

全天候型自動化施工システムの開発と実施 —その6：構造計画—

翁 幸久* 岩田 昌三*
吉田 博幸*

要 旨

本システム導入にあたり、地震力・風荷重を想定しこれらの荷重と本システムの重量が本体建物に与える影響について検討した。その結果、鉄骨部材を変更する必要がないことを確認した。

また、想定した風荷重の検証およびフレーム内の作業環境（風速）を予測すること目的に風洞実験を行った。以下にその結果を示す。

- ①暴風時の風荷重は「建設用リフト構造規格」式で風速 $v=35\text{m/sec}$ として算出できる。
- ②フレーム内部の平均風速が 2m/sec を超える確率は 1% 以下である。

1. まえがき

本建物は評定物件であるため構造躯体をはじめ、仕上荷重および設計法が変更できないことを前提にリフトアップフレーム（トラス梁を格子状に組んだ屋根フレーム、油圧ジャッキ用のラダーを組み込んだ 10 本の支柱フレーム、側面シートを支える側壁フレームで構成）を設計した。本システムは本体建物の上に乗せ掛けている構造であり、支持条件や建築物への影響も施工手順により複雑になる。また、最高高さも最終段階では 100m を超えるため、風や地震荷重も過酷かつ複雑な条件が予想される。

そのため、仮設構造物である本システムの設計荷重の設定、およびフレームが本体建物に与える影響の把握が重要である。そこで、

- ①振動応答解析で地震力を設定し安全性を確認した。
- ②風洞実験で風荷重の妥当性を確認した。
- ③本体建物に与える影響を一貫設計プログラムで確認した。

以下、本報ではこれらの検討概要と結果を述べる。

2. 設計方針

2.1 本体建物の検討

下記に本体建物に対する検討方針を、図-1 に検討フローを示す。

- ①地震力、風荷重および許容応力度の取扱は、「期限付き構造物」等の設計に準ずる。
- ②耐震安全性については下記の 2 段階に分けて確認する。

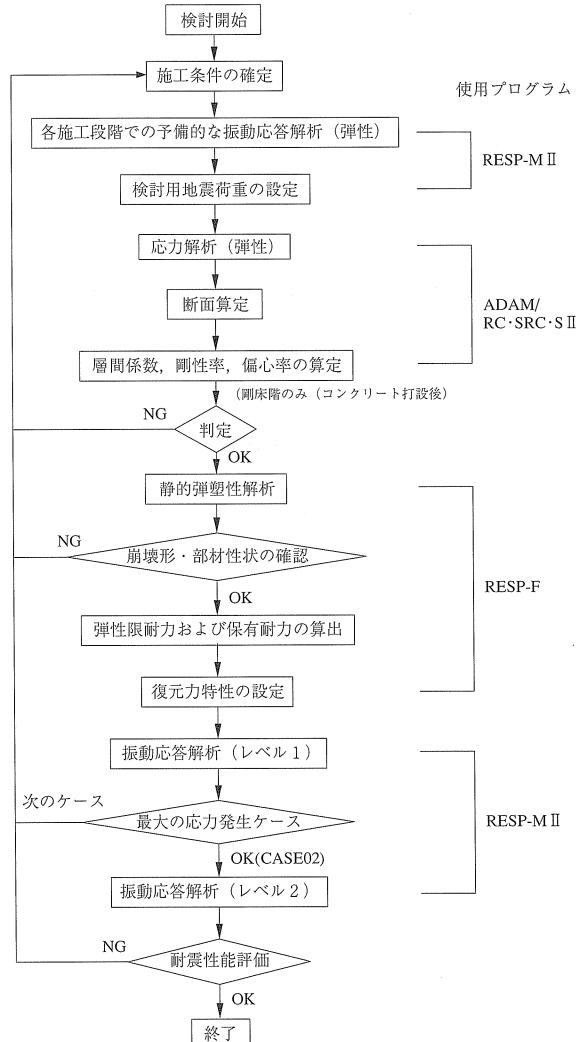


図-1 検討フロー

*技術本部 FACES プロジェクトチーム

- a. レベル1：本体建物と本システムを一貫設計プログラムに組み込み6ケース（18階、R階、PH（ペントハウス）階それぞれの梁の有無別）に分けて検討する。
- b. レベル2：最大応力発生時（PH階施工時）の1ケースを検討し各施工階の安全性を確認する。

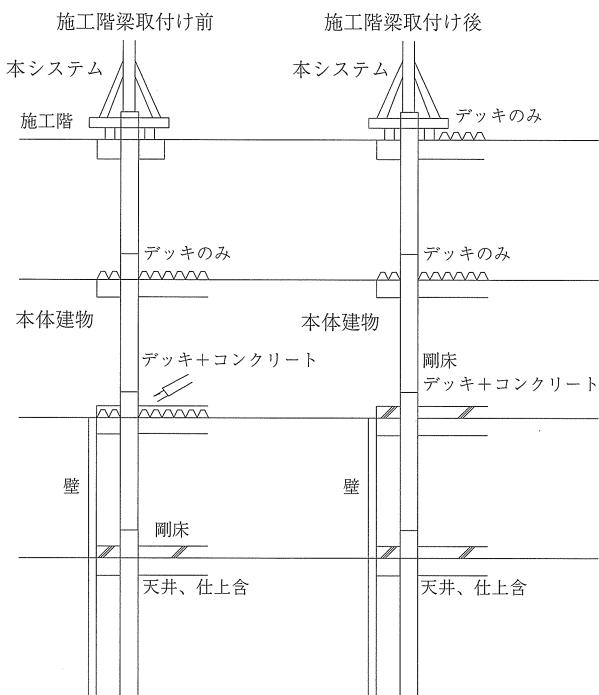


図-2 本体建物の解析モデル

③同一の施工階でも施工状態により架構条件が異なるため、梁の有無別にケースを分けて振動応答解析を行う。図-2に解析モデルを示す。

2. 2 本システムの設計方針

下記に本システムの設計方針を示す。

- ①クレーン、風、雪、地震などの荷重（外力）を想定する。
- ②許容応力度法を用いて部材の安全性を確認する。
- ③架構条件

a. 屋根フレーム

作業空間（H=11.0m）を確保するため、支柱フレームを外側に配置し、門型フレームをトラス材で構成する。

b. 支柱フレーム

ラダー（仮設孔明き支柱）で鉛直荷重を、側壁支柱で水平荷重を負担し、施工時およびリフトアップ装置の削減を図るため、施工時、リフ

トアップ時とも同一の反力柱使用する架構である。

c. 側壁フレーム

外壁の施工を効率的に行うため側壁を外部足場として使用し、リフトアップ時の盛換え作業および外壁のダメ工事をなくすため、本体との壁つなぎを削除した。

図-3～5に架構図を、図-6に解析モデルを示す。

④使用材料

表-1に本システムのおもな使用材料を示す。

表-1 本システムのおもな使用材料

材料	種別	使用場所	備考
鋼材	SM490A	大梁トラス	$\sigma_u = 3.3 \text{tf/cm}^2$ 1.1F
	SS400	小梁トラス、他	$\sigma_u = 2.4 \text{tf/cm}^2$ 1.1F
	SM570	カンヌキ	$\sigma_u = 4.1 \text{tf/cm}^2$ 1.1F
高力ボルト	F10T	M16～M22	T0=0.45
溶接			工場 1.0F (1tf/cm ² =98MPa)

3. 荷重の設定

3. 1 本システムの固定荷重（G）

鉄骨、側壁内足場、リフトアップ装置、クレーンの電気関連装置等の固定荷重を考慮する。

3. 2 積載荷重（L）

表-2に本体建物と本システムの積載荷重を示す。

表-2 本体建物とF A C E S の積載荷重

		床	小梁	ラーメン	地震	(kgf/m ²)
1	作業階（建物）	150	150	5*	5*	
2	屋根	5	5	5	5	
3	点検用歩廊	180	130	60	0	
4	制御室	180	155	130	60	
5	外部足場	400**	400	400	5	

(1kgf/m²=9.8Pa)

*作業階に100名程度（100×65/1400=4.6kgf/m²） {45.1Pa}

**1.8m×1.0m当り（上下作業は行わない）

1：本体建物の積載荷重

2～5：まではフレームの積載荷重

3. 3 積雪荷重（S）

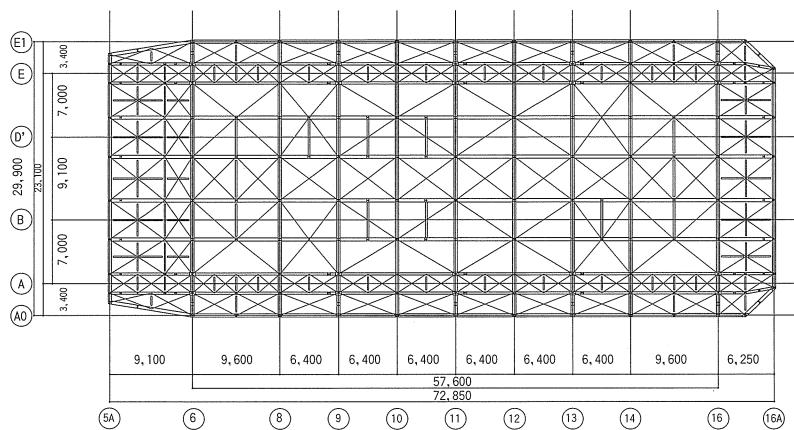
$$\omega = \rho \times D$$

ρ ：単位重量 = 2.0 (kgf/m²·cm) {19.6Pa·cm}

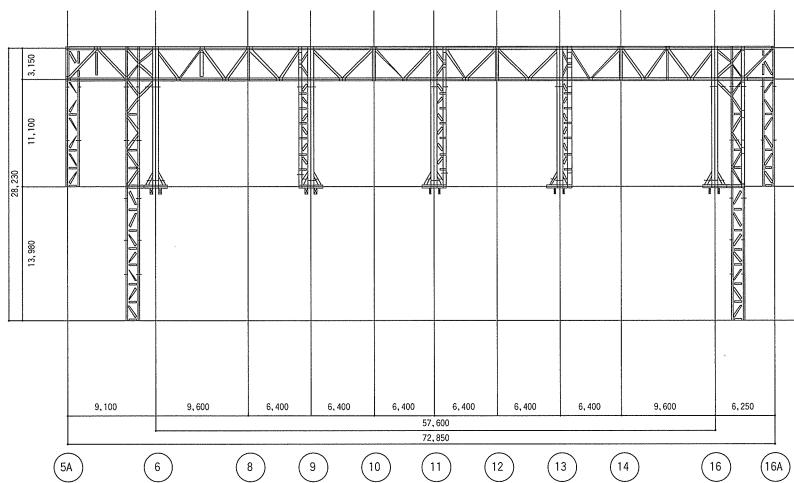
D：最深積雪深さ = 30 (cm)

ω ：雪荷重 (kgf/m²) {1 kgf/m² = 9.8Pa}

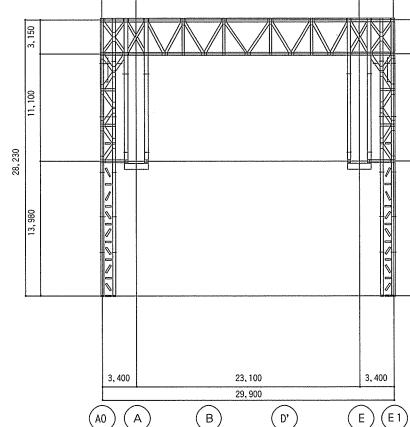
= 60 (kgf/m²) {588Pa}



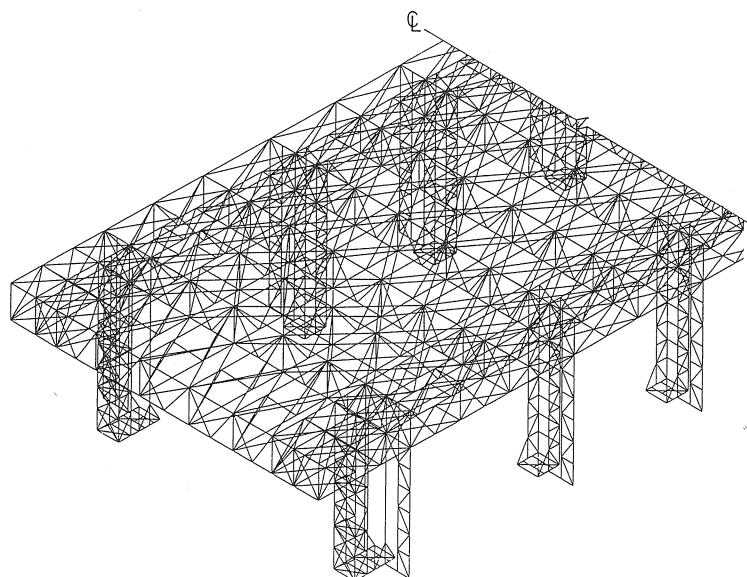
図一3 上弦材梁伏図



図一4 軸組図（桁方向）



図一5 軸組図（妻方向）



図一6 解析モデル

3.4 地震荷重 (K)

仮設物として地震力を低減するが、阪神淡路大震災直後の大地震が危惧される状況下で設計したため、入力振動をレベル1は20cm/sec、レベル2は40cm/secに設定した。表-3に地震荷重の設定概要を示す。

表-3 地震荷重の設定

入力波	EL CENTRO 1940 NS	HACHINOHE 1968 NS
	TAFT 1952 EW	TOKYO101 1956 NS
1次減衰定数	$h = 0.02$ (内部粘性型)	
振動系モデル	10~23質点等価曲げせん断型モデル	
入力振動	レベル1 (20cm/sec)	レベル2 (40cm/sec)
耐震目標性能	部材の応力が許容応力度以内 最大応答層せん断力が弹性限耐力を超えない	部材に降伏が生じても層が降伏しない 最大応答層せん断力が層崩壊耐力を超えない
FACESの最大応答層せん断力係数	0.40	0.80

3.5 風圧力 (W)

$$P = C \times q \times r$$

C : 風力係数

q : 速度圧 (kgf/m^2) { $1 \text{ kgf}/\text{m}^2 = 9.8 \text{ Pa}$ }

$$= 1/30 \times V^2 \times 4 \sqrt{h} (\text{kgf}/\text{m}^2) \quad \{1 \text{ kgf}/\text{m}^2 = 9.8 \text{ Pa}\}$$

r : 充実率 = 0.83 → 1.0 (ターポスクリーン #2054)

P : 風圧力 (kgf/m^2) { $1 \text{ kgf}/\text{m}^2 = 9.8 \text{ Pa}$ }

V : 風速 (季節風時 = 35 (m/sec))

暴風時 = 60 (m/sec))

h : 高さ (m)

図-7～11に風力係数を示す。

①季節風時

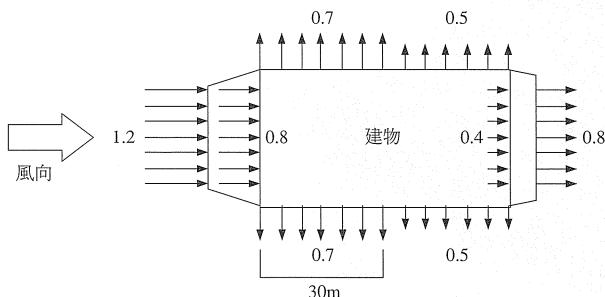


図-7 季節風時の風力係数（風向き妻面）

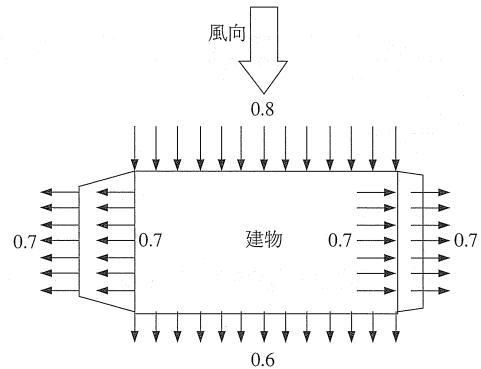


図-8 季節風時の風力係数（風向き桁面）

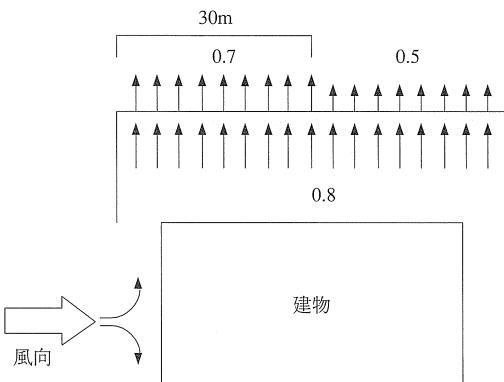


図-9 季節風時の風力係数（屋根面）

②暴風時（外壁ターポスクリーンを取り除く）

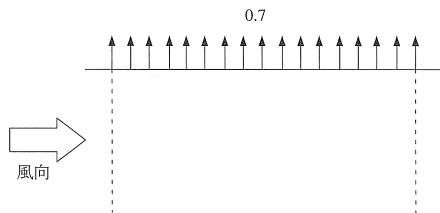


図-10 暴風時の風力係数

③局部風圧

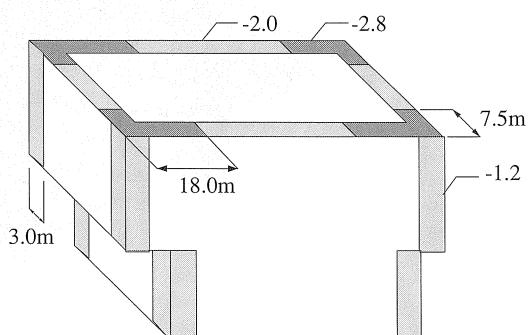


図-11 局部風圧の風力係数

3. 6 クレーン荷重 (C)

クレーン荷重は、吊り荷荷重、最大車輪圧、走行時荷重を考慮する。

3. 7 組合せ荷重

表-4に中期と短期の組合せ荷重を示す。

表-4 組合せ荷重

荷重の状態		組合せ
中期	走行時	G + L + C
	リフトアップ時	G + L + C 1
短期	暴風時	G + L + C 1 + W
	積雪時	G + L + C + S
	地震時	G + L + C 1 + K

- ・ C 1 : 吊り荷は考慮しない
- ・ 暴風時（風速 35m/sec以上）は作業中止。

4. 梁継手位置の変更

リフトアップフレームを支えるため、A、E通りの⑥、⑨、⑪、⑬、⑯通りに接する梁の継手を、原設計と同じ形状で柱面より390mm内側に移動する。梁断面は変更しておらず、梁剛性および耐力は、原設計と同じであり、せん断補強をした仕口の安全を確認した。

図-12に梁継手の位置を示す。

5. 検討結果

5. 1 本体建物の検討結果

① レベル1 (20cm/sec)

1階の応答層せん断は、CASE02で $Q_1=2107\text{tf}$

{20.65MN} (HACHINOHE NS) が最大となる。上層部重量が大きく上層部が振られるが、各ケースの最大応答値は、いずれも弾性限耐力 (Q_{y1}) 以下であり、転倒モーメントも設計時の転倒モーメントより小さく、20cm/sec相当の地震に対して十分安全であることを確認した。

図-13に最大応答せん断力を示す。

② レベル2 (40cm/sec)

レベル2の検討は、レベル1時の応答層せん断力 Q_1 が最大となる CASE02で検討した。

各地震波の最大応答値は、層崩壊耐力 (Q_{y2}) 以下である。また、リフトアップフレーム階のP-δを考慮して、最大応答値に曲げ応力分のせん断力を付加した層せん断力も Q_{y2} 以下である。

塑性率の最大値は、X方向がFoot階で1.41

(ELCENT.NS)、Y方向は3階で1.22 (HACHI.NS) になるが、いずれも2.0以下である。

図-14に最大応答せん断力を示す。

この結果より、本体鉄骨の主要構造部材の変更なしに本システムを導入できると判断した。

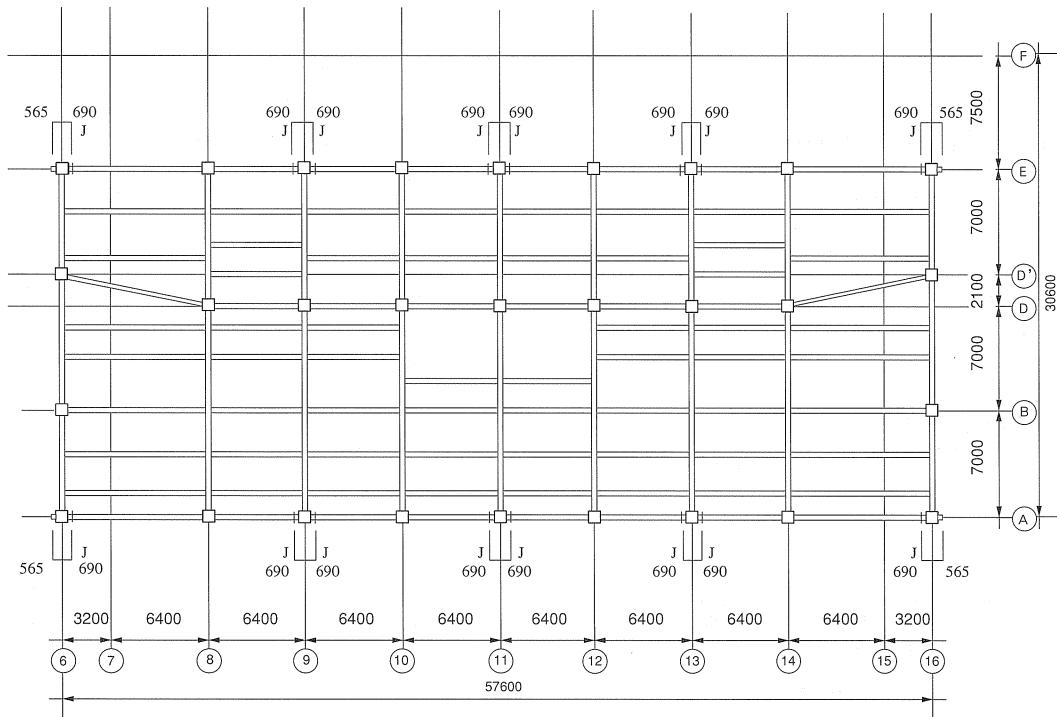


図-12 梁継手位置

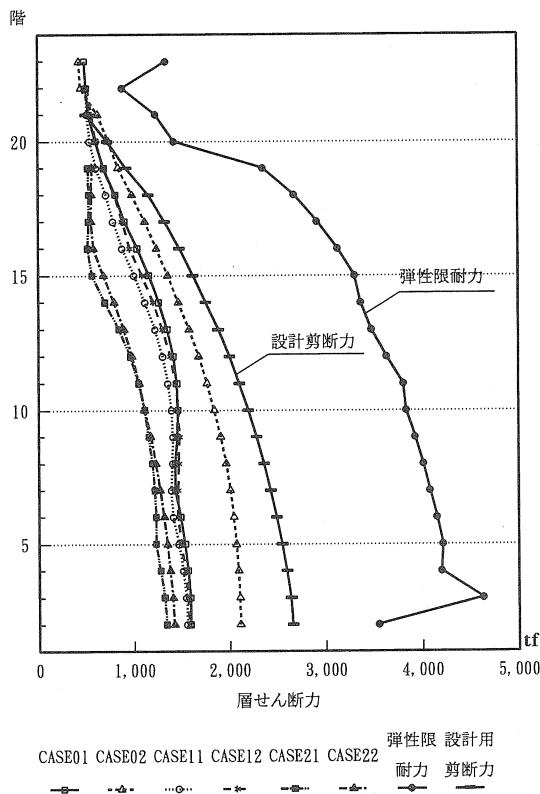


図-1 3 レベル 1 (20cm/sec) 最大応答せん断力

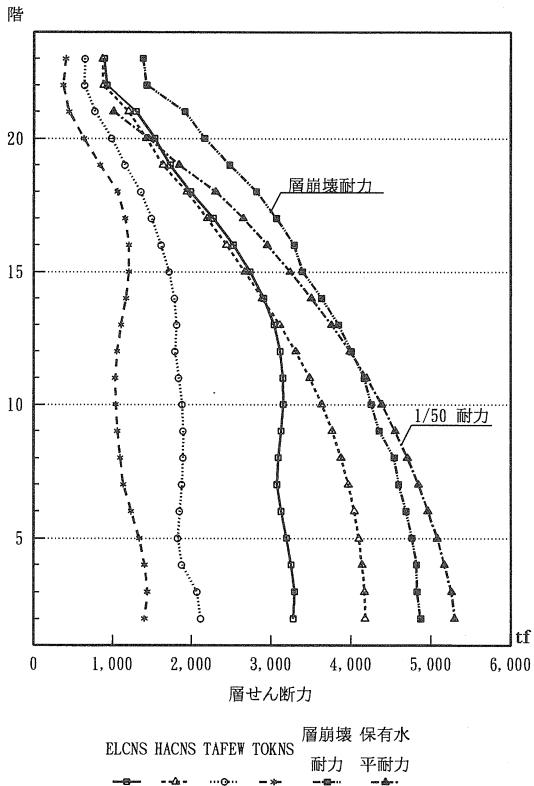


図-1 4 レベル 2 (40cm/sec) 最大応答せん断力

5. 2 本システムの検討結果

①部材断面の検討

全ての部材の応力は、許容応力度以下であり、安全であることを確認した。

②レールのたわみ

レールのたわみ（クレーン荷重時）も1/800以下であり支障ないことを確認した。

6. 風洞実験

前述した風圧力の検証と、フレーム内の作業環境を把握するために風洞実験を行った。

6. 1 外装材設計用風荷重

(1) 設計風速

設計風速の仮定値は次のとおりである²⁾。なお、基準高さH=94.1mは、本体建物屋上高さ77.8mの上部に、リフトアップフレームが設置されている高さである。

地表面粗度区分 : IV

設計用再現期間 (r) : 4 年

基本風速 (U^0) : 38m/sec

基準高さ (H) : 94.1m

(リフトアップフレーム頂高さ)

設計風速は、基準高さHにおける風速で、次の式より算定する。

$$U_H = U_0 \cdot E_H \cdot R$$

U_0 : 基本風速

E_H : 風速の鉛直方向分布係数Eの基準高さHにおける値

R: 風速の再現期間換算係数

風速の鉛直方向分布係数Eは次の式より算定する。

$$E = Er \cdot Eg$$

Er: 平坦とみなせる状況での風速の鉛直分布を表わす係数

Eg: 小地形による風速の割増を表わす係数

Erは粗度区分をIVと仮定したので、Z ≤ 10 の場合

Er=0.58、10 < Z ≤ 550 の場合 Er=1.7 · (Z/550)^{0.27}となる²⁾。

Z: 地表面からの高さ

Egは、建設地の周辺の状況により風速が増加すると判断される場合に考慮する値で、計画地周辺には平坦があるので Eg= 1とした。

風速の再現期間換算係数Rは、設計用再現期間に応じて次式から算定する。なお、本システムは仮設物であるため、再現期間を4年に設定した³⁾。(使用期間1年以下の場合は再現期間を4年以上設定することになっている)

$$R=0.54+0.1 \cdot \ln (r)$$

r : 設計用再現期間

以上から基準高さ H での設計風速は、 $U_H = 27.2 \text{ m/sec}$ となる。

(2) 設計風荷重

本実験結果より、外装材用設計風荷重を算定した²⁾。建築物荷重指針では、平均風圧係数にガスト影響係数を乗じてピーク風圧係数を求ることとしているが、本実験ではピーク風圧係数を直接求めた。

外装材に作用する風荷重は、次式により算定する。

$$W_c = q_H \cdot C_f (\text{peak}) \cdot A$$

W_c : 風荷重 (kgf)

q_H : 設計用速度圧 (kgf/m²)

$$\{1 \text{ kgf/m}^2 = 9.8 \text{ Pa}\}$$

$C_f (\text{peak})$: ピーク風力係数

A : 受圧係数 (m²)

設計用速度圧 q_H は次式により算定する。

$$q_H = 1/2 \cdot \rho \cdot U_H^2$$

q_H : 設計用速度圧 (kgf/m²)

$$\{1 \text{ kgf/m}^2 = 9.8 \text{ Pa}\}$$

ρ : 空気密度 : 0.125 (kgf · sec²/m⁴)

U_H : 設計風速 (m/sec) : 27.2m/sec

ピーク風力係数 $C_f (\text{peak})$ は次式により算定する。

$$C_f (\text{peak}) = C_{pe} \cdot G_{pe} - C_{pi} \cdot G_{pi}$$

$C_{pe} \cdot G_{pe}$: 外装材外側の測定点におけるピーク風圧係数で、実験結果 $C_{pe (\max)}$ または $C_{pe (\min)}$ を用いる。

$C_{pi} \cdot G_{pi}$: 外装材外側の測定点におけるピーク風圧係数で、 $C_{pi (\max)}$ または $C_{pi (\min)}$ を用いる。

図-15 に以上の手順で算出した最大風荷重を示す。

(3) 設計用風圧力の検証

図-16 に 3.5 で定めた風圧力を示す。

暴風時に屋根材の飛散を危惧して風力係数を割り増ししているため、屋根面の荷重は大きめになっている。

風圧力が最も小さい桁側の側面で 101kgf/m² に対して、実験により求めた風荷重は 116kgf/m² となり、1.15 倍ではあるが許容応力度の安全率内であり、暴風において 3.5 の式に風速 $v=35 \text{ m/sec}$ を用いても妥当であると考える。

また、設計用風速度圧 q_H を 101kgf/m² とし、設計風速 U_H を逆算すると $U_H = 25.5 \text{ m/sec}$ なることから、台風時の危機管理の基準値を 25m/sec とした。

6.2 フレーム内の風環境

(1) 実験結果

現場溶接で CO_2 ガスシールドアーク半自動溶接を用いた場合、作業可能な風速は 2m/sec 以下である。そこで評価対象地域上空の風速発生頻度が東京管区気象台での観測データ（毎正時 10 分間平均風速）から求めたものと同じワイルパラメータで表わせるものとして、各測点における平均風速が 2m/sec を超える確率（以下、単に風速超過確率と呼ぶ）を次の式より求めた。なお、溶接作業は季節により作業時間が事なるため、1 年を 4 つの季節（春夏秋冬）に分類し、さらにそれを 4 つの時間帯に分類したものについて風速超過確率を算出した。

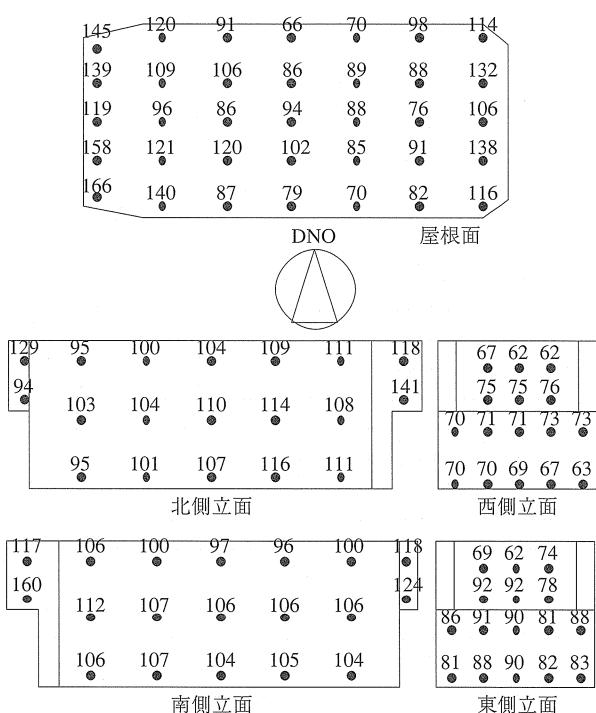


図-15 最大風荷重 (kgf/m²)

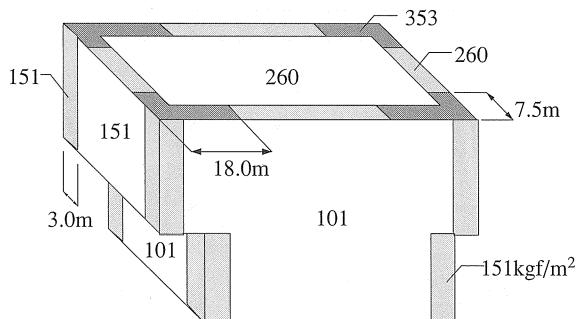


図-16 風圧力 (kgf/m²)

$$P(\bar{V} > v) = \sum_a A(a) \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\bar{V}}{R(a) \cdot C(a)} \right)^{K(a)} \right\}$$

$P(\bar{V} > v)$: 毎時平均風速 \bar{V} が v を超える確率

$A(a)$: 風向 a の風配

$C(a)$, $K(a)$: ワイルパラメータ

$R(a)$: 実験で求めた風速比

表-5に以上より求めた通年における時間帯別の平均風速2m/secの超過確率予測結果を、図-17にフレーム内計測点番号を示す。

(2) 考察

東・西に開口部があり、ここからリフトアップフレーム内に風が流れ込む。この開口部付近の風速比は内部に比べて常に大きい値を示している。特にそれぞれの開口部が風上側に位置するときには、風速比は0.7~0.8

表-5 超過確率予測結果

No.	1:00~6:00	7:00~12:00	13:00~18:00	19:00~24:00
	CASE1	CASE1	CASE1	CASE1
1	4.8	11.7	26.5	13.9
2	3.5	8.4	18.3	8.4
3	10.7	16.0	27.0	19.4
4	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.1	0.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	0.0	0.0
13	0.0	0.0	0.1	0.0
14	0.0	0.1	0.4	0.0
15	0.1	0.6	1.3	0.4
16	0.0	0.0	0.0	0.0
17	0.0	0.0	0.0	0.0
18	0.0	0.0	0.0	0.0
19	14.4	14.5	11.3	13.5
20	17.5	16.3	12.1	15.4
21	21.7	21.3	16.0	18.6

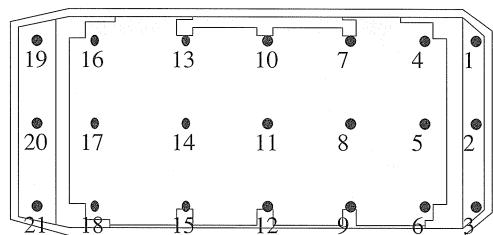


図-17 フレーム内部の計測点

程度の値を示す。しかし、フレーム内部では風速比は小さく、0.1~0.2程度である。したがって、平均風速2m/secを超える確率も内部では0~1%となるが、開口部付近では20~30%の値となる。また、春と夏には南の風が卓越するために東側の開口部付近の確率が高くなり、秋と冬には北の風が卓越するので西側の開口部の確率が高くなる。

平均風速2m/secを超える測定点が開口部付近に見られるが、リフトアップフレーム内部の測定点では平均風速が2m/secを超えることはほとんどないと予想される。

また、リフトアップフレーム内部の測定点では月最大平均風速でも2m/secを超えない結果となった。

7.まとめ

以上、本システムの導入にあたりおもな構造検討について報告した。施工期間中、地震を2回、台風に1回遭遇したが、何事もなく工事を進めることができた。

検討内容のおもな成果を以下に示す。

- ①部材の変更なしに本システムが導入できる。
- ②暴風時の風荷重は風速 $v=35\text{m/sec}$ として算出できる。

地震力については、低減が今後の課題として残される。ただし、フレームの剛性が本体鉄骨の建方精度に影響するため、低減する際は変形のクライテリアが重要になる。

参考文献

- 1) 建設用リフト構造規格（労働省）
- 2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、pp.11-31、1993.6
- 3) 日本建築学会：期限付き構造物の設計・施工マニュアル・同解説、pp.6、1986.12