

港大橋の対震性能向上化に適用する 座屈拘束ブレースの設計

計画部 調査グループ 石橋照久
(財) 阪神高速道路管理技術センター 技術部開発研究課 金治英貞
国土交通省道路局 地方道・環境課 林 訓裕

要 旨

港大橋は中央径間長510m、橋長980mの長大ゲルバートラス橋であるが、レベルⅡ地震動を考慮した場合、主構トラス部材に座屈や塑性化を生じるおそれがあることが認められた。本橋は、静定のトラス構造であり、断面補強に重点を置いた補強方法では、大規模なものになってしまうため、対震性能向上化として損傷制御設計概念を取り入れ、橋軸方向には床組免震による免震効果を期待した設計手法を採用し、橋軸直角方向に対しては座屈拘束ブレースによる制震効果を期待した設計手法を取り入れている。

本稿では、橋軸直角方向対策としての座屈拘束ブレースの設計概要について報告するものである。

キーワード： トラス橋, 長大橋, 座屈拘束ブレース, 低降伏点鋼, 制震, 損傷制御設計

はじめに

港大橋は、橋長 980m（側径間 235m+中央径間 510m+側径間 235m）のわが国第 1 位、世界

第 3 位のゲルバートラス橋である（図-1 参照）。
港大橋の耐震補強では、図-2 に示すように、橋軸方向には本橋の質量の 40%にあたる 20,000t を占める床組を免震化することによる設計手法を採

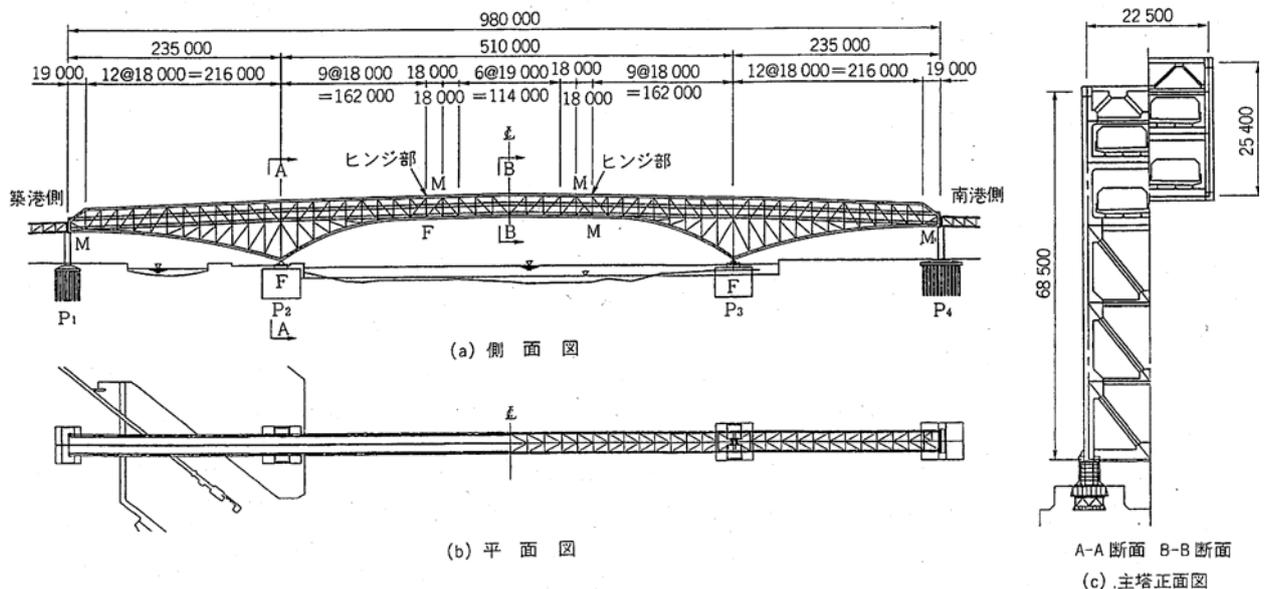


図-1 橋梁一般図

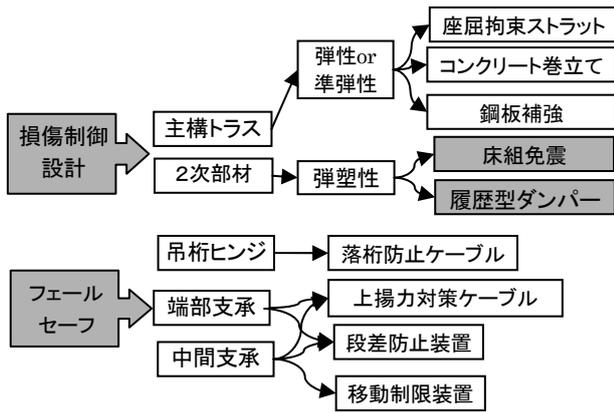


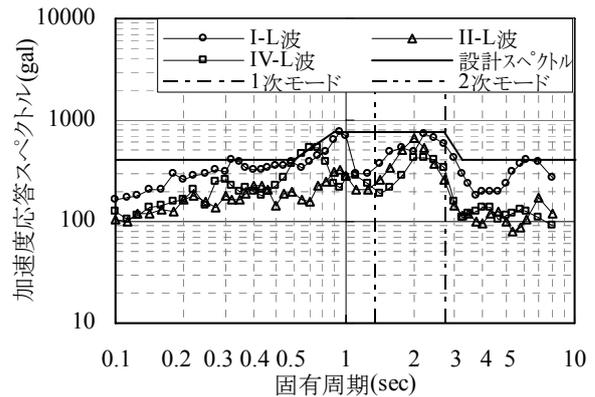
図-2 損傷制御設計概念

用し、橋軸直角方向に対しては履歴型ダンパーの座屈拘束ブレースによる制震効果を期待した損傷制御設計を取り入れている。本橋は静定の3径間ゲルバートラスであり、従来手法の補強法では鋼板添接等による断面補強となり不経済なものとなるが、今回採用した手法は非主部材である主塔及びその前後の対傾構、下横構を座屈拘束ブレースに取り替えることにより、鋼材の塑性変形による累積的な減衰効果が期待でき、主部材へ伝わる地震応答の低減が可能となる。また、想定する地震が発生した際にも損傷箇所があらかじめ特定されているため、主部材はほぼ弾性範囲内にあり、ブレース材及び他の非主部材を取り替えるだけで応急復旧が可能となるため、地域の復旧支援にも大きな役割を果たすものと期待される。

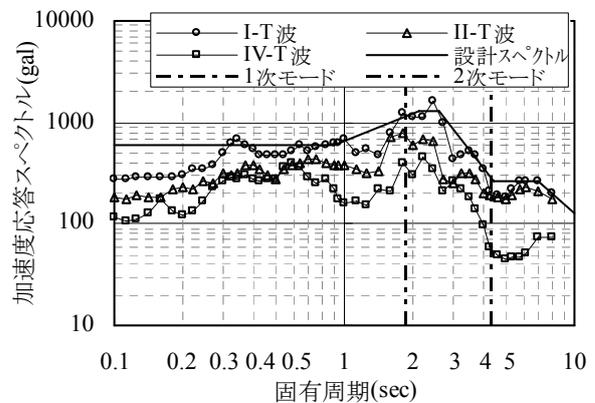
1. 地震応答解析と座屈拘束ブレースの検討

1-1 入力地震

座屈拘束ブレースの設計にあたり、対象とした入力地震動の加速度応答スペクトルを図-3に示す。対震性能の向上化のための解析では、内陸型として上町断層系、海溝型として南海・東南海地震を想定したシナリオ地震を対象とし、地震応答として厳しい内陸型地震の包絡スペクトルを設定し、包絡設計スペクトルに適合させた図-4に示す設計振幅調整波を設定した。

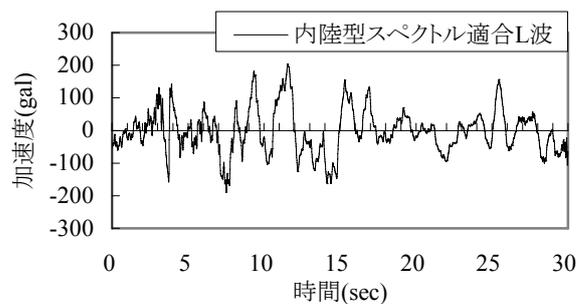


(a) 橋軸方向

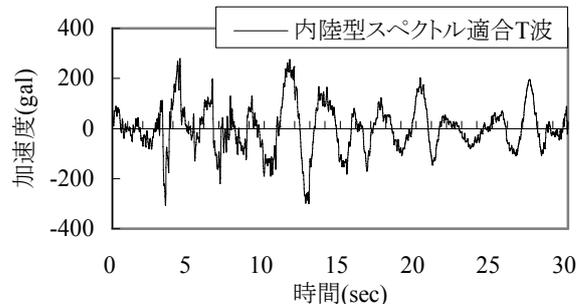


(b) 橋軸直角方向

図-3 加速度応答スペクトル



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4 包絡スペクトル適合波

1-2 橋梁の振動特性とひずみエネルギー

本橋の橋軸直角方向の主な振動モードを図-5に示す。4.4秒と長周期となる1次モードは吊桁が横たわみするモードであり、中間支承から吊桁ヒンジ部間のトラス部材に大きな影響を及ぼす。

2次モード(T=4.4sec)は側径間部が横たわみし、この部分のトラス部材に大きな影響を与えることとなる。

本橋の橋軸直角方向の対震性において、許容値との関係から対策が必要となるのは、2次モードである。表-1は部材別のひずみエネルギー比率を示しており、2次モードにおいては定着部の下横構および主塔対傾構の値が大きい。



(a) 橋軸直角1次モード (T=4.4sec)



(b) 橋軸直角2次モード (T=1.9sec)

図-5 主要な元構造固有振動形と固有周期 (平面図)

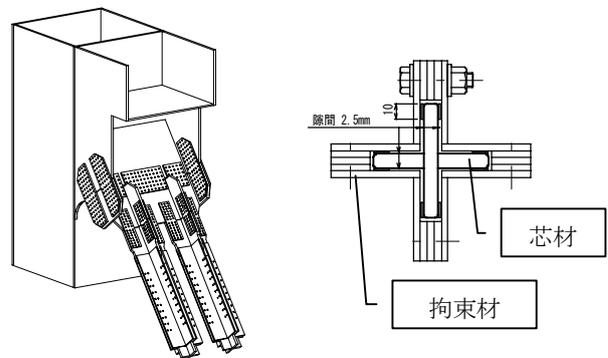
表-1 部材別ひずみエネルギー比率 (橋軸直角2次モード) (%)

部材		直角2次
吊桁部		2.36
径間部		3.28
主塔	鉛直材	16.06
	横材	2.76
	対傾構	5.46
定着桁部	上横構	5.25
	弦材	21.50
	鉛直斜材	7.64
	下横構	8.09
	横材	5.83
	対傾構	1.85

1-3 ダンパーの選定

鋼材としては、応力-ひずみ関係においてひずみ硬化の比較的小さな特性を有する低降伏点鋼(225N/mm²)、極軟鋼(100N/mm²)が一般的であるが、近年、一般構造用圧延鋼材や溶接構造用圧延鋼材(SS400, SM490)も適用対象と考えられている。しかしながら、本橋では、設計どおりの性能を的確に発揮する必要があるため、低降伏点鋼(225N/mm²)を採用した。

降伏形式としては、せん断降伏型、軸降伏型、曲げ降伏型に大分類でき、さらにせん断降伏型は、せん断パネル、ねじりダンパー、鋼板制震壁などに分類できる。本橋では、非主部材である下横構および主塔部の対傾構への適用を想定していることから、そのガセット部を改造したせん断パネルタイプ、あるいはそれらの斜材の軸降伏型ブレースが適しているが、施工性等から図-6に示すような軸降伏型座屈拘束ブレース(以下、BRBという。)を選定した。



a) 対傾構取替え状況

b) 構造断面

図-6 座屈拘束ブレースの設置状況及び断面形状

1-4 最適配置

変形モードと本橋の構造を勘案した結果、2次部材である中間支点部上における主塔対傾構および側径間における横構に着目した。つまり、これらの部材に履歴型ダンパーを用いこれらに安定した荷重変位履歴特性を持たせることで減衰効果を発揮させることを期待した。

BRB設置候補箇所はひずみエネルギー比率から判断して、図-7に示すように下横構の端部(part1)、主塔付近(part2)および主塔対傾構(part3)とした。なお、下横構の主塔隣接斜材、主塔対傾構の下端斜材については、常時で各々約1200tf、900tfの軸力が作用しており部材取替が不可能であると判断した。

1-5 BRB の最適降伏力

BRB は、図-8に示す非線形バイリニアバネにてモデル化した。その際、軸方向剛性は現況構造剛性を適用し、部材の弾性応答解析時における応答軸力に対する降伏力(BRB 設計耐力)の比を β とし、パラメトリックに変化させることで、その影響を確認した。

入力地震波は、先に示した橋軸直角方向の包絡設計スペクトル適合波を適用し、時刻歴応答解析を実施した。座屈拘束ブレースの降伏後2次剛性は、ブレース要素実験において確認した剛性低下率0.03にて定義した。

これをもとに算出した累積履歴エネルギーの時刻歴を図-9に示す。この図から、 $\beta=0.1\sim 0.2$ が最も効率のよいBRBであることがわかる。しかしながら、14~16秒の大きな加速度時には $\beta=0.1$ は有効に機能していないことがわかる。以上

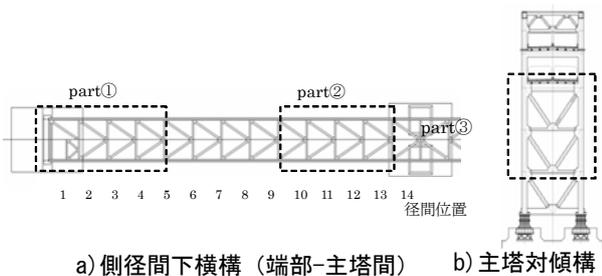
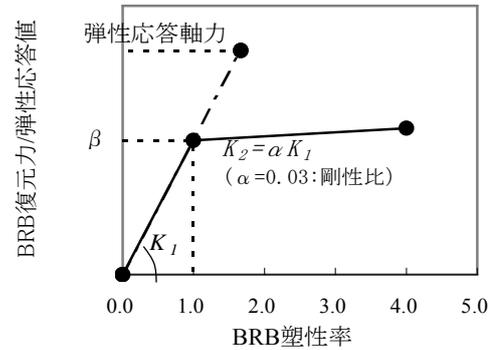


図-7 座屈拘束ブレース (BRB) 配置 1次案

の結果から、震度法レベルにおけるBRBの降伏を回避する目的も考え合わせて、設計降伏耐力は震度法レベル部材力 ($\beta=0.2$) とした。

同様に主塔対傾構に対しても行った結果を図-10に示す。ここでもほぼ同様の結果が得られている。主塔対傾構についても同様の方針で、震度法レベルの部材力を設計耐力として選定した。



$K=EA/L$
 $P_y=K \delta y$
 $P_y=A \sigma_y$
 ここに、
 K : 初期剛性
 A : 現況断面積
 L : 格点間長

図-8 BRB 骨格曲線

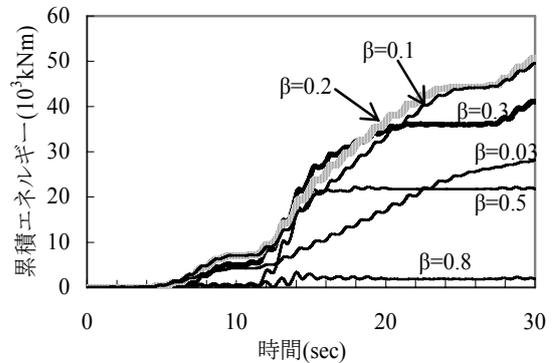


図-9 下横構 BRB の累積ひずみエネルギー時刻歴

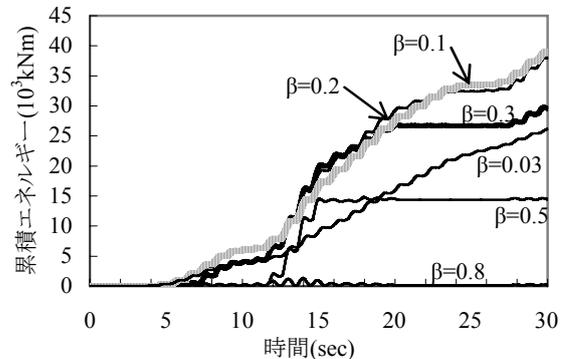


図-10 主塔対傾構 BRB の累積ひずみエネルギー時刻歴

1-6 主構弦材のひずみエネルギー

図-11, 図-12 は, 各々, part1, 2 および 3 に対する上弦材と下弦材の部材毎のひずみエネルギー変化である. ここで用いた BRB には先の解析により累積ひずみエネルギーが効率的に吸収でき, かつ震度法にて降伏しないケースの特性を用いている. これらの結果から, part1 による主構弦材ひずみエネルギーに関しては, 径間位置 8-17 の上弦材において効果が見られるがその程度はそれほど大きなものとは言えない. また, part2 に BRB を配置した場合, 上弦材においてはほとんど変化が見られないが, 下弦材においては主塔部付近で大きく減少していることがわかる. 一方, part3 に BRB を配置した場合, 上弦材の側径間部において大きく部材ひずみエネルギーが減少していることがわかる.

1-7 応答低減効果

上記の結果に基づき, part1 は効率が悪いことから設置選択から除外し, part2 と 3 に BRB を配置した場合の弦材軸力低減効果を, 対策前と対比

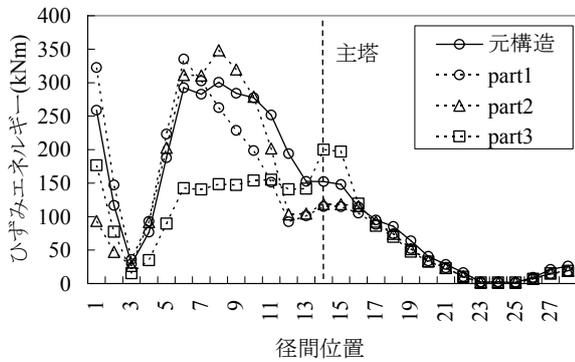


図-11 上弦材ひずみエネルギーの変化

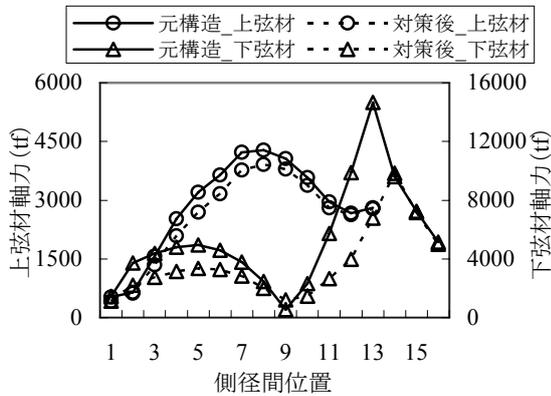


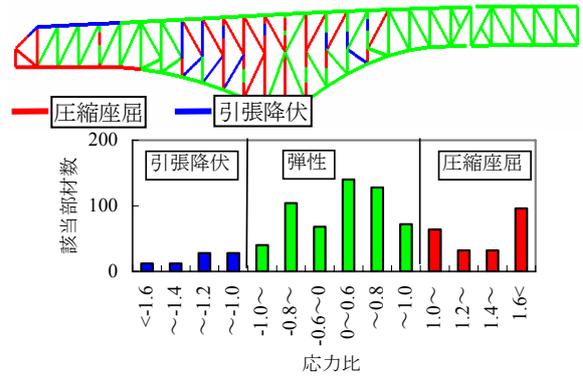
図-12 下弦材ひずみエネルギーの変化

して図-13 に示す. これより, 現橋構造のままでは圧縮座屈, 引張降伏を生じるおそれのある部材の多くが弾性範囲にとどまり, 部材補強の必要箇所数を大幅に低減していることがわかる.

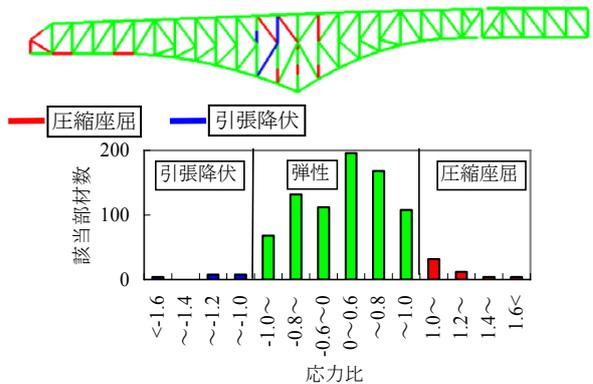
3. 座屈拘束ブレースの履歴特性

3-1 実験概要

提案する BRB の履歴特性を確認するとともに, 並列する 2 本の BRB の挙動を評価するため, 図-14 に示す 200tf ジャッキ (押能力 200tf, 引



a) 現橋構造



b) 床組連結+座屈拘束ブレース構造
図-13 橋軸直角方向の対策効果

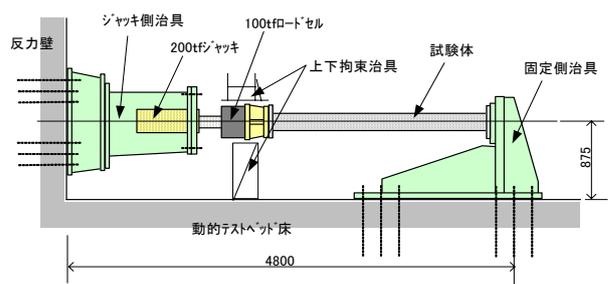


図-14 試験装置

張力：95tf) を用いて 1/6 モデルの供試体にて正負交番荷重試験を行った。表-2 に芯材の諸元を 図-15 に荷重振幅と繰り返し回数を示す。ここで、2%はレベル 2 地震動で想定している設計ひずみ 1%の 2 倍であり、20 回の根拠はレベル 2 地震動で想定している繰り返し回数 15 回程度（最大ひずみ 1%程度）に余裕を持たせて設定した値である。

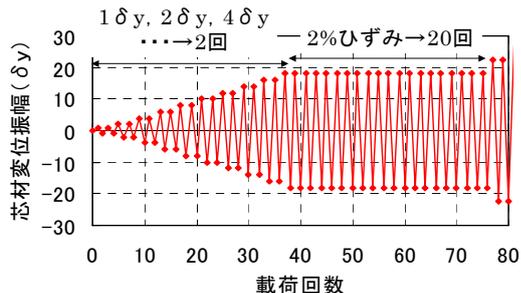


図-15 荷重振幅と繰り返し回数

表-2 芯材の諸元

部材長 (mm)	塑性化長 (mm)	板厚 (mm)
2265	1468	8.2
板幅 (mm)	断面積 (mm ²)	幅厚比
75	2312	9.1

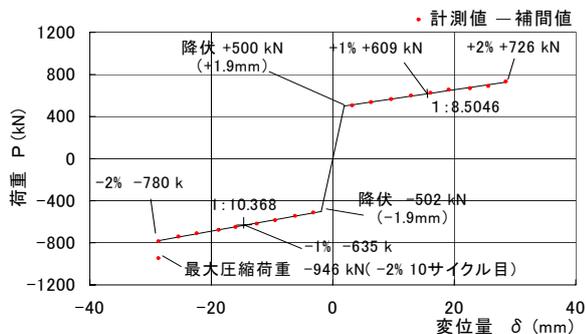


図-16 骨格曲線とイベント

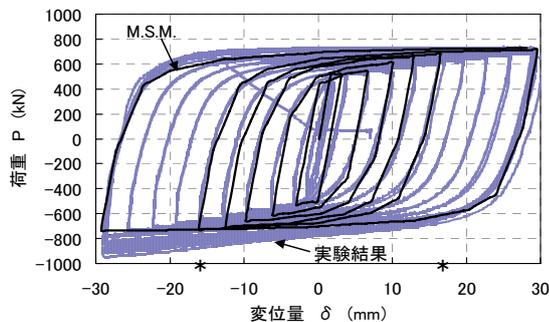


図-17 履歴曲線の実験結果と M.S.M 解析結果

3-2 実験結果および性能評価

図-16 に骨格曲線を 図-17 に軸方向荷重—軸方向変位曲線（履歴曲線の実験結果）をそれぞれ示す。図中に示す降伏については、骨格曲線と計算上の降伏変位との交点として定義している。なお、図-17 の*は芯材ひずみ±1%（設計値）時変位を示している。芯材ひずみが 1%（降伏ひずみの約 9 倍）の状態では等価減衰定数は 0.47 で、累積塑性変形倍率は 1124 であり、各々の要求性能約 0.45、約 150 を満足している。

塑性履歴モデルとしては一般的に、完全弾塑性型モデルや移動硬化型バイリニアモデルが用いられるが、これらのモデルでは繰り返し荷重に伴う材料の耐力上昇の正確な表現はできないため、ひずみ硬化を適切に表現できるモデルとして、Popov, Petersson らの提唱した構成則（Multi-Surfaces Model; 以下では M.S.M. と称す）とバイリニア移動硬化則にて比較検討を行った。

図-17 に示すように、Multi-Surfaces Model M.S.M は、繰り返し荷重による軸力上昇の特性を良く表現しており、2%荷重時の最大応力も実験結果によく一致している。但し、当然のことながら、圧縮側における摩擦等による軸力上昇は評

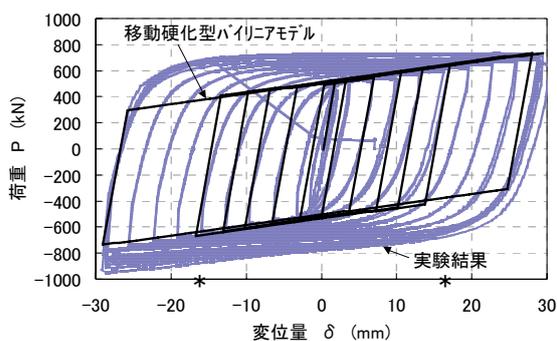


図-18 バイリニア移動硬化解析結果

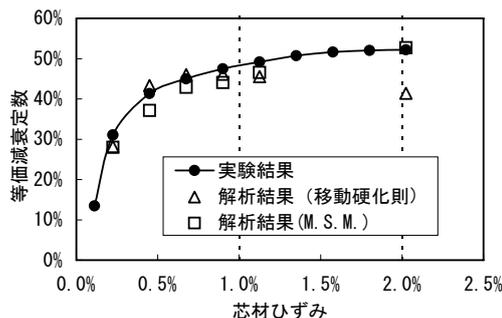


図-19 等価減衰定数の比較

価できていない。一方、バイリニアモデルでは、**図-18**に示すようにひずみ効果を簡易的に表現しているものの、載荷途中段階での軸力上昇はうまく表現できないが、**図-19**に示す等価減衰定数の実験結果と解析結果の比較から分かるように、地震時応答に相応する1%ひずみの繰り返し挙動時の等価減衰定数は、バイリニアの移動硬化則によって安全側かつ十分実用上誤差のない範囲で表現できることが分かる。これより、BRBの設計においては移動硬化則を適用することとした。

4. 詳細設計における構造細目の配慮

港大橋では、十字型断面2本組のBRBを採用しているが、詳細設計においていくつか構造的な配慮を行っている。

4-1 芯材塑性化長

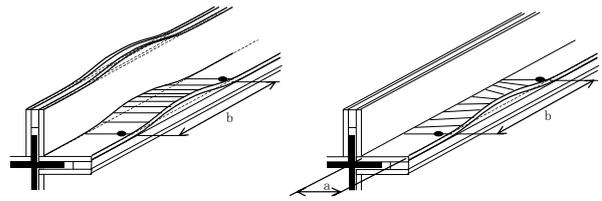
芯材塑性化長は全体解析において決定するものとし、全体解析における芯材塑性化長は、時刻歴応答解析の最大軸方向変位より求めたひずみが1.0%程度となるよう、パラメトリック解析により設定することを基本とした。ただし、既設部材の構造上、塑性化長を長く取れない場合には、1.5%程度までのひずみは許容できることとした。

4-2 累積塑性変形倍率

全体地震応答解析により得られる累積塑性変形倍率は、1.0%ひずみ15回程度のひずみ履歴を想定しておけば十分であり、この場合の累積塑性変形倍率は480となる。

4-3 全体座屈拘束および局部破壊防止

港大橋に適用するBRBは、軽量化のために2本組としているが、そのため細長比が高いため、座屈拘束材の全体座屈に留意する必要がある。また、座屈拘束材は、芯材が座屈拘束材を面外に押す力により、**図-20**のような局部崩壊が発生しないよう配慮することとした。



(a) 局部崩壊モード1 (b) 局部崩壊モード2

図-20 局部崩壊モード

あとがき

港大橋の対震性能向上を目的として橋軸直角方向対策に制震部材としての座屈拘束ブレースを適用した。この適用についてまとめると以下のようなになる。

- ①地震応答解析の結果、下横構の端部、主塔付近および主塔対傾構への座屈拘束ブレースの適用が効果的であり、応力超過部材数を大幅に減少することができることがわかった。
- ②1/6モデル供試体での実験により、提案構造のBRBは要求性能を満足する履歴特性を有することが確認できた。また、設計に適用する履歴モデルは移動硬化形バイリニアモデルでも実用上十分適用できる範囲であることを確認した。

謝辞：

港大橋の対震性能向上化の検討にあたっては、阪神高速道路技術審議会、同鋼構造分科会、同耐震設計分科会や検討会において多数の学識経験者のご指導をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 美濃，金治，鈴木：長大ゲルバートラス橋の耐震補強における履歴型ダンパー用鋼材に関する検討，土木学会第58回年次学術講演会，H15.9.
- 2) 百野，聲高，井上，諸岡：方杖ダンパーの座屈拘束設計と性能確認実験，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第12巻，第45号，2005.3.
- 3) (独)建築研究所・(社)日本鉄鋼連盟市場センター：履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法，

- 4) 金治, 鈴木, 香川, 渡邊: 長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/71, 2005.4
- 5) 阪神高速道路(株)大阪建設部, (財)阪神高速道路管理技術センター: 大阪地区長大橋地震時性能向上化設計施工手引き(案), 2006.3
- 6) 阪神高速道路公団, (社)日本橋梁建設協会: 鋼製履歴ダンパーの動的設計手法に関する検討業務, 2005.3
- 7) 金治, 浜田, 石橋, 尼子, 渡邊: 長大橋レトロフィット用座屈拘束ブレースの構造提案と弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.51A, 2005.3
- 8) 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, (社)日本道路協会, H14.3

DESIGN OF BUCKLING RESTRAINED BRACE FOR SEISMIC RETROFIT OF THE MINATO BRIDGE

Teruhisa ISHIBASHI, Hidesada KANAJI and Kunihiro HAYASHI

This paper describes a retrofitting method for the transverse direction of a long-span bridge using a parallel type buckling restrained bracing, BRB. The seismic assessment of the as-built bridge against a huge design earthquake revealed that a considerable number of bridge members may yield or buckle. BRB was employed in order to reduce the seismic response and achieve rational retrofit. Since application of BRB to a long span bridge was the first challenge in the world, enormous analyses and experimental works were made. Optimal layout, optimal yield force, strain energy and response ratio were studied, and design models were examined through cyclic loading tests.

石橋照久



阪神高速道路株式会社
計画部 調査グループ
Teruhisa Ishibashi

金治英貞



(財)阪神高速道路管理技術センター
技術部 開発研究課
Hidesada Kanaji

林 訓裕



国土交通省道路局
地方道・環境課
道路交通安全対策室
Kunihiro Hayashi