

## 連続径間数の違いによる斜張橋の構造特性に関する一考察

大日本コンサルタント 正会員 ○中村正人 正会員 吉岡勉 正会員 石井喜代志  
 長大 正会員 黒木唯真 宮下健治  
 阪神高速道路 正会員 杉山裕樹 岡上政史

## 1. はじめに

近年の斜張橋は、技術の進展とともに長支間化が進んでいる。また、連続斜張橋についても同様に長支間化が進んでおり、海外では支間長 600m クラスの連続斜張橋も建設されている。大阪湾岸道路西伸部の新港・灘浜航路部では、世界最大規模の連続斜張橋である Queensferry Crossing<sup>1)</sup>(3 本主塔、支間長 650m) を 1 径間 (1 主塔) 上回る連続斜張橋が計画されている。そこで著者らは、連続径間数(主塔基数)の違いによる斜張橋の構造特性を明らかにするため、連続径間数(主塔基数)、側径間ステイ効果(側径間の橋脚配置)及び各部材の剛性の違いが変形挙動に与える影響を感度分析した。

## 2. 検討対象モデル

検討対象モデルは、最大支間長 650m、側径間長 390m の斜張橋を基本とし、連続径間数 (主塔基数) の異なる 4 パターン (図-1) と側径間の橋脚配置の異なる 3 パターン (図-2) の組合せからなる計 12 モデルとした (表-1)。主塔は RC 逆 Y 型形式で主桁は扁平六角形断面の鋼床版 1 箱桁を基本構造とした。支承は弾性支承とした。各モデルの中央径間に L 荷重のみを固定載荷し、主桁の鉛直変位及び主塔の水平変位を比較した。なお、主塔下端及び橋脚下端は固定条件とした。

## 3. 連続径間数の違いによる斜張橋の構造特性比較

## (1) 連続径間数の違いが変形挙動に与える影響

各モデルの主桁中央径間中央部の鉛直変位を図-3 に示す。側径間に中間橋脚及び非吊区間を有する基本モデル A に着目すると、連続径間数 (主塔基数) が少ない 2 主塔モデルの変位量が最も小さく、連続径間数 (主塔基数) の増加に伴い変位量が大きくなる (図-4)。2 主塔モデルでは側径間ステイ効果により主塔の変形が拘束され、隣接する径間の変形が抑制されるのに対して、連続径間数 (主塔基数) が増加すると中央主塔に対する拘束効果が低くなるため、変形の抑制効果が低下したものと考えられる。

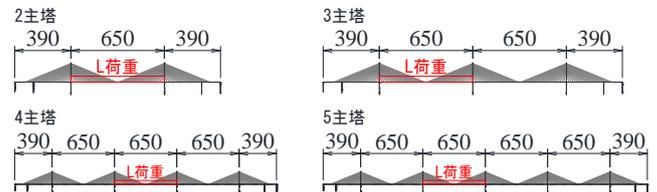


図-1 連続径間数 (主塔基数) パターン

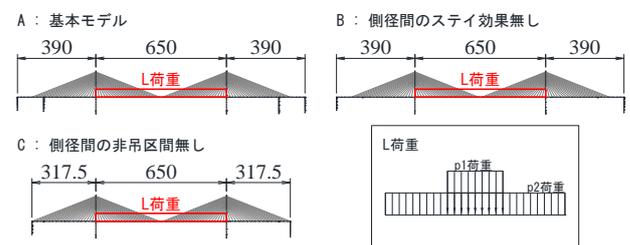


図-2 側径間の橋脚配置パターン

表-1 検討対象モデル一覧

		連続径間数 (主塔基数)			
		2主塔	3主塔	4主塔	5主塔
側径間の橋脚配置	A: 基本モデル	A-2	A-3	A-4	A-5
	B: 側径間のステイ効果無し	B-2	B-3	B-4	B-5
	C: 側径間の非吊区間無し	C-2	C-3	C-4	C-5

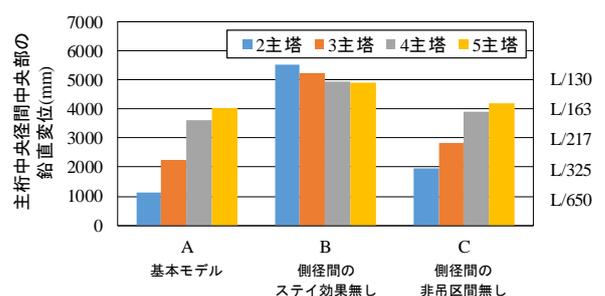


図-3 主桁中央径間中央部の鉛直変位

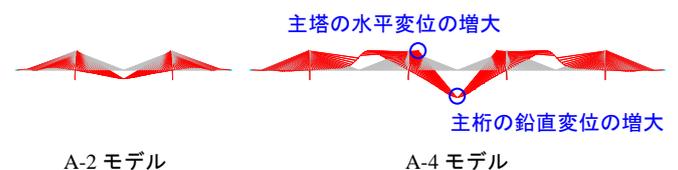


図-4 連続径間数の違いによる変形挙動の比較

キーワード 連続斜張橋, 連続径間数, 側径間ステイ効果, 感度分析

連絡先 〒330-6011 さいたま市中央区新都心 11-2 大日本コンサルタント(株)関東支社 TEL 048-600-6691

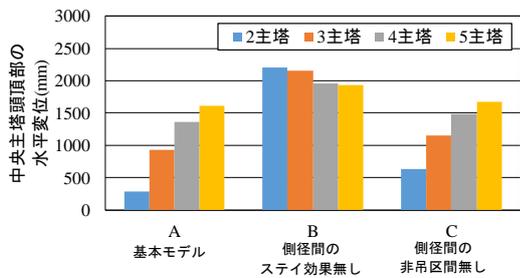


図-5 中央主塔頂部の水平変位

## (2) 側径間ステイ効果の違いが変形挙動に与える影響

側径間の橋脚配置の違いに着目すると、側径間の中間橋脚を無くしたモデル B は、中間橋脚を有するモデル A と比べて変位量が大きくなり、中間橋脚の変位抑制効果（側径間ステイ効果）が大きいことが分かる。また、モデル A、C とモデル B の変位差は、側径間のステイ効果の影響が大きい 2 主塔モデルが最も顕著となり、主塔基数を増加させるとその差は小さくなる。側径間最上段ケーブル定着位置に端橋脚を有するモデル C は、モデル A と同様に連続径間数（主塔基数）が増加すると中央主塔に対する拘束効果が低くなる。また、側径間ステイ効果はモデル A の方が高いことが分かる。なお、各モデルの中央主塔頂部の水平変位は図-5 に示すように、鉛直変位と同様の傾向を示している。

## (3) 各部材の剛性の違いが変形挙動に与える影響

斜張橋の各部材（基礎、ケーブル、主塔、主桁）の剛性の違いが変形挙動に与える影響を検証する。基本モデルの 2 主塔（A-2）、4 主塔（A-4）を対象として、主桁の鉛直変位に関する影響線を基に L 荷重を固定載荷し、各部材の剛性を増加させたときの主桁の鉛直変位から斜張橋の変形に影響が大きい部材を確認する。

表-2 に示すように、基礎、主塔、ケーブルの順番で剛性を増加させた解析を実施し、表-3 に示す方法で要因別の鉛直変位を算出した。各ケースから得られた鉛直変位を基に、斜張橋の鉛直変位を要因別にした結果を表-4 に示す。斜張橋の鉛直変位は主塔の倒れに起因する割合が大きく、その割合は連続径間数が多い A-4 モデルの方が大きくなることを確認した。これより、連続斜張橋の変形を抑制する方法として、主塔剛性を向上させることが効果的であるといえる。また、図-6、図-7 に示す解析ケース別の鉛直変位によると、主塔剛性を向上させることで主桁が上下に変形する挙動も大きく緩和される。今後の課題として、各部材の剛性向

### 参考文献

1) N.Hussain, M.Carte, S.Kite, B.Minto, "Forth Replacement Crossing – Concept Design", IABSE Symposium London 2011.

上によるコスト影響を確認し、効率的な剛性向上策を検討することが挙げられる。

表-2 各部材の剛性を变化させた解析ケース

ケース1	斜張橋の主桁中央径間中央における鉛直変位の算出（基礎ばねを考慮したモデル）
ケース2	ケース1の解析モデルの基礎ばねを固定条件として鉛直変位を算出
ケース3	ケース2の解析モデルの主塔を剛な部材として鉛直変位を算出
ケース4	ケース3の解析モデルのケーブルを剛な部材として鉛直変位を算出

表-3 要因別の鉛直変位差の算出方法

鉛直変位の要因	要因別の鉛直変位の算出方法
①基礎の回転	ケース1-ケース2
②主塔の倒れ	ケース2-ケース3
③ケーブルの伸び	ケース3-ケース4
④主桁の鉛直変位（局所的な鉛直変位）	ケース1-(①+②+③)

表-4 要因別の鉛直変位差の比較

	A-2:2主塔	A-4:4主塔
①基礎の回転	0.0 mm (0.00)	1.2 mm (0.00)
②主塔の倒れ	732.7 mm (0.58)	3173.1 mm (0.89)
③ケーブルの伸び	532.9 mm (0.42)	382.6 mm (0.11)
④主桁の鉛直変位	3.3 mm (0.00)	6.0 mm (0.00)
合計	1268.9 mm	3562.8 mm

※括弧内の数値は、合計の鉛直変位に対する比率を示す。

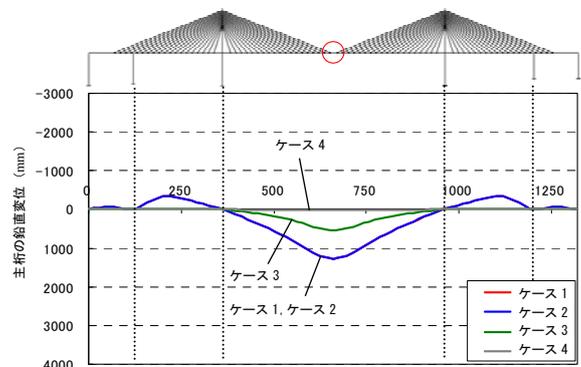


図-6 A-2 モデルの解析ケース別の鉛直変位

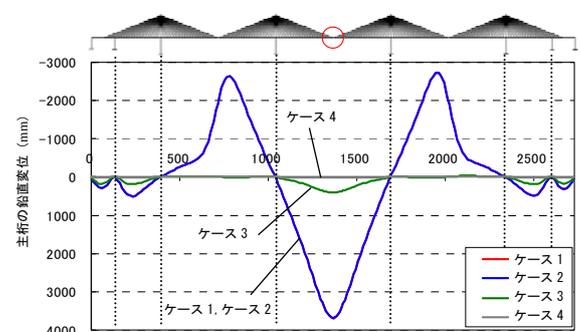


図-7 A-4 モデルの解析ケース別の鉛直変位