

吊材にケーブルを使用した単弦ローゼ橋の検討

玉田 和也¹⁾

単弦ローゼ橋は、1970年代後半に泉大津大橋^{1) 2)}、成田橋^{3) 4)}などによって、構造解析・設計方法について、その検討と妥当性の確認が行われた。それ以降も数橋架設されたが、近年は特に景観設計の普及により、単弦ローゼ橋の採用が多くなっている。本文では、単弦ローゼ橋の特徴をつかむための試設計の結果を示すとともに吊材にケーブルを使用した単弦ローゼ橋、単弦ニールセン橋の検討についても報告を行う。

まえがき

橋梁形式として単弦ローゼ橋が採用されるにあたっては大きく分けて、2つの要因が考えられる。まず、景観設計に代表される下記のようなソフト面での優位性が挙げられる。

- ①橋面上に現れる構造が単純で周辺景観との適合性が良い。
- ②補剛桁を低くできるため、隣接橋梁との連続性が保たれる。
- ③車の走行性および車道からの展望が良い。
- ④積雪寒冷地では着雪やつららに対して有効である⁵⁾。

次に、構造的には次に示すような特徴がある。

- ①広幅員の場合、2主構にするより全体幅員を狭くできて有利である。
- ②下部工もコンパクトになる。
- ③なんらかの形で桁高制限を受ける場合、支間と比べて補剛桁高さを低くできる。
- ④単径間で唯一の一面主構を持つ橋梁である。

このような単弦ローゼ橋を設計するにあたっては、過去に種々の解析・検討・模型実験などが行われており、その問題点を列挙してみる⁶⁾。

- ①アーチリブの面外座屈（有効座屈長）
- ②アーチ起拱部の詳細設計
- ③補剛桁の形式選定
- ④主構としての床版の評価法
- ⑤立体解析モデルの選定

以上の問題点のうち、アーチリブの面外座屈に着目し、試設計を通して検討を行う。

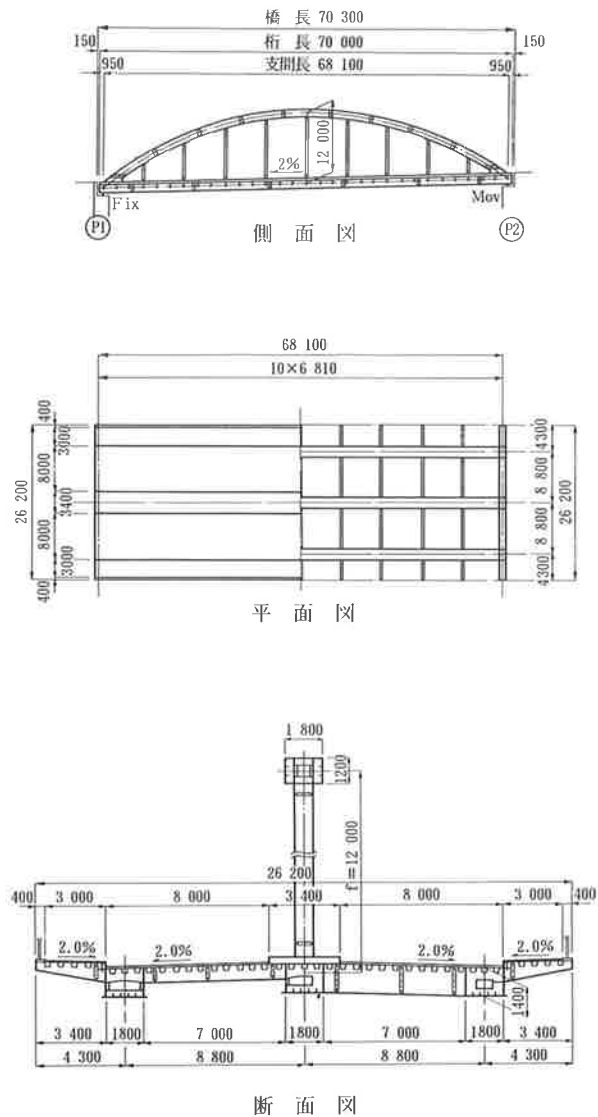


図-1 一般図（基本モデル）

1) 橋梁技術部技術課

1 単弦ローゼ橋（基本モデル）の解析

(1) 設計条件

- 橋梁形式：鋼単弦ローゼ橋
- 橋 長：70.0 m
- 支 間 長：68.1 m
- 幅 員：車道2×8.0 m + 歩道2×3.0 m
中央分離帯3.4 m
- 平面線形：R = ∞
- ラ イ ズ：f = 12.0 m (ライズ比1/5.675)
- 舗 装：車道部 アスファルト舗装 t = 80 mm
歩道部 アスファルト舗装 t = 40 mm
- 床 版：鋼床版
- 活 荷 重：L-20
- 設計震度： $k_H = 0.20$

(2) 立体解析モデル（基本モデル）

補剛桁は施工性を考慮して、3Box形式とし、鋼床版はせん断変形が等価になるような斜材に置換したモデルを使用する。また、端横桁については、アーチの面外座屈に有効なBox断面とした。解析用立体モデルを図-2に、断面諸量を表-1に示す。なお断面力解析には自社開発の立体影響線解析システム(3D-frameシステム)を、線形座屈解析にはCOSMOS/Mを使用した。

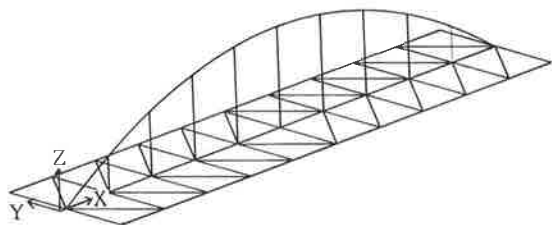


図-2 解析用立体モデル（基本モデル）

表-1 基本モデルの断面諸量

部 位	A (cm ²)	J (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	
ア ー チ リ ブ	1,440	6,389,000	3,866,000	6,162,000	
補 剛 桁	2,171	4,143,000	5,985,000	98,753,000	
端 横 桁	1,339	5,608,000	2,441,000	2,898,000	
分 配 横 桁	444	—	1,467,000	—	
吊 材	228	—	—	322,000	
鋼 床 版	106	—	—	—	—

(3) 解析結果

荷重は、死荷重、活荷重、橋軸直角方向の地震荷重、風荷重を道示の組合せに従って載荷した。最小、最大の変位を図-3～4に、断面力を図-9～12に示す。

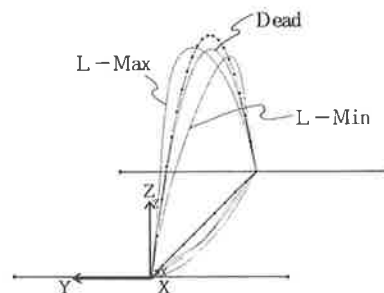


図-3 アーチリブ変位図

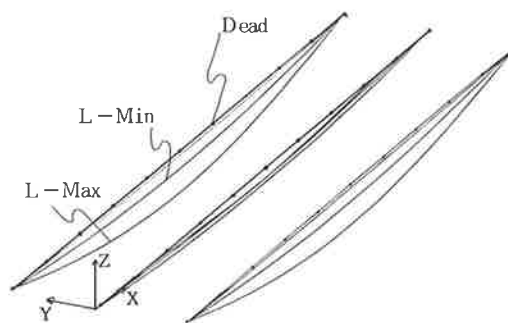


図-4 補剛桁変位図

アーチリブの鉛直変位は死荷重が支配的でありその他の荷重は主に面外方向への変位に寄与している。また、アーチ主構と外補剛桁の変位差は主に活荷重によって発生していることがわかる。外補剛桁中央の活荷重による変位をブラケット先端まで外挿した変位は、道示のたわみの許容値 $L/600 = 114\text{mm}$ を満足していた。

次にアーチリブの断面力については最大軸力1416tfであり、断面計算における直応力の50%以上を占めている。補剛桁については引張軸力が発生するものの、面内曲げモーメントが支配的である。ただし、アーチ起拱部を除き最小断面構成となっている。分配横桁については、断面構成可能な断面力であった。

死荷重+活荷重を載荷した場合の線形座屈解析の結果を図-5に示す。結果より全体座屈に関してはアーチの面外座屈が支配的であることがわかる。1次の固有値より慣用法でアーチの面外有効座屈長を計算すると、 $l_{e, out} = 19.6\text{m}$ となった($N_{max} = 1416\text{tf}$)。求めた有効座屈長を用いて道示解 2-2-1式より基準耐荷力を求めるとSM490Yの場合、 $\sigma_{cr} = 3220\text{kgf/cm}^2$ となる。1次モードでのアーチの座屈応力度は $\sigma_E = 23201\text{kgf/cm}^2$ であるから、1次モードの固有値23.594を σ_{cr} / σ_E で低減すると、 $\alpha = 3.274$ となり、道示11.4に示されるアーチの面外座屈に対する安全率 $\nu = 2.0$ の条件を満たしている。

さらにこのモデルに限って言えば、詳細設計で全体座屈の照査として有限変位解析または弾塑性有限変位解析を行う場合、線形解析の1次と2次の固有値が非常に接近していることに注目して、初期変形の与え方に配慮する必要がある。

また面内座屈は5次モードで発生しており、面内有効座屈長は慣用法により $l_{e, in} = 9.4\text{m}$ が求まる。

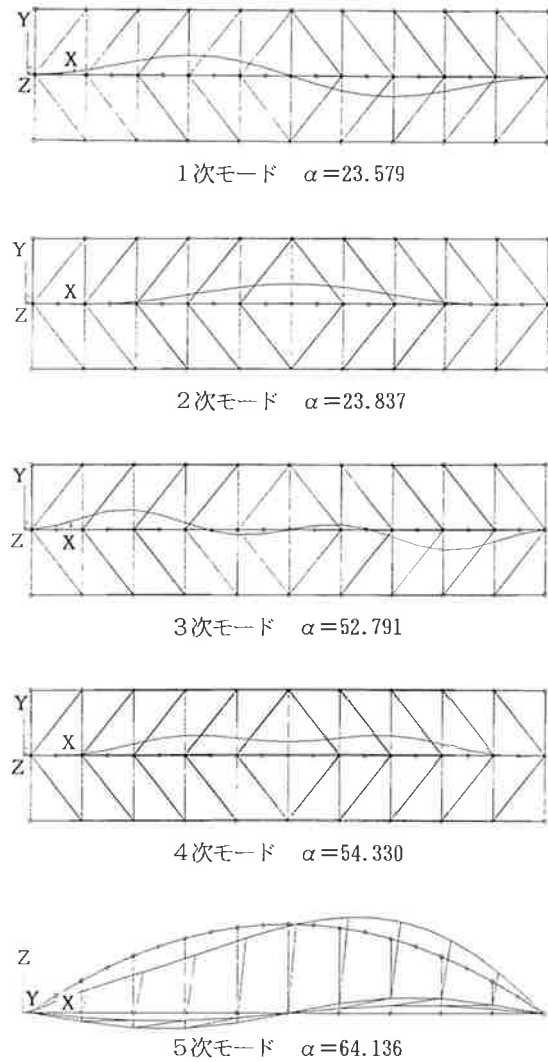


図-5 線形座屈モード

(4) アーチリブの有効座屈長と吊材の剛性

単弦ローゼ橋の場合、アーチリブはそれ自身の面外剛性と吊材によって面外座屈に対して抵抗している。そこで吊材の影響を調べるため、アーチリブの面外剛性 (I_a) に対する吊材の剛性 (I_h) の比を変化させ、有効座屈長で比較したのが図-6である。吊材の面外剛性がゼロの場合とアーチリブの10%の場合を比較すると、有効座屈長では約20%の差が出ているが、許容応力度のレベルでは約5%の差となり、面外座屈に対する吊材のおよぼす影響は鈍感であると言える。

最近の単弦ローゼ橋では路面上の視点から見た吊材の形状に関して、圧迫感や反対車線への閉鎖感を軽減するための景観設計が行われている⁷⁾。このような観点から、基本モデルに関して言えば上記のように面外剛性がゼロであるケーブルを単弦ローゼ橋の吊材に使用することは可能であると考えられる。

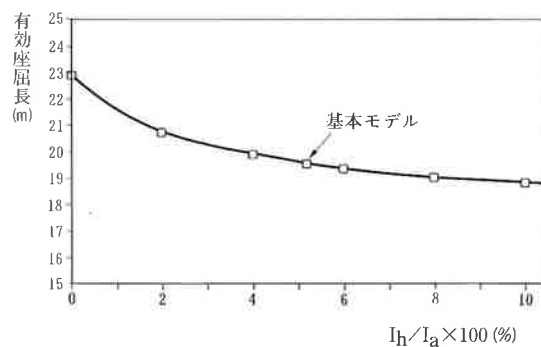


図-6 吊材の面外剛性と有効座屈長

(5) 分配横桁と補剛桁の剛比について

補剛桁を3Box形式にした場合、1Box-3cellの場合と比べて全体のねじり剛性が問題となってくる。そこで、補剛桁の剛性 (I_g) に対し、分配横桁の剛性 (I_c) を変化させた場合の外補剛桁中央

の活荷重変位を図-7に示す。この図より基本モデルにおける補剛桁の30%程度の剛性を持つ分配横桁であれば十分であることがわかる。ただし、この関係は吊材の剛性によっても変化するため、先に示したケーブルを吊材に使用する場合には検討を要する。

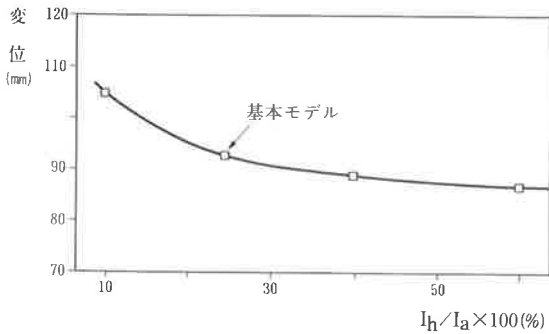


図-7 分配横桁と補剛桁の剛比

2 吊材にケーブルを用いた単弦ローゼ橋の解析

(1) ローゼ橋モデル (ケーブルモデル)

吊材にケーブルを使用した単弦ローゼ橋モデルを作るにあたって、ケーブル断面は基本モデルの吊材の最大軸力に見合った平行線ストランド7φ×120を使用した。吊材をケーブルに置換しただけでは前にも述べたように桁中央のブラケット先端の変位が大きくなるため、その対策を考える必要がある。基本モデルでは、補剛桁全体のねじり剛性に、アーチリブの剛性も吊材を通じて寄与していたが、ケーブルモデルではその影響がゼロになるため、補剛桁と分配横桁の組合せで全体のねじり剛性を高めなければならない。方法としては

- ①分配横桁の剛性を上げる。
- ②中央補剛桁のねじり剛性を上げる。
- ③外補剛桁の曲げ剛性を上げる。
- ④1Box-3cell形式の補剛桁に変更する。

以上が考えられる。④については基本モデルと同様、今回は検討からはずすこととする。また、③については主構面の曲げ剛性との差を縮めるためには、かなりの剛性の増加が必要であり、一主構面を有する単弦ローゼ橋の特徴からしても適切な対策ではないと考えられる。

したがって、ケーブルモデルを作るにあたっては、分配横桁の剛性を3割増しとし、さらに中央補剛桁のねじり剛性を約2倍にするために、ウェブ間隔を1.8mから3.0mに変更を行った。

(2) ニールセンローゼ橋モデル(ニールセンモデル)

吊材を綾状に配置したニールセンローゼ橋モデルについても検討を行った。吊材には7φ×73を使用し、補剛桁に対し55°の角度を持たせて配置し、その他の条件については上記モデルと同じとした。骨組図を図-8に示す。

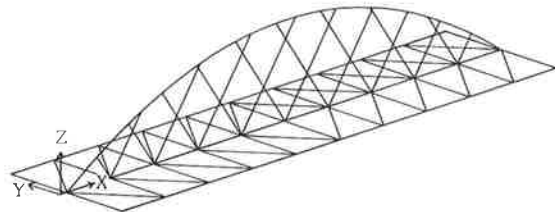


図-8 単弦ニールセンローゼ橋モデル

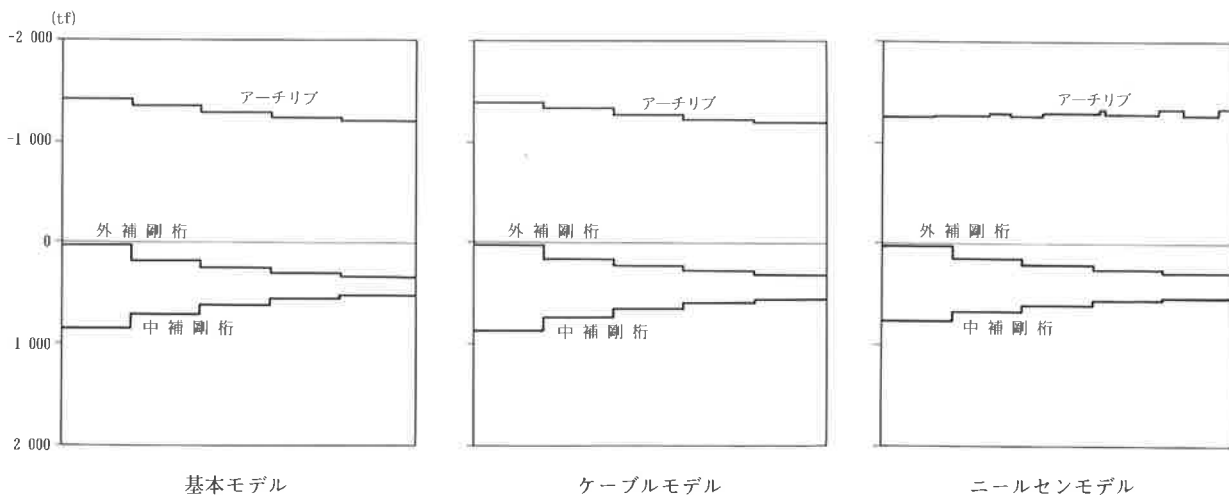


図-9 軸力図

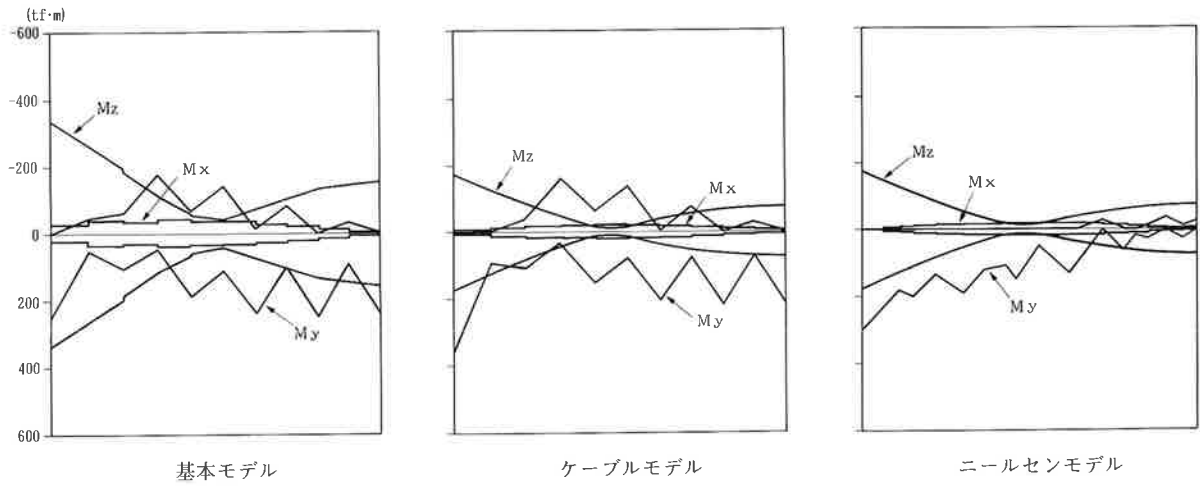


図-10 アーチリブモーメント図

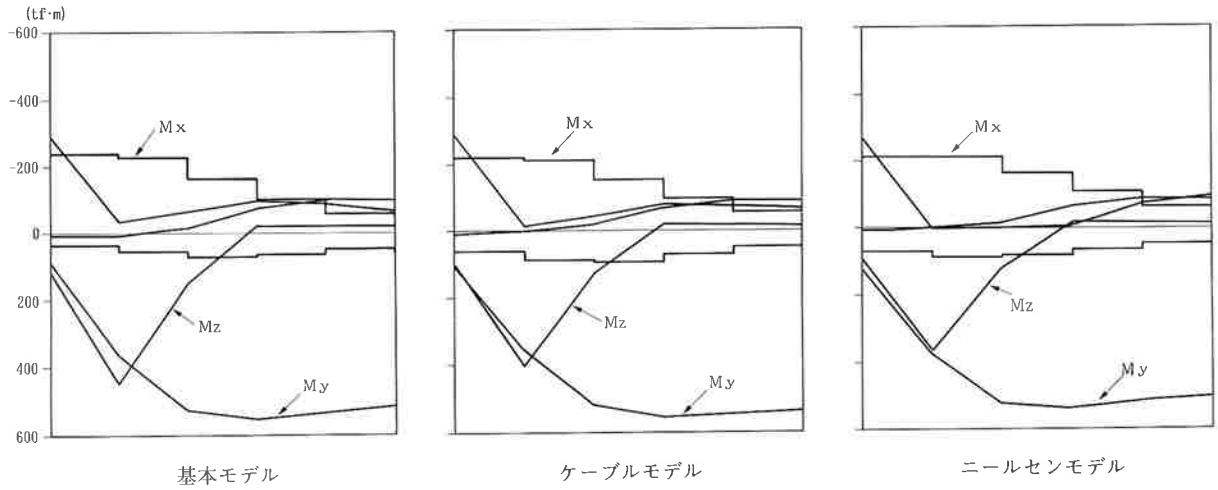


図-11 外補剛桁モーメント図

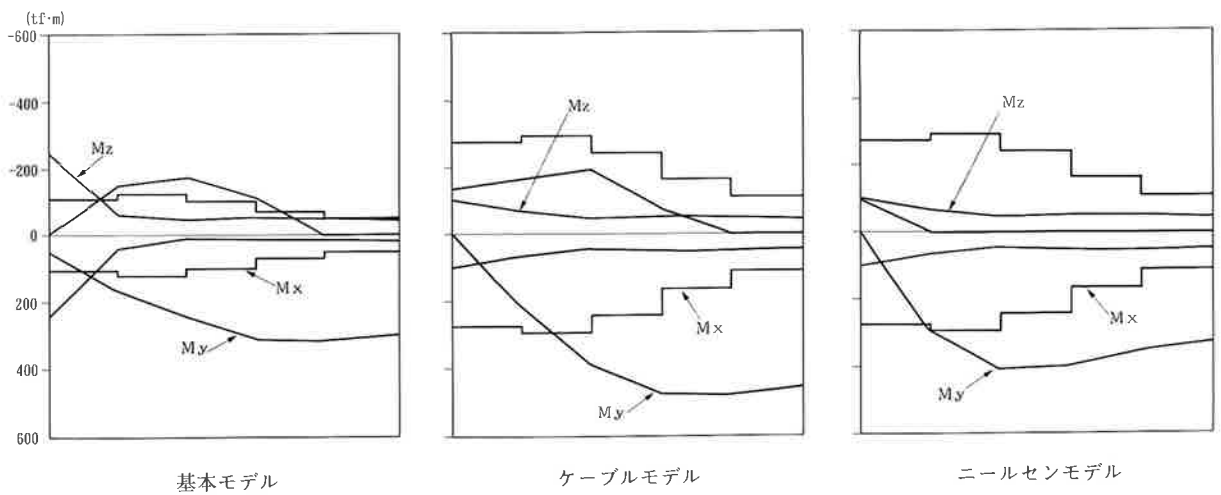


図-12 中補剛桁モーメント図

(3) 解析結果

鉛直変位については上述の補剛桁の変更により許容値内に納めることができた。次に断面力について吊材をケーブルにしたことにより変化した部分について述べると、アーチリブは吊材の曲げ剛性がゼロになったため、活荷重によるねじりモーメントと面外方向へのせん断力がゼロになり、それに起因して面外曲げモーメントもゼロになっている(図-13)。このため、アーチ起拱部の面外モーメントは基本モデルに比べ約1/2に減少している(残り1/2は風荷重による)。中補剛桁はねじりモーメントが約3倍、面内曲げモーメントが約1.5倍に増加し、面外モーメントは桁端部分で約1/2に減少した。外補剛桁には顕著な変化はなかった。吊材、横桁関係にも大きな変化はなかった。

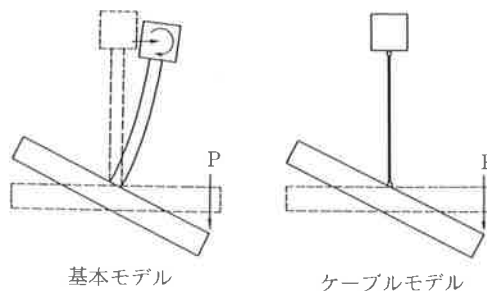


図-13 アーチリブの変形状態

次にケーブル配置による差について、ニールセンモデルの方が主構面内の全体剛性が増加するためアーチリブ、中補剛桁ともに軸力、面内曲げモーメントが小さくなる傾向になっている。表-2にモデル別の最大・最小断面力の比較表を、断面力図を図-9～12に示す。

線形座屈解析の結果について、表-3にモデル別の比較表を示す。基本モデルに比べケーブルモデル、ニールセンモデルは5～6%許容応力が落ちてはいるが、座屈に対する安全率はいずれも3.0以上であり、問題はないと言える。また1次モードと2次モードが接近している現象も基本モデルと同様であった。

表-2 断面力比較表

アーチリブ tf, tf・m	Fx		Fy		Fz		Mx(ねじり)		My(面内)		Mz(面外)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
基本モデル(吊材ビーム形式)	0	-1416	19	-19	69	-69	44	-44	253	-179	338	-338
ケーブルモデル(吊材ケーブル形式)	0	-1395	13	-13	79	-79	19	-19	372	-161	177	-177
ニールセンモデル(ニールセンローゼ形式)	0	-1340	13	-13	50	-50	19	-19	301	-39	177	-177

中補剛桁 tf, tf・m	Fx		Fy		Fz		Mx(ねじり)		My(面内)		Mz(面外)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
基本モデル(吊材ビーム形式)	853	-3	31	-31	64	-64	123	-123	316	-173	247	-247
ケーブルモデル(吊材ケーブル形式)	873	-3	10	-10	82	-82	294	-294	480	-191	103	-103
ニールセンモデル(ニールセンローゼ形式)	772	-3	6	-6	94	-94	294	-294	410	-97	103	-103

外補剛桁 tf, tf・m	Fx		Fy		Fz		Mx(ねじり)		My(面内)		Mz(面外)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
基本モデル(吊材ビーム形式)	332	2	50	-50	125	-125	240	-240	556	-293	447	-101
ケーブルモデル(吊材ケーブル形式)	305	3	45	-45	125	-125	222	-222	556	-287	401	-92
ニールセンモデル(ニールセンローゼ形式)	285	2	41	-41	129	-129	212	-212	540	-271	367	-89

表-3 有効座屈長の比較

	固有値	有効座屈長 (m)	許容応力度 (kgf/cm ²)	σ_{cr} (kgf/cm ²)	σ_E (kgf/cm ²)	σ_{cr}/σ_E	安全率
基本モデル	23.594	19.552	1,862	3,220	23,201	0.139	3.274
ケーブルモデル	17.316	22.993	1,783	3,083	16,775	0.184	3.183
ニールセンモデル	16.272	24.201	1,755	3,036	15,142	0.200	3.262

※使用鋼材はS M490Y材

3 まとめ

単弦ローゼ橋の試設計，吊材にケーブルを用いた場合の検討を通して，次のことが言える。

〈基本モデルに関して〉

- ①支間約70mの単径間橋梁において桁下から路面までを1.5m程度におさえることができた（通常の鋼床版箱桁の場合2.4m～3.5m）。
- ②分配横桁の断面構成が厳しいものの，アーチリブ，補剛桁，その他の部材についても十分設計可能である。
- ③アーチリブの面外座屈に対する吊材剛度の影響は小さくなく，許容応力度では5%程度の差しか表れない。
- ④線形座屈解析において， σ_{cr}/σ_E で低減した安全率は3.0以上であった。

〈ケーブルモデル，ニールセンモデル〉

- ①吊材がケーブルになり，スッキリしたためアーチリブが強調され，景観的にも良好になる。
- ②吊材の面外剛性が無くなったため，『橋面の偏載荷重に対しては，分配横桁の曲げ剛性と中補剛桁のねじり剛性で抵抗し，鉛直方向には，アーチリブからケーブルで吊って抵抗する。』という明解な力学システムになった。
- ③具体的には，アーチリブおよびアーチリブ起拱部（隅角部）の設計が容易になる。
- ④支間中央張出し部の変位をクリアするための断面アップが必要となる。（分配横桁，中補剛桁）
- ⑤主構面内の断面力についてはニールセンモデルにすることにより，応力度は低減され基本モデルとの比較では許容応力度の低下分を相殺できる。

本文に行った検討は，あくまでも概略設計のレベルであるが，吊材にケーブルを使用する単弦ローゼ橋に関して実現可能であると言えそうである。ただし，今後より詳細に検討しなければならない項目を列挙すると，

- a. アーチリブの耐荷力（有限変位解析，弾塑性有限変位解析）
- b. アーチリブ起拱部の設計計算（文献8による方法，FEM）
- c. 振動解析，振動特性（歩行者の受ける振動，耐震設計）
- d. 架設工法も含めた補剛桁の形式選定（3Box，1Box-3cell）

e. 二軸応力状態の鋼床版の設計（主構造としての斜材軸力の評価）

f. 鋼重コストと景観評価の関係

以上となり，引き続き検討を続けてゆく予定である。

あとがき

単弦ローゼ橋が橋梁形式として採用されるにはなんらかの制約条件の下で決定されるはずであるが，その根底に流れているのは「アーチは美しい」という感覚からではないかと思われる。そのアーチの美しさ，力強さをシンプルに表現しているのが単弦ローゼ橋で，吊材をケーブルにすればなお一層引き立つのではないかと考え検討を行ったのが本文であり，まずはその可能性について検討を行ってみた。内容に関して，筆者の経験不足によるところの考え違い，誤りについては指摘していただき，今後の課題としてゆきたいと考えております。

参考文献

- 1) 川畑博信・坂田敦彦：泉北道路橋の計画と設計，橋梁と基礎，1976.7.
- 2) 小松定夫・崎元達郎・小林潔：単弦ローゼ橋模型の極限強度に関する実験的研究，橋梁，1976.6.
- 3) 岡田哲夫・高尾孝二・佐藤信秋：一般国道51号成田橋の計画，橋梁と基礎，1979.9.
- 4) 佐藤信秋・西野忠・梶田順一：成田橋上部工の設計・施工と模型実験，橋梁と基礎，1980.12.
- 5) 室井智文・長江進・渡部恒雄・赤尾圭二：名取川橋の設計・施工，橋梁と基礎，1992.5.
- 6) 北林太・栄園正志：鋼単弦ローゼ橋の設計と施工—琴似発寒川橋，MSC技報，Vol.5，1991.8.
- 7) 佐藤光輝・木村佑一・折登隆秀・綱藤孝志：北旭川大橋（仮称）上部工の設計・施工状況，橋梁，1990.10.
- 8) 中井博・福岡悟・酒造敏廣・明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.33A，1987.3.