

# 部分アースアンカー式斜張橋の 長大橋への適用性

金子 傑<sup>1</sup>・中山武志<sup>2</sup>・向山辰夫<sup>1</sup>・岩城達思<sup>1</sup>・竹川佐詠子<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 パシフィックコンサルタンツ(株)首都圏事業本部構造部橋梁構造デザイン課  
(〒136 江東区亀戸 2-40-1)

<sup>2</sup>(株)パシフィックコンサルタンツインターナショナル第1事業本部

中央径間1000m規模の部分アースアンカー式斜張橋の構造特性を定量的に把握し、長大橋への適用性について検討を加えた。その結果、長大斜張橋として部分アースアンカー方式を採用する場合、自定式斜張橋と比較して、部材断面力の低減が可能で構造的にも経済的にも優れていること、橋全体の剛性の確保が容易で、十分な安全性を有していること、耐風性・耐震性の面でも問題のないこと等が明らかとなった。

**Key Words** : cable-stayed bridge, partially anchored system, long-span bridge

## 1. はじめに

最近では橋梁の長大化が著しく、明石海峡大橋は、現在の世界最長スパンのハンバー橋(英, 1410m)を一気に580mも上回る中央スパン1990mにて施工されている。一方、斜張橋に関しては、施工技術および解析手法の進歩に伴い、従来吊橋の領域とされていた500m以上のスパンに対しても施工が可能となってきており、ノルマンディー橋(仏, 856m)<sup>1)</sup>、多々羅大橋(日本, 890m)<sup>2)</sup>等が現在施工中である。

斜張橋の長大化に関し、海外においては、Leonhardtが1980年に1700m程度までは吊橋より経済的であるとの見解を示し<sup>3)</sup>、メッシナ海峡の橋梁計画では、2000m規模のスパンの斜張橋を提案している<sup>4)</sup>。一方わが国においては、スパン1000mの斜張橋の実現性に関する研究報告がなされている<sup>5)-8)</sup>。

このように、斜張橋の長大化が進んで中央径間500mから900m近くのものを実際に施工されるようになり、今後は1000~2000m規模を目指す状況になってきている。斜張橋の長大化に関して着目すべき点は、従来の500m以下の斜張橋で用いられてきたものとは異なる構造系が採用されていることである。たとえばノルマンディー橋、多々羅大橋においては、側径間の全部あるいは一部をコンクリートとし、側径間に中間橋脚を設置して橋梁の全体剛性を高めている。また、ステイクーブルの一部をアースアンカーすることにより主桁の軸力の低減が計れる部分アースアンカー方式も提案されている<sup>9), 10)</sup>。

側径間に中間橋脚のない従来の自定式斜張橋では、

ケーブルの固定点は主桁であり、活荷重の偏載に対してはこの固定点である主桁自体に鉛直変位が生じるため、ケーブルの固定効果を低減させることになる。ただし中央スパン500m程度までは主桁の板厚が断面構成上の最低板厚程度で可能<sup>6)</sup>であり、橋梁の安定性上ケーブルの固定効果はほとんど問題とはならない。しかし、斜張橋の中央スパンが1000m~2000mまで長大化すると変位及び断面力が大きくなるため、ケーブルの固定効果を高くすることが重要となってくる。

ケーブルの固定方向には鉛直方向と橋軸方向があり、鉛直方向のケーブルの固定効果を考える場合、ケーブルを固定している主桁の剛度を上げることは構造的、経済的に限度があるため、側径間に中間橋脚を設置して主桁の鉛直変位を減少させる形式か、ケーブルを一部アースアンカーし直接固定させる部分アースアンカー方式が有効と思われる。一方、橋軸方向のケーブルの固定効果については、側径間に中間橋脚を設置した形式ではその効果が低いのにに対し、部分アースアンカー方式では水平方向にも固定効果が高いといえる。すなわち、部分アースアンカー方式では鉛直方向、橋軸方向ともにケーブルの固定効果を高めることで塔頂の水平変位を拘束し、橋梁の変位性状及び安定性の改善、断面力の低減を図ることが可能となるため、斜張橋の長大化に対し有利な形式であると考えられる。しかし、この部分アースアンカー式斜張橋の構造特性について定量的に検討した研究は見当たらないのが実状である。

そこで本研究では、中央径間1000m規模の部分アースアンカー式斜張橋の構造特性を定量的に評価し、長大スパン橋梁として適用可能かどうかを検討することを目

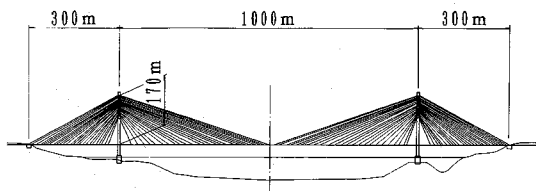


図-1 ケース1 構造一般図

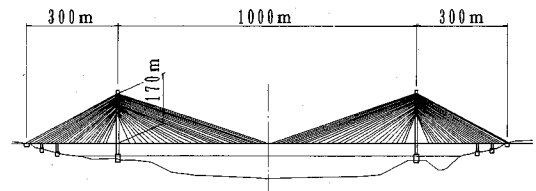


図-2 ケース2 構造一般図

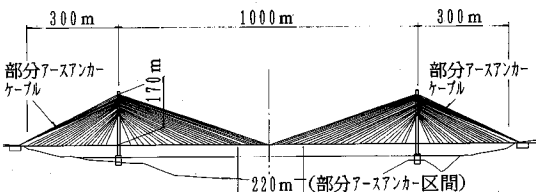


図-3 ケース3 構造一般図

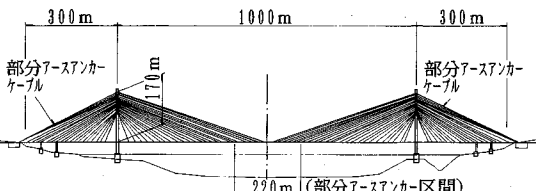


図-4 ケース4 構造一般図

めとする。具体的には、以下のことを行う。

まず、中央径間1000mの自定式斜張橋、および部分アースアンカー式斜張橋を対象とし、側径間中間橋脚の有無も考慮しながら、概略設計における断面力・概算鋼重を算出し、静特性と上部構造の経済性に関する比較を行う。次に、橋梁の全体剛性を比較するために、

- 1) 中央径間に満載する活荷重を増加させた場合の着目点の変位および断面力の変化
- 2) 地震時荷重の水平震度と各部材の断面力の関係
- 3) 主桁剛度が鉛直方向の全体剛性に及ぼす影響を調べる。また、部分アースアンカー式斜張橋のアンカーケーブルの安全性、およびアースアンカーが滑動した場合の橋梁全体の安全性に関し考察を加え長スパン化に向けての問題点を検討する。さらに、部分アースアンカー式斜張橋の固有値解析、応答スペクトル法を用いた動的応答解析を行い、耐震性・耐風性に関して問題があるかどうかについても検討を試みる。

表-1 設計条件一覧

主間割り	多々羅大橋の側径間と中央径間比 (1 : 3.3) と同じとし 300m+1000m+300m とする。(KH=4000tf/m/1BR)		
構造形式	主桁	鋼箱桁 (3室1BOX)	
	主塔	鋼塔 (多々羅大橋高比 1/6 と同じとし、170m)	
	ケーブル	PWS 許容応力 64kgf/mm <sup>2</sup> (常時)	
一般事項	橋格	1等橋	
	幅員	4車線 20m (1.75+2@3.5+2.5+2@3.5+1.75)	
荷	主桁死荷重	桁鋼重	1.4×7.85tf/m <sup>2</sup> ×Am <sup>2</sup> (Aは断面積、1.4は割増し係数)
		舗装	(車道) 2.3tf/m <sup>2</sup> ×0.065m×18m =2.691tf/m (検査路) 2.3tf/m <sup>2</sup> ×0.03m×6.9m =0.476tf/m
	高欄地覆	=0.95tf/m	
	その他	=3.26tf/m	
	合計	17.44tf/m~23.24tf/m	
重	主塔自重	24.2tfm/m~32.0tf/m	
	ケーブル自重	0.060tf/m~0.127tf/m	
	活荷重	TT43, TL20	
	温度変化	±30°	
加速度応答スペクトル曲線	「本四・耐震設計基準」における加速度応答スペクトル曲線を用いる。		

表-2 仮定断面

桁	A=0.916~1.443m <sup>2</sup> , I=1.138~1.889m <sup>4</sup>	
ケーブル	A=0.0077m <sup>2</sup> ~0.0162m <sup>2</sup>	
塔	定着部	A=1.0279m <sup>2</sup> Ix=6.3730m <sup>4</sup> Iy=9.8490m <sup>4</sup>
	中間部	A=1.3578m <sup>2</sup>
	基部	Ix=8.4207m <sup>4</sup> Iy=12.9443m <sup>4</sup>

## 2. 斜張橋の解析モデル

### (1) 解析モデルの概要

本研究では、中央径間1000mの以下の4つの橋梁形式を対象として構造特性の比較を行った。

- a) 側径間に中間橋脚を設置しない自定式斜張橋 (ケース1)
- b) 側径間に中間橋脚を設置した自定式斜張橋 (ケース2)
- c) 側径間に中間橋脚を設置しない部分アースアンカー式斜張橋 (ケース3: 部分アースアンカー区間 220m)
- d) 側径間に中間橋脚を設置した部分アースアンカー式斜張橋 (ケース4: 部分アースアンカー区間 220m)

各ケースの構造一般図を図-1~4に示す。中央径間と側径間の比、主塔高と中央径間の比、中間橋脚の設置位置等は多々羅大橋に準ずることとし、設計条件は表-1に

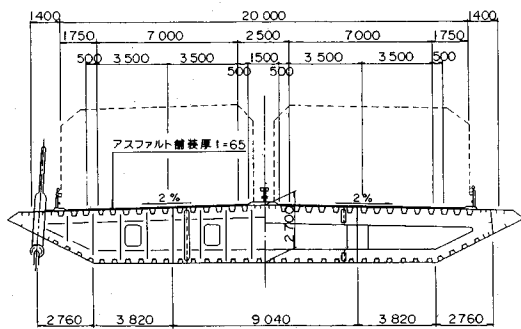


図-5 主桁断面図 (mm)

示す通りである。また、解析に用いた斜張橋の主桁断面諸値を表-2に、主桁断面形状を図-5に示す。

## (2) 解析手法

静特性の比較は微小変形理論に基づく平面骨組構造解析で行う。なお、この場合の曲げモーメント分布は死荷重に対してはケーブルのプレストレスとカウンターウェイトでほとんどゼロとなるように調整できるため、活荷重+温度によって生じる断面力を算出する。長スパン化に向けての問題点の検討については幾何学的非線形性を考慮した有限変形理論に基づく平面骨組構造解析で行う。動特性については、立体骨組による固有値解析を150次数(有効質量率90%以上)までを行い、動的解析においてもこのモード数によって動的応答を応答スペクトルによる最大応答の形で求めた。尚、この場合の加速度応答スペクトルは本州四国連絡橋公団の応答スペクトルを用い、加震方向は固有値解析の結果から各ケースの橋軸直角方向の振動特性にほとんど差がないと判断できるため橋軸方向のみとした。

## 3. 部分アースアンカー式斜張橋と自定式斜張橋の静特性の比較

### (1) 主桁軸力

ケース1とケース2、ケース3とケース4については軸力に大きな差がないため、図-6にケース1、図-7にケース3の軸力図を代表させて示す。なお、主桁軸力の値は、他定ケーブルの本数により増減は可能であり、ここでは左右側径間各1面において6本、合計で $4 \times 6 = 24$ 本をアースアンカーしている。図-7より部分アースアンカー式は自定式に比べ、主塔付近の圧縮軸力が7割程度に減少していることがわかる。このため、部分アースアンカー式斜張橋は中央スパン1000mでありながら、軸力としては中央スパン700m級の斜張橋とほぼ同じとなっている。このクラスの斜張橋の主桁軸力が一般に主塔付近で卓越し、断面の板厚が大きくなっていることを

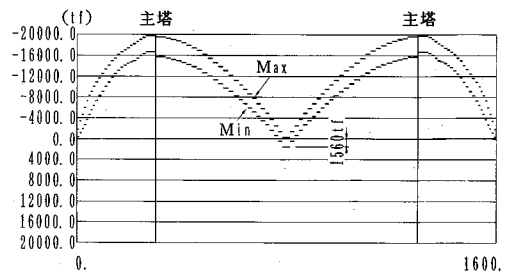


図-6 主桁軸力図 (ケース1)

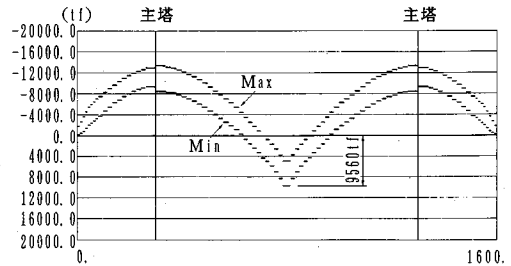


図-7 主桁軸力図 (ケース3)

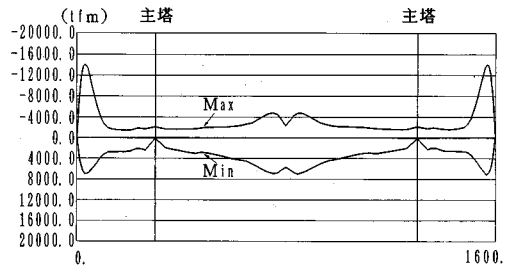


図-8 主桁モーメント図 (ケース1)

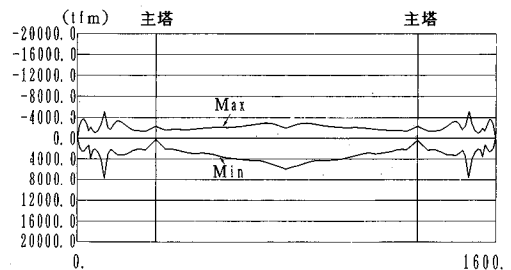


図-9 主桁モーメント図 (ケース2)

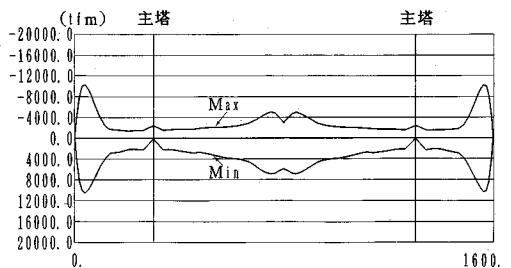


図-10 主桁モーメント図 (ケース3)

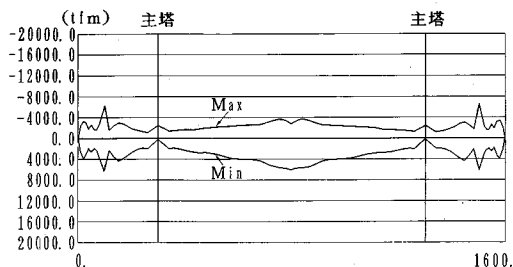


図-11 主桁モーメント図 (ケース4)

考えると、部分アースアンカー方式を採用すると、中央スパン700mの自定式斜張橋と同等の主桁断面で中央径間1000mの斜張橋を構成できるといえる。一方、部分アースアンカー式斜張橋の中央径間には、自定式の1560tfに対して9560tfの引張り力が生じているが、一般に中央径間は最低板厚で主桁断面が構成されており、応力的には余裕があるため主桁の断面部材量の増大にはつながらない。すなわち、部分アースアンカー式斜張橋は主桁の圧縮力と引張力を自在に増減できるため、主桁の断面構成上経済的な形式であるといえる。

### (2) 主桁曲げモーメント

4ケースの主桁曲げモーメントを示したのが図-8～11である。これより、側径間に中間橋脚のないケース1は他に比べ側径間に大きな負の曲げモーメントが発生している。これに対して、同様に側径間に中間橋脚のないケース3はこの値が約7割に減少している。これより、同じ中央スパンにおいても部分アースアンカー式にすることにより、側径間の負の曲げモーメントを低減することが可能であることがわかる。これは、部分アースアンカー方式は、中央径間の中央部分を主塔を介して独自に支持するため、径間比のアンバランスにより生じていた側径間の負の曲げモーメントを低減させるためである。いいかえれば、部分アースアンカー形式は自定式斜張橋の側径間に生じる過大な負の曲げモーメントを低減でき、また中央径間と側径間比をある程度自由に選択することができる形式であるといえる。なお、側径間に中間橋脚を設置したケース2、ケース4においては、側径間の負の曲げモーメントはケース1の3割程度まで減少しているが、両者の形状がほぼ同じであることから側径間に生じる負の曲げモーメントの低減には、側径間への中間橋脚の設置がより効果的であるといえる。

### (3) 活荷重たわみ

中央径間の活荷重最大たわみは、解析の結果ケース1で2665mm、ケース2で1313mm、ケース3で1621mm、ケース4で1259mmとなった。これより、自定式斜張橋に対して、側径間に中間橋脚を設置するか、側径間の

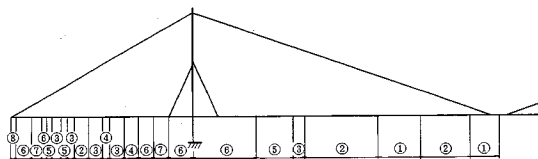


図-12 ケース1の主桁断面構成図

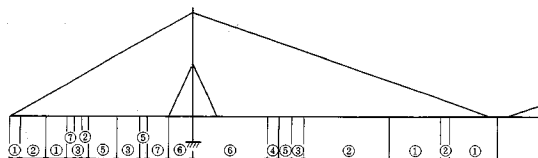


図-13 ケース2の主桁断面構成図

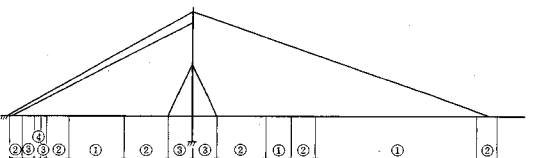


図-14 ケース3の主桁断面構成図

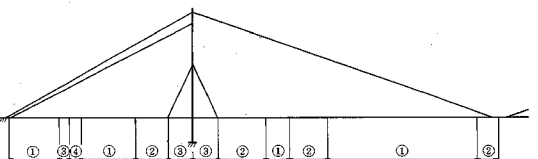


図-15 ケース4の主桁断面構成図

表-3 断面構成番号と各部板厚の関係 (mm)

No	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
Deck PL	12	12	12	12	14	16	18	20
U-Rib	320×260×6							
InnerWed PL	12	12	12	12	12	14	16	18
OuterWeb PL	16	16	16	16	16	18	20	22
Bottom PL	10*	10	12	13	16	18	20	22
U-Rib	320×260×6							

\*はSM400 その他はSM490Y

表-4 各ケースの概算鋼重

ケース名	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
主桁鋼重	18330t	18000t	16230t	16230t
比率	1.00	0.98	0.89	0.89

ケーブルの一部をアースアンカーすることにより、中央径間の鉛直方向の剛性が高まるといえる。これは両者とも主塔の水平方向変位に対する拘束効果が高められた結果と考えられる。前者は中間橋脚が主塔を斜ケーブルにて拘束している側径間の主桁鉛直変位を相対的に小さくしたためであり、後者は主塔を直接拘束しているアースアンカーケーブルが固定点に固定されたためと思われる。

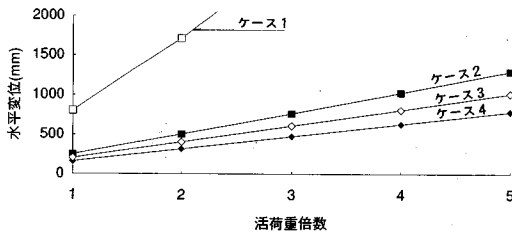


図-16 活荷重倍数と塔頂水平変位の関係

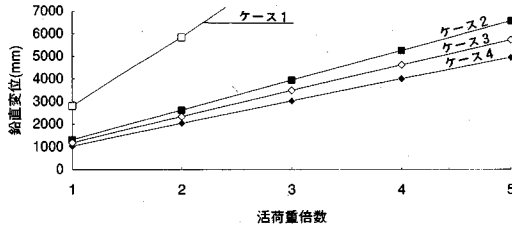


図-17 活荷重倍数と中央径間最大鉛直変位の関係

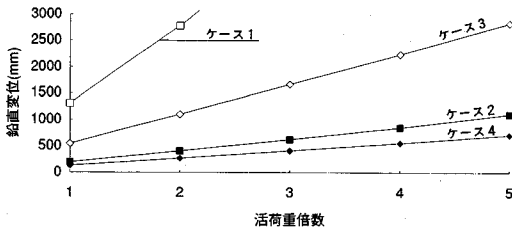


図-18 活荷重倍数と側径間最大鉛直変位の関係

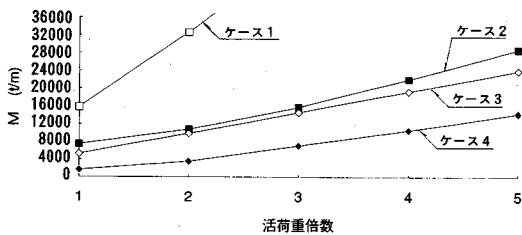


図-19 活荷重倍数と側径間主桁最大曲げモーメント(1Br)の関係

#### (4) 主桁断面構成

図-12～図-15に各ケースの主桁断面構成、表-3に断面構成番号と各部板厚の関係を示す。これらより、部分アースアンカー式斜張橋は自定式斜張橋に比べて軸力及び曲げモーメントが軽減されるため、スパン1000mでありながらかなりの部分が最低板厚によって決定されている。また表-4に示す各ケースの概算鋼重の比較表より、ケース3、ケース4の部分アースアンカー式斜張橋はケース1、ケース2の自定式斜張橋に比べると10%程度上部工の鋼重を低減できることがわかる。

#### (5) 主塔の高さについて

部分アースアンカー式斜張橋は、橋全体の鉛直及び水平剛度を高めると共に主桁の軸力を減じることができ

ため、その分自定式斜張橋に比べて主塔の高さを低くすることが可能である。

主塔高の低いことは、単に主塔鋼重の減少、架設期間の短縮、主塔架設上の架設機器の規模等において種々のメリットがあるほかに、斜張橋の長スパン化に伴って生じる塔の巨大化による圧迫感を少しでも低減することができ、景観の観点からもより好ましくなるといえる。

#### 4. 長スパン化に向けての問題点の検討

##### (1) 部分アースアンカー式斜張橋と自定式斜張橋の橋梁全体剛性の比較

橋軸方向載荷に対し、部分アースアンカー形式はアースアンカーケーブルが橋軸方向バネと同様の効果を示すため、橋軸方向のバネを設置せずに検討を行ったが、自定式斜張橋は、橋軸方向に主桁拘束バネがないと変位が発散してしまうため、多々羅大橋の計画段階で考慮された4,000tf/m/1Brの水平バネを設置して検討を行った。

##### a) 鉛直方向の剛性

鉛直方向の剛性を比較するため、中央径間に満載する活荷重 $L$ の大きさを $\alpha$ 倍(以後活荷重倍数と記す)としたときに死荷重 $D$ との和 $D+\alpha \times L$ によって生じる変位及び断面力がどの程度変化するかを調べた。図-16に主塔上端水平変位と活荷重倍数の関係を示す。これより、ケース1では活荷重の増加とともに変形が他のケースと比べて著しく増加しており、変位の大きさはケース1、ケース2、ケース3、ケース4の順に小さくなっていることがわかる。図-17に示す活荷重倍数と中央径間最大変位図からも同様の傾向がみえる。図-18に示す活荷重倍数と側径間最大鉛直変位の関係に関しては、ケース1が活荷重の増加に伴い著しく増加しているのは同様であるが、変位の大きさの順番が、ケース1、ケース3、ケース2、ケース4と図-16、図-17と比べてケース2、ケース3が逆転している。これより、側径間のために関しては部分アースアンカーするより側径間に中間橋脚を設置し、側径間のためスパンを半減させ側径間の剛性を改善したほうが効果的であるといえる。いいかえれば、自定式斜張橋は側径間全体で橋梁の安定を保っており、部分アースアンカー式斜張橋は、側径間のため易いのが全体の安定にはあまり影響がないといえる。ケース3も側径間に中間橋脚を設置することにより(ケース4)、側径間のためは半減し、橋梁の安定性はより高まることがわかる。

図-19に活荷重倍数と側径間主桁最大曲げモーメントの関係を示す。ケース1は活荷重の増加に伴い、断面力も著しく増加している。

##### b) 橋軸方向の剛性

橋軸方向に地震時荷重を静的に載荷させ、この水平震

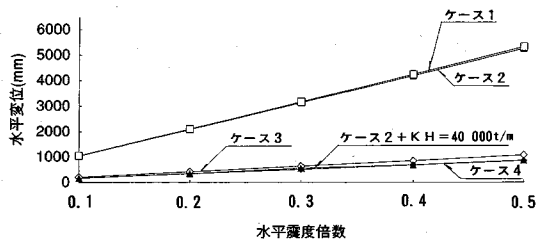


図-20 水平震度と塔頂水平変位の関係

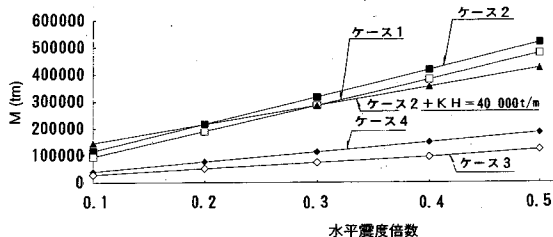


図-21 水平震度と主塔基部モーメント(1主塔)の関係

度と各部材の変位及び断面力の関係を把握した。図-20に水平震度と塔頂水平変位の関係を示す。ケース1とケース2は同程度の勾配を示し、部分アースアンカー式斜張橋と比べると大きな勾配を示している。図-20より、橋軸方向の剛性に関しては側径間の中間橋脚は関与していないこと、橋軸方向の剛性は側径間のケーブルの一部を主桁外にアースアンカーすることにより高まること、自定式斜張橋に40,000tf/m/1Brの水平バネを設置すると塔頂の水平変位が部分アースアンカー式と同程度となることがわかる。図-21に水平震度と主塔基部モーメントの関係を示す。これより、塔頂水平変位の性状と同様に側径間に中間橋脚があるなしにかかわらず、自定式斜張橋において大きな値を示していることがわかる。また、自定式斜張橋において水平バネの強度を塔頂水平変位が部分アースアンカー式と同程度となってくる40,000tf/mに上げて、主塔基部の曲げモーメントの低減にはあまり効果のないことがいえる。

## (2) 部分アースアンカー式斜張橋と自定式斜張橋の主桁剛性と全体安定の比較

従来の側径間に中間橋脚を設置しない自定式斜張橋(ケース1)は、橋梁の長スパン化に対して、ケーブルの固定点である主桁の剛度で橋全体の安定を保つ比重が増加してくるため、長スパン化には不利と思われる。斜張橋の長スパン化に対しては、ケーブルを有効利用させ橋全体の安定を主桁剛性への依存から解放させることが重要であり、その対処法として外的な固定点にケーブルを定着させるケース2、ケース3、ケース4の3案は長スパン化に有利な構造形式であるといえる。しかし、中間橋脚により、主桁に鉛直方向の固定点を設け橋梁の全体安定に対してケーブルを有効利用させる場合は、ある程度

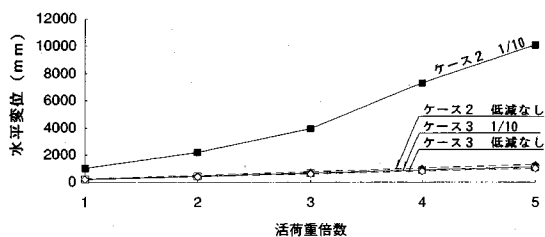


図-22 主桁剛度 1/10 の時の塔頂変位と活荷重倍数の関係

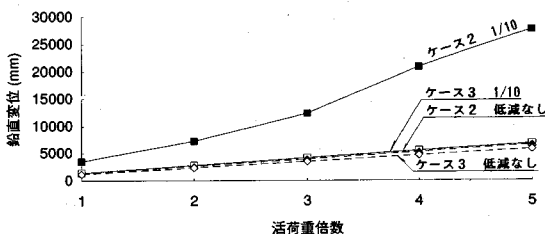


図-23 主桁剛度 1/10 の時の中央径間主桁鉛直変位と活荷重倍数の関係

密に中間橋脚を配置せざるを得ない。一方、部分アースアンカー式斜張橋は主桁外に一点アースアンカーを行うことで、これと同様の効果が得られるため側径間部の地形に左右されない自由度があるといえる。以上のことを検証するために、部分アースアンカー式斜張橋と側径間に中間橋脚を設置した自定式斜張橋それぞれについて主桁の剛度を1/10とし、中央径間に活荷重を満載した場合の活荷重倍数 $\alpha$ と、 $D+\alpha L$ によって生じる各着目点の変位との関係を比較する。主桁剛度比10は、主桁がケーブル定着間20.0mで連続桁として最低成立することを考えた場合の剛度(桁高0.85m:桁高比1/24)に対して、本論文の斜張橋の主桁剛度(桁高2.7m)との比にはほぼ等しいため採用した。なお、部分アースアンカー式斜張橋の場合は剛度1/100程度までは図-22および図-23に示すケース3の傾きとほとんどかわらなかつた。

図-22に主桁剛度低減時の塔頂変位と活荷重倍数、図-23に主桁剛度低減時の側径間主桁鉛直変位と活荷重倍数の関係を示す。部分アースアンカー式斜張橋では、主桁の剛度を1/10に低減した場合としない場合において着目点の変位性状には大きな違いはない。これに対して、側径間に中間橋脚を設置した自定式斜張橋については、主桁の剛度を1/10にした場合は活荷重の増加に伴い着目点の変位が著しく増加している。この性状は側径間に中間橋脚が密に配置されない限り同様であると思われる。

以上より、主桁外に一箇所固定点を設けてケーブルをアースアンカーすることにより全体の安定性を図れる部分アースアンカー式斜張橋は、ケーブルを有効利用することで、橋全体の安定を側径間の主桁剛性への依存から合理的に解放させることができ、側径間部の地形に左右

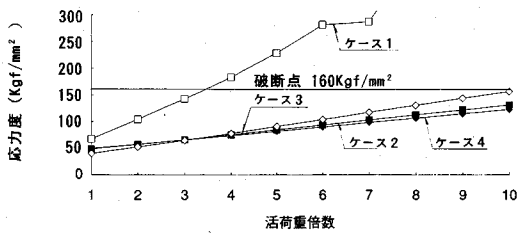


図-24 活荷重倍数とアースアンカーケーブル応力

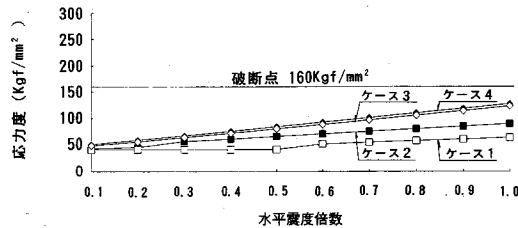


図-25 橋軸水平震度とアースアンカーケーブル応力

されないという点で斜張橋の長スパン化に対して有利な構造形式といえる。

### (3) 部分アースアンカー式斜張橋のアースアンカーケーブルの安全性照査

#### a) 鉛直荷重に対するアースアンカーケーブルの安全性

アースアンカーケーブルが降伏点に達する活荷重倍数は、アースアンカーケーブル張力が最大となる影響線載荷にて約 10 倍以上 ( $D+\alpha L$ にて $\alpha=10$ ) である。これは死活荷重換算で 4 倍程度 (死活荷重比 3.3) に相当することから、破断までの安全度の余裕としては十分なものである (図-24 参照)。

#### b) 水平荷重に対するアースアンカーケーブルの安全性

アースアンカーケーブルの水平力に対する安全性を検討するための荷重の指標として地震時荷重を用い、これを増加させアースアンカーケーブルが降伏点に達するまでの水平震度を求めたところ約  $k_h=1.0$  となり、鉛直荷重同様、斜張橋の水平震度 ( $K_h=0.2\sim 0.3$ ) と比べると安全性としては十分なものであった (図-25 参照)。

### (4) アンカーレッジの滑動が橋梁全体の崩壊に及ぼす影響

アンカーレッジはアースアンカーケーブルからの水平力、負反力に対して安定を確保するためのもので、これは「部分アースアンカー式」斜張橋も「吊橋」も同じである。ただ、部分アースアンカー式斜張橋のアースアンカーケーブルの張力は、同一スパン長の吊橋のケーブル張力の 1/3 程度のため、アンカーレッジの規模も吊橋の約 1/3 になる。しかし、その安定計算は吊橋と同じ設計

方法、安全率で行われているため、必要なアースアンカーケーブルの負反力と水平力に対する安定を確保するアンカーレッジの安全性は吊橋のアンカーレッジと同一である。

ただし、吊橋とは次の点で大きく異なる。すなわち吊橋においては吊橋上部工の全荷重をアンカーレッジが支持しており、かつ滑動を始めると上部工としての独自の荷重支持構造がないため、なんらかの原因によってアンカーレッジが橋軸方向に滑動を始めると橋梁全体が崩壊に進んでいくことになる。これに対して、部分アースアンカー式斜張橋では、橋梁の荷重の一部がアンカーレッジに依存しているものであり、残りの荷重は自定式斜張橋として独自の荷重支持機構によって支持されている。このため、部分アースアンカー式のアンカーレッジがなんらかの理由によって橋軸方向に滑動を始めた場合には、アースアンカーによって支持されていた荷重が「自定」部分に配分され、これによってアンカーレッジの滑動は止まることになり、吊橋のように直ちに橋全体の崩壊に進んでいくことはない。

表-5 にアンカーレッジの水平移動と各対象部材の断面力を示す。これによると、部分アースアンカー式のアンカーレッジがなんらかの理由で 1m 移動した場合、アースアンカーケーブルの張力は移動前の張力の 77% に減少している。さらに、4.0m 程度滑動した状態でのアースアンカーケーブル張力は滑動前の 15% にまで減少している。このように、部分アースアンカー式斜張橋は、アースアンカーの移動とともにその滑動を発生させた水平力自体が減少するという構造特性を有することがわかる。実際には、アンカーレッジの基礎は地中深く設置されているため前面の土圧と底面の動摩擦との抵抗により 4.0m までのアンカーレッジの移動はありえないと思われる。仮に、アンカーレッジが 4.0m まで移動した場合においても、表-5 より、主桁端部の自定ケーブル、塔、主桁ともに降伏点に対してははかかなり余裕があり、橋としての機能は十分保持されている。

以上、アンカーレッジが滑動するという仮定のもとにアンカーレッジの安全性の確認を行ったが、部分アースアンカー式斜張橋では、アンカーケーブルの張力がアンカーレッジの滑動に伴い減少するという独自のアンカーレッジの滑動停止機構を有しており、アンカーレッジの安全性は十分高いといえる。

## 5. 部分アースアンカー式斜張橋の動特性

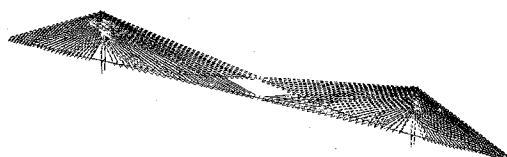
動特性に関する検討も静特性同様ケース 1~ケース 4 を対象として行う。解析に際しては、 $KH=4000\text{tf/m}/1\text{Br}$  の橋軸方向バネを設置した場合と設置しない場合を検討した。また、部材の減衰定数は、鋼部材で一般的に

表-5 アンカー水平移動と各対称部材の断面力

検討位置		主塔ケーブル 定着部	主塔基部	主桁モーメント (側径間)	桁端定着 ケーブル	7-スアンカーケーブル 張力合計
ケース	死荷重時	M tfm	-3872	443	1847	
		N tf	-10828	-12847	-2760	491 3600 (1.00)
①	死荷重+IA	M tfm	7110	18479	-2506	
	アンカー水平	N tf	-10692	-12710	-1940	821 2765 (0.77)
	移動 1.0m	$\sigma$ kgf/cm <sup>2</sup>	-1237	-1369	491	5068
②	死荷重+IA	M tfm	19389	55642	-8686	
	アンカー水平	N tf	-10426	-12445	3172	1481 1155 (0.32)
	移動 3.0m	$\sigma$ kgf/cm <sup>2</sup>	-1681	-2401	-1332	9142
③	死荷重+IA	M tfm	25240	74825	-11919	
	アンカー水平	N tf	-10297	-12316	-4293	1811 542 (0.15)
	移動 4.0m	$\sigma$ kgf/cm <sup>2</sup>	-1893	-2934	-1746	11179
*部材降伏応力度		$\sigma$ kgf/cm <sup>2</sup>	3600	4600	3600	16000

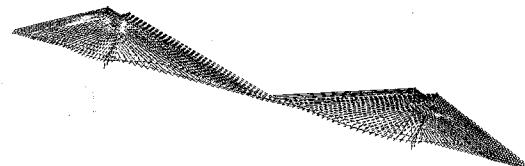
\*ケーブルについては破断応力度

モード No.4 T=4.920S



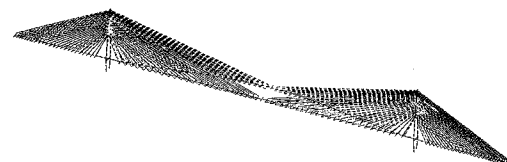
a. 鉛直方向一次

モード No.2 T=8.049S



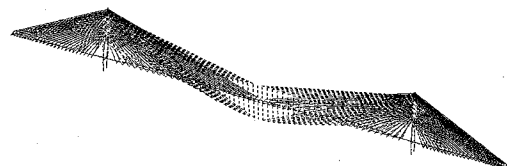
b. 橋軸方向一次

モード No.1 T=13.84S



c. 直角方向一次

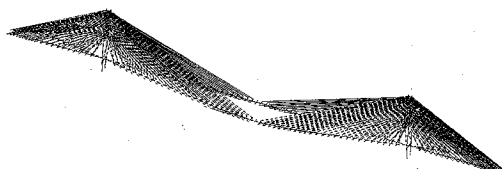
モード No.13 T=2.030S



d. ねじれ二次

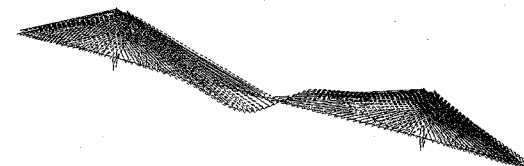
図-26 ケース2 (KH=4000tf/m) モード図

モード No.4 T=5.031S



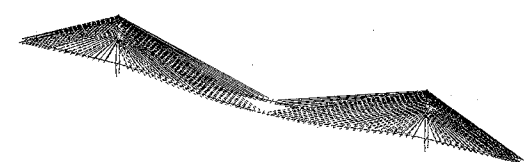
a. 鉛直方向一次

モード No.6 T=3.120S



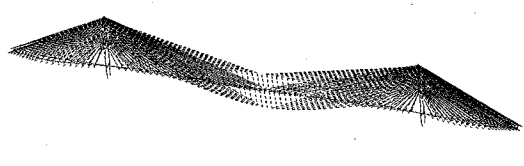
b. 橋軸方向二次

モード No.1 T=14.834S



c. 直角方向一次

モード No.13 T=2.084S



d. ねじれ二次

図-27 ケース3 (橋軸バネなし) モード図



表-6 固有値解析結果比較表

ケース名	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4		
構造形式	自 定 式		自 定 式		部分アースアンカー		部分アースアンカー		
中間橋脚	な し		あ り		な し		あ り		
支承バネ(tf/m)	4000	0	4000	0	4000	0	4000	0	
鉛直	1次	7.03(14.1)	7.00(12.7)	4.92(23.5)	4.87(22.9)	5.04(16.1)	5.03(16.0)	4.46(24.1)	4.46(24.1)
	2次	3.62(0.1)	3.61(0.2)	3.35(4.1)	3.36(4.8)	3.64(1.2)	3.66(1.1)	3.32(5.1)	3.22(5.1)
	(S)3次	2.44(0.7)	2.45(1.1)	1.39(1.1)	1.84(0.1)	2.45(4.6)	2.46(4.7)	2.30(0.7)	2.30(0.7)
橋軸	1次	9.20(67.0)	23.4(75.0)	8.05(86.7)	14.3(86.5)	6.85(14.2)	7.3(18.5)	4.81(18.8)	5.03(24.3)
	2次	5.84(21.4)	5.91(13.3)	4.25(1.7)	4.20(1.5)	3.02(34.7)	3.12(68.0)	2.98(71.5)	3.07(65.6)
	(S)3次	2.92(2.8)	2.93(2.9)	2.79(2.6)	2.80(2.7)	2.96(40.4)	3.04(2.9)	2.75(0.1)	2.75(0.1)
橋軸直角	1次	14.37(29.2)	14.08(28.4)	13.84(31.9)	13.9(31.9)	15.16(30.8)	14.8(30.1)	14.72(33.2)	14.72(33.2)
	2次	2.87(23.2)	2.87(27.0)	2.85(30.2)	2.85(30.0)	2.89(24.8)	2.88(26.2)	2.88(30.9)	2.88(30.9)
	(S)3次	2.78(13.3)	2.75(9.4)	2.58(1.9)	2.57(1.8)	2.78(11.9)	2.77(10.3)	1.14(3.6)	2.63(1.9)
ねじれ	1次	2.78(2.3)	2.75(2.1)	2.58(4.3)	2.57(4.3)	2.78(2.5)	2.77(2.5)	2.63(4.1)	2.63(4.1)
	2次	2.08(25.5)	2.06(24.4)	2.03(27.1)	2.03(27.2)	2.08(26.1)	2.08(26.3)	2.04(29.2)	2.04(29.2)
	(S)3次	1.83(0.5)	1.80(0.5)	1.12(5.0)	1.04(3.0)	1.88(1.0)	1.84(0.7)	1.14(4.7)	1.14(4.8)

( ) 内有効質量率

表-7 応答解析結果比較表

ケース名		ケース1		ケース2		ケース3		ケース4		
構造形式		自 定 式		自 定 式		部分アースアンカー		部分アースアンカー		
中間橋脚		な し		あ り		な し		あ り		
支承バネ(tf/m)		4000	0	4000	0	4000	0	4000	0	
耐風	鉛直1次固有振動数(HZ)	0.142	0.143	0.203	0.205	0.198	0.199	0.224	0.224	
	ねじれ1次固有振動数(HZ)	0.481	0.485	0.493	0.493	0.481	0.481	0.490	0.490	
	*フラッター限界風速(m/s)	128.9	130.0	126.0	125.8	123.0	122.8	124.4	124.4	
地震	主塔	加 速 度(gal)	131	26	139	72	160	68	171	58
	上端	変 位(cm)	45.8	129.0	55.7	98.9	9.1	12.4	11.4	11.6
応答	主塔	曲げモーメント(tf/基)	30160	41654	39570	45737	23886	20148	26148	18784
	基部	水 平 力(tf/基)	631	249	712	412	529	266	563	242
	主桁	最大水平加速度(gal)	30	12	37	24	55	63	72	63
最大水平変位(cm)		47.7	132.6	51.4	90.8	14.4	19.4	16.9	17.5	
最大軸力(tf)		486	351	495	412	656	557	651	716	
(橋軸加振)	部分アースアンカーケーブル 1本当たり 最大張力(tf)	—	—	—	—	83	117	112	112	

\*セルベルグの限界風速の式より

用いられている0.02とした。

(1) 固有値解析

固有値については150次のモードまで算出し、鉛直、橋軸、橋軸直角、ねじれの各振動に関する累積有効質量率は80~98%となった。各ケースの各振動の有効質量率が0.1%以上に対し周期の長いものから比較した結果、1次~3次モードには違いがみられるがその他には

顕著な違いはないことがわかったので、表-6には各ケースの1次から3次の固有周期を示す。また、図-26、図-27に代表例として、ケース2とケース3の場合の各振動の1次から3次のうち有効質量率の高いモード図を示す。

鉛直振動に関しては、1次の固有周期に着目すると、表-6より、ケース1の固有周期が他のケースより長く、また、ケース2~4の固有周期がほぼ同じであることが

わかる。このことは、自定式斜張橋に中間橋脚を設置するか、側径間ケーブルの一部をアースアンカーすることにより鉛直方向の振動性状が改善できることを示唆している。なお、2次以下の固有周期に関しては、各ケースの間に大きな差は認められない。

橋軸方向の振動に関しては、部分アースアンカー式斜張橋は2次、自定式斜張橋は1次の有効質量率が大きい（表-6）、これらの固有周期で比較するが、自定式の場合の固有周期は部分アースアンカー式の固有周期よりもかなり長くなっている。これより、橋軸方向の振動性状も側径間ケーブルの一部をアースアンカーすることにより改善できることがわかる。ケース3において、橋軸方向バネを設置しない場合の固有周期が設置した場合の固有周期とほぼ同じ値となっていることから、部分アースアンカー式の橋軸方向の振動性状が橋軸方向バネの有無に影響されないことがわかる。これは、部分アースアンカーケーブルの塔頂水平変位拘束が、主桁の水平変位拘束へとつながり、橋軸方向の振動を制御しているためと思われる。いかにすれば部分アースアンカーケーブルは橋軸方向の振動に対し、主桁水平バネと同等の働きをすることがいえる。なお、部分アースアンカーケーブルが1本でも同等の効果は変わらなかった。一方、ケース1は、橋軸方向バネを設置しない場合の固有周期は23.4secに対し、設置した場合の約2.6倍となっており、自定式斜張橋においては橋軸方向のバネの有無が橋軸方向の振動性状に大きく影響していることがわかる。なお、側径間に中間橋脚のあるケース2とケース4においても同様なことがいえる。

橋軸方向に弾性拘束を必要とする長大斜張橋の耐震設計にあたっては、ばね定数を製作誤差や経年変化を考慮して適切に評価することが重要であり、固有振動解析結果と振動実験で得られる実測値には若干の差異が生じるため遊動円木振動と逆対称振動との接近により有効質量比が変化し計算より大きな塔基部モーメントが発生する可能性もある<sup>11)</sup>。よって実際にはこれらの誤差を含んで水平ばねの目標値を含む前後数十%程度において応答特性把握を行うことが重要であると言われている。これらを考えると、橋軸方向のバネ定数に振動性状が影響されないという点で部分アースアンカー式斜張橋は自由度が高く、長スパンに適した構造形式といえる。

橋軸直角方向振動およびねじれ振動に対しては、表-6からわかるように、各ケースの間にほとんど差が認められない。

## (2) 応答スペクトル解析

固有値解析の結果からケース1~4の橋軸直角方向の振動特性にほとんど差がないと判断できるため、ここでは橋軸方向の振動のみを対象とし、主塔上端変位・主塔

基部曲げモーメントおよび水平力・主桁最大変位および軸力・アースアンカーケーブル張力に着目して比較検討した。また、Selbergの限界風速の式に基づいて耐風安定性の評価も行った。その結果を示したのが表-7である。これより以下のことがわかる。

- 1) 主塔上端変位に関しては、自定式に比べて部分アースアンカー式の値が小さくなっており、側径間ケーブルの一部をアースアンカーすることによる主塔上端の水平方向変位の拘束効果は高く、また、この効果は中間橋脚の有無には関係ない。
- 2) 主塔基部曲げモーメントについては、部分アースアンカー式斜張橋を採用することにより自定式斜張橋で長スパンに対して有利といわれているケース2（支承バネ4000tf/m）に対して曲げモーメントを50~60%程度に低減できる。主塔基部水平力に関しては、有意な差は認められない。
- 3) 主桁最大変位は、部分アースアンカー方式を採用することにより1/3程度になっており、また、主桁最大軸力に関しては、有意な差は認められない。
- 4) アースアンカーケーブルに発生する最大張力は、ケース3が橋軸バネKH=4000t/mで84t、バネなしで117t、ケース4は橋軸バネには左右されず112tで、許容張力800tに対し14%程度となっており、地震時にアースアンカーケーブルの応力が過大となることはない。
- 5) Selbergの式より求めたフラッター限界風速の値は、各ケースとも120~130m/secとなっており、設計風速（52.6m/s）に対して問題のない値である。

以下にSelbergのフラッター限界風速の式を示す。

$$V_{cr} = 0.88 \cdot b \cdot \omega \alpha \cdot \sqrt{\frac{\nu}{\mu} \left( 1 - \frac{\omega \eta^2}{\omega^2} \right)}$$

ここで、

$V_{cr}$  ; Selbergのフラッター限界風速 (m/sec)

$b$  ; 幅員の1/2

$\omega \alpha$  ; ねじれ円振動数

$\omega \eta$  ; 鉛直円振動数

$\rho$  ; 空気密度

$m$  ; 質量

$I_{xy}$  ; 極慣性モーメント

$$\text{断面の回転半径 ; } r = \sqrt{\frac{I_{xy}}{m}}$$

$$\nu = \frac{2r^2}{b^2}, \quad \mu = \frac{2\rho b^2}{m}$$

以上より、部分アースアンカー式斜張橋は、耐震性・耐風性の面においてもほとんど問題はなく、側径間に中間橋脚を有する自定式斜張橋よりも動特性の観点からも有利であるといえる。

## 6. 結論

本研究では、斜張橋の長スパン化には部材断面力の低減と橋全体の剛性の確保が重要との観点から、側径間ケーブルの一部をアースアンカーする方式に着目し、中央スパン1000mの本研究で対象としたモデルについて構造特性を定量的に把握することにより、部分アースアンカー方式斜張橋の長大橋への適用可能性について検討を加えた。その結果、以下のことが結論として得られた。

①部分アースアンカー式斜張橋は自定式斜張橋に比べ、主桁の軸力、曲げモーメントが低減でき、スパン1000m規模においては上部工の鋼重を自定式斜張橋と比べて1割程度低減できる。

②部分アースアンカー式斜張橋の全体剛性はアースアンカーケーブルによる主塔上端の拘束効果が高いため鉛直、橋軸方向とも自定式斜張橋に比べて高い。

③自定式斜張橋においても側径間に中間橋脚を設置することにより主桁の曲げモーメントの低減と鉛直方向の剛性の改善はできるが、主桁軸力と橋軸水平方向の剛性の改善はできない。

④部分アースアンカー式斜張橋はアースアンカーケーブルにより主塔変位が拘束されているため、主桁の断面力減、負反力減並びに主桁の剛度や側径間の中間橋脚の有無に橋梁の全体剛性が左右されないことから、斜張橋の長スパン化に対し、自由度が高く有利な構造形式である。

⑤アースアンカーケーブルの破断に対する安全性は十分に確保されており、また、アンカーレッジの滑動により橋梁全体が崩壊に至る可能性は極めて低い。

⑥部分アースアンカー式斜張橋は、アンカーケーブルによる主塔拘束効果が高いため橋軸方向のバネ定数に振動性状が左右されず、地震時の主塔上端水平変位も小さい。また、主塔基部に作用する曲げモーメントも、側径間に中間橋脚を有する自定式斜張橋の5~6割程度まで低減できる。さらに、フラッター限界風速が120~130m/secとなることから、耐風性の面でも問題がない。

以上より、部分アースアンカー式斜張橋は、長スパン化に適した橋梁形式であるといえる。尚、本研究では、現状を把握するうえでスパン1000mにおいて部分アースアンカー式斜張橋と自定式斜張橋の比較を行ったが自定式斜張橋が中央スパン1000mで構造的に可能<sup>5)~8)</sup>であれば、断面力及び静的、動的挙動のより優れている部分アースアンカー式斜張橋はより長スパンにおいても構造的に可能と思われ、有望な構造形状であると考えられる。

本論文は、多々羅大橋の業務をもとに再検討を行った

ものであるが、多々羅大橋の業務を遂行するにあたって、本州四国連絡橋公団より貴重なアドバイスを頂いたことに深謝致します。また、本論文のまとめにあたり、山梨大学・深沢泰晴先生、杉山俊幸先生並びに長岡技術科学大学・長井正嗣先生に大変有益なコメントを頂きました。誌面を借り謝意を表します。

尚、中心として共に研究を進めてきました中山武志は、本論文をまとめる前にベトナムの地で交通事故で他界いたしました。故人の冥福を祈るとともに、本論文が斜張橋の長スパン化に対して一つの手掛かりとなれば幸いです。

## 参考文献

- 1) M. Virlogeux: Normandie Bridge Design and Construction, *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, Vol. 99, No 3 pp. 281-302, 1993.
- 2) 本州四国連絡橋公団: 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書, 1991.
- 3) F. Leonhardt and W. Zellner: Cable-Stayed Bridges, *IABSE PERIODICA*, pp. 21-48, 1980.
- 4) F. Leonhardt (酒井勝郎訳): 過去を顧みて将来を考える (訳者註より), 土木施工, 31巻, 6号 pp.82-101, 1990.
- 5) 長井正嗣, 藤野陽三: 1000mを超える自定式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol. 38A pp. 1161-1173, 1992.
- 6) 星埜正明, 宮田利雄: 長大斜張橋 (支間1000m) の試設計, 橋梁と基礎, Vol. 24, No2, pp.15-22, 1990.
- 7) 大塚久哲監修, 部定式斜張橋研究会: 長大斜張橋の解析と設計, 九州大学出版会, 1991.
- 8) 長井正嗣, 浅野浩一, 岸本節二, 水上義彦: 長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol. 39 pp. 1075-1087, 1993.
- 9) N. J. Gimsing (大塚久哲訳): 超長大支間の斜張橋, 橋梁と基礎, Vol. 23, No6, pp. 34-40, 1989.
- 10) N. J. Gimsing, (訳) 西川: ケーブル支持橋梁の最近の発展および将来への展望, 橋梁と基礎, Vol. 21, No. 5 pp. 11-20, 1987.
- 11) 米田昌弘: 弾性拘束を必要とする長大斜張橋の橋軸方向ばね定数設定に関する一考察, 土木学会論文集 Vol. 453/VI-17, pp. 181-184, 1992.
- 12) 小林一郎・三池亨次・佐々木高・大塚久哲: 主桁支持方式の異なる斜張橋多段階最適設計, 土木学会論文集, Vol. 392, pp. 317-325, 1988.
- 13) Veian Muller and James Lockwood: "The Bi-Stayed Bridge". *IABSE REPORTS*, Vol. 64, pp. 455-460.
- 14) 長井正嗣, 赤尾宏, 佐野信一郎, 井澤衛: 3径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する一考察, 土木学会論文集, Vol. 362/I-4, pp. 343-351, 1985.
- 15) 長井正嗣, 佐野信一郎, 遠藤秋主, 奥井義昭: 長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 1031-1043, 1989.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I ~ V, 丸善 1990.
- 17) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説 1980. 6.

(1994. 6. 2 受付)

# APPLICABILITY OF PARTIALLY ANCHORED CABLE-STAYED BRIDGE TO LONG-SPAN BRIDGE

Suguru KANEKO, Takeshi NAKAYAMA, Tathuo MUKOYAMA,  
Tathushi IWAKI and Saeko TAKEKAWA

Applicability of partially anchored cable-stayed bridge to long-span bridge with center span length of about 1000m has been discussed based on the results of both static and dynamic analysis. The results show that the partially anchored system is superior to the self-anchored one as a long-span cable-stayed bridge because of the following: reduction of stress resultant is possible and this fact leads to the economical structure; rigidity of bridge is easy to be ensured. It has been also revealed that no problem may occur from both wind and earthquake resistant viewpoints.