

座屈拘束ブレースを変位制限構造に用いた上部構造の耐震補強

Seismic Retrofitting of Superstructure Using Buckling Restrained Brace in Seismic Stopper

永谷 秀樹*¹ 栗田 繁実*² 森 信行*³
 Hideki NAGATANI Shigemi KURITA Nobuyuki MORII

Summary

In the bridge for seismic retrofitting the independent single-column-type bridge pier was adopted for landscape reasons. The buckling restrained brace was used to control displacement in the system for preventing collapse of the bridge, securing aseismic performance in case of level-2 ground motion. This report mainly describes the design of the buckling restrained brace which can absorb energy and alternate load testing that was conducted to confirm the performance of displacement control.

キーワード：座屈拘束ブレース、変位制限構造、エネルギー吸収、非線形動的解析

1. はじめに

本耐震補強の対象となる橋梁は、名古屋高速道路高速2号東山線の若宮大通上にかかる3径間連続非合成箱桁1連（山35橋脚～山38橋脚）および2径間連続非合成箱桁1連（山38橋脚～山40橋脚）であり、レベル2地震動に対する耐震性を確保する目的で、落橋防止構造、変位制限構造の施工および既設支承の補強を実施した。

これらの橋梁では、独立柱式橋脚を採用し、上部および下部構造一体で重量感の緩和を図ることで、桁下空間や橋脚まわりに十分な開放感をもたせ、高架下の公園や周辺の街路施設と調和したものとしている（写真-1参照）。



写真-1 独立柱式橋脚を有する橋梁

しかし、独立柱式橋脚は横ばりがなく頂部の橋軸直角方向幅が狭いため、支承が破壊した場合に橋軸直角方向に落橋する可能性が高い。そこで、高架下の公園からの視点場に対して極力視覚外となり景観を損なうことなく設置でき、地震時の水平荷重を支持すると同時にエネルギー吸収が可能である座屈拘束ブレース^{1)~5)}を橋軸直角方向の変位制限構造として適用した⁶⁾。

本報告では、座屈拘束ブレースを用いた耐震補強の設計およびその性能確認のために実施した交番載荷実験を中心に報告を行う。

2. 補強概要

(1) 耐震補強設計の基本方針

レベル2地震動に対して、上部構造の耐震性を確保することを目的とし、以下に示す基本方針を満足するよう設計を行う。

- ①地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造として、地震周期に依存しない制震構造を採用することにより、極力構造のコンパクト化を図ること。
- ②レベル2地震動に対して、上部構造の落橋を確実に防止できること。
- ③想定以上の地震力に対しては、破壊の順番、破壊損傷モードが想定できること。

*¹技術本部技術研究所技術開発課課長代理

*²技術本部設計部設計一課

*³宮地建設工業(株)建設本部関西支社工事・技術グループ 所長

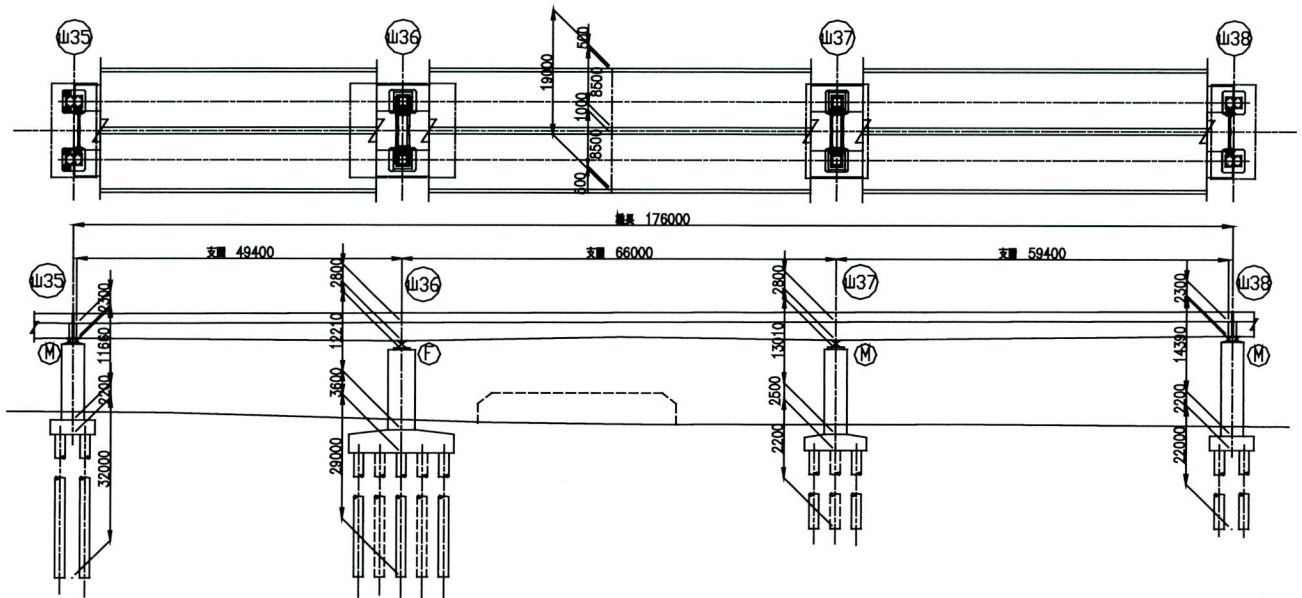


図-1 座屈拘束ブレースを適用した橋梁の平面・側面図

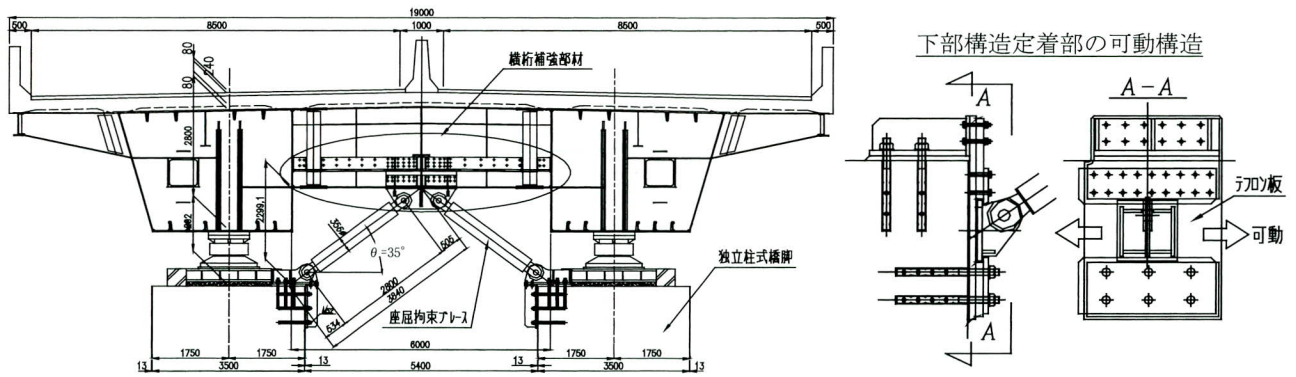


図-2 座屈拘束ブレースの取付概要と下部構造定着構造

また、供用中の補強工事で死・活荷重載荷状態での施工となるため、耐震補強の基本的考え方として、既設構造を著しく傷つけないこと、応力の流れを変えないこととした。

(2) 構造概要

座屈拘束ブレースを適用した橋梁である3径間連続非合成箱桁の概要を図-1に示す。ここで、下部構造の橋脚はRC構造で、既に鋼板巻き立てで耐震補強が完了しており、レベル2地震動に対して十分な耐力を保有している。

図-2に座屈拘束ブレースの取付け概要と上部構造の補強部材を示す。座屈拘束ブレースは、支承と並列構造

にするために、上部構造の桁下空間を利用して、上部構造と橋脚を座屈拘束ブレースにて連結している。座屈拘束ブレースは、横桁側にガセットを介して高力ボルトで固定し、橋脚側はアンカーボルトにて固定している。なお、座屈拘束ブレースは、施工性に配慮して両端をピン構造としている。また、可動支承の橋脚側定着部は、橋軸方向の箱桁の温度伸縮等に対してスライド可能な機構を設けている。

(3) 座屈構造ブレース

座屈拘束ブレースは、補剛材が軸芯材の座屈を防ぐため外部に隙間をもって配置されることにより、圧縮時においても耐力が低下せずに安定した履歴特性を維持し、優れたエネルギー吸収性を発揮するダンパー部材である。

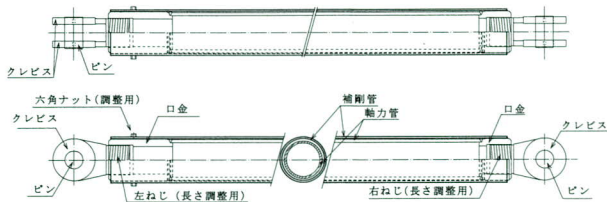


図-3 座屈拘束ブレース (2重鋼管タイプ)

本工事では既設構造での狭い作業空間に配慮し、鉄筋コンクリート等で拘束するタイプに比べ軽量で施工性に優れた2重鋼管タイプのを適用している。

座屈拘束ブレースは、エネルギー吸収を目的とした軸芯材、補剛材、定着部材(クレビス)より構成される。ここで、定着部材には長さ調整用ねじ付きのクレビスを使用した両端ピン構造を採用しており、施工時に取付け角度と長さの調整が可能な構造としている(図-4参照)。

3. 変位制限構造としての座屈拘束ブレースの設計

(1) 座屈拘束ブレースの要求性能

座屈拘束ブレースを地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造として適用するにあたり、レベル2地震時の挙動において、上部構造と下部構造の相対変位を制限し支承部分の損傷を少なくすること、およびエネルギー吸収により下部構造への負担を少なくすること等を目的とし、以下の事項を要求性能として新たに設定した。

①強度型部材としての要求性能

座屈拘束ブレースは、支承部が損傷を受けた場合においても、支承部に作用する地震時水平荷重に対して抵抗可能な耐力を有する。

②エネルギー吸収型部材としての要求性能

座屈拘束ブレースのエネルギー吸収性能は、ブレース材の降伏後の繰返し塑性変形によって発揮され、地震時に想定される応答変位に対応した変形性能(塑性率)とエネルギー吸収量(累積塑性変形倍率 η)を確保する。この塑性率および累積塑性変形倍率は、次節に述べるレベル2地震動に対する非線形動的解析により設定し、後述の交番載荷実験にて性能の確認を行っている。

(2) 設計フロー

座屈拘束ブレースの変位制限構造としての設計フローを図-4に示す。また、その設計の詳細を以下に示す。

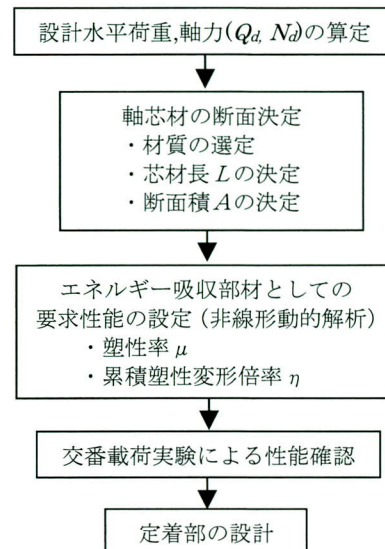


図-4 設計フロー

(3) 座屈ブレースの設計荷重

座屈拘束ブレースのブレース本体の設計水平荷重は、支承部が損傷し上部構造と下部構造が座屈拘束ブレースのみにより接合されていると仮定し算出する。したがって、設計水平荷重 Q_d は、免震支承のようなタイプB支承部と同様に橋脚の終局水平耐力 P_u に相当する水平力とする。

また、軸芯材の設計に用いる設計軸力 N_d は、座屈拘束ブレースの取付け角度 θ (図-2参照)から次式により算出する。ここで、表-1に対象橋梁における設計荷重を示す。

$$N_d = Q_d / \cos \theta = P_u / \cos \theta$$

(4) 軸芯材の断面決定

軸芯材の断面決定は、設計軸力に対してエネルギー吸収性能を十分発揮させるため、ブレースの塑性化時のひずみ硬化による耐力上昇率を考慮して決定する。ここで、座屈拘束ブレースの耐力特性を図-5に示すトリリニア型の荷重-ひずみ関係とし(2次勾配: $E/40$, $N_u = 1.3N_y$)、軸芯材の断面は次式を満足するよう決定する。表-1に断面決定結果を示す。

$$N_u = 1.3 \cdot N_y = 1.3 \cdot A \cdot \sigma_y \geq N_d$$

ここで、 N_y : 軸芯材の降伏軸力, A : 軸芯材の断面積
 σ_y : 軸芯材の降伏応力

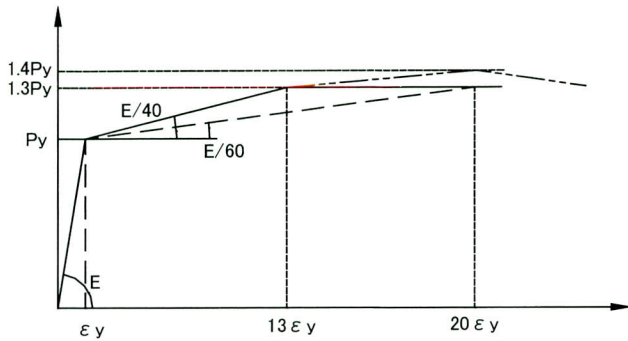


図-5 座屈ブレースの耐力特性

表-1 設計荷重と断面決定結果

橋脚番号	単位	山35	山36	山37	山38	
橋脚の終局水平耐力: P_u	kN	1676	9291	5833	2304	
取り付け角度: θ	度	45	45	45	45	
ブレース適用本数(柱2本分)	本	2	4	4	2	
座屈拘束ブレース	設計軸力: N_d	kN	2370	6570	4125	3258
	降伏応力: σ_y	N/mm ²	235	235	235	235
	軸芯材断面積: A	mm ²	7766	21549	13549	10860
	降伏軸力: N_y	kN	1825	5064	3184	2552
耐力: $N_u=1.3N_y$	kN	2373	6583	4139	3318	

(5) 座屈ブレースの芯材長と材質の決定

座屈拘束ブレースの芯材長と材質は、最大水平変位 δ_{max} が既設支承の耐力維持可能な変位以下で、極力大きな塑性変形を生ずるよう決定する(図-6参照)。ここで、既設のピボット支承の水平耐力に関する実験結果より、最大水辺変位は50mmとした。また、既設構造への設置スペースの制限から最大芯材長 L は2000mm以下、取り付け角度 θ は35°~45°に限定され、結果として表-2に示すように芯材長は1750mm、材質はSTKN400とし、軸芯材の塑性率 (ϵ/ϵ_y) は17~20とした。

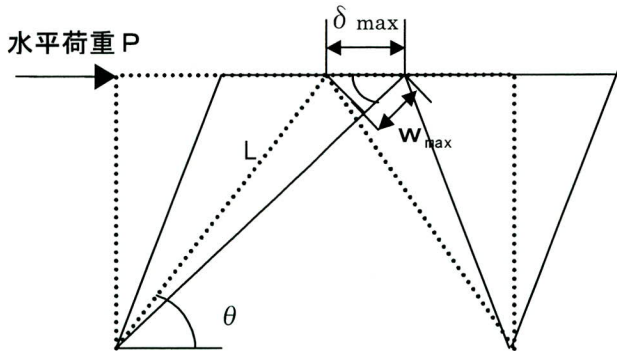


図-6 座屈拘束ブレースの変位

表-2 最大水平変位による塑性率

最大水平変位 δ_{max} (mm)	取付角度 θ (°)	軸変位 w_{max} (mm)	芯材長 L (mm)	芯材ひずみ ϵ (%)	材質			
					STKN400		SN490	
					ϵ_y (%)	ϵ/ϵ_y (-)	ϵ_y (%)	ϵ/ϵ_y (-)
50	35	41	1750	2.3	0.118	19.9	0.163	14.4
50	40	38	1750	2.2	0.118	18.6	0.163	13.5
50	45	35	1750	2.0	0.118	17.2	0.163	12.4

($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$) ($\sigma_y=325\text{N/mm}^2$)

(6) 非線形動的解析による要求性能の設定(照査)

上述の設計荷重より決定された軸芯材断面を用いて非線形動的解析を行い、前述の座屈拘束ブレースの要求性能に対する以下の要求値を設定する。

- ①最大変形-塑性率 μ
- ②エネルギー吸収量-累積塑性変形倍率 η

なお、この要求値が予め規定されている場合には、非線形動的解析の応答値が要求値以下となっているかの照査を行う。

4. 動的解析による座屈拘束ブレースの要求性能の設定と効果の確認

(1) 解析モデルと入力地震波

解析モデルは、図-7に示すとおり3次元骨組み要素による橋梁全体モデルとし、基礎は弾性バネ要素、橋脚は非線形梁要素(ファイバーモデル)、座屈拘束ブレースは非線形トラス要素によりモデル化する。

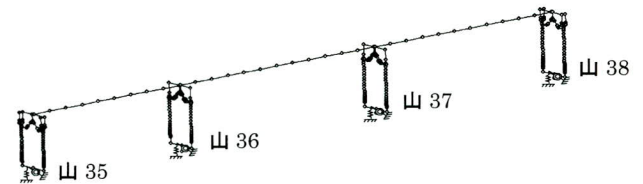


図-7 橋梁全体解析モデル

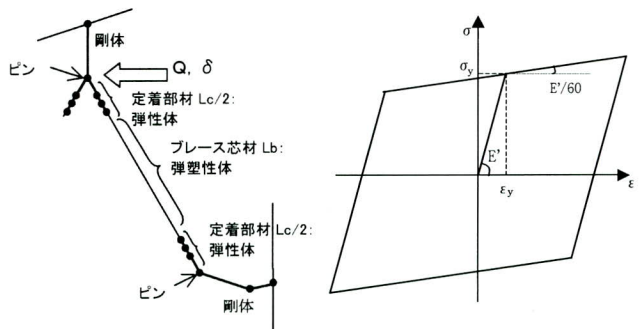


図-8 座屈拘束ブレースのモデル化

図-9 座屈拘束ブレースの非線形履歴特性

なお、ピボット支承は、以下の目的に合わせ2種類のモデル化を行う。

①座屈拘束ブレースの性能設定用モデル

設計上安全側の仮定として既設ピボット支承の塑性変形およびエネルギー吸収を無視し、ピボット支承はモデル化しない。

②座屈拘束ブレースの効果確認用モデル

実際の構造物により近い状態を再現するものとし、既設ピボット支承を耐力実験結果⁸⁾を基にスリップ型の非線形バネモデルによりモデル化を行う(図-10参照)。

入力地震波は道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動のタイプIIのII種地盤に対する標準波を橋軸直角方向に作用させる。

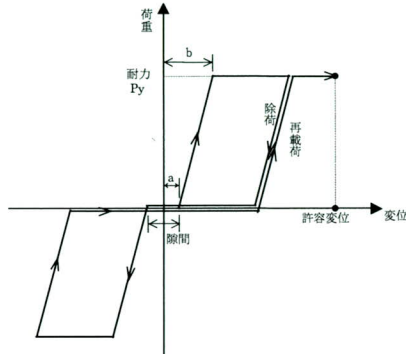


図-10 既設ピボット支承の非線形履歴特性

(2) 座屈拘束ブレースの履歴特性

座屈拘束ブレースは、図-8に示すようにブレース軸芯材は弾塑性体、定着部材は弾性体としてモデル化する。図-9にブレース軸芯材の非線形履歴特性を示す。ここで、動的解析に用いた非線形履歴特性は、2次勾配がE/60のバイリニア型とした。

(3) 解析結果による要求値の設定

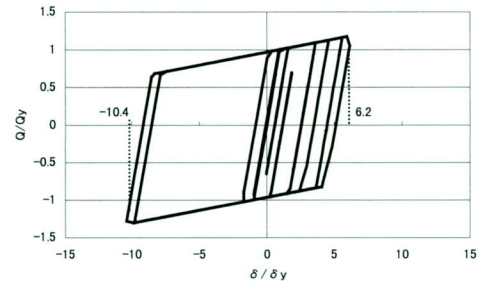
座屈拘束ブレースの性能設定用モデルを用いた解析結果と、その結果による座屈拘束ブレースの要求値の設定を以下に示す。

①最大塑性率 μ

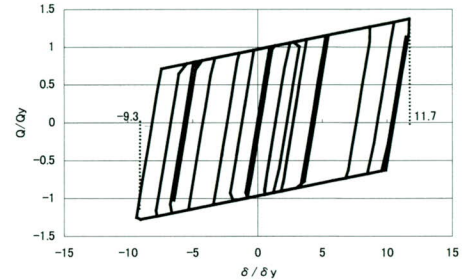
各橋脚の中で応答値が最も大きい山37橋脚について、各入力地震波に対する座屈拘束ブレースの水平荷重-相対水平変位の応答履歴図を図-11に示す。ここで、最大塑性率の要求値 μ_{demand} は、図-11の最大応答塑性率 $\mu (= \delta_{max} / \delta_y)$ の3波平均値より、 $\mu_{demand} = 12$ と設定する。

②累積塑性変形倍率 η

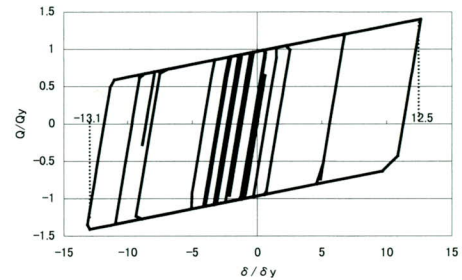
図-11の応答履歴より算出された座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率を表-3に示す。要求値の設定では①と同様に3波平均を用いることが設計論的には妥当であるが、ここでは、より安定した変形能を確保するために、3波の中の最大値を用いて累積塑性変形倍率 η_{demand} は300と設定する。



(a) 入力地震波：II-II-1



(b) 入力地震波：II-II-2



(c) 入力地震波：II-II-3

図-11 水平荷重-相対水平変位関係の履歴

表-3 座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率

地震波II-II-1	地震波II-II-2	地震波II-II-3
累積塑性変形倍率	累積塑性変形倍率	累積塑性変形倍率
147	289	250

(4) 補強効果の検証

座屈拘束ブレースの効果確認用モデルを用いた解析結果より、座屈拘束ブレースによる補強効果について検証する。

1) 座屈拘束ブレースの荷重-水平変位関係

各橋脚の中で応答値が最も大きい山37橋脚について、最大応答変位を示した入力地震波II-II-3における座屈拘束ブレースの水平荷重-相対水平変位の応答履歴図を図-12に示す。この図より座屈拘束ブレースの最大塑性率は8.0であり、既設ピボット支承を無視した場合の結果(図-11)と比較して塑性率は明らかに小さく、支承と共同して地震時水平力に抵抗することが分かる。

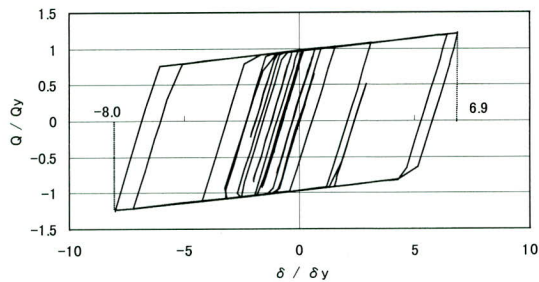


図-12 水平荷重—相対水平変位の履歴（性能確認モデル）

2) 座屈拘束ブレースの耐震補強効果

図-13に、既設構造（ケース1：ピボット支承のみ）と座屈拘束ブレース設置後の構造（ケース2：ブレース+ピボット支承）の橋脚天端応答変位の時刻歴の比較を示す。この結果より、既設構造に対して座屈拘束ブレースを設置することにより橋脚の応答変位は65%低減さ

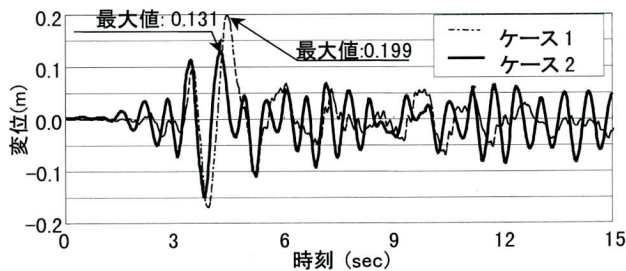
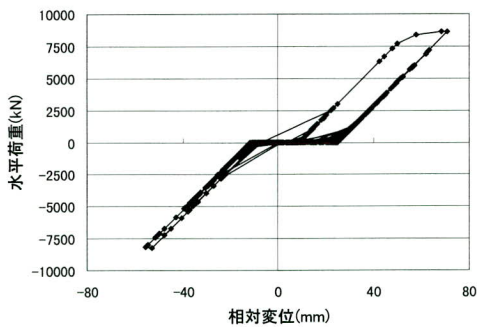
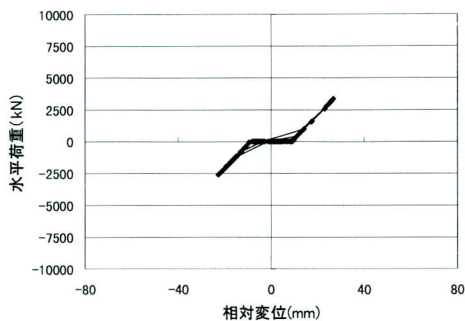


図-13 橋脚天端応答変位の時刻歴の比較



(a) ケース1



(b) ケース2

図-14 既設支承の荷重—変位関係（山37脚）

れている。

図-14に支承の荷重—変位関係の応答履歴図を示す。座屈拘束ブレースの設置により、地震時作用水平力が1/2以下に低減されて弾性状態に留ることが確認される。

5. 弾塑性FEM解析による座屈拘束ブレースが定着される横桁の耐力検討

(1) 概要

座屈拘束ブレースを取り付ける支点上横桁は、従来の設計（兵庫県南部地震前は震度法や風荷重による設計）では想定していない大きな水平荷重が作用するため、別途、梁理論等を用いて補強設計を実施している。ここでは、レベル2地震動に対し、弾塑性FEM解析により破壊順序の確認も含めた横桁の耐力検討を行う。

(2) 解析条件

1) 解析モデル

図-15に解析モデルを示す。床版コンクリートはモデル化から省略した。座屈拘束ブレースは梁要素、その他はシェル要素でモデル化する。

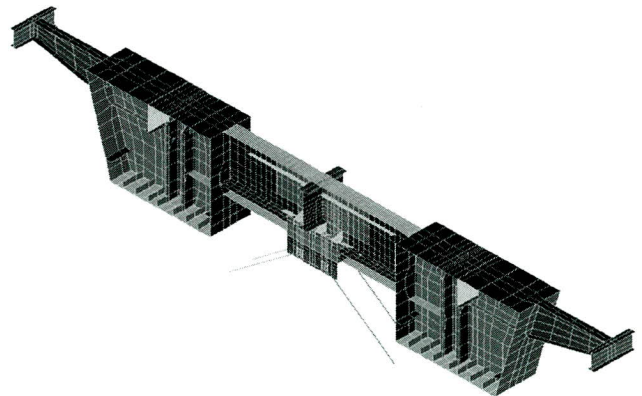


図-15 解析モデル

2) 解析方法

解析方法は有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析であり、単調漸増荷重のPushover解析である。

3) 材料構成則

降伏条件は、von Misesの降伏条件式を適用する。主桁および横桁（補強部材も含む）を構成する鋼材の材料構成則は、降伏点として公称応力値を用い、E/100のひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとする。なお、

座屈拘束ブレースについては、等価な断面積の梁要素でモデル化し、線形と仮定した。

4) 荷重載荷位置

荷重は、**図-16**に示すように横桁上フランジ上面に水平荷重を載荷している。

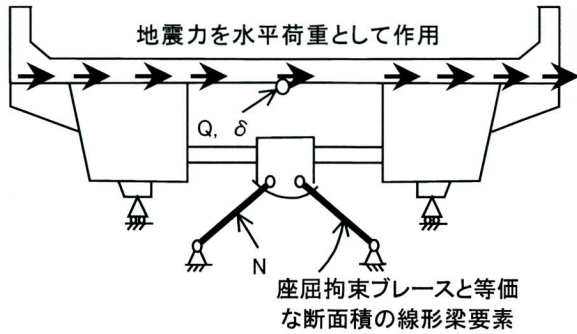


図-16 荷重載荷方法

(2) 解析結果

横桁上フランジ中心位置の変位と横桁に作用させる荷重との関係（荷重-変位曲線）を**図-17**に示す。荷重は、解析上不安定になるまで増加させ、不安定になった時点を横桁の最大耐荷力とする。横桁の最大耐荷力 Q_{max} は現状（補強なし）では $Q_{max} = 13,515 \text{ kN}$ で、補強した後は $Q_{max} = 24,330 \text{ kN}$ である。

ここで、動的解析における最大応答水平荷重 Q は $17,912 \text{ kN}$ である。したがって、横桁を補強しない場合には塑性化および局部座屈により耐力が不足するが、補強を行うことにより横桁はレベル2地震動に対して十分

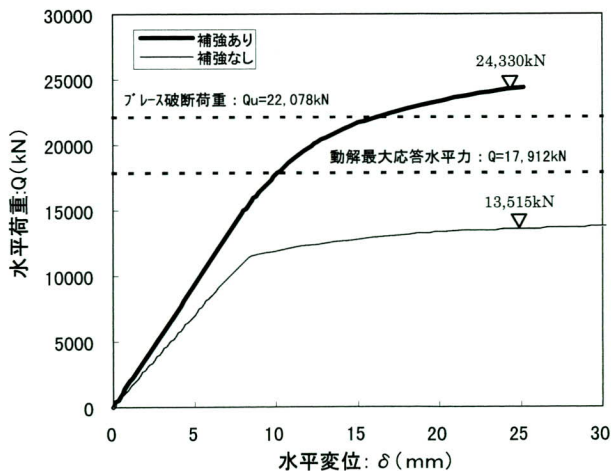


図-17 座屈拘束ブレースの軸力-変位関係

な耐力を有している。さらに、座屈拘束ブレースの設計破断荷重 Q_u は $22,078 \text{ kN}$ で補強後の Q_{max} 以下のため、想定外の地震力が作用した場合にも横桁は破断しない。

また、最大荷重に達した時の von Mises の相当応力の分布と変形図を**図-18**に示す。この図より、横桁下フランジおよび補強部材の発生応力度が全体的に降伏応力度を超え、変形が増加することにより終局状態に至り、結果として横桁腹板に大きな面外変形が生じることを確認した。

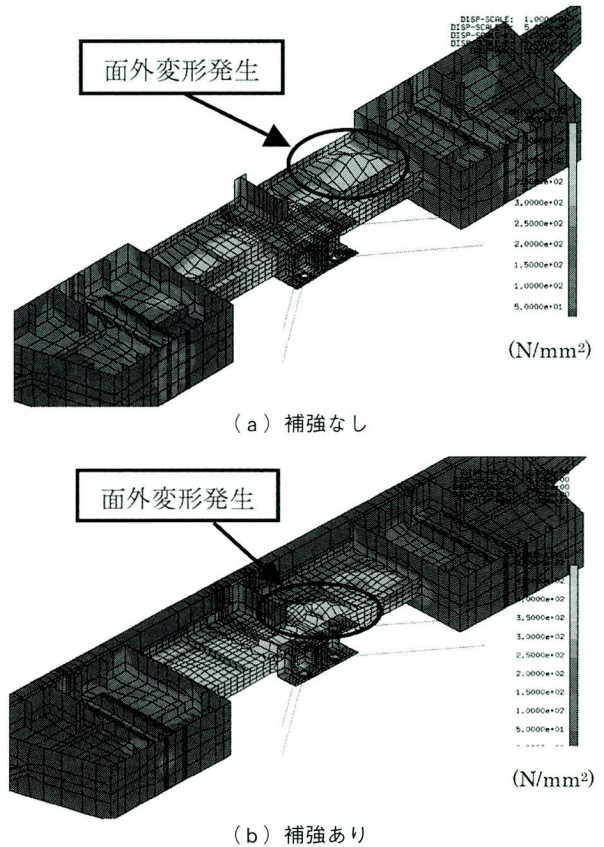


図-18 von Mises の相当応力および変形図

6. 座屈拘束ブレースを用いた上部構造耐震補強システムの検証実験

(1) 実験概要

ここでは、ブレース材、取付部を含めた全体構造システムとしての挙動を正負交番載荷実験により検証した^{9,10)}。写真-2は実験状況を示している。

(2) 供試体

供試体は1構面を取り出し、ブレース、ガセットを

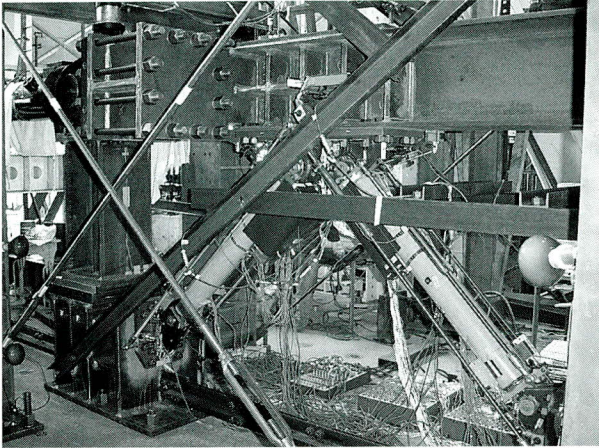


写真-2 実験状況

表-4 座屈拘束ブレース供試体寸法

(a) 軸力管

		降伏軸力 (kN)	直径 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm ²)	径厚比 (-)	長さ (mm)
軸力管	①実橋	3184	241.8	19.4	13550	12.5	1750
	②供試体	838	120.0	10.0	3567	12.0	875
	比(①/②)	3.8	2.0	1.9	3.8	1.0	2.0

(b) 補剛管

		直径 (mm)	板厚 (mm)	径厚比 (-)	長さ (mm)
補剛管	①実橋	267.4	9.3	28.8	2200
	②供試体	139.8	4.5	31.1	1100
	比(①/②)	1.9	2.1	0.9	2.0

表-5 軸芯材の機械的性質

ブレース芯材 材料規格	降伏点 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y (%)	引張強さ σ_t (N/mm ²)	断面積 A(mm ²)	降伏荷重 N _y (kN)
STKM13A	268	0.130	408	3567	956

縮尺1/2、ボルト(M24)は本数を1/2としモデル化する。表-4に実橋に適用するブレースとの断面寸法の比較を示す。また、供試体の機械的性質を表-5に示す。

(3) 実験装置

図-19に実験装置の概要を示す。実験装置は門型フレーム構造とし、支承部は、損傷時に想定される滑りをローラー支承でモデル化する。荷重は4000kNアクチュエータを用いて、水平方向に変位制御方式により交番載荷する。

実橋では上部構造死荷重によって、支承部の浮上がりは生じないので、実験でも浮上がりが生じない程度の鉛直荷重(P=540kN)を載荷する。なお、これによる摩擦力は±約32kNであり、載荷実験では、この水平分力の分だけジャッキ水平荷重の補正を行っている。

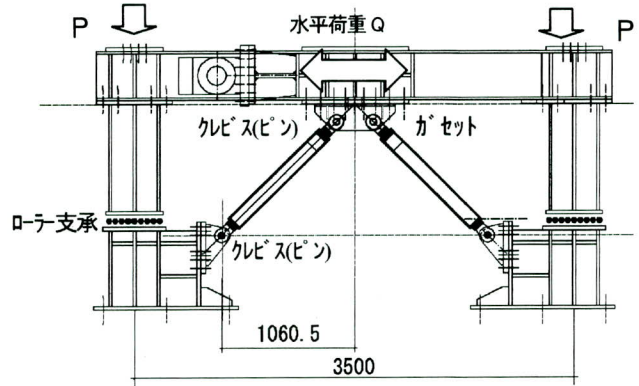


図-19 実験装置概要図

(4) 載荷プログラム

載荷プログラムは、AISCの基準¹¹⁾を参考にし、4章で設定した要求性能である $\mu_{demand} = 12$ 、 $\eta_{demand} = 300$ に対して安全係数1.5を考慮し目標塑性率 $\mu = 18$ 、目標累積塑性変形倍率 $\eta = 450$ を満足するものとし、動的解析の応答波形を模擬して表-6のように設定した。すなわち $\pm \delta_y$ で1回、 $\pm 2 \delta_y$ から $\pm 10 \delta_y$ まで2回ずつ載荷し、 $\pm 12 \delta_y$ で1回載荷する。 $\pm 12 \delta_y$ 以後は、性能確認のため $\pm 2 \delta_y$ で1回ずつ増分載荷し、最後に $\pm 18 \delta_y$ で座屈拘束ブレースが終局状態に達するまで繰返し載荷する。なお、降伏変位 δ_y は、予備載荷試験の荷重-変位曲線の平均的な除荷勾配から、 $\delta_y = 3\text{mm}$ と設定した。

(5) 実験結果と考察

1) ブレース設置構面全体系の荷重-変位関係

図-20に載荷位置における正規化した荷重-変位関係を示す。ここで、曲線に不連続点があるのは横桁に

表-6 載荷プログラム

変位振幅	回数	水平変位 δ (mm)	塑性変形倍率 η	累積塑性変形倍率 $\Sigma \eta$
$\pm \delta_y$	1	3	0	0
$\pm 2 \delta_y$	2	6	7	7
$\pm 3 \delta_y$	2	9	15	22
$\pm 4 \delta_y$	2	12	23	45
$\pm 5 \delta_y$	2	15	31	76
$\pm 6 \delta_y$	2	18	39	115
$\pm 8 \delta_y$	2	24	55	170
$\pm 10 \delta_y$	2	30	71	241
$\pm 12 \delta_y$	1	36	43	284
$\pm 14 \delta_y$	1	42	51	335
$\pm 16 \delta_y$	1	48	59	394
$\pm 18 \delta_y$	1	54	67	461
$\pm 18 \delta_y$	1	54	68	529
$\pm 18 \delta_y$	1	54	68	597
$\pm 18 \delta_y$	1	54	68	665
$\pm 18 \delta_y$	1	54	68	733

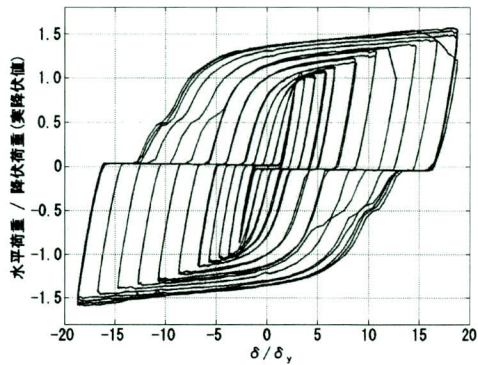


図-20 ブレース全体系の荷重-変位関係

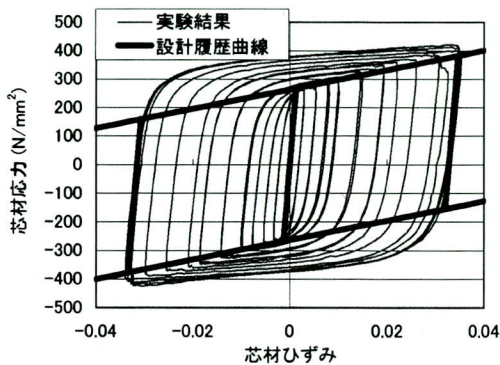


図-21 履歴曲線の設計と実験の比較

ボルトで取付けたガセットの滑りである。表-7 に荷重-変位関係の試験結果をまとめて示す。

表-7 より、耐荷力は $Q_{max}/Q_y = 1.59$ であり、設計耐力 ($Q_{max}/Q_y = 1.3$) を上回る。また、最大塑性率 μ は 18、累積塑性変形倍率 η は 450 以上で変形性能、エネルギー吸収性能ともに、設計要求値の 1.5 倍以上を満足している。

なお、終局状態として、 $\pm 18 \delta_y$ 繰返し載荷 4 回目でブレースの座屈を確認した。

2) ブレース芯材の復元力特性

図-21 にブレース芯材の応力-ひずみ関係を示す。なお図中には、解析・設計時に仮定した履歴曲線 (太い直線) も併せて示している。表-8 に、芯材の実験結果をまとめて示す。最大ひずみは $\pm 24 \epsilon_y$ (ひずみ振幅 3% 程

表-7 実験値と設計値の比較

項目	実験値	設計値
最大水平荷重 Q_{max} (kN)	2156	1500
降伏水平荷重 Q_y (kN)	1358	1154
耐力上昇率 Q_{max}/Q_y	1.59	1.3
水平変位 δ_{max} (mm)	54	36
降伏水平変位 δ_y (mm)	3	3
塑性率 $\mu = \delta_{max}/\delta_y$	18	12
累積塑性変形倍率 η	597	300

表-8 ブレース軸芯材の特性

項目	実験値
最大軸力 N_{max} (kN)	1525
降伏軸力 N_y (kN)	956
耐力上昇率 N_{max}/N_y	1.59
最大ひずみ ϵ_{max} (%)	3.60
降伏ひずみ ϵ_y (%)	0.130
塑性率 $\mu = \epsilon_{max}/\epsilon_y$	27.7
累積塑性変形倍率 η	861

度) 以上、ひずみ硬化による耐力上昇率 $N_{max}/N_y = 1.59$ 、累積塑性変形倍率 $\eta = 861$ であった。

履歴特性にいて、解析では 1 次勾配が E、2 次勾配が E/60 のバイリニアモデルで設定しているが、実験結果は良く一致している。

7. 施工概要

本工事は、既設建造物の補強工事であるため、既設建造物の調査 (鉄筋探査、寸法測定) を行い、設計値との比較・検討を行いながら施工を実施している。

(1) 施工手順

座屈拘束ブレースの上下部構造への定着構造を含めた施工手順を図-22 に示す。また、各施工段階の概要を以下に示す。施工状況の一部を写真-3 に示す。

1) 既設建造物の寸法実測、基準線の設置

座屈拘束ブレースは上部構造と下部構造を定着する構造であるため、施工前に既設建造物の出来形を確認・検討する必要がある。このため、以下の項目に着目し寸法実測を行っている。

- ・横桁と主桁腹板との交角
- ・左右橋脚表面間の距離
- ・横桁長
- ・左右橋脚表面間中心と横桁中心のズレ
- ・橋脚表面と沓座 (主桁腹板表面) との関係
- ・横桁、橋脚の標高 (橋脚表面の凹凸も含む)

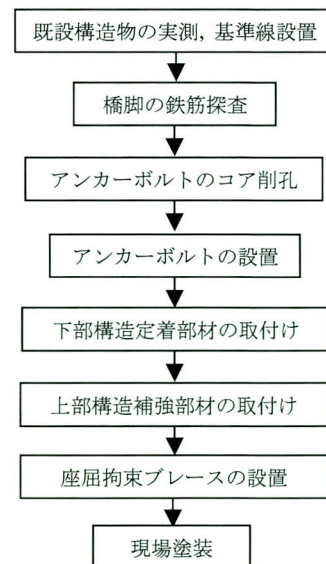
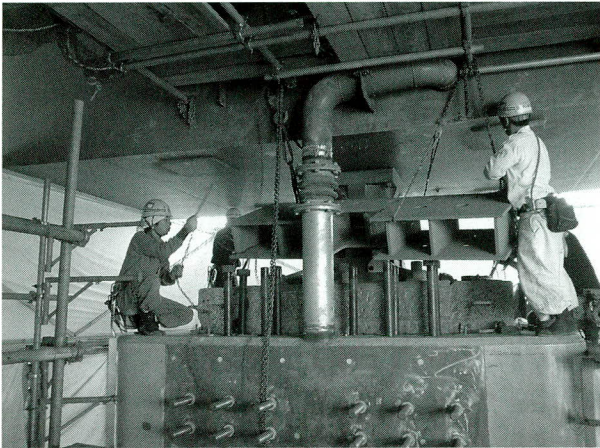
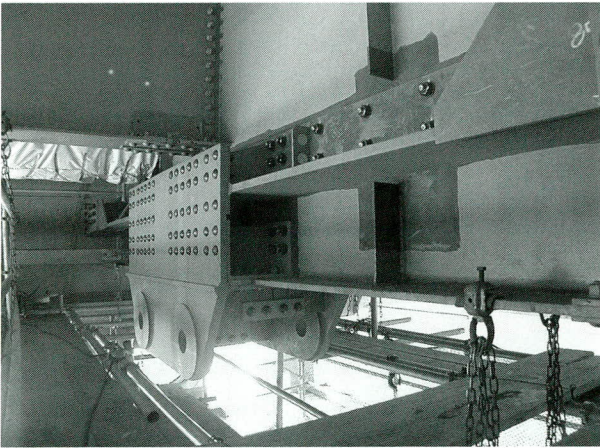


図-22 施工フロー



(a) 下部構造定着部材の取付け



(b) 上部構造補強部材の取付け



(c) 座屈拘束ブレースの取付け

写真-3 工程写真

また、上部構造補強部材および下部構造補強部材の設置するため基準線（上部構造－横桁中心線、下部構造－主桁腹板表面の線）を設ける（野書く）こととした。

2) 鉄筋探査、アンカーボルトのコア削孔

アンカーボルトのコア削孔前に各橋脚の鉄筋探査を実

施し、既設鉄筋位置を橋脚に野書きアンカーボルト位置との関係を調査する。アンカーボルトのコア削孔はコンクリート削孔機にて行う。

3) アンカーボルトの設置と固定

アンカーボルトは、コア削孔内面をブロー等機械で清掃し、コンクリートの殻等が残置していないことを確認後、エポキシ樹脂にて固定する。また、アンカーボルトの設置位置の調整は、別途工場製作のテンプレートをを用いて行う。

4) 上部構造の素地調整、孔明け

補強部材の原寸データを出力した野書き用フィルムシートを用意する。フィルムシートを基準線である横桁中心線に合わせ貼り付け、下フランジおよびウェブ面にボルト中心を野書き写す。野書き完了後、再度設計図面とボルト間隔、本数の再確認した上で孔明けを行う。さらに、孔明け後にボルト孔位置をフィルムシートにて確認している。

孔明け後、ボルト孔周りのバリ取りと素地調整を行う。素地調整の範囲は部材寸法に20mm加えたものとしている。

5) 下部構造定着部材および上部構造補強部材の取付け

5tonラフタークレーンにて取付部材を足場上に荷揚げし、足場に荷重が集中しないよう分散して仮置きする。さらに、電動ホイストにて吊り上げ所定の位置に仮ボルト等にて仮固定する。部材の定着位置調整を行い本固定する。

6) 座屈拘束ブレースの取付け

座屈拘束ブレースは、横桁からナイロンストリングにて吊り下げ、まず上部構造補強部材側のクレビスにピンを挿入し固定する。その後下部構造定着部材側のピンを挿入する。この際、定着部材の孔とクレビスの孔を合わせるため、座屈拘束ブレースに設置した調整用六角ナット（図-3参照）を用いて補剛管を回転させることによりピン間距離の調整を行う（最大調整可能量20mm）。

(2) 施工工程

座屈拘束ブレースの施工工程を表-9に示す。なお、本工程は3径間連続非合成箱桁1連および2径間連続非合成箱桁1連を並行で施工した工程である。

表-9 座屈拘束ブレースの施工工程

工種	平成16年																													
	6月			7月			8月			9月			10月			11月			12月											
	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30
鉄筋探査・コア削孔																														
アンカーボルト設置・固定																														
上部構造の素地調整・孔明																														
下部構造定着部材および 上部構造補強部材の取付け																														
座屈拘束ブレース取付け																														
現場塗装																														

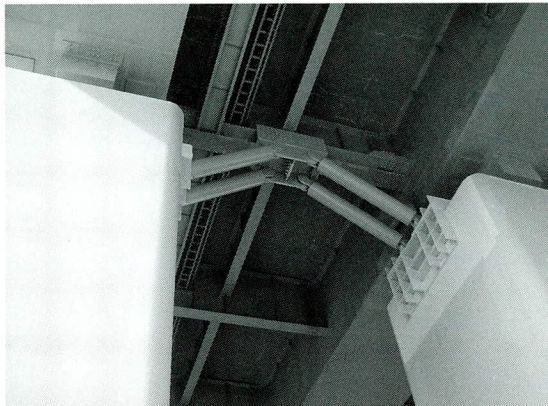


写真-4 座屈拘束ブレース設置状況 (山36脚)

8. あとがき

この座屈拘束ブレースの設計、性能確認実験に関しては、「座屈拘束ブレース検討部会」（部会長：名古屋大学・宇佐美勉教授、副部会長：愛知工業大学・青木徹彦教授、名古屋高速道路公社、JFE 技研(株)、住友金属(株)）を設置し進めてまいりました。また、実験は愛知工業大学耐震実験センターで実施いたしました。その際、多岐にわたりご指導頂きました部会長をはじめ各メンバーの方々に深く感謝の意を表します。また、設計から施工まで非常に短い工期のなかご協力いただいた関係者の皆様に感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 桑原, 多田, 米山, 今井: 二重鋼管の補剛性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第445号, pp.151-158, 1993.3.
- 2) (社)日本鋼構造協会: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, pp.66-81, 1998.

- 3) 松本, 曾我部, 岡野, 涌井, 大内: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp. 547-554, 2000. 3.
- 4) 福田, 川島, 渡辺: ダンパーブレースを用いた鋼製アーチ橋の地震応答低減に関する研究, 土木学会地震工学論文集, vol.27, No.133, 2003.12.
- 5) 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回年次学術講演会概要集, I-038, 2003. 9.
- 6) 前野, 杉浦, 八木, 永谷, 神谷: 座屈拘束ブレースを用いた上部構造の耐震補強設計, 土木学会第59回年次学術講演会概要集, I-184, 2004. 9.
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990. 10.
- 8) 長谷川, 前野, 澤田, 鶴野: 既設鋼製支承 (ピボット, ピボットローラー支承) の水平耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第58回年次学術講演会概要集, I-026, 2003. 9.
- 9) 渡辺, 加藤, 宇佐美, 葛西: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集 Vol.27, No.133, 2003.12.
- 10) 前野, 杉浦, 吉田, 長山, 今井: 座屈拘束ブレースを用いた上部構造耐震補強システムの交番載荷試験, 土木学会第59回年次学術講演会概要集, I-185, 2004.9.
- 11) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.

2005.2.7 受付