

長大斜張橋の幾何学的非線形性状に関する一検討

Geometrical Nonlinear Effect in Long-Span Cable-Stayed Girder Bridges

長井正嗣*・水川洋介**・水上義彦***・浅野浩一****

By Masatsugu NAGAI, Yousuke MIZUKAWA, Yoshihiko MIZUKAMI and Kouichi ASANO

This paper presents the geometrical nonlinear effect on the deflection and bending moment in long-span cable-stayed girder bridges with the span lengths from 1000 to 1200 meters. Linear, linearized finite displacement, finite displacement theories and simplified formula ever proposed by one of the authors are employed, then the results using them are compared with each other. It is noted that the results by linearized finite displacement analysis show a good agreement with those by finite displacement analysis. The nonlinear bending moment in the girder by the simplified formula also shows a good agreement with that by finite displacement analysis. Even the long-span cable-stayed girder bridges with the center span up to 1200 meters, the linearized finite displacement analysis as well as the ever proposed simplified formula can be used at the planning and design stages of actual bridges.

【keywords: cable-stayed bridges, geometrical nonlinear effect, design】

1. まえがき

斜張橋は益々長大化の傾向にあり、周知の通り、これまでの実績を大幅に上回る支間をもつ我国の多々羅大橋(890m)、フランスのノルマンデー橋(864m)の建設が始まっている。また、1000mを超える斜張橋の可能性に関する研究や^{1)~5)}、さらに海外では支間が1200mに達する具体的な提案が幾つかみられ⁶⁾⁷⁾、いずれ1000mを超える斜張橋の建設の機会が訪れるものと考えられる。

本文では、支間1000,1200mの斜張橋モデルを対象に、最大たわみや断面力、とくに主桁の曲げモーメントの幾何学的非線形性に着目し、その影響の大きさや解析方法について検討した結果について説明する。このような検討を行った理由、つまり本文の目的は次の点にある。

斜張橋の長支間化を計る場合、とくに支間が700~800m前後を超えるあたりから、その主桁の曲げ剛性をどのように選ぶかが重要な課題になることを指摘してきた^{3)~5)}。これは、支間の増大とともに桁の圧縮軸力が大きくなり、桁の垂直応力のかかなりの部分が圧縮軸力による応力で占められ、発生する桁の垂直応力度が座屈に対して安全率を見込んだ値以下となるよう適切な曲げ剛性を選ぶ必要があるためである。

このような問題に対応していく場合、長大斜張橋の主桁の面内耐力の適切な評価法が必要となるが、現状では明確な設計手法が見あたらない。現行の道路橋の設計法⁸⁾を用いるとすれば、軸力と曲げモーメントを受けの部材として相関強度式を用いる設計(方法(a)と呼ぶ)と、アーチ橋の項でみられるように、係数倍(係数1.7)した荷重作用下での弾性有限変位解析から安全性を照査する設計(方法(b)と呼ぶ)の2通りが考えられる。

* 工博 長岡技術科学大学助教授 建設系 (〒940-21 長岡市上富岡町1603-1)

** 川崎重工業(株) 橋梁技術総括部計画部 (〒675-01 加古郡播磨町新島8番地)

*** 工修 川崎重工業(株) 橋梁技術総括部計画部 課長 (〒675-01 加古郡播磨町新島8番地)

**** 工修 三井造船(株) 鉄構技術部千葉設計課 (〒290 市原市八幡海岸通1番地)

前者の方法では、

$$\frac{N}{N_{CR}} + \frac{M}{M_{CR}(1 - \gamma N/N_E)} < 1.0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

より照査することになるが、この場合、 N_{CR} や N_E を計算するための有効座屈長の定義、また N_E を用いない場合には幾何学的非線形の影響を計算する必要がある。さらに、主桁断面のどの位置で照査を行えばよいかといった点も問題となって、その意味では曲げモーメントの分布性状も明らかにしておく必要があると考える。ここで、 N 、 M はそれぞれ作用軸力と曲げモーメント、 N_{CR} 、 M_{CR} はそれぞれ限界軸力と曲げモーメント、 N_E は弾性座屈荷重、 γ は安全率(=1.7)である。

(b)の方法では、弾性の有限変位解析でもって安全性が保証しうかが問題となる。すなわち、初期たわみや残留応力といった初期不整の影響の評価法などが問題となる。

勿論、以上の方法以外により合理的と考えられる照査方法を考えればよいわけで、例えばすべてのケースについて弾塑性有限変位解析を義務づけるといった方法がより確実な方法である。しかし、計画の最初の段階から闇雲にこの方法を適用するには実務設計上労力が大き過ぎ、設計が終了した段階で照査用として適用することになると考える。したがって、現状では(a)や(b)の方法でもって精度良く検討が行えることが好ましいと考えられ、それらの適用性について検討していくことは有益と考える。その場合、幾何学的非線形の影響を考慮する必要があることから、主桁曲げモーメントの分布状況とともに非線形の影響を明らかにしておくことは有益と考える。

また、これまで経験のないこのクラスの斜張橋を実際に計画、設計する際にどのような解析方法を採用すればよいかという問題がある。これまでの支間 500 ～ 600m クラスの斜張橋で、桁に箱断面を用いると、非線形の影響が小さいことが既に知られている。また、材質として SM490Y 材を選べば多くの場合最小板厚での設計が可能であることから、非線形の効果は板厚決定に影響を及ぼさないことも明らかになっている。しかし、支間が 1000m 前後を超えるあたりから部材の板厚は応力で決定されることになり⁵⁾、局部座屈の照査では非線形の影響を考慮した正確な応力評価が重要となってくる。したがって、このクラスの斜張橋の非線形性状や解析法について知見を得ておくことは有意義であると考ええる。

本文では、線形解析、線形化有限変位解析、有限変位解析および著者が以前に提案した簡易計算法を用いて結果の比較を行っている。ところで、このクラスの斜張橋は実績がないわけであるから、計算対象とするモデルがどのようなものか、針金のような桁の非線形解析までも対象とするかについて疑問が生じるものと考えられる。基本的に面内耐力について約 1.7 程度の安全率が確保できる主桁断面⁵⁾を前提としている。

2. 計算モデル

(1) 構造系と断面諸元

図-1、2に4車線を対象とした支間 1000m と 1200m モデルの側面形状と塔形状を示す。側径間に中間橋脚を設けているのは、このクラスの斜張橋では橋の面内剛性を確保する上で欠かせないと考えているためである⁹⁾¹⁰⁾。なお、桁の縦断勾配は考慮していない。

表-1に桁断面形状とともに桁の断面諸量を示す。下段の数値は補強部での諸量で、塔近傍で風荷重による応力を低減するために断面端部(橋軸直角方向)を補強したためである。詳細は文献5)を参照されたい。表-2に塔の断面形状と断面諸量を示す。桁の諸元は、文献5)で説明した面内や面外の耐力が確保できることを前提としたものである。また、塔については文献10)の長大斜張橋の概略検討で用いている諸元を参考にして仮定している。ケーブル断面の詳細は省略するが、概略設計¹¹⁾して断面積を決定している。

(2) 荷重の大きさと載荷ケース

荷重ケースは図-3に示す4通りと横荷重を主桁に満載したケース(ケース5)としている。また、係数(1.7)倍した荷重作用下での検討も行っている。活荷重の大きさは4車線橋梁相当として、分布荷重が $p = 3.8tf/m(37.3KN/m)$ 、集中荷重が $P = 62.5tf(612.9KN)$ としている。ケース1は全径間に等分布荷重

を満載させたケース、ケース2は中央径間に等分布荷重を満載させたケース、ケース3は中央径間の $L_c/4$ 点に着目し、着目点の正の曲げモーメントの影響線載荷幅に等分布荷重と集中荷重を作用させる。ケース4は、支間中央に着目してケース3と同じ考えで荷重を載荷する。ケース5は風や地震荷重を静的荷重として作用させるものである。

最初のケースは主桁の耐力評価を念頭においたもので、2番目のケースは最大たわみに着目したケース、ケース3、4は着目点の設計用の最大曲げモーメントに着目している。ただし、ケース3、4の影響線載荷では、近似的に着目点での正の領域にのみ分布荷重を載荷している。ケース5は風荷重による断面力計算に用いる解析法について知見を得るためのケースである。

風荷重の大きさは本四基準¹²⁾を参照して、設計風速や部材の抗力係数を仮定して計算している。桁、ケーブル、塔の抗力係数はそれぞれ0.8,0.7,1.8、設計風速はそれぞれ60,70,70m/sとしている。また、ケーブルに作用する風荷重は塔と桁に1/2ずつ振り分けて作用させている。

(3) 解析方法

線形解析についてはとくに説明を要しないと考え、有限変位解析は文献¹³⁾にもとづくもので、ケーブルはカテナリー要素を用いている。設定した死荷重状態の桁形状と断面力を作成し、この形状と断面力を持つ構造系に対して活荷重を作用させている。完成時桁曲げモーメント分布の一例を図-4に示す。基本的に連続桁の曲げモーメントとなるようにケーブル張力を選んでいる¹⁴⁾。本モデルのように片面100本近いケーブルでもわずかな労力でもって図に示す曲げモーメントを求めることができる。この場合、対称条件より50本程度のケーブル張力を決定する問題となる。

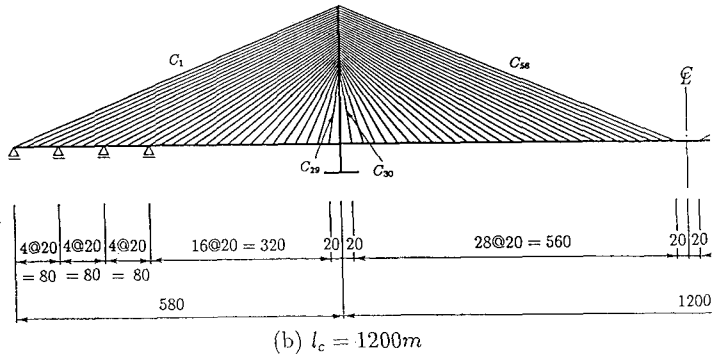
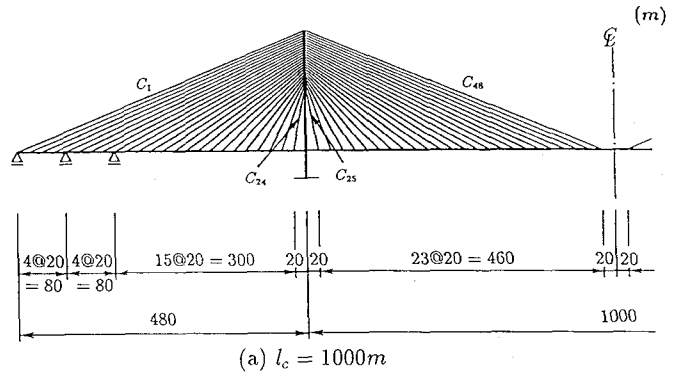


図-1 計算モデルの側面形状

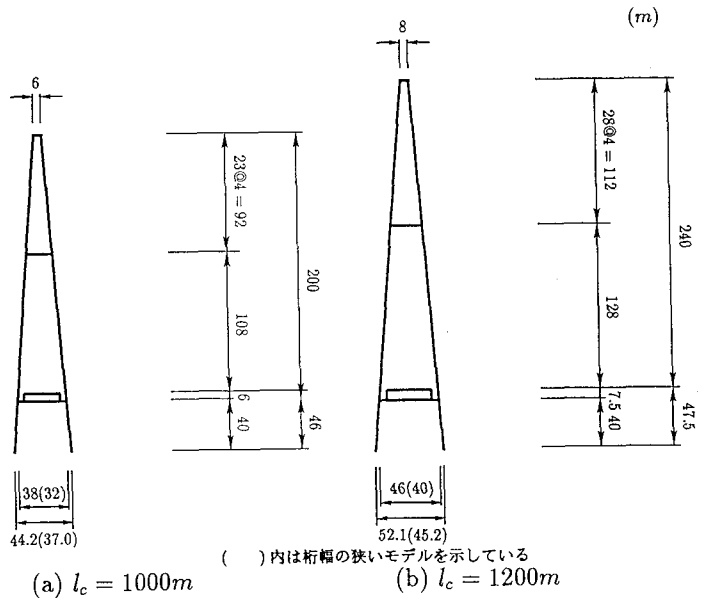
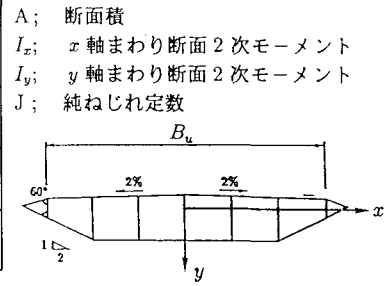


図-2 主塔形状

表－1 主桁断面諸量

$\ell_c : m$	$B_u : m$	$A : m^2$	$I_x : m^4$	$I_y : m^4$	$J : m^4$
1000	22	1.287	2.687	64.17	5.692
		1.692	3.343	99.90	7.587
	28	1.470	2.131	116.3	5.035
		1.550	2.225	128.6	5.394
1200	28	1.612	6.324	122.2	12.79
		2.427	7.919	246.2	16.67
	34	1.835	4.558	204.2	10.26
		2.156	5.102	280.4	11.97

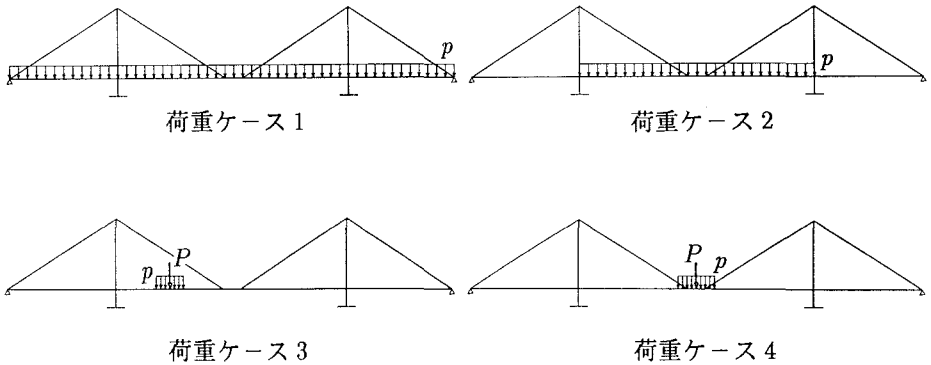


下段は、補強部の断面を示す

表－2 塔断面諸量

$\ell_c : m$	$A : m^2$	$I_x : m^4$	$I_y : m^4$	$J : m^4$	断面
1000	1.112	7.200	11.09	13.17	
1200	1.440	16.21	22.67	28.44	

A; 断面積
 I_x ; x 軸まわり断面 2 次モーメント
 I_y ; y 軸まわり断面 2 次モーメント
J; 純ねじれ定数



図－3 荷重載荷ケース

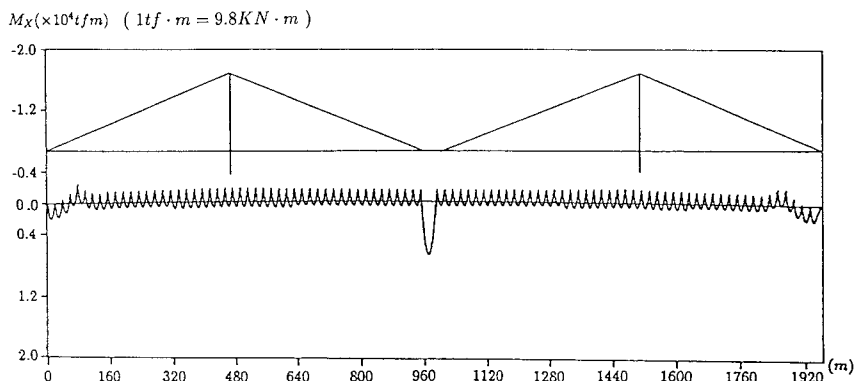


図-4 完成時桁曲げモーメント
($l_c = 1000m, B_u = 22m$)

著者の簡易計算法は文献 15), 16) で詳しく説明している。幾何学的非線形の主要な要因を圧縮部材の曲げ変形とケーブルサグの 2 つとみなして簡易算定式を誘導したものである。この方法は影響線載荷による曲げモーメントの評価を対象としていることから、ケース 3, 4 のみと対比させる。

次に線形化有限変位解析法¹⁷⁾について説明する。まず、完成系でのケーブル張力を決定する。ケーブルを取り去った系の桁と塔にケーブル力を作用させて断面力を計算して幾何(初期)剛性マトリックスを作成する。弾性マトリックスに幾何剛性マトリックスを重ね合わせ剛性マトリックスとする。ケーブルは初期軸力をもつ梁要素で、ケーブルの断面 2 次モーメントは円断面として評価してモデル化する。次に、静縮約法を用いて内部節点を消去して両端のみ自由度をもつ剛性マトリックスを作成し、桁と塔の剛性マトリックスを重ね合わせる。

3. 結果と考察

(1) 荷重ケース 1

図-5 にそれぞれ支間 $1000m(B_u=22m)$, $1200m(B_u=28m)$ の主桁曲げモーメント (M_x) 分布を示す。図中、実線が有限変位解析の結果、一点鎖線が線形化有限変位解析の結果、破線が線形解析の結果である。これより、

- 1). 線形化有限変位解析と有限変位解析の結果はよい一致を示すことがわかる(図では重なっている箇所が多い)。
- 2). 曲げモーメントは塔位置に集中的に生じており、また軸力の小さい中央径間中央部に発生している。この傾向は側径間の短い長大斜張橋の場合にもいえる¹⁸⁾。
- 3). 図より、桁の耐力は圧縮軸力が最大となる塔位置近傍に支配される可能性が伺える。

なお、桁幅の広い他の 2 つのモデルについても同様の結果が得られている。以後の荷重ケースについても同様のため、結果は桁幅の狭いケースに対して示す。

(2) 荷重ケース 2

図-6 に荷重ケース 1 と同じモデルの曲げモーメントを示す。このケースも、線形化有限変位解析と有限変位解析結果はよい一致を示すことがわかる。モーメント分布からは、側径間内の塔に一番近い中間橋脚近傍で大きな曲げモーメントが生じていることがわかる。耐力評価のための荷重載荷をどのように考えるかが問題となるが、このケースでは、中間支点位置で軸力も比較的大きいと考えられることから、大きな曲げモーメントが生じていることに注意する必要がある。

表-3 に最大たわみの比較を示す。これより、線形解析では約 20% 程度過小評価することになるが、線形化有限変位解析と有限変位解析では 2% 程度の差異でよい一致を示していることがわかる。

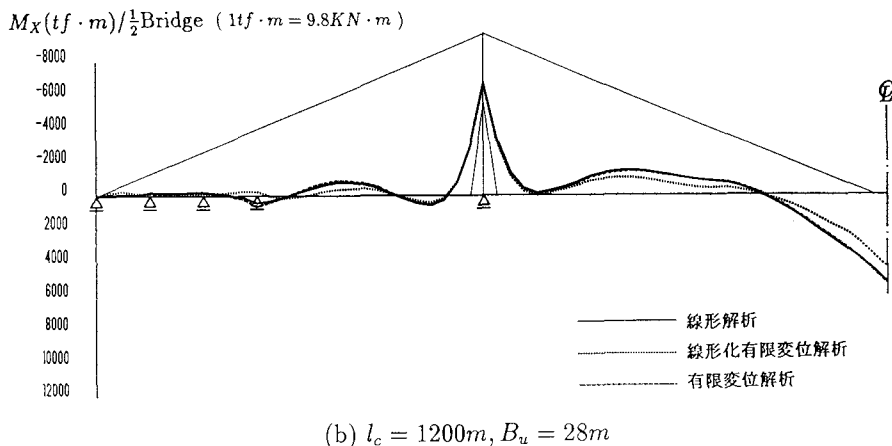
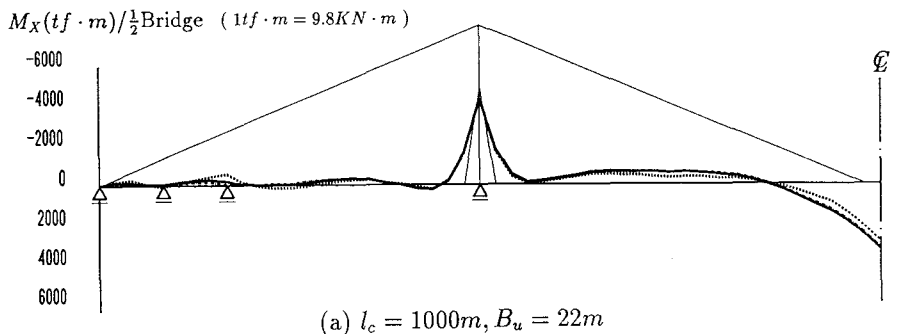


図-5 主桁曲げモーメント (荷重ケース1)

(3) 荷重ケース3, 4

図-7に支間1/4点の設計用の曲げモーメントに着目した荷重載荷の結果を示す。図中の●印は簡易計算の結果をプロットしたものである。この例は支間1000mで、幅22mの桁の結果であるが、他のケースも同様の結果が得られていることから、このケースのみの曲げモーメントを示す。また、非対称荷重載荷であるが、橋の右半分の桁の曲げモーメントは非常に小さいことから省略している。

表-4に支間1/4点の曲げモーメントの比較結果を示す。これより、線形化有限変位解析と有限変位解析の結果がよい一致を示すことがわかる。また、簡易式でもって精度よく評価できていることがわかる。

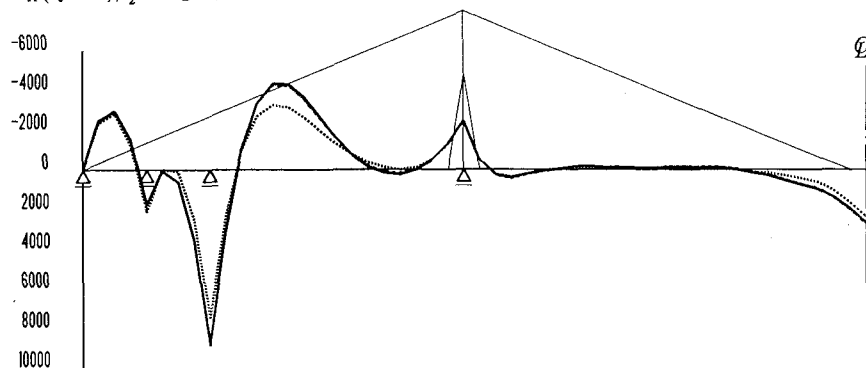
表-3 最大たわみ

$l_c : m$	$B_u : m$	$\delta_{max} : m$			$\frac{l_c}{400} : m$
		LI	LN	NL	
1000	28	1.112 (0.847)	1.300 (0.990)	1.313 (1.000)	2.50
	22	1.169 (0.845)	1.379 (0.998)	1.382 (1.000)	
1200	34	1.139 (0.818)	1.371 (0.984)	1.393 (1.000)	3.00
	28	1.200 (0.822)	1.451 (0.995)	1.459 (1.000)	

()内は、非線形解析を1.000としたときの比率

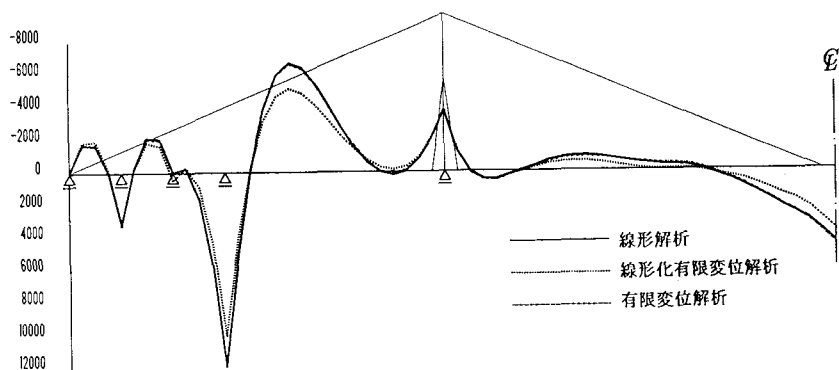
ここに、 LI : 線形解析
LN : 線形化有限変位解析
NL : 有限変位解析

$M_X(tf \cdot m)/\frac{1}{2}\text{Bridge} \quad (1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m)$



(a) $l_c = 1000m, B_u = 22m$

$M_X(tf \cdot m)/\frac{1}{2}\text{Bridge} \quad (1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m)$



(b) $l_c = 1200m, B_u = 28m$

図-6 主桁曲げモーメント (荷重ケース2)

表-4 曲げモーメント
(荷重ケース3)

$l_c : m$	$B_u : m$	$M_{max} : \times 10^4 tf \cdot m$			
		LI	LN	NL	SE
1000	28	0.546 (0.888)	0.602 (0.979)	0.615 (1.000)	(0.984)
	22	0.613 (0.891)	0.675 (0.981)	0.688 (1.000)	(0.989)
1200	34	0.731 (0.870)	0.818 (0.973)	0.840 (1.000)	(1.006)
	28	0.904 (0.867)	1.023 (0.982)	1.042 (1.000)	(1.004)

($1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m$)

SE : 簡易算定式

表-5 曲げモーメント
(荷重ケース4)

$l_c : m$	$B_u : m$	$M_{max} : \times 10^4 tf \cdot m$			
		LI	LN	NL	SE
1000	28	0.281 (0.814)	0.343 (0.994)	0.345 (1.000)	(1.016)
	22	0.321 (0.846)	0.375 (0.989)	0.379 (1.000)	(1.023)
1200	34	0.401 (0.797)	0.493 (0.980)	0.503 (1.000)	(1.008)
	28	0.487 (0.844)	0.571 (0.990)	0.577 (1.000)	(1.024)

($1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m$)

SE : 簡易算定式

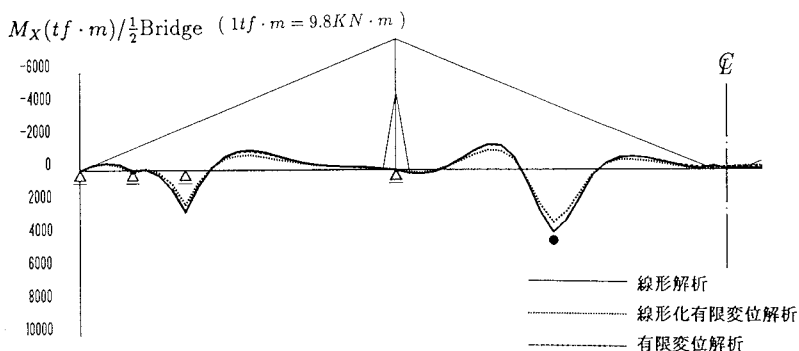


図-7 主桁曲げモーメント (荷重ケース3)

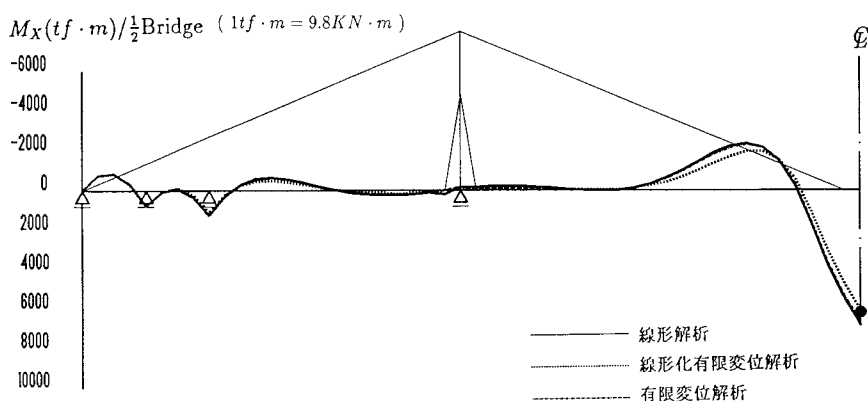


図-8 主桁曲げモーメント (荷重ケース4)

図-8に荷重ケース4の曲げモーメント分布の比較, また表-5に数値の比較結果を示す. この場合も荷重ケース3と同様, 線形化有限変位解, 有限変位解また簡易式による値もよい一致を示していることがわかる.

(4) 荷重ケース5

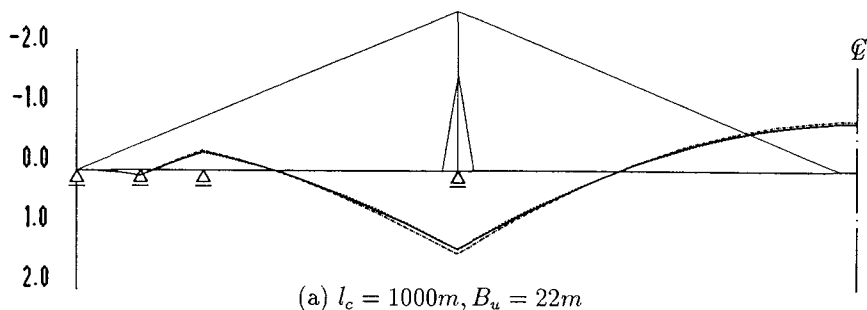
図-9に風荷重による曲げモーメント(M_Y)の分布を示す. 図より, 3つの解析法のいずれもよい一致を示すことがわかる. 塔, 桁の最大変位の差は最大でも10%程度でそれぞれの違いは大きくなかった. 線形化有限変位解析と有限変位解析の比較では, 変位, 断面力ともに, わずかな差ではあるが有限変位解析による値が小さくなっている.

(5) 荷重係数倍したときの結果

軸力と曲げの強度相関式の適用や局部座屈の照査を行うとすれば, 係数倍(1.7倍)した荷重作用下での曲げモーメントを計算する必要がある. そこで, 設計曲げモーメントを対象に, 非線形の程度が大きい荷重ケース3¹⁵⁾¹⁶⁾について計算した結果を表-6に示す. この場合, 活荷重も1.7倍した検討を行う.

非線形の程度は更に大きくなってくが, 線形化有限変位解析と有限変位解析結果はよい一致を示すことがわかる. 簡易算定式は, 表-4に比べると多少安全側の評価となるが, 安全側という立場にたてば十分利用できると思われる.

$M_Y(\times 10^5 tf \cdot m)/\frac{1}{2}\text{Bridge} \quad (1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m)$



$M_Y(\times 10^5 tf \cdot m)/\frac{1}{2}\text{Bridge} \quad (1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m)$

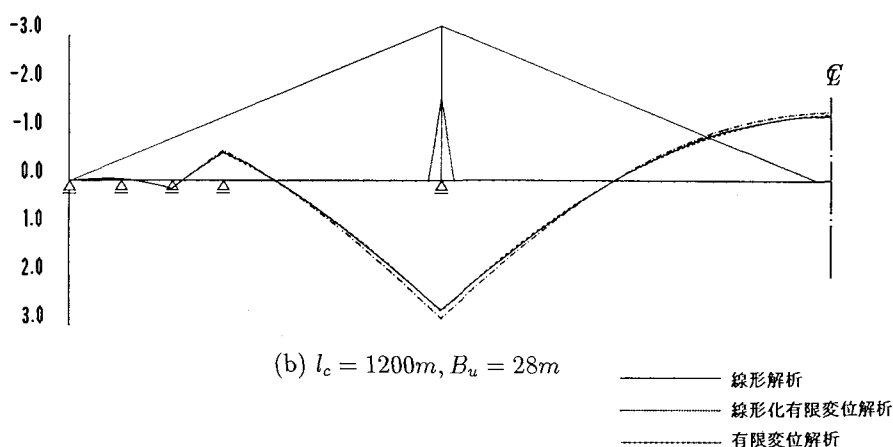


図-9 主桁曲げモーメント (風荷重載荷)

4. まとめ

今回の計算結果を要約すると以下のようになる。

- 1). 本文で用いた線形化有限変位解析結果は有限変位解析結果とよい一致を示す。これより、具体的な設計段階では、有限変位解析に代わって線形化有限変位解析が利用できる。また、簡易算定式もよい一致を示し、どの程度の非線形性が生じるかといった計画の最初の段階での予測に十分な精度でもって利用できる。
- 2). 完成時を対象とした面外変形解析では、線形、線形化有限変位、有限変位解析によるいずれの結果もよい一致を示す。
- 3). 耐力評価を意図した荷重ケース1の結果から、曲げモーメントは塔位置支点部で局所的に生じる。軸力のみが作用した状態では桁の耐力がこの部位で支配される可能性が高いと予想されることから、この部位で相関強度式を用いた耐力評価が必要と考えられる。

表-6 曲げモーメント
(荷重係数倍)

$l_c : m$	$B_u : m$	$M_{max} : \times 10^4 tf \cdot m$			
		LI	LN	NL	SE
1000	28	0.478 (0.713)	0.663 (0.990)	0.670 (1.000)	(1.058)
	22	0.546 (0.765)	0.709 (0.993)	0.714 (1.000)	(1.061)
1200	34	0.682 (0.703)	0.950 (0.980)	0.970 (1.000)	(1.058)
	28	0.828 (0.772)	1.059 (0.988)	1.072 (1.000)	(1.068)

($1tf \cdot m = 9.8KN \cdot m$)

- 4). 荷重ケース2から、塔に最も近い側径間内支点位置で大きな曲げモーメントが発生することがわかった。中間橋脚の設置は自定式の長大橋では欠かせないと考えられること、またこの部位の軸力も比較的大きいことから、桁耐力評価の荷重状態の選定にあたっては注意する必要がある。

今後、長大斜張橋の主桁耐力評価を含めた応力照査をどのように行っていくかを確立していく必要があるが、その場合有限変位の影響を考慮する必要があると考えられ、そのための解析方法について一知見が得られたと考える。

参考文献

- 1) F.Leonhart and W.Zeller : Past, present and future of cable-stayed bridges, Cable-Stayed Bridges, Elsevier, pp.1-33, 1991
- 2) 成田信之, 宮田利男, 藤野陽三, 長井正嗣 : 斜張橋の国際セミナーパネルディスカッションを中心として, 橋梁と基礎, Vol.26, No.6, pp.24-28, 1992
- 3) 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力学的挙動からの一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.38A, pp.1161-1174, 1992
- 4) Y.Fujino and M.Nagai : Static and dynamic problems in extremely long-span cable-stayed bridges, Proc. of Int. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development, pp.179-199, 1992
- 5) 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.39A, pp.1075-1088, 1993
- 6) A.Petersen, A.Larsen, W.Eilzer : Outline design and special studies for a 1200m cable-stayed bridge, Proc. of Innovation in Cable-Stayed Bridge, pp.367-378, 1991
- 7) J.Muller : The bi-stayed concept : Overview of wind engineering problems, Proc. of the 1st International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges, pp.237-245, 1992
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1991
- 9) 星埜正明, 宮田利男 : 長大斜張橋(支間 1000m)の試設計, 橋梁と基礎, Vol.24, No.2, pp.15-22, 1990
- 10) 奥川淳志, 高城信彦, 山口和範 : 中間橋脚を有する斜張橋の構造特性, 本四技報, Vol.17, No.65, pp.2-9, 1993
- 11) 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部材断面力計算法の提案, 土木学会論文集, No.362/I-4, pp.353-362, 1985
- 12) 本州四国連絡橋公団 : 耐風設計基準・同解説, 1976
- 13) 国広昌史, 竹村勝之, 水上義彦, 中村清孝, 松本憲治 : ケーブル系橋梁の静力学特性, 川崎重工技報, No.83, pp.98-105, 1984
- 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, No.362/I-4, pp.343-352, 1985
- 15) 長井正嗣, 赤尾宏, 佐野信一郎, 奥井義昭 : 斜張橋の主桁に発生する非線形曲げモーメントの簡易算定法の提案, 土木学会論文集, pp.307-316, No.392/I-9, 1988
- 16) 長井正嗣, 佐野信一郎, 奥井義昭, 大垣賀津夫 : 斜張橋主桁の非線形曲げモーメントの算定図, 土木学会構造工学論文集, Vol.36A, pp.1097-1102, 1990
- 17) 長井正嗣, 川畑治, 岸本節二, 奥井義昭, 菊池昭仁 : ケーブルにモード座標を用いた桁・ケーブル系の固有値および応答解析, 土木学会構造工学論文集, Vol.38A, pp.63-72, 1992
- 18) 藤井裕司, 鳥海隆一 : 多々羅大橋全体耐荷力試験, 本四技報, Vol.17, No.65, pp.24-30, 1993

(1993 年 9 月 16 日 受付)