

主桁支持方式の異なる長大斜張橋の力学特性比較

COMPARATIVE STUDY ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF LONG SPAN
CABLE-STAYED BRIDGES WITH VARIOUS TYPES OF ANCHORAGES

大塚久哲^{*} 吉田武^{**} 太田俊昭^{***} 今井富士夫^{****}

By H.OHTSUKA, T.YOSHIDA, T.OHTA and F.IMAI

Partially anchored cable-stayed bridges are reported to be more efficient for long spans than self and fully anchored cable-stayed bridges and suspension bridges. Since the partially anchored systems have the expansion joints in the side spans, their structural behavior is expected to be different from those of other anchored systems.

This paper investigates the static and dynamic characteristics of partially anchored cable-stayed bridges by using matrix structural analysis. The displacements in the vertical and horizontal directions, axial forces, bending moments and normal stresses in the main girders, natural period and the normal mode are compared between these three types of anchorages.

1. 緒言

斜張橋の主桁支持方式としては、自己定着式（自定式）、完全定着式（完定式）および部分定着式（部定式）の3方式が考えられる¹⁾。長大吊橋の主桁支持方式が完定式であるにもかかわらず、現在架設されている斜張橋は全て自定式である。部定式、完定式斜張橋は1966年に Gimsingにより提唱された。彼により、ケーブル必要量は部定式、完定式、自定式の順に少なく、したがって部定式が経済的に最も有利であることが指摘された。また、Gilsanz et al.²⁾は1983年、ケーブルと水平軸力を伝達するための主桁の必要重量を吊橋と比較して、部定式斜張橋は中央径間 2000m程度までも経済的であることを指摘した。さらに我国では、著者らが、文献2)のモデル化を基礎に、ケーブル、主桁のコストに塔およびアンカレイジのコストを加えてより厳密に経済性を比較し、ファン型、セミハープ型の長大斜張橋が吊橋よりも経済的であることを明らかにした³⁾⁴⁾。しかし、これらの研究はすべて簡単なモデル化により、対象構造の最小コストを比較したもので、部定式、完定式斜張橋の力学特性の解明を行なったものではない。そこで本研究では、マトリックス構造解析により実橋諸元での解析を行ない、主桁支持方式の異なる斜張橋の力学特性の比較を行う。

本研究で用いたマトリックス構造解析理論では、部定式に挿入される伸縮継手のモーメント伝達について

*	工博	九州大学助教授	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
**		九州大学大学院生	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
***	工博	九州大学教授	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
****		九州大学助手	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

種々のケースが考慮できるように、半剛性節点の概念⁵⁾を取り入れて剛性行列を誘導している。これにより、モーメントを全く伝達しない伸縮継手から、モーメントを完全に伝達する伸縮継手までの構造モデルの解析がパラメトリックに行えるようになった。

2. 各主桁支持方式の構造モデル

自定式はケーブルを主桁に定着する方式であり、主桁には軸力として圧縮力が作用する（図-1(a)）。

完定式は塔の真下で主桁を切断し、主桁を3個の単純梁に置き換えた構造である。ケーブルをアンカレイジに定着するため、水平スラストを受けもつ巨大なアンカレイジを必要とする。主桁には軸力として引張力が作用する（図-1(b)）。

部定式は軸力を伝達しない伸縮継手を側径間に挿入した構造である。ケーブルの一部をアンカレイジに定着し残りを主桁に定着する方式であるため、完定式ほど大きくはないがある程度のアンカレイジを必要とする。塔近傍の主桁には圧縮力、側径間端部及び中央径間中央部の主桁には引張力が作用する（図-1(c)）。

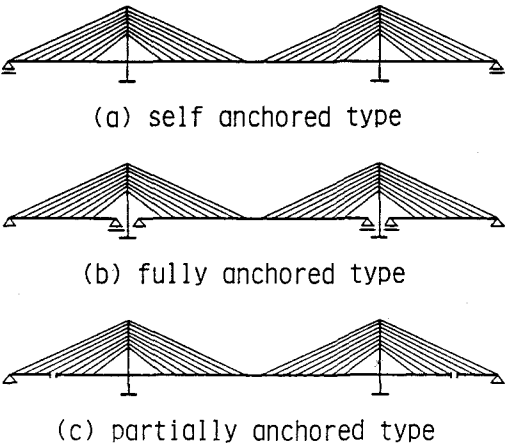


図-1. 主桁支持方式の異なる3タイプの斜張橋

3. 斜張橋の解法

(1) 半剛性節点をもつ主桁要素の剛性行列

本研究では斜張橋を2次元構造物として解析し、各節点では水平変位 u 、鉛直変位 v および たわみ角 θ の3つの変形を考慮した。部定式の側径間に挿入する伸縮継手は半剛性節点としてモデル化しているの、部材端に伸縮継手を有する部材の剛性行列を次のように誘導した。

長さ L 、曲げ剛性 EI の部材の両端 1 及び 2 が単位回転角度あたりにそれぞれ $4EI k_1/L$ 、 $4EI k_2/L$ のモーメントを伝える接合部によって隣接部材に結合されているときの剛性行列は次式で与えられる⁵⁾。

$$K = \begin{bmatrix} u_1 & v_1 & \theta_1 & u_2 & v_2 & \theta_2 \\ \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2+k_1+k_2}{2k} & \frac{6EI}{L^2} \frac{k_1+2k_2k_1}{k} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2+k_1+k_2}{2k} & \frac{6EI}{L^2} \frac{k_2+2k_1k_2}{k} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{k_1+2k_2k_1}{k} & \frac{4EI}{L} \frac{3k_1+4k_2k_1}{2k} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k_1+2k_2k_1}{k} & \frac{2EI}{L} \frac{2k_1k_2}{k} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2+k_1+k_2}{2k} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k_1+2k_2k_1}{k} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2+k_1+k_2}{2k} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k_2+2k_1k_2}{k} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{k_2+2k_1k_2}{k} & \frac{2EI}{L} \frac{2k_1k_2}{k} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k_2+2k_1k_2}{k} & \frac{4EI}{L} \frac{3k_2+4k_1k_2}{2k} \end{bmatrix} \quad (1)$$

where $k=2(1+k_1)(1+k_2)-1/2$

ここで k_1 の値を零とすればその部材端はピン節点、無限大とすればその部材端は剛節点となる。したがって部材端 2 のみに伸縮継手を有する部材の剛性行列は、式(1)において $k_1=\infty$ とおくことにより次式のように得られる。

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & \frac{6EI}{L^2} \frac{k}{2(k+1)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & \frac{4EI}{L} \frac{4k+3}{4(k+1)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & \frac{2EI}{L} \frac{k}{k+1} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k}{2(k+1)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & \frac{2EI}{L} \frac{k}{k+1} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & \frac{4EI}{L} \frac{k}{k+1} \end{bmatrix} \quad (2)$$

同様に、部材端 1 のみに伸縮継手を有する部材の剛性行列は、式(1)において $k_2 = \infty$ とおくことにより次式のように得られる。

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & \frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & \frac{4EI}{L} \frac{k}{k+1} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & \frac{2EI}{L} \frac{k}{k+1} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{k}{k+1} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k+1}{4(k+1)} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & \frac{2EI}{L} \frac{k}{k+1} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k+1}{2(k+1)} & \frac{4EI}{L} \frac{4k+3}{4(k+1)} \end{bmatrix} \quad (3)$$

伸縮継手を有する部材には、式(2)、(3)を適宜適用して全体剛性行列を作成すれば良い。

なお、伸縮継手の挿入位置には、別々の軸方向変位が生じるように自由度を考慮した。

(2) ケーブルの剛性行列

ケーブルの剛性行列は次式に示すものを用いた。

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{T}{L} & 0 & 0 & -\frac{T}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{T}{L} & 0 & 0 & \frac{T}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 E 、 A 、 L 及び T はそれぞれ、ケーブルの弾性係数、断面積、長さおよび張力である。ケーブルの剛性には初期張力の影響が大きいので、ここでは T を考慮した (T の影響については、4.(2)(a)項を参照のこと)。

(3) 質量マトリックス

本研究では、主桁、塔、ケーブルのすべてに集中質量マトリックスを用いて解析した。

4. 数値計算結果と考察

スパンが 240m、500m、1100m 及び 1500m の4つの斜張橋を対象にして、それらの静的特性、固有振動特性等を把握するために数値計算を行った。断面諸元は表-1に示すとおりである。なお、スパン240mのモデルに関しては大阪市に架設されているかもめ大橋の諸元を採用した⁶⁾。

解析モデルは10段マルチケーブルのセミハープ型斜張橋であり、スパン1100m に対する一般図を図-2に示す。他のスパンに対するモデルの幾何形状は図-2と相似形であり、スパン長に応じて各寸法を決定した。

部定式の伸縮継手は側径間の5本目と6本目のケーブル間に挿入し、モーメントを完全に伝達する伸縮継手 ($k=\infty$) とモーメントを全く伝達しない伸縮継手 ($k=0$) の2種類のモデルを考慮した。すなわち、自定式、完定式、 $k=\infty$ の部定式および $k=0$ の部定式の4つの主桁支持方式に対し比較検討を行った。

死荷重作用時に 主桁-ケーブル定着点の鉛直変位が零となるように、ケーブルにプレストレスを導入した。ただし、側径間側の最上段ケーブルは主桁との定着点が不動点(支点)であるので、このケーブルについては、塔-ケーブル定着点の水平変位が零となることを制約条件とした。

活荷重 (L-20荷重) は死荷重と同様に等分布荷重 (表-1参照) として取り扱い、側径間も含めて満載した。ただし、図-5(b) の結果のみ、図に示すような偏載荷重である。

表-1. 断面諸元

中央径間 (m)	240	500	1100	1500
主桁				
A (m ²)	0.571	0.7	1.0	1.2
I (m ⁴)	0.9414	6.7	20.0	28.8
上縁距離 (m)	1.1	2.6	5.0	5.0
下縁距離 (m)	1.9	3.6	7.5	7.5
塔				
上段 A (m ²)	0.45	0.77	1.5	1.99
I (m ⁴)	0.35	2.35	7.0	10.10
下段 A (m ²)	0.48	0.94	2.0	2.71
I (m ⁴)	0.50	3.35	10.0	14.40
ケーブル断面積				
最上段 (m ²)	0.01	0.043	0.12	0.171
最上段以外 (m ²)	0.0075	0.030	0.08	0.113
荷重				
死荷重 (t/m)	6.90	10.50	18.65	24.42
活荷重 (t/m)	5.06	5.06	7.52	7.52

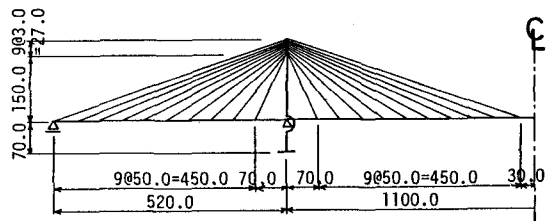
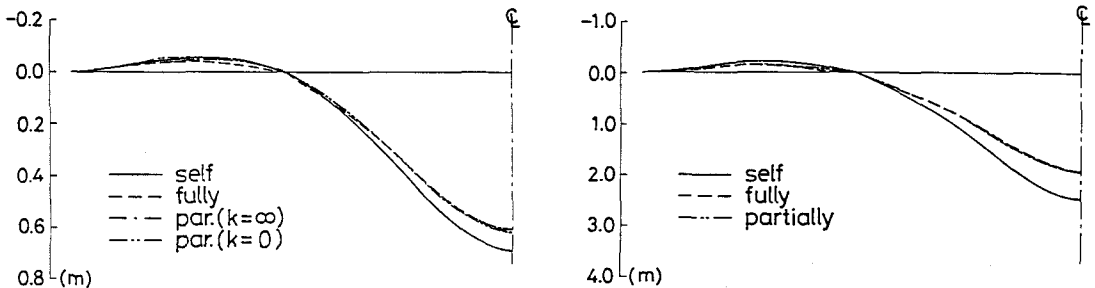


図-2. 解析モデルの一般図

(1) 死荷重、プレストレスおよび活荷重が作用した系の静的特性

(a) 主桁の変形

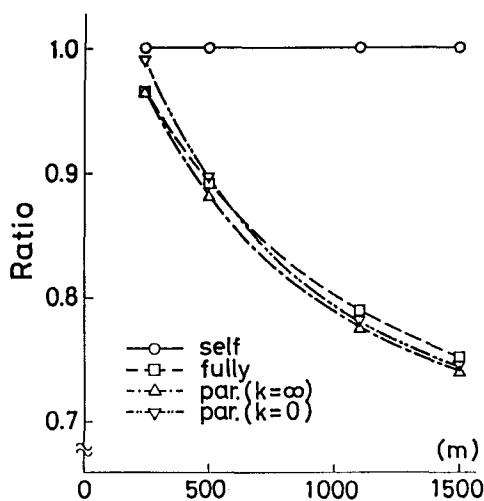
図-3は、スパン500mと1100mの2つのモデルの主桁の鉛直変位を示す。



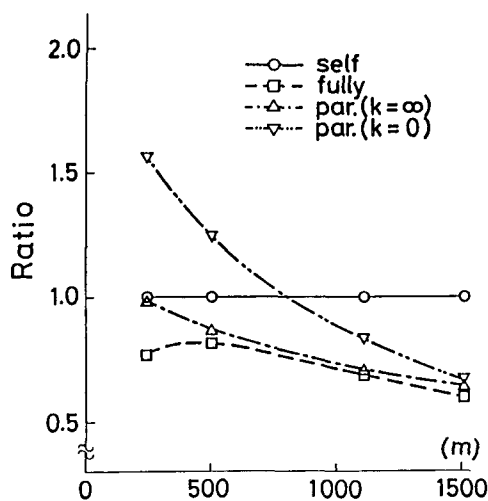
(a) スパン 500m

(b) スパン 1100m

図-3. 主桁の鉛直変位



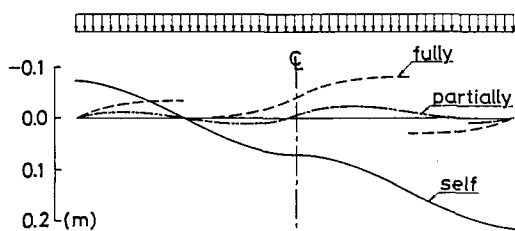
(a) 中央径間中点



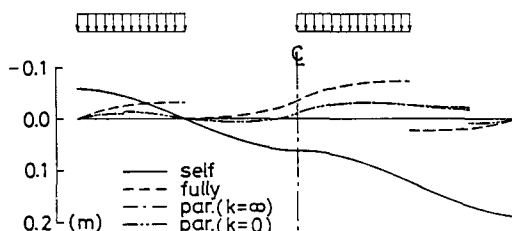
(b) 側径間伸縮継手位置

図-4. 鉛直変位の比較

図-4は、中央径間中点と側径間の伸縮継手位置における鉛直変位を各主桁支持方式間で比較したものである。縦軸は自定式の鉛直変位を1としたときの各主桁支持方式の鉛直変位の比率、横軸はスパンである。これらの図により主桁の鉛直変位について次のことが知られる。中央径間中点の鉛直変位は、スパン240mでは4つの主桁支持方式間の差は4%以下と小さいが、スパンが長くなるにつれて自定式以外の変位が小さくなり、500m級で10%以上、1100m級では20%以上の差が生じている。スパン全域を通して、自定式以外の3つの主桁支持方式間ではほとんど差がないと言える。次に側径間の伸縮継手位置の鉛直変位はスパンが短い間は $k=0$ の部定式の変位が最大であるが、スパン800m付近からは自定式の変位が最大となる。スパン全域を通して完定式の変位が最小ではあるが、スパンが長くなるにつれて、完定式と両部定式との差は僅少となる。



(a) 満載活荷重



(b) 偏載活荷重

図-5. 主桁の水平変位

スパン500mのモデルの主桁の水平変位を図-5に示す。(a)は側径間も含めて活荷重を満載した場合である。図から明らかなように、完定式では塔の真下で大きな水平変位を生じている。また部定式は両ケースとも、主桁が塔真下でローラー支持されている方の側径間では、伸縮継手位置に不連続部を生じている。

(b)は同じモデルに活荷重を偏載した場合である。活荷重を満載した場合(a)と比較すると、部定式の伸縮継手位置での不連続量が大きくなっており、満載時の不連続量に比し、3倍程度である。設計に際しては注意すべきであろう。水平変位の特性は、スパンの長短に関わらず同じ傾向である。

(b) 主桁の断面力

スパン500mのモデルの主桁軸力を図-6に示す。

自定式の主桁には圧縮力が作用し、完定式の主桁には引張力が作用している。部定式の主桁には圧縮力と引張力の両方が作用している。したがって、部定式の最大軸力は、引張、圧縮側とも自定式、完定式と比べて小さい^{1)~4)}。両軸力の大小関係は伸縮継手の挿入位置に依存している。本モデルの場合には、引張力よりも圧縮力の絶対値の方が小さいことが知られる。軸力の特性もスパンの長短に関わらず同じである。

スパン 500mと1100mの2つのモデルの主桁曲げモーメントを図-7に示す。

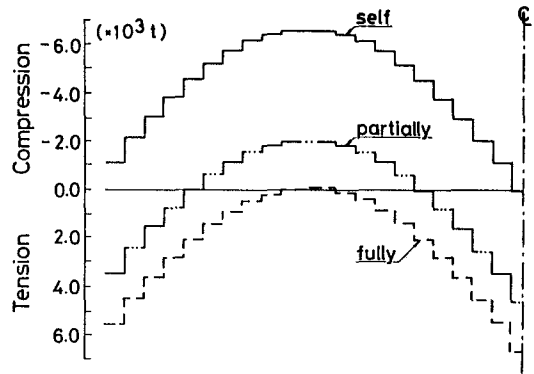
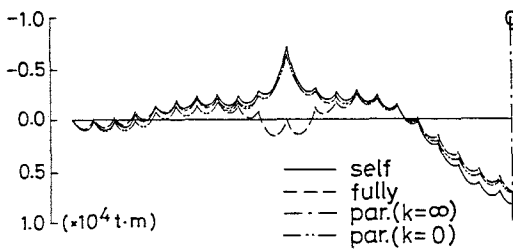
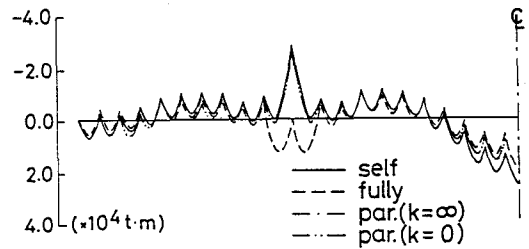


図-6. 主桁の軸力



(a) スパン 500m



(b) スパン 1100m

図-7. 主桁の曲げモーメント

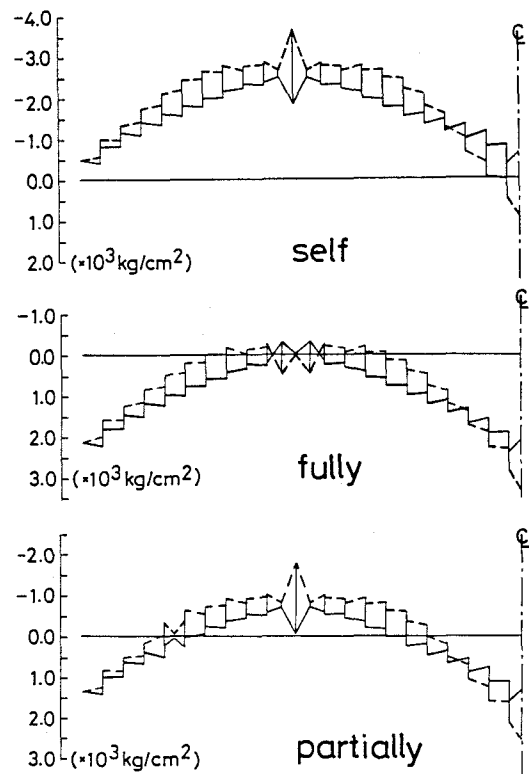
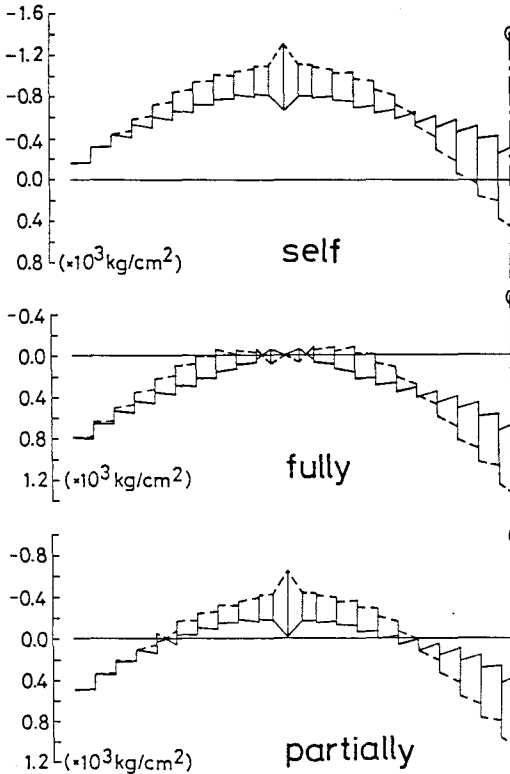


図-8. 主桁の応力

図-8は、スパン500mと1100mのモデルの軸力と曲げモーメントから計算した主桁応力を示す。図はケーブル定着点における主桁応力を結んだものであり、実線は主桁上縁応力、破線は主桁下縁応力を示す。部定式は k の値の如何に関らずば同じ主桁応力となった。図中の上縁応力と下縁応力の差は曲げによる応力を表わしており、それが全応力に占める割合は500mのモデルよりも1100mのモデルの方が小さいことがわかる。

図-9は、軸力による応力が主桁応力に占める割合を、各主桁支持方式ごとに主桁応力が最大となる点で求め比較したものである。この百分率は、240m級で30～45%であるのが、1100m級では70～80%となっている。スパンが長くなるにつれて、軸力による応力の割合が増加し、曲げ応力の割合が減少していることがわかる。これは、死荷重による主桁の鉛直変位が零となるようにケーブルにプレストレスを導入した時、軸力は導入前に比し増加するが、曲げモーメントは大幅に減少すること、さらに、スパンが長くなるほど、死荷重の占める割合が大きくなるからである。したがって、図-8に示す最大主桁応力の分布は、スパンが長くなるほど図-6の軸力分布と似ており、曲げモーメントを考慮した後の主桁応力全体に対しても部定式が有利であることがわかる。すなわち、文献2)、3)、4)においては、主桁の軸力のみにより経済性が議論されたが、これらの図により、その結論の妥当性が立証できたと言えよう。

(c) 塔の変形と応力

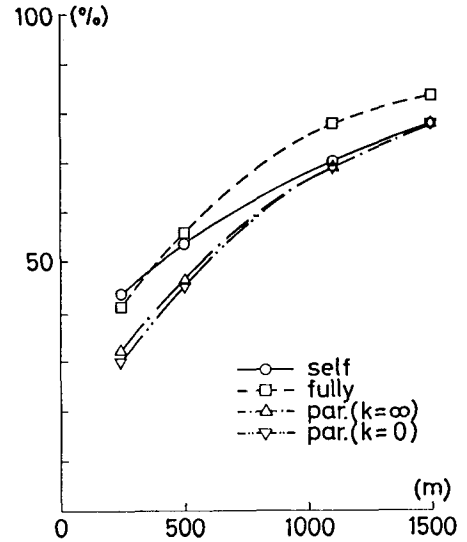
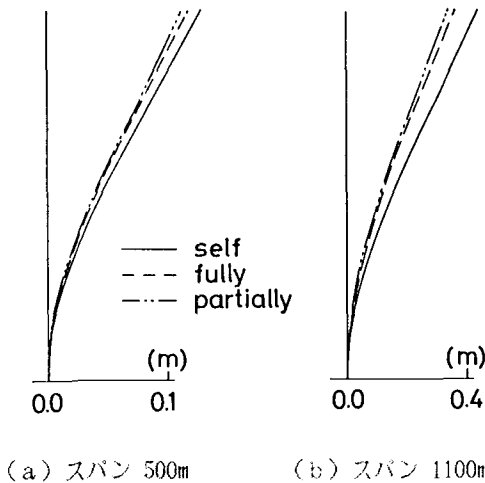


図-9. 軸力による応力の割合



(a) スパン 500m (b) スパン 1100m

図-10. 塔の水平変位

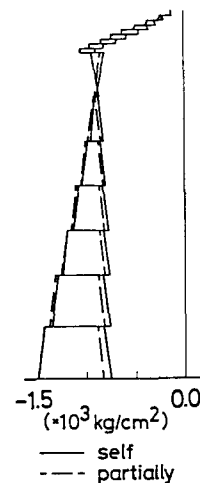


図-11. 塔の応力

図-10はスパン500mと1100mのモデルの塔の水平変位を示す。部定式の水平変位は自定式や完定式の水平変位と比較して明らかに小さくなっている。

図-11はスパン500mのモデルの塔の応力を示す(完定式の応力は、部定式とほぼ同じであって、部定式を示す一点鎖線と区別して図に記入することは不可能であった)。応力に関しては、部定式(完定式)と自定式との差はあまり無いことがわかる。

(2) 死荷重およびプレストレスが作用している系の固有振動特性

(a) 固有周期

表-2. 固有周期 (単位: 秒)

スパン 240m				
mode	self	full	par. (k=∞)	par. (k=0)
1	1.87	1.85	1.85	2.22
2	1.07	1.07	1.08	1.30
3	0.74	0.74	0.74	0.87
4	0.64	0.67	0.64	0.70
5	0.48	0.50	0.48	0.49
6	0.35	0.35	0.34	0.35
7	0.34	0.32	0.31	0.31
8	0.30	0.32	0.29	0.29

スパン 500m				
mode	self	full	par. (k=∞)	par. (k=0)
1	2.97	2.88	2.89	3.24
2	1.83	1.83	1.85	2.05
3	1.23	1.19	1.19	1.28
4	1.03	1.10	1.03	1.10
5	0.83	0.82	0.80	0.82
6	0.79	0.63	0.66	0.66
7	0.62	0.58	0.62	0.63
8	0.56	0.56	0.55	0.55

スパン 1100m				
mode	self	full	par. (k=∞)	par. (k=0)
1	6.80	6.49	6.54	6.73
2	4.99	4.97	5.01	5.15
3	3.13	2.95	2.95	2.98
4	2.43	2.66	2.50	2.51
5	2.28	2.12	2.09	2.10
6	2.07	2.06	2.05	2.05
7	1.87	1.74	1.75	1.76
8	1.71	1.45	1.64	1.68

スパン 1500m				
mode	self	full	par. (k=∞)	par. (k=0)
1	9.71	9.29	9.34	9.46
2	7.78	7.75	7.80	7.90
3	4.48	4.59	4.59	4.61
4	3.67	3.88	3.75	3.76
5	3.51	3.41	3.35	3.35
6	3.30	3.19	3.15	3.15
7	2.68	2.67	2.69	2.70
8	2.65	2.24	2.43	2.51

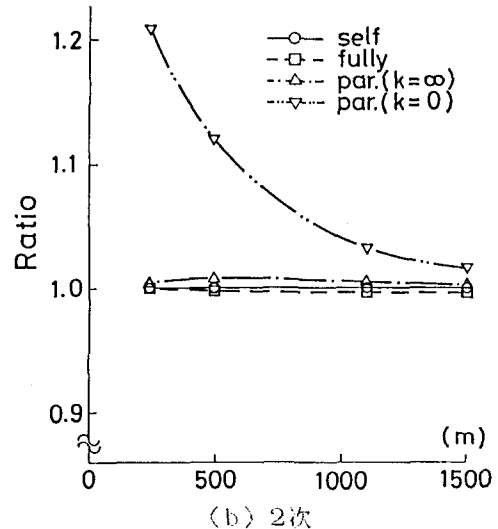
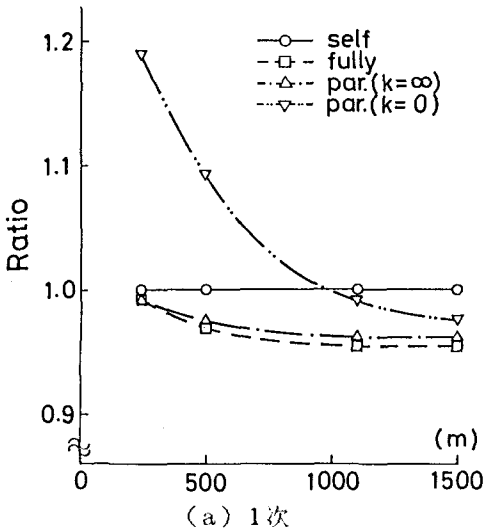


図-12. 固有周期の比較

表-2は4つのモデルの固有周期を示す。1次と2次の固有周期について、各主桁支持方式間で比較したところ図-12をえた。縦軸は自定式の固有周期を1とした時の各主桁支持方式の比率、横軸はスパンである。

これらの図表より、固有周期について次のことが言えよう。1次の固有周期については、(i) $k=0$ の部定式の固有周期比はスパンの増加と共に急激に減少し、スパン1000m程度で1より小さくなる。すなわち、自定式の固有周期より小さくなる。(ii) 完定式、 $k=\infty$ の部定式の固有周期比もスパンの増加に従い単調に減少する。しかしながら、その変化は、 $k=0$ の部定式に比べて緩かである。(iii) スパン1000m程度で自定式の固有周期が最大となり、スパンの増加と共に他の3つの主桁支持方式の差は僅少となる。

2次の固有周期については、(i) $k=0$ の部定式の固有周期比はスパンの増加と共に急激に減少するが、スパン1500mまでは1を下回る、すなわち、自定式の固有周期を下回ることはない。(ii) $k=\infty$ の部定式、完定式の固有周期比はスパンの変化に関わらずほぼ一定で、その値は1に近い。(iii) スパンが大きいほど、4つの主桁支持方式間の固有周期の差は小さくなる。

なお、ケーブルの初期張力を無視して(式(4)で $T=0$ とした場合)固有周期の計算を行った結果と、表-2との差は高々4%程度であり、両者の差は無視できる程小さいことが知られた。

(b) 振動モード

スパン500mのモデルの鉛直変位モードを図-13に、水平変位モードを図-14に示す。

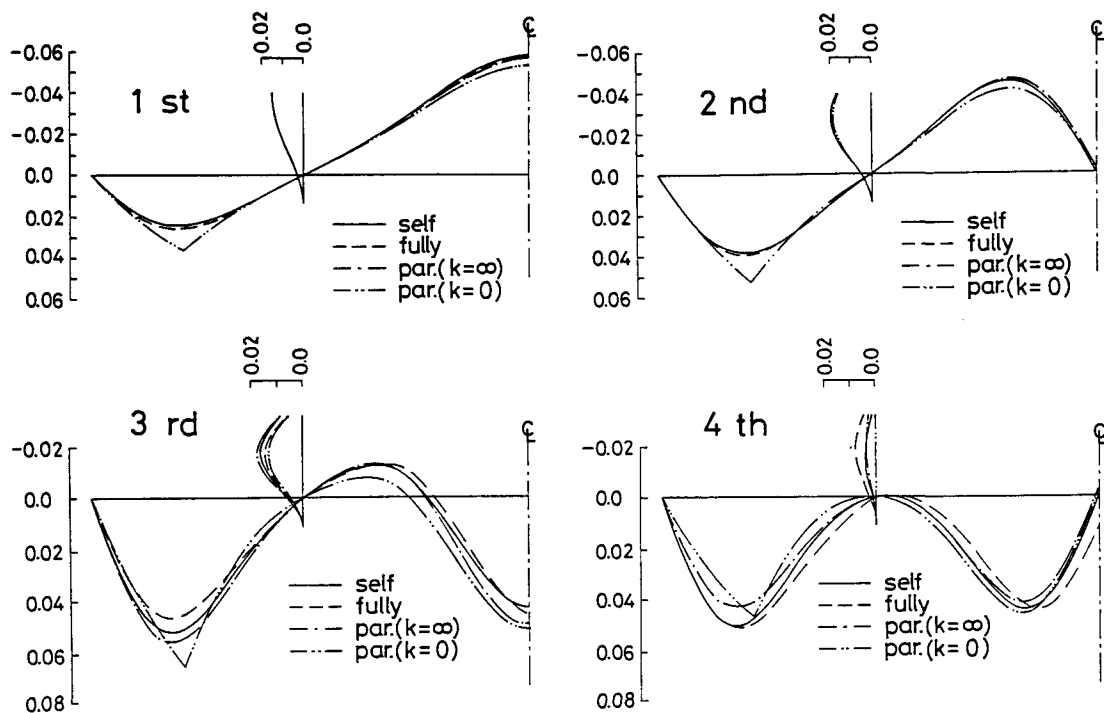


図-13. 鉛直変位モード

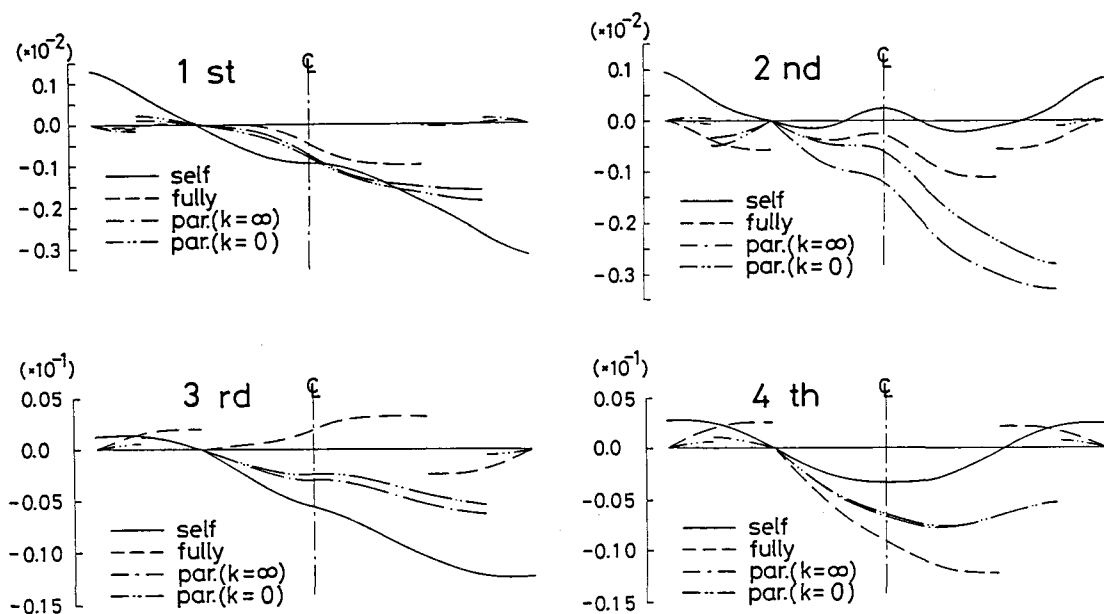


図-14. 水平変位モード

主桁支持方式による鉛直変位モードの差は、2次までは伸縮継手位置付近を除いてほとんど無い。k=0の部定式では、その構造条件から、伸縮継手位置で不連続角が生じている。3次以上では、各主桁支持方式間で変位モードに若干の差が生じている。主桁支持方式による水平変位モードの差はかなり大きい。特に、偶数次において、自定式と比較して部定式の大きな水平変位が目立つ。

5. 結論

本研究で対象としたモデル橋梁に関しては、数値計算結果より次のような結論を導くことができよう。

(1) 主桁の鉛直変位

主桁の鉛直変位に関しては、径間が長大になるほど、完定式、部定式が自定式よりも有利になってくる。部定式の側径間に挿入する伸縮継手が曲げモーメントを伝達しない場合、継手位置での鉛直変位が大きくなるが、これは径間が長大になるにつれてモーメントを伝達する部定式との差がなくなる。

(2) 主桁の水平変位

完定式は塔の真下で大きな水平変位を生じる。部定式は側径間の伸縮継手位置に不連続部を生じ、これは偏載荷重になると更に大きくなるので設計に当たっては注意すべきであろう。

(3) 主桁応力

軸力と曲げモーメントによる主桁応力のうち、短径間では曲げ応力の方が支配的であるが、径間が長大になるにつれて軸力による応力の方が支配的となる。したがって、長大橋における部定式の設計応力は、自定式、完定式と比べて大幅に減少し経済的な構造となろう。

(4) 固有周期

主桁支持方式による固有周期の差は、スパンが短いほど大きく、240m級で約20%、500m級で約10%ほど存在するが、長大径間になれば小さくなり、1000m級では約5%程度である。

(5) 振動モード

鉛直変位モードについては3次以上、水平変位モードについては偶数次のモードにかなり明確な差がある。したがって、斜張橋の動的応答は各主桁支持方式によってかなり異なることも予想され、その点については今後の課題としたい。

本研究は、昭和59年度文部省科学研究費（奨励研究(A)）の補助を受けた。記して謝意を表する。また、数値計算には本学大型計算機センターの FACOM M-382 (OSIV/F4 MSP) を使用したことを付記する。

参考文献

- 1) Gimsing, N.J.: Cable Systems for Bridges, Proc. of 11th Congress of the IABSE, Aug.31-Sep.5, 1980, Vienna, Austria, pp. 727-732.
- 2) Gilsanz, R.E. and Biggs, J.M.: Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, Proc. of ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.109, No.1, January, 1983, pp.200-220.
- 3) 大塚、太田：大径間斜張橋の定着方式について、第30回構造工学シンポジウム論文集、1984.2.
- 4) Ohtsuka, H., et al.: Optimum Anchoring for Long Span Cable-Stayed Bridges, Proc. of JSCE, Struc. Eng./Earthq. Eng., Vol.1, No.2, Japan Society of Civil Engineers, Oct. 1984, pp.201s-209s
- 5) リブスレイ（山田、川井 共訳）：マトリックス構造解析入門、培風館、1968.
- 6) 小松定夫、川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集、第275号、1978.7.