

CFT 柱—フラットプレート接合部の水平力—変形関係

LATERAL LOAD-DEFLECTION RELATION OF CFT COLUMN/FLAT PLATE JOINTS

佐藤宏貴*1, 島崎和司*2

Hiroki SATOU and Kazushi SHIMAZAKI

A building that is composed of coupled shear walls with dampers, CFT columns, and flat plate slabs is one of the types of buildings that can be reused, with low repair cost, after an earthquake. To evaluate the lateral load-deflection relation of the newly designed CFT column/flat plate connection, two series of experimental studies were carried out: lateral loading tests for interior column/slab connections, and element tests for torsional stiffness and strength.

Lateral load-deflection behavior of the CFT column/flat plate connection were examined using macro models proposed in this study, and good agreements are obtained.

Keywords : CFT Column, Flat Plate Slab, Joint, Load-Deflection Behavior, Torsion, Punching Shear Strength

CFT 柱、フラットプレート、接合部、復元力特性、ねじり、押し抜き耐力

1. 序

多くの地震国において、耐震設計の基本は大地震時においても人命を保護することにあり、適切な強度を建物に与え、崩壊を防止することを第一の目標としてきた。近年、建築構造に要求される性能の多様化に伴い、大地震後でも建物を使えるという要求が強くなってきている。その為には、部材の修復性が良好である事が必要である。このような要求を満足するため、各機関での研究も部材、架構レベルで多様化し、構造システムの複合化が進んでいる。こうした多様化する接合形状と各機関独自の設計法に対しては、実験で安全性を確認するだけでなく、構造システムに対する設計モデル（応力伝達モデル）が求められている¹⁾。

図1に示した、コア連層耐震壁間に境界梁ダンパーを有する、外周 CFT 柱—フラットプレート架構（8 階建、スラブ厚 300mm、スパン 10m 程度）は、このような要求を満足する構造形式のひとつと考えられ、従来の鉄筋コンクリート構造に比較して建物総重量、スパンの拡大、施工性、空間の自由度など利点の多い構造システムといえる。地震時のエネルギーの多くは連層壁間の境界梁ダンパーにより吸収され、周辺架構は主として鉛直力の負担を行うことになる。大地震後の修復性という観点から見ると、この境界梁ダンパー部分の挙動が重要となる。これに関しては、低降伏点鋼を利用した境界梁ダンパー²⁾や、アンボンド X 型配筋を利用した境界梁^{3), 4)}についてすでに報告した。

一方、主として鉛直力の負担を行うことになる外周の柱—フラットプレート架構では、柱を CFT 構造とすることにより、設計で想定

する変形内での柱の損傷制御は容易となり、スラブの評価が重要となる。この架構がラーメン構造と異なる点は、1)梁に相当するスラブ内で、応力が 2 次元的な分布をすること、2)コンクリートに生じるひび割れの進展にもなって応力が再配分され、その分布が変化していく事、3)水平力を受けた時に、スラブから柱へ伝えられるモーメントとの連成によって、スラブが脆性的なパンチングシア—破壊を生じやすくなること等があげられる。

柱が RC 構造の一般的なフラットプレート構造においては、Farhey⁵⁾が、2 次元的な応力状態を柱前後の曲げ、せん断、柱側面のねじりに分解して復元力を求める方法を示している。また、Hueste⁶⁾は、既往の実験結果を整理した変形とせん断耐力の関係をフレーム置換モデルに組み込んだ解析を行っている。国内でのフラットプレート構造に関しては、1972 年から 1975 年にかけての狩野、吉崎らの研究^{7), 8), 9), 10)}の結果が、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下 RC 規準）¹¹⁾のフラットスラブ接合部の設計法（11 条）の

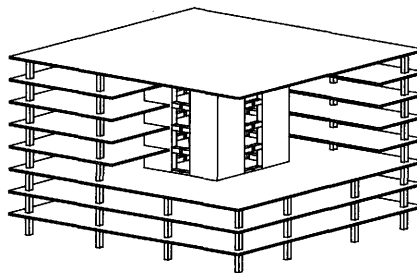


図1 想定する構造システム

*1 ㈱ジャスト
(元 神奈川大学大学院)

Just Corporation

*2 神奈川大学工学部建築学科 助教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Kanagawa University, Dr. Eng.

基本となっている。この設計式に用いる設計用モーメント、せん断力を求める方法として鈴木¹²⁾は非線形FEMを用いた解析モデルの作成方法を示している。

さらに近年、新しい構造システムに対応するため、梁型補強スラブ-柱接合部¹³⁾、壁柱-スラブ接合部¹⁴⁾、柱とスラブ接合部の新しい補強方法^{15),16)}などの研究が行われ、柱-スラブ接合部に関する研究が増大している。

本研究では、図1に示した架構における外周部のCFT柱-フラットプレート接合部に注目してその挙動を実験的に検討し、応力伝達モデルを設定して、その水平力-変形関係を検討したものである。この接合部においては、大変形時においてもパンチングシアー破壊を起こさない事が必要であり、施工性も考慮した、図2に示すような接合部を提案した。スラブとCFT柱は、鋼管とダイアフラムに溶接された接合プレートと、フラットプレート内に埋め込まれる埋設H鋼のウェブをハイテンションボルトで接合する。接合プレートはパンチングシアー破壊、水平力に対しても抵抗を期待する。埋設H鋼は施工時につなぎ梁の役割を期待したものである。ダイアフラムは通しダイアフラム形式とし、上下のダイアフラムでコンクリートスラブを拘束する。スラブ筋は柱を貫通させずに柱面で180°フックにする。

この接合部に水平力が作用したときの耐力と剛性について、部分架構実験、ねじり要素実験の2シリーズの実験により検討したものである。さらにこれらの実験結果から、応力伝達モデルに基づいた接合部の復元力特性の考察を行い、提案したモデルを用いて算定した復元力が実験結果とよく対応することを示した。

2. 既往の設計手法

RC規準のフラットスラブの設計では、パンチングシアー破壊は柱周辺のせん断力、柱前後面のモーメントとせん断力、柱側面のねじりモーメントが作用する事で起こるとしている。パンチングシアーの検討は、設計用せん断力 V_u とその耐力 V_0 の比と、スラブから柱に伝わるモーメントを不釣合いモーメントと定義したときの設計用不釣合いモーメント M_u とその耐力 M_0 の比の和が1以下になるように次式で検討している¹¹⁾。

$$\frac{\alpha V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} \leq 1 \quad (1)$$

ここで、設計用せん断力 V_u 、設計用不釣合いモーメント M_u は長期荷重時と水平力時の和であり、 α は鉛直動による割り増し係数である。また、許容せん断耐力 V_0 は柱周辺の危険断面での許容せん断耐力で、コンクリートのせん断耐力により与えている。許容不釣合いモーメント M_0 は、柱前後面の許容モーメント M_m 、柱前後面のせん断力による許容モーメント M_s と柱側面の許容ねじりモーメント M_t の和で与えられる。

(1)式によりパンチングシアーの検討を行うためには、曲げモーメントとせん断力の両者の設計用応力を長期荷重時、水平変形時について設定する必要がある。水平変形時の接合部の剛性は、初期段階から入るスラブのひび割れにより急速に低下する。しかし、その低下については明確な推定方法があるとはいえない。そのため、コア部分と外周部分での水平力の分担割合が不明となり、設計用応力

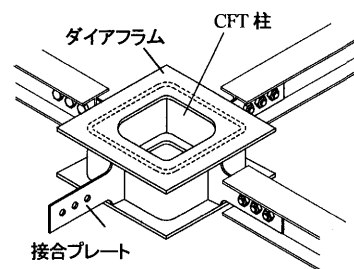
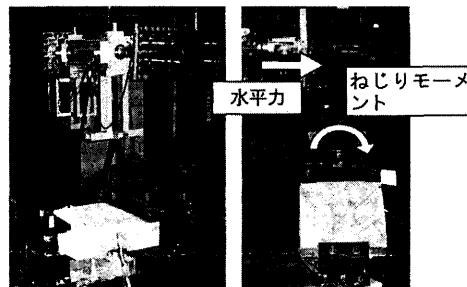


図2 接合部ディテール



(a) Fp 試験体加力状況



(b) Ts 試験体加力状況

図3 実験概要

を設定することが困難となる。柱-スラブ接合部の設計では、接合部の各変形レベルでの剛性を評価し、復元力を設定して設計用応力を定める事により、設計で想定する変形レベルに応じた、構造システムとしての設計が可能となる。

3. Fp シリーズ実験

3.1 試験体

Fp 実験の試験体は図3(a)に示すような、柱-フラットプレート架構の中間層・中柱位置の一部を想定したものである。試験体の柱端

表1 Fp シリーズ実験の使用材料一覧

コンクリート		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
Fp1,2	Fc35	69.1	-	3.24 × 10 ⁴
Fp.3,4,5	Fc35	44.0	3.4	3.22 × 10 ⁴
鋼材		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	
D6	SD295	385	559	
PL-6	SS400	432	582	
PL-9		357	548	
D6	SD295	380	521	
stud φ9	SR295	467	808	
PL-6	SS400	460	600	
PL-9		367	560	
PL-12		362	554	

は層の中央、スラブ端はスパン中央にあたり、スラブ幅はRC規準¹⁾の柱列帯幅を想定して定めた。スケールは約1/2.24とし、スラブの長さ×幅×厚さは、3700×1500×135mmとした。

プロトタイプ建物の接合部の設計はRC規準を基に、接合プレートの効果を付加して行った。地震時設計用応力は、予備解析により、層せん断力の2割を柱-フラットプレート架構が負担するものとした。設計は、(1)式における許容せん断耐力 V_0 の各成分(接合プレート、コンクリート、スタッドのせん断耐力)と許容不釣合いモーメント M_0 の各成分(柱前後面のモーメント、接合プレート、コンクリートのせん断力によるモーメント、柱側面のねじりモーメント)の比率と、(1)式の左辺の値が試験体と実大接合部でほぼ同じとなるようにした。使用材料特性を表1に、試験体寸法・配筋を図4に示す。試験体の接合部詳細を図5に示す。図5は接合プレートの寸法以外は各試験体に共通である。

CFT柱は、SM400材相当の鋼材を用いた270×270×13×13mmの冷間成形鋼管とした。CFT柱のスラブ上下端部分に350×350mm、 $t=9$ mmのダイアフラムを設け、コンクリートのせん断力をCFT柱に伝達させた。ダイアフラムは内側に30mm突出させ、この部分で柱内コンクリートに軸力を伝達させる。接合部において、柱とスラブは鋼管とダイアフラムに溶接された接合プレートと、通常のラーメン架構の梁にあたる部分に埋設された85×85×6×6mmのH鋼をF10T M16のハイテンションボルト3本により接合する。この接合プレートは、 $t=6$ mmで、Fp1,2では高さ65mm、Fp3,4,5では高さ60mmとした。Fp2ではさらに水平方向にも同じプレートを溶接して図5に示すように十字形として断面積を2倍としている。

柱幅内のスラブ鉄筋は上端筋、下端筋ともに柱の手前で折り曲げ定着を取っており、鋼管を貫通していない。Fp2のせん断補強筋は、パンチングシア破壊が想定される部分に均等に配置した。Fp3,4,5のせん断補強筋は、Fp2の実験時のせん断補強筋のひずみを検討して、スタッドレールをH型鋼の両側に配置した。スタッドレールは、図6に示すように、丸鋼の端部を熱処理することにより、鉄筋径の約3倍の円形スタッドを形成したものを、スタッドの直径幅の鉄板に溶接したものである。フラットプレート構造において通常のせん断補強筋よりも施工性に優れており、日本ではまだ一般化されていないが、米国では設計式¹⁷⁾が確立されており、広く一般的に使用されている。

試験体のパラメータは表2に示すように、接合プレート形状、鉄筋間隔、せん断補強の有無、せん断補強筋形状、鉛直荷重の有無、接合部の接続の有無とした。接合部は、図7に示すようにFp1,2,3は接合面全面、Fp4は加力方向柱前後面のみ、Fp5は柱側面のみをスラブと繋ぎ、他の面は、柱面とダイアフラム外周面の間にスチレンボードを入れて完全に接続を切った。

3.2 加力・計測計画

加力は、図3(a)、図8に示すように、柱下端をピン支持、スラブ端部を330×280mmの加圧板を介してクレビス支柱にPC鋼棒で緊結したピンローラー支持とし、柱頂部にアクチュエータで水平力を静的に与えた。Fp1,2については鉛直荷重を常時載荷した。鉛直荷重位置は、プロトタイプ建物の長期モーメントが0となる点とした。載荷は図3(a)に示すように、荷重制御された鉛直アクチュエータにつないだワイヤーを、ローラーを介して試験体の両脇を通し、加力

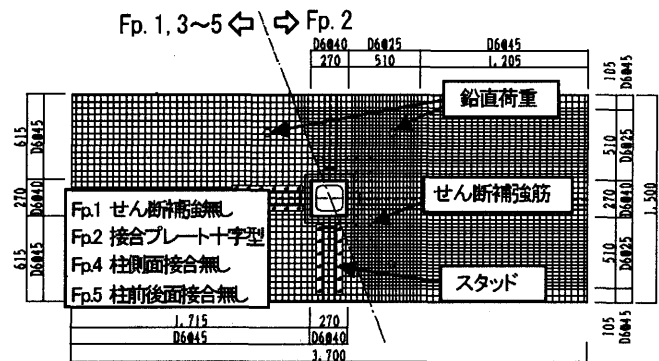


図4 Fp試験体形状寸法

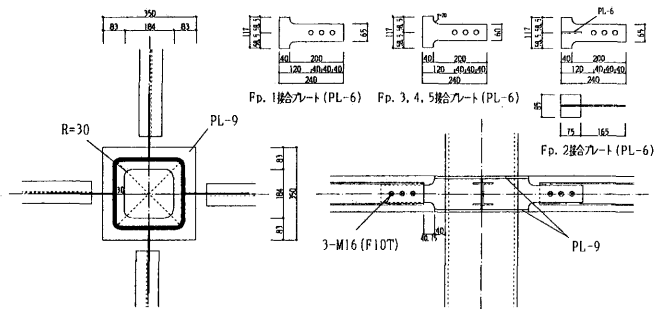


図5 接合部詳細

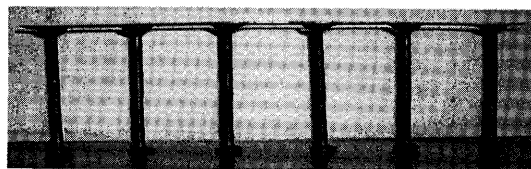


図6 スタッドレール

表2 水平加力実験パラメータ

	接合プレート	スラブ鉄筋	せん断補強	接合状態	鉛直荷重
Fp 1	6 × 65	$P_i=0.54\%$	-	全面	15 kN/m ²
Fp 2	6 × 65 (+字型)	$P_i=0.82\%$	D6@90		
Fp 3	6 × 60	$P_i=0.54\%$	φ9@90 (スタッド)	柱前後面	-
Fp 4				柱側面	
Fp 5				柱側面	



(a) Fp1, 2, 3 (b) Fp4 (c) Fp5

図7 試験体接合部周辺の接合状況

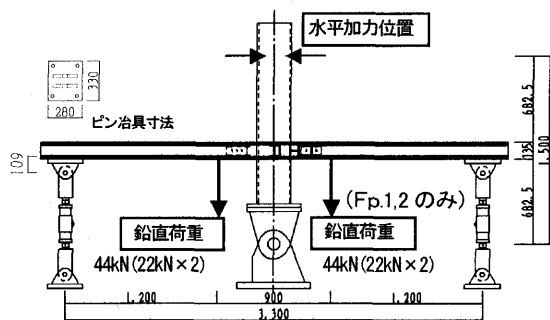


図8 加力装置図

表3 ひび割れ荷重一覧

	曲げひび割れ		ねじりひび割れ		ねじりせん断ひび割れ	
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)
Fp.1	0.89	8.8	1.02	13.8	—	—
Fp.2	-1.10	-7.5	-1.38	-9.8	—	—
Fp.3	1.38	7.1	2.07	13.4	—	—
Fp.4	1.09	8.3	1.53	12.3	43.20	56.3
Fp.5	2.16	7.5	4.13	12.9	—	—

点を常時同一の力で引張ることにより行った。加力サイクルは層間変形角 $R=1/1000$ を1回、 $1/500$ 、 $1/200$ を2回、 $1/100$ を6回、 $1/67$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ を2回、 $1/20$ を1回とした。

計測は、スラブ曲率、鉛直変位、ねじりによる回転角を検討できるように変位計の配置を計画した。ひずみからスラブの曲げ抵抗、スタッド・せん断補強筋のせん断抵抗、接合プレートのせん断抵抗を考察できるように、柱列帯のスラブ鉄筋、スタッド・せん断補強筋、接合プレート(3軸)のひずみをひずみゲージにより計測した。また、埋設H鋼(3軸)、ダイアフラム(3軸)、CFT柱のひずみも計測した。

3.3 実験結果

曲げひび割れは、Fp5を除く試験体は最初の $R=1/1000$ サイクルで、Fp5では $R=1/500$ サイクルで柱ダイアフラム近傍に生じた。柱せい幅内のねじりに伴うねじりひび割れは、Fp1,2では $R=1/1000$ サイクルで、Fp3,4では $R=1/500$ サイクルで、Fp5では $R=1/200$ サイクルで生じた。各ひび割れ荷重一覧を表3に示す。また、図9にFp3とFp5の最終ひび割れ状況を示す。写真中には計測したひずみ分布とひび割れ幅から推定した、曲げモーメントが最大となる危険断面位置も示した。危険断面の内側がねじりで抵抗するスラブ、外側が曲げで抵抗するスラブとなる。Fp3,4では危険断面は柱前後面から 45° 方向に伸びた後、スラブ幅方向に平行になっている。柱側面のみスラブと繋がっているFp5では、ほぼ柱せい幅で平行になった。図10に、Fp3,5のスラブ長さ方向の柱のダイアフラム外端ラインにおける、各サイクルの最大変形時の鉛直変形分布を示す。危険断面位置でスラブの回転方向が反転し、曲げスラブとねじりスラブに分かれている。柱の前後面のつながっていないFp5では、柱せい幅内のねじりスラブの変形のみが大きい。

図11に水平力-変形関係を示す。Fp.1,2,3ではスラブ筋がスラブ幅全断面で降伏し、スラブの曲げ耐力で最大耐力が決まり、その後の大変形時にもパンチングシア破壊は生じなかった。Fp.4では柱前後面から斜め 45° 度にねじりせん断破壊した。Fp.5では柱側面のねじりによる鉄筋降伏により最大耐力を示した。Fp.1,3の結果を比較すると、鉛直荷重の復元力への影響はほとんど見られない。

Fp3,4,5について、水平加力試験が終了した後、押し抜き実験を行った。加力は、図12に示したようにスラブ上に、せん断スパン比が約1.3となるよう支持プレートを載せ、さらに反力ブロックを載せPC鋼棒で反力を取った状態で、油圧ジャッキにより下層部柱の下から押し抜き力を静的に加えた。加力は最大耐力を示すまでとした。

柱とスラブが一部のみ繋がっているFp.4,5の押し抜き実験は、接合面から 45° に沿った面と支持プレート位置が危険断面となり、せん断破壊に至った。全面が繋がっているFp.3は油圧ジャッキの容量を超えた為、十分なパンチングシア耐力を有しているとして加力を途中で終了した。Fp.4,5試験体のスタッドは降伏していた。

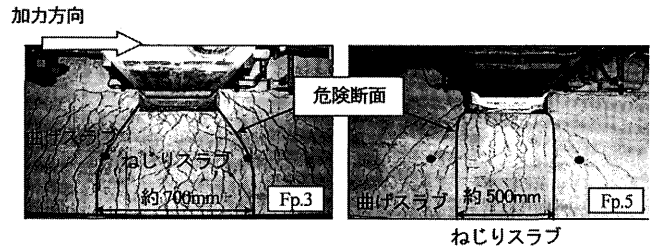


図9 ひび割れ状況(1/20)

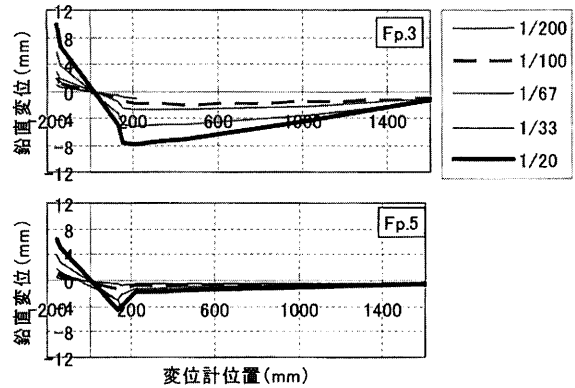


図10 スラブ鉛直変形分布

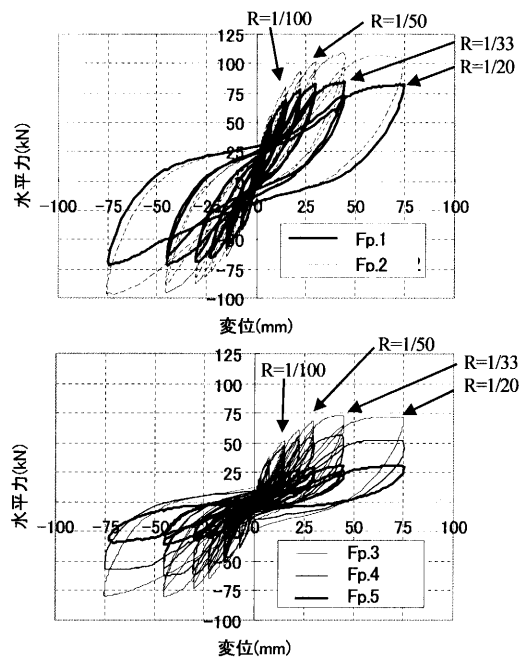


図11 水平力-変形関係

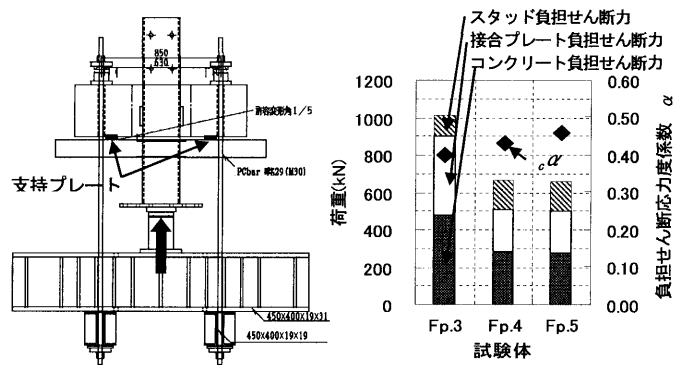


図12 押し抜き試験

図13 押し抜き試験結果

実験で得られた最大耐力の一覧を図13に示す。最大耐力は、接合プレート、スタッドおよびコンクリートの負担せん断力の和として示され、スタッド、接合プレートの負担せん断力は、それぞれのひずみ履歴から推定した²⁾。Fp4の接合プレートの負担せん断力については、ひずみゲージが水平加力実験により計測不可能となったので、Fp5と同じとした。コンクリートの負担せん断力は、押しぬき耐力から接合プレートとスタッドの負担せん断力を差し引いて求めた。この負担せん断力を、柱面から1/2d離れた想定破壊面の面積で除した負担せん断応力度と、コンクリート圧縮強度の平方根の比を負担せん断応力度係数 α と定義し、同図中に示した。ACI 421.1 R-99¹⁷⁾によると、コンクリート断面だけを有効とした場合は、 $\alpha=0.33$ 、せん断補強も有効とした場合は、 $\alpha=0.165$ となる。実験結果は、 $\alpha=0.4$ 程度となっている。

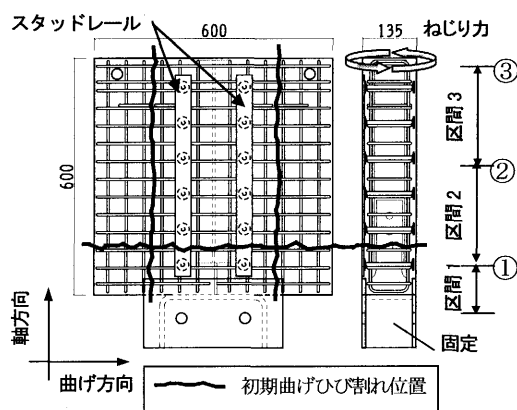


図14 Ts試験体形状

4. Ts シリーズ実験

4.1 試験体

Ts実験は、ねじりが作用する柱側面の一部を想定した要素試験体であり、Fpシリーズ実験試験体の柱側面のねじりスラブ部分を取り出したものである。試験体は図14に示す形状とし、スラブ部分は柱幅の約2.2倍で、600×600×135 (mm) であり、柱せい幅は270mm、ダイアフラム幅は330mmである。試験体パラメータは表4に示すように、コンクリート強度、スタッドの有無、軸方向・曲げ方向鉄筋の有無、埋設H鋼の有無、初期曲げひび割れの有無として、11体を計画した。Ts.11の補強筋は、試験体の接合部側1/3の区間だけに配筋した。初期曲げひび割れは、Fpシリーズの層間変形角1/200の時の鉄筋のひずみ度を参考に、大野式加力により導入した。使用材料特性を表5に示す。加力は図3(b)に示したように、CFT柱部分を固定し、柱から遠いスラブの端部にねじりモーメントを与え、最大耐力を確認した後、逆方向に加力して反対側の耐力を求めた。計測は、主要な鉄筋、スタッドレール、H型鋼のひずみを計測すると共に、図14の①②③のライン上で端部、柱端位置、中央部の鉛直変位を計測し、柱幅位置の変位よりねじれ回転角を求めた。

4.2 実験結果

初期ねじりひび割れは7.2kNm前後で、ダイアフラム中央付近から斜めに入った。その角度は、無筋の試験体ではほぼ45度、補強筋が一方向に配筋されているものは鉄筋に沿って入る傾向にあった。補強筋が二方向に配筋されているものは、45度方向の初期ねじりひび割れ後に、それと平行なひび割れが増加した。図15に、代表的な試験体のひび割れ状況を示す。

Ts.1~7は初期ねじりひび割れ直後に最大耐力を示した。補強筋の無いTs.1~3とスタッドレールだけが配筋されたTs.4は、ねじりひび割れ後に急激な耐力低下をおこした。曲げ補強筋、H鋼、軸方向鉄筋が入っているTs.5,6,7は、ひび割れ後も最大耐力を保持しながら変形が増大した。Ts.8~Ts.11は、ねじりひび割れ後に剛性は低下したが、H鋼、曲げ補強筋、軸方向補強筋、スタッドレールのねじりに対する補強効果により、耐力が増加した。Ts.8~Ts.10を比較すると、初期曲げひび割れによる剛性、耐力の差は見られなかった。

4.3 耐力と剛性の評価

図16(a)に各試験体の最大耐力と繰り返し時の耐力を、図16(b)に弾性論、塑性論、斜め曲げ式¹⁸⁾、土木学会コンクリート示方書式¹⁹⁾

表4 Ts実験パラメータ

	コンクリート	スタッド	補強筋		埋設H鋼	初期曲げひび割れ
			軸方向	曲げ方向		
Ts.1	Fc24	-	-	-	-	-
Ts.2	Fc36	-	-	-	-	-
Ts.3	Fc60	-	-	-	-	-
Ts.4	Fc36	φ9@90	-	-	-	-
Ts.5		-	D10@45	-	-	-
Ts.6		-	-	-	85×85×6×6	-
Ts.7		-	-	-	-	-
Ts.8		-	-	D10@45	-	-
Ts.9		-	-	-	-	軸方向に直交
Ts.10		φ9@90	D10@45	-	85×85×6×6	曲げ方向に直交
Ts.11		-	-	D10@45 (1/3区間)	-	-

表5 使用材料特性

コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	鋼材		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
				D6	SD295		
Fc24	40.2	2.9	2.28×10 ⁴	φ9	SR295	467	808
				UD6	UD785	952	1030
Fc35	47.1	3.8	2.26×10 ⁴	PL-6	SS400	460	600
				PL-9		367	560
Fc60	57.2	3.9	3.20×10 ⁴	PL-12	362	554	

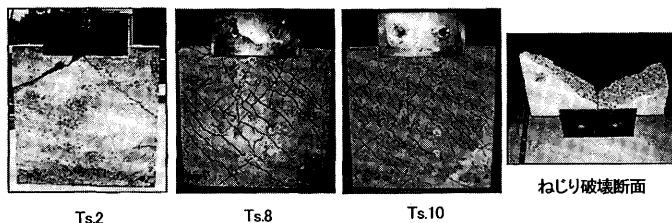


図15 代表的なTs試験体の最終クラック状況

による有効幅-耐力関係の計算値を示す。コンクリート示方書式による計算値は、両方向の補強筋のひずみから、有効となる鉄筋断面積として、軸方向鉄筋を曲げ方向鉄筋の半分として計算した。図16(b)から、初期ひび割れ耐力は、有効幅を柱幅とした塑性論式に近い値となり、弾性論式でもおおむね近い値となった。両方向に補強筋のある試験体(Ts.8-11)の最大耐力は、有効幅をスラブ全幅として、コンクリート示方書式で計算した値に近い。これらより、ねじりスラブの各耐力は、以下のようにすればよい。

1) ひび割れ荷重 M_c : 柱幅を有効幅とした弾性論による次式

$$M_c = (t^2 b / \eta_1) \cdot \tau_a \quad (2)$$

ここで、 t :スラブ厚さ、 b :スラブ有効幅、 $\eta_1=3.1+1.8/(b/t)$ で、 τ_a は、クラック時のせん断応力度で、2軸応力状態を考慮する必要があるが、ここではコンクリートの引張強度とする。

2) 最大耐力 M_u : 全幅を有効幅としたコンクリート示方書の式を用いた次式

$$t M_u = 2b_0 t_0 \sqrt{\frac{A_t f_{ty}}{s_t} \frac{\Sigma A_l f_{ly}}{2(b_0 + t_0)}} \quad (3)$$

ここで、 A_t 、 f_{ty} 、 s_t : 横方向補強筋の断面積、降伏強度、間隔であり、 ΣA_l 、 f_{ly} : 有効幅内の軸方向補強筋の断面積の総和の1/2、降伏強度であり、 t_0 : 横補強筋の短辺長さ、 b_0 : 横補強筋の長辺長さである。

図17に剛性の実験結果と弾性論による計算値を示す。実験結果の単位回転角剛性は図14に示す区間2と3の平均値を取った。計算値の初期剛性は柱せい幅をねじりの有効幅とし、ひび割れ後の剛性は有効幅をスラブ全幅として、次式で示すHsuによる剛性低下率 α を適用して算定した¹⁸⁾。

$$\alpha = 0.021 (p_v + p_l) \quad (4)$$

ここで、 p_v は軸方向鉄筋比、 p_l は横方向鉄筋比を示す。

それぞれの計算値は、実験値とおおむね一致している。これにより、ねじりスラブの剛性の設定は、以下のようにすればよい。

1) 初期剛性 K_0 : 柱せい幅を有効幅とした弾性論による近似式

$$K_0 = t^3 (b - 0.63t) G / 3 \quad (5)$$

ここで、 G はせん断弾性係数である。

2) ひび割れ後の剛性 : 全幅を有効幅とし、(4)式による剛性低下率 α を適用して算定した値

図18に、Fpシリーズ試験体と同様な配筋を持つTs.8の実験結果と計算により算定した復元力特性の比較を示す。実験結果とおおむね適合しており、ねじりスラブの復元力特性が適切に評価できたとと言える。

5. 接合部水平耐力と剛性の評価

マクロモデルによる応力伝達モデルを検討するため、柱前後のみ、柱側面のみが繋がれているFp.4.5について、部分架構実験結果と、ねじり要素実験結果を用いた検討を行った。モデルは図19(a),(b)に示すように、スラブを次の3つの部分に分けた。

- 1) 柱側面のスラブをFp実験結果から得られた危険断面幅のねじりスラブに置換
- 2) 柱前後面のスラブを柱幅の仮想梁に置換
- 3) ねじりスラブ前後のスラブを単位幅(鉄筋間隔とした)で2)の仮想梁と平行な p 個の分割仮想梁に置換

ねじりスラブは3)の分割仮想梁のモーメントとせん断力によりねじり力に抵抗する。Fp.4では柱側面が接続していないが、ねじりスラブの有効幅が柱せい幅より大きく、柱前後面の仮想梁側面に作用するせん断力によりねじり力がスラブに作用する。Fp.5では柱前後面が繋がってなく、ねじり力は直接柱側面よりスラブに作用する。図19(c)にフレームモデル化したイメージ図を示す。柱前後面の仮想梁の復元力として、曲げクラック耐力は(6)式、降伏耐力は(7)式に接合プレートの曲げ耐力を付加して求め、ねじりスラブ前後の分割仮想梁の復元力としては、曲げクラック耐力と降伏耐力を(6),(7)式により求めた。降伏時の剛性低下率 α_y は、菅野式(8)によった¹¹⁾。

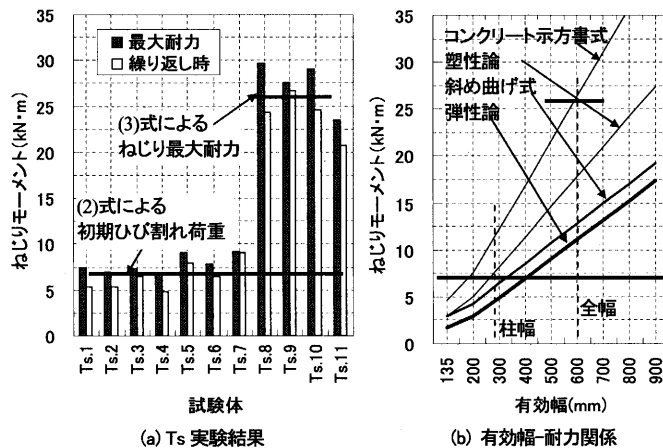


図16 ねじり試験結果と有効幅-耐力関係

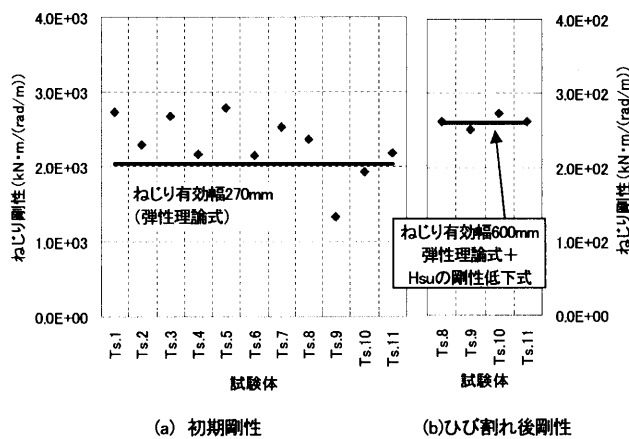


図17 Tsシリーズの剛性の実験結果と計算値の比較

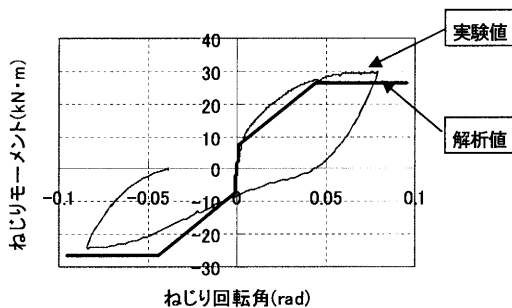


図18 Ts.8 試験体の復元力特性の実験結果と計算値の比較

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z \quad (\text{units: N, mm}) \quad (6)$$

$$M_y = 0.9 a \sigma_y d \quad (7)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n p_l + 0.043 a/d)(d/D)^2 \quad (8)$$

ここで、 σ_B はコンクリート強度(N/mm²)、 Z は断面係数、 a_t は軸方向鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋の実降伏強度、 d は梁の有効せい、 D は梁せい、 n はヤング係数比、 p_l は引張鉄筋比、 a はせん断スパン長さである($a = M/Q$)。柱前後面の仮想梁の α_y を算定するときの p_l は、接合プレートの断面積の1/3を引張り部分と仮定し、引張り鉄筋として算入した。

危険断面幅の有効幅を持つねじりスラブ部分も、仮想梁と同様に単位幅で j 個に分割し、単位幅間のねじり力の伝達の復元力は、Tsシリーズの実験結果に基づいた設定方法によった。このとき、ねじりスラブの有効幅はFp実験から得られた危険断面幅とした。

算定手法は、まず図 19(b)に示した Fp.5 試験体の場合、スラブ最外端の分割梁 1 の回転角を初期条件として与え、順次柱側の分割梁のモーメントとせん断力によるモーメントおよび分割区間でのねじりモーメントを計算し、最終的に柱の回転角とねじりモーメントの関係を求める。また、図 19 (a) の Fp.4 の場合には Fp.5 と同じ条件を用いて分割梁によるねじりモーメントを計算し、最後に柱の回転角と柱前後面の仮想梁の回転角が同じとして、柱前後面の仮想梁のモーメントとせん断力によるモーメントを加える。

具体的な算定方法は以下になる。

- 1) ねじりスラブ最外端の分割仮想梁 1 の初期回転角 θ_1 を微小な任意の値として定める。
- 2) 分割仮想梁 1 のモーメント $M_1 = \theta_1 \times K_m$ を算定する。
- 3) 2) で求めた分割仮想梁 1 のモーメント M_1 と前後端のせん断力によるモーメント ($M_1 b_i / l$) の和を分割区間 1 のねじりモーメント T_1 とする。
- 4) T_1 をねじり剛性 K_t で割り、分割区間 1 での増分ねじり回転角 $\Delta\theta_1$ を求める。

$$\Delta\theta_1 = \frac{T_1}{K_t} d_i \quad \text{----- (9)}$$

- 5) 分割仮想梁 1 の回転角 θ_1 に分割区間 1 の増分回転角 $\Delta\theta_1$ を加える事で 1 つ内側の分割仮想梁 2 の回転角 θ_2 とする。

$$\theta_2 = \theta_1 + \Delta\theta_1 \quad \text{----- (10)}$$

- 6) 2)~6) の計算を、分割仮想梁 j まで繰り返す。この時、 i 番目のねじりスラブ分割仮想梁 i のねじりモーメントは次式となる。

$$T_i = T_{i-1} + M_i + \frac{M_i}{l} b_i \quad \text{----- (11)}$$

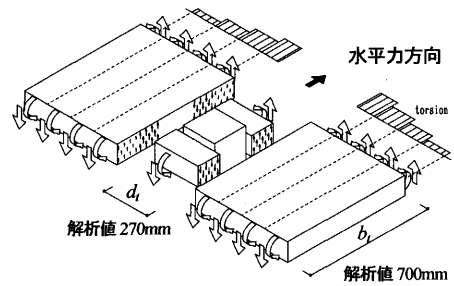
最終的に初期条件 θ_1 での T_j が不釣り合いモーメントとなり、 θ_j が柱の回転角となる。

- 7) θ_1 を増加させて、1)~6) を繰り返し、各 θ_1 に対する T_j と θ_j を求め、 T_j と θ_j の関係を求める。

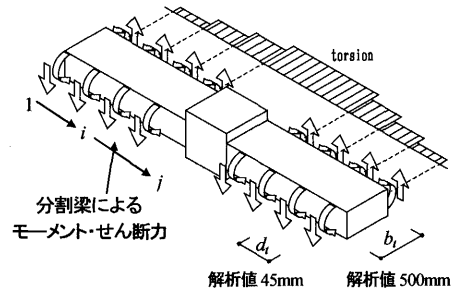
Fp.4 においては、分割仮想梁 p を柱前後面の仮想梁と考える。

- 記号
- θ_i : 分割梁 i の回転角
 - K_m : 分割梁の回転剛性
 - M_i : 分割梁 i のモーメント
 - T_i : ねじり分割区間 i のねじりモーメント
 - l : 分割梁の反曲点位置までのスパン
 - b_i : 危険断面幅
 - K_t : ねじり剛性
 - d_i : ねじり分割区間の長さ
 - $\Delta\theta_i$: ねじり分割区間の増分回転角

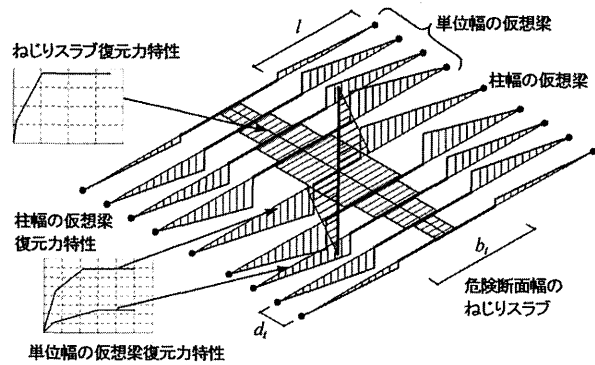
実験結果と解析結果の比較を図 20 に示す。解析結果と実験値は、良い対応を示している。これにより、想定した応力伝達モデルは適切であったといえる。Fp.4 のように、柱側面につながっていても、ねじりスラブが柱せい幅より広いため、ねじり耐力が発揮でき、その反力がせん断力として柱前後面の仮想梁に伝わることになる。この場合、この部分のせん断力が急増することになり、パンチングシア破壊の検討に柱側面のねじりモーメントによる付加的なせん断力を考慮することが必要になる。実験結果を整理したフラットスラブのパンチングシア耐力の評価式である(1)式に、モーメントの項が付加されるのは、このような応力の伝達があるからである。



(a) Fp.4 応力伝達モデル

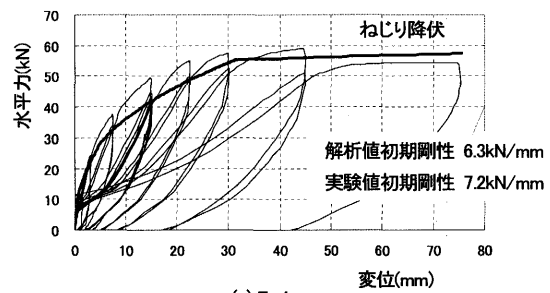


(b) Fp.5 応力伝達モデル

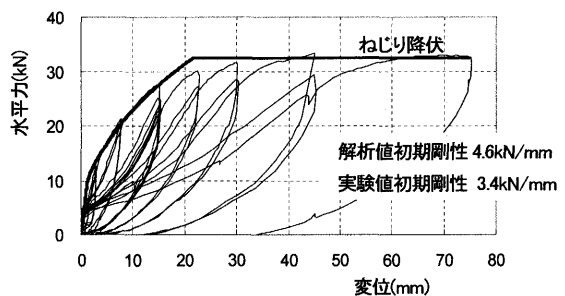


(c) フレームモデル化

図 19 応力伝達モデル



(a) Fp.4



(b) Fp.5

図 20 復元力の比較

この結果を踏まえて、Fp.3に対する解析を行った。Fp.4では柱前後面近くのねじりスラブに応力が集中しているのに対して、Fp.5では柱側面のねじりスラブに応力が集中している。したがって、Fp.4とFp.5を足し合わせると、Fp.3の応力状態に近くなると考え、初期ひび割れまでのねじりに対する有効幅を柱せい幅、ひび割れ後のねじり剛性とねじり耐力はFp.4とFp.5の和とした。柱側面のねじりモーメントと、柱前後面のモーメントとせん断力によるモーメントが負担する不釣合いモーメントの割合は、曲げ剛性とねじり剛性の比により決定される事になる。解析結果と実験結果の比較を図21に示す。実験値と計算値は良い対応を示した。また、同図中には、RC標準算定法であるスラブを梁に置換した場合の復元力も示した。図22にFp.3試験体の危険断面位置のスラブ幅方向鉄筋ひずみ分布を実験値と計算値を比較して示す。2000 μ 以上のひずみは2000 μ とし、解析値のひずみはモーメントと比例関係にあるとして求めている。実験値と計算値は良い対応を示した。ひずみ分布は柱からの距離に反比例しており、狩野・吉崎の実験結果⁷⁹⁾と同様の性状を示した。

以上により、本論で提案した方法による復元力特性の設定方法で、実験結果をうまくシミュレートできるといえる。

6. 結論

本研究により以下の結論が得られた。

1. 柱側面のねじりモーメントだけが作用する場合と、柱前後面のせん断力・モーメントが作用する場合のねじりの作用を適切に考慮してねじりの有効幅を設定し、ねじりスラブと曲げスラブの復元力を考える事で、比較的良い精度で接合部全体としての水平力-変形関係を推定できる。
2. 柱側面のねじりモーメントにより、柱前後面に付加せん断力が作用し、パンチングシア耐力の評価に考慮する必要がある。
3. 本論で提案した接合部は十分なパンチングシア耐力を有している。

本論は、全体プロジェクト²⁰⁾のうち、接合部の水平力-変形関係に注目したものであり、今後は、本論で提案した接合部に、モーメントが作用しないときのパンチングシア耐力の評価を行い、(1)式を用いた設計法を提案する予定である。また、本論で提案した復元力特性の設定方法は、片スラブとなる外周柱についてはそのまま適用可能であるが、隅柱などの他端でスラブが連続してない部分については、別途検討が必要である。さらに、復元力特性のより簡便な設定手法を検討したい。

【謝辞】

本研究は独立行政法人日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究(c)(2)）により行いました。また、文部科学省学術フロンティア・横浜市産学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究(TEDCOM)」の成果の一部を使用しました。ジャパンライフ株式会社・高周波熱錬株式会社には試験体製作にあたり材料をご提供いただき、実験の計画・実施では神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の本橋、高橋、御手洗、阿部君の協力を得ました。この場を借りて関係者各位に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会 鋼コンクリート合成構造運営委員会：鋼コンクリート合成構造の合理的な接合法を探る、2003年度日本建築学会大会PD資料、2003
- 2) 佐藤宏貴，島崎和司，黒瀬行信，熊谷仁志，戸沢正美：低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究、構造工学論文集 Vol.49 B、pp.503~509、日本建築学会、2003

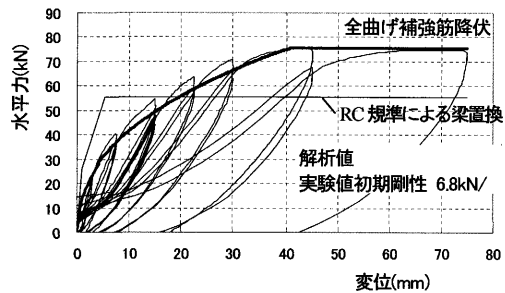


図21 Fp.3試験体の復元力の比較

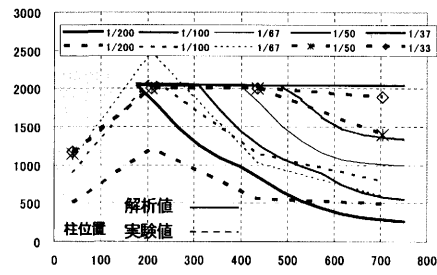


図22 Fp.3危険断面位置ひずみ分布

- 3) 島崎和司：損傷低減を目的としたエネルギー吸収型X型配筋RC梁の開発、日本建築学会構造系論文集、No.562、pp.83~89、2002.12
- 4) Shimazaki, K.: Experimental Study of a Diagonally Reinforced Beam with Well Reparability, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 258, CD-ROM, 2002
- 5) Daniel N. Farhey, David Z. Yankovsky, and Moshe A. Adin.: Resistance Mechanism Model for Reinforced Concrete Flat Slab-Column Frame Connections, Structural Journal, Vol. 94 Issue 6, pp.653-662, ACI, 1997
- 6) Mary B. Hueste and James K. Wight: Nonlinear Punching Shear Failure Model for Interior Slab-Column Connections, Structural Journal, pp.997-1008, ACI, 1999
- 7) 狩野芳一、吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その1 水平荷重を受ける接合部の実験）、日本建築学会論文報告集、第288号、pp.39~48、1980.2
- 8) 狩野芳一、吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その2 鉛直荷重と水平荷重を受ける接合部の実験）、日本建築学会論文報告集、第292号、pp.31~40、1980.6
- 9) 吉崎征二、狩野芳一：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その3 接合部のねじり実験）、日本建築学会論文報告集、第300号、pp.41~48、1981.2
- 10) 吉崎征二、狩野芳一：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その4 終局せん断強度算定法とその確認実験）、日本建築学会論文報告集、第309号、pp.29~40、1981.11
- 11) 鉄筋コンクリート構造設計規準、同解説 許容応力法一、日本建築学会、1999.10
- 12) 鈴木紀雄：部材解析モデルの構造設計への応用1-解析モデルへの期待と現状-、シンポジウム コンクリート系構造の部材解析モデルの設計への応用、pp.55-65、日本建築学会、2004.3
- 13) 河内武、中澤春生、斎藤秀人、高橋正明、黒瀬行信：梁型配筋を施したフラットプレート構造架構の構造特性（その1）（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.715~718 1997.9
- 14) 室屋哲也、山本正幸、菅谷公彦、毛井崇博、岡本晴彦、太田義弘：壁柱・プレレストレストフラットプレート架構の力学性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.407~408、2003.7
- 15) 石川通広、横谷栄次、神吉裕輔、三森弘之、伊藤嘉則、両角智：スタッドレール補強筋を用いたフラットプレート構造のせん断補強効果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、C-2、pp.409~4012、2003.7
- 16) Ian N. Robertson, Tadashi Kawai, James Lee, and Brian Enomoto: Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement, Structural Journal, Vol.99 Issue 5 pp.605-613, ACI, 2002
- 17) ACI-ASCE Committee 421: Shear Reinforcement for Slabs, ACI 421.1R-99
- 18) 泉 満明著：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法、技報堂、1972
- 19) 土木学会 コンクリート委員会：コンクリート標準示方書、土木学会
- 20) H. Satoh and K. Shimazaki: Experimental research on load resistance performance of CFT column/flat plate connection, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 976, Vancouver, B.C., Canada, 2004

(2004年9月8日原稿受理、2005年1月7日採用決定)