（11）鋼角ストッパーの耐荷特性に関する一考察

松枝　修平[1]・田所　敏弥[1]・岡本　大[1]・谷村　幸裕[1]・西　恭彦[2]

[1]正会員　鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　（〒185-8540 東京都国分寺市光町2－8－38）
E-mail:smatsued@rtri.or.jp

[2]鉄道建設・運輸施設整備支援機構　鉄道建設本部　設計技術部
（〒231-8315神奈川県横浜市中区本町6－50－1）

コンクリート充填鋼管（以下，CFT）構造である鋼角ストッパーは，地震時におけるせん断力の照査により断面諸元が決定される場合が多い．現行の鋼角ストッパーの設計では，中詰めコンクリートを考慮せずせん断耐力を算定し，照査するため，耐力を過小評価している可能性がある．そこで，本研究では，鋼角ストッパーのせん断耐力の精度よい評価法を提案することを目的に，比較的せん断スパン比が小さいCFT梁の載荷実験を行った．その結果，設計式は，せん断スパン比によらず，鋼管の降伏荷重を概ね妥当に評価できることを確認した．また，コンクリートと鋼管の付着性状に着目した有限要素解析により，耐荷機構に及ぼす付着の影響について検討した．その結果，鋼角ストッパーの耐荷機構において，コンクリートと鋼管の付着の影響は小さい可能性があることがわかった．

Key Words :*Shear carrying capacity, CFT(Concrete Filled steel Tube), square steel stopper, Deep beam, Finite element method analysis*

1. はじめに

地震時における橋梁上部工の変位制限や落橋防止を目的として設置される，コンクリート充填鋼管（以下，CFT）構造である鋼角ストッパーは，せん断力の照査により断面諸元が決定される場合が多い．現行の鋼角ストッパーの設計においては，中詰めコンクリートを考慮せず鋼部材としてせん断耐力を算定し，照査を行うため，せん断耐力を過小評価している可能性がある．

そこで，本研究では，鋼角ストッパーのせん断耐力の精度よい評価法を提案することを目的に，せん断スパン比をパラメータとして，比較的せん断スパン比が小さいCFT梁の載荷実験を行った．そして，鋼管のひずみ性状から，鋼角ストッパーの耐荷機構，およびせん断耐力について検討を行った．さらに，コンクリートと鋼管の付着性状に着目した有限要素解析を行い，付着特性が，耐荷機構，およびせん断耐力におよぼす影響について，鋼管のひずみ性状から考察を行った．

2. 実験概要

実験に用いた供試体は，コンクリート充填角形鋼管（350mm×350mm，STKR490）とした．また，角形鋼管の両端部には平鋼板(t=12mm)を溶接し，コンクリートを充填した．

実験に用いた供試体の諸元を表-1に示す．実験パラメータとして，せん断スパン比を0.25，0.50，0.75および1.00とした．また，せん断耐力の算定に用いた鋼材の降伏強度および中詰めコンクリートの圧縮強度は，実強度を用いた．

載荷は，変位制御の一方向静的単調載荷（2点載荷）とした．載荷装置を図-1に示す．また，載荷板および支圧板は幅70mm，板厚25mmの鋼板を用い，支圧板下にはテフロンシートを敷き水平方向を可動とした．実験では，荷重，供試体の鉛直変位，角形鋼管のひずみの測定を行った．ひずみゲージの貼付位置を図-2に示す．また，載荷の終了は，鋼管の載荷点付近の変形が顕著になり，荷重が増加しなくなった時点とした．

表-1 供試体諸元

供試体	鋼管板厚 (mm)	せん断スパン比 a/d	鋼材の降伏強度 f_{sy}(N/mm^2)	コンクリートの圧縮強度 f'_c(N/mm^2)
M1	16	0.25	440	24.4
M2	16	0.50	440	24.4
M3	16	0.75	440	24.4
M4	16	1.00	440	24.4

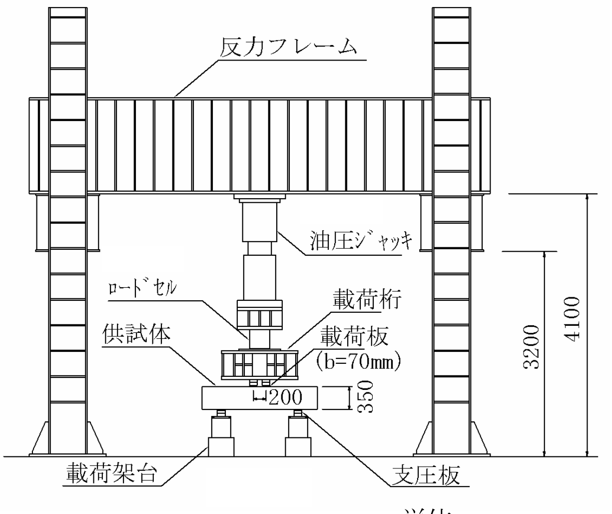


図-1　載荷装置　　単位：mm

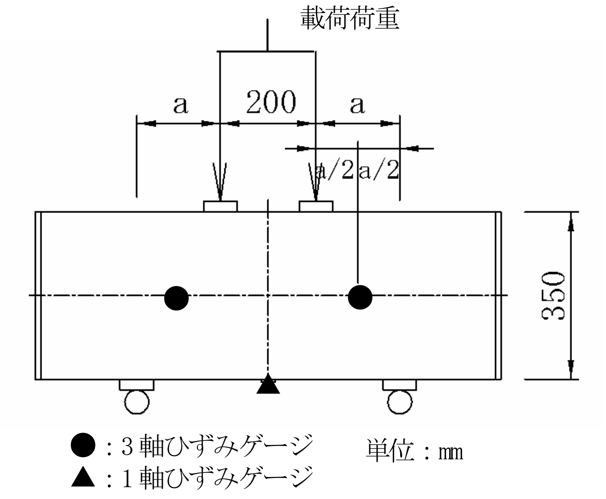


図-2　ひずみゲージの貼付位置

3. 実験結果

(1) せん断耐力の算定

現行の鉄道設計標準[1]では，鋼角ストッパーの設計せん断耐力は，中詰めコンクリートを無視し鋼管のせん断抵抗面積から式(1)のように算出する．

$$V_{yd} = A_{sv} \cdot f_{svyd} / \gamma_b \qquad (1)$$

ここに，A_{sv}：鋼断面において，せん断力を負担すると考えられる有効断面積(mm²)，本検討では側面鋼板の断面積，f_{svyd}：鋼材の設計せん断降伏強度（$f_{syd}/\sqrt{3}$）(N/mm²)，γ_b：部材係数で，一般に1.0．なお，本検討では添え字dを省略し，せん断耐力の計算値をV_yとした．

(2) 設計値の評価

図-3から**図-6**に，M1，M2，M3およびM4のせん断力-鉛直変位関係をそれぞれ示す．鉛直変位は供試体軸線位置のたわみ量とし，支点付近の鋼管の沈下の影響を考慮するために，載荷点位置の変位量から支点位置の変位量を減じた値である．なお，実験では荷重の増加に伴い側面鋼板の面外方向の変形（はらみ出し）が大きくなっていることから，鉛直変位については過大評価している可能性がある．

また，**図-3**から**図-6**には，側面鋼板の主ひずみが降伏ひずみに達した時点，つまり，鋼管がせん断降伏した時点のせん断力（以下，側面鋼板の降伏とする）（◇），下面鋼板が降伏ひずみに達した時点，つまり，鋼管が曲げ降伏した時点のせん断力（以下，下面鋼板の降伏とする）（○），および鉛直変位11mmまでにおける最大せん断力V_{exp}（□）をそれぞれ示す．また，破線は，せん断耐力の計算値V_y，およびコンクリートを考慮した場合のせん断耐力の計算値V_y+V_dを示す．なお，本検討におけるコンクリートを考慮した場合のせん断耐力の計算値V_dは，式(2)に示す鉄道設計標準のRCディープビーム式[1]を参考に，上下鋼板を軸方向鉄筋に換算し計算した値である．

$$V_{dd} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w)\beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \qquad (2)$$

$$f_{dd} = 0.19\sqrt{f'_{cd}} \ \text{(N/mm}^2\text{)}.$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \ (\leq 1.5)$$

$$\beta_w = 4.2\sqrt[3]{100 p_w} \cdot (a/d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \ (\leq 0)$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u \ (N'_d \geq 0\text{の場合}) \ (\leq 2)$$

$$\beta_n = 1 + 4M_0/M_u \ (N'_d < 0\text{の場合}) \ (\geq 0)$$

$$\beta_p = \left(1 + \sqrt{100 p_c}\right)/2 \ (\leq 1.5)$$

$$\beta_a = 5/\left(1 + (a/d)^2\right)$$

ここで，V_{dd}：設計せん断圧縮破壊耐力(N)，b_w：腹部の幅(mm)，d：載荷点における有効高さ(mm)，a：支持部前面から載荷点までの距離(mm)，p_c：せん断引張鋼材比$p_c = A_s/(b_w \cdot d)$，A_s：引張側鋼材の断面積(mm²)，p_w：せん断補強鉄筋比$p_w = A_w/(b_w \cdot s_s)$，ただし，$p_w < 0.002$となる場合は$p_w = 0$とする，$A_w$：区間$S_s$における部材軸と直行するせん断補強鉄筋の総断面積(mm²)，本検討ではV_yで考慮するため0とする，s_s：部材軸と直交するせん断補強鉄筋の配置間隔(mm)，M_u：曲げ耐力，M_0：設計曲げモーメントM_dに対する引張縁において，軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント，本検討では0である，N'_d：設計軸方向圧縮力，本検討では0である，f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)，γ_b：部材係数で，本検討では1.0とする．

図-3から**図-5**に示すように，せん断力の増加に伴い，まず，側面鋼板が降伏（◇）した．この点付近において

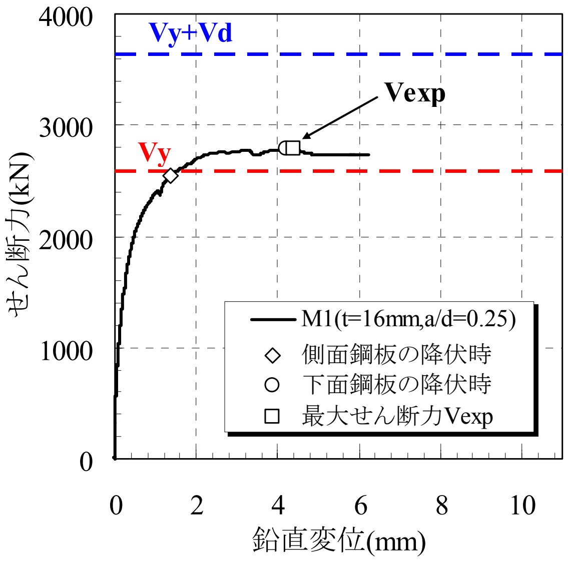


図-3　せん断力-鉛直変位関係（M1）

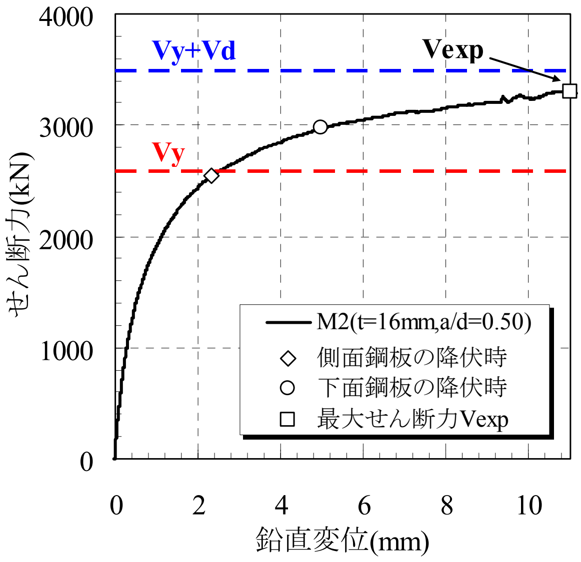


図-4　せん断力-鉛直変位関係（M2）

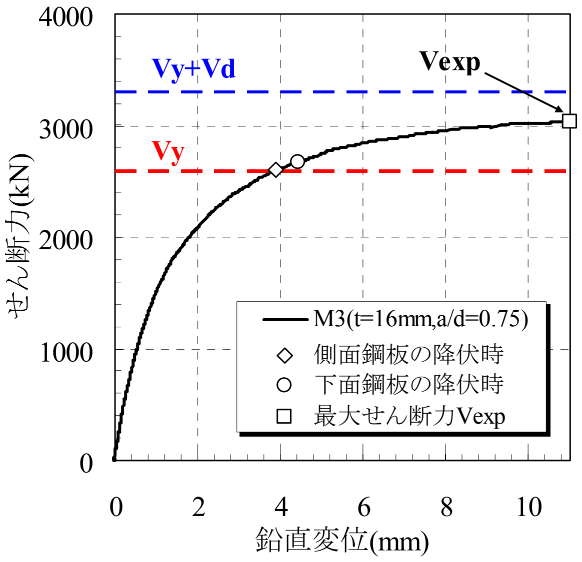


図-5　せん断力-鉛直変位関係（M3）

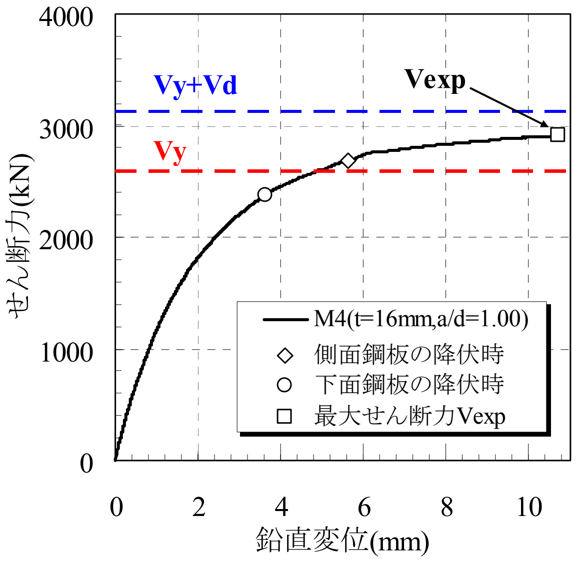


図-6　せん断力-鉛直変位関係（M4）

表-2　実験結果と計算値の比較

	計算値			実験値	V_{exp}/V_y	$V_{exp}/(V_y+V_d)$
	V_y	V_d	V_y+V_d	V_{exp}		
M1	2,586	1,033	3,619	2,792	1.08	0.77
M2	2,586	873	3,459	3,305	1.28	0.96
M3	2,586	693	3,279	3,034	1.17	0.93
M4	2,586	538	3,124	2,910	1.13	0.93

V_y：せん断耐力の計算値(kN)，V_d：RCディープビーム式より計算したせん断耐力(kN)
V_{exp}：せん断力-鉛直変位曲線における最大せん断力(kN)，ただし，鉛直変位 11mm までの最大せん断

曲線の傾きは緩やかになるが，せん断力は徐々に上昇し，下面鋼板が降伏（○）した．曲げ降伏後もせん断力は緩やかに上昇し，最大せん断力になった．せん断力-鉛直変位曲線より，先にせん断降伏（◇）することから，降伏形態はせん断降伏先行型であると考えられる．また，せん断降伏した後も，せん断力は緩やかに上昇し，

荷重低下はみられなかった.

一方，図-6に示すM4は，側面鋼板が曲げ降伏した後にせん断降伏しており，曲げ降伏先行型である．しかし，降伏後もせん断力-鉛直変位曲線は緩やかに上昇し，M1，M2およびM3と同じ傾向であった.

せん断耐力の計算値と実験結果を比較すると，すべての供試体において，V_y は側面鋼板の降伏時のせん断力とほぼ等しく，せん断スパン比に関係なく，計算値は鋼角ストッパーのせん断降伏を妥当に評価していることがわかった．一方，中詰めコンクリートを考慮した場合のV_y＋V_dは，V_{exp}よりも大きく，RCディープビーム式より計算した中詰めコンクリートの耐力分担分を足し合わせて評価することはできないと考えられる．RCディープビーム式では，鉄筋とコンクリートの付着が十分であることが前提だが，鋼角ストッパーの場合には付着が不十分であるため，このような結果になったと考えられる.

表-2に，側面鋼板の降伏時のせん断力とV_yを比較した結果，および最大せん断力V_{exp}とV_y＋V_dを比較した結果を示す．表-2より，V_{exp}とV_yの比は1.08～1.28であり，本実験においては，実験値は耐力の算定値に比べて10%～30%程度大きくなる．また，V_{exp}とV_y＋V_dの比は0.77～0.96であり，RCディープビーム式を用いてせん断耐力を計算した場合，鋼角ストッパーのせん断耐力を過大評価する可能性があることがわかった.

4. 有限要素解析による考察

(1) 解析概要

有限要素解析は，汎用のFEM解析プログラムDIANA(Ver.9)を用い，モデルはコンクリート充填角形鋼管の1/2モデルとし，三次元的な影響が無視できないため三次元の非線形解析とした．解析対象は，本実験の基準供試体であるM2とした．解析パラメータは，鋼管と中詰めコンクリート間の付着がある場合（以下，付着あり）と付着がない場合（以下，付着なし），および中詰めコンクリートを無視した鋼管のみの場合の3ケースとした.

有限要素解析のモデルは，コンクリートは8節点アイソパラメトリックソリッド六面体要素，鋼管，載荷板および支圧板は4節点四辺形アイソパラメトリック曲面シェル要素，鋼管と中詰めコンクリート間は付着特性を比較するために三次元形状のインターフェース要素を適用した．求解法としてニュートン法を採用した．コンクリートに対するひび割れ伝達，圧縮および引張構成則とし

表-3　コンクリートおよび鋼管の材料特性

			コンクリート		鋼管
			圧縮側	引張側	
ヤング係数	E	N/mm^2	2.8×10^4		2.0×10^5
ポアソン比	ν		0.2		0.3
破壊エネルギー	G_f	N/mm	50.0	0.15	-
圧縮強度	f'_c	N/mm^2	24.4	-	-
引張強度	f_t	N/mm^2	-	2.2	-
降伏強度	f_{sy}	N/mm^2	-	-	440.0

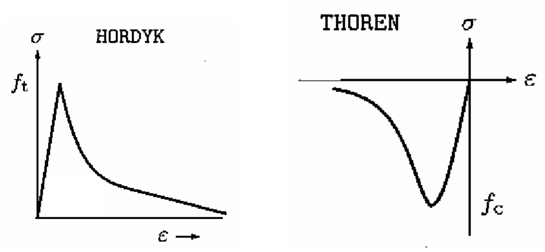


図-7　コンクリートの材料特性のモデル

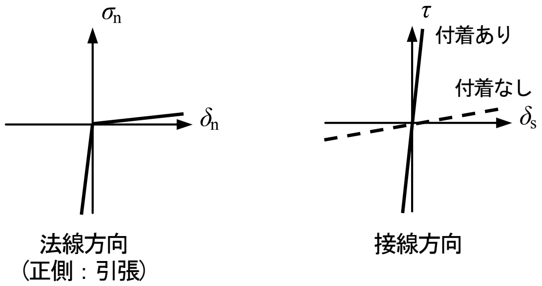


図-8　鋼管と中詰めコンクリートの境界条件のモデル

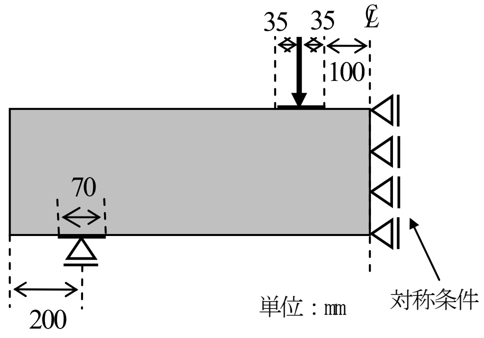


図-9　解析モデル図（1/2モデル）

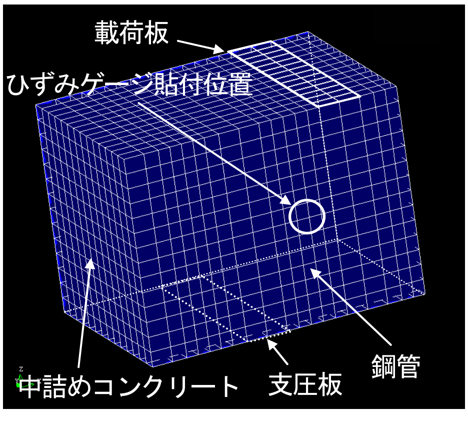
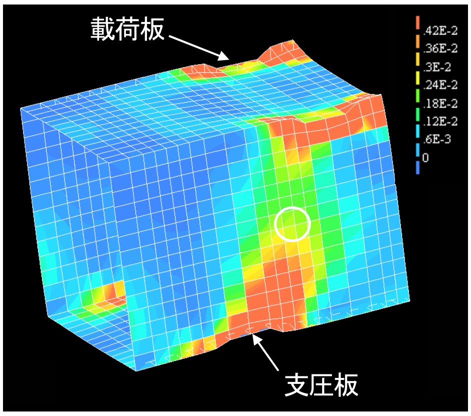
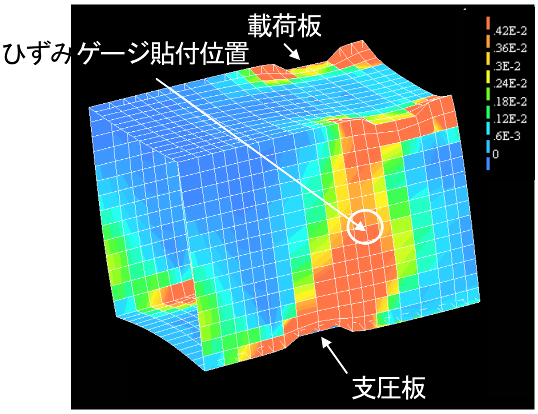


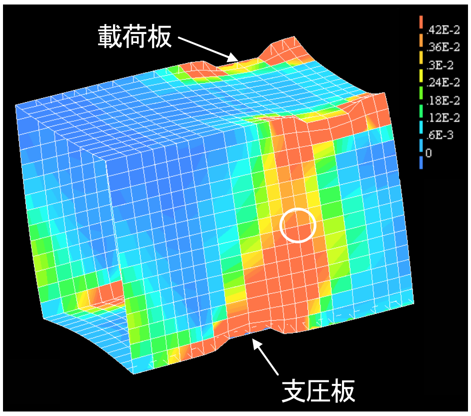
図-10　要素分割図



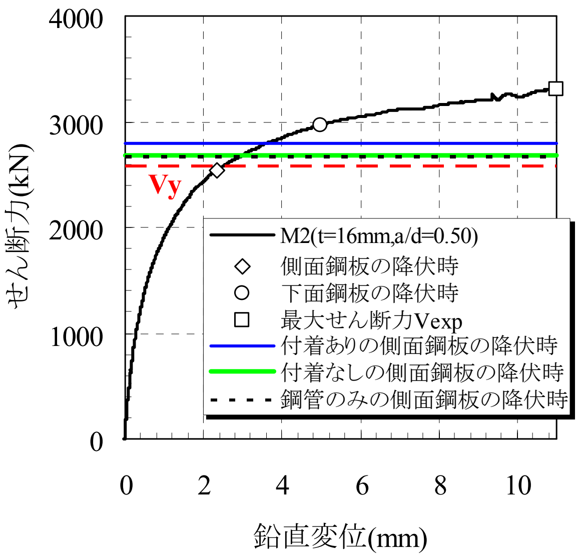
図−11　V=2,680kNにおける主ひずみの分布図（付着あり）



図−12　V=2,680kNにおける主ひずみの分布図（付着なし）



図−13　V=2,680kNにおける主ひずみの分布図（鋼管のみ）



図−14　実験結果と計算値および解析値の比較（M2）

て，全ひずみ理論に基づく回転ひび割れモデル，引張側コンクリートにHordijkモデルおよび圧縮側コンクリートにThorenfeldtモデル（**図−7**参照）をそれぞれ適用した．鋼管はVon misesモデルを適用し，バイリニアにてモデル化した．コンクリートおよび鋼管の材料特性値を**表−3**に示す．また，鋼と中詰めコンクリート間のインターフェース要素は弾性モデルとし，鋼とコンクリートの境界面に対して，法線方向の圧縮側は非常に大きな剛性，引張側は非常に小さな剛性，せん断方向は，付着ありを想定したモデルには非常に大きな剛性，および付着なしを想定したモデルには非常に小さな剛性の2パターン（**図−8**参照）とした．

載荷は模型実験と同様に変位制御とし，支点部は水平方向可動とした．解析モデル図および要素分割図を**図−9**および**図−10**に示す．なお，要素は1要素25mm程度に分割した．

(2) 解析結果

設計上のせん断耐力は，側面鋼板が降伏した時点のせん断力として定義していることから，解析では，側面鋼板の降伏時に着目して実験値と解析値を比較することとする．

図−11，**図−12**および**図−13**に，せん断力V=2,680kNにおける，付着あり，付着なしおよび鋼管のみの各解析ケースの鋼管の主ひずみの分布を示す．せん断力V=2,680kNの荷重状態とは，付着なしおよび鋼管のみのケースにおいて，ひずみゲージ貼付位置の主ひずみが降伏ひずみ0.0042に達した状態である．青色が主ひずみゼロであり，赤くなるにしたがい主ひずみが増加し，赤色は主ひずみが降伏ひずみ以上の領域である．ひずみ分布より，主ひずみは載荷板から支圧板を結ぶ線上に卓越し，また，ひずみレベルは降伏ひずみ以上となっていることから，鋼管は，せん断降伏していると考えられる．

図−11および**図−12**より，主ひずみ分布を比較すると，

付着ありの場合には付着なしの場合に比べて赤色の領域が小さくなっている．これは，付着ありの場合には，鋼管から中詰めコンクリートへ荷重が伝達され，中詰めコンクリートが分担する荷重の割合が付着なしの場合に比べて大きいことによると考えられる．その結果，同一の荷重レベルにおいては，鋼管の負担するせん断力が小さくなることが考えられる．

また，**図-13**に示すように，中詰めコンクリートを無視した鋼管のみの場合においても，付着なしと同様の主ひずみ分布になることがわかった．

すべてのケースにおける主ひずみの分布状態を比較すると，**図-11**は降伏領域（赤色の領域）が若干異なるが，ほぼ同じ主ひずみの分布形状になったのは，鋼管は中詰めコンクリートに比べて剛性が大きく，鋼管の方が荷重を受け持つ割合が多いためと考えられる．よって，本研究のようなせん断スパンが小さい梁に限っては，付着の有無，または，中詰めコンクリートの有無の影響は小さいと考えることができる．

図-14に，M2の実験結果におけるせん断力-鉛直変位関係とせん断耐力の計算値を示す．また，同図中に，解析値として，付着あり，付着なしおよび鋼管のみの場合の側面鋼板の降伏時のせん断力を示す．V_yと解析値を比較すると，概ね等しいことがわかる．また，付着ありと付着なしを比較すると，付着ありの方が若干大きいが，大差ないことがわかる．よって，鋼角ストッパーのせん断耐力に対しては，鋼管と中詰めコンクリートの付着の影響は小さい可能性があることがわかった．

また，解析値は，実験結果による側面鋼板の降伏時の荷重とほぼ等しく，妥当に評価できていることがわかった．

解析では，せん断降伏時に着目して実験値および計算値と解析値を比較したが，今後，せん断降伏以降の挙動についても検討し，解析に用いる材料構成則を含めて研究を進める予定である．

5. まとめ

本検討では，鋼角ストッパーを模擬した，せん断スパン比が比較的小さなCFT梁の載荷実験および有限要素解析を行った．検討の結果，以下の知見が得られた．

(1) 鋼管がせん断降伏した後も，荷重は脆性的に低下せず，緩やかに上昇することがわかった．
(2) 現行の設計せん断耐力は，鋼角ストッパーのせん断耐力を妥当に評価していることがわかった．また，最大せん断力V_{exp}はせん断力の計算値V_yより10%～30%程度大きくなる可能性があることがわかった．
(3) RCディープビーム式を用いて中詰めコンクリートを考慮する場合，鋼角ストッパーのせん断力を過大評価する可能性があることがわかった．
(4) 有限要素解析により，中詰めコンクリートと鋼板の間の付着の影響を検討した結果，付着ありの方が降伏する領域が小さいことがわかった．しかし，側面鋼板の降伏荷重に着目すると，鋼管と中詰めコンクリートの付着の影響はほとんどない可能性がある．

参考文献

1）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.

A CONSIDERATION ON LOAD CARRYING CAPACITY OF CONCRETE-FILLED SQUARE STEEL TUBE

Shuuhei MATSUEDA, Toshiya TADOKORO, Masaru OKAMOTO,
Yukihiro TANIMURA and Takahiro NISHI

A cross-section of the square steel stopper, being concrete filled tube (CFT) structure, is usually designed by regarding the shear carrying capacity. The design standard, which does not consider the effect of internal concrete, tends to yield a conservative evaluation.

In this study, four points bending tests of the square steel stopper with shear span ratio of 0.25 to 1.0 have been conducted. The design standard can demonstrate the experimental results, the load when the strain on the steel plate of the tube reaches the yield point. The result of FEM analysis showed that the effect of bond stress existing between internal concrete and steel tube on failure mechanism was small.