

中央スパン500m規模の 自定式吊形式橋梁に関する提案

金子 傑¹・深沢泰晴²・杉山俊幸³・向山辰夫¹・岩城達思¹

¹正会員 パシフィックコンサルタント(株) 東京本社 構造部 橋梁構造デザイン課

(〒163-007 東京都新宿区西新宿2-7-1 新宿第一生命ビル17階)

²正会員 工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 (〒400 山梨県甲府市武田4-3-11)

³正会員 工博 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒400 山梨県甲府市武田4-3-11)

空域制限のある軟弱地盤地域での経済的な吊形式橋梁の模索という観点から、中央スパン 500m規模までは斜張橋および吊橋の主桁断面には応力上の余裕があることに着目し、主塔高さが低く、側径間に大きなアンカーブロックを必要としない、吊橋と同程度の主塔高の自定式斜張橋および自定式吊橋の構造特性を把握することにより、中央スパン 500m規模の自定式吊形式橋梁としての両形式の適用可能性について検討を加えた。その結果、両形式とも経済的で充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-supported bridge, self anchored system, low tower

1. はじめに

最近は、斜張橋の長大化が著しく、中央スパン 500m規模のものがこの10年間で、架設中も含め十数橋に達し、中央スパン 500mは斜張橋として一般的となってきた。さらに、施工技術や解析手法の進歩に伴い、従来吊橋の領域とされていた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)¹⁾、多々羅大橋(日本、890m)²⁾等、中央スパン 900m近くのものが現在架設されている。

斜張橋と吊橋を比較して大きく異なる点は、①主塔高と中央スパンの比が、斜張橋では約1/5であるのに対し、吊橋では約1/10であり、同じ中央スパンに対しては斜張橋の方が約2倍高いこと②斜張橋では、ケーブルが桁に定着されることにより主桁に軸力が導入されるものの、吊橋のように側径間に大きなアンカーブロックを必要としないことである。

従って斜張橋と吊橋の適用スパンが重なる領域における形式選定を行う場合、空域制限のある地域では、斜張橋は、主塔が高くなるため形式選定上不可となる場合が多く、地盤が軟弱な地域では、吊橋は側径間に大きなアンカーブロックを必要とするため、かなり不経済となる。

これらの点を考慮すると、中央スパン 500m

規模の、吊橋と同程度の主塔高を有する自定式斜張橋、あるいは、側径間に大きなアンカーブロックを必要としない自定式吊橋が構造的に可能であれば、両形式とも、空域制限のある軟弱地盤地域で採用される橋梁になり得る。

次に、主桁断面の応力上の余裕という側面から従来の斜張橋および吊橋を見てみる。中央スパン 500m程度までの従来の斜張橋では主桁の板厚が断面構成上の最低板厚で構成されており^{3), 4), 5)}、応力的には余裕がある。吊橋も補剛桁断面が風に対する必要剛性から決定されており、応力上はかなり余裕があるのが一般的である。そのため、中央スパン 500m規模においては、斜張橋の主塔高を低くし主桁に軸力や曲げモーメントを付加させたり、吊橋を自定式とし補剛桁に軸力を導入させても鋼重の増加は少なく、斜張橋では主塔高を低くできる分だけ、吊橋ではアンカーブロックを必要としない分だけ、経済的に有利と考えられる。しかしながら、これら両形式の構造特性を定量的に検討した研究は見当たらないのが実状である。なお、自定式吊橋としては、中央スパン 300m の此花大橋が既に架設されてはいるが⁶⁾、主塔高と中央スパンの比は従来の斜張橋と同程度の1/5.2で、主塔高が低いわけではない。

そこで、本研究では、中央スパン 500m規模において、従来の吊橋と同程度の主塔高を有する斜張橋および自定式吊橋の構造特性を定量的に評価し、構

表-1 設計条件一覧

支間割り	側径間と中央径間比を1:3とし 150m+470m+150m (橋軸水平バネ常数Kh=4000tf/m/1橋)	
構造形式	主桁	鋼箱桁(7室1BOX.)
	主塔	鋼塔(塔高比1/5=94m, 1/10=47m)
	斜ケーブル	PWS許容応力 64kgf/mm ² (常時)
	吊ケーブル	PWS許容応力 72kgf/mm ² (常時)
一般事項	規格	一等橋
	幅員	8車線41.5M (1+3.5+0.75+4@3.5+3.0+4@3.5+0.75 +3.5+1)
荷重	主桁死荷重	桁鋼重 1.4×7.85tf/m×A _m ² (A _m は断面積, 1.4は割増し係数) 舗装 2.3tf/m ² ×0.065m×40m=5.98tf/m 高欄地覆 =0.79 tf/m その他 =2.91 tf/m 合計 29.7 tf/m~33.4 tf/m
	主塔自重	24.4 tf/m~30.7 tf/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	「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。	

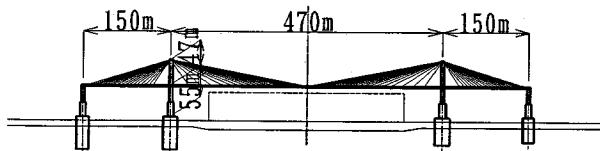


図-1 ケース1 構造一般図

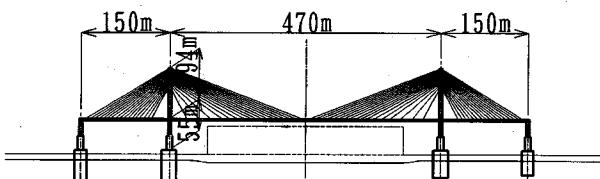


図-2 ケース2 構造一般図

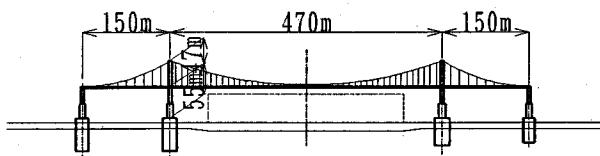


図-3 ケース3 構造一般図

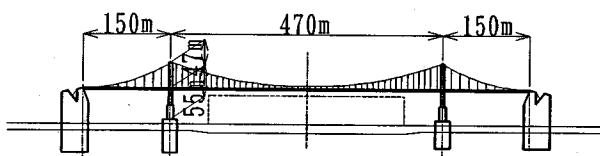


図-4 ケース4 構造一般図

的、経済的に適用可能かどうかを検討することを目的とする。具体的には以下のことを行う。

まず、主塔高の低い斜張橋、および自定式吊橋を対象とし、概略設計における断面力・概算鋼重を算出して、静特性と上部構造の経済性の比較を、従来の主塔高の高い斜張橋およびアンカーブロックを設置した吊橋に対して行う。

次に、橋梁の座屈に対する耐荷力を弹性座屈固有値解析により照査する。

さらに、両橋の固有値解析と応答スペクトル法を用いた動的解析を行い、耐震性に関する問題があるかどうかについて検討を試みるとともに、Selbergの式を用いてフラッターレ界風速を求め、耐風性についても照査を行う。

表-2 仮定断面

主桁	A=1.8214m ² ~ 2.1566m ² I=3.3767m ⁴ ~ 4.1916m ⁴
ケーブル	A=0.0077m ² ~ 0.0162m ²
塔	A=0.9415m ² 定着部 Ix=5.7857m ⁴ Iy=9.1110m ⁴
	中間部
	基部 A=1.1853m ² Ix=7.3373m ⁴ Iy=11.3051m ⁴

2. 解析モデルと解析手法

(1) 解析モデルの概要

本研究では、中央スパン470m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。

- 主塔高が中央スパンの1/10の斜張橋(ケース1)
- 主塔高が中央スパンの1/5の斜張橋(ケース2)
- 自定式吊橋(ケース3)
- アンカーブロックを設置した吊橋(ケース4)

各ケースの構造一般図を図-1～図-4に示す。中央径間と側径間の比は側径間の主桁の剛性を高めることを目的に従来の中央径間と側径間比(通常1:2.2～2.5)より若干大きめの値1:3を用いる。なお、吊橋の主塔高は従来の中央径間との比1:10を採用する。斜張橋で主塔高を吊橋と同程度としたケース1では、吊り効果を改善するためにケーブルの主塔への定着を塔頂集中方式とする。自定式吊橋は斜張橋と同様に主桁に軸力が導入される

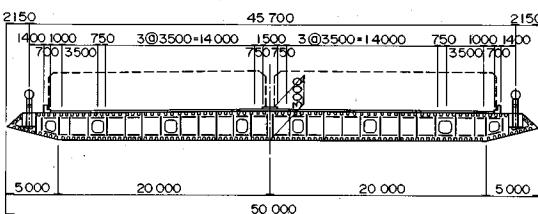


図-5 主桁断面図

ため3径間連続構造とし、アースアンカープロックを設置した吊橋は従来どおり3連の単純桁構造形式とする。橋軸水平方向バネは、多々羅大橋の概略検討時に用いられた（バネ常数： $K_h = 4000 \text{tf}/\text{m}/1\text{橋}$ ）とする。その他の検討条件は表-1に示す通りであり、解析に用いた主桁断面諸値を表-2に、主桁断面形状を図-5に示す。

(2) 解析手法

静特性の比較は斜張橋では微小変位理論に基づく平面骨組解析で行い、吊橋では吊橋の初期形状と幾何学的非線形性を考慮した線形化有限変位理論に基づく平面骨組解析で行う。動特性については、立体骨組による固有値解析を150次数あるいは全体の累積有効質量率が95%以上となるまで行い、動的解析においてもこのモード数までの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。なお、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、加振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に差がないと判断できたため橋軸方向のみとした。また、鉛直1次、ねじれ1次の固有振動数に着目してSelbergの式によってフラッター限界風速を求め、耐風性に關しても照査を行った。

3. 静特性の比較

(1) 主桁軸力

ケース1～ケース3の主桁の最大、最小軸力を図-6～図-8に示す。ケース4はアンカープロックを設置した吊橋であるため主桁軸力は発生しない。これより主塔高の低い斜張橋（ケース1）の主桁最大軸力は通常の主塔高の斜張橋（ケース2）に対して約60%増となっていることがわかる。これは、主塔高を低くしたことにより斜めケーブルと主桁との角度が全体的に小さくなつた分主桁に軸力が導入されやすくなつたためである。他方、ケース1では主塔が低いことによる吊り効果を改善するためにケーブルの主塔への定着を塔頂集中定着方式としているが、同じ主塔高でケーブルを主塔に2.0 mピッチで定着させた場合に求められた主桁最大軸力36000tfと比べると軸力が65%に低減されており、塔頂集中

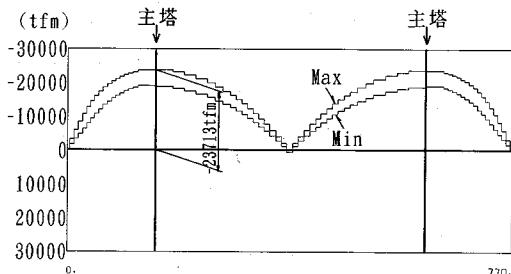


図-6 主桁軸力図（ケース1）

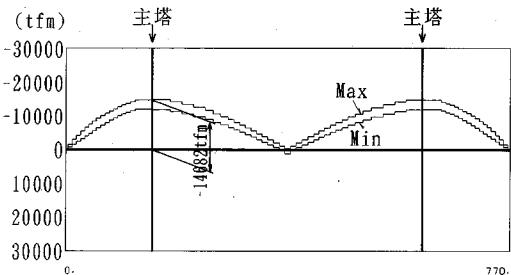


図-7 主桁軸力図（ケース2）

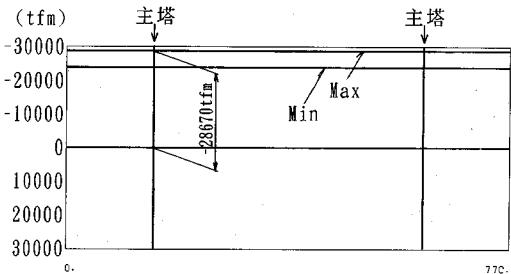


図-8 主桁軸力図（ケース3）

定着が主桁の断面力改善に大きく寄与している。

図-8より自定式吊橋（ケース3）は、同じ主塔高の斜張橋（ケース1）と比べると大きな軸圧縮が主桁全域に一様に導入されている。これは、主桁端部からメインケーブルにより軸力が導入されるためであり斜張橋と比べると大きな特徴といえ、座屈に対する安全性の照査をより慎重に行う必要があるといえる。また、ケース3とケース1の軸圧縮力の最大値に着目すると、単位鉛直荷重による主桁軸力の増分は、ケース3の方が8%大きいことが解析の結果判明しているが、図-8からケース3がケース1よりも、20%程度大きな値を示していることがわかる。これは、ケース3の主桁断面をアップしたための死荷重増が大きく影響しているためである。

(2) 主桁曲げモーメント

図-9～図-12に主桁の最大、最小曲げモーメントを示す。

図-9～図-10より、ケース1とケース2の側径間の曲げモーメントについてはほぼ同じ値を示しており、ケース1の中央径間の中央部の曲げモーメン

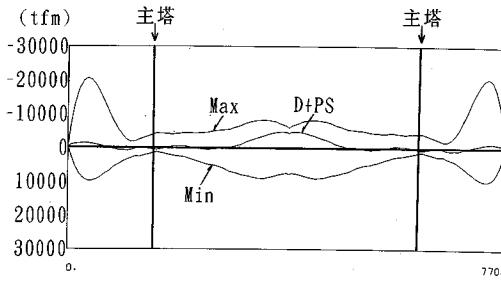


図-9 主桁曲げモーメント（ケース1）

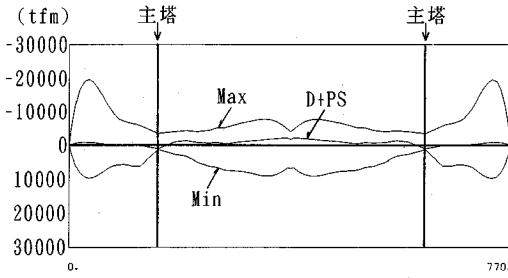


図-10 主桁曲げモーメント（ケース2）

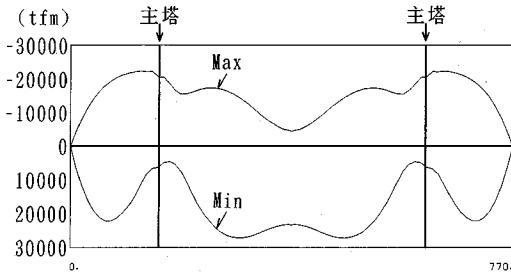


図-11 主桁曲げモーメント（ケース3）

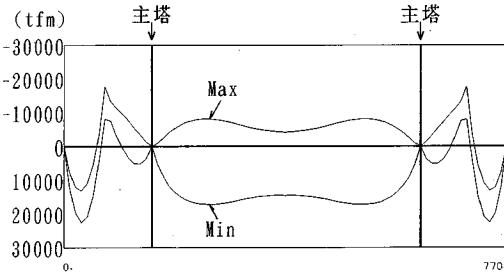


図-12 主桁曲げモーメント（ケース4）

トのみ全体に正曲げの方に垂れ下がっていることがある。しかし、両形式の曲げモーメントの変動幅は、ほとんど同じであるため、プレストレスで主桁に負の曲げモーメントを付加させることにより、ほぼ同じ性状を示すようにすることが出来る（図-9）。

これより、ケース1で側径間に対してはケーブルを塔頂集中定着したことによりケース2と同等な吊り効果となっているが、一方中央径間側に対しては同等の吊り効果を得るために若干主塔を高くす

表-3 活荷重たわみ (mm)

ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
1353mm	1017mm	1926mm	1211mm

る必要があるといえる。しかし、一般に斜張橋の中央径間の中央部分は応力的に余裕があり、ケース1の中央径間の正の曲げモーメントをプレストレス調整により低減させない場合でも、主桁の鋼重の大幅な増大にはつながらないと考えられる。

従って、中央スパン 470mでの主桁曲げモーメントに関する斜張橋の主塔高はケーブル定着を塔頂集中方式とすることにより、主塔高を従来の半分としても主桁断面構成上ほとんど問題がないといえる。

図-11～図-12より、主塔近傍の主桁曲げモーメントがケース3では大きいのに対してケース4が0となっているのは、ケース3は3径間連続桁に対してケース4は単純桁3連という構造系の相違による。これは、ケース3では主桁に大きな軸力が導入されるため、連続桁とせざるをえないためである。吊橋の主桁曲げモーメントは斜張橋と比べて相対的に大きいこと、また、主桁曲げモーメントに対しては放物線吊りより斜吊りのほうが好ましいことがいえる。

(3) 活荷重たわみ

表-3にケース1～ケース4の活荷重たわみを示す。これより主塔高の低い斜張橋（ケース1）は通常の主塔高の斜張橋（ケース2）より活荷重たわみが3割程度増加している。吊橋ではアンカーブロックを設置する方式（ケース4）から自定式（ケース3）にすると、たわみが6割近く増加する。これは自定式とするとメインケーブルの固定点である主桁が水平方向に移動するためメインケーブルによる主塔の水平方向に関する固定効果が減少することによるものと考えられる。同じ主塔高の斜張橋（ケース1）と吊橋（ケース3）を比較すると、ケース3の方が4割程度たわみが大きい。これは、ケース3のケーブルの許容応力度の方が12%程度高く、ケーブルの断面積（鉛直方向の剛性）が相対的に小さくなっているためと、斜吊りの方が放物線吊りより吊り効果が高いことによる。ただし、放物線吊りでも、ケース4のようにメインケーブルをアンカーブロックに定着することにより、同じ主塔高の斜張橋より12%たわみをへらすことができる。

道路橋示方書では活荷重たわみの許容値として斜張橋で中央径間の1/400、吊橋で1/350と規定している。これを470mのスパンに換算すると斜張橋で1175mm、吊橋で1340mmとなる。従って、表-3からケース2、ケース4は基準を満足しているが、ケース1とケース3は基準を満たしていない。ケース1とケース3において道路橋示方書を満足するためには①主桁高を高くする。②ケーブルを太くする。③活荷重たわみによる主塔水平変位を拘束するために、

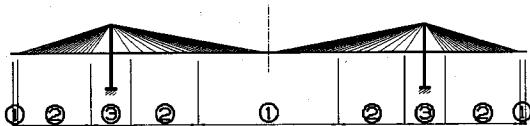


図-13 ケース 1 の主桁断面構成図

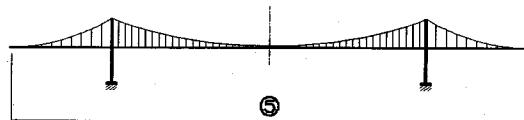


図-15 ケース 3 の主桁断面構成図

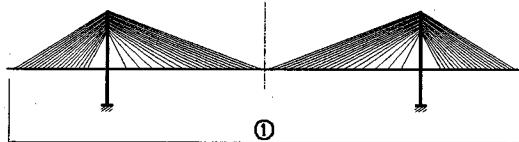


図-14 ケース 2 の主桁断面構成図

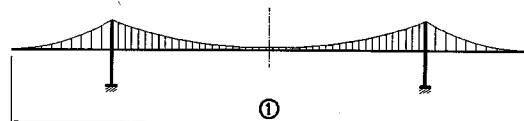


図-16 ケース 4 の主桁断面構成図

表-4 断面構成番号と各部板厚の関係

NO	①	②	③	④	⑤
Deck PL	12	12	12	12	14
U-Rib	320×260×6				
Inner Web PL	12	12	12	12	12
Outer Web PL	16	16	16	16	16
Bottom PL	10	10	12	13	16
U-Rib	320×260×6				

①はSM400 その他はSM490Y

主塔の塔頂にアースアンカーケーブルを1本定着する等の方法が考えられる。道路橋示方書では活荷重たわみの規定を200m以下の橋を対象として、車両の安全な走行の保障と、変形に伴う2次応力の影響などに対する構造物の安全性の確保等を考慮して決められている。一方、本橋のような中央スパン 470m の斜張橋及び吊橋では、活荷重たわみによる変形は静的なゆっくりした動きであり、車の走行性等にはなんら問題はないと思われ、また斜張橋および吊橋では2次部材をも構造解析にとり入れた有限変位解析も可能であり、考えられる2次応力は設計に考慮することができるため道路橋示方書のたわみの規定値にはとらわれる必要はないと思われる。しかし、仮に本形式も道路橋の活荷重たわみの許容値を満足させるとした場合、ケース1は主桁高を4mとし主桁鋼重を5%，ケース3は主桁高を4.5mとし主桁鋼重を7%増加させればよいことが結果として得られている。

海域の軟弱地盤などでは上部工と下部工の工事費が1:1程度であり⁷⁾、この下部工工事費の7割～8割をアンカーブロックがしめることを考えると、主桁鋼重をたわみの規定値を満足させるために5%～7%増加させても、主塔高が低く、側径間に大きなアンカーを必要としないケース1およびケース3

表-5 各ケースの概算鋼重(tf)

ケース名	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
主桁鋼重	17828	17712	20555	17712
主塔鋼重	* 6421	7714	5581	5080
ケーブル鋼重	2223	1595	2945	2880
計	26472	27021	29081	25672
比率	1.03	1.05	1.13	1.00

* 塔頂集中部を含む

が構造的に可能であれば、空域制限のある海上軟弱地盤での両形式の経済的優位性は明らかなものと思われる。

(4) 主桁断面構成

図-13～図-16に各ケースの主桁断面構成、表-4に断面構成番号と各部板厚の関係、表-5に各ケースの鋼重を示す。主塔高の低い斜張橋（ケース1）と主塔高の高い斜張橋（ケース2）を比べると、ケース1が主塔近傍の圧縮力が高い部分で若干板厚が増加している。またケース1はケース2に比べて主塔高が低くなつたためにケーブルへの導入張力が大きくなりケーブル鋼重も増加している。この反面、主塔鋼重はケース1が主塔高が低い分、ケース2より減少している。全体鋼重でケース1とケース2を比べると、ケース1の主桁およびケーブル鋼重増は主塔鋼重減と相殺されることとなり、ケース2とほとんど同じ鋼重となっている。これは、中央スパン 500m 規模の斜張橋（4車線）の主桁断面は一般的には断面力に関して余裕があるためと思われる。自定式吊橋（ケース3）とアンカーブロックを設置した（ケース4）とについて全体鋼重を比較すると、自定式の主桁に大きな圧縮力が導入され、主塔も斜張橋と同様に地震時の応答値が大きくなるため、ケース3はケース4の13%増となる。しかし、前述

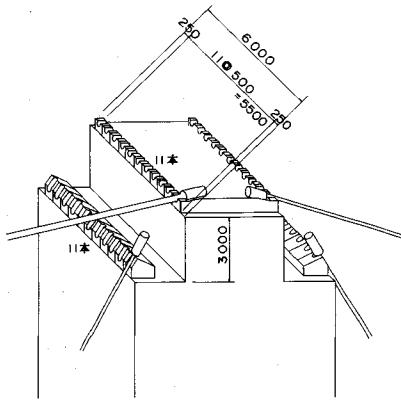


図-17 塔頂集中定着構造

したように海域の軟弱地盤では上部工と下部工の工費は1:1程度となるため、ケース3が側径間の大いなアンカーブロックを必要としない分経済性に優れるのは明らかといえる。

同じ主塔高の斜張橋（ケース1）と吊橋（ケース3）を比べるとケース3は全径間に渡り大きな軸力が発生すると共にケーブルが放物線吊りのため吊り効果がケース1に比べて若干劣るため、全体鋼重では10%程度鋼重が増加している。

(5) 塔頂および主桁両端集中定着構造

主塔高の低い斜張橋で、主塔高の低くなった分の吊り効果の減少を改善するためにケーブルの主塔側定着を塔頂に集中させる方式とした。図-17にこのケーブル塔頂集中構造を示す。海外でもスパン500m規模の斜張橋で、ケーブルの塔頂集中形式が採用されている例もあるが^{8), 9)}、この場合ケーブル定着範囲は20m程度でしかも主塔高は通常の高さ（中央スパンの約1/5）となっている。本論文で提案している主塔高の低い斜張橋は主塔高が中央径間に對し1/10であるため、主桁上の主塔高は47mの高さとなっている。従って、本形式では、よりケーブルを塔頂に集中定着させ、ケーブルの吊り効果をさらに改善する必要がある。図-17に示す塔頂集中定着構造を採用することにより、ケーブルの主塔側定着を塔頂の3.0mの範囲に集中させることができ、吊り効果の改善に大きく寄与することになる。

この塔頂集中定着構造の応力伝達機構は以下の通りである。上段においては中央径間側定着部と側径間側の定着を厚板で連結して一体化させ水平力を引張応力で受け持たせる構造とし、下段はケーブル定着部の下面の支圧とアンカーボルトの引張りで受け持たせる構造とする。図-17の塔頂集中定着構造の施工については、通常の斜張橋に対して各ケーブルの定着構造とその補強構造とが一点に集まつたと考えれば特に問題が生ずることはないと思われる。

自定式吊橋の主桁両端における主ケーブルの定着構造に関しては、主ケーブル（最大張力=15000tf）を15本程度のストランドで構成させ、上記塔頂集

表-6 各ケースの座屈固有値

ケース1	ケース2	ケース3
10.29	10.55	7.97



図-18 ケース1の1次の座屈モード図

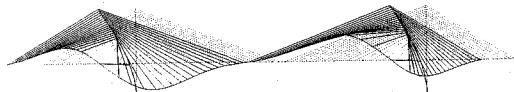


図-19 ケース2の1次の座屈モード図



図-20 ケース3の1次の座屈モード図

中定着構造と同様のものを主桁内に水平に設置することを考えれば、塔頂集中定着と同様に3m程度で定着は可能と思われる。

しかし、この定着構造における主ケーブルからの大きな応力の流れを、確実に主桁に伝える等の細部検討は重要であり、今後の課題である。

4. 座屈に対する安定性

主塔高の低い斜張橋並びに自定式吊橋は、従来の同じスパンの斜張橋と比べて主桁の最大軸力が大きいため、ここでは座屈に対する安定性の照査を行うこととする。照査方法は、弾性座屈固有値解析において座屈固有値を α とし、弾性座屈強度を $\alpha(D + P_s + L)$ で表示して全体座屈に対する耐荷力を求めた。尚、この場合の活荷重載荷は、全径間同一載荷とした。表-6に各ケースの座屈固有値を、図-18～図-20に各ケースの1次の座屈モード図を示す。

主塔高の低い斜張橋（ケース1）と主塔高の高い斜張橋（ケース2）の座屈の固有値を比べると両者とも10以上と高い値を示していることがわかる。こ

れから、主塔高の低い斜張橋は中央スパン 500m 規模においても十分、座屈に対する耐荷力があることがいえる。これは、主塔高が低くなつたことによる吊り効果の減少を改善するためにケーブルを塔頂集中定着としたことが大きく寄与していると思われる。

これに対し、ケース3 の自定式吊橋の固有値は8程度を示し、ケース1 およびケース2 の斜張橋と比べると若干低くなっているが、多々羅大橋の固有値が5程度²⁾であることを考慮すると座屈に対する耐荷力は、十分あるといえる。

以上より、中央スパン 500m 規模においては主塔高の低い斜張橋（ケース1）と自定式吊橋（ケース3）は座屈に対する耐荷力の点でも問題がないことがわかり、両者とも実現の可能性が十分あるといえよう。

5. 動特性について

（1）固有値解析

固有値については、150次モードまたは全体の累積有効質量率が95%以上となるまで算出した。

各々のケースに対し有効質量率が0.1%以上となる振動モードを周期の長いものから比較した結果、鉛直方向、橋軸方向、橋軸直角方向、ねじれのいずれの振動に対しても最も高い有効質量率を示す固有周期がおおよそ3次までに発生しているので、各ケースの1次～3次の固有周期を表-7に示す。なお、ケース1で最も高い有効質量率を示したのは6次のねじれ振動で、その固有周期は0.2秒で有効質量率は32.8%，ケース2では5次のねじれ振動で、固有周期は0.21秒で有効質量率は22.6%となっている。図-18～図-21にケース1～ケース4に対する各振動の1次～3次のうち有効質量率の最も高いモード図を示す。これらの図および表-7から以下のことがわかる。

1) 鉛直振動に関して主塔高の低い斜張橋（ケース1）と通常の主塔高の斜張橋（ケース2）の一次の固有周期に着目し比較すると、主塔高が半分と低いにもかかわらずケース1 がケース2 より1割増の固有周期に留まっていることがわかる。これは、主塔高の低い斜張橋において吊り効果改善のためにケーブルを塔頂集中定着とした結果、ケース1 の鉛直剛性が高められたためと思われる。いいかえれば、ケース1において今より若干主塔高を高くすることによって主塔高が2倍のケース2 とほぼ同じ鉛直剛性が得られることを示唆している。同様に自定式吊橋（ケース3）とアンカーブロックを設置した吊橋（ケース4）の1次の鉛直固有周期を比べると、ケース4 がケース3 と比べて6%程度長く、静特性では鉛直剛性はケース4 のほうが大きいことと反している。これは、両形式の連続桁と3連の単純桁という構造系の違いによるものか、または、主桁軸力の有無による拘束効果の違いからと思われる。斜張橋と吊橋との鉛直振動を比べると、斜張橋のほうが固有周期が小さく、放物線吊りより斜吊りのほうが動的

にも鉛直剛性が高いことがわかる。

2) 橋軸方向の振動に関して、斜張橋のケース1 とケース2 の1次の固有周期に着目して比べると、ケース1 がケース2 より6%程度周期が短いことがわかる。これは、ケース1 の主塔高が低くなつたぶん橋梁全体の振動重心が下がつたためと、主塔が低くなつたぶんケーブルの主桁との相対角度が緩くなつたことにより、結果として主塔高の低い斜張橋のほうが橋軸方向に対しては剛性が高いこととなっている。一方、吊橋のケース3 とケース4 の1次の固有周期を比べると、ケース3 のほうが10%長いことがわかる。これは、アンカーブロックを設置した吊橋（ケース4）は塔頂をアースアンカーケーブルにより拘束されているため主塔の水平変位がケース3 より小さくなり、橋軸方向の全体剛性も高められているためと思われる。

斜張橋と吊橋の橋軸方向の固有周期を比べると、同じ主塔高のケース1 はケース3 より13%固有周期が短く斜張橋の斜吊りのケーブルシステムは吊橋の放物線吊りに対し橋軸方向の剛性においても大きく寄与していることがわかる。吊橋においてメインケーブルをアンカーブロックに定着することにより（ケース4）橋軸方向の剛性も高められるが、同じ主塔高の斜張橋の固有周期より3%程度長くなっている。

3) 橋軸直角方向振動に関して、斜張橋のケース1 とケース2 の1次の固有周期に着目して比較すると、4%程度ケース1 のほうが短いことがわかる。これは橋軸方向の振動と同様にケース1において主塔高が低くなつた分全体の振動重心が低くなつた結果と思われる。吊橋のケース3 とケース4 の有効質量の高い2次の固有周期に着目すると、ケース4 のほうが16%程度固有周期が長くなっている。メインケーブルがアンカーブロックに定着され塔頂が自定式吊橋と比べて拘束されているケース4 のほうが橋軸直角方向に対して剛性が強く固有周期が短くなるのが一般的と思われるが、これに反し、ケース3 の固有周期が短くなっているのは、ケース3 の連続桁という構造系とケース4 の3連の単純桁という構造系の違いによるものと思われ、ケース3 の連続桁の効果が大きく現れた結果と思われる。ケース1 とケース2 の1次とケース2 とケース3 の2次の有効質量の高い橋軸直角方向の固有周期に着目して4つの構造形式を比較するとT=2.4～2.95の範囲であり鉛直におけるT=1.97～5.35に比べると差が少なく、橋軸直角方向の振動特性には顕著な違いがないといえる。

4) ねじれ振動に関して、斜張橋の有効質量率の大きいケース1 の1次とケース2 の2次の固有周期に着目して比較すると、主塔高が半分と低いにもかかわらずケース1 はケース2 に対し若干の固有周期の増大に留まっていることがわかる。これは、ケース1 では吊り効果改善のためにケーブルを塔頂集中定着としたことでねじりに対する剛性も高められたためと思われる。吊橋のケース3 とケース4 の有効

表一7 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		斜張橋 (L/10)	斜張橋 (L/5)	自定式吊橋	他定式吊橋
鉛直周期(s)	1次	2.07(26.1)	1.87(20.3)	4.98(37.4)	5.30(51.7)
	2次	0.67(1.0)	0.93(4.9)	2.29(7.0)	2.26(0.7)
	3次	0.48(9.5)	0.43(3.1)	1.80(24.7)	1.08(2.7)
橋軸周期(s)	1次	4.79(96.7)	5.07(87.6)	5.40(97.2)	4.92(76.9)
	2次	1.28(0.02)	1.76(9.3)	0.43(0.7)	0.78(0.15)
	3次	0.32(3.2)	0.63(0.9)	0.31(1.8)	0.49(14.9)
橋軸直角周期(s)	1次	2.43(66.2)	2.53(69.4)	4.16(9.5)	4.12(8.0)
	2次	1.08(9.0)	1.27(7.8)	2.50(59.8)	2.91(44.1)
	3次	0.75(13.1)	0.93(0.1)	1.84(0.6)	2.22(0.2)
ねじれ周期(s)	1次	1.08(12.5)	1.27(1.4)	2.50(0.6)	2.91(0.1)
	2次	0.75(0.8)	0.93(10.0)	1.84(29.9)	2.22(34.1)
	3次	0.41(1.3)	0.39(0.2)	0.78(15.7)	1.44(0.6)

() 内は有効質量率

表一8 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		斜張橋(L/10)	斜張橋(L/5)	自定式吊橋	他定式吊橋
振動方向		橋軸	橋軸	橋軸	橋軸
耐風性	鉛直1次固有振動数(Hz)	0.483	0.535	0.201	0.189
	ねじれ1次固有振動数(Hz)	0.926	1.075	0.543	0.450
	フラッターレ界風速(m/s) *	178.4	210.5	114.5	92.2
橋軸方向	主塔頂部 加速度(gal)	141.2	134.0	153.7	326.9
	変位(mm)	81.7	81.6	91.0	2.4
加振時	主塔基部 曲げモーメント(tfm/基)	68758	54131	74905	7173
	水平力(tf/基)	964	906	1018	279
地震応答	最大加速度(gal)	142.1	127.8	128.0	135.1
	最大変位(mm)	82.0	81.6	92.3	82.9
	最大軸力(tf)	673.2	1932.9	984.5	933.3

* Selbergの限界風速の式¹⁰⁾ より

$$V_{cr} = 0.88 \cdot b \cdot \omega_a \cdot \sqrt{\frac{\nu}{\mu}} \left(1 - \frac{\omega_n^2}{\omega_a^2} \right) \cdot C_F$$

ここで、

 V_{cr} ; フラッターレ界風速(m/s) b ; 主桁の総幅の1/2 ω_a ; ねじれ円振動数 ω_n ; 鉛直円振動数 ρ ; 空気密度 C_F ; クレッペルの補正係数(0.8) m ; 質量 I_{xy} ; 極慣性モーメント

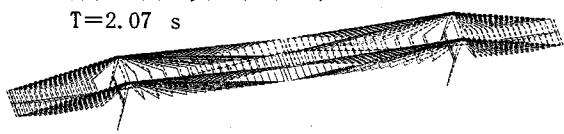
断面の回転半径；

$$r = \sqrt{\frac{I_{xy}}{m}}$$

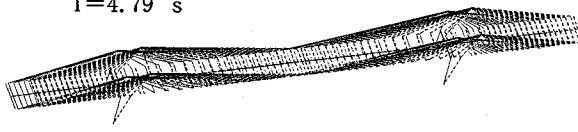
$$\nu = \frac{2r^2}{b^2}$$

$$\mu = \frac{2\pi\rho b^2}{m}$$

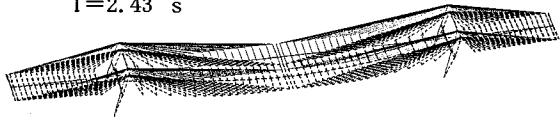
a. 鉛直方向一次 ($\varphi=0^\circ$)
 $T=2.07$ s



b. 橋軸方向一次 ($\varphi=90^\circ$)
 $T=4.79$ s



c. 直角方向一次 ($\varphi=45^\circ$)
 $T=2.43$ s



d. ねじれ一次 ($\varphi=135^\circ$)
 $T=1.08$ s

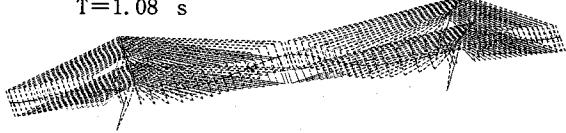
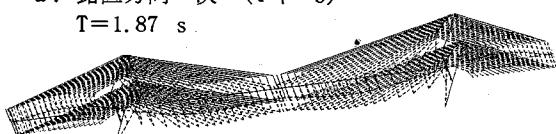
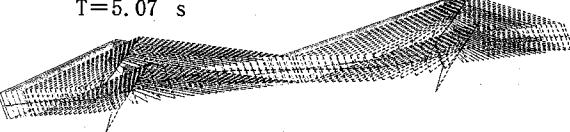


図-21 ケース1 モード図

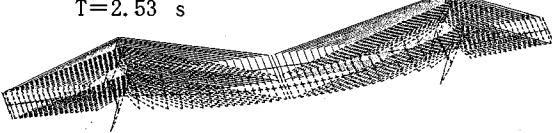
a. 鉛直方向一次 ($\varphi=0^\circ$)
 $T=1.87$ s



b. 橋軸方向一次 ($\varphi=90^\circ$)
 $T=5.07$ s



c. 直角方向一次 ($\varphi=45^\circ$)
 $T=2.53$ s



d. ねじれ二次 ($\varphi=135^\circ$)
 $T=0.93$ s

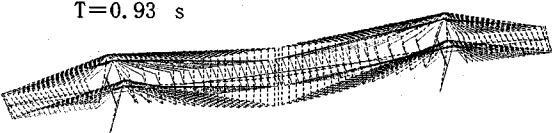
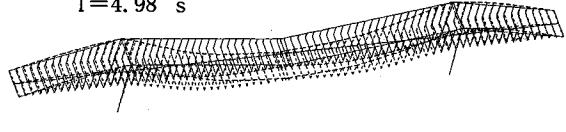
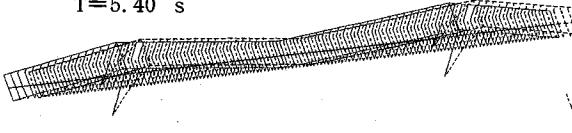


図-22 ケース2 モード図

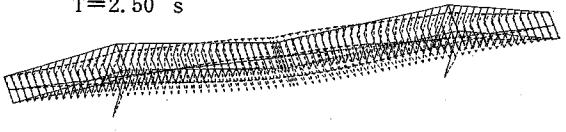
a. 鉛直方向一次 ($\varphi=0^\circ$)
 $T=4.98$ s



b. 橋軸方向一次 ($\varphi=90^\circ$)
 $T=5.40$ s



c. 直角方向二次 ($\varphi=45^\circ$)
 $T=2.50$ s



d. ねじれ二次 ($\varphi=135^\circ$)
 $T=1.84$ s

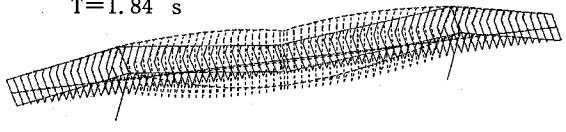
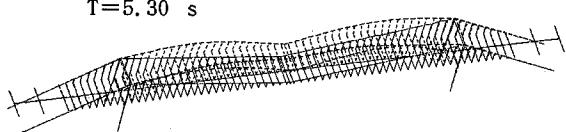
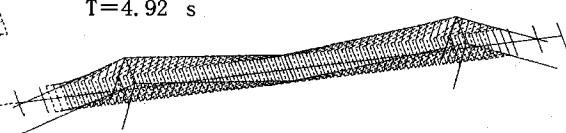


図-23 ケース3 モード図

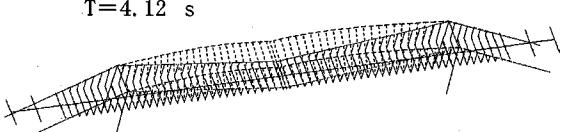
a. 鉛直方向一次 ($\varphi=0^\circ$)
 $T=5.30$ s



b. 橋軸方向一次 ($\varphi=90^\circ$)
 $T=4.92$ s



c. 直角方向一次 ($\varphi=45^\circ$)
 $T=4.12$ s



d. ねじれ二次 ($\varphi=135^\circ$)
 $T=2.22$ s

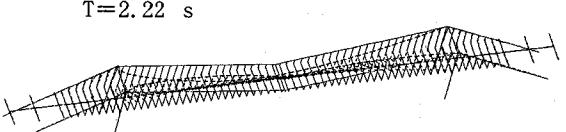


図-24 ケース4 モード図

質量率の高い2次の固有周期に着目して比較すると、ケース3がケース4より13%程度固有周期が短いことがわかる。これは鉛直振動、橋軸直角方向振動と同様であり、メインケーブルがアンカーブロックに定着され塔頂が自定式吊橋と比べて拘束されている。ケース4の方がねじれ振動に対する剛性も高く固有周期も短くなると思われるが、解析の結果は自定式吊橋（ケース3）のほうが固有周期が短くなっている。これも連続桁と3連の単純桁という構造系の違い、または、主桁の軸力の有無による拘束効果の違いによるものと思われる。同じ主塔高の斜張橋（ケース1）と吊橋（ケース3）の固有周期を比べると、吊橋のほうが1.7倍と長く、斜張橋の斜吊りのシステムはねじれ振動に対する剛性を高めることにも大きく寄与していることがわかる。

（2）応答スペクトル解析と限界風速の推定

固有値解析の結果からケース1～ケース4の橋軸直角方向の振動の特性には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みの加振を対象とし、主塔頂部変位・主塔基部最大曲げモーメントおよび最大水平力・主桁最大変位および最大軸力に着目して、耐震性を比較検討した。また、鉛直1次振動とねじれ1次振動の連成フラッターに関し、Selbergの限界風速の算定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-8である。これより以下のことがわかる。

1) 主塔頂部変位に関しては主塔高の低い斜張橋（ケース1）と通常の主塔高の斜張橋（ケース2）は、ほぼ同程度の変位を示しているが、値自体は8cm程度であり橋梁の規模からして問題はない。吊橋ではアンカーブロックを設置した吊橋（ケース4）がメインケーブルをアースアンカーしているため自定式吊橋（ケース3）に比べて明らかに小さな変位となっている。同じ主塔高の斜張橋と自定式吊橋の塔頂変位を比べると若干自定式吊橋のほうが大きな値を示している。

2) 主塔基部曲げモーメントについてはケース1はケース2より大きな値を示している。中央スパン500m規模では主塔は地震時に断面が決定されるため、ケース1のほうが主塔基部の板厚は若干増加するが、これに反して主塔が低くなつたぶん主塔鋼重は減少している。ケース3とケース4を比べると、自定式吊橋の主塔基部曲げモーメントの方が大きいことがわかるが、自定式吊橋は側径間に大きなアンカーを必要としないため、経済的にアンカーブロックを設置した吊橋と比べて有利であることは明らかと思われる。

3) 4ケースの主桁最大変位を比べると若干ケース3の自定式吊橋が他に比べて大きいが、値は9.2cmであり中央スパン500mという規模から判断すると問題はないといえる。

4) 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90m/s以上であり、通常のフラッター限界風速(70m/s～80m/s)に対して問題の

ない値である。

以上より、主塔高の低い斜張橋および自定式吊橋は、耐震性、耐風性の面においてもほとんど問題はないといえる。

6. 結論

本研究では、空域制限のある軟弱地盤地域での経済的な吊形式橋梁の模索という観点から、中央スパン500m規模までは斜張橋および吊橋の主桁断面には応力上の余裕があることに着目し、主塔高さが低く、側径間に大きなアンカーブロックを必要としない、吊橋と同程度の主塔高の自定式斜張橋および自定式吊橋の構造特性を把握することにより、中央スパン500m規模の自定式吊形式橋梁としての両形式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。

主塔高の低い斜張橋に関しては、

1) 主塔高が低い斜張橋はケーブル塔頂集中定着方式を採用することにより、通常の主塔高の斜張橋に比べて主桁曲げモーメントについてはほぼ同等となるが、主桁軸力に対して最大圧縮力で60%増加する。

2) 活荷重たわみについては主塔高の低い斜張橋は通常の主桁高(3.0m)では道路橋示方書のたわみの許容値を若干満足しないが、桁高を高くすることにより道路橋示方書のたわみの許容値を満足する。この場合、主桁高を高くすることによる鋼重増は7%程度である。

3) 上記1), 2)の鋼重増はあるものの中央スパン500mでは全体的に主桁断面に応力上の余裕があり、また、逆に主塔高さが低くなることによる主塔自体の鋼重減が主桁鋼重増と相殺されることとなり、両形式の全体鋼重はほぼ同程度となる。

4) 主塔高の低い斜張橋の座屈に対する安全性を弾性座屈固有値解析により照査すると、死荷重+活荷重に対して約10の固有値を示し、十分な安全性を確保できる。

5) 主塔高の低い斜張橋における動的解析の結果、通常の主塔高の斜張橋と比べて主塔基部の曲げモーメントは3割程度大きくなるが、斜張橋の実績から判断すると耐震性の面からは問題のない大きさである。

6) 主塔高の低い斜張橋のフラッター限界風速は178m/sであり、耐風性の面でも問題はない。

また、自定式吊橋については、

1) 自定式吊橋はアンカーブロックを設置した吊橋と比べると主桁全域に大きな軸圧縮力が導入されるため、両者の全体鋼重を比べると自定式吊橋のほうが13%程度大きくなる。

2) 活荷重たわみについて自定式吊橋は、通常の主桁高(3.0m)では道路橋示方書のたわみの許容値を満足しないが、主塔高の低い斜張橋と同様に、

桁高を高くすることにより道路橋示方書のたわみの許容値を満足できる。この場合、主桁高を高くすることによる鋼重増は7%程度である。

3) 上記1), 2) の鋼重増はあるものの、海域の軟弱地盤においては上部工と下部工の工事費がほぼ同程度であり⁷⁾、このうちの7割~8割をアンカーブロックがしめることを考えると、自定式吊橋はアンカーブロックを必要としないため、経済性に優れる形式である。

4) 自定式吊橋の座屈の固有値は8度となり、多々羅大橋の固有値が5度²⁾であることと比較すると、座屈に対する耐荷力は十分あるといえる。

5) 自定式吊橋において動的解析を行った結果、アンカーブロックを設置した吊橋と比べて主塔基部の曲げモーメントは大きくなるが、斜張橋の実績から判断すると耐震性の面からは問題のない大きさである。

6) 自定式吊橋のフラッター限界風速は114m/sとなることから、耐風性の面では問題はない。

以上より、主塔高の低い斜張橋および自定式吊橋は、主塔高が低く、アンカーブロックを必要としないため、空域制限のある軟弱地盤などにおいては経済的であり、中央スパン500mで十分実現可能な構造形式であることが明らかとなった。尚、両形式間の経済性、景観、施工性等についての優劣比較を行うことも重要であるが、複雑で不確定な要素を含んでいることもあり、今後の課題である。

謝辞：本論文のまとめにあたり、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。本論文が、空域制限のある軟弱地盤上の橋梁形式の選定に対し一つの手

掛かりとなれば幸いと思います。

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) 藤原亨：多々羅大橋の概要、建設の機械化, No. 520, pp. 21-24, 1993.
- 3) 長井正嗣、藤野陽三：1000mを越える自定式斜張橋の構造形式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. 1161-1172 1992.
- 4) 長井正嗣、佐野信一郎、遠藤秋主、奥井義昭：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. 39A, pp. 1075-1088, 1993.
- 5) 金子傑、中山武志、向山辰夫、岩城達思、竹川佐詠子：部分アースアンカー式斜張橋の長大橋への適用性、土木学会論文集, No. 510, VI-26, pp. 113-124, 1995.
- 6) 松川昭夫、日種俊哉、松村博、亀井正博：北港連絡橋主橋梁部の上部構造設計概要、土木学会誌, pp. 11-18, 1987.
- 7) 日本道路協会：道路橋年報（昭和61年・62年度版），丸善, pp. 12-18, 1990.
- 8) M. Ito, Y. Fujino, I. Miyata and Narita: CABLE-STAY-ED BRIDGES *Proceedings of the Seminar, Yokohama, Japan, 10-11 December*, pp. 57-76, 1991.
- 9) 土木学会：鋼斜張橋, pp. 109-225, 1990.
- 10) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説 pp. 25-28, 1980.

(1995. 6. 12 受付)

A PROPOSAL OF SELF-ANCHORED CABLE-SUPPORTED BRIDGE WITH MAIN SPAN LENGTH OF 500M

Suguru KANEKO, Yasuharu FUKASAWA, Tosiyuki SUGIYAMA,
Tatsuo MUKOYAMA and Tatsushi IWAKI

In order to investigate the feasibility of construction of cable-supported bridge at the site where ground condition is poor and/or air route restriction should be considered, the static and dynamic characteristics of both self-anchored cable-stayed bridge with relatively low tower and self-anchored suspension bridge have been discussed. The main span length of bridge considered here is about 500m because of the fact that stress resultant of main girder caused by design loads is considerably lower than its design strength in the existing cable-supported bridges of this scale. The result shows that the application of both types of cable-supported bridges to the above described site may be possible as enough static safety and economy are ensured. It has been also revealed that no problem may occur from both wind and earthquake resistant viewpoints.