

○ 岡山県土木部 正員 大森和実
名古屋大学 正員 福本秀士

1. 序 この報文は基部が固定され、頂部がケーブルによって締結された可撓性のタワーの塔頂に吊橋全体系からあらかじめ求められた非線形な塔頂鉛直荷重と水平変位との関係 ($P-\delta$ 曲線) が制約条件として与えられたときのタワーの弾塑性挙動に関する基礎的な考察を行なったものである。

2. タワーの弾塑性解析 タワーの断面構成の特徴は、縦横の補剛材をもつ補剛板パネルによって多室箱形断面が構成されている。このような複雑な断面構成をもつタワーが、軸方向力と曲げモーメントをうけるときのタワーの変形挙動を明らかにするためにタワーの弾塑性解析を下記のように行なった。まず、図1のように多室箱形断面からなり溶接組立てによる残留応力分布を考慮して

の曲げモーメント・曲率・軸方向力の関係 ($M-\phi-P$ 曲線) を断面を細かく区画した分割法により求めた。1ユニットの箱において用いた残留応力分布は、実験に用いた供試体に対して行なった実験値をもとに図中に示されるように仮定した。つぎに、吊橋全体系からえられる $P-\delta$ 曲線に対してタワーが三角形を保つためのたわみ形ならびに塔頂の水平力を求めるのに、ここでは部材を小区間の長さ δ に分割し、分割した区間では等断面として、

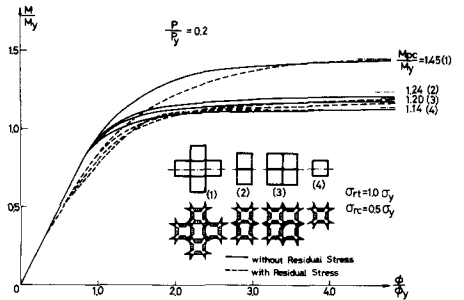


図1

かつ、たわみは円弧で表わされ微小であると仮定した数値積分法によって、さきに求めた $M-\phi-P$ 曲線をもとに試行錯誤解析により求めた。後の実験供試体UH1を対象に $P-\delta$ 曲線として $P = 35/64 \delta^2 + \delta + 30$ の関係を与え、図1に示すような残留応力分布を仮定して求めた弾塑性解析結果を図2に示す。図中の点線の $P-\delta$ 曲線において、①は弾性解析、②は残留応力を考慮した弾塑性解析である。Pが大きくなるにつれて F 値は正、零、負と変わらかに変化している。このような積分計算による結果は、タワーの最高強度に近づくときと収束することなく発散する。数値積分が発散する $P-\delta$ 値のステップを細かく刻むことにより発散の状況が精度よくつかめるように心がけた。図2では最高荷重 $P_{max} = 64.78 \text{ ton}$ であり、そのとき $\delta = 7.11 \text{ cm}$ 、 $F = -1296 \text{ kg}$ (●印) である。また、タワーの曲げモーメントの最大点は変形が大きくなるとタワー基部から上方へ移動し、タワーが最高荷重に近づくとき高さ中央付近の水平変位は減少してくる。

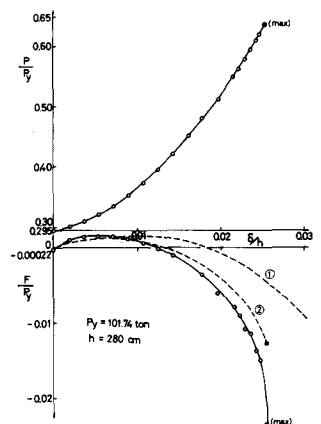


図2

3. タワーの実験的研究 タワーの支持条件と外力による制約条件をもつタワーの荷重と変形挙動ならびに最高強度を知るために基礎的実験を行なった。図3はこのようなタワーの挙動を実験室内の

長柱試験機の中で相似させた装置である。タワー上端には、中心軸圧縮を精度よく行なうためにガマ型ローラー支承を用い、タワー上端の加圧板の水平移動を外的に拘束し、基部を両側からはさみつけた油圧ジャッキによりPに対する所定の δ を与え、基部の水平移動する箇所には針状つ口によるローラーベアリングを敷いて移動板と基部装置との接触面の摩擦を小さくするように工夫した(摩擦検定の結果、この装置により摩擦抵抗の影響をなくするこができた)。Fは左右2つのジャッキの先端にとりつけたロードセルのよみの差から求めた。供試体は表1に示す高さ2.8mの6本の単一箱形断面からなり等断面(UH)変断面(VH)、ハイブリッド等断面(UD;上半分SS41,下半分SM50)がそれぞれ2本ずつある。各供試体の細長比は、それぞれ実在のタワーにほぼ相似するように設計製作した。

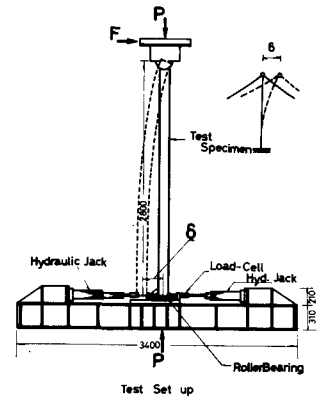


図3

4. 実験結果および考察 供試体UH1についてのP- δ -Fの相関関係は図2の○印のようである。図中、 P_g , h により無次元化してある。供試体は、まず中心軸圧縮状態になるように設置して一様圧縮の状態 $P=0$ から P_d (无荷重のみによる荷重)まで載荷した。このとき実験のF値が0とならない($F_0=-22kg$)のは、タワーの設置のときに生じた初期F値である。つぎに、 $P=P_d$, $\delta=0$ から所定のP- δ 曲線(実験では2次放物線)にそって長柱試験機の鉛直荷重Pと水平ジャッキをそれぞれ操作しながら同時に載荷した結果、○印(実測点)で示されるように実線とよく一致している。F- δ 曲線では実線はえられた実測点をなめらかに結んだものである。タワーが最大強度に達すると塔頂の水平変位の増分量 $\Delta\delta$ に対してタワー中央付近の水平変位の向きが逆向きとなり、P- δ 曲線上の δ に対するPをささぎれなくなる。このようにあらかじめ与えたP- δ 曲線上からはずれるときのPを最高荷重(図中△印)とした。表2は6本の供試体について実験と理論計算との関係をまとめたものである。表からわかるように、理論値と計算値とは良好な一致がみられ、タワーの最大強度は設計荷重に対して約1.9倍の安全率が確保されている。また、タワーの耐荷力を増大させるには高さ中央付近の断面を大きくし、強度の高い材質を用い、緩やかな変断面とし、全体的にスレンダーな形にするのがモーメント分布から考えても効果的であると見られる。

Specimens	Tower Shape	Cross Section (mm)	Tower Height (mm)	Materials	Areas (cm ²)	Slenderness Ratio	Remarks
UH1	Constant Section	115x170x6	2800	SS41	32.76	60.0	Severn type ($\frac{h}{r_{max}}=58.7$)
UH2	"	100x150x6	"	"	28.56	68.3	Forth type ($\frac{h}{r_{max}}=70.5$)
VH1	Variable Section	T: 73x180x6 B: 770x180x6	"	"	28.92 (S24) 34.56 (T4.8)ave 57.1	"	Karman type ($\frac{h}{r_{ave}}=74.0$)
VH2	"	T: 88x180x6 B: 110x185x6	"	"	28.92 (T0.5)ave 31.56 (B2.6)	"	Forth type
UD1	Constant Section	115x170x6	"	SS41 SM50	32.76	60.0	Hybrid Tower
UD2	"	100x150x6	"	"	28.56	68.3	"

表1

Specimens	P- δ Curves	Allowable Stress Design				Yieldline Strength				Remarks		
		F _{all} (k)	F _{lim} (k)	F _{max} (k)	F _{ult} (k)	F _{max} (k)	F _{lim} (k)	F _{max} (k)	F _{lim} (k)	F _{max} /F _{all}	F _{lim} /F _{all}	
UH1	$P = \frac{1}{20} \delta^2 + 0.2$	32.3	94	1.33	64.78	-1294	7.13	64.9	-2405	7.18	1.30	2.81
UH2	$P = \frac{1}{30} \delta^2 + 0.4$	28.3	23	1.7	35.36	-1134	7.50	54.7	-1187	7.82	1.64	6.93
VH1	$P = \frac{1}{100} \delta^2 + 0.50x27$	29.3	316	1.8	33.14	-1281	7.50	54.3	-1214	6.93	1.83	1.48
VH2	$P = \frac{1}{30} \delta^2 + 0.24$	24.4	71	1.44	32.84	-1124	7.50	55.3	-1199	7.82	1.63	1.93
UD1	$P = \frac{1}{20} \delta^2 + 0.2$	32.7	106	1.86	53.80	-918	7.06	67.2	-1721	7.41	1.36	2.00
UD2	$P = \frac{1}{30} \delta^2 + 0.4$	28.0	8	1.70	32.53	-1023	7.43	53.6	-1148	7.84	1.36	1.93

表2

5. あとがき 本研究は本州四国連絡橋公団から名古屋大学への委託研究(昭和47年度)の一部として行なったものである。また、解析には名古屋大学大型計算機センターFACOM 230-60を用いた。