【論文】

UDC : 624. 023. 85 : 624. 02 : 624. 042. 7 : 620. 1

日本建築学会構造系論文報告集
第 365 号・昭和 61 年 7 月

鉄骨トラス骨組の復元力特性と耐震性評価方法

—トラス構造物の耐震性に関する研究(2)—

正会員 鈴木 敏 郎*
正会員 久保 寺 勲**
正会員 小 河 利 行***

§1. 序

前報¹⁾で報告した鉄骨トラス部材の耐力と塑性変形性状の結果を踏まえて、ここではトラス部材により構成される骨組の実験を行い、トラス骨組の復元力特性を調べる。トラス骨組の場合も、トラスばりと同様に荷重-変形関係は、単純化されたモデル化特性で説明できることを示し、それを用いて鉄骨トラス構造物の耐震性を評価する方法を提案する。

実験で対象とする骨組は、はり部分がトラスによって構成される一層一スパンの骨組で、柱には充腹材を用いている。もち論、柱とはりの耐力バランスは、トラスばりの破壊が先行し、柱は全実験行程中、常に弾性範囲に留まる耐力関係である。トラス骨組として柱材にトラスを使用する例も多少は見られるが、トラス骨組を用いるのは、低層で大スパンの建物がほとんどで、柱軸力の降伏軸力に対する比は比較的小さく、曲げモーメントが主要な応力となる。このため柱材にトラスを用いる場合は、トラスばりの結果から十分類推できるものと考え、ここでは、はりのみがトラスの骨組について実験する。

部材実験と骨組実験の違いは、部材実験は静定ばりについての実験であるため、部分的な塑性化による応力再配分が不可能であるのに対して、不静定骨組の場合、応力の再配分がなされる点にある。応力再配分により、順次塑性化する個所あるいは領域が増大してゆく過程において、部材実験により仮定したモデル化が適切か否か、またそれが骨組全体の挙動に対してどのように関ってくるかを調べるのが、骨組実験の目的である。

トラス構造物は、その構成部材の一つが座屈したり、降伏することにより、内部の応力状態が大きく変化する。どの様になるかは、構造物の不静定次数、破壊部位、破壊形態、荷重状態等により左右され、破壊過程や劣化特性を一定の方向に従って整理することが困難であ

り、耐震性に対して最も大きい影響を与える復元力特性を把握しにくい構造物である。本論文では、地震時のトラス構造物の破壊に関して、実験の状況を踏まえて破壊部位や形態に一定の制限を課すことにより、復元力特性を規定する。この結果を用いてトラス構造物の構造特性係数 D_s 値を定義する方法を、各種構造条件の下に示す。

§2. トラス骨組の復元力特性に関する実験

2.1 骨組実験の概要

本実験では、トラス部材の断面形状(山形鋼、鋼管)、骨組形状(門型、山型)、弦材の細長比(25~37)、Span-Depth 比(1/10, 1/18.7)、鉛直荷重の大きさ($P_y/4$, $P_y/2$)、および柱はり接合部パネル厚さ(4.5~10 mm)をパラメーターとして、合計 8 体の試験体を作製した。寸法等の諸元を Table 1 に示す。材質は SS 41 と STK 41 で、JIS 1 号 B 引張試験によるそれぞれの機械的性質を Table 2 に示す。

A, B, C タイプは山形鋼(2 L_s -65×65×6)により構成されるトラス骨組で、P タイプは鋼管(ϕ -76.3×3.2 および ϕ -60.5×3.2)のトラス骨組である。試験体は柱はり接合部パネル(ヴェブ)でせん断破壊する A-1 を除いて、他の 7 体はトラスばりの弦材で破壊するように設計されており、柱(H -390×300×10×16)は全試験体で共通物とし、常に弾性域に留まる。

試験体の形状、寸法は Fig. 1 に示すように、実物の

Photo. 1 Testing Arrangement

本論文の一部は、文献 4), 5) において発表した。

* 東京工業大学 教授・工博

** (株) 巴組鐵工所 構造部長・工博

*** 東京工業大学 助教授・工博

(昭和 60 年 7 月 17 日原稿受理)

Table 1 List of Specimens

試験体	骨組形状 (○印は横補剛点)	弦材断面形 (細長比)	腹材断面形 (細長比)	柱スパン L (mm)	梁・成 d (mm)	L/d	接合部 パネル厚 (mm)	鉛直荷重 (P/Py)
A-1		2Ls-65x65x6 (35)	2Ls-65x65x6 (47)	6,000	600	1/10	4.5	0.5
A-2		2Ls-65x65x6 (35)	2Ls-65x65x6 (47)	6,000	600	1/10	7	0.5
A-3		2Ls-65x65x6 (35)	2Ls-65x65x6 (47)	6,000	600	1/10	10	0.5
B-1		2Ls-65x65x6 (25)	2Ls-50x50x6 (45)	8,400	450	1/18.7	10	0.25
B-2		2Ls-65x65x6 (25)	2Ls-50x50x6 (45)	8,400	450	1/18.7	10	0.5
C-1		2Ls-65x65x6 (37)	2Ls-65x65x6 (48)	6,000	600	1/10	10	0.5
P-1		φ-76.3x3.2 (27)	φ-76.3x3.2 (36)	6,000	600	1/10	10	0.5
P-2		φ-60.5x3.2 (35)	φ-60.5x3.2 (46)	6,000	600	1/10	10	0.5

※ Py: 梁端部が降伏モーメントに達する鉛直荷重

Fig. 1 Dimensions of Specimens

ほぼ1/2の規模で、Cタイプのみが山型で、A、B、Pタイプは門型である。トラスばりの上下弦材、腹材の重心が一点で会するように組立て、偏心による個材の曲げが発生しないように配慮したこと、ガセットプレートを用いて溶接により接合している点は、前報¹⁾の実験と同様である。またトラス部材が構面外に変形しないように、塑性化が進行するはり端部や鉛直荷重載荷点の上下各節点で、ターンバックルを介した丸鋼で構面外に座屈支持している。これによりトラス骨組の破壊は、上下弦材の構面内座屈により決定され、横座屈による急激な耐力低下を防止できる。なお鋼管の場合は、断面に方向性がないためトラス節点で横方向に座屈拘束しても、節点間でガセットプレートの拘束が少ない横方向に変形が発

生する。したがって座屈する弦材の有効座屈長の評価において、この影響を勘案する必要がある。

Fig.2 に実験装置図、Fig.3 に装置の機構図、Photo.1 に装置全景を示す。実験装置はトラスばりの中央部で骨組を水平方向に不動とし、柱脚を水平方向にのみ可動な剛性の高い支持ビームにピン接合する方式である。支持ビームは上下のテフロン樹脂台座の間にステンレス板を介して設置されており、十分に摩擦が軽減され水平方向にのみスライドするようにくふうされている。当然のことであるが、この支持ビームはトラスばりの構面外方向にも、同様なスライディング機構を用いて不動となるよう支持されている。水平力の載荷は、反力

Fig. 2 Experimental Apparatus

Fig. 3 Testing Set up

Table 2 Mechanical Properties

Members	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	ϵ_{st} (%)	Elong (%)
L-65×65×6	3.36	4.74	2.12	24.10
L-50×50×6	3.59	5.11	1.60	23.40
ϕ -76.3×3.2	3.41	4.71	-	32.50
ϕ -60.5×3.2	3.89	4.83	-	35.70

フレームに固定された二基のオイルジャッキを用いて、支持ビームを左右に移動することにより加力する。試験体に導入された水平力の測定は、トラスばり中央部の固定点における水平反力で測定するため、当支持ビームが動くときの摩擦抵抗とは無関係となる。次に常時荷重としての鉛直荷重は、トラスばり中間の3点に、自動制御の定油圧ポンプを備えたオイルジャッキにより与える。鉛直荷重の大きさは、はり端部のモーメントが、降伏モーメントの1/2 (B-1では1/4) となるよう設定した。

この実験では、はり部分を水平方向に不動とし、柱脚部を可動としているが、こうすることにより鉛直荷重載荷点を水平方向に動かすことなく、骨組の水平加力実験が可能となる。すなわち鉛直力載荷点で生じることが多い骨組の水平方向への拘束を回避できる。水平荷重の載荷手順は2～2.5サイクルとし、第1サイクルでは弾性限変形の3倍、結2サイクルでは5倍程度まで載荷するものとした。

変位およびひずみの測定位置を、Fig.1の試験体の図中に示す。変位については、柱頭水平変位、はり端部回転角、弦材の座屈変位およびトラス節点の鉛直変位をダイヤルゲージにて測定し、ひずみに関してはトラスばり端部と中央部の軸ひずみ、柱はり接合パネルのせん断ひずみおよび柱中間部の曲げひずみを測定し、弾性時の応力分布等をチェックした。また構面外に座屈補剛しているターンバックルにもひずみゲージをてん付し、塑性化

したトラスパネルの構面外変形を抑えるのに必要な補剛力を測定した。

2.2 鋼管の短柱試験とそのモデル化

鋼管トラスの座屈性状は、形鋼の場合と多少異なる面があるが、塑性領域の変形の大部分が塑性化するトラス1～2パネルの変形に依存することは明らかである。そこで鋼管個材の圧縮性状を調べるため、骨組実験に用いたものと同じ電縫鋼管 (ϕ -76.3×3.2, ϕ -60.5×3.2) の短柱圧縮試験を行った。

実験は前報¹⁾で報告した山形鋼と同様に、材端部に全方向油圧球座を介して行っている。(Photo.2) 実験結果をFig.4 (a), (b) に示す。荷重および軸方向変位は、それぞれ降伏荷重 P_y と、降伏荷重での軸方向変位 δ_y で無次元化している。中心圧縮柱の無次元化された荷重変位関係 (n - e 関係) が、有効細長比 $\lambda_e (= \sqrt{\epsilon_y} \lambda, \epsilon_y$ は降伏ひずみ) のみに支配されることがすでに明らかにされている⁷⁾⁸⁾。本論文でもこれに倣うものとし、最大耐力 n_{mx} 、座屈後の負荷配 K_d 、停留値 n_m を以下の関係にあるものとする。

$$n_{mx} = \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda_e}{\lambda} \right)^2 \right\} / \left\{ 1 + \frac{4}{9} \left(\frac{\lambda_e}{\lambda} \right)^2 \right\} \dots \dots (2.1)$$

$$K_d = -0.1 (\lambda_e - 0.75) \dots \dots (2.2)$$

Photo.2 Compression Test

Fig.4 (a) Load-Axial Shortening Curves

Fig.4 (b) Load-Axial Shortening Curves

$$\frac{1}{n_m^2} \cos^2\left(\frac{\pi n_m}{2}\right) = \frac{e_0}{2} \lambda_e^2 \dots (2.3)$$

ここに $\Lambda = \sqrt{\pi^2/0.6}$ で, $K_a \geq 0$ となる場合は $K_a = 0$ とする。また停留値は Paris の解⁹⁾によるものであるが,

ここでは $e_0 = 5.0$ として図示している。実験結果を示す実線は, 座屈点 n_{mx} よりかなり低い荷重から塑性化している。すなわち山形鋼の結果¹⁾とは異なり, 明確な座屈点を示さない状態で塑性化とともに横変形を増大して

Fig. 5 H-δ Relationship

Fig. 8 H-δ Relationship

Fig. 6 H-δ Relationship

Fig. 9 H-δ Relationship

Fig. 7 H-δ Relationship

Fig. 10 H-δ Relationship

Fig. 11 $H-\delta$ Relationship

ゆくが、急激な耐力低下はせずに最大耐力としては n_{mx} 近くまで上昇する。これは電縫鋼管特有の塑性加工や溶接による初期不整に起因する現象と考えられる。最大耐力以後の変形性状は、(2.1)～(2.3) 式のモデル化線でほぼ説明できる。座屈点近傍で鋭角的な曲線を示すか、鋼管のように丸みを帯びた曲線を描くかは、地震時の吸収エネルギーを問題にする限り、余り大きい違いを結果にもたらさない。骨組の吸収エネルギーに対して大きい影響を与えるのは、最大耐力 n_{mx} 以降の曲線が、骨組の応力再配分の過程にどのように関わるかであり、この意味では鋼管のモデル化を (2.1)～(2.3) 式で行っても問題ないと考えられる。

以上の考察から、電縫鋼管の個材挙動として圧縮の場合は (2.1)～(2.3) 式に従うものとし、引張の場合は形鋼の場合と同様に、降伏後のヤング率 E が弾性値の 1/100 に低下するものとしてモデル化する。

2.3 履歴性状

Fig. 5～12 に各試験体の水平荷重と変形の関係を示す。実験結果は図中に実線で示しており、点線は正方向荷重に対する累積変形を示している。無次元化量は水平力 H_p と水平変形 δ_p である。 H_p は一定鉛直荷重の下に漸増水平荷重を受ける一次不静定骨組のトラスばり部分に、2つの塑性ヒンジが発生して、崩壊機構が形成される時の水平外力(いわゆる単純塑性解析による水平耐力)であり、 δ_p は同じトラス骨組が塑性化せずに弾性変形を続けると仮定した場合の H_p に対応する水平変形量である。なおトラス骨組は一般に剛性が高く、変形量は小さいため $P-\delta$ 効果の骨組挙動に与える影響は小さいものと考えられる。したがって H_p 、 δ_p の計算に当たっては $P-\delta$ 効果を無視している。以下に各試験体の破壊状況と履歴性状について述べる。

A-1 は柱はり接合部のパネル(ウェブ)が剪断座屈し、耐力を保持しながら変形が進行した。塑性領域での変形

Fig. 12 $H-\delta$ Relationship

は接合部パネルによるもので、トラス部材に損復は見られなかった。接合部パネル(ウェブ) 7 mm の A-2 は、パネルのせん断変形とトラス部材の座屈変形が連成される場合を想定して作製したものであるが、パネルの降伏点が予想以上に高かったため、トラス部材の変形のみが増大し、パネル部は弾性状態に留まった。トラス部材の破壊状況は、水平荷重が増加するとまずはり端部下弦材に構面内座屈が発生する。この後も剛性は低下するものの、なお耐力は上昇する。これは座屈が発生するはり端部が塑性化しても架構が新しいつり合い系に移行し、部材応力の再配分がなされるためである。もち論座屈する弦材の細長比が大きい場合は、骨組全体の水平耐力が上昇しないと考えられるが、当実験程度に小さい細長比で構面内座屈の場合は、一つの弦材が座屈しても骨組全体として座屈後も耐力上昇する。

第二サイクルでは処女載荷時における最大耐力近傍まで耐力が再上昇するが、引張弦材が降伏し荷重-変形関係はほぼ横ばいになる。A-2 は第二サイクル正載荷時にはり端部から二節点目の上弦材が横座屈し、急激に耐力低下したため、そこで実験を打切った。A-3 はその部分にも横補剛を施こして実験したため、当部で上弦材が構面内座屈し、耐力低下は A-2 よりかなり緩やかとなった。

B-1, B-2 については、塑性化するトラスパネルが 2 以上に及ぶため、最大耐力後の耐力低下は A-3 などに比較すると多少著しくなる。なお B-1, B-2 では鉛直荷重の大小による差異はほとんど認められなかった。

骨組形状が山形である C-1 は弦材が 2 か所座屈した後の耐力低下は著しいが、第二サイクル負方向載荷では 0.6 H_p 程度の耐力で安定したループを描いた。

鋼管トラスの P-1, P-2 は、最初のはり端部下弦材の座屈後、耐力が著しく低下するが、第二サイクルでの耐力は処女載荷時の 8 割程度まで上昇し、以後かなり緩

Fig. 13 Shearing Reaction of Columns

やかな耐力低下を示す。これは鋼管の場合断面に方向性がなく、その座屈変形は主として構面外の変形となることに起因するものと考えられる。

Fig. 13 に、例として A-3 における左右の柱のせん断力分担率の変化を示す。縦軸は柱脚における水平反力 Q_1, Q_2 であり、横軸は水平変形の絶対値の累積値である。トラスばり端部の座屈後、柱の分担せん断力が急激に変化し、最終的には分担比率は 1:5 程度になっている。

トラス節点の構面外への補剛力は、ターンバックルに貼付したひずみゲージの値から、最大時においても部材の降伏軸力に対して 0.5~1.0% 程度しか測定されておらず、トラスの面外への変形は容易に抑えられることが確かめられた。

Photo. 3, Photo. 4 に山形鋼トラスと鋼管トラスの座屈変形の状況を示す。

2.4 骨組のモデル化解析と実験の比較

トラス部材が前報¹⁾で示した山形鋼や、上記の鋼管のモデル化挙動に従って変形したとき、骨組としてどのような荷重-変形性状となるかを解析する。トラス骨組が一定鉛直力の基に漸増水平力を受けると、まずトラスばりの一方の端部下弦材が座屈する。座屈した部材の軸力と変形（縮み量）の関係は、短柱試験のモデル化線に従うものと仮定して、骨組としての応力解析を行う。変形が増大すると、最初に座屈したはり端部とは逆側の端部近傍で、弦材降伏が起こる。この場合も降伏部材が弾性剛性の 1/100 に剛性低下するものと仮定して計算を進めると、また別の弦材が座屈する。この部材もモデル化線に沿って挙動すると考えると、骨組として耐力低下する過程が解析的に求められる。

部材の座屈荷重、劣化こう配、停留値を設定するに際して、座屈する部材の材端支持条件をどのように仮定するかが重要なポイントとなる。山形鋼トラスの場合は、構面内座屈のためガセットプレートによる拘束効果が大きくなることを配慮し、両端固定状態（座屈長さ係数 $k=0.5$ ）とする。また鋼管トラスの場合は、トラス節間で座屈する方向が構面外となることから、一端固定他

Photo. 3 Specimen after Loading

Photo. 4 Specimen after Loading

端ピン（座屈長さ係数 $k=0.7$ ）と想定する。一方座屈後の停留値を定めるに際しては、トラスばりの実験¹⁾を参考にし、 $e_0=5.0$ と仮定する。

以上の方法により求めた荷重-変形関係を Fig. 5~Fig. 12 に破線で示す。実験は繰返し載荷であるが、正方向載荷時の累積変形の包絡線を一方向載荷時の荷重-変形関係である¹⁰⁾とすれば、破線で示した骨組のモデル化線は、実験結果にはほぼ対応した挙動であると考えられる。

§3. トラス骨組の耐震性評価方法

3.1 基本方針

前節まで実験を中心に解析してきた個材、トラス部材、トラス骨組の荷重-変形関係を整理し、個材から骨組に至る相互関係をここでは系統的に関連づける。この結果をもとにトラス骨組の諸元に関わる等価累積塑性変形倍率を規定し、トラス骨組の構造特性係数 D_s 値を決定する。同時に D_s 値決定に至る所定の崩壊過程を保証する各種構造条件を定める。

トラス構造物における最終の破壊状態は、構成部材の座屈に帰着するが、充腹材と異なり、個材相互の接合方式、座屈方向、隣接部材や接合プレートによる座屈拘束の度合い等、復元力特性に影響を与える複雑な諸要因が内在する。したがってトラス構造物の耐震性評価にあたっては、これらの諸要因を整理し、ある程度ははっきりした破壊過程を想定せざるを得ない。

ここでは破壊の仕方として、原則として弦材が構面内座屈する場合について考える。すなわち塑性化するトラスパネルについては、必ず構面外に座屈補剛することを条件づけている。これによりトラス構造物の塑性変形倍率は、主として弦材の座屈長さのみに関係することになる。

弦材の構面内座屈以外の破壊、例えば柱はり隅角部の横座屈、はりの横座屈、腹材の座屈等が原因となって破壊する場合にも、実験結果から D_s 値を設定することはできるが、これらの破壊は全体的に変形能力が小さく、結果的に大きい D_s を用いて強度依存型の設計をすることになる。

またトラスを構成する部材相互の接合方式は、座屈する弦材の有効座屈長さに大きい影響を与える。ここでは一般的に最も多いガセットプレートを用いた溶接組立て

トラスを対象としている。したがって鋼管の相貫継手あるいは、ガセットプレートを用いない部材同志の突合わせ溶接等の接合方式の場合は、別途実験により有効座屈長さを確かめる必要がある。なおガセットプレートを用いた接合であるならば、H.T.B. またはリベット接合の場合でも結果的には溶接と大差ないものと考えられる¹¹⁾が、非常に大変形に至るまでの挙動を問題としているので、溶接よりいくぶん長めの細長比評価とするのが妥当であろう。これらの構造条件に関しては後節で触れる。

3.2 トラス構造物の復元力特性

トラス骨組の構造特性係数を設定するに際して、必要となる復元力特性は、対象とする骨組の座屈や降伏に伴う劣化過程を前節の方式により計算すれば得られるが、これは計算が繁雑となることと、一般的な表現ができない欠点がある。そこでここでは、以下に示す仮説を設けて、トラス骨組の復元力特性を単純かつ一般的表現で示すを試み、それが実験結果と良好に対応することにより正当性を立証する。

トラス構面内の変形が増大して、トラス構造物が破壊する場合の終局原因となる単一材としての弦材の座屈と降伏に関しては、前報¹⁾で扱ったように最終的に Fig. 14 (a), (b) の荷重変形関係にモデル化することができる。これらの特性を有する単一材の集合として成るトラス部材の荷重-変形関係は、トラスの組み方により異なるが、

Fig. 14 Behavior of a Single Member

Fig. 15 Pattern of Lattice

概略次の形式に分類される。(Fig. 15)

- 1) ハイトラス (N型)
- 2) ワーレントラス (V型)
- 3) ダブルワーレントラス, Kトラス (X型, K型)

いずれのトラスも弦材の座屈や降伏が腹材の破壊より先行すると仮定すると、座屈と降伏の変形特性の差により、正負荷荷時の荷重-変形関係は Fig. 16 (a), (b), (c) の性状を示す。引張弦材の応力度が圧縮弦材の座屈応力度より大きく、先に降伏する場合はひずみ硬化により N 型の負荷荷あるいは V 型の正荷荷の曲線を描き、それ以外は短柱試験と同様な曲線をたどる。トラス部材ではせん断力が腹材の軸力として伝達され、部材全体としての軸方向力も存在するため、上下の弦材応力に差が生じる。すなわち荷重の方向により、弦材の座屈が先行したり、降伏が先行する現象は弦材の座屈長さがある程度小さい範囲では、必ず起こるものと考えられる。

このような特徴を持つトラス部材が骨組を構成したとき、骨組全体としてどのような荷重-変形関係を描くかを考察したものが Fig. 17 である。地震荷重によるはり部材の曲げモーメント分布は、一端で圧縮弦材の座屈が先行する場合は、他端では引張降伏が先行する方向の曲げモーメント分布となるはずであり、部材の両方向荷重時の荷重-変形関係 (A), (B) を Fig. 17 のように一つの図に重ねて示したとき、骨組の挙動としては両者の平均的な曲線 (C) となる。

また一定の鉛直荷重が存在する場合は、弦材の座屈レベルあるいは降伏レベルが異なり、部材の両端の挙動 (A), (B) が離れる方向に移動するが、両者の平均的

Fig. 16 Behavior of Truss Beams

Fig. 17 Behavior of Truss Frames

な曲線である (C) は余り変動しない。結局鉛直荷重の有無は (A), (B) 曲線の差として現され、弦材の座屈長さが比較的小さく、短柱試験のモデル化線にのる範囲では、鉛直荷重の有無は骨組の荷重-変形関係に余り大きい影響を与えないものと考えられる。

Fig. 17 におけるトラス梁両端部近傍の破壊する弦材が、前報¹⁾あるいは前記のモデル化された線に従って挙動すると考えると、Fig. 18 が得られる。ここに H は骨組としての全体水平力で、 H_p は 2.3 節で定義した骨組としての水平耐力である。また H_0 は、水平荷重によって生ずる柱のせん断力で、 H_{0p} は水平力のみを受ける骨組においてトラスばり端部の弦材が降伏する時の柱せん断力である。はり両端部の挙動の平均値が骨組の荷重-変形関係であるとする、一点鎖線のモデル化線が得られる。

Fig. 18 の各段階における骨組のモーメント増分は、Fig. 19 のように簡略化できる。まず 0-A 間はすべての部分が弾性範囲にあるため、通常逆対称モーメント分布となる。A 点では右端の下弦材が座屈するため、A-B 間では右端部の分担モーメントが減少 (剛性 K_{d1}) するが、はり左端部では弾性のまま増加し続ける。B 点に到達するとはり左端近傍の下弦材が降伏し、当部で弾性時の 1/100 の伸び剛性でひずみ硬化するものと仮定すると、はり左端では剛性 K_i で耐力増加し、右端では K_{d1} で耐力低下し続ける。C 点に至ると右端の座屈した弦材が停留値に達し、D 点にて左端近傍の圧縮上弦材が座屈して大きく耐力低下する。各段階における骨組としてのモーメント増分は、 K_{d1} , K_i を用いると Fig. 19 に示す比率の分布形となる。

ここで剛性 K_{d1} , K_i は、トラスばり部材長を L 、降伏または座屈する領域の長さを L_1 とし、塑性化 (座屈) 後の変形が L_1 の領域のみによるものと考えると下式により与えられる。

$$K_i = \frac{K_e}{100} \cdot \frac{L}{2L_1} = \frac{K_e \cdot L}{200L_1} \quad (3.1)$$

$$K_{d1} = \frac{K_d \cdot L}{2L_1} \quad (3.2)$$

Fig. 18 Simplified $H-\delta$ Relationship (Model Analysis)

K_e は骨組の弾性剛性で、無次元値は 1.0 である。 K_d は座屈する弦材の劣化こう配で、無次元量として前報¹⁾の (3.2) 式または、当論文の (2.2) 式により与えられる。同様に K_{d2} は二番目に座屈する部材に関して (3.2) 式により得られる骨組としての劣化こう配である。

以上の仮説に従って描いた骨組の荷重-変形関係を実験結果に重ねて示したものが、Fig. 21~Fig. 23 である。モデル化線では、B-C 間で劣化部分が認められるのに対し、実験結果は余り明確な劣化は現れていない。これは現実のトラス部材が溶接による残留応力あるいは個材の局部的な曲げモーメント等に起因して、計算より早期に塑性化が生ずることが原因と考えられるが、この部分を除けば、モデル化線はほぼ実験結果を説明し得ると判断でき、この方式でトラス骨組の復元力特性を一般化できることを示している。Fig. 20 は一例として、A-3 骨組のモデル化線を求める手順を示したものである。なお図中の数値はトラス部材軸力をその部材の降伏軸力で除して無次元化したものである。

Fig. 19 Moment Distribution for Each Step.

Fig. 20 Stress of Members on Each Step

Fig. 21 Comparison between Experiment and Model Analysis

Fig. 22 Comparison between Experiment and Model Analysis

3.3 トラス骨組の構造特性係数

一定鉛直荷重の基に漸増水平力が作用するトラス骨組で、最初の部材が座屈した後、Fig. 18のB点以降に二番目の部材が座屈する場合、すなわち2つの弦材座屈現象の間に他部分の引張り降伏が起こる場合を考える。普通に設計されたトラス骨組では、上下弦材の σ/f 値(設計応力度と許容応力度の比率)が大幅に異なることは少なく、また塑性化領域で節点ごとに横座屈補剛を施せば弦材の座屈長さも小さくなるため、ここで想定しているケースがほとんどで、B点以前に崩壊機構が形成されるケースはまれであると考えられる。以下Fig. 18で与えられるモデル化された復元力特性における各記号間の関係式を示す。まず座屈する弦材の最大耐力 n_{mx} および停留値 n_m は、(2.1)~(2.3)式で与えられる。これらの式における有効細長比 λ_e は次式の値である。

$$\lambda_e = \sqrt{\varepsilon_y} \cdot k \lambda \quad (3.3)$$

ここに ε_y は降伏ひずみ、 λ は構面内座屈する弦材の節点間長さに対する細長比である。また k は材端拘束度を示す有効座屈長さ係数で、ガセットプレートを用いた剛接トラスに関して下記の値とする。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{形鋼の場合} & k=0.5 \\ \text{鋼管の場合} & k=0.7 \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

銀管の場合に0.7として材端拘束効果を小さく評価するのは、断面に方向性がなく構面外の座屈変形となるためである。また形鋼で溶接により組立てられるものは、0.5として良いが、H.T.B等で接合する場合は、変形が増大した場合にすべり等が起こり拘束度がいくぶん低下するので、0.6程度の値を採用するのが妥当と考えられる。形鋼で構面外の断面二次半径の方が小さく、節点間で横座屈する場合は、既応の研究¹¹⁾により $k=0.8 \sim 1.0$ とすることで、ほぼここで考えている耐震設計法にのるものと推定される。

弦材の座屈により耐力低下する部分の劣化こう配 K_d は(3.2)式により与えられる。この式中の K_d は、座屈する弦材の軸力と軸変形における劣化こう配で、断面

Fig. 23 Comparison between Experiment and Model Analysis

形により次式を用いる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{山形鋼, T形鋼} & K_d = -0.18(\lambda_e - 0.5) \\ \text{鋼管} & K_d = -0.1(\lambda_e - 0.75) \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

なお当論文では実験を行っていないが、H形鋼の場合は参考文献⁷⁾⁸⁾により下式となることが確められている。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{強軸回りの座屈} & K_d = -0.2(\lambda_e - 0.5) \\ \text{弱軸回りの座屈} & K_d = -0.15(\lambda_e - 0.5) \end{array} \right\} \quad (3.6)$$

これらの式において、 λ_e が非常に小さい範囲で $K_d \geq 0$ となる場合には、 $K_d = 0$ と評価する。

(2.3)式の座屈後の停留値は、Parisの解⁹⁾において $e_0 = 5.0$ として定める。

n_y は最初に弦材が座屈するトラスばり端部とは逆側の端部近傍で、引張弦材が降伏軸力に達する時のはり端モーメントに応じた柱せん断力の無次元量である。降伏した弦材のひずみ硬化による骨組としての耐力上昇こう配 K_t は、塑性化領域の長さに応じ、(3.1)式で与えられる。 n_u はトラスばりのモーメントが、Fig. 19の分布形に応じて増加した場合に、二番目の弦材が座屈する時点におけるはり端部モーメントに応じた柱せん断力の無次元量である。 n_u 以降は、二番目の座屈弦材長に応じ(3.2)および(3.5)または(3.6)式により与えら

Table 3 D_s of Truss Frames

λ (L_1/l)	$\frac{L_1}{L}$ ($\frac{L_1}{L}=0.5$)	λe	η_{mx}	η_m	K_d	K_{dl}	η_y	η_u	K_i	q	η	D_s
35	17.5	0.592	0.982	0.609	-0.017	-0.066	1.214	1.335	$\frac{0.040}{0.013}$	0.722	11.2	0.200
40	20	0.676	0.977	0.575	-0.032	-0.127	1.213	1.345	$\frac{0.040}{0.013}$	0.710	9.89	0.202
50	25	0.845	0.964	0.513	-0.062	-0.248	1.208	1.389	$\frac{0.040}{0.013}$	0.701	7.54	0.288
60	30	1.014	0.949	0.464	-0.093	-0.370	1.204	1.402	$\frac{0.040}{0.013}$	0.683	5.21	0.268
70	35	1.183	0.931	0.424	-0.113	-0.532	1.198	1.326	$\frac{0.040}{0.013}$	0.625	3.78	0.325
80	40	1.352	0.911	0.384	-0.153	-0.612	1.193	1.272	$\frac{0.040}{0.020}$	0.578	2.49	0.395
90	45	1.521	0.888	0.352	-0.184	-0.736	1.187	1.230	$\frac{0.040}{0.020}$	0.541	1.61	0.464
100	50	1.690	0.864	0.278	-0.214	-0.856	1.181	1.207	0.040	0.489	0.65	0.598

れる劣化こう配 K_{dz} で耐力低下する。

骨組全体の復元力特性がこのようにモデル化されると、そのときの塑性流れ部分の吸収エネルギーとして、Fig. 18 における $qH_p \times \eta \delta_p$ が得られる。

ここで q , η は次式により定義する。

$$q = \frac{n_m + n_u}{2} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$\eta = \frac{n_u - n_y}{K_i} \dots \dots \dots (3.8)$$

骨組倒壊時の等価累積塑性変形倍率 $r\eta$ は、Fig. 18 の D 点以降の吸収エネルギーおよび鋼材のバウシinger 効果等の安全側要因を考慮し、次式で評価できる¹⁵⁾。

$$r\eta = \eta + 2.0 \dots \dots \dots (3.9)$$

(3.9) 式で与えられる $r\eta$ を用いて、トラス骨組の構造特性係数 D_s を求めることができる。 D_s 値の算定は種々の方法が提案されているが、例えば参考文献¹⁵⁾の方法によると次式となる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 4c_1 a_1 \cdot r\eta}} \cdot \frac{1}{q} \dots \dots \dots (3.10)$$

上式は骨組の変形特性を第 1 層のそれに代表させたもので、式中 c_1 は骨組の質量分布、剛性分布により定まる定数で、 a は骨組の質量分布、強度分布、剛性分布に

より定まる定数である。

ちなみに A タイプ試験体の弦材細長比が変化した場合に、上記の手法によって構造特性係数を求めると、Table 3, Fig. 24 が得られる。これらの図表において c_1 および a_1 は一層骨組であるため 1.0 である。

なお Fig. 18 における B 点以前に、二番目の圧縮部材が座屈する場合は、塑性率が極めて小さい値となるため、少なくとも $D_s \geq 0.4 \sim 0.5$ の保有耐力を要するものと考えられる。

3.4 耐震設計上の構造条件

前項に示した方法によって、トラス構造物の耐震設計を行う場合、この方法がいくつかの仮定条件を踏まえたものであるため、これらの条件を守った上で適用する必要がある。各種条件を列記すると、

- 1) 柱はり隅角部の横座屈防止⁶⁾
- 2) 塑性化（座屈）するトラスパネルの横座屈防止
- 3) ラチス材破壊は、弦材の破壊より先行しない
- 4) 接合部破断の防止（保有耐力接合）
- 5) ガセットプレート方式の剛接トラスに適用する
- 6) トラス構成部材の幅厚比制限

等があげられるが、これらはすべて当研究において仮定した条件である。したがってこれらの条件と異なる状態

Fig. 24 q , η , D_s , of Truss Frames

のトラス構造物については、改めて実験等により復元力特性を把握する必要があるが、種々の不確定な要素を含むため、その架構についてのみの結果であり、ここで示したような一般的な表現は困難であろう。

なおトラス構造部材の幅厚比制限については、幅厚比の変化に応じてきめ細かく実験を行っていないので、明確な限界については結論できないが、少なくとも圧縮材が局部座屈により早期に耐力低下しない範囲として、既応の研究¹³⁾も参考にすると、下記範囲で適用するのが妥当と考えられる、

山形鋼 $b/t \leq 20/\sqrt{\sigma_y}$ (T形鋼のウェブも準ずる)

鋼管 $D/t \leq 80/\sigma_y$

H形鋼 フランジ $b/t \leq 24/\sqrt{\sigma_y}$,
ウェブ $d/t \leq 110/\sqrt{\sigma_y}$

§4. 結 論

トラス構造物の復元力特性に関し、前報¹⁾に引続き各種破壊実験を中心とした解析を行い、以下に示す結論を得た。

(1) 弦材の構面内座屈により破壊するトラス骨組の場合、モデル化された弦材の変形特性を用いて応力再配分の過程を計算すれば、実験結果にほぼ一致する復元力特性が得られる。

(2) 座屈する弦材の荷重-変形関係は、(2.1)~(2.3)式および(3.5)、(3.6)式によりモデル化できる。これらの式において座屈する弦材の有効座屈長さ係数は、山形鋼の場合0.5(両端固定)、鋼管の場合0.7(一端固定、他端ピン)とし、座屈後の停留値はParisの解において、 $e_0=0.5$ とすることにより、実験結果をほぼ説明できる。

(3) トラスばり破壊型の骨組において、水平荷重に対する骨組全体の復元力特性は、はりの両端部の特性(一端は座屈先行、他端は降伏先行)の平均値とほぼ一致し、比較的簡単な計算でモデル化特性が得られる。

(4) トラス骨組の復元力特性は、鉛直荷重の大小による影響は少なく、また骨組形状が山形の場合も上記の手法が成立する。

(5) (3)により与えられるモデル化特性を用い、累積塑性変形倍率と塑性流れの応力レベルを(3.7)~(3.9)式にて算出すれば、(3.10)式としてトラス骨組の構造特性係数(D_s 値)が得られる。

(6) 以上の手法でトラス構造物の耐震設計を行う場

合、3.4項に示す各種構造条件を守る必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木敏郎, 久保寺 勲, 小河利行: 鉄骨トラス梁の耐力と塑性変形性状に関する実験研究: トラス構造物の耐震性に関する研究(1)一, 日本建築学会論文報告集第360号昭和61年2月
- 2) 鈴木敏郎, 久保寺 勲: トラス構造物の耐震性に関する研究(その1. トラス梁の靱性に関する実験) 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和56年10月
- 3) 鈴木敏郎, 久保寺 勲, 小河利行: トラス構造物の耐震性に関する研究(その2. トラス部材の復元力特性) 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年10月
- 4) 鈴木敏郎, 久保寺 勲, 小河利行, 手塚純一: トラス構造物の耐震性に関する研究, (その3. トラス骨組の復元力特性一実験): 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和59年10月
- 5) 鈴木敏郎, 久保寺 勲, 小河利行, 手塚純一: トラス構造物の耐震性に関する研究(その4. トラス骨組の復元力特性一考察): 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和59年10月
- 6) 鈴木敏郎, 久保寺 勲: 柱はり隅角部の横座屈, その2—トラス組立材の構面外座屈—: 日本建築学会論文報告集, 第183号, 昭和46年5月
- 7) 加藤 勉, 秋山 宏: 中心圧縮鋼短柱の座屈後の挙動: 日本建築学会論文報告集, 第229号, 昭和50年3月
- 8) 加藤 勉, 秋山 宏: 鋼構造筋違付骨組の復元力特性: 日本建築学会論文報告集, 第260号, 昭和52年10月
- 9) Paris, P. C: Limit Design of Column: Journal of Aeronautical Science, 1, 1954
- 10) 加藤 勉, 秋山 宏: 鋼構造剛接骨組の耐震設計: 日本建築学会論文報告集, 第237号, 昭和50年11月
- 11) 鈴木弘之, 那花弘行: 鉄骨剛接トラスの荷重-変形性状: その1. 弦材の構面内及び構面外座屈: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和59年10月
- 12) 室田達郎, 西山 功, 坂井英明, 伊奈信一, 可児長英, 斉田和男: 鉄骨トラス構造骨組の構造特性係数について(その1. トラスばり), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和59年10月
- 13) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計: 東京大学出版会, 1980年9月
- 14) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能: 昭和56年6月
- 15) 日本建築センター: 改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針, 同解説: (1981年版)

SYNOPSIS

UDC : 624. 023. 85 : 624. 02 : 624. 042. 7 : 620. 1

LOAD-DEFORMATION RELATION RELATIONSHIP AND EARTHQUAKE RESISTANCE DESIGN OF STEEL TRUSS FRAMES

—Studies on earthquake resistant design for steel truss structures (2)—

by Dr. **TOSHIRO SUZUKI**, Prof. of Tokyo Institute of Technology, Dr. **ISAO KUBODERA**, Chief Engineer of Tomoegumi Iron Works, Co, Ltd. Dr. **TOSHIYUKI OGAWA**, Associate Prof. of Tokyo Institute of Technology, Members of A. I. J.

By the experiments of steel truss frames which receive constant vertical load and cyclic horizontal load, load-deformation relationship of truss structures are defined as simplified model diagrams. Using these diagrams earthquake resistance design method of truss structures are proposed.