スパン直交方向水平力を受ける大スパン2層立体トラスの 静的模型実験

合せ扇形平面でライズを有する大スパン立体トラスに関する研究 (その2)

STATIC TEST OF A MODEL OF A LONG-SPAN DOUBLE-LAYER SPACE TRUSS UNDER TRANSVERSE DIRECTIONAL HORIZONTAL LOAD

Long-span space truss with a rise and a semicircle-connected plan (Part 2)

堀 昭夫*, 島崎和司**, 和田 章***

Akio HORI, Kazushi SHIMAZAKI and Akira WADA

A 1/100 scale model of a double-layered space truss designed for a long-span retractable roof was tested under transverse directional horizontal load. Its rise-span ratio is about 0.20 and members were made of copper pipes.

A preliminary study on a lattice member buckling in a simple truss showed that its strength was almost the same as if both ends were fully fixed.

In the overall model test, lattice bucklings were first observed with the chords becoming buckled or damaged later. The overall strength calculated from a macroscopic model around the above mentioned portion concurred well with the experimental results.

Keywords : space truss, static test, double layer, rise, horizontal load, maximum strength

立体トラス, 静的実験, 2層, ライズ, 水平力, 最大耐力

1. はじめに

スパンが100~200 m程度の空間に屋根を設ける場合の架構形式として、立体トラスにライズを与える方法がある。この場合、トラスを複層にすると構造的には有利となる。前報¹⁾でも述べたが、複層立体トラスについてはこれまで数多くの研究がなされてきた。しかしライズを有する複層立体トラスに関しては、1方向大スパン2層円筒トラスの地震応答解析を行った研究²⁾が見られる程度であり、実験的研究はほとんど見あたらなかった。このため筆者らは前報で、そのようなトラスの1例として、開閉ドーム試設計³⁾の屋根トラスを模擬した、平面が合せ扇形の模型試験体を作成して、静的実験を行った。荷重には、試設計で厳しかった非対称鉛直力を用いた。その結果、弦材の弾塑性座屈が先行する場合の知見が得られた。

しかしライズを有する複層立体トラスの挙動は複雑であり、1方向のみに支持された大スパントラスにスパン

直交方向の地動が作用した場合、スパン方向にねじれた変形状態となることが報告されている²⁾。したがって前報の立体トラスにスパン直交方向の水平力が作用した場合にも、ねじれが生じて3次元的に複雑な挙動を示すことが考えられる。また上記水平力を作用させた場合には、崩壊形が前報に比べてより複雑になるか、もしくは全く異なることも考えられ、前報とは異なる弾塑性性状を示すと考えられる。また前報の実験結果からは巨視的な崩壊形が容易に設定できたが、それが容易でない場合も十分考えられる。また部材がごく規則的に配された複層トラスでは、面内せん断があまり問題とならないのに対し、前報のトラスは一部でラチス材が省略されており、面内せん断が問題になることも考えられる。

本論では前報と同様の、合せ扇形平面でライズを有する2層立体トラス模型試験体に対し、試設計で厳しかったもう1つの荷重であるスパン直交方向の水平力を作用させて、静的繰返し実験を行う。ただし試験体の架構形

* ハザマ技術研究所 研究員・工修

** ハザマ技術研究所 主任研究員・工修

*** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Research Engineer, Technical Research Institute, Hazama Corp., M. Eng.

Senior Research Engineer, Technical Research Institute, Hazama Corp., M. Eng.

Prof., Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

(a) specimen

(b) test results

図—1 予備試験

表—1 使用部材断面と素材試験結果

nominal section	D (mm)	t (mm)	E (MPa)	$\sigma_{0.2}$ (MPa)	σ_{max} (MPa)	e_{max} (%)
φ-5.0x0.5	4.97	.484	125000	47.5	229	56
φ-4.0x0.5	3.97	.502	130000	49.3	231	53
φ-3.5x0.5	3.46	.473	127000	47.2	230	51
φ-3.5x0.3	3.48	.268	120000	58.4	232	—
φ-2.5x0.25	2.48	.221	112000	44.0	>217	—
φ-2.0x0.25	1.97	.238	117000	56.3	241	44

D: 外径 t: 管厚 E: 弾性係数
 $\sigma_{0.2}$: 0.2%オフセット耐力 σ_{max} : 最大耐力 e_{max} : 伸び

状が複雑なため、まず部分架構のみの予備試験を実施し、その挙動を検討する。次に、合せ扇形の試験体に対する実験を行い、その挙動を調べ、巨視的な崩壊形を設定した時の耐力を計算して、実験結果と比較検討する。

2. 予備試験

2.1 予備試験

合せ扇形の試験体に対しスパン直交方向に水平力を載荷すると、前報の実験結果とは異なり、ラチスの座屈が先行することが考えられた。そこでこの場合のラチスおよび部分架構の挙動を調べるための予備試験を行った。

試験体は、合せ扇形試験体の代表的部分架構である4角錐形のトラスとした。試験体の概要および部材の公称断面を図—1(a)に示す。部材には前報および本論の合せ扇形試験体と同一ロットの既製鋼管を使用した。表—1に使用断面の寸法と素材試験結果を、後出の合せ扇形試験体の場合とともに、まとめて示す。部材の接合方法は、前報および本論の合せ扇形試験体と全く同様であり、

図—2 接合方法の詳細

(a) typical type

(b) another type

写真—1 予備試験の座屈状況

接合部を一边12 mmの銅立方体（以下サイコロと呼ぶ）で置換して、部材をろう付けした。接合方法の詳細を図—2に示すが、ラチスは「く字形インサート」を介したろう付けを行った。

載荷は、底面のサイコロの1つに水平力を作用させて底面をせん断変形させ、計4本のラチスのうち対角の2本が圧縮されるようにした。ただし反力をとるため底面の全鉛直変位と一部の水平変位を拘束した（図—1(a)参照）。試験体数は3体とし、いずれも単調載荷した。載荷点では、サイコロのねじ穴にねじ棒を浅く差し込み、それを引張って加力した。

予備試験の荷重—変位曲線を図—1(b)に実線および破線で示す。対角の2本のラチスの座屈が想定されたが、片方のラチスでのみ座屈波形が観察された場合（図中の実線および写真—1(a)）が多かった。この場合は、両ラチスで座屈波形が観察された場合（図中の破線および写真—1(b)）に比べて全体変形が小さかった。ラチスの座屈以後は、ほぼ0であった頂部下向変位が急激に増加した。なお座屈波形が片方だけで観察された場合には、頂部の回転も見られた。座屈したラチスの塑性ヒンジ位置は、「く字形インサート」（図—2参照）が断面性能に寄与するため、材端ではなくインサートのラチス側端であった。

2.2 ラチスの座屈形式と座屈耐力

予備試験におけるラチスの座屈形式について検討する。まず底面のサイコロは回転固定として問題ないと考えられる。一方、頂部サイコロの回転も、2本のラチスが同時に同様な座屈を開始すると仮定すれば、固定と考えることができる。いま、試験体を座屈開始以後で他材の材長変化が無視できるトラスと考える。このときラチス両端のサイコロの相対並進変位増分の向きは、試験体の形状から、加力方向に1縮んで鉛直方向に1.33縮む方向となる^(註1)。この方向とラチス部材軸の交角は約26°

である。したがってラチスの座屈は図-3(a)に示すような、材軸と斜交する強制相対変位による座屈と見なすことができる。なお図中の L_i はインサート部分を除いた内法長さを示す。

この場合のラチスの座屈について、前報と同様の方法により、線素の応力-ひずみ関係に基づく座屈解析を行った。ラチスを材軸方向に約30の線要素に分割し、各要素端では1/2断面を12の線素で置換した。 $L_i/1000$ 程度の初期たわみを仮定し、図-3(b)に示す境界条件を設定して、強制変位を与えた。得られた等価軸応力(軸力/断面積)と等価軸ひずみ(軸変位/内法長さ L_i)の関係を図-4(a)に実線で示す。ところがこの結果は、上記の26°の斜交を全く無視した場合ときわめてよく一致し、同図では両結果(共に実線)を区別できない。したがって予備試験のラチスの座屈では、斜交の影響を無視することができ、単純に、横移動を拘束した両端固定座屈を考えればよいと言える。斜交を無視して結果に差が見られなかった理由については、考えられることを注2)に記す。比較のため両端固定で横移動を自由とした場合の結果を同図に点線で示すが、横移動を拘束した場合の結果(実線)とは大きく異なる。またラチスの断面を $\phi-2.0 \times 0.25$ でなく $\phi-2.5 \times 0.25$ とした場合の解析結果を図-4(b)に示すが、同様に斜交の影響は無視できる。合せ扇形試験体ではラチスの内法長さ L_i が場

表-2 ラチスの座屈耐力解析値

		buckling strength (MPa)	
		$\phi-2.0 \times 0.25$	$\phi-2.0 \times 0.25$
clear length Li(mm)	30	69.6	76.4
	32.5	65.8	70.8
	33.7*	64.2	68.5
	35	62.6	66.0
	37.5	59.9	61.8
	40	57.7	58.3

*: typical Li

所により変化するので、異なる L_i に対する、横移動を拘束したときの座屈耐力を表-2に示す。

2.3 予備試験の簡単な解析

試験体を軸力が支配的なトラスと考え、弦材の材長変位を無視して、図-4(a)実線のラチスの軸力-軸変位関係から、ピラミッド試験の荷重変位関係を計算した。ただし2本の圧縮ラチスのうち1本には同関係をそのまま適用し、他の1本は最大耐力に達した直後に除荷されると仮定した。なお荷重には、底面の曲げ架構としての負担分を別途計算して加えたが、この負担分は試験体の最大耐力時で約10Nであった。得られた荷重-変位曲線を図-1(b)に点線であわせて示す。解析結果は、1本のラチスだけで座屈波形が観察された実験結果(実線)とよく対応している。これから前項のラチス座屈形式の仮定は妥当であると判断される。また部分架構が底面内にせん断変形する場合の耐力は、両端の回転および横移動を拘束したラチス単材の座屈耐力により十分よく説明できることがわかる。

3. 直交方向試験

3.1 試験体

試験体は前報と全く同様なので、概要のみを述べる。試験体は、開閉ドーム試設計³⁾の部分屋根にあたる2層立体トラスを縮尺1/100に全型縮小したモデルで、合せ扇形の平面を有する(図-5)。全体寸法は、スパン2200mm・幅約850mm・ライズスパン比約0.20・デプス32.5mmである。試験体架構は、2本の下弦材と1本の上弦材を有する主トラス、および主トラス間を相互につなぐ材から構成される。ただし主トラス間をつなぐラチスは基本的には1列おきのみ配されており(図-5(b))、省略されたラチス配置となっている。試験体部材には、公称断面が最大 $\phi-5.0 \times 0.5$ ~ 最小 $\phi-2.0 \times 0.25$ の計6種の既製銅管を使用した。使用断面の一覧と素材試験結果を前出の表-1に示す。部材の接合は前報および予備試験体と同じ方法で行った(図-2)。なお柱脚では各弦材を固定としたが、主トラスとして見た場合には3本の弦材が1点に集まっておりピンに近いと考えられる。

図-3 予備試験のラチス座屈モード

—— case of fig. 3
(same as laterally fixed)
----- laterally free

図-4 ラチスの座屈解析結果 ($L_i=33.7$ mm)

3.2 加力および計測

前項の試験体に対し、試設計で厳しかった荷重の1つであるスパン直交方向の水平力を作用させて、繰返し実験を行った。荷重分布は、スパン方向にはほぼ様な分布を設定した。これはトラスを弾性と仮定した試設計の応答解析で、質量が小さい上部ほど応答加速度が大きく、スパン直交方向の最大応答慣性力分布が大略的にスパン方向に一樣となったことを参考に、分布を簡略化したものである。

加力は前報と同様のトーナメントの方式によったが、繰返し载荷のためトーナメントを両側に用意した。その平面を図—6(a)に示す。加力には片側のトーナメントのみを使用した。トーナメント自重(2.2 kg)を非加力側のそれと釣合わせて、水平であるべきトーナメント張力に自重が影響しないようにした。トーナメントの先端は、位置を固定したロードセルにつながっており、そこでねじを締めてトーナメントに張力を与えた。試験体側の载荷点は、加力方向側(以後加力側と呼ぶ)の側面にある計16個のサイコロとし、スパン方向にはほぼ一樣となるように、同図(b)に示す比率で载荷した。これらのサイコロの選択にあたっては、試験体を横から見たときに、試験体厚のほぼ中央に水平力が作用するよう注

写真—2 直交方向試験の実験状況

意した(同図(b)参照)。実験状況を写真—2に示す。なおトーナメントは自身の張力によってのみ位置が定まるが、実験時には10~20 Nの小さな荷重で所定位置に収まる状況が確認された。

加力サイクルは、試験体頂部のスパン直交方向変位(以下制御変位と呼ぶ)がスパンの $\pm 1/1000$, $\pm 1/500$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$ に達した時点で各1回ずつ繰り返し、最後は同変位の正側に最終加力した。

計測は前報と同様の方法で行った。変位は、同図(c)

に黒丸で示した上弦材面の計 22 のサイコロの球中心方向変位と、その向きを矢印で示した下弦材面の同数のサイコロの水平変位を変位計により計測した。なお球中心方向変位とは、トラス全体を球殻として見たときに、球の中心方向に向かうような変位とする。ひずみは、図中に太線で示した計 49 の部材の中央にそれぞれ 3 枚のひずみゲージを貼付して軸方向ひずみを計測した。

3.3 実験経過

正加力での主要損傷部材と、最終加力での頂部の主要損傷部材を図-7 に示し、実験経過を以下に述べる。

- ① 最初の 2 サイクル ($\pm 1/1000$, $\pm 1/500$) では目視できる損傷はなかった。
- ② 次のサイクル ($\pm 1/200$) では最初に、両脚部付近で主トラス間をつなぐ計 16 個のピラミッド形の部分のほとんどで、ラチスの座屈が見られた。なお座屈したラチスの位置は、正加力と負加力で異なるものの、いずれもピラミッド形の部分のうち試験体脚部に近い側であっ

た。この座屈は、予備試験のようにトラス面内にせん断力が作用したためと考えられる。

- ③ ②に続いて加力側脚部の 10 本程度の下弦材に損傷が見られた。ただし負加力の場合には制御変位の振幅が正加力より大きいために、次に述べる損傷もいくらか見られた。

- ④ 4 サイクル ($\pm 1/100$) では③の損傷本数が増加し、加力側脚部のやや上方でも下弦材に損傷が見られた。また非加力側脚部の下弦材や、非加力側側面の一部の上弦材にも損傷が見られた。4 サイクル負側の脚部付近の状況を写真-3(a) に示す。

- ⑤ 正側最終加力では、②~④で述べた部材の損傷が著しく増加して全体が沈下した。このときの脚部の状況を写真-3(b) に示すが、弦材が大きく座屈している。

- ⑥ 制御変位約 +40 mm で頂部非加力側の下弦材に座屈が観察された。このあと同部の上弦材も座屈して徐々に耐力が低下した。試験体の最終状況を写真-3(c) に示し、頂部の最終状況を写真-3(d) に示す。損傷が目視された部材総数は全体の 17 % であった。

図-7 直交方向試験の主要損傷状況

3.4 実験結果

荷重と制御変位の関係を図-8 に示す。ただし荷重は、前報と同様に変位計の測定力（スピンドルが押す力）を考慮して、若干の補正を行った。ただし補正量の絶対値は最大荷重の 1.5 % 以下と小さい。図から、

(a) -4 Cycle

(b) Last loading

(c) After test

(d) Top detail

写真-3 直交方向試験の実験経過

最終加力を無視すると正側負側ともに3サイクル(1/100)で最大耐力に達したことがわかる。この場合の耐力は正側1160N, 負側1190Nであった。なお最終加力での正側耐力は1220Nであり, 上記の耐力を若干上回るものの, 差は小さいと言える。またラチスが座屈した後の耐力低下は不明瞭であり, 荷重-変位曲線の形状が履歴吸収に富んだ形となっている。

図-9に最終時の概略変形図を示す。実線が初期状態, 点線が最終時の変形を1倍したものに对应する。変形はほぼ左右対称となっている。加力側の脚部が外にせり出したこと, 非加力側の脚部は逆に内へ倒れたことがわかる。また全体の沈下が見られ, 沈下量は頂部ほど大きい。

図-10に中央やや上部の球中心方向変位(図-6(c)のd1, d2)と制御変位の関係を示す。塑性化により上部の沈下が発生し, 繰返しにより累加されたことがわかる。これは, 合せ扇形平面の場合に加力側の主トラスが圧縮力を受けるが, その脚部の損傷が非加力側のそれより大きかったために, 加力側で負担していた力が中央へ流れたことが原因と思われる。

図-11にねじれ回転と制御変位の関係を示す。ただしねじれ回転は, 計4つの高さで測定した球中心方向変位(図-6(c)参照)の, 加力側と非加力側の差を両側

定点間の距離で除して求めた。符号は正加力側が浮き上がる方向を正とした。各高さにおけるねじれ回転(上から順にrot.1~rot.4と呼ぶ)は, 図-6(c)の左右両側ともほぼ同じであった。図から3サイクルまでは, 頂部を除いて, 加力側主トラスが浮き非加力側が沈む方向にねじれが生じたことがわかる。これは立体的な試験体形状に起因すると考えられる。いま頂部のねじれに対する拘束効果が大きく, 頂部がねじれずに加力方向に移動したと仮定すると, 脚部の位置が固定されているため加力側主トラスの全長は短くなり, 非加力側では逆に長くなる。これに伴って, 加力側では主トラスのアーチの曲率が増加し, 非加力側では逆に減少する。このため上記のねじれが生じたと考えられる。一方, 損傷が大きかった4サイクル以降では, 頂部でこれと逆方向のねじれ回転が起きている。これは加力側の脚部が大きく外にせり出したために, 加力側主トラス全体が沈下したことが原因と考えられる。

図-12に正加力側主トラスの面外曲げモーメントを示す。なお面外曲げモーメントは, 弦材中央の軸ひずみに前報で定めた応力-ひずみ関係モデルを仮定して弦材軸力を求め, これに主トラス図心までの距離を掛けて求めた。なお図中の実線は初期形状およびモーメントが0

図-8 直交方向試験の荷重-変位曲線

図-9 最終時の概略変形図 (1倍)

図-10 中央やや上部の球中心方向変位

図-11 直交方向試験のねじれ回転

図-12 正加力側主トラスの面外曲げモーメント

図-13 正加力側のラチスの負担せん断力

の場合を示す。図から損傷程度が大きい3サイクル正側（破線）では、中下部で曲率増加方向の曲げが生じ、上部では逆に減少方向の曲げが生じたことがわかる。一方、損傷程度が大きい最終加力の制御変位+25 mm 時点（点線）では、前述の脚部の塑性化と外へのせり出しに対応して、反曲点位置が低下し、脚部以外では曲率減少方向の曲げとなったことがわかる。

図-13に、ひずみゲージを貼付した正加力側のラチスの負担せん断力と荷重の関係を示す。図中の実線は、図-6(c)中のd1のやや左側にある太線のラチスのうち、主トラス間をつなぐ4本の軸力のスパン直交方向成分を集めたものを示す。点線は、この4本と同じ高さにある主トラス内部にある計5本でのそれを示す。図の横

軸は、この高さより上部に作用させた水平力の1/4にあたる、荷重の0.11倍をとった。したがって加力側と非加力側の相違（図中の正側と負側の相違）が小さければ、実線または点線の傾きが、この高さでの主トラス間ラチスまたは主トラス内ラチスの荷重分担率に対応する。図から弾性時の荷重分担率は、主トラス間ラチスが約95%であるが、主トラス内ラチスは約-20%となっており、逆せん断を受けたことがわかる。また脚部が損傷を受けた3, 4サイクルでは、分担率がそれぞれ80%程度、-30%程度と、いずれも数値が減少したことがわかる。ただし実験時の損傷がここより下部に集中したため、分担率の変化はあまり大きくない。一方、頂部弦材が座屈した最終加力では、分担率に極端な変化が見られる。

4. 直交方向試験の巨視的な耐力計算

脚部全体の巨視的な平面モデルを設定し、その耐力を計算して実験値と比較検討する。

4.1 脚部全体の巨視的モデル

試験体の下部では主トラス間をつなぐラチスが1列おきに配され、ラチスの全体配置が規則的な格子状となっている。そこでまずトラスの面外曲率を無視し、X字形を形成するラチス4本とその両側の下弦材をまとめて、1つの梁に置換する。このとき脚部全体のモデルは図-14(a)に示すような格子骨組となる。次にこの格子骨組の形状を長方形になおして、同図(b)に示す水平力 Q_1 , Q_2 を作用させる。主トラスを表す梁（以後は主トラス梁と略す）のモーメント分布を同図中に示すが、このとき、

$$\sum_i M_{ai} + \sum_i (M_{bi} + M_{ci}) = (Q_1 + Q_2)L_1 + Q_2L_2 \cdots (1)$$

が成立する。ここに M_a , M_b , M_c は同図(b)に示す主トラス梁の材端モーメントを、 L_1 , L_2 は主トラス梁の長さを、添字 i は主トラス梁の番号を示す。ただし M_a ,

図-14 脚部全体の巨視的モデル

M_b , M_c の向きは図中の方向を正とする。なお同図 (b) のモデルを用いると、トラス梁-トラス梁接合部が逆せん断を受けることから、実験で主トラス内ラチスが逆せん断となったことを容易に説明できる。

主トラス梁の長さ L_1 , L_2 は、同図 (c) に示すように定めた。まず主トラス梁の断面図心上にあって、最も柱脚側で直交方向のトラス梁と交わると見られる点 A を求めて、A から柱脚までの長さを L_1 とした。次に同図図心上にあって、柱脚側から 2 番目の直交方向のトラスに接すると見られるフェイス位置 B を求めて、A-B の長さを L_2 とした。なお図では L_1 , L_2 を表す線分の方が一致しないが、2 つの方向の平均を基準にとると、ずれは約 10° と小さい。そこで方向の相違を無視して L_1 , L_2 を上記の長さのまま、

$$L_1=136.3, \quad L_2=130.5 \text{ (mm)} \cdots \cdots (2)$$

とした。

4.2 巨視的モデルの耐力

まず、最も柱脚側で主トラス間をつないでいる、実験で最初に損傷を受けたピラミッド形の部分のせん断耐力を計算する。同部分の形状は実際には底面が台形であるが、簡単のため長方形とし、軸力のみを負担するトラスとして考える。トラスに図-14(d) に示すようなせん断力 q を作用させると、 q と図中のラチス軸力 p の関係はトラスの形状から下式のようになる。

$$q=1.41 \cdot p \cdots \cdots (3)$$

なお予備試験の解析では底面の負担分を考慮したが、ここで問題となる弦材は $\phi-2.0 \times 0.25$ であり、予備試験より細くかつ内法が長い。底面の耐力は予備試験の 4 割程度と小さくなるので、ここでは無視した。

同部分のラチスの軸耐力 p_u は、2.2 および 2.3 の結果から、両端の横移動および回転を拘束したときの座屈耐力として計算できる。内法長さ 36.8 mm のときの耐力を表-2 の値を補間して求めると、

$$p_u=98.9 \text{ (N)}, \quad (i=1, 9 \text{ の主トラス梁に接する 2 箇所})$$

$$78.9 \text{ (N)}, \quad (\text{上記以外の 6 箇所}) \cdots \cdots (4)$$

となる。これより主トラスをつなぐ部分のせん断耐力 q_u が、式 (3) の p に式 (4) の p_u を代入して得られる。

一方、図-14(b) のモデルで、最も柱脚部で主トラス間をつなぐピラミッド形の部分のせん断耐力がすべて耐力 q_u となった場合を考えると、同図 (b), (d) の架構形状から

$$\sum_i (M_{ai} + M_{bi}) = 99.6 \sum q_u \cdots \cdots (5)$$

が成り立つ。なお実験ではピラミッド形の部分のラチスの座屈に伴って、予備試験と同様な頂部の相対的沈下が見られ、主トラス間距離の変化は特に観察されていない。

上式に 8 カ所の q_u の値を代入すると、

$$\begin{aligned} \sum_i (M_{ai} + M_{bi}) &= 99.6 \times 1.41 (98.9 \times 2 + 78.9 \times 6) \\ &= 94\,300 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \cdots \cdots (6) \end{aligned}$$

が得られる。

次に、軸力を無視した時の主トラス梁の曲げ耐力 M_{ui} を下弦材座屈耐力と両下弦材間の距離 40 mm の積として計算する。ただし座屈耐力には、1 端が固定で、他端ではラチスの回転拘束を考慮した、前報の弦材座屈耐力解析値を用いる。このとき、

$$M_{ui}=7\,880 \text{ (N} \cdot \text{mm)}, \quad (i=1, 9 \text{ で柱脚に接しない場合})$$

$$6\,200 \text{ (N} \cdot \text{mm)}, \quad (\text{それ以外}) \cdots \cdots (7)$$

であるから、その総和 $\sum M_{ui}$ は次の値となる。

$$\sum_i M_{ui}=7\,880 \times 2 + 6\,200 \times 7 = 59\,200 \text{ (N} \cdot \text{mm)},$$

(柱脚に接しない場合)

$$= 6\,200 \times 9 = 55\,800 \text{ (N} \cdot \text{mm)},$$

(柱脚に接する場合) $\cdots \cdots (8)$

一方、 $\sum M_{ui}$ と $\sum M_{ai}$ の関係は、図-14(c) の a 点から柱脚までの距離を L_1^* とすると、

$$\sum M_{ai} L_1^* / L_1 \leq \sum M_{ui} = 55\,800 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \quad (9)$$

と考えればよい。また、図-14(c) の b 点から A 点までの距離を L_2^* とし、b 点に対応する位置での図-14(b) の主トラス梁の曲げモーメントの総和を $\sum M_{ci}^*$ とすると、

$$\sum M_{ci}^* \leq \sum M_{ui} = 59\,200 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \cdots \cdots (10)$$

と考えてよいだろう。この場合、式 (1) は、

$$\sum_i M_{ai} + \sum_i (M_{bi} + M_{ci}^*) = (Q_1 + Q_2) L_1 + Q_2 L_2^* \quad (11)$$

と修正される。なお L_1^* , L_2^* の値は試験体形状から、

$$L_1^*=91.8, \quad L_2^*=86.5 \text{ (mm)} \cdots \cdots (12)$$

となる。

以上より、脚部全体の耐力が、式 (2), (6), (9) ~ (12) を用いて計算できる。最初に主トラス梁が B 点を境に曲げ降伏して、式 (10) の等号が成り立つ場合の耐力を計算する。式 (11) に、式 (2), (6), (10), (12) を代入すると、

$$Q_2 + 0.612 Q_1 = 689 \text{ (N)} \cdots \cdots (13)$$

となる。いま、実験の荷重を Q とし、実験時の水平力の作用点を考慮すると、 Q_1 , Q_2 はほぼ、 $0.05 Q$, $0.42 Q$ に相当すると考えられる。これを上式に代入すると、主トラス梁が B 点を境に曲げ降伏するときの巨視的な耐力 Q_{ub} が、

$$Q_{ub}=1\,530 \text{ (N)} \cdots \cdots (14)$$

と計算される。

一方、主トラス梁が a 点で曲げ耐力に達して、式 (9) の等号が成り立つ場合には、式 (11) を、

$$\sum_i M_{ai} = (Q_1 + Q_2) L_1 \cdots \cdots (15)$$

と修正して、 $Q_1 + Q_2 = 0.5 Q$ として考えればよい。このとき上式に式(9)、(12)を代入すると、主トラス梁がa点と柱脚の間で曲げ降伏するときの巨視的な耐力 Q_{ua} が、ピラミッド形の部分のせん断耐力 q_u とは無関係に、

$$Q_{ua} = 1220 \text{ (N)} \dots \dots \dots (16)$$

と計算される。この耐力は、実験の最終加力を除いた最大耐力である正側 1160 N、負側 1190 N とよく一致している。

ただしこの耐力 Q_{ua} は、主トラス梁が柱脚部直上の部分で曲げ降伏した場合に対応するため、主トラス間をつなぐ部分のせん断耐力 q_u には関係していない。一方、 Q_{ub} は、せん断耐力 q_u と関係があるが、 Q_{ua} より約 25 % も大きい。これから、実験で見られた同部分のラチスの座屈が、最大耐力には大きく関与しなかった可能性が考えられる。実験経過および結果での弦材の損傷は、柱脚に接する下弦材で最も大きかった。また得られた荷重—変位曲線は、ラチスの座屈による全体の耐力低下が不明瞭で、予備試験の結果とは異なる傾向を示した。これらのことから考えて、試験体の崩壊形は、柱脚直上部分での主トラスの巨視的な曲げ降伏によると考えられる。これに対し、実験時の最初の大きな損傷である主トラス間をつなぐ部分のラチスの座屈は、必ずしも巨視的な崩壊形には関与していない可能性が考えられる。

なお試設計³⁾のうち試験体と対応する部分屋根について、上記の巨視的な耐力 Q_{ua} を計算したところ、 Q_{ua} を屋根質量で除した値が大略 1500 cm/sec² となった。ただしこれには、試設計において屋根脚部を7層建物の最上階で支持し、地表面近くで支持した場合と比べてより大きな設計用地震力を屋根部分に設定したことが関係している。

5. まとめ

前報と同じ合せ扇形平面でライズを有する2層立体トラス模型試験体に対し、スパン直交方向水平力を繰返し載荷して、静的実験を行った。

最初に予備試験として、代表的部分架構であるピラミッド形の試験体に、その底面をせん断変形させるような力を加えた実験を行った。実験結果および解析的な検討から、この場合のラチスの座屈は材軸と斜交する強制相対変位によると考えられるが、斜交の影響は小さく、横移動を拘束した両端固定座屈と考えて問題ないことがわかった。

次に、合せ扇形の試験体のスパン直交方向に繰返し水平力を作用させた実験を行った。最初に最も脚部側で主トラスをつなぐピラミッド形の部分のラチスに座屈が観察された。続いて、両脚部で弦材の損傷および座屈が観察された。スパン方向に非対称な変形は特に見られな

かった。荷重—変位関係では、ラチスの座屈による全体の耐力低下が不明瞭であった。立体的な試験体形状に起因するスパン方向のねじれ、および繰返しに伴う試験体全体の沈下が見られた。主トラス内部のラチスでは逆せん断が認められた。最後は頂部の弦材が座屈して徐々に耐力が低下した。

実験で損傷の大きかった脚部付近について、巨視的なモデルを設定し、その耐力を計算した。巨視的なモデルでは、各主トラスを梁に置換して、最初に損傷を受けたピラミッド形の部分のせん断耐力、および置換した梁の曲げ耐力から、脚部全体の耐力を計算した。得られた巨視的な耐力計算値は実験結果とよく一致した。また計算結果から、試験体の巨視的な崩壊形が柱脚直上部分での主トラスの巨視的な曲げ降伏によると考えられ、最初に見られたラチスの座屈は最大耐力にあまり影響せず、必ずしも巨視的な崩壊形には関与していないことが考えられた。本検討結果は1例ではあるが、立体的に複雑な全体形状を有し、一部でラチスが省略された2層立体トラスに水平力が作用した場合でも、実験結果に対する巨視的な説明がある程度可能であることがわかった。

参考文献

(複層立体トラスに関してはこれまで多くの研究がなされているが、他の文献については前報にまとめて示した)

- 1) 堀 昭夫, 島崎和司, 和田 章: 非対称鉛直力を受ける大スパン2層立体トラスの静的模型実験, 日本建築学会構造系論文報告集, pp.105~113, 1992.6
- 2) 和田 章, 向 秀元: 一方向大スパン複層円筒トラス構造物の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, pp.87~96, 1990.7
- 3) 堀 昭夫, 宇野哲生ほか: リボン形平面の屋根を有する開閉ドームの試設計 (その1—その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1337~1342, 1990.10

注

- 1) 強制相対変位の方向について

座屈開始以前のトラス形状の変化と、座屈開始以後の他材の材長変化が無視できれば、底面が変形角 γ だけせん断変形しても引張ラチスの材長は変わらないので、試験体形状および図-1(a)の支持条件から、

$$(86.5/2)^2 + (40/2)^2 + 32.5^2$$

$$= (86.5/2 + \gamma \times 40/2)^2 + (40/2)^2 + (32.5 - \delta v)^2$$

としてよい。ここに δv は頂点の下向鉛直変位 (mm) とする。 γ および δv が小さいとすれば、上式は、

$$\delta v \div 1.33 \times (20 \gamma)$$

となる。上式の 20γ はラチス両端の加力方向相対変位と等しいので、圧縮ラチスの両サイコロ間の相対変位方向は、加力方向に1縮んで、鉛直方向に1.33縮む方向とみることができる。

さらに圧縮ラチスの材軸方向ベクトル (86.5/2, 40/2, 32.5) と、その変化方向 (-1, 0, -1.33) の内積から、材軸と相対変位方向の交角を求めると、約 26° が得られ

る。

- 2) 相対強制変位の方向が座屈に影響しなかった理由として考えられること

① 図—3の座屈では、座屈以前に実線のような逆対称曲げが生じている。このとき部材内の接線剛性がほぼ一様として、せん断変形を無視した梁の微小変形理論を用いると、曲げによる縁ひずみと軸ひずみの比が $3(D/L_i) \tan \theta$ となる。ここに D は断面の外径、 θ は材軸と強制相対変位の交角を示す。ところが、本例（図—4(a) 実線の解析）ではこのひずみの比が 0.09 と大きくないこと、弾塑性座屈では断面内で除荷が生じる以前の断面内の軸応力度のばらつきがひずみのそれより小さいこと、の 2 点に着目すると強制変位による曲げモーメントはあまり大きくないと考えられる。

② 図—3に実線で示した曲げたわみ形は、横移動を拘束した両端固定座屈のそれとは直交しているとみられる。このような座屈に対して、同図の曲げたわみは影響が小さいと考えられる。

③ 図—3の座屈では材端力の向きが必ずしも一定ではない。しかし両端のモーメントが十分小さいか、横移動を拘束した両端固定座屈の場合のように両端とも同方向に凸で絶対値が等しい場合には、材端力の方向は材両端を結ぶ方向に一致する。この場合には、材軸方向と相対強制変位方向の相違が座屈に影響しなくなる。本例の解析では、材端力の部材軸直交方向成分は座屈耐力の 0.2 % 以下であり小さかった。

(1992 年 7 月 10 日原稿受理, 1992 年 10 月 26 日採用決定)