

レベルII地震動を受ける一面吊り斜張橋の非線形動的応答解析

Nonlinear Dynamic Analysis of Cable-stayed Bridge under Level II Earthquakes

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学工学部土木工学科 学生員 ○福井 啓介 (Keisuke Fukui)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 安田 絢一 (Junichi Yasuda)

1. まえがき

先の兵庫県南部地震以降、1996年と2002年に「道路橋示方書V耐震設計編」¹⁻²⁾が大幅に改訂された。この改訂により、斜張橋や吊橋をはじめとして、特殊な形状や構造を有する橋、また構造部位の固有モードが多数あり、地震時の挙動が複雑であると考えられる橋に対しては動的解析を行い、その結果を設計に反映させることとなった。

一方、1955年に近代斜張橋の先駆となったStrömsund橋が架設されて以来、斜張橋は今日に至るまで普及・発展を続け、短期間に近代橋梁として一定の位置を確保するに至っている。その理由として、高強度ケーブルの開発や、合理的で精度の高い架設技術の発展、コンピュータの発達に伴う静的・動的構造解析の進歩や風洞実験による耐風設計の確立などが挙げられる。また、斜張橋がケーブルの配置、塔形状などによる形態が多様で、設計の自由度が大きいこと、支間長の適用範囲が広く、比較的支間割の制約を受けないこと、ケーブル張力調節が可能で、経済的な設計ができることや、ケーブル張り出し架設が可能で合理的な架設ができること、塔・補剛桁・ケーブルの組み合わせにより、多様な景観設計ができることなど、斜張橋が従来の橋梁形式には見られない優れた特徴があることもその理由として挙げられる³⁻⁴⁾。このため、今後も海峡部や都市河川部などで斜張橋の架設事例は増えていく傾向にあるものと考えられる。

一般に斜張橋は振動の影響を受けやすい橋梁構造物であり、地震時の挙動が、塔・補剛桁・ケーブルなどを含めた全体として複雑であると考えられる。このため斜張橋の基本的構造形式を決定する際には、塔や補剛桁の耐風安定性の検討および補剛桁の支持条件などを考慮した地震時の動的挙動について検討することが必要である。風や地震による振動性状を把握するための解析モデルとしては、節点に集中した質量を与え、部材の剛度は通常の静的解析に用いる剛度を使用した多質点系の骨組構造モデルを用いるのが普通である。また、地震時の動的挙動の検討は、まずその構造の持つ固有の振動特性（固有振動数と固有振動モード）を明らかにすることが必要であり、固有振動解析が行われる。また、その固有振動解析に続いて過去の地震動記録や、それを振幅調節したものをを用いて、応答スペクトル解析や時刻歴応答解析が行われる⁵⁻⁷⁾。

斜張橋のように多自由度の構造物の振動解析では、計算量が多いためコンピュータの使用が不可欠である。また、斜張橋の架設事例が増える中、維持管理システムの

構築にも焦点が当てられている。しかしながら、斜張橋の地震応答解析例は少なく、モデル化手法や解析結果の評価手法など不明瞭な点が多い。

そこで、本研究では非対称支間長を有する一面吊り斜張橋を全体構造システム（塔・補剛桁・ケーブル）としてモデル化を行い、非線形地震応答解析を行うことで大地震時の構造物の挙動を把握することを目的とする。なお、解析には(株)CRC 総合研究所の立体骨組構造物の非線形動的解析「DYNA2E」を用いた。

2. 解析モデル

2-1 対象とした斜張橋

本研究で対象とした斜張橋は、道道幕別帯広芽室線・札内清柳大橋(第二札内大橋)である。全長229.7mで、支間長が97.7m+132mの非対称支間となっている。塔の高さは50mで、塔断面は塔の上部で耐風安定性を考慮した八角形断面を、塔基部では矩形断面を採用している。補剛桁断面は、逆台形3室箱型断面となっている。ケーブルは、一面吊り11段ハープ型マルチケーブルシステムを採用しており、塔基部と補剛桁は剛結構造となっている。また橋脚には、RC材が用いられている。

2-2 解析モデル

解析を行うにあたり使用したモデルを図-1に示す。解析モデルは、節点数110個、要素数155個の立体骨組構造である。ケーブルには初期軸力を与え、橋脚基部は固定されているものとした。以下に上部構造の支持条件を示す。P1橋脚は、ピボット沓で橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向3方向の変位を拘束している。

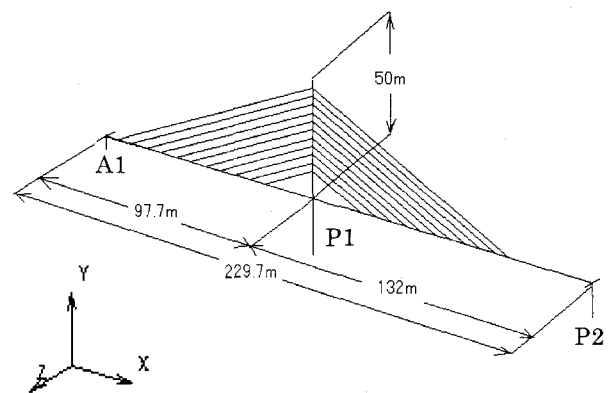


図-1 解析モデル

表-1 材料定数

	鋼材	RC材
ヤング率 (kN/m ²)	2.06E+08	2.45E+07
単位体積重量 (kN/m ³)	76.93	24.402

表-2 断面諸元

	補剛桁	塔	ケーブル
A (m ²)	1.0008~1.2134	0.4124~0.8281	0.00766~0.01530
I _y (m ⁴)	49.4183~52.1903	0.2823~0.8541	*
I _z (m ⁴)	1.1797~1.4546	0.4193~1.4802	*
J (m ⁴)	1.9977~2.2235	0.6653~1.3339	*
N (kN)	*	*	708.54~3581.9

表-3 固有振動数と有効質量比

モード次数	振動数(Hz)	周期(sec)	有効質量比(%)			モード形状
			X	Y	Z	
1次	0.467	2.143	0.0	1.5	0.0	鉛直1次
2次	0.783	1.277	0.0	0.0	1.7	塔面外1次
3次	1.013	0.987	0.0	17.2	0.0	鉛直2次
5次	2.034	0.492	0.0	0.0	6.6	水平1次
8次	3.838	0.261	0.0	0.0	19.7	水平2次
13次	5.911	0.169	6.8	0.0	0.0	塔面内1次
20次	10.587	0.095	0.4	0.0	0.0	橋軸1次

表-4 解析値と実測値の固有振動数の比較

モード形状	解析値(Hz)	実測値(Hz)
鉛直1次	0.467	0.570
塔面外1次	0.783	0.810
鉛直2次	1.013	1.090

A1橋台およびP2橋脚は、水平脊で橋軸直角方向の変位を拘束している。前述の3脊の両側はペンデル脊により鉛直方向の変位が拘束されている。解析に使用した構造物の材料定数を表-1に、断面諸元を表-2に示す。

2-3 解析条件

本研究では、固有振動解析手法として実対象マトリクスの標準的な固有値問題に優れた解析手法の一つである Householder 法を用いた。また、時刻歴応答解析には Newmark-β法による直接積分法とし、β=0.25を用いた。積分時間間隔は0.01秒とし、応答解析時間は30秒とした。入力地震波は、兵庫県南部地震時にJR鷹取駅で観測された地震波3成分とそれを1.5倍および2倍に振幅調節したものを用い、各成分をそれぞれ橋軸・橋軸直角・鉛直方向に同時入力した。入力地震波(1倍)を図-2に示す。また、減衰には Rayleigh 減衰を用いた。なお、動的解析を実施する前に、あらかじめケーブルの初期軸力および死荷重を考慮した静的解析を行った。

3. 数値解析結果

3-1 固有振動特性

立体骨組モデルによる固有振動解析から得られた主要な固有振動モードを図-3に、固有振動数と有効質量比、および解析値と実測値の固有振動数の比較を表-3、

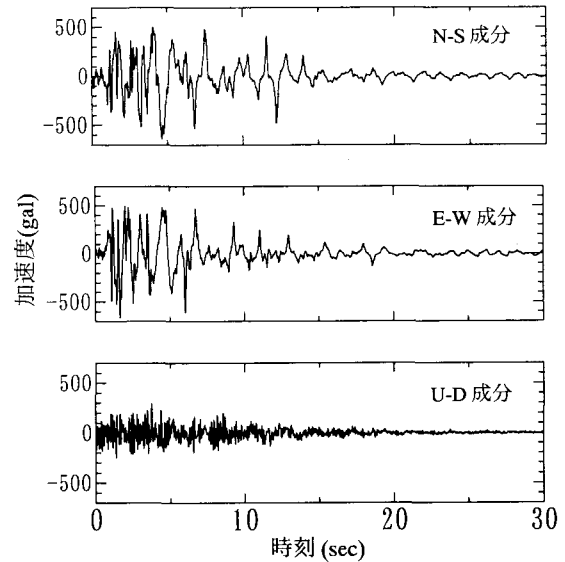


図-2 入力地震波(1倍)

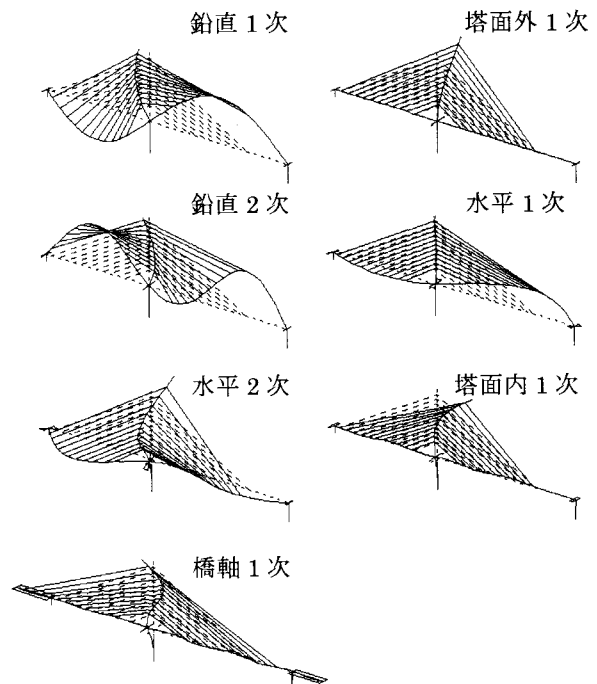


図-3 固有振動モード

表-4にそれぞれ示す。

図-3より塔・補剛桁・ケーブルが連成していることが確認できる。また、表-3より鉛直1次と鉛直2次の固有振動数はそれぞれ0.467Hz、1.013Hzであり、水平1次と水平2次モードは、2.034Hzと3.838Hzである。塔面外1次モードおよび塔面内1次モードはそれぞれ0.783Hzと5.911Hzであり、橋軸1次は比較的高次に現れ、その固有振動数は10.587Hzである。有効質量比は鉛直2次と水平2次モードに比較的大きな値が現れたが、低次の振動モードには、特に卓越したモードは認められない。また、表-4より解析値と実測値を比較すると、特に塔面外1次モードや鉛直2次モードでよく一致しており、本解析モデルの妥当性が確認できたものと考えられる。

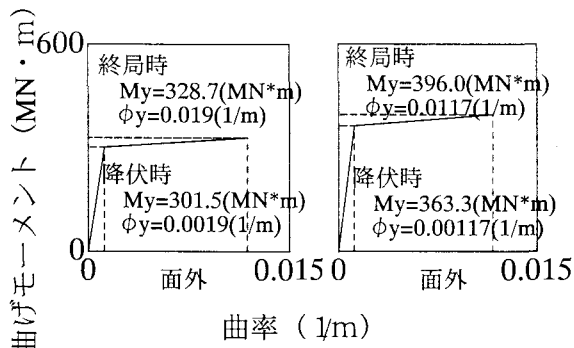


図-4 降伏モーメント～曲率の関係

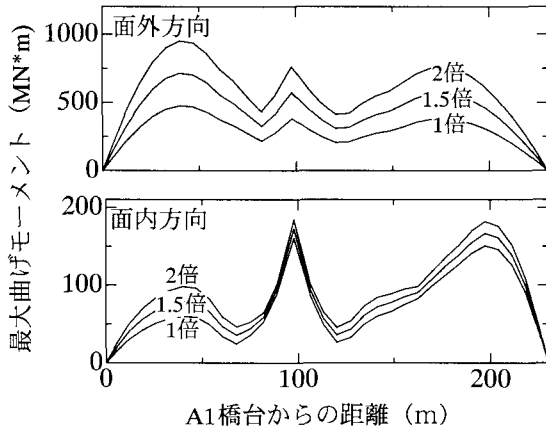


図-5 補剛桁の最大曲げモーメント

3-2 非線形地震応答特性

(1) 非線形 M - ϕモデルの導入

本研究では、塔基部に材料非線形性を考慮した要素を導入して解析を行った。主塔基部に導入した非線形部材の曲げモーメント～曲率の関係を図-4 に示す。履歴ループは正規バイリニアモデルとした。

(2) 補剛桁の最大曲げモーメント

補剛桁の最大曲げモーメントを図-5 に示す。

面外・面内いずれも入力地震波が大きくなるに従い、最大曲げモーメントは大きな値を示している。面内方向では P1 橋脚部、つまり塔と補剛桁の剛結部で、最大である。面外方向には、A1 橋台から 40m の地点で最大曲げモーメントは、1 倍波を入力したとき 476MN・m である。1.5 倍波と 2 倍波を入力したときは、それぞれ 714、951MN・m であり、その値は、1 倍波を入力したときの約 1.5 倍と 2 倍となっている。

(3) 塔の最大曲げモーメント

塔の最大曲げモーメントを図-6 に示す。

補剛桁同様に最大曲げモーメントは、入力地震波が大きくなるに従い、最大曲げモーメントは大きな値を示している。また、面外方向には、塔と補剛桁の剛結部で最大曲げモーメントは、それぞれ 294、330、336MN・m であり、グラフは片持ち梁のような三角形分布になっている。これは、解析対象が、一面吊りケーブルで面外方

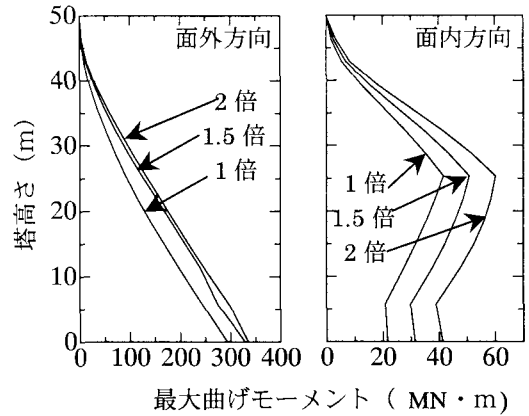


図-6 塔の最大曲げモーメント

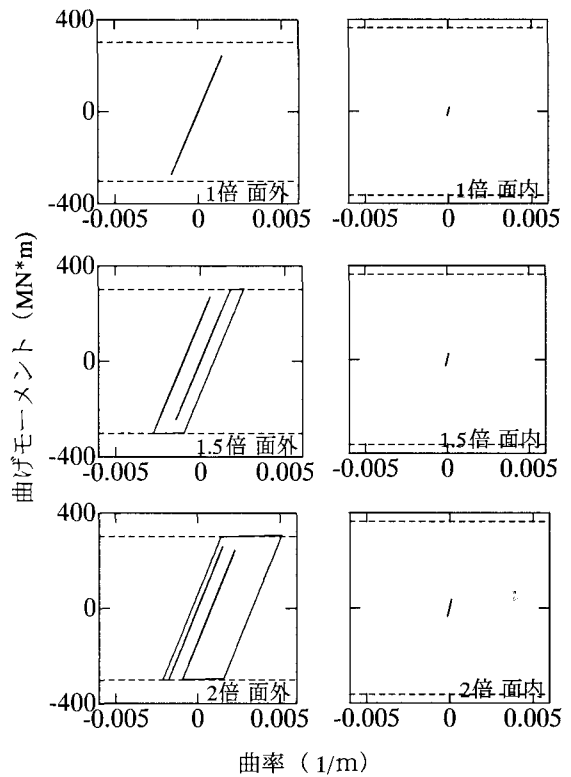


図-7 主塔基部の曲げモーメント～曲率の関係

向の拘束力が小さいためと考えられる。また、面内方向では、2 倍波を入力したときでも塔剛結部から 25.3m の地点で最大曲げモーメントは、60.2MN・m であり、これは面外方向と比較して小さな値を示している。ケーブルの軸力の影響と考えられる。

(4) 基部の曲げモーメント～曲率の関係

塔基部の曲げモーメント～曲率の関係を図-7 に示す。

塔基部の面内方向では、JR 鷹取地震波の 1 倍、1.5 倍、2 倍のいずれの地震波を入力したときも塑性化は見られない。また、面外方向では 1 倍波を入力したときは弾性域であったが、1.5 倍および 2 倍波を入力したときには塑性化が確認できる。固有振動解析結果より塔面外 1 次モードが 0.783Hz であり、一方 JR 鷹取地震波の E-W 成分のフーリエスペクトルが、それに近い 0.83Hz で卓越していることが原因の一つであると考えられる。

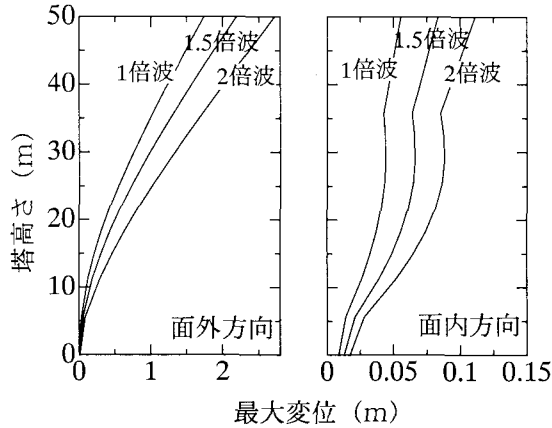


図-8 塔の最大変位

(5) 主塔の変位応答

塔の面内方向および面外方向の最大変位図を図-8に示す。また、塔頂部において応答変位の大きかった面外方向の時刻歴応答変位および面外方向の時刻歴応答加速度を図-9、図-10に示す。

図-8より、最大変位は面内方向、面外方向共に塔頂部で最も大きく、入力地震波が大きくなるにつれ、変位が大きくなっていることがわかる。面外方向の変位は、塔頂部で1.74、2.19、2.71mである。これは、3-2(3)で述べたように本解析対象が一面吊りケーブルであるだけでなく、3-2(4)で述べたように固有振動数解析より得られた塔面外1次モード振動数と入力地震波のフーリエスペクトルの卓越振動数が近いことも理由として挙げられる。また、面内方向には、2倍波を入力したときに最大値が、約11.1cmであり面外方向と比較すると、大きな値ではなく、ケーブルの軸力の影響と考えられる。

図-9より1倍波を入力したときでは、残留変位は見られなかったが、1.5倍、2倍波を入力したときには塑性化に伴う残留変位が見られる。

図-10より、加速度波形は、どの地震波を入力した時も波形に大きな違いは見られない。また、その最大値は、それぞれ46.29、71.16、82.62m/sec²であり、大きな値を示していることがわかる。

4 あとがき

本研究では、非対称支間長を持つ一面吊り斜張橋を対象として、固有振動解析およびレベルII地震動を用いた非線形動的応答解析を行い、全体構造システムとしての地震時挙動について検討を行った。

固有振動解析より斜張橋は、塔・補剛桁・ケーブルが連成して振動することが確認できる。

非線形動的応答解析では、JR鷹取地震波と、それをそれぞれ1.5倍、2倍に振幅調節したものを入力したところ塔面外方向に大きな曲げモーメントや変位が現れ、塔基部に塑性化が認められる。面内方向にはいずれの地震波を入力したときも弾性域であり、面外方向と比較して損傷しにくいと考えられる。

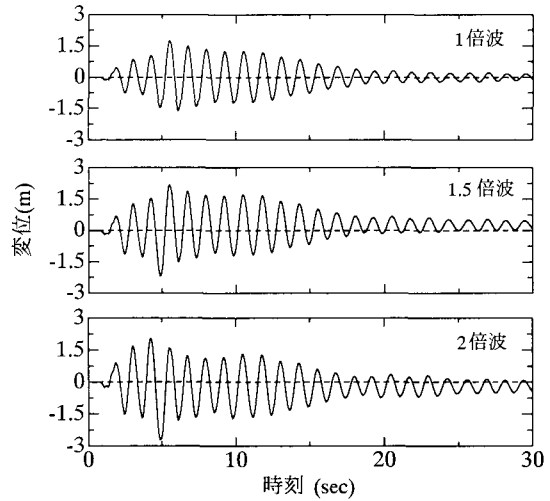


図-9 塔頂部における面外方向時刻歴応答変位

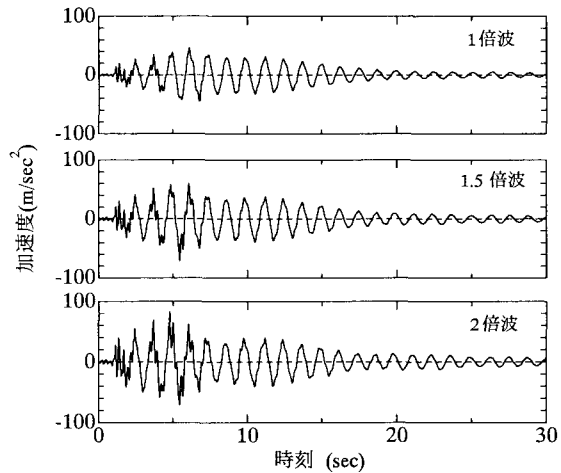


図-10 塔頂部における面外方向時刻歴応答加速度

(参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002。
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000。
- 4) 土木学会：鋼斜張橋—技術とその返還—、土木学会、1991。
- 5) 吉澤努・川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的応答解析、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.257-260、1998。
- 6) 宮之上昭彦・後藤隆・加藤波男：非線形動的解析による鋼単径間斜張橋の耐震設計、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.151-154、1998。
- 7) 大塚久哲・堂上幸男・山平喜一郎・加藤一郎・藤野明義：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.155-162、1998。