

鋼管製枠組式コンクリート型枠支保工の 強度に関する実験報告

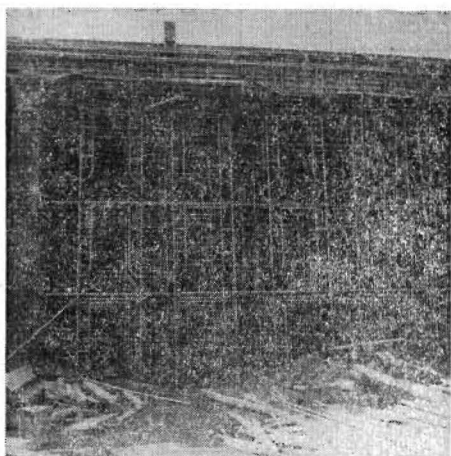
土木課 森 宜 制
前 郁 夫
国 森 昌 之

I 実験概要

(1) 試験目的

足場として使用されていた鋼管製枠組式足場が、最近コンクリート型枠を支持するための支保工として用いられることが非常に多くなってきた。(図-1参照)

図-1 枠組式支保工



しかし、支保工として用いる場合は足場と異なり、大きい鉛直荷重が作用する。現在までこの支保工が高層化した場合の強度その他について、究明されていなかった。そこで当研究所において一連の実物大の荷重試験により強度、その他の究明を行ない、一応の結論を得たのでここに報告する。

(2) 試験材

試験は図-3に示すものについて行ない、枠間距離はすべて1.8m、脚柱間隔はすべて1.2mに統一して試験した。

(3) 試験の種類

a) 1段鉛直荷重試験

枠を1層、単スパンに組んで鉛直荷重をかけて、試験を行なうものである。この試験は各種の材端拘束の影響を検討するための試験である。

b) 5段鉛直荷重試験

支保工が高層化された場合の座屈の形態その他に対する検討を行なうための試験である。

c) 2段水平荷重試験

枠の水平方向の剛度を究明するための試験で、この試験によって支保工全体座屈との関連を見出すために行なった。

(4) 試験方法および装置

a) 1段鉛直荷重試験

2個の枠と2組のクロスブレースにより1層、単スパンに組立て、その4本の脚柱におおの上部より鉛直荷重が等分にかかるようにする。試験装置は図-2に示すもので、コンクリート基礎上にミゾ型鋼(200×75×7)により構成されたボックス型のフレームを礎着し、その上に試験材をセットし、また、試験材の上部にはI形鋼(250×125×7.5)、ミゾ型鋼(300×90×9)で構成されたフレームを載せ、これを脚柱4本の上部に取付ける。上部フレームはピン、シャックル、リングなどにより、下部コンクリート基礎に礎着されたオイルジャッキ(荷重能力30ton、有効ストローク200mm)に連結する。したがってジャッキによる引張力は上部フレームに伝達され、試験材に圧縮荷重が加わる載荷方式である。荷重の値はジャッキと連結用リングとの中間に挿入された電

図-2 1段鉛直荷重試験装置

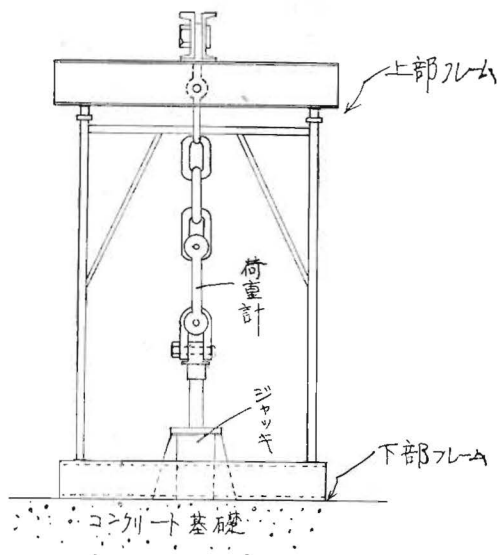
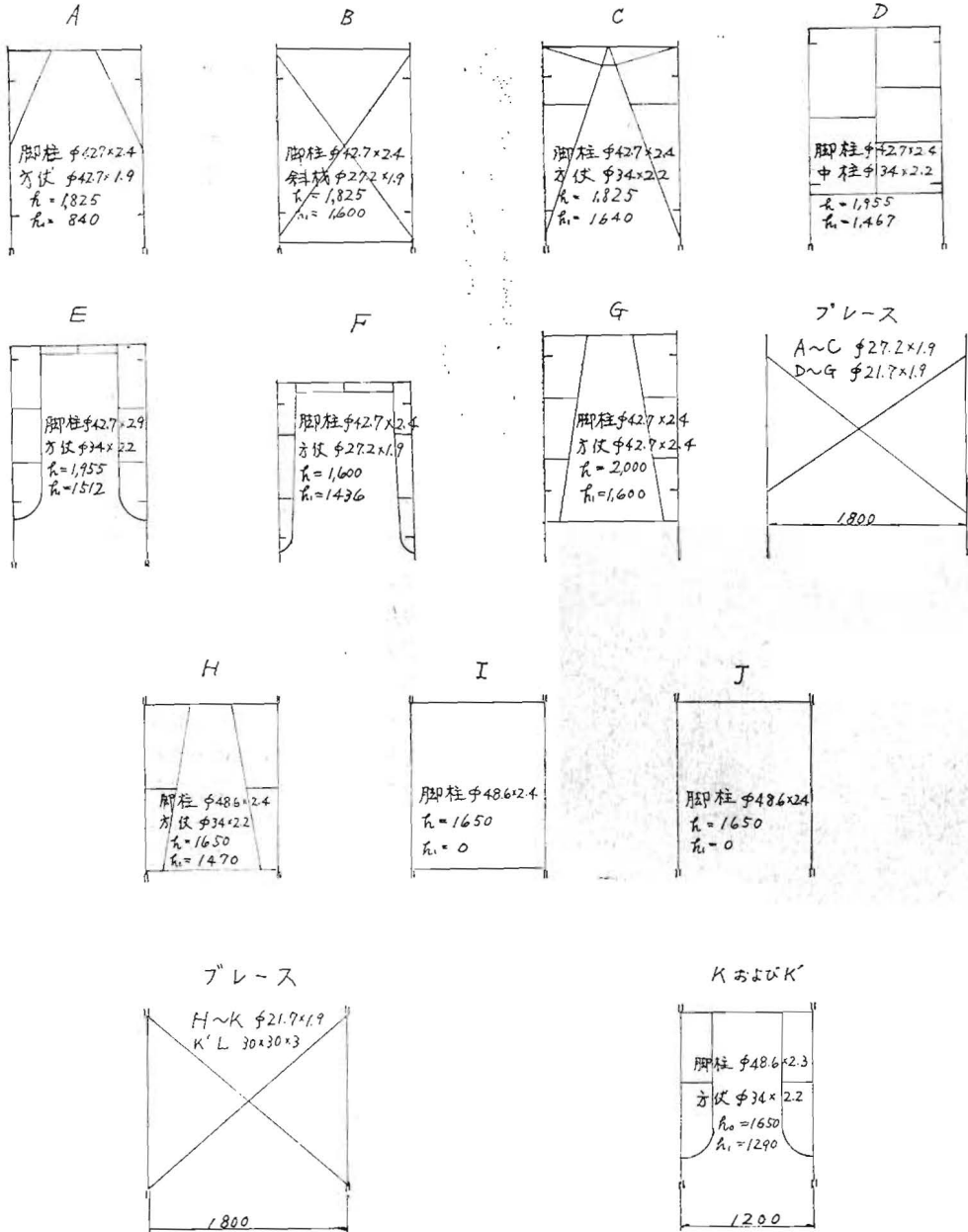


図-3 試験わく 1 覧



気抵抗線歪計を応用した荷重計により知ることができる。

b) 5 段鉛直荷重試験

図-4 に示すように、枠を単スパン5層に組立て、下部の脚柱の支持、荷重伝達方法は、1 段試験と同じである。ただし上部フレームとジャッキ間の距離が長くなったためにチェーン（スタッド付アンカーチェーン $\phi 32$ mm），連結棒を用いた。荷重計は1 段試験の場合とまったく同じものを用いた。

c) 2 段水平荷重試験

枠を2 段に組み2 段目脚柱上部を水平に引張る。荷重装置は図-5 である。

荷重の値は鋼索中間に荷重計（ストレーンゲージを利用した）を挿入し、あらかじめ calibrate したストレーンメーターの読みによって知ることができる。水平変位は荷重の方向と反対側の上下2 段の枠の脚柱材上部にスケールを取付け、側方よりトランシットによりその変位量を測定した。

図-4 5段鉛直荷重試験装置

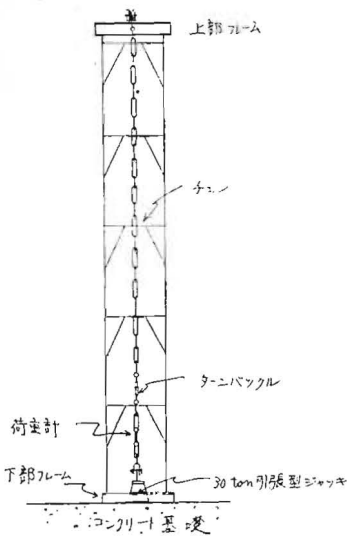
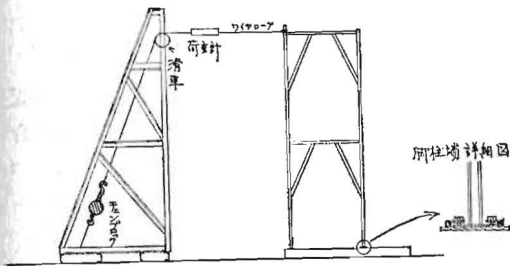


図-5 2段水平荷重試験装置



II 実験結果

(1) 多層単スパンの枠の座屈形態

多層単スパンの枠が、その脚柱に均等荷重を受けるとき座屈の形態は図-6の(a)になる。クロスブレースの剛度が不足して、ブレースが座屈する場合には図-6の(b)または(c)となり、(a)より座屈の波長が大きくなり、座屈強度は(a)より低下する。枠自体の水平剛度が不足すると図-6の(d)または(e)となり、枠面内の全体座屈になり、これも強度が低下する。

したがって枠が(b)(c)(d)(e)のような座屈の形態となることは枠が本来の機能を果たしていないことになる。枠が支保工として機能を果たすためには、

i) ブレースの剛度が不足しないこと。

ii) 枠自体の水平剛度が不足しないことが必要なる条件である。

(2) 枠の基本強度

多層の枠が図-6の(a)のような座屈をしたときの強度

図-6 座屈の形態

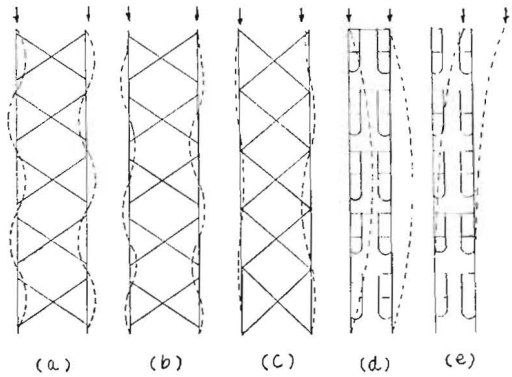
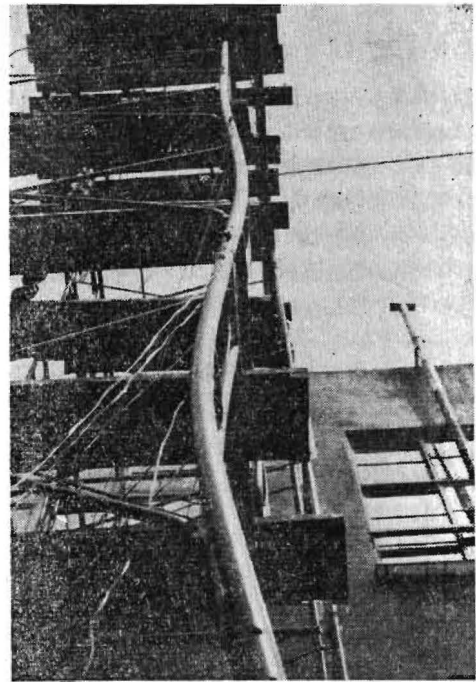


図-7 座屈せる5層枠



を枠の基本強度と定義する。1層、2層の場合には上下端の材端拘束によって強度が高まるが、多層に積み重ねた場合には最上部の枠および最下部の枠の他は材端拘束の影響が薄らぐため、3層以上ではほとんど層数が増えても強度は一定になるといわれている。このことについては当所においても試験を行ない確認した。

枠の強度を計算する場合、従来は脚柱のみの剛性を考慮していたが、実験によれば、実際の強度はこれよりかなり高い。これは、枠の部材が溶接接合であり、しかも部材が振れに強い鋼管であるなどの理由によって、補剛材の影響が現われたものだと考えられる。したがって、

枠の強度計算においては、次のように、補剛材の影響も考慮することにする。枠の基本強度は枠を、板とみなしたときの等価的断面二次モーメントの値を、両端ピンとしたオイラーの理論式に代入したものと等しくなると考えられる。

枠を板とみなしたときの等価的断面二次モーメント I は、実験的に次式で与えられる。

$$I = 2 I_0 + n I_1 \frac{h_1}{h_0} \dots\dots\dots (1)$$

ただし I_0 : 脚柱材の断面二次モーメント

I_1 : 補剛材の断面二次モーメント

n : 補剛材の本数

h_0 : 一層当りの層高

h_1 : 補剛材の脚柱材への射影長さ

故に基本強度 P_0 は

$$P_0 = \frac{\pi^2 E}{h_0^2} \left(2 I_0 + n I_1 \frac{h_1}{h_0} \right) \dots\dots\dots (2)$$

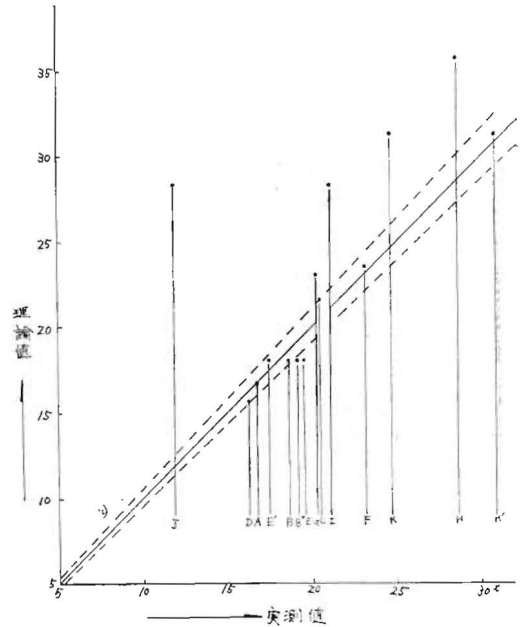
実験の結果も、この理論値とよく一致した。表-1の実測値と理論値を座標にプロットしたものが図-8である。図-8の実線は理論値と実測値の一致を示す線で、破線は両者の食い違いが、 $\pm 5\%$ あるときの境界線である。ブレースが座屈した場合や全体座屈を起こした場合を除けば(2)式の理論値と実測値はよく合っている。また表-1のB型の欄をみると、3層と5層の強度はほとんど等しい。

表-1 わくの基本強度

型 式	h_0 m	5層座屈荷重 実測値 t	(2)式による理 論 値 t	座屈の 形 態	等価的 組長比
A	1.825	16.8	16.8	(a)	133
B	1.825	18.7	18.1	(a)	118
B ⁽¹⁾	1.825	19.2	18.1	(a)	118
C	1.825	20.5	21.6	(a)	108
D	1.955	16.3	15.7	(a)	127
E	1.955	19.6	18.1	(a)	118
E'	1.955	17.5	18.1	(a)	118
F	1.60	23.2	23.6	(a)	103
G	2.00	20.3	23.1	(b)	104
H	1.65	28.6	35.8	(c)	90
I	1.65	21.1	28.4	(d)	100
J	1.65	11.9	28.4	(d)	100
K	1.65	24.7	31.4	(c)	90
K'	1.65	30.9 ⁽²⁾ 以上	31.4	(a)	90

〔備考〕 (1) 3層の座屈荷重 (2) 試験機的能力一杯で破壊せず (3) H〜Jは $\phi 48.6 \times 2.4$ (4) K, K'は $\phi 48.6 \times 2.4$, STK41理論値は修正, K'はアングルブレース使用

図-8 理論値と実測値の比較



ど等しい。

等価的断面二次モーメント I に比べて、層高 h_0 が低い場合には、そ性域の座屈となる。したがってこの場合は修正を要する。そのためには、まず次式

$$i^2 = \frac{1}{2 A_0} \left(2 I_0 + n I_1 \frac{h_1}{h_0} \right) \dots\dots\dots (3)$$

ただし A_0 : 脚柱の断面積

より i を求め、これを次式に代入して、弾性域の座屈か、そ性域の座屈かを判定する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_0}{i} &\geq 100 && \text{弾性座屈} \\ \frac{h_0}{i} &< 100 && \text{そ性座屈} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

表-1の $\frac{h_0}{i}$ すなわち細長比は大部分弾性座屈領域にある。もしそ性座屈の場合は、その修正係数として次式を提案する。

$$\left. \begin{aligned} \text{STK41の修正係数} &= \frac{1600 - 600 \left(\frac{h_0}{100 i} \right)^2}{1000 \left(\frac{100 i}{h_0} \right)^2} \\ \text{STK51の修正係数} &= \frac{2200 - 1200 \left(\frac{h_0}{100 i} \right)^2}{1000 \left(\frac{100 i}{h_0} \right)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

(5)式の分子は $\frac{h_0}{i} < 100$ のときの許容座屈応力、分母は $\frac{h_0}{i} \geq 100$ のときの許容座屈応力を $\frac{h_0}{i} < 100$ へ拡張したことを示す。

(2)式は弾性域の座屈のときに成立するものであり、(5)式を計算したものが表-2である。同表によるとSTK51は $\frac{h_0}{i} \geq 91$ のときは修正を要しないことになる。すなわちSTK51の方が弾性座屈域が広いことになる。これは降伏点が高いから当然のことである。

表-2 そ性座屈の時の修正係数

$\frac{h_0}{i}$	STK41	STK51	$\frac{h_0}{i}$	STK41	STK51
99	0.992	1.0	79	0.765	0.906
98	0.985	1.0	78	0.752	0.894
97	0.973	1.0	77	0.739	0.883
96	0.964	1.0	76	0.724	0.870
95	0.955	1.0	75	0.713	0.858
94	0.945	1.0	74	0.696	0.845
93	0.936	1.0	73	0.685	0.832
92	0.924	1.0	72	0.668	0.818
91	0.912	1.0	71	0.655	0.804
90	0.903	0.995	70	0.640	0.790
89	0.893	0.990	69	0.626	0.775
88	0.879	0.984	68	0.613	0.761
87	0.868	0.978	67	0.596	0.746
86	0.855	0.971	66	0.582	0.731
85	0.842	0.963	65	0.570	0.715
84	0.829	0.955	64	0.555	0.700
83	0.818	0.946	63	0.540	0.684
82	0.804	0.937	62	0.520	0.669
81	0.790	0.927	61	0.512	0.652
80	0.779	0.916	60	0.498	0.636

この修正係数は十分な実験的検証を経ていないが、理論的に無理がないことや、唯一のデータであるK'型の場合に実験値とよく一致していることから妥当なものと思われる。

(3) クロスブレースの必要剛度

座屈の形態で図-6の(b)(c)のような座屈は先に述べたようにブレースが座屈した場合である。ブレースの座屈は図-6の(a)より座屈長さが長くなり、強度は低下する。故にブレースは枠の剛度に応じてある限度以上の剛度を持っていなければならない。この比を剛度の比nとおけば

$$n = \frac{\frac{I_b}{\ell_b}}{\frac{I}{h_0}} = \frac{I_b}{I} \cdot \frac{h_0}{\ell_b} > 0.03 \dots \dots \dots (6)$$

ただし I_b = ブレースの断面二次モーメント
 ℓ_b = ブレースの座屈長さ

が成立する時には、ブレースは座屈しないことが実験よ

り明らかになった。各型の剛度の比nと座屈の関係を表-3に示す。

表-3 ブレースとわくの剛比

型 式	A	B	C	D	E, E'	F
剛 比	7.6	7.1	6.0	3.7	3.2	3.0
座屈の形態	わく本来の座屈					
型 式	K'	G	H	K	I	J
剛 比	3.7	2.4	1.7	1.8	2.2	2.2
座屈の形態	ブレースの座屈			全体座屈		

(4) 枠の水平剛度

図-6の(d)(e)のような座屈を全体座屈といい、(a)の場合の座屈長さ h_0 ならば、5層の全体座屈長さは $5h_0$ となり強度は座屈長さの自乗に反比例するから、(a)の場合と全体座屈のときの強度の比は $\frac{(h_0)^2}{(5h_0)^2} = \frac{1}{25}$ となり、(a)の $\frac{1}{25}$ と強度は低下する。このような全体座屈を起こすのは、枠の水平剛度が不足する場合であり、枠面内の全体座屈を起さないためには、ある程度の枠面方向の水平剛度が必要である。5層以内に水平方向の変位を拘束するとして、またジョイントのガタを無視することにより、枠の水平剛度を計算で求めることは非常にむずかしい。そこで図-5に示すような方法で水平荷重試験を行ない。水平剛度を求めることにした。水平剛度の値は1.6~0.5にあるが、やや安全を見て2.0をとり

$$\frac{h_0(Q-Q')}{P_0(\delta_2 - \delta_1 - \delta_2' + \delta_1')} \geq 2.0$$

ただしQ = 水平荷重

Q' = 水平荷重 > Q

δ_1, δ_2 = 水平荷重Qのときの1層上端、2層上端の水平変位

δ_1', δ_2' = 水平荷重Q'のときの1層上端、2層上端の水平変位

であれば全体座屈を生じないと考えられる。(注3)

なおさきの表-1より明らかなように、今回の試験では、I、J型が全体座屈を起こしているが、これは脚柱材と水平材のみで構成されている。いわゆる梯子型が全体座屈を起こしやすい。これはアメリカでも実験的に認められている。(注2)

(6) 材端拘束の影響

枠組式支保工では、上下端いわゆるベースプレートを使用するため、上下端で多少の回転拘束を受けることになる。したがって両端をヒンジと考えている基本強度より強度が高くなる場合が生ずる。この強度の割増しが期

表-4 全体座屈条件値

型式	$Q-Q'$ i	$\delta_2-\delta_1-\delta'_2+\delta'_1$ cm	P_0 t	h_0 cm	条件値	全体座屈
A	0.4	2.7	16.8	182.5	1.61	しない
B	0.4	0.5	18.1	182.5	8.12	〃
C	0.4	0.3	21.6	182.5	11.3	〃
D	0.4	1.6	15.7	195.5	3.11	〃
E	0.4	1.9	18.1	195.5	2.27	〃
F	0.4	1.1	23.6	160	2.46	〃
G	0.4	1.0	23.1	200	3.46	〃
J	0.4	4.9	28.4	165	0.475	する

待できるのは単層、2層の場合のみで、3層以上になればほとんど期待できない。いま材端拘束を現わすパラメータとして

$$\alpha = \frac{\text{回転拘束のあるときの強度}}{\text{回転拘束のないときの強度}}$$

を用いれば、単層の場合、2層の場合の座屈強度はそれぞれ次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \alpha_b \times \alpha_t \times (\text{両端ヒンジのオイラ値}) \\ P_2 &= \alpha_b \times (\text{下端ヒンジのオイラ値}) \text{または} \\ &\quad \alpha_t \times (\text{上端ヒンジのオイラ値}) \text{の低い方} \end{aligned} \right\} \cdots (8)$$

ただし P_1 = 単層の座屈強度

P_2 = 2層の座屈強度

α_b = 下端の材端拘束度

α_t = 上端の材端拘束度

さて材端拘束度を調べるために、図-2に示すような方法によって単層、単スパンの座屈試験を行なったが、表-5はその結果である。

表-5 単層座屈荷重

型式	下端条件	上端条件	層高 m	単層座屈 実測値 t	計算値 t
B	(c)	(f)	1.81	22.5	22.2~26.5
B	(d)	(f)	1.81	25.6	24.3~27.6
B ⁽¹⁾	(d)	(f)	1.823	23.1	21.8~22.8
E'	(b)	(e)	1.94	20.6	19.3~21.3
E'	(b)	(e)	1.94	22.6	19.3~21.3
E'	(d)	(e)	1.94	20.6	22.1~24.2
E'	(d)	(e)	1.94	25.6	22.1~24.2
E'	(b)	(f)	1.94	24.1	21.3~24.3
E'	(d)	(f)	1.94	29.1	24.3~27.6
H	(d)	(f)	1.75	30.6 以上	42.4~47.2

[注] (1)は2層の座屈荷重

Hは試験機の能力いっぱい破壊せず。

この試験に用いた材端条件は次の通りである。

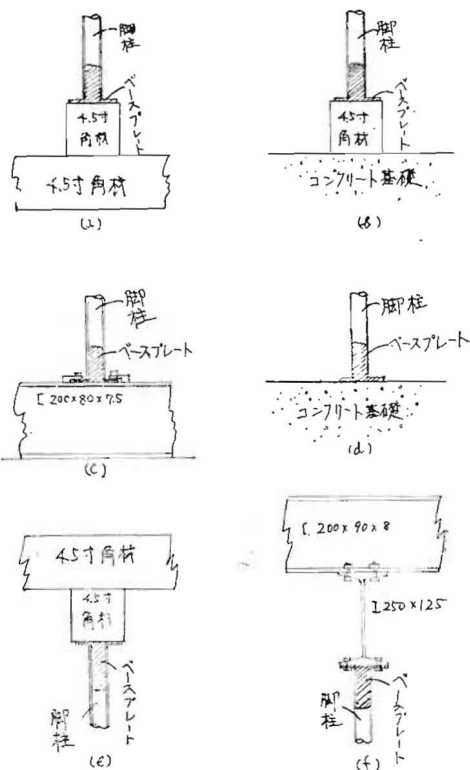
下端条件

- 角材を井ゲタに組んだものの上にベースプレートをのせた場合。図-9(a)
- 堅固な基礎の上に角材を一段敷き、その上にベースプレートをのせた場合。図-9(b)
- 鋼製フレームの上にベースプレートをのせ、ボルトで固定した場合。図-9(c)
- マッシュな基礎コンクリートの上にベースプレートを直接のせた場合。図-9(d)

上端条件

- ベースプレートの上に角材を井ゲタに組んでのせた場合。図-9(e)
- ベースプレートの上に鋼製フレームをのせて、ボルトで固定した場合。図-9(f)

図-9 材端条件

表-6 材端拘束度の α 値

材端条件	α
(a), (e)	1.0 ~ 1.05
(b)	1.05 ~ 1.10
(c), (f)	1.10 ~ 1.20
(d)	1.20 ~ 1.25

さて表-5の実測値から、多少安全をみた α の値を推定すると次のようになる。

この値を(8)式に代入して求めたものが表-5の計算値である。

なおアメリカのデータでは単層の座屈強度は3層の30%増し、2層の強度は3層の10%増しになるといわれている。(注1)

(6) ジャッキベースの影響

枠組式支保工は、上下端にジャッキベースを接続して、高さを調節することが多い。

この場合には層の増加による強度の低下と材端の拘束による強度の増加が同時に現われることになる。層高の増加による強度の低下は次式で表わすことができる。

$$\beta = \left(\frac{h_0}{\text{ジャッキを接続せる層の高さ}} \right)^2$$

表-7は層高の増加に対する β の値を示す。

表-7 層高/ h_0 に対する β の値

層高/ h_0	β	層高/ h_0	β	層高/ h_0	β
1.01	0.980	1.11	0.812	1.21	0.683
1.02	0.961	1.12	0.797	1.22	0.672
1.03	0.943	1.13	0.783	1.23	0.661
1.04	0.925	1.14	0.769	1.24	0.650
1.05	0.907	1.15	0.756	1.25	0.640
1.06	0.900	1.16	0.743	1.26	0.630
1.07	0.873	1.17	0.731	1.27	0.620
1.08	0.858	1.18	0.718	1.28	0.610
1.09	0.842	1.19	0.706	1.29	0.601
1.10	0.827	1.20	0.694	1.30	0.592

したがって、ジャッキベースを接続する場合の座屈強度を次式で表わすことができる。

単層の場合

$$P_{1j} = \alpha_a \times \alpha_t \times \beta \times P_0$$

2層の場合

$$P_{2j} = \alpha_b \times \beta_0 \times P_0 \text{ または}$$

$$\alpha_t \times \beta_t \times P_0 \text{ のうちの小さい方} \quad \dots\dots(9)$$

3層の場合

$$P_{3j} = \alpha_b \times \beta_0 \times P_0 \text{ または}$$

$$\alpha_t \times \beta_t \times P_0 \text{ または}$$

$$P_0 \text{ のうちの最小なもの}$$

表-8はジャッキベースを接続した単層の座屈強度の実測値と、(9)式による計算値を示す。

(7) 安全係数

型わく支保工のような仮設構造物に対して、永久構造物に対するような精密詳細な強度計算は必要ないように

表-8 ジャッキを接続した単層の座屈強度

型式	下端条件	上端条件	層高 m	β	座屈荷重 実測値 t	計算値 t
A	(c)	(f)	2.125	0.737	16.8	15.0~17.9
A	(c)	(f)	2.125	0.737	15.6	15.0~17.9
B	(c)	(f)	2.125	0.737	17.4	16.1~19.2
B	(c)	(f)	2.125	0.737	16.4	16.1~19.2
C	(c)	(f)	2.125	0.737	19.0	19.2~22.9
C	(c)	(f)	2.125	0.737	20.5	19.2~22.9
H	(d)	(f)	2.190	0.569	30.2	27.0~30.6
K	(d)	(f)	2.190	0.569	30.0	25.6~29.1
K'	(d)	(f)	2.190	0.569	30.6 以上	25.1~29.1

[注] K'はKにアングルブレースを使用したもの

K'は試験機的能力いっぱい破壊せず

思われる。すなわち設計荷重の設定を単純にし、強度計算も主要部材について簡単に留めておく程度でよいように思われる。したがって設計荷重と実際荷重とのくい違いを安全係数でカバーする必要が生ずる。

さらにこのほかに、材料のばらつき、設計理論の不完全なども安全係数でカバーしなければならない。

一方、経済的な見地からあまり安全係数を大きくしたくないという要求が存在する。

以上のように相反するファクターを考慮して、型わく支保工の安全係数を破壊状態に対して最小限2とすることを提案したい。

(8) むすび

最後に結論を再録する。

a) 枠本来の強度を発揮するための前提条件。

ブレースの必要剛度

$$\frac{I_b}{I} \cdot \frac{h_0}{\ell_b} > 3\% \quad \dots\dots(6)$$

枠の必要水平剛度

$$\frac{h_0(Q-Q')}{P_0(\delta_2 - \delta_1 - \delta_2' + \delta_1')} > 2.0 \quad \dots\dots(7)$$

b) 枠が弾性域内の座屈をするかどうかの判定条件

$$i^2 = \frac{1}{2A_0} (2I_0 + nI_1 \cdot \frac{h_1}{h_0}) \quad \dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_0}{i} &\geq 100 \quad \dots\dots \text{弾性座屈} \\ \frac{h_0}{i} &< 100 \quad \dots\dots \text{塑性座屈} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(4)$$

c) 枠の基本強度

$$P_0 = \frac{\pi^2 E}{h_0^2} (2I_0 + nI_1 \cdot \frac{h_1}{h_0}) \quad \dots\dots(2)$$

d) 塑性座屈のときの修正

$$P_0' = P_0 \times (\text{修正係数}) \quad \dots\dots(5) \text{ および (表-2)}$$

e) 普通ベース使用

i 単層のとき、25%荷重の割増してよい。

ii 2層のとき、10%荷重の割増してよい。

f) ジャッキベース使用

i ジャッキの繰出し高さが、枠高 h_0 の5%未満なら、荷重の修正必要なし。

ii 5%を超えるときは

$\left(\frac{h_0}{\text{ジャッキの繰出高}+h_0}\right)^2$ の修正を要する。

(注1) Alfred M. Best Co. Inc. ; Safety Maintenance, April 1962, p.59~60

(注2) Superior Scaffold Co. ; Report on Shoring Tower Tests.

(注3) 全体座屈の条件式

曲げ変形のみならず、せん断変形の大きな部材の撓式は次のようになる。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = -\frac{M}{EI} + \frac{1}{C} \cdot \frac{dS}{dx}$$

(上式のCは単位せん断歪を生ずるときのせん断力)

したがって上端にPなる鉛直荷重をうける場合の座屈方程式は次のようになる。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = -\frac{Pu}{EI} + \frac{P}{C} \cdot \frac{d^2u}{dx^2}$$

この式を解けば

$$\frac{1}{P} = \frac{1}{P_0} + \frac{1}{C}$$

ただしP : 座屈荷重

P_0 : 曲げ変形のみを考慮した座屈荷重すなわちオイラーの座屈荷重

一般には上式のようになるが、ラーメンのようにせん

断変形の方が曲げ変形よりはるかに大きい場合には曲げの影響を省略して

$$P = C$$

となる。したがって本文にのべたような枠組で、上端に水平荷重Qをかけて、水平撓が δ のときのCは

$$C = Q \times \frac{h_0}{\delta}$$

ただし h_0 : 枠高さ

となる。

ところで、枠組のCを水平荷重試験によって求める場合に、材端の拘束の影響や、ジョイントのガタの影響が介入するので注意を要する。したがって、2層の枠組の上端に水平荷重を加えて、次のような方法をとるのがよい。

今、水平荷重 Q' のときの、上端の水平撓みを δ_2' 、下層上端の水平撓みを δ_1' とし、同様に水平荷重Qに対するものを、それぞれ、 δ_2 、 δ_1 とすればCの値は次のようになる。

$$C = (Q - Q') \frac{h_0}{(\delta_2 - \delta_1) - (\delta_2' - \delta_1')}$$

さて、このCの値が、基本強度 P_0 より大であれば、全体座屈(せん断座屈)は生じないわけである。

$$\frac{(Q - Q')}{(\delta_2 - \delta_1) - (\delta_2' - \delta_1')} \cdot h_0 > P_0$$

$$\therefore \frac{(Q - Q') \cdot h_0}{P_0 \{(\delta_2 - \delta_1) - (\delta_2' - \delta_1')\}} > 1$$

ところが、実際にはジョイントのガタなどが、座屈に影響するので右辺は1より大きなある常数Bにおきかえた

$$\frac{(Q - Q') h_0}{P_0 \{(\delta_2 - \delta_1) - (\delta_2' - \delta_1')\}} > B$$

としなければならない。

(ABSTRACT)

On the Load-carrying Capabilities of the Steel Tubular Scaffolding Frames which are Used for Supporting the Concrete Bridge Mold

Section of Civil Eng.

Yoshitada Mori

Ikuo Mae

Masayuki Kunitomori

Recently, steel tubular scaffolding panels or frames have produced in multitude of design and sizes, and have been used for supporting concrete bridge mold. However, it is not clear completely that the load carrying capacity of those panels or frames when they are part or towers having more than three lifts or tiers. It has been widely believed that the rupture of those structures may be caused by the buckling phenomena of the leg members.

To provide precise data to safety control in the use of those panels or frames, we have planned and carried out a series of load tests which are on single towers of 1, 2, 3 and 5 lifts in height, about several types of frames. The results of these tests have yielded the data which should be of interest to engineer and contractors who use scaffolding for supporting or shoring.

The main results of this experimental study on the steel tubular scaffolding panels or frames may be summarized as follows :

(1) It is interesting to note that in testing these structures the failures created the typical "S" bending, which has the nodes in the connecting joints of frames, that is a local buckling phenomena. And it is a important fact that the stiffening members affect the fractural buckling strength.

The basic ultimate load each frame in the built structure will be experimentally expressed by

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= \frac{\pi^2 E I}{h_0^2} \\ I &= 2 I_0 + n I_1 \frac{h_1}{h_0} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

where, π is the circular constant, E is Young's modulus of material, I_0 is moment of inertia for the section of a leg member, I_1 is moment of inertia for the section of a stiffening member, n is number of stiffening members, h_0 is height of a frame and h_1 is projecting length of stiffening members to the leg member.

(2) Stiffness of cross brace may be required following condition in order to give availability of the frame strength,

$$\frac{I_b}{I} \cdot \frac{h_0}{l_b} > 0.03 \quad (2)$$

where, I_b is moment of inertia for the section of a cross brace, l_b is buckling length of a cross brace, both h_0 and I are above mentioned.

(3) Usually, these steel scaffolding frames are used with base-plates which are fitted at the top and the base of them, therefore, the ultimate strength of these structures which are one or two lifts in height may be larger than the strength calculated by Eq-1. This fact is caused by the restrictional effect of the top and the base, but this effect never appear when scaffolding frames are more than three lifts in height. When those structures are one or two lifts the ultimate load may be estimated as follow, the ultimate load for one lifts in height is 1.25 times as large as the basic ultimate load, similarly, the former load for two lifts in height is 1.1 times as large as the latter load.

Stain of window glass and Preventive measures

Hidetaka Uno

It is well known that the room illumination decreases as the stain of window glass increases. Accordingly there is a close relation between the room illumination and the stain of window glass. This report is to show the types of the stains of window glass and their mechanism in various buildings. In the first chapter the writer describes 1. Kinds of window glass and the respective stains, 2. Construction and angle of window glass, 3. Stain and durability 4. Mechanism of stain. In the second chapter the stains of window glass are investigated in 258 cases. The degree of the stain of window glass is shown according to the following formula,

$$U = \frac{E}{E'} \times 100$$

U = transmission factor.

E = illumination of light through window glass

E' = outdoor illumination

Concluding this report the writer describes the maintenance of window glass.