

論文 RC造ト形接合部の立面形状が復元力特性に与える影響に関する実験

三本菅 良太*1・趙 敏洙*2・迫田 丈志*3・前田 匡樹*4

要旨: 建築学会「靱性保証型設計指針」には、接合部の復元力特性として、せん断剛性やひび割れ強度、せん断強度の計算方法が示されているが、これらには接合部立面形状や破壊モードの影響は考慮されていない。本研究では、上記2つの項目に加えて、接合部横補強筋量の3つをパラメータとして静的加力実験を行った。その結果、ひび割れ強度は、立面形状や破壊モードによらず概ね靱性指針式で評価できるが、せん断剛性とせん断強度は、立面形状が縦長ほど計算値を下回った。そこで、接合部の剛性評価に曲げ変形を加えた等価せん断剛性で評価したところ、実験結果の傾向を捉えることができた。

キーワード: ト形接合部, 立面形状, 破壊モード, 復元力特性, せん断剛性

1. はじめに

建物の大スパン化や大開口の確保といった設計要求に伴い、取り付く柱せいと梁せいが異なるRC造ト形接合部が見受けられる。既往の研究では、柱せいと梁せいがほぼ等しい正方形立面形状を有するト形接合部の実験結果から、せん断強度や剛性の評価法が確立されている¹⁾。このため、立面形状の影響は評価することができない。また、柱・梁の曲げ降伏が先行する接合部の復元力特性や、その立面形状の影響についても研究例が殆ど見当たらない。以上の背景から本研究では、接合部立面形状、破壊モード、接合部横補強筋量をパラメータとして静的加力実験を行い、接合部の強度や剛性に与える各因子の影響を明らかにすることを目的とする。

2. 実験概要および結果

2.1 試験体概要

本研究で想定する建物は鉄筋コンクリート造純ラーメン架構とし、ト形柱・梁部分架構の1/2スケール試験体について静的繰返し漸増載荷実験を行った。

試験体は表-1に示した6体とし、基準試験体は正方形立面形状で、横補強筋比が0.3%のせん断破壊型試験体V4045_0.3とし、立面形状・横補強筋比・破壊モードの3

つのパラメータを設定した。立面形状は図-1に示す通り横長・正方形・縦長とし、縦長接合部の横補強筋量 p_{jw} は0.3%と0.6%の2種類、破壊モードは横長と縦長接合部において、せん断破壊型Vと梁曲げ降伏型Mとした。また、すべての試験体には直交梁はなく、梁主筋端部にはナット形の機械式定着を用いた。

接合部せん断強度は、実験値と比較するために靱性指針¹⁾に示されているせん断強度推定式(1)を用いた。

$$\tau_{ju} = 0.59\sigma_B^{0.718} \quad (1)$$

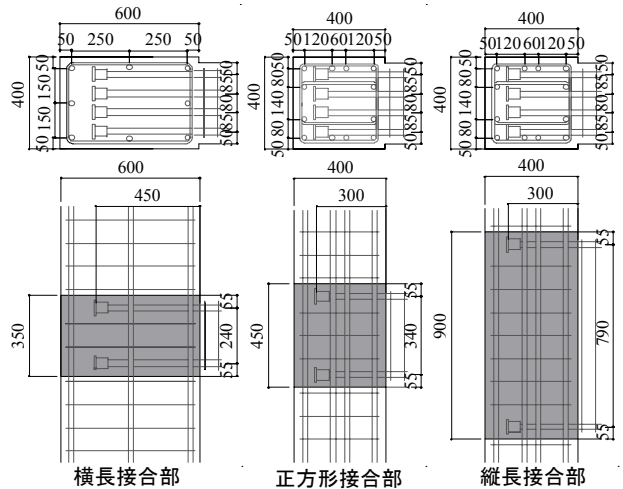


図-1 試験体形状

表-1 試験体概要

試験体	σ_B (N/mm ²)	梁			柱			接合部		
		スパン (mm)	断面 (mm)	引張主筋	定着長 (mm)	階高 (mm)	断面 (mm)	全主筋	横補強筋	横補強筋比(%)
V6035_0.3	24	3800	350×350	4-D29(SD685)	450	2200	400×600	10-D19(SD590)	2-D10@100(2組)(SD295A)	0.3
V4045_0.3			350×450	4-D25(SD980)	300		400×400	12-D22(SD490)	2-D10@100(3組)(SD295A)	
V4090_0.3			350×900	4-D25(SD685)				10-D25(SD685)	2-D10@100(7組)(SD295A)	
V4090_0.6					4-D10@100(7組)(SD295A)					
M6035_0.3	60	3800	350×350	4-D25(SD590)	450	400×600	8-D19(SD345)	2-D10@100(2組)(SD296A)	0.3	
M4090_0.6			350×900	4-D25(SD490)	300	400×400	10-D25(SD345)	4-D10@100(7組)(SD295A)	0.6	

*1 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 博士課程前期 (正会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 博士課程後期 修士(工学) (正会員)

*3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

*4 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

式(1)は直交梁のないト形接合部試験体の回帰分析結果によるせん断強度推定式であり、SI 単位に換算した。柱と梁の曲げ終局強度は、平面保持を仮定した断面の曲げ解析により求めた。鉄筋はバイリニア型、コンクリートは Fafitis 式²⁾による材料特性 σ - ϵ を仮定し、引張主筋が降伏するか、コンクリート圧縮縁歪が 0.003 に達した時点を曲げ終局強度計算値 M_u とした。

2.2 加力計画

加力装置図を図-2 に示す。柱の反曲点間隔を 2.2m、柱心から梁反曲点までを 1.9m とし、水平ジャッキで柱の鉛直を維持し、梁反曲点位置に取り付けた油圧ジャッキにより正負交番繰返し漸増载荷を行った。軸力は装置安定用として一定値 10kN に制御した。但し、V4090_0.3 試験体のみ、負加力時の下柱主筋の降伏を防ぐため、一定軸力 336kN (軸力比 0.1) を加えた。梁端を押し下げる方向を正加力とし、梁端変位をスパンの 1/2 で割った層間変形角に対して $\pm 1/800\text{rad}$ を 1 サイクル、 $\pm 1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25$ を 2 サイクルずつ加力した。

2.3 材料試験結果

材料試験結果を表-2 に示す。接合部せん断破壊型試験体のコンクリート圧縮強度は 24N/mm^2 、梁曲げ降伏型の試験体では 60N/mm^2 を目標とした。

2.4 実験結果

(1) 破壊性状

図-3 に V 型の試験体の内、横補強筋量が $p_{jw}=0.3\%$ の試験体の $1/50\text{rad}$ 時のひび割れ図を示す。

V 型の試験体では、いずれも $1/400\sim 1/200\text{rad}$ で接合部の定着部付近より接合部のせん断ひび割れが生じた。さらに、 $1/100\text{rad}$ 時までには接合部の横補強筋が定着部から降伏して、V4090_0.3・V4090_0.6 では $1/67\text{rad}$ 時、V4045_0.3・V6035_0.3 は $1/50\text{rad}$ 時に最大耐力に至った。その後、どの試験体も接合部せん断ひび割れが開き、かぶりコンクリートが剥落して、最終破壊をむかえた。

M 型の試験体では、2 体とも $1/400\text{rad}$ で接合部の入隅部にひび割れが生じ、その後接合部せん断ひび割れが生じた。いずれの試験体も $1/100\text{rad}$ で接合部横補強筋が降伏した後、柱・梁主筋が降伏した。M6035_0.3 は $1/67\text{rad}$ で柱中段筋が降伏し、 $1/50\text{rad}$ で梁主筋が降伏して、最大耐力に至り、M4090_0.6 は正側では $1/100\text{rad}$ 時に柱中段筋、梁主筋の順に降伏して、 $1/67\text{rad}$ 時に最大耐力に至った。最大耐力後は V 型試験体と同様に接合部破壊した。

立面形状が縦長になるほど破壊時に大きく開くせん断ひび割れの角度は立っていた。一方、引張入隅部のひび割れは立面形状の影響を受けず、また、破壊モードの影響も殆ど見られず、同程度の損傷状況となった。

(2) τ - γ 関係

図-4 に 6 体の試験体の接合部せん断応力度 τ -せん断

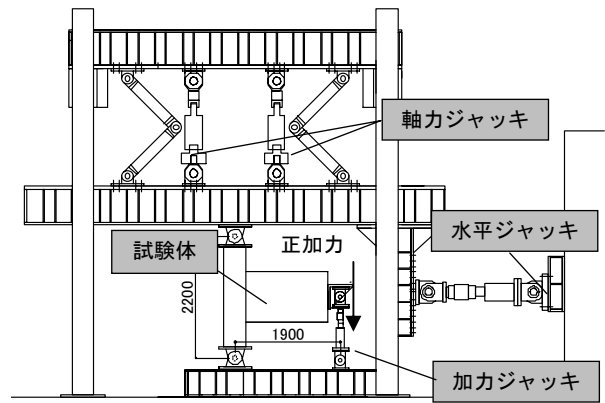


図-2 加力装置図

表-2 材料試験結果

鉄筋	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y (μ)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
D10(SD295)	376	524	2024	1.86×10^5
D10(SPR785)	878	1045	4408	1.99×10^5
D19(SD345)	393	582	1965	2.01×10^5
D19(SD590)	619	838	3348	1.86×10^5
D22(SD490)	540	706	2873	1.88×10^5
D25(SD345)	401	582	2120	1.9×10^5
D25(SD390)	466	645	2490	1.97×10^5
D25(SD590)	629	810	3075	2.07×10^5
D25(SD685)	743	954	3963	1.88×10^5
D25(SD490)	550	732	2667	2.08×10^5
D25(SD980)	1142	1260	7947	1.92×10^5
D29(SD685)	713	936	3624	1.97×10^5

コンクリート	圧縮強度 σ_b (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	圧縮強度時歪 ϵ_c (μ)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
V4045_0.3	23.8	2.16	1710	2.68×10^4
V4090_0.3	24.7	2.15	1780	2.68×10^4
V6035_0.3	27.1	2.28	1940	2.59×10^4
M6035_0.3	58.8	3.37	2300	3.60×10^4
V4090_0.6	27.0	2.52	1910	2.62×10^4
M4090_0.6	61.3	4.53	1770	3.50×10^4

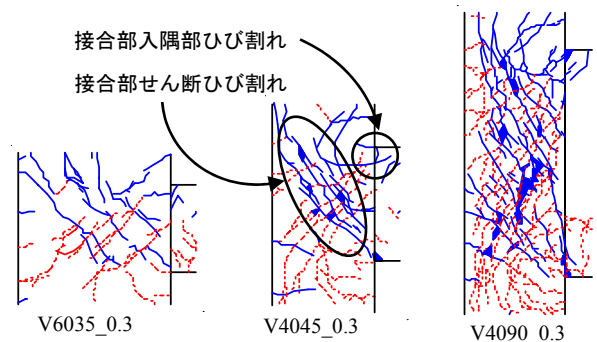


図-3 ひび割れ図(1/50rad.時)

変形角関係 γ を示す。接合部せん断応力度 τ は梁せん断力 Q_b から、式(2)を用いて接合部せん断力 V_j を算定し、有効断面積 $b_j L_d$ で除して算定した。ここで、 j_b は $0.9d$ と仮定した。また、接合部せん断変形角 γ は図-5 に示す 1 組の X 形に配置した変位計測値から算定した。

$$V_j = Q_b \times (L_0/j_b - L/2H) \quad (2)$$

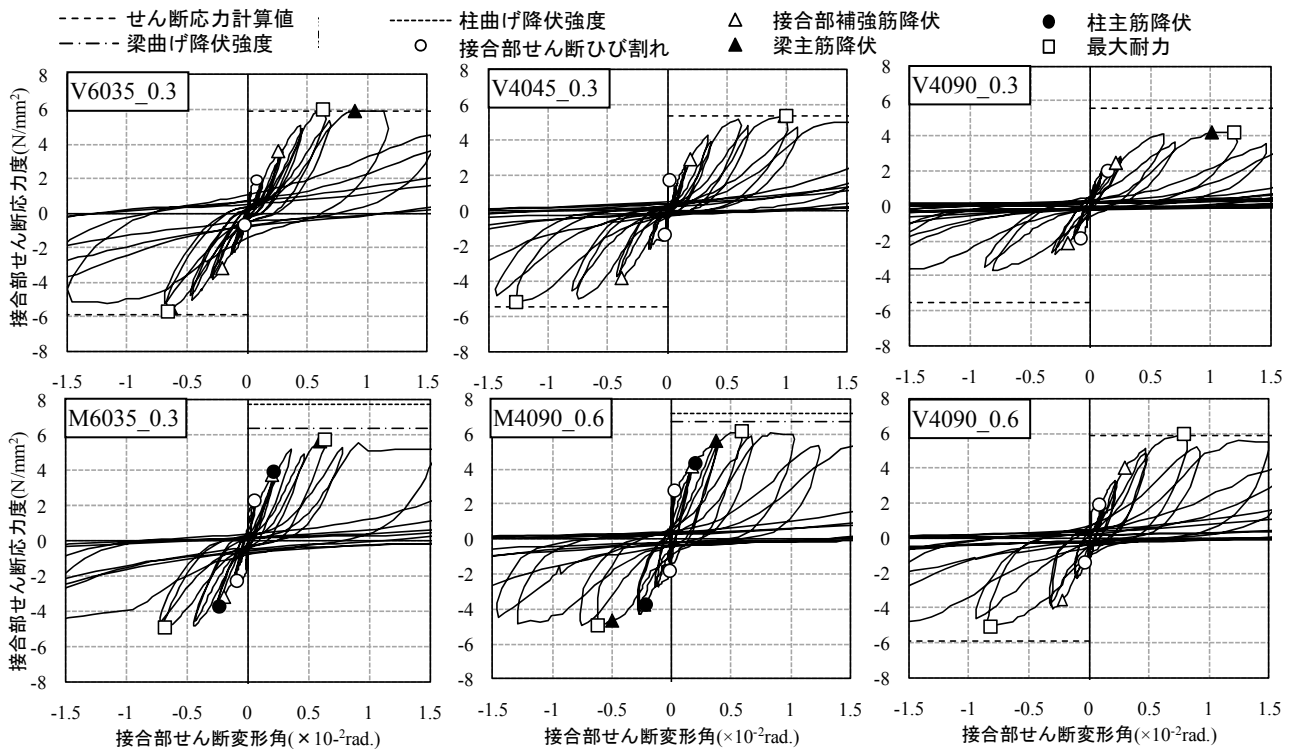


図-4 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

ただし、 L_0 : 梁内法長さ、 j_b : 梁の応力中心距離 (0.9d)、
 d : 梁有効せい、 L : 梁スパン、 H : 階高

図-4 より、接合部せん断剛性は、V6035_0.3、V4045_0.3、V4090_0.3 試験体の比較から、縦長試験体ほど低くなるのが分かる。V4045_0.3 と V4090_0.3 試験体は主筋量は等しく、柱・梁のせん断スパンは異なるが、接合部剛性には影響しないと考えられる。また、V4090_0.6 では V4090_0.3 試験体よりも剛性が高く、横補強筋量の効果が現われた。使用した柱主筋の径と材料は異なるが、柱中段主筋量はほぼ等しく影響していないと考えられる。

いずれの試験体も接合部せん断変形角が 0.5% を越えると急激に接合部せん断変形角 γ が進展し、1% 前後で最大耐力を迎えている。せん断強度については、V4090_0.3 試験体では、せん断強度式(1)による計算値よりも大きく危険側となり、横補強量を 2 倍にした V4090_0.6 試験体では、安全側となった。M6035_0.3 試験体でも、平面保持仮定による曲げ終局強度解析値よりも若干危険側となった。強度低下の要因については 3.3 節において検討する。

(3) 歪分布

横長試験体 V6035_0.3 と M6035_0.3、縦長試験体 V4090_0.6 と M4090_0.6 の破壊モードによる違いを検討する。図-6、図-7、図-8 にそれぞれ柱、梁、接合部の歪分布を示す。実験歪は材料試験による降伏歪を除いて基準化した値であり 1 以上が降伏を示す。柱は最大強

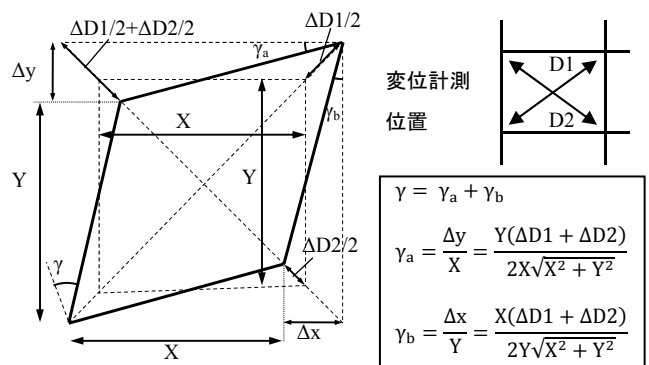


図-5 接合部せん断変形の計測方法

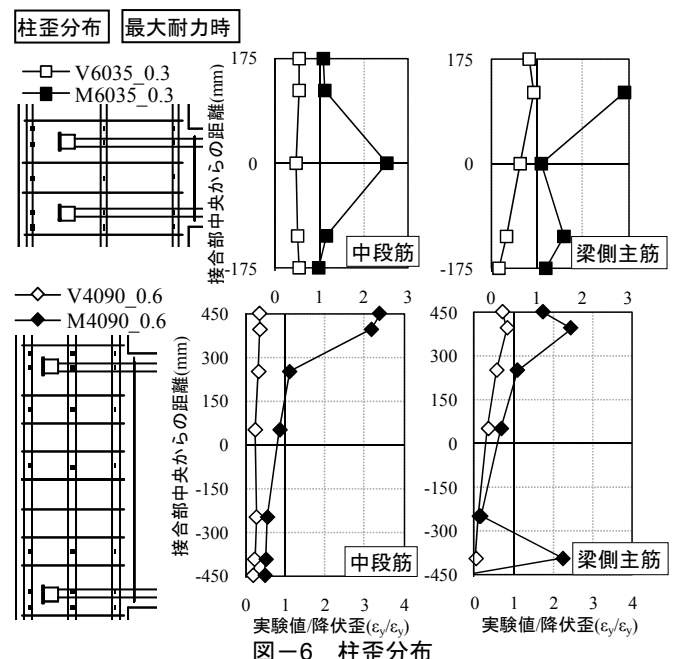


図-6 柱歪分布

度時の中段筋と梁側主筋、梁は最大強度時の内側主筋、接合部は1/100rad.時の横補強筋歪を示した。柱主筋・梁主筋の歪は、横長・縦長どちらの試験体も、M型では最大強度時まで降伏したが、V型では降伏しなかった。

接合部横補強筋は、層間変形角1/100rad.時において、接合部せん断変形角が0.3%程度となり、どの試験体でも降伏した。このことから、M型の試験体でも接合部に早期にせん断ひび割れが生じ、横補強筋による接合部ひび割れの拡大防止効果が見られ、立面形状が変化しても、その効果は殆ど変わらないと言える。接合部横補強筋比が2倍の試験体でも、同様に歪が進行し降伏した。

3. 実験結果の検討

3.1 せん断ひび割れ強度

接合部のせん断ひび割れ強度は靱性指針¹⁾では、コンクリートの引張強度 f_t を $0.47\sqrt{\sigma_B}$ として、モール応力円により式(3)で計算される。

$$\tau_{cr} = \sqrt{f_t^2 + \sigma_0 f_t} \quad (3)$$

実験においてせん断ひび割れが生じた時点の接合部せん断応力度 τ_{cr} と σ_0 から f_t を求め、コンクリート強度によって決まる $\sqrt{\sigma_B}$ と比較して図-9に示した。その結果、実験結果の主応力度 f_t は立面形状の違いによらず、 $0.33\sqrt{\sigma_B} \sim 0.47\sqrt{\sigma_B}$ となったが、M6035_0.3試験体のみ計算値よりも小さい結果となった。

3.2 初期剛性と第2剛性

靱性指針¹⁾には、接合部復元力特性として、図-10に示すように、原点とせん断ひび割れ点、最大耐力点を結ぶ方法が示されている。初期剛性を式(4)より算定し、第2剛性は式(5)より算定する。この方法は立面形状にかかわらず剛性は一定となる。しかし、実験では、等しいせん断応力度でも縦長接合部ほどせん断変形角が大きく、剛性が低くなった。そこで、この実験結果を説明するために、接合部には図-11のように曲げ変形も生じると仮定し、同じ τ に対して縦長接合部ほど等価せん断変形角が大きくなる計算値を示し、初期剛性 G_1' と第2剛性 G_2' として評価した。

$$G_1 = E_c / 2(1 + \nu) \quad (4)$$

$$G_2 = G_{2i} \cdot K_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \quad (5)$$

$$\delta_{F1} = (V_j j_b)^3 / (12 E_c I) \quad (6)$$

$$\gamma_{F1} = \delta_{F1} / j_b = (\tau_j j_b^2) / (E_c L_d^2) \quad (7)$$

$$G_{F1} = \tau_j / \gamma_{F1} = E_c \times (j_b / L_d)^2 \quad (8)$$

$$1/G_1' = 1/G_1 + (j_d / L_d)^2 \times 1/E_c \quad (9)$$

$$G_2' = G_1' \times (G_1 / G_2) \quad (10)$$

ここで、 E_c : コンクリートの弾性係数、 ν : ポアソン比¹⁾ ($\nu = 4.1 \times 10^{-4} \sigma_B + 0.169$)、 $K_0 \sim K_3$: 材料等により決まる係数¹⁾、 G_{2i} : 第2剛性の基準値 (1593 N/mm^2)¹⁾、 I : 柱の断面2次モーメント ($I = b_j L_d^3 / 12$)、 V_j : 接合部入

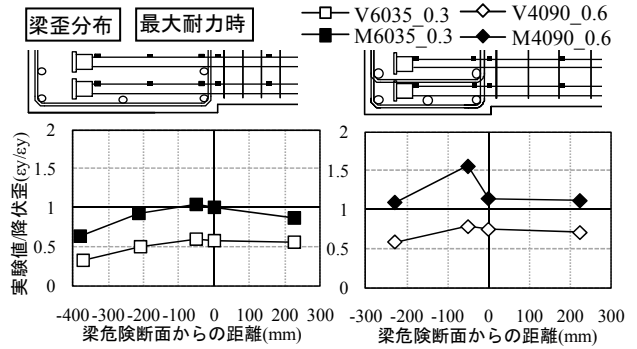


図-7 梁歪分布

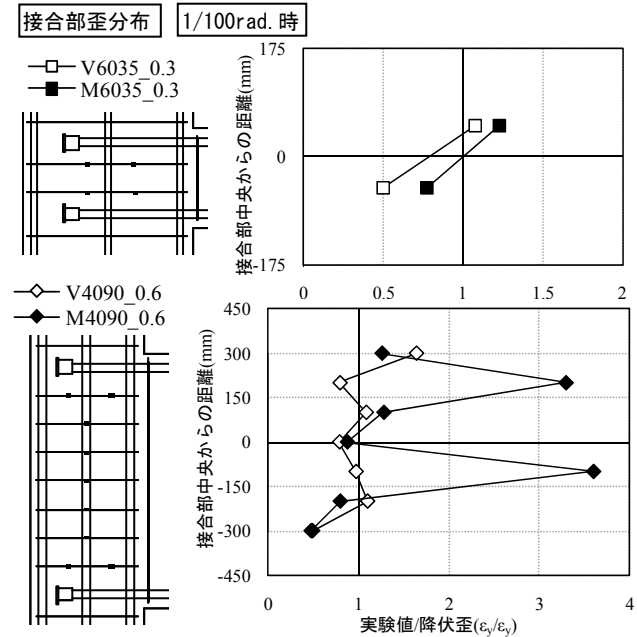


図-8 接合部歪分布

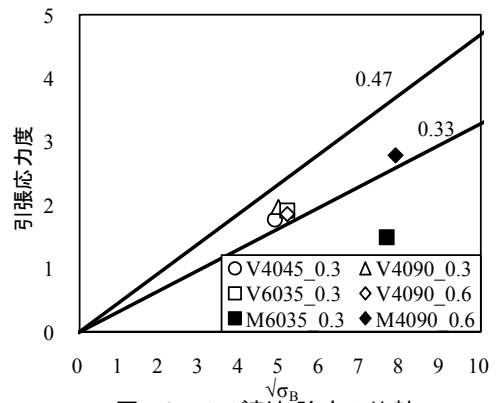


図-9 ひび割れ強度の比較

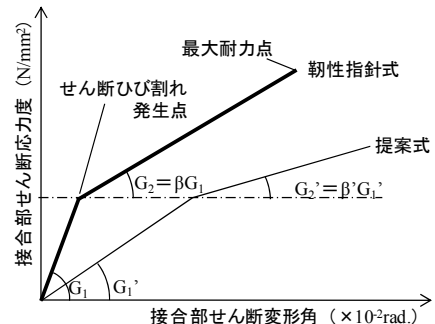


図-10 復元力特性モデル

せん断力, δ_{F1} : 曲げ変形, τ_j : 接合部せん断応力度 ($\tau_j = V_j/b_j L_d$), γ_{F1} : 接合部せん断変形角, j_b : 梁の応力中心距離 (0.9d), L_d : 柱有効せい (定着長さ)。

接合部の曲げ変形を逆対称曲げを仮定して式(6)から算定すると, γ_{F1} は式(7)となる。曲げ変形による等価せん断剛性は, 式(8)のように表すことができ, 接合部初期剛性は, せん断剛性 G_1 と曲げ変形による等価せん断剛性 G_{F1} から式(9)となる。また, 第2剛性は, 既往式の初期剛性 G_1 と第2剛性 G_2 の比を用いて, 式(10)によって計算した。曲げ変形とせん断変形を分離計測していないことや, 理論解を得ることも困難であることから, 簡易的に弾性剛性の比をそのままひび割れ後の剛性の比とした。

提案式(9), 式(10)による剛性と実験結果の比較を図-12 および図-13 に示す。実験結果における初期剛性と第2剛性は, ひび割れ点, 接合部横補強筋の降伏点を目安として実験の $\tau-\gamma$ 包絡線を近似するように2折れ線として評価した。靱性指針¹⁾では立面形状の影響を考慮せずに初期剛性と第2剛性を評価しているため, 立面形状によらず一定の剛性となるが, 実験結果では立面形状によって剛性が異なり, 曲げ変形を仮定した等価せん断変形角による提案式で評価する方が, 縦長ほど剛性が低下するという実験結果を概ね捉えることができる。

3.3 接合部耐力

V型試験体の立面形状とせん断強度の関係を図-14 に示す。縦長ほどせん断強度は低下し, 式(1)による計算結果を下回る傾向は, 縦長ほど圧縮ストラットの角度が大きくなることの影響したと考えられる。また, 縦長接合部の横補強筋量を2倍にすると, せん断強度は上昇し既

往式による計算値を上回った。この結果は文献³⁾に示される通りアーチトラス機構を適用することで, アーチの影響が小さい縦長接合部ではトラス機構による横補強筋の影響が大きくなることが考えられる。

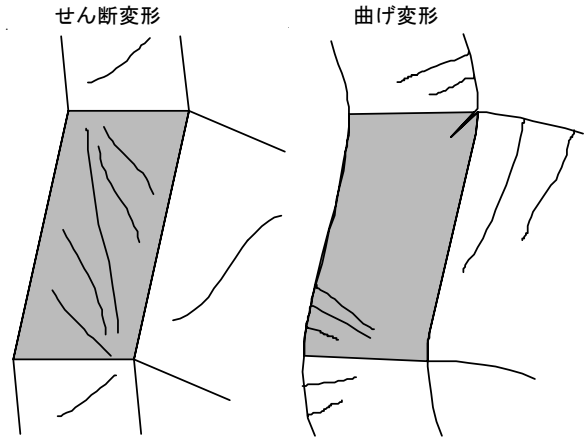


図-11 接合部の変形

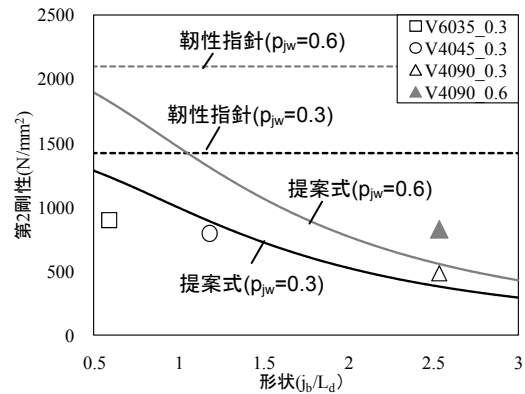


図-12 立面形状と第2剛性の比較

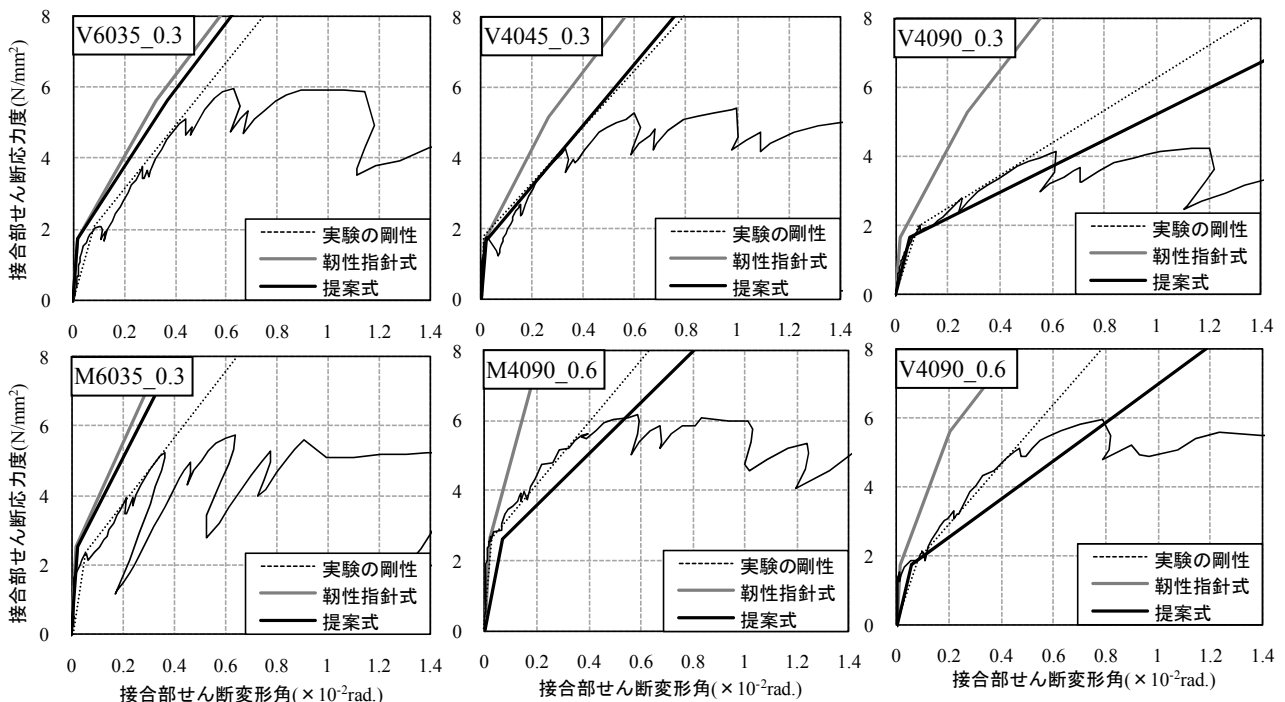


図-13 復元力特性の比較 (実験値と本研究の提案式による計算値)

続いて、立面形状と曲げ強度の関係を図-15に示す。梁曲げ終局強度の計算値に比べて実験結果が小さくなった。接合部にせん断ひび割れが生じると、そこを横切る横補強筋と柱中段筋にはせん断ひび割れが開くのを拘束し引張歪が生じる。加えて、接合部圧縮ストラットの損傷によって柱梁の危険断面における圧縮領域が断面内にシフトし、応力中心距離が小さくなり、主筋応力が上昇することも考えられる。そこで、平面保持を仮定した曲げ解析から、図-16に示す方法で、梁と柱それぞれの応力中心距離を求め比較した。応力中心距離 j の算出方法は以下の手順による。まず、鉄筋の歪から引張力を算定し、式(11)、(12)よりコンクリートの圧縮力を求める。

$$T = T_1 + T_2 + T_3 \quad (11)$$

$$C = N + T \quad (12)$$

次に、鉄筋のモーメント M_T を式(13)から求める。 M_T と、柱の M から、式(14)よりコンクリートの圧縮合力によるモーメントを求める。式(15)と式(16)から圧縮合力位置 j_c と引張合力位置 j_T を求め、式(17)より j を算定する。

$$M_T = T_1 d_1 + T_2 d_2 + T_3 d_3 \quad (13)$$

$$M_C = M - M_T \quad (14)$$

$$j_c = M_C / C \quad (15)$$

$$j_T = M_T / T \quad (16)$$

$$j = j_c + j_T \quad (17)$$

式(17)で求めた応力中心距離を表-3に示す。曲げ解析は柱と梁の曲げ終局強度時の応力中心距離の値を示した。梁の応力中心距離において、曲げ解析値と実験値を比較すると、横長では曲げ解析値の0.90倍、縦長では0.94倍となり曲げ強度の実験値と計算値の比に一致した。

4. まとめ

ト形接合部の静的加力実験結果から、接合部立面形状の復元力特性への影響について、以下の知見を得た。

- (1) ひび割れ強度は立面形状や、横補強筋量によらず、式(3)によって概ね評価できた。
- (2) 接合部せん断剛性は、縦長接合部ほど低下し、横補強筋量を増やすと増大した。この傾向は、接合部の曲げ変形を考慮した等価せん断剛性によって評価できる可能性があることを示した。
- (3) 接合部せん断強度は、縦長ほど低下し、横補強筋を増やすと上昇した。この傾向は、アーチトラス機構を仮定すれば説明できると考えられる。
- (4) 柱・梁曲げ強度は、曲げ解析値よりも低かった。これは、接合部せん断ひび割れによる柱中段主筋の引張シフトや、対角ストラットの損傷に伴う応力中心距離が小さくなったこと等に起因すると考えられる。
- (5) 接合部曲げ変形や、柱・梁主筋量、曲げ強度比、せん断スパン比等の影響については今後の課題とする。

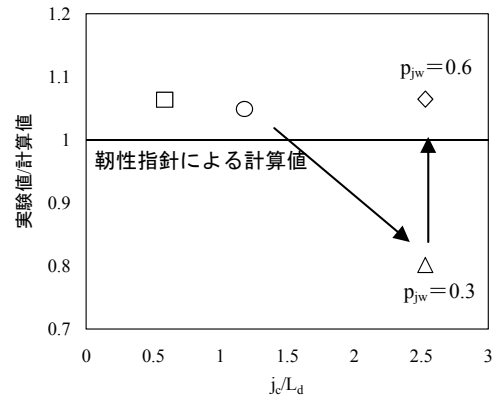


図-14 立面形状と接合部せん断強度の比較

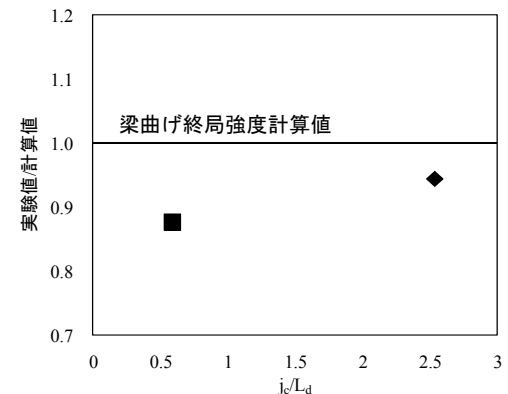


図-15 立面形状と梁曲げ終局強度の比較

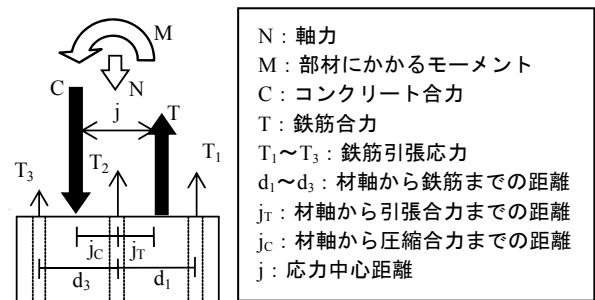


図-16 柱の応力中心距離の算出方法

表-3 応力中心距離の比較

試験体名	M6035_0.3		M4090_0.6	
	梁	柱	梁	柱
実験値 (mm)	240	232	774	233
曲げ解析 (mm)	268	358	820	230
実験値/曲げ解析値	0.90	0.65	0.94	1.01

謝辞

本実験は、(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究委員会(岡田恒男委員長)のもとに設置された実験担当WGの研究プロジェクトの一貫として実施されたものである。また、東京鉄鋼(株)より鉄筋等の材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、2001.9
- 2) A. Fafitis and S. P. Shah : Lateral Reinforcement High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publishment, No. SP-87, pp.213-232, 1985
- 3) 迫田丈志, 前田匡樹, 三浦耕太, 趙敏洙, 佐川隆之, 機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp67-74, 2010.3