

吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する一考察

野上邦栄*・成田信之**

近年、わが国における吊形式橋梁（吊橋および斜張橋）の長大化は著しい。しかし、これらの塔の設計は、各々各公団独自の設計法により行われており、統一的設計法が確立している訳ではない。そこで、わが国における長大吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する実績調査研究を試みた。その結果、塔に関する現行座屈設計法の特徴および問題点を明確にするなど、設計上の有益な成果を得ることができた。この成果は今後の新しい設計法を確立する上で活用できるものと考えられる。

Keywords : stability design, suspension bridges, cable stayed bridges, towers, steel structures

1. ま え が き

長大吊橋の塔の骨組形式は、斜材形式、ラーメン形式および複合形式に大別されるが、同一設計条件のもとでは、一般に斜材形式の鋼重が最も軽くなる。しかし世界的にはモニュメント性や美観性などの設計方針からラーメン形式の設計も多く見られる。現在工事中の本州四国連絡橋公団（以後、本四公団と呼ぶ）の来島大橋においては、大島大橋および下津井瀬戸大橋等の設計・施行に関する高水準に達した技術を基礎に、機能性および美観性を重視したラーメン形式主塔の設計が行われている。

一方、最大支間長 100 m～350 m が最も経済的範囲と言われてきた斜張橋は、近年その長大化が著しく、本四公団の大型プロジェクトとして動きだした多々羅大橋では最大支間長 890 m と世界に類を見ない斜張橋になる。このような長大斜張橋の塔は、支間長に対する塔高の比が吊橋の場合に比べて大きくなるため、斜張橋全体系の景観に与える影響も大きい。したがって、塔の設計に際しては、その応力・変形状に適合した合理的な設計と美観に対する配慮が重要になる。

このような吊橋や斜張橋などのいわゆる吊形式橋梁の塔に関するこれまでの設計は、道路橋示方書・同解説¹⁾（以後、道示と呼ぶ）を基本に行われているが、その詳細設計については各公団独自の規程^{2),3)}を設けているのが現状であり、有効座屈長による照査法を採用した許容応力度設計法により行われている。

しかし、設計技術者から有効座屈長の概念の不合理性や有限変位理論による安全性の照査の扱い方等の問題点が指摘されており^{4)~7)}、今後予想される塔の設計に対して必ずしも十分な設計法とはなっていない。特に、斜張

橋の塔は斜めケーブルの配置により多種・多様の構造形式、形状が存在するため、これら全ての塔に統一的に対応できる設計法の確立が望まれている。

また、最近 BS5400⁸⁾、DIN18800⁹⁾ さらには土木学会鋼構造物設計指針¹⁰⁾等の規程類に見られるように、構造設計法は許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあり、構造部材の最大耐荷力を基準とした設計思想への切り換えが進められている。

このような状況を踏まえて、これまで著者らは吊形式橋梁の重要な構成要素である塔に関する国内外の詳細な実績調査研究を行ってきた^{11),12)}。本報告では、わが国における吊形式橋梁の塔が各公団独自の設計法により行われている現状を考慮して、実績調査を基にした座屈設計の方針および特徴について整理・考察を行うとともに、現行設計法の問題点について検討を行うなどの調査研究により、今後の合理的な設計法を確立するための一資料を提供するものである。

2. 調査対象橋梁

長大吊橋は、一般に 400 m～500 m 以上の最大支間長を有する吊橋と考えられるが、最大支間長 500 m を越える斜張橋が見られるようになった現在、その定義の明確化はなかなか困難である。いま、最大支間長 450 m 以上の世界の吊橋を調べると 50 数橋にも及ぶ¹¹⁾。ここではわが国における表—1 のような鋼製主塔を持つ 14 橋を調査対象として採り上げる。

一方、最大支間長が 200 m を越える国内外の計画中および工事中の橋梁を含めた鋼斜張橋を調べると 60 数橋にも及ぶ。しかも最大支間長が 400 m 以上の長大斜張橋は、わが国を中心にして 13 橋とその長大化が著しい¹²⁾。ここでは、表—2 に示すように国内の鋼斜張橋および複合斜張橋（工事中の斜張橋を含む）の鋼製主塔を持つ 22 橋を採り上げる。

*正会員 工博 東京都立大学助手 工学部土木工学科
(〒192-03 八王子市南大沢 1-1)

**正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科

表一 調査対象とした吊橋主塔

橋梁名	支間長	塔高	構造形式	発注元	竣工年
1 明石海峡大橋	1990	283	Truss	本四公団	工事中
2 南備讃瀬戸大橋	1100	181	Truss	本四公団	1988
3 来島大橋-III	1030	183	story	本四公団	工事中
4 来島大橋-II	1010	182	story	本四公団	工事中
5 北備讃瀬戸大橋	990	170	Truss	本四公団	1988
6 下津井瀬戸大橋	940	137	3-story	本四公団	1988
7 大鳴門橋	876	126	Truss	本四公団	1985
8 因島大橋	770	138	Truss	本四公団	1983
9 白島大橋	720	120	4-story	北海道開発局	工事中
10 関門大橋	712	134	Truss	道路公団	1973
11 来島大橋-I	610	136	story	本四公団	工事中
12 東京港連絡橋	570	117	3-story	首都公団	工事中
13 大島大橋	560	90	2-story	本四公団	1985
14 平戸大橋	465	78	3-story	長崎県	1980

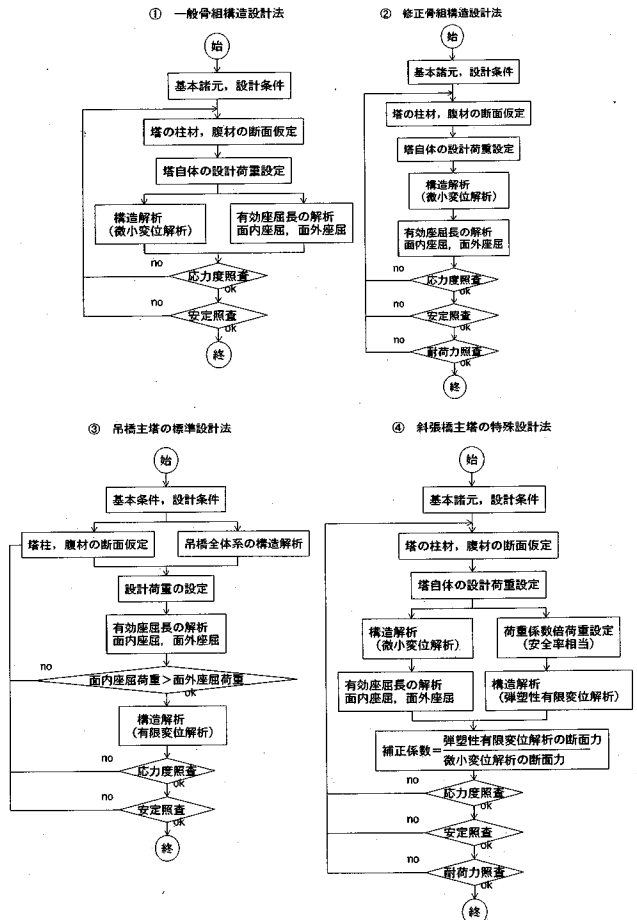
単位: m

表二 調査対象とした斜張橋主塔

橋梁名	支間長	塔高	構造形式	発注元	竣工年
1 多々羅大橋	890	211	A**	本四公団	工事中
2 名港中央大橋	590	190	A**	道路公団	工事中
3 靉見航路橋	510	182	A	首都公団	工事中
4 生口橋	490	123	A**	本四公団	工事中
5 東神戸大橋	485	147	H*	阪神公団	工事中
6 横浜ベイブリッジ	460	172	H**	首都公団	1989
7 岩瀬島橋	420	148	H**	本四公団	1988
8 瀬石島橋	420	144	H**	本四公団	1988
9 名港東大橋	410	145	A**	道路公団	計画中
10 名港西大橋	405	122	A*	道路公団	1985
11 大和川橋梁	355	70	Single	本四公団	1982
12 天保山橋梁	350	161	A**	阪神公団	1989
13 末広大橋	250	48	Single	徳島県	1975
14 かもめ大橋	240	48	Single	大阪市	1975
15 弥栄大橋	240	47	A	建設省	1967
16 毛見1号線	239		A	和歌山県	工事中
17 菅原城北大橋	238	46	Single	大阪市	1989
18 六甲大橋	220	57	H	神戸市	1976
19 かっしかハーブ橋	220	66	Single	首都公団	1987
20 豊里大橋	216	35	A	大阪市	1970
21 風道大橋	215	39	Portal	本四公団	1968
22 鳥飼仁和寺大橋	200	49	Single	大阪府	1987

*: 桁下まで伸びた形式, **: 桁下で絞り形式

表三 塔の設計法



調査は、参考文献(6)~(73)を用いて行い、必要に応じて補足的に数値計算を試みた。

3. 塔の座屈設計法

一般に長大橋の塔は、基部固定の可撓性塔が多く、作用する荷重は自重の他にケーブルを介しての鉛直力、水平変位および不平衡ケーブル力、さらに風荷重および地震荷重に対する反力を受ける。したがって、塔を構成する部材は2軸曲げと軸圧縮力を同時に受け、複雑な断面力性状を示すことになる。そのため、塔は構造物および部材の座屈・安定性、補剛板の安定性を十分に確保できる設計にする必要がある。

わが国の塔の設計は、一般に道示の許容応力度設計法がその基本となっており、道示の適用外となる最大支間長が200 mを越えるような橋梁に対しては、各公団および自治体が塔の試算設計を実施して設計法の検討を行い、塔に関する独自の設計規程を設けているのが現状である。

いま、塔の座屈設計を調べてみると、

- ① 一般骨組構造設計法
- ② 修正骨組構造設計法
- ③ 吊橋主塔の標準設計法
- ④ 斜張橋主塔の特殊設計法

の4方式による設計法に分類できそうである。これらの設計手順を示すと表三のようになる。

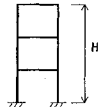
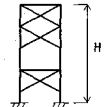
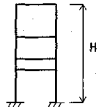
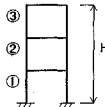
①の設計法は、従来の道示にしたがって部材照査の積上げ方法により骨組構造物の安全性を確保する有効座屈長法である。②の設計法は、①の設計法により断面決定後に構造全体系に対する耐荷力照査を行う方法である。③の方法は、わが国で唯一吊橋主塔の設計のために基準化された有効座屈長法(吊橋主塔設計要領・同解説²⁾、以後本四規程と呼ぶ)であり、座屈設計に関する因子の評価が①の設計法と異にしている。なお、この本四規程は表一4に示すような変遷を辿っている^{2), 13)~15)}。最後の④の設計法は、将来の限界状態設計法への移行を念頭において、斜張橋を対象として阪神高速道路公団(以後、

表—4 吊橋主塔設計要領の変遷

	1965年規程 ¹⁾	1972年規程 ⁴⁾	1980年 ⁵⁾ 1988年規程 ²⁾
橋軸方向の構造解析	頂端ヒンジ基礎固定の平面モデル 微小変位理論	頂端ヒンジ基礎固定の平面モデル 有限変位理論	頂端ヒンジ基礎固定の平面モデル 有限変位理論
橋軸直角方向の構造解析	基礎固定の平面モデル 微小変位理論	基礎固定の平面モデル 微小変位理論	基礎固定の平面モデル 有限変位理論
主塔の必要剛性	塔頂水平反力 $F \geq 0$		
応力度照査	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$
安定照査		$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{C_m \sigma_{bx}}{\sigma_{bca} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}})} \leq 1$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{C_m \sigma_{bx}}{\sigma_{bca} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}})} \leq 1$
有効座屈長	斜材形式：骨組長	斜材形式：骨組長 ラーメン形式：上下端接合部材との剛性比による有効座屈長	斜材・ラーメン形式：E, 法 ただし、 σ_{ca} ：骨組長
モーメント換算係数		斜材形式：Austin式 ラーメン形式： $C_m = 0.85$	斜材・ラーメン形式：Austin式
全体座屈照査			面内座屈荷重 > 面外座屈荷重, $\frac{l_x}{r_x} < 0.7 \frac{H}{r_y}$
耐荷力照査		耐荷力照査	
腹材の応力度・安定照査		軸方向力が引張の場合 $\sigma_c + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ca}$ 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bca}} \leq 1$	軸方向力が引張の場合 $\sigma_c + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ca}$ $-\sigma_c + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ca}$ 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bca} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}})} \leq 1$ $\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ca}} \leq \sigma_{ca}$ $1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}$

σ_c, σ_t : 圧縮応力度, 引張応力度, $\sigma_{ca}, \sigma_{ca}, \sigma_{ca}$: 許容圧縮応力度, C_m : モーメント換算係数,
 σ_{bx}, σ_{by} : 曲げ引張応力度, 許容引張応力度, $\sigma_{bc}, \sigma_{bc}, \sigma_{bc}$: 曲げ圧縮応力度, l_x, l_y : 有効座屈長,
 $\sigma_{bca}, \sigma_{bca}$: 許容曲げ応力度, r_x, r_y : 断面2次半径, H : 塔高,
 σ_{ca}, σ_{ca} : 許容座屈応力度, σ_{ca} : 局部座屈に対する許容応力度

表—5 吊橋主塔の設計因子

橋梁名	下津井瀬戸大橋 (1988)	関門橋 (1973)	東京港連絡橋 (工事中)	平戸大橋 (1977)
構造形式	Portal形式, 940m	Truss形式, 712m	Portal形式, 570m	Portal形式, 465m
構造解析	平面モデル 有限変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 有限変位理論	平面モデル 微小変位理論
応力度照査	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{ca}$
安定照査	$\alpha_c + \alpha_{bx} \leq 1$	$\alpha_c + \alpha_{bx} \leq 1$	$\alpha_c + \alpha_{bx} \leq 1$	$\alpha_c + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$
有効座屈長	面外座屈 (橋軸方向) 考慮の必要なし 面内座屈 (橋軸直角方向) E, 法 ただし、 σ_{ca} は部材長	面外座屈 無視 面内座屈 通示の値	面外座屈 考慮の必要なし 面内座屈 E, 法	面外座屈 無視 面内座屈 ① : 1.50H ②③ : 1.90H
全体照査	$\frac{l_x}{r_x} < 0.7 \frac{H}{r_y}$		$\frac{l_x}{r_x} < 0.7 \frac{H}{r_y}$	
備考	$\alpha_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}$ $\alpha_{bx} = \frac{C_m \sigma_{bx}}{\sigma_{bca} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}})}$ 		構造解析は、立体モデルによる有限変位解析により確認。 	$\alpha_{by} = \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bca}}$ 

阪神公団と呼ぶ)が基準化した新しい設計法であり、非線形解析を積極的に適用している。

4. 座屈設計因子の現状

第3章で述べた設計法における重要な因子である構造解析, 応力度・安定照査, 有効座屈長, および耐荷力照査について, 各橋梁ごとにより詳細に整理してみると表

—5および表—6のようになる。なお、表—5における本四連絡橋の吊橋については、その設計法の代表橋梁として下津井瀬戸大橋のみを載せている。

(1) 構造解析

a) 吊橋

道示により設計される塔の場合、その構成部材の断面力および変位を求める構造解析は、変形前の釣り合い状

表一6 斜張橋主塔の設計因子 (その1)

構架名	生口橋 (工事中)	東神戸大橋 (工事中)	横浜ベイブリッジ (1989)	磐石島・岩黒島橋 (1988)	名港西大橋 (1985)	大和川橋梁 (1982)	天保山水橋 (1989)	
構造形式	A型, 2面, Fan, 490m	H型, 2面, Harp, 485m	H型, 2面, Fan, 460m	H型, 2面, Fan, 420m	A型, 2面, Fan, 405m	Single型, 1面, Harp, 355m	A型, 2面, Fan, 350m	
構造解析	平面モデル 有限変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	平面モデル 有限変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	
応力度照査 安定照査	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} \leq 1$ $\alpha_{cs} + \alpha_{by} \leq 1$	$\gamma \sigma_c + \gamma \sigma_{bx} + \gamma \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\gamma \alpha_{cs} + \gamma \alpha_{bx} + \gamma \alpha_{by} \leq 1$ $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bsx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bsy}} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cs}$ $\alpha_{cs} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	
有効座屈長	面外座屈 面内座屈 E, 法により算出。 ただし、 $\sigma_{max} \sigma_{xy}$ は部材長。	面外座屈 全体平面モデル弾性固有値解析 ①: 2.00H ₁ 面内座屈 E, 法により算出。 ①: 1.49H ₁ ②: 1.13H ₂ ③: 1.67H ₃	面外座屈 ①: 2.10H ₁ ②: 固有値 ③: 0 面内座屈 ①: 1.20H ₁ ②: 1.20H ₂ ③: 2.10H ₃	面外座屈 面内座屈 E, 法により算出。 ただし、 σ_{max} は部材長。	面外座屈 1.00H 面内座屈 0.70H	面外座屈 ①: 1.08H ₁ ②: 1.05H ₂ ③: 2.00H ₃ 面内座屈 ①: 1.00H ₁ , ④: 0.70H ₄ ②: 0.80H ₂ , ⑤: 2.00H ₅ ③: 0.85H ₃	面外座屈 ①: 1.08H ₁ ②: 1.05H ₂ ③: 2.00H ₃ 面内座屈 ①: 1.00H ₁ , ④: 0.70H ₄ ②: 0.80H ₂ , ⑤: 2.00H ₅ ③: 0.85H ₃	
前荷力照査	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha < \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha < \alpha_{res}$	全体系・平面モデル 有限変位解析により安全性確認。	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$	
備考	σ : 軸方向応力度 σ_y : 降伏応力度 $\alpha_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}}$ $\alpha_{bsx} = \frac{C_x \sigma_{bsx}}{\sigma_{bsx} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}})}$ $\alpha_{bsy} = \frac{C_y \sigma_{bsy}}{\sigma_{bsy} (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}})}$	弾塑性有限変位解析における 解析条件: 初期たわみ: H/1500 局部座屈考慮。 H ₁ : 塔基部と変形モードの変曲点 間距離 γ : 弾塑性有限変位解析の断面力 微小変位解析の断面力 α : 荷重係数 α_{res} : 所要荷重係数	有効座屈長は、死荷重による弾性固有値解析結果を参考にし、通路構示方書により決定。 $\bar{\sigma}_{bx} = \frac{\sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}})}$ $\bar{\sigma}_{by} = \frac{\sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}})}$	有効座屈長は、最悪ケースについて有限変位解析により確認。 有効座屈長は、弾性固有値解析を行い確認。	有効座屈長は、台形分布する軸力に対する通路構示方書の表により決定。	有効座屈長は、Von Mises Plandele-Reuss, 残留応力および初期たわみ: SM41 0.9 σ_y , 0.4 σ_y SM58 0.9 σ_y , 0.2 σ_y 面外 塔頂10cm 面内 H/1000 正弦波	有効座屈長は、Von Mises Plandele-Reuss, 残留応力および初期たわみ: SM41 0.9 σ_y , 0.4 σ_y SM58 0.9 σ_y , 0.2 σ_y 面外 塔頂10cm 面内 H/1000 正弦波	有効座屈長は、Von Mises Plandele-Reuss, 残留応力および初期たわみ: SM41 0.9 σ_y , 0.4 σ_y SM58 0.9 σ_y , 0.2 σ_y 面外 塔頂10cm 面内 H/1000 正弦波

表一6 斜張橋主塔の設計因子 (その2)

橋名	来広大橋 (1975)	かもめ橋梁 (1975)	初栄大橋 (1987)	曹原橋北大橋 (1989)	六甲大橋 (1976)	かつしかハープ橋 (1987)	豊里大橋 (1970)	尾道大橋 (1968)
構造形式	Single型, 1面, Fan, 250m	Single型, 1面, Fan, 240m	A型, 2面, Fan, 240m	Single型, 1面, Fan, 230m	H型, 2面, Fan, 220m	Single型, 1面, Fan, 220m	Portal型, 1面, Fan, 216m	Portal型, 2面, Conv., 215m
構造解析	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	全体系・立休モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論
応力度照査	$\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$	$\sigma_c < \sigma_{cs}, \sigma_b < \sigma_{bs}$	$\sigma_c + \sigma_{br} + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$ $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_b + \sigma_{br}}{\sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{br} + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$ $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_b + \sigma_{br}}{\sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_{cs} + \sigma_{cs} < \sigma_c$ (横頂部) $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_b + \sigma_{br}}{\sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{br} + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$ $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_b + \sigma_{br}}{\sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$ $\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$	$\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$
安定照査								
有効座屈長	面外座屈 2.00H 面内座屈	面外座屈 1.00H 面内座屈 2.00H	面外座屈 1.00H 面内座屈 1.00H	面外座屈 1.00H 面内座屈 全体座屈と各骨組材の座屈長を考慮。	面外座屈 1.00H 面内座屈 ①: 1.50H, ②: 2.20H _z	面外座屈 1.00H 面内座屈	面外座屈 1.00H 面内座屈	面外座屈 1.00H 面内座屈
新着力照査						全体系・立休モデル 有限変位解析 $\sigma < 1.7\sigma_{cs}$		
備考	H : 主桁と塔柱の交点と塔 1ヶアーナル間距離。		H ₁ : 主桁と塔柱の交点と ヶアーナル重心点間距離 H : 主桁と塔柱の交点と 塔柱中心線交点間距離	骨組材の有効座屈長は道路 橋示方書により算出。 全体座屈の有効座屈長は、1 本柱モデルとラマンモデル の固有値計算を行い、次式に より算出。 α = ラマンモデルの 固有値。 $\alpha', \beta' = 1$ 本柱モデルの固 有値、座屈長。 $l_s = \sqrt{\alpha' \cdot l}$ $l_s = \sqrt{\beta' \cdot l}$	σ _{cs} : 初期軸力 σ _{cs} : 終極軸力 構造解析は、2次理論により 確認。 有効座屈長は、弾性固有値解 析により確認。	面外座屈に関しては弾性座屈 解析により確認。 H : 主桁と塔柱の交点と第1 ヶアーナル間距離。	横軸直交方向の平面構造解析 は、塔基部とソングの接合と面 定の場合について行い、断面力 の大きい方を採用。	H : 主桁と塔柱の交点とヶアー ナル取付点間の相対距離。

態に基づく微小変位理論による平面構造解析である。本四連絡橋の場合は表-4に示すように、橋軸方向の構造解析において1965年規程は、微小変位理論による平面解析であり、その計算手法は差分法および還元法を用いている。一方、1972年および1980年規程では付加曲げモーメントの影響を考慮するため、変形後の釣り合い状態を基にした有限変位理論による平面骨組構造解析(有限要素法)を導入している。

橋軸直角方向の構造解析は、1965年規程および1972年規程では微小変位理論による平面骨組構造解析であったが、1980年規程において有限変位理論による平面骨組構造解析に改訂されている。なお、有限変位理論の定式化における非線形性レベルは、一般に設計技術者にその判断を委ねている。また、最近の塔は必要に応じて立体モデルによる有限変位解析を実施し、断面力等の確認を行っている。

b) 斜張橋

斜張橋の塔の構造解析は、橋軸方向および橋軸直角方向の各平面骨組構造としての微小変位解析が主体である。しかし、近年の斜張橋における詳細設計では、上部工全体を立体骨組構造として扱うことも行われている。これは、解析プログラムの整備が進み、2面ケーブル形式やA型塔のように立体的構造の力学挙動を把握する必要が出てきたためである。

さらに、構造解析を微小変位解析で行うことを基本にしながらも、別途ケーブルのサグの影響を考慮した平面有限変位解析あるいは立体有限変位解析により断面力を算出し非線形性に関する精度確認をしている橋梁もある。

一方、構造解析に平面骨組構造としての有限変位解析を採用している橋梁には、本四連絡橋がある。これは、長大橋としての非線形性の影響を考慮すること、および吊橋主塔の設計法との整合性を図ることに起因している。なお、これらの橋梁は別途ケーブルのサグの影響を考慮した立体有限変位解析を行うことにより平面解析結果の精度確認を行っている。

また、現在工事中である阪神公団の橋梁では、構造解析の基本は微小変位解析であるが、構造物の非線形性の影響を表す補正係数 γ を導入しており、その値を求めるため弾塑性有限変位解析を実施している。この補正係数は、弾塑性有限変位解析を荷重倍率1.7まで行って得られる断面力と微小変位解析により得られる断面力の比から決定している。

(2) 応力度・安定照査

a) 吊橋

橋軸方向の曲げ座屈に対して、1965年規程ではBirdsall¹⁶⁾の考え方を参考にして塔頂部ケーブル系の水平反力が $F=0$ になるような曲げ剛性を要求していた。

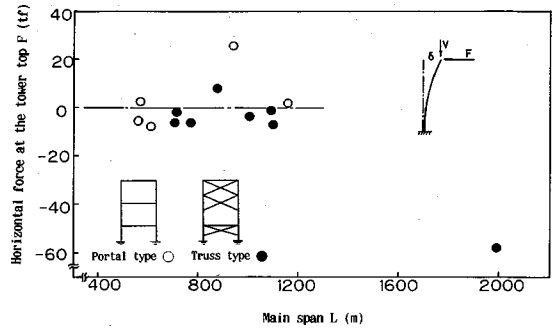


図-1 塔頂水平反力 F と最大支間長の関係

しかし、Klöppel¹⁷⁾が $F < 0$ の領域での設計を可能にしたことや、Birdsallの設計法は完成後の状態では本当の限界強度を表すものでないことが実験的¹⁸⁾に明らかにされたため、1972年規程では構造解析を有限変位理論により行うことにより、必要剛性の条件を排除し、より自由な設計を可能にしている。

図-1は、実績調査により得られたF値の分布を示している。近年の塔の設計は $F < 0$ の領域で剛性を決定していることがわかる。

応力度および安定照査については、1965年規程では当時の道示を基本に応力度照査を行っているようであるが、その安全性のチェック方法が漠然としており、あまり明確でない。一方、1980年規程の応力度照査は、その限界強度が補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度を越えないことを条件にしており、橋軸方向の安定照査を省略している。また、橋軸直角方向の安定照査では、軸圧縮力と1軸曲げを受けるはり一柱の線形相関式を用いている。

許容軸圧縮応力度を評価する上で重要となる有効座屈長は、表-4から明らかなように1972年規程では、弾性固有値を基にした近似式により算出しているが、1980年規程では非弾性を考慮した有効接線弾性係数法(以後、 E_T 法と呼ぶ)に改訂されている。さらに、付加曲げモーメントの影響を表す $(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})$ 項のオイラー座屈応力 σ_{eaz} の有効座屈長は骨組長を採用している。

モーメント換算係数は、1972年規程では、構造解析を微小変位理論で行うため、特に横拘束のないラーメン形式の場合、付加曲げモーメントの影響を考慮して0.85の一定値を採用している。これに対して1980年規程ではラーメン形式および斜材形式ともにAustin式を採用している。

腹材の設計は、この部材の断面力を有限変位解析により計算し、軸力と1軸曲げを受ける部材として、道示の照査法が準用されている。なお、1965年規程についてはその設計法が明確にされていないが、当時の道示にしたがっているものと思われる。

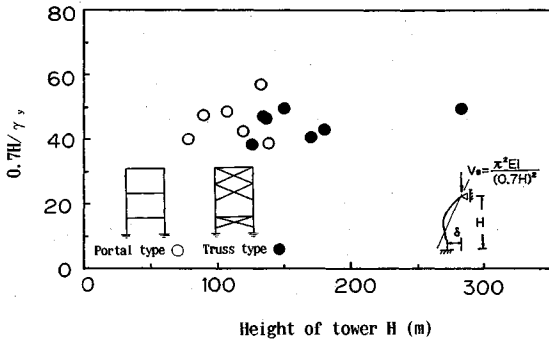


図-2 橋軸方向の有効座屈長

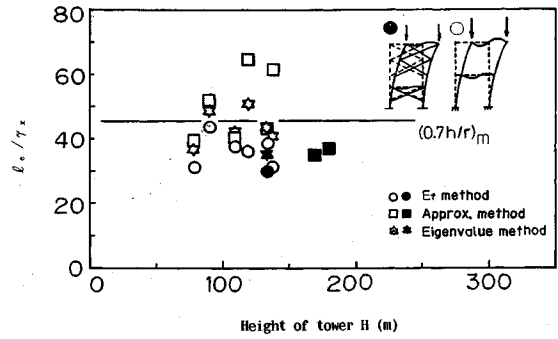


図-3 橋軸直角方向の有効座屈長

b) 斜張橋

これまで、多くの斜張橋の塔は、設計荷重のもとで軸力と曲げを受ける部材として道示の応力度・安定照査式にしたがって設計されてきた。これは、塔の非線形性の影響があまり大きくないこと、照査方法が比較的簡単であること、および他の構造物との設計思想の整合が図れることに起因している。

一方、本四連絡橋の斜張橋では、構造解析による断面力は有限変位解析により算出するため、応力度照査式において付加曲げモーメントの影響を表す項を省略した吊橋主塔設計要領の照査式を準用している。また、安定照査式は、吊橋主塔の場合と同様に橋軸直角方向のみの1軸曲げに関する線形式を用いたり、さらに橋軸方向の1軸曲げに関する線形式を加えることにより2軸曲げの安定性を照査している。

さらに、阪神公団の橋梁(工事中)の応力度および安定照査式は、付加曲げモーメントの影響を省略した2軸曲げに関する線形式に(1)で述べた補正係数を考慮した修正式を用いている。

(3) 有効座屈長

a) 吊橋

塔柱の橋軸方向の有効座屈長(面外座屈)は、(2)で述べたようにケーブル水平反力Fに対してどの状態を限界状態と考えるかにより、2.0Hから0.7Hまでの値をとり得る。いま、限界座屈荷重を表す有効座屈長として、 $F = -\infty$ とした時の一端固定他端ヒンジ塔柱の有効座屈長0.7Hを見掛けの有効座屈長とみなし、その細長比 $0.7H/\gamma_y$ と塔高の関係を示したのが図-2である。ここに、 γ_y は塔柱全高の平均断面2次半径をとっている。

全体として近年の塔柱の細長比は38.2~56.8の範囲に分布しており、その平均細長比は $0.7H/\gamma_y = 44.8$ になる。また、斜材形式およびラーメン形式の違いによる差は見られない。このように近年の塔は、かなりスレンダーな構造になっていると言える。

橋軸直角方向の全体座屈荷重(面内座屈)を表す有効

座屈長の取り方は、微小変位理論および有限変位理論を基礎にした設計法の違いにより異なる。微小変位理論の場合は、着目部材に対して腹材剛性を考慮した近似解法^{(1),(2)}により有効座屈長を求め、得られた各々の有効座屈長の中で最長となるものをもってその構造系の代表値とするのが一般的である。なお、斜材形式の有効座屈長は、一般に開口部骨組長に支配される場合が多い。一方、有限変位理論を基礎にする場合は、1980年規程のように塔柱の非弾性領域の発生による座屈荷重の低下を考慮した E_I 法により骨組全体系に関する有効座屈長を求めている。

いま、これらの有効座屈長 l_e を上述の近似解法および E_I 法により数値計算を行い、得られた細長比 l_e/γ_x と塔高の関係をまとめたのが図-3である。また、同時に全体系の弾性固有値解法^{(4),(5)}により計算した有効座屈長も示してある。なお、変断面は塔基部と塔頂部の平均断面を用いた等断面柱として計算している。

図から明らかなように、 E_I 法により得られた有効座屈長は最も短い値を示しており、その平均細長比は $l_e/\gamma_x = 35.9$ になる。 E_I 法による有効座屈長が短い値を示したのは、腹材の弾性剛性に対して塔柱剛性の非弾性を考慮したことにより柱端部のみかけの回転拘束が大きくなった影響が主な要因である。

b) 斜張橋

1本柱形式の塔に対する有効座屈長は、面内座屈で基礎固定・塔頂部自由の2.0Hから基礎固定・塔頂部ヒンジの0.7Hまでの広い範囲の柱モデルとして決定している。また、面外座屈に対してはケーブルのひき戻し効果を考慮して1.0Hの基部・塔頂部ヒンジの柱モデルを採用するケースが多い。門型形式では面内座屈および面外座屈ともに1.0Hを用いている。

また、A型およびH型形式の塔の場合はその決定法が多種にわたり、

- i) 面内および面外座屈に対する有効座屈長を共に道示の表値を採用する方法。
- ii) 面内および面外座屈に対する有効座屈長を共に、

塔柱の非弾性を考慮した E_f 法により決定する方法。

iii) 面外座屈に対する有効座屈長は道示の表値を採用し、面内座屈に対する有効座屈長は、耐荷力実験結果を参考にして決定する方法。

iv) 面外座屈を弾性固有値解析、面内座屈を E_f 法により決定する方法。

等が用いられている。

また、実際にはケーブル形式により軸圧縮力分布が複雑な分布状態になるため、荷重状態を考慮した算出法も阪神公団の橋梁に採用されている。さらに、構造全体系の弾性固有値解析を行い、道示の表値の精度確認をしている橋梁も多い。

(4) 耐荷力照査

a) 吊橋

全体座屈照査および耐荷力照査については、1972年規程では限界荷重に対する十分な安全性を確保することを要求していたが、1980年規程において $l_0/\gamma_x < 0.7 H/\gamma_y$ を満足する条件により、橋軸直角方向の全体座屈荷重が橋軸方向の座屈荷重以上になるような構造断面を要求し、甚だしい連成相互作用の影響を避ける配慮をしている。

b) 斜張橋

長大斜張橋の塔は、その構造系が単純でなく、応力状態も複雑になるため、第3章で述べた従来の①の設計法に対して、近年の斜張橋では②の設計が行われる傾向にある。この耐荷力照査が実際の設計に規定されたのは、1980年代に入ってからであり、構造全体系の立体モデルとしての非線形解析を実施している。しかし、詳しく調べてみると、各橋梁ごとに異なった照査方法が採用されている。具体的には、

- 1) 有限変位解析による限界応力 σ が断面を形成する板の局部座屈を考慮した許容応力度 $1.7 \alpha_{cal}$ を満足する。
- 2) 弾塑性有限変位解析による終局時の部材応力 σ が降伏応力 σ_y を満足する。
- 3) 弾塑性有限変位解析による終局時の荷重係数 α が所要荷重係数 α_{req} を満足する。

のような照査が行われている。

1) の照査は、死荷重および活荷重を荷重係数倍した荷重の基での有限変位解析による照査である。また、2) や3) の照査は荷重係数倍した荷重の基、柱の初期不整(初期たわみ、残留応力)を考慮した、あるいはそれにさらに局部座屈の影響を考慮した弾塑性有限変位解析による照査である。これらの設計思想は、構造物に対して危険となる最悪荷重ケースを想定し、荷重係数倍の考えにより所要の安全率を確保しようとするものである。

用いる荷重の組み合わせおよび荷重係数については、

表一 荷重の組み合わせと荷重係数

橋梁名	荷重の組み合わせおよび荷重係数 α	所要荷重係数 α_{req}
生口橋	$1.30(D+PS+T+SD) + \alpha(i+L)$	$\alpha_{req} = 2.2$
東神戸大橋	$1.10(D+PS) + 1.00(SD+E+T) + \alpha W$	$\alpha_{req} = 1.54$
	$1.10(D+PS) + 1.00(SD+E+T+L) + \alpha EQ$	$\alpha_{req} = 1.54$
大和川橋梁	$1.70(D+PS) + \alpha(i+L)$	$\alpha_{req} = 1.70$
	$1.00(D+PS+T) + \alpha((i+L)/2+EQ)$	$\alpha_{req} = 1.26$
	$1.26(D+PS) + \alpha W$	$\alpha_{req} = 1.26$
天保山大橋	$1.30(D+PS) + \alpha(i+L)$	$\alpha_{req} = 2.17$
	$1.30(D+PS+T) + \alpha(i+L)$	$\alpha_{req} = 1.30$
	$1.25(D+PS+T) + \alpha W$	$\alpha_{req} = 1.25$
	$1.30(D+PS+T) + \alpha(EQ+L)$	$\alpha_{req} = 1.30$
かつしかハープ橋	$1.70(D+PS+E) + \alpha(i+L)$, $\alpha = 1.7/\sigma_{s1}$ の割増率	$\sigma_{cr} = 1.7\sigma_{s1}$
	$1.36(D+PS+E) + \alpha(i+L+W)$, $\alpha = 1.7/\sigma_{s1}$ の割増率	$\sigma_{cr} = 1.7\sigma_{s1}$

D: 死荷重, L: 活荷重, T: 温度の影響, W: 風荷重, i: 衝撃, E: 架設・製作誤差, PS: プラシタ力, SD: 支点移動の影響, EQ: 地震荷重

各橋梁によって異っているのが現状であり、具体的には表一のような組み合わせおよび係数値が用いられている。

5. 現行設計法の問題点

前章までにおいて、塔の座屈設計に関する特徴を述べるとともに種々の考察を行った。しかし、これまでの実績調査結果から現在の設計法にはまだ検討すべき諸問題が残されていることも明らかになった。その問題点を要約してまとめると次のようになる。

(1) 構造解析に用いる解析モデルは、平面構造と立体構造あるいは全体系構造と部分系構造とを橋梁によって種々組み合わせで導入している。本来、構造解析は解析の目的と構造系および荷重状態に応じた構造の実際の力学挙動を正確に反映できることが重要であり、解析モデルに対して適切な判断が必要になる。

(2) 構造解析や耐荷力照査では非線形解析を導入し始めているが、有限変位理論による定式化における非線形性レベル(応力-ひずみ関係、釣り合い式、ひずみ-変位関係等)について何ら規定されていないため、用いる非線形解析の信頼性が不明確である。特に、弾塑性有限変位解析については数値計算上の誤差を含めた解の確からしさに関する何らかのチェックが必要になる。同時に、汎用プログラムの整備も重要になる。

(3) 道示の安定照査式は、本来有限変位および非弾性を考慮して設計計算を行う代わりに、微小変位理論による構造解析を用いて行うために提案された経験式である。したがって、現行の線形照査式あるいはその修正式は微小変位解析により断面力を求める場合には有効であるが、非線形解析により断面力等を求める場合に適用することの妥当性については検討の余地がある。

(4) 有効座屈長は荷重条件や支持条件によって異なるため、変断面を持つ複雑な塔構造の有効座屈長を一義的に決定することはかなり困難である。さらに、近年有効座屈長を求める方法として採用されている弾性固有値解析や E_f 法は、軸力の小さい領域において有効座屈長がかなり大きくなるという矛盾があり、この点の改良法

が研究されてはいるものの^{4),5)}、実際には種々の固有値計算により得られる解を比較評価したり、座屈モードと塔に作用するケーブル力の状態とを考慮して有効座屈長を設定するなど、現状ではその評価は設計者の判断に委ねられている。

(5) 構造全体の耐荷力照査を行う場合、終局強度に影響する因子に関する解析技術上の問題がある。つまり、基本因子〔材料非線形性(接線係数, 残留応力, 材片の後座屈挙動と強さおよび荷重履歴), 初期たわみ(初期曲がり, 荷重の偏心), 端(境界)の拘束条件, 荷重の性質, 継手の特性等〕の影響, 2軸曲げの影響および局部座屈との連成の影響等, が考慮できるかどうかである。わが国では, 上記因子を考慮した非線形解析はまだ十分に汎用化されているとは言えない。これらを無視した解析結果が全く役に立たないというわけではないが, その場合には解析結果の評価に際してそれなりの配慮が必要になる。

(6) もう一つの問題は, 荷重に関するものである。どのような荷重を組み合わせるか, そのときの荷重係数を幾らにとるかが現状では明確でなく, 多くの場合各橋梁ごとに各々異なっており, 統一的なものが得られていない。

6. ま と め

わが国の主要な長大吊形式橋梁を対象にして, その重要な構成要素である塔の座屈設計の詳細な内容およびその変遷について実績調査を行い, その設計方針および照査法等に関する考察から設計上の有益な成果を得ることができた。

塔の設計は, 吊橋および斜張橋の各々の力学的特性を十分配慮して行う必要があり, 従来の有効座屈長を用いた耐荷力評価法の見直しを行う時期にきていると言える。したがって, 現在の電子計算機の普及を考え合わせて, 従来の設計法の枠組みにとらわれない, より自由な安全性照査を可能にする新しい設計法⁶⁾を理論的および実用的観点から議論する必要がある。

このような状況を踏まえて, 現在有効座屈長を用いず変形の影響を考慮した骨組構造物の新しい設計法⁶⁾が提案され始めており, これからの研究成果が期待されるところである。

謝 辞: 本研究の調査にあたり, 建設省, 本州四国連絡橋公団, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 長崎県, 神戸市および大阪市の皆様には多大な御協力を得た。さらに, 芝浦工業大学山本一之教授, 石川島播磨重工業(株)下瀬健雄氏, (株)長大森田泰生氏, 日立造船(株)田中洋氏, および(株)東京鐵骨橋梁製作所入部孝夫・井上寛岡氏には種々の御配慮をいただいた。ここに記して感謝する次第である。なお, 本研究の一部は本州四国連絡

橋公団からの受託研究費の補助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1990.
- 2) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領・同解説, 1988.
- 3) 阪神高速道路公団大阪第3建設局: 安治川橋梁設計指針(案), 1982.
- 4) 長谷川彰夫他3名: 有効座屈長を用いた部材設計の全体骨組耐荷力に関する精度, 構造工学論文集, Vol. 33A, 1987. 3.
- 5) 中井 博・北田俊行・西村俊行: 斜張橋タワーの耐荷力と設計法について, 構造工学論文集, Vol. 33A, 1987. 3.
- 6) 土木学会: 鋼斜張橋一技術とその変遷一, 1990.
- 7) 斜張橋特集号(斜張橋の構造特性), 橋梁と基礎, 1985. 8.
- 8) BS5400: British Standard Institution, 1980.
- 9) DIN18800: Die Deutsch Institut für Normung E.V., Teil 1, 2, 1988.
- 10) 土木学会: 鋼構造物設計指針, PART A, PART B, 1987.
- 11) 野上邦栄・成田信之・山本一之: 吊橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991. 3.
- 12) 野上邦栄・成田信之: 塔の橋軸直角方向の終局強度に関する基礎的研究, 本州四国連絡橋公団受託研究成果報告書, 1991. 4.
- 13) 建設省土木研究所: 吊橋主塔の設計計算について, 本州四国連絡架橋調査材料構造調査資料, 1965.
- 14) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会: 吊橋主塔設計要領(案), 1972.
- 15) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会: 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書, 別冊1・主塔設計方法に関する検討, 1980.
- 16) Birdsall, B.: The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, Proc. of ASCE, 1942.
- 17) Klöppel, K. and EBlinger, M.: Die berechnung eingespantter und fest mit kabel verbundener hängebrückenpylonen bei beanspruchung in brückenlangsrchtung, Stahlbau, H.12, 1965.
- 18) 福本啓士・大森和実: 吊橋タワーの静的挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No. 224, 1974.
- 19) 土木学会: 本州四国連絡橋開通記念特別連続記念講義集, 1988.
- 20) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, 技報堂, 1967.
- 21) 首都高速道路技術センター: 東京港連絡橋(吊橋部)の設計施工に関する調査研究報告書, 1988. 3.
- 22) 毛利徳成: 来島大橋の計画と現況, 橋梁, 1988. 11.
- 23) 野坂隆一他3名: 白鳥大橋の概要と下部工施工状況, 橋梁, 1989. 2.
- 24) ピックプロジェクト特集, 橋梁と基礎, 1990. 8.
- 25) 瀬戸大橋開通記念特集, 橋梁と基礎, 1988. 8.
- 26) 長大橋技術研究会: 長大吊橋の架設, 1976.
- 27) 大橋昭光: 長径間つり橋の架設, 山海堂, 1963.
- 28) 川田忠樹: 現代の吊橋, 理工図書, 1986.
- 29) 山田勝彦・正田伸二: 大島大橋上部工基本設計その1, その2, 本四技報, No. 28, No. 30, 1984.
- 30) 馬場賢三・成井 信・平野 茂: 北備讃瀬戸大橋塔の詳

- 細設計, 本四技報, No. 27, 1984. 1.
- 31) 森本隆也・馬場賢三: 南備讃瀬戸大橋(上部工)の基本設計, 本四技報, No. 33, 1985. 4.
- 32) 本州四国連絡橋公団: 因島大橋工事誌, 1985.
- 33) 本州四国連絡橋公団: 伯方・大島大橋工事誌, 1989.
- 34) 本州四国連絡橋公団: 大鳴門大橋工事誌, 1989.
- 35) 本州四国連絡橋公団: 吊橋文献集.
- 36) 本州四国連絡橋公団設計第1部: 吊橋資料集, 1974.
- 37) 本州四国連絡橋公団: 海外長大橋技術資料収集整理報告集, 1988.
- 38) 海洋架橋調査会: 鋼上部構造に関する検討委員会資料, 1989. 2.
- 39) 海洋架橋調査会: 世界の長大橋, 1989. 4.
- 40) 川崎偉志夫: 長支間道路吊橋の計画に関する実証的研究, 1979.
- 41) 日本道路公団: 関門大橋設計計算書, 1974.
- 42) 日本道路公団: 平戸大橋工事報告書, 1978.
- 43) 建設省土木研究所: 長大橋梁文献リスト, 建設省土木研究所調査資料, No. 11, 1961.
- 44) 建設省本州四国連絡橋道路調査事務所: 世界長大吊橋概要, 1968. 2.
- 45) 土木学会: 土木工学ハンドブック, 中巻, 技報堂, 1974.
- 46) 土木学会: 斜張橋資料集成, 1976. 2.
- 47) 本州四国連絡橋公団: 長大斜張橋技術資料調査報告書, 1988.
- 48) 本州四国連絡橋公団: 長大斜張橋技術資料調査報告書(文献集), 1988.
- 49) 長大鋼橋研究委員会: 斜張橋の実績調査報告, 建設コンサルタント協会近畿支部, 1982. 5.
- 50) 本州四国連絡橋公団: 多々羅大橋の橋梁計画について, 1989. 11.
- 51) 日本道路協会・名港大橋調査特別委員会: 名港大橋の設計施工に関する調査研究報告, 1990. 3.
- 52) 和田克哉: 鶴見航路橋(仮称)の計画, 橋梁, 1988. 1.
- 53) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会: 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書, 1986. 3.
- 54) 多田和夫他3名: 生口橋上部工の設計(上), 橋梁と基礎, 1990. 7.
- 55) 北沢正彦・三浦龍太郎・金治英実: 東神戸大橋の荷重係数設定と耐荷力解析, 阪神高速道路公団技報, No. 9, 1989.
- 56) 崎元達郎・小松定夫・北沢正彦: 曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 36A, 1990. 3.
- 57) 小村敏他4名: 横浜港横断橋上部工の設計(上, 下), 橋梁と基礎, 1988. 12, 1989. 1.
- 58) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会: 檜石島・岩黒島斜張橋に関する検討, 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書, 1980. 10.
- 59) 保田雅彦・日里正夫・大広 始: 岩黒島橋上部工の詳細設計, 本四技報, 1985. 10.
- 60) 加藤信夫・飯岡 豊・川人達男: 名港西大橋(上部工)の設計, 橋梁と基礎, 1983. 12.
- 61) 松本忠夫・江見 晋・石崎 浩: 大和川橋梁上部工の設計, 橋梁と基礎, 1979. 7.
- 62) 田井戸米好・福岡 悟・林 秀: 長大斜張橋・安治川橋梁の設計, 土木学会誌, 1984. 6.
- 63) 波多野義孝・鈴谷岩一・河島献一: 末広大橋上部工の設計と施工, 橋梁と基礎, 1975. 9.
- 64) 石岡英男・田辺肅郎・西島勝臣: かもめ大橋, 三菱重工技報, Vol. 14, No. 3, 1977. 5.
- 65) 大阪市港湾局: 完成間近いかもめ大橋, 土木技術, Vol. 30, No. 8, 1975. 8.
- 66) 田中・林・橋本: 弥栄大橋の設計と施工, 橋梁, 1985.
- 67) 大阪市建設局: 菅原城北大橋工事誌, 1990. 3.
- 68) 藤沢政夫・井下泰具・亀井正博: 菅原城北大橋・橋端ヒンジ部の設計, 橋梁と基礎, 1989. 5.
- 69) 災害科学研究所・神戸市港湾局: 六甲アイランド連絡橋の構造解析に関する研究報告書, 1975.
- 70) 高橋敏介・安藤憲一・山崎和夫: S字型曲線斜張橋上部工の設計(上), 橋梁と基礎, 1985. 4.
- 71) 近藤和夫他3名: 豊里大橋(斜張橋)の設計と架設, 橋梁と基礎, 1970. 12.
- 72) 鈴木周一: 尾道大橋, 橋梁と基礎, 1988. 8.
- 73) 日種俊哉他3名: 淀川新橋の設計計画, 橋梁と基礎, 1987. 12.
- 74) 野上邦栄・安部大志: 吊橋主塔の安定照査に関する一考察, 構造工学論文集, Vol. 35A, 1989. 3.
- 75) 伊藤文人・野上邦栄・田中充夫: ラーメン形式吊橋主塔の耐荷力解析, 構造工学論文集, Vol. 34A, 1988. 3.
- 76) 長谷川彰夫・西野文雄: 線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案, 土木学会第44回年学術講演会講演概要集, 1989. 10.

(1991. 6. 12 受付)

A STUDY ON THE STABILITY DESIGN OF TOWER OF CABLE SUPPORTED BRIDGES

Kunieo NOGAMI and Nobuyuki NARITA

Recently in Japan, there has been a marked tendency toward longer spans in cable supported bridges (suspension bridges and cable stayed bridges). However, towers have been designed in accordance with each public corporation's own code, and common standards for tower design methods have yet been established. Therefore, we conducted an investigation into stability design procedures of towers for long-span bridges in Japan. We could obtain useful results, clarifying the characteristics and practical problems of the standing codes regarding towers. We believe that it will be possible to use these results in order to establish a new design procedure in the future.

地球を切る! 視る! 創る!

未来設計企業
CRC

3次元地質解析システム

GEORAMA

ジオラマ

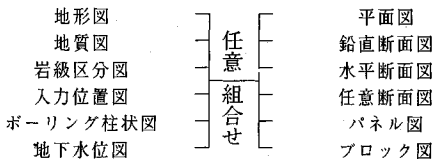
概要

地質調査で得られたデータを基に、利用者の判断を加味して3次元地質モデルを作成します。この3次元モデルより地質・岩級区分・地下水位等をグラフィック表示並びに作画します。今後この3次元モデルを利用して解析用メッシュ作成等への応用が考えられます。

特徴

- ・走向・傾斜データも考慮できる高度な推定法
- ・複雑な地質体モデルの表現が可能
- ・ビジュアルで豊富な出力機能
- ・図面間での整合性がとれる
- ・操作性の高いシステム

出力図面



ユーザーインターフェースにより、拡がる適用分野

データベース 土量計算 構造物マッピング
メッシュジェネレータ プレゼンテーション資料 その他

標準適応機種(EWS)

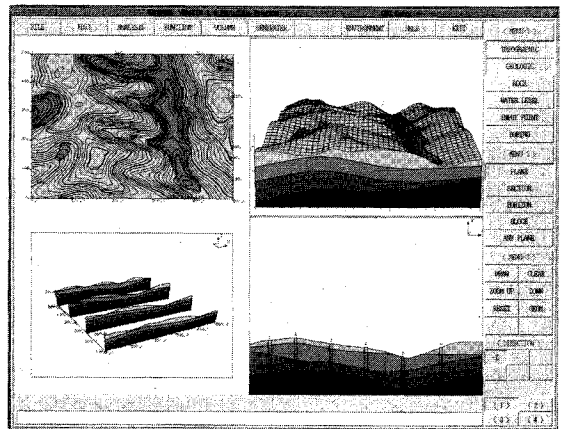
- ・SONY-NEWSシリーズ*
 - ・Sun-3, Sun4, Sun-SPARCシリーズ*
 - ・HP9000/300, HP9000/800シリーズ*
- *ウィンドウシステムとしてX-Window System, Version 11 (X11)が必要です。
(標準以外のものにつきましては御相談に応じます)

(株)アイ・エヌ・エー
アイサワ工業(株)
アイドルエンジニアリング(株)
アサヒ地水探査(株)
(株)エイトコンサルタント
応用地質(株)
大阪ガス(株)
大手開発(株)
(株)大林組
(株)奥村組
川崎地質(株)
基礎地盤コンサルタンツ(株)
(株)熊谷組
(株)建設技術研究所
建設省 土木研究所
五洋建設(株)
佐藤工業(株)
サンコーコンサルタント(株)
(株)四国総合研究所
(株)西電技術コンサルタント
清水建設(株)

(株)情報数理研究所
(株)新日本技術コンサルタント
住友コンサルタント(株)
住友建設(株)
石油資源開発(株)
全日本コンサルタント(株)
大成建設(株)
大豊建設(株)
(株)ダイソク
(株)ダイヤコンサルタント
(株)竹中工務店
中央開発(株)
(株)地球科学総合研究所
中電技術コンサルタント(株)
通産省 地質調査所
電源開発(株)
(株)電力中央研究所
東急建設(株)
東建地質調査(株)
東京電力(株)

東電設計(株)
東電ソフトウェア(株)
東洋地質調査(株)
動力炉・核燃料開発事業団
(株)中堀ソイルコーナ
西松建設(株)
日本工営(株)
日本国土開発(株)
(株)日本パブリック
エンジニアリング
(株)間組
(株)阪神コンサルタンツ
ヒロセ(株)
フジタ工業(株)
(株)富士和ボーリング
北光ジオリサーチ(株)
北海道開発コンサルタント(株)
三井建設(株)
三菱金属(株)
村本建設(株)
明治コンサルタント(株)

3次元地質解析システム研究会 参加メンバー



株式会社 **CRC総合研究所** 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06)241-4121 営業担当: 岩崎

MATRAN EX

塩水くさび

農薬汚染

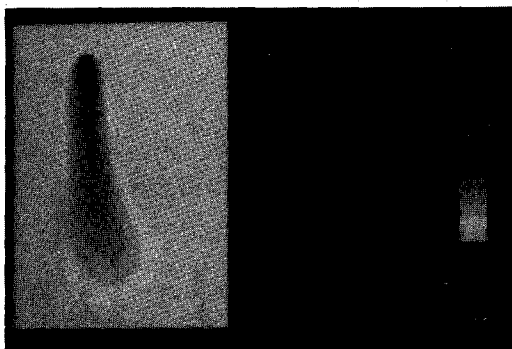
廃棄物処理

その他

飽和・不飽和浸透解析に、移流分散・拡散を考慮。
EXtensiveな問題に適用可能なEXcellentなプログラム。

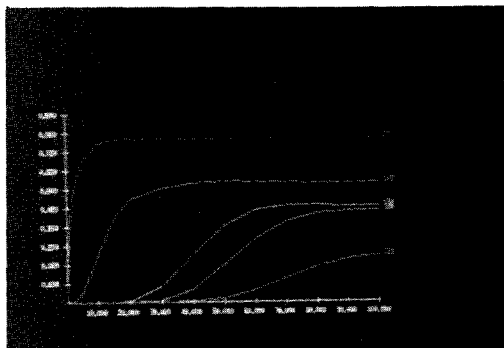
プログラムの特長

- 断面(EXV)および平面(EXH)の解析が可能
- 充実した解析機能
 - 定常・非定常解析 (断面、平面)
 - 軸対称解析 (断面)
 - 降雨 (断面、平面)
 - 揚水・注水 (断面、平面)
- 豊富なグラフィック出力
 - 浸出面 (断面)
 - 材質変更 (断面、平面)
 - 境界条件の変更 (断面、平面)
 - 水位・濃度の経時変化 (断面、平面)



濃度カウンター図

画面出力図



濃度の時間推移グラフ

画面出力図

より現実的な解析を！

未来設計企業

CRC

任意形状臨界すべり面自動決定プログラム

Mr. 一番すべり

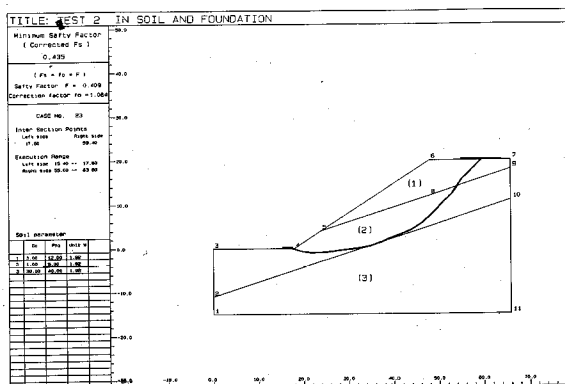
・概要

Mr. 一番すべりは、簡易 Janbu 法に基づき任意形状臨界すべり面位置を自動的に探索し、安全率を計算する斜面安定解析プログラムです。また、操作性が良く、グラフィックやプロッタ出力も充実しています。

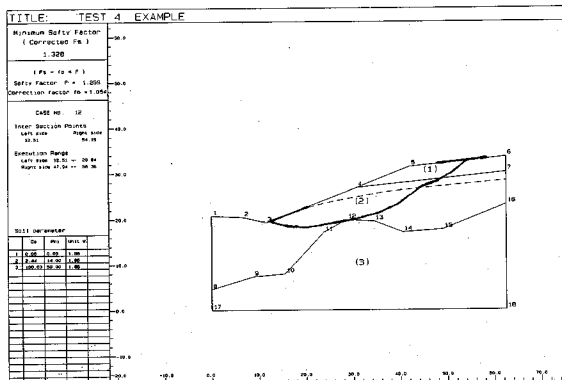
・適応機種 NEC PC9801シリーズ

・価格 50万円（税別）

・適用例



傾斜地盤上の盛土



凸形基盤上の切土斜面

☆デモプログラム貸出し中

あなた自身の手で是非ご確認下さい。

株式会社CRC総合研究所 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06) 241-4121 営業担当：岩崎

地盤の有限要素法解析ソフト

未来設計企業



世界標準のソフトウェア Mr. SOIL Version-2.5

■豊富な機能

- ・弾性及び弾塑性解析が可能。
- ・掘削・盛土機能により、施行ステップにしたがった解析が可能。
- ・荷重の段階的載荷が可能
- ・側圧係数の指定が可能
- ・充実したグラフィック機能
 - ・変位ベクトル図^{*}、変位コンター図^{*}
 - ・応力ベクトル図、応力コンター図
 - ・棒・梁要素断面力図^{*}
 - ・降伏要素プロット図^{*}

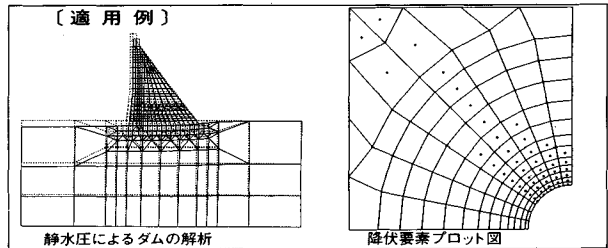
※はV.2.5による追加機能

■お求めやすい価格設定

パソコン版(PC-9801シリーズ)……64万円(税別)

EWS版(NEWS, SUN, HP, VAX など)……220万円(税別)

■実績が示す高信頼性(使用実績187本 平成2年度8月末現在)



(株)アースコンサルタント アイドールエンジニアリング(株) (株)葵エンジニアリング (株)荒谷建設コンサルタント 石川工業高等専門学校 (株)ウエスコ 上山鉄鋼工業(株) 運輸省港湾技術研究所 (株)エイトコンサルタント (株)N T T 鈴鹿電気学園 (株)オリエンタルコンサルタント (株)応用地学研究所 大阪大学 大阪市交通局 大阪市立工業研究所 (財)大阪土質試験所 大阪府立工業高等専門学校 大阪府立大学 岡山大学 岡山大学 (株)興村組 技術研究所 奥村組土木興業(株) 小田急建設(株) 小野田ケミコ(株) 小野田ケミコ(株) 鹿兒島大学 梶谷エンジニア(株) 鹿島建設(株) 金沢大学 金沢大学 川崎地質(株) 関西電力(株) 岩水開発(株) 関西航運(株) (株)基礎建設コンサルタント 関西大学 九州共立大学 九州産業大学 九州産業大学 九州産業大学 九州大学 九州電機開発(株) 京都市立伏見工業高等学校 京都大学 京都大学 京都大学 協和電設(株) 近畿実測(株)	近畿大学 近畿大学 近畿大学 岐阜工業高等専門学校 久保田建設(株) (株)熊谷組 (株)熊谷組 (株)建設企画コンサルタント (株)建設工学研究所 神戸大学 神戸大学 神戸大学 興亜開発(株) 佐賀大学 佐伯建設工業(株) 佐田建設(株) 佐藤工業(株) 佐藤工業(株) サンコーコンサルタント(株) 滋賀県立短期大学 (株)CIT構造技術研究所 島根大学 昭和地質情報リサーチ(株) (株)新日本技術コンサルタント 新日本製鉄(株) 新技術計画(株) 技術設計部 JR西日本コンサルタント(株) (株)住化土建建設 住友建設(株) 住友建設(株) (株)西播設計 (株)ソイルプレーン 促進工事(株) (株)第一コンサルタント 大成建設(株) 大成基礎設計(株) 大豊建設(株) 大豊建設(株) (株)ダイヤコンサルタント (株)ダイヤコンサルタント (株)高千穂設計コンサルタント (株)タカラエンジニアリング (株)竹中工務店 玉野総合コンサルタント(株) (株)地崎工業 (株)地盤調査事務所 (株)中央設計技術研究所 中央復建コンサルタント(株)	中国電力(株) 中部工務(株) 中部電力(株) 通信土木コンサルタント(株) (株)テクノックス 東海大学 (株)東京建設コンサルタント 東京大学 東京地下工務(株) 東京都土木技術研究所 東建地質調査(株) 東鉄工業(株) 東電設計(株) 東電設計(株) (株)東日測量設計社 東邦エンジニアリング(株) (株)東和技術コンサルタント 動力炉・核燃料開発事業団 戸田建設(株) (株)中堀ソイルコーナー 西谷技術コンサルタント(株) 西松建設(株) 技術研究部 日本大学 日本大学 日本鋼管(株) 日本鋼管(株) 日本シールドエンジニアリング(株) 日本工営(株) 日本工営(株) 日本交通技術(株) 日本通信建設(株) 日鉄鉱コンサルタント(株) 日本水工設計(株) 日本道路公団 試験所 (株)日本パブリックエンジニアリング (株)日建技術コンサルタント (株)ニュー設計 八戸工業大学 林建設工業(株) (株)阪神コンサルタント 東日本旅客鉄道(株) (株)日立造船技術研究所 ヒメノコンサルタント(株) ヒロセ(株) 福井大学 (株)藤井基礎設計事務所 フジ工業(株) フジ工業(株)	(株)復建エンジニアリング (株)復建エンジニアリング 藤原技術士事務所 復建調査設計(株) 不動建設(株) 不動建設(株) 不動建設(株) (株)芙蓉調査設計事務所 北光ジオリサーチ(株) 前田建設工業(株) 前田建設工業(株) 前田設計(株) (株)松村組 三井建設(株) 三菱重工業(株) 明治コンサルタント(株) メトロ設計(株) (株)守谷商会 山口大学 山口大学 山口大学 (株)四電技術コンサルタント りんかい建設(株) 和歌山工業高等専門学校 和歌山工業高等専門学校
<h3>海外</h3> オランダ デルフト大学 米国 ミネソタ大学 米国 イタスカ社 西オーストラリア大学 韓国 大林エンジニアリング 韓国 大林産業 韓国 三星建設 韓国 現代エンジニアリング 韓国 大韓コンサルタント 韓国 正友エンジニアリング 韓国 先進エンジニアリング 韓国 大宇 韓国 大宇 韓国 又大エンジニアリング 韓国 原子力研究所 韓国 三安エンジニアリング 韓国 都和エンジニアリング 韓国 宇星エンジニアリング 韓国 ソウル大学 韓国 ソウル大学 韓国 光州大学			

(五十音順 敬称略)

株式会社 **CRC** 総合研究所 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目-3
(06)241-4121 営業担当: 岩崎

個別要素法プログラム **CRC**

未来設計企業

CRC-ITASCAが提供するカンドールモデル個別要素法(DEM)!!

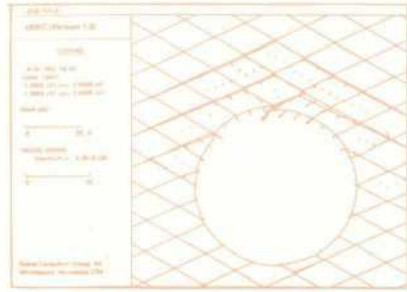
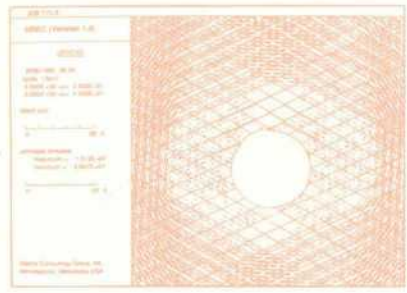
二次元個別要素法プログラム(ソースコード)



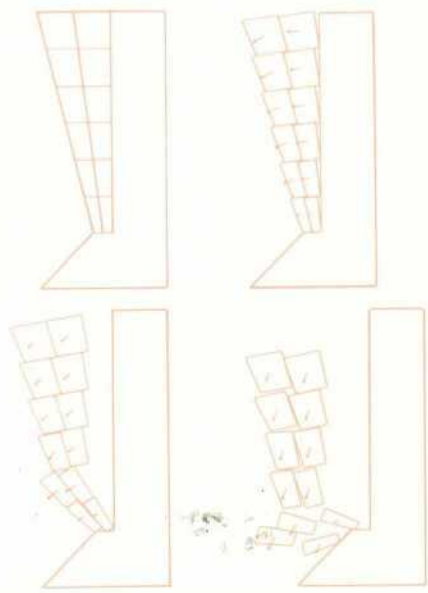
三次元個別要素法プログラム(ロードモジュール)



個別要素法とは、1971年にDr. P. Cundallが発表した不連続体に対する動的崩壊過程をシュミレートするための解析手法です。すなわち、岩盤をジョイントとブロックから構成される岩石ブロックの集合体と考え、個々のブロックの挙動を時々刻々に追跡し、全体挙動を解析しようとするものです。集合体としての岩盤や地盤が最終的に、安定状態となるものか、あるいは大変形するのか、崩壊していくのかなど、時間の経過に伴うモデル全体のブロックの動きや破壊の進行の様子を視覚的に追跡できます。現在、岩盤・地盤の崩落や安定性の解析など、不連続体力学の有力な解析手法となっています。



大深度地下掘削時の安定解析



岩盤斜面崩落シミュレーション

- 岩盤の転倒・滑落解析
- 岩盤の掘削解析
- 不連続性岩盤の安定解析
- 地震応答解析
- 浸透—ブロック連成解析(UDEC)
- 熱—ブロック連成解析(UDEC)

■販売条件
UDEC・3DEC
 ◆EWS, SUN-SPARC, HP, SONY-NEWS
 ◆IBM-PC/AT及び互換機
 ◆UDECはソースコードで提供します。
 ◆3DECはロードモジュールで提供します。

株式会社 **CRC** 総合研究所 西日本支社

〒541 大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
 (06)241-4121 営業担当: 岩崎