

超長大斜張吊橋の面外耐荷力と静的・動的耐風安定性

三菱重工業 正会員○植田元春
 首都大学東京 正会員 中村一史
 首都大学東京 フェロー 前田研一

1. はじめに

現在計画されている国内外を含めた海峡横断プロジェクトには中央径間長 2,000m を大きく超える超長大橋が数多く含まれ、これらの具体的な実現のためには、コストの大幅縮減を含めた技術開発の成果、自然環境への影響、費用対効果などが必要不可欠である。このような背景により、超長大橋に対する研究の中心は、より経済的な新しい吊形式橋梁の開発へと移行しつつあり、その一つに、斜張橋と吊橋を組み合わせた形式である斜張吊橋がある。著者らは、これまでに中央径間 2,500m の超長大斜張吊橋を対象に、面内の構造特性や経済性に関する研究¹⁾を行ってきたが、風荷重の作用による終局挙動や、耐風安定性に関する研究は未だ十分には行われていない。そこで、構造的には超長大橋の成否は我が国の過酷な環境下での耐風安定性にかかっている点に注目し、本研究では、弾塑性を考慮した面外方向の耐荷力解析によって終局強度特性を、横ねじり座屈解析によって静的耐風安定性を、さらに、固有振動解析および連成フラッター解析によって動的耐風安定性を検証し、斜張吊橋の実現性を検討するとともに、構造的な耐風安定化策を提案し、超長大橋の実現に向けて残された問題をより合理的に解決することを目的としている。

2. 解析モデルと解析条件

解析対象として、吊・斜張区間が異なる3つのモデルの Type-1~3（それぞれ全径間に対する斜張区間の割合が 60%, 50%, 35%）に、比較検討案として吊橋モデルの Type-4 を加え、4つのモデルで検討を行った（図-1）。主桁断面形状を図-2 に示す。設計基準については、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準を適用した。ただし、風荷重の算定²⁾については、本州四国連絡橋公団の明石海峡大橋耐風設計要領の規定を適用し、設計基本風速 $U_{10}=45\text{m/sec}$ として試設計した。

この結果、耐荷力解析に用いる主桁に作用する風荷重強度は 25.7kN/m となった。ケーブル材料の構成則はバイリニア型でモデル化し、主ケーブルに ST1770、斜張ケーブル、ハンガーに ST1570 を用いた。鋼板の構成則は弾性-完全塑性体としてモデル化した。解析には弾塑性有限変位解析³⁾を適用し、設計風荷重 W に荷重パラメータ α を乗じ、 $D+PS+\alpha W$ として、面外風荷重を漸増载荷した。

また、静的耐風安定性を照査した横ねじり座屈解析には、明石海峡大橋設計案 B 断面（流線型箱桁）の風洞試験で得られた三分力係数を用いた。

さらに、動的耐風安定性を照査した連成フラッター解析では、60 次のモードを考慮し、主桁の非定常空気力は平板翼理論に基づいて定式化を行った。なお、構造減衰は対数減衰率で 0.02 とした。

3. 解析結果

まず、面外耐荷力については、設計風荷重を漸増载荷して弾塑性有限変位解析を行った結果の一部を図-3

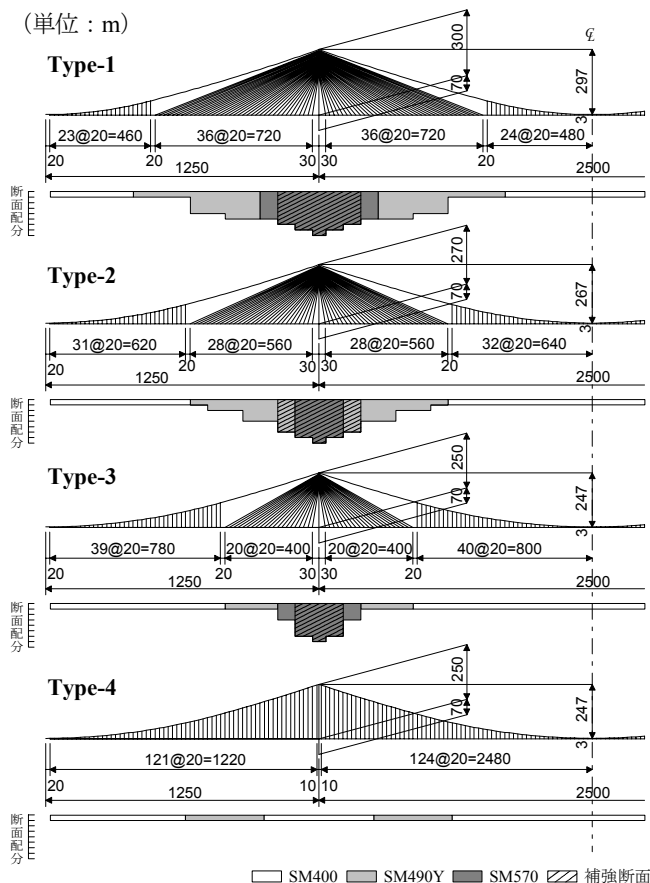


図-1 一般図

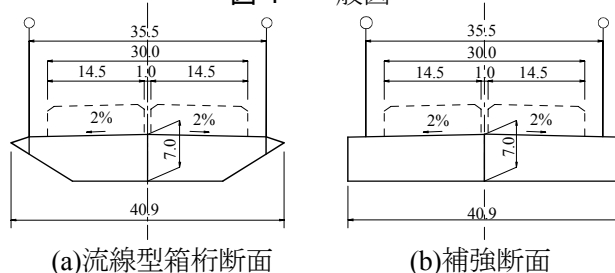


図-2 主桁断面形状

Key Words : 超長大橋, 斜張吊橋, 面外耐荷力, 横ねじり座屈, フラッター限界風速

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

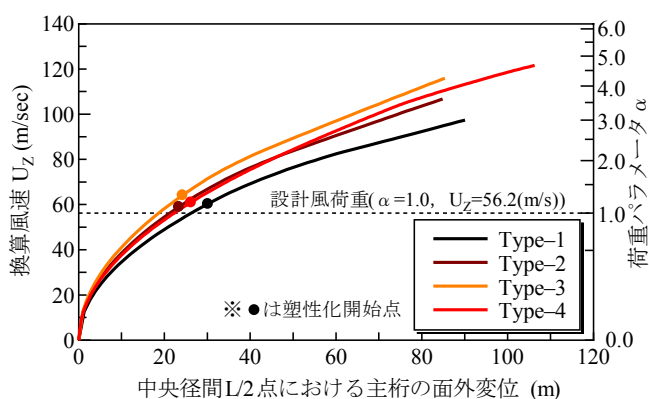


図-3 設計風荷重に対する耐荷力の解析結果

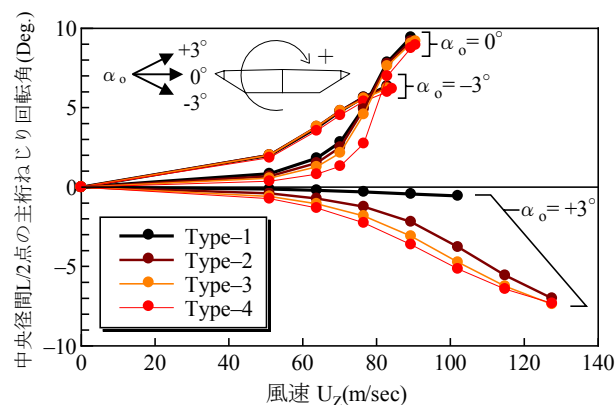


図-4 横ねじり座屈解析結果

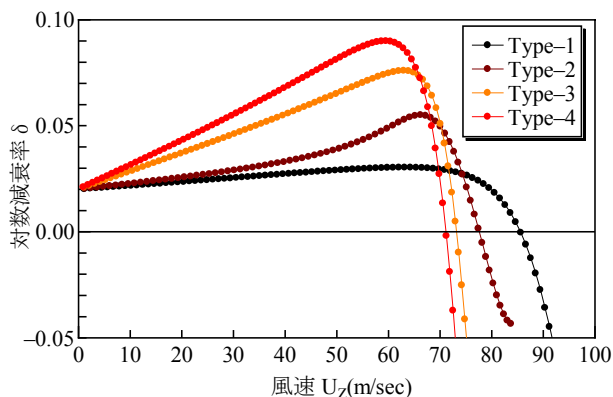


図-5 連成フラッター解析結果（耐風安定化策あり）

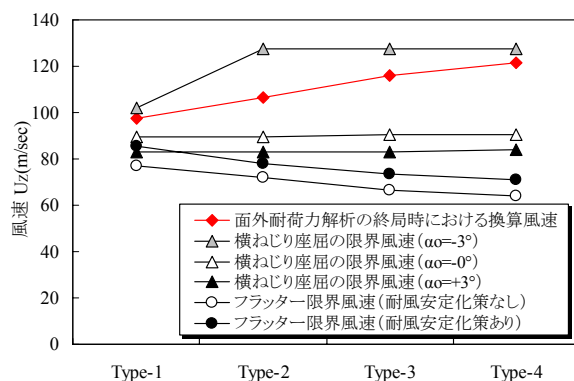


図-6 風の作用による終局限界状態のまとめ

に示す．図の縦軸は荷重パラメータ α を主桁位置における風速に換算して示している．図より， $\alpha=1.1\sim1.3$ 程度で塑性化が開始されるものの，終局強度については，最も低下した Type-1 であっても設計風荷重の 3 倍，風速に換算して約 97m/sec であることが解った．

また，横ねじり座屈解析については，初期迎角 α_0 を -3° ， 0° ， $+3^\circ$ と変化させて解析を行った．解析結果の一部を図-4 に示す．初期迎角が -3° では，吊区間が長いほどねじり変形は大きくなるが，全てのタイプで横ねじり座屈の限界風速は 100m/sec 以上となった．初期迎角が 0° ， $+3^\circ$ では，斜張区間が長いほどねじり変形は大きくなるが，その差異は小さかった．横ねじり座屈の限界風速が最も低くなるケースは，初期迎角が $+3^\circ$ の場合であり，全てのタイプで約 82m/sec であった．これらのことから，構造全体のねじり剛性やたわみ剛性の影響は数値解析の中で考慮されるが，それらの差異が横ねじり座屈挙動に及ぼす影響は小さく，静的耐風安定性は初期迎角と主桁の断面形状に基づく三分力係数に大きく依存していると考えられる．

さらに，耐風安定化策としてリジッドハンガーフレームを設置した際の連成フラッター解析結果を図-5 に示す．リジッドハンガーフレームは鋼製の門型ラーメン形式の構造であり，中央径間 L/2 点から ± 320 m の位置に 2 箇所設置した．なお，図を略したが，耐風安定化策が無い場合には，吊区間が長くなるほどフラッター限界風速が低下し，Type-4 の耐風安定性が最も低く，全てのタイプで 80m/sec を下回った．図-5 から解るように，耐風安定化策を講じなければ 80m/sec を超えることはできず，提案した耐風安定化策の有用性が確かめられた．

最後に，風の作用に関してそれぞれ検討した終局限界状態を比較して図-6 に示す．図より，耐荷力的には十分な安定性が確保されていること，また，最も支配的な終局限界状態は動的耐風安定性であることが解った．

4. まとめ

以上のことから，設計風荷重に対する面外耐荷力，および，静的・動的耐風安定性を比較検討した結果，動的耐風安定性が最も厳しくなることが解ったが，提案した耐風安定性化策によりフラッター限界風速を，Type-1 では 80m/sec 以上，Type-2 でも明石海峡大橋と同程度の 78m/sec の耐風安定性を確保することができた．したがって，近い将来，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．

参考文献

- 1) 前田，中村，野村，成田：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.177-194，2002.6.
- 2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）・同解説，2001.
- 3) ヤマト設計：Y-FIBER3D 3次元ファイバーモデルによる鋼構造物の耐震解析システム，2001.11.