

災害調査報告書

サイクロン内での足場崩壊による
墜落災害

平成 13 年 12 月

独立行政法人
産業安全研究所

1. 災害の概要

セメント工場内のタワー5階から7階に位置するC2サイクロンとC3サイクロンを連結するダクト内部の耐火材の解体作業を行っていたところ、作業をしていた高さ約20mの足場が突然、写真1のように倒壊した。この倒壊により、足場上で作業をしていた8名の作業員がC2サイクロン底部に墜落した。

解体作業はエアピックで耐火物（耐火レンガ、断熱レンガ、キャストブル等）を解体（剥がし）し、足元の足場の隙間からそれらレンガ等のくずを約11m下の作業構台（座張り）に落とすという方法で行われていた。

2. 調査担当者

（略）

3. 参考資料

資料1 実験結果

資料2 解析結果

4. 災害発生時の足場の構造

災害後の調査の結果、災害調査により推定した倒壊した足場は、以下の特徴が見られた。

- ①下から1段目(足場下端から0.4m)の水平材は2mの単管により井桁状に組まれていた。
- ②2段目(足場下端から1.49m)の井桁状の水平材は3m、3段目(足場下端から約2.29m)は4mの単管で組まれており、ここまでは全てサイクロンの壁に当てていた。
- ③4段目(足場下端から約3.99m)の井桁は3mの単管の先に3mか2mの単管をつなぎ、壁に当てていた。
- ④4段目より上の井桁は約1.8m間隔で設置されていた。
- ⑤5段目の井桁は2mか3mの単管で、先に単管はつないでおらず壁に当てていなかった。
- ⑥5段目の井桁には3本の控えが設けられていた。その控えは図2のとおり、1本は5階マンホール窓の外に出し(長さ4m)、写真2に示す単管とクランプで壁を挟み込むという不完全な固定方法であった。他の2本は、平面的には45度で下方の壁に当てており、その2本の長さは4mまたは3mであった。
- ⑦6段目の井桁は2mか3mの単管で、先に単管はつないでおらず壁に当てていなかった。
- ⑧7段目は作業構台(座張り)なので全面足場板で敷詰められており、井桁を壁に当てていた。
- ⑨8段目以降は3mの単管2本と2mの単管2本で井桁を組み、建地1本につき2箇所、計8箇所中4箇所については壁に当てていた。また、補強で入れた単管の一部は壁に当てていたものもあった。
- ⑩単管パイプの外径は48.6mm、肉厚は2.4mm、材質はSTK500相当であった。
- ⑪水平材と建地の接続クランプは全て直交型である。
- ⑫建地はレンガの段差を利用して建てられたもので、4mの単管パイプを鉛直方向に5本(一部6本)つないでであった。下から1本目から4本目までの建地を写真3～6に示す。建地間の間隔は、130cm、130cm、161cm、167cmであった。
- ⑬建地は座張りの上で、1本のみ1.5mにわたって建地を抱き合わせ自在型クランプ2個でつないでいたが、それ以外はすべて単管ジョイントでつないでいた。
- ⑭単管ジョイントだけではぐらつくため、接続部をクランプで固定していた。

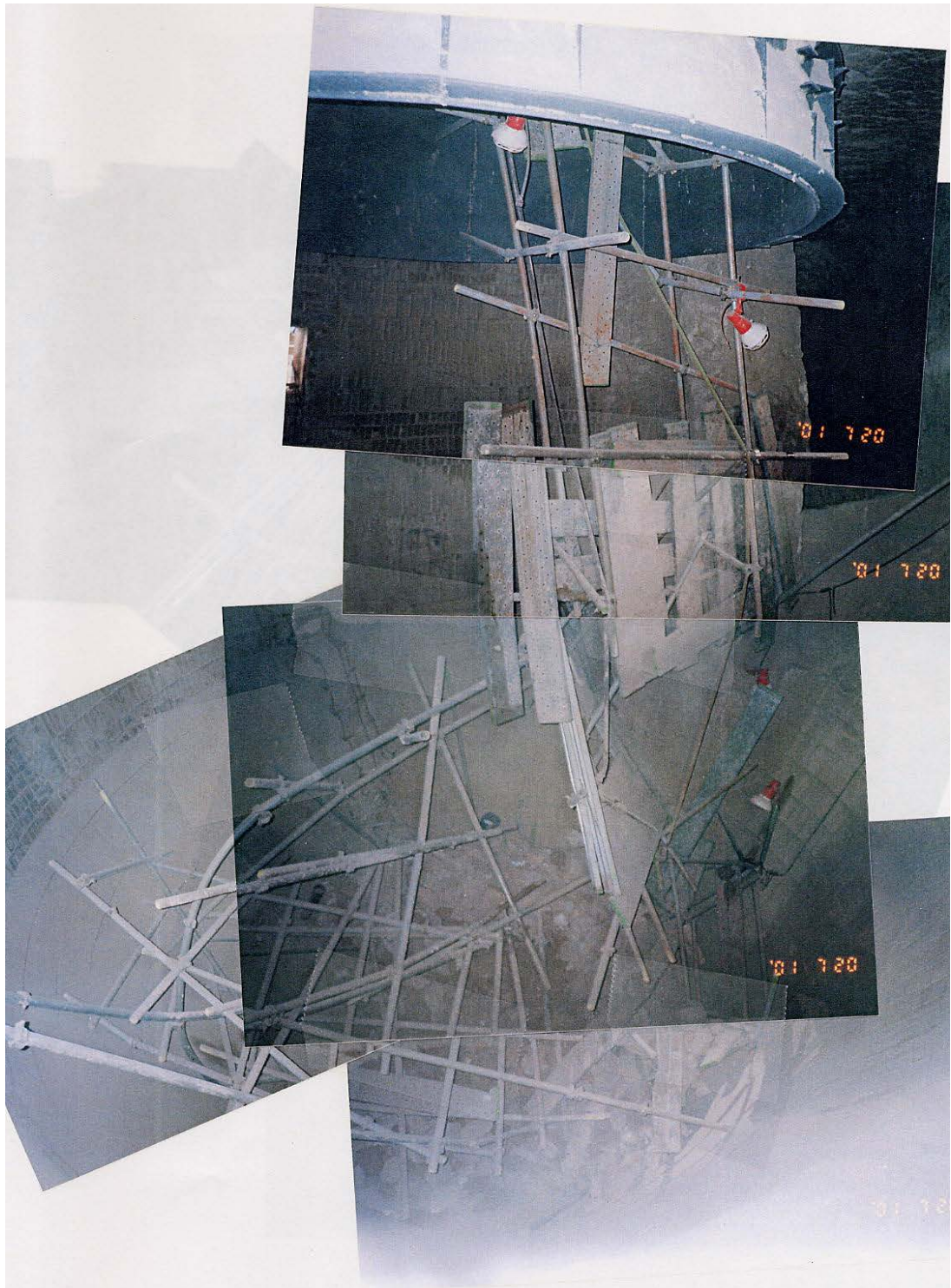


写真1 足場の倒壊状況



写真2 控えの固定方法



写真3 下から1本目の建地



写真4 下から2本目の建地

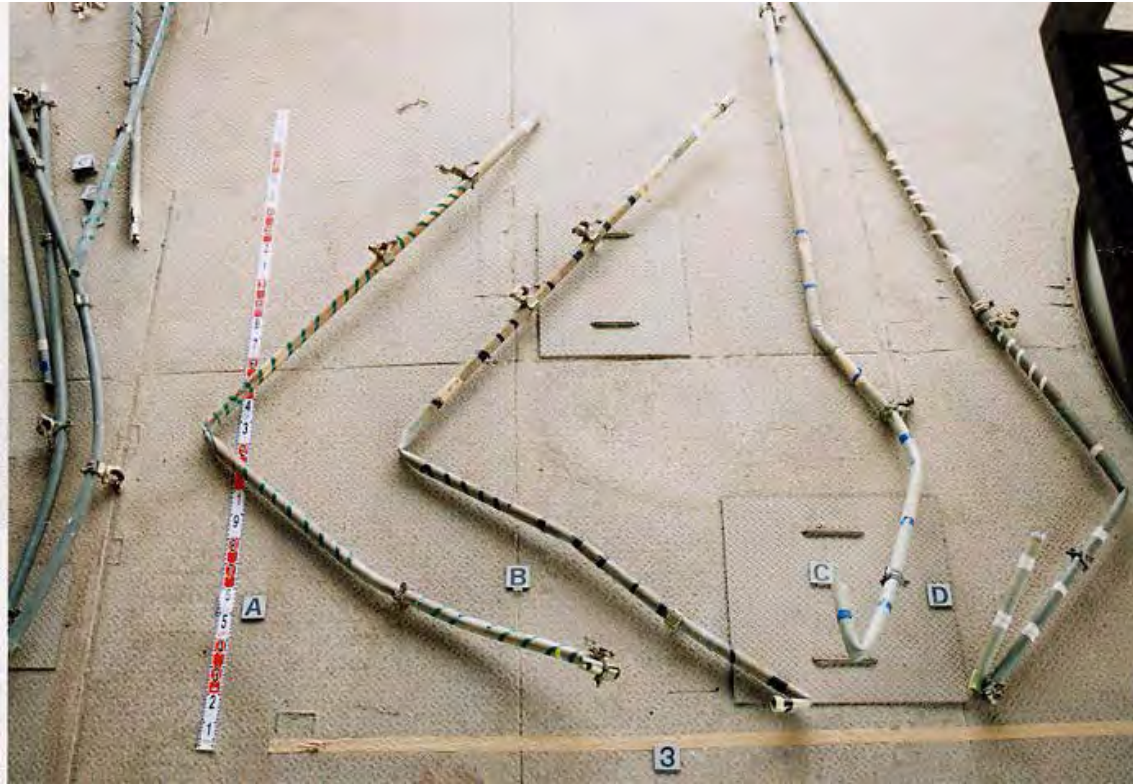


写真5 下から3本目の建地



写真6 下から4本目の建地

5. 災害発生時に作業構台に作用していた荷重

災害発生時に、7段目の作業構台（座張り）に作用していた荷重を算定する。

作業構台（座張り）の質量とその上の部分の質量を積み上げると以下のようなになる。

座張り	2 m足場板	
		$7 \text{ kg} \times 23 \text{ 枚} = 161 \text{ kg}$
水平材		
	3 m単管 2本	16.4 kg
	2 m単管 10本	55 kg
	コンパネ	50 kg
	クランプ	
	24個	16.8 kg
座張りの上 単管		
	4 m単管 8本	87.2 kg
	3 m単管 29本	237.8 kg
	2 m単管 18本	99 kg
	1m 単管 6本	16.2 kg
足場板		
	2 m 32枚	224 kg
クランプ		
	70個	49 kg
ジョイント		
	11個	6.6 kg
作業床にいた作業員の体重		
		$5 \text{ 名} \times 33.2 \text{ kg} + \text{仮定} \ 3 \text{ 名分} \ 200 \text{ kg} = 532 \text{ kg}$
エアピック		
		2台で30 kgと仮定
解体したくず		
		6.91 t
計		8.49 t

よって、作業構台に作用していた荷重は 83.2kN (8.49tf) となる。

6. 本件災害の発生原因について

災害発生時、足場の下から7段目の位置に作業構台（座張り）があり、その上には解体したレンガ等のくず約67.7kN（6.91tf）を含め約83.2kN（8.49tf）の荷重が作用していた。この荷重、約83.2kN（8.49tf）は、7段目より下の足場で支えていたことになる。

この足場が倒壊した要因として考えられることは、建地がレンガの段差の上に建てられていたこと、および部分的に水平材による壁当てがなく座屈長が長くなっていたことが挙げられる。建地がレンガの段差の上に建てられていたことについては、調査結果よりレンガの段差に損傷がなく、また、建地がこの段差より外れて滑った形跡も見られないことから、この部分が倒壊の要因になったとは考えられない。

一方、座屈長が長くなっていたことについて下から7段目までの構造を検討すると、下から4段目までおよび7段目は水平材による壁当てがあり、水平方向の変位が拘束されていた。しかし、下から5段目の水平材の位置では4本の建地の内3本には壁との控えがあったものの、残りの1本には控えがなく水平方向の変位が拘束されていなかった。また、下から6段目の水平材には壁当てがなく水平方向の変位が拘束されていなかった。

これらのことから考えると、5段目と6段目では壁当て等により水平方向の変位が拘束されていないため、4段目から7段目（作業構台）までが座屈長となりこの足場で最も長くなる。すなわち、倒壊した足場はこの部分の強度が最も低くなると推定される。このため、この部分の強度について実験的に検討することとした。しかし、5段目には4本中3本の建地に控えが設置してあり、この控えの状態を実験で完全に再現することは困難である。このため、控えの状態に応じて想定される以下の3ケースの供試体に対し鉛直荷重を静的に載荷する実験を行い、それぞれのケースについて座屈荷重を調べた。

ケース1：最も強度が高い場合として、5段目の控えが座屈防止に有効に働き、5段目から7段目までが座屈長となる場合。供試体は2層で高さ3.6m。

ケース2：最も強度が低い場合として、5段目の控えが座屈防止に全く効果がなく、4段目から7段目までが座屈長となる場合。供試体は3層で高さ5.4m、5段目の控えなし。

ケース3：実際と同じように5段目に控えを設置し、倒壊した足場を4段目から7段目までほぼ正確に再現した場合。供試体は3層で高さ5.4m、5段目の控えあり。

実験結果を資料1に示す。実験結果によれば、それぞれ以下の荷重で座屈した。

ケース1 93.7kN（9.56tf）

ケース2 70.1kN（7.15tf）

ケース3 90.5kN（9.23tf）

ケース3が実際に倒壊した足場に最も近い構造であるが、ケース3では3本の控えの内1本を壁に完全に固定したため、この控えが不完全に固定されていた実際の足場より座屈強度が高い構造であった。また、実験では実際の足場に比べ非常に精度が高く組み立てられたこと、4段目と7段目の水平変位を実際に比べ堅固に固定したこと、および構造物の強度には10%程度のばらつきがあること等から考えると、実際の足場の座屈荷重は90.5kN（9.23tf）より

低く、ケース2のように5段目に控えない場合の座屈荷重70.1kN (7.15tf) との間であったと考えられる。足場に作用していた荷重約83.2kN (8.49tf) は90.5kN (9.23tf) の10%以内
にあり、かつ70.1kN (7.15tf) との間にある。

これらの実験の結果より倒壊メカニズムを推定すると、この足場は約83.2kN (8.49tf) の荷重に耐え切れず、5段目に控えない建地(1本)は4段目から7段目までを座屈長(5.4m)として、控えのある3本の建地は控えから7段目までを座屈長(3.6m)として、単管ジョイントを中心に座屈し、その衝撃により足場全体が倒壊したものと推定される。また、レンガ等のくず1個の重量が98N (10kgf) 程度と83.2kN (8.49tf) に比べ非常に小さいため、くずの衝撃荷重の影響は少なかったと考えられるが、くず全体の重量は約67.7kN (6.91tf) と非常に大きいためくずの偏荷重の影響は大きく、わずかな偏荷重が足場を座屈させる大きな要因になったと推定される。

以上のことから、本件災害の発生原因として、以下のことが考えられる。

- 1) 足場が約83.2kN (8.49tf) の荷重に耐え切れず4段目から7段目の間で座屈し倒壊したと考えられる。
- 2) 6段目の水平材に壁当てがなく水平方向の変位が拘束されていなかったため座屈長が長くなったこと。
- 3) 5段目の水平材の位置で控えの壁への固定が不完全であり、また4本の建地のうち1本には控えがなく水平方向の変位が拘束されていなかったため座屈長が長くなったこと。
- 4) 資料1に示す実験結果および資料2に示す解析結果より、単管ジョイントの位置で水平材等により水平方向の変位が拘束されていなかったこと。

7. 再発防止対策

本件災害と同様に足場及び作業構台の倒壊を防止するためには以下のような対策が必要である。

- 1) 建地の座屈長が長くならないよう水平材を壁に当て、水平方向の変位を拘束する。さらに、筋交い等を設置し補強する。
- 2) 建地をつなぐ単管ジョイントの位置には水平材を設置しこれを壁に当て、水平方向の変位を拘束する。
- 3) 足場及び作業構台に適切な最大積載荷重を設定する。
- 4) 最大積載荷重の5%の水平荷重が作用しても倒壊しないか確認する。
- 5) 足場及び作業構台に積載する重量を正確に把握し、最大積載荷重を超えないようにする。
- 6) 足場及び作業構台に偏荷重が作用しないよう、均等に積載する。
- 7) 建地の下端にはジャッキベースを用い、堅固な場所に建てる。

資料 1 実験結果

1. 実験方法

足場の強度は、支柱（建地）の座屈長によって大きく左右され、座屈長が長いほど強度が低くなる。そのため、水平材の間隔とその水平材が壁にあたっているかどうかが重要となるが、通常は壁にあたっている部分の間隔が座屈長となる。また、クランプが直交型なのか自在型なのか、あるいは単管ジョイントの位置により座屈荷重は異なるものと考えられる。両端が直交型クランプの場合や直交型クランプで結合された水平材が中間にある場合は、座屈荷重が大きくなる方向に作用するが、単管ジョイントが中間にある場合は、逆に座屈荷重が小さくなる方向に作用する。しかし、このようなクランプや単管ジョイントの影響は未だ明らかにされていないため、倒壊した足場の場合、計算により座屈強度を算出すると不正確となる。このため、座屈強度を実験的に調べることにした。

この足場の場合、5段目と6段目の水平材がサイクロンの壁面に当たっていないため、4段目から7段目（作業構台）までが座屈長となりこの足場で最も長くなる。よって、この部分のみ再現し鉛直荷重を載荷すれば、足場全体の強度が確認できる。しかし、5段目には4本中3本の建地に控えが設置してあり、この控えの状態を実験で完全に再現することは困難である。このため、控えの状態に応じて想定される以下の3ケースの供試体に対し、3000kN 垂直荷重試験機により鉛直荷重を静的に載荷する実験を行い、それぞれのケースについて座屈荷重を調べた。

ケース1：最も強度が高い場合として、5段目の控えが座屈防止に有効に働き、5段目から7段目までが座屈長となる場合。供試体は2層で最上段と最下段（5段目と7段目に相当）の水平材は水平変位拘束、中間の段（6段目に相当）の水平材は壁当てなし、高さ3.6m（写真1-1）。

ケース2：最も強度が低い場合として、5段目の控えが座屈防止に全く効果がなく、4段目から7段目までが座屈長となる場合。供試体は3層で最上段と最下段（4段目と7段目に相当）の水平材は水平変位拘束、中間の2段（5段目と6段目に相当）の水平材は壁当てなし、下から2段目（5段目に相当）に控えなし、高さ5.4m（写真1-2）。

ケース3：災害発生時と同様に5段目の水平材の位置で、3本の建地に斜め方向の控え（内1本は壁に固定）を設置し、倒壊した足場を4段目から7段目までほぼ正確に再現した場合。供試体は3層で最上段と最下段（4段目と7段目に相当）の水平材は水平変位拘束、中間の2段（5段目と6段目に相当）の水平材は壁当てなしとしたが、下から2段目（5段目に相当）に3本の控えを設置した。高さ5.4m（写真1-3）。

実験では、ねじれによる強度の低下を防止するため最上段と最下段の水平変位を実際に比べ堅固に固定した。また、3本の控えの内、1本の壁への固定状況は実際には不完全であったが、固定の度合いを定量的に表すことが困難なため、ケース3では実際より強度が高くなるようこの控えを壁に完全に固定した。



写真1-1 ケース1 (2層足場)



写真1-2 ケース2 (3層足場、控えなし)



写真1-3 ケース3 (3層足場、控えあり)

2. 実験結果

実験結果は表1-1のとおりである。また、実験での荷重と変位の関係を図1-2に、実験後の座屈形を写真1-4～1-6に示す。

災害発生時を再現したケース3は、ケース1（座屈長3.6m）とケース2（座屈長5.4m）の中間の荷重で座屈すると予測される。5段目に設置した3本の控えが座屈防止に有効に働くものとして、ケース1とケース2の結果よりケース3の座屈荷重を推定すると、
 $(\text{ケース1の建地1本当たりの座屈荷重}) \times 3 + (\text{ケース2の建地1本当たりの座屈荷重}) \times 1$
 $= 23.4\text{kN} (2.39\text{tf}) \times 3 + 17.5\text{kN} (1.79\text{tf}) \times 1 = 87.7\text{kN} (8.96\text{tf})$
 となる。この値は、実験での座屈荷重90.5kN (9.23tf) とほぼ一致した。よって、ケース3の座屈形は、控えのない建地（1本）はケース2と同様に下端から上端までを座屈長（5.4m）として座屈し、控えのある3本の建地は控えの位置で若干変位が拘束されたため、ケース1と同様に控えから上端までを座屈長（3.6m）として座屈したと推定される。また、単管ジョイントの影響は大きく、全てのケースにおいて単管ジョイントを中心に座屈しており、強度を低下させる要因になったと考えられる。

表1-1 実験結果

	座屈荷重	建地1本当たりの座屈荷重	座屈形
ケース1	93.7kN (9.56tf)	23.4kN (2.39tf)	供試体の下から2段目と3段目の水平材の間にある単管ジョイントを中心に、下端から上端までを座屈長（3.6m）として座屈。
ケース2	70.1kN (7.15tf)	17.5kN (1.79tf)	供試体の下から3段目と4段目の水平材の間にある単管ジョイントを中心に、下端から上端までを座屈長（5.4m）として座屈。
ケース3	90.5kN (9.23tf)	22.6kN (2.31tf)	供試体の下から3段目と4段目の水平材の間にある単管ジョイントを中心に、控えのない建地（1本）は下端から上端までを座屈長（5.4m）として座屈。控えのある3本の建地は控えの位置で若干変位が拘束されたため、控えから上端までを座屈長（3.6m）として座屈したと推定される。

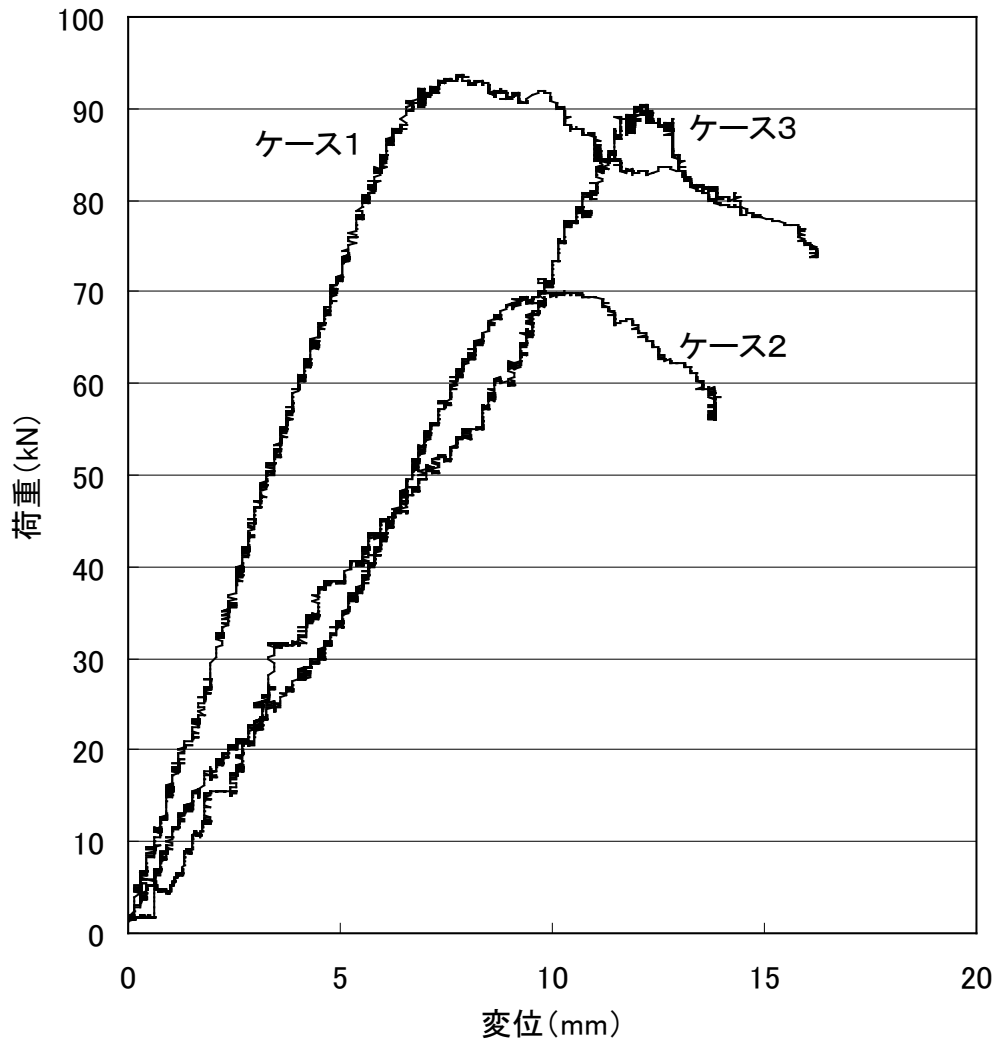


図 1 - 2 荷重と変位の関係



写真1-4 ケース1（2層足場）の座屈形



写真1-5 ケース2（3層足場、控えなし）の座屈形



写真1-6 ケース3（3層足場、控えあり）の座屈形

資料2 解析結果

1. 解析方法

倒壊した足場は、支柱（建地）と水平材が直交型クランプで結合されているため、単純にオイラーの座屈式により理論的に座屈荷重を計算することはできない。そこで、資料3（<http://www.jniosh.go.jp/publication/doc/rr/RR-94-6.pdf>）に示す方法により直交型クランプの回転剛性を考慮して解析を行う。

直交型クランプの回転剛性を考慮した座屈荷重 P_{cr} は式（1）により計算される。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_V}{\ell_V^2} + \frac{K}{a} \quad (1)$$

ここで、

EI_V : 建地の曲げ剛性

ℓ_V : 建地の座屈長

K : 建地と水平材の節点の弾性結合係数（弾性範囲）

a : 水平材の平均間隔（ $=\ell_V/n$ で n は水平材の数）

式（1）の第一項はオイラーの座屈式であり、第二項は結合部の回転剛性と水平材の数

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_F} + \frac{b}{6EI_H} \quad (2)$$

$$K_F = \frac{M}{\theta_F} \quad (3)$$

に関するものである。また、節点の弾性結合係数 K は、以下のように求められる。

ここで、

b : 水平材の長さ

EI_H : 水平材の曲げ剛性

K_F : 曲げ実験より求められる結合部の弾性結合係数（弾性範囲）

M : 曲げ実験で結合部に作用した曲げモーメント

θ_F : 曲げ実験での結合部の回転角

2. 解析結果

解析結果は表2-1のとおりである。ケース3における建地4本の座屈荷重は、実験で推定された座屈形より、

(ケース1の建地1本当たりの座屈荷重)×3+(ケース2の建地1本当たりの座屈荷重)×1として求めた。

解析結果/実験結果は115%~121%となり、解析結果が資料1に示す実験結果を15%~21%上回った。一方、資料3ではくさび結合式型枠支保工に対し同様の手法により解析が行われ、その結果を実験結果と比較しているが、解析結果が実験結果を3%~28%下回った。

このように、本件と資料3では解析結果と実験結果の関係が逆になったが、本件と資料3の場合の相違点は、本件では建地の中間に単管ジョイントが入っている点である。本件における実験では、資料1に示すように単管ジョイントを中心に座屈しており、単管ジョイントの位置で水平材等により水平方向の変位が拘束されていなかったことが、解析に比べ実験での強度を低下させた要因と考えられる。

表2-1 解析結果

	式(1)の 第一項 (建地1本 当たり)	式(1)の 第二項 (建地1本 当たり)	式(1)の 第一項+第二項 (建地1本 当たり)	解析での建 地4本の 座屈荷重	実験での建 地4本の 座屈荷重	解析/実験
ケース1	14.6kN (1.49tf)	13.6kN (1.39tf)	28.2kN (2.88tf)	112.9kN (11.52tf)	93.7kN (9.56tf)	121%
ケース2	6.5kN (0.66tf)	13.6kN (1.39tf)	20.1kN (2.05tf)	80.4kN (8.20tf)	70.1kN (7.15tf)	115%
ケース3	—	—	—	104.8kN (10.69tf)	90.5kN (9.23tf)	116%