

I - A87

長大斜張橋主桁の弾塑性挙動と終局強度に関する考察

長岡技術科学大学 学生員 新井田勇二 正員 長井 正嗣
 埼玉大学 正員 謝 旭 正員 山口 宏樹
 東京都立大学 正員 野上 邦栄

1. まえがき

斜張橋主桁の設計にあたり、補剛板及び部材としての座屈安定照査が行われる。このうち、後者の安定照査法は依然確立されておらず、設計者を悩ませる問題となっている。これまで、弾性または非弾性の固有値解析から有効座屈長を定義して検討する方法がとられている。また、これらの方法は合理的ではないという立場から弾性有限変位解析または弾塑性有限変位解析による照査が行われている。本文では、弾塑性有限変位解析¹⁾を用い、長大斜張橋の主桁に着目した終局強度解析を行い、その挙動を紹介するとともに設計に関する情報を提供する。

2. 計算モデルと計算条件

図-1 に示す中央径間長 1400m の長大斜張橋を対象に解析を行う。桁断面として図中の桁幅 (Bu) に 25,30m (スパン/桁幅=56,47), 桁高さ (Hw) に 3.5,4.0m (スパン/桁高=400,350) を選び、それらを組み合わせた4断面を対象とする。モデルをそれぞれ、M25-3.5, M25-4.0, M30-3.5, M30-4.0 とする。最初の数字が桁幅、2番目の数字が桁高を意味している。今回のモデルのスパン/桁幅、スパン/桁高比はこれまでの実績に比べてかなり大きい値となっている。因みに多々羅大橋 (スパン: 890m) のスパン/桁高比は 330 である。表-1 に主桁と塔の断面諸量を示す。主桁断面は以下の条件を満足するよう決定している。

$$\sigma_D + \sigma_L < (\sigma_y / 1.7 - 20 \text{ (MPa)}) \quad , \quad \sigma_D + \sigma_w < (\sigma_y / 1.15 - 20 \text{ (MPa)}) \quad (1)a,b$$

ここで、 σ_D , σ_L , σ_w はそれぞれ死荷重、活荷重、風荷重による垂直応力、 σ_y は材料 (SM570 材を使用) の降伏点である。() の 20MPa は、死荷重時曲げ応力やせん断応力を考慮しない概略設計のため、許容応力の低減を意味する。

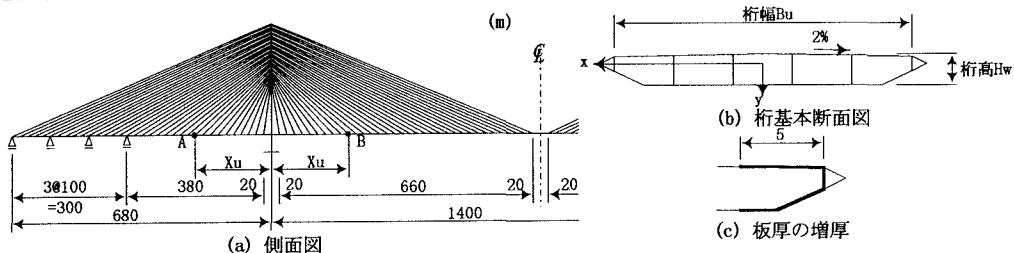


図-1 斜張橋の解析モデル

表-1 断面諸元

	Bu (m)	Hw (m)	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J (m ⁴)	I _w (m ⁶)	W (tf/m)	X _u (m)
主 桁	25	3.5	1.314 (2.243)	2.56 (4.050)	75.653 (177.323)	5.767 (9.395)	90.431 (314.397)	21.441 (28.871)	260
	25	4.0	1.348 (2.359)	3.291 (5.130)	76.932 (187.140)	7.133 (11.333)	106.659 (404.954)	21.815 (29.751)	200
	30	3.5	1.563 (2.134)	3.083 (3.987)	127.201 (222.835)	7.08 (9.615)	173.351 (369.716)	24.177 (28.871)	120
	30	4.0	1.605 (2.182)	4.002 (5.051)	129.658 (225.990)	8.889 (11.728)	210.045 (452.920)	24.639	140
塔 (1本)			1.76	30.667	40.32	39.273	—	19.342	—

長大斜張橋，終局強度，設計法，弾塑性有限変位解析

〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1 TEL:0258-47-9602 FAX:0258-47-9600

式(1)₀を満足するために、桁は塔位置近傍で補強されている。図-1(c)に示すように、桁端から 5m の区間の板厚を増厚して面外曲げ剛性を効率的に高めている。増厚区間のスパン方向の長さは X_u (図-1(a)参照)である。

弾塑性有限変位解析に当たっては、残留応力、初期たわみは考慮していない。これは、残留応力が弾塑性挙動に影響を与えるものの、終局強度に与える影響が小さいためである。また、初期たわみ（弾性固有値解析からモードを決定）の影響も小さいことから、ここでは省略した。

荷重載荷は初期（死荷重）状態を作成した後、死荷重の大きさに比例した分布荷重を載荷している。以後の荷重倍率（ β ）は死荷重の大きさに対する比率であるが、 $\beta=0$ は死荷重が作用した状態に対応している。また、ケーブルプレストレスも同時に増加させる荷重載荷法を用いる例もあるが、この場合は当然桁曲げモーメントが小さくなって耐力が上昇する。しかし、今回の結果との差異は小さいことを別途確認している。

3. 解析結果と考察

図-2 に終局時の桁変位の増分モード形と荷重倍率（ β ）を示す。これより、いずれのケースも断面変化させた A,B 点近傍（図-1(a)参照）で座屈モード形がみられる。この位置での（作用軸力/降伏軸力）は各モデルで 0.98-0.99 であった。また、終局荷重の大きさは死荷重に対して 2.76-2.87 倍とかなり大きい値が得られた（ β に1を加える）。この荷重倍率で、桁の橋軸方向変位、A,B 点近傍の鉛直変位、スパン中央の鉛直変位（図-3 参照）および塔の橋軸方向変位が急増する。また変位が急増し始めるまでは荷重に比例して増加しており、幾何学的非線形の影響は小さい。

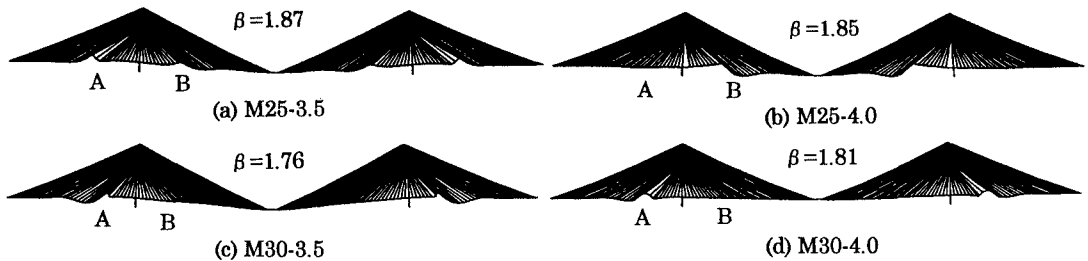


図-2 終局状態での変位増分モード形

図-4 に塔位置の桁の曲げモーメントを示す。今回の荷重状態では、塔位置の桁に初期降伏が生じる。これは、この位置での曲げモーメントが大きくなるためである。降伏が生じた後、曲げモーメントの再配分が生じ、最終的に断面変化位置（A,B 点）近傍の鉛直変位、橋軸方向変位が急増して終局状態となる。なお、桁の軸力は終局状態まで荷重に比例して増加する。

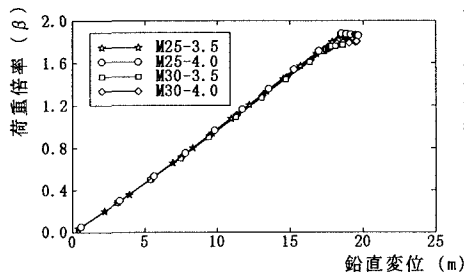


図-3 桁中央点の鉛直変位

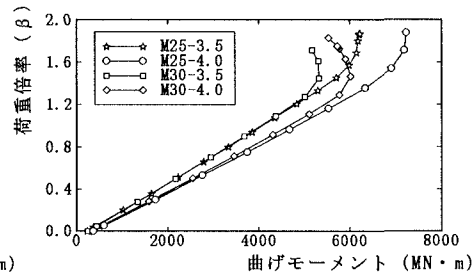


図-4 塔位置の桁曲げモーメント

4. まとめ

本解析より得られた結果を要約すると次のようになる。1)終局状態の荷重倍率はかなり高く、更に桁高さを低くできる可能性が得られた。2)今回の結果から類推すると、終局状態は補剛板の座屈または、モデルによっては（曲げ剛性のかなり低い桁を採用した場合）桁座屈との連成座屈に支配される可能性が高い。

[参考文献] 1)謝他：自定，一部他定式長大斜張橋の弾塑性終局挙動に関する考察，鋼構造年次論文報告集 Vol4(1996)