

論文

[2172] 柱RC・梁Sで構成された混合構造接合部の耐震性能に関する研究

飯塚信一\*1・笠松照親\*2・野口 博\*3

1. はじめに

近年、施工の合理性・経済性の観点から混合構造の開発が盛んに行われるようになってきた。柱をコンクリート系、梁を鉄骨系とする混合構造では、軸力をコンクリート系柱が受持ち、鉄骨梁により長スパンの空間を形成できる。さらには、施工方法を検討することで、一般の鉄筋コンクリート造に比べ工期短縮も図ることが出来る。

そこで、筆者等が実験を行った柱RC・梁S混合構造接合部試験体〔1〕の仕口形状を基本として、仕口形状をパラメータとした試験体を作製し、実験を行った。試験体の材料強度は、一般的に使用されている材料強度 ( $F_c=240\text{kgf/cm}^2$ , SD345, SS400) とした。

本研究の目的は、仕口形状をパラメータとした柱RC・梁S接合部の応力伝達機構及び、仕口形状の違いが接合部のせん断終局強度等の耐震性能に与える影響を検討することである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状を図-1に、試験体諸元を表-1に示す。

5体の試験体は、No.4以外は接合部内仕口形状、寸法のみ変化させており、実大の1/3で柱断面は、30cm×30cmで共通である。接合部内の仕口は、図-2に示すようにエンドプレート、中板、スチフナで構成されており、各試験体の仕口形状の特徴は、以下のとおりである。

(No.1)：接合部中央のウェブ部分を取り除き、梁フランジと同じ大きさの上下の中板とスチフナがエンドプレートに取り付いた試験体で、本実験の基本タイプである。(No.2)：No.1試験体の接合部中央のウェブ部分の有る試験体で、No.1と応力伝達機構を比較する。(No.3)：No.1試験体の中板の厚さを1.2倍

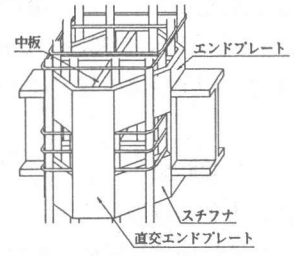


図-2 接合部形状

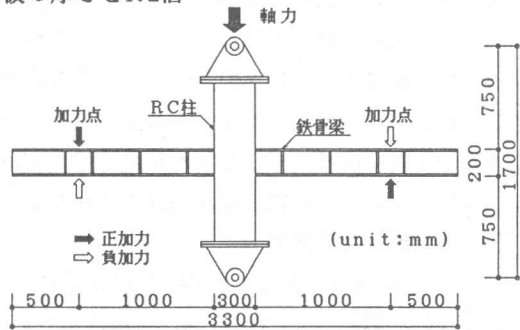


図-1 試験体形状

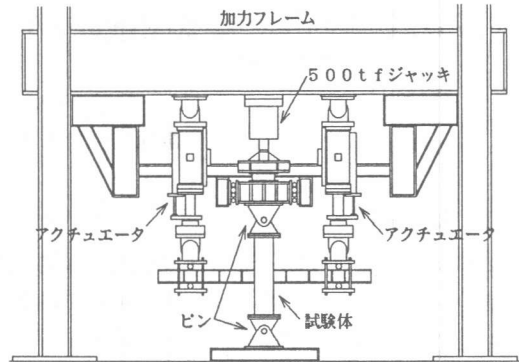
表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	
柱	断面	b×D=300×300 (mm)				
	主筋	12-D19 ( $p_t=1.28\%$ )				
	帯筋	4-D10@50 ( $p_s=1.9\%$ )				
	軸力	0.1bD $\sigma_c$		0.2bD $\sigma_c$		
梁	断面 (mm)	200×100×12×16		250×100×12×16 / 200×100×12×16		
	中板(mm)	100×16	300×16	100×19	100×16	
接合部	スチフナ (mm)	16		12	16	
	エンドプレート (mm)	300×100×16		350×100×16		
	帯筋	4-D6@50 (0.85%)				

\*1 西松建設(株) 技術研究所原子力課、工修(正会員)  
 \*2 西松建設(株) 技術研究所原子力課課長、工修  
 \*3 千葉大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

表一 2 材料諸元

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
No.1	265	24.9	2.55×10 <sup>5</sup>	
No.2	288	24.4	2.37×10 <sup>5</sup>	
No.3	274	20.4	2.39×10 <sup>5</sup>	
No.4	279	27.1	2.34×10 <sup>5</sup>	
No.5	286	28.1	2.38×10 <sup>5</sup>	
鋼材	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
BAR	D6	3175	4820	1.89×10 <sup>6</sup>
	D10	3863	4924	1.82×10 <sup>6</sup>
	D19	4142	6118	2.03×10 <sup>6</sup>
PLATE	12mm	2700	4360	2.18×10 <sup>6</sup>
	16mm	2717	4516	2.24×10 <sup>6</sup>
	19mm	2700	4270	2.19×10 <sup>6</sup>



図一 3 加力装置

し、斜めスチフナの厚さを0.75倍した試験体で、中板による応力負担分をNo.1と比較する。(No.4)：鉄骨梁の梁成を250mmとした試験体。(No.5)：接合部内寸法は、No.4と同じであり、梁成は200mmの試験体で、エンドプレートを長くしたことによる影響を検討する。

### 2. 2 使用材料および加力方法

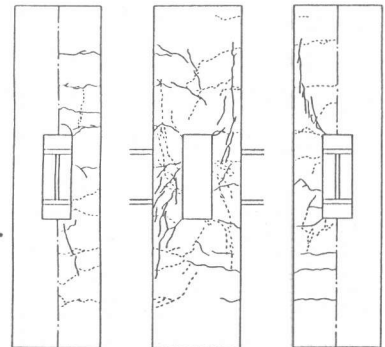
実験に用いたコンクリート、鉄筋、鉄骨の材料特性を表一 2 に示す。コンクリートは、設計基準強度240kgf/cm<sup>2</sup>で同一バッチのものである。柱主筋には、12-D19(SD345)、柱の帯筋には、4-D10(SD345)φ50、梁鉄骨には、SS400を用いた。

加力装置を図一 3 に示す。加力は、500tf定軸力装置により柱頂部に定軸力を載荷し、100tfアクチュエータを用いて両側の梁に、正負繰り返し加力を行った。各部材の変形および層間変形は、十字型測定フレームに取り付けた変位計で計測し、接合部せん断変形は、十字型測定フレームと一文字型測定フレームの相対変位として計測した。載荷履歴は、層間部材角R=1/200rad.で1回、R=1/100、1/50、1/33rad.で各2回の繰り返しの後に正側のみR=1/25rad.の加力を行った。No.1試験体は、加力装置の故障によりR=1/33rad.で実験を終了した。

## 3. 実験結果

### 3. 1 破壊経過

図一 4 にNo.3試験体の最終ひび割れ状況を示す。ひび割れ発生順序は、全試験体共通で、最初に柱に曲げひび割れが発生し、次いで直交エンドプレートから斜めのひび割れが発生し、鉄骨梁フランジの降伏が、層間部材角R=1/100rad.からR=1/50rad.へ向かうサイクルの途中で生じた後、接合部領域の柱隅筋に沿ってひび割れが発生した。最終状況では、エンドプレートの周辺に圧壊がみられた。



図一 4 No.3試験体ひび割れ状況

### 3. 2 荷重一変形関係

No.3, No.5試験体の層せん断力一層間変形関係を図一 5 に、部材角毎の柱、梁、接合部変形の割合の代表的な例として、No.2, No.5試験体について図一 6 に示す。

層せん断力一層間変形曲線は、全試験体ともに大きな差はみられない。No.1~No.4では、ループ形状は、変形の増加に伴い、徐々にスリップ型の形状を示している。しかし、エンドプレートを長くしたNo.5では、その傾向がみられない。履歴曲線では、最終部材角においても、荷重低下がほとんどみられなかった。

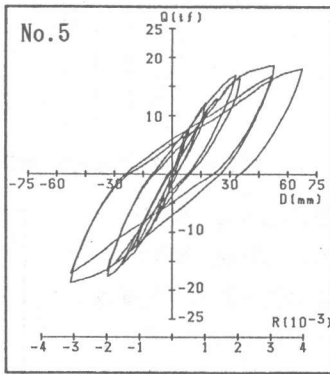
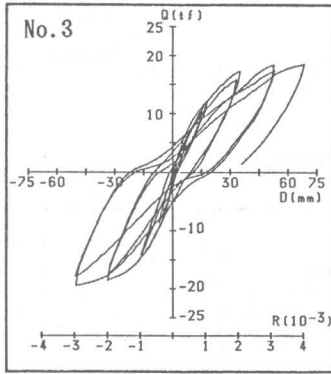


図-5 層せん断力-層間変形関係

全体変形に占める各部材の変形の割合は、部材角の小さい時では柱が約20%、梁が約50%、接合部が約30%程度であるが、変形の増大に伴い、接合部の変形の占める割合が50~70%程度まで大きくなっている。試験体の破壊モードとしては、梁降伏後の接合部破壊型と判断される。

### 3. 3 接合部内中板・斜めスチフナのひずみ

正加力時梁フランジ引張側の梁フランジ線上における接合部内の中板と斜めスチフナのひずみ分布を図-7に示す。

接合部内中板と斜めスチフナの厚さが等しいNo.1では、中板は、 $R=1/50\text{rad.}$ で降伏し、斜めスチフナは、 $R=1/33\text{rad.}$ で降伏した。降伏以前では、中板と斜めスチフナのひずみ量の比は、3:1程度であった。接合部中央に中板ウェブの有るNo.2では、No.1と同じようなひずみ分布となっている。中板の厚さをNo.1の1.2倍、斜めスチフナの厚さを0.75倍としたNo.3では、斜めスチフナのひずみ量の方が大きくなり、 $R=1/50\text{rad.}$ で斜めスチフナが先に降伏し、中板は、 $R=1/33\text{rad.}$ で降伏した。梁成を250mmとしたNo.4では、No.1と同じようなひずみ分布となった。エンドプレートを長くしたNo.5では、 $R=1/33\text{rad.}$ で中板、斜めスチフナ共に降伏した。

No.3のように、中板と斜めスチフナの板厚を変えることで、降伏時期を制御できることがわかった。また、No.5のように、エンドプレートを長くすると、梁フランジから中板とエンドプレートへの力の流れの比率が異なることが認められた。

### 3. 4 直交エンドプレート

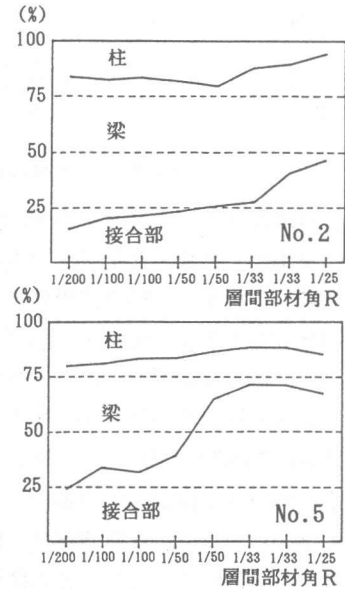


図-6 変形成分の推移

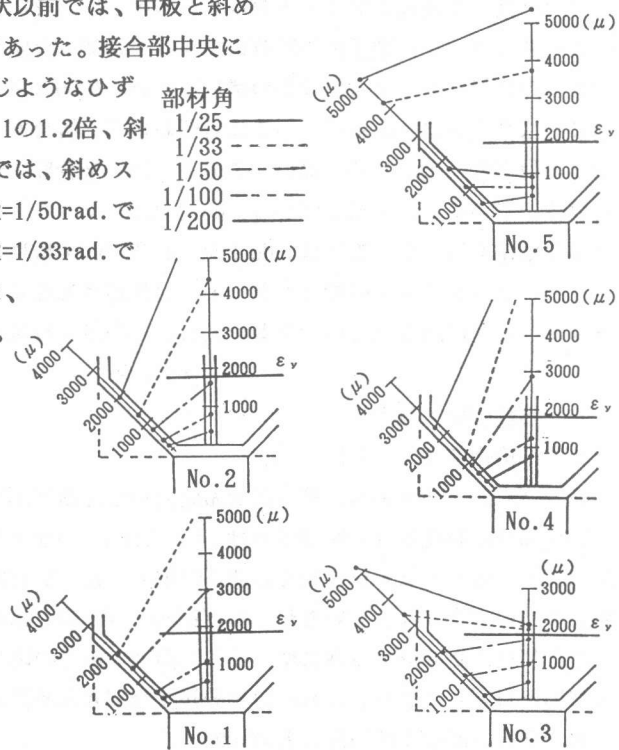


図-7 中板と斜めスチフナのひずみ分布



図-8 直交方向エンドプレートの主応力分布( $R=1/100$ )

直交方向エンドプレート中央位置に貼った三軸ゲージから求めた直交エンドプレートの $R=1/100$ rad.時の主応力を図-8に示す。中央位置における引張主応力の角度は、50~60度であり、直交エンドプレートが中央位置では、ほぼ一様に接合部せん断力を負担していることがわかる。

引張主応力の値は、No.2を除いては、 $R=1/100$ rad.で約2000kgf/cm<sup>2</sup>であり、 $R=1/50$ rad.では、せん断降伏している。No.2は、直交方向中板ウェブが直交エンドプレートの裏側に付いている試験体で、 $R=1/100$ rad.で約700kgf/cm<sup>2</sup>であり、 $R=1/25$ rad.で、せん断降伏している。

### 3.5 コンクリート圧縮ストラットひずみ

接合部のコンクリート圧縮ストラット位置に埋め込んだモールドゲージにより測定したコンクリートのひずみと層せん断力の関係を図-9に示す。No.2では、接合部中央部分を測定できないので、梁成の1/3位置とした。

コンクリート圧縮ストラットのひずみ値は、No.1及びNo.3~No.5では、一軸圧縮強度時のひずみが1800 $\mu$ 程度であるのに対して、接合部変形の増加に伴い、4000 $\mu$ 以上のかかなり大きな値を示しているにも関わらず、接合部全体の耐力低下は生じていない。このことは、接合部仕口形状が接合部コンクリートの拘束効果を発揮していることを示している。No.2のコンクリートひずみの値は、他の試験体に比べ、かなり小さな値を示した。これは、No.2が、直交方向中板により接合部中央位置で計測出来なかったことや、コンクリート圧縮ストラットが対角線ではなく、直交方向中板を介して2つの圧縮ストラットとして形成されているとも考えられ、今後の検討課題である。

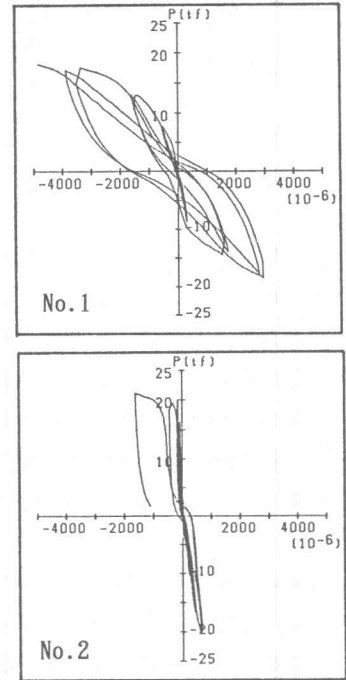


図-9 層せん断力-圧縮ストラットコンクリートひずみの関係

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 接合部せん断変形

No.2, No.3, No.5試験体の接合部せん断力-せん断変形関係を図-10に示す。

接合部せん断変形は、No.2以外は、 $R=1/50$ rad.のサイクルから変形量が大きくなり、No.2では、 $R=1/33$ rad.のサイクルからせん断変形が増大した。 $R=1/33$ rad.時のせん断変形は、No.2, No.5, No.3の順に大きくなっているが、 $R=1/25$ rad.時では、ほぼ同程度のせん断変形量となった。

接合部せん断変形が急激に増大する時期は、中板の降伏や接合部コンクリートひずみが増大する時期と対応しており、これらの挙動が接合部せん断変形に影響を与えていることがわかる。

### 4.2 接合部せん断強度式との比較

実験結果の層せん断力、接合部せん断強度と既往の強度式による計算値の一覧を表-3に示す。

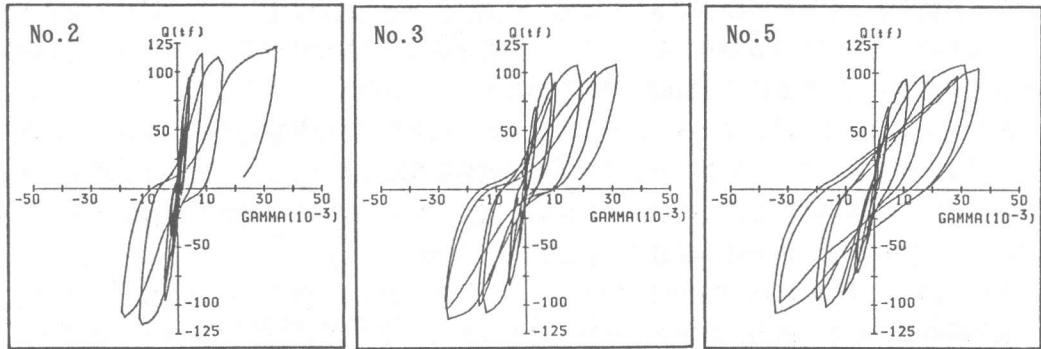


図-10 接合部せん断力-せん断変形関係

表-3 実験値と計算値の比較 (unit=tf)

	梁曲げ強度 <sup>1)</sup>	柱曲げ強度 <sup>2)</sup>	柱せん断強度 <sup>3)</sup>	実験時層せん断力	接合部せん断強度の実験値	千葉大式によるせん断強度 <sup>4)</sup>	SRC規準接合部せん断強度 <sup>5)</sup>
No.1	12.8	19.5	22.3	19.0	109.5	129.3 (114.6)	98.6
No.2	12.8	19.8	22.3	20.9	120.4	199.8 (187.2) 140.0 (129.2)	99.4
No.3	12.8	19.6	22.3	18.5	106.6	130.6 (116.8)	111.4
No.4	17.4	23.2	22.3	23.8	137.1	131.3 (118.0)	96.9
No.5	12.8	23.4	22.3	18.6	107.1	132.4 (119.7)	99.3

- 1)  $M_u = M_p = \sigma_y Z$       2)  $M_u = 0.8 a_c \sigma_y D + 0.5 ND(1 - N/bDF_c)$       3) 修正荒川式  
 ここで、1)、2)は、柱せん断力に換算した値。  
 4)  $Q_p = 1.8 \cdot 6 \sqrt{\sigma_B \cdot A_c} + 2 \cdot \sigma_y \cdot A_s / \sqrt{3}$     : ( )内は、 $0.3 \cdot \sigma_B$ とした時。  
 No.2については、上段は中板と直交エンドプレート、下段は中板のみを考慮した時。  
 5) SRC規準 (sV式の $a_c d$ を $m_c d$ とした。)

実験値では、試験体接合部の仕口形状を変えたことによるせん断強度への影響は顕著にはみられない。No.1とNo.3, No.5は、ほぼ同一の強度であった。中板の厚さやエンドプレートの長さの効果が、ひずみ値での違いはみられたが、その違いは、せん断強度には、あまり影響していなかった。

接合部せん断強度について、No.1の値と千葉大式[1]を比較すると、実験値は、15%程度低い値となった。これは、本実験のコンクリート強度が $280 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と千葉大実験( $403 \text{ kgf/cm}^2$ )に比べ低いことも考えられる。そこで、千葉大式中のコンクリート負担分の項において、 $6\sqrt{\sigma_B}$ を学会指針[3]の普通強度RC接合部せん断強度式の $0.3\sigma_B$ とした時の値を表中のカッコ内に示す。コンクリートの項を $0.3\sigma_B$ とした時の千葉大式の値は、No.1試験体とよい対応を示している。

No.2では、接合部中央に中板ウェブがあり、実験では、この影響は、 $10 \text{ tf}$ 程度の接合部せん断強度上昇であり、中板ウェブとエンドプレートの両方が有効とした千葉大計算値をかなり下まわった。中板ウェブとエンドプレートが全断面積有効とすると過剰評価になり、中板ウェブのみの降伏で評価した値に近い結果となった。

SRC規準[2]の接合部せん断終局強度式と比較すると、試験体は接合部内に鉄骨柱がないので、sV式の柱フランジ間長さ $a_c d$ を柱主筋間長さ $m_c d$ としている。中板厚さ $19 \text{ mm}$ としたNo.3以外は、実験値は、計算値を上回っている。

#### 4.3 接合部構成部材の負担力

$R=1/100 \text{ rad.}$ における中板、斜めスチフナのひずみと断面積から求めた負担引張力を表-4に示す。斜めスチフナの力は、加力方向に補正したものである。中板と斜めスチフナの和(①+②)

による引張力を、実験時正側梁荷重から求めた梁端引張力と比較すると、中板と斜めスチフナの和(①+②)の方が大きめであった。これは、中板と斜めスチフナの引張力をフランジ加力線位置(中央位置)のひずみ値で全断面を評価したためと考えられる。

図-11に示すように、梁フランジからエンドプレートを経て中板幅の圧縮ストラットが接合部に形成されるとして、コンクリートひずみ測定値から求めたコンクリート圧縮ストラット(奥行幅は(柱幅+梁幅)/2とした)の負担せん断力、直交エンドプレートに付けた3軸ゲージから求めたエンドプレートの負担せん断力と、 $R=1/100rad.$ におけるNo.1, No.2実験値について表-5に示す。

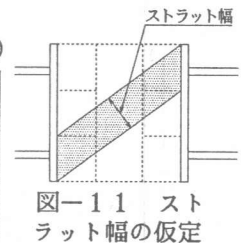
実験値の接合部せん断力とコンクリート圧縮ストラット、直交エンドプレートの負担せん断力の和(③+④)とを比較すると、No.1では、計算値がやや小さいが、接合部せん断強度をこの和でほぼ評価できる。No.2では、実験値と和(③+④)の差が大きい。No.1と比較して、和の計算に中板の負担力が含まれておらず、この差が中板の負担量であるとも考えられ、また、圧縮ストラットの差が大きいことは、中央位置でコンクリートひずみが計測できないことや直交中板を介して2つのストラットが形成されていることが考えられるが、今後の検討課題である。

表-4 中板、斜めスチフナの負担引張力 ( $R=1/100rad.$ 時) (unit=tf)

	中板 ①	スチフナ ②	②+③	梁引張 実験値
No.1	33.6	13.4	47.0	47.5
No.2	40.8	13.3	54.1	53.2
No.3	36.1	33.6	69.7	44.2
No.4	38.4	19.0	57.4	91.0
No.5	20.8	38.1	58.9	44.8

表-5 接合部せん断力の比較 ( $R=1/100rad.$ 時) (unit=tf)

	No.1	No.2
実験値接合部強度	74.7	83.8
エンドプレート③	28.5	17.9
圧縮ストラット④	33.0	3.9
③+④	61.5	21.8



## 5. まとめ

柱を鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造とした混合構造接合部の接合部仕口をパラメータとした実験を行った。実験結果から以下のことが言える。

- (1) 試験体は、最大部材角 $R=1/25rad.$ 時においても、荷重低下がほとんどない靱性に富むものであり、試験体の仕口形状は、接合部コンクリートの拘束に有効であった。
- (2) 引張側接合部の中板と斜めスチフナのひずみ量は、中板と斜めスチフナの厚さを代えることで、降伏時期を制御できるが、接合部せん断強度への影響は見られなかった。
- (3) 接合部せん断強度は、千葉大式のコンクリート項の係数を $0.3\sigma_B$ とすると、中板ウェブのあるNo.2を除けば、ある程度実験値を評価でき、その接合部せん断強度の負担力がコンクリート圧縮ストラットと直交エンドプレートの和で評価できることがわかった。

【謝辞】千葉大学野口研究室大学院生米澤健次氏には、本実験の試験体計画にあたり、御協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 米澤健次・飯塚信一・野口博：柱RC・梁Sの混合構造接合部の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.2 PP.735-740、1992.6
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987.6
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988.10
- 4) 日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告集、1991.12