組立梁の振り

正会員 鈴木 敏 郎*
" 木 村 衛**

§1. 緒 言

1855年 St. Venant は、これまでの振りによって生ずる剪断力とその回転方向に一致してかつ振り中心からの距離に比例するという考え方を改め、Warping を考慮に入れた振り理論を打ち出した。以後多くの振り問題に急激な発展をみたが、そのほとんどは種々の断面に対する単体としての振り問題であって、組み立てられた部材を一体化して考えた振り問題は余り研究されていない。1961年 F. Laszlo¹⁾ は、チャンネル材を両弦にとり丸鋼により組み立てられた Box-Section Girder の振りを複雑なエネルギー法により解いているが、その他には鉄塔やトラス橋の振れに関する研究があげられるにすぎず、これらはいずれもある程度理想化された立体トラス問題としての解析によるものである。ここでは薄肉開断面材を含む組立梁の振りについて、各部材が線材として置換できるという仮定のもとに直接剛性マトリクス法により解析するものである。特に剛性の問題、耐力の問題、あるいは内部応力の問題について考察している。

この種の組立梁の振り実験に関してはほとんど文献が見られず、その多くはずんぐりした断面を有するいわゆる Shaft の振り崩壊実験である。薄肉断面材について箱桁の振り実験など²⁾があるが、ほとんど端部反りの完全拘束のもとに行なわれている。ここでは開断面材を含む振り実験を取り扱っており反り拘束の影響が重要な要素となるため、端部支分部は反り変形が自由となるように工夫されている。

§2. 理論解析

剛性マトリクス法は最終的には節点位置での平衡条件を満足させるいわゆる変位法であって、多元の連立方程式を解く問題に帰着される、現在のめざましいコンピューターの進歩と平行して急激にその実用性が認められてきたもので、さらに振り問題の解析にあたり次のような有利性を持つものである。

その一つは振り外力を種々の強制変位として与えることが出来るということ、第2に境界条件はもちろん前もって推し測ることの出来る対称条件や逆対称条件を全体的、部分的を問わず容易に導入出来るということ。第3には振り耐力について容易に弾塑性問題へ拡張出来るということである。さらにはプログラミングに非常に適

している点などがあげられる。

何らかの外力によって生じた節点変位ベクトルおよび節点応力ベクトルを全構造部材に共通な固定座標についてそれぞれ、 U, F とすれば

$$F=KU=T^T k T U \dots\dots\dots (1)$$

ここで k は部材座標に対する剛性マトリクスであり、 T は固定座標系より部材座標系への座標変換マトリクスである³⁾。特に開断面部材のような反り変形の影響を含む組立梁（以下 図-1 (b) に示す組立梁について説明す

図-1 部材幅の剛体棒置換

る) に対しては、丸鋼の重心軸節点 G' とチャンネル材重心軸節点 G とは一致せず線材としての仮定を困難とする。そこで次の仮定を設けることによりその間の変位変換マトリクス T_u と応力変換マトリクス T_f を作成する⁴⁾。

1. 部材の断面形は不変とし平面を保持する。
2. 部材の振り剛性は St. Venant の振りのみを考える。

仮定の1から、部材幅は重心線より突出せる剛体棒により置換出来る。仮定の2は、一見曲げ振り成分を無視しているが反りの拘束に対する振り剛性の増加は、剪断

* 名古屋工業大学助教授・工博

** 竹中工務店

(昭和43年6月21日日本稿受理・討論期限昭和44年3月末日)

中心と重心のズレの影響と共に以下述べる部材力変換の際これを考慮している。

丸鋼材節点 G' における部材力を f_i' 、チャンネル材重心 G からの距離をそれぞれ固定座標系に関して y, z とすれば f_1', f_2', f_3' により G 点で次のモーメントを受ける。

$$\begin{array}{ll} X \text{ 軸に関して} & f_2'z - f_3'y \\ Y & -f_1'z \\ Z & f_1'y \end{array}$$

ところが X 軸回りのモーメントに関してはチャンネル材の剪断中心で考えれば、重心軸から剪断中心軸までの距離を s として $f_2's$ が加算される。これと $f_1' \sim f_6'$ 自身の直接伝達される力およびモーメントを加われば、マトリクス表現して

$$f = T_f f' \dots\dots\dots (2)$$

$$f = \{f_i\}$$

$$f' = \{f_i'\} \quad i=1, 2, 3, \dots, 12$$

$$T_f = \begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & z_1 - s & -y_1 & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ -z_1 & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ y_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & z_2 - s & -y_2 & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & y_2 & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix}$$

変位についても同様に G 点での各軸回りの回転 u_4, u_5, u_6 に伴って G' 点では次の変位が生ずる。

$$\begin{array}{ll} X \text{ 軸方向に} & -zu_5 + yu_6 \\ Y & zu_4 \\ Z & -yu_4 \end{array}$$

X 軸回りの u_4 はさらに反り変形と上記の移動から Y, Z 軸回りに次の回転を生ぜしめる。

$$\begin{array}{ll} Y \text{ 軸に関して} & yu_4/l \\ Z & zu_4/l \end{array}$$

反りは次式により求められる。

$$\omega = \int_e r de$$

ここで r は断面中心線上 e なる点での重心より垂した垂線の長さを、また $\int_e$ は反り 0 となるところから G' 点までの中心線に沿っての積分を表わしている。以上の結果から変位に関する変換マトリクスは次のように導き出される。

$$u' = T_u u \dots\dots\dots (3)$$

$$u' = \{u_i'\}$$

$$u = \{u_i\} \quad i=1, 2, 3, \dots, 12$$

$$T_u = \begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot & \frac{\omega_1}{l} - z_1 & y_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{\omega_1}{l} & \cdot & \cdot \\ \cdot & 1 & \cdot & z_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & -y_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{y_1}{l} & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{y_1}{l} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{z_1}{l} & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{z_1}{l} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\omega_2}{l} & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & -\frac{\omega_2}{l} - z_2 & y_2 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & z_2 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -y_2 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{y_2}{l} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{y_2}{l} & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{z_2}{l} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{z_2}{l} & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$

結局 (1) 式は (2) 式および (3) 式によりさらに次のように変換されることになる。

$$K = T_f T^T k T T_u \dots\dots\dots (4)$$

K の任意要素 K_{ij} の持つ意味は j -変位方向に単位変形させた時に生ずる i -応力方向に生ずる力を表わすことから各要素を次の変位番号および応力番号により架構全体に対する剛性マトリクス $[K]$ の各要素へコンピュータ内で自動的に組み込まれる。変位番号とは便宜上の全未知変位に対する通し番号で、次の規則に従って変位の幾何学的性状を容易に導入することが出来る。

1. 変位の絶対量の等しいものには同番号をもって表わす。
2. 変位の方向性は+, -の符号による。
3. 不変のものについては 0 を用いる。

これに対して応力番号は通常この変位番号と等しいが同番号を二つ以上含む場合、この未知数に対する釣合式がそのうちの一つで足りることから任意の一つを除いた残りの全てを 0 に置き換えることが出来る。図—1 (c) の i 部材について例にとればこの変位番号は (0, 0, 0, 0, 1, 2, 3, 4, 5, -6, -7, -8) で、これが全剛性マトリクス $[K]$ に対する i 部材剛性マトリクスの列番号となり、応力番号をこれと等しくとれば同時に行番号となる。これから i 部材剛性マトリクス要素 $K_{10.5}$ は全剛性マトリクスの 6 行 1 列要素に $-K_{10.5}$ として加算され、 K_{14} や K_{1j} 等は読み捨てられる。

すなわち行・列番号が異符号の場合その部材剛性マトリクス要素は逆符号にして全剛性マトリクスに加算されいずれか一方に 0 を含めばこの要素は読み捨てられる。これを全部材について行なえば結局全未知数に対する連立方程式が得られ、全未知変位ベクトルを $\{U\}$ 全外力ベクトルを $\{F\}$ で表わせば次式により解が得られる。

$$\{U\} = [K]^{-1} \{F\} \dots\dots\dots (5)$$

既知外力として強制変位を与える場合、全変位数を n 強制変位数を m とすれば $n-m$ 元に減ずることが出来る。

る。強制変位を $\{\delta\}$ で区別すれば

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ P \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ \delta \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

$\{P\}$ は強制変位に必要な外力である。これから

$$\{U\} = [K_{11}]^{-1}(-[K_{12}]\{\delta\}) = [K_{11}]^{-1}\{F'\} \dots\dots\dots (7)$$

上式を (5) 式と比較すれば $\{F'\}$ は丁度外力ベクトルに相当することがわかる。

組立梁の振り剛性は反りを含まない平面トラス梁のような場合と図一1 (b) に示すような Box Section Girder では、その性状においてかなりの差が見られる。特に鋼管トラス梁では各部材自身の振り剛性は高いが組み立てられたことによる剛性の増加はさほど期待は出来ない。両者にその弦材へ1対の隅力を与えて梁の振り角 θ と弦材自身の振り角 β を比較してみると、平面トラス梁では β は材長にほとんど影響されないが、 θ は短い程大きな値を示す。これは材長が短いと両弦材が完全に振られず単に水平変形を起すため、長くなる程 β に近づく。 θ は梁の振り剛性と反比例関係にあり無限長梁については1ユニットをその端部断面形不変として強制振り変形させた場合にほぼ一致する。これに対して後者の場合、丸鋼の両弦材反り拘束のため β は波状に変化する。このため梁が長くなる程振り剛性が増加するという平面トラス梁と同様の傾向は示すが、断面形を不変として振った場合の値より大きくなる。

この種の組立梁の振り耐力は両弦材に比して腹材の丸鋼の剛性が圧倒的に低いことから丸鋼部材についてのみ考慮すれば十分である。特に反り拘束による軸力が著しく、耐力はほとんどこれによるものとみてよい。図一2 は次節の振り実験によって得られた振り剛性の低下曲線との比較図で、軸力について完全塑性体として求めたものが曲線Aである。実験ではそのほとんどが圧縮丸

図一2 振り剛性低下曲線

鋼の座屈崩壊によっており、曲げと圧縮を含むかなり複雑な問題となる。しかし振り崩壊トルクはほぼ丸鋼軸力の降伏値に合っている。また剛性の低下過程の差は圧縮丸鋼の付加曲げモーメントの影響が考えられるが、材料引張試験より求められた応力-歪曲線から Tanget Modulus 理論により補正すればかなり実験曲線に近づく。

§3. 振り実験

実験概要

実験装置はコンクリートブロック4基上の長さ2.8 m Hビーム (200×200) 2本の上にセットされたもので、可動支点部と不動支点部およびトルクを与える載荷部からなっている。トルクは可動支点部より突出した1.6 mのIビーム端に下げられた載荷台に順次錘りをのせることにより生ぜしめるものである。両支点部は13 mm厚プレートで熔接により組み立てられた幅40 cm高さ、奥行がそれぞれ24 cm, 15 cmのBoxで試験体材端を2本の19 mmφ丸鋼とクサビにより固定させ、反り変形を自由にして振られるよう工夫されている。この可動支点部は60 mmφ丸鋼により載荷反力を伝え、他端の振り反力

写真一1 振り実験装置

写真二2 不動支点部

写真三3 可動支点部

はHビーム両端のコンクリートブロックによりとっている。60 mmφ 丸鋼と可動支点部とは自由に回転出来てしかも水平を保たせるために2個のベアリングにより支えられ、さらに試験体材長の変化に伴いこの部分はHビーム上のスライドを可能にしている。

試験体は、両弦材にリップミゾ型鋼を用いた丸鋼による対称断面のダブルワーレントラス A type と、リップミゾ型鋼開口部に丸鋼で補剛した非対称断面 B type の2種類で、それぞれ材端板厚、材長、丸鋼径を変化させた計11体である。各形状、寸法は表—1 および図—3に示す。試験体材料の機械的性質は表—2の通りで2 type に使用されている全鋼材に対して引張試験を行なったも

表—1 試験 体

	呼 称	l	端 部 板	丸 鋼
A	A 6- 9-13	600	厚 9	13φ
	A 12- 0-13	1,200	ナ シ	13φ
	A 12- 9- 9	1,200	厚 9	9φ
	A 12- 9-13	1,200	厚 9	13φ
	A 12- 9-16	1,200	厚 9	16φ
	A 12-19-13	1,200	厚 19	13φ
	A 18- 9-13	1,800	厚 9	13φ
B	B- 6	1,200	ナ シ	6φ
	B- 9	1,200	ナ シ	9φ
	B-13	1,200	ナ シ	13φ
	B-16	1,200	ナ シ	16φ

表—2 材 料 試 験

	材 料	降 伏 値	引 張 強 さ	伸 び 率
板	厚 2.3	3.20 t/cm ²	4.47 t/cm ²	22%
	厚 3.2	3.05	4.93	27
	厚 9	2.64	4.10	30
	厚 19	2.38	4.63	28
丸 鋼	6φ	1.15 t	1.24 t	17%
	9φ	2.15	2.92	25
	13φ	3.75	5.57	28
	16φ	6.43	9.10	25

のである。特に丸鋼については W.S.G. により $\sigma-\epsilon$ 曲線を求めており比例限界までのヤング率はほぼ 2.1×10^3 t/cm² の値が出ている。

載荷トルクは載荷台にのせられた錘りと振り中心からのアーム距離から算出されるが、特にそのトルクの補正として可動支点ボックスには2個の D.G. をセットして振り角を求めている。これに伴う試験体各点の単位振り角の測定は、A 6, A 12 試験体で 30 cm, A 18, B 試験体でそれぞれ 60 cm, 40 cm の間隔をもって D.G. 2個を1組としてセットしている。丸鋼の反り拘束状態を推し測るものとして軸歪と曲げ歪を測定するために、圧縮を受ける丸鋼と引張を受ける丸鋼の2本に対して、W.S.G. を A type で8点, B type で4点貼付している。特に A type では基準試験体としている A 12-9-13 についてのみ、測定箇所を16点としている。各ゲージのセット位置は図—3の通りで、A type については基準試験体について示してある。

実験結果

A type の振りに対する性状は2節の理論解析ですでに述べたが、振り角 θ の材軸方向に対する変化は各トルクについてほとんど直線的で、丸鋼の影響は弦材自身の振り角 β に及ぼしここでいう梁の振り角では単位長さあたりどの位置においてもほぼ一致している。そしてこの傾向は崩壊直前まで維持している。振り剛性は各節点での相対振り角の平均より求めたもので、いずれも各トルクをその時の単位振り角で除することにより得ている。初期の状態では測定誤差の影響が大きく含まれ極端なばらつきがみられるものもある。各トルク時の実際の振り剛性は、その時点での外力トルクと振り角それぞれの増加分から求められるもので、前法から得られる剛性曲線よりも、剛性低下の勾配はかなり大きくなる。崩壊のほ

図—3 各試験体形状、寸法、および測定箇所

とんどもは圧縮丸鋼の座屈によっている。そのため丸鋼の応力状態は軸力については圧縮、引張共にその絶対量は等しく、均等に反りの拘束がなされているが、曲げ歪は試験体の不完全性から座屈変形の生ずる位置がまちまちであって、測定箇所によって非常に大きく現われるところもある。図-4 は基準試験体についての歪図で、他の試験体についても、同様の傾向を示している。図-5 は各端部板厚に対する振り剛性曲線とその初期剛性の比較グラフである。試験体材長はいずれも 1.3 m でかなりの端部影響が入る。特に端部板のないものは断面の変形が著しく剛性は極端に低くなる。しかし端部板による反りの拘束がないため、丸鋼軸力は端部板のあるものより同トルクで約 3 割程大きな値を示す。端部板厚 9 mm と 19 mm との比較では反りの拘束状態にほとんど差はないが、端部板自身の剛性増加に伴うため板厚の大きい程振りの耐力も上がる。端部板のないものは端部で局部破壊が生じ計算値とは比較出来ない。図-6 は材長の剛

図-4 トルク-丸鋼軸、曲げ歪 (A 12-9-13)

図-5 振り剛性曲線-端部板厚変化

性に及ぼす影響を示す。図-7 は丸鋼径の変化によるもので、振り剛性の増加が丸鋼の反り拘束すなわち軸力によるためほぼその断面積に比例していることがわかる。

B type 試験体は組立梁というよりはむしろ丸鋼による補剛梁で、この解析には剛体棒に対し剪断変形を考慮に入れている。この場合の変位番号を 図-8 に示す。この種の補剛梁では A type での梁の振り角 θ と弦材の振り角 β が一致するので反りの拘束が直接梁の振り角に影響を及ぼす。しかし振り剛性の算出にあたっては A type と同様相対振り角の平均値より求めている。図-9 は各丸鋼径に対する振り剛性曲線とその初期剛性の比較グラフである。9 mmφ 丸鋼以下補剛丸鋼の剛性が小さい場合は比較的計算値に合っているが、それ以上になると被補剛材であるミゾ型鋼自身の断面変形の影響が入り、単純に丸鋼面積に比例しなくなる。16 mmφ 丸鋼以上ではほとんど振り剛性の増加は期待出来ない。

図-6 振り剛性曲線-材長変化

図-7 振り剛性曲線-丸鋼径変化

写真-4 A type 丸鋼座屈

写真-5 B type 丸鋼座屈

図-8 B type 変位番号

図-9 振り剛性曲線

§4. 考 察

組立梁の振り問題に限らず種々の架構に対する解析において、A type の弦材に見られるような部材幅の考慮を必要とする場合がよくある。この部材幅に対して材長が比較的大なる場合、ここで取り扱った剛体棒の置換は有効な手段となる。ただし剛体棒のとりかたが直接反り変形に大きく影響を及ぼすことから、節点位置の選定には十分注意を要するものである。また B type のような部材そのものの補剛による剛性の増加を解析する場合

補剛材剛性が増強すると、これによる被補剛材の局所的な変形をきたし当初の仮定である部材断面形の不変にかなりの無理が生ずる。

さて以上の振り解析にあたり組立梁の振りに関して、ほぼ次のことが結論づけられる。

1. A type のような組立梁の振り剛性は、弦材自身の剛性に比して丸鋼による反り拘束から生ずる剛性増加が圧倒的であり、ほぼ丸鋼面積に比例するものである。
2. 材端板厚による端部補強の影響は当然板のないものに比して相当増加するが、これは材長と密接な関連があって、むしろここで取り扱ったような短い梁の端部補強のないものは特殊といってもさしつかえない。端部の局部破壊防止のうえにも端部板などによる補剛は当然必要ではあるが、建築などで取り扱われる梁の材長においては、ほとんど端部による影響は無視され得る。A type の組立梁において 1 ユニットの長さの場合、端部固定としての振り剛性は端部自由に比して実に 30 倍近い差が見られるが、6 ユニットの長さに増した時 1.5 倍程度にまで近づくことから推し測ることが出来る。
3. 振り耐力の問題では、すでに述べた通り補剛丸鋼の軸力にほとんど左右され、これは弦材を単に強くすることが耐力の向上にはならないことを意味している。弦材の幅が大きくなれば丸鋼の反り拘束が著しく単位振り角当りの丸鋼軸力が増加して、振り剛性そのものは増すが逆に耐力は低下することになる。

参 考 文 献

- 1) F. Laszlo and H. Nolle: "On the Torsional Stiffness of Box Section Girders" The Struct. Engr. 6105 163-173
- 2) 島田静雄: "鋼薄肉矩型断面の 振れ実験 および 理論的検討" 土木学会論文集 Vol. 114, 6502 17-33
- 3) S.S. Tezcan: "Computer Analysis of Plane and Space Structures" Proc. A.S.C.E. S.T.D, Vol. 92, No. S.T.2, 6604, 143-173
- 4) R.W. Woodhead and A.S. Hall: "Frame Analysis" John Wiley & Sons. Inc. 1958

U.D.C. 624.072.2.014.2

TORSION OF BUILT-UP GIRDER

by Dr. TOSHIRO SUZUKI Assistant Prof. of Nagoya Institute of Tech., MAMORU KIMURA Structural Engineer of Takenaka Komuten Co., Ltd., Members of A.I.J.

The purpose of this paper is to analyze the torsional problem of built-up girder with the stiffness matrix method. The stiffness matrix method is finally equal to the displacement method which is satisfied the equilibrium conditions at the points of contact. But on the semi-closed section, we must consider the width of member.

Then, we assumed as follows

- 1) The cross section area of member is undeformed and remains plane
- 2) The torsional rigidity of each member is only St. Venant's torsion.

From these two assumptions, making the transformation matrixes of the stress, T_f , and the deformation, T_u , the main stiffness matrix reads

$$K = T_f T^T k T T_u$$

where T is the co-ordinate transformation matrix and k is the individual member stiffness matrix. Farther, in order to check the appropriateness of this theory, we experiment. Generally, in this kind of the torsional experiments of built-up girder, the influence of warping restraint is significant. Then on our experiments, we design the experimental system without restraint.

The summary of this paper is as follows.

- 1) On analyzing the space frame, if we must consider the width of member, it is useful that we analyze with substituting the stiffened rod for the width of member.
- 2) The member of short length is influenced by the condition of ends, and the torsional rigidity decrease owing to the deformation of cross section on the end.
- 3) Increase of the torsional rigidity is due to the restraint of warping deformation for the most part.

U.D.C. 620.173 : 624.074

TEST ON WELDED STEEL TRUSSES ADAPTED T-STRUCTURAL SHAPE FOR CHORD MEMBERS AND STEEL TUBE FOR WEB MEMBERS

(Eccentric Panel Points : Part 3·1)

by Dr. KOICHIRO YAMADA, Prof. of Fukui Univ., Member of A.I.J.

This paper is the continuity of the previous paper written by the author in Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 126, in August 1966. In this paper, in order to prevent the lateral buckling in testing a specimen constructed of the same two welded steel trusses, adapted the T-structural shape for their chord members, the steel tube for their web members and the eccentric panel points to make the construction of their panel points as simple as possible, was tested to find their strength and rigidity in the elastic and plastic behaviors. And the results of this test are discussed in comparison with the results of the elastic and plastic theoretical analysis, in which the second stresses for the welded steel trusses are considered and the plastic hinge theorem based on several assumptions is applied.

The results are as follows.

- 1) The yield load of the specimen in this test was nearly 23 tons and for larger loads than the yield one its rigidity was observed to decrease remarkably. And the above mentioned elastic and plastic behaviors of the specimen were found to nearly satisfy the results of this theoretical analysis.

Especially the elastic and plastic behaviors of the specimen in the process of its load becoming the yield one were sufficiently explained by this theoretical analysis. And the yield load of the specimen, owing to the plastic hinges formed in its web members and the yielding of its lower chord member due to the tensile axial force and bending moment, was found to correspond to the limited load in which the specimen should lose most of the organization of the welded steel trusses and its upper chord member should begin to act as a beam.

However, the rigidity of the specimen for larger loads than the yield one was found to become larger than that of this theoretical analysis.

- 2) The damages to the panel points of the specimen could not be observed until its breaking load due to the buckling of its compressive web member.

U.D.C. 725.51.011.1

NUMBER OF PATIENTS RECEIVING PHYSIOLOGICAL TEST

—Studies in the Functions and Design of Hospitals—

by Dr. MAKOTO ITO, Associate Prof. of Chiba Univ., Member of A.I.J.

The number of physiological test in hospital is increasing. The information as to the use of physiological test