

600m 自定式吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性

首都大学東京	学生会員	村上 真也
(株)日邦技研	正会員	岩崎 秀隆
首都大学東京	正会員	野上 邦栄
首都大学東京	正会員	山沢 哲也
(株)長大	正会員	森園 康之
長岡技術科学大学	正会員	長井 正嗣

表-1 試設計

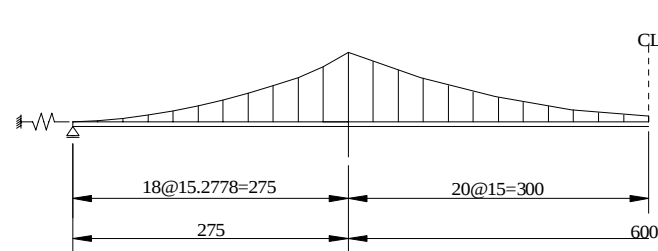
1. 目的

長大橋が計画される場合、吊形式橋梁の建設が検討の対象となることが多い。その時、地盤の状態が非常に悪いなどの条件が存在するならば、より軽量の鋼製タイプが有利となる。そこで、吊橋と鋼斜張橋の採用を考えることができるが、吊橋・鋼斜張橋共に従来のものでは都市内で建設する場合に問題点を抱えている。鋼斜張橋の場合は、空港が近接している場合の航空制限、通風権・日照権の侵害、電波障害などのために高い主塔が建設できない可能性がある。一方、吊橋の場合は経済的塔高として一般に中央径間長の 1/10 程度で計画されているが、アンカレイジの設置が困難になる。

したがって、吊橋に着目した時、自定式吊橋の採用を考えることができる。本研究では、試設計結果¹⁾に基づいた自定式吊橋の解析モデルを作成し、弾塑性有限変位解析を行なうことにより自定式吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性を明らかにする。

2. 解析モデル

対象とする橋梁は図-1 に示す中央径間長 600mの自定式吊橋である。補剛桁端部の支承位置には軸ばねを設置している。試設計¹⁾は、表-1(a)に示す基本条件から、主塔及び主桁の断面寸法と鋼材を変化させて行なった。その決定断面諸元を表-1(b)、図-2 に示す。使用する鋼材は主桁はSM570 材、主塔はSM490Y材となった。



(a) 側面形状

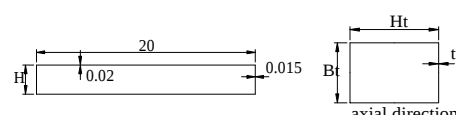
(b) 主塔形状

図-1 本研究の解析モデル

(a) 基本条件	
中央径間長	600(m)
側径間長	275(m)
主塔形状	2層ラーメン形式
塔高	中央径間長の1/10
桁下空間	20(m)
断面形状	一室箱型
主桁等価フランジ厚	20(mm)
主桁等価腹板厚	15(mm)
主ケーブル許容応力度	804(N/mm ²)
ハンガー許容応力度	708(N/mm ²)
ハンガー間隔	15(m)
ばね定数	10000(kN/m)

(b) 決定断面諸元

桁	断面寸法 (B × H)	20.0(m) × (7.0m)
	板厚 (t _f , t _w)	20(mm), 15(mm)
	材質	SM570
	断面積 (A _g)	1.009(m ²)
塔	断面寸法 (B _t × H _t)	2.5(m) × 3.5(m)
	板厚 (t _f , t _w)	40(mm)
	材質	SM490Y
	断面積 (A _t)	0.474(m ²)
ケーブル	断面積 (A _c)	0.1056(m ²)
	外径 (d)	418(mm)
概算重量	桁	12.750(t)
	塔	2.238(t)
	ケーブル関係	2.385(t)
合計		17.373(t)



(a) 主桁

(b) 主塔

図-2 主塔及び主桁断面図

3. 解析条件

3-1. 荷重条件

荷重荷重条件は、死荷重(D)の初期状態に常時荷重(D+L)を漸増荷重し、 $D + \alpha(D+L)$ を考える。ここで簡略化のために荷重倍率 $\beta = \alpha + 1$ を考え、 $\beta(D+L)$ とする。活荷重荷重条件として、図-3 に示す全支間に荷重する満載、片方の側径間と中央径間に荷重する偏載、中央径間のみに荷重する中央載荷の3ケースを考える。

3-2. 構成則

本研究における応力 - ひずみ関係には、主桁及び主塔には完全弾塑性型を、主ケーブル及びハンガーにはひずみ硬化係数 1/100 のバイリニア型をそれぞれ仮定する。

3-3. 初期不整

初期不整は、主桁及び主塔の残留応力と主塔の初期たわみを考慮した。残留応力分布は溶接タイプを理想化したものとし、圧縮残留応力に $\sigma_{rc} = 0.1\sigma_y, 0.2\sigma_y, 0.4\sigma_y$ の3ケースを考慮したパラメータ解析を行なった。初期たわみは図-4のような直線形状分布とし、各主塔の塔頂部の初期たわみ量 δ_A, δ_B にそれぞれ0, $\pm h/1000$ の3つを想定し、それらを組み合わせた計9ケースについて考慮したパラメータ解析を行なった。

Keyword：自定式吊橋，弾塑性有限変位解析，弾塑性挙動，終局強度

連絡先：〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL：0426-77-1111 FAX：0426-77-2772

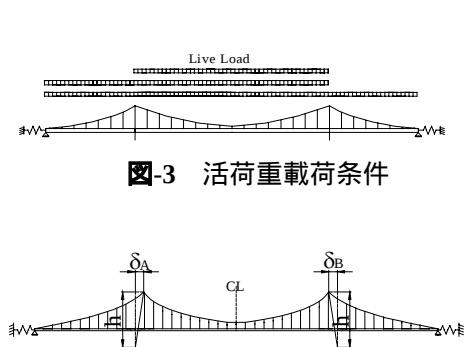


図-3 活荷重載荷条件

図-4 初期たわみ

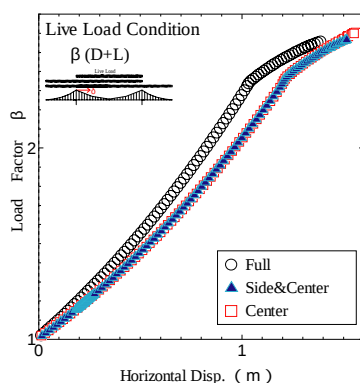


図-5 塔頂部荷重 - 水平変位曲線

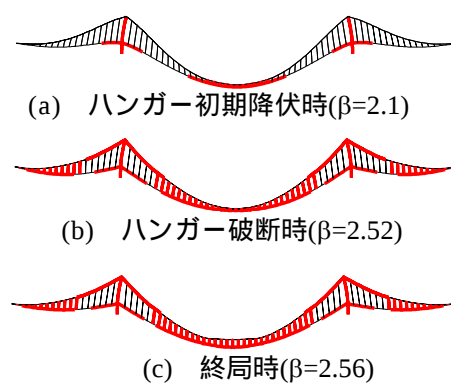


図-6 増分変位モード(満載)

4. 弾塑性挙動と終局強度特性

活荷重載荷条件をパラメータとして解析を行なった．それぞれの活荷重載荷条件に対して最も厳しい初期不整を考慮した時の塔頂部における荷重倍率と水平変位の関係を示したのが図-5である．全ての載荷条件において主ケーブル初期降伏時(荷重倍率 $\beta=2.34$ 付近)から急激に変位が増えて終局に至る．

また，満載時の増分変位モード(図-6)を見ると， $\beta=2.1$ でハンガーの初期降伏が中央から始まり， $\beta=2.52$ でハンガーが破断し，その後に主桁中央部分の変位量が急激に大きくなるので，自定式吊橋では中央部のハンガーが破断することによって主桁が安定しなくなり $\beta=2.56$ で終局を迎える．

図-7 に活荷重載荷条件と初期降伏及び終局時荷重倍率の関係を示す．全ての活荷重載荷条件において，主塔，主桁，ハンガー，主ケーブルの順に降伏し，その後ハンガーが破断して終局を迎える．

また図-5，図-7 から載荷条件の違いが耐力に与える影響は小さいが，満載 が最も厳しい荷重載荷条件となった．

図-8 は満載 時の終局時主塔応力分布である．全域が降伏している．

満載 時の終局時主桁応力分布を示したのが図-9 である．圧縮側では主塔付近と中央部分が降伏しており，引張側ではほぼ全域が降伏している．

最後に，初期不整が終局強度に及ぼす影響について示す．図-10 に活荷重載荷条件が偏載 で，各初期不整のパラメータが $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$ ， $\delta_A=h/1000$ ， $\delta_B=h/1000$ の時の初期不整と初期降伏及び終局時の荷重倍率の関係を示す．残留応力を考慮した場合(図-10 の破線より右の部分に示す．)には主桁及び主塔が早い段階で降伏する．しかし，初期不整を考慮しない場合に対する初期不整を考慮した場合の終局時荷重倍率の低減率は1.1%程度であった．他の活荷重載荷条件及び初期不整のパラメータを用いた際，低減率がこれよりもさらに小さかったので，初期不整が終局強度に及ぼす影響は小さい．

5. 結論

主桁に SM570 材，主塔に SM490Y 材を用いれば，終局時荷重倍率 β は約 2.5 以上を確保できることが明らかになった．従って，終局強度に着目した場合，本研究で用いたような長大自定式吊橋の実現の可能性が期待できる．

参考文献

1) 森園, 長井, 野上, 藤野: 塔高を中央径間長の 1/10 とした鋼斜張橋の試設計と自定式吊橋との比較, 構造工学論文集 Vol.50A, 2004.

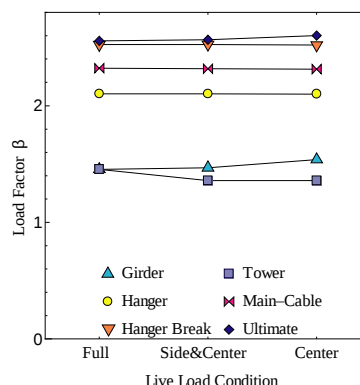


図-7 載荷条件と初期降伏及び終局時荷重倍率

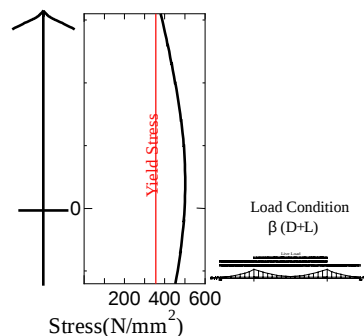


図-8 終局時主塔応力分布(満載)

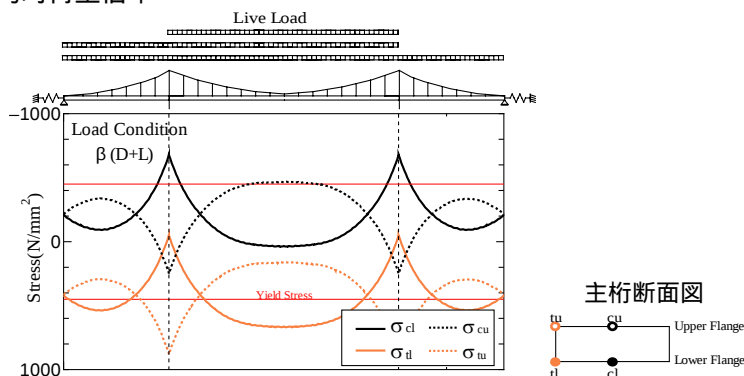


図-9 終局時主桁応力分布(満載)

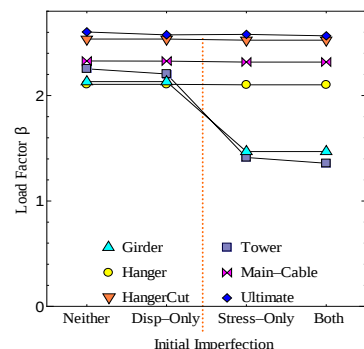


図-10 初期不整と初期降伏及び終局時荷重倍率(偏載)