

炭素繊維シートによる鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の 耐震補強効果確認実験

Experimental verification of the seismic strengthening effect of Carbon Fiber Jacketing for
Steel-Framed Reinforced Concrete Pylon piers of Tsurumi Tsubasa Bridge

溝口 孝夫*, 中野 博文**, 山野辺 慎一***, 曾我部 直樹****

Takao MIZOGUCHI, Hirofumi NAKANO, Shinichi YAMANOBE, Naoki SOGABE

* 首都高速道路株式会社 神奈川管理局 上級メンバー (〒221-0044 神奈川県横浜市神奈川区東神奈川 1-3-4)

** 工修 首都高速道路株式会社 神奈川管理局 上級メンバー (〒221-0044 神奈川県横浜市神奈川区東神奈川 1-3-4)

*** 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所 上席研究員 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

**** 博士 (工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 研究員 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

The pylon piers of the Tsurumi Tsubasa Bridge are octagonal, two-cell, reinforced concrete structures framed with large steel H-sections. It has been found that these steel-framed reinforced concrete structures might fail in shear under Level 2 ground motion. In order to increase the shear strength of the steel-framed reinforced concrete pier structures, the use of the carbon fiber jacketing method is currently under study.

In this study, cyclic loading tests using two 1:10-scale models, one strengthened by carbon fiber jacketing and the other not strengthened are carried out. The study has enabled the determination of design values of shear capacity of a non-strengthened steel-framed reinforced concrete pier structure and has shown that shear failure of the Tsurumi Tsubasa Bridge's pylon piers under Level 2 ground motion can be prevented by carbon fiber jacketing.

Key Words: pylon pier of long bridge, carbon fiber jacketing, shear capacity,

octagonal two-cell steel-framed reinforced concrete member

キーワード: 長大橋主塔橋脚, 炭素繊維シート補強, せん断耐力,
8 角形 2 室中空 SRC 部材

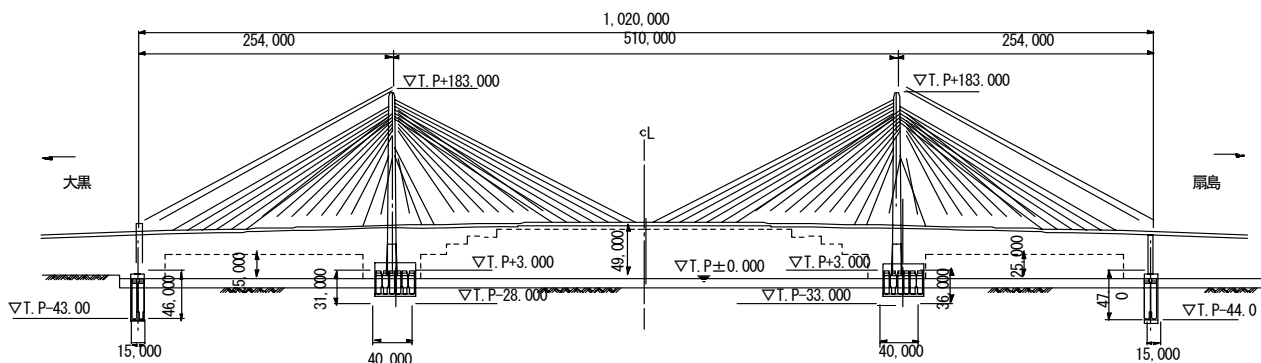
1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降, 首都高速道路における代表的な長大吊橋構造系橋梁である横浜ベイブリッジ, レインボーブリッジ, 鶴見つばさ橋の 3 橋について, レベル 2 地震動に対する耐震性評価と耐震補強方法に関する検討を進めてきた。検討は, 基本方針の策定, レベル 2 地震動の作成, 動的解析の実施, 動的応答値を用いた損傷評価と補強構造の検討という流れで実施し, 参考文献 1), 2) など成果の一部が報告されている。本論文は, これらの橋梁に対する耐震補強検討のうち, 鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部のせん断補強について述べるものである。

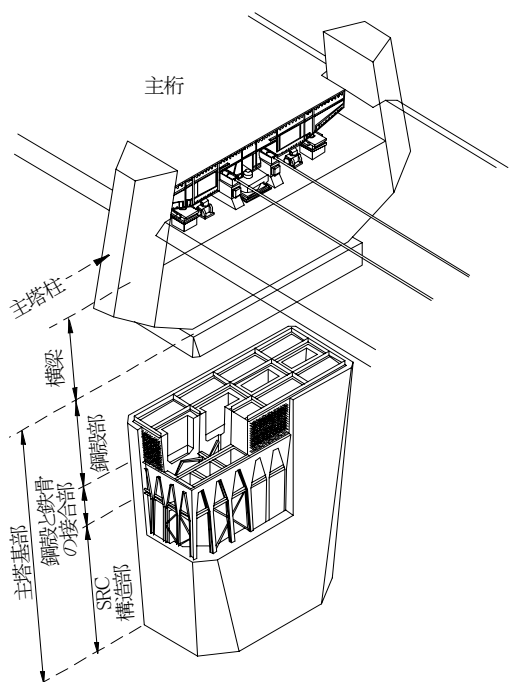
鶴見つばさ橋は, 横浜市内の鶴見航路に架かる中央径間 510 m, 全長 1,020 m の 3 径間連続鋼斜張橋である (図 1)。主塔橋脚基部のうち下方の 2/3 は, 8 角形 2 室中空断面 SRC 構造により構成されており, かつ, その断面形状

が橋脚高さ方向に変化するという極めて複雑な構造となっている。SRC 構造部分のレベル 2 地震時における耐震性については, 橋梁全体を対象とした非線形時刻歴応答解析により, 地震時における SRC 構造部の応答せん断力がせん断耐力を超え, せん断破壊が先行することが明らかとなっている²⁾。そのため, SRC 構造部に対してそのせん断耐力を増加させるための耐震補強方法として, 炭素繊維シート巻立て工法による設計を行っている³⁾。しかし, 補強対象構造が 8 角形 2 室中空断面 SRC 構造という複雑な構造からなるため, そのせん断耐力評価の妥当性や炭素繊維シートの補強効果は, 必ずしも明らかになっていない。

そこで, 本論文では, 炭素繊維シート補強の有無を相違とする 2 体の鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の 1/10 模型に対する正負交番載荷実験により, SRC 構造部の橋軸方向に対する補強前後のせん断耐力および耐震性能について評価することとした。ここでは, まず, SRC 構造部のせ



図－ 1 鶴見つばさ橋の一般図



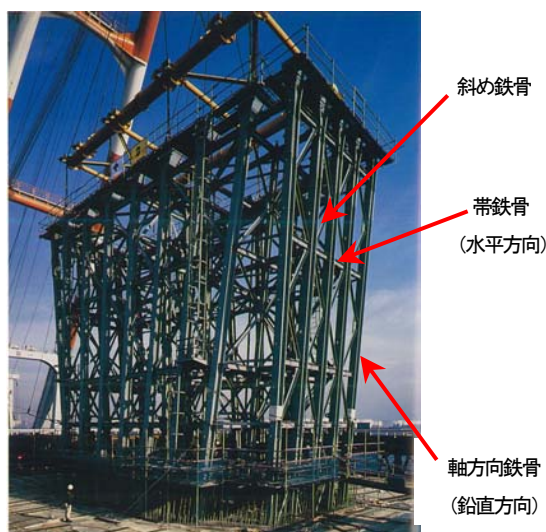
図－ 2 主塔橋脚 SRC 構造部

せん断耐力およびその評価方法について無補強試験体に対する載荷実験により考察を行った。次に、炭素繊維シート補強を施した補強試験体と無補強試験体の最大耐力差を評価することにより、SRC 構造部に対する炭素繊維シートの補強効果について検討を行った。そして、得られた実験結果に基づき、実橋における補強後の鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部のせん断耐力、耐震性能について評価を行った。

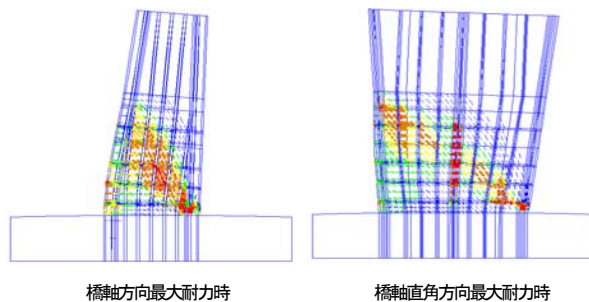
2. 鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部に対する耐震補強

2.1 主塔橋脚 SRC 構造部について

鶴見つばさ橋主塔橋脚基部は、図－ 2 に示すように橋脚高さ方向に断面の形状が変化する 8 角形 2 室中空 SRC 構造からなる。また、橋脚の表面には、景観性を考慮して高さ方向に 1,500 mm ごとに幅 90 mm、深さ 20mm のスリット部が設けられている。SRC 構造部の断面には、鉛直方向の軸方向鉄骨、軸方向鉄筋、水平方向の帯鉄筋、帯鉄骨



写真－ 1 SRC 構造部の鉄骨構造



図－ 3 有限要素法による破壊過程の評価

および斜め鉄骨が配置されている（写真－ 1）。SRC 構造部の基部では、軸方向鉄筋を接合し、軸方向鉄骨をフレーム状にして設置することにより、ケーソン頂版への定着を行っている。また、上部では、鋼殻部と鉄骨を接合して、一体化している。

2.2 主塔橋脚 SRC 構造部の耐震性能評価と炭素繊維シートによる補強

無補強時の SRC 構造部の破壊過程については、コンクリート構造物を対象とした専用解析コード (WCOMD) を用いた 2 次元の有限要素法解析等⁴⁾ により、橋軸および橋軸直角方向において曲げ耐力がせん断耐力より大きく、せん断破壊が先行することが判明している (図－ 3)⁵⁾。橋

軸方向のせん断耐力の設計値は、コンクリート負担分をディープビーム理論⁶⁾により算出し、軸方向鉄骨材のウェブが降伏せん断応力相当のせん断力を負担できる⁵⁾という判断を行い、194 MN であると評価した。

一方、鶴見つばさ橋全体を対象とした非線形時刻歴応答解析²⁾では、想定されるレベル2地震時において、SRC 構造部の橋軸方向に206 MNの応答せん断力が発生することが明らかになっている。すなわち、レベル2地震時には、SRC 構造部に、せん断耐力を超えるせん断力が作用するため、せん断破壊に至る。なお、SRC 構造部の上下におけるケーソン頂版および鋼殻部との接合部については、想定されるレベル2地震動に対して十分な定着力およびせん断耐力を有していることを確認している。

そこで、鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部に対する連続繊維シートによるせん断補強を検討した。連続繊維シートとしては、アラミド繊維シートや炭素繊維シートが考えられるが、弾性係数が大きく補強効率に優れている点を考慮し、炭素繊維シートを選択した³⁾。補強計画では、せん断耐力に対して応答せん断力が大きくなる橋軸方向を対象として補強量を決定し、炭素繊維シート(目付け量:600 g/m², 1層当りの厚さ:0.333 mm)を SRC 構造部の外側表面に2層、貼り付けることを想定している。なお、炭素繊維シートは、せん断補強を目的としているため前述したスリット部を除いた部分に対して貼り付ける。補強によるせん断耐力の増加分については、補強指針⁷⁾に示される連続繊維シート補強された棒部材の設計せん断耐力 V_{fd} (kN) の設計式(1式)より、22 MN となる。したがって、補強前のせん断耐力194 MNに補強分22MNが累加され、補強後のせん断耐力は216 MNとなる。すなわち、補強後のせん断耐力が応答せん断力206 MNを超えるため、想定されるレベル2地震動に対して SRC 構造部のせん断破壊を防ぐことができる。

$$V_{fd} = K \cdot [A_f \cdot f_{fd} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) / s_f] \cdot z / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

A_f : 連続繊維シートの配置間隔 s_f における連続繊維シートの総断面積 (mm²)

f_{fd} : 連続繊維シートの設計引張強度 (N/mm²)

K : 連続繊維シートのせん断補強効率

$K = 1.68 - 0.67R$ ただし、 $0.4 \leq K \leq 0.8$

$R = (\rho_f E_f)^{1/4} (f_{fd} / E_f)^{2/3} (1 / f'_{cd})^{1/3}$ ただし、 $0.5 \leq R \leq 2.0$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

ρ_f : 連続繊維シートによる補強量比

b_w : 部材断面の幅 (mm)

E_f : 連続繊維シートのヤング係数 (kN/mm²)

α_f : 連続繊維シートが部材軸となす角度 (°)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離 ($d/1.15$ としてよい) (mm)

d : 有効高さ (mm) γ_b : 部材係数 (1.25)

しかし、補強設計において適用した SRC 構造部のせん断耐力および炭素繊維シートによる補強効果の評価法は、WCOMD 等により検討を行っているものの、8 角形2室中空 SRC 構造部という複雑な構造の評価においては、以下のような不明点があった。

- 1) 補強前の SRC 構造部におけるせん断耐力の評価法の妥当性が不明確である。
- 2) 補強指針による連続繊維シートの補強効果評価式の8 角形2室中空断面 SRC 部材への適用性が不明確である。
- 3) 外周のみに炭素繊維シート補強を施しても中空部の中壁、内壁から損傷が進展した場合、十分な補強効果が得られない可能性がある。

以上の課題、不明点は、鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部に対する炭素繊維シートによる補強効果およびレベル2地震時における安全性の評価に大きく影響するものであり、SRC 構造部の耐震補強を行うためには、これらについて明らかにする必要がある。

3. 実験概要

本研究では、鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部における炭素繊維シート補強に関する不明点を明らかにするために、SRC 構造部を模擬した試験体(図-4)の橋軸方向に対する耐震補強効果の確認実験を行うこととした。

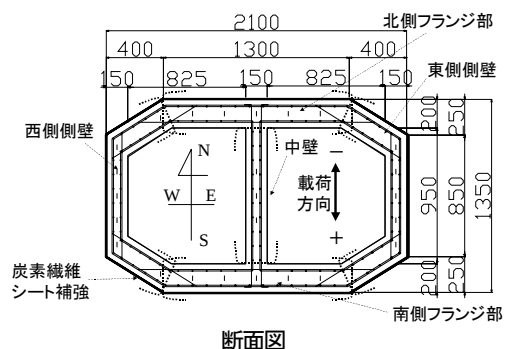
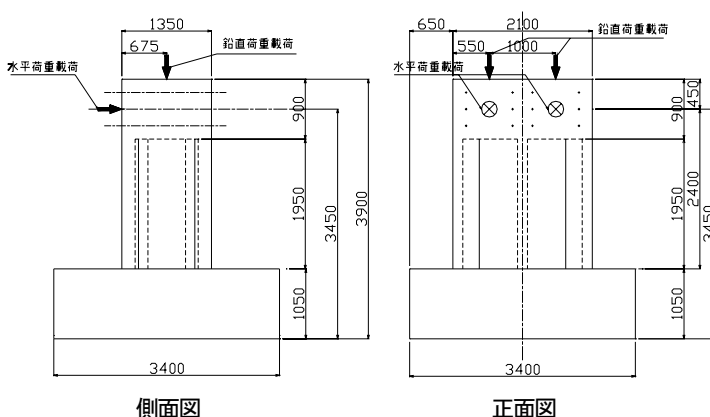


図-4 試験体一般図

表ー 1 試験体の諸元と実橋との関係

項目	実橋	試験体
橋脚構造	変断面八角形2室中空SRC構造	等断面八角形2室中空SRC構造
寸法諸元	・外寸法: 21,000×13,500mm ・フランジ厚: 2,000mm ・壁厚: 3×1,500mm=4,500mm (橋脚基部における断面)	・外寸法: 2,100×1,350mm ・フランジ厚: 200mm ・壁厚: 3×150mm=450mm
荷重作用点	橋脚上の主塔部横梁上(弾性拘束ケーブル位置、橋脚基部より32m)の桁支承、主塔ケーブル定着部	せん断破壊を再現するためのa/d(1.85)相当とする
コンクリート	・橋脚: $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	・橋脚: $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ ・フーチング: $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ 以上 ・Gmax: 10mmのマイクロコンクリート
鉄筋	・軸方向鉄筋: SD345 D32 150mm間隔 ・帯鉄筋: SD345 D29 150mm間隔	・軸方向鉄筋: SD390 D13 100mm間隔 (実橋の軸方向鉄筋と軸鉄骨のフランジ部分を含む) ・帯鉄筋: SD345相当 D6 150mm間隔
鉄骨	・軸方向鉄骨: H448×432×45×45 ・帯鉄骨: H294×200×8×12 ・斜め鉄骨: CT114×204×12×10 ・材質は、SM520(旧SM53)	・軸方向鉄骨: FB4.5×38 ・帯鉄骨: FB4.5×25 ・斜め鉄骨: 帯鉄骨に含める ・材質は、SM520相当

3.1 載荷試験体

本実験に用いる試験体は、その断面形状を実橋におけるSRC構造部の基部における八角形2室中空断面に近似させた上で、寸法効果などの影響を小さくするために、可能な限り実橋に近い大きさとする必要がある。また、実橋で想定されるように、せん断破壊が先行することが前提となる。

そこで、本実験では、実験における載荷装置等の制約条件等から、試験体を図ー 4 に示すような実橋の 1/10 模型とした。ただし、載荷点高さについては、せん断破壊を先行させるために、実橋の 1/10 よりも小さい 2.4m (せん断スパン比: 1.85) としている。そのため、実験時に試験体に作用する曲げモーメントとせん断力の比率は、実橋と異なるが、それがせん断耐力や炭素繊維シートによる補強効果に及ぼす影響は小さいものと考えられる。また、実橋のSRC構造部は橋脚高さ方向に断面が変化する構造であるが、試験体ではせん断耐力に対して作用する応答せん断力が最も大きくなるSRC構造部の最下部断面を基準として、その 1/10 断面が橋脚高さ方向に変化しない構造としている。表ー 1 に試験体の諸元について示す。

試験体の軸方向鉄筋については、後述するように曲げ耐力にしか寄与しない軸方向鉄骨(H448×432×45×45)のフランジ部分を実橋の軸方向鉄筋に合わせた配置量より決定した。帯鉄筋については、試験体の破壊過程が、実橋にて想定されるせん断破壊先行型となるように予備解析結果などを基に、その配置量、間隔を決定した。また、帯鉄骨については、実橋における帯鉄骨と斜め鉄骨を水平鉄骨量に換算した鉄骨量を基に諸元を決定している。一方、軸方向鉄骨は、実橋ではH鋼が用いられているが、試験体では製作上の制約などから、平鋼板を用いることとした。平鋼板の諸元については、既往の研究成果⁵⁾により軸方向鉄骨のせん断耐力が主にH鋼部材のウェブ部において負担されると考え、その配置面積より決定した。また、曲げ耐力に寄与する軸方向鉄骨のフランジ部分については、前述したように軸方向鉄筋の配置面積に換算し加算することにより考慮している。

表ー 2 試験体の材料試験値

材料	試験体	圧縮強度 (N/mm ²) JIS A 1108	静弾性係数 (kN/mm ²) JSCE-G-502	割裂引張強度 (N/mm ²) JIS A 1113
試験体躯体 コンクリート	無補強試験体	36.3	25.0	3.1
	補強試験体	36.0	26.1	3.2

鋼材種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
軸方向鉄筋 SD390 D13	455.1	605.5	183.3
帯鉄筋 SD345 D6	385.8	601.0	192.3
鉄骨部材 SM520 t=4.5	440.5	585.5	204.3

表ー 3 実橋と試験体の炭素繊維シート補強の諸元

	実橋	試験体
貼り付け層数	2層	1層
繊維目付け量	2層×600g/m ²	1層×150g/m ²
設計厚さ	2層×0.333mm	1層×0.0835mm
保証強度	3400N/mm ²	3400N/mm ²
平均強度	4290N/mm ² *	4000N/mm ²
配置間隔 s _f	1500mm	150mm
シート幅 s' _f	1330mm	106mm
控除幅 s _f −s' _f	170mm	44mm
換算目付け量	2層×600g/m ² × (1500−170)/1500 =1064g/m ²	1層×150g/m ² × (150−44)/150 =106g/m ² (相似則1/10)
炭素繊維シートの 断面積 A _f (区間1m当り)	2面×2層×0.333mm× (1500−170)/1500×1000 =1181.0mm ²	2面×1層×0.084mm× (150−44)/150×1000 =118mm ²
$\rho_f = A_f / (b_w \cdot s_f)$	1181.0/ (3×1500mm×1000mm) =0.02625%	118.0/ (3×150mm×1000mm) =0.02623%

* JSCE-E541-2000 に準拠した引張試験 (n = 10) による値 (平均引張強度: 4,000 N/mm² (3,400 N/mm² 以上)、弾性係数: 247 kN/mm² (220~270 kN/mm²)) を有することを確認している。

本試験体に適用した材料の試験値を表ー 2 に示す。

本実験では、前述したような諸元を有する鶴見つばさ橋主塔橋脚SRC構造部の1/10模型を2体、製作した。1体は、補強前を想定した炭素繊維シートによる補強を行わない試験体(以下、無補強試験体と称する)であり、もう1体は、炭素繊維シートにより補強を行った試験体(以下、補強試験体と称する)である。

補強試験体には、実橋で想定される補強量から相似則1/10を考慮して決定した諸元(表ー 3)で炭素繊維シートを貼り付けた(写真ー 2)。炭素繊維シートは、その製作実績を考慮し、目付け量150g/m²のものをを用いることとした。そして、実橋の換算目付け量1,064g/m²の1/10を試験体における換算目付け量とし、シート幅106mmと控除幅44mmを設定した。炭素繊維シートの貼り付け作業における下地処理、接着剤などは、実橋の補強工と同様である。また、試験体における炭素繊維シートの継手部については、補強指針⁷⁾で規定される長さの2倍となる200mmの重ね合わせ長を設けている。

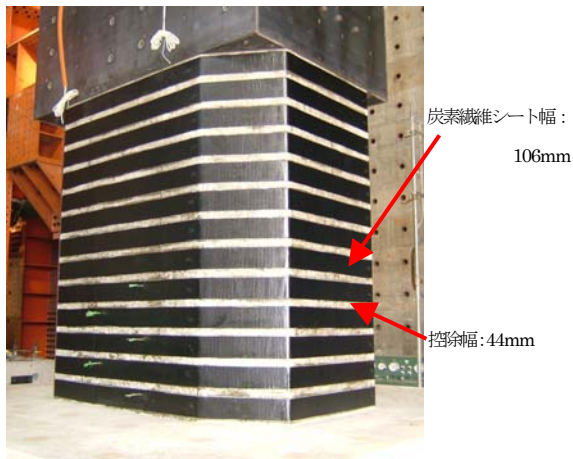


写真-2 炭素繊維シート貼り付け図



写真-3 荷重装置

3.2 荷重方法

本実験では、写真-3に示すような荷重フレームおよびジャッキを用いて試験体への荷重を行った。鉛直荷重については、3,000 kN 用油圧ジャッキ（2 台）により、試験体頭部に 3,137 kN を静的荷重として荷重し、試験体重量と合わせて基部へ 3,258 kN の軸力を作用させた。また、水平力についても 2,000 kN 用油圧ジャッキ（押し引き可能）を 2 台使用し、最大水平荷重 4,000 kN の荷重を可能とした。

荷重方法は、図-5に示すように曲げひび割れ発生時、計算降伏耐力の半分の水平荷重を荷重した時、計算降伏耐力を荷重した時のそれぞれにおいて1回ずつ繰返しを行う正負交番荷重とした。計算降伏耐力を経験した後は、計算降伏耐力の荷重時の荷重点変位を基準変位 δy とし、その整数倍で変位制御による振幅漸増型の正負交番繰返し荷重を行った。なお、計算降伏耐力とは、無補強試験体に対してファイバーモデルにより断面解析を行い、最外縁鉄筋が降伏する時点の曲げモーメントを荷重点高さ 2.4 m で除して求めた水平耐力 2.4 MN である。また、本実験では、せん断補強として実施した試験体への炭素繊維シートの貼り付けが、降伏曲げ耐力および曲げ剛性に与える影響は小さいと考え、両試験体の荷重における基準変位 δy は同じものを用いている。

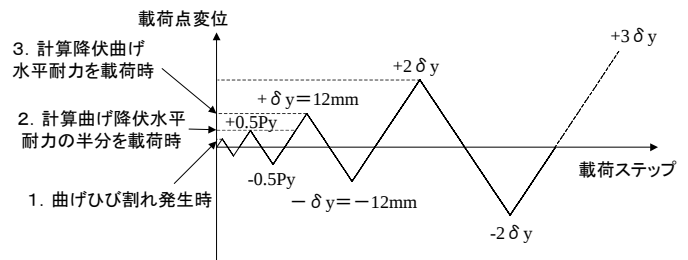


図-5 荷重波形

3.3 計測方法

図-6に変位計と主なひずみゲージの計測位置図を示す。試験体には、水平、鉛直荷重荷重を測定するためのロードセル、試験体の水平変位分布、試験体基部の曲率、さらに、軸方向鉄筋、軸方向鉄骨、帯鉄筋および帯鉄骨、コンクリート表面にひずみゲージを複数箇所設置した。

- 1) 軸方向鉄筋：荷重面に対し同一位置にある 2 本の鉄筋に対し、200 mm 間隔で千鳥状にゲージを設置し、100 mm 間隔のひずみ分布を評価した。
- 2) 軸方向鉄骨：軸方向鉄筋と同様な位置に、ひずみゲージを設置した。側壁、中壁、フランジ部の複数の軸方向鉄骨には 3 軸ゲージを設置し、設置箇所におけるひずみ成分を計測した。
- 3) 帯鉄筋、帯鉄骨：試験区間の全区間にわたり側壁、中

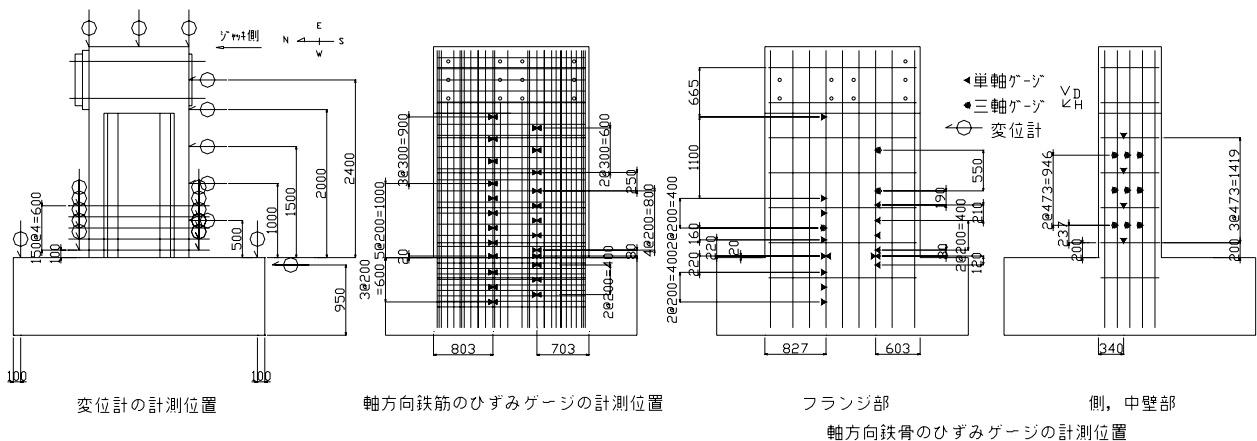
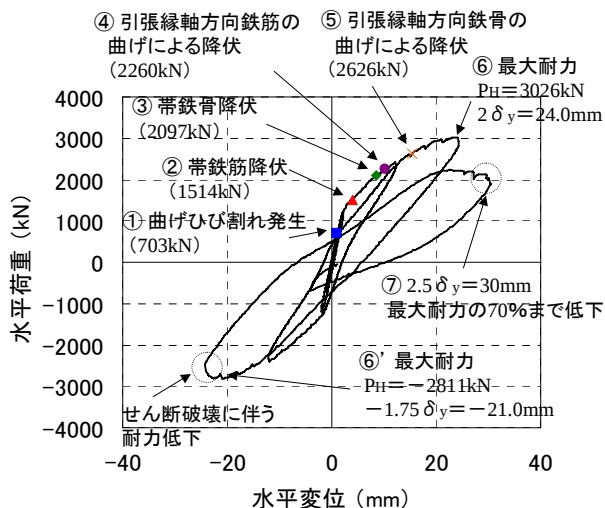
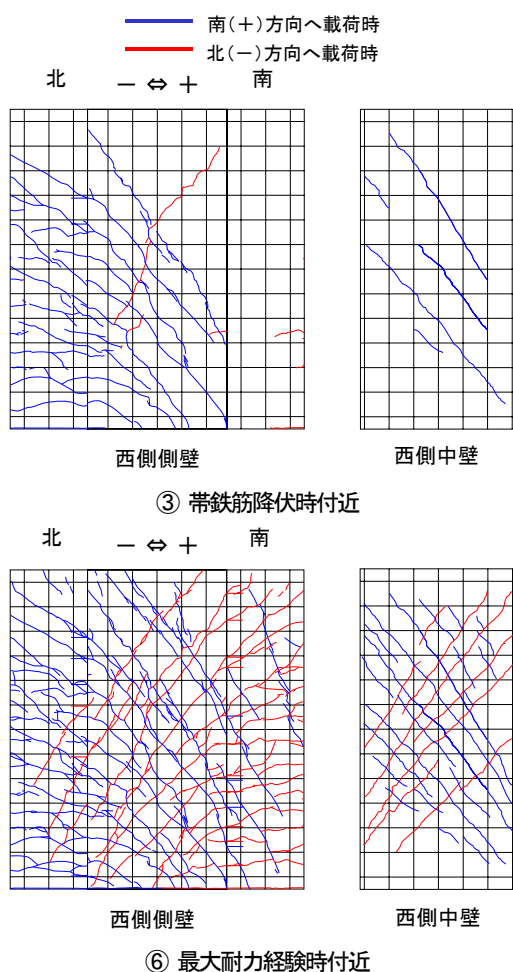


図-6 計測位置図



図－ 7 無補強試験体の荷重－変位関係

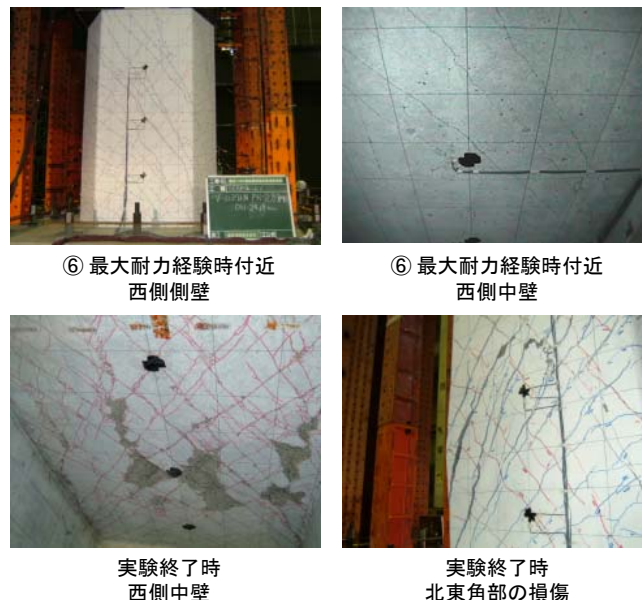


図－ 8 無補強試験体のひび割れ分図

壁の中央部にひずみゲージを設置した。

- 4) コンクリート：3 軸ひずみゲージを試験体の側面および中壁のコンクリート表面における軸方向鉄骨と同じ位置に設置した。

本実験では、載荷状況に応じて、試験体の外側（側壁、フランジ部）および中空内部（側壁内側、中壁）のひび割れ性状、破壊過程の観察を行った。試験体外側の観察は、



写真－ 4 無補強試験体の損傷状況

目視により、試験体表面に発生したひび割れを観察し、スケッチにその発生状況、進展状況を記録した。また、中空内部のひび割れ性状、破壊過程は、内部に設置したネットワークカメラにより、載荷ごとの状況の観察を行った。

4. 実験結果と考察

4.1 荷重－変位関係と破壊過程

(1) 無補強試験体

図－ 7、図－ 8 および写真－ 4 に無補強試験体の荷重－変位関係と破壊過程について示す。なお、図中における鋼材の降伏については、各鋼材に設置したひずみゲージの計測値が各鋼材の引張試験による降伏強度（表－ 2）から算出される降伏ひずみ値を超えた時として判定している。

無補強試験体では、まず、曲げひび割れが発生した（図－ 7 ①）後、帯鉄筋（図－ 7 ②）、帯鉄骨（図－ 7 ③）の順番で試験体内部の水平鋼材が降伏した。それと共に、側壁および中壁に斜めせん断ひび割れが発生している。なお、これらのひび割れの方法は、試験体断面のフランジ部分では、ほぼ水平であり曲げひび割れの様相を呈しているが、側壁、中壁部に至ると斜め方向となり曲げせん断ひび割れへと移行している。軸方向鋼材は、軸方向鉄筋（図－ 7 ④）、軸方向鉄骨の順番（図－ 7 ⑤）で降伏し、それと共に、剛性が徐々に低下している。

最大耐力は、 $2\delta y=24.0\text{ mm}$ 時に $3,026\text{ kN}$ を示した（図－ 7 ⑥）。この時点では、側壁、中壁に同様な角度（ 32° 程度）で多くの斜めひび割れが発生しており、両者が同様に挙動していることが判る。最大耐力を経験した後の負側の $-2\delta y=-24.0\text{ mm}$ 付近では、斜めひび割れ幅が拡大し隅角部のコンクリートが剥離し始め耐力が低下した（図－ 7 ⑥' 以降）。そして、 -24.0 mm から $+30.0\text{ mm}$ に到る過程（図－ 7 ⑥' ～⑦）で中壁、側壁のせん断破壊が進行し、耐力が大きく低下した（図－ 7 ⑦）。

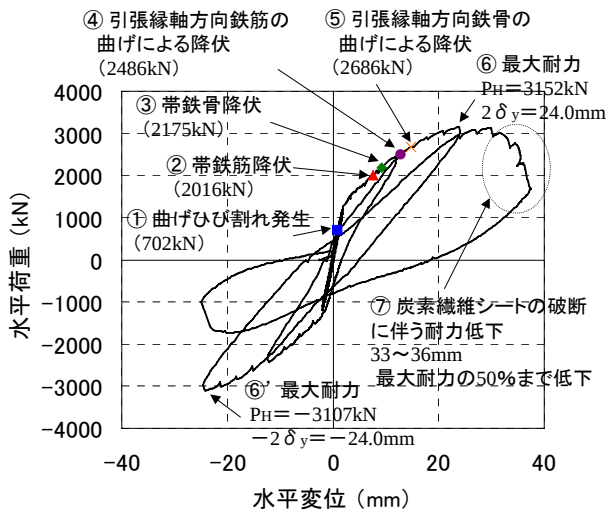


図- 9 補強試験体の荷重-変位関係

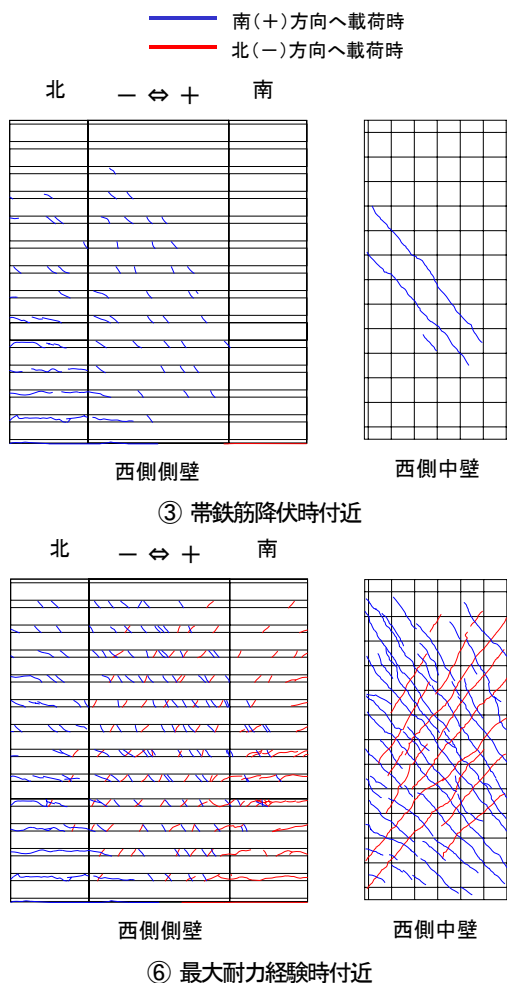


図- 10 補強試験体の破壊過程

(2) 炭素繊維シート補強試験体

図- 9, 図- 10 および写真- 5 に補強試験体の荷重-変形関係と破壊過程について示す。なお、図中における鋼材の降伏の判定については、無補強試験体と同様である。

補強試験体についても、無補強試験体と同様に曲げひび割れの発生、帯鉄筋、帯鉄骨の降伏、軸方向鉄筋、軸方向鉄骨の降伏で損傷が進行している (図- 9 ①~⑤)。ただ

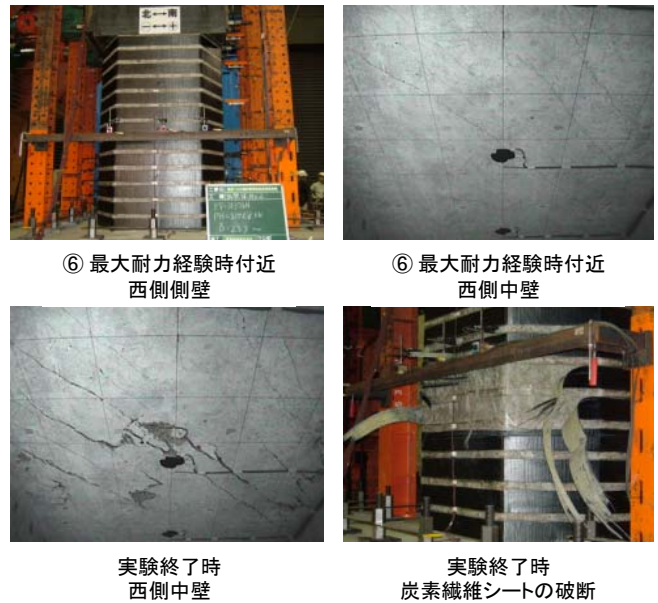


写真- 5 補強試験体の損傷状況

し、帯鉄筋、帯鉄骨の降伏時における耐力の大きさについては、補強試験体の方が大きくなっている。

一方、最大耐力は、正側では載荷点変位 $2\delta y = 24.0\text{ mm}$ 付近で $3,152\text{ kN}$ を示した後 (図- 9 ⑥), 33 mm 付近まで一定の耐力を保持している。その後、載荷点変位 33 mm 付近で基部から $600\sim 900\text{ mm}$ における炭素繊維シートが破断すると同時に耐力が大きく低下した。 $33.0\sim 36.0\text{ mm}$ (図- 9 ⑥' ~⑦) では、炭素繊維シートが試験体の変形と共に段階的に破断し、耐力が徐々に低下している (図- 9 ⑦)。負側については、正側と同様に $-2\delta y = -24.0\text{ mm}$ で最大耐力を示している。また、正側で炭素繊維シートが破断した後、再び -24.0 mm へ向かう途中では、破断前に比べ耐力が低下していることが確認できる。

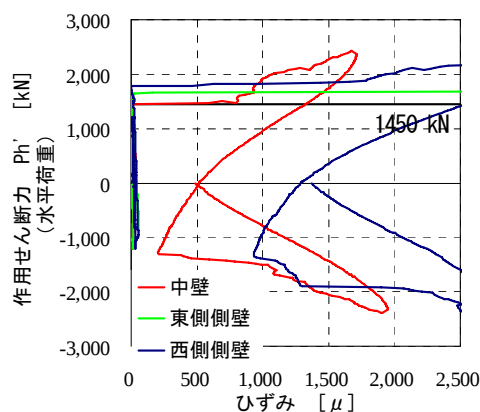
4.2 セン断耐力の評価

本研究では 8 角形 2 室中空 SRC 構造である無補強試験体のせん断耐力を、コンクリート負担分 S_c 、鋼材負担分 S_s 、軸方向鉄骨負担分 S_{sw} の累加として算定した。なお、算定における安全係数は、全て 1.0 としている。

(1) コンクリートによる負担分

一般に、せん断補強鉄筋を有する RC 部材のせん断耐力の評価においては、トラスで受け持たれる鋼材が負担するせん断力 S_s と、それ以外で受け持たれるせん断力 S_c の累加で表されており (例えば 8), S_c は、コンクリート表面に斜めひび割れが発生した時点の作用せん断力としている。そこで、本検討においても、ひび割れ観察や帯鉄筋ひずみの計測結果から、斜めひび割れの発生時の作用せん断力を求め、それを試験体における S_c とした。

図- 11 に無補強試験体の中壁中央部 (基部から 750 mm の位置) における作用せん断力と帯鉄筋ひずみとの関係を示す。図中における中壁の帯鉄筋ひずみを見ると、作用せん断力が $1,450\text{ kN}$ 時に斜めひび割れが発生し、急増してい



図一 11 作用せん断力と帯鉄筋ひずみの関係

表一 4 鋼材が負担するせん断耐力 (試験体)

	帯鉄筋	帯鉄骨
断面積 A_w	190.02mm ² (D6-6本)	337.5mm ² (25×4.5-3枚)
降伏強度 σ_{sy}	385.5N/mm ²	440.5N/mm ²
有効高さ d	1190mm	1190mm
間隔 a	150mm	473mm
鋼材の角度 θ	90°	90°
せん断耐力負担分	$S_r=505\text{kN}$	$S_s=325\text{kN}$

ることがわかる。また、同位置における東西側壁の帯鉄筋ひずみも 1,450~1,700 kN の間に急増しており、東西側壁、中壁が同様にせん断変形していることが判る。なお、図に示した箇所以外においても斜めひび割れの発生に伴う帯鉄筋ひずみの急増は、概ね、作用せん断力が 1,450~1,700 kN 時に発生していた。なお、補強試験体では、斜めひび割れ発生時の作用せん断力は、1,600~2,100 kN となり、無補強試験体に比べ若干大きくなっている。これは、炭素繊維シートによる補強効果であると考えられる。

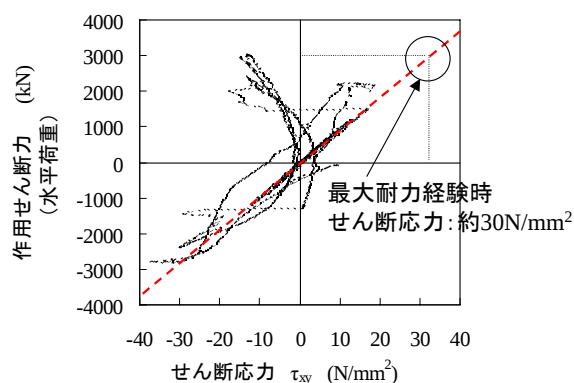
(2) 帯鉄筋、帯鉄骨による負担分

帯鉄筋と帯鉄骨によるせん断耐力の負担分は、それぞれ道路橋示方書⁸⁾に基づき式 (2) により算出した。ただし、SRC 構造部および試験体は、8 角形 2 室中空断面という複雑な断面形状であるため、鋼材負担分を算出する際に設定する有効高さは、8 角形断面を断面 1 次モーメントが等価な 4 角形断面に置き換えて算出した。表一 4 に、帯鉄筋と帯鉄骨の負担せん断力 S_r 、 S_s について示す。

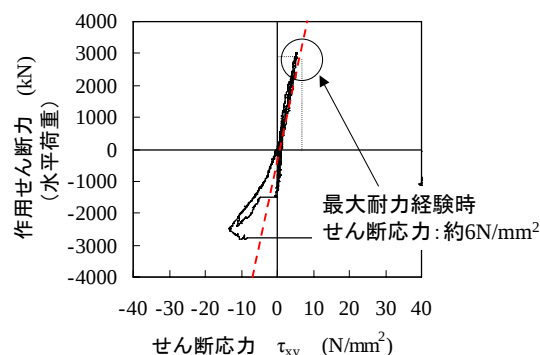
$$S_r \text{ (} S_s \text{)} = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta) / (1.15 \cdot a) \quad (2)$$

(3) 軸方向鉄骨による負担分

SRC 構造部では、せん断ひび割れ発生箇所に軸方向鉄骨が配置されていることによってせん断耐力を負担することが考えられる。例えば、充腹型鉄骨構造を用いた SRC 部材では、鉄骨の全せん断降伏強度相当のせん断力を負担できると示されている⁹⁾。一方、鉄骨鉄筋併用構造の場合には、一般に、鉄骨を引張鉄筋比として考慮しせん断耐



(a) 中壁中央部 (基部から 910 mm 位置)



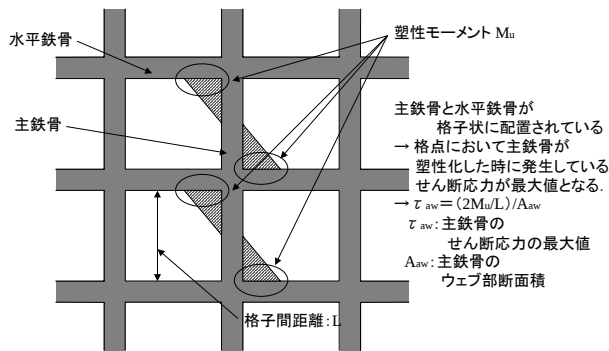
(b) 南側フランジ部中央部 (基部から 900 mm 位置)

図一 12 軸方向鉄骨のせん断応力の履歴

力への影響を評価している⁹⁾。しかし、鶴見つばさ橋の SRC 構造部では、大規模な中空断面内に鉄骨部材が配置されており、せん断耐力に及ぼす影響について明らかになっていない。そこで、本研究では、軸方向鉄骨に設置した 3 軸ひずみゲージより、載荷試験時に発生していた軸方向鉄骨のせん断応力 τ_s 、せん断力負担分 S_{sw} を判断した。

図一 12 に 3 軸ひずみゲージより算定した無補強試験体の中壁中央部とフランジ部中央部における軸方向鉄骨のせん断応力の履歴を示す。図を見ると、斜めひび割れ発生後 (1,750~2,000 kN 載荷後) の履歴については、ひび割れによる影響が計測値に現れており、最大耐力経験時に軸方向鉄骨に発生していたせん断応力を評価することは困難となっている。ただし、斜めひび割れが発生するまでは、概ね、軸方向鉄骨のせん断応力と作用せん断力 (水平荷重) が線形的な関係を示している。同図 (a) において、斜めひび割れが発生する前におけるせん断応力の履歴の傾きと正側の最大耐力 3,026 kN から、最大耐力時に軸方向鉄骨に発生するせん断応力を推定すると、最大でも 30 N/mm² 程度であることが判る。これは、軸方向鉄骨の降伏せん断強度 ($440.5/\sqrt{3}=254.3 \text{ N/mm}^2$) と比べるとかなり小さい値である。なお、東西側壁でも同様の傾向を確認している。

一方、同図 (b) の南側フランジ部の軸方向鉄骨のせん断応力について同様に推定すると、最大耐力時でも 6 N/mm² 程度であり、中壁部のせん断応力 30 N/mm² に比べ、小さいことが判る。これは、フランジ部のせん断断面積が中壁部に比べて 1.5 倍と大きいいため、せん断変形が小さく



図一 13 全塑性モーメントによる軸方向鉄骨のせん断耐力負担分の評価モデル

なったことが要因であると考えられる。フランジ部のせん断応力が小さい傾向は、試験体の終局時まで同様であった。

以上より、試験体では、軸方向鉄骨のせん断耐力負担分は、そのせん断降伏強度に比べ極めて小さく、かつ、8角形2室中空断面内におけるフランジ部の軸方向鉄骨はほとんどせん断耐力の負担に寄与していなかった。

鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部や本試験体における鉄骨構造は、SRC 構造全体から見ると軸方向鉄骨と水平鉄骨で構成された格子状となっている。格子状に鉄骨が配置された SRC 部材における鉄骨部材のせん断耐力算定式としては、建築学会において格子型鉄骨部材の全塑性モーメントを用いた方法が示されている¹⁰⁾。SRC 構造部の側壁、中壁部における格子状の鉄骨構造がせん断変形すると、軸方向鉄骨と水平鉄骨が調結されているため、モーメント分布は、図一 13 のようになる。ここで、最もモーメントが大きくなる格点部が塑性化した場合、その時点におけるモーメント分布の勾配が、軸方向鉄骨が負担し得る最大のせん断力となる。この考え方に基づくと、試験体における軸方向鉄骨のせん断応力 τ_s は、図一 13 の式に試験体で用いた鉄骨部材の諸元から 17.7 N/mm^2 になる。この結果は、実験における計測結果（最大でも 30 N/mm^2 ）と比べると安全側の評価ではあるが、全せん断降伏強度と比べると実験結果に近い値である。せん断耐力を負担し得る軸方向鉄骨の本数 n については、実験結果より側壁、中壁に配置された 9 本と考えるのが妥当である。したがって、無補強試験体において軸方向鉄骨が負担するせん断耐力 S_{sw} は、鉄骨部材の断面積（軸方向鉄骨部材高さ $h \times$ ウェブ幅 $t_w = 38 \text{ mm} \times 4.5 \text{ mm}$ ）と次式により 27.0 kN である。

$$S_{sw} = n \cdot t_w \cdot h \cdot \tau_s \quad (3)$$

(4) せん断耐力評価

前節までにおいて、実験結果および既存の設計基準などを基に、SRC 構造部のせん断耐力におけるコンクリート負担分、鋼材負担分、軸方向鉄骨負担分の評価方法について検討を行った。表一 5 に無補強試験体について、実験後評価に基づくせん断耐力を示す。

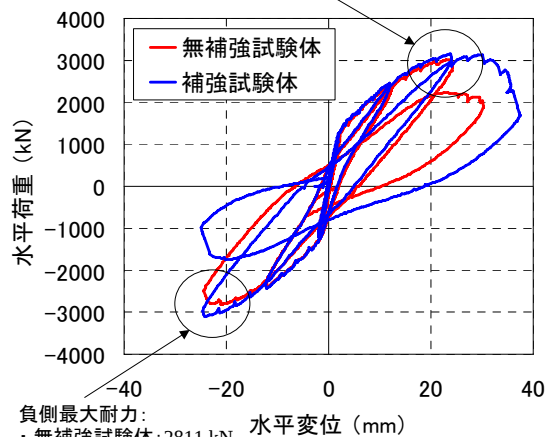
せん断耐力の評価値は、実験結果に比べ小さく算出して

表一 5 無補強試験体のせん断耐力評価

実験値	正側せん断耐力	3.03 MN
	負側せん断耐力	2.80 MN
	平均せん断耐力	2.92 MN
評価値	せん断耐力評価値	2.32 MN
	コンクリート負担分 S_c	1.45 MN 63%
	帯鉄筋負担分 S_s	0.51 MN 22%
	帯鉄骨負担分 S_r	0.33 MN 14%
	主鉄骨負担分 S_{sw}	0.03 MN 1%

正側最大耐力：

- ・無補強試験体：3026 kN
- ・炭素繊維シート補強試験体：3152 kN（曲げ耐力に相当）
- 炭素繊維シート負担分：126 kN



負側最大耐力：

- ・無補強試験体：2811 kN
- ・炭素繊維シート補強試験体：3107 kN（曲げ耐力に相当）
- 炭素繊維シート負担分：296 kN > 補強効果の設計値：266 kN

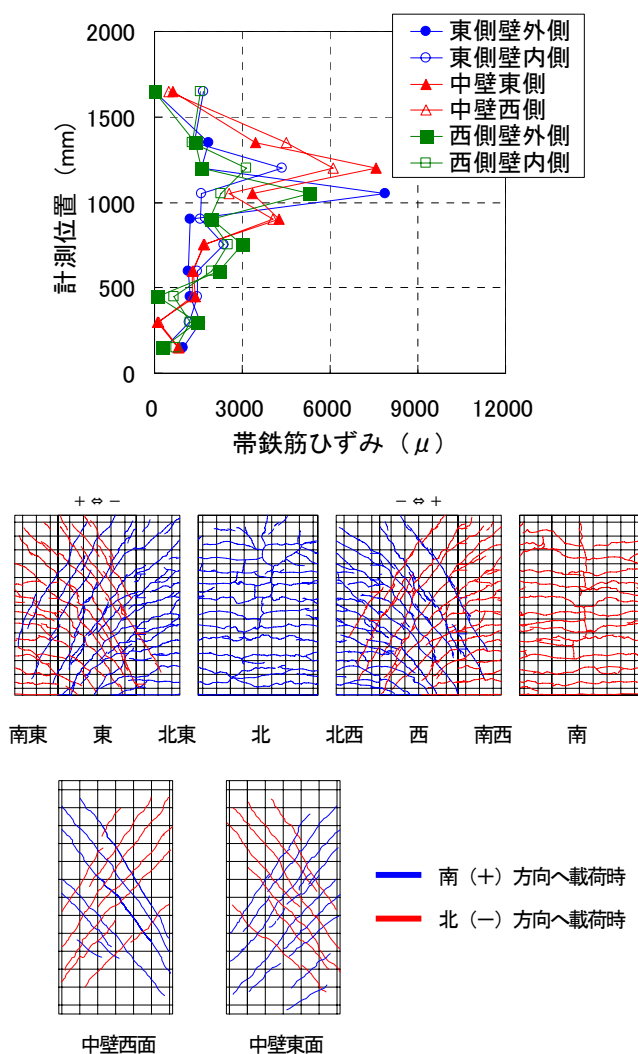
図一 14 炭素繊維シート補強効果の評価

いる。これは、せん断耐力の各負担分について、既往の設計基準や実験結果の下限値を基に、安全側の評価を行っているためである。すなわち、これらの方法により実橋の補強前後における SRC 構造部のせん断耐力評価および耐震補強設計を行うことが妥当であると判断した。

4.3 炭素繊維シート補強効果

本実験では、無補強試験体と補強試験体に対する正負交番載荷実験結果における最大耐力の差分により、炭素繊維シート補強効果を評価する。図一 14 に両試験体の荷重－変位関係とその耐力差を評価した結果を示す。

補強試験体では、最大耐力の大きさが、正負とも概ね $3,100 \text{ kN}$ 程度である。これは、試験体の曲げ耐力に相当する大きさであり、補強効果によりせん断耐力がファイバーモデルにより算出される計算曲げ耐力を上回る結果となっている。そのため、正側については、無補強試験体との差分が小さく 126 kN 程度となっている。ただし、正側でも、無補強試験体では、 $2\delta y \sim 3\delta y$ の間において、試験体がせん断破壊し急激に耐力が低下しているのに対し、補強試験体では、同変形区間でも最大耐力を安定して維持している。このことから、正側では補強効果により変形性能が向上し、破壊性状がせん断破壊から曲げ破壊に近い性状に移行していることが判る。一方、負側については、無補



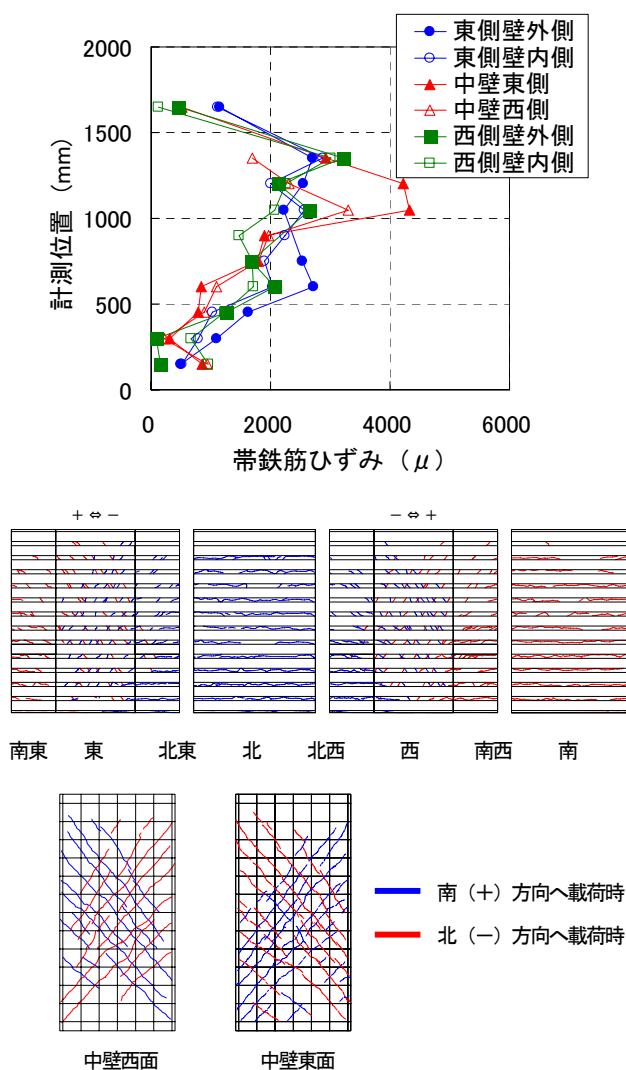
図ー 15 無補強試験体の帯鉄筋ひずみ分布とひび割れ性状 (1 δy 時)

強試験体では繰返しにより正側に比べ耐力が低下しているのに対し、補強試験体では正側と同等の耐力を維持しており安定している。そのため、負側の耐力差は、正側に比べて大きく 296 kN であり、これを本試験体における補強効果として判断した。

炭素繊維シート補強効果の設計式としては、前述したように補強指針⁷⁾による算定式 (1) 式がある。(1) 式に、試験体における炭素繊維シート補強の諸元 (表ー 3、炭素繊維シートの保証強度 : 3,400 N/mm²) を代入すると、炭素繊維シート補強によるせん断耐力の増加分の設計値は 266 kN となる。実験結果における補強効果は 296 kN であるため、補強試験体では炭素繊維シートの保証強度から算出される設計値以上の補強効果を確認することができた。

4.4 8 角形 2 室中空 SRC 断面の破壊過程

SRC 構造部は、8 角形 2 室中空断面という複雑な形状の断面を有しており、その破壊過程も、複雑になることが考えられる。本研究では、SRC 構造部の破壊過程について、実験結果におけるひび割れ分布図、および、帯鉄筋のひずみ分布に基づいた検討を行った。



図ー 16 補強試験体の帯鉄筋ひずみ分布とひび割れ性状 (1 δy 時)

図ー 15 に 1 δy 載荷時における無補強試験体の帯鉄筋ひずみの分布とひび割れ分布を示す。帯鉄筋ひずみの分布では、中壁に比べ、側壁の方が若干大きい、側壁と中壁における帯鉄筋ひずみの増加の状況は、概ね同様である。一方、ひび割れ分布図においても、発生数については、側壁外周の方が多くなっているが、ひび割れ発生箇所および角度については同様である。

図ー 16 に示す補強試験体の結果では、中壁のひび割れ発生やその進行が側壁よりも早く、帯鉄筋ひずみについても中壁の方が大きい傾向がある。しかし、その差は小さく、また、炭素繊維シートにより確認できる範囲が限られるが、ひび割れ分布を見ても側壁外面と中壁のひび割れ発生箇所、角度はほぼ同様である。

以上より、今回の実験では、炭素繊維シート補強の有無に関わらず、東西側壁と中壁がほぼ同様な挙動を示していたことが判る。つまり、中空断面が 3 枚の壁に分かれていても作用せん断力に対し、各々が一体となって有効に抵抗するため、外側のみへの炭素繊維シート補強でも、設計値以上のせん断耐力の増加を期待することができる。

5. 鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の耐震性能評価

実験結果に基づいて、炭素繊維シート補強後の実橋における主塔橋脚 SRC 構造部のせん断耐力、耐震性能の評価を行った。実橋でも試験体と同様にせん断耐力は、コンクリート負担分、帯鉄筋、帯鉄骨、斜め鉄骨などの水平鋼材負担分および軸方向鉄骨負担分の累加として評価する。

5.1 コンクリート負担分

実橋でのコンクリートによるせん断耐力負担分は、正負交番荷重実験における帯鉄筋ひずみが急増する時点の作用せん断力 1,450 kN を実橋へ適用して算出した。ただし、実験結果を実橋へ適用する際には、以下のような考え方により、寸法効果と実橋と試験体の圧縮強度の相違および部材係数を考慮している。

(1) 寸法効果

SRC 構造部は、実験時に側壁、中壁に斜めひび割れが分散して発生していることから、側壁、中壁を壁部材として評価することが妥当である。この場合、通常の棒部材に比べ寸法効果が小さくなり、実橋の評価を行う場合に同効果を小さく考慮することも考えられる。ただし、コンクリート標準示方書等におけるディープビームのせん断耐力算定式においても4乗根で寸法効果を小さくしていること、ならびに、本検討においても寸法効果を無視するまでの十分なデータがないことから、安全側の評価となる4乗根で寸法効果を考慮することとした。今回の実験では、試験体は実橋の 1/10 模型であったため、 $\sqrt[4]{1/10} = 0.562$ となり、これをコンクリート負担分に乗じることにより、寸法効果による影響を考慮した。

(2) 圧縮強度の相違による影響

試験体と実橋におけるコンクリートの強度の相違については、3乗根で考慮した。実橋におけるコンクリートの圧縮強度は、補強計画の策定時における予備調査により 30 N/mm²であることが判明している。これに対し、試験体のコンクリートの圧縮強度は 36 N/mm²であった。したがって、 $\sqrt[3]{30} / \sqrt[3]{36} = 0.941$ と考え、これに乗じて圧縮強度の相違による影響を考慮した。

(3) 部材係数

実橋の評価へ反映させるコンクリート負担分 1,450 kN は、無補強試験体において斜めせん断ひび割れが発生した時点の作用せん断力 1,450～1,700 kN の最小値である。また、前述したように補強試験体では補強効果により、コンクリート負担分が 1,600～2,100 kN と大きくなっており、コンクリート負担分 1,450 kN は安全側の評価である。コンクリート標準示方書のように、平均値に基づいて終局耐力を評価する場合、通常、部材係数 1.3 もしくは 1.1 を考慮しているが、コンクリート負担分やその寸法効果を実験結

表ー 6 実橋におけるせん断耐力の鋼材負担分

	帯鉄筋	帯鉄骨	斜め鉄骨
断面積 A_w	3854.4mm ²	21315mm ²	11163mm ²
降伏強度 σ_{sy}	345N/mm ²	235N/mm ²	235N/mm ²
有効高さ d	11906mm	1190mm	1190mm
間隔 a	150mm	4875mm	6000mm
鋼材の角度 θ	90°	90°	32°
せん断耐力負担分	92 MN	11 MN	6 MN

果に基づいて安全側に評価してため、コンクリート負担分については、部材係数を考慮しないものとした。

(4) コンクリート負担分の評価

SRC 構造部においてコンクリートが負担するせん断力は、実験結果において評価されたコンクリートのせん断応力負担分 $f_{dd} = 2.71 \text{ N/mm}^2$ に 8 角形 2 室中空断面におけるウェブ部断面積 $b_w \cdot d$ と寸法効果 $\alpha_d = 0.562$ 、圧縮強度の相違による影響 $\alpha_{fc} = 0.941$ を乗じて 77 MN となる。

$$S_c = \alpha_d \cdot \alpha_{fc} \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

5.2 鋼材負担分

帯鉄筋 (D29-6 本)、帯鉄骨 (H-294×200×8×12-3 本)、斜め鉄骨 (CT-144×204×12×10-3 本) によるせん断耐力の負担分は、道路橋示方書に基づき算出することとした。表ー 6 に実橋における評価結果を示す。

5.3 軸方向鉄骨負担分

実橋においても軸方向鉄骨と水平鉄骨が格子状に配置されているため、軸方向鉄骨材の全塑性時のモーメント分布より、軸方向鉄骨が負担し得るせん断応力 23.0 N/mm² (鉄骨の全断面積に対する値) を算出した。また、実験結果より、せん断耐力に寄与する軸方向鉄骨は側壁、中壁に配置された 9 本とする。すなわち、実橋における軸方向鉄骨のせん断耐力負担分は、軸方向鉄骨が負担し得るせん断応力に、断面積 (H-448×432×45×45, 55,410 mm²) および有効な本数に乗じることにより、11 MN となる。

5.4 炭素繊維シート補強効果

炭素繊維シート補強によるせん断耐力増加分は、前節で得られた知見により、(1) 式に実橋における炭素繊維シート補強の諸元(表ー 3, 有効高さは鋼材と同様に 11,906 mm とする)を適用することにより、22 MN となる。

5.5 補強後の鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の耐震性

表ー 7 に鶴見つばさ橋主塔橋脚基部における補強前と炭素繊維シート補強後のせん断耐力を示す。補強前のせん断耐力については、コンクリート、鋼材、軸方向鉄骨負担分を累加することにより求めている。また、補強後のせん断耐力については、補強前のせん断耐力に炭素繊維シート補強効果を累加して算出している。

表一 7 実橋におけるせん断耐力評価

	補強後の設計値	
コンクリート負担分 S_c	77 MN	39%
帯鉄筋負担分 S_w	92 MN	46%
帯鉄骨負担分 S_r	17 MN	9%
主鉄骨負担分 S_{sw}	11 MN	6%
補強前せん断耐力評価値	197 MN	
炭素繊維シート負担分	22 MN	
補強後せん断耐力評価値	219 MN	
地震時応答せん断力	206 MN	

補強前のせん断耐力は、コンクリートや軸方向鉄骨の負担分において実験結果を反映した結果、その負担率は異なるものの当初の補強計画における設計値 (194MN) とほぼ同等の値を示している。すなわち、実験後の評価でも、補強前のせん断耐力が橋梁全体系による時刻歴応答解析結果より得られた応答せん断力よりも小さく、レベル2地震時にせん断破壊すると判断される。これに対し、補強後のせん断耐力は、地震時応答せん断力以上となっている。

以上より、鶴見つばさ橋主塔橋脚基部において炭素繊維シート補強 (目付け量: 600 g/m², 1層当りの厚さ: 0.333 mm, 2層) を行うことにより、想定されるレベル2地震時においてせん断破壊を防ぐことを確認した。なお、SRC 構造部のケーソン頂版への定着部および鋼殻部への接合部については、補強後の SRC 構造部のせん断耐力に対して十分な大きさの定着力、せん断耐力を有していることを別途、確認している。

6. まとめ

本研究では、8角形2室中空断面を有する鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の 1/10 模型に対する正負交番載荷実験を行った。実験では、その外周部における炭素繊維シート補強の有無を相違とする2体の試験体を製作し、それぞれに対する正負交番載荷実験結果を考察することにより、SRC 構造部における補強前および補強後のせん断耐力を評価した。その結果、以下のような知見が得られた。

- (1) 鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部のせん断耐力について、コンクリート負担分を 1/10 模型に対する実験結果、鋼材負担分をトラス理論、軸方向鉄骨負担分を格子状鉄骨構造に対する全塑性モーメントの考え方から算出することにより、安全側に評価できる。
- (2) 8角形2室中空 SRC 断面における側壁および中壁の帯鉄筋ひずみ分布、ひび割れ性状は、ほぼ同様であった。すなわち、側壁および中壁が一体となって挙動し、せん断力に抵抗することが明らかとなった。
- (3) 8角形2室中空 SRC 断面でも、側壁と中壁が一体となって挙動することにより、外側のみに炭素繊維シート補強を施しても、今回の補強量であれば補強指針^⑥に示される補強効果算定式による設計値以上のせん断

耐力の向上効果を期待できることを確認した。

- (4) 実験結果に基づいて、鶴見つばさ橋主塔橋脚基部の補強前後のせん断耐力について評価を行った。その結果、補強前における SRC 構造部のせん断耐力は想定されるレベル2地震動による応答せん断力より小さく、せん断破壊する可能性があるのに対し、補強後におけるせん断耐力は、その効果により応答せん断力以上となることが分かった。すなわち、想定される炭素繊維シート補強 (目付け量: 600 g/m², 1層当りの厚さ: 0.333 mm, 2層貼り) を行うことにより、レベル2地震時におけるせん断破壊を防ぐことができる。

謝辞: 本検討は、「首都高速道路の橋梁に関する調査研究」委員会 (委員長: 東京大学 藤野陽三教授) にて審議され、各委員、幹事には様々なご助言をいただいた。特に、上記委員会の副委員長でもある東京大学 前川宏一教授には、中空 SRC 構造部の耐震性能評価、実験結果の評価等にご指導いただいた。また、(株) 長大 矢部正明部長には、本実験の基本計画において、様々なご助言をいただいた。ここに、深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No.794/ I-72, pp.1-19, 2005.7
- 2) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/ I-73, pp.1-20, 2005.10
- 3) 溝口孝夫, 中野博文, 上野健治, 山野辺慎一: 鶴見つばさ橋主塔橋脚耐震補強工事, コンクリート工学, Vol.44, No.12, pp.48-54, 2006.12
- 4) 村田清満, 池田学, 渡邊忠明, 戸塚信弥: 鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力, 土木学会論文集, No.626/ I-48, pp.207-218, 1999
- 5) 並川賢治, 崎濱秀仁, 溝口孝夫, 土屋智志, 臺原直, 矢部正明: 中空 SRC 橋脚の破壊形態と耐力評価の一方方法, 構造工学論文集, Vol.50 A, pp.1051-1058, 2004.4
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書【構造性能照査編】, 2002.
- 7) 土木学会: コンクリートライブラリー101 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.
- 8) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 2002.
- 9) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 2002.2
- 10) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2001.

(2006年9月11日 受付)