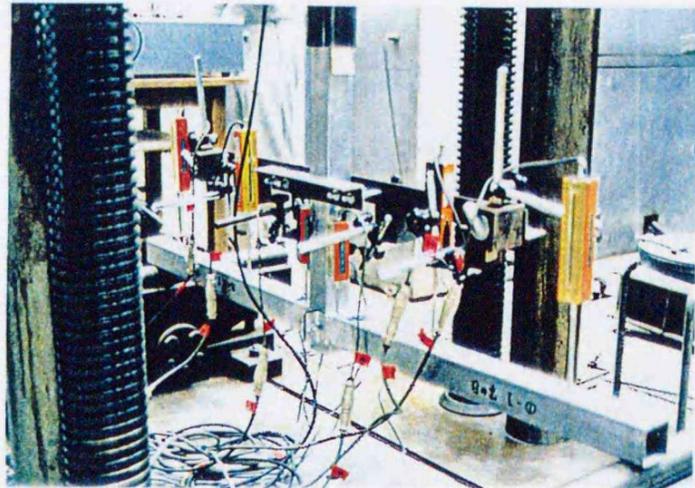


写真 3.2 試験機にセットして変位計も接続
した H 1 試験体の荷重前の状況

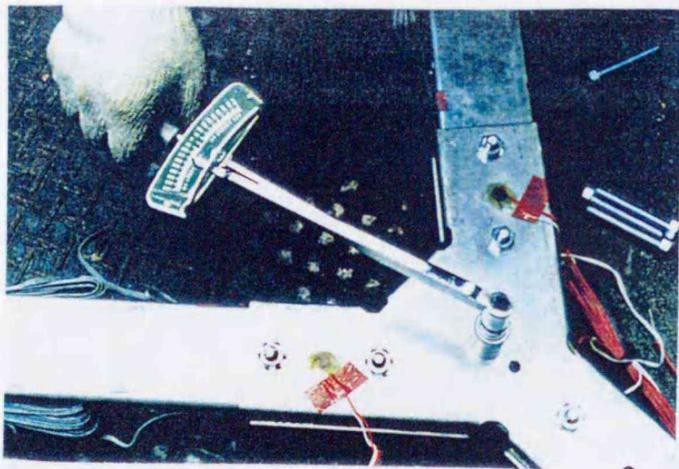


写真 3.3 角パイプの変形を防ぐためトルク
計を使用してボルトを締め付けている状況

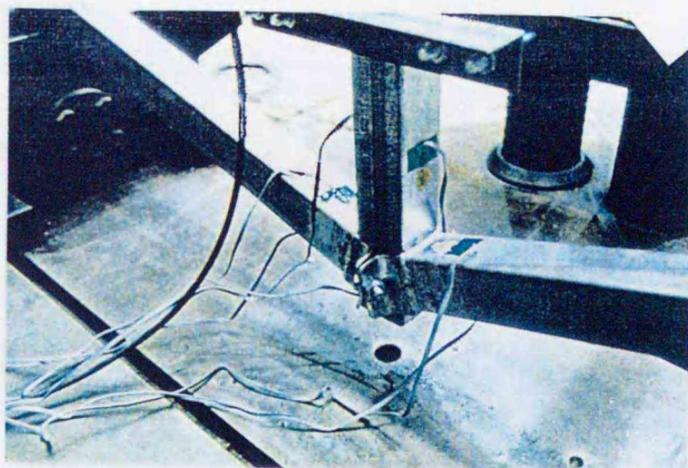


写真 3.4 荷重により接合プレートが大きく
変形した H 1 試験体の状況

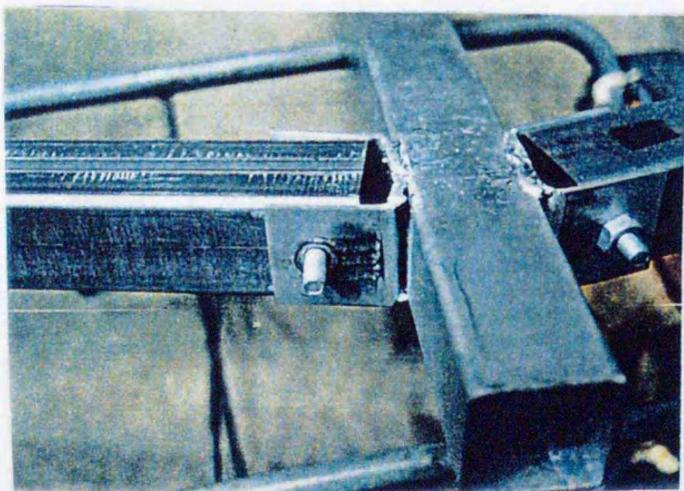


写真 3.5 溶接部に亀裂が入り、接合プレー
トも大きく変形した S 1 試験体の状況

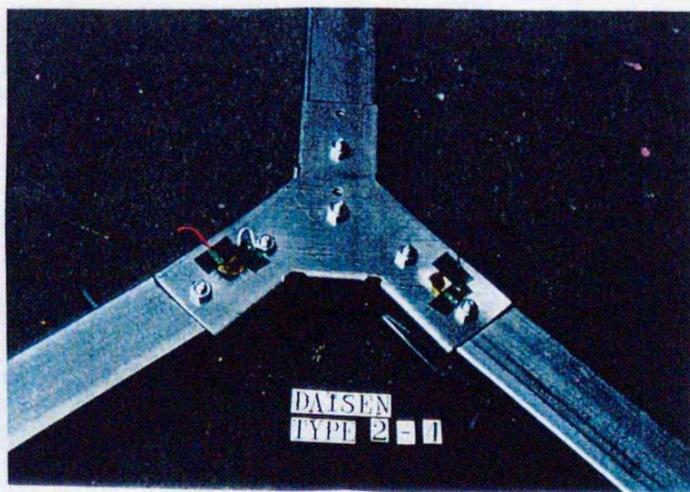


写真 3.6 曲げ加工した接合プレートの端部
が変形した D 2 試験体の状況

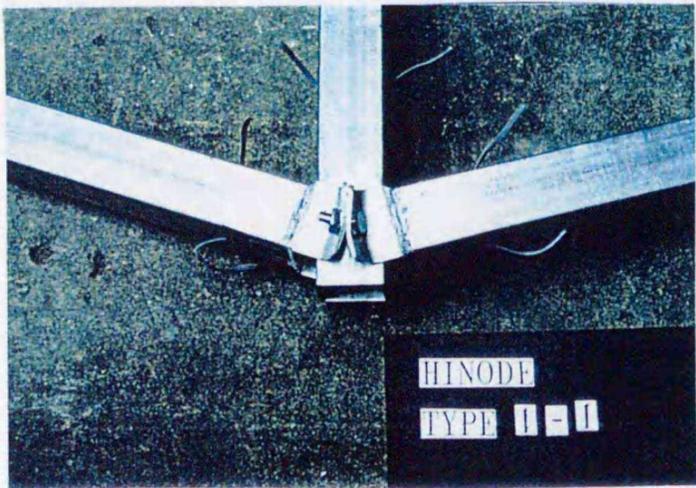


写真3.7 接合プレートが大きく面外変形したH1試験体の状況

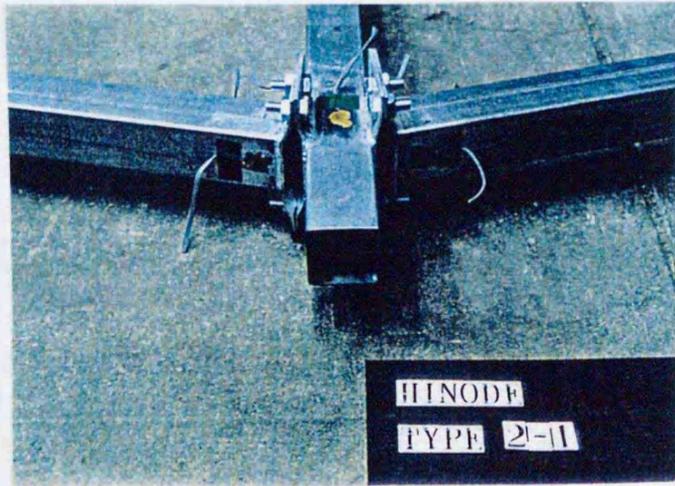


写真3.8 柱とはりの接合プレートが大きく面外変形したH2試験体の状況



写真3.9 サイドパイプを有する水平ばり型Sハウスの全景



写真3.10 柱はりフレームとアーチパイプのみの水平ばり型Hハウスの全景



写真3.11 アーチばり型D1 (D2) ハウスの全景



写真3.12 アーチばり型W2ハウスの全景

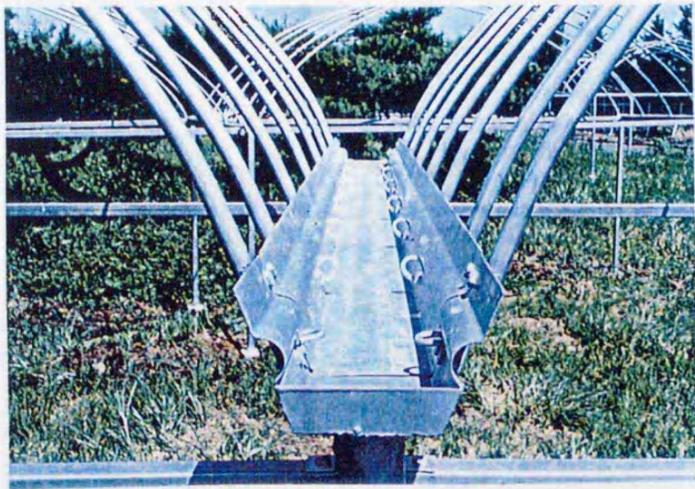


写真 3.13 谷どいの鉄骨へアーチパイプを差し込んだSハウス谷部の状況

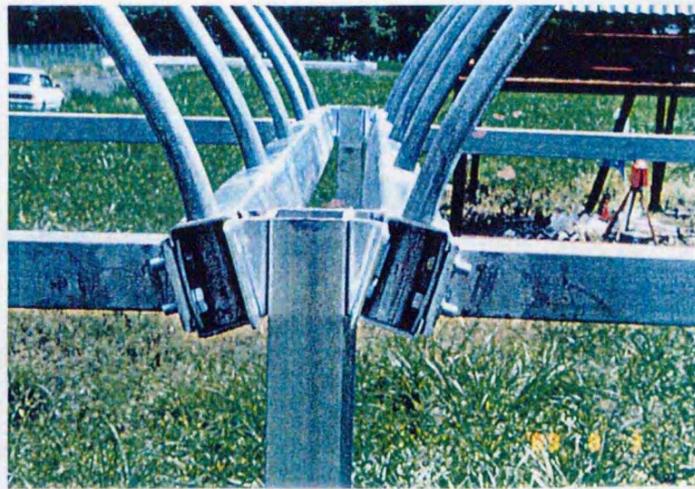


写真 3.14 軽量形鋼の谷ばりへアーチパイプを差し込んだHハウス谷部の状況

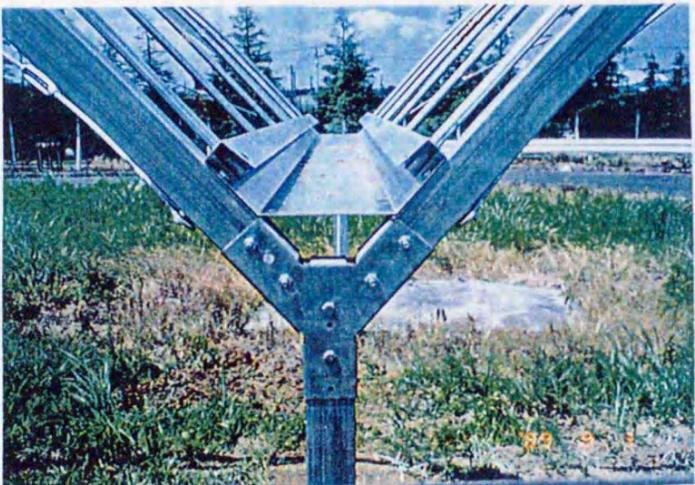


写真 3.15 薄板谷ばりへアーチパイプを差し込んだD1ハウス谷部の状況

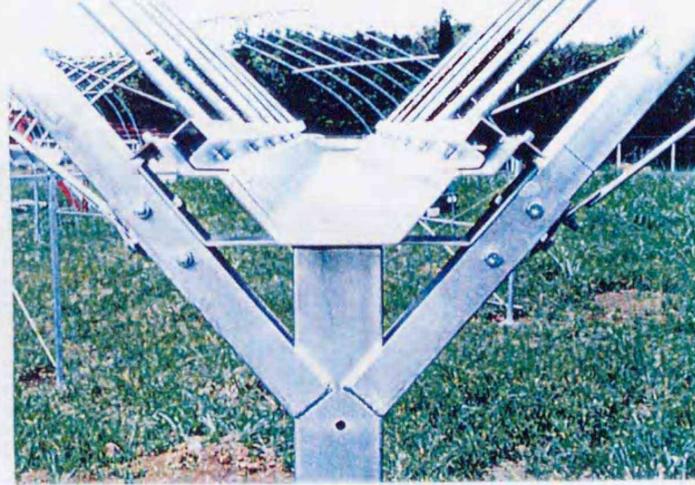


写真 3.16 薄板谷ばりへアーチパイプを差し込んだW2ハウス谷部の状況



写真 3.17 接合プレートが下側のみとなっているW1ハウスの接合部の状況



写真 3.18 プレハブ基礎の埋め込み状況



写真 3.19 サイドパイプを有するSハウスの
倒壊時のアーチパイプ変形状況



写真 3.20 サイドパイプが無いためにアーチ
パイプ部分が大きく変形した
Hハウスの倒壊時の状況

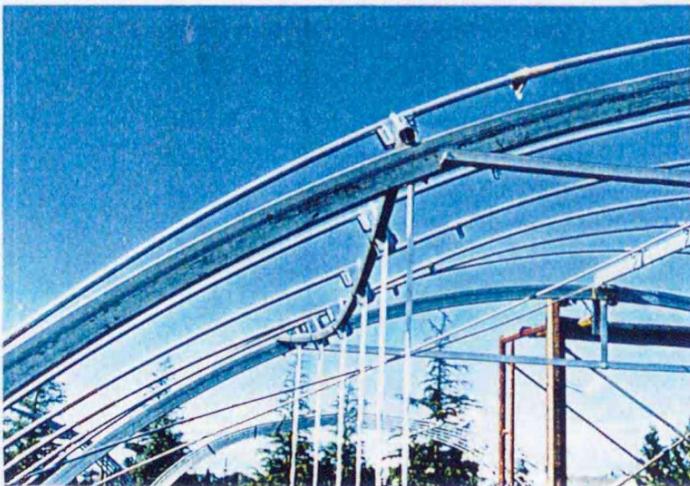


写真 3.21 母屋パイプのみに載荷したD2
ハウスの母屋パイプの変形状況

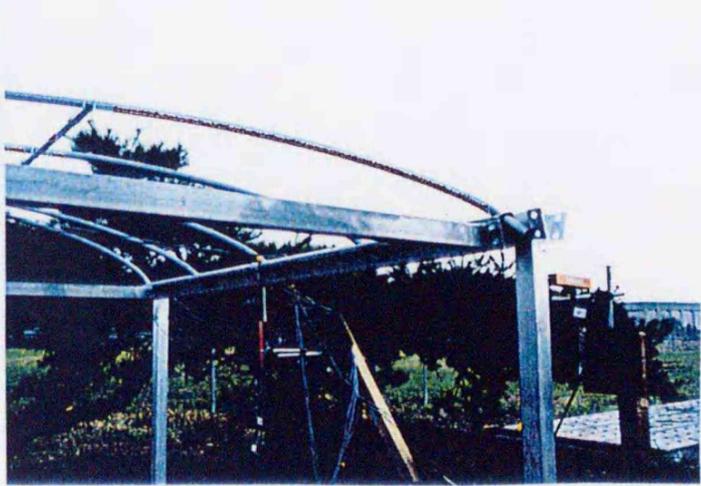


写真 3.22 アーチパイプ脚部の谷ばり内移動
により倒壊したHハウスの状況

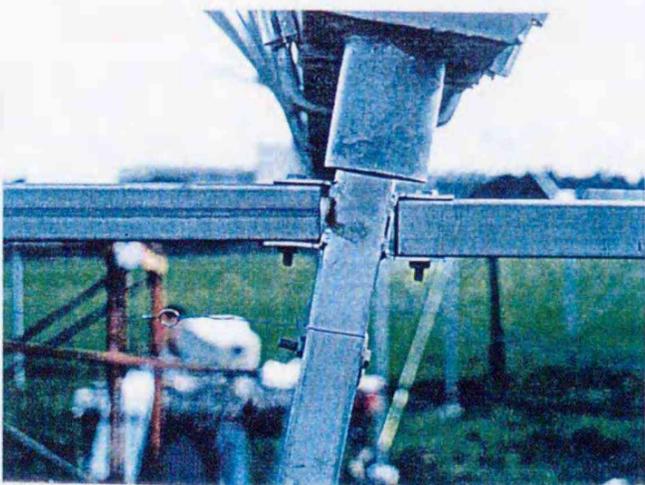


写真 3.23 水平荷重により変形したSハウス
柱はり接合部の状況



写真 3.24 接合プレートが下側のみのため
水平耐力が低いW1ハウスの接合部状況



写真 3.25 水平荷重により柱はり接合部が
局部的に変形した W 2ハウスの状況



写真 3.26 水平荷重により面外変形した柱脚
プレートの状況

第4章 園芸用ガラスハウスの強度

4.1 概説

4.1.1 研究の目的

園芸用ガラスハウス（以下、「ガラスハウス」という）は大規模化により桁行き方向へ長く続く構造物となる事例が増えてきている。このような場合でも、ガラスハウスの柱はりフレームは安全構造基準の構造計算により山形ラーメンとしてのフレーム強度確認がなされ、フレームとしての安全性は確保されている。しかし、地震時などにハウス全体が長く続く桁行き方向へ向けて大きく変形した場合を想定したガラス被覆に対する検討は行われていない。また、暴風時の吹上力に対して、ガラスを留める金具（以下、「クリップ」という）の効果も明確ではない。ガラスハウスのハウス全体としての安全性を確保するためには、残されたこれらの問題を解決する必要がある。

そこで本章では、ガラスハウスの長い桁行き方向へ地震波が伝搬した場合の屋根面や壁面の変形状況を把握する目的で、間口方向スパン数、桁行き方向長さ、屋根面ブレースの設置状況などを組み合わせた弾塑性地震応答解析を行った。また、実際のガラスハウスの屋根面の面内変形と壁面の面外変形の性状を把握する目的で、地震時の変形状況を再現した屋根面面内変形強度実験と壁面面外変形強度実験を行った。さらに、クリップで留めたガラス面の上面と下面それぞれの面外方向強度を確認する目的で、ガラス面への等分布荷重強度実験を行った。弾塑性地震応答解析の設定条件を組み合わせた総数は96事例、実物大ガラスハウスの各部を使用した実験は、屋根面実験4体、壁面実験2体、等分布荷重実験4体の計10体について行った。

4.1.2 研究の意義と背景

ガラスハウスの設置面積は園芸用施設の5%程度を占めており、ここ5年間ではあまり変化は見られずほぼ同様な数値となっている（表1.1参照）。しかし、1棟当たりの面積は拡大する傾向があり、5,000 m²から10,000 m²程度のガラスハウスが全国的に建設されている³⁾。大規模化しているガラスハウスには、輸入温室のフェンロータイプとともに連棟山形ラーメンタイプも多く含まれている。山形ラーメンのガラスハウスの場合は、柱はりフレームの強度は安全構造基準で定めた構造計算によって確保されている。また、製造と施工も国内ハウスメーカーが多くを行っているため、構造フレームについての安全性は高いものとなっている。しかし、一般建築物に比べて低い荷重値と緩い変形制限で設計されるため、柱はり断面を組み合わせたフレーム剛性は低くなっている。このため、不規則な地震動によってフレーム間変位に差が生じ、ハウス全体として桁行き方向へ大きく変形した場合の屋根面ガラスなどへの影響が懸念されている。

これに対してガラスハウスが関係する安全構造基準では、ガラスの大きさ（支持間隔）に対して厚さを確認するための強度計算式と、ガラスの支持を確実にして破損防止に対処するため、ガラスの垂木へのかかり代やガラスと垂木の空間（以下、「クリアランス」という）が定められている。しかし、ガラス支持に関する寸法が適切であるかの確認は行われていない。大規模化している山形ラーメンのガラスハウスは、柱はりフレームが敷地一杯まで桁行き方向へ長い構造となり、ハウスとしての重量も比較的大きい。そのため地震時の桁行き方向への変形挙動を把握し、変形性状に対する現状のガラス被覆仕様を確認することが要求されている。

また、比較的頻度の高い暴風時については、ガラスハウス全体の挙動は地震時と同様な傾向を示すと考えられるため、地震時の変形挙動を確認することで強度は確保される。しかし、風特有の吹上力に対しては、ガラスのクリップ留めの強度確認は行われていない。大きな台風通過後の被災調査でもハウス棟部などにガラス飛散の被害が見られるため、風の吹上力に対するクリップ強度の効果を解明することが要求されている。

4.1.3 既往の研究

建築物の耐震工学に関する研究は、地震被害を教訓とした地震入力エネルギーの評価方法⁵⁴⁾、高層建築物の地震時の挙動⁵⁵⁾などの、多くの分野にわたって数多くの研究が行われている。しかし、地震波の伝搬方向と同方向に建築物が長く連続している場合の、建築物の長手方向の地震応答に関する研究は、中村⁵⁶⁾の桁行き長さ 50 m 程度の建築物へ地震波が伝搬した場合の応答解析以外は行われていない。これは、建築物の構造設計が建築物全体を一本の串団子の様に仮定し、間口と桁行き方向それぞれについて、同一階の変形量がほぼ同値であると仮定して柱と耐震壁の水平力分担を設定しているからである。一般的な大きさの建築物はほぼこの条件を満足している。また、特に面積の大きな建築物の場合では、この原則から外れないよう長さ 40 ~ 50 m 程度の範囲で建物を分割し、エキスパンションジョイントを設けることで対応している。

園芸用施設としてのガラスハウスの研究においても、大規模化するハウスにおける内部環境制御などに関する研究⁵⁷⁾は多い。しかし、ガラスハウスの構造に関するものは地震調査関係以外には見られない。羽倉⁵⁸⁾による、現状のガラスハウスのフレームについて構造計算を行い、地震力と等しい変形を生じる風速と積雪荷重の関係を求め、通常の耐雪や耐風設計が行われていれば特に問題はないという報告があるのみである。

4.2 桁行き方向に長いガラスハウスの弾塑性地震応答解析

桁行き方向へ長く連続しているガラスハウスについて、桁行き方向へ地震波が伝搬した場合のハウス各部の変形状況を把握する目的で弾塑性地震応答解析を行った。ガラスハウスの構造は、柱はりフレームの部材断面にはメーカーや地域差があまり見られない。しかし、桁行き方向長さは敷地によって変化し、また、屋根面ブレースの入れ方や使用鉄筋の

太さなどにはメーカーによる相違が見られる。これらの相違を考慮して、応答解析モデルのパラメータには、間口方向スパン数、桁行き方向長さ、屋根面ブレースの剛性を採用し、柱はりの部材は全て同一断面を設定した。

4.2.1 地盤内の地震波の伝搬

構造物に作用する地震力としては、伝搬速度が早い鉛直方向震動のP波は一般構造に対してそれほど大きな影響を与えないことが知られている。事実、地震被害の多くは、地震波の第2の部分に現れるせん断方向震動のS波によって説明される。地震工学の立場から表層地盤の震動を考える場合は、その第一近似としては下方から入射して地表面に伝搬されるS波の挙動を考えればよいといわれている⁵⁹⁾。なお、地表面に沿って伝搬する表面波にはレイリー波やラブ波がある。この2波はS波の約90%以下の大きさといわれており、地盤の状況によって波の伝搬速度は異なっている⁶⁰⁾。本解析では、桁行き方向に長いガラスハウスの各基礎に作用する地動に位相差が生じた場合を対象とし、表面波にはS波がそのまま伝搬すると仮定した⁶¹⁾。S波の伝搬速度については、土質工学的諸量との相関関係より、その値を推定するための実験式に関する研究が数多く行われている。しかし、S波速度と地盤の関係は、まだはっきりとした結論が出ていないのが現状である。

これまでの研究^{62), 63)}でS波速度(V_s)とともに得られる指標は、地層のN値、深さ、時代、岩質区分などがある。これらの指標の中には、数値として表示できるものと質的のみ意味があるものが混在している。N値と深さは前者に、時代と岩質は後者に属する。これらの指標のうち最も一般的に用いられるものがN値である。このため、N値のみに着目し、土質を全く区分せずに $V_s = a \cdot N^b$ とおいてaおよびbを最小2乗法で求めている。その結果、得られた式の一つが(4-1)式である⁶²⁾。

$$V_s = 85 \cdot N^{0.35} \quad \dots\dots\dots(4-1)$$

V_s : S波速度 (m/sec)

N : 地層のN値

すべての地震波についてN値のみで表現することは、その精度に大きな限界をもっているとも考えられる。このため、N値に土のポアソン比を考慮した式も導かれている⁶³⁾。しかし、畑土に関する資料は不明確であり、比較的容易に実測できて現状に変わりうる有効な尺度が見いだされていない。このため、本研究ではN値のみによる(4-1)式をもととした。(4-1)式により耕作されている一般的な畑土の地盤(N値およそ5.0と想定)のS波速度を求めると $V_s = 150$ m/secとなる。この他、S波速度のパラメータとして水田跡地のような軟弱な地盤と比較的良好な地盤を設定した。軟弱な地盤の場合は $V_s = 75$ m/sec (N値およそ0.7と想定)、良質な地盤の場合は $V_s = 300$ m/sec (N値およそ37と想定)とした。S波を表面波とし、伝搬速度としてこれらの値を応答解析に使用した。

4.2.2 応答解析モデルに使用したガラスハウス

(1) ガラスハウスの概要

応答解析モデルとしたガラスハウスは、桁行き方向へ長く連続した鉄骨構造のガラスハウスで、一般的な山形ラーメンのフレームが屋根面ブレースと桁行き方向つなぎばりで連結されている。この様なガラスハウスは、間口サイズ9m程度と桁行き方向柱間隔3mがガラス寸法との組み合わせで決められている。なお、園芸ハウス用の標準ガラス寸法は、長さ914mm×幅508mm×厚さ3mmである。

応答解析モデルに対する設定条件の組み合わせは、間口方向の山形ラーメン連棟スパン数を1連棟と3連棟の2種類、ハウスの桁行き方向長さを45m（柱間3m×15スパン、16質点）、90m（柱間3m×30スパン、31質点）、135m（柱間3m×45スパン、46質点）の3種類とした。また、屋根面ブレースの相違はφ9mm鉄筋が×形（2本）に入った場合を基本とした4種類とした。設定条件の組み合わせ合計は24である。応答解析モデルとした1連棟と3連棟のガラスハウスの概要を図4.1に示す。

ガラスハウスの柱はり部材断面および屋根と壁の仕上げの概要とその固定荷重は、以下に示す一般的なガラスハウスと同様な仕様とした。

『柱はりの部材断面』（単位：mm）

柱、はり	LH-150 × 75 × 3.2 × 4.5
母屋、胴縁	C-75 × 45 × 15 × 1.6
間柱	[-100 × 50 × 3.2
つなぎばり	C-75 × 45 × 15 × 1.6

『仕上げの概要と固定荷重』

「屋根面の仕上げ」	（固定荷重）	「壁面の仕上げ」	（固定荷重）
屋根（ガラス厚3mm）	88	外壁（ガラス厚3mm）	88
母屋	49	胴縁	49
骨組	108	骨組	108
	245 N/m ²		245 N/m ²
	(25 kgf/m ²)		(25 kgf/m ²)

(2) 山形ラーメンの剛性

荷重と変位の関係で表した1連棟と3連棟の山形ラーメンにおける崩壊機構を図4.2に示す。柱はり部材の特に接合部近傍では、その部分の全断面が塑性化すると最大曲げモーメントを保ったまま回転だけが進行する塑性ヒンジとなる。この塑性ヒンジの発生による崩壊機構は、1連棟の場合は柱脚がピン支持のため2カ所の発生で崩壊となり、3連棟

の場合は4カ所に発生すると崩壊する。

1連棟山形ラーメンの荷重と変位の関係を図4.3に示す。1連棟山形ラーメンでは、最初に塑性ヒンジとなる部分の断面が降伏する降伏荷重 (${}_1P_y$) と、その部分が塑性ヒンジ挙動となる終局荷重 (${}_1P_p$) の値が近い。また、続いて塑性ヒンジが発生する場所の降伏荷重 (${}_2P_y$) と終局荷重 (${}_2P_p$) の値も近い。そして、山形ラーメン全体としては2カ所に塑性ヒンジが発生した終局荷重が崩壊荷重となる。このため、弾塑性応答解析に用いた山形ラーメンの復元力は実線のバイリニアタイプを想定し、1カ所が塑性ヒンジ状態となる終局荷重 (${}_1P_p$) までを弾性剛性 (${}_rK_e$)、それ以降から崩壊荷重 ($P_u = {}_2P_p$) までを塑性剛性 (${}_rK_p$) とした。3連棟応答解析モデルの場合は塑性ヒンジとなる場所の数が多いため、塑性ヒンジの発生過程に従って構造計算を行い、その時の荷重と変位を求め、山形ラーメン全体の荷重と変位の関係よりバイリニアタイプに適した弾性剛性と塑性剛性を定めた。

なお、部材が曲げモーメントを受けて柱はり接合部近傍が終局状態の塑性ヒンジとなる時の全塑性モーメント (M_p) は(4-2)式により求めた。

$$M_p = \sigma_y \times Z_p = 15,275 \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad \dots\dots\dots(4-2)$$

σ_y : 使用材料の許容応力度 (= 23,500 N/cm²)

Z_p : 塑性断面係数 (= 65.0 cm³)

弾塑性応答解析に用いた1連棟と3連棟の山形ラーメンの弾性剛性と塑性剛性および最大強度の崩壊荷重を表4.1に示す。

(3) 屋根面ブレースの剛性

屋根面などに設置されるブレースの荷重と変位の関係は荷重ゼロ付近を中心にスリップするため、モデル化したものは図4.4のようにS形状となる。

ガラスハウスに使用される鉄筋ブレースでは、弾性限度荷重 (P_{y1}) から降伏荷重 (P_{y2}) までの荷重と変位の関係はほぼ一定となる傾向を示す。また、鉄筋ブレース全体の荷重と変位の関係はバイリニアタイプと考えても問題はないと判断される。このため、鉄筋ブレースの降伏荷重 (P_{y2}) までを弾性剛性 (${}_bK_e$) とし、それ以降の塑性剛性 (${}_bK_p$) は便宜的に弾性剛性の1/100とした。また、スリップ剛性も塑性剛性と同値とした。なお、最大変位 (δ_{max}) は、安全を考えて $\delta = 100$ mmで鉄筋ブレースが破断することとした。屋根面が100 mm変位した場合の鉄筋ブレースの伸び率は0.92%である。屋根面ブレースに $\phi 9$ mm鉄筋を使用した場合の弾性剛性および塑性剛性を表4.2に示す。

また、屋根面ブレースの剛性は、使用する鉄筋ブレースの太さや設置本数などによって変化する。このため、本応答解析では、 $\phi 9$ mm鉄筋 ($A = 0.64$ cm²) を2本設置した場合の剛性を基本 ($\alpha = 1.00$) とし、使用鉄筋の太さや設置本数による剛性の変化を4種類設定した。それぞれの弾性剛性 ($\alpha \cdot {}_bK_e$)、塑性剛性 ($\alpha \cdot {}_bK_p$) およびその剛性に該当す

るブレースの設置状況を表4.3に示す。

4.2.3 弾塑性応答解析

(1) 振動方程式

対象とするガラスハウスについて、ある時間における振動状態を図4.5に示したような連続した質点系にモデル化して、基本運動方程式を導くと(4-3)式となる。

$$m_r \ddot{x}_r + C_1(\dot{x}_r - \dot{z}_r) - C_2(\dot{x}_{r+1} - \dot{x}_r) + C_2(\dot{x}_r - \dot{x}_{r-1}) + f_1(x_r - z_r) - f_2(x_{r+1} - x_r) + f_2(x_r - x_{r-1}) = 0 \quad \dots\dots\dots(4-3)$$

ここに r : 質点の位置、 m : 質点の質量、 \ddot{x} : 柱頭の絶対加速度、 \dot{x} : 柱頭の絶対速度

x : 柱頭の絶対変位、 \dot{z} : 地震波地動速度、 z : 地震波地動変位

C_1 : ラーメンの減衰係数 (ラーメンの速度に比例する減衰特性の係数)

C_2 : 屋根面ブレースの減衰係数 (ブレースの速度に比例する減衰特性の係数)

$f_1(x_r, z_r)$: ラーメンの復元力関数 (山形ラーメンの弾塑性剛性を基にした復元力の関数)

$f_2(x_{r-1}, x_r, x_{r+1})$: 屋根面ブレースの復元力関数 (屋根面ブレースの弾塑性剛性を基にした復元力の関数)

この式を一般の線形微分方程式の数値解析法に広く用いられている Runge-Kutta 法により展開し、マトリックスを解くことによって当該時間における応答値を求めた。時刻歴応答解析の刻み間隔は $\Delta t = 0.01\text{sec}$ を基本とした。なお、刻み間隔ごとに得られる各点の応答値と山形ラーメンや鉄筋ブレースの復元力特性 (特に弾性剛性、塑性剛性の境界判別) の確認や状況変化による剛性の変更などは、解析プログラムのサブルーチンにより自動的に処理した。また、状況変化による弾塑性境界点の決定は、刻み間隔をさらに細かく分割して求める方法とした。なお、刻み間隔ごとの応答値の取れん誤差は 1% とした⁶⁴⁾。

質点系にモデル化した場合の 1 質点当たりの質量は、ガラスハウスを間口方向フレームごとに分割し、1 フレーム当たりの負担面積をもとに算出した (図4.6 参照)。なお、両側妻面は屋根面と側壁面の負担面積が少ないが、同一鉄骨部材が使用され、妻面壁のガラス重量を考慮すると一般フレーム部分と差が少ないため、全ての質点での質量を以下の同一数値とした。

1 連棟の場合の質量 $m_1 = 0.9189 \text{ (kg)}$ [= 901.1 (kgf)]

3 連棟の場合の質量 $m_3 = 2.4046 \text{ (kg)}$ [= 2,358.1 (kgf)]

また、本弾塑性応答解析の減衰定数は、一般的な鉄骨構造と同様な $h = 2\%$ とし、ラーメンと屋根面ブレースの減衰係数 ($C = 2 h \sqrt{m \cdot K_e}$) を定めた。

(2) 入力地震波

弾塑性応答解析に使用した地震波は、一般の地震応答解析で良く用いられる表4.4に示した4種地震波とした。これらの地震波の入力データは、日本建築センターより有償で提供されている地震波加速度と速度および変位を使用した。なお、4種地震波のデータは観測値であり、それぞれの最大値が異なっている。このため、地震動の大きさを速度の最大値で基準化し、一般建築物における許容応力度設計を対象としたレベル1の設計で用いられる最大速度 25 cm/sec で統一して解析を行った。各地震波の速度で基準化した場合の加速度の大きさは表4.4のとおりである。

地震波の桁行き方向への伝搬速度は4種地震波とも全て同一とし、「4.2.1地盤内の地震波の伝搬」で述べた $V_s = 75 \text{ m/sec}$ 、 150 m/sec 、 300 m/sec の3種伝搬速度をもとに柱間隔3mごとの地震波速度を設定して解析した。なお、時間とともに不規則に変動する地震のS波がハウス桁行き方向へ伝搬して行く条件は、S波の波形は変化無くそのまま伝搬されるものとした。このため、 t 時刻、 x 地点のS波変位 $S(t, x)$ は N 値による伝搬速度 (V_s) に従って、 Δt 秒後の時刻 ($t + \Delta t$) には少し進んだ地点 ($x + V_s \cdot \Delta t$) にあるものとした。各柱間隔位置における入力地震波の速度データは、応答解析の刻み間隔 ($\Delta t = 0.01 \text{ sec}$) に対して各データ間を一様な変化と見なし、伝搬速度に応じた速度データ間の時間刻みを均等分割して当該数値を決定した。

(3)検討項目

①柱頭間最大変位の傾向

フレームごとの応答変位差である柱頭間変位について、最大変位の数値とその設定条件および最大変位が多く発生する設定条件の傾向について検討した。

②柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）の傾向

柱の倒れである柱頭と柱脚間変位について、最大変位の数値とその設定条件および最大変位が多く発生する地震波の種類などの設定条件の傾向について検討した。

③最大変位発生位置の傾向

柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位の最大値が、ハウス内のどの位置に多く発生する傾向があるのかについて検討した。

④柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位の発生状況

柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位の最大値の発生時期について検討した。また、ハウスの変形モードについても検討した。

4.2.4 応答解析結果および考察

S波を表面波とし、設定した組み合わせ合計数 96 について弾塑性応答解析を行った。解析結果の柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）の最大値とその場合の設定条件を表4.5に示す。また、連棟数と質点数の組み合わせで整理した応答解析結果の柱頭間最大応答変位と設定条件を表4.6に、同様に柱頭と柱脚間最大応答変位とその設定条件を表4.7に示す。なお、柱頭間変位は質点間の相対変位で、各フレーム柱頭部の変形

量の差とした。また、柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）は各質点ごとの地盤と質点間の変形量で、各フレームごとの頭部と脚部間の相対変位とした。

(1)柱頭間最大変位の傾向

解析結果における最も大きな柱頭間変位の応答値は TAFT 波による 67.6 mm（たわみ角 1/44）である（表 4.5 参照、たわみ角＝柱頭間変位／フレーム間隔）。解析結果は表 4.6 に示すように、設定条件に係わらず全ての場合で TAFT 波による応答が最大となった。また、柱頭間変位は、連棟数に係わらず伝搬速度が 75 m/sec と 150 m/sec の場合で屋根面剛性が低くなる場合に変位の増加傾向が見られる。これより、柱頭間変位は、伝搬速度が遅い軟弱な地盤条件下で、屋根面ブレース設置の少ない場合の影響が大きいと考えられる。なお、桁行き方向長さに関する質点数には目立った傾向は見られない。また、最大応答値となる場合での屋根面ブレースに使用した鉄筋の伸び率は 0.6 % 程度であり、塑性化はするがその値は小さく、屋根面ブレースの安全性は確保されている。

(2)柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）の傾向

解析結果における最も大きな柱頭と柱脚間変位の応答値は TAFT 波による 68.9 mm（たわみ角 1/33）である（表 4.5 参照、たわみ角＝柱頭と柱脚間変位／柱長さ）。しかし、多くの設定条件における最大応答変位は短周期成分を多く持っている EL-CENTRO 波で生じた（表 4.7 参照）⁵⁹⁾。また、EL-CENTRO 波による最大応答変位は TAFT 波による最も大きな応答変位に近い数値となった。また、最大応答変位は、地震波や質点数などに関わらず全て伝搬速度 300 m/sec の場合となった。これは、入力地震波の大きさを基準化した場合は地震波の振幅の変化が多い方が、また、伝搬速度の早いほうが各柱脚間へ入力する相対変位差が大きくなるためである。

地震応答解析結果は、許容応力度による一次設計の変形計算結果と比べると、一般建築物を対象とした場合でも大きな数値となることが多い。今回の応答解析結果は、一般建築物の層間変形角の基準値（ $h/120$ ）より緩い安全構造基準のガラスハウスの柱の倒れ制限（ $h/100$ ）と比べて 3 倍程度の大きなものとなった。これは、入力表面波として S 波がそのまま伝搬すると仮定した影響が大きいと判断される。なお、これ程の変形が生じた場合でも、ガラスハウスの山形ラーメンは剛性が低いため、山形ラーメンの柱はり接合部近傍の一部は塑性化するが、フレーム全体の崩壊変形（たわみ角 1/10 程度）に対しては十分な余力を有している。

(3)最大変位発生位置の傾向

柱頭間変位が最大となる位置は、16 質点（長さ 45 m）の場合は手前から 2/3 程度入った付近、46 質点（長さ 135 m）の場合は 3/4 程度と少し奥側に変化する傾向が見られた。柱頭と柱脚間変位が最大となる位置は、多くの場合がハウスの端部であり、伝搬速度 75 m/sec の場合は最前部、伝搬速度が早くなるにつれて最後部となる傾向が見られた。

(4)柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位の発生状況

応答解析で柱頭と柱脚間変位が最大を示した場合の桁行き方向変位状況を図 4.7 に示

す。解析結果では、柱頭と柱脚間変位が最大の場合に柱頭間変位も最大になる傾向は見られない。また、ハウスの桁行き方向変形の状態にも傾向は見られず、図のように低次モードの変形となる場合もあれば高次モードとなる場合もあり、伝搬速度との関係も明確ではない。これは柱頭と柱脚間変位に関係する山形ラーメンの固有周期と、柱頭間変位に関する屋根面ブレース構面の固有周期が3倍程度相違している結果と考えられる。

4.2.5 弾塑性地震応答解析結果のまとめ

- ①一般的な4種地震波を用い、地震波の大きさを最大速度 25 cm/sec で統一し、S波を地表面波として弾塑性応答解析を行った。柱頭間変位最大応答値は 67.6 mm (たわみ角 1/44、TAFT 波)、柱頭と柱脚間変位最大応答値は 68.9 mm (たわみ角 1/33、TAFT 波) である。
- ②柱頭間変位が最大となる場合では、屋根面ブレースに使用した鉄筋の伸び率は 0.6 % 程度となって塑性化する。しかし、危険を考慮して設定した最大変位以下であり、屋根面ブレースの安全性は確保されている。
- ③柱頭間変位は、連棟数に係わらず伝搬速度が 75 m/sec と 150 m/sec の場合で、屋根面剛性が低くなる場合に変位の増加傾向が見られる。
- ④柱頭と柱脚間変位の最大値は安全構造基準の柱の倒れ制限の3倍程度の変形となった。これはS波を地表面波と仮定したためである。この場合、山形ラーメンの柱はり接合部の一部は塑性化するが、フレーム全体の崩壊変形 (1/10 程度) に対しては十分な余力を有している。
- ⑤柱頭と柱脚間変位 (柱の倒れ) 応答値は、短周期成分を多く持っている EL-CENTRO 波で多く生じた。また、EL-CENTRO 波による応答変位は TAFT 波による最も大きな応答変位に近い数値となった。また、応答変位は、地震波や質点数などに係わらず全て伝搬速度 300 m/sec の場合が最大となった。
- ⑥柱頭間変位が最大となる位置は、ハウスの手前から 2/3 ~ 3/4 程度奥側へ入った位置であり、桁行き寸法が長くなるほど奥側の位置となる。
- ⑦柱頭と柱脚間変位が最大となる位置はハウスの端部である。
- ⑧柱頭と柱脚間変位が最大の場合に柱頭間変位も最大になる傾向は見られない。これは、山形ラーメンの固有周期と、屋根面ブレース構面の固有周期が3倍程度相違している結果と考えられる。

4.3 屋根面面内変形強度実験

4.3.1 屋根面面内変形強度実験概要

安全構造基準の被覆工事部分には、ガラスの重ね合わせに関する重ね葺き寸法、ガラスと垂木とのクリアランスに関するかかり代やエッジクリアランス、クリップの個数と間隔

が記載されている。しかし、メーカーによってこれらの形状や寸法が異なっている。このため、地震時、暴風時や積雪時における挙動とクリップを含むガラス支持部材の関係を把握し、ガラスを留めるクリップの影響を確認することが要望されている。桁行き方向へ長く連続したガラスハウスの弾塑性地震応答解析の結果でも、ハウスが長手方向へ向けて大きく変形することが明らかとなっている。

このため、実際に使用される屋根面ガラスの留め方を採用したガラスハウスが長手方向に変形した場合、①屋根面はどれ程の面内変形に耐えることが可能か、②損傷が生じた場合の発生箇所はどこか、また、③損傷を受けない面内変形の限度はどれ程か、などを把握する目的で屋根面内変形の強度実験を行った。

(1)試験体

屋根面内変形強度実験に使用した試験体の概要を図4.8に示す。試験体は、ガラスハウスの屋根面片側1スパン分を取り出したものとし、応答解析したガラスハウスに比べて実験結果に影響の無い範囲で寸法を少し小さいものとした。

実験に使用した試験体は、ガラスハウスの代表メーカーA、B2社(それぞれA試験体、B試験体とした)の標準的な屋根の仕様とし、試験体数はA、B試験体とCASE-1、CASE-2を組み合わせた合計4体とした(表4.8参照)。CASE-1は基本的な垂木間隔を525mmとした場合で、CASE-2は妻面付近の局部風圧を考慮した細かい垂木間隔を模して、両側の垂木間隔を基本の半分とした場合である(図4.8、写真4.1、4.2参照)。

A、B試験体のガラスハウス仕様で特に異なる箇所は以下の部分である(図4.8、4.9参照)。

- ①クリップの垂木への止め方が、A試験体は垂木にタッピング止め、B試験体は垂木に咬ませる止め方。
- ②クリップの設置数が、A試験体はガラス1枚に対して全部で6カ所、B試験体はガラス2枚を一緒に押さえている部分もあるが、見かけ上は全部で4カ所。
- ③クリップのガラス重ね部分の留め方が、A試験体は上側ガラスの側面を支えながら下側ガラスのみを押さえる方法、B試験体は2枚を上から押さえるとともにリブで上側ガラスを支えている方法。
- ④母屋の状況が、A試験体はC-60×30材で1.05m間隔、B試験体はC-75×45材で0.82m間隔。

園芸用のガラスサイズは、標準ガラスが長さ914mm×幅508mm×厚さ3mm、局部風圧を考慮した半割ガラスが長さ914mm×幅246mm×厚さ3mmである。ガラスの重ね合わせ寸法は、屋根傾斜に沿って重ね葺きする場合の標準値5～10mmを参考に6mm程度にそろえた。母屋の軽量鉄骨サイズや設置間隔、アルミ垂木の形状や設置方法、ガラスを留めるクリップ形状や設置方法、コーキング用のヒモパテなどはA、B2社の部品を使用し、施工方法もメーカー指導のもとで行った。なお、はり部材に相当する試験フレームには、実際のハウスと同一フレーム部材のLH-150×75×3.2×4.5を全試験体に使用した。

(2) 載荷方法

載荷方法は、地震時の柱頭間変位となる主フレームごとのずれを再現させ、屋根面に面内方向のせん断変形を生じさせる方法を採用した。すなわち、図4.10に示すように、載荷方法はブレースで剛性を確保した支持架台の上に試験体を水平に置き、一方の支持フレーム側は反力ブロックで固定し、もう一方の載荷フレーム側にジャッキを接続し、載荷フレームを押すことによりせん断変形を生じさせる載荷とした。実験に使用した載荷用ジャッキは、ストローク 200 mm、容量 30ton の手動式で、載荷フレーム変位が 130 mm 程度（たわみ角 1/20 程度）となるまで静的に載荷した。なお、支持架台と試験体との間の摩擦を減じるため、数カ所にテフロン板を挟んだ。

(3) 測定方法

変位の測定は、図4.10に示すように、電気式変位計を載荷フレーム側の端部に設置して計測した。また、支持架台の移動や試験体フレームの左右への振れの有無についても計測した。歪量の測定は、フレーム間の変形差により垂木の拘束が一番強く現れることが予想される四隅のガラス中央に三方向ゲージを貼り計測した。なお、載荷荷重は、手動式油圧ジャッキと試験体フレームとの間に設置したロードセルにより計測した。

(4) 検討項目

① 地震応答解析結果との検討

屋根面内変形強度実験の結果と地震応答解析結果の柱頭間変位について比較し、実験した A、B 2 種のガラスの留め方と支障の有無について検討した。

② 屋根面のセット状況による強度相違

A、B 2 種のガラスの留め方と実験時の強度差について検討した。また、それぞれのガラスと垂木のクリアランスの影響についても検討した。

③ ガラスの納まりと許容されるたわみ角

2 種試験体の垂木形状の相違によるクリアランスをもとに、垂木間隔の内部でガラスの移動が可能な角度を求め、実験時の変形状況と検討した。

④ クリップの留め方による相違

実験状況より、2 種クリップの相違によるガラス端部の損傷発生状況を検討した。

⑤ ガラスの重ね合わせ寸法

実験時のガラスのズレ発生状況をもとに、ガラスの重ね合わせ寸法の適否について検討した。

⑥ 端部部材形状による影響

実験時にガラス割れの発生場所となった屋根面端部の部材形状について、問題点を検討した。

4.3.2 実験結果および考察

屋根面内変形強度実験の試験体は、応答解析の際に対象としたガラスハウスの屋根面

とは多少大きさが異なる。このため検討は、フレーム間（柱頭間）の変位ではなく、フレーム間のたわみ角を基準とした（たわみ角＝フレーム間変位／フレーム間隔）。実験を行ったA試験体 CASE - 1 とB試験体 CASE - 2 の荷重とたわみ角の関係を図4.11に示す。実験状況は以下のものであり、たわみ角 1/100 を超えたあたりよりガラスに欠けが生じ、たわみ角 1/30 程度でガラスに割れが生じる被害が発生した。また、クリップの留め方の相違により、被害発生状況も異なる傾向を示した（写真4.3～4.6参照）。なお、「亀裂」は細い筋が入った状態、「割れ」は段差が伴った筋が入った状態として、それぞれの概説を以下に示す。

①A試験体 CASE - 1

変位 62 mm（たわみ角 1/43）で支持フレーム側のガラスが垂木に接して欠けが発生。

変位 89 mm（たわみ角 1/30）でガラスの軒端部材からの完全外れが発生。また、棟部の端部拘束部分のガラスに初めて亀裂が発生。

最大変位 121 mm（たわみ角 1/22）では棟部に接する全てのガラスに亀裂や割れが発生。

②A試験体 CASE - 2

変位 22.5 mm（たわみ角 1/103）で支持フレーム側クリップ接触部分に剥離欠けが発生。

変位 66.3 mm（たわみ角 1/40）でガラスが垂木に接して欠けが発生。

変位 97.3 mm（たわみ角 1/29）で棟部の端部拘束部分に初めて亀裂が発生。

最大変位 120.9 mm（たわみ角 1/22）では棟部に接する部分に亀裂や割れが発生。

③B試験体 CASE - 1

载荷開始時よりガラスとクリップの擦り音があり、変位 61.0 mm（たわみ角 1/44）で音とともに棟部側近傍クリップの上部への外れが発生。

変位 70 mm（たわみ角 1/38）で軒部と棟部でヒモパテの剥がれ発生。両端部材とガラス間に隙間が発生。

最大変位 130.4 mm（たわみ角 1/21）では全てのクリップに外れが発生。

④B試験体 CASE - 2

変位 48 mm（たわみ角 1/55）で棟部側ガラスが垂木に当たっての欠けが発生。

変位 55 mm（たわみ角 1/48）で棟部側クリップのズレが発生。

変位 78 mm（たわみ角 1/34）で軒部と棟部にヒモパテの剥がれ発生。

最大変位 124.4 mm（たわみ角 1/22）では全てのクリップに外れが発生。また、軒部と棟部でヒモパテの剥がれが大きく、ガラスと部材間に隙間が発生。

(1)地震応答解析結果との検討

屋根面内変形強度実験の結果と地震応答解析結果の柱頭間変位について検討した（表4.8参照）。なお、ガラスに支障となる被害発生の基準は亀裂発生とした。これは、ガラス端部の欠けや剥離の発生程度では被災以降の使用に大きな支障はなく、亀裂が発生した場合はガラスの補修費が非常に割高であることも考慮した結果である。

応答解析結果での柱頭間の最大たわみ角は、1連棟の場合で 1/44、3連棟の場合で 1/61

であった。これに対して実験結果では、A試験体の場合はCASE - 1で1/30、CASE - 2で1/29まで亀裂が発生していない。また、B試験体では2体ともたわみ角1/20近くまで載荷したが亀裂は発生していない。これより、実験を行った2種のガラスの留め方は応答解析結果に対して支障の無いことを確認した。

(2)屋根面のセット状況による強度相違

本実験での試験体は、はりを主フレームとして母屋と垂木のみで構成しており、屋根面水平ブレースはセットされていないため水平荷重は小さな数値であった。なお、図4.11に現れているように、載荷直後に全ての試験体に見られた500 N程度の急激な荷重増加は、支持架台と試験体との接触抵抗と考えられる。

実験結果の荷重とたわみ角の関係にはA、B試験体の相違が大きく現れ、実験時の最大強度もA試験体2,206 N (225kgf)程度、B試験体1,765 N (180kgf)程度と異なった結果となった(図4.11参照)。なお、A、B試験体とも、それぞれのCASE - 1とCASE - 2の荷重とたわみ角の関係はほぼ同一な傾向となっている。

母屋の部材断面が大きく設置間隔も狭いB試験体に比べてA試験体の強度が高くなった要因は、A試験体の垂木とガラスとのクリアランスが非常に狭い(図4.12参照)こと、クリップの設置数が多いこと、クリップの留め方が異なっていること、ヒモパテの粘着力の相違などが考えられる。

(3)ガラスの納まりと許容されるたわみ角

安全構造基準では、厚さ3 mmのガラスを使用する場合、ガラスのかかり代を5 mm以上、エッジのクリアランスを4 mm以上としている。本実験で使用したA、B試験体について、実験前に計測した各部のクリアランス状況を図4.12に示す。

ガラスのかかり代は両試験体とも9 mm程度で相違はなく、基準の最小値も満足している。しかし、エッジのクリアランスは、垂木形状の相違が影響し、A試験体は2.5 mm程度、B試験体は5.5 mm程度と異なっている。また、両試験体とも局部風圧を考慮したCASE - 2の半割ガラス部分では、さらに小さな数値となっている。なお、A試験体でエッジのクリアランスが少ないことは、垂木の剛性を確保するために大きな断面形状としたためである。

計測した垂木とガラスのクリアランスをもとに、垂木の間をガラスの変形が許容されるたわみ角を求めた結果、A試験体は約1/185、B試験体は約1/70となった(図4.13参照)。実験時の状況でも、両試験体のクリアランスによって許容されるたわみ角を超える頃より、ガラス端部に欠けやクリップ外れが発生する影響が現れている。しかし、支持する垂木なども多少湾曲するためクリアランスが増し、A試験体でガラスに亀裂が発生するたわみ角はもう少し大きなものとなり、B試験体ではガラスの割れが発生しなかったと考えられる。

(4)クリップの留め方による相違

ガラスの角に欠けが発生する場所は、多くの欠け発生場所がガラスの重ね合わせ部分であり、載荷方向への変位を拘束しているクリップのところであった(図4.9、写真4.3、4.4参照)。これは、実験状況より、垂木によるガラス拘束以上にクリップによるガラ

ス拘束の影響が大きいためと考えられる。

A試験体のクリップの留め方は、下側のガラスを上から押さえつけて上側のガラスを側面で支える方法である。載荷により上側ガラス表面が剥離するように欠け、クリップ自身も上側のガラスに押されて大きく捻れるように変形を生じた。また、除荷後も変形は残ったままであった。

B試験体のクリップの留め方は、ガラス重ね合わせ部分で2枚のガラスを押さえると同時に、曲げ加工されたクリップ端部のリブが上側ガラスを支える方法である。このリブは小さな形状のため、載荷中にガラス端部より外れる場合があった。しかし、クリップの変形はほとんど見られない。

面内変形実験においては、両クリップの影響による大きな差は無いと考えられる。

(5)ガラスの重ね合わせ寸法

安全構造基準のガラスの重ね葺きを参考に、今回の実験ではA、B試験体ともに重ね合わせ寸法を6mm程度にそろえた。面内変形実験において、ガラスの重ね合わせ部分のズレの発生は全ての試験体で多くの場所に生じていた。実験状況より、ズレの発生にはクリップの留め方やヒモパテによる粘着力の影響などの施工方法による相違が大きいことが予想される。なお、重ね合わせ寸法がなくなるたわみ角は1/30程度であり、現行の安全構造基準の重ね葺きの数値で支障のないことが確認された。

(6)端部部材形状による影響

実験中のたわみ角1/22付近で、A試験体棟部近傍にガラスの割れが発生した(写真4.5参照)。A試験体の屋根面棟部のガラス納まりの状況を図4.14に示す。A試験体の棟部の納まりは雨仕舞に配慮してガラスの呑み込みを多くしてあり、結果的にガラスの拘束力が大きくなったことがガラス割れの原因と考えられる。同様なガラスの納まりとする場合は、ガラス先端部に適度なクリアランスを確保する必要がある。

4.3.3 屋根面内変形強度実験のまとめ

- ①フレーム面内変形によりガラスに損傷(亀裂発生)が発生するたわみ角は1/30程度であった。この結果は地震応答値のたわみ角(1連棟で1/44)以上であり、ガラスの留め方は現状仕様のままで支障はない。
- ②半割ガラスを使用した場合でも、変形性状や損傷程度に相違は見られない。
- ③クリアランスによって許容されるたわみ角を超える頃より、ガラス端部に欠けやクリップ外れが発生した。しかし、ガラスの強度が低下するほどの影響は見られない。
- ④ガラスの重ね合わせ寸法を6mmとした実験において、ガラスの重ね合わせ寸法がなくなるたわみ角は1/30程度であった。
- ⑤棟部の納まりに雨仕舞を配慮してガラスの呑み込みを多くした結果、ガラスの割れが発生した。これは、ガラスの拘束力が大きくなったためと考えられる。

4.4 壁面面外変形強度実験

4.4.1 壁面面外変形強度実験概要

地震時には、ガラスハウスの壁面が波のように大きく変形する場合もあることが応答解析結果より明らかとなった。このような柱はりフレーム間に変形差が生じる場合には、壁面は一様な平面ではなくゆがんだ面となってしまう。壁面が面外方向へゆがんで変形した場合のガラスの強度や変形状況、ガラスとクリップの関係を確認する目的で壁面面外変形の強度実験を行った。

(1)試験体

壁面面外変形強度実験に使用した試験体の概要を図4.15に示す。試験体は、ガラスハウスの側壁面2スパン分を取り出してモデル化したものである。設置状況を写真4.7、4.8に示す。

実験に使用した試験体は、屋根面内変形実験と同様のA、B2社（それぞれA試験体、B試験体とした）の標準的な仕様とした。なお、壁面の垂木間隔は標準ガラスサイズに合わせた525mmのみである。試験体数は、A、B試験体の2体とした。

使用したガラスは、屋根面内変形強度実験と同様の標準サイズを基本とし、壁面最上部には高さ調節用の短い長さのガラスを使用した。ガラスの重ね合わせ寸法も、屋根面内変形強度実験と同様に6mmとした。

柱部材には、LH-150×75×3.2×4.5をA、B試験体に共通して使用した。母屋の軽量鉄骨サイズ、アルミ垂木の形状や設置方法、ガラスを留めるクリップ形状や設置方法、コーキング用のヒモパテ、軒部部材などはA、B2社の部品を使用した。2種のガラスハウス仕様の相違箇所は、屋根面内変形強度実験と同様である。

(2)載荷方法

地震時の柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）を再現するため、壁面面外変形試験体の中央柱の上部のみをハウス面外方向へ押して変形させる載荷方法を採用した。実験は、神奈川大学建築学科実験棟の大型実験用反力フレームを支持架台として使用した。載荷方法は2スパン分の試験体を支持架台に立てかけ、中央柱の下部（脚部）をピン接合として支持架台に止め、頭部に載荷用ジャッキを接続して行った（図4.15、写真4.9参照）。なお、2スパンの両端柱は支持架台に固定した。

(3)測定方法

変位の測定は、電気式変位計を中央柱上部の裏側に設置して中央柱の倒れを計測した。また、中央柱下部のピン接合部でのズレ発生の有無についても計測した（図4.15参照）。歪量の測定は、片側1スパンの四隅のガラス中央に三方向ゲージを貼り計測した。載荷荷重は、手動式油圧ジャッキと載荷中央柱の間にロードセルを接続して計測した。

(4)検討項目

①地震応答解析結果との検討

壁面面外変形強度実験の結果と応答解析結果の柱頭と柱脚間の最大値を比較し、壁面に
関するガラスの留め方による支障の有無を検討した。

4.4.2 実験結果および考察

壁面面外変形強度実験の試験体は、応答解析の際に対象とした建物の壁面とは多少大き
さが異なる。このため検討は、柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）ではなく、柱の倒れ程度を
示すたわみ角を基準とした（たわみ角＝柱頭と柱脚間変位／柱長さ）。2種試験体の荷重
とたわみ角の関係を図4.16に示す。両試験体の荷重が大きくなっている原因は、2スバ
ン離れた両側柱の支持フレームへの固定が強固すぎたためである。A試験体の荷重や剛性
は、大きな断面の軒部材や胴縁を使用しているためB試験体に比べて高く、初期載荷の遊
び変形も少なくなっている。最大たわみ角1/17（変位130mm）程度まで載荷した結果、軒
部部材には損傷が生じた。しかし、その他のガラスやクリップなどに変化は見られない（写
真4.10参照）。

(1)地震応答解析結果との検討

地震応答解析結果の柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）の関係は明確では
なく、「4.2.4(4)柱頭間変位および柱頭と柱脚間変位の発生状況」で述べたように、
あるフレームで柱の倒れが最大の場合に必ずしもその部分の柱頭間変位が大きな状態にな
るとは限っていない。壁面面外変形強度実験は壁面変形への影響を最大に反映させた載荷
状態としているため、検討は地震応答解析結果の柱頭と柱脚間変位に対して行った。

応答解析結果での柱頭と柱脚間変位（柱の倒れ）の最大たわみ角は、1連棟で1/33、3
連棟で1/34であった。これに対して面外変形強度実験では、たわみ角1/17程度まで載荷
したがガラスやクリップなどに変化は見られず、応答解析結果に対して全ての試験体のガ
ラス留め方は支障の無いことが確認された（表4.5、図4.16参照）。なお、軒部材には
雨仕舞を考慮した成の大きな部材が使用されており、大変形載荷により大きな損傷が生じ
た。メーカーによって部材寸法は異なるが、同様な断面形状のものが多いため、大きな地
震を受けた後には部品取り替えとなるほどの損傷発生が危惧される。

4.4.3 壁面面外変形強度実験のまとめ

- ①壁面フレームがたわみ角1/17程度まで面外変形してもガラスに支障は無い。
- ②ただし、雨仕舞を考慮した成の大きな軒部材には部分的な損傷が発生する。

4.5 等分布荷重強度実験

4.5.1 等分布荷重強度実験概要

地震後の被害調査では、ガラスハウスは大きな被害を受けている事例はあまり目にする
ことは無く、前述した弾塑性地震応答解析結果に対する屋根面、壁面強度実験結果と同様
な状況となっていた^{65), 66)}。しかし、大きな台風が通過後の調査では、ハウスの大きさ
に係わらずガラス屋根の一部などに被害を受けている事例が見られる。

ガラスハウスに使用されるガラスの強度については、安全構造基準の被覆材基準にガラ
スを単純ばりとみなした曲げ強度に関するものがある。この強度計算はガラスの強度にの
み関するもので、荷重の継続時間が長い場合には疲労を考慮して低い強度を採用するな
どの配慮が盛り込まれている。しかし、ガラスを留めるクリップとの関係については考慮さ
れていない。なお、安全構造基準にはガラスの固定方法としてクリップの間隔 250 mm～400
mm、クリップ個数はガラス 1 辺 3 個以上と定められている。しかし、これらは基準策定時
の現況に合わせたもので、強度と設置方法との関係は明らかではない。積雪荷重や風圧力
に対して、現在のガラス留め仕様がどれ程強度を有しており、損傷がどの部分に大きく生
じるのかを確認する目的でガラス部分へ等分布荷重を載荷した強度実験を行った。

(1) 試験体

等分布荷重強度実験の試験体は、屋根面が積雪や暴風を受けた状況を検討するため、屋
根面内変形強度実験の試験体と同様の A、B 2 社（それぞれ A 試験体、B 試験体とした）
の標準的な仕様とした。等分布荷重強度実験試験体の概要を図 4.17 に示す。垂木や母屋
部材はメーカーによって異なり、それらの部材は計算による検討も可能である。このため、
試験体の大きさは垂木 2 スパン、母屋 2.5 スパンのサイズで、母屋の影響を少なくした短
い支持間隔とした。試験体数は A、B 試験体と、積雪荷重を想定したハウスの外から内へ
向かって作用する荷重（以下、「正圧」という）と、暴風の吹き上げを想定した内から外
へ向かって作用する荷重（以下、「負圧」という）の 2 パターンを組み合わせた合計 4 体
とした（表 4.9、写真 4.11、4.12 参照）。

使用したガラスは、標準サイズのものと同様の端部の母屋間隔調整用のものを使用した。母屋
やアルミ垂木の形状や設置方法、ガラスを留めるクリップ形状や設置方法、コーキング用
のヒモパテなどは屋根面内変形強度実験と同様に A、B 2 社の部品を使用し、施工方法
もメーカー指導のもとで行った。

(2) 載荷方法

試験体の母屋を支持するための鉄骨支持架台を仮設に組み、その上に試験体を水平に置
いて実験を行った。ガラス面に等分布荷重を載荷する方法は、14.1 N/袋（1.44kgf/袋）の
砂袋により行った。載荷範囲は、端部の母屋調整用ガラスは除き、標準サイズのガラス 4
枚分の範囲とした。また、それぞれの 1 枚のガラスを 15 分割し、この 15 分割に順番をつ
けた。砂袋載荷の方法は、4 枚のガラスの同じ順番に同時に砂袋を置く方法をとった。こ
の時、余分な振動が生じないように、4 枚のガラスに同時にゆっくりと置くようにつとめた。
砂袋載荷はガラスが割れるまで行った。また、正圧載荷、負圧載荷とも同様な方法で行い、
負圧の場合は正圧と同一の支持架台に試験体を裏返して設置して載荷した。

(3)測定方法

変位の測定は、巻き込み型変位計を片側2枚のガラス中央部裏面に止めて計測した。また、歪量の測定は、変位の計測と反対側のガラス2枚の中央部裏面に三方向ゲージを貼り計測した。載荷荷重は、砂袋の全個数に重量を乗じて求め、単位面積当たりに換算して使用した。

(4)検討項目

(1)荷重載荷方向による相違

等分布荷重実験の正圧と負圧の強度の相違について検討した。また、実験時の状況より、載荷方向による強度決定要因の相違について検討した。

(2)積雪荷重と風圧力に対する検討

実験結果より得られた強度と安全構造基準に記載されているガラスの設計強度の関係について検討した。また、これらの強度と安全構造基準に記載されている各地の積雪荷重と風圧力の荷重値との対応も整理した。

4.5.2 実験結果および考察

各試験体の正圧と負圧載荷におけるガラス破損時の最大荷重、最大荷重時のガラス中央の変位、および載荷方法による実験強度の実験結果一覧を表4.9に、正圧および負圧として載荷した実験状況を写真4.13~4.16に示す。荷重は、載荷した砂袋の全重量を単位面積当たりに換算した値とし、最大荷重は実験時におけるガラス破損時(割れ発生時)の荷重とした。また、実験強度は、ガラスの割れまたはヒモパテの完全剥がれ発生時の荷重とした。ガラスが割れる直前の歪量計測値は 490×10^{-6} 程度であり、ガラスのヤング率を $7.35 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$ とするとガラス表面の抗張力は $3,600 \text{ N/cm}^2$ (367 kgf/cm^2) であった。これはガラスの一般的性質として示されている表面抗張力約 $4,900 \text{ N/cm}^2$ (500 kgf/cm^2) の74%程度であった⁶⁷⁾。

各試験体の実験状況は以下のようである。

①A試験体正圧

$1,369 \text{ N/m}^2$ (139.6 kgf/m^2) 載荷時(中央変位 12.0 mm)、ガラスの変形により母屋との隙間減少。クリップに変化は見られない。

$1,521 \text{ N/m}^2$ (155.1 kgf/m^2) 載荷時(中央変位 14.9 mm)、ガラス1枚に割れ発生。クリップに損傷は見られない。

②A試験体負圧

912 N/m^2 (93.0 kgf/m^2) 載荷時(中央変位 11.9 mm)、ヒモパテの剥がれ発生。クリップの開き変形が顕著になる。

$1,369 \text{ N/m}^2$ (139.6 kgf/m^2) 載荷時(中央変位 36.5 mm)、ヒモパテが完全に剥がれクリップも水平に近い状態となりガラスと垂木が完全に分離。

$1,612 \text{ N/m}^2$ (164.4 kgf/m^2) 載荷時(中央変位 42.8 mm)、ガラス2枚に割れ発生。クリッ

ブ変形は戻らず。

③B試験体正圧

1,825 N/m² (186.1kgf/m²) 載荷時 (中央変位 13.8 mm)、ガラスの変形で母屋に接触。クリップに変化は見られない。

2,433 N/m² (248.1kgf/m²) 載荷時 (中央変位測定不能)、全てのガラスに割れ発生。クリップに損傷は見られない。

④B試験体負圧

912 N/m² (93.0kgf/m²) 載荷時 (中央変位 10.7 mm)、ヒモパテの剥がれ発生。クリップの開き変が顕著になる。

1,217 N/m² (124.1kgf/m²) 載荷時 (中央変位 14.2 mm)、ガラス1枚に割れ発生。クリップ変形は戻らず。

(1)荷重載荷方向による相違

①正圧実験

A試験体の最大荷重は 1,521 N/m² (155.1kgf/m²)、B試験体の最大荷重は 2,433 N/m² (248.1kgf/m²) であった。A、B試験体で最大荷重が極端に異なった原因は、ガラス面と母屋との隙間が異なっており、B試験体は載荷途中からガラスが母屋に触れて、支持条件が異なったことによるものである (表4.9、写真4.14参照)。両試験体ともクリップに変形は見られず、クリップによるガラス固定度の影響は少ないと考えられる。

これより正圧として作用する積雪荷重の強度は、ガラスの曲げ強度によって決定され、実験強度は 1,521 N/m² (155.1kgf/m²) 程度と考えることが適当と判断される。

②負圧実験

A試験体の最大荷重は 1,612 N/m² (164.4kgf/m²)、B試験体の最大荷重は 1,217 N/m² (124.1kgf/m²) であった。上述したように、A、B試験体とも、載荷荷重 912 N/m² (93.0kgf/m²)、ガラスの中央変位 11 ~ 12 mm程度よりヒモパテの剥がれが発生し、クリップも開いてしまった。なお、ガラスが割れた後もクリップは変形したままであった。A試験体のガラスの変位が特に大きな数値となった原因は、クリップのバネ部分が長く、実験最終時のクリップが水平状態となるまでに距離があったためである (写真4.13参照)。

これより負圧として作用する風圧力の強度には、クリップの留め数の影響が大きいことが確認された。ガラス1枚当たりにクリップ6個 (片側3カ所) を設置した場合の実験強度はヒモパテが完全に剥がれた 1,369 N/m² (139.6kgf/m²) 程度、クリップ4個の場合はガラス割れが発生した 1,217 N/m² (124.1kgf/m²) 程度と考えることが適当と判断される。

(2)積雪荷重と風圧力に対する検討

安全構造基準の被覆材基準に定められているガラスの応力度による強度 (以下、「許容強度」という) に対して、等分布荷重実験結果の強度 (以下、「実験強度」という) はどれほど安全度があるのかを検討した。また、得られた数種の強度について、安全構造基準で示されている各地の「設計荷重」との対応を検討し、設計荷重が実験強度や許容強度を

超えてしまう地域を整理した。

①許容強度と実験強度の比較

安全構造基準の被覆基準では強度計算式として(4-4)式が示されている。この式では、荷重の作用している継続時間を考慮して、積雪荷重と風圧力とで異なった許容応力度を用いることになっている。

$$f \geq \sigma = 0.008 \frac{w \cdot b^2}{t^2} \dots\dots\dots(4-4)$$

ここに σ : ガラスの応力度 (kgf/cm²)

f : ガラスの許容応力度 (kgf/cm²)

積雪荷重に対する値 $f=130$

風圧力に対する値 $f=180$

w : 構造基準に示された設計荷重 (kgf/m²)

b : ガラスの幅 (cm)

t : ガラスの厚さ (mm)

この(4-4)式をもとに、ガラス幅(ガラスの支持間隔)を標準の50.8 cm、ガラス厚さを3 mmとした場合の許容強度を計算すると以下のようなようになる。

a)積雪荷重に対するガラスの許容強度

$$130 = 0.008 \times w \times 50.8^2 / 3^2 \rightarrow w = 56.7(\text{kgf/m}^2) = 556 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots(4-5)$$

b)風圧力に対するガラスの許容強度

$$180 = 0.008 \times w \times 50.8^2 / 3^2 \rightarrow w = 78.4(\text{kgf/m}^2) = 769 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots(4-6)$$

この許容強度と実験強度を比較した。なお、積雪荷重の検討は実験強度の正圧の結果を、風圧力の検討は実験強度の負圧の結果を基準とした。等分布荷重強度実験で得られたガラスの正圧と負圧の実験強度は、(4-5)、(4-6)式の被覆基準の設計強度に対して、クリップ数が少なく負圧強度の低いB試験体を含め、一般的な構造材料で考えられている安全度1.5を越える以下のような安全度を持っていることが確認された。

積雪荷重に対して $n_s = 1,521/556 = 2.73$

風圧力に対して $n_w = 1,369/769 = 1.78$

(クリップ6ヶ所の場合)

$$n_w = 1,217/769 = 1.58$$

(B 試験体クリップと同様の場合)

②各地の設計荷重との対応

安全構造基準で示されている全国の積雪荷重と風圧力の設計荷重について、安全構造基準の被覆基準によった許容強度と2種の実験強度との対応を検討した。また、それぞれの強度を設計荷重が超えている地域を整理した。なお、ガラスハウスの耐用年数は20年、安全度は大規模を想定して70%とし、再現期間が最大の57年における設計荷重を対象とした。

設計荷重としての積雪荷重は、安全構造基準の積雪荷重の計算法に従った。なお、ガラスハウスには内部加温機器が設置されているため新積雪重量を採用し、屋根勾配による低減は4/10勾配($\theta \doteq 22^\circ$)の0.75を考慮した。また、最大積雪重量を80kgf/m²とした。

風圧力に対する検討は、安全構造基準で定めている荷重(風圧力)と風速の関係式である(4-7)、(4-8)式をもとに、全て風速で整理した。

$$P = q \times C \times A \quad \dots\dots\dots(4-7)$$

$$q = 0.016 V^2 H^{1/2} \quad \dots\dots\dots(4-8)$$

ただし、 P : 風圧力 (kgf)

q : 速度圧 (kgf/m²)

C : 風力係数

A : 風力が作用する見つけ面積 (m²)

V : 設計用風速 (m/sec)

H : 構造体各部の地表面からの高さ (m)

この式において、風力係数は一般部分の $C = -0.5$ と、局部風圧を考慮した $C = -1.5$ の2通りについて計算した。また、高さは屋根面平均高さの $H = 3.4$ mを採用した。

実験強度と許容強度より求めた積雪重量と換算風速を表4.9に、許容強度および実験強度を超える積雪荷重の地域リストを表4.10に、同様に2種の風力係数についての許容強度およびガラス1枚にクリップ6個を設置した場合の実験強度を超える換算風速の地域リストを表4.11に示す。

比較的積雪量の多い56地区が記載されている新積雪重量表による積雪重量設計荷重との対応は、許容強度以上となる地区は16となった。なお、許容強度741 N/m² (75kgf/m²)は設計条件の最大積雪重量784 N/m² (80kgf/m²)に近い数値である。また、実験強度以上となる地区は該当が無い。このため、現状のクリップ仕様施工で損傷を受けることは無いと判断される(表4.10参照)。

全国的な範囲の153地区が記載されている設計風速リストによる換算風速設計荷重との

対応は、一般部風力係数 ($C = -0.5$) を基準とした場合は、許容強度以上となる地区は室戸岬 (高知県)、名瀬 (鹿児島県)、与那国島・石垣島・宮古島 (沖縄県) の特に強風地区と言われている 5カ所であった。しかし、実験強度以上となる地区は該当が無い。これより、一般屋根部分については特に強風対策の必要性は無く、現行のガラス 1枚当たり 6カ所留めで問題は無いと思われる (表 4.11(1)参照)。一方、局部風力係数 ($C = -1.5$) を基準とした場合は、許容強度以上となる地区は四国、九州や太平洋沿岸の 52 となった。実験強度以上の地区についても四国、九州などに 18 も存在しており、現状のままでは危険であることが確認された。当該地区では、局部風圧の大きい棟、けらば、軒部には、負圧に対処するためのクリップの追加などの方策を早急に講じる必要がある (表 4.11(2)参照)。

4.5.3 等分布荷重強度実験のまとめ

- ①屋根面ガラスを外部から押す荷重 (正圧) に対する実験強度は $1,521 \text{ N/m}^2$ (155.1 kgf/m^2) 程度であり、ガラスの曲げによって決定される。クリップによる影響は見られない。
- ②屋根面ガラスを外部へ吹き上げる荷重 (負圧) に対する強度はクリップで決定される。ガラス 1枚当たりクリップ 6個 (片側 3カ所) を設置した場合の実験強度は $1,369 \text{ N/m}^2$ (139.6 kgf/m^2) 程度である。
- ③安全構造基準のガラス許容強度に対する実験強度の安全度は、積雪荷重 (正圧) に対して 2.73、風圧力 (負圧) に対してクリップ 6カ所/枚の場合 1.78、4カ所/枚の場合 1.58 である。
- ④ガラスが割れる直前のガラス表面抗張力は、歪量計測値によると $3,600 \text{ N/cm}^2$ (367 kgf/cm^2) 程度であり、一般的性質として示されている表面抗張力約 $4,900 \text{ N/cm}^2$ (500 kgf/cm^2) の 74%程度である。
- ⑤再現期間 57年の新積雪重量に対して、許容強度を超える地区は全国で 16カ所である。実験強度を超える地区は無い。加温設備がある限り現状の施工方法で損傷を受けることは無いと考えられる。
- ⑥再現期間 57年の設計風速に対して、風力係数を -0.5 とした場合に許容強度を超える地区は沖縄離島などの強風地区 5カ所であった。実験強度以上となる地区は無い。屋根面一般部分については、現状の 6カ所/枚のクリップ留めで支障は無いと考えられる。
- ⑦同様に、局部風力係数の -1.5 とした場合は、許容強度を超える地区は 52 と全地区の 1/3 となった。実験強度以上となる地区は四国や九州などの 18カ所である。当該地区では局部風圧の大きい棟部や軒部などへの補強対策が必要である。

4.6 まとめ

大規模化して桁行き方向長さが大きなものとなってきた園芸用ガラスハウス構造につい

て、長く続く桁行き方向へ地震波が伝搬した場合の弾塑性地震応答解析を行った。また、屋根面の面内変形強度実験、壁面の面外変形強度実験およびガラス面への正圧と負圧の等分布荷重強度実験を行った。結果は以下のように要約される。

4.6.1 弾塑性地震応答解析結果

- ①一般的な4種地震波を用い、地震波の大きさを最大速度 25 cm/sec で統一し、S波を地表面波として弾塑性応答解析を行った。柱頭間変位最大応答値は 67.6 mm (たわみ角 1/44、TAFT 波)、柱頭と柱脚間変位最大応答値は 68.9 mm (たわみ角 1/33、TAFT 波) である。
- ②柱頭間変位が最大となる場合では、屋根面ブレースに使用した鉄筋の伸び率は 0.6 % 程度となって塑性化する。しかし、危険を考えて設定した最大変位以下であり、屋根面ブレースの安全性は確保されている。
- ③柱頭間変位は、連棟数に係わらず伝搬速度が 75 m/sec と 150 m/sec の場合で、屋根面剛性が低くなる場合に変位の増加傾向が見られる。
- ④柱頭と柱脚間変位の最大値は安全構造基準の柱の倒れ制限の3倍程度の変形となった。これはS波を地表面波と仮定したためである。この場合、山形ラーメンの柱はり接合部の一部は塑性化するが、フレーム全体の崩壊変形 (1/10 程度) に対しては十分な余力を有している。
- ⑤柱頭と柱脚間変位 (柱の倒れ) 応答値は、短周期成分を多く持っている EL-CENTRO 波で多く生じた。また、EL-CENTRO 波による応答変位は TAFT 波による最も大きな応答変位に近い数値となった。また、最大応答変位は、地震波や質点数などに係わらず全て伝搬速度 300 m/sec の場合が最大となった。
- ⑥柱頭間変位が最大となる位置は、ハウスの手前から 2/3 ~ 3/4 程度奥側へ入った位置で、桁行き寸法が長くなるほど奥の位置となる。
- ⑦柱頭と柱脚間変位が最大となる位置はハウスの端部である。
- ⑧柱頭と柱脚間変位が最大の場合に柱頭間変位も最大になる傾向は見られない。これは、山形ラーメンの固有周期と、屋根面ブレース構面の固有周期が3倍程度相違している結果と考えられる。

4.6.2 屋根面面内変形強度実験

- ①フレーム面内変形によりガラスに損傷 (亀裂発生) が発生するたわみ角は 1/30 程度であった。この結果は地震応答値のたわみ角 (1連棟で 1/44) 以上であり、ガラスの留め方は現状仕様のままで支障はない。
- ②半割ガラスを使用した場合でも、変形性状や損傷程度に相違は見られない。
- ③クリアランスによって許容されるたわみ角を超える頃より、ガラス端部に欠けやクリップ外れが発生した。しかし、ガラスの強度が低下するほどの影響は見られない。
- ④ガラスの重ね合わせ寸法を 6mm とした実験において、ガラスの重ね合わせ寸法がなく

なるたわみ角は 1/30 程度であった。

- ⑤棟部の納まりに雨仕舞を配慮してガラスの呑み込みを多くした結果、ガラスの割れが発生した。これは、ガラスの拘束力が大きくなったためと考えられる。

4.6.3 壁面面外変形強度実験

- ①壁面フレームがたわみ角 1/17 程度まで面外変形してもガラスに支障は無い。
②ただし、雨仕舞を考慮した成の大きな軒部材には部分的な損傷が発生する。

4.6.4 等分布荷重強度実験

- ①屋根面ガラスを外部から押す荷重（正圧）に対する実験強度は $1,521 \text{ N/m}^2$ (155.1 kgf/m^2) 程度であり、ガラスの曲げによって決定される。クリップによる影響は見られない。
②屋根面ガラスを外部へ吹き上げる荷重（負圧）に対する強度はクリップで決定される。ガラス 1 枚当たりクリップ 6 個（片側 3 カ所）を設置した場合の実験強度は $1,369 \text{ N/m}^2$ (139.6 kgf/m^2) 程度である。
③安全構造基準のガラス許容強度に対する実験強度の安全度は、積雪荷重（正圧）に対して 2.73、風圧力（負圧）に対してクリップ 6 カ所/枚の場合 1.78、4 カ所/枚の場合 1.58 である。
④再現期間 57 年の新積雪重量に対して、許容強度を超える地区は全国で 16 カ所である。実験強度を超える地区は無い。加温設備がある限り現状の施工方法で損傷を受けることは無いと考えられる。
⑤再現期間 57 年の設計風速に対して、風力係数を -0.5 とした場合に許容強度を超える地区は沖縄離島などの強風地区 5 カ所であった。実験強度以上となる地区は無い。屋根面一般部分については、現状の 6 カ所/枚のクリップ留めで支障は無いと考えられる。
⑥同様に、局部風力係数の -1.5 とした場合は、許容強度を超える地区は 52 と全地区の 1/3 となった。実験強度以上となる地区は四国や九州などで 18 カ所である。当該地区では局部風圧の大きい棟部や軒部などへの補強対策が必要である。

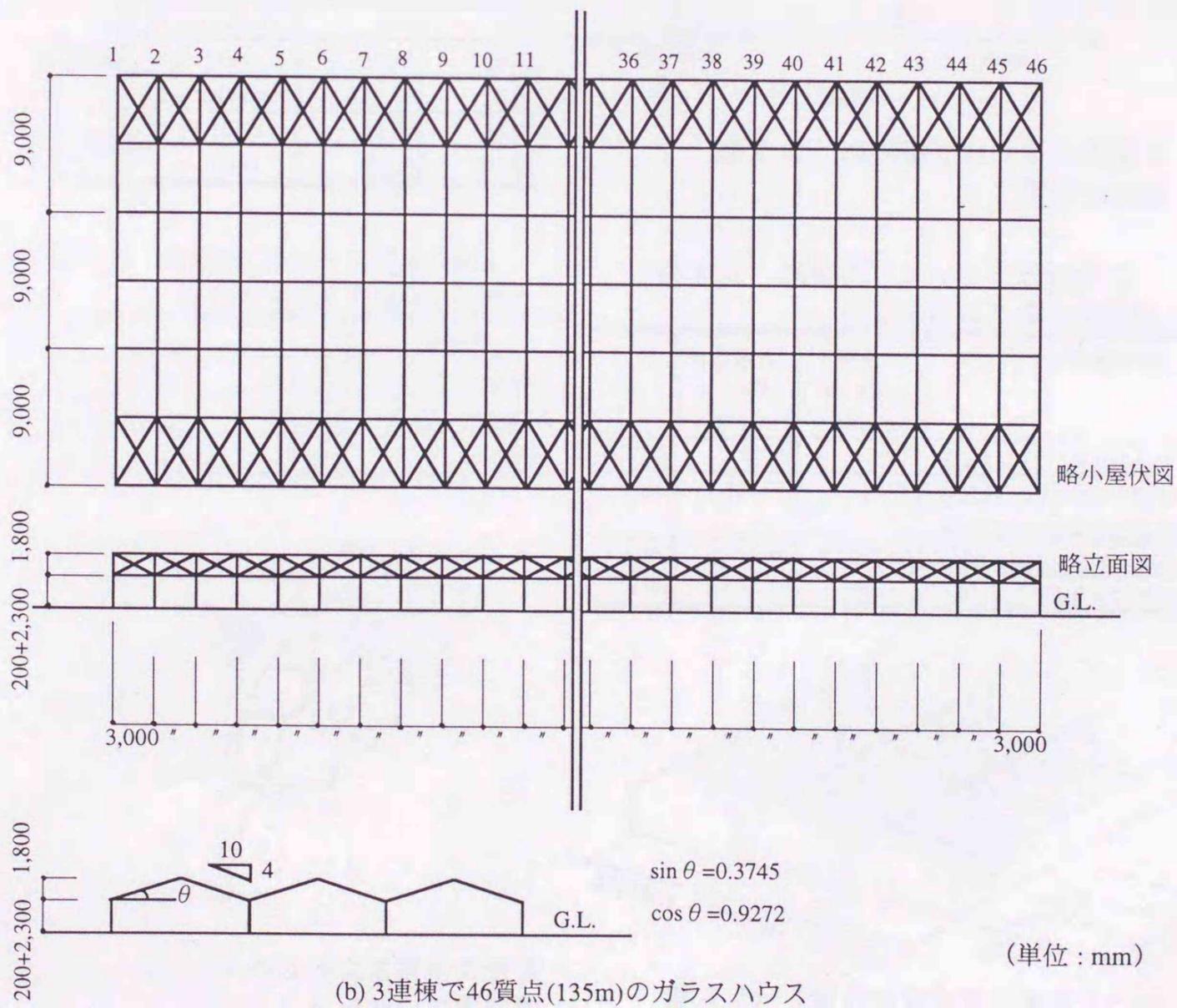
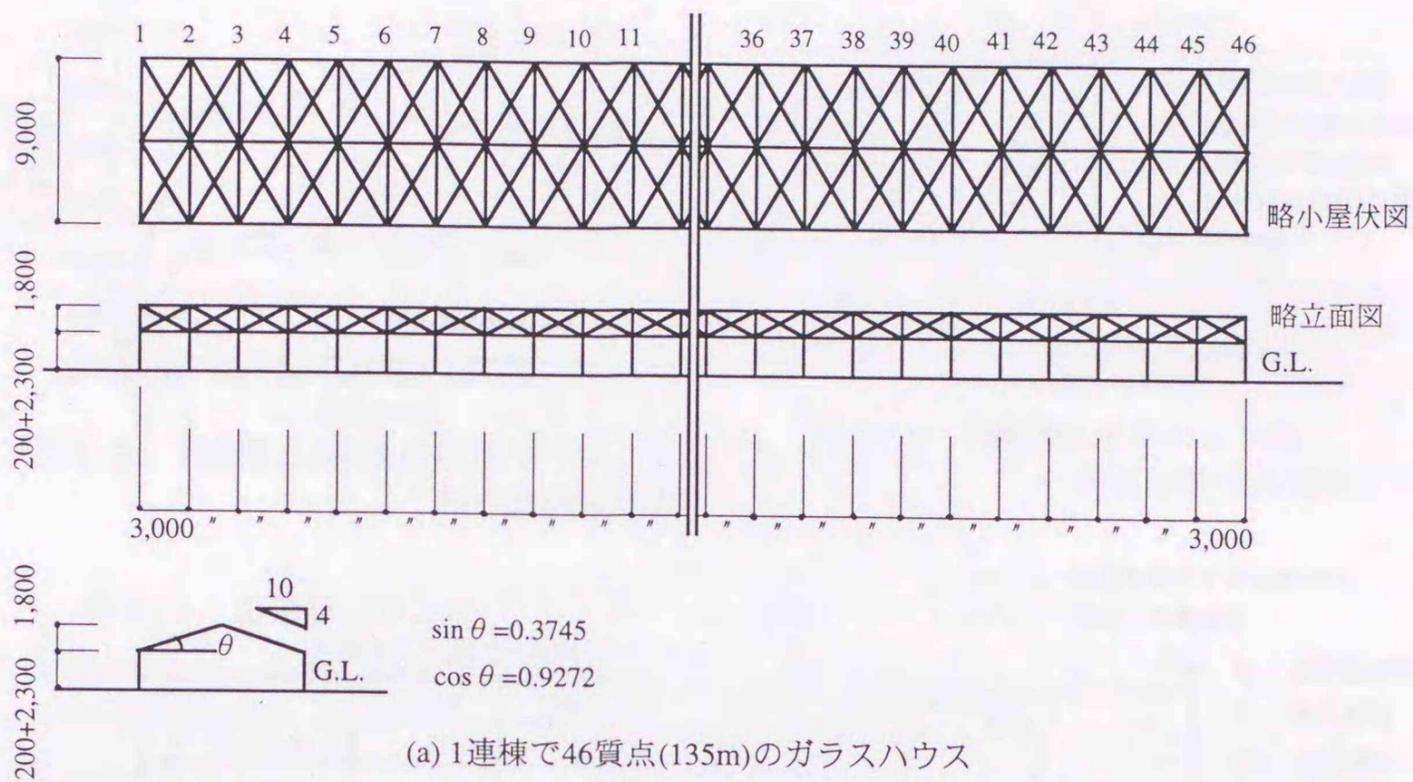


図 4.1 応答解析モデルに使用したガラスハウスの概要

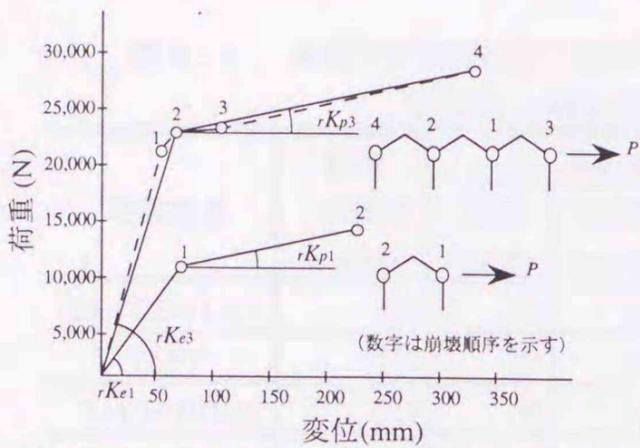


図 4.2 1連棟と3連棟の山形ラーメンにおける崩壊機構

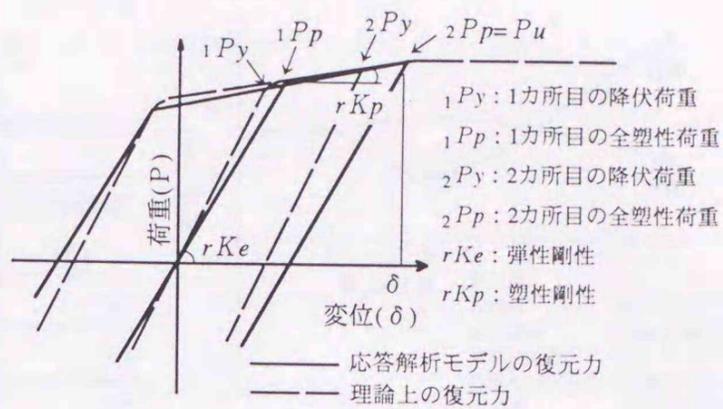


図 4.3 1連棟山形ラーメンの荷重と変位の関係

表 4.1 山形ラーメンの諸剛性と最大強度

区分		1連棟	3連棟
弾性剛性	$P (\times 10^3 \text{ N})$	10.08	22.56
	$\delta (\text{ mm})$	71.3	66.0
	$rK_e (\text{ N/mm})$	141.3	341.8
塑性剛性	$P (\times 10^3 \text{ N})$	3.23	4.10
	$\delta (\text{ mm})$	150.3	267.1
	$rK_p (\text{ N/mm})$	21.48	15.40
最大強度	$P (\times 10^3 \text{ N})$	13.30	26.66
	$\delta (\text{ mm})$	221.6	333.1

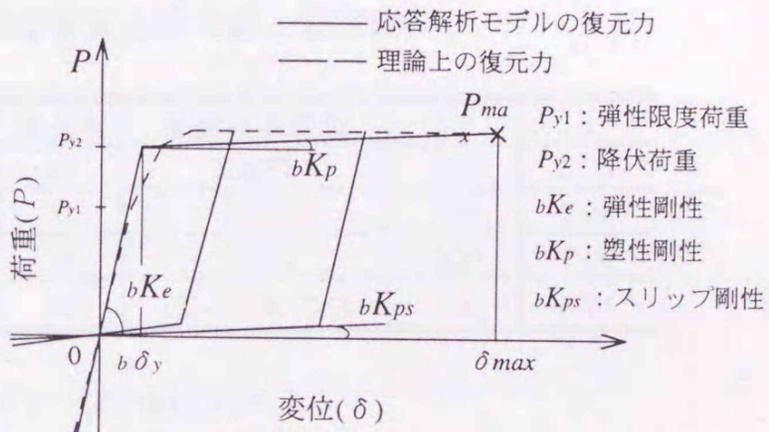


図 4.4 屋根面ブレースの荷重と変位の関係

表 4.2 屋根面ブレースにφ9mm鉄筋を使用した場合の諸剛性

区分	諸剛性
ブレース弾性剛性 (bK_e)	1,515.70 (N/mm)
ブレース塑性剛性 (bK_p)	15.157 (N/mm)
ブレーススリップ剛性 (bK_{ps})	15.157 (N/mm)

表 4.3 屋根面ブレースの設置状況を変化させた場合の剛性

α	弾性剛性 $\alpha \cdot bK_e$ (N/mm)	塑性 $\alpha \cdot bK_p$ (N/mm)	ブレースの設置状況
0.25	757.9	7.58	φ6ブレース1本分に相当
0.50	1,515.70	15.16	φ9ブレース1本分に相当 φ6ブレース2本分に相当
0.75	2,273.60	22.74	φ8ブレース1本分に相当
1.00	3,031.40	30.31	φ9ブレース2本分に相当

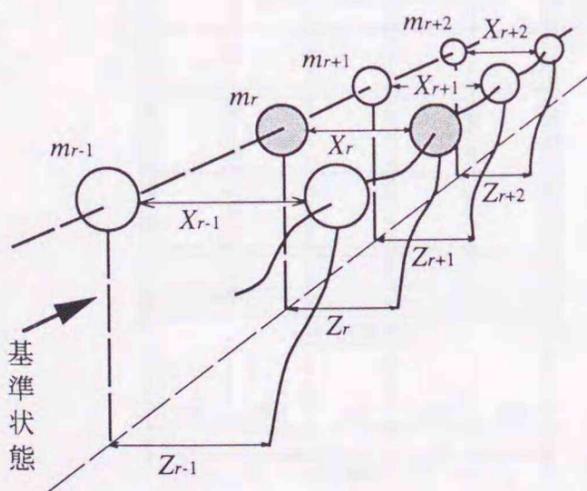


図 4.5 ガラスハウスを応答解析の質点モデル化した場合の振動状態

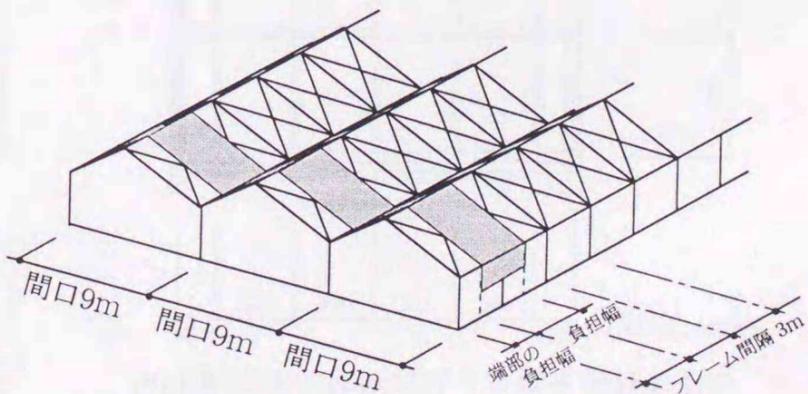


図 4.6 1質点の質量算出基準とした1フレームあたりの負担面積

表 4.4 弾塑性応答解析に使用した地震波と解析条件

地震波名	観測 加速度 (cm/s ²)	解析条件		
		速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)	解析時間 (s)
EL- CENTRO	326	25	242	30
TAFT	150	25	263	30
HACHINOHE	225	25	174	30
TOKYO- 101	74	25	254	30

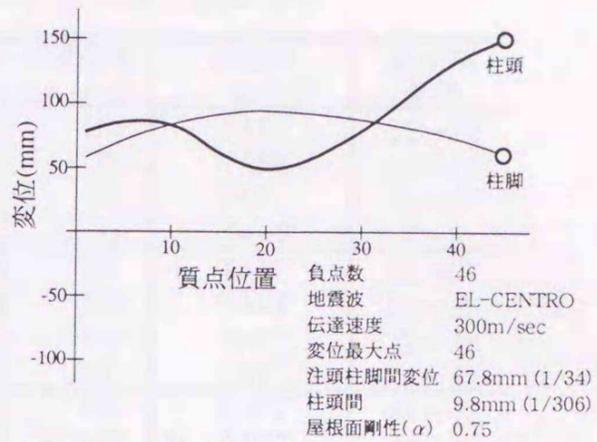


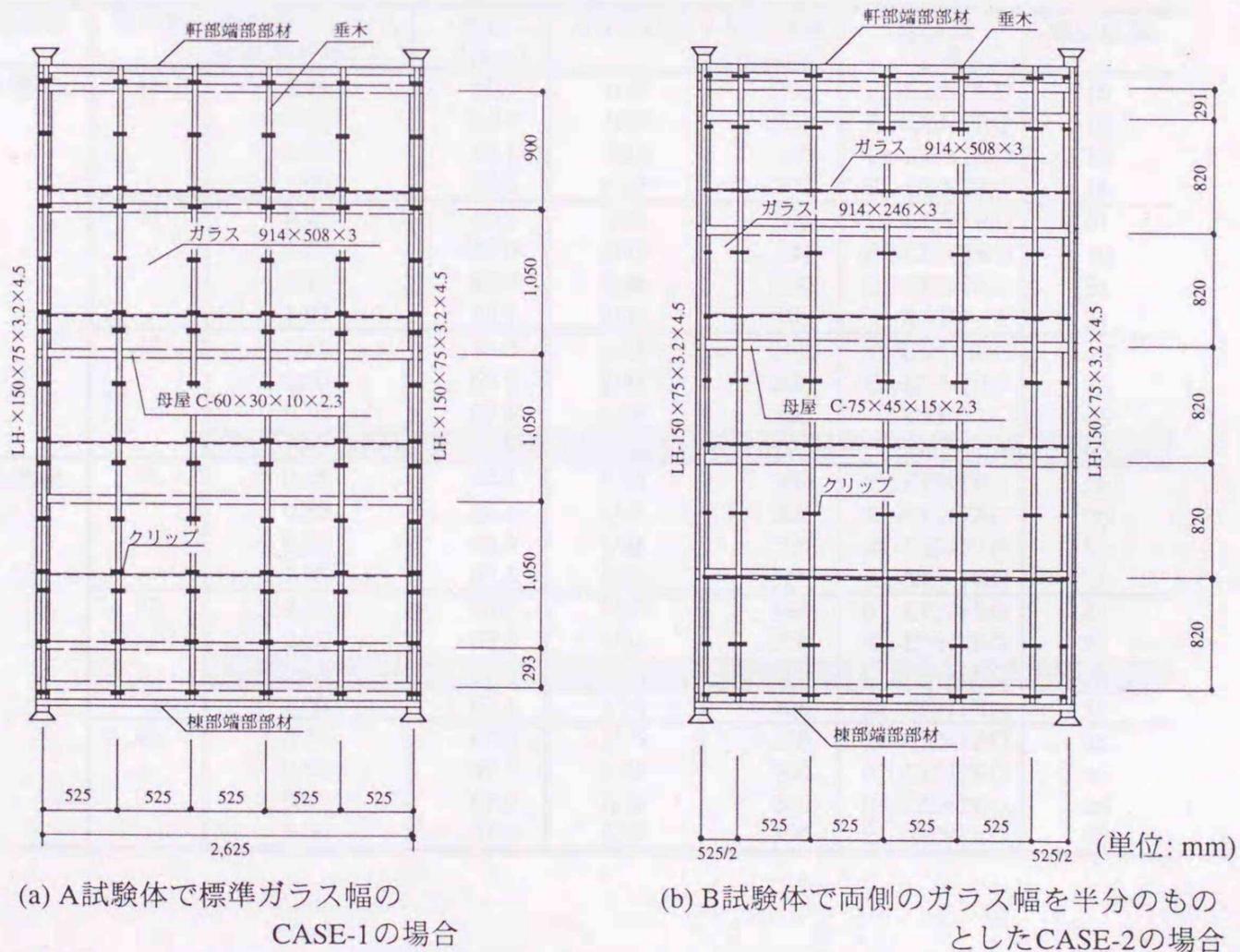
図4.7 柱頭と柱脚の変位の例

表 4.5 弾塑性応答解析の応答変位最大値と設定条件

位置	連頭数	最大応答変位	質点数	地震波の種類	Vs	α
柱頭間	1	67.6mm (1/44)	46	TAFT	300	0.75
	3	48.8mm (1/61)	31	TAFT	150	1.00
柱頭と 柱脚間	1	68.9mm (1/33)	46	TAFT	300	1.00
	3	67.7mm (1/34)	31	EL- CENTRO	300	0.75

・()はたわみ角を示す

・Vs : 地震波の伝搬速度 α : 屋根面ブレースの剛性比率



(a) A試験体で標準ガラス幅のCASE-1の場合

(b) B試験体で両側のガラス幅を半分のものとしたCASE-2の場合

図 4.8 屋根面面内変形実験に使用した試験体

表 4.6 弾塑性応答解析の柱頭間最大応答変位と設定条件

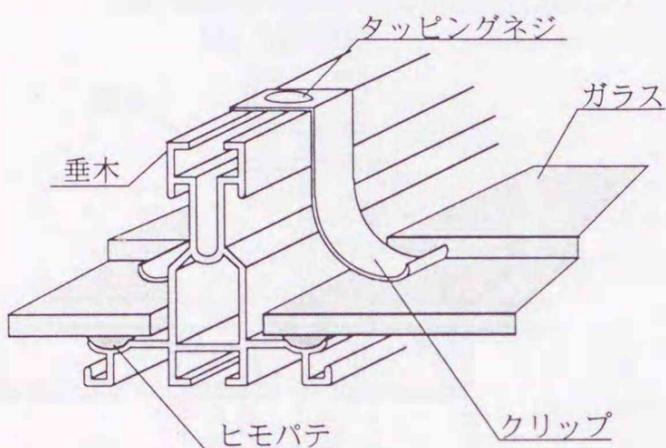
連棟数	質点数	屋根面ブレースの剛性比率(α)	変位 (mm)	たわみ角	伝達速度 (m/sec)	地震波の種類	質点間位置
1連棟	16	0.25	52.2	1/57	150	TAFT	11~12
		0.50	43.2	1/69	150	TAFT	10~11
		0.75	13.5	1/222	75	TAFT	9~10
		1.00	10.2	1/294	75	TAFT	7~8
	31	0.25	54.5	1/55	150	TAFT	26~27
		0.50	49.3	1/61	300	TAFT	24~25
		0.75	21.1	1/142	150	TAFT	25~26
		1.00	30.2	1/99	300	TAFT	21~22
	46	0.25	49.7	1/60	150	TAFT	41~42
		0.50	55.5	1/54	150	TAFT	38~39
		0.75	67.6	1/44	300	TAFT	37~38
		1.00	54.5	1/55	300	TAFT	37~38
3連棟	16	0.25	32.3	1/93	75	TAFT	10~11
		0.50	41.8	1/72	75	TAFT	12~13
		0.75	40.7	1/74	75	TAFT	13~14
		1.00	40.6	1/74	150	TAFT	11~12
	31	0.25	34.5	1/87	75	TAFT	25~26
		0.50	36.8	1/82	75	TAFT	27~28
		0.75	45.6	1/66	150	TAFT	26~27
		1.00	48.8	1/61	150	TAFT	25~26
	46	0.25	33.9	1/88	75	TAFT	40~41
		0.50	38.9	1/77	75	TAFT	42~43
		0.75	44.1	1/68	150	TAFT	41~42
		1.00	36.6	1/82	150	TAFT	41~42

表 4.7 弾塑性応答解析の柱頭と柱脚間最大応答変位と設定条件

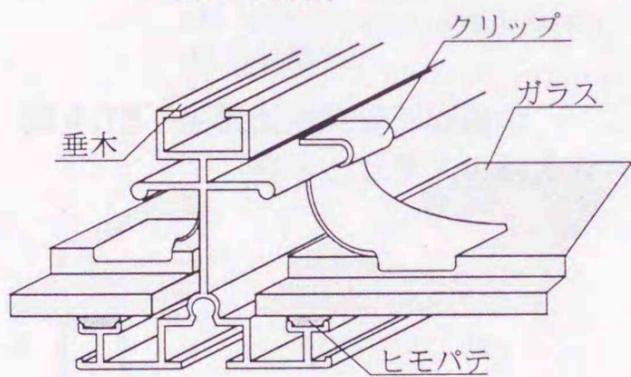
連棟数	質点数	屋根面ブレースの剛性比率(α)	変位 (mm)	たわみ角	伝達速度 (m/sec)	地震波の種類	質点位置
1連棟	16	0.25	60.0	1/38	300	EL-CENTRO	16
		0.50	58.3	1/39	300	EL-CENTRO	16
		0.75	54.1	1/43	300	EL-CENTRO	16
		1.00	53.8	1/43	300	EL-CENTRO	16
	31	0.25	60.5	1/38	300	EL-CENTRO	31
		0.50	63.0	1/37	300	EL-CENTRO	30
		0.75	64.7	1/36	300	EL-CENTRO	31
		1.00	64.7	1/36	300	TAFT	31
	46	0.25	61.0	1/38	300	TOKYO-101	46
		0.50	68.0	1/34	300	EL-CENTRO	46
		0.75	67.8	1/34	300	TAFT	46
		1.00	68.9	1/33	300	TAFT	46
3連棟	16	0.25	64.8	1/35	300	EL-CENTRO	16
		0.50	66.4	1/35	300	EL-CENTRO	16
		0.75	66.9	1/34	300	EL-CENTRO	16
		1.00	67.3	1/34	300	EL-CENTRO	16
	31	0.25	65.0	1/35	300	EL-CENTRO	31
		0.50	67.1	1/34	300	EL-CENTRO	31
		0.75	67.9	1/34	300	EL-CENTRO	31
		1.00	67.5	1/34	300	EL-CENTRO	31
	46	0.25	65.0	1/35	300	EL-CENTRO	46
		0.50	67.3	1/34	300	EL-CENTRO	46
		0.75	67.8	1/34	300	EL-CENTRO	46
		1.00	67.6	1/34	300	EL-CENTRO	46

表 4.8 屋根面内変形実験の結果と弾塑性応答解析の結果

試験体名	モデル	最大たわみ角	損傷状況
A試験体	CASE-1	1/30	ガラス割れ、クリップねじれ
	CASE-2	1/29	ガラス割れ、クリップねじれ
B試験体	CASE-1	1/21	クリップずれ
	CASE-2	1/22	クリップずれ
応答解析結果	1連棟	1/44	[TAFT, $V_s = 300\text{m/s}$, 46質点]
	3連棟	1/61	[TAFT, $V_s = 150\text{m/s}$, 31質点]



(a) A試験体



(b) B試験体

図 4.9 ガラス重ね合せ部分のクリップ取付け状況

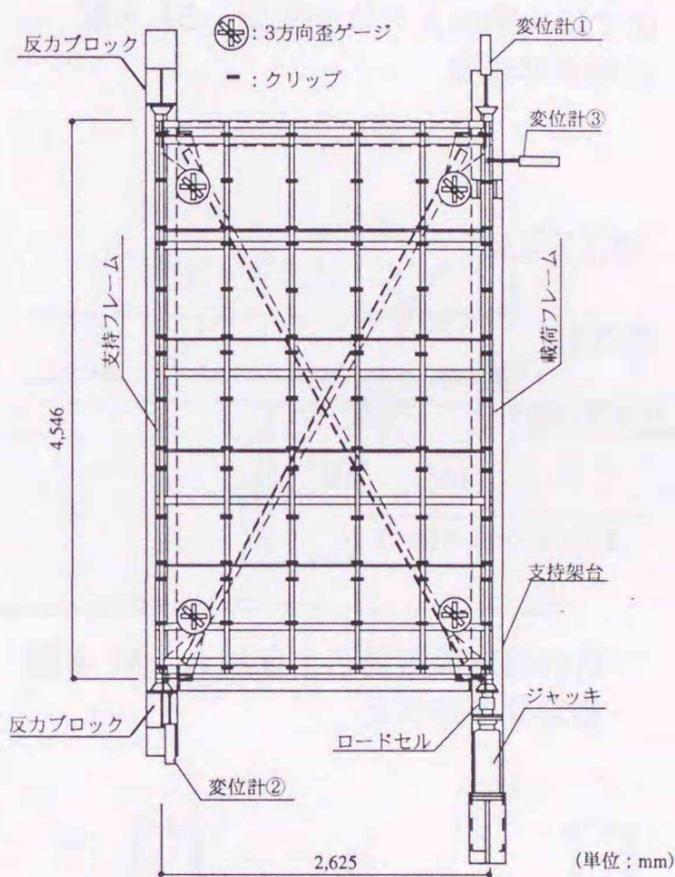
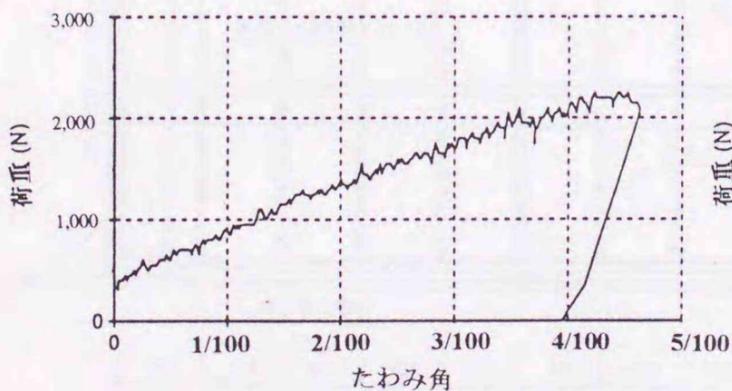


図 4.10 屋根面内変形実験の
 荷重と測定状況
 (A試験体でCASE-1の場合)

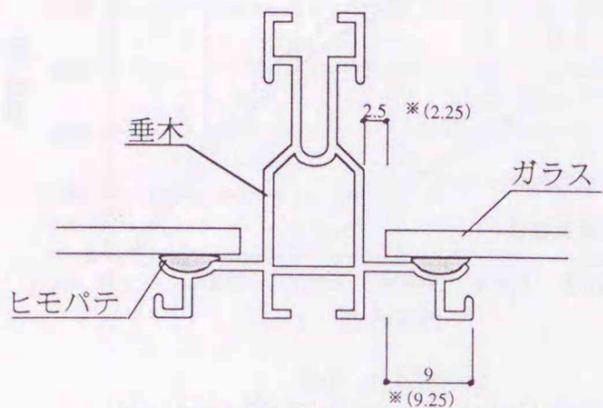


(a) A試験体でCASE-1の場合



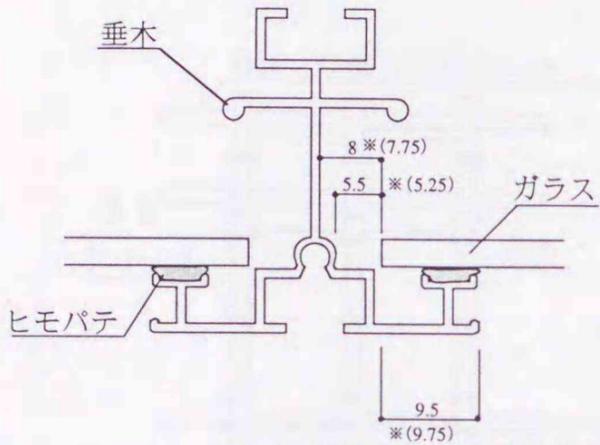
(b) B試験体でCASE-2の場合

図 4.11 屋根面内実験の荷重とたわみ角の関係



※は、両側の垂木間隔を半分にした場合(CASE-2)

(a) A試験体



※は、垂木間隔を半分にした場合(CASE-2)

(b) B試験体

図 4.12 屋根面内変形実験の垂木とガラスの納まり

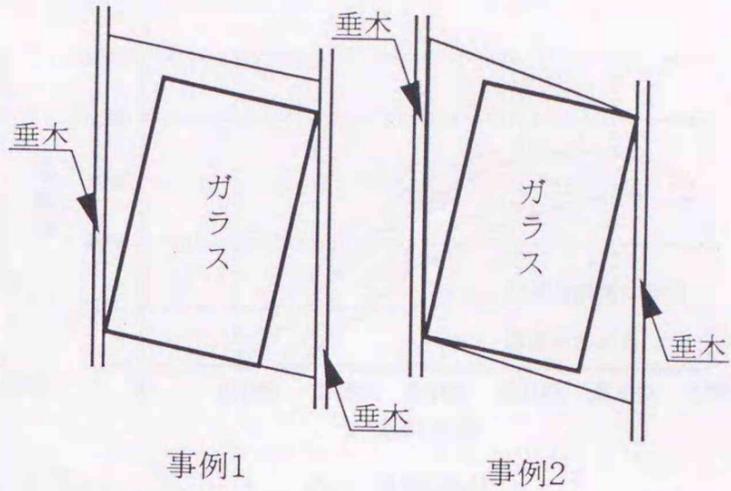


図 4.13 屋根面ガラスの垂木間での変形状況概要

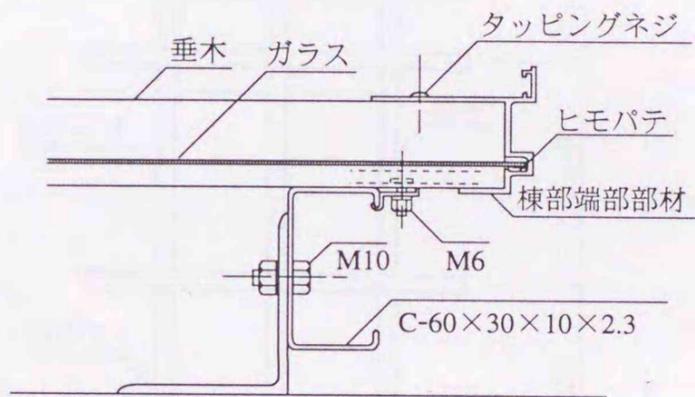
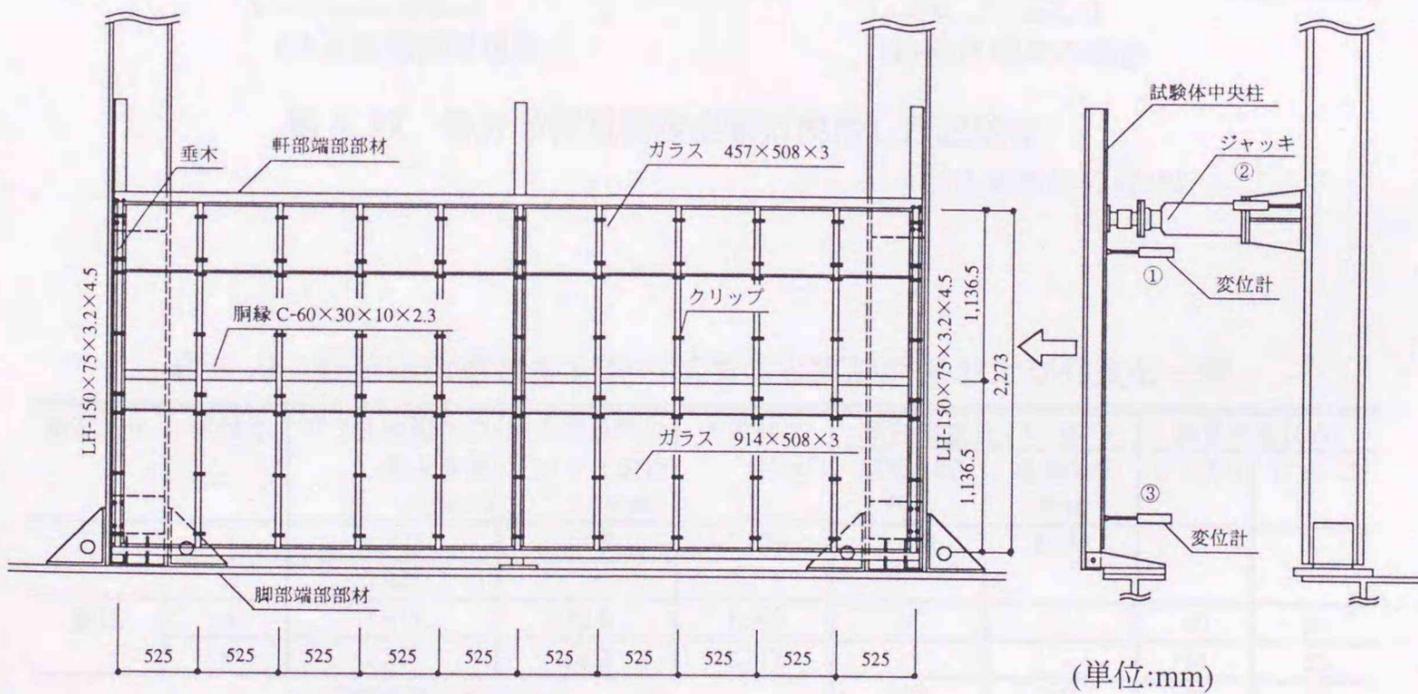


図 4.14 A試験体の屋根面棟部のガラス収まり状況



(単位:mm)

図 4.15 壁面面外変形実験に使用した試験体 (A試験体の場合)

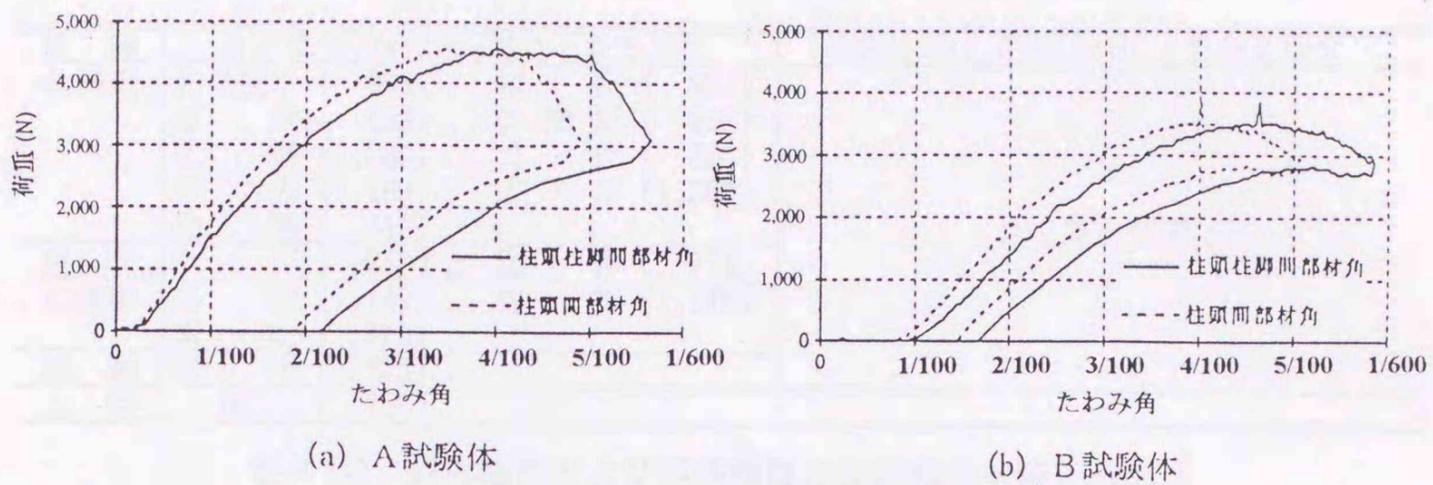


図 4.16 壁面面外実験の荷重とたわみ角の関係

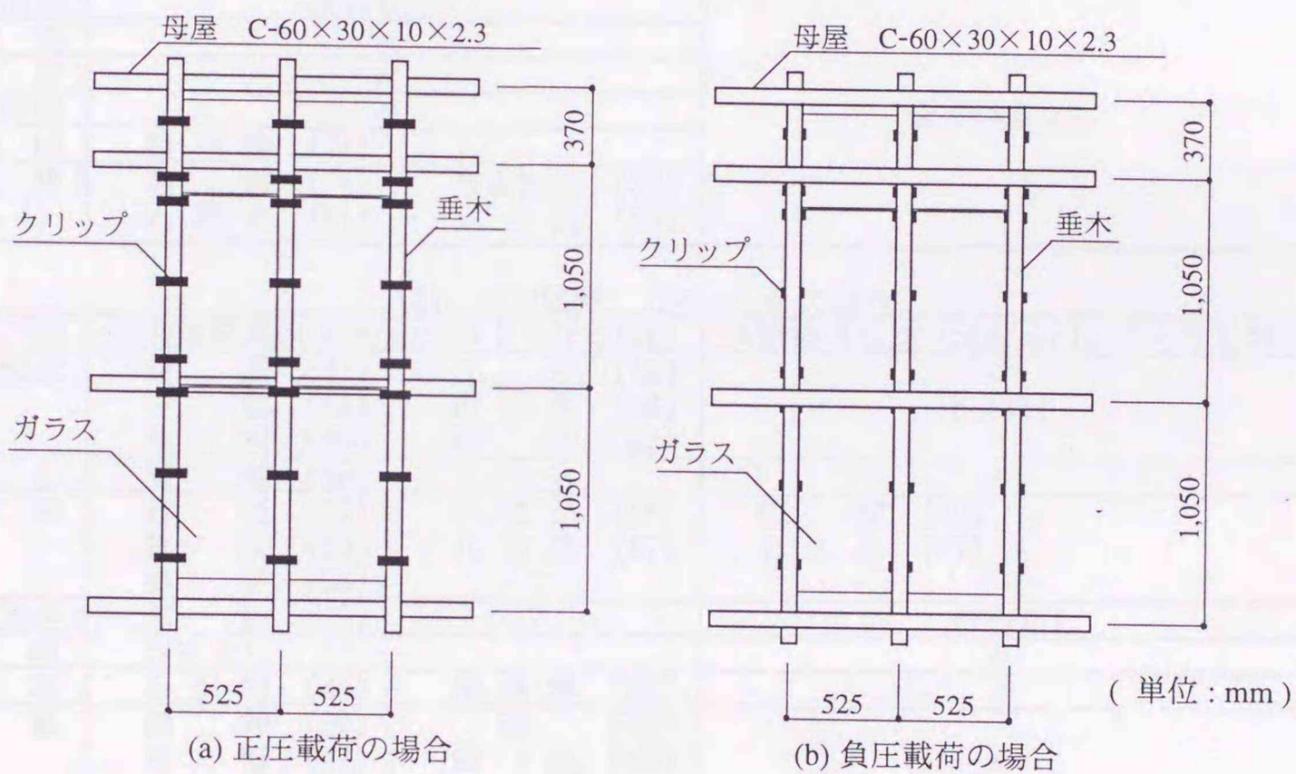


図 4.17 等分布荷重強度実験に使用した試験体
(A 試験体の場合)

表 4.9 等分布荷重強度実験の試験体と実験結果および強度の一覧

荷重方法	試験体	ガラス破損時の 最大荷重 (N/m ²)	最大荷重時の ガラス変位 (mm)	実験強度 (N/m ²)	新積雪重量 (N/m ²)		換算風量(m/s)	
					屋根勾配 無視	屋根勾配 考慮	C = -0.5	C = -1.5
正圧	A	1,521	14.9	1,521	1,521	2,028	-	-
	B	2,433	-		-	-	-	-
負圧	A	1,612	42.8	1,369	-	-	97	56
	B	1,217	14.2	1,217	-	-	91	52
許容強度 (N/m ²)					556	741	72	42

表 4.10 許容強度および実験強度を超える積雪荷重となる地域

地 域	許容強度(741N/m ²)以上となる地区	実験強度(2,028N/m ²)以上となる地区
北海道	北見枝幸 (804)、根 室 (862) 雄 武 (862)、俱 知 安 (862) 札 幌 (1,039)、紋 別 (804) 帯 広 (1,196)、広 尾 (1,588) 釧 路 (813)	全て該当せず
東 北	八 戸 (882)、宮 古 (774)	
北信越	高 田 (1,147)、敦 賀 (1,176) 富 山 (823)	
近 畿	豊 岡 (823)	
山 陰	境 (794)	

表 4.11 許容強度および実験強度の換算風速を超える地域

(1) 風力係数 $C=-0.5$ の場合

地 域	許容換算風速(72m/sec)以上となる地域	実験換算風速 (97m/sec)以上となる地域
北海道	該当なし	全て該当なし
東 北	//	
関 東	//	
甲信越	//	
四 国	室戸岬 (74)	
九 州	名 瀬 (78)、与那国島 (80) 石垣島 (91)、宮古島 (89)	

(2) 風力係数 $C=-1.5$ の場合

地 域	許容換算風速(42m/sec)以上となる地区	実験換算風速 (56m/sec)以上となる地区
北海道	雄 武 (47)、江 差 (44) 寿 都 (44)、広 尾 (46) 浦 河 (48)、紋 別 (82)	該当なし
東 北	深 浦 (45)	//
関 東	日 光 (54)、三宅島 (54) 筑 波 (69)、八丈島 (67) 銚 子 (50)	筑 波 (69) 八 丈 島 (67)
甲信越	高 田 (49)	該当なし
北 陸	該当なし	//
東 海	石 廊 崎 (46)、伊 良 湖 (55)	//
近 畿	潮 岬 (56)、津 (44) 尾 鷲 (47)、洲 本 (49) 四 日 市 (50)	//
山 陽	呉 (47)、下 関 (45) 山 口 (53)	//
山 陰	西 郷 (49)	//
四 国	宇和島 (58)、宿 毛 (56) 剣 山 (71)、清 水 (60) 徳 島 (45)、室 戸 岬 (74) 高 知 (58)	宇和島 (58)、剣 山 (71) 高 知 (58)、清 水 (60) 室 戸 岬 (74)
九 州	厳 原 (47)、雲 仙 岳 (66) 福 江 (44)、牛 深 (55) 阿 蘇 山 (54)、人 吉 (45) 延 岡 (47)、都 城 (50) 宮 崎 (49)、阿 久 根 (44) 鹿 児 島 (57)、枕 崎 (60) 屋 久 島 (66)、種 子 島 (49) 名 瀬 (78)、沖 永 良 部 島 (67) 与 那 国 島 (80)、石 垣 島 (91) 宮 古 島 (89)、久 米 島 (69) 那 覇 (56)、南 大 東 島 (61)	雲 仙 岳 (66)、鹿 児 島 (57) 枕 崎 (60)、屋 久 島 (66) 名 瀬 (78)、沖 永 良 部 島 (67) 与 那 国 島 (80)、石 垣 島 (91) 宮 古 島 (89)、久 米 島 (69) 南 大 東 島 (61)

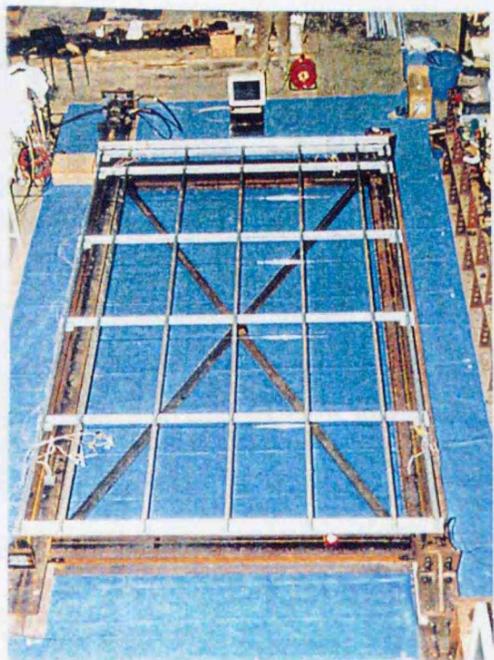


写真4.1 両側の垂木間隔を半分にした
A試験体CASE-2の設置状況

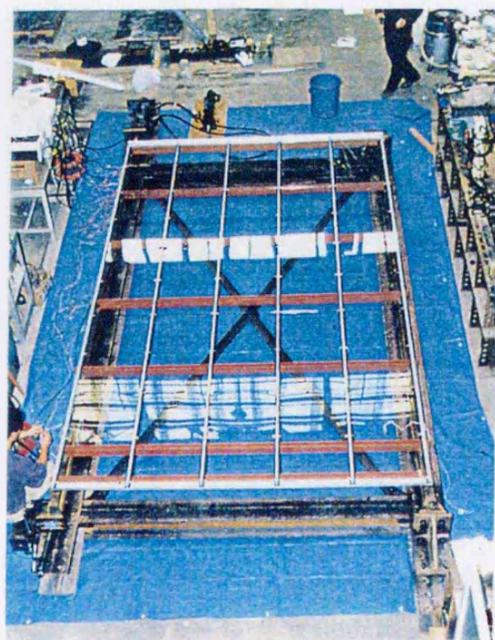


写真4.2 基本的な垂木間隔の
B試験体CASE-1の設置状況

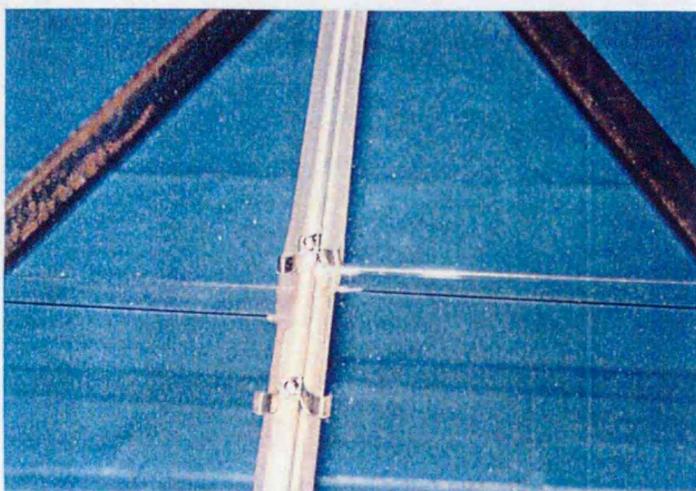


写真4.3 面内変形によりガラス重ね合わせ
部とクリップが変形したA試験体の状況

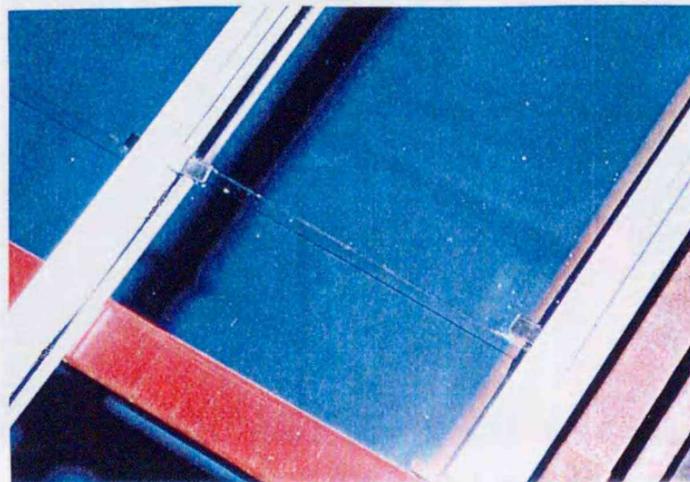


写真4.4 面内変形によりガラス重ね合わせ
部が変形しクリップが外れたB試験体の状況

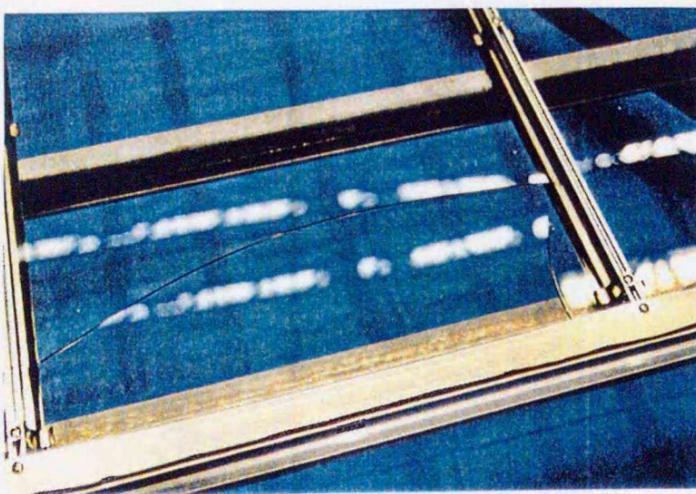


写真4.5 面内変形により棟部にガラス割れ
が発生したA試験体の状況

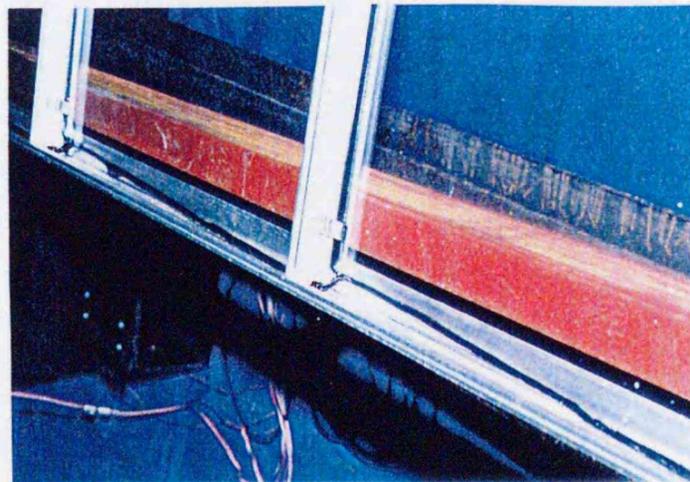


写真4.6 面内実験によりガラスとヒモパテ
がずれたB試験体の状況

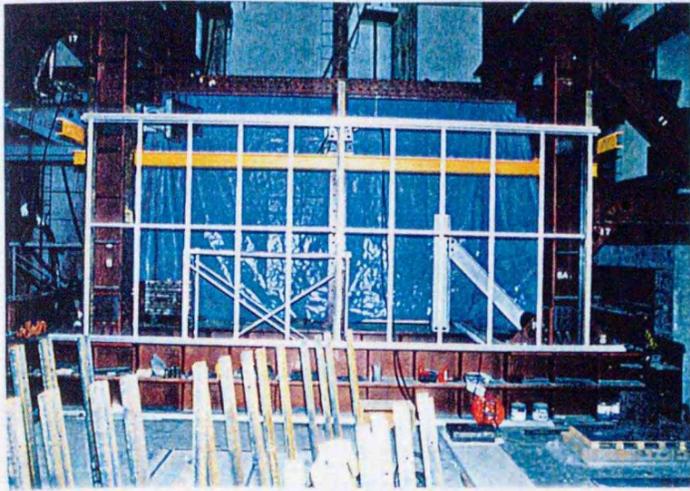


写真 4.7 大断面の軒部材を使用した壁面
2スパン分のA試験体設置状況

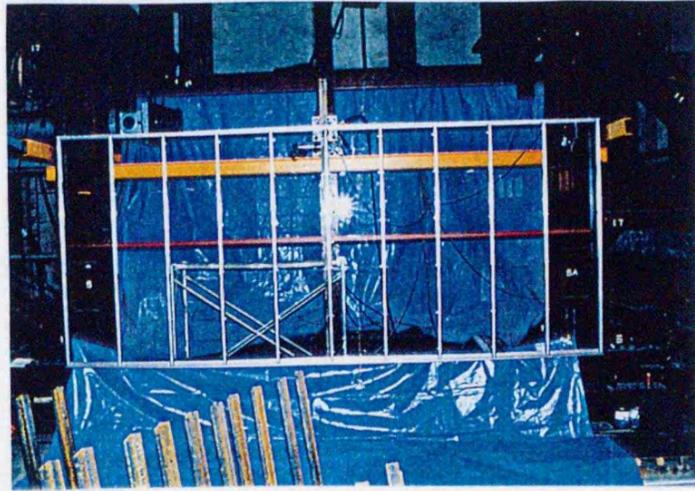


写真 4.8 小さな軒部材を使用した壁面
2スパン分のB試験体設置状況

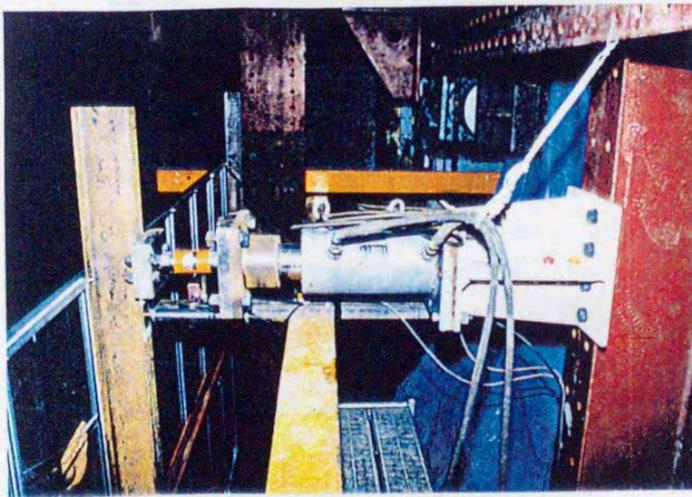


写真 4.9 壁面 2スパン分の中央柱への
面外変形载荷状況



写真 4.10 中央柱へ面外変形载荷した壁面
試験体のゆがんだ変形状況

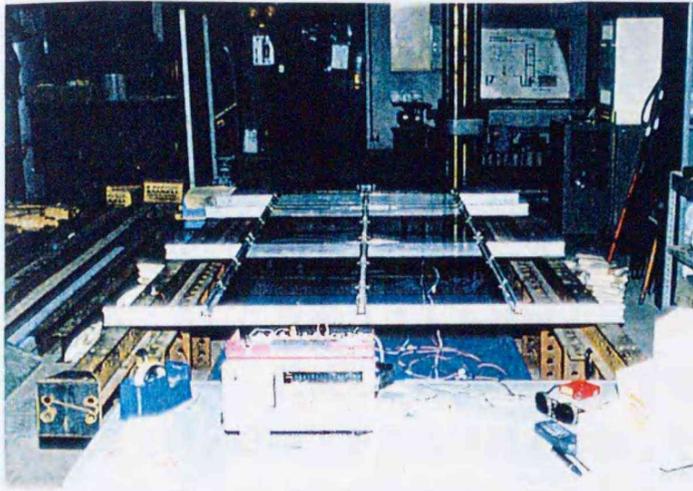


写真 4.11 母屋の上に垂木を止めてガラスを被覆したA試験体正圧の設置状況

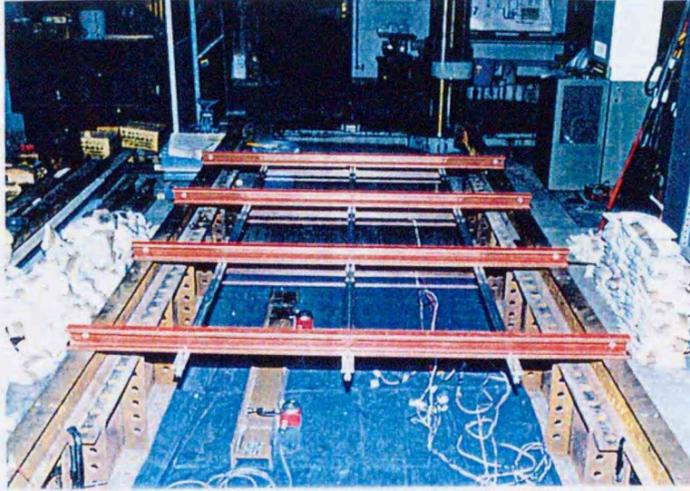


写真 4.12 正圧試験体を裏返した状態に設置した負圧载荷用のB試験体の状況

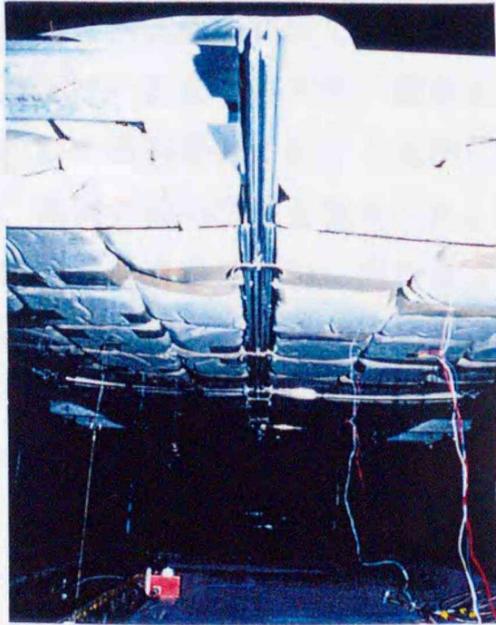


写真 4.13 負圧载荷によりクリップが水平状態にまで変形したA試験体の状況

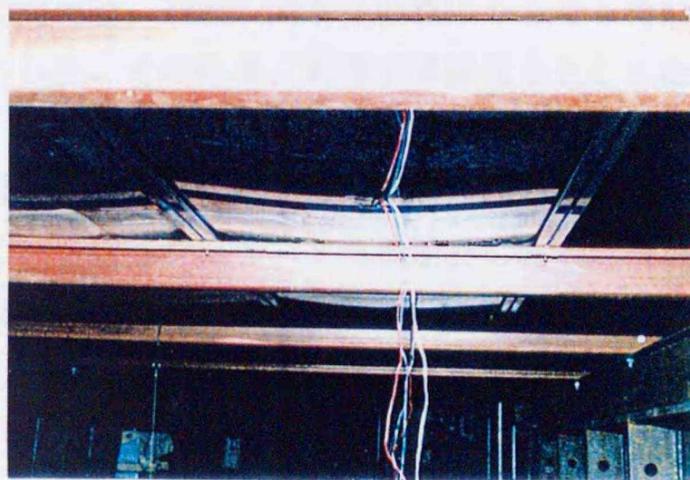


写真 4.14 ガラスが変形して母屋に接触したB試験体正圧载荷の状況



写真 4.15 正圧载荷によりガラスが破損したA試験体の状況



写真 4.16 負圧载荷によりガラスが破損したB試験体の状況

第5章 畜舎の建設コスト低減に関する検討

5.1 概説

5.1.1 研究の目的

畜舎の屋根や壁および床の仕上げ材料には、建築物の中でも最も簡素な材料が使用されている。さらに建築コストを低減するためには、畜舎の使用期間が一般建築物より短いことを考慮して、低減した荷重値を用いて構造部材数量を減じる必要がある。

本章では、低コスト畜舎建設を目指した畜舎用建築規準を作成するうえで有効な資料を得る目的で、畜舎建築に関する建築基準法の現状の取り扱い方を文献とアンケートで調査した。また、再現期間を考慮した荷重指針の式を畜舎用に導き直し、その式による構造計算を行い、建築基準法によった場合と比較し、再現期間によってどれ程の構造部材数量の低減となるのかを検討した。

建築基準法関係の現状での取り扱い方の調査は、畜舎に関する荷重のうちでも特に主要構造部材への影響が大きい積雪荷重に着目した。そのため、建築基準法をもととした各都道府県の積雪荷重に関する条例について、記載されている項目およびアンケート調査を行い、条例の適用状況を整理した。畜舎用荷重計算式を作成するための検討としては、荷重指針の式を畜舎の実況に合わせて導き直し、各種畜舎について再現期間に応じた構造計算を行った。さらに畜舎建設地によって異なる設計用荷重、構造部材サイズ、部材数量などについて建築基準法によった場合と比較し、規準作成における適切な再現期間を決定するための資料を得ることとした。

5.1.2 研究の意義と背景

畜舎は、一般住宅や事務所ビル、体育館などと同様に、建築基準法の適用を受けることになっている。建築面積が大きな畜舎の場合は構造計算による強度確認が義務づけられ、それによって畜舎構造の安全性は確保されてきた。しかし、国際的な農業自由化の時代となり、我が国の畜産をとりまく情勢は極めて厳しく、生産コストの低減のため、畜舎建設の低コスト化が要求されている。畜舎の現地調査においても、「畜舎の屋根には雪が積もりにくく、積もっても比較的短期間で滑落するのに、なぜこのように太い柱はり部材が必要なのか。実況を考えてもっと細い部材を使用し、安い畜舎を建設できないものか」という意見が畜産農家から必ず持ちだされる。

現在の畜舎の構造計算に採用される各種荷重は一般建築物と同様であり、建築物の重要度や使用期間に係わらず安全へ配慮した一定な数値が適用されている。積雪荷重では建設地の当該積雪深が採用されているが、過去の観測記録の最大値が採用されている。風荷重についても1934年（昭和9年）の室戸台風の瞬間最大風速記録約60m/secが、建設地の台風襲来の程度に係わらず原則的に全国一律に適用されている。

多くの畜舎では、今まででも築後 20 年程度で飼養形態の変化などによって改築を余儀なくされている。今後も大規模化や省力化へ対応するため、一般建築物に比べて比較的短期間で建て替えることが予想される。海外ではこれらのことが考慮されて、農業用建築物に対しては、人間の滞在密度や収容物の価値などを考慮した、一般建築物用に比べて少ない荷重値を採用する農業建築物独自の設計基準が存在する国もある。畜舎について、一般建築物と同様な荷重を用いている現行の建築基準法では、建設コストが余分にかかってしまうことは明らかである。このため、畜舎の短い使用期間に適応した荷重値を採用した設計方法の制定が強く要望されている。なお、設計荷重値が減じられた数値となっても、使用期間が短ければ、畜舎の安全度は一般建築物と同程度が確保されることとなる。

この 1993 年（平成 5 年）に日本建築学会により、建築物の使用期間などに応じて、風荷重や積雪荷重などを適切な再現期間にもとづいた数値のものとして採用できる「建築物荷重指針・同解説³⁷⁾」の改正が実施された。荷重指針はいままでにも数回定められてきており、風荷重では再現期間を考慮した荷重値の採用方法が示されていた。しかし、他の積雪荷重などでは設計期間に関する表示は無く、荷重指針の記載方法は統一されていなかった。今回の改訂では全ての荷重が一定の考え方で表示されており、畜舎が関係する風荷重や積雪荷重が再現期間を考慮して調整することが可能となった。なお、この荷重指針は、建築基準法に定める荷重値を下回る内容が含まれているため、当該部分は法令上適法とはならないが、建築基準法の改正に際して多くの部分が採用される予定となっている。この荷重指針は畜舎に適した荷重を検討するうえで好適である。そのため、畜舎の実況を考慮して荷重指針の式を畜舎用に変更して導き、想定される畜舎使用期間に応じた再現期間で構造部材数量を得ることは、畜舎の低コスト化に向けた規準作成の基本構成を検討する貴重な資料となる。

5.1.3 既往の研究

畜舎に関する研究は、畜舎内部の環境に関するものが多く^{17)、18)}、その他にも、畜舎内の床の材料や牛の歩行に関する研究^{19)~23)、68)}、畜舎の雨仕舞いなどに関する屋根構造の研究^{69)、70)}、畜舎内の使用方法の調査報告^{71)~73)}、などが多く見られる。

畜舎の構造に関する研究は、今までは、津下²⁵⁾の現行の建築基準法を緩和して地震力を低減させた場合の部材量の変化の検討報告、北海道内のみではあるが桂⁷⁴⁾の積雪荷重のデータを統計処理し、より短い再現期間での積雪荷重が有効であるとの報告のみであった。最近になって、筆者も関係している現在の規制緩和に向けた資料作成や検討に対する多くの研究^{28)、30)、31)、75)~82)}が行われるようになった。その他にも、堆肥舎の現状を把握して適切な構造設計を行うための研究^{83)~86)}が同様に行われている。

畜舎の構造を低コスト化する必要性は 30 年前より認識されていたが、現行の建築基準法のもとでは低コスト化に有効な研究を行っても実施には結びつかないと判断されたためか、建築関係で畜産に係わっている研究者は数人程度であった。上野、前間⁸⁷⁾の、畜舎

の機能と構造、建築法規、畜舎用資材などに関する事項をわかりやすくまとめた普及マニュアルは出されているが、建築構造に関する研究は活発には行われていなかった。

5.2 建築基準法と畜舎の関係

一般建築物と同様に建築基準法に関する各種基準が適用される畜舎に関して、建築基準法などのなかに「畜舎」として記載されている項目および畜舎の構造計算に係る各種荷重が記載されている項目について調べた。さらに、設計用荷重について、地方条例で附加されている条項を通達集と各都道府県に実施したアンケート調査によって調べ、建築基準法および関連条例がどのように畜舎に係っているのかを明らかにした。

5.2.1 「建築基準法・同施行令」での取り扱われ方

(1) 畜舎についての緩和規定

畜舎は、建築基準法としての取り扱いは一般建築物と同様のため、構造計算に使用する荷重値、各種構造ごとに定められている構造規定、確認申請の届け出、建築面積に応じた設計者の資格などが全て適用されている。しかし、1987年（昭和62年）以降、畜産関係者の働きかけが実を結び始めて畜舎の実況が建築関係者にも少し理解されだし、建築基準法や施行令などのなかに「畜舎」という名称が記されて緩和が適用されるようになってきた。関係する条項の原文とその内容に一部説明を付けたものを以下に記す。

『法第26条、防火壁』

延べ面積が1,000 m²を超える建築物は、防火上有効な構造の防火壁によって有効に区画し、かつ、各区画の床面積の合計をそれぞれ1,000 m²以内としなければならない。ただし、次の各号の一に該当する建築物については、この限りでない。

- 三 畜舎その他の政令で定める用途に供する建築物で、その周辺地域が農業上の利用に供され、又はこれと同様の状況にあつて、その構造及び用途並びに周囲の状況に関し避難上及び延焼防止上支障がないものとして建設大臣が定める基準に適合するもの。

『令第115条の2-2、防火壁の設置を要しない建築物に関する技術的基準等』

法第26条第三号の政令で定める用途は、畜舎、堆肥舎並びに水産物の増殖場及び養殖場の上屋とする。

『令第114条3-2、建築物の界壁、間仕切壁及び隔壁』

その周辺が農業上の利用に供され、又はこれと同様の状況にあつて、その構造及び用途並びに周囲の状況に関し避難上及び延焼防火上支障がないものとして建設大臣が定める基準に適合する畜舎、堆肥舎並びに水産物の増殖場及び養殖場の上屋。

『法第 84 条の 2、簡易な構造の建築物に対する制限の緩和』

壁を有しない自動車車庫、屋根を帆布としたスポーツの練習場その他の政令で指定する簡易な構造の建築物又は建築物の部分で、政令で定める基準に適合するものについては、第 22 条から第 26 条まで〔屋根、外壁、防火壁など〕、第 27 条第 2 項〔耐火建築物〕、第 35 条の 2〔特殊建築物の内装〕及び第 61 条から第 64 条まで〔防火地域の仕様〕の規定は、適用しない。

『令第 136 条の 9、簡易な構造の建築物の指定』

法第 84 条の 2 の規定により政令で指定する簡易な構造の建築物又は建築物の各部分は、次に掲げるものとする。

- 一 壁を有しない建築物その他の建設大臣が高い開放性を有すると認めて指定する構造の建築物又は建築物の各部分であって、次のイからニまでのいずれかに該当し、かつ、階数が 1 で床面積が $1,500 \text{ m}^2$ 以内であるもの。
- ニ 畜舎、堆肥舎並びに水産物の増殖場及び養殖場

しかし、上記した畜舎などの名称が記載されている部分は防火関係のみであり、建築構造や設計用荷重に関する項目には緩和が適用されていない。また、現実の畜舎設計ではこれらの緩和規定が理解されず、畜舎内に隔壁は不要となったにも係わらず、建築基準法が定めている 12 m 間隔に隔壁が設置される事例が未だに見うけられる。

(2) 構造計算に関する基準

畜舎を含む一般建築物の構造計算を行う場合の原則は令 82 条に定められており、荷重の作用が想定される数種の状態について、以下に述べる荷重を組み合わせた合計で構造計算を行うことになっている (表 5.1 参照)。

① 固定荷重 (G)、積載荷重 (P)

固定荷重については令第 84 条に、積載荷重については令第 85 条に定められており、実況によることを原則として、基準となる数値表も示されている。しかしこの表で例示されている荷重値は、一般建築物の場合でもそのまま適用できる例は少なく、畜舎建築特有の仕上げ材料や乾草重量などの大部分が実況による数値を採用しなくてはならない。

② 積雪荷重 (S)

積雪荷重は令第 86 条に定められており、建設地の垂直最深積雪量に、一般区域の場合は $19.6 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ ($2.0 \text{ kgf/m}^2/\text{cm}$)、多雪区域に指定されている場合は $29.4 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ ($3.0 \text{ kgf/m}^2/\text{cm}$) の単位重量を乗じて計算することになっている。多雪区域の指定は、建設大臣が定めることになっており、垂直最深積雪量が 1 m 以上の区域が基準となっている。また、屋根に勾配がある場合は、勾配に応じて、例えば勾配 30° 以上の場合では 0.75 を乗じた数値でよいこととなっている。

積雪荷重の数値は、建設地の積雪記録をもとにしているが、建築物の供用期間に係わらず最大積雪量を採用することになっている。また、多雪区域に指定された場合は長期の検

討に積雪荷重も加わるため、小さな数値の長期許容応力度をもととした断面算定では柱はりサイズに大断面で重量のあるものが必要となる。畜舎は多雪区域に指定される積雪寒冷地に多く、積雪荷重は畜舎構造に大きな影響を与えるため、使用期間の実態に応じた荷重値の採用が要望されている。

③風圧力 (W)

風圧力は令第 87 条に定められており、強風の観測記録による速度圧に建築物の各部分に応じた風力係数を乗じて計算するようになっている。速度圧 (q) には 1934 年 (昭和 9 年) 9 月の室戸台風の観測記録をもとにした全国一律な計算式 ($q = 60\sqrt{h}$) が定められている。なお、建設大臣が定めた一部の指定区域などでは低減措置が講じられている。この区域指定には、北海道、東北地方、日本海側、瀬戸内海などの各道府県が該当し、海岸からの距離に応じて最大 60 % もの低減を採用してもよいことになっている。また、建築物に隣接して風を有効にさえぎる他の建築物や防風林などがある場合は速度圧を 1/2 まで低減できることになっているが、畜舎に実際に適用された事例は無い。

風力係数は風洞実験によって定めることを原則としているが、設計を容易にするため数種の形状については数値が例示されている。しかし、令 87 条で示されている風力係数は一般建築物を対象としているため、建物内部への風の流入はすき間風程度しか考慮されていない。また、畜舎のように側壁が全面開放された場合やオープンリッジのように棟部に開放がある場合の例示は無い。このため、畜舎を設計する場合は、令で示されている風力係数をそのまま適用することはできない。一般区域の畜舎では風圧力によって構造部材が決定される場合もあるため、畜舎をモデル化した風洞実験を行い、実況にあった風力係数を求める必要がある。

5.2.2 地方条例および細則の項目

建築基準法では、構造計算に係わる荷重値の採用方法の中に、多雪区域を定める基準や風の速度圧を低減できる地域と条件が定められている。さらに、地方の状況に応じて、条例により制限を附加したり緩和できる項目が以下の原文のように規定されている。

『法第 40 条、地方公共団体の条例による制限の附加』

地方公共団体は、その地方の気候若しくは風土の特殊性又は特殊建築物の用途若しくは規模に因り、この章の規定又はこれに基く命令の規定のみによっては建築物の安全、防火又は衛生の目的を十分に達し難いと認める場合においては、条例で、建築物の敷地、構造又は建築設備に関して安全上、防火上又は衛生上必要な制限を附加することができる。

『法第 41 条、市町村の条例による制限の緩和』

第 6 条第 1 項第四号の区域 [都市計画区域ほか] においては、市町村は、土地の状況により必要と認める場合においては、建設大臣の承認を得て、条例で、区域を限り、第 19

条〔敷地〕、第 21 条第 1 項及び第 2 項〔大規模建築物の構造〕、第 28 条から第 30 条まで〔採光、日照ほか〕並びに第 36 条〔補足の基準〕の規定の全部若しくは一部を適用せず、又はこれらの規定による制限を緩和することができる。

建築基準法に定められている地方条例による附加や緩和の実態を把握するため、全国の地方条例が記載されている「建築地方条例通達集⁸⁸⁾」をもとに、各地の建築基準条例および施行細則を調査した。

地方条例通達集の調査結果は以下のようである。全道府県の地方条例の大部分は一般建築物に関する基準についての項目であり、細則は工事の際の注意事項や確認申請の手続きなどに関する項目が主であった。調査したうちの地方条例には、多雪区域を県内に持ちながら積雪荷重についての地域や数値などが記載されていない県もみられた。また、地方条例の中に積雪荷重の項目が記載されていたのは北海道のみであった。

細則の中に積雪荷重を記載している県は、北海道、秋田県、宮城県、岩手県、福島県、長野県、新潟県、愛知県、石川県、福井県、岐阜県、兵庫県、島根県の 13 道府県であった。しかし、その中で積雪量まで記載している県は、北海道、秋田県、福島県、愛知県、石川県、福井県、岐阜県、兵庫県、島根県の 9 道県のみであった。

なお、北海道の積雪荷重に関する項目には、特定行政庁の指定区域内に畜舎を建設する場合の構造計算では、積雪量に係わらず全て常時荷重扱いとする項目がある。北海道の場合は、他にも構造安全性へ配慮した独自の考え方が条例に組み入れられており、使用年数の短い畜舎への適用は構造部材数量の増加につながり、畜舎建設費に大きく影響する結果となっている。

5.2.3 地方条例のアンケート調査

(1) アンケート調査の実施

一般に入手可能な各都道府県の地方条例通達集による調査では、積雪荷重に関する地域区分や積雪量などの記載が少なく、また、詳細に記載されていないことが明らかとなった。そのため建築構造に関するアンケート調査を各都道府県に対して行った。

アンケート調査の項目は、積雪荷重に関する項目としては、①積雪荷重の区域区分の設定、②積雪量または積雪荷重値、③屋根勾配の緩和規定の運用、④多雪区域での雪おろし低減の採用状況、とした。また、風圧力などに関する項目として、⑤速度圧の割増しや低減の採用状況、⑥建築確認申請を義務づけている条件、などである。送付したアンケート調査用紙を資料 3 に示す。アンケート用紙の送付先は各都道府県宛 1 カ所とし、確認申請を取り扱う最も中心的な土木事務所を選択した。

(2) 調査結果、考察

全国 47 都道府県の土木事務所に対して県下全体に関するアンケート調査を行った結果、アンケート用紙の返送数は 42 道府県、回収率は 89.4 %であった。アンケート用紙が未回

収の県は、東京都、千葉県、熊本県、福岡県、佐賀県の5都県である。今回のアンケート調査は積雪荷重に対する区分や積雪量などを主としており、未回収の5都県については積雪に関する条例は無いと判断されるため、強く要請を行わなかった。返送されたアンケート調査の積雪荷重に関する区域設定や荷重指導値などの集計結果を表5.2に示す。

①積雪区域の区分

積雪区域の区分については、一般区域と多雪区域の設置状況についてアンケート調査をした。県全域が一般区域のみとなっている府県は23であり、未回収の5県も該当すると判断されるため合計28都府県(59.6%)である。県内に一般区域と多雪区域の指定があるものは14道府県(29.8%)、県全域が多雪区域の指定となっているものは秋田県、山形県、富山県、石川県、福井県の日本海側に位置する5県(10.6%)である。

②積雪荷重の指導値

積雪荷重の指導値については、地域別の積雪荷重指導値の有無についてアンケート調査をした。積雪荷重について何らかの指導値が存在するものは、県全域が多雪区域の場合で4県(4/5)、多雪区域と一般区域が共存する道府県で14(14/14)、一般区域のみの府県で18(18/28)、合計36道府県(76.6%)である。一般区域と多雪区域が共存する県は、全て何らかの指導値が存在している。また、県全域が多雪区域に該当するなかで山形県のみは指導値が無いとの回答であるが、これは雪おろしを前提にしている結果である。

③屋根勾配による積雪荷重の低減

屋根勾配による積雪荷重の低減については、採用の有無および不採用の条件についてアンケート調査をした。屋根勾配を考慮して低減した積雪荷重を採用している県は、県全域が多雪区域となっている5県全てである(5/5)。多雪区域と一般区域が共存する道府県でも岐阜県、鳥取県以外の12道府県(12/14)で採用している。また、県全域が積雪量の少ない一般区域の中でも7県(7/28)が採用している。屋根勾配によって積雪荷重を低減している中には、独自の方式を採用しているものが北海道、岩手県、長野県、新潟県、福井県、島根県の6道県にあった。

④雪おろしによる低減

雪おろしによる低減については、県下に一般区域との共存を含めて多雪区域を有する19道府県について、雪おろし低減の採用状況と条件をアンケート調査した。多雪区域での雪おろし低減に関する採用の有無と条件の集計結果を表5.3に示す。雪おろし低減を採用している道府県は青森県の弘前市を含めて12県(63.1%)であり、その他の道府県では採用されていない。雪おろし低減を採用していない道県における不採用の理由は、雪おろしが確実に行われる保証がないが最も多く、雪おろしの習慣が無いなどであった。また、青森市のように、雪おろしによるトラブル防止のため、雪止めの設置を指導している事例もある。低減を採用している府県でも、採用できる条件は確実に雪おろしが出来ると考えられる住宅に限定されるとか、融雪設備が設置してある建築物が主である。唯一、青森県の弘前市のみ、内部に温度作用がある温室、畜舎などの農業用施設にも適用が許可されて

いる。

⑤風圧力の増減

風圧力の増減については、風圧力算出のもととなる速度圧について、地域の実況に応じた増減の採用状況をアンケート調査をした。速度圧の増減については、建築基準法の表で海岸からの距離に応じて低減して良いと県名が記されているものが20道県あり、それ以外の地方でも低減が採用可能と明記されている。しかし、低減を採用しているとの回答は6県(12.8%)であり、法で多くの地名が列記されている北海道でも適用されていない。北海道では、柱はり部材が積雪荷重によって決定され、風圧力による影響が少ないことも関係していると思われる。割り増しは、台風の通過経路となる沖縄県のみである。

⑥確認申請を要する建築物の条件

確認申請を要する建築物の条件については、一定規模以上の建築物に必要とする条件以外に附加される指定の有無についてアンケート調査をした。建築基準法の建築面積による条件に加えて、知事の指定によって県全域の建築物に確認申請を義務づけている県は秋田県、岩手県、宮城県の3県であった。その他の44都道府県は知事の指定という条件が付いている県もあるが、建築基準法どおりという回答であった。

5.3 建築物荷重指針の荷重

現行の建築基準法で定めている設計用荷重は、建築物の用途や使用期間などは考慮していない。例えば、積雪荷重については地方の状況を考慮した最深積雪量の数値を、風圧力については室戸台風の観測結果が全国一律に採用されている。最近になって、建物の使用期間を考慮した再現期間による荷重値を採用した設計規準(「期限付き構造物の設計・施工マニュアル」⁸⁹⁾(日本建築学会)が作られた。この設計規準が対象としている建築物は、使用期間が1~10年程度と短いものを想定しており、使用期間が2年以上の場合の荷重には再現期間を考慮するようになっている。積雪荷重については、使用期間の2倍以上の再現期間における建設地付近の地上年最大積雪深を採用している。また、風圧力は荷重指針に準じて設定し、設計風速の再現期間は積雪と同様な使用期間の2倍以上とする方法が採用されている。使用期間に応じて荷重値を定める方法は畜舎の構造計算に好適と考えられるため、この設計規準も準拠した荷重指針について畜舎への適用を検討した。

5.3.1 建築物荷重指針・同解説の考え方

期限付き構造物や畜舎のように一般建築物に比べて使用期間が短い建築物では、使用期間に応じて荷重値を定める方法が好適である。建築物の使用期間に応じて風荷重や積雪荷重を定めているのは荷重指針³⁷⁾のみであり、期限付き構造物の設計規準もこの荷重指針を準用している。

荷重指針は1975年(昭和50年)に初めて策定され、その後、1981年(昭和56年)に

一度改訂されている。この時の改訂で風荷重に初めて再現期間の考え方が導入された。しかし、積雪荷重では建築物の重要度に応じた用途係数が採用されているが、再現期間は考慮されていない。また、地震荷重については用途係数の適用も無い。また、荷重指針は建築基準法の下で扱われるため、建築基準法に定められた設計荷重と異なる式を提示していることもあり、建設大臣認定を必要とする特殊建築物の強度確認以外には適用されていなかった。この1993年（平成5年）に積雪荷重と地震荷重にも再現期間が導入されて、全体が一定の考え方となった大改訂がなされた。この改訂された荷重指針の考え方の概要は以下のようになっている。

『荷重指針の基本的な考え方』

建築物については、社会的・経済的充実度の向上とともに「安全性」だけでなく「使用性・居住性」に対しても強い関心が注がれるようになってきている。また、価値観の多様性という時代の風を受けて、建築物へ要求されるレベルは急速に多様化・高度化している。当然、構造設計手法にも影響はおよび、重要度が要求される公共建築物や簡易建築物といった多様な構造性能の要求に応じるべく、設計体系の合理化や設計荷重への関心がたかまっている。この設計荷重への関心に向けて、今までの特定の推奨値を提示するのではなく、むしろその背景にある荷重の統計的性質についての信頼性の高い知識、情報をもとに、経済性、社会性などを考慮した建築物の使用期間に応じた適切な設計荷重が採用されることを基本としている。

『設計用荷重について』

このため今回の荷重指針では、各種設計法に対応できるよう、積雪荷重や風荷重などの各荷重に共通の理念にもとづく限り客観的な設計用荷重を提供し、また今後の設計方法に向けて、許容応力度設計法と限界状態設計法の二つの設計体系を対象とした設計荷重の設定方法について荷重情報を提供している。

荷重指針に提示した積雪荷重、風荷重、地震荷重の基本値は、使用期間（耐用期間）の目安である50年間に50年再現期待値を1回以上超える確率は約0.63、100年再現期待値を1回以上超える確率は約0.39であること、また、人間の寿命が70～80年であり、最大級の値として50～100年に一度の値を想定することを一般的な条件と考え、100年再現期待値が採用されている。

ここで述べられている「許容応力度設計法」は、設定した荷重にもとづいて構造計算を行い、各部材の最大応力度が使用材料の許容応力度以下であることを確認する設計方法である。現在の一般的な構造計算はこの方法で行われている。また、「限界状態設計法⁹⁰⁾」は、建築物の日常の使用に耐える限界（「使用限界」という）や崩壊寸前となる限界（「終局限界」という）について定義し、荷重および強度を評価して限界状態に達しないことを

確率統計的に条件設定する設計方法である。この設計方法は、荷重や構造強度などの正確な統計値が必要であり、現在、各種材料ごとの許容応力度のバラツキや、想定される荷重の大きさや発生頻度などについて研究が進められている。荷重指針に記載された各種荷重ごとの概要については「5.3.3 畜舎の設計用荷重」で示す。

5.3.2 使用期間と安全度、再現期間

荷重指針では、荷重の基本値として100年再現期待値を採用した積雪荷重などが提示されている。また、任意の再現期間 r 年 ($10年 < r < 200年$) に対しても、各地域ごとの誤差に関する資料も付記されており、その荷重値を求める式が示されている。

現在の畜舎を含む建築物の構造計算には、許容応力度設計法が採用されている。この場合は、各荷重値の設計用再現期間を定めて算定を行うため、再現期間における荷重の非超過確立または超過確立を意識する必要がある。

畜舎などの建築物の使用期間を r_u 年とし、ある荷重強さ Q_r を決定するための設計用再現期間を r 年とする。このことは、 Q_r を超える荷重が平均的に r 年ごとに生じると解釈できる。逆にいえば、任意の1年間に Q_r を超えない確率（非超過確率）は、 $1 - 1/r$ となる。したがって、 r_u 年間にわたって荷重が Q_r を超えない確率は(5-1)式で表される。

$$p_s = (1 - 1/r)^{r_u} \quad \dots\dots\dots(5-1)$$

ここに、 p_s : 安全度 (×100、%)

r : 再現期間 (年)

r_u : 使用期間 (年)

つまり、この p_s は、建築物の使用期間中に発生する独立な荷重が設計荷重を超えない確率となり、 $1 - p_s$ が、設計荷重を少なくとも1回超える確率（超過確率）となる。

この p_s を%で表した数値が安全度と呼ばれている。安全度を50、60、70%とした場合の使用期間と安全度による再現期間の関係を表5.4に示す。

5.3.3 畜舎の設計用荷重

(1)積雪荷重

荷重指針における積雪荷重の求め方は設計者の判断が重要視されており、屋根上積雪荷重を制御するか否かを定めた後に、建設地点の地上積雪状況を考慮し、次に建築物の規模や形状に応じて屋根形状係数を求め、屋根上積雪荷重を算定する手順で構成されている。この積雪荷重の求め方は現行の建築基準法とは大きく異なり、屋根上積雪を地上積雪とは異なった数値として扱うようになっている。また、屋根上の積雪荷重を何らかの方法で制御する場合には最大7日間の積雪増分を考慮すれば良く、短期間の積雪状況をより適切に

評価できるようになっている。畜舎の設計でも、畜舎内部に飼育される家畜の発熱により屋根面の温度が比較的高くなり、屋根雪の滑落が充分見込まれるため、7日増分積雪深を採用することが可能と判断される。

地上積雪量から屋根上積雪量を評価する方法は、建築物の規模や形状および気温、風向、風速によって大きく変化することが解明されている。荷重指針では、基本的な屋根形状に対して1～2月の冬季平均風速に応じた屋根形状係数を定め、その係数を地上積雪荷重に乗じて屋根上積雪荷重を評価する方法を採用している（図5.1参照）。

荷重指針の式を整理した各種再現期間を考慮した場合の積雪荷重の求め方と、現行の積雪荷重の求め方を以下に示す。なお雪の密度については、荷重指針では(5-2)式のように、比較的長期的な再現期間を対象とした式が示されている。

$$p = 73\sqrt{d_{07} \times R_s} + 2.40 \quad \dots\dots\dots(5-2)$$

しかし、畜舎の場合は正味7日程度の積雪期間と考えられるため、再現期間に係わらず22.5 N/m²/cm (2.3kgf/m²/cm) を採用することが適当と判断される^{78), 79)}。荷重指針をもととした屋根上積雪荷重の算定方法を(5-3)式に、建築基準法による積雪荷重の算定方法を(5-6)式に示す。

①荷重指針をもとにした屋根上積雪荷重の算定方法。

$$S = d_{07} \times R_s \times \mu_b \times p \quad \dots\dots\dots(5-3)$$

S : 屋根上積雪荷重 (kgf/m²)

d₀₇ : 最大7日増分の基本地上積雪深 (cm)

R_s : 再現期間 (r) に対する換算係数

μ_b : 屋根形状係数 (1～2月の平均風速より算出)

p : 雪の密度 (= 2.3kgf/m²/cm)

この式中にある再現期間換算係数 (R_s) は以下の式で求めるようになっている。

$$d_{07} \geq 0.7 \text{ m} \quad R_s = 0.40 + 0.13 \ln (r) \quad \dots\dots\dots(5-4)$$

$$d_{07} < 0.7 \text{ m} \quad R_s = 0.22 + 0.17 \ln (r) \quad \dots\dots\dots(5-5)$$

r : 任意の再現期間

②建築基準法による積雪荷重の算定方法。

$$S = d \times p \quad \dots\dots\dots(5-6)$$

S : 地上積雪荷重 (kgf/m²)

d : 地上の垂直最深積雪量 (cm)

p : 雪の密度 (一般区域 2.0、多雪区域 3.0 kgf/m²/cm)

(2)風荷重

荷重指針の風荷重には、風の乱れによる影響 (ガスト影響係数) の採用方法により異なる算定法 I と算定法 II の 2 通りの基本式と、屋根の高さが 15 m 以下で建物形状が特殊でない建築物用に略算式で示されている簡便法がある。畜舎の設計では、建築面積は大きなものもあるが低層建築物であり、複雑な基本式の計算はなじまないこともあり、簡便法によることが適当と判断される。

荷重指針の簡便法は、一般住宅地を想定した地表面粗度区分 III の場合で再現期間 50 年をもととしている。しかし、畜舎の設計では、地表面粗度区分については、畜舎が多く建設される比較的開けた草原などを想定した粗度区分 II とした場合が適当である (表 5.2 参照)。また、再現期間についても、荷重指針に記載されている基本風速マップがそのまま扱えるように再現期間 100 年を規準とした場合が適当である。このため、ガスト影響係数も考慮して両者を盛り込んだ速度圧の式を導き直した。

荷重指針の簡便法をもとに、粗度区分や再現期間を考慮して導いた速度圧算定方法を (5-7) 式に、建築基準法による速度圧の算定方法を (5-9) 式に示す。風荷重は、これらの速度圧に風力係数と当該部分の見付け面積を乗じて求められる。また、荷重指針に記載されている全国的な基本風速マップを図 5.2 に、地表面粗度区分と地域の状況を表 5.5 に示す。

①簡便法より導いた速度圧の算定方法。

$$q = 0.055 \times (R_w \times U_0)^2 \times H^{0.4} \dots\dots\dots(5-7)$$

q : 速度圧 (kgf/m²)

R_w : 再現期間換算係数

U_0 : 基本風速 (m/s)。地表面粗度区分 II の地上 10 m における 10 分間平均風速の 100 年再現期待値。

H : 屋根の平均高さ (m)、なお、5 m 以下の場合は 5 m とする。

この式中にある再現期間換算係数 (R_w) は以下の式で求めるようになっている。

$$R_w = 0.54 + 0.1 \ln (r) \dots\dots\dots(5-8)$$

r : 任意の再現期間

②建築基準法による速度圧の算定方法。

$$q = 60 \sqrt{h} \dots\dots\dots(5-9)$$

q : 速度圧 (kgf/m²)

h : 軒高または屋根の平均高さ (m)

(3)地震荷重

荷重指針における地震荷重の算出方法は複雑で、建設地ごとに多くの資料を必要とするため、畜舎の設計には不適と考えられる。しかし、畜舎といえども突然発生する地震に対しては事前に対処ができない。なお、畜舎は平屋建築が多く、柱はり部材の決定が地震荷重であっても風荷重も近い数値となっている。このため、再現期間に対する考慮は無いが、使用期間に係わらず現行の地震荷重算定方法を採用することが適当と判断される。建築基準法による地震荷重の算定方法を (5-10) 式に示す。

建築基準法による地震荷重の算定方法。

$$Q_i = C_i \times W_i = (Z \times R_t \times A_i \times C_0) \times W_i \quad \dots\dots\dots(5-10)$$

Q_i : 地上部分 i 層の地震荷重 (kgf)

C_i : i 層の地震層せん断力係数

W_i : i 層から上の合計重量。一般区域では固定荷重と積載荷重、多雪区域ではさらに積雪荷重も含む。(kgf)

Z : 建設地域の地震発生程度を考慮した地震地域係数 (1.0 ~ 0.7)

R_t : 建設地の地盤と建物周期を考慮した振動特性係数

A_i : 建物高さ方向への層せん断力係数の分布を示す係数 (平屋は 1.0)

C_0 : 標準せん断力係数 (通常 0.2 以上、軟弱地盤の場合 0.3 以上)

5.4 畜舎の構造計算

今まで述べた荷重指針より導いた畜舎設計用の荷重算定方法をもとに、多雪区域や一般区域の数カ所に畜舎を建設した場合の構造計算 (以下、「畜舎設計」という) を行った。また、現行建築基準法の荷重計算方法による構造計算 (以下、「現行設計」という) も同様に行い、それぞれの設計対象とした地区での荷重値や構造部材数量、積算価格について比較と検討をした。さらに、導いた荷重算定方法による構造部材低減の効果を考察し、今後に残された風荷重の問題点について検討した。

5.4.1 構造計算

(1)設計畜舎の概要

構造計算を行う畜舎の構造種類は、鉄骨構造と木構造の2種とした。鉄骨構造の間口サイズは、繋ぎ牛舎を想定した 12 m と、フリーストール牛舎や肥育牛舎を想定した 15 m および 25 m の3種類とした。木造の間口サイズは繋ぎ牛舎を想定した 12 m の1種類とした。畜舎寸法は構造や間口に係わらず全て共通とし、桁行き方向の寸法は 52.8 m、軒高は 3.8 m、屋根勾配は 3/10 とした。鉄骨構造畜舎の架構形式を図 5.3 に、木構造畜舎の架構形

式を図5.4に示す。鉄骨構造の柱はりフレーム間隔は4.8 mとし、屋根構面には小ばりやサブビームを設け、間口に応じて小ばり間隔を調整した。木造の場合は、柱とトラスの主フレーム間隔を2.4 mとし、主フレームの途中に中間トラス構面を配置し、屋根構面は母屋部材のみとした。

荷重を比較するための設計対象地区は、畜産が盛んな地区のうちより多雪区域を2カ所、一般区域を4カ所の合計6地区を設定した。設定した6地区とそれぞれの選択条件および区域に応じた仕上げ概要を以下に示す。

『設計対象地区』

1)多雪区域に該当する地区、2カ所

- ①帯 広：北海道（畜産が盛んな多雪区域の一般的な地域例）
- ②十日町：新潟県（畜産が盛んな地区における最高積雪深の地域）

2)一般区域に該当する地区、4カ所

- ①別 海：北海道（畜産が盛んで積雪深が多雪区域に近い地域例）
- ②枕 崎：鹿児島県（畜産が盛んな地区での最高風速の地域）
- ③都 城：宮崎県（畜産が盛んで雪の少ない一般的な地域例）
- ④水 戸：千葉県（畜産が盛んで雪の少ない一般的な地域例）

『仕上げ概要』

1)屋根面： 多雪区域の場合：長尺丸波鋼板（畜舎用断熱仕様品）
（天井面は小屋組表しのみとする。）

一般区域の場合：スレート波板（断熱仕様品）
（天井面は小屋組表しのみとする。）

2)壁 面： 多雪区域の場合：角波カラー鋼板
（内壁面は軸組表しとし、一部合板張りとする。）

一般区域の場合：スレート波板
（内壁面は軸組表しとし、一部合板張りとする。）

(2)設計条件

畜舎設計の場合は再現期間10～50年における荷重値を求めた。また、現行設計の場合は定められた荷重を求め、それぞれの場合について許容応力度設計法による構造計算を行った。なお、現行設計で定められている地震時の層間変形角に関する制限は、軽微な仕上げ状況と考えて最小値の $\delta/h = 1/120$ とし、畜舎設計の場合も $\delta/h = 1/80$ 程度を参考として採用した。建築基準法で定められた構造計算を行う場合の各種荷重の組み合わせを表5.1に示す。また、鉄骨構造と木構造における各種設計条件を表5.6に示す。なお、使用材料は、鉄骨構造の場合はSS400、木構造の場合はつが材とした。

①固定荷重、積載荷重

固定荷重は実況による数値を採用し、積載荷重は無いものとした。多雪区域と一般区域における固定荷重を以下に示す。

1)屋根面固定荷重

a)多雪区域の場合

主要骨組自重	392 N/m ²
二次部材自重	98 //
仕上げ自重	49 //
<hr/>	
	539 N/m ² (55kgf/m ²)

b)一般区域の場合

主要骨組自重	196 N/m ²
二次部材自重	49 //
仕上げ自重	245 //
<hr/>	
	490 N/m ² (50kgf/m ²)

2)壁面固定荷重

a)多雪区域の場合

主要骨組自重	147 N/m ²
仕上げ自重	49 //
<hr/>	
	196 N/m ² (20kgf/m ²)

b)一般区域の場合

主要骨組自重	147 N/m ²
仕上げ自重	245 //
<hr/>	
	392 N/m ² (40kgf/m ²)

②積雪荷重

設計対象とした6地区についての、畜舎設計で基本となる荷重指針に示されている7日増分積雪深の数値、調査した1～2月の冬季間平均風速とそれによって得られた屋根形状係数、および現行設計の垂直最深積雪量などの各種設計条件を表5.7に示す。なお、畜舎設計の計算式は(5-3)式を、現行設計の計算式は(5-6)式を使用した。

③風荷重

設計対象とした6カ所の基本風速は、荷重指針の基本風速マップより決定した(図5.2、表5.7参照)。風荷重の計算で使用する風力係数は、畜舎設計の場合は荷重指針に示されている風力係数を、現行設計の場合は法第87条で示されているものを使用した。畜舎設計と現行設計で使用した風力係数を図5.5に示す。なお、畜舎設計で使用した荷重指針の風力係数は、妻面付近(妻面から6m程度まで)と中央部分とでは数値が異なるため分けて記載した。また、荷重指針の構造骨組用の風力係数は、外圧が表記されており、内圧は外装材用として示されている数値を基に壁面のすき間を考慮して決定するようになっている。畜舎設計の場合は、一般建築物以上に換気用などのすき間が多いことを考慮し、荷重指針で示されている数値(=0.3)より少し大きい=0.4を内圧として採用し、外圧と合計して構造骨組用の風力係数を定めた。なお、畜舎設計の計算式は(5-7)式を、現行設計の計算式は(5-9)式を使用した。

④地震荷重

地震荷重の計算式は(5-10)式を使用した。なお、今回の設計では標準せん断力係数は0.2とした。また、それぞれの設計対象地区における地盤状況が不明なため、振動特性係数は考慮せず、設計対象地区が該当する地震地域係数のみを考慮した。それぞれの設計対象地区の地震地域係数を表5.7に示す。

(3)設計用荷重の比較

多雪区域と一般区域の合計6カ所の設計対象地区について、畜舎設計の場合は10～50年の5種類の再現期間での積雪荷重と速度圧を、また現行設計の場合は法で定めている式による荷重を計算した。それぞれの設計対象地区における積雪荷重および速度圧の設計用荷重をまとめたものを表5.8に示す。なお、表中には現行設計の荷重に対する畜舎設計の荷重の比率も示した。現行設計に対する畜舎設計の荷重比較は、畜舎の現状の使用年数と同様な20～30年程度の再現期間について検討した。比較検討の内容は以下に記すが、畜舎設計を採用することにより、設計用荷重は現行設計に対して大幅に低減されることが確認された。

①積雪荷重

多雪区域に限らず、一般区域も含んだ積雪量の多い地区では畜舎設計による荷重が著しく減少している。低減の程度は、一般地区の温暖な枕崎と都城の2地区を除いた4地区で、現行設計に対して40～50%程度の数値となっている。温暖な枕崎と都城の2地区でも、現行設計と同値か10%程度の低減は見込める結果となっている。

畜舎設計を用いることにより積雪荷重が低減した要因は、①積雪量に7日増分積雪深を用いたこと、②地上積雪ではなく、屋根上積雪を対象としたこと、③設計式に再現期間を考慮した変数を組み入れたこと、などの結果である。この畜舎設計の荷重計算式は畜舎を低コスト化するために有効なものになると確信される。なお、一般区域の温暖地区において畜舎設計が現行設計と近い数値となった原因は、温暖地域では降雪状況が1～2日程度と継続期間が短く、最大積雪深と7日増分積雪深が同値となっているためである。また、枕崎で畜舎設計がやや大きな数値となった原因は、温暖地区にも係わらず鹿児島県にはかなりの積雪が生じる観測結果が荷重指針に盛り込まれているためである。

②速度圧

現行設計の全国一律の速度圧に対して、各地区の基本風速をもとにした畜舎設計の速度圧の比率は、積雪荷重と同様に低減された傾向を示している。低減の程度は、枕崎と都城の2地区以外の4地区では、現行設計に対して30～50%程度の数値となっている。また、日本海側の十日町では、台風の影響が少ないためか特に基本風速が小さな値となり、低減は60%程度にもなっている。

枕崎と都城の2地区については、都城では20%程度の減少は見込めるが、枕崎の場合は台風の主要通過地点のため基本風速が大きく、現行設計より10%以上も大きな荷重となっている。これより、畜舎設計を用いることにより速度圧が現行設計の値以下となる基本風速は40 m/sec程度と考えられる。基本風速マップでは、40 m/sec以上となる地区は鹿児島先端部、四国の下部、千葉県東端部、北海道西端部と限られる。このため、風荷重についても畜舎設計の計算式は畜舎低コスト化に有効であると判断される。

5.4.2 構造計算の概要、結果

鉄骨構造および木構造とも、前節で示したそれぞれの架構形式について、各部分に鉛直荷重および水平荷重を作用させた場合の応力を剛性マトリックス法で解いた（図5.3、図5.4参照）。得られた各種応力状態の組み合わせのうちで最大応力となる数値について断面算定を行い、必要最小部材断面を求めた。断面算定の方法は、鉄骨構造の場合は「鋼構造設計規準・同解説⁴⁷⁾」に、木構造の場合は「木質構造設計規準・同解説⁹¹⁾」に準拠した。

鉄骨構造の間口サイズ3種類、木構造の間口サイズ1種類、設計対象地区は合計6地区の条件について、畜舎設計の場合は再現期間5種類を組み合わせた構造計算を行った。構造計算を行った数は、畜舎設計の計算数120事例、現行設計の計算数24事例、総合計算数144事例である。構造計算により決定された再現期間を考慮した畜舎設計と、現行設計による鉄骨構造畜舎の構造部材リストのうち、間口サイズ15mの場合と間口サイズ25mの一部をその決定要因と併せて表5.9に示す。なお、強風地区の枕崎については、風力係数が異なる中央部分と妻面付近の両方を示した。また、同様に木構造畜舎の構造部材リストの一部を表5.10に示す。構造部材への影響が大きい積雪荷重の多雪区域と一般区域における部材決定要因の概要は以下のようである。

①多雪区域

柱はり主要部材の決定要因は、畜舎の間口サイズが比較的大きいため鉛直荷重が支配的であり、すべての場合が長期応力 ($G + 0.70 S$) で決定された。再現期間による部材の変化は20年または30年付近が境界となり、その前後で部材が変化する傾向が見られる。また、間口サイズが広がるにつれて鉛直荷重の影響が大きくなり、部材の変化が顕著となっている。

二次部材は、母屋の場合は長期応力 ($G + 0.70 S$) で断面が決定している。しかし、胴縁の場合は、風荷重の影響により短期暴風時が決定要因となった。部材の変化は、母屋については多少見られるが、胴縁の変化はほとんど見られない。

②一般区域

柱はり主要部材の決定要因は、やや積雪量の多い別海では短期の積雪時応力 ($G + S$) となったが、再現期間による部材の大きな変化は見られない。その他の一般区域の水戸、枕崎、都城地区では、再現期間によって積雪荷重は変化している。しかし、その値が小さいために部材が変化するまでには至らず、荷重低減の影響はほとんど見られない。なお、畜舎設計の風力係数は妻面付近と中央部分で数値が異なるが、枕崎以外にはその影響は見られない（図5.5参照）。強風の枕崎では、風荷重の大きな箇所となる妻面付近の部材が全て現行設計以上となった（表5.9(2)参照）。特に基本風速の大きな場所に畜舎を建設する場合には、従来の建物全体に同一部材を使用するという方法に限らず、妻面付近と中央部分で異なった部材設定とする方法も検討する必要がある。

二次部材は、母屋の場合は全て短期の積雪時 ($G + S$) で断面が決定している。しかし、主要部材と同様に再現期間によって部材断面が変化するまでの影響は見られない。胴縁の

場合は短期の暴風時（ $G+W$ ）で断面が決定しており、基本風速 35 m/sec 付近の地区では再現期間による部材の変化が見られるが、その他の地区ではほぼ一定部材となっている。

5.4.3 構造部材の数量

鉄骨構造と木構造について、構造計算で得られた各設計対象地区の主要部材と二次部材の単位フレーム当たりの重量を求めた。そして単位面積当たりの部材数量として整理した。再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造の構造部材数量を表 5.11 に示す。また、同様に木構造畜舎の構造部材数量を表 5.12 に示す。なお、強風地域では妻面付近と中央部分で使用する構造部材が異なるが、ここでは畜舎全体への影響が大きい中央部分について検討した。現行設計に対して、再現期間を考慮した畜舎設計による部材数量の変化は以下のものである。

①鉄骨構造

多雪区域の場合では、再現期間 20 ～ 30 年の付近で 25 ～ 30 % 程度の低減となっており、間口サイズに係わらず畜舎設計による低減の効果が顕著に見られる。主要部材と二次部材とで低減程度に相違は少なく、二次部材においても母屋部材の減量による積雪荷重低減の効果が大きく現れている。部材の低減比率が荷重の低減比率より小さな数値となった要因は、断面算定で使用する部材の既製サイズの飛びが大きく影響していると考えられる。

一般区域の場合では、再現期間 20 ～ 30 年の付近で 10 ～ 15 % 程度の畜舎設計による低減の効果がみられる。なお、一般区域の積雪荷重は小さな数値であり、また、基本風速は大きくとも風荷重としての数値が小さいため、荷重の変化が部材断面の変更にまで及ぼす程度が少なくなっている。主要部材と二次部材との低減程度には大きな開きがあり、主要部材には荷重低減の効果がみられる。しかし、二次部材には部材が変化するほどの影響は無く、低減の効果はほとんど見られない。これは、屋根面の大きい畜舎の場合の二次部材は母屋が支配的であり、母屋部材が積雪荷重で決定するため、一般区域では影響が少ないためである。

②木構造

多雪区域の場合では、再現期間 20 ～ 30 年の付近で 25 ～ 30 % 程度の低減となっており、畜舎設計による低減の効果がみられる。なお、今回の部材決定は応力度による必要断面のみを考慮して行い、部材間の調整は省略した。そのため、木構造でトラス架構とした場合などでは各部材間の納まり調整のために使用部材が大きなものとなり、低減程度はこの半分以下の 10 % 程度となることが予想される。

一般区域の場合は、ほとんど低減が見られない場合が多く、なかには現行設計以上の数値となる場合もある。これは、モデル架構の軒高さを、鉄骨構造と同値の一般の木構造畜舎以上に高いものとしたため、部材決定がかなり不利な条件となったためと考えられる。木構造を採用する場合は、建設地区の環境、荷重条件を十分考慮し、部材が最小限となる軒高なども含めた架構方法を検討する必要がある。

③積雪条件による相違

同一架構形式における積雪条件による相違について、一般区域と多雪区域の部材数量を比較した。鉄骨構造における間口サイズ 12 m と 15 m の場合では、一般区域に対して多雪区域では 1.6 倍程度も部材数量が多くなる。また、間口サイズが 25 m の場合では 2 倍以上にもなっている。多雪区域では積雪による鉛直荷重の影響が大きいため、飼槽や牛床の間に支障の無い範囲で支持柱を入れることが低コスト化に向けた架構形式と考えられる。木構造においても、部材数量の比率はほぼ同様な傾向が見られる。

5.4.4 積算比較

実際の畜舎建設価格では、使用部材の種類などによっても価格が異なり、部材重量とは少し異なった傾向が見られる場合もある。このため、主要部材や二次部材の構造部材数量をもとに、鉄骨構造と木構造について積算を行い、設計方法による価格の変化を検討した。

(1)積算方法

各設計対象地区における各種材料ごとの価格設定の内訳を表 5.13 に示す。なお、各材料などの価格は、「積算資料^{9,2)}」に記載されている各種材料の価格および工賃を基準とした。価格設定の方法は、設計対象地区における材料価格や工賃価格を組み合わせたものであるが、その基準となる算出根拠の詳細を以下に示す。

『鉄骨構造』

①主要部材の条件

- ア)鋼材費はサイズによっても異なるため、設計対象地区での標準的な部材サイズとして H-300 × 150 の価格を採用した。
- イ)高力ボルトの材料費は、主要鋼材に対して 60 本/tonf 程度とした。また普通ボルトの材料費は主要鋼材に対して 15 本/tonf 程度とした。
- ウ)工場加工費は倉庫相当の作業量の価格を見込んだ。
- エ)現場組立費は、高力ボルト締めは主要鋼材に対して 60 本/tonf 程度とした。また普通ボルト締めは同じく 15 本/tonf 程度とした。
- オ)その他の現場労務費として、工事人賃金、機械使用料を見込んだ。

②二次部材の条件

- ア)材料費はリップ溝形鋼を採用し、普通ボルトとして部材量に対して 75 本/tonf 程度を見込んだ。
- イ)現場組立費は部材の板厚によって人工係数を調整し、板厚 1.6 mm の場合は賃金 × 5 とし、さらに 1.16 の係数も乗じた。板厚 2.3 mm 以上の場合は賃金 × 4 とし、係数 1.16 を乗じたものとした。

『木構造』

①主要部材の条件

ア)木材は米つがおよび米松相当とし、それらの価格は正角と平角の平均的な価格を採用した。

イ)労務費は大工手間が 3.7 人/m³、手元手間が 0.55 人/m³ とし、下請け経費として 1.15 を乗じたものを基本とし、釘や金物代としてその金額に更に 1.015 を乗じた。

②二次部材の条件

ア)部材は米つが相当とし、価格は平割の平均的な数値を採用した。

イ)労務費は大工手間が 7.7 人/m³、手元手間が 1.1 人/m³ とし、下請け経費として 1.15 を乗じたものを採用した。

(2)畜舎構造価格の比較

鉄骨構造と木構造について、前節で求めた主要部材と二次部材の数量に、それぞれの材料価格と労賃価格を加味した合計価格を乗じて単位面積当たりの積算金額を求めた。再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造積算金額を表 5.14 に示す。また、同様に木構造畜舎の構造積算金額を表 5.15 に示す。

現行設計に対する畜舎設計の単位面積当たりの金額比率は、概ね部材数量の変化と同様な傾向を示した。これは、主要な変動因子である二次部材の数量が全体数量の 20 % 以下であり、二次部材の積算価格が検討時ではあまり高額ではなかったことも影響している。内容としては、畜舎設計を用いた場合は再現期間 20 ~ 30 年の付近で多雪区域では 25 ~ 30 % 程度、一般区域でも 10 ~ 15 % 程度の低減となっている。

5.4.5 風荷重に関する検討

畜舎設計を採用した場合は、畜舎が比較的間口サイズが大きな構造でもあるため、多雪区域において特に優位さが現れている。しかし、一般区域では荷重は低減するものの部材の変化まで及ぶほどではなく、現行設計に対する優位さは小さなものとなっている。

一般区域での部材決定要因は、今回の畜舎仕上げをスレートとしたこともあり地震時の場合も見られた。しかし、最近多く使用されているガルバリウム鋼板仕上げの畜舎の場合や基本風速が大きな場合は暴風時で決定されることとなる。

今回の設計で使用した風力係数は、一般建築物用のすき間の少ないものであるが、実際の畜舎では寒冷地や温暖地を問わず開放畜舎が多く見られる様になってきている。この場合の風力係数は、壁面に作用する水平力が無くなるため畜舎全体の水平力が小さなものとなり、屋根面への吹き上げ力が支配的となることが予想される。このため、風の水平力の低下による構造部材数量の更なる低減が見込まれることもあり、開放畜舎の風力係数を早急に求める必要がある。

なお、風荷重で部材が決定される場合には、使用部材サイズが一般建築物に比べて小さなものが多いためフレーム剛性も低くなり、風の不規則振動による疲労が心配されることにもなる。風による疲労の影響を最も受けやすい柱はり溶接接合部について、疲労載荷実験を行った結果の載荷応力度範囲で整理した疲労曲線を図 5.6 に示す。また、同様に材

料の許容応力度と載荷応力度の比率で整理した疲労曲線を図5.7に示す^{93), 94)}。畜舎の場合は、材料の許容応力度一杯まで使用した許容応力度設計が行われるため、材料の降伏応力度を振幅とした一定両振り疲労でのはりフランジの破断回数は500回程度となることが予想される(図5.7参照)。強風の発生頻度や平均風速については建築関係でも研究が進められている途中であり定かではないが、一回の台風における最大風速の継続時間は概ね30分程度で、降伏応力度相当振幅の強風を受ける回数は20回程度となるのではないかとされている^{95), 96)}。大きな台風の襲来が毎年1回来ると仮定すると、畜舎の想定使用年数20年に対して $20 \text{ 回/年} \times 20 \text{ 年} = 400 \text{ 回}$ とはりフランジ破断回数に近い結果となる。これは建築関係の高層建築物での再現期間500年といった大きな暴風時の継続時間に関する資料によるものであり、ただちに危険となることはないが十分な注意が必要である。

5.5 まとめ

畜舎の建設コストを低減化するため、特に影響が大きい構造部材数量を減じさせる検討を行った。このため、建築基準法に関する取り扱い方および構造計算に関する基準を調べた。また、地方条例に関してアンケート調査を行い、積雪荷重などに関する現状の指導状況を確認した。さらに、再現期間を考慮して荷重を決定する荷重指針をもとに、畜舎設計用の荷重計算方法を導いた。この畜舎設計と建築基準法による現行設計を用いて、多雪区域2カ所、一般区域4カ所の畜舎の構造計算を行い、荷重や部材数量、積算価格について、畜舎設計の有効性を検討した。結果は以下のように要約される。

5.5.1 建築基準法と畜舎の関係

- ①建築基準法に「畜舎」の名称が記載されているのは、防火壁、隔壁の防火関係のみである。
- ②建築地方条例通達集には、積雪などの荷重に関する記載はほとんど見られない。施行細則の中に積雪荷重の記載がある道府県は13あるが、積雪量までの記載は9県である。
- ③多雪区域を有する道府県では、山形県の特殊例を除き、全ての道県に積雪荷重の指導値がある。
- ④屋根勾配による積雪荷重の低減は、多雪区域を有する17の道県で採用されており、一般区域のみの県でも7県が採用している。
- ⑤雪おろし低減の採用は、多雪区域を有する19県中の12府県(63.1%)が採用している。しかし、適用は住宅などに限定されている。青森県弘前市では畜舎にも採用されている。
- ⑥風圧力の低減を採用しているのは6県(12.8%)のみである。

5.5.2 畜舎の構造計算

- ①荷重指針に準じて再現期間を考慮した畜舎設計は、積雪荷重では7日増分積雪深の採用、屋根雪の別途考慮により、また速度圧では各地の基本風速の採用により、畜舎の構造部材数量の低減化に非常に有効である。
- ②畜舎設計による積雪荷重は、積雪の多い地区では現行設計に比べて40～50%程度も低減する。一般区域では影響がやや少なく10%以下の低減である。
- ③畜舎設計による速度圧は、現行設計に比べて30～50%程度も低減し、日本海側では特に大きな低減率となる。しかし、基本風速が40m/sec以上となる鹿児島県先端、四国の下部、千葉県先端、北海道西端では現行設計以上の数値となる。
- ④畜舎設計を用いた場合の鉄骨部材数量の低減は、多雪区域で25～30%程度である。荷重変化より小さな低減率となった要因は、構造計算での既製部材の飛びの影響と考えられる。また、一般区域での鉄骨構造部材の低減は、荷重の値が小さいために大きな部材変更とはならず低減率は10～15%程度である。
- ⑤木構造部材数量の低減は、多雪区域での断面計算結果では25～30%程度の低減となる。しかし、実際の部材調整を考慮した低減は10%程度になると考えられる。一般区域での木構造には、軒高を少し高くしたため低減の効果が見られず、現行設計以上となる場合もある。
- ⑥一般区域に対する多雪区域の鉄骨部材量の比率は、スパン15m程度までは1.6倍程度、25mを1スパンとした場合では2倍以上にもなる。
- ⑦価格を設定した積算比較結果は部材比較と同様な傾向となった。これは、主要変動因子である二次部材の数量が少なく、また、検討時の積算価格があまり高額でなかったためと考えられる。
- ⑧柱はり部材は、積雪荷重が組み合わされた荷重条件で決定するが多い。また、母屋は積雪荷重で、胴縁は風荷重によって部材が決定する。
- ⑨特に強風地域では、妻面付近の風力係数が中央部分と大きく異なるため、柱はりの断面が場所によって相違する場合がある。また、畜舎はフレーム剛性が低いため、風による柱はり接合部の疲労に注意する必要もある。

表5.1 構造計算を行う場合の各種荷重の組み合わせ

荷重の種類	荷重を想定する状態	一般区域の場合	多雪区域の場合
長期の荷重	常時	$G + P$	$G + P + 0.70 S$
短期の荷重	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$
	暴風時	$G + P + W$	$G + P + 0.35 S + W$
			$G + P + W$
地震時	$G + P + K$	$G + P + 0.35 S + K$	

G : 固定荷重、 P : 積載荷重、 S : 積雪荷重、 W : 風荷重、 K : 地震荷重

表5.3 多雪区域を有する地域の雪おろし低減に関する採用の有無と条件の集計結果

地域	採用の有無	雪おろし低減の採用に関する条件
北海道	×	雪おろしが行われる保証がない
青森市	×	トラブル防止のため、雪止めの設置を指導している
弘前市	○	1. 雪おろしができる専用住宅 2. 内部の温度作用がある温室、畜舎等農業用施設
秋田県	○	住宅のみ
岩手県	○	常時住居人がいる住宅に限る
宮城県	○	予備電源を設けた融雪装置を設置した場合に限る
山形県	○	すべての建築物について採用
福島県	○	階数が程度で、雪よけの空地があり、屋根等に上がる設備がある
群馬県	×	
長野県	○	条件つきで採用
新潟県	○	常に雪おろしができる環境である
富山県	×	
石川県	×	「どか雪」のため、雪おろしの対応が困難
福井県	○	屋根部分に上がり、雪おろしができる設備が必要
岐阜県	×	雪おろしが行われる保証がない
滋賀県	○	ある一定規模により、区分している
京都府	○	確実に雪おろしができる場合のみ
兵庫県	○	採用されているが、事例がない
島根県	×	雪おろしを行う習慣がない
鳥取県	×	

表5.4 使用期間と安全度による再現期間

安全度 (%)	使用期間 (年)			
	5	10	15	20
50		15	22	30
60		(22)	30	(43)
70	15	30	43	57

() は近似値を示す。

表5.2 積雪荷重に関する区域設定や荷重指導値と低減採用の条件、および速度圧の増減指導、建築確認の必要条件に関するアンケート集計結果

地域	地区	積雪荷重に関する区域設定の内訳	積雪指導値の有無	屋根勾配による低減の採用	雪おろし低減の採用と条件	速度圧の増減に関する指導内容	確認申請を必要とする建築条件
北海道・東北	北海道	一般、多雪地域	資料あり	採用(独自)			知事の指定、建築基準法どおり
	青森(青森市)	多雪地域	資料あり				知事の指定、建築基準法どおり
	青森(弘前市)	多雪地域	資料あり	採用	専用住宅・農業専用施設		知事の指定、建築基準法どおり
	青森(八戸市)	一般地域	資料あり	採用			知事の指定、建築基準法どおり
	秋田	多雪地域		採用	住宅のみ	低速を採用	県内全域(知事の指定)
	岩手	一般、多雪地域		採用(独自)	常時居住する住宅のみ		県内全域(知事の指定)
	宮城	一般、多雪地域	資料あり		条件付で採用	低速を採用	県内全域(知事の指定)
	山形	多雪地域		採用	無条件で採用	採用	知事の指定、建築基準法どおり
関東	福島	一般、多雪地域	資料あり		条件付で採用		知事の指定、建築基準法どおり
	東京	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収
	千葉	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収
	神奈川	一般地域	60kgf/m ²				県所轄の全域、建基法どおり
	埼玉	一般地域	60kgf/m ²	採用			建基法どおり
	群馬	多雪、一般地域	資料あり	採用			建基法どおり
	栃木	一般地域	資料あり	採用			建基法どおり
	茨城	一般地域	40kgf/m ²				知事の指定、建築基準法どおり
甲信越	山梨	一般地域	資料あり	採用			建基法どおり
	長野	一般、多雪地域	資料あり	採用(独自)	条件付き		建基法どおり
	新潟	一般、多雪地域		採用(独自)	条件付き	採用	建基法どおり
	富山	多雪地域		採用			建基法どおり
	石川	多雪地域	資料あり	採用			知事の指定、建築基準法どおり
中部・東海	福井	多雪地域		採用(独自)	条件付き		建基法どおり
	岐阜	一般、多雪地域	資料あり			低速を採用	市町村の意見を尊重
	愛知	一般地域	資料あり	採用			建基法どおり
	三重	一般地域	資料あり				建基法どおり
	静岡	一般地域	資料あり				知事の指定、建築基準法どおり
近畿	大阪	一般地域	36kgf/m ²	採用			建基法どおり
	京都	一般、多雪地域	資料あり	採用	条件付き		建基法どおり
	滋賀	一般、多雪地域	資料あり	採用	条件付き		建基法どおり
	奈良	一般地域		採用			建基法どおり
	兵庫	一般、多雪地域		採用	条件付き		建基法どおり
	和歌山	一般地域		採用			建基法どおり
中国・四国	広島	一般地域	資料あり				建基法どおり
	島根	一般、多雪地域		採用(独自)			建基法どおり
	鳥取	一般、多雪地域	資料あり				建基法どおり
	岡山	一般地域	資料あり				建基法どおり
	山口	一般地域				低速を採用	知事の指定、建築基準法どおり
	香川	一般地域	60kgf/m ²				建基法どおり
	愛媛	一般地域					建基法どおり
	徳島	一般地域					建基法どおり
九州・沖縄	高知	一般地域	なし				建基法どおり
	福岡	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収
	熊本	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収
	長崎	一般地域	資料あり				建基法どおり
	佐賀	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収	未回収
	大分	一般地域	資料あり				建基法どおり
	宮崎	一般地域	なし				建基法どおり
	鹿児島	一般地域	資料あり				建基法どおり
沖縄		なし			割り増し	建基法どおり	

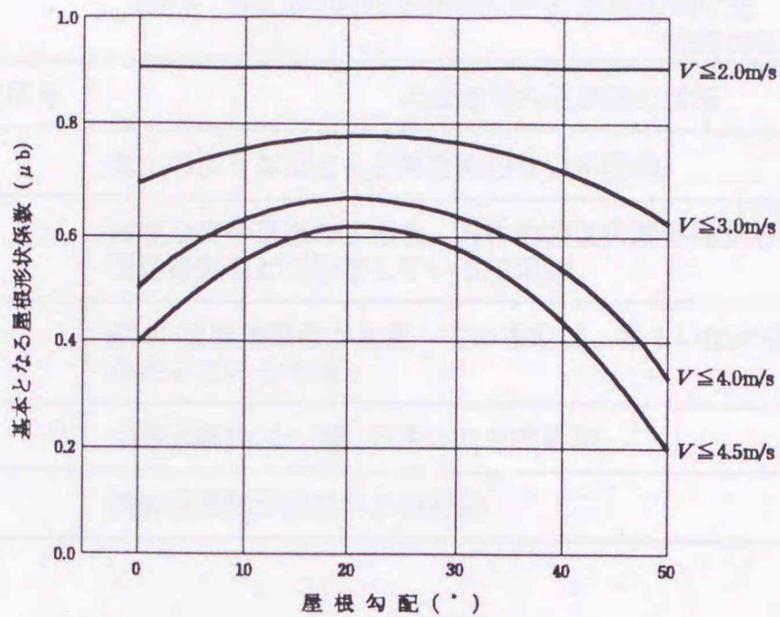


図5.1 屋根形状係数(μ_b)と屋根勾配、冬季平均風速との関係
(建築物荷重指針・同解説、1993)

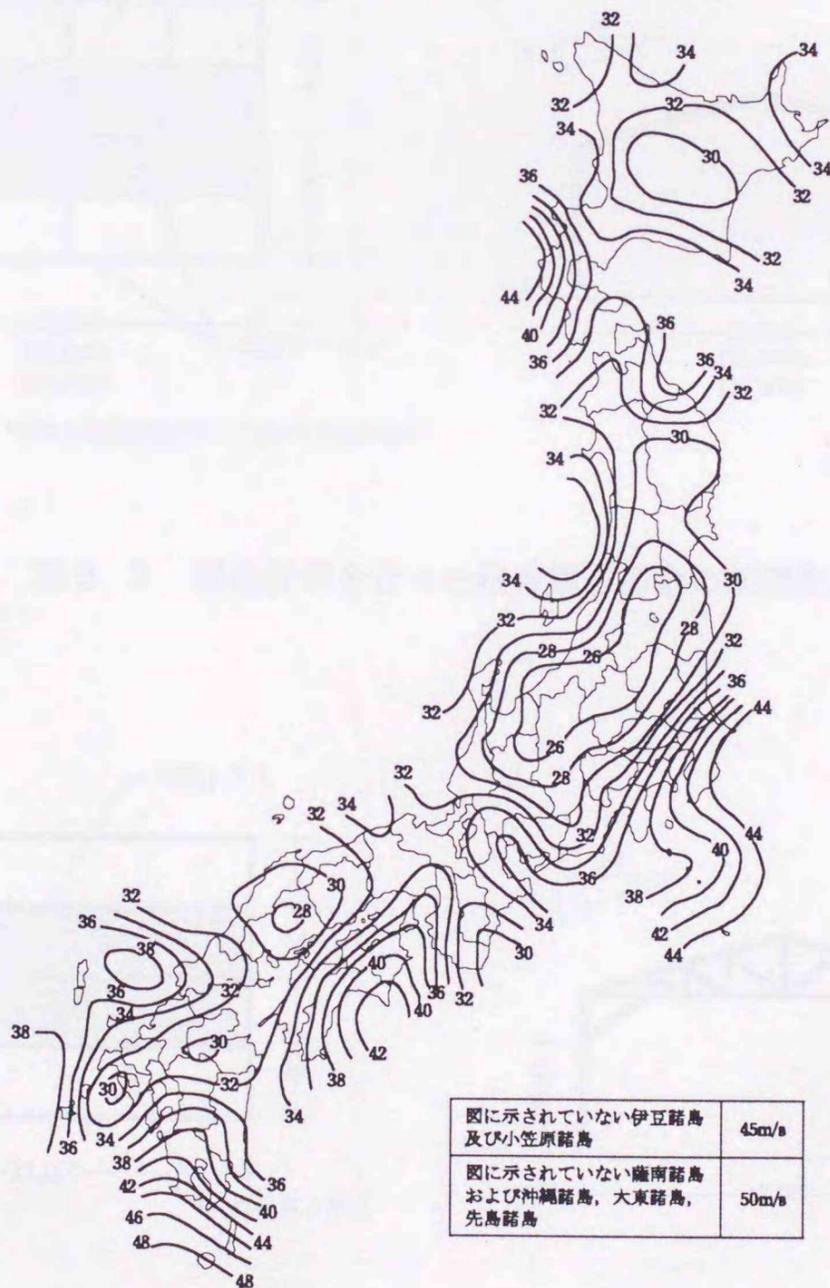


図5.2 基本風速 (U_0) マップ
(建築物荷重指針・同解説、1993)

表 5.5 地表面粗度区分と地域の状況

(建築物荷重指針・同解説、1993)

地表面粗度区分	周辺地域の地表面の状況
I	海上のようなほとんど障害物のない平坦地
II	田園地帯や草原のような、農作物程度の障害物がある平坦地、樹木・低層建築物などが散在している平坦地
III	樹木・低層建築物が密集している地域、あるいは中層建築物(4~9階)が散在している地域
IV	中層建築物(4~9階)が主となる市街地
V	高層建築物が密集する市街地

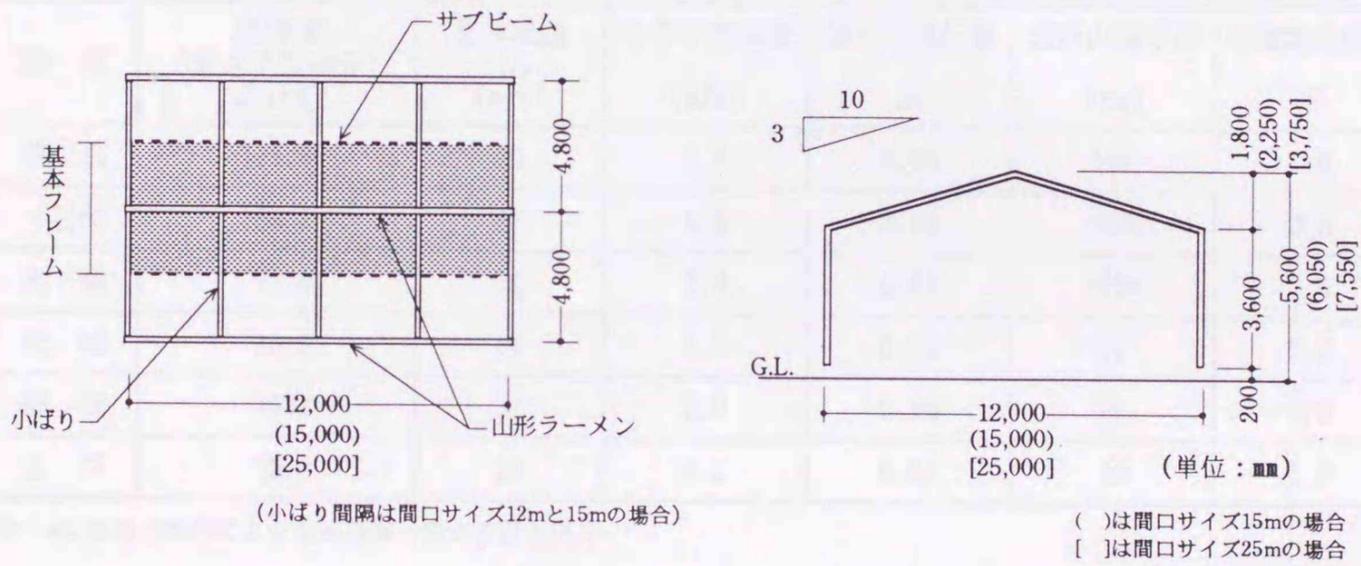


図 5.3 構造計算を行った鉄骨構造畜舎の架構形式

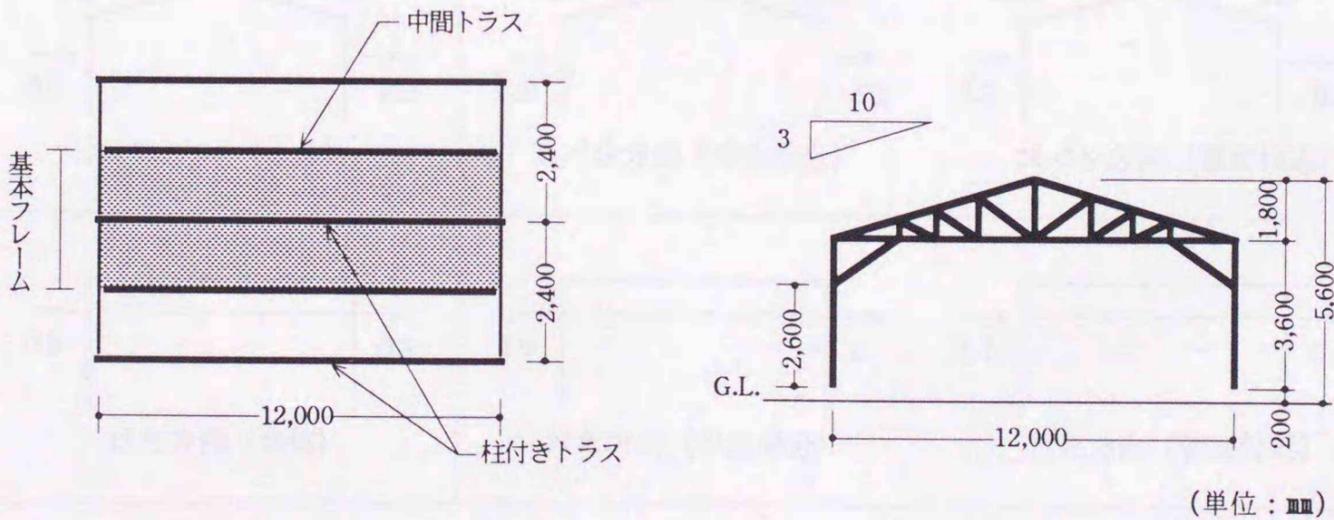


図 5.4 構造計算を行った木構造畜舎の架構形式

表 5.6 畜舎の設計条件

設計条件		鉄骨構造畜舎	木構造畜舎
間口サイズ		12m, 15m, 25m	12m
フレーム間隔		4.8m	2.4m
層間変形角	現行設計	1/120	1/120
	畜舎設計	1/80	1/80
鉛直たわみ	現行設計	1/300	1/300
	畜舎設計	1/150	1/150

表 5.7 設計地区の各種設計条件の概要

地区	積雪深 (最大7日増分) d_{07} (cm)	基本風速 U_0 (m/s)	冬季平均風速 (m/s)	屋根形状係数 μ_b	現行の積雪深 (cm)	地震地域係数 Z
帯 広	111.8	30	1.8	0.90	100	1.0
十日町	188.1	26	0.8	0.90	200	0.9
別 海	77.0	34	3.9	0.67	100*	1.0
枕 崎	28.8	44	4.4	0.61	15	0.8
都 城	16.2	37	2.0	0.90	15	0.9
水 戸	30.0	34	2.1	0.87	40	1.0

注：*は現地の条件により長期荷重の雪の密度を採用

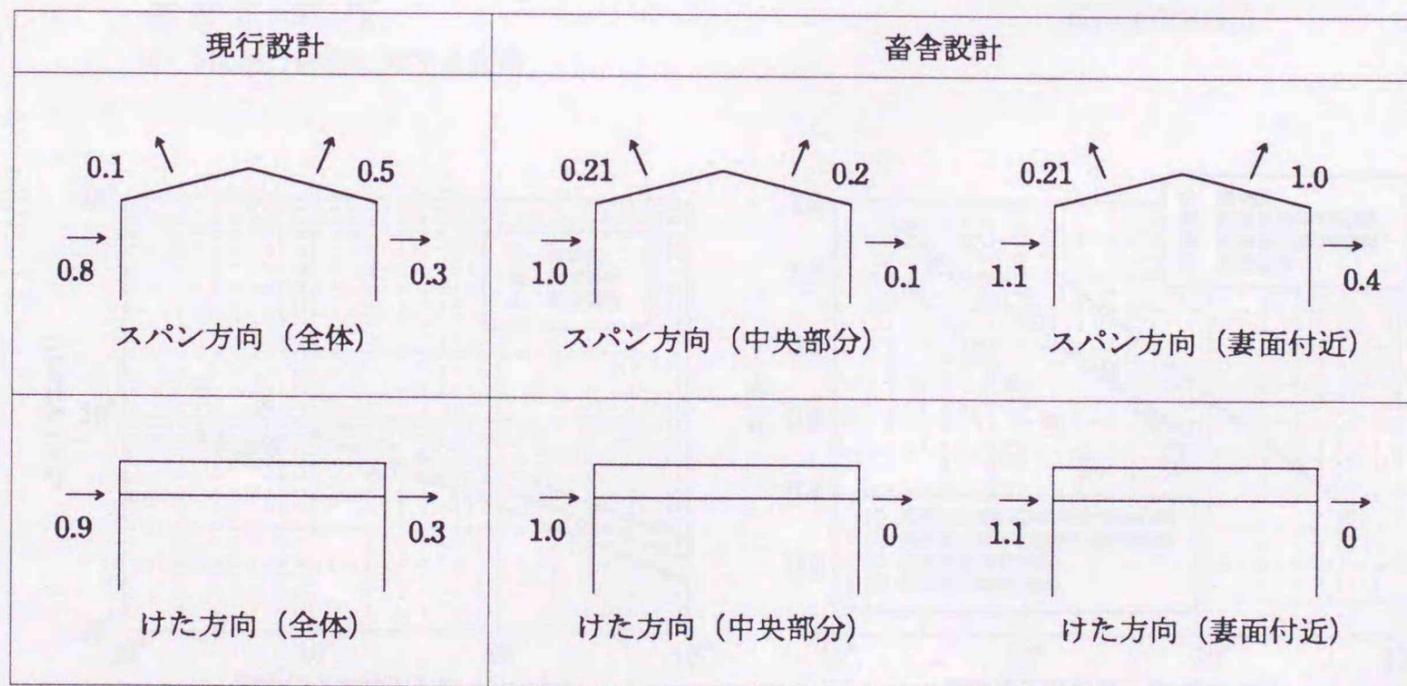


図 5.5 構造計算に使用した風力係数

表 5.8 各設計地区における積雪荷重と速度圧の設計用荷重値一覧

地区	荷重	10年	20年	30年	40年	50年	現行
帯 広	積雪荷重	161.8 (0.54)	182.6 (0.61)	194.9 (0.65)	203.7 (0.68)	210.4 (0.70)	300.0
	速度 圧	55.9 (0.42)	66.5 (0.50)	73.0 (0.54)	77.9 (0.58)	81.7 (0.61)	134.2
十日町	積雪荷重	272.2 (0.45)	307.2 (0.51)	327.8 (0.55)	342.6 (0.57)	353.9 (0.59)	600.0
	速度 圧	42.0 (0.31)	49.9 (0.37)	54.8 (0.41)	58.5 (0.44)	61.3 (0.46)	134.2
別 海	積雪荷重	82.9 (0.41)	93.6 (0.47)	99.9 (0.50)	104.4 (0.52)	107.9 (0.54)	200.0
	速度 圧	71.8 (0.54)	85.4 (0.64)	93.7 (0.70)	100.0 (0.75)	104.9 (0.78)	134.2
枕 崎	積雪荷重	24.7 (0.82)	29.5 (0.98)	32.2 (1.07)	34.2 (1.14)	35.8 (1.19)	30.0
	速度 圧	120.2 (0.90)	143.0 (1.07)	157.0 (1.17)	167.5 (1.25)	175.7 (1.31)	134.2
都 城	積雪荷重	20.5 (0.68)	24.4 (0.81)	26.8 (0.89)	28.4 (0.95)	29.7 (0.99)	30.0
	速度 圧	85.0 (0.63)	101.1 (0.75)	111.0 (0.83)	118.4 (0.88)	124.2 (0.93)	134.2
水 戸	積雪荷重	36.7 (0.46)	43.8 (0.55)	47.9 (0.60)	50.8 (0.64)	53.1 (0.66)	80.0
	速度 圧	71.8 (0.54)	85.4 (0.64)	93.7 (0.70)	100.0 (0.75)	104.9 (0.78)	134.2

注：積雪荷重=積雪深×2.3×屋根形状係数×再現期間

速度 圧=0.055×(基本風速)²×(再現期間)²×(屋根平均高)^{0.4} (畜舎設計の式)

速度 圧=60√h (現行設計の式)

()は現行設計に対する比率

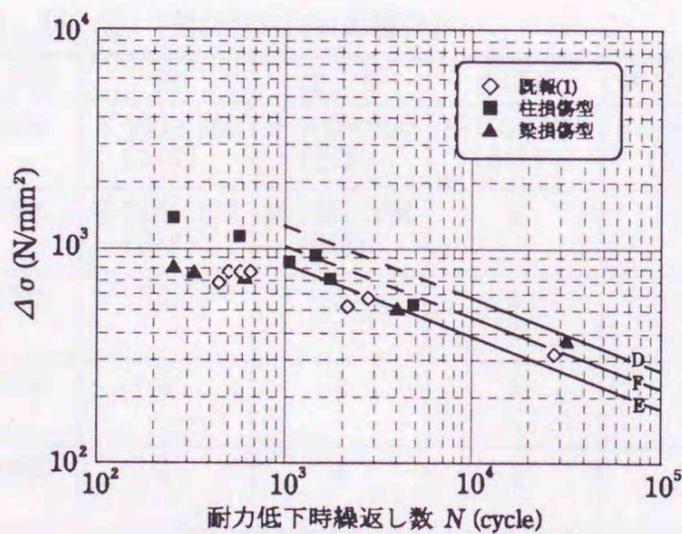


図 5.6 荷重応力度範囲で整理した疲労曲線

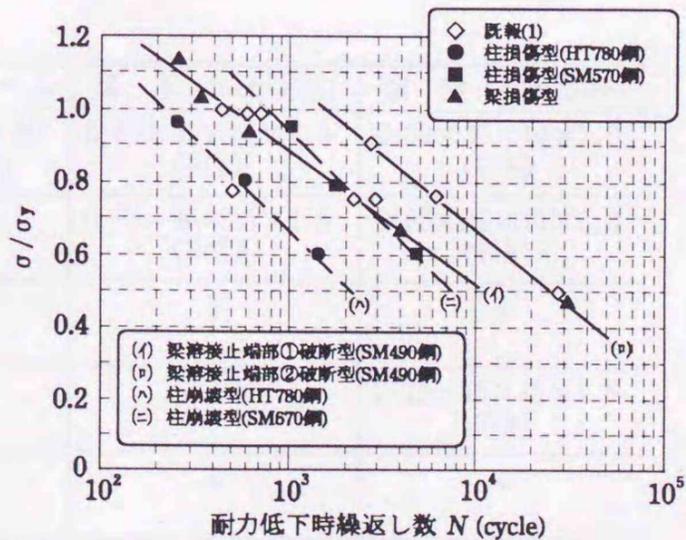


図 5.7 材料の許容応力度と荷重応力度の比率で整理した疲労曲線

表5.9 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造部材リストの一部(1)

地区名：帯 広 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	は り	小ばり	サブビーム	母 屋 (60cm間隔)	胴 縁 (80cm間隔)	
畜 舎 設 計	10年	H-396×199 (G+0.70S)	H-396×199 (G+0.70S)	H-175×90 (G+0.70S)	H-125×60 (G+0.70S)	C-75×45×15×1.6 (G+0.70S)	C-60×30×10×1.6 (G+W)
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	C-90×45×15×1.6 (G+0.70S)	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-450×200 (G+0.70S)	H-450×200 (G+0.70S)	H-200×100 (G+0.70S)	↓	↓	C-60×30×10×2.0 (G+W)	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-125×60を使用。

地区名：十日町 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	は り	小ばり	サブビーム	母 屋 (60cm間隔)	胴 縁 (80cm間隔)	
畜 舎 設 計	10年	H-400×200 (G+0.70S)	H-400×200 (G+0.70S)	H-200×100 (G+0.70S)	H-125×60 (G+0.70S)	C-90×45×20×1.6 (G+0.70S)	C-60×30×10×1.6 (G+W)
	20年	H-450×200 (G+0.70S)	H-450×200 (G+0.70S)	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓	↓	C-100×50×20×1.6 (G+0.70S)	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	C-100×50×20×2.0 (G+0.70S)	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-506×201 (G+0.70S)	H-506×201 (G+0.70S)	H-248×124 (G+0.70S)	H-198×99 (G+0.70S)	C-120×60×20×2.3 (G+0.70S)	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-198×99を使用。

地区名：別 海 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	は り	小ばり	サブビーム	母 屋 (80cm間隔)	胴 縁 (80cm間隔)	
畜 舎 設 計	10年	H-300×150 (G+S)	H-300×150 (G+S)	H-150×75 (G+S)	H-100×50 (G+S)	C-60×30×10×2.3 (G+S)	C-60×30×10×2.0 (G+W)
	20年	H-346×174 (G+S)	H-346×174 (G+S)	↓	↓	C-75×45×15×1.6 (G+S)	C-60×30×10×2.3 (G+W)
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	↓	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	H-175×90 (G+S)	H-125×60 (G+S)	↓	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-125×60を使用。

表5.9 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造部材リストの一部(2)

地区名：枕崎(中央部分) (間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(80cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-248×124 (G+S)	H-248×124 (G+S)	H-125×60 (G+S)	H-100×50 (G+S)	C-60×30×10×1.6 (G+S)	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	20年	H-250×125 (G+S)	H-250×125 (G+S)	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	H-150×75 (G+S)	H-125×60 (G+S)	↓	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-125×60を使用。

地区名：枕崎(妻面付近) (間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(80cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-298×149 (G+W)	H-298×149 (G+W)	H-125×60 (G+S)	H-100×50 (G+S)	C-60×30×10×1.6 (G+S)	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	H-300×150 (G+W)	H-300×150 (G+W)	↓	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-250×125 (G+S)	H-250×125 (G+S)	H-150×75 (G+S)	H-125×60 (G+S)	↓	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-125×60を使用。

地区名：都城(間口サイズ15mの場合)

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(80cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-248×124 (G)	H-248×124 (G)	H-125×60 (G)	[-75×40 (G)	C-60×30×10×1.6 (G+S)	C-60×30×10×2.3 (G+W)
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	30年	H-250×125 (G+S)	H-250×125 (G+S)	↓ (G+S)	H-100×50 (G+S)	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-298×149 (G+S)	↓	↓	↓	↓	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-100×50を使用。

表5.9 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造部材リストの一部(3)

地区名：水戸（間口サイズ15mの場合）

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(80cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-250×125 (G+S)	H-250×125 (G+S)	H-125×60 (G+S)	H-100×50 (G+S)	C-60×30×10×1.6 (G+S)	C-60×30×10×2.0 (G+W)
	20年	H-298×149 (G+S)	H-298×149 (G+S)	↓	↓	↓	C-60×30×10×2.3 (G+W)
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓	↓	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-300×150 (G+S)	H-300×150 (G+S)	H-175×90 (G+S)	H-125×60 (G+S)	C-75×45×15×1.6 (G+S)	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-125×60を使用。

地区名：帯広（間口サイズ25mの場合）

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(60cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-500×200 (G+0.70S)	H-596×199 (G+0.70S)	H-175×90 (G+0.70S)	H-125×60 (G+0.70S)	C-75×45×15×1.6 (G+0.70S)	C-60×30×10×1.6 (G+W)
	20年	H-596×199 (G+0.70S)	H-506×201 (G+0.70S)	H-198×99 (G+0.70S)	↓	↓	↓
	30年	H-600×200 (G+0.70S)	H-600×200 (G+0.70S)	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	H-606×201 (G+0.70S)	↓	↓	C-90×45×20×1.6 (G+0.70S)	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	H-582×300 (G+0.70S)	H-582×300 (G+0.70S)	H-248×124 (G+0.70S)	H-150×75 (G+0.70S)	↓	C-60×30×10×2.0 (G+W)	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-150×75を使用。

地区名：別海（間口サイズ25mの場合）

設計方法	柱	はり	小はり	サブビーム	母屋(80cm間隔)	胴縁(80cm間隔)	
畜舎設計	10年	H-400×200 (G+S)	H-400×200 (G+S)	H-150×75 (G+S)	H-125×60 (G+S)	C-60×30×10×2.3 (G+S)	C-60×30×10×2.0 (G+W)
	20年	↓	H-446×199 (G+S)	H-175×90 (G+S)	↓	C-75×45×15×1.6 (G+S)	C-60×30×10×2.3 (G+W)
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	H-450×200 (G+S)	↓	↓	↓	C-75×45×15×1.6 (G+W)
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	↓	H-446×199 (G+0.70S)	↓	H-150×75 (G+S)	↓	↓	

注：部材サイズの単位は(mm)、また、()は部材の決定条件を示す。現行設計のはり横補剛材にH-150×75を使用。

表 5.10 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
木構造畜舎の構造部材リスト (1)

地区名：帯 広 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	18×21 (G+0.35S+K)	12×12 (G+0.70S)	7.5×10.5 (G+0.70S)	6×9 (G+0.35S+K)	6×6 (G+0.35S+K)	3.6×4.5 3.6×6.0
	20年	↓	12×13.5 (G+0.70S)	7.5×12 (G+0.70S)	↓	↓	3.0×6.0 ↓
	30年	18×24 (G+0.35S+K)	↓	9×10.5 (G+0.70S)	↓	↓	↓ ↓
	40年	↓	12×15 (G+0.70S)	9×12 (G+0.70S)	7.5×7.5 (G+0.35S+K)	↓	↓ ↓
	50年	↓	13.5×15 (G+0.70S)	↓	↓	↓	↓ ↓
現行設計	18×27 (G+0.35S+K)	↓	↓	7.5×12 (G+0.35S+K)	↓	3.6×6.0 4.5×7.5	

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

地区名：十日町 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	21×24 (G+0.35S+K)	13.5×13.5 (G+0.70S)	9×12 (G+0.70S)	9×9 (G+0.35S+K)	7.5×9 (G+0.35S+K)	3.6×6.0 3.9×4.5
	20年	21×30 (G+0.35S+K)	↓	↓	↓	7.5×10.5 (G+0.35S+K)	↓ ↓
	30年	21×33 (G+0.35S+K)	↓	↓	↓	↓	3.0×7.5 3.9×6.0
	40年	21×36 (G+0.35S+K)	↓	9×13.5 (G+0.70S)	↓	7.5×12 (G+0.35S+K)	↓ ↓
	50年	24×32 (G+0.35S+K)	↓	↓	↓	↓	3.6×7.5 ↓
現行設計	27×30 (G+0.35S+K)	15×21 (G+0.70S)	9×18 (G+0.70S)	9×12 (G+0.35S+K)	7.5×7.5 (G+0.35S+K)	4.5×7.5 4.5×7.5	

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

地区名：別 海 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	15×18 (G+S)	10.5×10.5 (G+S)	6×6 (G+S)	6×9 (G+S)	6×6 (G+S)	3.0×4.5 3.6×6.0
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	3.6×4.5 ↓
	30年	15×21 (G+S)	↓	6×7.5 (G+S)	↓	↓	↓ ↓
	40年	15×24 (G+S)	10.5×12 (G+S)	↓	6×12 (G+S)	↓	↓ 3.9×6.0
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓ ↓
現行設計	↓	↓	↓	↓	↓	3.6×6.0 4.5×7.5	

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

表 5.10 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
木構造畜舎の構造部材リスト (2)

地区名：枕 崎 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	13.5×21 (G+K)	9×9 (G+W)	3×9 (G+W)	6×6 (G+K)	6×6 (G+W)	3.0×4.5 4.5×7.5
	20年	13.5×24 (G+W)	9×12 (G+W)	3×10.5 (G+W)	6×7.5 (G+W)	↓	↓
	30年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	3×12 (G+W)	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	13.5×21 (G+W)	9×9 (G+W)	3×9 (G+W)	6×6 (G+W)	↓	↓	↓

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

地区名：都 城 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	13.5×21 (G+K)	9×9 (G+K)	3×7.5 (G+W)	6×6 (G+K)	6×6 (G+W)	3.0×4.5 4.5×7.5
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	3×9 (G+W)	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓	↓ (G+W)	↓	↓
	50年	↓ (G+W)	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

地区名：水 戸 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	柱	上弦材	下弦材	方 杖	斜 材	母 屋	胴 縁
畜 舎 設 計	10年	13.5×21 (G+K)	9×9 (G+K)	3×10.5 (G+S)	6×6 (G+K)	6×6 (G+W)	3.0×4.5 4.5×7.5
	20年	↓	↓	↓	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	3×12 (G+S)	↓	↓	↓
	40年	↓	9×12 (G+K)	↓	6×9 (G+W)	↓	↓
	50年	13.5×24 (G+W)	↓	↓	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓

注：部材サイズの単位は(cm)、また、()は部材の決定条件を示す。

表 5.11 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
鉄骨構造畜舎の構造部材数量(1)

地区名：帯 広 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	25.48 (0.73)	6.27 (0.86)	31.75 (0.75)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	28.29 (0.81)	6.89 (0.95)	35.18 (0.83)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	35.07	7.25	42.32	

地区名：十日町 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	32.97 (0.69)	6.89 (0.62)	39.86 (0.68)
	20年	34.63 (0.73)	↓	41.52 (0.71)
	30年	↓	7.04 (0.63)	41.67 (0.71)
	40年	↓	8.75 (0.78)	43.38 (0.74)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	47.52	11.19	58.71	

地区名：別 海 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	21.08 (0.80)	5.37 (0.93)	26.45 (0.83)
	20年	↓	5.73 (0.99)	26.81 (0.84)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	5.80 (1.00)	26.88 (0.84)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	26.22	↓	32.02	

地区名：枕 崎 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	18.35 (0.89)	4.77 (1.00)	23.12 (0.91)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	20.66	↓	25.43	

地区名：都 城 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	16.73 (0.81)	4.70 (0.99)	21.43 (0.84)
	20年	↓	4.77 (1.00)	21.50 (0.91)
	30年	18.35 (0.89)	↓	23.12 (0.91)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	20.66	↓	25.43	

地区名：水 戸 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	18.35 (0.77)	4.44 (0.77)	22.79 (0.77)
	20年	↓	4.70 (0.81)	23.05 (0.78)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	4.77 (0.82)	23.12 (0.78)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	23.76	5.80	29.56	

地区名：帯 広 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	28.27 (0.75)	5.63 (0.87)	33.90 (0.77)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	6.21 (0.96)	34.48 (0.78)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	37.54	6.50	44.04	

地区名：十日町 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	32.33 (0.66)	6.21 (0.61)	38.54 (0.65)
	20年	35.50 (0.72)	↓	41.71 (0.72)
	30年	↓	6.68 (0.65)	42.18 (0.71)
	40年	↓	7.95 (0.78)	43.45 (0.73)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	49.05	10.22	59.27	

注：単位は(kgf/m²)また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.11 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造部材数量(2)

地区名：別海（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	19.74 (0.73)	4.89 (0.93)	24.63 (0.76)
	20年	21.23 (0.79)	5.20 (0.99)	26.43 (0.82)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	5.26 (1.00)	26.49 (0.82)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	26.96	↓	32.22	

地区名：都城（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	15.47 (0.78)	4.19 (0.99)	19.66 (0.81)
	20年	↓	4.25 (1.00)	19.72 (0.82)
	30年	17.22 (0.86)	↓	21.47 (0.89)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	19.94	↓	24.19	

地区名：帯広（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	34.73 (0.68)	5.05 (0.90)	39.78 (0.70)
	20年	36.89 (0.72)	↓	41.94 (0.74)
	30年	38.23 (0.74)	↓	43.28 (0.76)
	40年	41.27 (0.80)	5.62 (1.00)	46.89 (0.82)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	51.34	↓	56.96	

地区名：別海（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	25.95 (0.85)	4.20 (0.94)	30.15 (0.86)
	20年	27.14 (0.88)	4.42 (0.99)	31.56 (0.90)
	30年	↓	↓	↓
	40年	29.27 (0.95)	4.45 (1.00)	33.72 (0.96)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	30.67	↓	35.12	

地区名：枕崎（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	15.98 (0.73)	4.25 (1.00)	20.23 (0.77)
	20年	17.22 (0.79)	↓	21.47 (0.82)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	21.86	↓	26.11	

地区名：水戸（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	17.22 (0.68)	3.98 (0.76)	21.20 (0.69)
	20年	17.98 (0.71)	4.19 (0.80)	22.17 (0.72)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	4.25 (0.81)	22.23 (0.72)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	25.47	5.26	30.73	

地区名：十日町（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	48.08 (0.71)	5.62 (0.59)	53.70 (0.69)
	20年	49.10 (0.72)	↓	54.72 (0.71)
	30年	↓	6.08 (0.63)	55.18 (0.71)
	40年	↓	7.33 (0.77)	56.43 (0.73)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	68.01	9.58	77.59	

地区名：枕崎（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	19.83 (0.89)	3.43 (1.00)	23.26 (0.91)
	20年	20.32 (0.91)	↓	23.75 (0.92)
	30年	↓	3.46 (1.01)	23.78 (0.93)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	22.25	3.43	25.68	

注：単位は(kgf/m²)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.11 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
鉄骨構造畜舎の構造部材数量(3)

地区名：都 城 (間口サイズ25mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	19.83 (0.88)	3.13 (0.91)	22.96 (0.88)
	20年	↓	3.43 (1.00)	23.26 (0.90)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	20.32 (0.90)	↓	23.75 (0.91)
現行設計	22.55	↓	25.98	

地区名：水 戸 (間口サイズ25mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	21.39 (0.70)	3.31 (0.74)	24.70 (0.70)
	20年	23.34 (0.76)	3.43 (0.77)	26.77 (0.76)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	3.46 (0.78)	26.80 (0.76)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	30.63	4.45	35.08	

注：単位は(kgf/m²)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.12 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
木構造畜舎の構造部材数量

地区名：帯 広 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	61.422 (0.76)	0.054 (0.56)	61.476 (0.76)
	20年	67.028 (0.83)	0.057 (0.59)	67.085 (0.83)
	30年	69.128 (0.86)	↓	69.185 (0.86)
	40年	74.536 (0.92)	↓	74.593 (0.92)
	50年	78.448 (0.97)	↓	78.505 (0.97)
現行設計	80.820	0.097	80.917	

地区名：十日町 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	82.302 (0.67)	0.061 (0.60)	82.363 (0.67)
	20年	87.119 (0.71)	↓	87.180 (0.71)
	30年	88.694 (0.72)	0.068 (0.68)	88.762 (0.72)
	40年	94.785 (0.77)	↓	94.853 (0.77)
	50年	95.085 (0.77)	0.077 (0.77)	95.162 (0.77)
現行設計	123.557	0.101	123.658	

地区名：別 海 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	45.729 (0.85)	0.049 (0.63)	45.778 (0.85)
	20年	↓	0.054 (0.70)	45.783 (0.85)
	30年	48.354 (0.90)	↓	48.408 (0.90)
	40年	52.442 (0.98)	0.056 (0.73)	52.498 (0.98)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	53.642	0.077	53.719	

地区名：枕 崎 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	35.167 (1.00)	0.054 (1.00)	35.221 (1.00)
	20年	41.737 (1.19)	↓	41.791 (1.19)
	30年	↓	↓	↓
	40年	42.487 (1.21)	↓	42.541 (1.21)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	35.167	↓	35.221	

地区名：都 城 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	34.417 (0.98)	0.049 (1.00)	34.466 (0.98)
	20年	↓	↓	↓
	30年	35.167 (1.00)	↓	35.216 (1.00)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	↓	

地区名：水 戸 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計数量	
畜舎設計	10年	35.917 (0.83)	0.049 (1.00)	35.966 (0.83)
	20年	↓	↓	↓
	30年	36.667 (0.85)	↓	36.716 (0.85)
	40年	42.037 (0.98)	↓	42.086 (0.98)
	50年	43.050 (1.00)	↓	43.099 (1.00)
現行設計	↓	↓	↓	

注：単位は($\times 10^3 \text{cm}^3/\text{m}^2$)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.13 鉄骨構造と木構造の部材価格設定の内訳

(積算資料1997年1月号を基準)

a) 鉄骨構造

①主要部材

地区名	材料価格				労賃価格				合計価格
	鋼材費	H.T.B	ボルト	小計	工場	現場	建方	小計	
帯広 別海	50,000	5,850	410	56,260	90,600	11,200	16,000	117,800	174,060
十日町	46,000	5,610	380	51,990	92,600	11,200	16,350	120,150	172,140
枕崎 都城	45,000	5,220	370	50,590	85,900	11,100	16,050	113,050	163,640
水戸	46,000	5,220	370	51,590	92,500	12,100	17,050	121,650	173,240

単位：円/tonf

②二次部材

地区名	材料価格				労賃価格		合計価格
	板厚	鋼材費	ボルト	小計	建方	小計	
帯広 別海	1.6	63,000	2,050	65,050	80,040	80,040	145,090
	2.3	62,000	//	64,050	64,030	64,030	128,080
十日町	1.6	63,000	1,880	64,880	84,680	84,680	149,560
	2.3	61,000	//	62,880	67,740	67,740	130,620
枕崎 都城	1.6	58,000	1,840	59,840	81,780	81,780	141,620
	2.3	57,000	//	58,840	65,420	65,420	124,260
水戸	1.6	62,000	1,840	63,840	89,320	89,320	153,160
	2.3	60,000	//	61,840	71,460	71,460	133,300

単位：円/tonf

b) 木構造

①主要部材

地区名	材料価格		労賃価格			合計価格
	木材費	小計	大工手間	手元手間	算出計	
帯広 別海	57,000	57,000	20,000	13,400	94,970	151,970
十日町	54,000	54,000	21,600	14,600	102,660	156,660
枕崎 都城	54,500	54,500	20,000	14,100	95,430	149,930
水戸	61,000	61,000	22,400	15,400	106,620	167,620

単位：円/m³

②二次部材

地区名	材料価格		労賃価格			合計価格
	木材費	小計	大工手間	手元手間	算出計	
帯広 別海	51,000	51,000	20,000	13,400	196,960	247,960
十日町	50,000	50,000	21,600	14,600	212,880	262,880
枕崎 都城	49,000	49,000	20,000	14,100	197,860	246,860
水戸	54,000	54,000	22,400	15,400	221,100	275,100

単位：円/m³

表 5.14 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
鉄骨構造畜舎の構造積算金額(1)

地区名：帯 広 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	4,435 (0.73)	910 (0.87)	5,345 (0.75)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	4,924 (0.81)	1,000 (0.95)	5,924 (0.83)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	6,104	1,052	7,156	

地区名：別 海 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,669 (0.80)	688 (0.82)	4,357 (0.81)
	20年	↓	734 (0.92)	4,403 (0.81)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	842 (1.00)	4,511 (0.83)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	4,564	↓	5,406	

地区名：都 城 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	2,738 (0.81)	666 (0.99)	3,404 (0.84)
	20年	↓	676 (1.00)	3,414 (0.84)
	30年	3,003 (0.89)	↓	3,679 (0.91)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	3,381	↓	4,057	

地区名：帯 広 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	4,921 (0.75)	817 (0.87)	5,738 (0.77)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	901 (0.96)	5,822 (0.78)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	6,534	943	7,477	

地区名：十日町 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	5,675 (0.69)	1,030 (0.70)	6,705 (0.70)
	20年	5,961 (0.73)	↓	6,991 (0.73)
	30年	↓	1,053 (0.72)	7,014 (0.73)
	40年	↓	1,143 (0.78)	7,104 (0.73)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	8,180	1,462	9,642	

地区名：枕 崎 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,003 (0.89)	676 (1.00)	3,679 (0.91)
	20年	↓	↓	↓
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	3,381	↓	4,057	

地区名：水 戸 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,179 (0.77)	592 (0.67)	3,771 (0.75)
	20年	↓	627 (0.71)	3,806 (0.76)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	731 (0.82)	3,910 (0.78)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	4,116	888	5,004	

地区名：十日町 (間口サイズ15mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	5,565 (0.66)	929 (0.70)	6,494 (0.66)
	20年	6,111 (0.72)	↓	7,040 (0.72)
	30年	↓	999 (0.75)	7,110 (0.73)
	40年	↓	1,038 (0.78)	7,149 (0.73)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	8,443	1,335	9,778	

注：単位は(円/m²)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.14 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による
鉄骨構造畜舎の構造積算金額(2)

地区名：別海（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,436 (0.73)	626 (0.82)	4,062 (0.74)
	20年	3,695 (0.79)	666 (0.87)	4,361 (0.80)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	763 (1.00)	4,458 (0.82)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	4,693	↓	5,456	

地区名：枕崎（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	2,615 (0.73)	602 (1.00)	3,217 (0.77)
	20年	2,818 (0.79)	↓	3,420 (0.82)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	3,577	↓	4,179	

地区名：都城（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	2,532 (0.78)	593 (0.99)	3,125 (0.81)
	20年	↓	602 (1.00)	3,134 (0.81)
	30年	2,818 (0.86)	↓	3,420 (0.88)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	3,263	↓	3,865	

地区名：水戸（間口サイズ15mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	2,983 (0.68)	531 (0.66)	3,514 (0.67)
	20年	3,115 (0.71)	559 (0.69)	3,674 (0.70)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	651 (0.81)	3,766 (0.72)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	4,412	806	5,218	

地区名：帯広（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	6,045 (0.68)	733 (0.90)	6,778 (0.70)
	20年	6,421 (0.72)	↓	7,154 (0.73)
	30年	6,654 (0.74)	↓	7,387 (0.76)
	40年	7,183 (0.80)	815 (1.00)	7,998 (0.82)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	8,936	↓	9,751	

地区名：十日町（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	8,276 (0.71)	841 (0.59)	9,117 (0.70)
	20年	8,452 (0.72)	↓	9,293 (0.71)
	30年	↓	909 (0.63)	9,361 (0.71)
	40年	↓	1,096 (0.76)	9,548 (0.73)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	11,707	1,433	13,140	

地区名：別海（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	4,517 (0.85)	538 (0.83)	5,055 (0.84)
	20年	4,724 (0.88)	566 (0.88)	5,290 (0.88)
	30年	↓	↓	↓
	40年	5,095 (0.95)	646 (1.00)	5,741 (0.96)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	5,338	↓	5,984	

地区名：枕崎（間口サイズ25mの場合）

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,245 (0.89)	486 (1.00)	3,731 (0.90)
	20年	3,325 (0.91)	↓	3,811 (0.92)
	30年	↓	490 (1.01)	3,815 (0.92)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	3,641	486	4,127	

注：単位は(円/㎡)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.14 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による鉄骨構造畜舎の構造積算金額(3)

地区名：都 城 (間口サイズ25mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,245 (0.88)	443 (0.91)	3,688 (0.88)
	20年	↓	486 (1.00)	3,731 (0.89)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	↓	↓
	50年	3,325 (0.90)	↓	3,811 (0.91)
現行設計	3,690	↓	4,176	

地区名：水 戸 (間口サイズ25mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	3,706 (0.70)	507 (0.74)	4,213 (0.70)
	20年	4,043 (0.76)	525 (0.77)	4,568 (0.76)
	30年	↓	↓	↓
	40年	↓	530 (0.78)	4,573 (0.76)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	5,306	682	5,988	

注：単位は(円/㎡)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

表 5.15 再現期間を考慮した畜舎設計と現行設計による木構造畜舎の構造積算金額

地区名：帯 広 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	9,334 (0.76)	13 (0.54)	9,347 (0.76)
	20年	10,186 (0.83)	14 (0.58)	10,200 (0.83)
	30年	10,505 (0.86)	↓	10,520 (0.85)
	40年	11,327 (0.92)	↓	11,341 (0.92)
	50年	11,922 (0.97)	↓	11,936 (0.97)
現行設計	12,282	24	12,306	

地区名：十日町 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	12,893 (0.67)	16 (0.60)	12,909 (0.67)
	20年	13,648 (0.71)	↓	13,664 (0.70)
	30年	13,895 (0.72)	18 (0.67)	13,913 (0.72)
	40年	14,849 (0.77)	↓	14,867 (0.77)
	50年	14,896 (0.77)	20 (0.74)	14,916 (0.77)
現行設計	19,356	27	19,383	

地区名：別 海 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	6,949 (0.85)	12 (0.63)	6,961 (0.85)
	20年	6,949 (0.85)	13 (0.69)	6,962 (0.85)
	30年	7,348 (0.90)	↓	7,361 (0.90)
	40年	7,970 (0.98)	14 (0.73)	7,984 (0.98)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	8,152	19	8,171	

地区名：枕 崎 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	5,273 (1.00)	13 (1.00)	5,286 (1.00)
	20年	6,258 (1.19)	↓	6,271 (1.19)
	30年	↓	↓	↓
	40年	6,370 (1.21)	↓	6,383 (1.21)
	50年	↓	↓	↓
現行設計	5,273	↓	5,286	

地区名：都 城 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	5,160 (0.98)	12 (1.00)	5,172 (0.98)
	20年	↓	↓	↓
	30年	5,273 (1.00)	↓	5,285 (1.00)
	40年	↓	↓	↓
	50年	↓	↓	↓
現行設計	↓	↓	↓	

地区名：水 戸 (間口サイズ12mの場合)

設計方法	主要部材	二次部材	合計金額	
畜舎設計	10年	6,020 (0.83)	13 (1.00)	6,034 (0.83)
	20年	↓	↓	↓
	30年	6,146 (0.85)	↓	6,160 (0.85)
	40年	7,046 (0.98)	↓	7,060 (0.98)
	50年	7,216 (1.00)	↓	7,229 (1.00)
現行設計	↓	↓	↓	

注：単位は(円/㎡)、また、()内は現行設計に対する比率を示す。

第6章 結 論

本研究の各章ごとの主要な結論および研究全般を通して得られた総括的知見をまとめて以下に述べる。

6.1 結 論

6.1.1 地中押し込み式パイプハウスの強度について

園芸用施設設置面積の85%程度をしめるパイプハウスの強度を明らかにするため、①パイプハウス実物大強度実験、②スエッジ継手部強度実験、③定着杭引抜実験、④パイプ接合金具強度実験、および、パイプハウスの強度に関する理論解析を行った。得られた知見は以下のように要約される。

(1)鉛直荷重を載荷したパイプハウスの強度は、ブレースを有する場合はフレーム面外方向（桁行き方向）への移動は無く、肩部の局部座屈発生で決定される。また、ブレース無しの場合は、肩部から棟部範囲でのフレーム面外方向への倒壊で決定される。ブレース無しのパイプハウスの最大強度は、ブレースを有するパイプハウスに比べて、外ジョイントタイプで0.78、スエッジタイプで0.90の比率となる。最大強度の低下はフレーム剛性が高い外ジョイントタイプで大きくなっている。

一般的に、側面ブレースは、桁行き方向の暴風時水平力にのみ効果を発揮すると考えられている。このため、強風の少ない地域では、ブレースがほとんど設置されていないパイプハウスも見られる。しかしブレースは、桁行き方向の強度確保に不可欠であるとともに、間口方向パイプフレームの鉛直荷重の強度確保にも大きな効果のあることが明らかとなった。ブレースの設置位置は、風荷重の作用位置となる妻面に接するように配置すると直接的な効果がある。なお、少し離して設置する場合でも、接合金具の効果により桁行きパイプを介して応力が伝達されるため、同程度の効果は期待できる。

(2)2種の棟部接合方法（外ジョイントタイプとスエッジタイプ）の鉛直荷重の最大強度は、スエッジタイプのライズ比（間口サイズ L に対する屋根高 f の比： f/L ）が小さいため、外ジョイントタイプに比べて65～76%程度小さな値となった。ハウスの強度を大きく保つためには、ライズ比を大きくすると効果的であることが明らかとなった。

スエッジタイプは、関東以南の特に関西地方を中心とした積雪の少ない地方で多く使用されている接合方法である。このため、鉛直荷重（積雪荷重）の許容値が多少低くとも、実用上は特に問題は無いと判断される。また、棟部接合方法の相違によって、鉛直荷重時の棟部鉛直変位に大きな差が生じたが、棟部の接合部周辺での損傷は見られないため、どちらの接合方法を採用しても支障は無い。

(3)通常の畑土に主パイプ脚部を押し込んだ場合、パイプハウスの棟部鉛直変位や肩部歪量は、地中の脚部先端で固定支持と仮定した大変形理論による理論値と近似した。これ

より、一般的なパイプハウスの理論計算についても、地中の脚部先端で固定支持と仮定した計算方法が適用できると判断される。

この計算方法をもとに、柱の傾き度合いが少なくなって垂直に近くなった場合を検討した。その結果、傾き度合いが減少すると、棟部鉛直変位や肩部水平変位が増加する傾向が明らかとなった。外ジョイントタイプとスエッジタイプとの棟部接合方法による強度差には、前述したライズ比による影響とともに、柱の傾き度合いも関係していると考えられる。一般の農家が、作付け面積の拡大を目的に、柱の傾き度合いを垂直に近くしてハウス内部空間を広げることは、ハウスの強度からは好ましいことではない。

(4)パイプハウスは、間口サイズに比べて使用する部材サイズが小さいため、棟部鉛直変位などは大きな数値となる。しかし、パイプフレームの靱性は極めて高く、肩部に座屈が生じない限り、復元力は大きなものがある。被覆材のフィルムも復元力があるため、積雪や暴風時で大変形となった後でも、ほぼ元の状態に戻ることが期待できる。これより、パイプハウスの許容強度は、復元力の大きい構造特性を考慮して応力度の検討を参考程度とし、変形制限を設計条件とすることが適当と判断される。

変形制限の値は、棟部鉛直変位 $\delta_y \leq$ 間口サイズ/60、肩部水平変位 $\delta_x \leq$ 肩高/35 が適当と考えられる。この変形制限による許容強度は、実物大強度実験結果に 1.5 程度の安全度を有している。また、この変形制限による間口サイズ 5.4 m のパイプハウスの強度は、積雪荷重が 212 N/m^2 (22 kgf/m^2) 程度、風速が 30 m/sec 程度となる。

(5)スエッジ継手部の最大強度は、差し込み長さ $2D \sim 5D$ および単一パイプ試験体ともほとんど差異は見られない。しかし、接合部近傍のたわみ角の検討では、差し込み長さ $2D$ の場合は荷重の増加とともに大きな変化が生じている。スエッジ継手部付近について、変形観察および歪量分布の状況より応力分布を仮定して理論解析した結果、差し込み長さは少なくとも $3D$ 以上とすることが望ましいと判断される。

(6)長さ 600 mm 程度の定着杭の通常畑土における平均引抜力は、ラセン杭 $2,342 \text{ N}$ (238.8 kgf)、アンカー杭 $3,207 \text{ N}$ (327.0 kgf) であった。種々な土壌条件などを考慮して安全率を 1.5 程度として許容引抜力を考えると、ラセン杭 $1,471 \text{ N}$ (150 kgf)、アンカー杭 $1,961 \text{ N}$ (200 kgf) となる。また、この許容引抜力をもとにした定着杭の設置間隔は、風速 30 m/sec に対して、ラセン杭では 3.0 m 程度、アンカー杭では 4.0 m が適当となる。

(7)パイプ接合金具の最大強度（引抜強度）は、鋼線製が鋼板製より低い結果となった。なお、主パイプの移動を阻止するために必要な力を、主パイプに作用している軸方向力の $1/10$ とした場合では、実験した全ての接合金具の強度は十分な数値となっている。また、鋼線製金具はセット方向で強度が異なる傾向となった。ブレースにセットする場合には、鋼線製金具が高い強度を発揮するよう、端部（2本線）を棟方向（上向き）にセットするとより安全となる。

これらの成果は、「地中押し込み式パイプハウス安全構造指針⁹⁷⁾」（日本施設園芸協会）

の基準を策定するための主要資料として有効に活用され、上記した計算方法や変形制限値が基準に適用された。

6.1.2 鉄骨補強パイプハウスの強度について

これからの安価な連棟ハウスの主流となると考えられる鉄骨補強パイプハウス構造の強度を確認する目的で、①屋根面アーチパイプの部分強度実験、②柱はり接合部の強度実験、③実物大のハウスを使用した鉛直荷重載荷と水平荷重載荷の強度実験を行った。得られた知見は以下のように要約される。

(1)屋根面ブレースが設置されていない水平ばり型の鉛直強度は、アーチパイプの面外倒壊によって決定される。また、水平ばり型アーチパイプの鉛直強度は、アーチパイプの脚部（谷ばりへの差し込み部）をピン支持条件として計算した理論値に近似している。実物大ハウスによる実験結果は、面外変形を拘束した部分実験のアーチパイプ強度に比べて約 30 %も低い値となる。このため、屋根面にブレースを設置することにより、ハウスの強度向上が期待できる。

アーチパイプの脚部をピン支持とし、棟部鉛直方向の変形制限を $L/100$ (L :間口サイズ)とした場合の理論強度は、面外倒壊した実物大ハウス実験の最大強度と近い値となる。これより、アーチパイプの強度計算は、パイプ端部の谷ばりへの止め方に係わらず、パイプ脚部をピン支持と仮定し、棟部鉛直方向の変形制限を $L/120$ 程度とした計算が適当と考えられる。

(2)鉄骨補強パイプハウスは、側壁フィルム支持用にサイドパイプが設置されることが多い。サイドパイプを有するハウスは、鉛直荷重によってアーチパイプが下がり、アーチパイプと接続するサイドパイプのハウス外側への変形が大きくなった。結果として、サイドパイプを支持する桁行き方向側ばりは、横方向（外側）へ強制的に変形させられることが明らかとなった。このため、側ばりの設計には、断面性能の優れた方向を横方向とすると効果的である。

(3)アーチばり型の鉛直強度は、母屋パイプ（桁行き方向部材）に依存する傾向が見られる。また、多数の母屋パイプで支持されるため、面外倒壊による水平ばり型の強度以上となる。桁行き方向部材の許容強度を変形制限と応力度制限によって計算した結果、断面性能の良い部材の場合は応力度制限で、また、断面性能が劣る部材の場合は変形制限によって決定される傾向が見られる。このため、桁行き方向部材の強度は、使用部材の断面性能および部材の施工方法（連続性）を考慮して端部の支持条件（ピンまたは固定）を定め、はりの構造計算を行い、変形制限と応力度制限の両者を考慮することが適当と判断される。

(4)水平荷重に対するハウス強度は、柱はり接合部で決定され傾向がある。しかし、柱はり接合部には、簡易に建設できるように、一般的な計算に適さない形式のものもある。本論では、2種の接合形式に応じた許容強度の計算方法を、接合部の実験状況をもとに

導いた。許容強度は、接合部の一部が塑性化する場合もあるが、最大強度に対して2倍程度の安全度が確保されており、適用に問題は無いと判断される。

なお、せん断ボルト接合型は、柱はり部材の角パイプを貫通ボルトで止めるため、角パイプが変形せずにしっかりと止まる締付力を確保する必要がある。また、引張りボルト接合型は、ボルトの締付力に左右されるため、ゆるみを生じさせないように締付ける必要がある。

(5)フーチングの無い角錐形のプレハブ基礎は、鉛直荷重実験では変形が少なく十分な強度を示した。しかし、水平荷重実験では、変形が比較的大きく現れ、柱の倒れ $h/30$ 付近より回転も大きくなった。水平荷重に対して基礎の強度を改善するには、底面の抵抗を増すフーチング付き基礎の使用が有効である。

(6)サイドパイプの有無により、ハウス両端の柱などに応力状態が異なる傾向が見られた。これより、鉄骨補強パイプハウスの水平強度を、柱はりの主フレーム強度と片側アーチパイプ（サイドパイプを含む）の強度の合計として理論計算で求めた。その結果は、強度の数值は実験強度と大きく相違するが、サイドパイプの有無に関するSハウスとHハウスの実験強度の差と類似した傾向を示した。

このため、鉄骨補強パイプハウスの水平強度は、主フレームと片側アーチパイプについて、肩部水平変位を同値としたそれぞれの強度を求め、合計の値をハウス強度とする計算方法が有効であるとした。この計算方法では、実験したハウスは小さなフレームのため、サイドパイプによる強度の影響は全体強度の16%程度にもなる。

(7)実験に使用した鉄骨補強パイプハウスの変形制限 $h/60$ (h :柱長さ)による許容強度は風速 30 m/sec 程度と考えられる。なお、柱はり接合部の強度が低い W1 ハウスの強度は風速 20 m/sec 程度である。

これらの成果は、「園芸用鉄骨補強パイプハウス安全構造指針⁹⁸⁾」(日本施設園芸協会)の基準を策定するための主要資料として有効に活用された。なお、変形制限値は、部材の重要度によって調整することが適当と判断され、谷ぼりや母屋、アーチパイプそれぞれについて本研究結果を考慮した数値が基準に適用された。

6.1.3 園芸用ガラスハウスの強度について

ガラスハウスの柱はりフレーム強度は、安全構造基準による構造計算で確保されている。さらに、大規模化しているガラスハウスについて、ハウスの変形に伴うガラスの留め方などの支障の有無を確認するため、長く続く桁行き方向へ地震波が伝搬した場合の弾塑性地震応答解析を行った。また、屋根面の面内変形強度実験、壁面の面外変形強度実験を行い、地震応答解析の変形性状と検討した。さらに、積雪時のガラス強度や暴風時の吹上力とクリップ(ガラス留め金具)の関係を確認するため、ガラス面への正圧と負圧の等分布荷重実験を行った。得られた知見は以下のように要約される。

(1)応答解析で多く使用される4種地震波をもとに、地震波の大きさを最大速度 25 cm/sec で統一し、S波を地表面波として弾塑性地震応答解析を行った。柱頭間変位最大応答値は 67.6 mm (たわみ角 1/44、TAFT 波)、柱頭と柱脚間変位最大応答値は 68.9 mm (たわみ角 1/33、TAFT 波) である。柱頭と柱脚間変位の最大値は、安全構造基準の柱の倒れ制限 ($h/100$) の3倍程度の変形となった。

これはS波がそのまま伝搬すると仮定した影響が大きいためである。この場合、山形ラーメンの柱はり接合部の一部は塑性化するが、フレーム全体の崩壊変形 (1/10 程度) に対しては十分な余力を有している。

(2)柱頭間変位が最大となる場合では、屋根面ブレースに使用した鉄筋の伸び率は 0.6 % 程度となって塑性化する。しかし、危険を考慮して設定した最大変位以下であり、屋根面ブレースの安全性は確保されている。また、柱頭間変位は、連棟数に係わらず、伝搬速度が 75 m/sec と 150 m/sec の場合で、屋根面剛性が低くなる場合に変位の増加傾向が見られる。伝搬速度が遅い軟弱な地盤条件下で、屋根面剛性が低いブレース設置の少ないガラスハウスの場合には、柱頭間変位 (屋根面面内変形) が大きくなる傾向があることが明らかとなった。

(3)屋根面面内変形強度実験では、ガラスに損傷 (亀裂発生) が発生するたわみ角は 1/30 程度であった。この結果は地震応答値の柱頭間たわみ角 (1 連棟で 1/44) 以上であり、ガラスの留め方は現状のままで支障はないことが確認された。なお、半割ガラスを使用した場合でも、変形性状や損傷程度に相違は見られない。また、ガラス周辺のクリアランスによって変形が許容されるたわみ角を超える頃より、ガラス端部に欠けやクリップ外れが発生することが明らかとなった。しかし、ガラスの強度が低下するほどの影響は見られない。

(4)壁面を面外方向へ強制変形させた場合の強度実験結果は、柱頭と柱脚間のたわみ角 1/17 程度まで面外変形してもガラスに支障は無い。壁面についてはガラスの損傷も無く、現状の仕様のままで支障はない。

(5)屋根面ガラスを外部から押す積雪荷重を想定した正圧の実験強度は $1,521 \text{ N/m}^2$ (155.1 kgf/m^2) 程度である。強度は垂木で支持されるガラスの曲げによって決定され、ガラスを留めているクリップによる影響は見られない。また、屋根面ガラスを外部へ吹上げる負圧の風圧力を想定した実験強度は、クリップで決定される。ガラス1枚当たりクリップ6個 (片側3カ所) を設置した場合の実験強度は $1,369 \text{ N/m}^2$ (139.6 kgf/m^2) 程度、クリップ4個を設置した場合は $1,217 \text{ N/m}^2$ (124.1 kgf/m^2) 程度である。

これらの強度は、安全構造基準に記載されているガラスの許容強度に対して、積雪荷重 (正圧) の場合で 2.73 倍、風圧力 (負圧) ではクリップ6カ所/枚の場合 1.78 倍、4カ所以上/枚の場合 1.58 倍の安全度が確保されていることが確認された。

(6)再現期間 57 年の新積雪重量に対して、許容強度を超える地区は全国で 16 カ所であった。しかし、実験強度を超える地区は無い。これより、積雪荷重に対しては、加温設備

がある限り現状の施工方法で損傷を受けることは無いと考えられる。

(7)再現期間 57 年の設計風速に対して、風力係数を $C = -0.5$ とした場合に許容強度を超える地区は沖縄離島などの強風地区 5 カ所であった。しかし、実験強度以上となる地区は無い。これより、屋根面の一般部分については、現状の 6 カ所/枚のクリップ留めで支障は無いと考えられる。

同様に、局部風力係数の $C = -1.5$ とした場合は、許容強度を超える地区は 52 と全地区の 1/3 となった。また、実験強度以上となる地区は四国や九州などで 18 カ所である。当該地区では局部風圧の大きい棟部や軒部などについて、クリップの増設などの補強対策が必要である。

6.1.4 畜舎の建設コスト低減に関する検討について

畜舎の建設コストを低減化するためには、建設費の 1/3~1/2 を占める構造部材量を低減させる必要がある。このため、現行の建築基準法での畜舎の取り扱い方および構造計算に関係する基準を調べた。また、構造部材の決定要因となる荷重値について、地方条例に関するアンケート調査を行い、積雪荷重などに関する現状の指導状況を確認した。さらに、建築物の再現期間を考慮して荷重を決定する荷重指針をもとに、畜舎の建設地の状況や屋根雪の滑落が見込めるなどの現状を考慮して、畜舎設計用の荷重計算式（畜舎設計）を導いた。この畜舎設計と建築基準法による現行設計の計算式をもとに、多雪区域 2 カ所、一般区域 4 カ所について構造計算を行った。また、設計荷重や部材数量、積算価格について、畜舎設計が低コスト化に有効であることを検討した。得られた知見は以下のように要約される。

(1)建築基準法に「畜舎」の名称が記載されているのは、防火壁、隔壁の防火関係のみである。また、建築地方条例通達集にも、畜舎の構造部材決定の主要因となる積雪などの荷重に関する記載はほとんど見られない。

各地方の施行細則の中に積雪荷重の記載がある道府県は 13 あるが、積雪量までの記載は 9 県のみである。このうち、多雪区域を有する道府県では、山形県の特殊例を除き、全ての道県に積雪荷重の指導値がある。なお、屋根勾配による積雪荷重の低減は、多雪区域を有する 17 の道県で採用されており、一般区域のみの県でも 7 県が採用している。また、雪おろし低減の採用は、多雪区域を有する 19 県中の 12 府県 (63.1%) が採用している。しかし、雪おろし低減の適用は住宅などに限定されている。なお、青森県弘前市では畜舎にも採用されていることが明らかとなった。

(2)一般区域で部材低減効果が大きい速度圧の低減を採用している県は、6 県 (12.8 %) のみであり、安全への配慮がやや過剰となっていることが確認された。

(3)荷重指針に準じて再現期間を考慮して導いた畜舎設計は、積雪荷重では 7 日増分積雪深の採用、屋根雪の別途考慮により、また速度圧では各地の基本風速の採用により、畜舎の構造部材数量の低減化に非常に有効であることが明らかとなった。

畜舎設計による積雪荷重は、積雪の多い地区では現行設計に比べて40～50%程度も低減する。一般区域では影響がやや少なく10%以下の低減である。畜舎設計による速度圧は、全国一律の数値が適用されている現行設計に比べて30～50%程度も低減し、日本海側では特に大きな低減率となる。しかし、基本風速が40m/sec以上となる鹿児島県先端、四国の下部、千葉県先端、北海道西端では現行設計以上の数値となることも確認された。

- (4)畜舎設計を用いた場合の鉄骨部材数量の低減は、多雪区域で25～30%程度である。部材数量の低減が荷重変化より小さな値となった要因は、構造計算での既製部材の飛びの影響と考えられる。また、一般区域での鉄骨構造部材の低減は、荷重の値が小さいために大きな部材変更にまで至らず、低減率は10～15%程度である。

畜舎設計については、開放度の高い畜舎の現状に即した風力係数を定めて計算を行うとともに、一般建築物にはあまり使用されていない軽量H形鋼などの使用も考慮して、部材断面の飛びを少しでも埋める方策がさらなる低コスト化に効果的と考えられる。

- (5)木構造部材数量の低減は、多雪区域での断面計算結果では25～30%程度の低減となる。しかし、木造には部材表面を揃えるなどのおさまり調整があるため、実際の低減は10%程度になると考えられる。一方、一般区域での木構造には低減の効果が見られず、現行設計以上となる場合もある。これは、軒高を少し高くした設計条件によるものである。

木構造の場合は、軒高を低く押さえ、方杖による曲げモーメントを最小限とする配慮が有効であることが確認された。

- (6)畜舎の場合は大スパンを要求する農家が多い。一般区域に対する多雪区域の鉄骨部材量を比較した。スパン15m程度までは一般区域に比べて1.6倍程度であるが、25mを1スパンとした場合では2倍以上にもなり、多雪区域では広い間口サイズは不利となることが確認された。

- (7)価格を設定した積算比較結果は、部材比較と同様な傾向となった。これは、主要変動因子である二次部材（軽量溝形鋼）の数量が少なく、また、検討時の二次部材積算価格があまり高額でなかったためと考えられる。

- (8)柱はり部材は積雪荷重が組み合わされた荷重条件で決定するが多い。また、母屋は積雪荷重により、胴縁は風荷重によって部材が決定する。

特に強風地域では、妻面付近の風力係数が中央部分と大きく異なるため、柱はり断面も相違することが予想される。このため、畜舎全体の構造部材を全て同一とする今までの部材決定方法を再検討する必要がある。また、畜舎はフレーム剛性が低いため、風による柱はり接合部の疲労に注意する必要がある。

これらの成果は、「畜舎設計規準・同解説⁹⁾」（日本畜産施設機械協会）の規準を策定するための主要資料として有効に活用された。再現期間の採用は、各種牛舎関係は20年、パーラー棟などは30年が採用され、20～30%程度の部材量低減が見込まれることとな

った。また、風圧力を算出する高さの最低値は、風荷重時の低減効果が少ないことや他の木構造基準の改定との調整により、さらに検討した結果、荷重指針の5mの規準に対してさらに緩和された3mが適用されることとなった。

6.2 今後に残された問題点

園芸用ハウスについては、施設園芸の増加や野菜などの周年栽培などと、営農形態の変化によってハウスの周年利用が普及している。これに伴い、換気用天窓が全ての棟部に数多く設置された、大規模化したフェンロータイプのガラスハウスが多く建設されるようになってきた。また、日本では「フルオープンハウス」、海外では「リトラクタブルルーフ」と総称される、ハウス内の自然換気を向上させた開放型ハウスの「リッシェルハウス」、「フチュラハウス」、「カプリオハウス」が世界的に多く見られるようになり、日本にも数棟が建設され始めた。

フェンロータイプについては、今までのハウスの場合は、ガラスの一部が破損するとその部分の平衡が破れるため、樋にねじれが生じて垂木が抜け出し、隣接ガラスの脱落が始まり、不均衡がハウス全体にまで広がる被害が発生した。このため、日本施設園芸協会の安全構造基準作成委員会において、屋根面のガラス合掌部分の強度を確保するための検討と実物大実験が行われた。この結果、ガラスの一部が損傷しても他の部分へ移行させない方策として、V字形のターンバックルの設置に加えて、垂木や棟木の形状などが改良された¹⁰⁾。最近のフェンロータイプでは、屋根部分の構造が大幅に改良され、樋や垂木、棟木の接合方法が、はまり込んで抜け出さない仕組みのものになり、屋根面の安全性は大幅に向上している。しかし、新しいハウスの軒高は、今までの軒高3.0m程度に比べて、4.0m以上と非常に高くなる傾向がある。このため、柱部材の曲げ強度や、柱はり接合部のボルト強度などが問題となっている。

新しく建設され始めたフルオープンハウスは、屋根面がラックアンドピニオン方式で開放される構造となっている。屋根面の開放程度はハウスによって異なるが、屋根面が垂直にまで持ち上がり、全面開放となるハウスもある。これらのハウスはマイクロコンピュータで自動制御されており、センサによって温度、風速、降雨の気象条件に応じて、屋根面が自動開閉される方式が採用されている。風速については、14～18m/sec以上となった場合に屋根面が閉じる設定となっている。しかし、15m/sec位の風の中で、屋根面が垂直に開放された状態でのハウス各部の強度、特に、屋根面の支持部や構造骨組自身の強度が、確保されているのか疑問が残されている。また、一般のガラスハウスにおいても、暴風時に棟部の換気用天窓部分が吹き上げられ、ガラスが破損したり、開閉機器が損傷するなどの被害が多く見られる。このような暴風時についても、ラックアンドピニオン方式による屋根面閉鎖時の固定状態は保持されるのか、吹上力に対する安全性を検討する必要がある。

畜舎については、最近の畜舎は、低コスト化と舎内環境を考慮して壁の無い開放された

ものが多くなってきている。しかし、これらの畜舎を設計する風力係数が今のところ明確ではなく、推定で使用するか、壁付きの閉鎖型として設計するなどの不都合が生じている。開放型畜舎の場合は、屋根面の風力係数は大きくなることが予想されるが、柱はり部材への影響が大きい水平力は減少する。このため、畜舎に使用されている各種建物形状について、風力係数を明確にする研究が残されている。また、実況による数値を採用している荷重指針の風力係数では、妻面付近の係数値が大きくなっている。このため、特に強風となる地域では、当該部分の数フレームの部材が大きくなることが予想される。今までのように全てのフレームが同一とは限らずに、畜舎全体としての部材配置対策を考える必要がある。また、畜舎は大スパンでフレーム剛性が低いため、強風時に大きな繰り返し振幅を受けることが予想されるため、柱はり接合部の疲労にも注意する必要がある。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、種々の面で御教授とあわせて、絶えず激励下さった神奈川大学工学部教授津下一英博士ならびに酪農学園大学酪農学部教授干場信司博士に厚く御礼申し上げます。また、本研究をまとめるにあたり、極めて熱意に満ちた御指導と御助言を賜った北海道大学農学部教授堀口郁夫博士に心より感謝申し上げます。

本論文の審査にあたり、大変貴重な時間を長時間にわたって詳細に検討いただき、貴重な御助言を頂きました北海道大学農学部教授寺尾日出男博士ならびに同教授浦野慎一博士に深甚の謝意を表する次第であります。

また、本研究に関する実物大実験を行うにあたり、実験当時、農林水産省農業工学研究所に所属され、御協力と御助言を頂きました農林水産省技術会議事務局佐藤義和博士ならびに農林水産省北海道農業試験場向 弘之主任研究員に心から感謝致します。

また、本論文をまとめるにあたり、御協力頂きました神奈川大学工学部村井正敏教務技術職員ならびに小林利明教務技術職員に心から感謝致します。

本論文が完成するまでに大変長い時間を経過致しましたが、その間に研究室や他の多くの場で種々の御援助や示唆に富むご意見を頂いた多くの方々に御礼申し上げます。特に、著者が所属している研究室の大学院および学部の卒業生には、種々の点において御協力を頂き、心より感謝申し上げるとともに、本論文が完成したことを御報告致したいと存じます。

最後に、著者が所属する神奈川大学において、種々の面で御教授と御支援を頂いた神奈川大学工学部教授大熊武司博士ならびに同教授松村 晃博士に心から感謝致します。

参考文献

- 1)園芸用ガラス室・ハウス等の設置状況(1996)、日本施設園芸協会、pp2-3
- 2)畜産統計(1997)、農林水産省経済局統計情報部、pp174-239
- 3)羽倉弘人(1997)：園芸施設の大型化傾向と構造的課題、第12回農業施設研究会、pp9-24
- 4)パイプハウス畜舎等事例集II(1996)、中央畜産会、日本畜産施設機械協会
- 5)基本建築関係法令集平成9年度版(1996)、日本建築士会連合会
- 6)例えば、小森 盛(1972)：エアーハウスの構造および室内環境の諸特性について－温湿度および照度－(第2報)、農業施設、第2巻第2号、pp15-21
- 7)例えば、小島孝之(1987)：ハウス暖房への蓄熱材の応用、農業施設学会大会講演要旨、pp57-58
- 8)連 小東、中野和弘、倉田和彦、渡辺秀一(1995)：ハウス内環境の制御システムに関する研究(第2報)－ファジイ理論によるトマト栽培環境設定値の算出と制御－、農業施設、第26巻第1号、pp39-49
- 9)堀口郁夫(1987)：ビニールハウスのモヤ発生とフィルムの特性について(2)、農業施設学会大会講演要旨、pp59-60
- 10)小倉祐幸、向井隆司(1987)：単棟ウォーターカーテンハウスの保温性、農業施設学会大会講演要旨、pp61-62
- 11)羽倉弘人(1976)：園芸用栽培施設の構造設計の考え方、農業施設、第6巻第1号、pp33-39
- 12)羽倉弘人(1989)：園芸用施設の構造安全について、：農業施設、第20巻第2号、pp1-4
- 13)小森 盛(1971)：エアーハウスの構造および室内環境の諸特性について－構造および気道特性(第1報)、農業施設、第2巻第1号、pp62-68
- 14)奈良 誠、盛永光義、阿部和彦、押方利郎、檜村俊正(1988)：ソーラ・グリーンハウスの試作とその熱解析、農業施設、第19巻第2号、pp19-35
- 15)豊田裕道、佐瀬勘紀、大谷俊郎(1995)：園芸施設の動向と環境問題(II)膜構造施設の可能性に関する検討、農業施設、第26巻2号、pp21-27
- 16)豊田裕道(1997)：園芸施設における積雪荷重の見直しと新構造ハウスの傾向、第12回農業施設研究会、pp25-40
- 17)例えば、佐原伝三、箕輪雅好、増井典良、鶴崎 考、伊藤代次郎、橋本静夫(1976)：夏季における肥育豚舎の形式別舎内環境について、農業施設、第6巻第2号、pp4-17
- 18)例えば、浦野慎一(1979)：モニター式乳牛舎の熱的環境に関する研究(I)、農業施設、第9巻第2号、pp26-33
- 19)垂井不二男(1975)：飼育牛舎の床面改良に関する研究(第1報)－砂とおがくずに関する基礎的実験－、農業施設、第5巻第1号、pp3-8
- 20)垂井不二男、佐原伝三、鶴崎 考(1976)：肥育牛舎の床面改良に関する研究(第2報)－おがくず床の汚れ－、農業施設、第6巻第1号、pp4-9
- 21)佐藤和義、筒井義富、穴戸弘明、山岸規昭(1987)：牛舎の床条件改善のための基礎知識(I)－乳用牛の歩行に関する運動力学的分析－、農業施設、第17巻第3号、pp27-34
- 22)佐藤和義、筒井義富、山岸規昭、古川良平(1988)：牛舎の床条件改善のための基礎研究(II)－異なる床条件における乳用牛の歩行－、農業施設、第19巻第2号、pp13-17
- 23)長谷川三喜、我妻幸雄、権藤昭博、小山弘平(1983)：フリーストール牛舎の床構造に関する研究1 肥育牛による床材の選択、農業施設学会大会講演要旨、pp9-10

- 24)佐藤義和(1983)：牛舎の腐食と防食技術、農業施設学会大会講演要旨、pp29-30
- 25)津下一英(1976)：畜舎骨組の鋼材重量と設計荷重－畜舎骨組のローコスト化について
一、農業施設、第6巻第1号、pp40-44
- 26)小川秀雄(1988)、低コスト化のための構造設計(鉄構造)指針、農用地開発公団
- 27)片山秀策、四十万谷吉郎、小綿寿志、安藤 哲、竹園 尊、古郡 浩(1984)：積雪寒
地向け乳牛舎開発のための実験畜舎について①施設の構造、農業施設学会大会講演要旨、
pp11-12
- 28)干場信司、川原秀仁、小川秀雄(1991)：畜舎の低コスト化の現状と問題点、農業施設
学会大会講演要旨、pp49-50
- 29)高橋圭二、稲野一郎、田中正俊(1995)：低コスト簡易牛舎の開発(構造と乳牛の利用
法)、農業施設学会大会講演要旨、pp438-439
- 30)小川秀雄(1993)：建築構造から見た畜舎建築コストの低減方策の検討、中央畜産会、
日本畜産施設機械協会
- 31)小川秀雄、干場信司、佐藤義和、向 弘之、高橋圭二(1995)：アメリカ・イギリス・
日本における畜舎構造設計の比較、農業施設学会大会講演要旨、pp440-441
- 32)園芸用施設安全構造基準(暫定基準)－平成9年版－(1997)、日本施設園芸協会
- 33)高能率園芸施設計画、設計基準に関する研究成果(1980)、農林水産技術会議事務所
- 34)欧米諸国の畜産営農環境をめぐる諸政策調査研究(1996)、農政調査委員会、pp3-251
- 35)Loads and structural safety in Farm Buildings(1983)、CIGR-seminar report
- 36)Buildings and structures for agriculture(1993)、British standard, Part22
- 37)建築物荷重指針・同解説(1993)、日本建築学会
- 38)昭和59年1月豪雪による熊本県における園芸施設の被害調査報告(1984)、日本施設園
芸協会
- 39)山下 進(1992)：台風による園芸施設の被害、農業施設学会大会講演要旨、pp420-421
- 40)豊田裕道、森山英樹、瀬能誠之、前川考昭(1997)：園芸用プラスチックハウスの風害
発生の現状とその特徴、農業施設学会大会講演要旨、pp116-117
- 41)長利 洋、山下 進(1980)：パイプハウスの断面形状と強度について(I)、農業土木
試験場技報、A第23号、pp1-10
- 42)羽倉弘人、藤野宏道(1992)：ビニールハウスに作用する風荷重に関する研究－風洞
実験による基礎的な風圧特性－、農業施設、第23巻1号、pp15-24
- 43)ト蔵建治(1973)：ビニールチューブハウスについて、農業施設、第3巻第2号、pp3-7
- 44)小川秀雄、津下一英、佐藤和義、干場信司、山下 進(1989)：パイプハウスの強度に
関する実験的研究(I)－実物大実験－、農業施設、第19巻3号、pp29-38
- 45)小川秀雄、津下一英、佐藤和義、干場信司、山下 進(1990)：パイプハウスの強度に
関する実験的研究(II)－継手、定着杭、接合金具の耐カ－、農業施設、第20巻3号、
pp35-42
- 46)JISハンドブック鉄鋼II(1995)、日本規格協会
- 47)鋼構造設計規準・同解説(1992)、日本建築学会
- 48)藤木盛久：鉄骨の構造設計、技報堂出版
- 49)山本良三(1972)：構造から見たビニールハウスの現状と問題点、農業施設、第2巻第2
号、pp48-54
- 50)小川秀雄、津下一英、山下 進、向 弘之、干場信司(1990)：鉄骨補強パイプハウス
の強度に関する研究I(柱、はり仕口等部分実験)、農業施設学会大会講演要旨、pp37-38

- 51) 山下 進、向 弘之、干場信司、小川秀雄、津下一英(1990) : 鉄骨補強パイプハウスの強度に関する実験Ⅱ (実物大実験)、農業施設学会大会講演要旨、pp39-40
- 52) 小川秀雄、津下一英(1991) : 園芸用薄板角形鋼管の仕口部に関する研究 (感圧状態について)、農業施設学会大会講演要旨、pp23-24
- 53) 小川秀雄、津下一英(1992) : 園芸用薄板角形鋼管の仕口部に関する研究 (接合耐力について)、農業施設学会大会講演要旨、pp414-415
- 54) 例えば、北村春幸、寺本隆幸、鶴飼邦夫、村上勝英、秋山 宏、和田 章(1998) : 兵庫県南部地震における建築物の被害研究 建物被害に基づく地震エネルギー入力評価、日本建築学会構造系論文集、No.503、pp165-170
- 55) 例えば、深田良雄、磯崎 浩(1998) : スーパーストラクチャーによる超高層骨組の弾塑性地震応答解析、日本建築学会構造系論文集、No.504、pp29-36
- 56) 中村満喜男(1976) : 建物の大きさを考慮した地震応答解析—直線的に広がる細長い建物—、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp637-638
- 57) 例えば、奥島里美、佐瀬勘紀、池口厚男、前川考昭、五十部誠一郎ら(1997) : フェンロー型温室の風洞実験による風力換気時の気流の可視化、農業施設学会大会講演要旨、pp114-115
- 58) 羽倉弘人(1995) : 園芸施設の耐震性、施設と園芸、No.88、pp36-40
- 59) 大崎順彦 : 新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会
- 60) 建築単位の事典、彰国社
- 61) 動的解析と耐震設計、ライフライン施設(1989)、土木学会
- 62) 鏡味洋史、後藤典俊、太田 裕(1976) : 各種土質指標を含むS波速度推定式の系統的構成、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp509-510
- 63) 土質調査法(1972)、土質工学会
- 64) 小高昭夫 : 耐震構造の総合研究、宇野書店
- 65) 川崎浩司、松村 晃、高本秀幸、山本俊雄、小川秀雄ら(1976) : 1975年大分県中部地震被害について、神奈川大学工学部研究報告、第14号、pp37-56
- 66) 川崎浩司、松村 晃、荏本孝久、小川秀雄、五十嵐泉(1979) : 1978年宮城県沖地震による被害について、神奈川大学工学部研究報告、第17号、pp90-105
- 67) 日本板硝子ガラス総合カタログ、日本板硝子、pp79-99
- 68) 五十部誠一郎、堂腰 純(1984) : Free Stall 牛舎の Slatted Floor に関する研究 ①構造と施工、農業施設学会大会講演要旨、pp31-32
- 69) 長谷川三喜、我妻幸雄、権藤昭博(1986) : 牛舎の屋根構造に関する研究 2.二重屋根が夏期の温室環境に及ぼす影響、農業施設学会大会講演要旨、pp21-22
- 70) 皆川秀夫、鎌田寿彦、市川忠雄、野附 巖、持丸知身、松本隆弘(1990) : 棟開放牛舎の冬期における自然換気特性—とくに、棟部の立ち上げが換気に及ぼす影響—、農業施設学会大会講演要旨、pp67-68
- 71) 野附 巖、鎌田寿彦、前間千秋、檜垣繁光、市川忠雄、脇田勝人、上野克美(1986) : フリーストール牛舎に関する研究1.フリーストール牛舎の使用実態について、農業施設学会大会講演要旨、pp23-24
- 72) 前間千秋、野附 巖、鎌田寿彦、檜垣繁光、市川忠雄、脇田勝人、上野克美(1986) : フリーストール牛舎に関する研究2.フリーストール牛舎の構造について、農業施設学会大会講演要旨、pp25-26
- 73) 向 弘之、加茂幹男、長谷川三喜、稲田 司、池口厚男(1993) : フリーストール牛舎

- の実験調査(II)ーストール構造についてー、農業施設学会大会講演要旨、pp77-78
- 74)桂 重樹(1986)：農業用建築物に対する屋根上雪荷重、農業施設、第17巻第2号、pp16-23
- 75)小川秀雄(1991)：畜舎建築に係るいわゆる安全基準について、中央畜産会、日本畜産施設機械協会
- 76)小川秀雄(1993)：畜産資材効率利用手引き(施設整備関係法規)、中央畜産会
- 77)トゥールムハメット、干場信司、小川秀雄(1993)：カナダ・日本・中国における畜舎建築に関する建築基準の比較、農業施設学会大会講演要旨、pp85-86
- 78)干場信司、森田 茂、小川秀雄、加茂幹男(1996)：畜舎における人間の滞在強度についてー畜舎に対する建築規制の緩和に向けてー、農業施設学会大会講演要旨、pp38-39
- 79)干場信司、布施和昭、林 淳子、森田 茂(1997)：人間の舎内滞在強度の実態ー畜舎建築規制の緩和に向けて(1)ー、農業施設学会大会講演要旨、pp26-27
- 80)苫米地 司、高倉政寛、干場信司(1997)：畜舎における屋根雪滑落の発生条件についてー畜舎建築規制の緩和に向けて(2)ー、農業施設学会大会講演要旨、pp28-29
- 81)高倉政寛、苫米地 司、干場信司(1997)：屋根雪滑落の発生に及ぼす外気温度特性についてー畜舎建築規制の緩和に向けて(3)ー、農業施設学会大会講演要旨、pp30-31
- 82)小川秀雄、安村 基、岡部 実(1997)：畜舎用木質架構の水平加力実験ー畜舎建築規制の緩和に向けて(4)ー、農業施設学会大会講演要旨、pp32-33
- 83)堆肥舎壁構造の設計事例(1995)、中央畜産会、日本畜産施設機械協会
- 84)向 弘之、小川秀雄、道宗直昭、豊田裕道(1995)：堆肥舎の壁強度に関する研究、農業施設、第26巻1号、pp31-38
- 85)小川秀雄、津下一英、向 弘之、豊田裕道、道宗直昭(1995)：堆肥舎壁面構造の設計事例、農業施設学会大会講演要旨、pp444-445
- 86)森山英樹、豊田裕道、小川秀雄、道宗直昭(1997)：堆肥舎におけるコンクリート壁構造物の耐久性の実態、農業施設学会大会講演要旨、pp36-37
- 87)上野克美、前間千秋(1986)：低コスト畜舎建設の要点、中央畜産会
- 88)建築地方条例通達集(1996)、日本法規出版
- 89)期限付き構造物の設計・施工マニュアル・同解説(1986)、日本建築学会
- 90)鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説(1990)、日本建築学会
- 91)木質構造設計規準・同解説(1995)、日本建築学会
- 92)月刊積算資料1997年1月号、経済調査会
- 93)小川秀雄、大熊武司、中込忠男、上遠野明夫、河合良道(1994)：柱梁溶接接合部の降伏応力度近傍載荷での疲労実験、鋼構造年次論文報告集、第2巻、pp367-374
- 94)小川秀雄、大熊武司、中込忠男、上遠野明夫、下村祥一(1996)：柱梁溶接接合部の降伏応力度近傍載荷での疲労実験II、鋼構造年次論文報告集、第4巻、pp121-128
- 95)河井宏充(1980)：台風時における構造物の応答、第6回風工学シンポジウム論文集、pp209-216
- 96)大熊武司(1989)：強風による鋼構造骨組の累積疲労損傷、配管技術、第31巻5号、pp58-64
- 97)地中押し込み式パイプハウス安全構造指針(1988)、日本施設園芸協会
- 98)園芸用鉄骨補強パイプハウス安全構造指針(1990)、日本施設園芸協会
- 99)畜舎設計規準・同解説(1997)、日本畜産施設機械協会
- 100)施設園芸ハンドブック(1998)、日本施設園芸協会

資料1 本論に使用した量記号の一覧

- A : 断面積 (cm^2)、風力が作用する見付け面積 (m^2)
 A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を定める係数
 b : 板の有効幅 (mm)、ガラスの幅 (cm)
 C : 風力係数、圧縮力 (N)
 C_0 : 標準せん断力係数
 C_1 : ラーメンの減衰係数
 C_2 : 屋根面ブレースの減衰係数
 C_i : i 層の地震層せん断力係数
 D : パイプ外径 (mm)
 D_0 : パイプ内径 (mm)
 d : 地上の垂直最深積雪量 (cm)、柱の傾き度合い (mm)
 d_{07} : 最大7日増分の基本地上積雪深 (cm)
 e : 接合ボルト間の距離 (mm)、
 接合プレート中心から接合プレート縁辺までの距離 (mm)
 e_0 : 接合プレート中心の跳ね出し距離 (mm)
 f : ガラスの許容応力度 (kgf/cm^2)、屋根高 (m、mm)
 f_b : 接合プレートの面外曲げ許容応力度 (N/mm^2)
 f_t : 許容引張り応力度 (N/mm^2)
 f_1 : ラーメンの復元力関数
 f_2 : 屋根面ブレースの復元力関数
 G : 固定荷重 (kgf/m^2)
 H : 棟高 (m、mm)、ハウス高さ (m、mm)、屋根の平均高さ (m、mm)
 h : 肩高 (m、mm)、軒高 (m、mm)、階高 (m、mm)、減衰定数 (%)
 K : 地震荷重 (kgf)
 ${}_r K_e$: ラーメンの弾性剛性 (N/mm)
 ${}_r K_p$: ラーメンの塑性剛性 (N/mm)
 ${}_b K_e$: ブレースの弾性剛性 (N/mm)
 ${}_b K_p$: ブレースの塑性剛性 (N/mm)
 ${}_b K_{ps}$: ブレースのスリップ剛性 (N/mm)
 L : 間口サイズ (m、mm)、間口方向柱間隔 (m、mm)
 l : スエッジ継手の差し込み長さ (mm)、肩部の広さ (m、mm)
 M : 曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
 M_f : 許容曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)

- M_p : 全塑性モーメント (N・m)
 M_y : 降伏モーメント (N・m)
 m : 質点の質量 (kg)
 N : 標準貫入試験打撃回 (N 値)、疲労損傷により耐力低下となる繰り返し回数
 N_{10} : 地中貫入深さ 10 cm に要する打撃回数 (回)
 n_s 、 n_w : 安全度
 P : 風圧力 (kgf/m²)、積載荷重 (kgf/m²)、直線部強度 (N)、荷重 (N)
 P_{max} : 最大荷重 (N/m²、N)、最大強度 (N)
 P_p : 終局荷重 (N/m²、N)
 P_y : 降伏荷重 (N/m²、N)
 P_{y1} : 弾性限度荷重 (N)
 P_{y2} : 降伏荷重 (N)
 ρ : 雪の密度 (kgf/m²/cm)
 ρ_s : 安全度 (%)
 Q : せん断力 (N)
 Q_i : 地上部分 i 層の地震荷重 (kgf)
 q : 速度圧 (N/m²、kgf/m²)、パイプ差し込み部内面に生じる反力 (N/mm²)
 q_c : コーン指数 (kgf/cm²)
 R : 地耐力 (tf/m²)、接合ボルトの許容せん断耐力と接合プレートの支圧耐力の小さい方の値 (N)
 R_s : 積雪荷重に関する再現期間換算係数
 R_w : 風荷重に関する再現期間換算係数
 R_t : 振動特性係数
 r : 質点の位置、再現期間 (年)
 r_u : 建物の使用期間 (年)
 S : 積雪荷重 (kgf/m²)、屋根上積雪荷重 (kgf/m²)、地上積雪荷重 (kgf/m²)
 T : 吹上力 (N)、引張力 (N)
 t : パイプ肉厚 (mm)、板厚 (mm)、ガラスの厚さ (mm)
 Δt : 時刻歴応答の刻み間隔 (sec)
 U_0 : 基本風速 (m/sec)
 V : 設計用風速 (m/sec)、冬季平均風速 (m/sec)
 V_s : S波の伝達速度 (m/sec)
 W : 風荷重 (kgf/m²)
 W_i : i 層から上の合計重量 (kgf)
 w : 安全構造基準に示された設計荷重 (kgf/m²)
 \ddot{x}_r : r 点柱頭の絶対加速度 (cm/sec²)

- \dot{x}_r : r 点柱頭の絶対速度 (cm/sec)
 x_r : r 点柱頭の絶対変位 (cm)
 Z : 断面係数 (cm³)、地震地域係数
 Z_p : 塑性断面係数 (cm³)
 \dot{z}_r : 地震波の地動速度 (cm/sec)
 z_r : 地震波の地動変位 (cm)
 α : 柱の傾き角度 (rad)、屋根面ブレースの剛性比率
 β : パイプ外径に対するスエッジ継手差し込み長さの比率
 δ : 各層の水平変位 (mm)、たわみ制限値 (mm)、変位 (mm)
 δ_x : 肩部水平変位 (mm)
 δ_y : 棟部鉛直変位 (mm)
 μ_b : 屋根形状係数
 σ : ガラスの応力度 (kgf/cm²)、設定応力度 (N/mm²)、载荷応力度 (N/mm²)
 $\Delta\sigma$: 疲労実験の载荷応力度範囲 (N/mm²)
 σ_{max} : 引張り強さ (N/mm²)
 σ_x : 軸方向応力度 (N/mm²)
 σ_y : 降伏応力度 (N/mm²)、許容応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

資料2 鉄骨補強パイプハウスの柱はり接合部

許容曲げモーメントの計算方法

間口方向をラーメン構造とする園芸施設の場合は、柱はり接合部が曲げモーメントを伝達できなければならない。また、園芸施設では農業者が手軽に組み立てできるように、柱はり接合部には普通ボルトを使用することが多い。鉄骨補強パイプハウスにおいて、間口方向をラーメン構造として普通ボルトを使用した接合方法には、引張ボルト接合型とせん断ボルト接合型の二種類がある。それぞれの接合部について、実験時の状況をもととした許容曲げモーメント計算方法は以下のように考えられる。

(1) 引張ボルト接合型の許容曲げモーメント

この型は、柱をはさんで左右のはり端部に溶接された接合プレートを、ボルトで締付けることによってはり固定される。はりに曲げモーメントが加わると、図-1のようにボルト断面に引張力が、接合プレートの柱と接触している下部縁辺に圧縮力が生じて抵抗する。この種の接合方法は初期たわみは少ない。しかし、これはボルトの締付力に左右され、曲げモーメントの伝達も明確ではない。特に図-1 (a) の型は、最初から柱と接合プレートとの摩擦力ではりが固定されるため、ボルトのゆるみに一層の注意が必要である。

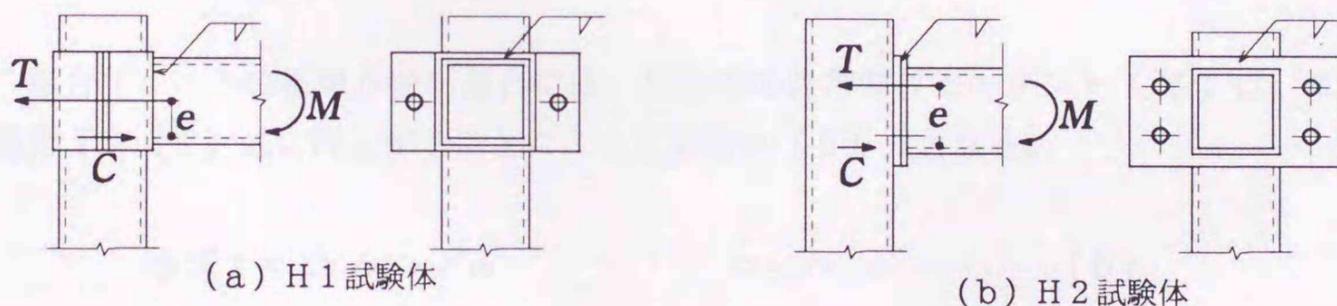


図-1 引張ボルト接合型の事例

この接合形式をモデル化した図-2をもとに許容曲げモーメントを導く。この接合形式の接合しているはりからの曲げモーメント (M) は (1) 式となる。

$$M = T \times e \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 T : 2本のボルトに働く引張力
 e : 縁辺圧縮力の合力
 C と T との偏心距離

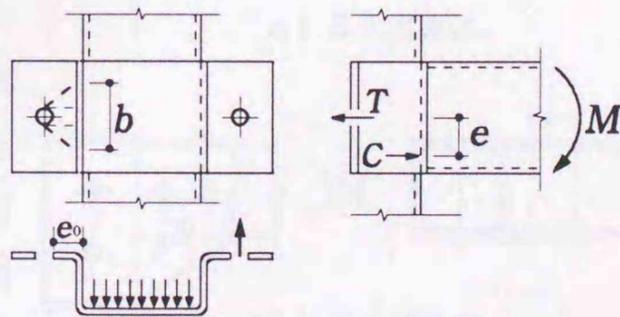


図-2 引張ボルト接合型のモデル化接合部

また、片側のボルト1本の引張力 ($T/2$) による、接合プレートの跳ね出し根本部の曲げモーメント (M_0) は、跳ね出し距離を e_0 とすると (2) 式となる。

$$M_0 = T \times e_0 / 2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

なお、接合プレート部分のプレート面外曲げによる許容曲げモーメントは、プレートの板厚方向の断面係数を Z 、プレートの面外方向の許容曲げ応力度を f_b とすれば (3) 式となる。

$$M_0 \leq Z \times f_b \quad \dots\dots\dots (3)$$

したがって、(2)、(3) 式より、接合プレートの面外曲げに許容される曲げモーメントとしてボルト引張力を求めると (4) 式となる。

$$T \leq 2 \times Z \times f_b / e_0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 Z : 板厚方向の断面係数 ($= b \times t^2 / 6$)

t : 接合プレートの板厚

b : 接合プレートの曲げに効果となる有効幅

接合プレートの板厚が薄い場合には、接合部の許容曲げモーメント (M_f) は、この引張力 T を (1) 式に代入することによって求めた (5) 式となる。

$$M_f \leq 2 \times Z \times f_b \times e / e_0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

(2)せん断ボルト接合型の許容曲げモーメント

せん断ボルト接合型は、図-3のように角形パイプにボルトを貫通させて締め付ける。この型は、角形パイプの変形で十分な締め付けができず、また、ボルト孔のクリアランスも大きい。ため、初期曲げたわみが大きくでる。また、ボルト軸には、せん断力のほかに角形パイプ間の曲げモーメントが生じるなど、十分な強度が期待できないことが多い。しかし、力の流れは明確であり、信頼のできる接合方法である。この接合形式の曲げモーメントは一般的な計算方法である (6) 式が適用できる。

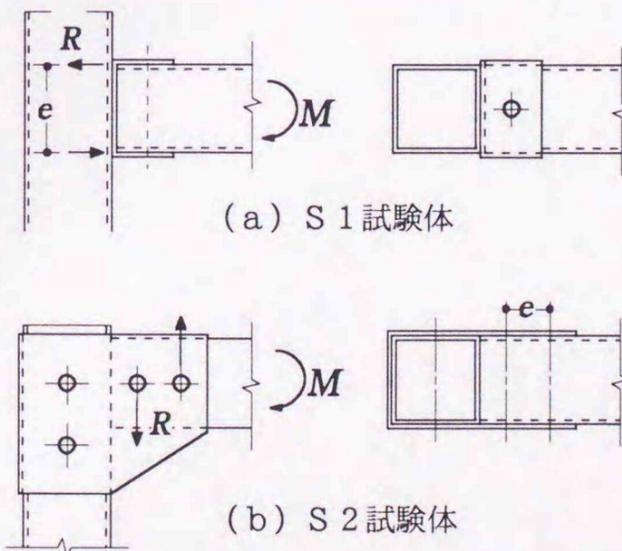


図-3 せん断ボルト接合型の事例

$$M_r \leq R \times e \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 R : ボルトの許容せん断耐力 (R_s) と板の支圧耐力 (R_t) の
どちらか小さい方の値。

e : ボルト間距離

5. 当該地域に多雪区域がある場合、雪おろしの低減を採用していますか？

1. 全ての建物について無条件で採用している。
2. 条件付きで採用している。

※ その場合の条件内容を教えてください。

- a. 人が居住している場合のみ採用している。
- b. その他（条件を下の〔 〕に記入して下さい。）

〔

〕

3. 採用していない。（理由を下の〔 〕に記入してください。）

〔

〕

〔風圧力に関して〕

6. 速度圧について、地域の実状に応じた割増しや低減を採用していますか？

1. 割増しを採用している。
2. 低減を採用している。
3. 地域に応じた割増しや低減を採用している。
4. 採用していない。

※ 1～3に回答の場合はその該当資料を送付して下さるか、概要を下に記入して下さい。

〔

〕

〔建築確認申請について〕

7. 建築確認申請を必要とする建築物の条件はどのようになっていますか？

1. 法で定められた一定規模条件の建物について義務づけている。
2. 知事の指定により、ある区域の建築物について、全て義務づけている。
（指定区域の詳細を記入してください。）

〔

〕



Inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

