

鋼斜張橋の解析モデルおよび耐震補強案に関する考察

Study on the analytical model and seismic retrofit proposals of a steel cable stayed bridge

大塚久哲*, 山平喜一郎**, 小宮有貴***

Hisanori OTSUKA, Kiichiro YAMAHIRA, Yuki KOMIYA

*博(工) 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 博(工) 山平技術士事務所 (〒674-0062 兵庫県明石市大久保町谷八木409パレスシーサイド201)

***九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

Firstly analytical modeling of the member, i.e. bearing supports and steel main girder in a steel cable stayed bridge are discussed to obtain the precise behaviour of the bridge during large earthquake. As the result of the discussion, the yield strength of the set bolt or the anchor bolt, and displacement of the movable bearing are taken into consideration. Moreover, the material nonlinear characteristics of the main girder consisting of the different quality of the materials were created.

Next, time history seismic response analysis was performed by the model, and the aseismic performance of this bridge was checked. Two seismic retrofit plans were proposed. One is an idea that sets up the damper in the longitudinal direction of the bridge, and another is an idea that sets up the aid bearing beside the girder bearing. Finally, the validity of the retrofit proposal was clarified.

Key Words: bearing, material nonlinear characteristics, main girder, damper, aid bearing

キーワード: 支承, 材料非線形特性, 主桁, ダンパー, 補助支承

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震により橋梁が多大な被害を受けたため、道路橋示方書が改訂され、これにより斜張橋等の長大橋梁は、地震時の挙動が複雑であることから、動的応答解析による耐震性評価を行うことが規定された。

斜張橋は、主塔形式、ケーブル形式、主桁形式に多種多様の選択肢をもつため、異なる動的特性を有する部材の組み合わせも生じやすく複雑な動的挙動を呈しやすい。したがって、精密なモデル化による解析によって、地震時の動的挙動を精度よく評価することが必要である。

また、これからの維持管理の時代においては、大規模な耐震補強は経済性、施工性などの点から厳しいものがあり、斜張橋等の耐震補強としてはダンパー等によって全体の応答を低減し¹⁾²⁾、補強する部材を最小限に抑える配慮が望ましい。

兵庫県南部地震以後に既存長大斜張橋に関して、レベル2地震動に対する耐震安全性の検討が幾つか公表されている^{例え3)4)5)6)}。それによると、塔基部や橋脚基部における耐力不足や座屈の懸念からの部材補強と、支承の損傷・破壊が想定されることから、主に支承周

りの変位制限装置や段差防止構造の設置、あるいは免震支承への取り替え等が提唱されている。前者の補強は既に確立された技術であり、実際の補強も行われていて問題はないが、後者については、支承や周辺装置のモデル化及び装置設置後の橋梁全体系への影響についてはあまり検討されていない。また、鋼上部構造の非線形性を考慮した研究もほとんどない。

すなわち、斜張橋に限らず橋梁の支承をモデル化するにあたって、移動可能量や最弱点構成部材を考慮して、支承の材料非線形特性を作成した例はほとんどないようである。また、同一断面内に異なる材料が混在する主桁は、低材質部が塑性化した後の主桁断面内の塑性域の広がり把握して、部材の骨格曲線を作成する必要があると考えるが、このような検討例も見あたらない。

本研究ではまず、支承の材料非線形特性を作成するにあたり、セットボルトやアンカーボルトの強度、及び支承の移動可能量を同時に考慮できる形の骨格曲線を作成した。また、橋梁の主桁には断面内に異なる材質が混在するため、主桁断面の主要な応力段階を規定し、その応力度を用いて材料非線形特性を作成した。次に、時刻歴地震応答解析を行って、解析モデルを精

緻化させたことによる影響を把握しながら、応答結果を整理した。さらに、本橋梁の耐震性能を規定して、その照査を事例的に示した。照査を満足しなかった点については、耐震補強案を提案した。まず、桁移動量を抑えることを目的としてダンパーを設置する案の検討を行い、次に主塔部桁支承の軸力の低減を目的として、外側に補助支承を設置する案を検討し、その有効性を示した。

2. 解析対象橋梁及び解析条件

2.1 解析対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示す3径間連続鋼斜張橋である⁴⁾⁵⁾⁶⁾。設計条件は表-1の通りである。桁は逆台形鋼床版箱桁であり、橋脚はP1, P3, P4が鋼製ラーメン橋脚、P2がRC中空橋脚である。構造形式としては、マルチファン形一面ケーブル(13段)、主塔1本柱形式である。主塔とRC橋脚はピボット支承を介して結合されている。RC橋脚上の同一支承線上にはピボットタイプの桁支承が2個配置されている。P1, P4橋脚上には中央部に水平支承、それをはさむように二つの鉛直支承が配置されている。また、P3橋脚上には鉛直支承が2個配置されている。

2.2 解析モデル

図-2に本研究で採用した解析モデルを示す。このモデルの特徴として、(1)支承部に構成部材の材料非線形特性を考慮したモデル化をおこなったこと、(2)主桁に複数の材質の降伏点を用いて材料非線形特性を作成したこと、(3)ケーブルを8分割し、梁要素を用いてモデル化したことの3点が挙げられる。以下、この3点及び(4)橋脚、基礎構造のモデル化に関して簡単に説明を加える。

(1) 支承部のモデル化

支承の構造によっては、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の各々で構成部材の降伏順序が異なる可能性がある⁷⁾⁸⁾。そのため、本研究では各支承ごとに構成部材全ての降伏耐力を算出し、各方向において弱点となる部材を見い出した。次に、最弱点部材の剛性と降伏

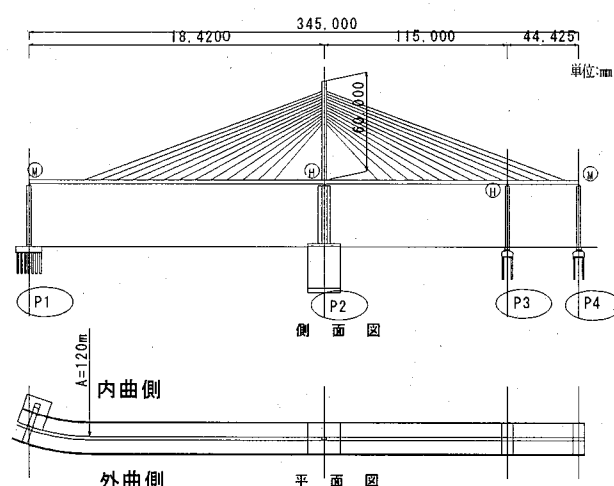


図-1 解析対象橋梁

表-1 設計条件

上部工形式	鋼3径間連続斜張橋
橋格	1等橋
橋長	$L = 345.0 \text{ m}$
支間長	$184.2 \text{ m} + 115.0 \text{ m} + 44.425 \text{ m}$
幅員	$W = 8.5 \text{ m}$
下部工形式	P1橋脚(M): 鋼製ラーメン橋脚
	P2: RC中空断面橋脚
	P3橋脚(H): 鋼製ラーメン橋脚
	P4橋脚(M): 鋼製ラーメン橋脚
基礎工形式	P1橋脚: 場所打ち杭 $\phi 1200$ $n=36$ 本
	P2橋脚: ニューマチックケースン基礎
	P3橋脚: 場所打ち杭 $\phi 1200$ $n=12$ 本
	P4橋脚: 場所打ち杭 $\phi 1200$ $n=12$ 本
地盤種別	II種地盤
地域区分	C
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)

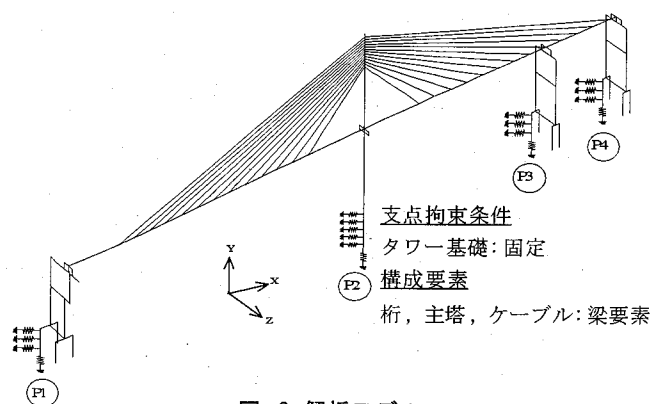


図-2 解析モデル

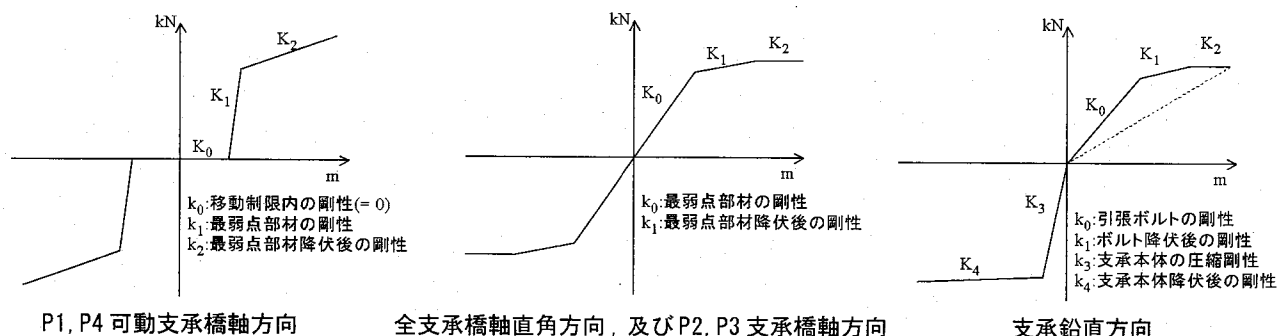


図-3 各支承の骨格曲線

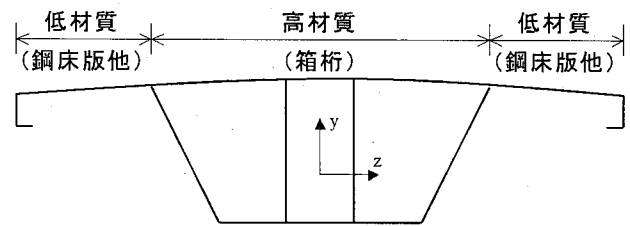
耐力を用いた材料非線形特性を使用して支承の各方向のモデル化をおこなった。各支承の骨格曲線の概念図を図-3に示す。 $K_0 \sim K_3$ の定義は図中に記した通りであるが、P1, P4可動支承橋軸方向の K_0 については、両橋脚上の支承がピンローラーであり、橋軸方向に可動であるため、橋軸方向のみ移動可能量までは力が働かないようにした($k_0=0$)。移動可能量を越えてからは構成部材の降伏順序に従うような材料非線形特性を用いてモデル化をおこなった。また、支承鉛直方向については、徐荷後は原点に向かう直線を描き、原点通過後は反対側の最大点に向かう直線を描く非対称原点最大点指向型の材料非線形特性を用いてモデル化をおこなった。このモデル化の影響を検討するために、表-2に構造要素ごとの最大応答断面力を示す。支承に材料非線形特性を考慮したモデルでは、P1, P4橋脚の面外曲げモーメントに低減が見られる。これは本橋梁の場合、支承が非線形領域に入って曲げ剛性が低下したことで、橋脚から上部工への力の伝達が小さくなり、結果として橋脚の断面力が低下したからと考えられる。また、その他の構造要素への影響は非常に小さいものである。

(2) 主桁のモデル化

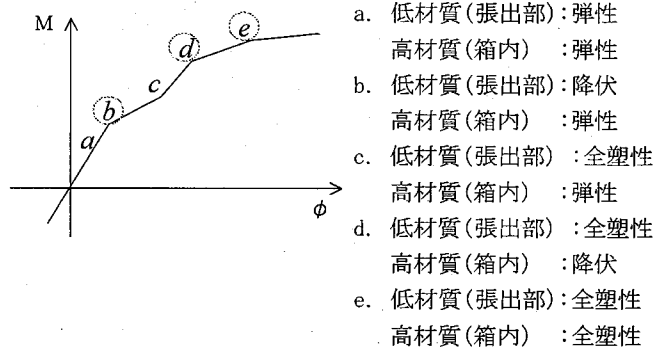
本橋梁の場合は図-4(a)のように張出部が低材質、箱桁が高材質と、異なる材質が混在した断面になっている。そこで、本研究では主桁断面の主要な応力段階を考慮し、その応力段階を用いた材料非線形モデルを作成した。まず、各部位が降伏応力に達する段階ごとに耐力を算出し、その値から図-4(b)のような材料非線形特性を決定した。次に、照査判定の際に重要となる剛性変化点を抽出し、図-4(c)のように、実際の解析に用いる材料非線形特性をトリリニア型で簡易化した。なお、抽出した剛性変化点は、第1変化点を断面内の任意の1点が降伏点に到達する点、第2変化点を高材質部材の任意の1点が降伏点に到達する点、第3点を全塑性に至る点とした。このモデル化の影響を検討するために、表-2に構造要素ごとの最大応答断面力を示す。主桁に材料非線形特性を考慮したモデルでは、主桁の面外曲げモーメントに低減が見られる。これは主桁が非線形領域に入ったことにより、エネルギー吸収が生じたためと考えられる。また、その他の構造要素への影響は非常に小さいものである。

(3) ケーブルのモデル化

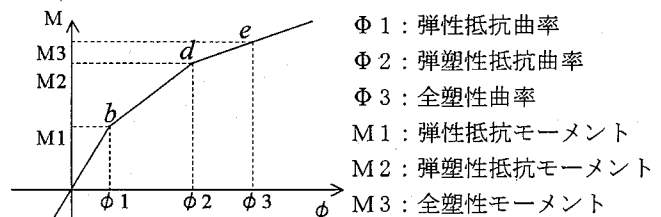
より実現に近い挙動を再現するためには、ケーブルに質点を設けて、ケーブル自体の振動を考慮したモデル化の必要がある。そこで、ケーブルを8分割して梁要素としてモデル化し、各節点に集中質量を配置した。さらに、断面形状から算出した曲げ剛性を考慮した。なお、減衰定数は0.02とし、ケーブルのサグは考慮していない。このモデル化の影響を検討するために、



(a) 箱桁の断面形状(模式図)



(b) 実挙動時の材料非線形特性の概念図



(c) 解析時の材料非線形特性(トリリニア型)

図-4 鋼箱桁の骨格曲線の作成

表-2 構造要素の最大応答断面力(kN・m)

構造要素	曲げ方向	最大断面力	最大断面力	最大断面力
		支承非線形, 主桁線形	支承線形, 主桁非線形	支承非線形, 主桁非線形
主桁	主桁面内	160000	160000	158000
	主桁面外	581000	549000	547000
主塔	橋軸方向	71800	71700	71800
	橋軸直角方向	123000	125000	123000
P1橋脚	橋脚面外	53700	53400	53600
	橋脚面内	91700	91400	91700
P2橋脚	橋軸方向	846000	845000	846000
	橋軸直角方向	1190000	1180000	1190000
P3橋脚	橋脚面外	21200	21200	21100
	橋脚面内	16200	16100	16200
P4橋脚	橋脚面外	27400	30600	27400
	橋脚面内	40000	40000	40000

表-3 構造要素の最大応答断面力(kN・m)

構造要素	曲げ方向	最大断面力(ケーブル分割無し)	最大断面力(ケーブル8分割)
主桁	主桁面内	164000	158000
	主桁面外	545000	547000
主塔	橋軸方向	73000	71800
	橋軸直角方向	152000	123000
P1橋脚	ラーメン橋脚面外	53500	53600
	ラーメン橋脚面内	93400	91700
P2橋脚	橋軸方向	843000	846000
	橋軸直角方向	1120000	1190000
P3橋脚	ラーメン橋脚面外	21200	21100
	ラーメン橋脚面内	16100	16200
P4橋脚	ラーメン橋脚面外	30600	27400
	ラーメン橋脚面内	40600	40000

表-3に構造要素ごとの最大応答断面力を示す。ケーブルを分割したモデルは、主塔の橋軸直角方向曲げモーメントに大幅な低減が見られる。これはケーブル自体の振動により、ケーブルから主塔へ流れていたエネルギーがケーブルで消費されたからと考えられる。

(4) 橋脚、基礎構造のモデル化

橋脚は梁要素でモデル化しており、全橋脚に材料非線形特性を考慮している。また、地盤は線形バネ要素として評価し、杭基礎については12本～36本の杭を水平変位が等しくなる剛性の等価な4本の杭に置き換えてモデル化している。

2.3 解析条件

非線形復元力特性については、RC橋脚はトリリニア武田モデル、鋼主桁は前述のようにトリリニアモデル、鋼主塔、鋼製橋脚はバイリニアモデルとし、鋼材の徐荷剛性は初期剛性に一致させた。支承については、鉛直方向は非対称原点最大点指向型、橋軸直角方向はトリリニア型とし、橋軸方向においてはP1, P4支承で移動制限量を考慮した非線形弾性型、P2, P3支承でトリリニア型とした。入力地震波はJR鷹取波のEW成分（橋軸方向）、NS成分（橋軸直角方向）、UD成分（鉛直方向）を杭下端、ケーソン下端より3方向同時入力した。地域別補正係数は0.7であり、減衰にはレイリー減衰を用いている。解析手法は直接積分法Newmark β 法($\beta=0.25$)を用いた。積分時間間隔は0.01とし、応答解析時間は20秒とした。なお、解析の際には死荷重及びケーブル初期張力（橋梁完成時の値）を考慮した解析を行った。

3. 解析結果

2章で述べた解析モデルと解析条件を用いて、非線形地震応答解析を行い、(1)支承の断面力、(2)主桁の断面力、(3)主塔、橋脚の断面力について検討を行った。

3.1 支承の断面力

本研究では、最弱点部材の剛性と降伏耐力を用いて支承の材料非線形性を考慮しているため、降伏耐力が支承ごとに異なる。そこで、計算により明らかとなった初期降伏部材を表-4に示す。表中の下査ストッパーとは橋軸方向の変位が移動制限量を越えた際に働く装置のことである。最大応答断面力、及び最大応答変位を表-5に示す。

桁端支承(P1, P4橋脚)の橋軸方向において、変位が移動制限量を越え、かつ断面力が降伏耐力を上回る応答値を示している。つまり、桁端支承(P1, P4橋脚)は、主桁と橋脚間の相対変位が支承の移動制限量を越えた後で、下査ストッパーにぶつかり、更に下査ストッパーが降伏することになる。

表-4 初期降伏部材

降伏部材	P1		P2		P3	P4	
	鉛直支承	水平支承	鉛直支承	鉛直塔支承	鉛直支承	鉛直支承	水平支承
引張降伏部材	セットボルト	—	セットボルト	セットボルト	セットボルト	セットボルト	—
圧縮降伏部材	本体	—	本体	本体	ピン	本体	—
橋軸方向せん断降伏部材	下査ストッパー	上査溶接	上査溶接	上査溶接	上査溶接	下査ストッパー	上査溶接
橋軸直角方向せん断降伏部材	下査突起	上査溶接	上査溶接	上査溶接	上査溶接	下査突起	上査溶接

表-5 支承の最大応答断面力・変位

支承位置	方向	最大断面力(kN)		降伏耐力(kN)		最大変位(mm)		移動制限量(mm)
		+	-	+	-	+	-	
P1 外曲側	鉛直	1050	-9170	4561	-13765	0.88	-0.89	
	橋軸直角	920	-864	2157	-2157	0.85	-0.80	
	橋軸	2820	-2800	2720	-2720	144.00	-143.00	±110
P1 中央部	鉛直	—	—	—	—	—	—	
	橋軸直角	10100	-8630	15570	-15570	1.30	-1.11	
	橋軸	1100	-1160	15570	-15570	141.00	-149.00	±120
P1 内曲側	鉛直	1950	-8250	4561	-13765	1.63	-0.80	
	橋軸直角	2370	-2330	2157	-2157	14.50	-12.30	
	橋軸	2760	-3530	2720	-2720	141.00	-177.00	±110
P2 外曲側	鉛直	4590	-31400	7346	-125877	2.38	-0.33	
	橋軸直角	5260	-15100	72675	-72675	0.15	-0.42	
	橋軸	24800	-22500	72675	-72675	0.68	-0.62	
P2 中央部	鉛直	-23100	-52500	8562.043	-158125	-0.19	-0.44	
	橋軸直角	17900	-14600	91871.14	-91871.1	0.39	-0.32	
	橋軸	18300	-19300	91871.14	-91871.1	0.40	-0.42	
P2 内曲側	鉛直	5840	-25900	7346	-125877	3.03	-0.28	
	橋軸直角	14000	-5690	72675	-72675	0.38	-0.16	
	橋軸	25000	-24800	72675	-72675	0.69	-0.68	
P3 外曲側	鉛直	2220	-3370	8385	-60066	0.11	-0.08	
	橋軸直角	1290	-1800	34679	-34679	0.07	-0.10	
	橋軸	512	-739	25385	-25385	0.04	-0.06	
P3 内曲側	鉛直	1920	-2750	8385	-60066	0.10	-0.06	
	橋軸直角	1240	-1810	34679	-34679	0.07	-0.11	
	橋軸	523	-654	25385	-25385	0.05	-0.06	
P4 外曲側	鉛直	1640	-3500	2603	-9086	2.47	-0.52	
	橋軸直角	810	-835	737	-737	14.60	-18.80	
	橋軸	1190	-1530	907	-907	193.00	-240.00	±100
P4 中央部	鉛直	—	—	—	—	—	—	
	橋軸直角	2790	-3330	6200	-6200	0.90	-1.07	
	橋軸	42.4	-52.1	6200	-6200	13.60	-16.80	±110
P4 内曲側	鉛直	1380	-3250	2603	-9086	2.08	-0.48	
	橋軸直角	810	-835	737	-737	14.50	-18.70	
	橋軸	1200	-1520	907	-907	194.00	-238.00	±100

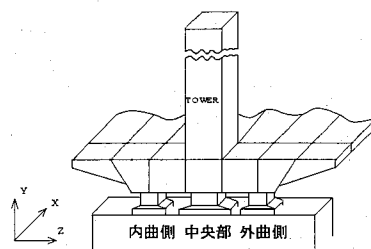


図-5 主塔支承部概略図

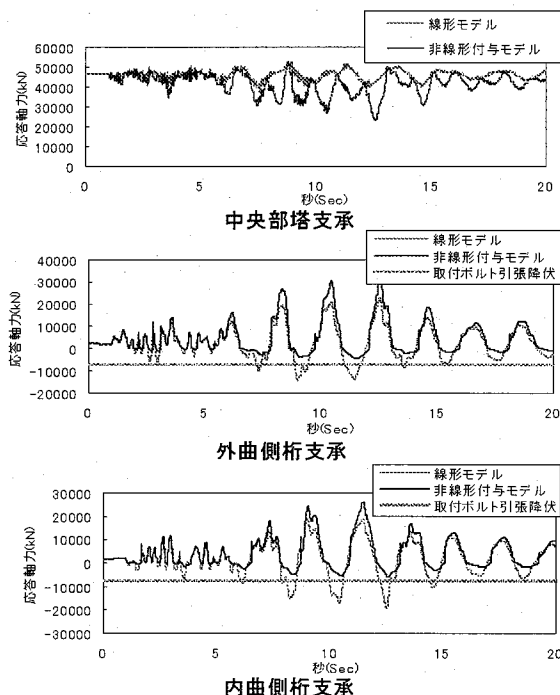


図-6 主塔部支承の時刻歴応答軸力（正が圧縮、負が引張）

桁端支承(P1, P4 橋脚)の橋軸直角方向において断面力が降伏耐力を上回る応答値を示している。橋軸直角方向の降伏耐力は上沓突起部を採用しているため、上沓突起部が降伏に至ることが分かる。

また、主塔支承には橋軸直角方向加震時に大きな軸力が発生することが既往の研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾より示されている。そこで主塔部支承の材料非線形特性に、構成部材ごとの材料非線形性を考慮した場合(非線形付与モデル)と、支承本体の剛性のみを考慮した場合(線形モデル)との比較を行った。図-6に主塔部支承の時刻歴応答軸力を示す。線形モデルでは、引張側の応答軸力が取付ボルトの引張強度を越えているのに対し、非線形付与モデル

ルでは取付ボルトの引張降伏耐力を下回る応答値にとどまった。これは、線形モデルは引張側に支承本体の大きな剛性を用いているのに対して、非線形付与モデル

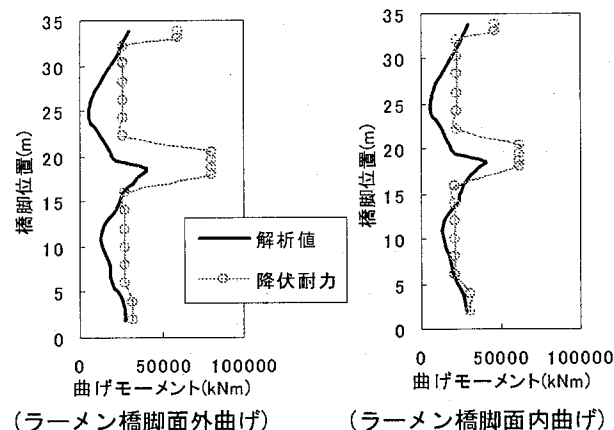
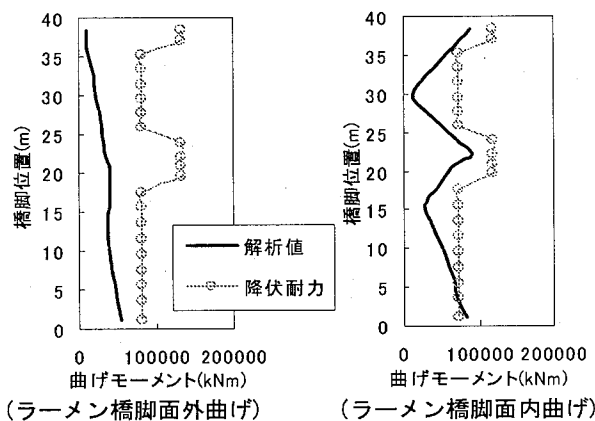
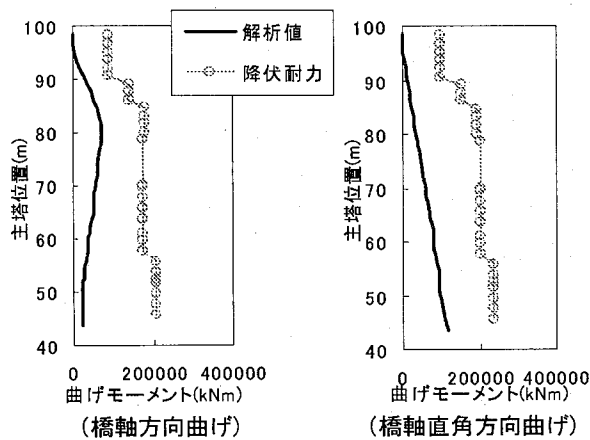
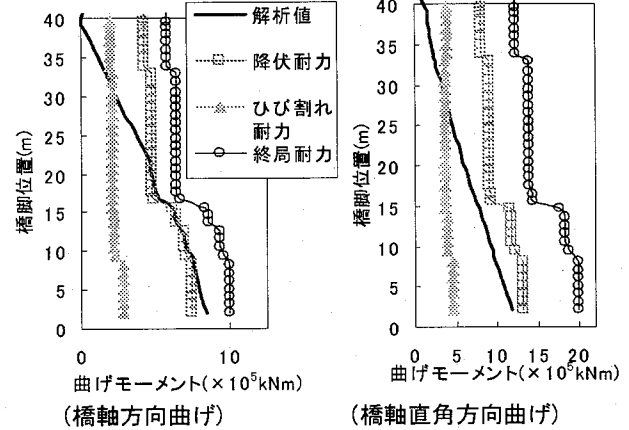
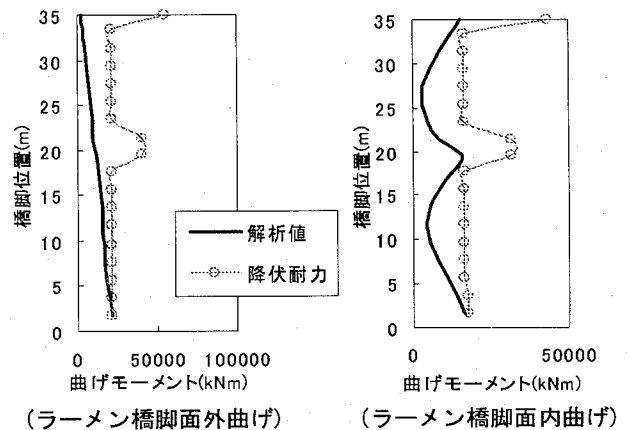
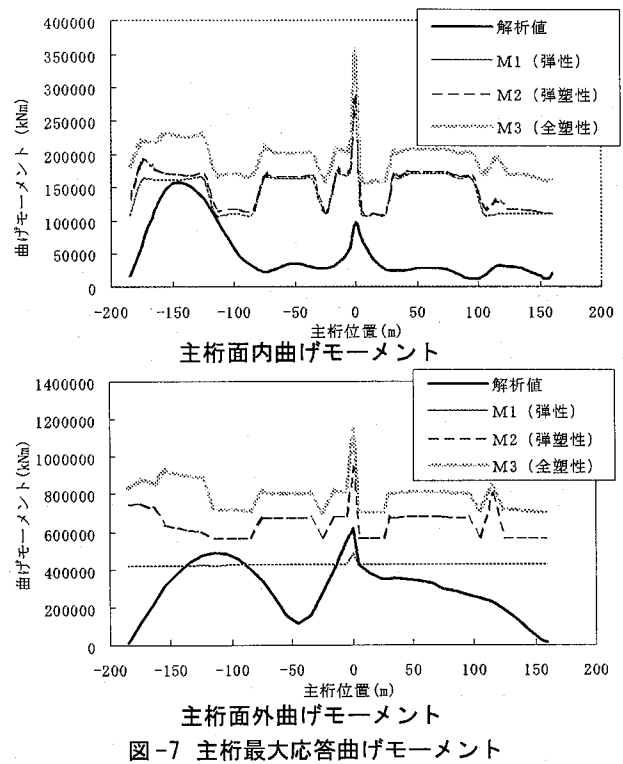


図-8 主塔、橋脚最大応答曲げモーメント



ルは引張側の初期剛性に支承本体の剛性に比べて小さいボルトの剛性を用いているため、引張側で受け持つ力が小さくなったためと考えられる。また、その影響を受けて塔支承の応答が大きくなっている。

3.2 主桁の断面力

主桁の最大応答曲げモーメント(絶対値)を図-7に示す。主桁面内曲げモーメントは、曲線区間でわずかに弾性域を越える程度である。主桁面外モーメントは曲線区間と主塔部周辺で弾性域を越えている。しかしながら、両者とも高材質の降伏耐力にまでは至っていない。つまり、図-4を参考にすると、主桁は曲線区間及び主塔近傍で、低材質である張出部が降伏するが、高材質である箱内は降伏せず弾性域内であると判定できる。

3.3 主塔、橋脚の断面力

主塔、橋脚の断面力として、最大応答曲げモーメント(絶対値)の結果を図-8に示す。主塔の曲げモーメントは両方向ともに降伏耐力以下である。鋼製橋脚であるP1, P3, P4橋脚は、橋脚基部あるいはラーメン隅角部において降伏耐力を上回る応答値を示しているが、ごく僅かに上回る程度である。RC橋脚であるP2橋脚は、橋軸方向の曲げモーメントが橋脚基部において降伏耐力を上回る応答値が生じているが、終局耐力にはまだ余裕がある。橋軸直角方向の曲げモーメントはひびわれ耐力に達するが、降伏耐力には至っていない。

4. 耐震性能の照査

斜張橋は長大橋梁であり交通網の要となっている場合が多いので、大地震後の速やかな機能回復が望まれる。従って、橋全体として道路橋示方書でいう耐震性能2が要求され、これは機能回復のための修復が応急修復で対応できるという修復性が要求される。

3章での解析結果を総括すると、以下のようである。

- ・桁端支承の変位は橋軸方向、橋軸直角方向共に、移動制限量を超え、断面力も降伏耐力を上回る。最弱点箇所は、橋軸方向の場合下沓のストッパー(変位制限装置)の降伏、橋軸直角方向の場合上沓突起部の降伏である。
- ・主塔部桁支承の軸力は、非線形モデルの場合、取り付けボルト引張降伏耐力以内である。
- ・主桁は面内曲げに対しては弾性域、面外曲げに対しては高材質鋼弾性範囲内にある。
- ・鋼製橋脚では基部またはラーメン隅角部の限定的な場所で降伏モーメントを上回る。
- ・RC橋脚の基部も降伏耐力を上回る。

橋脚については補強検討の対象とはしない。主桁の面外曲げモーメントに対しては、現実的な範囲で最大の断面補強を行っても、低材質の張出部鋼床版を弾

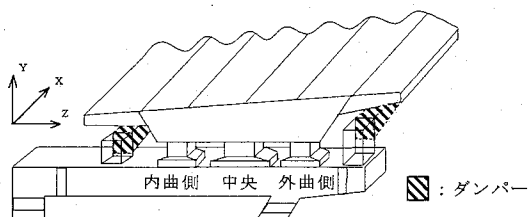
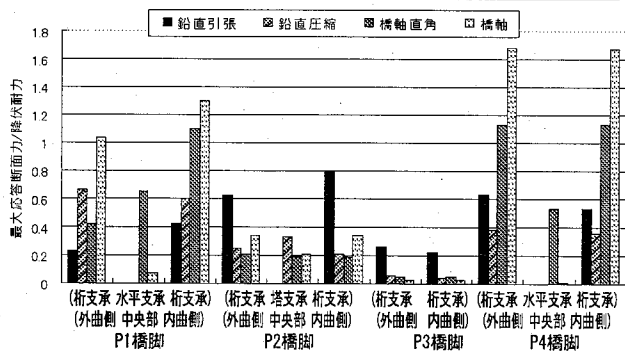


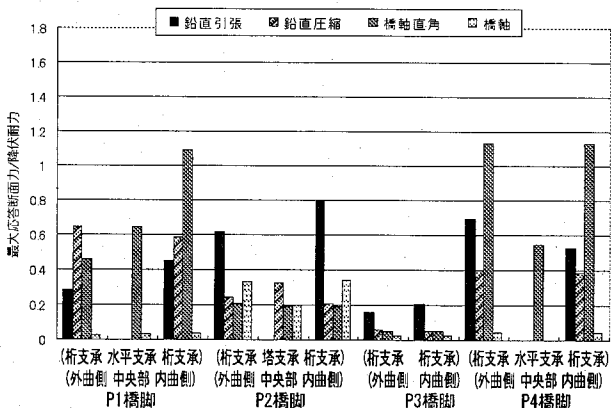
図-9 ダンパー設置箇所

表-6 支承の最大応答断面力・変位

支承位置	方向	最大断面力(tf)		降伏耐力(tf)		最大変位(mm)		移動制限量(mm)
		+	-	+	-	+	-	
P1 外曲側	鉛直	1284	-8921	4561	-13765	1.08	-0.87	
	橋軸直角	988	-828	2157	-2157	0.93	-0.77	
	橋軸	48	-77	2720	-2720	35.47	-56.89	±110
P1 中央部	鉛直	-	-	-	-	-	-	-
	橋軸直角	10091	-8701	15570	-15570	1.30	-1.12	
	橋軸	269	-481	15570	-15570	34.56	-61.76	±120
P1 内曲側	鉛直	2068	-8102	4561	-13765	1.79	-0.79	
	橋軸直角	2365	-2333	2157	-2157	14.17	-12.34	
	橋軸	56	-104	2720	-2720	41.40	-76.11	±110
P2 外曲側	鉛直	4546	-31427	7346	-125877	2.36	-0.33	
	橋軸直角	5201	-15082	72675	-72675	0.14	-0.41	
	橋軸	24437	-21769	72675	-72675	0.67	-0.60	
P2 中央部	鉛直	-24000	-51500	8562	-159125	-0.20	-0.43	
	橋軸直角	18000	-14800	91871	-91871	0.39	-0.32	
	橋軸	17400	-18200	91871	-91871	0.38	-0.40	
P2 内曲側	鉛直	5825	-25768	7346	-125877	3.02	-0.27	
	橋軸直角	13846	-5641	72675	-72675	0.38	-0.16	
	橋軸	24437	-24707	72675	-72675	0.67	-0.68	
P3 外曲側	鉛直	1366	-3418	8385	-60066	0.07	-0.08	
	橋軸直角	1275	-1803	34679	-34679	0.07	-0.10	
	橋軸	502	-719	25385	-25385	0.04	-0.06	
P3 内曲側	鉛直	1757	-3113	8385	-60066	0.09	-0.07	
	橋軸直角	1265	-1796	34679	-34679	0.07	-0.10	
	橋軸	469	-622	25385	-25385	0.04	-0.05	
P4 外曲側	鉛直	1812	-3661	2603	-9086	2.74	-0.54	
	橋軸直角	810	-837	737	-737	14.53	-19.16	
	橋軸	12	-41	907	-907	25.52	-89.43	±100
P4 中央部	鉛直	-	-	-	-	-	-	-
	橋軸直角	2791	-3380	6200	-6200	0.90	-1.09	
	橋軸	5	-19	6200	-6200	1.64	-6.14	±110
P4 内曲側	鉛直	1363	-3489	2603	-9086	2.06	-0.51	
	橋軸直角	810	-837	737	-737	14.47	-19.09	
	橋軸	10	-40	907	-907	21.47	-87.10	±100



(a) ダンパー設置前



(b) ダンパー設置後

図-10 最大応答断面力/降伏耐力

性範囲内の応答に留めることはできないことが明らかになった。主桁の低材質である張出部鋼床版が地震時に塑性化した場合、どの程度残留変位が生ずるかについては今後解析を行って検証する予定である。桁端の支承および主塔部の桁支承については、補強対策案の検討を行ってその効果を確認できたので、以下で検討を行う。

5. 耐震補強案の検討

支承部及び主桁に構成部材や異材質の剛性を考慮した非線形解析を行うことにより、桁端支承に問題があることが明らかとなった。そこで、本章では桁端支承の耐震補強策としてダンパーを設置することによる効果の検討を行った。また、主塔支承部のさらなる安全性の向上を目的として補強鋼材の設置による耐震補強策の効果の検討を行った。

5.1 ダンパーによる桁移動量の制御

本研究では、ダンパー設置による橋脚断面力の増大の危惧がない速度依存型のダンパーを用いることとした。ダンパーはP1及びP4橋脚天端に各2箇所、計4箇所の設置とした。ダンパーの設置方向は橋軸方向とした(図-9)。ダンパーのサイズは、パラメータ解析による結果の比較から、最も効率よく高い効果の得られた、 $C=2000\text{kN}\cdot\text{sec/m}$ 、 $\alpha=0.2$ を用いた。なお、速度依存型ダンパーの式は以下の式で表される。

$$F = CV^\alpha \rightarrow C: \text{減衰定数} \quad V: \text{相対速度}$$

α : 相対速度と減衰力の関係を表すパラメータ

表-6にダンパーによる補強後の支承最大応答断面力、最大応答変位を示す。また、図-10に最大応答断面力を降伏耐力で割った値、図-11にP1、P4支承の橋軸方向履歴曲線の補強前後の比較を示している。桁端支承(P1、P4橋脚)の橋軸方向変位はダンパーの設置によって移動制限量以内となっており、下沓ストッパーへの衝突が避けられる結果となった。また、表-7に構造要素の最大応答断面力を示すが、これから分かるように橋梁全体の最大応答断面力に及ぼす影響は、小さなものである。

以上の結果から、橋軸方向にダンパーを設置したことにより、桁端支承は橋軸方向の移動制限量以内に抑えることが出来た。ただし、橋軸直角方向の断面力の低減については、必要があればその方向にダンパーを取り付けるなどの措置がさらに必要である。

5.2 補助支承追加による桁支承の軸力低減

主塔部の桁支承は大きな軸力が生じるため、桁支承が損傷する可能性が高い。本研究では構成部材の材料非線形を考慮することによって、照査を満足する結果となったが、更なる安全性の向上を目的としての補強案をここでは検討する。具体的には、図-12に示すよ

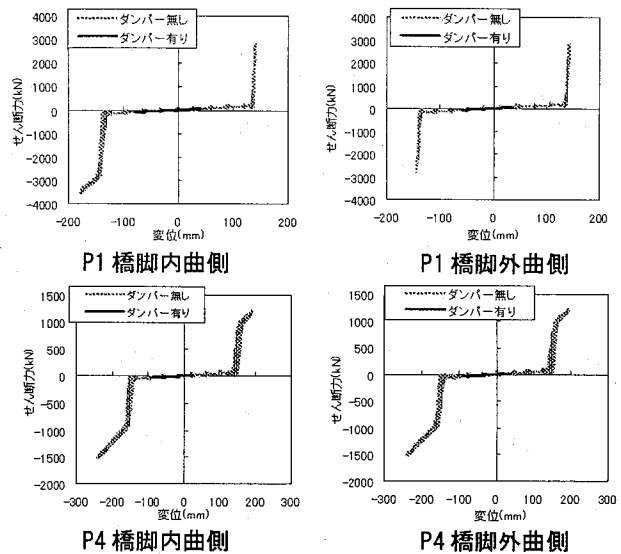


図-11 P1、P4 支承橋軸方向の履歴曲線

表-7 構造要素の最大応答断面力 (kN・m)

構造要素	曲げ方向	最大断面力(ダンパー設置前)	最大断面力(ダンパー設置後)
主桁	主桁面内	158000	163000
	主桁面外	547000	543000
主塔	橋軸方向	71800	76500
	橋軸直角方向	123000	123000
P1橋脚	ラーメン橋脚面外	53600	46900
	ラーメン橋脚面内	91700	90900
P2橋脚	橋軸方向	848000	834000
	橋軸直角方向	1190000	1210000
P3橋脚	ラーメン橋脚面外	21100	18700
	ラーメン橋脚面内	16200	16100
P4橋脚	ラーメン橋脚面外	27400	26500
	ラーメン橋脚面内	40000	39600

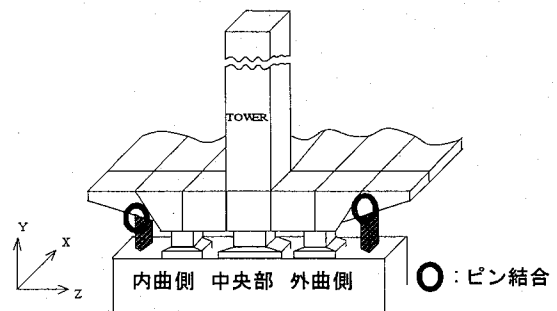


図-12 鋼柱追加箇所

表-8 解析ケース

解析ケース	鋼柱断面積(m ²)
case0	-
case1	0.01
case2	0.1

うに、P2橋脚の桁支承の外側に左右対称に補助支承を追加することで、桁支承の応答軸力を低減させる案について考える。なお、桁と補助支承の接合部は全方向に回転フリーとなるピン結合とする。これは、常時における支承条件を変えないためである。

表-8のように補助支承の断面積を変化させて解析を行った。図-13の時刻歴応答軸力の比較に示すよう

に本対策案は、桁支承の軸力低減に顕著な効果を有することが分かる。また、設置する補助支承の断面積は、 0.01m^2 程度の大きさでも効率よく軸力を低減することができることが分かる。

6. 結論

本研究で得られた主な知見をまとめると以下のようになる。

(1) 支承の材料非線形特性に構成部材の剛性・降伏耐力や移動可能量を考慮して、支承の動的挙動を正確に再現したことにより、支承の問題箇所を明らかにできるようになった。それと同時に、主塔部支承の軸力低減をはかることができた。

(2) 主桁に材料非線形特性に異なる材質が混在する際の材料非線形特性を作成したことにより、鋼主桁の塑性状態の程度を知ることが出来るようになった。

(3) ケーブルを8分割して梁要素としてモデル化し、各節点に集中質量を配置したことで、ケーブル自体の振動を考慮できるようにしたところ、主塔の橋軸直角方向曲げモーメントにおいて、かなりの低減を確認することができた。

(4) 時刻歴応答解析の結果、桁端支承の変位が橋軸方向、橋軸直角方向共に移動制限量を超過、断面力については、橋軸方向の場合下沓のストッパー（変位制限装置）が降伏し、橋軸直角方向の場合上沓突起部が降伏するため、照査を満足しないことを確認した。

(5) 主桁は面内曲げに対しては弾性域、面外曲げに対しては高材質鋼弾性範囲内にあることを確認した。主桁の低材質である張出部鋼床版が地震時に塑性化した場合、どの程度残留変位が生ずるかについては今後解析を行って検証する予定である。

(6) (4)を踏まえて、桁支承の移動量制御を目的として、速度依存型ダンパー設置による耐震補強案を検討したところ、断面力の大幅な増加を見ることがなく桁移動量を制御することが可能であることが確認できた。

(7) 補助支承の設置による主塔部桁支承の更なる安全性向上策を検討したところ、わずかな断面積の補助支承設置で桁支承の軸力低減がはかられることを確認した。

(8) 以上より、耐震安全性や耐震補強検討を行う際には、支承や主桁の精密なモデル化が必要であることを確認した。

参考文献

1) 水取・山花・大：橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性，土木学会構造工学論文集，Vol. 41A, 1995. 3, pp. 1051-1061

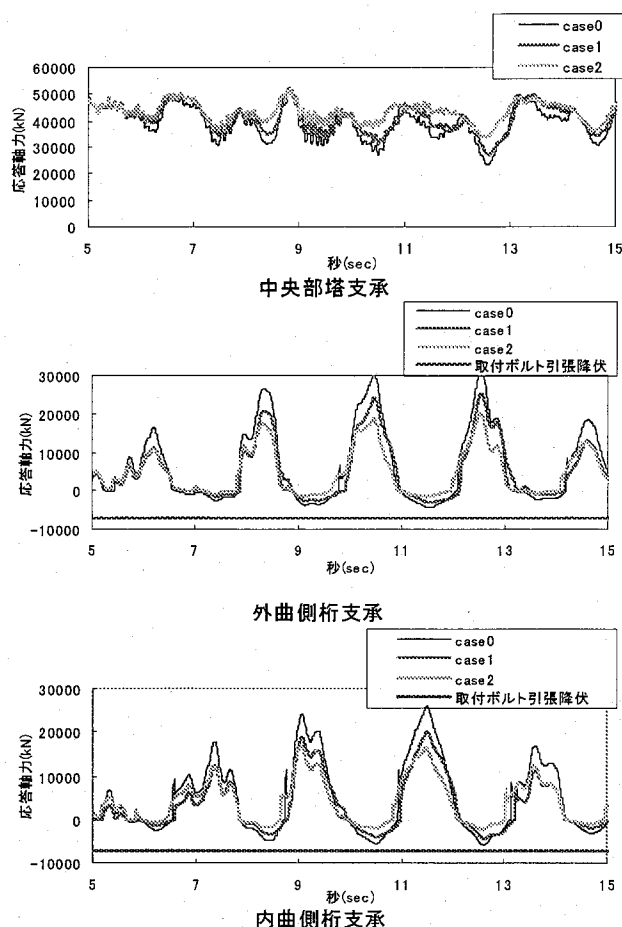


図-13 主塔支承部時刻歴応答軸力

2) 鈴木・大塚（久）・大塚（篤）・高群：高橋脚を有する2主桁複合斜張橋およびPCラーメン橋の耐震性向上に関する提案，土木学会構造工学論文集，Vol. 49A, 2003. 3, pp. 501-509
 3) 古池・迫田：既設長大橋梁の耐震安定性に関する検討，橋梁と基礎，Vol. 34, 2000. 9
 4) 土木学会西部支部：中径間橋梁の動的耐震設計，九州大学出版会，2002. 2, pp. 185-221
 5) 土木学会：橋の動的耐震設計，土木学会，2003. 3, pp. 340-349
 6) 大塚・山平・楠田：鋼斜張橋の非線形地震応答解析による耐震補強策の検討，土木学会構造工学論文集，Vol. 47A, 2001. 3, pp. 883-894
 7) 大塚・山平・増田・栗木：兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察，鋼構造論文集，第7巻，第28号，2000. 12, pp. 19-31
 8) 山平・大塚：兵庫県南部地震における鋼桁損傷要因の分析と耐震性向上策の検討，土木学会論文集，No. 696/I-58, 2002. 1, pp. 31-43

（2005年9月10日受け付け）