

『MaRCSⅡ構法』の改良 -前田式 柱 RC 梁 S 構造-

茂木 順一*1・古宮 嘉之*1・成瀬 忠*1・堀 伸輔*1・今村 輝武*1

Improvement of R/C-Column and S-Beam Frame Method [MaRCS Ⅱ]

Junichi MOGI, Yoshiyuki KOMIYA, Tadashi NARUSE, Shinsuke HORI, Terutake IMAMURA

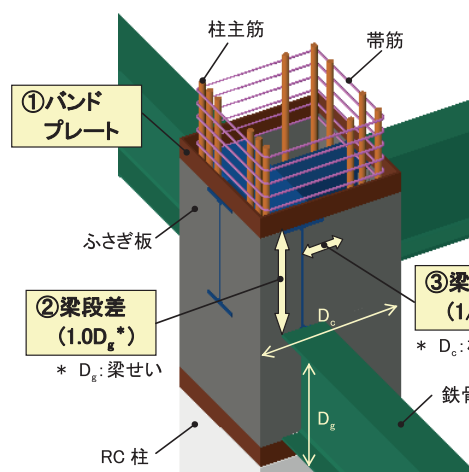
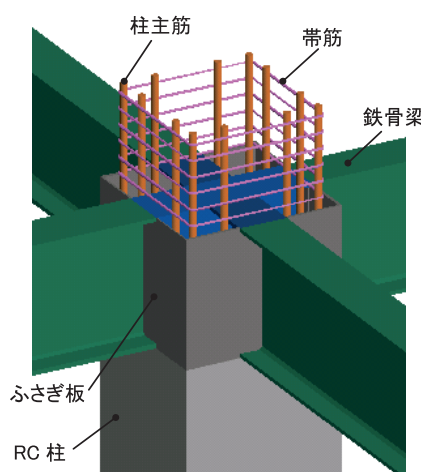
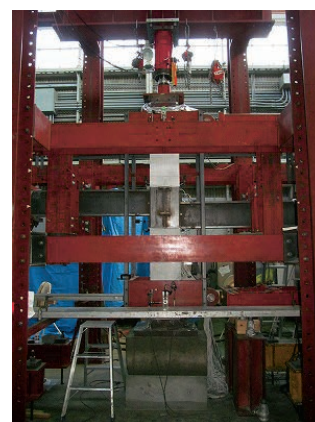
図-1 「MaRCSⅡ構法」の改良点
(側柱)図-2 「MaRCSⅡ構法」
(ふさぎ板形式)

写真-1 柱梁接合部実験状況

研究の目的

柱 RC 造・梁 S 造の混合構造「MaRCSⅡ構法」は、物流・商業施設に対して S 造よりコストダウンできる構法として開発され、2008 年 11 月に建築技術性能証明（(財)日本建築総合試験所）を取得した（図-1）。本構法は高軸力を負担できる RC 柱とロングスパンを可能とする S 梁を接合する構造であり、ふさぎ板により補強された接合部は、せん断補強筋や型枠工事の省略を可能としている。また、コスト面では特に大型物流施設に対する効果が大きく、これまでに 5 件の採用実績がある。今後さらなるコストダウンを図るために「1. 柱断面寸法の低減」、 「2. 設計における自由度の拡大」が望まれた。そこで、本報ではこれらの課題に応えるべく、現行の「MaRCSⅡ構法」を改良し、その結果について報告する。

技術の説明

現行の「MaRCSⅡ構法」に対して、次の 3 点の改良を行った（図-1）。①柱梁接合部の上下に鋼製バンド（以下、バンドプレート）を設けることにより、柱梁接合部のせん断および支圧強度を増加する。これにより、柱断面積を 10%程度小さくすることを可能とした。また、ふさぎ板形式（図-2）に限定して以下の設計自由度の拡大を行った。②柱梁接合部の梁は梁せい分まで鉛直方向の段差を設けることができる。また、梁せいは柱梁接合部高さの 1/2 までとすることができる。この結果により物流施設に配置されるトラックバースなどの大きな床段差にも対応が可能となる。③柱芯と梁芯を水平方向に柱せいの 1/4 まで偏心させることが可能である。これにより、外周梁の外壁を支える金物を大幅に削減することができる。

主な結論

構造実験（写真-1）により柱梁接合部耐力および変形性能を確認し、提案した耐力評価式で接合部耐力を安全側に評価できることを確認した。これらの結果をもとに 2013 年 1 月に建築技術性能証明（(財)日本建築総合試験所）を改定した。なお、本構法は前田建設工業(株)・(株)銭高組・東洋建設(株)の共同開発である。

*1 本店 建築技術部 技術開発グループ

『MaRCS II 構法』の改良 - 前田式 柱 RC 梁 S 構造-

茂 木 順 一^{*1} 古 宮 嘉 之^{*1}成 瀬 忠^{*1} 堀 伸 輔^{*1}今 村 輝 武^{*1}

要 旨

柱 RC 造・梁 S 造の混合構造「MaRCS II 構法」は物流・商業施設に対して S 造よりコストダウンできる構法として開発され、積極的に大型施設に採用されている。今後、さらなるコストダウンを図るために現行の「MaRCS II 構法」に対して次の 3 点の改良を行った。①柱梁接合部の上下に鋼製バンド（以下、バンドプレート）を設けることにより、柱断面積を 10%程度小さくすることを可能とする。②ふさぎ板形式において、梁せい分まで鉛直方向の段差を設けることができる。また、段差梁せいは柱梁接合部高さの 1/2 まで小さくすることができる。③ふさぎ板形式において、柱芯と梁芯を水平方向に柱幅の 1/4 まで偏心させることができる。

本報では、これらの改良点を検証するために構造実験を実施し、柱梁接合部耐力および変形性能の確認、また提案した耐力評価式で安全側に評価できることを確認したので報告する。これらの結果をもとに 2013 年 1 月に(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を改定した。

キーワード 柱 RC 梁 S 構造／柱梁接合部／バンドプレート／梁段差／偏心梁／物流・商業施設／MaRCS

目 次

- | | |
|---------|------------|
| 1. はじめに | 4. 目標性能の確認 |
| 2. 実験概要 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | 6. おわりに |

Improvement of R/C-Column and S-Beam Frame Method [MaRCS II]

Junichi MOGI
Tadashi NARUSE
Terutake IMAMURA

Yoshiyuki KOMIYA
Shinsuke HORI

Synopsis:

“MaRCS II”, R/C column and S beam mixed structure, was developed as a method which can reduce costs against Steel Structure for logistics and commercial facilities. This method has been positively adopted in a lot of large-scale facilities. This method was improved in following three points, in order to make it more reduce costs. It makes possible ①to reduce the cross-section of column about 10% by using the “Band plate” at the top and bottom of the beam-column joint, ②to provide a gap, as same as height of beam, in the vertical direction and reduced gap of height of beam up to 1/2 of the height of the joints. Furthermore, ③1/4 of the width of the column is eccentricity in horizontal direction as for the center of the column and the center of the beam.

It is reported in this paper that structural experiments were executed to verify the performance of column-beam joint in strength and deformation. It was confirmed that the proposed formula for strength gave a conservative estimation. The “Assessment of Technology for Building Construction” proved by GBRC was revised based on these results in January, 2013.

* 1 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発グループ

1. はじめに

柱を RC 造、梁を S 造とする混合構造は、通常の鉄骨造に対して、柱を比較的安価な RC 造とし、梁を長スパンとすることのできる合理的な構造である。前報¹⁾では柱梁接合部内を S 梁が十字型に貫通した形式である「MaRCS II 構法」を開発し、図-1 に示す(a)ふさぎ板形式と(b)せん断補強筋形式の 2 種類について、構造性能を確認した。現在、実物件に積極的に採用されているが、さらなるコストダウンを図るために「1. 柱断面寸法の低減」、 「2. 設計における自由度の拡大」を目標に、下記に示す改良を行った。図-2 に改良する柱梁接合部の形状を示す。

1. 柱断面寸法の低減

①バンドプレート*を柱梁接合部の上下に設置することで、柱断面の縮小を可能とする。

(* 接合部上下のコンクリートを拘束するために柱頭部および柱脚部の四方を囲う鋼板)

2. 設計における自由度の拡大 (ふさぎ板形式のみ)

②鉛直方向に梁せい分までの段差を設けることを可能とする。また、梁せいは柱梁接合部高さの 1/2 まで縮小可能とする。

③柱心と梁心を柱幅の 1/4 までの偏心を許容する。

これらの構造性能は、改良項目を反映した柱梁接合部試験体を用いた構造実験により確認した。以下に実験結果と柱梁接合部耐力の評価について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

表-1 に試験体諸元、図-3 に試験体形状を示す。試験体は、実物の 1/3 程度の縮尺を想定した計 7 体 (十字形 6 体、ト字形 1 体) である。各試験体とも、鉄骨梁が柱梁接合部を貫通したふさぎ板形式の試験体としている。パラメータは、架構形状、柱および梁の断面形状、ふさぎ板上

下のバンドプレートの有無、左右梁の段差の有無、柱梁接合部高さに対する直交梁せいの比、梁の偏心の有無およびその加力方向である。

No.6 試験体は十字形で $F_c=36\text{N/mm}^2$ の基準試験体である。No.7 試験体はバンドプレート (PL-4.5(SS400))、高さ 65mm を追加した試験体である。No.8 試験体は左右の加力梁段差を $1.0D_g$ (D_g : 加力梁せい) , No.9 試験体は左右の加力梁段差を $0.5D_g$ とした試験体である。No.10 試験体は直交梁の梁せいを $0.6D_g$ とした試験体である。No.11 および No.12 試験体は梁を偏心させた試験体である。No.11 試験体は加力梁を $1/4B_c$ (B_c : 柱幅) 偏心させた十字形試験体、No.12 試験体は $F_c=24\text{N/mm}^2$ とし、直交梁を $1/4D_c$ (D_c : 柱せい) 偏心させたト字形試験体である。破壊形式は No.6, No.7, No.10, No.11 試験体は接合部せん断破壊型、No.8, No.9, No.12 試験体は接合部支圧破壊型として計画した。

2.2 材料特性

使用した材料 (コンクリート・鉄筋・鋼板) の力学特性を表-2~表-4 に示す。No.11 および No.12 試験体は接合部内のコンクリート打設が困難であるため、ふさぎ板上方 50mm の位置で 2 回に分けて打設した。打継ぎ面では目粗し処理を行い、後打ち部の打設前には清掃および散水を行った。表-2 では先打ちと後打ちのコンクリートについてそれぞれ示している。

表-1 試験体諸元

試験体名	架構形状	F_c (N/mm^2)	断面形状			実験因子	破壊形式
			柱 $B_c \times D_c$ (mm)	加力梁 (mm)	直交梁 (mm)		
No.6	十字形	36	350×350	BH-320×110×6×22	BH-320×110×6×22	基準試験体	せん断
No.7						バンドプレート (65mm)	せん断
No.8						加力梁段差 (1.0D)	支圧
No.9						加力梁段差 (0.5D)	支圧
No.10						直交梁せい縮小 (0.6D)	せん断
No.11	ト字形	24	400×350	BH-320×100×6×22	BH-190×100×6×9	加力梁偏心 (1/4B _c)	せん断
No.12					BH-320×100×6×22	直交梁偏心 (1/4D _c)	支圧

・階高: $h=2100\text{mm}$ 、スパン: $l=3500\text{mm}$ 、 B_c : 柱幅、 D_c : 柱せい

・加力梁および直交梁の材質: SM490A、ふさぎ板: PL-3.2(SS400)

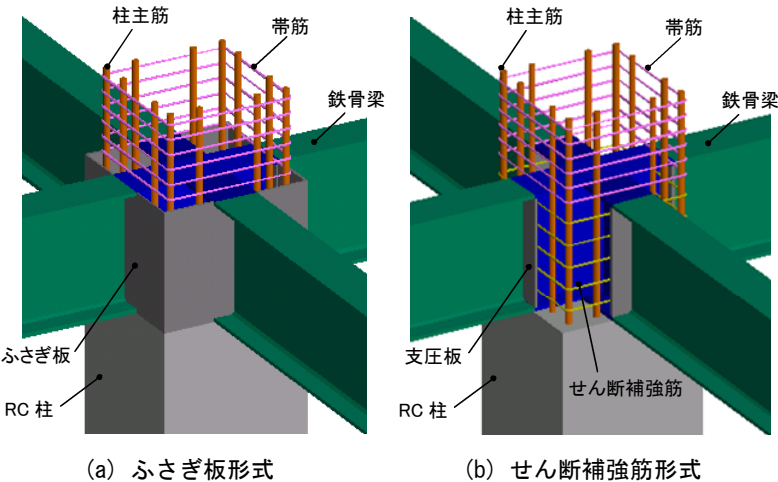


図-1 現行の「MaRCS II 構法」

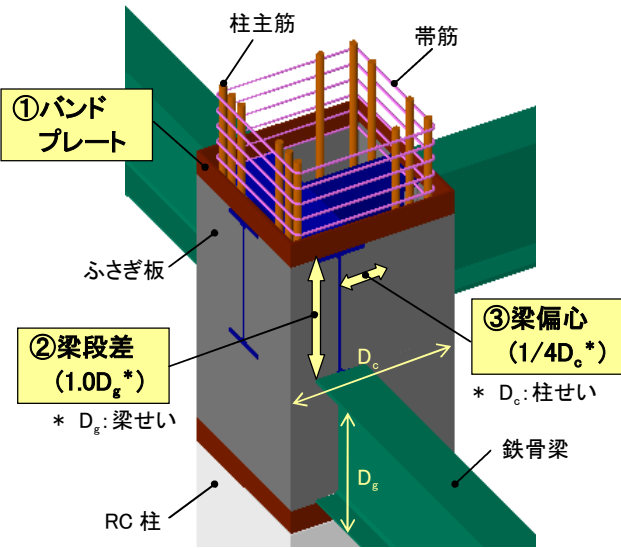


図-2 「MaRCS II 構法」の改良 (側柱)

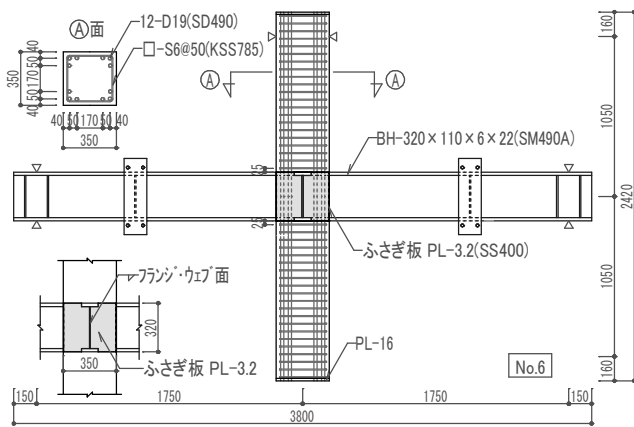


図-3 試験体形状

表-2 コンクリートの力学特性

試験体		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	σ_B 時ひずみ ε_{c0} (μ)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.6		40.5	2280	30.0	2.99
No.7					
No.8		41.0	2220	31.1	3.39
No.9		43.8	2410	30.8	3.22
No.10					
No.11	先打ち	44.7	2350	32.5	3.73
	後打ち	39.5	2140	33.2	3.03
No.12	先打ち	21.1	1620	26.4	2.32
	後打ち	16.0	1530	23.2	1.63

表-3 鉄筋の力学特性

使用部位	呼び名	鋼種	降伏点 σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ε_{sy} (μ)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱主筋	D19	SD490	525	2560	699	18
柱帯筋	S6*	KSS785	998	4870	1199	10

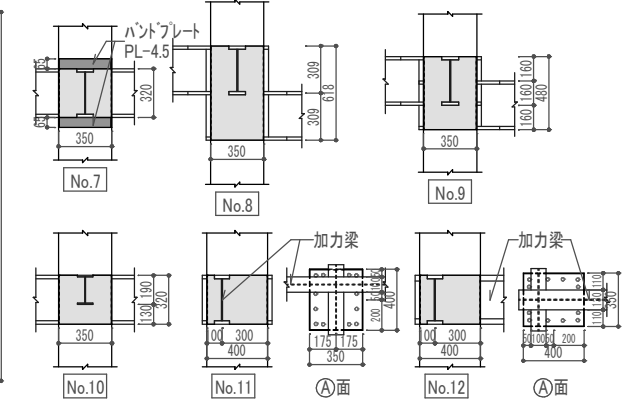
*0.2%オフセット法により算出

表-4 鋼材の力学特性

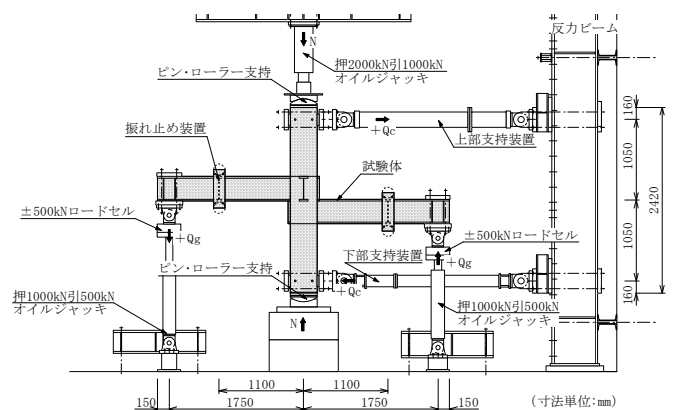
使用箇所	使用試験体	公称厚さ (材質)	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	降伏ひずみ ε_{sy} (μ)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
ふさぎ板	全試験体	PL-3.2 (SS400)	245	1200	341	42
バンドプレート	No.7	PL-4.5 (SS400)	301	1470	418	36
スチフナ	No.10	PL-6 (SS400)	378	1840	441	18
加力梁・直交梁ウェブ	全試験体	PL-6 (SM490A)	347	1690	504	23
直交梁フランジ	No.10	PL-9 (SM490A)	361	1760	517	23
加力梁・直交梁フランジ (No.12は直交梁のみ)	全試験体	PL-22 (SM490A)	393	1920	524	29
加力梁フランジ	No.12	PL-36 (SM490A)	323	1580	522	29

2.3 実験方法

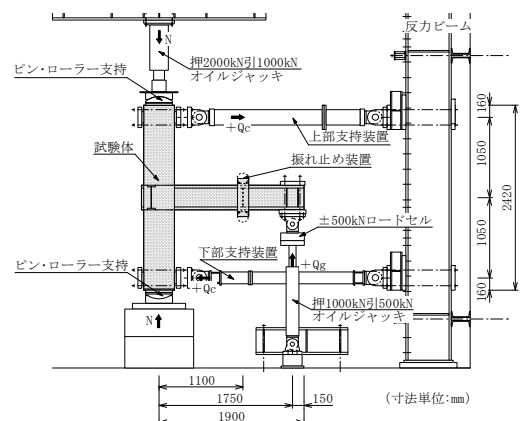
図-4 に十字形試験体およびト字形試験体の加力装置を示す。上下柱の先端部をピン・ローラーで支持し、柱に一定軸力（軸力比： $N/\sigma_B \cdot B_c \cdot D_c=0.2$ ， σ_B ：No.11 および No.12 試験体は先打ち部の実圧縮強度）を加えた。その状態で、押し引き型油圧ジャッキを用いて両梁先端の加力点の変位量が等しくなるように逆対称に制御して加力した。左右の加力梁には横座屈を防止するための振れ止め装置を1箇所ずつ設けた。No.11 試験体では加力梁の



偏心による柱のねじれを防止するため、図-5 に示すように柱ねじれ止め装置を接合部の上下に距離が 1100mm の位置に 1 箇所ずつ設けた。载荷履歴は、目標層間変形角 $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ を 1 サイクル， $R=10, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ を 2 サイクルずつ正負交番繰返し载荷を行った後、正加力方向への単調载荷とした。なお、層間変形は柱上下支点からの梁加力点の変位を計測することにより求めた。層間変形角は梁加力点の変位差を加力点間距離で除して求めた。



(a) 十字形試験体 (No. 8)



(b) ト字形試験体 (No. 12)

図-4 加力装置

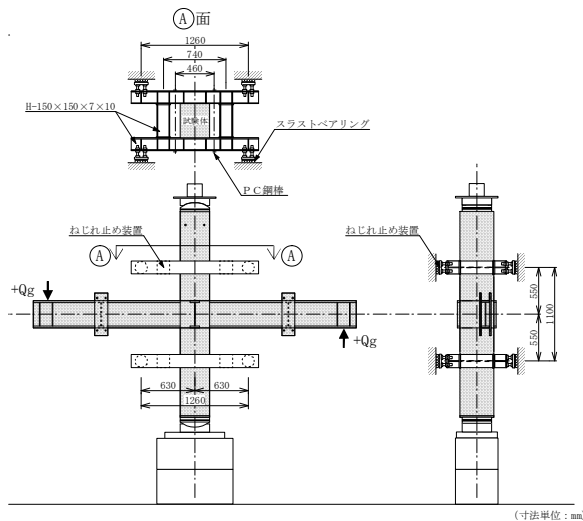


図-5 柱ねじれ止め装置 (No. 11)

3. 実験結果

3.1 試験体の破壊状況

各試験体の Q_c - R 関係を図-6 に示す。 Q_c は柱せん断力、 R は層間変形角を示す。図中には主な発生現象を記した。接合部内の鉄骨ウェブおよびふさぎ板のせん断降伏は、貼付した三軸ひずみゲージから算定した。また、耐力が最大耐力の 80% に低下した時の層間変形角を R_{80} として記した。実験終了後の柱梁接合部周辺の破壊状況を写真-1 に示す。

各試験体とも、柱の曲げひび割れ、ふさぎ板および柱梁接合部パネルのせん断降伏、加力梁フランジの引張降伏が発生した後に最大耐力に到達した。No.6 試験体（基準）は $R=20.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力 246kN に達し、その後、加力梁フランジ直上直下のコンクリートの圧壊が生じて耐力が低下した。なお、 $R_{80}=44.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。

No.7 試験体（バンドプレート）では、柱コンクリート圧縮領域に位置するバンドプレートが $R=25.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に引張降伏した後も耐力は増加し、最大耐力 273kN に達した。その後、バンドプレートの直上および直下にかぶりコンクリートの剥離および圧壊が見られ、緩やかに耐力が低下した。最終変形時 ($R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$) の耐力は最大耐力の 89% に留まった。バンドプレートを設置しない No.6 試験体に対しては 1 割程度の最大耐力の増加が見られ、履歴ループも大きくなる結果となった。

加力梁に段差を設けた試験体の最大耐力は No.8 試験体（段差 $1.0D_g$ ）で 385kN、No.9 試験体（段差 $0.5D_g$ ）で 342kN となり、No.6 試験体の最大耐力に対して No.8 試験体は 1.57 倍、No.9 試験体は 1.39 倍となった。両試験体ともに、最大耐力後は履歴ループは紡錘型となっているが、最大耐力後はスリップ型となり、最大耐力以降の耐力低下は、No.6 試験体よりも顕著であった。

No.10 試験体（直交梁せい $0.6D_g$ ）は No.6 試験体と比較して、最大耐力に大きな差異は見られなかった。加力梁フランジ直上直下のコンクリートの圧壊による耐力低下は緩やかであった。

No.11 試験体（偏心 $1/4B_c$ ）の最大耐力は 233kN であり、No.6 試験体と比較して、1 割程度の最大耐力の低下が見られたが、 R_{80} は $63.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ となり増加した。柱コンクリートの圧壊状況について、繰り返し加力中 ($R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで) の圧壊は梁フランジ近傍の領域に留まっていたが、最終変形 ($R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$) 時には柱の全幅で発生していた。

ト字形試験体の No.12 試験体（偏心 $1/4D_c$ ）では、最大耐力 211kN となった。その後の耐力低下の度合いは、十字形試験体と比べて大きく、最大耐力後の履歴ループはスリップ型となった。また、写真-1(g)で示すように、柱コンクリートの圧壊は、加力梁の直上直下の領域で顕著であり、柱背面側の圧壊領域は小さかった。

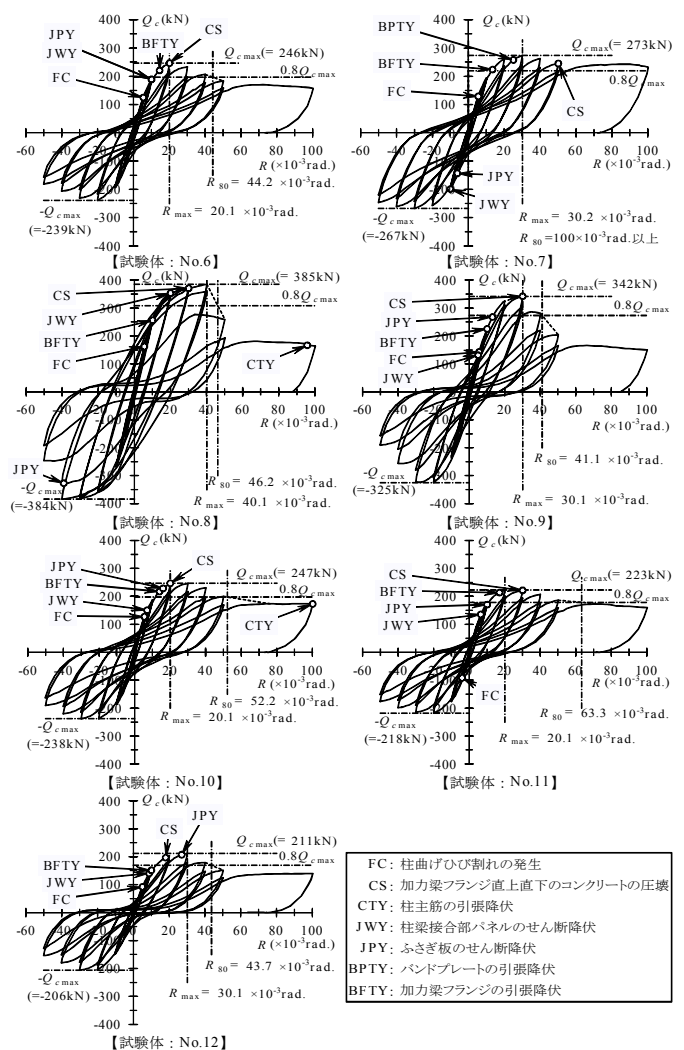


図-6 Q_c - R 関係

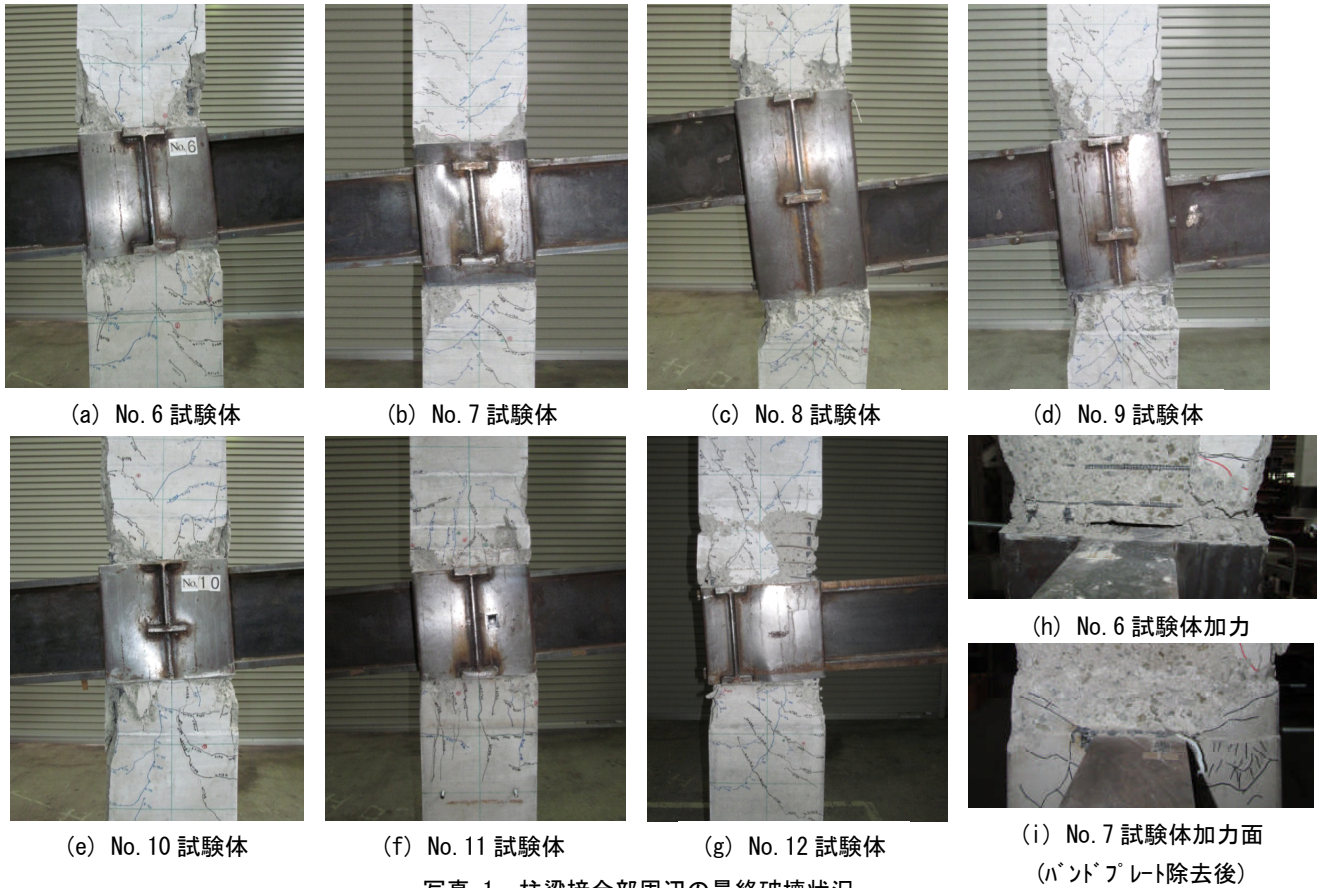


写真-1 柱梁接合部周辺の最終破壊状況

3.2 実験結果と計算値の比較

表-5 に柱梁接合部のせん断耐力および支圧耐力の計算値と実験値を比較した結果を示す。計算値は文献 1) による柱梁接合部のせん断耐力式 (式[1]) および柱梁接合部の支圧耐力式 (式[2], 式[3]) にバンドプレート、梁段差、梁偏心の影響を考慮した係数を乗じた式 (以下、修正学会式) で算出した。なお、表中の値は全て層せん断力 (kN) に換算している。

せん断耐力および支圧耐力を修正学会式で評価すると、実験値に対して計算値は 1.18~1.49 倍となり、安全側の評価となった。

<柱梁接合部のせん断耐力式>

$$j_s M_U = \alpha \left\{ c V_e (j F_s \cdot j \delta + w p \cdot w \sigma_y) + \frac{1.2 s V_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \right\} \quad [1]$$

$j_s M_u$: 柱梁接合部のモーメントに換算した終局せん断耐力 (N・mm)

α : 低減係数 (ふさぎ板形式: 1.0, せん断補強筋形式: 0.8)

$c V_e$: コンクリートの有効体積 (mm³)

$$c V_e = \frac{B_c}{2} \cdot s_B \cdot d \cdot mc \cdot d$$

$j F_s$: コンクリートのせん断強度 (N/mm²)

$$j F_s = \min(0.12 \cdot F_c, 1.8 + \frac{3.6 \cdot F_c}{100})$$

$j \delta$: 柱梁接合部形状による係数

(十字: 3, ト字及びT字: 2, L字: 1)

$w p$: せん断補強筋比 (ふさぎ板形式: $2t_f/B_c$, せん断補強筋形式: $b_a/(B_c \cdot x)$)

$w \sigma_y$: ふさぎ板またはせん断補強筋の材料強度 (N/mm²)

$s V$: 鉄骨ウェブの有効体積 (mm³)

$$s V = j t_w \cdot s_B \cdot d \cdot mc \cdot d$$

$s \sigma_y$: S 梁部分の材料強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

<柱梁接合部の支圧耐力式>

・十字形およびT字型の場合

$$j_p M_U = (1-u) \cdot C_n \cdot (D_c - D_{br}) \quad [2]$$

$$C_n = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br}$$

・ト字形およびL字形の場合

$$j_p M_U = (1-u) \cdot C_n \cdot (D_c - D_{br}) \quad [3]$$

$$C_n = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br}$$

$j_p M_u$: 柱梁接合部のモーメントに換算した終局支圧耐力 (N・mm)

l : 梁スパン (mm)

h, h' : 階高, 柱の内法高さ (mm)

u : 柱主筋間距離のスパンに対する比 ($mc d/l$)

σ_{br} : コンクリートの支圧強度で $2F_c$ とする
(N/mm²)

b_{br} : 応力ブロック幅で $1.5B_s$ とし, かつ柱幅以下とする
(N/mm²)

D_{br} : 応力ブロック奥行き ($=\overline{\beta} \cdot D_c/2$) (mm)

$\overline{\beta}$: 応力ブロック奥行きを定めるための係数で
0.7 とする

D_c : 柱せい (mm)

B_s : 柱フランジ幅 (mm)

v : 梁の曲げモーメントの応力中心間距離 (梁フランジ
重心間距離とした) の階高に対する比
($=s_B d/h$)

表-5 実験結果と計算値

試験体名	柱曲げ耐力 (略算) (kN)	全塑性梁 曲げ耐力 (kN)	修正学会式		実験値(kN)		実験値/計算値 min(せん断, 支圧)
			せん断耐力 (kN)	支圧耐力 (kN)	正	負	
No.6	388	403	193	210	247	-238	1.28
No.7	388	403	214	233	273	-267	1.28
No.8	398	403	355	259	385	-383	1.49
No.9	409	403	264	247	341	-323	1.38
No.10	409	403	196	227	246	-238	1.26
No.11	437	372	189	189	223	-218	1.18
No.12	359	348	176	167	212	-205	1.27

・層せん断力換算(kN)

・太字: 計算値の最小値

4. 目標性能の確認

4.1 バンドプレートの補強効果

バンドプレートを設けることで最大耐力時の層間変形角は $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ から $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ となり, 最大耐力は約 11% 上昇した. また, 接合部直上直下のコンクリートに対して損傷抑制効果があることを確認した. バンドプレートの応力状態を確認するために No.7 試験体のバンドプレートのひずみ履歴を図-7 に示す.

正負加力時とも, 曲げ圧縮側となるバンドプレートの軸方向ひずみが降伏ひずみに達していることから, バンドプレートは柱の圧縮側コンクリートの拘束に寄与したと考えられる.

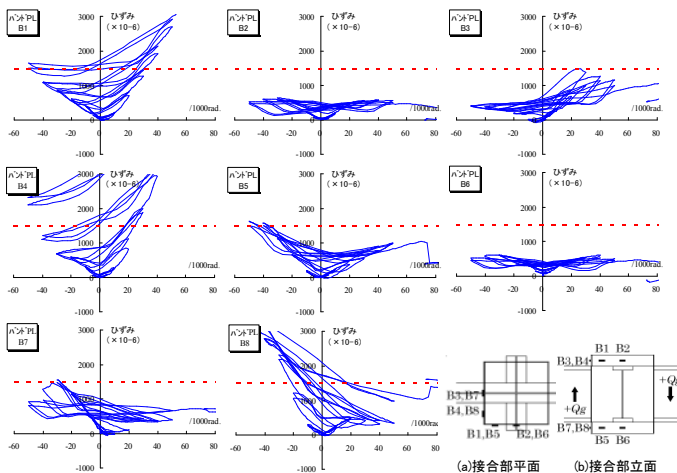


図-7 バンドプレートのひずみ履歴

図-8 に圧縮フランジ側のバンドプレート面に作用する垂直方向力分布の模式図を示す. 構面方向力のうち接合部内のせん断耐力に寄与するのは S 梁幅より外側の力 BPQ_{RC} となる. 修正学会式では, バンドプレートによるせん断耐力の補強効果を, コンクリートの有効体積が拡大するとみなし, せん断耐力式にバンドプレートの寄与係数を有効幅に乗じている. また, 写真-2 に実験終了後にバンドプレートを剥がした際の損傷状況を示す. 明らかにフランジ支圧面のコンクリート損傷が抑制されていることが分かる. これよりフランジ上下の支圧抵抗しているコンクリートの支圧強度を増大させる効果として, 支圧耐力式にも寄与係数を乗じて評価している.

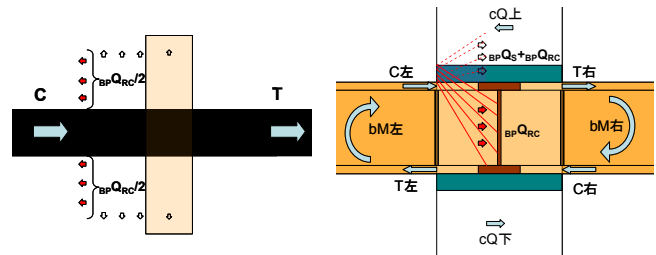


図-8 バンドプレートによる圧縮ストラットモデル



(a) バンドプレート無し

(b) バンドプレート有り

(No. 6 試験体)

(No. 7 試験体)

写真-2 実験終了後のコンクリートの損傷状況

4.2 梁の段差の影響

(1) 架構方向の梁段差

左右加力梁の段差は図-9(a),(b)に示す 2 ケースを考える. ウェブのせん断耐力が弾性範囲では, 柱せん断耐力 $Q=0$, $T=C$ とすると左右の梁が重なる区間 jH のウェブせん断耐力は $2T$, その外側区間 $(s_B d - jH)$ は T となり jH の半分のせん断耐力になる. このとき柱梁接合部のせん断耐力は, 最も水平せん断耐力が大きい区間 jH で決まるため, ウェブ, コンクリート, ふさぎ板の全ての部分で期待する耐力を発揮することは考えがたい. jH 区間は最大耐力時に段差がない場合と等しいせん断強度を発揮し, 残りの $(s_B d - jH)$ 区間が寄与するせん断力のせん断強度に対する比を ω とし, 有効せい全体に乗じる低減係数 β_{gp} を式[4]とした.

$$\beta_{gp} \cdot s_B d = jH + \omega \cdot (s_B d - jH)$$

$$\therefore \beta_{gp} = \omega + (1 - \omega) \frac{jH}{s_B d} \quad [4]$$

No.6 試験体と比較して、段差 $1.0D_g$ の No.8 試験体の最大値は 1.56 倍、段差 $0.5D_g$ の No.9 試験体が 1.39 倍であり、段差により柱梁接合部の高さが高くなるにつれて最大耐力は大きくなる傾向がある。

係数 ω を横軸、No.8 および No.9 試験体の実験値/計算値の比を縦軸にとったグラフを図-10 に示す。図中の水平破線は No.6 試験体の実験値/計算値の比 1.2 を示す。図より $\omega=0.80\sim0.95$ とすることで、No.6 試験体と同等の余裕をもって柱梁接合部の設計ができることが分かった。

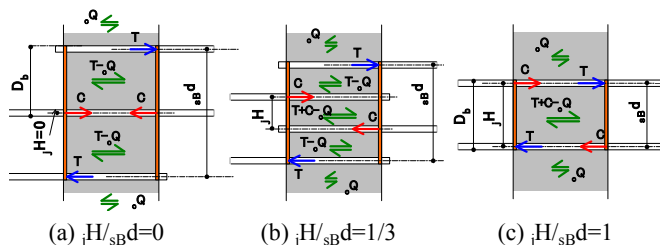


図-9 段差梁がある場合の接合部ウェブせん断力

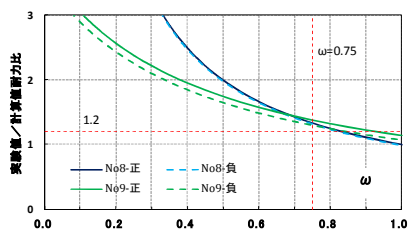


図-10 係数 ω と実験値/計算値の比較

(2) 直交方向の梁段差

直交梁せいが柱梁接合部全体のせいより小さい場合のせん断耐力の影響を確認するため、本実験と既往文献の結果をプロットしたグラフを図-11 に示す。各試験体の直交梁せいは柱梁接合部せいの 0.50 倍 (No.8 試験体)、0.67 倍 (No.9 試験体)、0.59 倍 (No.10 試験体)、既往文献は 0.50 倍のふさぎ板形式とせん断補強筋形式となっている。いずれの実験結果も修正学会式によって安全側に評価できることを確認した。また、直交梁せいのみを直接比較した No.6 試験体と No.10 試験体とでは、最大耐力は等しいものの、耐力低下は No.10 試験体の方が少ない。この要因として、図-12 のように形成される圧縮ストラット数の増加、ストラット長さが短くなることが考えられる。

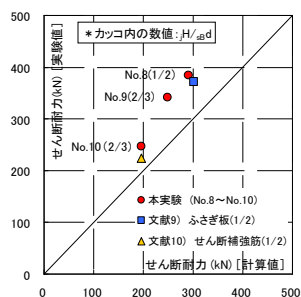


図-11 直交梁段差の実験値と計算値の比較

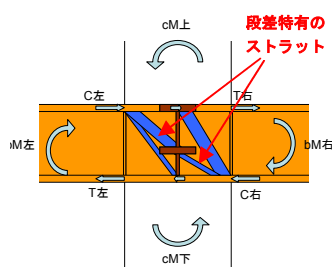


図-12 直交梁段差のストラット模式図

4.3 梁の偏心の影響

ここでは No.11 試験体を基に梁の偏心により、柱にねじりモーメントが生じる場合の柱梁接合部の低減率を算定する。本実験結果から $1/4B_c$ 偏心させた十字形の No.11 試験体は、No.6 試験体と比較して、最大耐力時の層間変形角は $R=20\times10^{-3}\text{rad}$ と等しいが、最大耐力は 10% 程度の低下が見られた。

図-13 に水平断面でのせん断ひずみの分布図を示す。 γ_s はねじりモーメントが作用しない場合のせん断ひずみ、 γ_t はねじりモーメントのみによるせん断ひずみである。これらを加算したモデルが図-14 となる。

図-15 に偏心する側と反対側のふさぎ板のせん断ひずみ履歴を示す。偏心する側に添付したひずみゲージ P1 は $R=+10\times10^{-3}\text{rad}$ 時に $\gamma=1780\mu$ ($\gamma_s+\gamma_t=1.0\gamma_y$) に達していたが、反対側に添付したひずみゲージ P2 では $\gamma=563\mu$ ($\gamma_s-\gamma_t=0.32\gamma_y$) であった。これより、接合部耐力時の各せん断抵抗要素 (ウェブ・ふさぎ板・コンクリート) に生じるせん断降伏ひずみの割合を低減率として算定する。ウェブは全幅で降伏ひずみに達しているため、偏心による影響はなく低減なしとした。ふさぎ板は偏心側と反対側の平均値とし 0.66 の低減率、コンクリートは仮定したひずみ分布から全降伏に対して 0.83 の低減率となる。従って、偏心無し試験体と偏心有り試験体の計算値の比は 0.85 となる。この値は No.6 試験体および No.11 試験体の実験値の比 0.90 と概ね良好に評価できた。

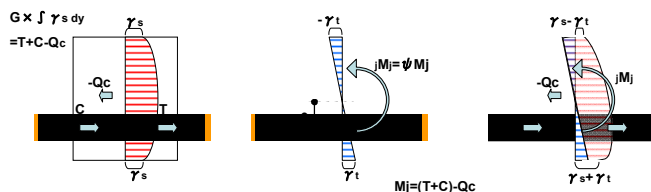


図-13 偏心によるせん断力分布

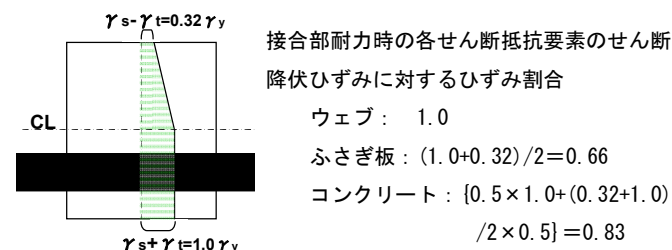


図-14 偏心試験体の柱梁接合部ひずみ分布モデル

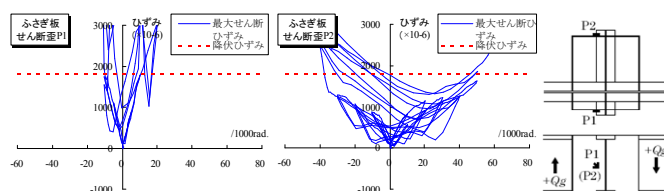


図-15 偏心試験体の柱梁接合部ひずみ分布モデル

5. まとめ

柱 RC 造, 梁 S 造の接合部実験により以下の結論を得た.

- (1) ふさぎ板上下にバンドプレートを設けることで, 最大耐力は約 11%上昇し, 最大耐力時の層間変形角は $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ から $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ となった. また, 接合部直上直下のコンクリートに対して損傷抑制効果があることを確認した.
- (2) 架構方向の梁段差を $0.5D_g$, $1.0D_g$ と大きくなることで, 最大耐力は増大することを確認した. また, 直交方向の梁段差は耐力への影響は見られなかった.
- (3) 加力梁を $1/4B_c$ 偏心させた十字形試験体は最大耐力時の層間変形角は等しいが, 最大耐力は 10%程度の低下が見られた. 直交梁を $1/4B_c$ 偏心させたト字形試験体では耐力低下は見られなかった.
- (4) 柱梁接合部のせん断耐力式および柱梁接合部の支圧耐力式にバンドプレート, 梁段差, 梁偏心の影響を考慮した係数を乗じて算出した提案式は, 実験値に対する計算値が 1.06~1.46 倍となり, 安全側の評価となった.

6. おわりに

コストダウンを図るために「1. 柱断面寸法の低減」, 「2. 設計における自由度の拡大」を目標に「MaRCS II 構法」の改良を行った. 改良項目を反映した試験体を用いて柱梁接合部実験を実施した結果, その構造性能を確認することができた. また, 提案した柱梁接合部のせん断強度式および支圧耐力式は実験結果を安全側に評価できることを確認した. これにより, 以下の設計が可能となった.

- ① 柱梁接合部の上下にバンドプレートを設けることにより, 柱断面を 10%程度小さくすることが可能である.
- ② ふさぎ板形式の場合は, 梁せい分まで鉛直方向の段差を設けることができる. また, 梁せいは柱梁接合部高さの $1/2$ まで小さくすることができる. 物流施設に配置されるトラックバースなどの床段差にも対応が可能である.
- ③ ふさぎ板形式の場合は, 柱心と梁心を水平方向に柱幅の $1/4$ まで偏心させることができることで, 外周梁の外壁を支える金物を大幅に削減することができる.

本開発は前田建設工業(株)・(株)銭高組・東洋建設(株)の 3 社共同開発である.

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 日本建築学会, 2001
- 2) 日本建築総合試験所: 性能証明第 02-02 建築技術性能証明 前田式柱 RC 梁 S 構法[MaRCS 構法], 日本建築総合試験所, 2002
- 3) 日本建築総合試験所: 性能証明第 02-11 建築技術性能証明 SRC-LAPhoop 工法, 日本建築総合試験所, 2002
- 4) 日本建築総合試験所: 性能証明第 02-11 建築技術性能証明 SRC-LAPhoop 工法, 日本建築総合試験所, 2002
- 5) 堀 伸輔, 成瀬 忠, 古宮嘉之, 藤原 智: 前田建設技術研究所所報「MaRCS II 構法の開発 -前田式柱 RC 梁 S 構造-」, VOL.50, 2009
- 6) 堀伸輔, 五十嵐治人, 荒金直樹, 足立将人: 柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造性能(その 1)十字形接合部実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2009.8, pp1109-1110
- 7) 塩崎裕也, 堀伸輔, 荒金直樹, 足立将人: 柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造性能(その 2)T 字形接合部実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2009.8, pp1111-1112
- 8) 成瀬忠, 伊藤仁, 荒金直樹, 足立将人: 柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造性能(その 3)柱梁接合部せん断耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2009.8, pp1113-1114
- 9) 志村知香, 吉田幹人, 西村泰志: 柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究(その 1), (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2009.8, pp1115-1118
- 10) 森貴久, 青山尚樹, 齋藤啓一, 西村泰志: 柱 RC 梁 S 構造接合部のせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011.8, pp1251-1252