

超長大斜張吊橋における主桁の座屈安定性と構造全体の終局挙動

Buckling Stability of Main Girder and Ultimate Behavior of Whole Structure in Ultra Long-Span Cable-Stayed Suspension Bridges

中村一史*, 前田研一**

Hitoshi Nakamura and Ken-ichi Maeda

*工修 東京都立大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

**工博 東京都立大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

In this study, using trial-design cable-stayed suspension bridges with center span of 2,500m in which ratios of stayed parts and suspended parts were used as variable, buckling stability of main girder and ultimate behavior of whole structure were investigated on elasto-plastic and finite displacement analysis and linearized buckling eigen value analysis. From the results of analyses, it was found that ultimate strength tended to lower with increasing stayed parts, but the sufficient ultimate strength is ensured if the length of stayed parts is less than 60% of bridge length. Moreover, buckling stability of main girder and characteristics of ultimate behavior could be clarified. Therefore, the authors confirmed the feasibility of cable-stayed suspended bridges as ultra-long span bridges.

Key Words: Ultra-Long Span Cable-Stayed Suspension Bridge, Buckling Stability, Ultimate Behavior, Ultimate Strength

キーワード: 超長大斜張吊橋, 座屈安定性, 終局挙動, 耐荷力

1. 緒言

海峡横断道路プロジェクト構想^{1)~3)}の実現のためには、我が国の厳しい環境条件をクリアしつつ、経済性により優れた超長大橋の開発が不可欠とされている。代表的な吊形式橋梁として吊橋と斜張橋が挙げられるが、長大化に伴い、吊橋では、巨大なアンカレイジの経済性や、耐風安定性の確保の点で不利になってくる。一方、アンカレイジが不要である斜張橋は、吊橋に比べて経済的に優位で、構造的に耐風安定性にも優れているが、主桁の座屈安定性や、支間の約 1/5 とされる塔の高さも問題となる。これに対して、斜張吊橋は、文字通り斜張橋と吊橋を組み合わせて、互いの短所を補い合うものであり、超長大橋に適した吊形式橋梁として注目されている⁴⁾。

既往の研究として、従来形式の長大斜張橋については、弾塑性有限変位解析法を適用して、主桁を含む座屈特性や、ケーブルの塑性化を考慮した構造全体の終局強度が検討され、有用な知見が示されている^{5)~7)}。

著者らは、中央径間長 2,500m の超長大斜張吊橋の斜張区間と吊区間の区間長比を変えた 3 タイプの試設計による比較検討案を対象に、静的構造特性、座屈安定性、経済性、および、耐風安定性について、従来形式である吊橋とも対比させて検討を行っている⁸⁾。その結果、斜張吊橋が超長大橋梁形式として採用される可能性は十分にあるといえたが、その可能性をより確実にするためには、主桁の

座屈に対する安全性について、構造全体の耐荷力を含めて検討することが課題として残されていた。

部材別に所要鋼重などを比較した結果、主桁鋼重の全鋼重に占める割合は最も大きく、主桁を合理的に設計することが極めて重要であるばかりでなく、特に、斜張区間が最も長いタイプの検討案においては、斜張橋の限界スパンに匹敵し、概略設計では、主桁断面は応力度照査により決定されたものの、道路橋示方書に基づく各部材に着目した座屈安定照査では、一部の区間において、照査値が基準値を超え、安全性を確保できないという問題点も明らかになったからである。

さらに、これらの検討案における斜張区間長をあわせると、中央径間長 900~1,540m の長大斜張橋に相当し、斜張橋としても実績のない未知の領域となっている。したがって、今後の限界状態設計法への移行を踏まえ、この形式についても構造全体に着目した終局挙動を十分に把握しておく必要がある。

本研究は、超長大斜張吊橋の実現性をより詳細に確かめることを目的として、文献 8) で適用した中央径間長 2,500m の斜張吊橋の試設計例を対象に、主桁の座屈安定性、および、構造全体の弾性、弾塑性問題の終局挙動と耐荷力について検討したものである。

これらの検討にあたっては、線形化座屈固有値解析法および弾性、弾塑性有限変位解析法をそれぞれ適用し、斜張区間と吊区間の区間長比を変えて解析を行うことにより、

区間長比の差異が及ぼす影響も把握するとともに、塑性化を考慮する部材を限定して解析を行うことにより⁹⁾、耐荷力に支配的な部位や、塑性化に伴う連成挙動についても明らかにすることとした。

2. 解析モデルと解析方法

2.1 解析モデル

解析対象は、中央径間長 2,500m の超長大斜張吊橋とし、図-1 に示すように、斜張区間と吊区間の区間長比を変えた Type-1, Type-2, Type-3 の 3 タイプを比較検討することとした。これらは、本州四国連絡橋公団の設計基準^{10),11)}を準用して試設計されたものであり、主桁および主塔の断面形状は図-2, 3 に、主要な断面諸元は表-1 に示す通りである。図-1 において、断面配分の斜線部分は、図-2, 3 に示した b) の断面形状に対応し、それら以外は a) にそれぞれ対応している。これらの諸元は、文献 8) で試設計されたものと同一のものとした。

解析モデルは、面内の挙動を取り扱うことから、平面骨

組構造モデルとした。主桁および主塔は、梁モデルとし、ケーブルは、単一の軸力部材(直線ケーブル部材)とした。ただし、ケーブルは軸圧縮力には抵抗しないため、その非抗圧性については考慮するものとした。なお、座屈固有値解析の際に、局部モードが見られたので、両桁端部のハンガー長を調整した。

塔位置における主桁の支持構造については、ケーブルによる弾性支持の効果により、主桁の面内曲げモーメントの平滑化を図るために、主塔位置において吊ケーブル¹²⁾で鉛直支持することとした。試設計により、この吊ケーブルの断面積は 0.017115m²/cable となった。

これらの各部のモデルを組み合わせ、所定の完成形状となるように初期形状決定を行って、基本となる平面解析モデルを作成した。

2.2 設計活荷重と載荷方法

設計活荷重については、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準¹⁰⁾に準拠して算定した。その結果、主桁に作用させる活荷重強度は、線荷重が 1640kN/bridge、等分布荷重

表-1 断面諸元

	Type-1	Type-2	Type-3
$A_g(m^2)$	1.614 ~3.695	1.614 ~2.685	1.614 ~2.058
$I_{gin}(m^4)$	13.304 ~32.11	13.304 ~24.659	13.304 ~19.182
$I_{gout}(m^4)$	230.576 ~805.001	230.576 ~554.469	230.576 ~409.246
$J_g(m^4)$	26.923 ~74.365	26.923 ~53.415	26.923 ~42.296
$A_{mc,side}(m^2)$	0.418	0.584	0.739
$A_{mc,center}(m^2)$	0.405	0.575	0.731
$A_{sc}(m^2)$	0.01861 ~0.05585	0.01577 ~0.04851	0.01366 ~0.03861
$A_h(m^2)$	0.00502		
$A_t(m^2)$	3.000~5.796		
$I_{tin}(m^4)$	22.6~45.9		
$I_{tout}(m^4)$	42.3~131.0		
$J_t(m^4)$	33.0~46.0		

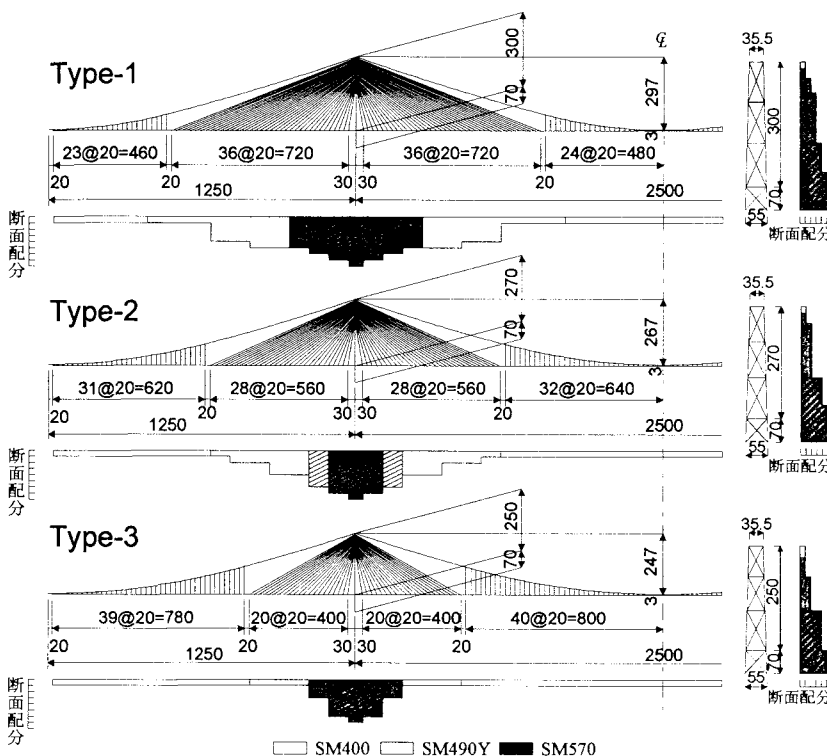


図-1 一般図

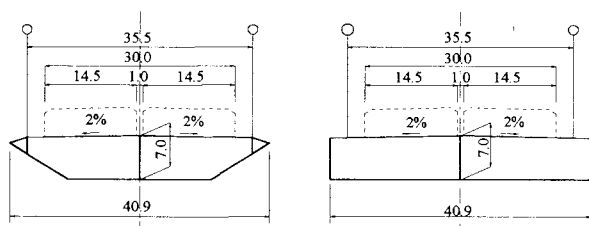


図-2 主桁断面形状

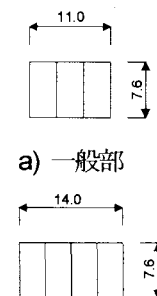


図-3 主塔断面形状

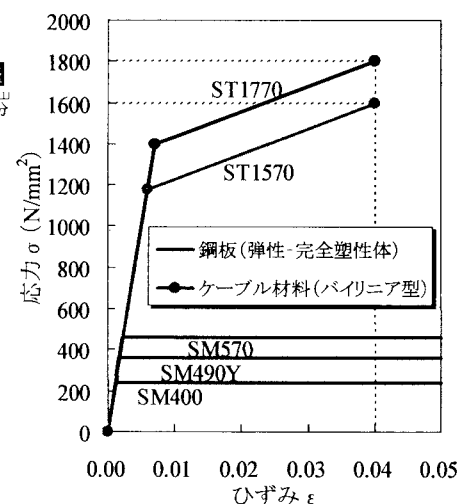


図-5 各鋼種の σ - ϵ 関係

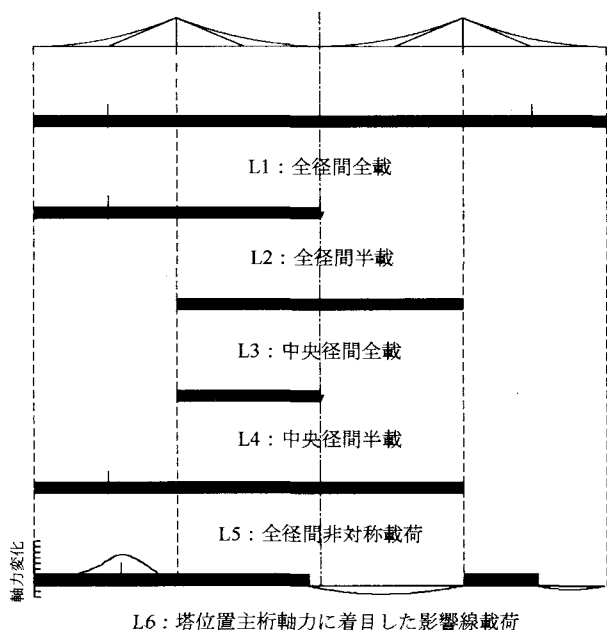


図-4 活荷重の荷重ケース

が38.3kN/m/bridge という値となった。

活荷重の荷重位置については、図-4 に示すような6つの荷重ケースを設定した。ただし、主桁の座屈安定性や終局挙動など、基本的な特性を検討する場合の活荷重の荷重位置は、全径間全載のケースを対象とすることとした。

また、終局挙動を検討する際に荷重を荷重する方法については、死荷重 D と活荷重 L に荷重パラメータ α を乗じて、漸増させるものとした。すなわち、 $\alpha (D+L)$ として解析を行った。

2.3 解析法と数値計算法

初期形状を算定するための反復計算や設計活荷重による固定荷重解析には、幾何学的な非線形性を考慮した弾性有限変位解析法¹³⁾を、さらに、塑性化の影響を考慮したより精緻な終局挙動を検討するために、材料非線形も考慮した弾塑性有限変位解析法¹⁴⁾をそれぞれ適用した。

また、主桁の座屈安定照査を行うにあたっては、有効座屈長を算定するために、線形化座屈固有値解析法¹⁵⁾を適用した。この解析法は、基本荷重下における平衡状態での接線剛性行列を、線形座屈固有値解析における幾何剛性行列に代えて用いるものである。

漸増荷重を与えて解析を行う際には、荷重増分法を基本としたが、終局付近や後座屈の解析を安定化させるために、変位増分法へ適宜切り替えるとともに、解の収束状況を監視しながら、その増分幅も適切に制御した。解析計算は、各増分段階の Newton-Raphson 法による反復計算が収束しなくなるまで行うことを原則とした。なお、弾塑性有限変位解析を行う上で、明確な屈服点を把握することができない場合には、反復計算が収束しなくなる直前の点において、断面内で塑性化した範囲を確認し、塑性化が十分に進展したことを考慮して、この点を塑性化ピーク点として耐荷力の指標とした。

本研究では、主桁の座屈安定性に着目した検討を目的と

していることから、主桁、および、主桁の面内挙動に直接影響を及ぼすケーブルについては、弾塑性部材とし、主塔については、弾性部材とした。

さらに、主桁とケーブルの塑性化を考慮するだけでなく、塑性化を考慮する部材を限定して検討を行うことにより、耐荷力に支配的な部材、および、各部材の塑性化による連成挙動の把握を試みた。

図-5 には、鋼板およびケーブル部材における各鋼種の σ - ϵ 関係を示す。構成則については、鋼板は弾性-完全塑性体で、ケーブル部材はバイリニア型でそれぞれモデル化した。また、主ケーブル部材の材質は ST1770 であり、それ以外のケーブル部材は ST1570 であった。なお、主桁断面内の塑性化の進展を考慮するために、主桁の高さ方向に対して 1mm の間隔で応力評価点を設けた。

3. 主桁の座屈安定性の検討

3.1 座屈固有値と固有モード

基本荷重は（死荷重 D + 全径間全載時の活荷重 $L1$ ）として、線形化座屈固有値解析により得られた 1～3 次における固有値と固有モードを表-2 に、最低次の固有値と固有モードを図-6 に示す。これらの図表より、斜張区間において変形成分が卓越すること、また、斜張区間が長くなると固有値が低下し、Type-1 では、Type-2、Type-3 に比べて最低次の固有値が急激に小さくなることも解る。

さらに、全てのタイプで、1 次と 2 次の固有値が非常に近接して現れていること、また、Type-3 では、Type-1、Type-2 とは異なり、桁逆対称モードが 1 次に見れていることが解る。

表-2 固有値と固有モード

	Type-1		Type-2		Type-3	
	固有値 λ	固有モード	固有値 λ	固有モード	固有値 λ	固有モード
1次	3.611	桁対称一次	4.213	桁対称一次	4.245	桁逆対称一次
2次	3.621	桁逆対称一次	4.216	桁逆対称一次	4.247	桁対称一次
3次	6.139	桁対称二次	10.489	桁対称二次	13.427	塔

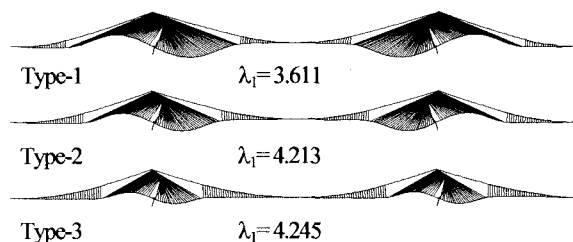


図-6 最低次の座屈固有値と固有モード

3.2 斜張区間における主桁の座屈安定照査

これらの座屈固有値解析結果から、まず、主桁の座屈に関する有効座屈長 ℓ_e を式(1)により算出する。

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI_{gin}}{\lambda_1 N_g}} \quad (1)$$

ここに、 E は弾性係数を、 I_{gm} および、 N_g はそれぞれ、各

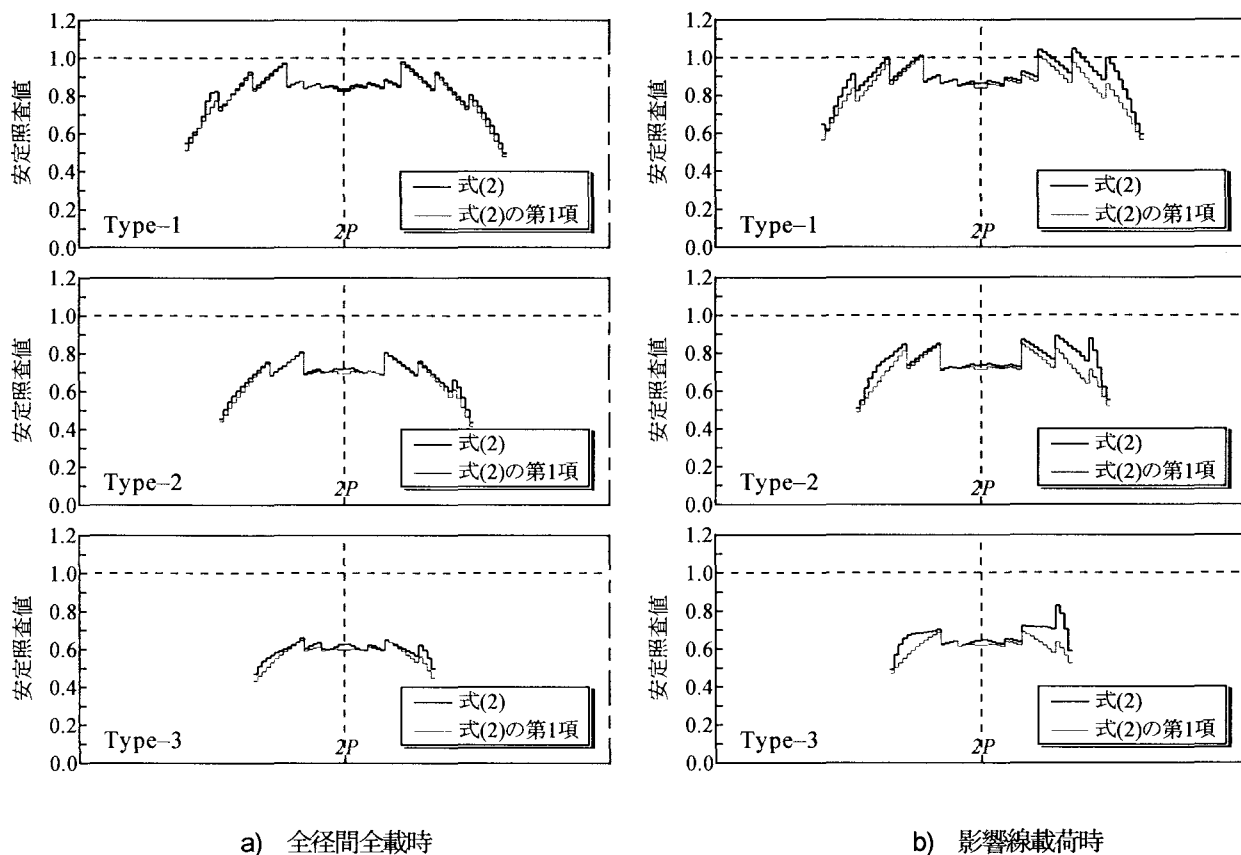


図-7 斜張区間における主桁の座屈安定照査

着目断面での主桁の面内剛性(断面2次モーメント), および, 軸力を表している。

次に, 算定された有効座屈長, および, 対応する基本荷重下における主桁の軸力と曲げモーメントを用いて, 道路橋示方書¹⁶⁾の照査式である次式に代入して, 主桁の座屈安定照査を行った。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{caz})} \leq 1 \quad (2)$$

ここに,

- σ_c : 作用する軸方向力による圧縮応力度
- σ_{bcz} : 弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

を表している。

図-7 に, 斜張区間における主桁の座屈安定照査を行った結果を示す。全径間全載荷時だけでなく, 文献 8) における影響線載荷時の結果も図-7 b) に再掲している。これは, 各着目点における主桁軸力の影響線に基づいて, 軸力が最小となるための活荷重影響線載荷による固定荷重解析および座屈固有値解析を, 斜張区間の全部材に対して行って得られた結果である。なお, 図中には, 軸力および曲げモーメントによる成分が照査結果に及ぼす影響も把握でき

るように, 式(2)の第1項の軸力による成分も併記している。

図より, 活荷重の載荷条件に関わらず, 斜張区間が長くなるほど, 照査値が大きくなること, また, 全タイプで主塔位置付近の主桁部材では他の位置に比べて照査値に余裕が生じていることが解る。これは, 試設計において, 風荷重載荷時の面外曲げモーメントの増大に対処するために, 主塔付近の主桁に図-2 b) の補強断面を用いたことにより, 面内剛性もかなり高められたためと考えられる。

また, 全径間全載荷時には, Type-1 で最大値となる部材においても照査値は基準値 1.0 を下回り, 全タイプの全ての部材について安全であると判定されることが解る。

一方, 影響線載荷時には, Type-2, Type-3 については, 全径間全載荷時と同様に問題は見られないが, Type-1 では一部の部材において, 照査値が基準値を超え, 主桁の座屈に対する安全性を確保できなくなることが解る。両載荷ケースについて比較すると, 主桁軸力に着目した影響線載荷では, 当然, 第1項の軸力による成分は大きくなるが, その増加量は僅かであり, 全径間全載荷時の場合では小さかった第2項の曲げモーメントによる成分が局所的に増加し, 照査値が基準値を超えることが解る。この時, 基準値 1.0 を超えた部位は, 断面または鋼種を変更した箇所であった。したがって, 構造全体の終局挙動を検討する際には, このような部分にも十分留意して, 検討を行う必要があるといえた。

4. 終局挙動と耐荷力

4.1 斜張区間と吊区間の区間長比が及ぼす影響

基本荷重を（死荷重 D + 全径間全載時の活荷重 $L1$ ）として、基本荷重に対し、荷重パラメータ α を乗じて漸増させ、弾性、弾塑性有限変位解析を行った。その結果の一部として、図-8 に、中央径間中央部における主桁の荷重-変位曲線を示す。図中には、弾性解析を点線で、弾塑性解析を実線でそれぞれ示している。

図より、まず、弾性解析結果からは、全てのタイプで荷重パラメータ α の値が4程度までは、剛性が増加する典型的な吊橋型の挙動を示すが、最終的には、屈服して終局となることが解る。また、耐荷力は、斜張区間と吊区間の比率によらず、同程度で、かなり高い値となることも解る。

一方、弾塑性解析結果からは、弾性解析結果に比べて耐

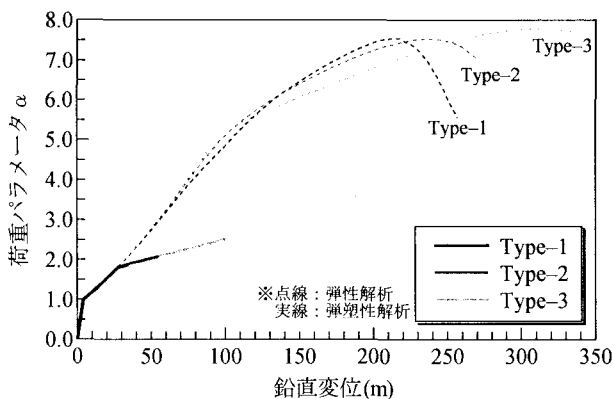


図-8 中央径間中央部における主桁の荷重-変位曲線

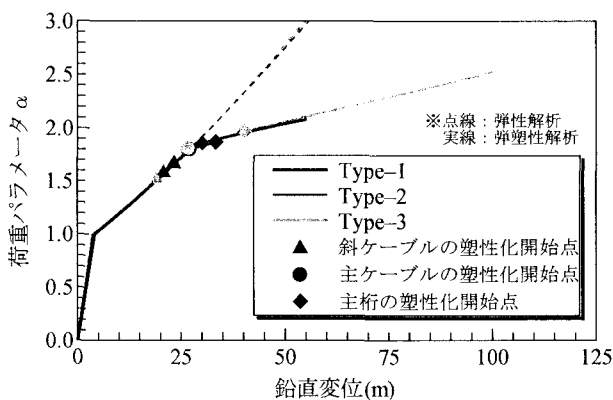


図-9 中央径間中央部における主桁の荷重-変位曲線（拡大図）

表-3 各部材の初期降伏と塑性化ピーク点の比較

解析モデル	初期降伏 α_y			塑性化ピーク点 α_{max}
	斜ケーブル	主ケーブル	桁	
Type-1	1.66	1.80	1.87	1.88
Type-2	1.57	1.81	1.86	2.08
Type-3	1.51	1.81	1.96	2.53

荷力がかかなり低下することが解る。弾塑性解析による終局挙動を詳しく考察するために図-8の拡大図を図-9に示す。

図より、全てのタイプで、塑性化は斜ケーブルから始まり、主ケーブル、主桁へと進展すること、および、主ケーブルの塑性化後に、急激に変位が増大して、主桁が降伏することが解る。また、これらの荷重と変位の関係からは、耐荷力が異なるほかは、斜張区間と吊区間の比率によらず、同じ挙動であることも解る。

図-10 に、Type-2 における塑性化の進展状況を示す。前述の順序で各部材の塑性化が進展すること、また、斜ケーブルは最上段から、主ケーブルは塔頂部から徐々に進展する様子が解る。終局時には、ほとんどのケーブルが塑性化するが、主桁の塑性化は部分的であることも解り、これらの傾向は、図を略したが、全てのタイプで同じであった。

表-3 には、各部材の初期降伏と塑性化ピーク点について

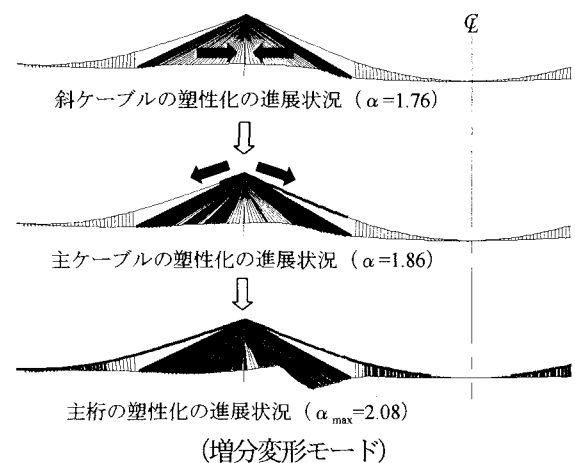


図-10 Type-2 における塑性化の進展状況

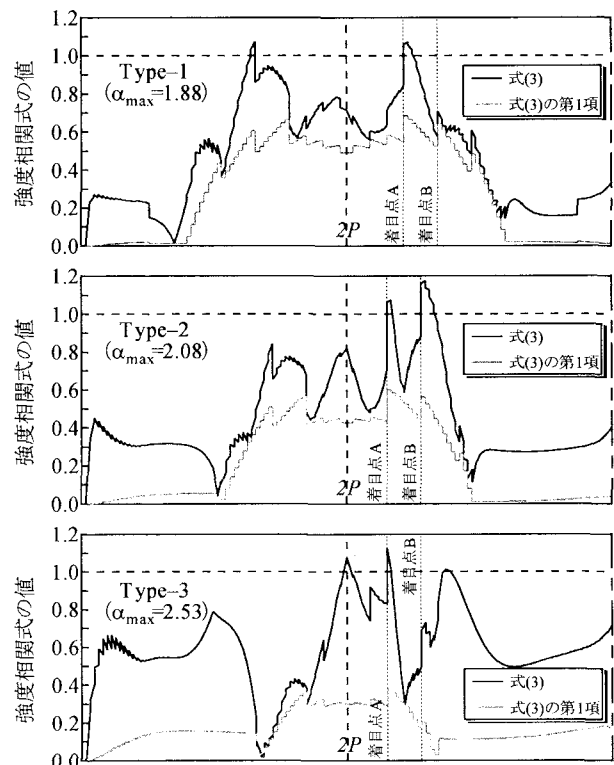


図-11 終局時における主桁の強度相関関係

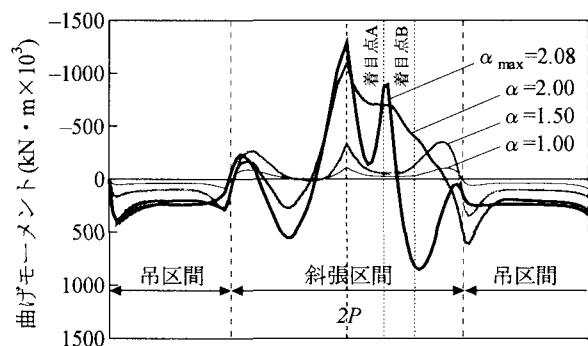


図-12 Type-2における主桁の曲げモーメントの変化

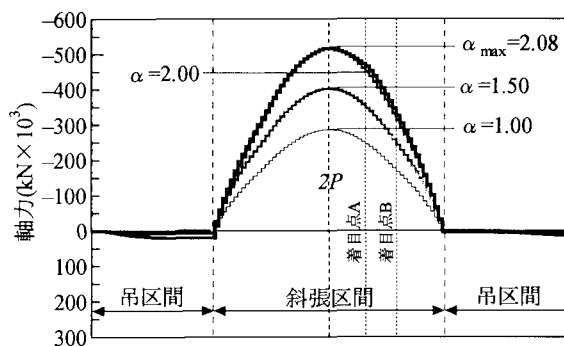


図-13 Type-2における主桁の軸力の変化

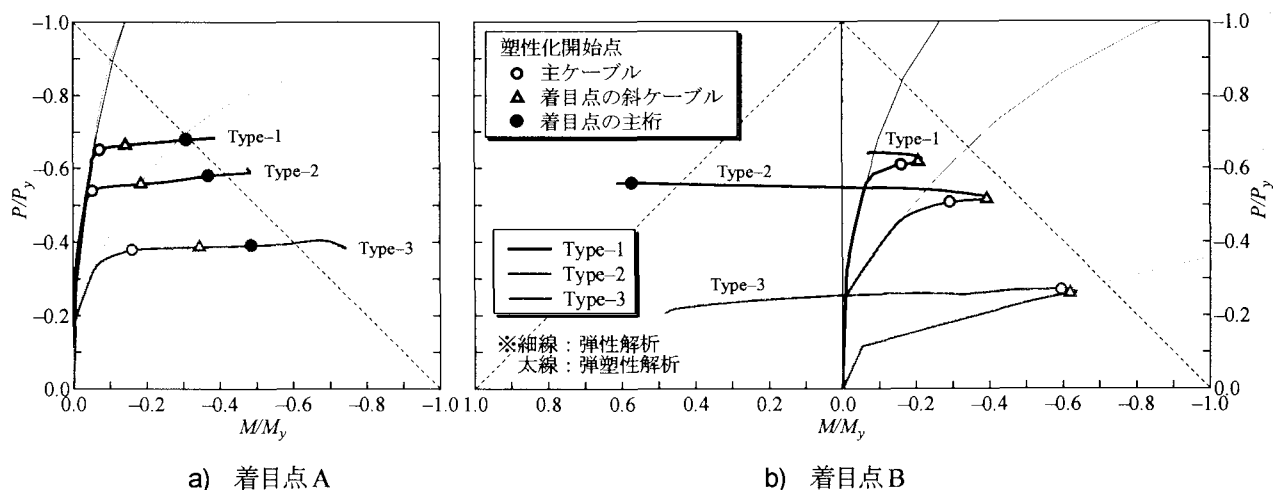


図-14 各着目点における主桁の強度相関関係

比較して示す。表より、斜張区間が長くなるほど、斜ケーブルの塑性化の開始が若干早くなること、また、主ケーブルの塑性化は、斜張区間と吊区間の比率によらず、 $\alpha=1.8$ で開始することが解る。さらに、主桁の初期降伏は $\alpha=1.9$ 程度であり、吊区間が長くなるほど、耐荷力の指標となる塑性化ピーク点は高くなり、主桁の塑性化開始から終局に至るまでの余裕も大きくなることも解る。

図-11には、終局時における主桁の強度相関関係をタイプごとにそれぞれ示す。強度相関式には弾性限界強度を表す次式を用いた¹⁷⁾。

$$\frac{|P|}{P_y} + \frac{|M|}{M_y} = 1.0 \quad (3)$$

ここに、 P_y は降伏軸力、 M_y は降伏モーメントを示す。図中には、座屈安定照査の場合と同様に、強度相関式の中で、軸力および曲げモーメントによる成分が把握できるように、式(3)の第1項の値も併記している。

図より、1.0を超える部位は塑性化したことを表しているが、塑性化が最も著しい箇所では、強度相関式における曲げモーメントによる成分が卓越していることが解る。また、その位置は、断面または鋼種を変更した部分であった。当然、斜張区間が長くなるほど、式(3)の第1項の軸力による成分が大きくなるが、吊区間が長くなるほど、塑性化した部位だけでなく、全体的に曲げモーメントによる成分が増加し、特にType-3では、両区間の境界に近い吊区間

部でも塑性化していることが解る。

図-12、13には、Type-2における主桁の曲げモーメントおよび軸力をそれぞれ示す。荷重の増加に伴って主桁の軸力は増加するが、曲げモーメントについては複雑な挙動を示すことが解る。

これらの影響について考察するために、図-11～13の中で点線で示した主桁の着目点AおよびBにおける強度相関関係を図-14にそれぞれ示す。まず、着目点Aは、各タイプの終局時に、塑性化が最も顕著であった部位であるが、主ケーブルの塑性化開始点($\alpha=1.8$)あたりから、急激に負の曲げモーメントが増加し、塑性化して終局となっていることが解る。さらに、斜張区間が長いほど、軸力による成分が支配的で、断面の耐力に余裕が少ないため、負の曲げモーメントの増加に十分抵抗できずに、早い段階で終局になったと考えられる。なお、着目点Aでは、斜ケーブルは降伏したが、十分な塑性化の進展は見られなかった。

一方、着目点Bは、Type-2のみが終局付近で塑性化する部位であるが、全てのタイプで共通の傾向を示すことが解る。具体的には、着目点における斜ケーブルが塑性化するまでは、荷重の増加に伴って軸圧縮力と負の曲げモーメントが増加するが、降伏後、斜ケーブルの荷重の負担率が低下するため、主桁に正の曲げモーメントが急激に増えることが解る。他の部位で終局となったType-1以外は、終局付近で正の曲げモーメントを生じていることも解る。また、着目点Bの斜ケーブルの塑性化は、斜ケーブルの中で

も最も塑性化が顕著であった。このような挙動の相違により、主桁の曲げモーメントの特性が異なると考えられる。

このように、全てのタイプで、ケーブルの塑性化が耐荷力に及ぼす影響は大きいといえたが、終局時の塑性化の度合いから判断した結果、ケーブルが終局ひずみに達する前に、主桁の塑性化が進展して終局となっていた。したがって、耐荷力に支配的な部材は主桁と考えられた。

4.2 部材ごとに着目した耐荷力の比較

耐荷力に支配的な部材、および、各部材の塑性化による連成挙動について検討を行うために、塑性化を考慮する部材を限定して、弾塑性有限変位解析を実施した。ここでは、主桁部材のみに塑性化を考慮した場合、ケーブル部材のみに塑性化を考慮した場合、および、前節で検討した主桁とケーブルの両方の部材に塑性化を考慮した場合について比較を行った。以下では、それぞれ、桁弾塑性、ケーブル弾塑性、および、桁・ケーブル弾塑性と呼ぶこととした。

解析結果の一部として、図-15に、塑性化を考慮する部材を限定して検討した際のType-2における荷重-変位曲線を示す。図中には弾性解析結果も点線で併記している。図より、桁弾塑性では弾性解析結果と一致することから、主桁の塑性化が変形挙動に及ぼす影響は小さいといえた。また、ケーブル弾塑性および桁・ケーブル弾塑性では、 $\alpha=1.8$ あたりから主桁の鉛直変位が増大することから主ケーブルの塑性化が変形挙動に大きな影響を及ぼすことが解る。なお、これらの傾向は、斜張区間と吊区間の比率によらず、全てのタイプで同じであった。

図-16に、主桁部材にのみ塑性化を考慮した際の終局時における主桁の強度相関関係をタイプごとにそれぞれ示す。主桁自身の耐荷力は、斜張区間と吊区間の比率によらず、荷重パラメータ α の値は2.5以上となり、十分に高いことが解る。また、桁弾塑性において、終局時に塑性化が顕著な部位は、桁・ケーブル弾塑性と同様に、断面または鋼種を変更した箇所であるが、図-11と比較するとそれぞれのタイプでそれらの位置が若干異なっていることも解る。桁弾塑性の場合、ケーブルの塑性化に伴って生じる曲げモーメントがないため塑性化の進展の様子が異なるといえる。その他にも両区間の境界に近い吊区間部では、曲げモーメントによる成分が卓越し、Type-2、Type-3では塑性化の進展が見られた。

図-17に、塑性化を考慮する部材を限定した場合における耐荷力の比較を示す。

まず、前述の通り、桁弾塑性の場合、全てのタイプで荷重パラメータ α の値は2.5以上となり、主桁自身の耐荷力は十分に高いといえた。

また、ケーブル弾塑性の場合、斜張区間が長くなるにしたがって耐荷力は低下し、Type-1では2.1程度となったが、Type-2とType-3では、桁弾塑性の場合とほぼ同程度の高い耐荷力を有していることが解る。なお、図を略したが、ケーブル弾塑性の場合、全てのタイプで、斜ケーブルが4%の終局ひずみに達し、ケーブルの破断により終局となった。

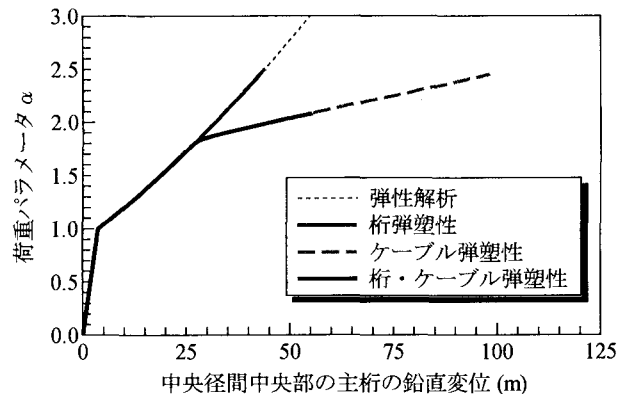


図-15 塑性化を考慮する部材を限定して検討した際のType-2における荷重-変位曲線

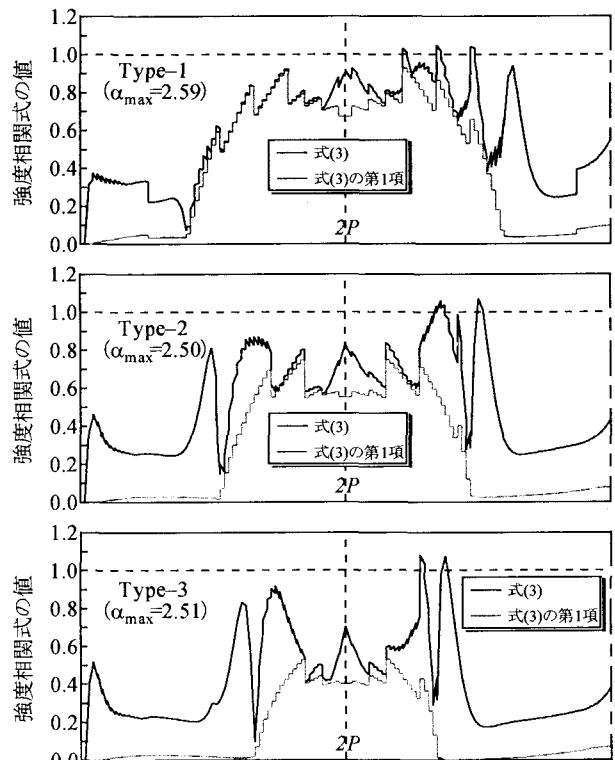


図-16 主桁部材にのみ塑性化を考慮した際の終局時における主桁の強度相関関係

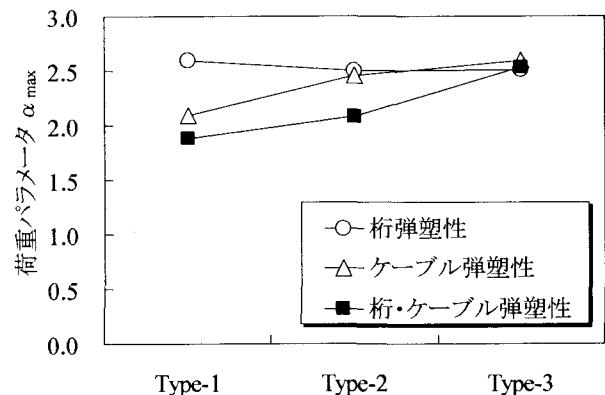


図-17 塑性化を考慮する部材を限定した場合における耐荷力の比較

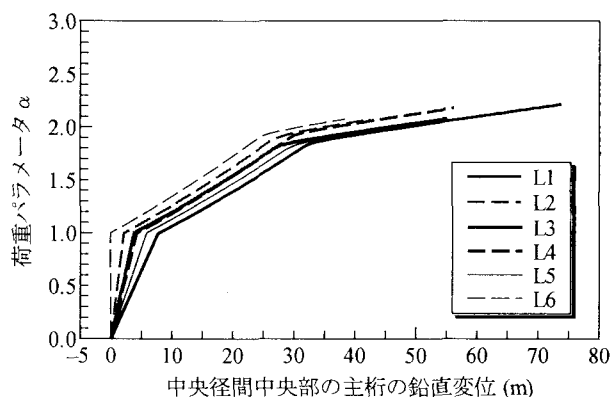


図-18 活荷重の載荷位置を変えた際の
Type-2 における荷重-変位曲線

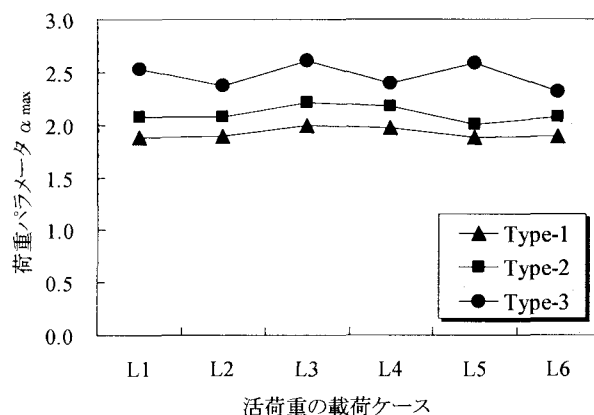
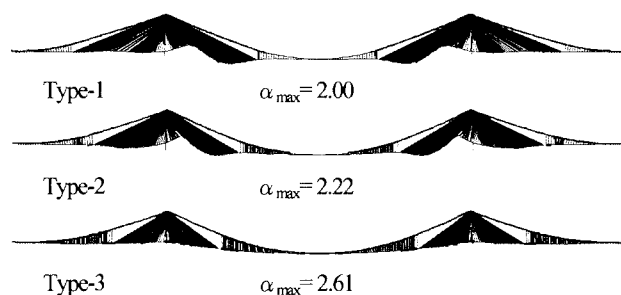
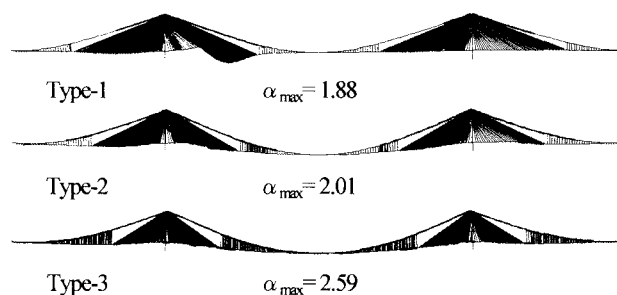


図-19 活荷重の載荷位置と耐荷力



a) 中央径間全載時 (L3)



b) 全径間非対称載荷時 (L5)

図-20 終局時における増分変形モードと塑性化の状況

一方、桁・ケーブル弾塑性の場合、主桁自身およびケーブル自身の耐荷力よりも低くなる傾向が見られ、斜張区間が長くなるにしたがって低下することが解る。これは、前述の通り、主桁とケーブルの塑性化を考慮した場合、それらの連成挙動により耐荷力が低下したと考えられる。さらに、斜張区間が長くなるほど、主桁の断面内で軸力による成分の割合が大きくなり、断面の耐力に余裕が少なくなるため、耐荷力の低下につながったと考えられる。

4.3 活荷重の載荷位置と耐荷力

活荷重の載荷位置が耐荷力に及ぼす影響について検討するために、図-5 で設定した6つの載荷ケースについて弾塑性有限変位解析を行った。なお、解析には主桁とケーブルの両方に塑性化を考慮した。

解析結果の一部として、図-18 に、活荷重の載荷位置を変えて検討した際の荷重-変位曲線を Type-2 について示す。図より、 $\alpha=1.0$ で生じる初期の変位や、終局時の変位に差異はあるものの、主ケーブルの塑性化後、変位が増大して終局となる挙動は、全ての載荷ケースで共通していることが解る。

さらに、図-19 に、活荷重の各載荷ケースに対する耐荷力をタイプごとに比較して示す。これまでの結果の通り、各載荷ケースにおいては、斜張区間が長くなるほど、耐荷力が小さくなることが解る。また、荷重の対称性について着目し、全径間全載の L1 と全径間半載の L2、および、中

央径間全載の L2 と中央径間半載の L3 についてそれぞれ比較すると、全てのタイプで半載時の方が全載時に比べ若干、耐荷力が低くなることが解る。さらに、吊区間が長くなるほど、活荷重の載荷位置によって耐荷力が変化する傾向にあるものの、最も変化の大きい Type-3 であっても、荷重パラメータの最大値と最小値の変動幅は0.3程度であった。したがって、全体として、活荷重の載荷位置が耐荷力に及ぼす影響は小さいといえる。

最後に、全てのケースで耐荷力が最も高くなった中央径間全載時 (L3) と、タイプごとの耐荷力の差異が最も大きかった全径間非対称載荷時 (L5) について、終局時における増分変形モードと塑性化の状況を、図-20 にそれぞれ示す。まず、中央径間全載時については、Type-1 と Type-2 では、主桁が部分的に屈曲して、それらの位置に塑性化が集中しているのに対し、Type-3 では、主桁の増分変形モードは平滑で、塑性化する部位もより広い範囲であることが解る。また、全径間非対称載荷時では全体的に非対称な変形モードとなるが、Type-3 では、ケーブル部材のほとんどが塑性化し、主桁の塑性化も比較的広い範囲で見られるが、Type-1 と Type-2 では、ケーブル部材の塑性化も十分に進展しないまま、主桁の塑性化が局所的に生じた状態で終局となっていることが解る。斜張区間が長くなるほど、塑性化する部位は少なくなり、前述の通り、主桁の部材では軸圧縮力が支配的で、断面の耐力に余裕が少なくなるため、耐荷力が低下したと考えられる。

5. 結言

これまで述べてきたように、中央径間 2,500m の超長大斜張吊橋の試設計例を対象に、主桁の座屈安定照査、および、構造全体の終局挙動と耐荷力について検討を行った結果からは、次のことがいえた。

- (1) 道示による座屈安定照査からは、斜張区間が長くなるにしたがって、主桁の座屈に対する安全性が確保できなくなることが予測されたが、主桁のみに塑性化を考慮した弾塑性有限変位解析を行った結果、主桁自身の耐荷力は、斜張区間と吊区間の比率によらず、荷重パラメータ α の値は十分に高いことが解った。
- (2) ケーブルのみに塑性化を考慮した場合の耐荷力は、主桁のみに塑性化を考慮した場合の耐荷力よりも低くなる一方、主桁とケーブルの塑性化を同時に考慮した場合には、それらの連成挙動により、構造全体の耐荷力がさらに低下することが解った。
- (3) ケーブルの塑性化は斜ケーブルで始まり、主ケーブルから主桁へと進展するとともに、応力が再配分されて、主桁の曲げモーメントが増大し、終局時には、断面または鋼種の変更点における主桁の塑性化が支配的となることが解った。
- (4) 吊区間が長くなるほど、活荷重の載荷位置によって耐荷力が変化する傾向にあるものの、全体的として、活荷重の載荷位置が耐荷力に及ぼす影響は小さいことが解った。
- (5) 斜張区間が長くなるほど、当然、耐荷力は低下したが、構造全体の耐荷力は、橋長に対する斜張区間長の比が 60% (中央径間長 1,500m の斜張橋に相当) を超えない範囲であれば、荷重パラメータ α の値は 2.0 程度を確保できることが確かめられた。

以上のことから、超長大斜張吊橋における主桁の座屈安定性と構造全体の終局挙動の観点からも、斜張吊橋の超長大橋梁形式としての実現性は十分であるといえた。

謝辞

当時東京都立大学の卒業研究生であった荒川 哲平 氏 (現 西松建設) による解析データの作成・整理等への協力に対して、心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) 横山功一：海峡横断プロジェクトを支える橋梁技術の動向，土木学会論文集，No.546/VI-31，1996。
- 2) 明石海峡大橋開通記念特集：長大橋技術の展開と展望，橋梁と基礎，建設図書，Vol.32，No.8，1998。
- 3) 成田信之編：鋼橋の未来，技報堂出版，1998。
- 4) Lin, T. Y. and Chow, P.: Gibraltar Strait Crossing - A Challenge to Bridge and Structural Engineers, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol.1, No.2, 1991。
- 5) 謝 旭，長井正嗣，山口宏樹：長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.171-181，1998。
- 6) 長井正嗣，謝 旭，山口宏樹，野上邦栄，新井田勇二：斜張橋主桁の終局挙動，強度特性の解明と安定照査に関する一考察，土木学会論文集，No.647/I-51，pp.253-265，2000。
- 7) 長井正嗣，謝 旭，山口宏樹，野上邦栄，新井田勇二：斜張橋ケーブルの非弾性挙動が終局挙動，強度に与える影響及び安全率低減に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp.85-94，2000。
- 8) 前田研一，中村一史，野村國勝，成田信之：超長大斜張吊橋の静的・動的構造特性と経済性，土木学会論文集，No.707/VI-55，pp.177-194，2002。
- 9) 田中克弘，北田俊行：鋼構造物の耐荷力算定のための弾塑性有限変位解析について，構造工学論文集，Vol.47A，pp.125-136，1998。
- 10) 海洋架橋調査会：上部構造設計基準，本州四国連絡橋公団，1989。
- 11) 海洋架橋調査会：本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説，本州四国連絡橋公団，2001。
- 12) 北沢正彦，田中敏男，野口二郎，山上哲示：東神戸大橋の構造設計，橋梁と基礎，Vol.25，No.3，1991。
- 13) 前田幸雄，林 正：立体骨組構造物の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.253，1976。
- 14) Komatsu, S. and Sakimoto, T: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross-Sections, *Proc. of JSCE*, No.252, Aug., 1976。
- 15) 中村一史，前田研一，林 正，成田信之：長大斜張橋の座屈安定解析に関する 2,3 の考察，構造工学論文集，Vol.44A，1998。
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書，1996。
- 17) 土木学会編：座屈設計ガイドライン，1987。

(2004 年 9 月 17 日受付)