研究報告

スペースシャトル実大モニュメントの耐風設計

Wind resistant design for full-scale mock-up model of the Space Shuttle

神田 順*¹

今川憲英*²

福島芳生*³

Jun KANDA, Norihide IMAGAWA, Yoshio FUKUSHIMA,

又木義浩*⁴

林田英俊*⁵

Yoshihiro MATAKI, Hidetoshi HAYASHIDA

SUMMARY

A full-scale mock-up model of the Space Shuttle was designed and constructed in Kitakyusyu-city. Wind resistance of this structure is extremely important by considering a huge overhang supporting orbiter portion and a relatively light weight as a whole. The aerodynamic characteristics were investigated by extensive wind tunnel tests using a simulated boundary layer flow. The fluctuating lift, drag and wind pressure distribution as the results of tests are described. A structural design is also briefly summarized by defining a load factor based on the optimum reliability concept taking possible failure cost estimates into account.

1. はじめに

構造物の耐風設計は、許容応力度設計法によることが一般的であり、設計荷重の算定に当っては、建築基準法施行令によるか、再現期間50年～100年の風荷重を用いる場合が多い。許容応力度設計における荷重レベルの設定は、過去の経験を基本にしており<文献1>、従って、鉄骨造の場合でも、建設例の多い、柱梁ラーメン構造などの不静定次数の高い建築物に対しては、十分な

検証がされていると見なせるが、前例の少ない構造に対してどのような設計荷重が妥当であるかの判断は、必ずしも容易でない。

本報は、Photo. 1に示す、スペースシャトルの打上げ直後をそのままデザインにしたモニュメントに対する耐風設計を、荷重レベルの検討も含めて実施した例を示すものである。長期偏心モーメントが独立柱に作用するシンプルな架構に、形状としては、複雑な外形がとり

*1 東京大学 助教授

Associate Professor, University of Tokyo

*2 T.I.S.エンドパートナーズ代表

President T.I.S. & Partners Corp.

*3 T.I.S.エンドパートナーズ

T.I.S. & Partners Corp.

*4 竹中工務店 技術研究所 主任研究員

Chief Research Engineer Technical Research Laboratory of TAKENAKA Corp.

*5 竹中工務店 技術研究所

Technical Research Laboratory of TAKENAKA Corp.

(原稿受理: 1991年5月24日, 修正原稿: 1991年6月17日)

Photo. 1 スペースシャトル実大モニュメント

Fig. 1 スペース・シャトル実大モニュメント姿図

ついたものになっている。そこで、静的および動的な風洞実験を行ない、特殊な形状の耐風性についての評価結果に基づき、確率統計モデルから、初期建設費と破壊時期待費用の総和を最小とする最的信頼性の概念を適用して、具体的に終局限界状態に対する耐風設計のクライテリアの判断を示した。

過去の許容応力度設計に基づく実施例において、荷重評価に関する問題が顕在化していないことは、必ずしも、評価法の妥当性を裏付けるものとは言えない。本報の例は、耐風設計クライテリアの判断として、一つの根拠を与えるものになることをねらったものである。

2. 架構の概要

スペースシャトルは、Fig. 1に示すように、オービタと呼ばれるシャトル部分、燃料タンク及びロケットの3種類のブロックで構成されている。

実物大モデルは、2基のロケットを柱として利用した自立構造である。独立柱であるロケットの構造は、鋼板（最大板厚16mm）を曲げ加工した直径3.8mの円筒シェルの、母線方向のリブと、タガ状の補強リングを、1mピッチで配置したものである。ロケットとタンクは上下2本のBOX梁で固定されている。オービタは、溝形鋼とO形鋼管による立体骨組に、仕上げパネル（GRC）を取り付けたものであり、タンクから片持ちで支持されている。なお、上部構造の総重量は450tである。

基礎は、ロケット下部2ヶ所の他に、転倒防止基礎として、4ヶ所設け、それぞれPC杭で支持されている。また、つなぎ梁は、鉄骨鉄筋コンクリート造とした。

Photo. 2 風洞内模型設置状況

Fig. 2 平均風速および乱れの強さの垂直分布

(a) Karman スペクトルとの比較

(b) Davenport スペクトルとの比較

Fig. 3 接近流の無次元スペクトル

3. 風洞実験

3. 1 実験条件および実験項目

実験は、竹中工務店技術研究所所有の閉鎖回流型境界層風洞を用いて行なった。また、模型の縮尺は1/144とし、1/4乗則の風速分布をもつ境界層流中で行なった。尚、このような曲面で構成された構造物で問題となるレイノルズ数の影響については、表面のリップ等を再現した模型と滑面の模型での平均抗力係数に差が見られない事を確認し、それ以上の特別な配慮は行なっていない。Fig. 2に平均風速および乱れの強さの鉛直分布を示す。Fig. 3には、基準高さ (h = 56.1m/144) での接近流の風速のスペクトルをKarmanおよびDavenportのスペクトルと比較して示す。

実験は、静的実験および動的实验を行なった。各実験における測定項目は、以下のとおりである。なお、実験風向は、正面（オービタ側）方向を基準建物軸（0°）として、右回りを正として風軸の角度を示す。

<静的実験>

a. 揚抗力係数およびモーメント係数

（実験風向：-10から190°まで2.5°ピッチ）

b. 変動揚抗力

（実験風向：0°，90°，180°）

c. 風圧力

（実験風向：0°から180°まで22.5°ピッチ）

<動的实验>

d. 変動変位

（実験風向：0°，90°，180°）

3. 2 実験方法および測定結果

a. 揚抗力係数およびモーメント係数

実験風速は、風洞内で実現可能な範囲で、揚抗力係数が変化しないことを確認のうえ、11.6m/sec (h = 56.1m/144) とした。測定は6分力天秤計を用いて行なった。

各係数は、以下の式を用いて算定した。

$$\text{揚抗力係数: } C_F = \frac{F}{H \cdot D \cdot 1/2 \rho \cdot V^2}$$

$$\text{モーメント係数: } C_M = \frac{M}{H^2 \cdot D \cdot 1/2 \rho \cdot V^2}$$

$$H = 0.39\text{m} (56.1/144)$$

$$D = 0.165\text{m} (23.8/144)$$

$$\rho = 0.125\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$$

$$V: \text{基準風速 (h = 0.39m) m/sec}$$

Fig. 4 平均揚抗力係数（建物軸表示）

Fig. 5 変動風力モーメントのスペクトル

Table. 1 ストローハル数および共振風速

風 向	ストローハル数	共 振 風 速
0°	0.21	112m/s
90°	0.28	84m/s
180°	0.18	131m/s

$S = nD/V$
ただし、 $D = 23.8\text{m}$

揚抗力およびモーメント係数の測定結果を、建物軸表示で Fig. 4 に示す。設計を左右する建物弱軸方向モーメント係数 (C_{MX}) は、風向 175° で最大値を示してお

り、この値を設計用転倒モーメント係数として $C_{MX} = 0.208$ とした。

また、Fig. 4 よりギャロッピング振動の発生の可能性についても推定することができる。風向角 0° 、 90° 、 180° 近傍の揚力 (C_{FY}) の勾配は安定しており、負減衰の発生は見られない。 60° 近くで勾配の変化が見られるが、その変化は微小であり、振動が発散するなどの不安定現象は発生しないことが確認された。

b. 変動揚抗力および変動モーメント

揚抗力係数の測定に伴って、変動揚抗力および変動モーメントの測定を行なった。

Fig. 6-a 風圧計数分布図 (風向角 90°)

Fig. 6-b 風圧計数分布図 (風向角 180°)

Fig. 5に風向角90°, 180°における, 実スケールに換算した変動風力モーメントのスペクトルを示す。スペクトル計算にはAR法を用い, データ数はN = 4000とした。模型を天秤にセットした状態での固有振動数は, スペクトルの形状から, その振動成分は除去した。

この測定結果より, 渦励振の検討を行なった。Fig. 5のスペクトルに示されるように, 渦の発生は風向180°の時に顕著であり, 他の風向では顕著な渦の発生は見られなかった。各風向におけるストローハル数と共振風速の計算結果をTable. 1に示す。共振風速は設計風速に比較して十分高く, 渦による顕著な振動は発生しないものと考えられる。

また, この実験より得られた, 外力のスペクトルは, 振動応答解析にも用いた。

c. 風圧力

実験風速は, 予備実験により11.6m/sとした。

測定点は, 燃料タンク部に40点, ロケット部に79点, オービタ部に40点の合計183点とした。

風圧係数は, 次式により求めた。

$$\text{風圧係数: } C_p = \frac{P_n - P_s}{1/2\rho V^2}$$

P_n : 測定孔圧力

P_s : 静圧

V : 基準風速 ($h = 56.1\text{m}/144$)

Fig. 6に, 風向角90°および180°時における測定結果を風圧係数で示す。

風向角90° (側面風向) 時の分布は, タンクとオー

ビタの隙間に面した内側のゾーンでは±0.6以内の値であるが, 外側では負圧が大きく, タンクは最大-0.86, オービタは背の風上側角において-1.41となっている。

風向角180° (裏面風向) においては, 風上側の正圧は, タンクで0.44~0.71, ロケットで0.22~0.37となっている。側面および風下側では, タンク頂部を除き, 全て-0.5以下の負圧となっており, 圧力の変化は少ない。また, オービタは翼の先端部以外は全て負圧となっている。

風向角0° (正面風向) および45°方向の分布図は省略しているが, 風圧係数値は, 風向角180°時と同程度であり, 特に大きな値はなく, 圧力の変化も少なかった。

d. 動的変動変位

実験は, 当該建物の1次モードに相当するロッキングタイプの動的振動モデルによって行なった。

相似条件および模型の諸定数をまとめたのがTable. 2である。尚, 風速比は, 無次元風速 ($V/f \cdot H$) が一致するように設定した。模型の製作上の製約から, 慣性モーメントについては相似条件の一致は得られていない。

スペクトルで示される渦の発生は, 風向角180°の場合に比較的明確であり, 他の風向では明確な渦の発生は認められなかった。

風向角180°における, 流れ方向および流れ直交方向の応答スペクトルをFig. 7に示す。この場合のストローハル数は約0.19 ($S = n \cdot D/N$, D は代表値) であり, 六分力計による変動揚抗力実験とほぼ同じ値を示している。

Table. 2 相似条件および模型の諸定数

	相 似 条 件	実験に用いた定数	備 考
代 表 高 さ	0.390m	0.390m	
代 表 幅	0.165m	0.165m	
重 量	151g・重	334g・重	
慣性モーメント	$7.78 \times 10^{-4} \text{kg} \cdot \text{m}^2$	$1.76 \times 10^{-3} \text{kg} \cdot \text{m}^2$	2.26倍
回 転 剛 性		$1.31 \times 10^7 \text{kg} \cdot \text{m}/\text{rad}$	2.26倍
固 有 振 動 数		24.2Hz	
時間スケール		$T_i : T_m = 24.4 : 1$	
風 速 比		$V_i : V_m = 5.89 : 1$	
減 衰	0.5%	0.5%

Fig. 7 応答スペクトル

Fig. 8-a 風方向最大応答値

Fig. 8-b 風直交方向最大応答値

Fig. 8に、実験で得られた応答の最大値を慣性モーメントの相違を考慮して補正した結果（実線）と、揚抗力実験で得られた外力のスペクトルと建物の周波数応答を掛け合わせる確率統計的手法を用いた解析結果（破線）を合わせて示す。慣性モーメントの相違は、剛性を同じ比率で増加させ、固有値 ω は同一の状態で行い、測定された変形をその剛性の比率で割ることで補

正している。設計風速（41.6m/sec, 再現期間100年, 粗度区分Ⅱ）近傍における頂部の最大変位は、風向および応答方向によらず9～12cmとなっている。また、解析結果と比較すると、風向180°の流れ直交方向を除き、よく一致している。

風向180°の流れ直交方向の応答値は、解析に比較して大きく、特に高風速時にその差が顕著になっている。

これは、スペクトルで示されるように、渦の発生が認められ、振動物体の渦発生変化の影響によるものと考えられるが、詳細については不明である。しかしながら、設計風速における応答量は、他のケースと同等であり、また振動方向が建物の強軸方向であり、実際の剛性は、実験で採用した弱軸方向の約2.7倍であることから、風速を補正（比較）して考えれば、十分許容されるものであると考えた。

4. 風洞実験結果に基づく応力の算定

柱として利用したロケット脚部の応力は、風洞実験結果より直接求めた転倒モーメントを採用した。また、全体の応力については、実験より得られた風圧係数（ C_p ）の分布に基づいて、建築基準法の方法による速度圧によって荷重値を定め、板要素によるF.E.M解析を行なって応力度分布を求めた。

建物弱軸方向の転倒モーメントは、次の2つの方法により求めた。

1) 建築基準法施行令による静的転倒モーメント

揚抗力実験より得られたモーメント係数（ C_M ）と、頂部高さ（ $h = 56.1\text{m}$ ）における基準法速度圧（ $q = 1204\sqrt{h} = 328\text{kg/m}^2$ ）より転倒モーメント M_1 を求める

と、

$$M_1 = 5117\text{tm} \quad (\text{風向 } 175^\circ) \text{ となる。}$$

2) 建築物荷重指針による動的転倒モーメント

設計風速は、荷重指針に準拠して、粗度区分Ⅱとして求めた風速（ $V = 41.6\text{m/s}$, $h = 56.1\text{m}$, 再現期間100年）とし、静的実験の変動揚抗力の測定値より得られた外力のパワースペクトルを用いて、応答解析により最大転倒モーメント M_2 を求めると、

$$M_2 = 4374\text{tm} \quad (\text{風向角 } 180^\circ) \text{ となる。}$$

Fig. 9に、風向角 180° 時における、F.E.M解析（プログラム：CAEDS, 使用機種：IBM6100）による応力度の分布図を示す。ロケットの応力は、解析結果よりモーメント勾配を求め、脚部の転倒モーメントを基準として補間して算定した。ロケットに生じるモーメントは、脚部と比較して、オービタ下部支点の高さでは約 $1/2$ となっている。

5. 最適信頼性の概念に基づく終局限界に対する設計

5. 1 最適信頼性の概念に基づく荷重係数の算定

総費用最小化の原理に基づく最適信頼性の概念を適用し、下式<文献3>により終局耐力の荷重係数 γ を求める。ここでは、年最大風荷重はグンベル分布（極値Ⅰ型

Fig. 9 F.E.M解析による応力度分布図

分布)に従い、耐力評価のばらつきは、荷重評価のばらつきに比べ十分小さいと仮定している。

$$\gamma = 1 + \beta V_s \dots\dots\dots (1)$$

$$\beta = (\ell n \lambda - \ell n k - \ell n V_s - 0.33) / 1.28 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 V_s ：荷重効果の変動係数、 k ：耐力増加率に対する建設コスト上昇率の割合、 λ ：初期建設費用に対する破壊時損失費用の割合。

V_s は文献4を参考にして0.4とした。 k は、転倒モーメントに対する耐力について、荷重効果の平均値の50%増加した場合のコストの試算をして求めた。増加費用は、本建物の場合、中央部より上では常時荷重が支配的となるため、ロケット下部および基礎について計算した。コストの増加分は、5.65%となり、

$$k = \frac{d \cdot C_i(r)}{dr} \cdot \frac{\mu s}{C_i(r)} = 0.11 \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 μs ：荷重効果の平均値、 r ：設計構造耐力、 C_i ：初期建設費。

λ については、破壊時の損失費用を、撤去費および再建費のみを考えた場合（ケースA）と、これに社会的影響を考慮した場合（ケースB）の2つのケースについて算出した。その結果、

CASE	λ	β	γ
A	2.0	2.73	2.09
B	5.0	3.44	2.38

となった。ここで、 M_2 は再現期間100年に対する荷重効果であるが、これを近似的に50年最大値の平均とみなした。

一般に、ゲンベル分布に従う年最大風速の場合、50年最大値の平均値は、89年再現期待値に一致する。89年再現期待値を100年再現期待値で近似することによる誤差は、風速値で1%程度の過大評価、風荷重値としても2%程度である。これの β に及ぼす影響は、条件により3~5%程度になるが、本論の趣旨は β の絶対値を論ずることではなく、 β の概念とその安全性に対する尺度としての意味を考察するところに主眼があることから、ここでは、実用性を考え100年再現期待値を用いることとした。

5.2 設計で採用した終局時転倒モーメント

本建物は、常時応力として、自重（450t）による鉛直

方向の軸力の他に、オービタの偏心荷重による曲げモーメントが生じる。オービタの重量は160tであり、偏心モーメントは、

$$M_L = 1400tm \text{ となる。}$$

終局時転倒モーメントは、偏心モーメント（ M_L ）と、風荷重による動的転倒モーメント（ M_2 ）に、荷重係数（ γ ）を乗じた値を加えて、

CASE	γ	$M_L + \gamma \cdot M_2$ (tm)
A	2.09	11886
B	2.38	13341

となる。

（ケースA）に対して（ケースB）におけるモーメントの増加率は12.2%である。この比率を耐力の増加率と比例するものと考え、先に求めた k 値（0.11）により建設コストの上昇率を求めると1.34%となる。

従って、本建物では、1.34%の建設コストの上昇によって、破壊時損失費用を初期建設コストの3倍分追加して見込むことが出来ることになる。

設計では、必要終局時転倒モーメントとして、ケースBを採用して、ロケット脚部の座屈耐力で決定される終局限界状態に対する要求信頼性を満足することを確認した。

6. むすび

以上、スペース・シャトル実大モニュメントの風洞実験結果の報告と、最適信頼性の概念に基づく荷重係数の決定の実例を紹介した。

特殊な架構形状を有する建物の設計において、建築基準法施行令、または建築物荷重指針だけでは、設計のクライテリアが、安全性のグレードと建設コストのバランスの上で妥当であるか否かの判断をすることができない。

本報告のごとく、特殊な架構に対し、静的、動的風洞実験を行ない、その結果を基に、最適信頼性の概念を適用した耐風設計を行うことにより、上記の不十分な点が明解となり、満足のいく結果を得ることができた。本事例は、水平突出物を有する塔状架構の実例であり、今後転開されようとしている、複雑な形状をもつ高層建築物など、前例の少ない構造物の耐風設計のクライテリアを設定する一助となれば幸いである。

最後に、共同設計者である新日本製鐵㈱鉄構海洋事業部の方々に、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会 設計荷重小委員会「設計荷重の考え方」1989. 4 (P5～P10)
- 2) 日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」
- 3) 神田順「最適信頼性に基づく荷重係数の一考察」日本建築学会学術講演梗概集(関東) 1988. 10
- 4) 日本建築学会鋼構造分科会「鋼構造荷重・耐力係数設計法試案」1986. 3