

V-313 P C斜張橋タワーにおける靱性の一評価手法について

大成建設㈱ 正員○石川 育 川田建設㈱ 植田経広
 ㈱千代田コンサルタント 加藤政古 大成建設㈱ 正員 高橋正敏

1. はじめに

構造物の所要靱性率を定めるための靱性評価に関する提言は、実験レベル、部材レベルの挙動研究例が多く、実構造物を想定した不静定構造物を対象とした例は数少ない。著者らは、P C斜張橋タワーにおける靱性評価について調査・研究をすすめてきたが、今回、現行の設計手法(道路橋示方書に準拠)によって概略設計された実橋レベルの斜張橋タワーを対象として、数値解析手法による靱性評価を試みたので報告する。

2. 計算モデルおよび解析手法

3種類の計算モデルは、図-1、2に示すようにすべて3径間連続タイプの斜張橋であり、塔の形式はH型あるいは逆V型を考えた。表-1に、使用材料の強度および定数を示す。

構造計算は、部材を長手方向に適宜分割し、各部材断面のM- ϕ 曲線(道路橋示方書に示された σ - ϵ 曲線を用いて算定)をもとに、断面の曲げモーメントに対する部材曲げ剛性を与えて繰返し計算する非線形計算であり、微小変形理論に基づく変位法を用いて静的平面骨組解析を行った。荷重は、地震時慣性力として水平方向分布荷重を考え、各断面のひびわれ発生時、鉄筋降伏時、および終局耐力時(圧縮縁コンクリートひずみが0.35%に達した時とし、これを破壊と定義する)の各段階モーメントに達するまで逐次増加させた。

靱性率とは、上記計算で得られた下方および上方注目断面(塔基部または横梁接合部で図-2中のa点およびb点)の曲率や塔頂変位量の値を用い以下のように定義した。

曲率靱性率 $\mu_f = \phi_u / \phi_y$, ϕ_u : 終局耐力時の部材断面の曲率

ϕ_y : 最外縁鉄筋降伏時の部材断面の曲率

変位靱性率 $\mu_d = \delta_u / \delta_y$, δ_u : 柱部材において初めてある断面が終局耐力に達した時の塔頂変位量

δ_y : 柱部材において初めてある断面の最外縁鉄筋が降伏した時の塔頂変位量

3. 計算結果および考察

各モデルの曲率、変位靱性率算定結果を表-2、3に示す。

モデルAの上層横梁近傍断面を除いて、曲率靱性率は、 $\mu_f = 7 \sim 12$ となっている。上方より下方注目断面における曲率靱性率が小さいのは、下方注目断面の軸力がより高いことに起因している。ただし、軸方向力比 N_o / N_u (N_o : 初期軸力, N_u : 終局軸力) は3モデルとも下方注目断面で0.1程度と小さく高軸力状態とはなっていない。モデルB、CがモデルAより小さい曲率靱性率を示しているのは、モデルAの引張鉄筋比が0.28%であるのに対し、モデルB、Cでは

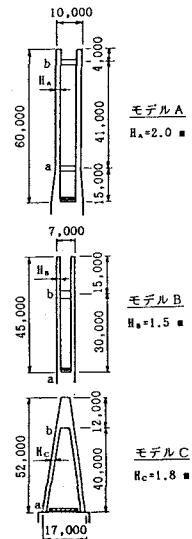


図-2 解析モデル(塔正面)

表-1 材料強度

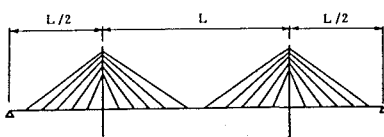


図-1 解析モデル(側面)

モデル	支間長 L (m)
A	250
B	170
C	250

材料定数	モデルA	モデルB	モデルC
コンクリート設計基準強度 f'_c (kg/cm ²)	400	350	400
" 曲げ引張 " f_{ct} (kg/cm ²)	30	25	30
" 弾性係数 E_c (10 ⁸ kg/cm ²)	3.5	3.25	3.5
鉄筋の降伏応力度 f_y (kg/cm ²)	3,000	3,500	3,000
鉄筋の弾性係数 E_s (10 ⁸ kg/cm ²)	2.1	2.1	2.1

それぞれ0.63%、0.47%と大きい引張鉄筋比となっていることが影響していると考えられる。変位靱性率は、 $\mu d = 1.6 \sim 3.0$ となっており、通常の実験で得られる靱性率よりも小さい値を示している。また、モデルB、CはモデルAに比べて小さい値を示しており、曲率靱性率算定結果と同じ傾向になっている。

図-3に、各モデルの荷重係数 K_h （水平震度に相当）と塔頂変位量 δ の関係を示す。図中の M_{ca} 、 M_{ya} 、 M_{ua} はそれぞれa点（下方注目断面）におけるひびわれ発生、鉄筋降伏、終局耐荷力到達を示している。これより、モデルB、Cは、モデルAに比べ、鉄筋降伏から破壊までの変位が少ないことがわかる。特にモデルAとCは、同規模でありながら塔頂変位量に大きい差がみられる。これは、モデルCの塔型式がより変形を拘束する構造であることに起因している。

以上靱性率算定に関しては、塔形式、構造寸法および主鉄筋量等が複雑に影響しているものと考えられるが、不静定構造である斜張橋タワーでは、全体としての降伏時、終局時をいかに定義するかがより重要である。構造物全体の崩壊という観点からみれば、本稿のような「ある一断面の破壊」という定義でなく、構造不安定な状態まで追跡するのが妥当であるが、変形による付加曲げモーメントの考慮、塔頂以外の変位量の着目等の課題が残る。設計レベルでの簡便な靱性評価を行うためには、これらをどこまで考慮するかという点も重要である。また今回の試算例では拘束鉄筋（帯鉄筋）の影響を考慮せず、無拘束コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線を仮定しているが、拘束コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線の適用も、断面の曲率靱性率さらには全体の変位靱性率を評価するに際して必要であると考えられる。

4. まとめ

不静定構造物の靱性率に関して、数値解析手法による評価を試みた。著者らの降伏時・終局時の定義および解析手法によれば、構造物の靱性率は $1.6 \sim 3.0$ となり、従来の実験結果に比べて小さい。実構造物の靱性評価において、降伏時・終局時状態の定義や解析上の前提条件は、耐荷力・変形性能の判定を左右することになるので、今後靱性評価を解析的に行うためには、主鉄筋量、帯鉄筋量および帯筋形状等を盛りこみ、降伏時・終局時の定義を明確にした手法の確立が、重要課題である。

本報告は、(株)建設コンサルタント協会近畿支部「コンクリート斜張橋委員会」の研究成果の一部に加筆したものである。京都大学藤井教授、中部大学平澤教授のご指導ならびに委員各位のご協力に深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 石川、藤井、平澤、田中、洞毛：P C斜張橋タワーの保有靱性率の試算、「コンクリート構造物の靱性と配筋方法」に関するシンポジウム、1990, JCI
- 2) (株)建設コンサルタント協会近畿支部コンクリート斜張橋研究委員会第3次報告書「コンクリート斜張橋の設計上の諸問題に関する検討」（資料515-51），1989
- 3) コンクリート構造物の靱性とその評価に関するJCI第一編委員会報告書、第二編論文集/1988, JCI

表-2 曲率靱性率算定結果

	注目断面	$\phi_s \times 10^{-4}$	$\phi_s \times 10^{-4}$	ϕ_s / ϕ_s
A	b断面	10.4	229.6	22.1
	a断面	11.9	132.0	11.1
B	b断面	17.2	201.8	11.7
	a断面	19.3	138.9	7.2
C	b断面	12.7	145.9	11.5
	a断面	13.5	107.2	7.9

表-3 変位靱性率算定結果

	モデルA	モデルB	モデルC
δ_y (mm)	208	201	112
δ_u (mm)	626	328	204
δ_u / δ_y	3.0	1.6	1.8

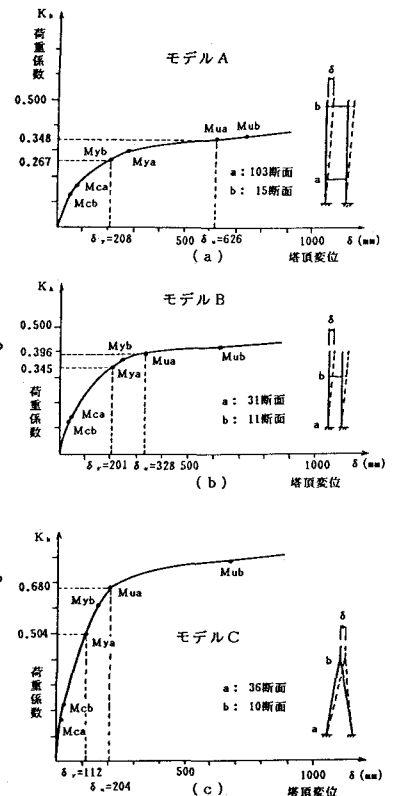


図-3 $K_h - \delta$ 線