

長支間斜張橋の構造計画に関する2, 3の考察

遠藤武夫¹

¹正会員 工博 日本鋼管(株)総合エンジニアリング事業部顧問 (〒100 千代田区丸の内1-1-2)

本研究は、本州四国連絡橋の一つである多々羅大橋(当初計画;吊橋)の橋梁計画再検討にあたって、比較対象とした支間1000m級の長支間斜張橋について、その実用性を追求したものである。再検討開始当時(1988年)の支間500m級までの技術的経験をもとに、支間長大化に伴う課題を抽出し、試設計、構造解析および実験など実証的な手法によって、構造特性と経済性の両面から吊橋との比較を行うとともに長支間斜張橋の構造形式の選定について検討を加え、全橋耐荷力、耐風性、耐震性などについて検証し、1000m級の長支間斜張橋の実用性を示した。この研究成果は現多々羅大橋(中央支間890mの斜張橋)の計画、設計に反映され、現在工事が進められている。

Key Words : *tatara bridge, cable-stayed bridge, load-bearing capacity, wind-rain-induced vibration, aseismic capability*

1. まえがき

本研究は、本州四国連絡橋・海峡部橋梁の一つである多々羅大橋の事業再開にあたり、1973年認可の当初計画である橋梁計画(吊橋)を、アンカレイジ構築による大きな地形改変を避けよという自然環境保全上の社会的要請により再検討する必要が生じたため、代替形式として考えられた支間1000m級の長支間斜張橋の実用性について追求したものである。1988年より研究を始め、既往の斜張橋発展の歴史と当時の支間500m級までに達した技術的経験を踏まえて、支間を長大化することに伴う課題を抽出し、支間890mの多々羅大橋をモデルに、その解決策を見いだすべく試設計、構造解析および実験などの手法により実証的に研究を進めたものである。

2. 斜張橋発展の経緯

斜張橋は、近年において飛躍的に発展した橋梁形式である。図-1に斜張橋の最大支間長の変遷を、また、現在工事中のものも含めた斜張橋の最大支間長に着目した順位を表-1に示す^{1), 2), 3)}。1955年に完成したスウェーデンのStrömsund橋(中央支間長182.6m)が、近代斜張橋の幕開けとされているが¹⁾、鋼製門型タワーで2面・2段ファン形のケーブル形式、鋼製I型断面の2主

桁、ロックドコイルロープのケーブル、ケーブル張力導入を考慮した定着構造の採用、張り出し架設工法の採用等、その後の斜張橋に大きな影響を与えた。その後、斜張橋は種々のケーブルの開発⁴⁾、マルチケーブル(多段)形式、鋼床版箱桁、PC桁、鋼エッジガーダーとコンクリート床版の合成構造や鋼床版箱桁とコンクリート箱桁からなる混合構造などの複合形式の開発^{5), 6)}、さらには、耐風安定性照査手法の確立等の技術開発の結果、僅か40年の間にその支間はおよそ5倍にも伸長している。ドイツから始まった近代斜張橋の技術は、まずヨーロッパ各国に広まり、次にカナダ、アメリカに渡り、今やアジアを含めた広い範囲に普及し、中小橋から長大橋まで急速に進歩し、従来吊橋の領域とされていた500mを超える支間の斜張橋が実現するまでに至っている。

3. 斜張橋と吊橋の支間長変動に伴う構造特性の比較

斜張橋は、前述のように、その適用支間を飛躍的に伸ばしているが、コンピュータによる構造解析技術の進歩により高次の不静定構造の解析が容易となったこと、高強度・疲労特性に優れたケーブルが開発されたこと、長支間化を目指した斜張橋の設計・施工が積み重ねられて高精度の施工管理技術が発達したこと等に

中央支間(m)

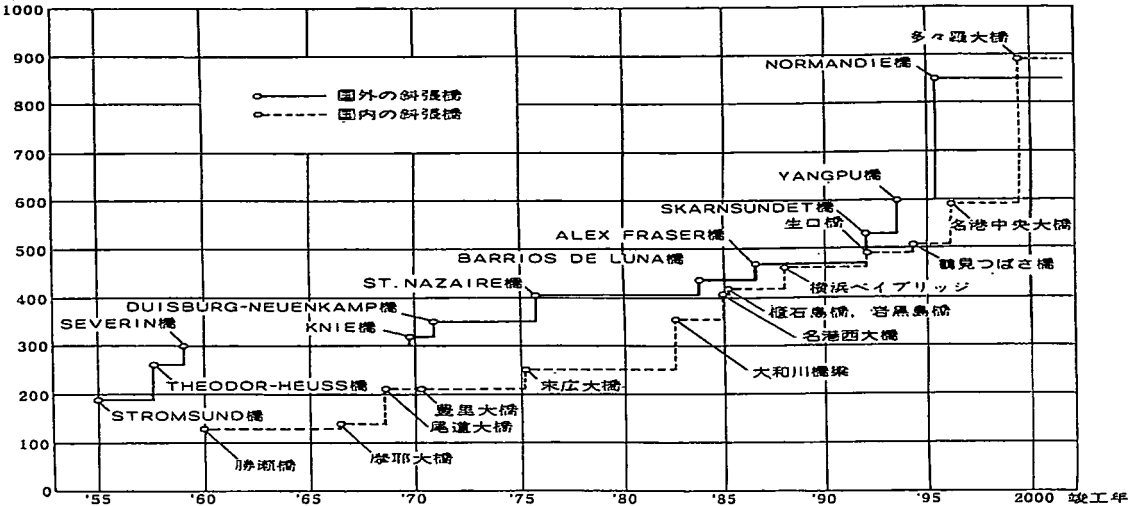


図-1 外国と日本の斜張橋の最大支間長の変遷

表-1 斜張橋の順位 (最大支間長による比較)

順位	橋名	中央支間長	国名	完成年	種別
1	多々羅大橋	890m	日本	1999 (予定)	複合
2	Normandie 橋	856m	フランス	1994	複合
3	Qingzhou Minjiang 橋	605m	中国	設計中	鋼
4	Yangpu 大橋	602m	中国	1993	複合
5	名港中央大橋	590m	日本	1997 (予定)	鋼
5	Xupu 橋	590m	中国	1997 (予定)	複合
7	Rion-Antirion 橋	560m	ギリシャ	設計中	複合
8	Skarnsundet 橋	530m	ノルウェー	1991	PC
9	Jusi 橋	512m	中国	1997 (予定)	複合
10	鶴見つばさ橋	510m	日本	1994	鋼
11	生口橋	490m	日本	1991	複合
12	東神戸大橋	485m	日本	1994	鋼
13	Zhanjiang Bay 橋	480m	中国	設計中	PC
13	女神大橋	480m	日本	未定	鋼
15	西海大橋	470m	韓国	1998 (予定)	複合
16	Alex Fraser 橋	465m	カナダ	1986	複合
17	横浜ベイブリッジ	460m	日本	1989	鋼
18	Second Hooghly 橋	457m	インド	1989	複合
19	Second Severn 橋	456m	イギリス	1996	複合
20	Queen Elizabeth II 橋	450m	イギリス	1991	複合
20	Rama IX 橋	450m	タイ	1987	鋼
22	Chongqing Second 橋	444m	中国	1996 (予定)	PC
23	Ingeniero-Carlas-Fernandez -Casado 橋 (Barrios de Luna)	440m	スペイン	1983	PC
24	Tongling 橋	432m	中国	1995	PC
25	Kapsuimun 橋	430m	香港	1997 (予定)	複合
26	Helgeland 橋	425m	ノルウェー	1991	PC
27	Nanpu 大橋	423m	中国	1991	複合
28	櫃石島橋	420m	日本	1988	鋼
28	岩黒島橋	420m	日本	1988	鋼
28	Vasco de Gama	420m	ポルトガル	1998 (予定)	PC
31	Yuanyang Han Jiang 橋	414m	中国	1993	PC

注) 複合は、広義に解釈し、塔又は桁の一部にPC又はRCを用いたものとした。

表-2 試設計の桁断面

Lc (m)	吊橋形式				斜張橋形式					
	タイプ	ケーブル間隔 (m)	桁幅 (m)	桁高 (m)	タイプ	ケーブル間隔 (m)	桁幅 (m)	桁高 (m)		
500	A	22.5	20.1	2.2	A	22.0	22.2	2.5		
700	A	23.0	26.6	2.6	A	22.0	22.2	2.6		
900	A	25.0	29.5	3.35	A	22.0	22.2	2.7		
1100	B	27.0	32.3	4.3	A	24.0	24.2	2.8		
1300	B	29.0	36.0	5.3	A	26.0	26.2	3.0		
1500	B	31.0	39.5	6.3	B	29.0	28.7	3.2		
2000	B	36.0	49.1	9.0	B	34.0	33.7	3.6		
タイプ	A					A				
	B					B				
凡例										

よるところが大きく、他の橋梁形式と比べて、次のような構造特性を有している。

- ①塔、桁、ケーブルは引張または圧縮応力状態で使われるため、曲げ応力成分が比較的小さく材料の使い方が合理的である。
- ②ケーブルプレストレスにより塔・桁の曲げモーメントの調整が可能で合理的な断面設計が出来る。
- ③ケーブル、塔、桁がトラスを構成するため、鉛直荷重に対する変位が小さい。
- ④ケーブルが塔より斜めステー状に配置されるため橋全体の剛性が高まり、吊橋と比べ長支間化にともなうねじれ剛性の低下が少なく、耐風安定性上有利である。
- ⑤吊橋のアンカレイジ設置に必要とされる良好な地盤条件が橋梁計画上の前提条件とはならない。
- ⑥ケーブルを利用した張出し架設が可能となり、合理的な架設が可能である。

また、斜張橋は、ケーブルの配置、塔の形状、主桁断面の形状、主桁の支持形式、使用材料、支間割など設計・施工上の自由度が高く、多様な構造形式を採り得るため、斜張橋の数多くの事例の中で、ほとんど同

一形式のものがみられないほどである。

本研究においてモデルとした多々羅大橋は、中央支間長が約900mの長支間斜張橋で、既往の斜張橋を大きく上回る事となる。このため、十分な安全性を確認するためには、単に900m級斜張橋の設計成果のみで判断するだけでなく、支間長の変動に伴う構造特性を幅広く検証しておくことが、また、明石海峡大橋に至るまでの構造特性の明らかな既応の吊橋との対比において実用性を確認しておくことが重要と考えられ、鋼箱桁3径間連続斜張橋および鋼箱桁2ヒンジ吊橋の試設計を行い、構造特性の変化や経済性についての比較検討を行った^{7),9)}。

(1) 試設計の概要

試設計のスケルトンを表-2に示す。試設計にあたって、吊橋については完成または施工中の箱桁吊橋の設計諸元を参考とし^{9),10),11)}、中央支間のサグ比を1/10、側径間比を0.3とし、中央支間長に応じた桁断面を試算して諸元を設定した。一方、斜張橋では、生口橋⁷⁾などを参考に塔高比を1/5、側径間比を0.3とし、中央支間長の増大による桁軸力の増加に対応できる桁断面を試

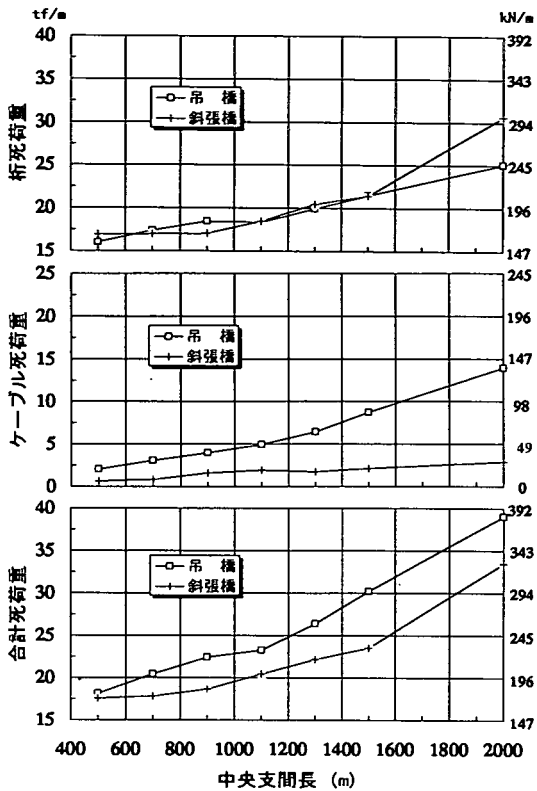


図-2 死荷重の変化

算し設定した。特に、①ケーブル間隔については、吊橋および斜張橋ともに中央支間長の増大に合わせてケーブル中心間隔を増大させるとともに主桁幅も増大させた。これは、吊橋では十分なフラッター限界風速を確保するために桁のねじり剛性の増加を意図したものである。②幅員構成の面から主桁幅に応じて自転車歩行者道(自歩道)を狭幅員ではブラケット上に(Aタイプ)、広幅員では主桁上に(Bタイプ)設けることとした。③桁高は、吊橋では上記ケーブル間隔と同様の主旨から、中央支間長の増大に合わせてねじり剛度を向上させるために桁高を大きくしている。斜張橋では、増大する軸力に対応した断面が構成できる程度の桁高を設定している。

(2) 結果と考察

a) 荷重

試設計の結果、算定された死荷重を図-2に示す。中央支間長1500m程度までは、吊橋と斜張橋の桁死荷重は、おおむね等しい値となったが、中央支間長2,000mでは斜張橋の桁の死荷重が非常に大きくなった。これは中央支間長の増大が桁軸力の増大を招き、桁断面積を増やす必要があり、またこれによる桁軸力の増大を

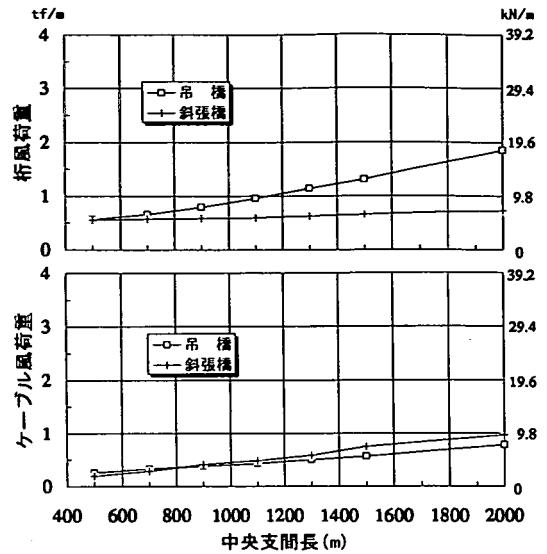


図-3 風荷重の変化

もカバーする必要があるためである。ケーブル死荷重は、吊橋は斜張橋に比較し、3~4倍程度の死荷重となっている。死荷重合計では、ケーブルの影響が大きく、吊橋は斜張橋に比べ2~3割程度大きな値となっている。

風荷重の大きさを図-3に示すが、桁に作用する風荷重は、吊橋では中央支間長の増大とともに桁高が大きくなっているため、斜張橋に比べより大きくなっている。一方、ケーブルに作用する風荷重は両形式での差が小さい。風荷重の影響は、長支間化するに従って吊橋でより大きい、斜張橋では桁が分担する風荷重の割合が吊橋以上に大きく、桁の断面設計に対する風荷重の影響が大きい。

b) 桁の断面積および剛性

桁の断面積は、桁死荷重と同様、斜張橋では中央支間長が1500mを超えると、桁軸力の増大に対応するため飛躍的に大きくなる。桁の断面2次モーメントおよび極2次モーメントは、吊橋では桁高の増加に伴い桁剛度が向上し、特に中央支間2000m案ではフラッター限界風速を満足するために大きな値が必要となっている(図-4)。

c) 断面力

斜張橋では桁に大きな軸力が作用し、桁軸力は中央支間長の増加に伴い著しく増大するが、鉛直方向の桁の曲げモーメント(D+L+T)は、吊橋に比べ斜張橋は小さい値となっている。これは、主に桁の支持機構、すなわちケーブルによる多径間連続弾性支持の機構によるものと考えられる。一方、橋軸直角方向の桁の曲げモーメント(D+W+T)では、風荷重に対する桁の分担が

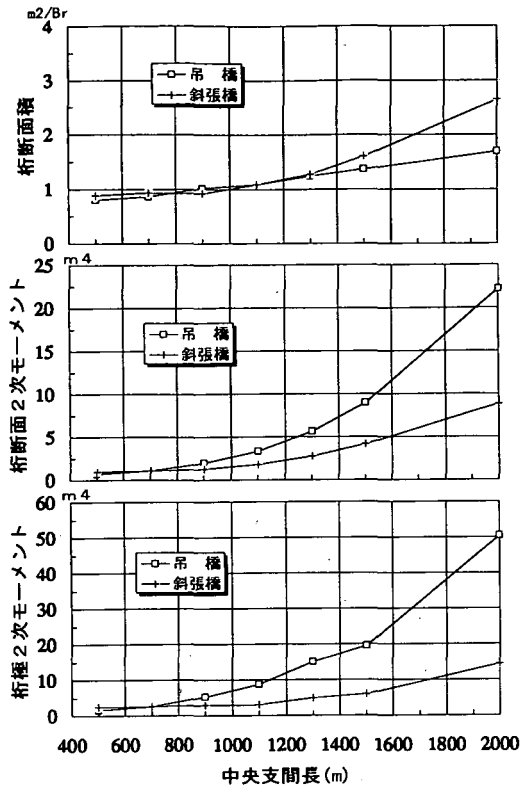


図-4 桁の断面積および剛性の変化

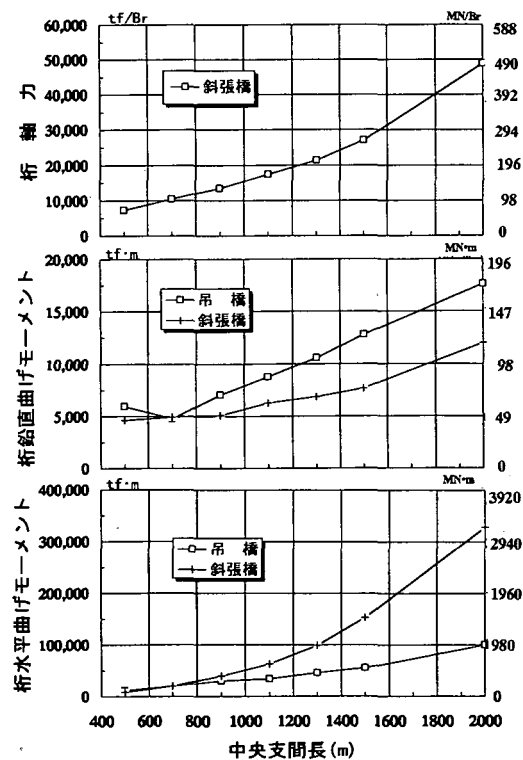


図-5 桁の断面力の変化

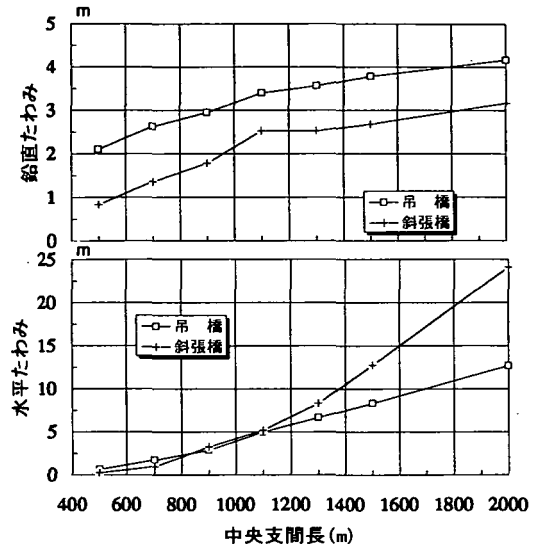


図-6 桁のたわみの変化

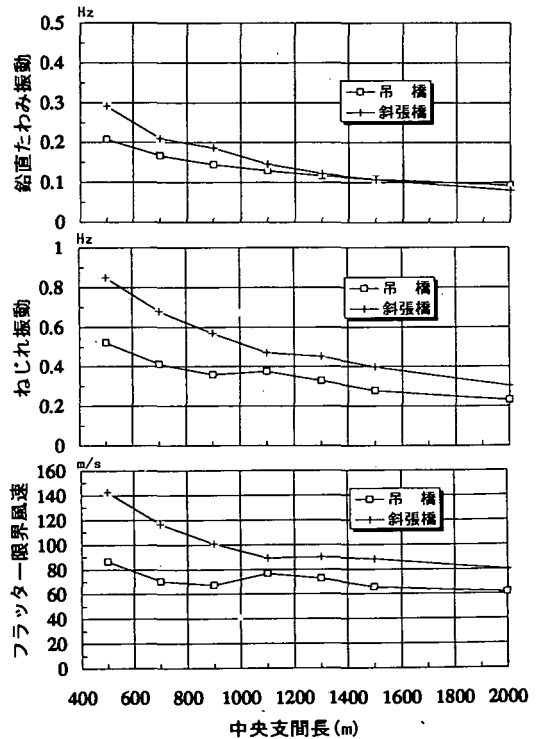


図-7 振動特性の変化

斜張橋の方が大きいので吊橋に比べ大きい値となっている(図-5)。ここに、D=死荷重、L=活荷重、W=風荷重、T=温度である。

d) たわみ

斜張橋の桁の鉛直たわみは、桁自体の鉛直方向剛性が小さいにもかかわらず吊橋に比べ小さい。これは斜

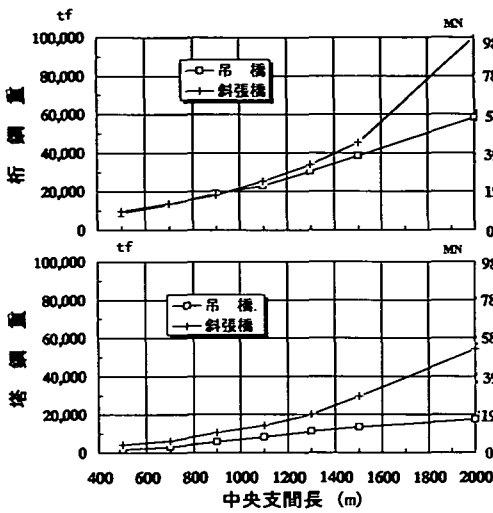


図-8 上部工鋼重の変化

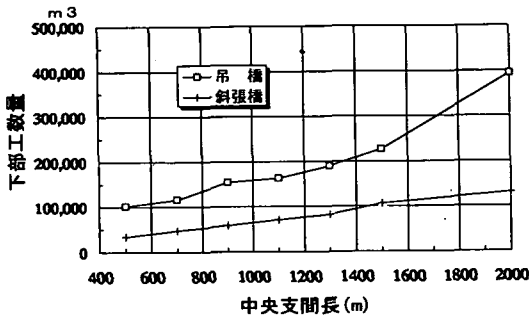
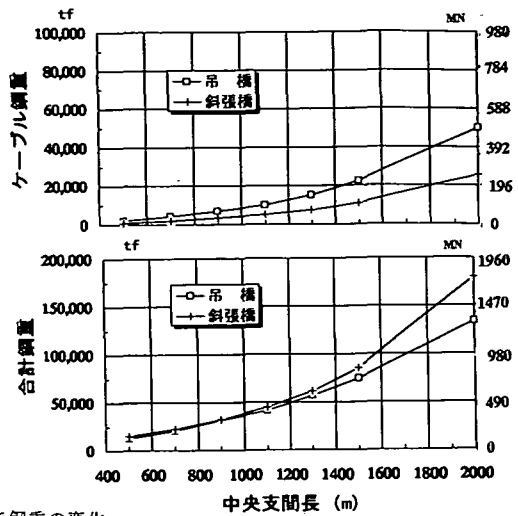


図-9 下部工数量の変化

張橋では、桁のたわみが主として最上段ケーブルの伸びに支配されるためである。一方、水平たわみ(D+W+T)は、水平曲げモーメントと同様の理由により斜張橋の方が大きくなっている(図-6)。

e) 振動特性

鉛直たわみ振動は、吊橋と斜張橋での差は比較的小さいが、中央支間長1500m程度までは、斜張橋の振動数が高く、それ以上では吊橋のほうが高くなる傾向が見られる。ねじれ振動は、吊橋および斜張橋ともに、中央支間長の増大に伴い低下するが、斜張橋は吊橋に比べ全体的に高い値となっている。これは、斜張橋ではケーブルが構造全体のねじり剛性を増加させる効果を有していること、および斜張橋のケーブル断面が吊橋に比べ著しく小さいため極慣性モーメントが小さくなっていることによるものと考えられる。これらの振動解析から得られた振動数を基に求めたフラッター限界風速¹²⁾は、ねじれ振動数の影響を大きく受け、ねじれ振動数と同様の傾向を示す。このため吊橋では、特に中央支間長の増大により所要のフラッター限界風速を満足することが大きな課題となるが、同規模の斜張

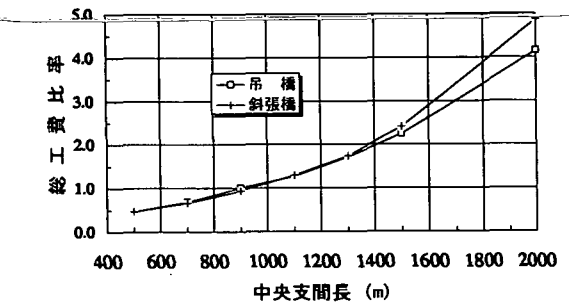


図-10 総工事費比率

橋ではより容易に満足し得ると言える(図-7)。

f) 上部工鋼重および下部工数量

試設計の結果得られた上部工鋼重を図-8に示す。桁鋼重では、中央支間長1000m以下では差は少なく、それ以上では支間長の増加により斜張橋が吊橋を急激に上回る傾向を示す。ケーブルについては、吊橋は斜張橋に比べ約2倍近い鋼重となる。塔鋼重は、塔高比に応じて斜張橋のほうが大きくなっている。上部工全体の鋼重は、中央支間長1000m以下では差は少ないが、それ以上では、斜張橋が吊橋をやや上回る傾向となる。下部工設置位置での地形条件および地質条件は全ての設計案で共通のものとして算出した。下部工数量としてはコンクリート量の合計値で示した。アンカレイジを必要とする吊橋の方が常に大きな下部工数量となっており、中央支間長2000mの吊橋では特に大きい(図-9)。

g) 工費

工費算出では、単価の設定が問題であるが、ここではひとつの目安を得ることを目的として、これまでの吊橋と斜張橋の実績を参考に単価設定を行い、L=900

mの吊橋の工費を1.0として、中央支間長の増大に対する斜張橋と吊橋の工費比率の変動を推定した。この結果、図-10に示すように、総工費では、吊橋と斜張橋で有意な差は少なく、特に中央支間長1500mまでは吊橋および斜張橋でほとんど差が生じていない。しかし、中央支間長2000mでは、斜張橋は桁鋼重が大きいことから、吊橋案に対し工費増が見られる。

(3)まとめ

中央支間長500m～2000mの試設計の結果から、支間長1500m位までの規模では、斜張橋は吊橋に比べ、構造特性および経済性の面においても有意な差はなく900m級の斜張橋であれば、既往の500m級斜張橋の設計法の延長線上での設計が可能であり、実用性も充分にあると考えられる。しかし、長支間斜張橋は、吊橋に比べ実績が少なく、供用年数も短いため未だ現出していない問題があると思われるが、当面、特に以下の事項については十分検討する必要があると考えられる。

①中央支間長の増大は、桁軸力の著しい増大を招くことから、長支間斜張橋では大きな軸力を受ける桁断面の設計法、特に耐荷力照査方法の確立。

②風荷重は、吊橋にくらべ小さくすることが可能であるが、その多くを桁が負担することから、風荷重に対する経済的な断面設計。

4. 多々羅大橋の橋梁計画

既往の斜張橋の特徴をふまえて、1000m級を対象に主要な構造形式について試設計や解析により比較検討を行い、多々羅大橋の橋梁形式として、図-11の一般図に示す側径間に中間橋脚を有する自定式鋼箱桁斜張橋を選定した^{9), 13), 14), 15)}。

自定式を選定したのは、自定式は他定または一部他定式に比べてアンカレッジの設置の必要がないことから、陸上部の地形改変が少なく、架設新たに解決すべき課題が少ないからである。

また、3径間自定式斜張橋では、側径間の剛性が橋梁全体の挙動に大きく影響することから、多々羅大橋の架橋地点の地形条件も考え、側径間を小さくし、中間橋脚を設けて、側径間の剛性を増すとともに負反力対策として中間橋脚と端支点間をPC桁とする複合形式を採用した。

ケーブル配置は、長支間斜張橋では特にケーブルの支持効率や桁軸力の軽減の面で有利となるファン形式とし、PC桁と鋼桁の接合部付近のケーブル間隔を徐々に変化させてケーブル間隔の急変を緩和するとともに、最下段ケーブルの桁側定着点を塔に近付けること

で塔を中心に扇を開いた形状とするように配慮した。

塔の上部は耐風性と景観に配慮して上部にスリットを有する逆Y型塔を採用し、塔の下部は塔面内の剛性の確保と景観に配慮して塔柱基部を拡幅した形状とした。

桁形状は、両端に自転車歩行者道を配置し、耐風安定性および船舶用レーダー偽像に配慮してフェアリングを設置した。

橋軸方向の支持形式は、図-12に示すように塔基部曲げモーメント、暴風時の桁端変位、塔頂変位を考慮し、また塔頂スウェイモードの全体座屈を防止するため、塔部支点において4000tf/m/Br.(39.2MN/m/Br.;橋全体に必要なバネの強さ)のばねで弾性固定し、側径間の桁の支持条件は橋軸方向に可動とした¹⁶⁾。

多々羅大橋は従来の規模を大きく超える長大斜張橋であるために、その構造形式を決定するに当たっては種々の角度から構造特性を検討し、合理的な斜張橋の構造形式を決定する必要がある。以下に、長支間斜張橋の構造計画を策定するに当たり、特に慎重な検討が必要と考えられた2～3の課題についてのべる。

(i)斜張橋の耐荷力

ケーブルを除く構造要素は軸圧縮力が卓越するので、従来の規模を大きく超える長支間斜張橋を安全、確実に実現するためには、部材断面設計上の構造特性を把握するばかりでなく、それらの構造形式が斜張橋全体の耐荷力に及ぼす影響をも検証しておくことが重要である。

a) 支承形式による座屈特性の影響

斜張橋の耐荷力は、桁の橋軸方向支持形式により大きく左右される。支持形式としては、タワーリンク、ペンデル支承、ローラー、ばね支持等が考えられる¹⁾。これらの支持形式が斜張橋の全体耐荷力におよぼす影響は文献16)に詳述しているがその結果を要約すると以下のとおりである。

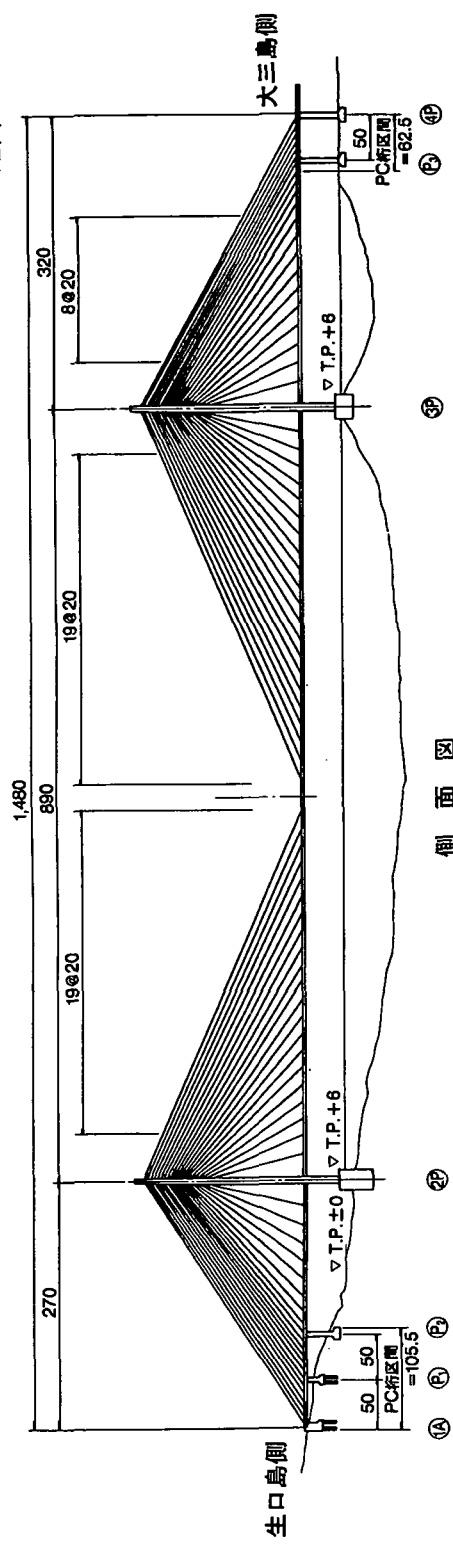
①オールフリーや、負のばね効果を有するペンデル支承では塔が座屈するモードを示し、座屈強度が低い。特に、ペンデル支承形式では(D+L)に対する座屈固有値が1を切り、不安定となる。

②主塔部に正のばね効果を有するタワーリンクや、弾性ばね支持の場合、桁が座屈するモードとなり、座屈強度も高くなる。

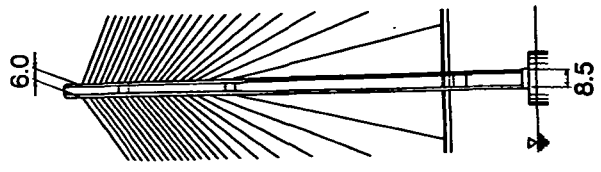
b) 面外方向座屈特性

立体骨組モデルによる弾性座屈固有値解析の結果、桁が水平方向にはらみだす座屈モードは19次まで見られず、また固有値も桁の面内座屈に対し2倍以上であり、面外座屈の心配は少ない¹⁷⁾。

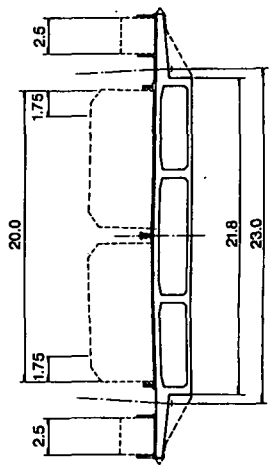
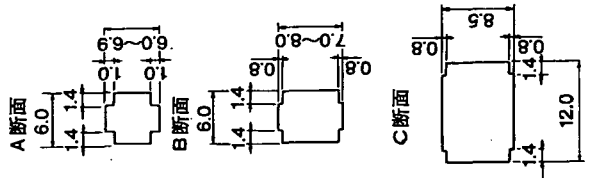
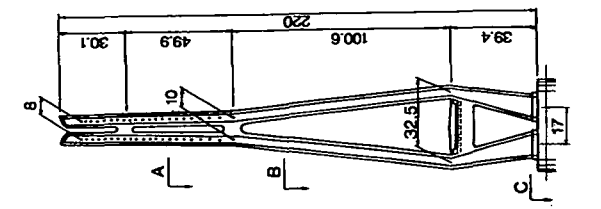
単位(m)



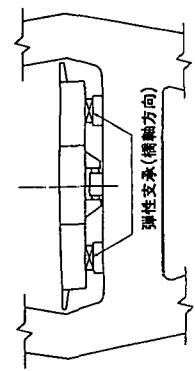
側面図



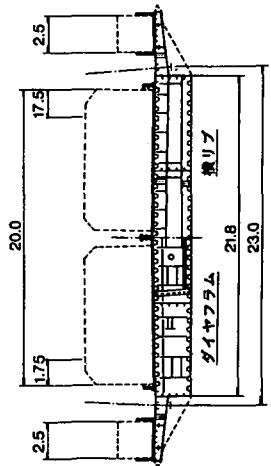
塔寸法図



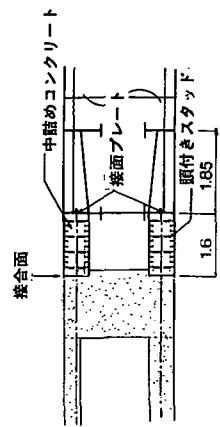
PC桁断面図



弾性支承配置図



鋼桁断面図



鋼桁とPC桁の接合部

図-11 多々羅大橋の一般図

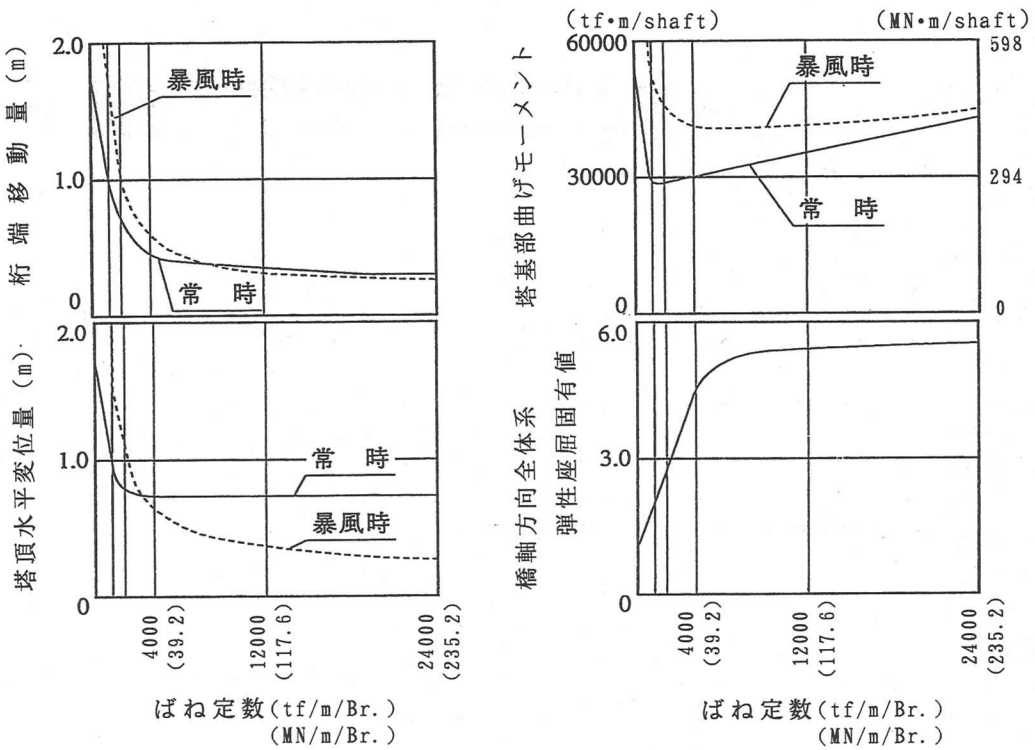


図-12 橋軸方向塔部弾性固定ばね定数と諸特性

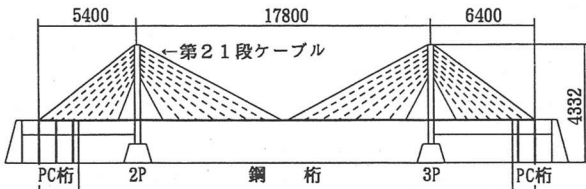


図-13 試験体一般図 (単位 mm)

表-3 実橋と模型の相似則

項目	相似率	
幾何縮尺	1/S	
断面係数	断面面積	R/S ²
	断面2次モーメント	R/S ⁴
荷重強度	R/S	
断面力	軸力	R/S ²
	曲げモーメント	R/S ³
応力	1/1	

c) 全橋耐力

900m級斜張橋の全体耐力は座屈特性に支配されることになり、数値解析の結果では塔部弾性固定とした場合、桁の座屈が塔の座屈に先行し、これまでの500m級斜張橋の耐力特性と異なる特性を有する^{7),9)}。また、耐力に影響を及ぼす要因の中で数値解析では適切なモデル化が困難な初期不整等の影響も考えられるた

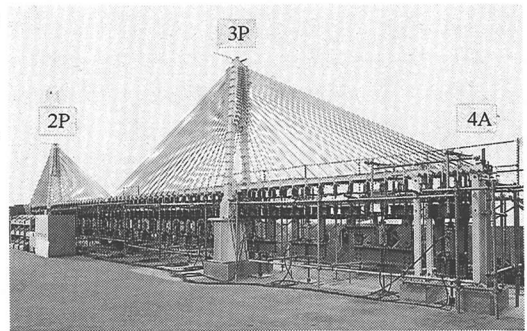


写真-1 全体模型による耐力試験

め、耐力を実験的に確認することを目的として大型耐力試験を実施した。試験によって確認する主な項目は、①数値解析との比較、②終局時変形形状の確認、③全体耐力を支配する箇所の確認等である¹⁷⁾。

1) 模型

模型は図-13に示すように、幾何縮尺S=1/50を基本としたが、模型部材の製作上から最小使用板厚を4mmとしたため、製作上の倍率R=13.7となった。したがって、実橋と模型の相似則は表-3に示すようになる。

2) 荷重方法

荷重方法は写真-1に示すように、桁の全てのケーブル

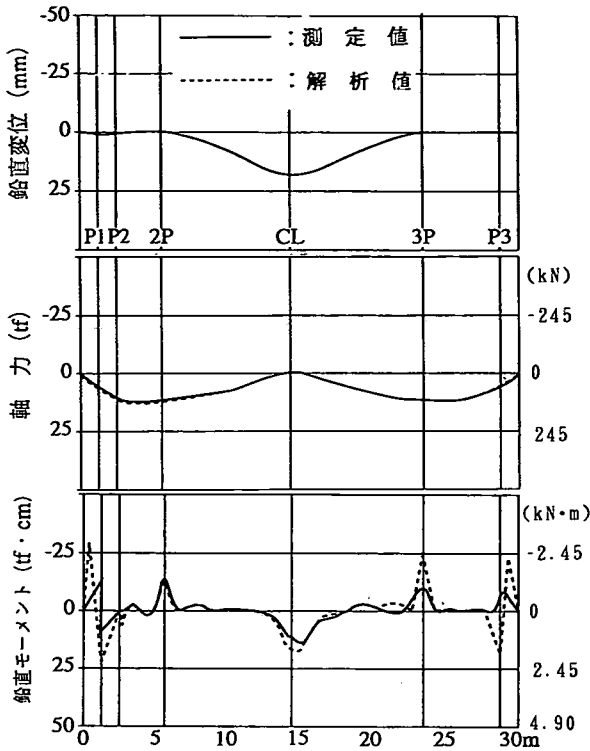


図-14 主桁の変形と断面力の比較

ル着点からピンで連結されトーナメント形に配置された荷重伝達バーを介して、アースアンカーされた油圧ジャッキにより鉛直方向に載荷した。載荷荷重は、模型全長に渡る等分布荷重で、 γ (D+L)の荷重パターンの γ を模型が崩壊するまで順次増加させた。

3) 数値解析

試験の初期状態の確認のために初期の載荷状態については微小変位理論による弾性骨組解析を、また終局耐荷力状態の変形状態および耐荷力の評価については有限変位理論¹⁹⁾による弾塑性骨組解析を実施した。

4) 結果と考察

図-14に等分布荷重載荷時の主桁の変形と断面力を解析値と合わせて示す。測定値の曲げモーメントは模型桁断面の上下面に貼ったワイヤーストレインゲージによる歪より求めたもので、曲げモーメントの急変する位置では解析値との差があるものの、全体的な分布は良く一致し、また鉛直変位、軸力とも非常に良く一致しており、試験体の初期状態の設定、載荷状態とも耐荷力試験を実施するに十分な精度を有しているのが確認された。

活荷重を全載させた状態の γ (D+L)の荷重パターンで γ を増加させていくと、実験および解析ともに、先ず2P側側径間の一部の断面で塑性化が生じたが、全

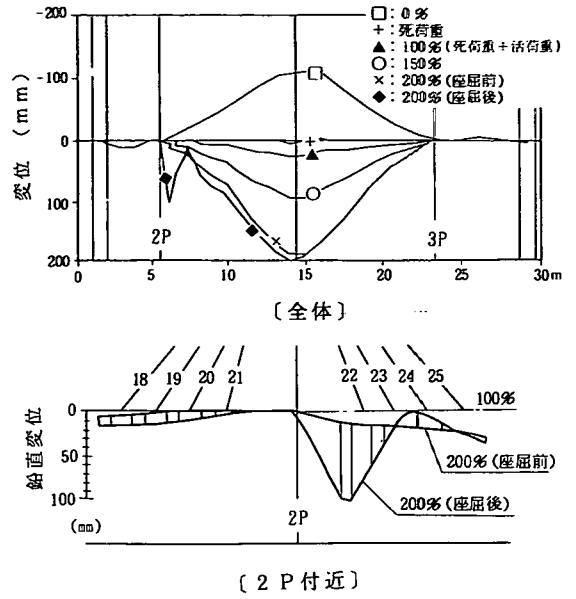


図-15 主桁の変形(実験)

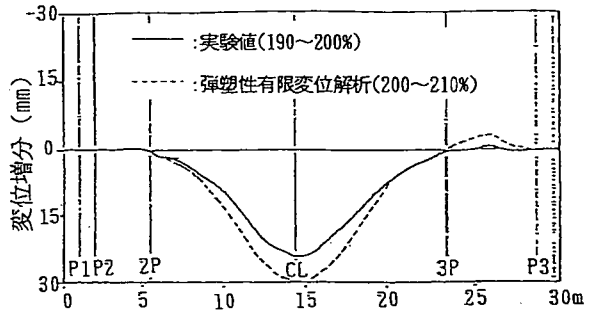


図-16 荷重倍率増加に伴う変位増分

体系が不安定になるまでには至らなかった。さらに荷重を増加すると、中央径間の2P塔直近の桁の鉛直変位が急激に増大し、その結果直近ケーブルが破断することによって桁が崩壊し、全体系の耐荷力を決定することとなった。図-15に各荷重段階での主桁の変形と桁が崩壊した前後の桁の変形を拡大して示す。

最終耐荷力は、活荷重全載荷時の状態を100%としたとき、実験値 $\gamma=200\%$ 、解析値 $\gamma=215\%$ であり、比較的良い一致を示したが、解析値の方が耐荷力を高めに評価している。図-16に $\gamma=190\%$ から $\gamma=200\%$ での変位の増分の実験測定値と、 $\gamma=200\%$ から $\gamma=210\%$ までの変位の増分の解析値を示す。荷重倍率の違いにより絶対値には差があるものの、解析は実験の変形状態を良く追跡しており非常に良く一致した変形性状を示している。2P塔の直近の桁の変位増分に不連続になっている所で座屈が生じた。

表-4 多々羅大橋のケーブル諸元

形 式	マルチタイプファン形式(2面吊り)
ケーブル本数	168本(21段)
素線構成	$\phi 7\text{mm}$ (亜鉛メッキ) $\times 151 \sim 379$ 本/ケーブル
防錆処理方法	ポリエチレン被覆(ノンラクトタイプ)
ケーブル外径	110~170mm
ケーブル長	108~462m
ケーブル重量	5~56tf/ケーブル, 49.0~121.8kgf/m 49~549kN/ケーブル, 0.480~1.194kN/m
固有振動数	0.26~1.05Hz(完成時、1次モード)

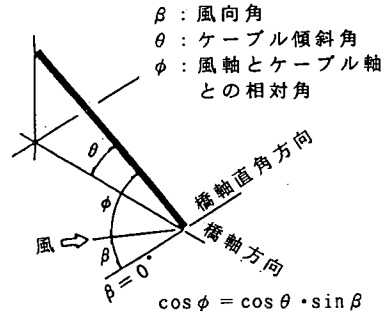


図-17 ケーブルと風向の相対角(ϕ)

d) まとめ

従来の規模を大きく超える1000m級の長支間斜張橋を安全、確実に実現する上で、斜張橋全体系の耐荷力に及ぼす影響を種々の角度から検討した結果は次の通りである。

- ①長支間斜張橋の耐荷力を確保するためには、なんらかの橋軸方向の拘束が必要である。
- ②900m級斜張橋では少なくとも4000tf/m/Br(39.2MN/m/Br.)以上のばねに相当する拘束が適切である。
- ③桁の橋梁面外方向への座屈強度は、A形塔に起因する橋軸直角方向のケーブルの傾斜の効果によりかなり高くなり、面外座屈の心配は少ない。
- ④終局耐荷力を評価する場合には、非線形の影響を考慮することが重要である。特に、材料による非線形性の影響は大きく、また残留応力の影響はその他の初期不整よりも影響が大きいため注意が必要である。
- ⑤長支間斜張橋の耐荷力特性は弾塑性有限変位解析により全体耐荷力および座屈位置とも十分に把握できる。しかし、弾塑性有限変位解析は斜張橋の終局耐荷力を高めに評価することがあるので注意が必要である。
- ⑥全体耐荷力を支配する箇所は1カ所に限定されず、架設誤差などの生じ方によっては、中央径間側の塔近辺の桁や側径間側の桁等が弱点になることもあり、注意を要する。

(2) ケーブルの耐風性

a) 斜張橋ケーブルの振動現象と検討課題

斜張橋の支間長が増大してもマルチケーブル形式の場合には、1本当たりの張力は大きくならないため、ケーブル径やケーブルの単位長さ当たりの重量などの諸元を既存橋梁と同程度のもので構成することが可能である。したがって、ケーブルの振動特性からはケーブルの長尺化に伴う固有振動数の低下が問題となる。わが国の既存の斜張橋でケーブルの固有振動数が最も低いものは0.5Hz程度であるが、多々羅大橋では6割以上のケーブルの固有振動数が0.5Hzを下回り、最長ケーブルの固有振動数は0.26Hzである。このため、耐風性を照査する際の無次元風速範囲が倍増するとともに、対象とする振動モードが広範囲となり、制振対策を検討する上での要求条件がより多様化することになる。

風によるケーブルの振動現象としてはレインバイブレーション、ウェイクギャロピング、渦励振、ギャロピング等が観察されているが¹⁵⁾、ここでは励振力が大きく、その振幅が危険なほど大きくなる可能性のあるレインバイブレーションについて検討する。これまで観測されたレインバイブレーションの特徴として①架橋地点が風の乱れが少ない地形であること、②表面の

滑らかなケーブルであること、③ケーブル径が120~200mm程度であることなど、振動の発生条件が判ってきており²⁰⁾、またその発生メカニズムも明らかにされつつある。多々羅大橋のケーブルでレインバイブレーションが発生した場合、最も解決に困難な振動と考えられ、風洞試験によるケーブルの耐風性の検討を行った。表-4に多々羅大橋のケーブルの諸元を示す。

b) 風洞試験

風洞試験は、多々羅大橋の最上段ケーブルを想定し、直径155mm、長さ12mの実物PE管を用いた剛体模型を鉛直方向および水平方向の振動が可能のように2自由度にばね支持し、吹き出し口上部に設置した散水ノズルにより降雨状態を再現させ、固有振動数、構造減衰率、風向とケーブルの相対角度(図-17)、気流条件などを変化させて基本的な特性を調査した¹⁴⁾。ただし、実際のケーブルの構造減衰率は非常に小さいので、風洞試験ではスクルーン数(Sc)により換算した構造減衰率(δ^*)を用いている。試験結果の代表例を図-18に示すが、振動特性として次の点が明らかとなった。

- ①既存の斜長橋では見られなかった、低振動数域(0.26~0.54Hz)の固有振動数を有するケーブルでも、レインバイブレーションの発生が認められた。
- ②ケーブルの構造減衰が対数減衰率で $\delta = 0.02$ 程度であればレインバイブレーションは限定的な振動に抑制される。
- ③ケーブルと風向の相対角 $\phi = 45^\circ$ の時、発生風速が最も低くなる。

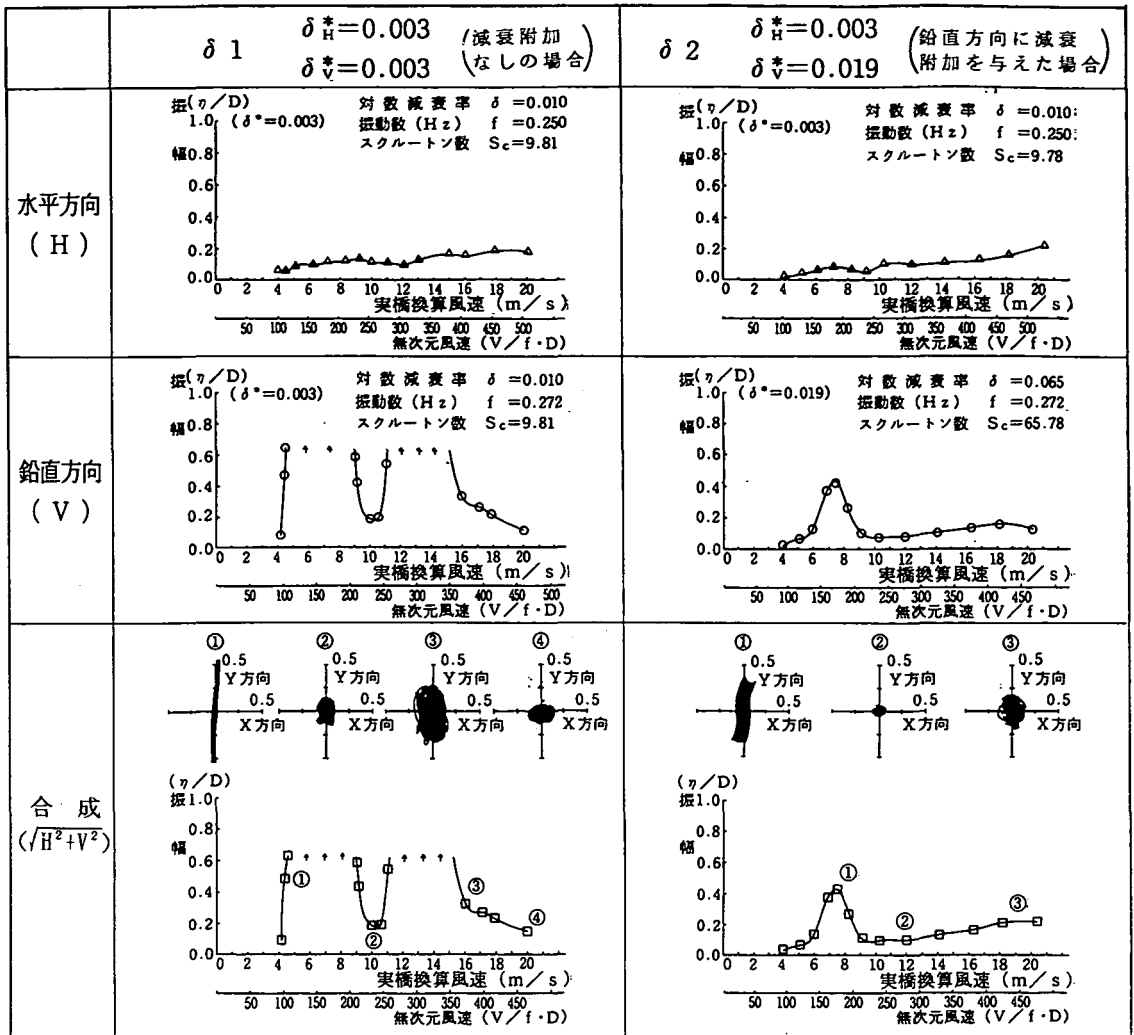


図-18 支持条件および構造減衰の影響 (相対角度 $\phi = 45^\circ$, 一様流, 2自由度支持)

④気流の乱れ強さが大きくなると一様流中に比べ振動がやや抑制される。

c) 長尺ケーブルの制振対策

レインバイブレーションについて、これまでに実施されている制振対策としては、ケーブル間連結, 減衰付加, 空力的対策などの方法があり²³⁾, 各々実施例がある。

空力的対策はケーブルの表面形状を加工し, 振動の発生機構そのものを空気力学的に阻害し制振する方法であり, 他に特別な制振装置を必要としないため, ケーブルが長尺化することに伴うケーブル間連結方式や減衰付加方式で生ずる, 例えば, 連結ケーブルの疲労破断や路面より高い位置に配置されることになるダンパーの維持管理上の問題等が避けられる利点を有す

る。振動発生の要因とされる降雨時のケーブル表面の水路形成の阻害や剥離位置の制御などに着目した種々の形式が研究, 提案されているが, 現時点での実施例は, わが国では東神戸大橋の1橋のみである^{22), 23)}。

東神戸大橋に採用された平行突起ケーブルについて, 多々羅大橋の最長ケーブルに相当する低振動数域での効果は風洞試験により十分な制振効果が確認されたが, ケーブル断面形状²³⁾が粗に加工されているために, 抗力係数が円形に比べ大きい。多々羅大橋では抗力係数の小さな円形ケーブルの場合でもケーブルの受ける風荷重が橋全体の受ける風荷重の3割に達しているので, 抗力係数の大きなケーブルを用いることは風荷重の増大を招き, 塔基部や桁の塔部支点近傍および中央径間中央部の断面設計に大きく影響を及ぼす。

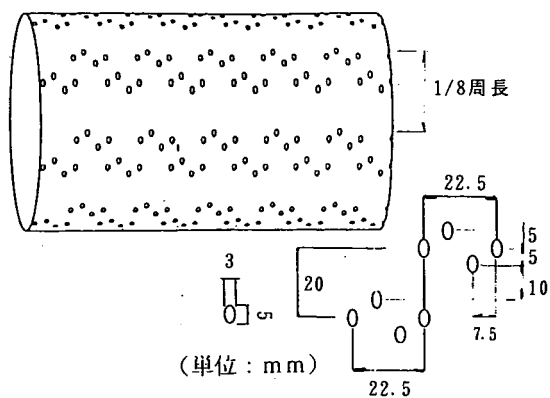
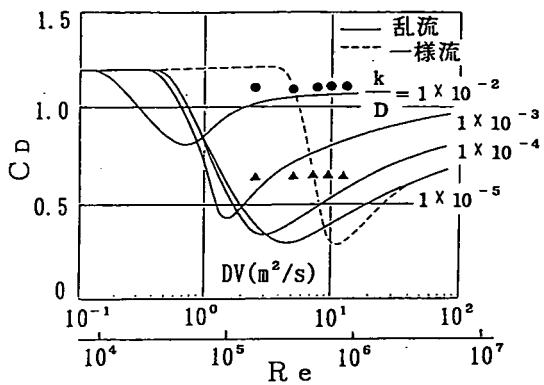


図-19 ディンプルタイプ空力的制振対策ケーブル



● : 平行突起ケーブル, ▲ : ディンプルケーブル
 C_D : 抗力係数, Re : レイノルズ数, V : 風速
 D : 円の直径, k : 表面の平均粗さ

図-20 空力的制振対策ケーブルの抗力係数

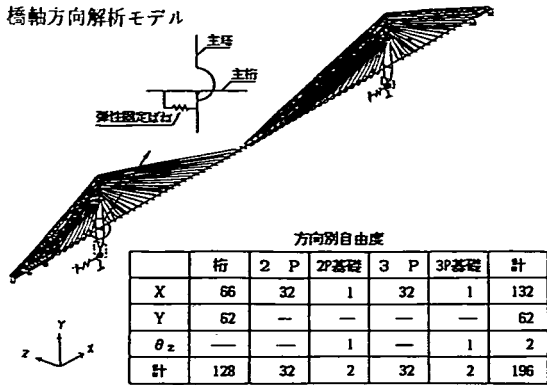
試験条件	η : 振幅 D : ケーブル径	試験条件	η : 振幅 D : ケーブル径
〔基本特性〕 振動数 $f=0.25\text{Hz}$ 相対角 $\phi=45^\circ$ 乱れ強さ : 一様流 構造減衰率 $\delta_H^* = 0.003$ $\delta_V^* = 0.003$	振幅 (η/D) 	〔構造減衰の影響〕 構造減衰率 $\delta_H^* = 0.003$ $\delta_V^* = 0.021$ 振動数 $f=0.25\text{Hz}$ 相対角 $\phi=45^\circ$ 乱れ強さ : 一様流	振幅 (η/D)
〔気流の乱れの影響〕 乱れ強さ : $I_u=10\%$ $I_w=5\%$ 振動数 $f=0.25\text{Hz}$ 相対角 $\phi=45^\circ$ 構造減衰率 $\delta_H^* = 0.003$ $\delta_V^* = 0.003$	振幅 (η/D) 	〔気流の乱れの影響〕 乱れ強さ : $I_u=15\%$ $I_w=7.5\%$ 振動数 $f=0.25\text{Hz}$ 相対角 $\phi=45^\circ$ 構造減衰率 $\delta_H^* = 0.003$ $\delta_V^* = 0.003$	振幅 (η/D)

図-21 ディンプルタイプケーブルのレインバイブレーション試験結果

そこで、ケーブル表面に離散的に凹部を設けた図-19に示すディンプルタイプのケーブルについて風洞試験による抗力係数の測定と制振効果の確認を行った。設計風速に相当するレイノルズ数域までの抗力係数の測定値を平行突起ケーブルの測定値と比較して図-20に示す。抗力係数は平行突起ケーブルでは約1.2となり、円形の0.7に比べ大幅に増大するが、ディンプルタ

イプケーブルでは0.7を下回っており、円形ケーブルと同一の設計が可能である。制振試験の結果を図-21に示す。レインバイブレーションを完全には抑制できないが、発振風速域が狭く、円形ケーブルに比べ制振に必要な減衰率も小さく、気流の乱れによるレインバイブレーションの安定化効果も良好であるなどの利点がディンプルタイプケーブルに見られることが確認され

橋軸方向解析モデル



橋軸直角方向解析モデル

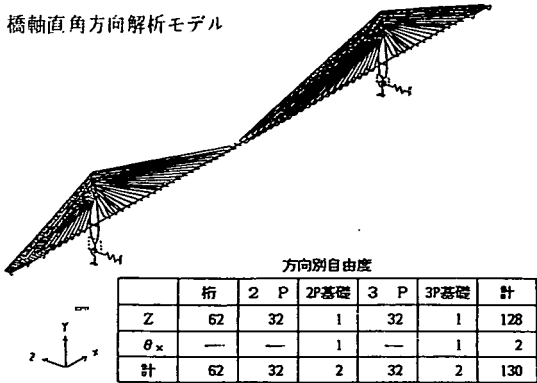


図-22 離散系解析モデル

た。

これらの試験結果から、多々羅大橋ではケーブル表面にディンプル加工を施した空力対策ケーブルを用いることとした。

(3) 耐震性の照査

多々羅大橋では、斜張橋全体の耐荷力、暴風時の安全性および変位を検討した上で、橋軸方向の支持形式として塔部における2点弾性固定法を採用している。このような形式では、地震による橋軸方向の大きな慣性力は2基の塔で上部構造全体を支えなければならない。設計照査の結果では、塔の断面力は常時あるいは暴風時が支配的で、地震時では断面は決定されていない。しかし、弾性固定法を用いた場合の固有値解析結果では、橋軸方向の1次のモードは桁の橋軸方向水平運動で、その固有周期は7.2秒、橋軸直角方向の最低次のモードは桁の面外曲げ対称1次モードで、その固有周期は12.8秒である⁹⁾。このため、特に長周期地震における塔の耐荷力の余裕を調べるのが重要と考えられた。また、橋軸方向地震が橋梁全体の面内の安定性に影響することからも、長周期領域における予想を上回る巨大地震を想定して安全性の照査を行った。

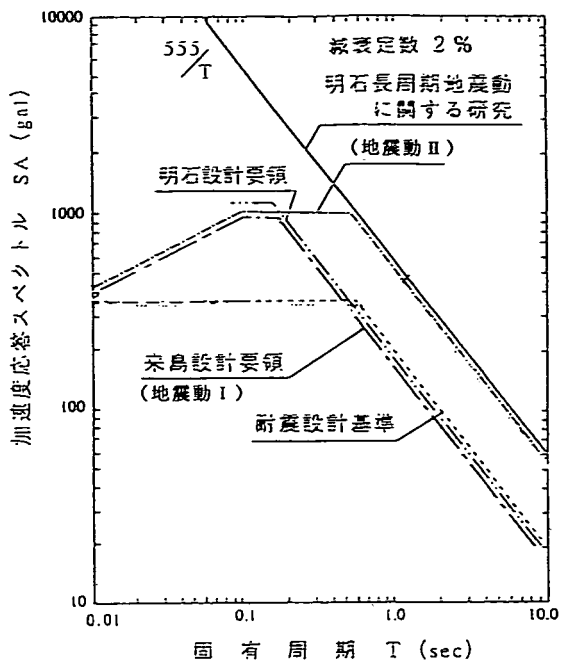


図-23 解析に用いた加速度応答スペクトル

a) 解析モデル

解析モデルは、図-22に示す離散系骨組モデルである。桁の橋軸方向の固定条件は、塔部で4,000tf/m/Br. (39.2MN/m/Br.)の弾性固定ばねとしている。上部工の減衰定数は0.02である。下部工は、剛体2自由度系でモデル化し、地盤ばねは道路橋示方書に従った。減衰定数は0.10としている。

b) 入力地震動

入力地震動としては、これまでの長大橋の耐震設計で用いてきた「既往のスペクトル」とここで新たに設定する「巨大地震のスペクトル」の2種類である。

1) 既往のスペクトル

基準スペクトルとしては、比較的地盤条件が近似している来島大橋剛体基礎耐震設計要領(案)に規定される基準スペクトル²⁰⁾を用い、これを地震動Iとする。

2) 巨大地震のスペクトル

長支間斜張橋を対象とした巨大地震モデルは規定されていないので、ここでは明石海峡大橋を対象に研究された加速度応答スペクトル²¹⁾と地震動Iのスペクトルを包絡するスペクトルを巨大地震のモデルとし、これを地震動IIとする。

地震動Iと地震動IIの加速度応答スペクトルを図-23に示す。なお、10秒より大きい領域はそれぞれのスペクトルを延長して用いている。

c) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を表-5に示す。表より、本検討で

表-5 入力地震動と最大応答値

着目量	位置	橋軸方向地震動		橋軸直角方向地震動			
		地震動Ⅰ	地震動Ⅱ	地震動Ⅰ	地震動Ⅱ		
桁端変位 (cm)	1A	33.9	104.5	77.1	237.8		
塔頂変位 (cm)	2P	36.8	113.1	19.7	60.6		
桁	鉛直変位 (cm)	2P~3P	6.4	19.8	—	—	
	軸力 (MN)	1A~2P	(tf)	460.1	1212.5	—	—
			(MN)	(4.51)	(11.89)	—	—
曲げモーメント (MN・m)	1A~2P	(tf・m)	1351.5	3542.5	20699.2	55550.8	
		(MN・m)	(13.25)	(34.7)	(203.0)	(544.8)	
塔基部	軸力 (MN/柱)	2P	(tf/柱)	47.1	142.0	1715.9	5205.9
			(MN/柱)	(0.462)	(1.393)	(16.83)	(51.1)
	モーメント (MN・m/柱)	2P	(tf・m/柱)	20056.2	49102.7	18549.4	46640.9
(MN・m/柱)			(196.7)	(481.5)	(181.9)	(457.4)	
せん断力 (MN・m/柱)	2P	(tf/柱)	623.4	1250.3	633.4	1510.2	
		(MN・m/柱)	(6.11)	(12.26)	(6.21)	(14.81)	

表-6 地震の影響に対する主塔基部応力度の余裕度

入力地震	静荷重による応力度 (kgf/cm ²)	地震による応力度 (kgf/cm ²)			許容応力に対する余裕度	降伏点に対する余裕度	
		橋軸方向	橋軸直角方向	重ね合わせ			
2 P	地震動Ⅰ	1562 (153.2)	592 (58.1)	736 (72.2)	835 (81.9)	2.8	3.6
	地震動Ⅱ	1562 (153.2)	1451 (142.3)	1912 (187.5)	2143 (210)	1.1	1.4
3 P	地震動Ⅰ	1510 (148.1)	420 (41.2)	428 (42.0)	511 (50.1)	4.7	6.0
	地震動Ⅱ	1510 (148.1)	1186 (116.3)	1292 (126.7)	1515 (148.6)	1.6	2.0

- 注) 1. 表中()内数字の単位はMPaである。
 2. 許容応力度は $2600 \times 1.5 = 3900 \text{ kgf/cm}^2$ (382MPa)である。
 3. 静荷重による応力度には、支点移動の影響と製作誤差の影響を合わせて許容応力度の10%を見込んでいる。
 4. 2方向地震による重ね合わせ応力度の算定方法は耐震設計基準²⁾⁶⁾にしたがった。

設定した巨大地震のスペクトル(地震動Ⅱ)を用いた解析結果は、既往のスペクトル(地震動Ⅰ)を用いた場合に比べ、2倍強の応答値となっている。これは、上部工の応答は低次モードの寄与率が高く、その領域では、巨大地震のスペクトルが既往のスペクトルの約2倍の値となっているためと考えられる。

d) 地震に対する主塔基部の応力余裕度

既往の地震応答スペクトルを用いた解析結果によると、地震時の断面力は上部構造の断面決定の要因となっていないが、地震に対する余裕度を把握するため、前記の各入力スペクトルに対する応力余裕度を検討する。着目箇所は、地震時断面力が比較的大きくなり、また橋梁全体の耐力に影響の大きい塔基部とする。

検討の方法は、死荷重(D)、プリストレス(Ps)、地震時の活荷重(L(EQ))、地震荷重(EQ)、温度(T)の荷重の組み合わせを「D+Ps+L(EQ)+EQ+T」とし、地震以外の「静荷重(D, Ps, L(EQ), T)」による応力を一定とし

た時、地震(EQ)による応力が、許容応力度または降伏応力度に対して何倍の余裕があるかを求めるものである。検討結果を表-6に示す。検討結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 既往のスペクトルを用いた解析では、許容応力度に対して2倍以上応力に余裕がある。
- ② 巨大地震のスペクトル(地震動Ⅱ)を用いた解析では、最も厳しい2P塔基部で許容応力度に対し1.1倍の余裕がある。

以上の解析結果から、塔部2点弾性固定を採用した長支間斜張橋では、その上部工の主要部材は、非常に大きな地震力に対しても十分な耐震性を有していると言える。

(4) 施工誤差と精度管理

斜張橋は、塔や桁の形状および応力状態をケーブルプレストレスにより改善できる特徴を有するため、設

表-7 誤差要因の分析

区分	誤差要因
設計	解析法, モデル化, 環境条件, 結合条件 部材剛性, 有効断面 部材重量, 後死荷重
製作	部材長, 反り, 継手部の角折れ ケーブル定着点のずれ, 塔の鉛直度 断面積, 弾性係数, 溶接收縮量
架設	継手部の角折れ・ずれ, 現場溶接收縮量 支点高・平面ずれ, 架設部材剛性 架設機材重量・位置, 測定誤差

計時に設定した状態を完成時に再現することが必須の要件となる。斜張橋の設計・製作・架設の過程で、形状や応力に誤差を生じさせる主な要因として考えられるものを表-7に示す。これらの誤差要因が橋体の形状やケーブル張力へ与える影響は一様ではない^{27), 29)}。

既往の斜張橋での施工実績を踏まえ²⁾、多々羅大橋のような長支間斜張橋の精度管理について、検討を要する事項を以下に述べる。

- ①施工時の誤差は、設計計算値と実測データとの相違として認識される。したがって、設計上の解析法、モデル化に起因する誤差の影響度を事前に把握することが、誤差の正確な把握のための第一段階といえる。
- ②個々の部材についての製作誤差が小さい場合でも、桁長や反りなどについて同様の誤差が累積すると、大きな形状誤差を生じる可能性があるため、部材単体の製作精度に加え累積誤差の管理が必要と考えられる。
- ③死荷重の誤差は、形状・応力の双方に大きな影響を与えるので、可能な限り部材や架設資機材の重量の正確な把握が必要と考えられる。
- ④架設時には、製作時の誤差が正確に把握されていることを前提に、製作精度の再現に重点を置くべきである。現場施工時に新たに誤差を生じる可能性のある鋼床版の溶接收縮量などについては、想定値との相違とその累積に着目した管理が必要である。
- ⑤支間の増大に伴い軸圧縮力による桁の収縮量も大きくなるため、桁長の管理も必要になる。
- ⑥塔・桁形状およびケーブル張力などの測定は、支間長が大きくなるほど測定点数が増大するため、計測の自動化、効率化を図る必要がある。部材温度の測定誤差は大きな影響を与えるので、測定位置や測定点数について、影響度を考慮した設定が必要である。
- ⑦全体系の釣合状態を把握する意味で、ケーブル張力のみならず、支点反力を計測しておくことが望ましい。
- ⑧以上のべた点に留意し十分な精度管理を行っても、誤差をなくすことはできず、設計時に設定した応力状態を完全に再現することは困難であるため、誤差の要因とその影響度をできるだけ評価した上で、付加応力

として考慮するなど部材の設計に反映させておくことが必要である。

5. まとめ

本研究は、本州四国連絡橋の一つである多々羅大橋の橋梁計画の再検討にあたって、支間1000m級の長支間斜張橋の実用性を追求した過程で抽出された課題のうち主要な課題について論じたものである。まず、長支間斜張橋について考察するとともに、その構造計画上問題となる課題の中から全橋耐荷力、長尺ケーブルの振動、長周期地震に対する耐震性をとりあげ考察し、さらに、施工時における精度管理について考察を加えたものである。その成果は次の通りに要約できる。

- ①長支間斜張橋は、支間1500m程度までの規模では吊橋と有意な差はなく、十分な実用性を有するが、支間増大により桁にかかる大きな軸力と風荷重に対して、桁の断面設計を十分検討する必要があることを指摘した。
- ②長支間斜張橋の耐荷力を確保する上で橋軸方向に弾性拘束する構造形式が有用であり、その耐荷力特性は弾塑性有限変位解析により十分把握できることを検証した。
- ③長尺ケーブルの制振対策について、空力的制振対策に着目した新しいディンプルタイプのケーブルが、風荷重の増大を押さえつつ制振効果が確保できることを検証した。
- ④長周期地震動に対する安全性照査について、明石海峡大橋を対象に設定された加速度応答スペクトルを用いて地震応答解析を実施し、900m級の斜張橋の耐震性を確認した。
- ⑤架設時においては、累積誤差の管理、死荷重の正確な把握、軸力による桁の収縮量の管理などの精度管理の重要性を指摘した。

これらの研究成果によって、多々羅大橋は中央支間長890mの世界最大の斜張橋として建設されることになり、現在、工事は下部工事を終え上部工事へと進んでおり、1998年度末までには本論文に示した計画どおりに完成すると確信している。

しかし、この長支間斜張橋が本研究成果通りの構造特性を有する橋梁であると実証されるのは、完成後に予定されている実橋での諸実験の結果をみなければならず、耐風性、耐震性、構造特性の経年変化、部材の耐久性などについては、供用後の動態観測のデータの収集が不可欠である。これらの諸データから橋体の構造特性、安全性が確認されて初めて、長支間斜張橋に関する設計、施工技術が確立したと言えよう。この意

味で、本研究は長支間斜張橋技術の序章であり、今後さらに継続して調査、研究を進められなければならないと考えている。

また、中央支間長が1,000mを超える長支間斜張橋について考えるとき、検討すべき課題としては、1,000m級の斜張橋について本研究で抽出した事項と同様の課題が挙げられるが、その解決策を求めることは一段と難しいものになろう。塔、ケーブル、桁などの構成部材毎の研究に加えて、全体構造系についても新形式の開発など、さらに進んだ研究開発が必要であると考えられる。

斜張橋は吊橋に比べねじり剛性が高く耐風安定性に優れ、材料の使い方においても軸力が主体で合理的であり、完成後の主部材となるケーブルを架設材として利用できるなど大きな利点があり、これらの長所をさらに高める努力が続けられるならば、斜張橋の実用支間長はさらに大きくなる。また、吊橋の持つ長所と組み合わせることが出来るならば、超長大橋建設の可能性を広げる大きな手法を手にすることが出来ると確信する。

謝辞：本研究をまとめるにあたり、早稲田大学理工学部土木工学科堀井健一郎教授および依田照彦教授には、多くの助言を頂きました。また、本研究を進めるにあたり、本州四国連絡橋公団の委託により(財)海洋架橋調査会に設けられた多々羅大橋の橋梁計画検討委員会での審議を通じて、委員長の伊藤学東京大学名誉教授を初め委員各位に御指導を頂きました。ここに謹んで感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：鋼斜張橋一技術とその変遷一、鋼構造シリーズ5、土木学会、pp. 2-8, pp. 47-51, 1990. 9.
- 2) 成瀬輝男：斜張橋の沿革と変遷、橋梁と基礎、VOL. 19, No. 8, pp. 11-16, 1985.
- 3) 海洋架橋調査会編：世界の長大橋<第四版>、海洋架橋調査会、pp. 19-40, 1995. 4.
- 4) Ohashi, M.: Cables for cable-stayed bridges, *CABLE-STAYED BRIDGES Recent Developments and their Future*, ELSEVIER, pp. 125-150, 1991. 12.
- 5) 川田忠樹監修：複合構造橋梁、pp. 145-233, 技報堂, 1994.
- 6) 野村國勝：吊形式橋梁のシステムと超長大橋への適用性に関する研究、学位論文、東京都立大学、1995. 3.
- 7) 本州四国連絡橋公団編：生口橋工事誌、pp. 22-32, pp. 44-81, 本州四国連絡橋公団, 1993. 7.
- 8) 海洋架橋調査会編：多々羅大橋の橋梁計画に関する調査検討委員会報告書、海洋架橋調査会、1991. 3.
- 9) 本州四国連絡橋公団編：伯方・大島大橋工事誌、pp. 21-27, 本州四国連絡橋公団, 1989. 8.
- 10) 大橋治一：来島大橋補剛桁の耐風性、本四技報、No. 65, pp. 44-53, 本州四国連絡橋公団, 1993. 1.
- 11) 保田雅彦、平原伸彦：明石海峡大橋補剛桁の耐風性(中間報告)、本四技報、No. 52, pp. 17-28, 本州四国連絡橋公団, 1989. 10.
- 12) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, *ACTA Polytechnica Scandinavia*, Ci 13. 1961.
- 13) 海洋架橋調査会編：多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、海洋架橋調査会、1992. 3.
- 14) 海洋架橋調査会編：多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、海洋架橋調査会、1993. 3.
- 15) Endo, T., Okukawa, A. and Ito, M.: The technical challenge of a long cable-stayed bridge -Tatara Bridge-, *CABLE-STAYED BRIDGES Recent Developments and their Future*, pp. 417-436, ELSEVIER, 1991. 12.
- 16) Ito, M. and Endo, T.: Long-Span Cable-Stayed Bridge with Longitudinally Elastic Supports, *ASCE STRUCTURE CONGRESS*, pp. 506-509, 1991. 5.
- 17) 藤井裕司、鳥海隆一：多々羅大橋全橋耐荷力試験、本四技報、No. 65, pp. 24-30, 本州四国連絡橋公団, 1993. 1.
- 18) 大月 哲：吊橋設計理論の数値解析に関する研究、学位論文、東京大学、1986. 9.
- 19) 本州四国連絡橋公団編：斜張橋ケーブルの耐風性に関する検討報告書、pp. 5-34, 本州四国連絡橋公団, 1989. 2.
- 20) 樋上：斜張橋ケーブルのRain Vibration、日本風工学会誌、No. 27, pp. 17-28, 1986. 3.
- 21) 本州四国連絡橋公団編：長大斜張橋のケーブル制振検討報告書、pp. 5, 本州四国連絡橋公団, 1993. 3.
- 22) 松本、北沢、金治、岸、斉藤：東神戸大橋ケーブル風洞試験(その2)、土木学会第44回年次学術講演概要集、pp. 802-803, 1989. 10.
- 23) 宮田、北條、山田：表面粗度を持つケーブルの空力特性に関する実験的研究、橋梁と基礎、pp. 30-36, 1993. 9.
- 24) 本州四国連絡橋公団編：来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)、本州四国連絡橋公団, 1990. 3.
- 25) 京都大学工学部土木工学科耐震工学研究室編：明石海峡大橋長周期地震動に関する調査研究、防災研究協会, 1991. 3.
- 26) 本州四国連絡橋公団編：耐震設計基準、本州四国連絡橋公団, 1977. 3.
- 27) 藤原：生口橋の架設精度管理、土木学会第47回年次学術講演会概要集、第6部、pp. 148-149, 1992. 9.
- 28) 金子、浜田：長径間斜張橋の架設精度管理に関する考察、横河技報、pp. 61-71, 1993. 1.

(1996. 7. 8 受付)

SOME STUDIES ON STRUCTURAL PLANNING OF LONG-SPAN CABLE STAYED BRIDGE

Takeo ENDO

The purpose of this study is to pursue technical feasibility of a long-span cable-stayed bridge having a 1000m class span length. In the first place, through such conventional procedures as trial design, structural analysis, experiments and so on, comparison was made between cable-stayed bridges and the suspension bridges from the view points of both structural characteristics and economy. Secondly, investigation was carried out for how the basic structural system of a long-span cable-stayed bridge was to be selected. Thirdly, load-bearing capacity of the whole bridge, wind-proofness, aseismic capability etc. were examined, and finally the feasibility of a 1000m class span cable-stayed bridge was confirmed.