

鋼製足場構造物の風荷重時の水平挙動に関する研究

下村, 百合子
九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻

孫, 玉平
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

前田, 潤滋
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

河野, 昭彦
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

他

<https://doi.org/10.15017/19063>

出版情報：都市・建築学研究. 8, pp.79-84, 2005-07-15. Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University

バージョン：

権利関係：

鋼製足場構造物の風荷重時の水平挙動に関する研究

Behavior of Steel-Scaffolding Structures Under Wind Loading

下村百合子*, 孫 玉平**, 前田潤滋**, 河野昭彦**, 福島正治**, 小山田英弘**, 松藤泰典***

Yuriko SHIMOMURA, Yuping SUN, Junji MAEDA, Akihiko KAWANO,
Masaharu FUKUSHIMA, Hidehiro KOYAMADA and Yasunori MATSUFUJI

Behavior of the scaffolding structures made of torii-type scaffolding frame under wind loading was studied by conducting nonlinear pushover analysis. A simple model that is consisted of five members is proposed in this paper instead of the prototype model of the torii-type frame with the aim of upgrading the analysis efficiency. The nonlinear analytical results showed that the proposed five-member model enables one to reasonably and effectively simulate the lateral behavior and collapse mechanism of the steel-scaffolding structures. The analytical results also indicated that the detailing of the linking rods play dominant role in preventing the scaffolding structures' collapsing, and hence should be carefully designed.

Keywords: *Wind loading, Steel-Scaffolding, Torii-type frame, Lateral behavior*
風荷重, 鋼製枠組足場, 鳥居型建枠, 水平挙動

1. 序

建設工事で使用する足場のような仮設構造物は、使用期間が短いために、設計・施工時において風などの影響が予想を超えることが稀にあり、台風や突発的な強風の影響を大きく受けることがある。大幢の報告¹⁾では、1988年から1997年の10年間に強風によって引き起こされた建設業での重大災害事故（死者3人以上の事故）のうち、約1割は足場のような仮設構造物の倒壊に起因するものと明らかになっている。また、1999年から2002年にかけて風による足場倒壊事故が5件報告されており¹⁾、死者こそ出なかったものの、道路封鎖など交通機関に大きな影響を及ぼした。これらの事故は、風荷重時における足場などの安全性を確保することの重要性を示唆している。

足場などの鋼製仮設構造物の耐風安全性を確保するには、風荷重作用時の力学特性を明らかにする必要がある。足場の耐風設計は、現在文献²⁾に基づいて行われている。しかしながら、現行の設計指針では、風荷重に対する仮設構造物の設計は現場において壁つなぎ材の本数と配置間隔に対する規定で行われており、建枠自体

と足場全体の水平挙動に対する検証は規定されていない。本研究は鋼製仮設構造物の力学特性を明らかにすることを目的に、枠組み足場の風荷重作用時の水平挙動および壁つなぎなどの影響について調べた。本報告ではその解析手法と計算結果を報告する。

なお、本論では解析対象を鳥居型建枠足場とした。その理由は、鳥居型建枠足場が軽量で施工性がよいことに加え部材の強度上の信頼性が高いことなどで、現在最も多く使用されているからである。

2. 足場部材のモデル化

2.1 鳥居型建枠の水平変形性能

まず、既成9種類の鳥居型建枠を、図1に示すようにモデル化し、荷重増分解析（Pushover解析）で各種建枠の水平挙動（初期剛性、降伏点強度など）を調べた。建枠の外枠の断面は全て $\phi 42.7 \times 2.3$ としている。また、若干の差はあるものの、図1に示すように幅1219mmの建枠には補強材が多く、それより幅が狭い建枠は補強材の数が少ないものが多い³⁾。

建枠のPushover解析は市販の汎用有限要素解析プログラムSAP2000を用いて行った。解析にあたって設けた仮定は次のとおりである。

1) 部材断面の曲げモーメントと回転角の関係は完全

* 都市共生デザイン専攻

** 都市・建築学部門

***北九州市立大学国際環境工学部

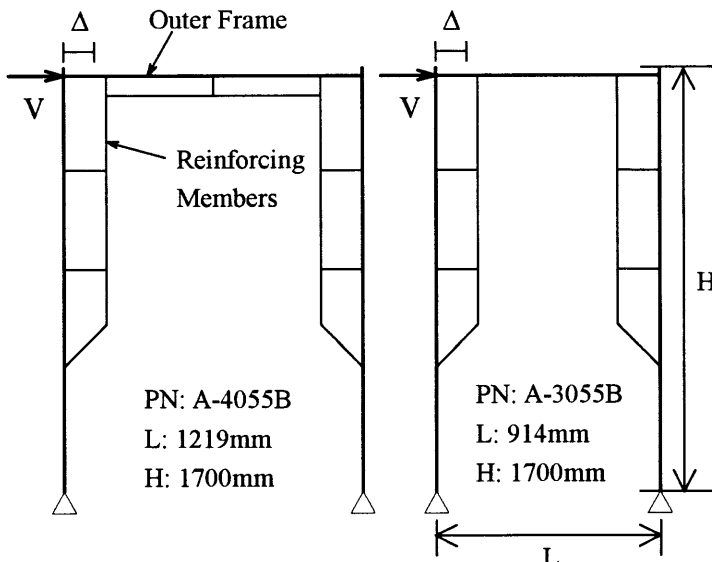


図1 鳥居型建枠の解析モデル

表1 建枠の詳細及び計算結果

Scaffolding Part Number	L (mm)	H (mm)	Support	Δ (mm)	V (kN)	Lateral Stiffness (kN/mm)
A-4064	1219	1930	pinned	30.6	3.90	0.128
			fixed	25.2	4.94	0.196
A-4055B	1219	1700	pinned	35.4	3.21	0.091
			fixed	25.3	4.41	0.176
A-405	1219	1524	pinned	33.0	4.06	0.126
			fixed	27.1	5.54	0.213
A-3064	914	1930	pinned	35.9	3.02	0.084
			fixed	30.1	4.00	0.133
A-3055A	914	1700	pinned	36.6	2.56	0.071
			fixed	26.0	3.59	0.139
A-305	914	1524	pinned	28.3	2.86	0.101
			fixed	22.9	4.00	0.175
A-6155A	610	1700	pinned	35.9	2.52	0.076
			fixed	23.5	3.50	0.149
A-615	610	1524	pinned	41.0	2.45	0.077
			fixed	34.2	4.22	0.142
A-2655A	762	1700	pinned	37.1	2.26	0.063
			fixed	26.1	3.25	0.125

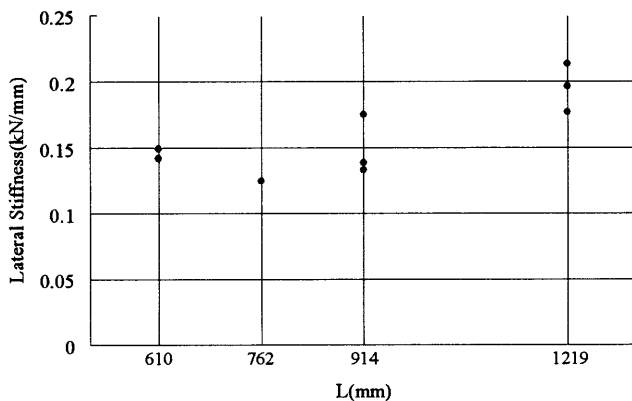


図2 建枠の幅と水平剛性の関係

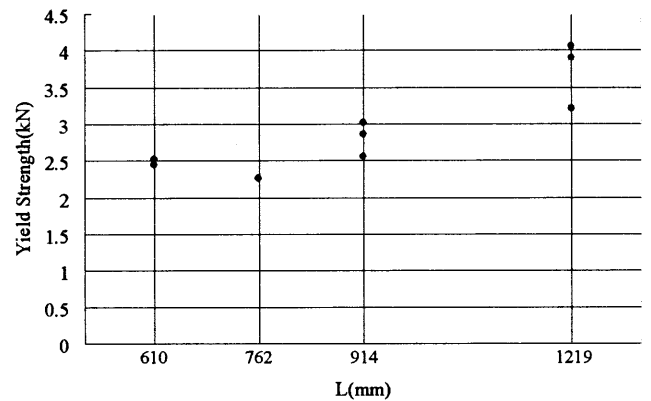


図3 建枠の幅と降伏強度の関係

弾塑性型である。

2) 塑性ヒンジは材端部に生じる。

また、支持条件はピン支持と固定支持の二種類の場合について解析を行った。ピン支持は通常の建枠と支持地面との境界条件に対応しており、固定支持は建枠同士の接続条件にほぼ対応している。

表1に各建枠の寸法詳細および計算結果を示す。鳥居型建枠の水平降伏耐力は2.2~5.5kNで、計算上水平剛性は0.06~0.21kN/mmであることが表1より分かる。

図2に水平剛性と建枠の幅の関係、また、図3に降伏強度と建枠の幅の関係を示した。図2と図3より、幅1219mmの建枠は補強材が多いため強度、剛性どちらも最大となっていることと、幅が大きいものほど強度、剛性ともにやや高くなっていることが分かる。

2.2 鳥居型建枠モデルの簡略化

足場構造の水平挙動の解析に先立って、建枠の計算用モデル化について述べる。本来足場の解析には図1に示すような建枠のモデルを用いるべきであるが、最

も一般的に用いられている幅1219mm高さ1700mmの建て枠の場合は部材数が31となり、解析に多大な労力を要することが容易に想像できる。たとえば、この原型モデルを6層7スパンの足場構造に適用した場合は、部材数は1500弱で解析に膨大な時間を費やすことになる。実工事での足場構造の規模を考慮すると、図1に示すモデルをより簡易なモデルに置き換えることが実用上の効率化を図る観点から必要である。

ここで、本論では鳥居型建枠を図4に示すような5部材からなるフレームをもってモデル化する。モデル化は5部材モデルの初期剛性と降伏耐力が原型モデルのそれらと等しくなるように、次の4点を調整することによって行う。

- 1) 柱下部無補剛部分の長さ l
 - 2) 梁の断面2次モーメント I_b
 - 3) 補剛される柱上部の断面2次モーメント I_c
 - 4) 柱上端部及び梁端部の降伏モーメント M_y
- 具体的な調整方法は以下に示す通りである。

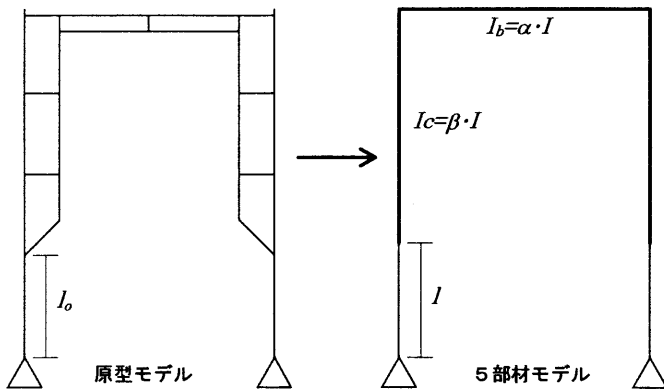


図4 鳥居型建柱の5部材モデル化

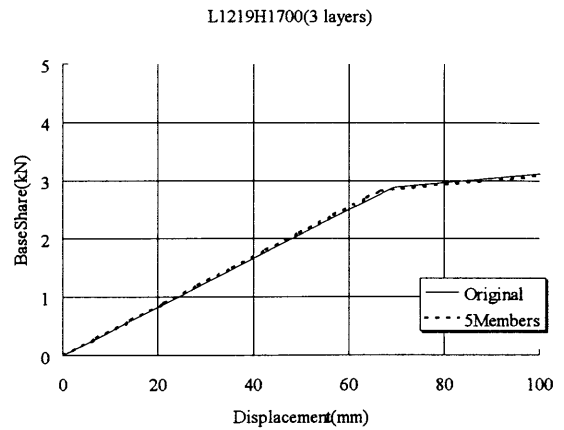


図5 3層平面足場の水平抵抗特性比較

表2 剛性係数及び5部材モデルの精度

L (mm)	H (mm)	Support	α	β	l (mm)	M_y (kNmm)	精度(剛性) (%)	精度(耐力) (%)
1219	1930	pinned	5.79	92	410	3761	99.9	98.2
		fixed					99.8	100.0
	1700	pinned	4.1	26	560	2731	99.6	99.1
		fixed					99.1	100.0
	1524	pinned	3.45	32.3	394	3025	99.9	97.8
		fixed					99.5	99.0
914	1930	pinned	2.92	36.7	340	2869	100.0	99.7
		fixed					100.0	98.4
	1700	pinned	1.83	76	597	2142	99.9	98.6
		fixed					100.0	97.6
	1524	pinned	1.78	76	375	2120	100.0	99.7
		fixed					99.9	97.1
610	1700	pinned	1.56	33	580	2101	99.7	98.5
		fixed					100.0	97.9
	1524	pinned	1	23.5	380	1866	100.9	88.9
		fixed					98.4	100.0
762	1700	pinned	1.42	33	570	1870	99.6	97.4
		fixed					101.4	97.2

- 1) I_b , I_c は外柱の断面2次モーメント I に係数 α , β をかけて調整する。
- 2) 柱下部の断面2次モーメントは I とする。
- 3) M_y の目安として原型モデルの水平降伏耐力に建柱性域高さの半分をかけたものを用い、5部材モデルの方が安全側になるように M_y を微調整する。
- 4) 柱下端部の降伏モーメントには外柱部材の全塑性モーメントを用いる。

表2に調整後の各パラメータの値と5部材モデルの精度を示す。表2より、幅610mm高さ1524mmの建柱を除いて水平剛性、強度ともに5部材モデルの値は原型モデルのそれとよく一致していることがわかる。

5部材モデルの精度と効率をさらに検証するために、2層および3層の平面的足場についてPushover解析を行った。

図5は幅1219mm高さ1700mmの建柱で構成した3層1スパン平面足場構造のPushover解析結果を、図6

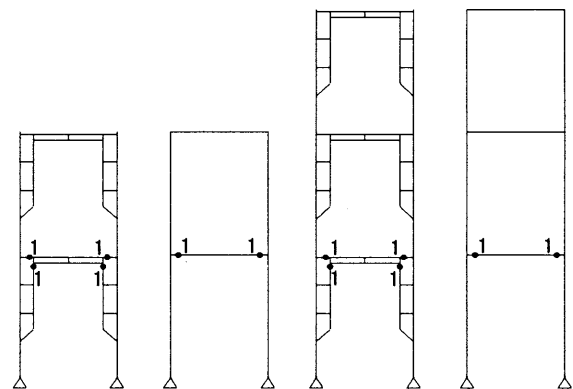


図6 平面足場のヒンジ形成位置の比較

表3 計算時間と解析ステップ数の比較

L (mm)	H (mm)	Model	2層		3層	
			time(s)	Step	time(s)	Step
1219	1930	Original	3.81	25	4.03	26
		5-Member	1.17	22	1.25	22
	1700	Original	3.36	32	5.29	35
		5-Member	1.17	22	1.3	23
	1524	Original	2.99	33	4.99	41
		5-Member	1.13	21	1.35	23

は2層と3層足場におけるヒンジの発生箇所を示す。なお、図5における変位は足場構造の最上層における水平変位を、図6中の数字はヒンジの形成順序を示している。図5より、足場が初めて降伏するまでの水平剛性および降伏耐力は、原型モデルによる計算結果と5部材モデルによる計算結果は精度よく一致していることが分かる。降伏後の大変位域では5部材モデルによる計算耐力は原型モデルから得たそれよりやや低くなっているが、足場には基本的に弾性域までしか変形させないことと、5部材モデルによる計算値がより安全側にあることを考えると、5部材モデルは適切なモデルであると言える。さらに、図6に示す足場のヒンジ形成位置を比較しても、5部材モデルの結果は原型モデルの

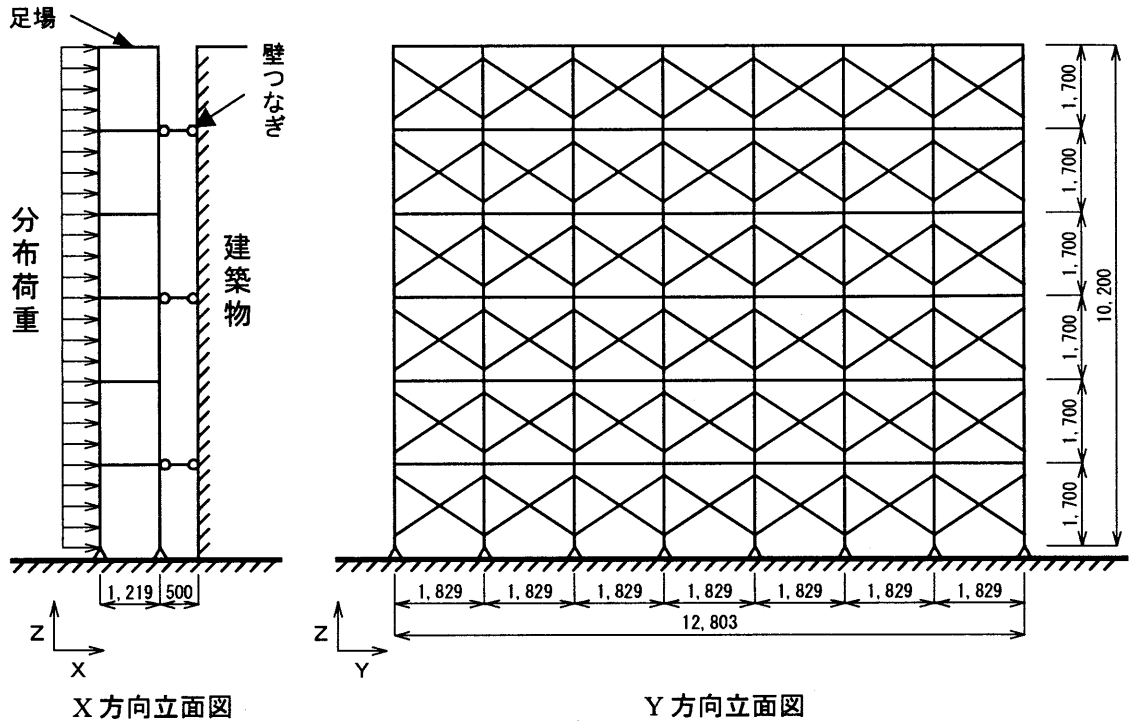


図7 解析対象足場構造の概要

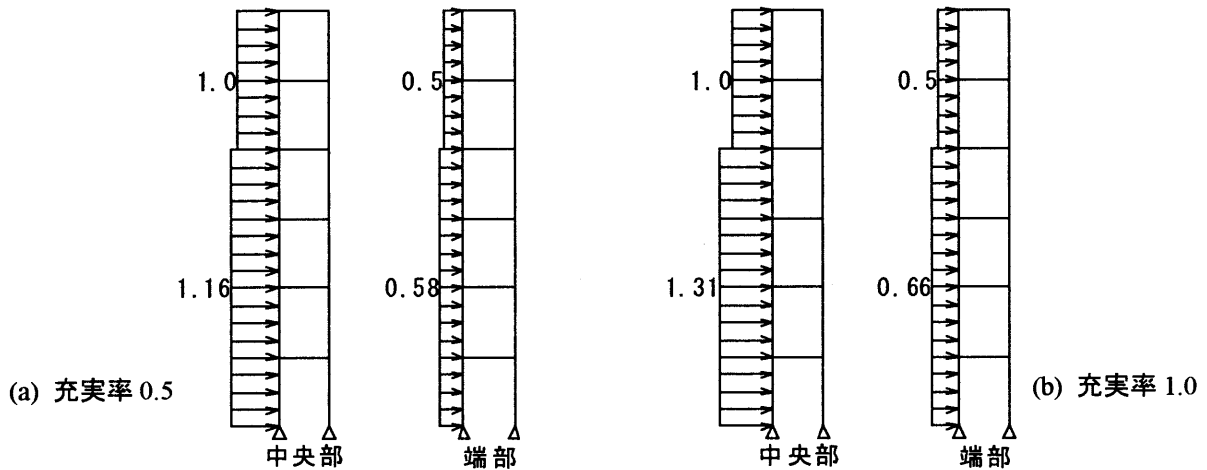


図8 風荷重の分布状況

それとよく対応しており、5部材モデルは足場骨組の塑性化後の挙動を追跡することも可能であることが分かる。

表3には幅1219mmの建枠を用いた足場のPushover解析にかかった時間と計算ステップ数を示している。表3に示す結果から、3層足場構造のほうで比較すると、計算時間は原型モデルのほうで4.03~5.29秒で、5部材モデルのほうは1.25~1.35秒となっている。建枠ごとに比較しても原型モデルの計算時間は5部材モデルを使った場合のほぼ2倍以上になっている。このことから、5部材モデルの使用は足場構造の水平挙動解析の計算効率を向上させるのに寄与しているといえる。

2.3 壁つなぎのモデル化

実際の足場構造の解析には、足場と建物とをつなぐ金具である壁つなぎのモデル化が必要不可欠である。本論では、文献4)と5)に基づき、壁つなぎを以下のようにモデル化する。

- 1) 主要材料はSS330材とする。(引張り強さ330N/mm², 降伏点205N/mm²)
- 2) 主材はW5/8のボルト(有効径14.376mm)なので、直径14.4mmの棒材として扱う。
- 3) 圧縮及び引張り強さが8.83kN以上なので、降伏強度は8.83×(205/330)=5.49kNとする。
- 4) 軸方向力のみ負担し、軸力と軸変位の関係は完全弾

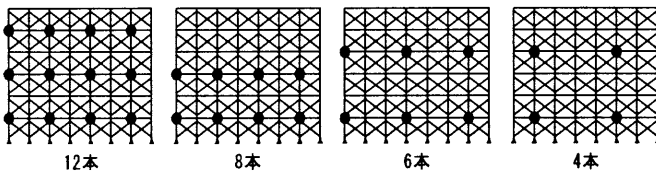


図9 壁つなぎ取り付け条件(その1)

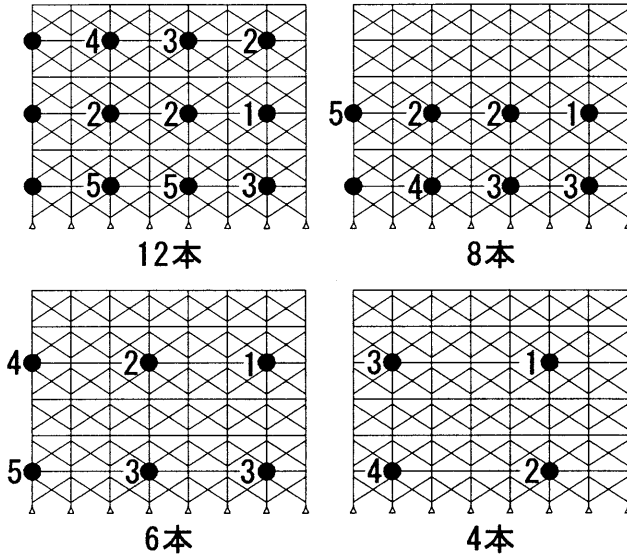


図10 壁つなぎの破壊順序

塑性モデルとする。

5) 端部接合条件はピン接合とする。

2. 4 筋交いのモデル化

足場を面外でつなぐための筋交いは文献4)に基づき以下のようにモデル化した。

- 1) 材料はSTK500とする。
 - 2) 端部接合条件はピン接合とする。
 - 3) 外径21.7mm, 厚さ1.9mmの鋼管とする。
- なお, 筋交い自身では降伏しないものとする。

3. 足場構造の水平挙動の解析結果と考察

3. 1 解析対象と条件

前節で述べた5部材モデルを用いて, 枠組み足場構造の風荷重時のPushover解析を行った。解析対象は図7に示す, 6層7スパンの足場構造である。地域区分を一般市街地とし, 床については剛床仮定(床面内の剛体回転を拘束しない)とした。また, 足場全面に充実率0.5のネットを取り付けた場合と充実率1.0の防音パネルを取り付けた場合の2種類について解析を行った。図7より, 解析対象の足場構造は低層のものであるため風速分布は高さ方向に沿ってほぼ一定になっていることが分かる。

3. 2 足場構造における風荷重

足場に作用する風荷重については文献2)の規定に従って以下に述べるように設定した。

表4 壁つなぎ降伏時の水平力と平均風速

		充実率0.5		充実率1.0	
		水平力 (kN)	風速 (m/s)	水平力 (kN)	風速 (m/s)
壁つなぎ 配置数	4	15.19	17.24	15.64	13.26
	6	24.42	21.86	23.45	16.24
	8	27.40	23.16	25.06	16.79
	12	48.34	30.76	47.10	23.02

1) 足場に作用する風圧力は式(1)による。

$$P=q_z \cdot C \cdot A \quad (1)$$

2) 検討対象は高さ方向の風速分布が一定であるため, q_z が一定となり, P は C によって決まる。一方, C は式(2)による。

$$C=(0.11+0.09\gamma+0.945C_o \cdot R) \cdot F \quad (2)$$

3) 式(2)における諸係数のうち, F 以外は高さによらず一定値を取る。したがって, C の値は F によって決まる。

4) F 値は正の風力(足場が建物側に押される風力)の場合, 上層2層部分は式(3), その他の部分は式(4)によって求まる。

$$F=1.0 \quad (3)$$

$$F=1+0.31\phi \quad (4)$$

解析例では充実率 ϕ が0.5と1.0の2種類の場合なので, 足場に作用する分布荷重の比は図8に示すようになる。図8より分かるように, 端部の足場では風の作用面積 A の関係から受ける分布荷重の値は中央部足場のその1/2となっている。

なお, 式(1)から式(4)における諸記号の持つ意味は下記の通りである。

P :足場に作用する風圧力(N)

q_z :地上高さ Z (m)における設計用速度圧(N/m²)

C :足場の風力係数

A :作用面積(m²)

γ :第二構面風力低減係数

C_o :シート等の基本風力係数

R :シート等の縦横比による形状補正係数

F :建築物に併設された足場の設置位置による補正係数

ϕ :シート等の防音パネルの充実率

3. 3 解析結果と考察

足場骨組の立体Pushover解析は壁つなぎの本数と取り付け位置をパラメータにして行った。

図9に壁つなぎの配置条件その1を示す。表4は壁つなぎが最初に降伏したときの水平力(ベースシャー)と風速の計算結果を示している。表4より, 足場構造の降伏時の水平力では, 足場に掛けるシートの充実率の違

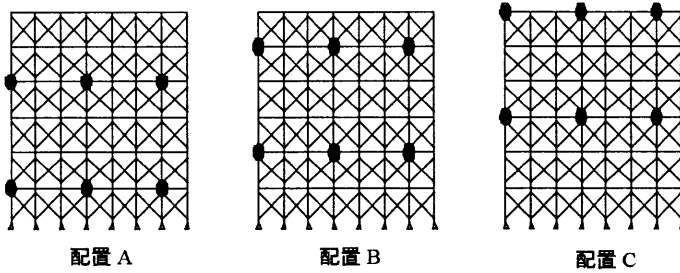


図 11 壁つなぎ取り付け条件 (その 2)

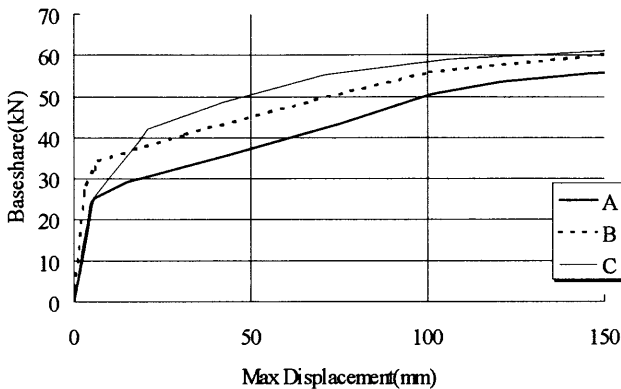


図 12 壁つなぎ配置による影響

いによる影響はさほど見られないが、平均風速では約 4 ~ 7m/s の差があることが分かる。すなわち、充実率の高い防音パネルを足場に取り付けることは風荷重に対してのリスクが相対的に高いということがいえる。

また、壁つなぎの取り付け数が 12 本の場合は一般的な配置で、8 本の場合は足場の上層部の壁つなぎが一時的に撤去されている場合を想定したものである。表 4 から分かるように、壁つなぎ 12 本の場合に比べて 8 本の場合は降伏時の風速が 7m/s 以上小さくなっている。このことは、一時的とはいえ上層部の壁つなぎが取り外されることは急な突風等に対して足場構造はより危険な状態に晒される恐れがあることを示している。

図 10 には壁つなぎの破壊の進展状況を示す。図中における数字は壁つなぎが降伏した順番である。図 10 より、壁つなぎが 12 本の場合、破壊は中層から上層、下層へと進展していることが分かる。このことは、上層 2 層の荷重分布が小さくなっていることが関係していると思われる。また、その他の場合は、破壊は上層から下層に進展していることが分かる。

さらに、壁つなぎの本数を一定にしてその配置位置の違いによる影響を調べるために、図 11 に示すような壁つなぎの配置条件を設定して Pushover 解析を行った。図 11 に示す条件では充実率 1.0 の場合の解析のみを行った。図 12 はその計算結果である水平力と最大変位の関係を示している。ここでの最大変位とは、構造全体で生じた最大変位のことである。

図 12 より以下のことが分かる。配置ケース A では足場の初期剛性と強度がともに低く、一気に崩壊していくが、ケース B では初期剛性と強度がともに高く、ケース A よりも足場が緩やかに崩壊する。ケース C は初期降伏強度が低いものの、ケース B よりも足場は更に緩やかに崩壊している。このことから、壁つなぎの本数が同じである場合は、壁つなぎをできるだけ上層のほうに設置すべきであるといえる。

4. 結論

本研究では、足場骨組みの非線形 Pushover 解析を行い、その解析結果について考察を行うことによって、本論で提案した 5 部材フレームによる鳥居型建枠のモデル化が足場構造の水平挙動解析に効率的で、かつ合理的なモデルであることを示した。また、枠組み足場構造の対風設計において壁つなぎを適切に設置することは足場の剛性と強度の確保に、極めて重要であることを解析的に明らかにした。

今後は建枠や壁つなぎの水平加力実験を行って、5 部材モデルの正確性の検証と壁つなぎの軸剛性を明らかにし、解析精度の更なる向上を図る必要がある。また、強風の吹き上げや吹き降ろし時の足場の挙動に関する検討も今後の課題としたい。

謝辞

本研究は、九州大学 21 世紀 COE プログラム「循環型住空間システムの構築」の一環として行われたもので、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 大嶋勝利：仮設物の風災害・地震災害の実情，九州大学 21 世紀 COE プログラム「循環型住空間システムの構築」第一回仮設工学ワークショップ資料，pp.23-24，2004.11.
- 2) 仮設工業会（社）：風荷重に対する足場の安全技術指針，2004.10.
- 3) 日建九州リース（株）：仮設資材カタログ vol.2，2003
- 4) <http://www.sugisakilease.ne.jp/syouhin.html> 杉崎リース工業（株）：ホームページ
- 5) <http://www.jaish.gr.jp/anzen/html/select/anhr00.htm> 安全衛生情報センター：ホームページ，鋼管足場用の部材及び付属金具の規格 第四章 壁つなぎ用金具（第四十四条～第四十八条）

(受理：平成 17 年 6 月 9 日)