多径間連続鋼斜張橋の動的相互作用の影響を考慮した非線形地震応答解析

Nonlinear Seismic Response Analysis of Steel Cable-stayed Bridge Considering Influence of Dynamic Interaction

北海道大学大学院工学研究科	F会員	林川	俊郎	(Toshiro Hayashikawa)
北海道大学大学院工学研究科	学生員	白井	遼太郎	(Ryotaro Shirai)
北海道大学大学院工学研究科	正会員	小幡	卓司	(Takashi Obata)

1. まえがき

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震の経験を踏ま え、1996 年と 2002 年に「道路橋示方書 耐震設計編」 が大幅に改訂された¹⁾。この改訂により、斜張橋や吊橋 をはじめとする地震時の挙動が複雑な橋梁構造物に対し 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。

また、地上構造物の地震時の挙動が、地盤によって大 きく異なることは広く知られている。地震波は地盤およ び基礎を介して構造物に入射し、構造物が振動すること によって慣性力が発生する。構造物の振動は基礎を通し て地盤に伝播し、これにより地盤の振動は影響を受ける。 動的相互作用とは、このような振動と力のやり取りが地 盤、基礎および構造物の間で発生し、各応答が互いに影 響を及ぼすことである。この構造物-地盤の動的相互作 用の影響を考慮することは、耐震性能を向上させるため にも必要である。そこで、対象構造物の地震応答解析を 実施するにあたって、基礎構造物および地盤領域を解析 に反映するためには、動的相互作用を考慮できるように モデル化することが重要である。動的相互作用を考慮し た地震応答解析に対して、基礎構造物・表層地盤を統合 して簡易に表現する解析モデルから、それを詳細にモデ ル化することで表現する解析モデルまで様々存在する。 それらをまとめると、基礎構造物と表層地盤の取り扱い に応じて、数値解析モデルは 1. 基礎 - 地盤無考慮モデ ル、2.集約バネモデル、3.二次元多質点モデル、4.二次 元骨組みモデル、5.二次元FEMモデル、6.三次元FEMモ デルの6つに分類でき 3^{2})。

しかしながら、構造物 - 地盤の全体構造システムにお ける斜張橋の地震応答解析例は数少なく、特に三次元で の解析例は少ない。また、地盤の弾塑性構成式や、その 他の諸条件に対して決定すべきことが多数存在するため、 モデル化手法や解析結果の評価手法など一般化されてい ない。 そこで本研究では、7 径間連続補剛桁を有する綱斜張 橋を構造物 - 地盤の全体構造システムとしてモデル化を 行い、三次元非線形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。また、構造物 - 地盤の動的相互作用の検討モデルとして、基礎 - 地盤 無考慮モデル、集約バネモデル、三次元 FEM モデルに 着目している。なお、解析プログラムは「DINAS」を 用いて実施することとする。

2. 解析手法

2.1 対象とした斜張橋

本研究で対象とした斜張橋は、全長 823m、側径間 263m と 276m、主塔高さ 68m のたっぷ大橋をモデルと した 7 径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋である。主塔の 高さは 68m であり、鋼製箱型断面の主塔で H 型形状を 採用している。ケーブルの配置はファン形式であり、そ れぞれの主塔につき片側 9 本の二面吊りの合計 18 本と なっている。橋脚は RC 橋脚、基礎形式については主塔 部分がフーチング基礎、主塔部分以外は杭基礎である。

2.2 解析モデル

解析を行うにあたり構築した解析モデルを図 - 1 に示 す。また、構造物の材料定数を表 - 1 に、断面諸元を表 - 2 に示す。主塔、補剛桁、橋脚を梁要素に、支承部は バネ要素に、ケーブルを棒要素にモデル化をしている。 主塔は曲げモーメント - 曲率関係がバイリニア型の非線 形部材を導入しており、ケーブルには初期軸力を与えて いる。また、支承は免震支承とし橋軸方向の変形に対し て図 - 2 に示すようなバイリニア型の非線形バネ要素で モデル化を行っている。表 - 3 に免震特性を示す。

主塔部基礎の地盤は、集約バネモデルでは弾性バネ要 素を用いて、三次元 FEM モデルではソリッド要素を用 いてモデル化をしている。集約バネモデルでは水平、鉛 直、回転成分を有するバネを設定し、バネ定数を表 - 4 に示す。3 次元 FEM モデルでは 434(水平方向)×150(奥 行き)×42(鉛直方向)mのボックス上のモデルを構築し



図 - 1 解析モデル(Model3)

	鋼材	コンクリート	ケーブル
ヤング係数 (GN/m ²)	206	24.5	199
単位体積重量 (kN/m ³)	76.93	23	76.93

表 - 1 材料定数

表 - 2 断面緒元

	主塔	補剛桁					
$A(m^2)$	0.4016 ~ 0.4856	0.548 ~ 1.177					
$Iy(m^4)$	$0.4050 \sim 0.5680$	0.406 ~ 1.048					
$Iz(m^4)$	0.6856 ~ 0.7952	9.884 ~ 20.511					
J (m ⁴)	0.5976 ~0.6903	0.455 ~ 2.344					
	ケーフ	ブル					
$A(m^2)$	0.00327 ~ 0.00720						
N(kN)	841.001 ~	2040.634					

表-3 免震支承特性

	初期剛性(kN/m)	δ(m)	F(kN)
A1,A2	20632	0.0263	543
P1,P2,P5,P6	10780	—	—
P3,P4	43471	0.0271	1178

表 - 4	集約バネ定数	(GN/m

	u	v	W	θx	θy	θz
集約バネ	18.4	17.8	31.5	2840	3520	3140

	層厚	単位体積重量	せん断弾性係数	ポアソン
	(m)	(kN/m^3)	(MPa)	比
盛土 _(B1)	5.5	16.0	19.8	0.49
粘性土 _(Ac1)	4.5	16.0	44.4	0.49
粘性土 _(Ac2)	5.5	17.0	47.2	0.49
砂質土 _(As3)	5.5	18.0	50.0	0.49
粘性土 _(Ac3)	4.5	17.5	90.4	0.47
粘性土(Dc1)	4	18.0	93.0	0.47
礫質土 _(Dg1)	6	20.0	202.5	0.47
粘性土 _(Dc2)	6.5	18.0	138.9	0.47

表 - 5 地盤特性

ている。各層の地盤特性は、実地盤でのボーリング調査 結果を元に特性を算出しており、表 - 5 に示す。地盤の 境界条件は底面、側面共に反射波を吸収するために粘性 境界を使用している。構造物と地盤の間には特別な要素 は設けず、完全付着を仮定しているため、剥離滑動の現 象は考慮できていない。本研究で用いたモデルを以下に 示す。なお、主塔部分以外の橋脚基礎部分は完全固定と している。

Model1	其礎	_	地般無老膚モデル	
wouerr	夲1107	-	地溢無ち思てノル	

Model2 : 集約バネモデル

Model3 : 三次元 FEM 分割モデル



また、本研究では Model3 において、主塔橋脚には一本 の梁要素端部に十字のモデル化した剛部材を導入し、地 盤との動的相互作用の影響を考慮している。

2.3 解析条件

本研究では、固有値解析手法として大規模モデルに有 効な解析手法の一つであるSubspace法を用いた。時刻歴 応答解析にはNewmark- 法による直接積分法とし、 =0.25 を用いた。積分時間間隔は 0.002 秒とし、応答解 析時間は 30 秒とした。時刻歴応答解析を行う上で、地 上で観測された地震波を元に工学的基盤における地震波 を算定する必要がある。この処理には土の剛性、減衰特 性とひずみとの非線形な関係を等価な線形関係に置き換 える等価線形化法を用いた「FDEL」³⁾が多用されてい る。本研究では、兵庫県南部地震時にJR鷹取駅上で観 測された地震波 3 成分を想定地震動とし、このFDELを 用いて工学的基盤面での地震波を算定することとしてい る。なお、大規模地震を想定するために、算定した地震 波(a)とそれを 1.5 倍に振幅調整した地震波(b)を用い、 各成分それぞれ橋軸(N-S)、橋軸直角(E-W)、鉛直(U-D) 方向に同時入力することで応答解析を行っている。減衰 には要素別Rayleigh減衰を用いた。なお、解析は初期状 態として死荷重およびケーブル張力を考慮した静的解析 を行い、その後、時刻歴応答解析を行った。想定地震動 を図-3に示す。

3. 数値解析結果

3.1 固有振動特性

固有振動解析から得られた主要な振動モードの固有振 動数と有効質量比を表 - 6 にまとめている。全ての解析 モデルにおいて 1 次、2 次振動モードに鉛直 1 次と水平 1 次モードが現れ、それぞれの固有振動数は近似してい る。4 次、5 次振動モードには、遊動円木振動モードが 現れる。この2つの振動モードは、有効質量比から橋軸 方向の地震応答に与える影響が大きいモードであると考 えられる。また、Model1 では 10 次と 11 次に、Model2、 3 では 8 次と9 次振動モードに主塔部分のみの橋軸直角

表 - 6 固有振動特性

	モード	モード	固有振動数	固有周期	有効質量比(%)			
	次数	形状	(Hz)	(sec)	Х	Y	Ζ	
	1次	鉛直1	0.519	1.929	0.0	0.0	1.0	
	2次	水平1	0.519	1.928	0.0	2.0	0.0	
del1	4次	鉛直3	0.913	1.095	5.9	0.0	0.3	
Mo	5次	鉛直4	0.923	1.084	4.2	0.0	0.5	
	10次	塔1	1.279	0.782	0.0	0.6	0.0	
	11次	塔2	1.280	0.782	0.0	0.4	0.0	
	1次	水平1	0.515	1.944	0.0	2.5	0.0	
	2次	鉛直1	0.517	1.935	0.0	0.0	0.9	
del2	4次	鉛直3	0.899	1.112	11.9	0.0	0.0	
Mod	5次	鉛直4	0.918	1.090	0.8	0.0	0.0	
	8次	塔1	1.159	0.863	0.0	0.2	0.0	
	9次	塔2	1.163	0.860	0.0	5.9	0.0	
	1次	水平1	0.513	1.949	0.0	0.0	0.0	
	2次	鉛直1	0.518	1.930	0.0	0.0	0.0	
del 3	4次	鉛直3	0.905	1.105	0.0	0.0	0.0	
Mo	5次	鉛直4	0.919	1.089	0.0	0.0	0.0	
	8次	塔1	1.164	0.859	0.0	0.0	0.0	
	9次	塔2	1.175	0.851	0.0	0.0	0.0	

方向への曲げ振動モードが現れ、固有振動数はほぼ重根 に近い値であることがわかる。さらに地盤部分を考慮す ることにより、固有周期も長くなることが確認できる。 3.2 動的応答性状

(1) 主塔頂部時刻歴応答変位

主塔頂部の時刻歴応答変位の主塔橋脚基礎からの相対 変位を図 - 4 に示す。Xは橋軸方向、Yは橋軸直角方向 を示し、(a)は算定波入力時、(b)は(a)を 1.5 倍に振幅調 整した地震波の入力時を示す。橋軸方向の応答変位につ いては、全てのモデルにおいて、想定地震波のN-S成分 で最大加速度を記録する 5 秒付近で最大応答変位を示し ており、15 秒以降速やかに振動が収まっていく傾向が 見られ、30秒たった時点では大きな振動はしていない。 (a)では、残留変位に関してもほとんど発生していない ことが確認できる。これは免震支承によるエネルギー吸 収が効果的になされているためであると考える。(b)で は、微小ながらも残留変位の発生が確認でき、基部の塑 性化によるエネルギー吸収が行われていることが予想さ れる。また、地盤を考慮することにより、P3 とP4 での 応答変位に違いが生じている。これは、左右側径間の違 いにより支承部分の降伏点に達する時間に違いが生じて いるためであると予想される。さらに、Model2、 Model3 においてModel1 と比較して応答値が小さくなっ ている原因の一つは、橋脚基部における回転動の効果が 上げられる。Model1 では橋脚基部に直接地震動を入力 するため回転の影響を考慮することが出来ない。従って、 基部回転による粘性的な減衰効果を考慮したModel2、3 では応答が若干減少する傾向にある。一



図 - 4 時刻歴応答変位(橋脚基礎からの相対変位)



図 - 5 主塔基部曲げモーメント - 曲率関係

方、橋軸直角方向の応答変位については、地盤を考慮す ることによる応答変位が大きく現れてくることが確認で きる。また、(b)の Model2 には 10cm の残留変位が確認 でき、主塔の高さ 68m の 1%未満であるため致命的な問 題とはならないものと考えられるが、構造部材に塑性化 が生じていることが予想される。主塔頂部の時刻歴応答 変位から Model2 と Model3 では、地盤のモデル化の方 法が異なるもののその性状は定量的に評価できることが 確認でき、モデル化は妥当であると考える。

(2) 主塔基部曲げモーメント - 曲率関係

主塔基部には地震の慣性力によって、大きな曲げモー メントが発生し、応力的にもっとも不利な部分になると 考えられ、塑性域が発生していることが懸念される。面 内方向(My)の降伏曲げモーメントは 201MNm であり、 面外方向(Mz)の降伏曲げモーメントは 96.6MNm であり、 それぞれ曲率は 0.01 である。面内方向と塔断面の強軸 方向が等しいため、弱軸方向である面外方向と比較して、 面内変形の降伏曲げモーメントは大きな値となっている。 主塔基部の曲げモーメント - 曲率関係を図 - 5 に示す。 (a)では Model1 の P4 で塑性化が確認できるが、Model2、 3 では弾性域におさまっている。一方、(b)では Model1 で P3、P4 共に面内方向において塑性化しており、 Model2 では面内、面外方向ともに塑性化している。面 内、面外方向の塑性化により橋軸、橋軸直角方向の残留 変位の発生が理解できる。Model3 では P3 のみ面内方向 において塑性化が確認できる。履歴ループの大きさから、 地盤を考慮することにより主塔基部への応力が減少する ことが理解できる。また、Model2 では面外方向におい て、Model3 との動的相互作用の影響に対する評価に違 いが生じていることが考えられる。

(3) 主塔基部時刻歷応答軸力

主塔基部には過度の圧縮力が作用する場合、鋼材の局 部座屈の危険性があり、また反対に負反力が生じる場合 は、アンカーボルトの引き抜きが懸念される。そのため、 軸力の変動量を軽減することは耐震設計においても重要 であると考えられる。主塔基部時刻歴応答軸力を図-6 に示す。それぞれのモデルで 15MN の死荷重が作用し ており、これを中心として軸力が変動している。(a)の 塔基部に発生する軸力を見ると Model1、2 では負反力 が発生していないのに対し、Model3 では P4 において 1.182MN の負反力が確認さる。また、(b)では全てのモ デルで負反力が生じ、それぞれ 1.857MN(Model1-P3)、 4.865MN(Model2-P3)、10.44MN(Model3-P4)の最大負反 力が確認できる。Model3 では P3 基部の面内方向の塑性 化により、P4 に大きな負反力が発生することが考えら れる。このことから、主塔基部の軸力には地盤との動的 相互作用の影響が顕著に表れ、耐震設計において動的相 互作用の影響を考慮することが重要であると考えられる。 (4) 主塔水平梁曲げモーメント - 曲率関係

本研究で対象とする鋼斜張橋は H 型形状の主塔を採 用している。H 型形状の主塔では、地震力軽減対策とし て、水平梁に鉛直方向の変形を許す塔頂デバイスを設置 することにより、塔基部に発生する大きな軸力および曲 げモーメントを軽減する効果が確認されていることから も重要な部位であると考える。水平梁については、塔面 内変形の応答曲げモーメントが非常に小さいため、ここ では結果を省略し、塔面外変形についてのみ考察を行う。 水平梁の塔面内外方向の降伏曲げモーメントは 104MN mであり、曲率は 0.01 である。水平梁の曲げモーメン ト - 曲率関係を図 - 7 に示す。(b)の Model2 においての み塑性化が確認できる。このことからも Model2 では塔 面内方向において、Model3 との動的相互作用の影響に 対する評価に違いが生じていることが考えられる。

4. **あとがき**

本研究では、7 径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋を対象とし、地盤との動的相互作用を考慮した非線形地震応 答特性を把握した。構造物 - 地盤の全体構造システムとしてのモデル化に際しては、基礎 - 地盤無考慮モデル、



集約バネモデル、三次元 FEM 分割モデルに着目した。 非線形応答解析から得られた結論を以下にまとめる。 (1)地盤を考慮することにより、本斜張橋は左右の主 塔塔頂部の応答性状に違いが生じることを確認し、特 に地盤との動的相互作用の影響は橋軸直角方向に大き

く現れることを確認した。

(2)塔基部と水平梁の曲げモーメント - 曲率関係から、 主塔塔頂部の残留変位の発生は、主塔基部の塑性化に よるものであることが確認でき、地盤 FEM 分割と集 約バネを用いたモデルにおいて、動的相互作用の影響 に対する評価に違いが生じていることが確認できた。 (3)主塔基部の負反力が、地盤を考慮することにより 大きく現れることが確認できた。このことからも主塔 基部は、耐震設計において動的相互作用の影響を考慮 する上で重要な部位であると考えられる。

本研究では弾性地盤としているが、地盤はひずみの 大きさによりせん断剛性等の特性が大きく変化するひ ずみ依存性を示す。特に大地震時には大きなひずみが 発生し、応力とひずみの関係の非線形性が顕著に表れ る。そこで今後、より定量的に動的相互作用の影響を 評価するためには、R - O モデルや H - D モデルによ る比較検討も必要であると考える。

参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 耐震設 計編、2002.
- 字佐美勉、社会法人日本鋼構造協会:鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、2006.
- 杉戸真太、合田尚義、増田民夫:周波数依存性 を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解 析法に関する一考察、土木学会論文集、No.493 -27、pp49-58、1994.
- 4) 葛西昭、河村康文、宇佐美勉:鋼製橋脚を有する連続高架橋の地震時橋脚 地盤連成効果、土 木学会構造工学論文集、vol.48A、2002.