

ステイクケーブルおよびダンパーを用いた2径間吊橋の耐震補強策の検討

A study on seismic retrofit of 2-span suspension bridge using stay cables and dampers

大塚久哲*, 吉田達矢**, 崔準祐***, 山内春絵****

Hisanori Otsuka, Tatsuya Yoshida, JoonHo Choi, Harue Yamauchi

* 工博 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)

** 住友重機械工業(株) 鉄構機器事業本部 技術開発部 (〒141-8686 東京都品川区北品川5-9-11)

*** 工修 ヤマト設計(株) 設計部 (〒880-0805 宮崎市橘通東3-7-18 塩見ビル)

**** 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)

In this paper, the seismic response analysis are carried out considering material and geometrical non-linearities to study effectiveness of stay cables and dampers on the retrofit for the 2-span suspension bridge with 1400m center span. Firstly some arrangements of stay cables are compared, and analysis were performed with increasing stiffness of them. Secondly we investigated about modeling of dampers and behaviors of bridge component during earthquakes. From the results of analysis, 'X' type arrangements of stay cables were understood to be most efficient configuration. It is clarified that both friction and visco elastic types are effective dampers on the reduction of the response.

Key Words: 2-span suspension bridge, seismic retrofit, stay cable, damper

キーワード: 2径間吊橋, 耐震補強, ステイクケーブル, ダンパー

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降, 全国において橋脚の耐震補強や落橋防止装置の設置が実施されている。これに伴い道路関係の各公団などが所有する長大橋梁の耐震補強が行われており, 長大トラス橋, 斜張橋, 吊橋などの耐震補強が計画・実施されているようである。また, 米国カリフォルニア州の管理する長大橋の耐震補強もよく知られている^{1), 2)}。

長大橋は社会基盤として重要な役割を果たしており, 地震発生時にも緊急輸送道路として使用されることから, その耐震補強は重要である。

橋梁の補強には一般的に支承の取替えやコンクリート・鋼板の巻き立てなどがあるが, 吊橋は長周期構造物のため免震支承設置による長周期化は効果的でなく, 各部材の補強よりむしろ地震応答そのものを低減させる方法が有効と考えられる。また, 性能指標として応答変位を正確に評価することが重要であり, 解析のモデル化においてケーブルの特性を正しく取り扱うことが不可欠である。さらに動的解析における減衰定数の設定は重要であり, 初期剛性の評価によっては適切な減衰定数となっていないことが懸念されている。

吊橋に関して大塚ら³⁾は, ケーブルのモデル化について幾何学非線形性や非抗圧縮性等の影響について考慮し, 吊橋の地震時挙動と耐震性向上策について検討している。ただし, 材料非線形性の影響についての検討は行っていない。さらに大塚ら^{4), 5)}は耐風性において効果があるとされているステイクケーブルが補剛桁とケーブルの相対変位を抑制するなど耐震上の効果もあることを確認し, 摩擦履歴型ダンパーにおける耐震補強策についても検討を行っている。しかしステイクケーブルの配置方法や有効性についての詳細な検討は行われていない。

本研究では全長約2500mの2径間吊橋を対象に, まずケーブルのモデル化について材料非線形性と非抗圧縮性の影響について検討及び比較を行った。次いでステイクケーブルの配置方法に関して5ケースを想定し, 地震応答解析結果を比較検討して効果的な配置形状を明らかにした。また, ステイクケーブルの断面積を増加させることの有効性についても評価を行った。

更にダンパーを用いた補強策について, 摩擦履歴型ダンパー及びオイルダンパーについて耐震性の向上の比較を行った。摩擦履歴型ダンパーについてはモデル化による応答への影響についても検討を行った。

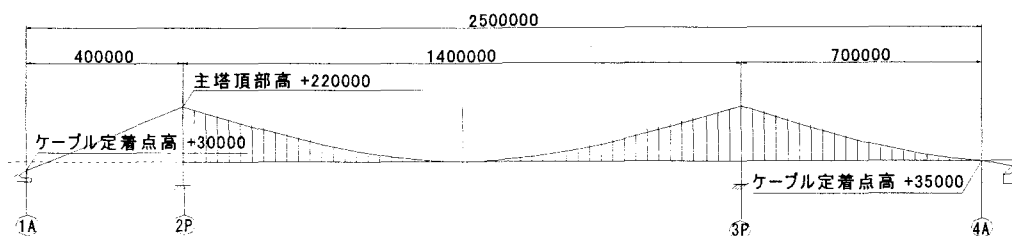


図-1 解析対象橋梁 (単位mm)

2. 対象橋梁および解析条件

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした吊橋は図-1に示す2径間2ヒンジの補剛桁吊橋である。吊形式橋梁では路線計画上構造形式が非対称となることもあるため、この形状を採用した。中央径間1400m、側径間700mおよび400mで、短い方の側径間はハンガーロープを配置しない形状とした。補剛桁は鋼床版箱桁、主塔は経済性を考慮してRCラーメン構造とした。

2.2 RC主塔の試設計

主塔は高さ220m、3段の水平梁を有する上層2層ラーメン形式である。塔柱間隔は塔頂部で22.5m、塔基部で28mの斜塔形式を採用し、塔柱断面寸法は基部では8.0m×6.0m、塔頂部では6.0m×6.0mとなるように主塔高さ方向に断面を漸減している。なお、塔柱断面は中空としている。

塔柱のコンクリートは設計基準強度が60N/mm²の高強度材料、鉄筋は降伏強度が490N/mm²のSD490Aを使用した。なお、帯鉄筋は軸方向鉄筋と同一の材料(SD490A)を使用し、15cm間隔で配筋した。

2.3 解析モデルおよび解析条件の設定

図-2に解析モデルを示す。主塔、補剛桁は梁要素で、ケーブルは曲げを受け持たないケーブル要素でモデル化を行った。拘束条件は主塔及びアンカレイジは固定、補剛桁は橋軸方向に可動とした。ウィンドタンクは橋軸直角方向について拘束、タワーリンク部は上下方向について拘束しており、他は可動とした。また、側径間にサイドステイ4本と、主径間にセンターステイ4本の計8本のステイクケーブルを設置している(設置位置は図-10のCase1)。本研究ではこのモデルを基本モデルとして解析を行った。

解析手法は直接積分法のNewmark β 法($\beta=0.25$)を用いた。積分時間間隔は0.001秒であり、応答解析時間は基本的に30秒である。地盤はI種地盤を想定しており、減衰はRayleigh減衰を用いた。RC主塔の非線形復元力特性はトリリニア型武田モデルを採用し、幾何学非線形性も考慮して解析を行った。

本研究で用いた入力地震波を表-1に示す。タイプI、タイプIIそれぞれにおいて3方向同時加震を行った。

支点拘束条件

アンカレイジ、タワー基礎：固定
ウィンドタンク：橋軸直角方向拘束
タワーリンク：上下方向拘束

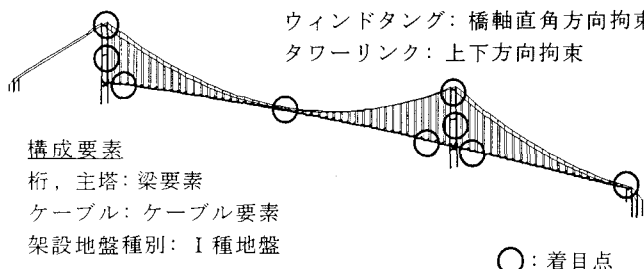


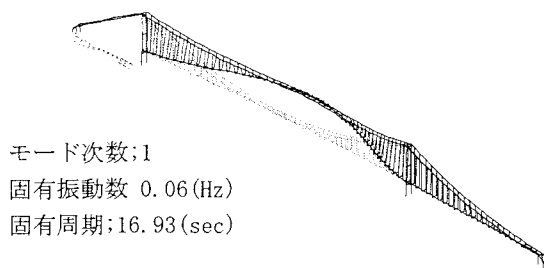
図-2 解析モデル

表-1 入力地震波

	名称	加震方向	最大加速度
タイプI (3方向同時加震)	開北橋 周辺地盤	橋軸方向	318.8gal
		橋軸直角方向	319.9gal
		鉛直方向	168.9gal
タイプII (3方向同時加震)	JMA神戸	橋軸方向	812.0gal
		橋軸直角方向	765.9gal
		鉛直方向	406.0gal

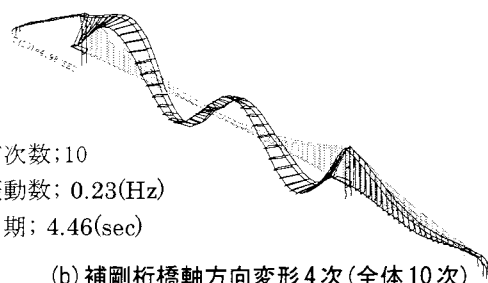
表-2 固有値解析結果

モード 次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比			変形モード
			橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	
1	0.06	16.93	0	0.22	0	主径間橋軸直角方向変形一次
2	0.08	12.51	0.03	0	0.01	補剛桁橋軸方向変形一次
3	0.09	11.07	0.03	0	0	主径間橋軸方向変形一次
4	0.13	7.62	0.01	0	0.08	補剛桁鉛直方向変形二次
6	0.14	7.17	0	0.12	0	側径間橋軸直角方向変形一次
7	0.16	6.16	0.01	0	0.24	補剛桁鉛直方向変形一次
10	0.22	4.46	0.27	0	0.01	補剛桁橋軸方向変形二次
11	0.24	4.12	0	0.03	0	主径間橋軸直角方向変形二次
13	0.25	3.98	0	0	0.02	主径間鉛直方向変形一次
14	0.26	3.90	0	0.05	0	補剛桁橋軸直角方向変形三次
21	0.34	2.94	0	0.12	0	2P主塔橋軸方向変形一次
22	0.36	2.76	0	0.13	0	3P主塔橋軸方向変形一次



(a) 主径間橋軸直角方向変形1次(全体1次)

モード次数:1
固有振動数 0.06(Hz)
固有周期:16.93(sec)



(b) 補剛桁橋軸方向変形4次(全体10次)

モード次数:10
固有振動数:0.23(Hz)
固有周期:4.46(sec)

図-3 主要モード図

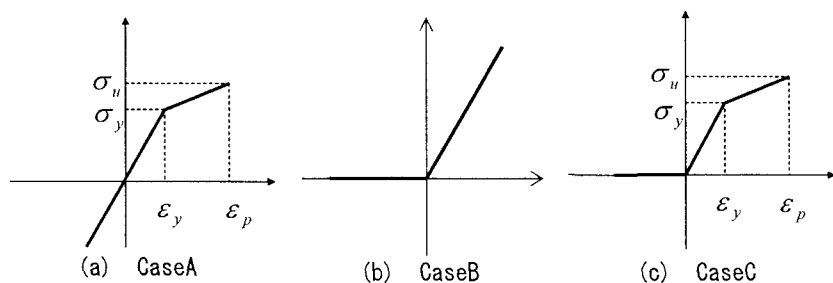


図-4 ケーブルの骨格曲線

表-3 ケーブルの物性値

ケーブルの諸元	
σ_u (kN/mm ²)	1.56
σ_y (kN/mm ²)	1.18
ϵ_y	8.50×10^{-3}
ϵ_p	8.30×10^{-2}
第二剛性/初期剛性	3.80×10^{-2}

3. 解析結果

3.1 固有値解析結果

固有値解析結果を表-2に示す。図-3は面外方向、面内方向の主要振動モードである。1次モードは主径間が面外方向へ固有周期16.93秒で大きく変形するモードであり、タイプI地震動のようなプレート境界型の長周期成分が多い地震動が作用した際に変形量が大いことが予想される。4次モードは、補剛桁が鉛直方向に変形する振動モードであり、固有周期は7.62秒、10次モードは補剛桁が橋軸方向に変形するモードで固有周期が4.46秒である。また、21次および22次モードは主塔が橋軸直角方向に変形する振動モードであり、固有周期が2.94秒、2.75秒と桁の固有周期に比べ短くなっている。

3.2 ケーブルのモデル化が応答に与える影響

(1) 解析モデル

ここでは、ケーブルの材料非線形性および非抗圧縮性を考慮したモデル化が応答に与える影響について検討を行った。図-4にそれぞれのモデル化における骨格曲線を示し、表-3に既往の研究を参考に設定したケーブルの物性値を示す⁶⁾。

CaseAは材料非線形性のみを考慮したモデル、CaseBは非抗圧縮性のみを考慮したモデル、CaseCは非抗圧縮性及び材料非線形性を考慮したモデルとした。

(2) 解析結果

図-5にタイプI地震時における各ケースの橋軸方向の最大応答変位を示す。補剛桁においてCaseCの応答値が最も大きくなっており、CaseCに比べCaseAは約33%、CaseBは約25%応答が低減している。非抗圧縮性を考慮しない場合、本来力を受け持たない圧縮時においても補剛桁を拘束することにより応答が小さくなり、材料非線形性を考慮しない場合は、引張に対する力を本来より大きく評価するため応答が小さくなると考えられる。また、CaseAとCaseCの差はCaseBとCaseCの差の2倍程度であり、非抗圧縮性考慮と同時に材料非線形性考慮の必要性を示した結果となっている。

図-6にステイケーブル軸力の時刻歴を示す。ケーブルのモデル化の違いによって全く挙動が異なっていることがわかる。非抗圧縮性のみ考慮したモデルに関しては、材料非

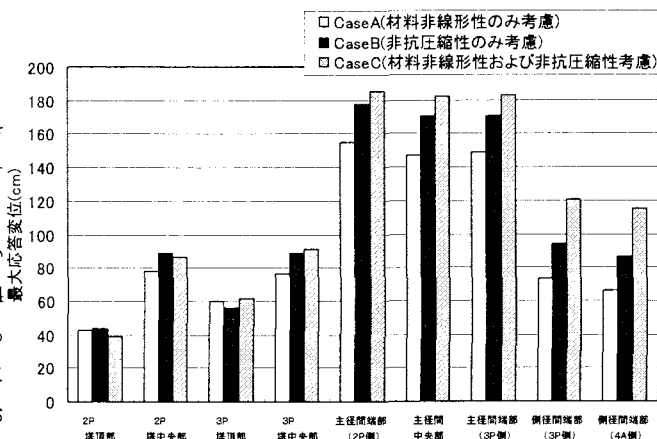
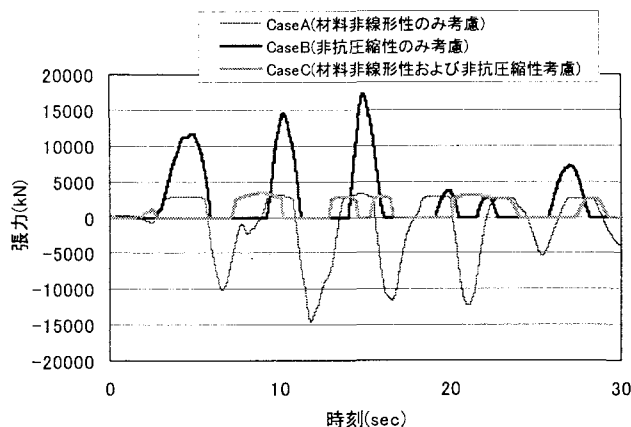
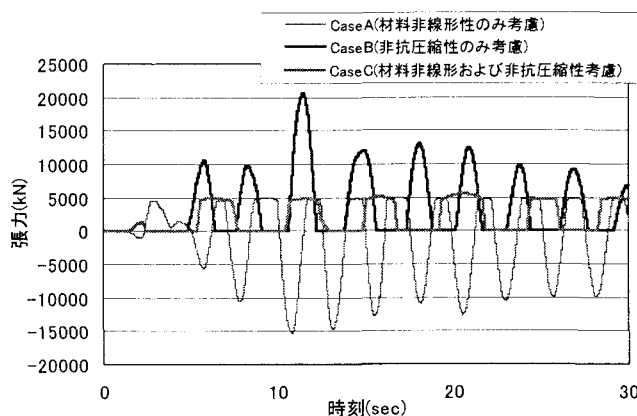


図-5 橋軸方向最大応答変位



(a) センターステイ



(b) サイドステイ

図-6 ステイケーブル軸力の時刻歴

線形性を考慮していないため破断張力(表-7参照)を超える張力が発生しており、ステイケーブルの挙動を正確に表していない。また、材料非線形性のみ考慮したモデルに関しては、圧縮域に大きく入っているためこちらも正確な応答となっていないと考えられる。

メインケーブル及びハンガーケーブルについては、常に大きな引張力を受けているためケーブルのモデル化による張力への影響はほとんど見られなかった。

このように、ケーブルのモデル化の違いによって桁の変位やステイケーブルの張力などの応答が大きく変化することがわかる。従って、次節以降ではケーブルの非抗圧縮性及び材料非線形性を考慮し、除荷時に載荷時と同じ経路をたどる逆行型としてモデル化し解析を行った。

3.3 タワーリンクのモデル化に関する考察

次に、タワーリンクのモデル化が応答に与える影響について検討を行った。図-7にタワーリンクのモデル図を示す。タワーリンクとは補剛桁を主塔部で吊る腕状の部材であり、橋軸方向にのみピンとするものと、橋軸方向、橋軸直角方向ともにピンのユニバーサル結合とするものがある。表-4にタワーリンクを橋軸方向にピン結合、橋軸直角方向に剛結とした場合の断面定数、最大軸力、橋軸直角方向の最大曲げモーメント、および最大応力を示す。鋼種としてSM400を採用した場合、地震時許容応力は 2.10×10^2 (N/mm²)、SM490Yとした場合 3.15×10^2 (N/mm²)であり、表よりタワーリンクの最大応力が 3.55×10^2 (N/mm²)であるため、許容応力を上回ることがわかる。また、タワーリンクの断面積を増加させて検討を行ったが、最大応力も増加する傾向がみられた。従って、タワーリンクのモデル化については橋軸方向、橋軸直角方向ともにピン結合とした。

3.4 基本モデルにおける応答値

図-8に基本モデルにおけるタイプI、タイプII加震時の橋軸方向最大応答変位を示す。全体的にタイプIIに比べ、長周期成分の卓越するタイプI加震時に応答が大きくなっているが、これは対象橋梁が固有周期16.9秒の長周期構造物であるためと考えられる。タイプI橋軸方向加震時には、3P側主塔塔頂部において最大約60cm、塔中央部で約90cmの応答値となっており、塔頂部がメインケーブルによって拘束されているため塔中央部に比べ値が小さくなっていると考えられる。また、補剛桁については主径間で約185cm、側径間で約120cmと大きい値となっている。タイプI橋軸直角方向加震時には主塔塔頂部において約75cm、塔頂部において約50cmの応答値である。補剛桁においては主径間中央部で約280cmと大きい変位が生じている。

表-5にステイケーブルの最大張力を示す。降伏はしているものの破断には至っていないことがわかる。

また、図-9に主塔の最大曲げモーメントを示す。2P主塔、

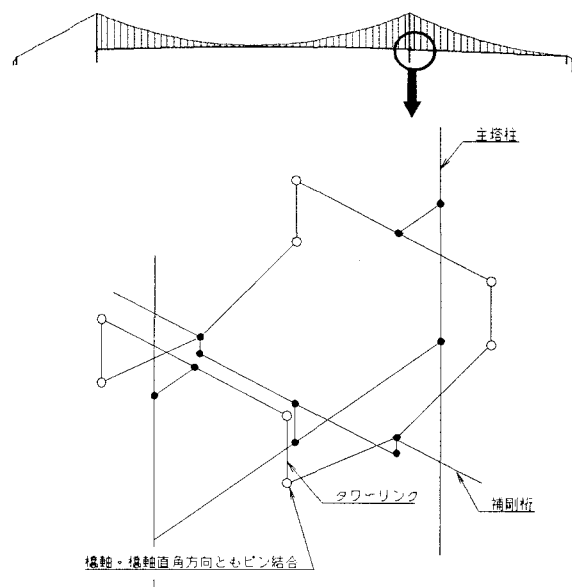
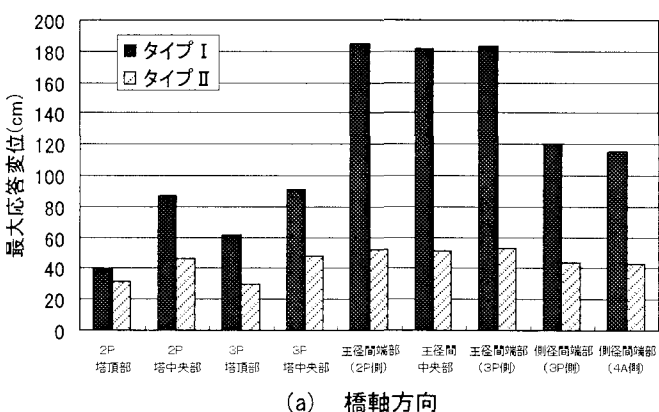


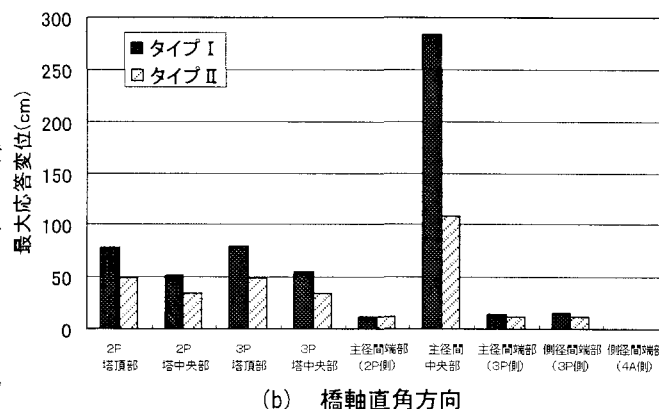
図-7 タワーリンクモデル図

表-4 タワーリンク断面力

断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	最大軸力 (kN)	最大曲げモーメント (kN・m)	最大応力 (N/mm ²)
4.80×10^{-2}	1.50×10^{-3}	7.18×10^3	1.38×10^3	3.53×10^2



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-8 最大応答変位

表-5 最大張力

	最大張力 (kN)	降伏張力 (kN)	破断張力 (kN)
センターステイ	3.39×10^3	2.65×10^3	3.53×10^3
サイドステイ	5.54×10^3	4.55×10^3	6.07×10^3

3P主塔それぞれについて示したが、構造の非対称性による影響はほとんど見られない。主塔面内方向に関しては塔頂部及び水平材が設置されている部分においてモーメントが小さくなっているが、基部及び水平材と水平材の間あたりでひび割れ曲げモーメントを超えている。主塔面外方向に関してもケーブルの連結している塔頂部および桁が設置されている部分において曲げモーメントが小さくなっているが、基部および塔中央部はひび割れモーメントを超えている。しかし面内面外ともに降伏モーメントには至っていない。タイプII加震時に関してはタイプIに比べ全体的に小さい応答値となった。

以上より対象橋梁において橋軸方向の変位が地震時の主要な問題となることが予測される。想定できる被害としては補剛桁が大きく移動することによるステイクケーブルの破断や、伸縮装置の破壊である。よって、次節以降では主に橋軸方向の変位に着目して耐震補強策の検討を行った。

4. ステイクケーブルによる耐震補強策の検討

4.1 耐震上有効な配置方法の検討

ここでは、ステイクケーブルを用いた耐震補強策について検討を行う。既往の研究³⁾によって橋軸方向にステイクケーブルを設置した場合橋軸方向の補剛桁の変位抑制に効果が見られるが、橋軸直角方向に設置したステイクケーブルは変位抑制の効果を持たないとの知見が得られている。従って橋軸方向にステイクケーブルを設置し、検討を行った。

本研究では5 ケースのステイクケーブルの配置を想定し、ステイクケーブルがない場合とあわせて全6 ケースのモデルで解析を行った。図-10 にそれぞれのモデル図を示す。Case0はステイクケーブルを配置しないモデルであり、Case1はステイクケーブルを逆V型にとりつけた一般的なモデル(基本モデル)、Case2はV型にとりつけたモデルである。Case3, 4, 5はCase1, 2に比べステイクケーブルの本数を倍にしており、Case3はX型、Case4はW型、Case5は逆W型にとりつけた。

表-6に固有値解析において大きく変化が見られた橋軸方向変形モードの固有周期を示す。橋軸方向1次モードの固有周期が、基本モデルにおいては4.46秒なのに対しCase0では8.64秒と長いことがわかる。Case2に関してはほとんど変化が見られないが、ステイクケーブルの本数が倍になるCase3, Case4, Case5はそれぞれ3.90秒, 3.87秒, 3.87秒と短くなっている。このように、ステイクケーブルの有無や取り付け本数によって構造物の振動特性が変化していることがわかる。

図-11はタイプI加震時の各ケースの橋軸方向最大応答変位を比較したものである。補剛桁においてステイクケーブルがあるモデルの応答値が小さくなっており、特に側径間側でその効果が著しい。これは、側径間側の補剛桁の質量が

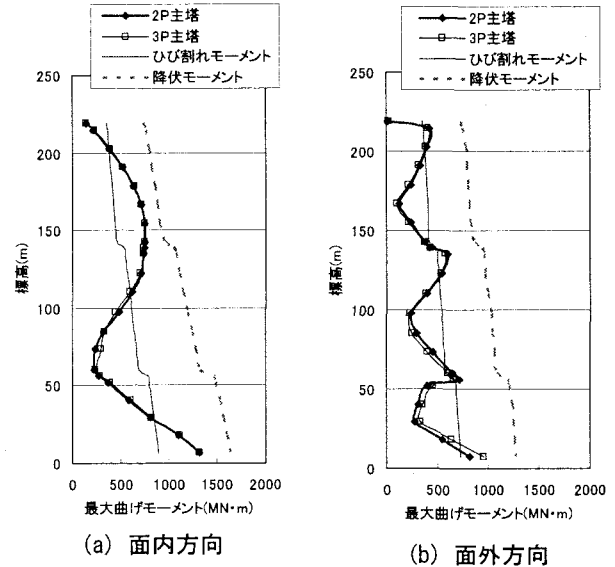


図-9 最大曲げモーメント

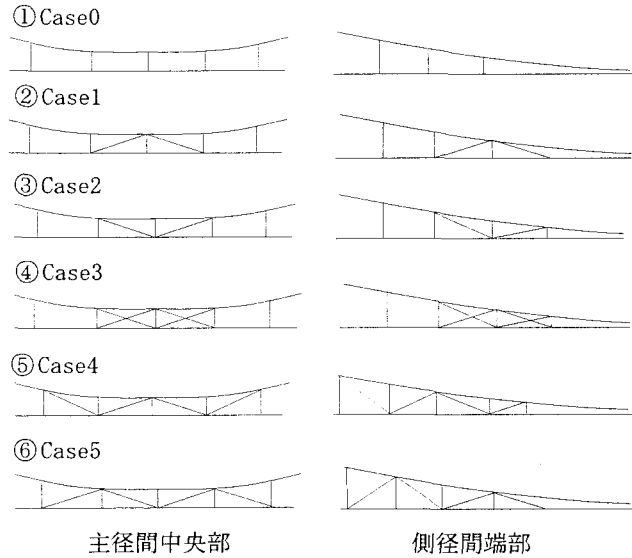


図-10 解析モデル (ステイクケーブル)

表-6 固有値解析結果

	橋軸方向 変形1次	橋軸方向 変形2次
	固有周期(sec)	
Case0	8.64	2.25
Case1(基本モデル)	4.46	2.31
Case2	4.47	2.32
Case3	3.90	2.14
Case4	3.87	2.14
Case5	3.87	2.14

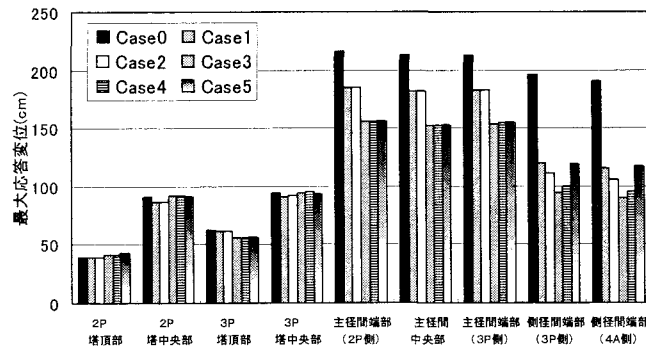


図-11 橋軸方向最大応答変位

主径間側のほぼ半分であるのに対して、ステイケーブルの量が同じであるためと考えられる。主塔についてはほとんど応答が変わらず、逆に応答が若干増加している部分もあるため、主塔にはステイケーブルによる耐震上の効果はないと考えられる。

配置方法に関しては、主径間の応答がCase1, Case2に比べCase3, Case4, Case5が小さくなっており、ステイケーブルの本数が増加することによって変位抑制効果が大きくなっていることがわかる。また、Case3では側径間の応答がCase0に比べ約50%低減するなど全体的に応答が最も小さくなっており、最も効果的な配置方法と言える。これにより主径間の最大応答変位を、基本モデルの応答を19%程度低減させ約150cm、側径間で25%低減させ約90cmまで抑制することが可能である。

また、ステイケーブルの最大張力を表-7に示す。どの配置方法についても降伏はしているが、破断張力には至っていないことがわかる。倍率は基本モデルであるCase1の最大張力に対する値を示した。Case1, Case2に比べ3%~8%程度Case3, Case4, Case5の張力が小さくなっており、ステイケーブルの本数が増加したことによって受け持つ力が分散したと考えられる。表-8にメインケーブルの最大張力を示す。ここではステイケーブルの配置方法や本数を変化させたことによる張力への影響を検討した。倍率についてはステイケーブルと同様、Case1の最大張力に対する値を示した。センターステイ付近に関してはほとんど値に変化が見られず、サイドステイ付近のメインケーブルの最大張力はステイケーブルの本数が増えるCase3, Case4, Case5において若干増加しているが、3, 4%程度なため影響は小さいと考えられる。

なお、補剛桁の軸力についてはステイケーブルのないCase0の値に対しステイケーブルをつけることによりCase3で2.5倍程度程度の応答となったが、許容応力度を大きく下回っているため問題はないと考えられる。主塔の曲げモーメントに関しては配置方法による応答の変化はほとんど見られなかった。

4.2 耐震部材としての有効性の検討

次に、ステイケーブルの断面寸法を増加させたときの応答の変化について検討を行った。ステイケーブルとメインケーブルをつなぐケーブルバンドの設計式⁷⁾を参考にすると構造上の制約からステイケーブル断面の限界値は100cm²程度と考えられるため、本章においては断面を100cm²まで増加させた。解析モデルは基本モデルであるCase1を使用した。

表-9に、固有値解析において大きく変化が見られた橋軸方向変形モードの固有周期を示す。橋軸方向1次モードの固有周期は基本モデルにおいては4.46秒であるが、断面を50cm², 75cm², 100cm²と増加させるに従って3.83秒, 3.64

表-7 最大張力(ステイケーブル)

	センターステイ(kN)	倍率	降伏張力(kN)	破断張力(kN)
Case1	3.39×10^3	1.00	2.65×10^3	3.53×10^3
Case2	3.39×10^3	1.00		
Case3	3.11×10^3	0.92		
Case4	3.12×10^3	0.92		
Case5	3.12×10^3	0.92		
	サイドステイ(kN)	倍率	降伏張力(kN)	破断張力(kN)
Case1	5.54×10^3	1.00	4.55×10^3	6.07×10^3
Case2	5.39×10^3	0.97		
Case3	5.27×10^3	0.95		
Case4	5.28×10^3	0.95		
Case5	5.51×10^3	0.99		

表-8 最大張力(メインケーブル)

	センターステイ付近(kN)	倍率	サイドステイ付近(kN)	倍率
Case0	1.60×10^5	0.99	1.79×10^5	0.99
Case1	1.62×10^5	1.00	1.80×10^5	1.00
Case2	1.60×10^5	0.98	1.75×10^5	0.97
Case3	1.62×10^5	1.00	1.87×10^5	1.04
Case4	1.62×10^5	1.00	1.85×10^5	1.03
Case5	1.62×10^5	1.00	1.86×10^5	1.03

表-9 固有値解析結果

断面積 (cm ²)	橋軸方向 変形1次	橋軸方向 変形2次
	固有周期(sec)	
基本モデル	4.46	2.31
50cm ²	3.83	2.14
75cm ²	3.64	2.11
100cm ²	3.54	2.07

基本モデル センターステイ : 25cm²
サイドステイ : 40cm²

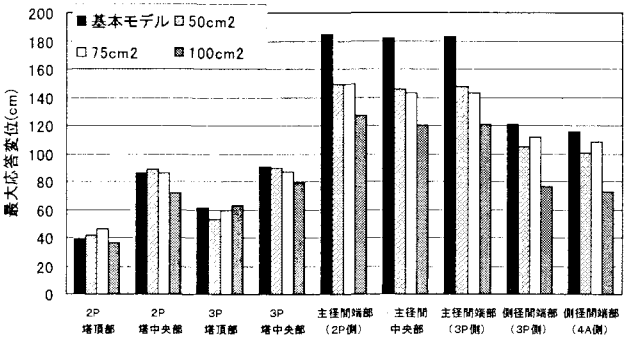


図-12 最大応答変位

表-10 最大張力(ステイケーブル)

断面積 (cm ²)	センターステイ(kN)	サイドステイ(kN)	降伏張力(kN)	破断張力(kN)
50	6.82×10^3	6.97×10^3	5.88×10^3	8.4×10^3
75	1.07×10^4	1.05×10^4	8.82×10^3	1.18×10^4
100	1.371×10^4	1.30×10^4	1.18×10^4	1.57×10^4

秒, 3.54秒となり固有周期が短くなっていることがわかる。各部位の最大応答変位を図-12に示す。主塔の変位に関しては、配置方法を変更した場合と同様ステイケーブルによる耐震上の効果は小さいと考えられる。補剛桁に関しては、主径間において断面を増加させるに従って応答値が小さくなっていることがわかる。断面を100cm²とした場合最大応答変位は基本モデルでの主径間の変位を35%程度低減

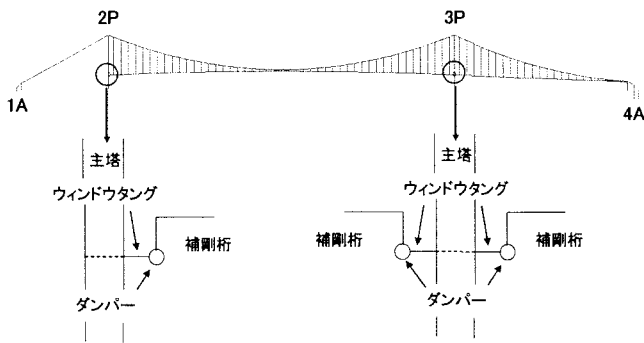


図-13 ダンパー取り付け位置

させ、120cmまで抑制される。側径間においては断面積 50cm^2 の応答値に比べ 75cm^2 の応答値が若干大きくなっているが、 100cm^2 とした場合最大応答変位は基本モデルでの変位を38%程度低減し約75cmとなっていることがわかる。

ステイケーブルの最大張力を表-10に示した。どの場合も降伏張力は超えているが破断には至っていないことがわかる。また、補剛桁の軸力については前節のCase3の約2倍の値となったが、許容応力度を下回っており問題はないと考えられる。

5. ダンパーによる耐震補強策の検討

5.1 概要

ダンパーは振動時のエネルギー消費によって構造に減衰性能を付与し、地震時に生じる補剛桁と主塔との過大な相対変位を抑制する働きがあり、作動原理の面から履歴型と粘性型の二つに分類できる。履歴型ダンパーは変形履歴に伴うエネルギー消費を利用するものであり、粘性型ダンパーは、速度依存型の粘性抵抗などを利用するものである。本章では、履歴型ダンパーとして摩擦履歴型ダンパー、粘性型ダンパーとしてオイルダンパーを採用し、ダンパーのモデル化の影響も含め橋梁の応答に対する検討を行った。取り付け位置は図-13に示すように、ウィンドウタング先端部と補剛桁との間とした。

5.2 ダンパーのモデル化について

(1) 摩擦履歴型ダンパー

図-14に摩擦履歴型ダンパーの骨格曲線、表-11にそれぞれのダンパーの初期剛性を示す。抵抗力は1000kN、2000kN、3000kN、5000kNとした。一般的に摩擦履歴型ダンパーはばねでモデル化され、摩擦履歴をバイリニア特性を用いて表現しているが、1次剛性を考慮してRayleigh減衰を評価するとダンパーの履歴減衰とダンパーのモデル化によって導入される1次剛性に比例した値の粘性剛性の両方を見込んだ結果になってしまい、減衰を実際より大きく評価してしまうという問題点が報告されている⁸⁾。従ってトリリニアとしてモデル化し、初期剛性を小さく設定する方

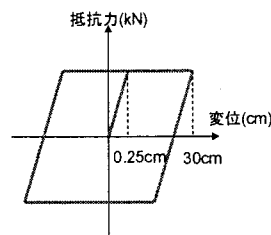
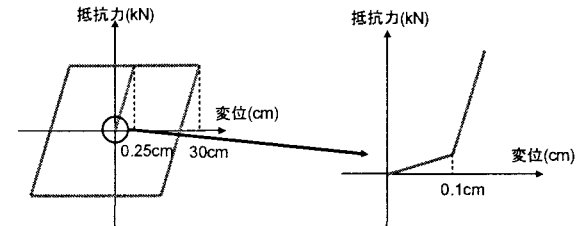


表-11 ダンパー初期剛性

抵抗(抵抗)	初期剛性(kN/m)	
	バイリニア	トリリニア
1000	$4.0\text{E}+05$	$1.0\text{E}-06$
2000	$8.0\text{E}+05$	$1.0\text{E}-06$
3000	$1.2\text{E}+06$	$1.0\text{E}-06$
5000	$2.0\text{E}+06$	$1.0\text{E}-06$



(b) トリリニアモデル

図-14 摩擦履歴型ダンパー骨格曲線

表-12 固有値解析結果

(a) バイリニアモデル

(b) トリリニアモデル

モード次数	固有周期(sec)	有効質量比		
		橋軸方向	橋直方向	鉛直方向
1	16.93	0	0.22	0
2	11.75	0	0	0.01
3	8.80	0	0	0.02
4	7.42	0	0	0.05
7	6.06	0	0	0.26
10	4.12	0	0.03	0
20	2.94	0	0.12	0
21	2.76	0	0.13	0
22	2.68	0	0	0.01
30	2.39	0.76	0	0
32	2.26	0	0	0
38	2.09	0	0	0
61	1.24	0.04	0	0

モード次数	固有周期(sec)	有効質量比		
		橋軸方向	橋直方向	鉛直方向
1	16.93	0	0.22	0
2	12.51	0.03	0	0.01
3	11.07	0.03	0	0
4	7.62	0.01	0	0.08
7	6.16	0.01	0	0.24
10	4.46	0.27	0	0.01
20	3.19	0	0	0.02
21	2.94	0	0.12	0
22	2.76	0	0.13	0
30	2.44	0	0	0
32	2.31	0.23	0	0
38	2.17	0.25	0	0

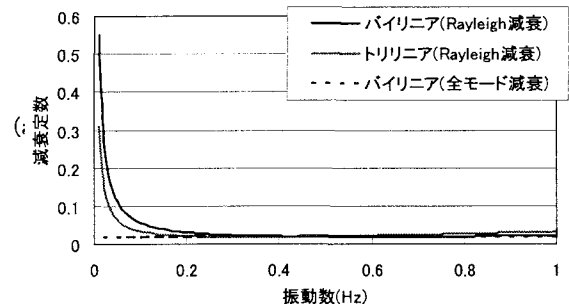


図-15 固有振動数と減衰定数の関係

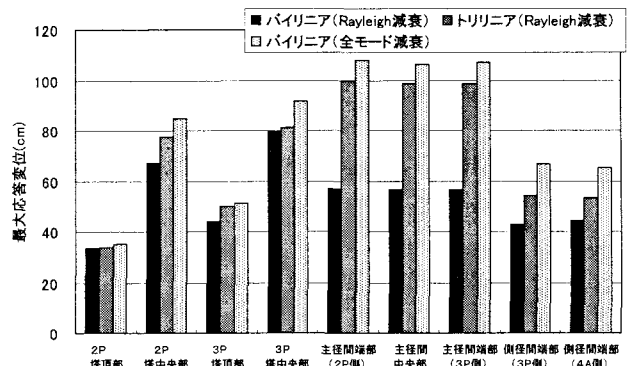


図-16 最大応答変位

法が提案されており、本研究においてもバイリニアモデルとトリリニアモデルを作成し、比較を行った。表-11からわかるようにバイリニアモデルの初期剛性はトリリニアモデルの $4.0 \times 10^{11} \sim 2.0 \times 10^{12}$ 倍としている。

表-12にモデル化による影響が最も見られた抵抗カ5000kN時の固有値解析結果を示す。バイリニアモデルについては30次で初めて橋軸方向に卓越したモードが現れており、固有周期は2.39秒なのに対してトリリニアモデルについては10次で4.46秒と初期剛性の違いによって大きく変化していることがわかる。

また、図-15はこれらの固有値解析の結果から算出した固有振動数と減衰定数の関係をRayleigh減衰で定義し示したものである。ダンパーの骨格曲線をバイリニアとし、全ての振動モードの固有振動数と減衰定数を考慮して減衰マトリックスを設定する全モード減衰を採用したモデルの解析結果についても示した。この場合線形系の各振動モードの減衰定数を忠実に表現できるという利点がある。バイリニアモデル(全モード減衰)と比較すると振動数が0～0.2(Hz)の範囲においてバイリニアモデル(Rayleigh減衰)では減衰を特に大きく評価していることがわかる。

図-16に抵抗カ5000kN時のタイプI加震時におけるバイリニアモデル、トリリニアモデルおよびバイリニアとし全モード減衰を採用したモデルの最大応答変位を示す。バイリニアモデル(Rayleigh減衰)とバイリニアモデル(全モード減衰)を比較すると、主塔においては応答差が小さいものの、補剛桁においては主径間で約50cm、側径間で約20cmの応答差となっていることがわかる。これは、図-14に示したようにバイリニアモデルの減衰を大きく評価しているため応答が小さくなったと考えられる。トリリニアモデル(Rayleigh減衰)とバイリニアモデル(全モード減衰)を比較すると、主径間で最大約8cm、側径間で約10cmとバイリニア(Rayleigh減衰)に比べ差が小さくなっていることがわかる。従って摩擦履歴型ダンパーのモデル化について、Rayleigh減衰を採用する場合は骨格曲線をバイリニアとするより、初期剛性を小さくしてトリリニアとする方が妥当であると考えられる。

(2) オイルダンパー

図-17にオイルダンパーの減衰力特性を示す。それぞれ抵抗カは摩擦履歴型と同じ設定とし、100kineにおいて目標の抵抗カに達する設計とした。表-13にオイルダンパーの初期剛性を示す。

表-13 オイルダンパー初期剛性

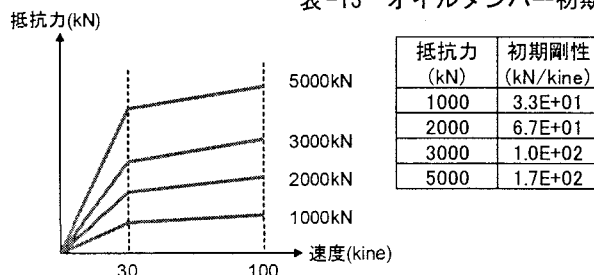


図-17 オイルダンパー減衰力特性

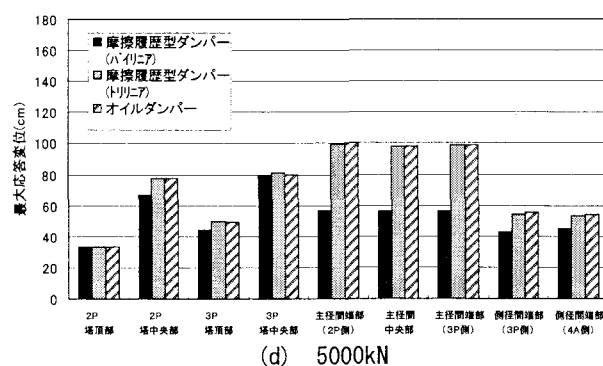
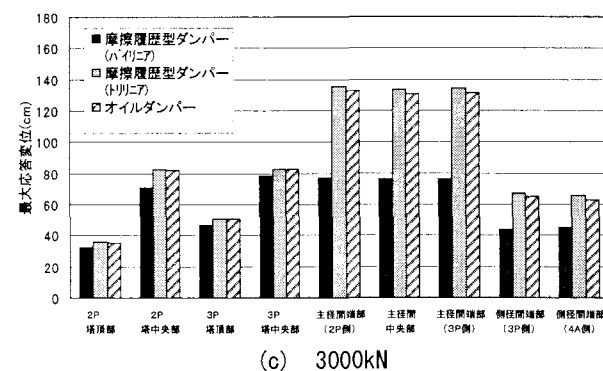
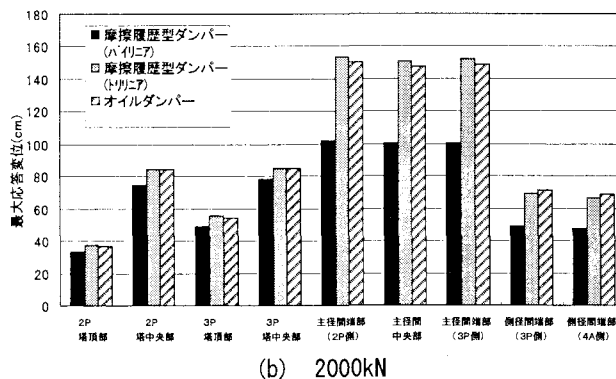
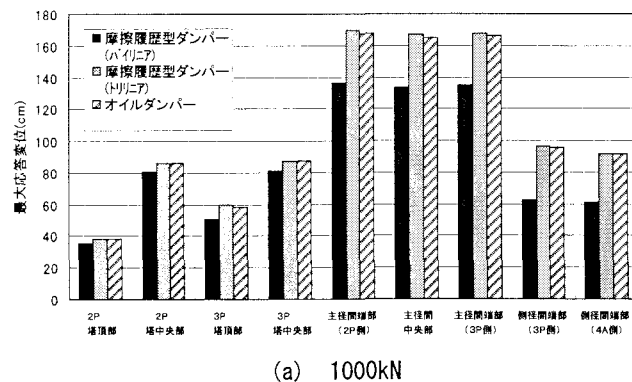


図-18 最大応答変位

5.3 解析結果

図-18に同じ抵抗カのとときの摩擦履歴型ダンパー、オイルダンパーの最大応答変位を示す。減衰についてはRayleigh減衰とした。図-15, 16に示したように、摩擦履歴型ダンパーのバイリニアモデルについては減衰を大きく評価しているためトリリニアモデルの比べ全体的に

が小さくなっていることがわかる。また、同じ抵抗力のときの摩擦履歴型ダンパー(トリリニアモデル)とオイルダンパーの応答値はほぼ同等であることがわかる。抵抗力が大きくなるにしたがって補剛桁の応答値は小さくなっているが、主塔についてはほとんど変化が見られない。抵抗力を5000kNとした場合、最大応答変位は基本モデルの変位を46%程度低減させ主径間で約100cm、側径間において54%低減させ約55cmまで抑制可能であることがわかった。

図-19に各ダンパーの履歴曲線を示した。摩擦履歴型ダンパーの挙動は直線的でありオイルダンパーは不規則的という若干の違いはあるが、エネルギー吸収量はほぼ同等と考えられる。

6. 結論

本研究では全長約2500mの2径間吊橋を対象にまずケーブル、タワーリンクのモデル化について検討を行った。次に耐震補強策としてステイケーブルおよびダンパーの有効性について比較検討を行い、以下のことが明らかになった。

①ケーブルのモデル化について

材料非線形性および非抗圧縮性を考慮したモデルに比べ、材料非線形性のみを考慮したモデルは最大38%程度、非抗圧縮性のみを考慮したモデルは最大20%程度側径間に応答差が生じることがわかった。また、材料非線形性および非抗圧縮性の考慮がステイケーブルの張力に大きな影響を与えることがわかった。

②タワーリンクのモデル化について

橋軸方向のみピン結合とすると橋軸直角方向の曲げモーメントにより非常に大きな付加応力が生じることがわかった。従ってユニバーサル構造とする必要があると考えられる。

③ステイケーブルによる耐震補強策について

配置方法の検討については、X型にとりつけたCase3が耐震上最も有効であることがわかった。これにより主径間の最大応答変位を、基本モデルの応答を19%程度低減させ約150cm、側径間で25%低減させ約90cmまで抑制することが可能である。

ステイケーブルの断面積を増加させる検討については、断面積を100cm²としたときの最大応答変位が、主径間において基本モデルの応答を35%程度低減させ約120cm、側径間で38%低減させ約75cmまで抑制可能であることがわかった。

また、どのケースにおいてもステイケーブルは降伏はしているが、破断張力には至っていない。

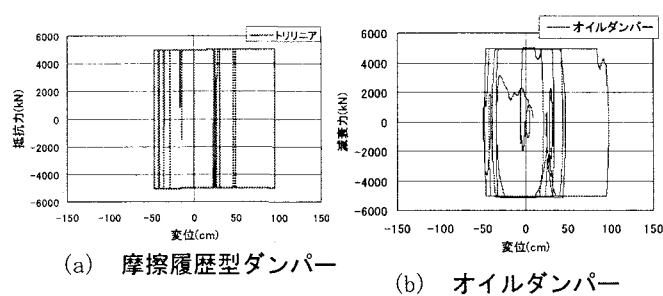


図-19 履歴曲線

④ダンパーを用いた耐震補強策について

摩擦履歴型ダンパーのモデル化について、Rayleigh減衰を採用する場合は骨格曲線をバイリニアとすると減衰を大きく評価してしまうため、初期剛性を小さくしてトリリニアとするモデルの方が妥当であると考えられる。

同じ抵抗力の摩擦履歴型ダンパーとオイルダンパーの耐震補強材としての効果はほぼ同等と考えられる。抵抗力5000kNとした場合主径間の最大応答変位が、主径間において基本モデルの応答を46%程度低減させ約100cm、側径間で54%低減させ約55cmまで抑制可能であることがわかった。

参考文献

- 1) Frieder SEIBLE: LONG SPAN BRIDGES IN CALIFORNIA SEISMIC DESIGN AND RETROFIT ISSUES, 12WCEE, 2000
- 2) Toll Bridge Seismic Safety Peer Review Panel, Toll Bridge Seismic Review, 1999. 4
- 3) 大塚久哲, 楠田広和: 吊橋の幾何学非線形を考慮した地震応答解析および耐震性向上策の検討, 構造工学論文集, Vol. 49A, 2003. 3
- 4) 大塚久哲, 崔準祐, 山平喜一郎: 長大吊橋の地震応答特性に関する研究, 土木学会地震工学論文集, 2003
- 5) 崔準祐, 大塚久哲, 吉田達矢: 摩擦履歴ダンパーを用いた長大吊橋の耐震補強検討, 第59回年次学術講演会, 2004. 9
- 6) 野上邦栄, 齋藤一則, 長井正嗣: 超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル, ハンガー及び主塔の安全率の合理化, 土木学会論文集, 2001. 7
- 7) 平野信一, 麗興一郎, 薄井稔弘: 来島大橋ハンガーバンドの設計, 本四技報, Vol. 22. No85. 98. 1
- 8) 齋藤次郎, 佐藤英和: 摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2003. 1

(2004年9月17日 受付)