

座屈拘束ブレースを用いた橋梁上部構造の耐震性能に関する検討

Investigation into Earthquake-resistant Performance of Bridge Superstructure
Using the Buckling restrained braces

前野裕文*, 片桐英喜 **, 葛西昭***, 長山秀昭****, 今井誠*****

Hirofumi MAENO, Hideki KATAGIRI, Akira KASAI, Hideaki NAGAYAMA, Makoto IMAI

*工博 名古屋高速道路公社 保全施設部保全課 (〒462-0844 名古屋市北区清水 4 丁目 17-30)

** 名古屋高速道路公社 保全施設部保全課 (〒462-0844 名古屋市北区清水 4 丁目 17-30)

***工博 名古屋大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****工修 JFE 技研(株) 土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

*****住友金属工業(株) 鉄構技術部 (〒104-6111 東京都中央区晴海一丁目 8-11)

This paper presents a design method of seismic retrofitting and mechanical performance of the stoppers in the bridge superstructures constructed by using buckling restrained braces. These braces are installed as energy dissipation devices to prevent the fall of the bridge. Major findings obtained from loading tests of the subassembly system and numerical analysis are as follows: 1) Propriety of the presented seismic design procedure for the system against large earthquakes is verified. 2) The proposed system exhibited the sufficient energy dissipation capacity and the strength of these seismic stoppers are conformed by the test. 3) Seismic performance of the reinforced lateral girder including the connection is investigated by elasto-plastic FEM analysis.

Key Words: buckling restrained braces, earthquake-resistant design, energy dissipation

キーワード: 座屈拘束ブレース, 耐震設計, エネルギー吸収

1. まえがき

名古屋高速道路公社では、景観性へ配慮して独立柱形式橋脚を有する橋梁を一部の区間で採用している。独立柱形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、景観を損なうことなく、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), 2), 3), 4), 5)}を橋軸直角方向に変位制限構造として採用することを検討した。

本研究では、まず、既設橋梁の耐震補強設計に座屈拘束ブレースを変位制限構造として適用するにあたっての課題と要求性能について検討を行い、座屈拘束ブレースを用いた耐震補強の設計方法を検討した。

次に、座屈拘束ブレースがエネルギー吸収部材としての安定した履歴特性および大きな塑性変形への対応が可能となることを、ブレース材、取り付け部を含めた全体構造システムの交番載荷実験により確認した。本文は、これら一連の研究成果を報告するものである。

2. 座屈拘束ブレースによる耐震補強計画

2.1 対象橋梁

検討対象となる橋梁は、名古屋高速道路高速2号東山線で、若宮大通の上にかかる約1500mの区間で、独立柱橋脚を採用し、上部構造も一つの橋脚柱に一つの箱桁としている。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(図-2.1 参照)。

橋脚については、既に耐震補強を実施しているが、景観を損なうことのない鋼板巻き立て工法を採用している。落橋防止システムの計画にあたっては、景観性、特に高架下の公園からの視点場に対して極力視覚外となるように、変位制限構造を設置することとした。



図-2.1 独立柱橋脚を有する橋梁

2.2 既設構造物の耐震補強設計の要件

道路橋示方書耐震設計編で規定されている地震動のみならず東海地震、東南海地震にも耐える緊急輸送道路を確保することを目的とした。また、供用中の補強工事で死・活荷重応力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、設計の基本方針として、満足すべき項目を以下のように設定した。

- 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し、極力断面のコンパクト化を図ること。
- ②レベル2地震動（L2地震）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。

3. 変位制限構造としての座屈拘束ブレースの採用

今回、地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造として座屈拘束ブレースを採用するにあたっては施工性・経済性を満足させるとともに、エネルギー吸収部材としての要求性能を以下のように設定した。

3.1 座屈拘束ブレースの採用

耐震補強設計を検討した対象橋梁の概要を表-3.1に示す。上部構造は3径間連続非合成箱桁橋で下部構造の橋脚はRC構造で、すでに鋼板巻立てで耐震補強が完了しておりL2地震動に対して、十分な耐力を保有している。また、既設のピボット支承のうち、固定支承として設計されている支承はセットボルトを高強度なものに取り替える等の簡易な補強によりL2地震動に対する耐力を有しているが、可動支承として設計されている支承はセットボルトを高強度なものに取り替えても橋軸直角方向の地震力で上支承（材質SCW480）が塑性変形し、その後に破断変位を超えることが想定された⁶⁾。

これらの、想定される地震時の挙動に対し上部構造と下部構造の相対変位を少なくすること、支承部分の損傷を少なくすること、および下部構造への負担を少なくすること等を目的に、鋼製の変位制限構造、ゴムダンパーの設置、座屈拘束ブレースの設置の3種類の方法を検討した。

そこで、箱桁内の補強が少なく、部材が軽量でかつ施工性が良い座屈拘束ブレース（鋼製系ダンパー）を変位制限構造の一部として採用した⁷⁾。

なお、採用した座屈拘束ブレースは各橋脚の耐荷力に応じて設計したため、数種類のものを製作することとなり、経済性からは鋼製の変位制限構造に比べると若干劣ることとなったが、下部構造への影響が少ないことから同等と判断した。

図-3.1に座屈拘束ブレースの取り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

表-3.1 対象橋梁の概要

上部構造	形式	3径間連続非合成箱桁(P1～P4)
	スパン	49.4m+66.0m+59.4m
橋脚	形式	独立柱形式RC橋脚(鋼板巻立て補強済み)
	橋脚間隔	P1:11.66m, P2:13.01m, P3:12.21m, P4:14.39m

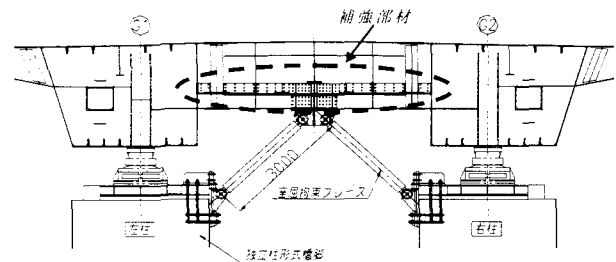


図-3.1 座屈拘束ブレースによる変位制限構造と補強部材

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、角度調整と長さ調整が可能な構造としている。また、橋脚側定着部は、橋軸方向の箱桁の温度伸縮に対してスライド可能な機構を設けている。

3.2 座屈拘束ブレースに要求される性能

座屈拘束ブレースはエネルギー吸収型の変位制限構造であり、これまでこのような上部構造に対し実例がないため、ここでは、新たに以下のように要求性能を設定した。

(1) 強度型部材としての要求性能

L2地震動に対して、支承部が損傷を受けた場合を想定して、座屈拘束ブレース単独で地震時水平荷重に抵抗すると考える。すなわち、座屈拘束ブレースの終局耐力は、地震時に上部構造に作用する水平荷重でも破断しないこととした。

(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る。このため、地震時に想定される最大応答変位に対応した塑性率とエネルギー吸収量（累積塑性変形倍率）の要求性能値を確保する必要がある。この塑性率および累積塑性変形倍率⁸⁾は、次節に述べるL2地震動に対する非線形動的解析により設定する。

3.3 動的解析による座屈拘束ブレースの要求性能の設定

(1) 解析モデルと入力地震波

解析モデルは、図-3.2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。

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。

(2) 座屈拘束ブレースの履歴特性

座屈拘束ブレースは、図-3.3のようにピンーピン間でブ

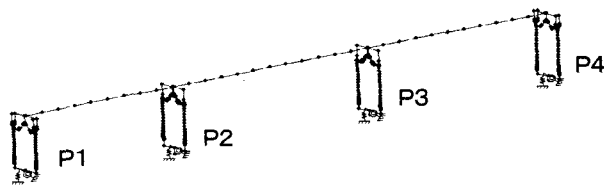


図-3.2 橋梁全体解析モデル

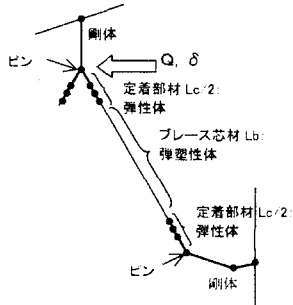


図-3.3 座屈拘束ブレース
のモデル化

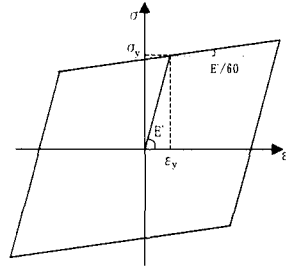


図-3.4 座屈拘束ブレース芯材
の非線形履歴特性

レース芯材と定着部材で構成される直列バネとし、剛性は次式のように等価バネとしてモデル化する。ブレース芯材は弾塑性体、定着部材は弾性体とし、図-3.4 にブレース芯材の非線形履歴特性を示す。

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_c}, \quad L = L_b + L_c \quad \dots\dots(1), (2)$$

$$K_b = \frac{E \cdot A_b}{L_b}, \quad K_c = \frac{E \cdot A_c}{L_c} \quad \dots(3), (4)$$

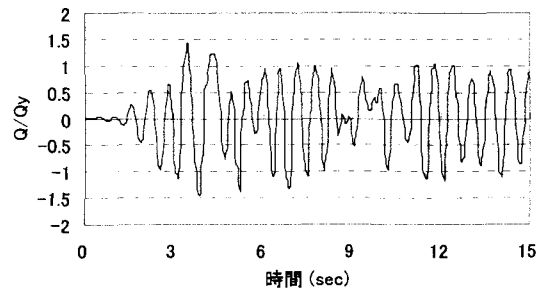
ここに、 L ：ブレース全長（ピンーピン間距離）
 L_b ：ブレース芯材長
 L_c ：定着部材長（芯材以外の部分の長さ）
 K_{eq} ：等価剛性、 K_b ：ブレース芯材の剛性
 K_c ：定着部材の剛性、 E ：ヤング率
 A_b ：ブレース芯材断面積、 A_c ：定着部材断面積

なお、座屈拘束ブレースの初期断面形状の設定にあたっては、図-3.4 の座屈拘束ブレースの変形による履歴減衰を期待し、2 次勾配は $E/60$ とし、最大 $\epsilon_u=3\%$ （SN400 材の場合、 $24\epsilon_y$ 程度に相当する）の変形能力を想定する。

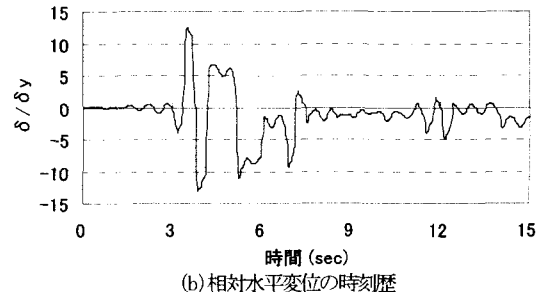
(3) 解析結果と設計要求値

①座屈拘束ブレースの水平荷重と相対水平変位

図-3.5 に入力地震波Ⅱ・Ⅱの3波のうち最大応答を示したⅡ・Ⅱ-3 に対するP3 橋脚の水平荷重および相対水平変位の時刻歴を示す。水平荷重の時刻歴の縦軸は、図-3.2、図-3.3 に示す橋梁全体解析モデルの座屈ブレースの交点位置に作用する水平荷重 Q を降伏水平荷重 Q_y （ブレースの降伏軸力 N_y を水平荷重に換算したもの）で無次元化している。また、相対水平変位の時刻歴の縦軸は、同様の位置の相対水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y （ブレースの降伏軸変位を水平変位に換算したもの）で無次元化している。図-3.5(a) より、 Q/Q_y の最大値は 1.4 程度である。また、

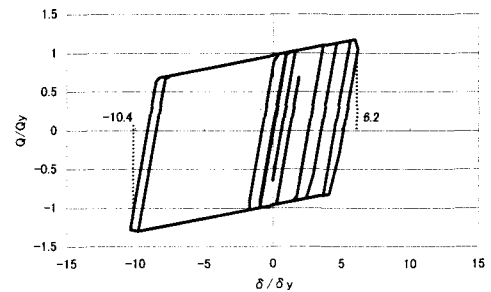


(a) 水平荷重の時刻歴

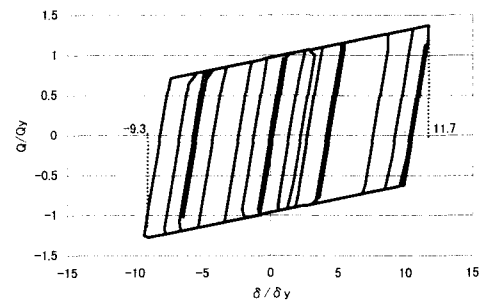


(b) 相対水平変位の時刻歴

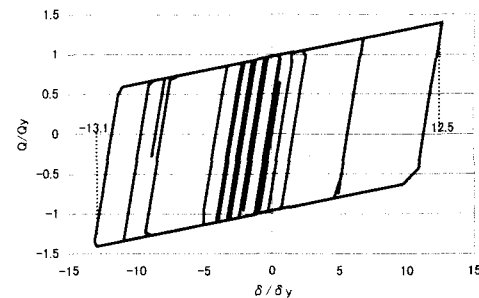
図-3.5 水平荷重—相対水平変位の時刻歴(P3橋脚)



(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-3.6 水平荷重—相対水平変位関係(P3橋脚)

図-3.5(b)より、 δ/δ_y の最大値は 13 程度である。

②最大応答塑性率 μ_{max} の設計要求値の設定

図-3.6 に各地震波に対するP3 橋脚の座屈拘束ブレース

表-3.2 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

の水平荷重－相対水平変位関係を示す。要求される応答塑性率は、図-3.6の応答塑性率 $\mu (= \delta_{\max} / \delta_y)$ の3波平均値を考慮して、 $\mu_{\max} = 12$ と設定する。

③累積塑性変形倍率 η_{demand} の設計要求値の設定

図-3.6よりP3橋脚に設置された座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率を求め、結果を表-3.2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。

4. 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

座屈拘束ブレースを取り付ける中間支点上横桁は、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。

そのため、横桁の耐力力の照査を行い、必要に応じて補強方法を検討しなければならない。ここでは、L2地震動に対する破壊損傷モードの順番を確認するため、地震時に最大水平荷重が作用する中間固定橋脚に着目して耐力照査方法とその結果を説明する。

4.1 解析条件

(1) 解析モデル

図-4.1に解析モデルを示す。床版コンクリートは省略して、モデル化している。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。

(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、単調漸増載荷のPushover解析である。

(3) 材料構成則

降伏条件は、von Mises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-4.2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。

4.2 解析結果

(1) 荷重－変位関係

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-4.3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

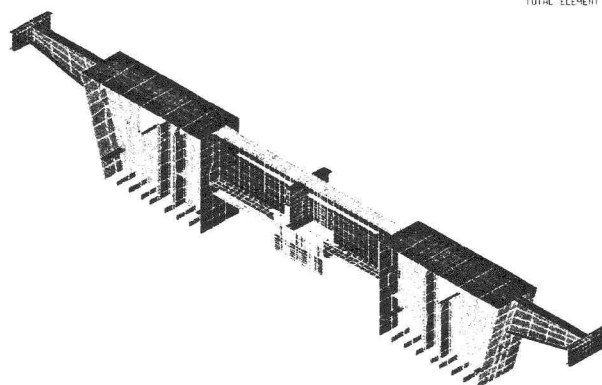


図-4.1 解析モデル（全体図）

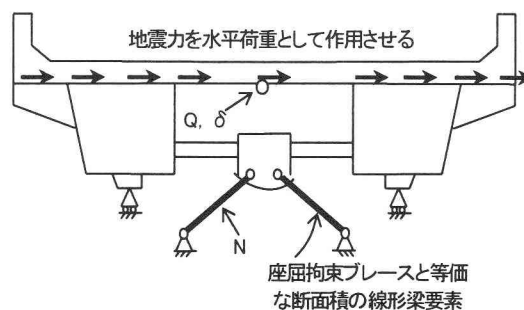


図-4.2 荷重載荷方法

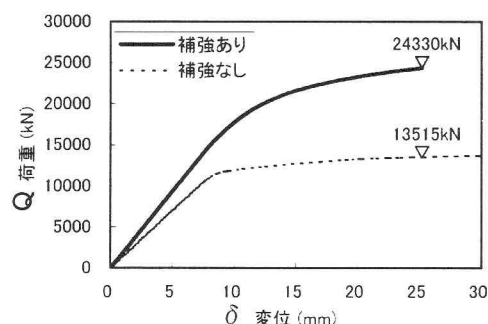


図-4.3 横桁の荷重－変位関係

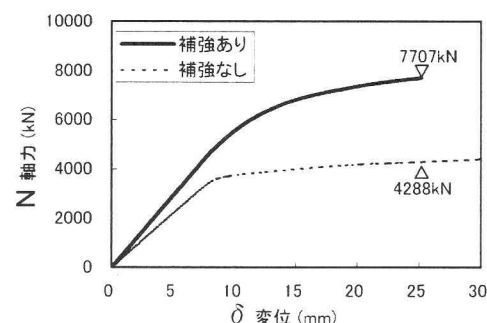


図-4.4 座屈拘束ブレースの軸力－変位関係

横桁の最大耐力力とする。また、この変位と座屈拘束ブレース1本に作用する軸力との軸力－変位曲線を図-4.4に示す。横桁の最大耐力力は現状（補強なし）では $Q_{\max} = 13,515 \text{ kN}$ で補強した後は $Q_{\max} = 24,330 \text{ kN}$ 、そのときにブレースに作用する軸力は $N_{\max} = 7,707 \text{ kN}$ である。

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-4.5(a)(b)に示す。この変形図から、横桁下フランジおよび補強部材の発生応力度が降伏応力度を

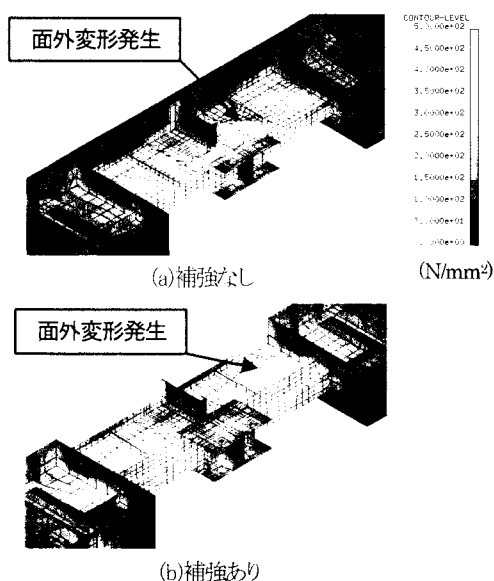


図-4.5 von Mises の相当応力分布および変形図【変形表示倍率5倍】

表-4.1 破壊損傷の順番

	単位:kN	
	横桁補強前	横桁補強後
ブレース降伏荷重	③ 15600 (0.87)	① 15600 (0.87)
ブレース破断荷重	④ 22000 (1.22)	③ 22000 (1.22)
横桁弾性域荷重	① 10000 (0.56)	② 19000 (1.05)
横桁耐力	② 13515 (0.75)	④ 24330 (1.35)
動的解析水平地震力Ⅱ-Ⅱ-3	18000 (1.00)	18000 (1.00)

注)○番号は損傷の順番を,()は水平地震力に対する比を示す。

超え、変形が増加することによって、横桁腹板に大きな面外変形が生じることが分かる。

これらをまとめたものが表-4.1 であり、横桁を補強しない場合は水平地震力で横桁の塑性化や局部座屈が発生することが分かる。一方、横桁を補強することにより水平地震力が作用した時にブレースが降伏しエネルギーを吸収することや、その時でも横桁は弾性域であることが分かる。また、水平地震力以上の外力に対して破壊する順番が分かる。

5. 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

5.1 実験概要

座屈拘束ブレースのエネルギー吸収能力は既往の実験でも確認されている⁹⁾が、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討した¹⁰⁾。

(1) 供試体

供試体は1 構面を取り出し、ブレース、ガセットを縮尺1/2、ボルト (M24) は本数を1/2 としモデル化する。供試体は、現在、実用化されている鋼製アンボンド系ブレースを対象とし、図-5.1 に示す3種類の座屈拘束ブレースについて実験したが、ここでは、そのうちのタイプAについて詳述する。タイプAの機械的性質を表-5.1 に示す。

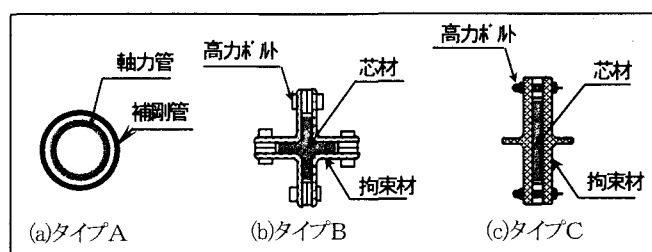


図-5.1 実験に用いた鋼製アンボンド系ブレース

表-5.1 ブレース芯材の機械的性質(タイプA)

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

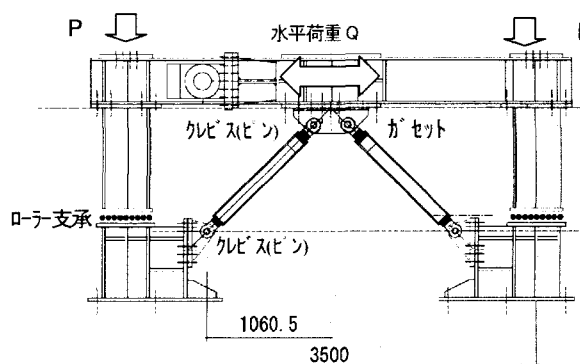


図-5.2 実験装置概要図

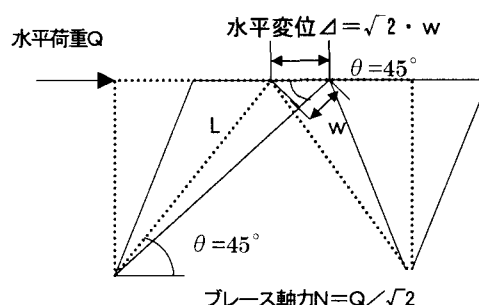


図-5.3 ブレースに作用する水平荷重と水平変位の関係

(2) 実験装置

図-5.2 に実験装置の概要を示す。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。載荷は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。なお、載荷の符号は南側から北側を正載荷(+)とし、ブレース軸力は引張を正(+), 圧縮を負(-)としている。また、載荷荷重の概算値は以下のとおりである。

①設計水平荷重

実橋での座屈拘束ブレース設計水平荷重は、

$$6000\text{kN} \times 2 = 12000\text{ kN}$$

載荷実験における水平荷重は、構造全体を1/2 にモデル化し、さらに1 構面とすることにより、

$$Q = 12000\text{ kN} \times 1/4 \times 1/2 = 1500\text{ kN} \text{ である。}$$

②鉛直荷重

実橋では上部工鉛直荷重によって、支承部の浮上がりは

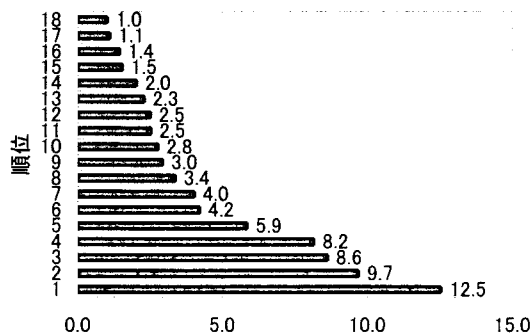


図-5.4 各地震波に対する応答変位振幅の順位(P3脚)
(入力地震波: II-II-3)

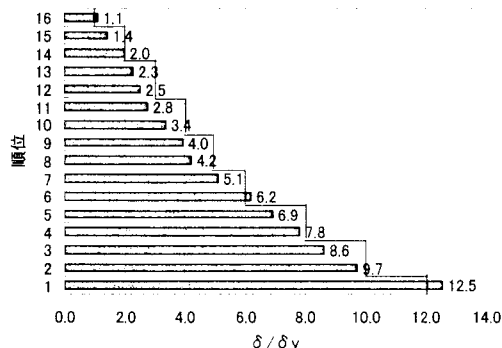


図-5.5 3波毎の最大応答波形(P3脚)

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 ($P=540\text{kN}$) 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。

(3) ブレース設置構面全体系の降伏変位の定義

降伏水平変位 δ_y は、公称降伏点を用いたブレース降伏軸力相当の水平荷重 Q_y に対応する水平変位 Δ と定義した (図-5.3 参照)。予備載荷試験の荷重-変位曲線の平均的な除荷勾配から、降伏水平荷重 $Q_y=1154\text{kN}$ に対応する降伏水平変位 $\delta_y=3\text{mm}$ と設定した。

(4) 載荷プログラムの設定

AISC の基準¹⁾を参考にして、3.3 で述べた非線形動的解析結果に基づき、載荷プログラムを以下のように設定した。

① 載荷パターンの設定の基本的な考え方

正負交番載荷実験で応答波形を模擬する場合、載荷変位の累積塑性変形倍率 η は不規則波形の η と等価にする必要がある。すなわち、塑性変形に寄与する振幅 ($\delta/\delta_y \geq 1$) に着目して、最大変位振幅 $\delta_{\max}$ に至るまでの η が等しくなる載荷パターンを求め、その中から最も影響の大きいパターンを決定する。

② 地震波に対する η と $\delta_{\max}$ を等価にする載荷パターンの作成

図-3.6 の座屈拘束ブレースの荷重-変位の履歴曲線からそれぞれゼロクロッシングする無次元応答変位振幅 (δ/δ_y) を抽出して振幅が大きい順に並べた結果を、一例として、図-5.4 に示す。これは、 $\pm 12.5\delta_y$ 、 $\pm 9.7\delta_y$ 、 $\dots$ 、 $\pm 1.0\delta_y$ の変位振幅の波形を 1 回ずつ正負交番載荷すれ

表-5.2 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 $\sum \eta$
$\pm \delta_y$	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

ば、図-3.6(c)の履歴曲線と等価な η ($=250$) と $\delta_{\max}$ をブレースに与えることを意味する。

他の地震波についても同様の考え方で整理すると、図-5.4 とは異なる載荷パターンが得られる。

③ 最も影響の大きい載荷パターンの設定

3波の波形を合計して、大きい方から順に並べて、3波ずつのグループから δ/δ_y の最大値を抽出して新たに1波の波形にしたのが図-5.5 である。図-5.5 は、L2地震動に対して考えられる最も影響の大きい最大応答波形となる。

④ 載荷プログラムの決定

3.3 で設定した要求性能である $\mu_{\max}=12$ 、 $\eta_{\text{demand}}=300$ の2条件を満足することとし、これに安全係数 1.5 を考慮し目標塑性率 $\mu=18$ 、目標累積塑性変形倍率 $\eta=450$ とする。図-5.5 の応答波形を模擬する載荷プログラムとして表-5.2 を設定した。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。

(5) 変位計測

変位計測においては、加力点位置の変位とブレース設置構面全体系、ブレース芯材の伸縮変位を計測した。ブレース設置構面全体系の伸縮変位は、ブレース伸縮、ピンのクリアランス、クレビスおよびガセット部の塑性変形を含むものである。また、ブレース芯材の伸縮量も計測した。

5.2 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

表-5.2 の載荷プログラムに基づき、初期のピンのクリアランス δ_0 を加えて、それぞれ $\pm \delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ 、 $\dots$ 、 $\pm 18\delta_y$ の変位を所定回数、変位制御方式で繰返し与え、ブレース芯材が耐力低下するまで載荷した。

図-5.6 にタイプAの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ボルトで取り付けられたガセットの滑りである。表-5.3 に、荷重-変位関係の試験結果をまとめて示す。図-5.7 は実験状況を示している。

表-5.3 より、耐荷力は $Q_{\max}/Q_y=1.59$ であり、設計地

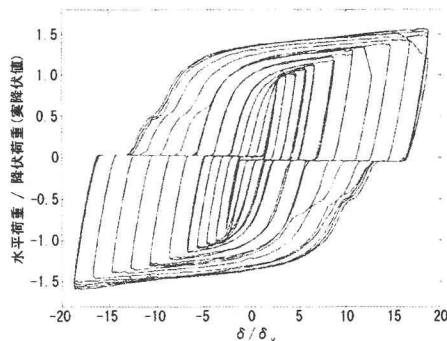


図-5.6 プレース設置構面全体系の荷重－変位関係

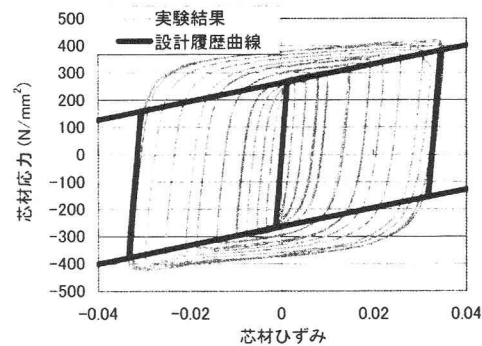


図-5.8 設計履歴曲線と実験の比較

表-5.3 実験と設計値の比較

項目	実験値	設計値
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 $\mu = \delta / \delta_y$	18	12
累積塑性変形倍率 η	597	300

表-5.4 プレース芯材の特性と

累積塑性変形倍率

項目	実験値
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} (%)	3.6%
降伏ひずみ ε_y (%)	0.130%
塑性率 $\varepsilon_{max}/\varepsilon_y$	27.7
累積塑性変形倍率 η	861

のそれより大きく、エネルギー吸収に関して安全側の評価を与えることが分かる。また、最大変形時における設計履歴曲線の耐力値と実験値は、概ね等しくなっている。

なお、図-5.1 に示す3タイプともタイプAと同様の実験で要求性能はすべて満足したが、実際の工事では施工性の比較をする目的で図-5.1 に示すタイプA、Bを使用した。

6. 座屈拘束ブレースによる耐震補強効果の検証

3章では、安全側の仮定として既設ピボット支承の塑性変形やエネルギー吸収を無視して、座屈拘束ブレースの要求性能値を設定した。実際には、既設ピボット支承と座屈拘束ブレースはあるレベルまでは共同で地震力に抵抗する。そこで既設ピボット支承と座屈拘束ブレースを有する上部構造全体の耐震性能と補強効果の検証を行った。

6.1 解析モデル

解析モデルは、図-3.2 に示した橋梁全体モデルを用いることとし、これに既設ピボット支承の非線形履歴特性を以下のように考慮する。

図-6.1 は、本橋梁に用いられている支承と同じ種類の250ton ピボット支承の単調載荷による水平耐力特性を示したものである⁶⁾。ピボット支承は、上巻が塑性変形し最大荷重に達する。ピボット支承の載荷時の荷重－変位関係は図-6.1 に示すように実験結果を用いて設定した。解析では、図-6.2 に示すように隙間を有するスリップ型のモデルとし、再載荷時には除荷されたときのラインを通るモデルとした。本橋梁には1000ton ピボット支承が用いられているため、そのバイリニアモデルの特性値の設定は、250ton ピボット支承と応力が等価になるようにした。具体的には、平面寸法が2倍のため、4倍の耐力、2倍の変形量を持つとして、支承の水平荷重、水平変位を算出した。また、座屈拘束ブレース芯材の非線形履歴特性は前述した実験で確認された図-3.4 を用いた。

6.2 解析結果

最大応答変位を示したP3橋脚の解析結果を以下に示す。

(1) 座屈拘束ブレースの荷重－水平変位関係

最大応答変位を示した入力地震波Ⅱ・Ⅱ-3における座屈

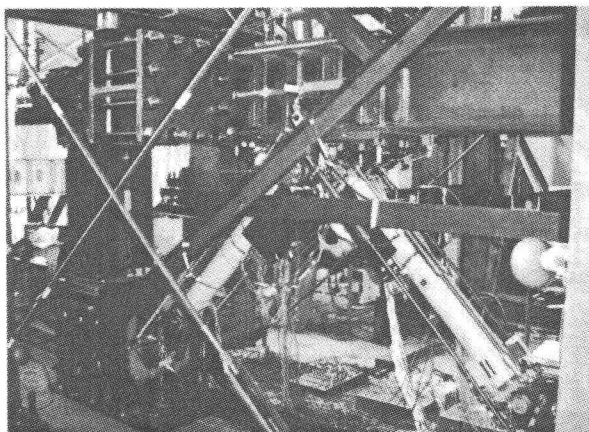


図-5.7 実験状況

震力 ($Q_{max}/Q_y=1.3$) 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-5.8 にタイプAの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-5.4に、芯材の実験結果をまとめて示す。最大ひずみは $\pm 20\varepsilon_y$ (ひずみ振幅3%程度)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。

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、実験結果と良い一致を見せている。また、実験のループの形状(面積)は、設計履歴曲線

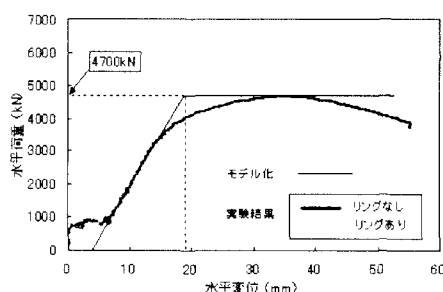


図-6.1 250ton ピボット支承のせん断力-水平変位関係

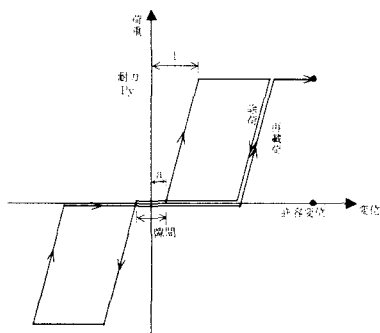


図-6.2 既設ピボット支承の非線形履歴特性

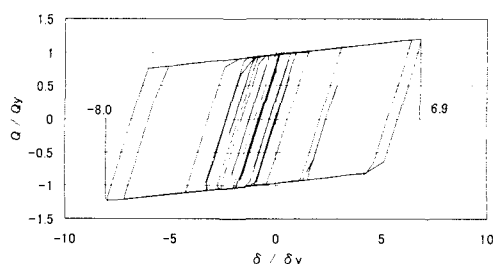


図-6.3 座屈拘束ブレースの水平荷重-水平変位

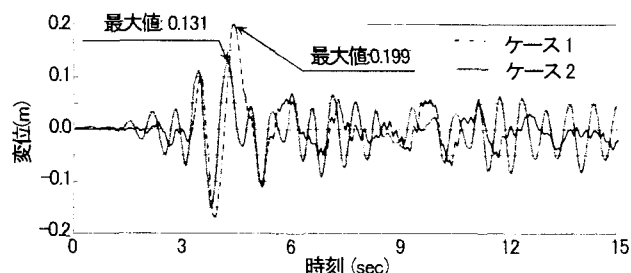


図-6.4 橋脚天端応答変位の時刻歴の比較

拘束ブレースの水平荷重-水平変位を図-6.3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である。既設ピボット支承の塑性変形とエネルギー吸収を無視した場合の結果（図-3.6(c)）と比較して塑性率は明らかに小さく、支承と共同して反力分担することが分かる。

(2) 座屈拘束ブレースの耐震補強効果

最大応答を示す入力地震波Ⅱ-Ⅱ-3を対象に座屈拘束ブレースによる耐震補強効果を検証した。図-6.4に橋脚天端応答変位の時刻歴の比較を示す。現橋モデル(ケース1：ピボット支承のみ)に比較して、耐震補強モデル(ケース2：ブレース+ピボット支承)の橋脚の応答変位は65%低減されている。

7. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- ①エネルギー吸収が可能である座屈拘束ブレースを変位制限構造に適用する上での要求性能の設定方法、設計法を提案した。
- ②全体構造システムの交番载荷実験により、座屈拘束ブレースは、ブレース設置構面全体系、ブレース単体において、終局状態に至るまで安定した履歴特性を示し、目標要求性能を満足することから、橋軸直角方向の耐震構造部材として有用性を確認した。
- ③弾塑性FEM解析により、L2地震動に対して、定着部である支点上横桁の耐震設計の妥当性を確認すると同時に橋梁全体としての耐震安全性の評価を行った。

謝辞：本研究を行うにあたり、多岐にわたってご指導頂いた名古屋大学の宇佐美勉教授、愛知工業大学の青木徹彦教授に深く感謝の意を表します。また、実験は愛知工業大学耐震実験センターで行った。協力していただいた学生諸氏に感謝の意を表します。

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) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 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载荷試験、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.

(2004年9月17日受付)