

鉄筋コンクリートL字型、T字型 柱・梁接合部の耐震性能

藤井 栄¹・崔 建宇²・渡辺 史夫³

1 博士 (工学) 京都大学助教授 工学研究科環境地球工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

2 工修 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

3 工博 京都大学教授 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

Seismic performance of beam-column joints in reinforced concrete frame structures is strongly affected by reinforcement detailing. In this research, the effects of anchorage length, transverse reinforcement and additional reinforcement arrangement were investigated for external L- and T-shape beam-column joints experimentally. Following findings were obtained: (1) The tail length of hooked bar anchorage was the decisive factor for the joint shear capacity. (2) The poor seismic performance of L-shape joint could be improved by placing the additional diagonal reinforcement in the corner. (3) The stirrup arrangement in T-shape joint region made an increase in shear capacity.

Key Words: Reinforced Concrete, beam-column joint, shear, anchorage, hook, stirrup

1. はじめに

鉄筋コンクリート架構におけるL字形、T字型柱・梁接合部では、柱、梁の主筋端を定着しなければならず鉄筋の納まりが困難になる場合が多い。また、一般の接合部と異なり、梁、柱のとりつかない面が2面あるため、応力条件が異なり、接合部せん断耐力も低く見積もっている。既往の研究¹⁾では梁、柱筋端部の定着詳細によって耐震性能がかなり異なること、閉じる側、開く側の荷重方向によっても性能が異なることが指摘されている。一方、T字型となる最上階接合部は、せん断耐力についてト型接合部と同じ取扱いをするが、定着詳細は異なり、必ずしも実験資料は十分でない。本研究は、L字型接合部における梁定着筋の余長長さ、接合部フープ筋量、柱筋の端部定着形式、接合部入隅斜め補強筋の影響、T字型接合部のスターラップ筋の使用によるせん断耐力の改善効果を実験的に調査したものである。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体は、L字形試験体6体、T字形試験体2体からなる。部材寸法は、梁断面200×300mm (B×H)、柱断

面300×300mm (D×D)で約1/2スケールとした。図1に配筋詳細を示す。梁筋は上下とも4-D13 (Pt=0.94%)、柱筋12-D13 (pg=1.69%)、スターラップ筋2-φ6@40 (ps=0.708%)、フープ筋2-φ6@40 (Ph=0.472%)とした。接合部せん断補強筋はφ6外周フープ4組 (pw=0.31%)の場合とさらに中子筋を加えた場合 (pw=0.62%)とした場合がある。柱筋端部のプレート寸法は柱筋断面積の8.5倍の33×33mm、厚さ12mmである。梁上端筋、柱主筋の接合部での投影定着長さはRC計算規準による最小値の225mm (全せいの3/4、プレート定着では定着板手前面までの長さ)とした。表1に使用材料の特性値一覧を示す。梁、柱主筋の降伏強度473MPa、実験時のコンクリート圧縮強度は27.2MPa (L字形)、22.9MPa (T字形)である。

表1 使用材料一覧表

鉄筋材料	鉄筋直径 (mm)	降伏強度 (MPa)	E ×10 ⁵ (MPa)
部材主筋、斜め筋	D13	473	2.13
スターラップ筋	φ6	258	1.67
フープ筋	φ6	258	1.67
コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	E ×10 ⁴ (MPa)
L字形	27.2	2.25	1.99
T字形	22.9	1.99	2.01

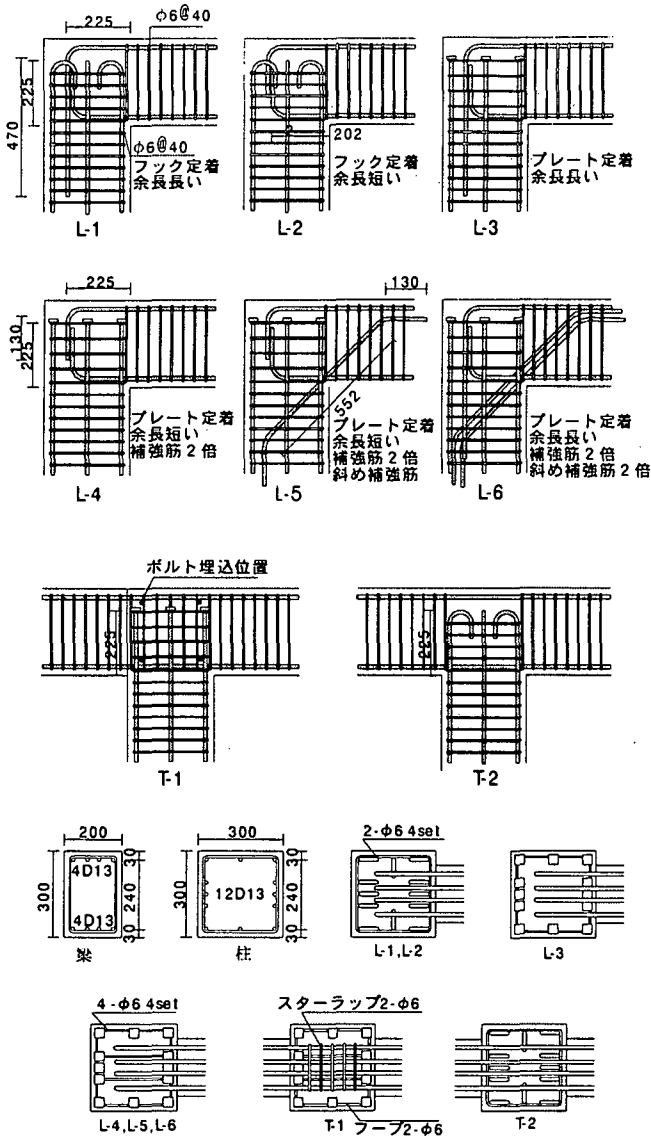


図1 試験体配筋詳細

表2 試験体特性一覧

試験体	形状	梁筋定着法	柱筋定着法	接合部補強筋
L-1	L	90° フック (余長 36d _b)	180° フック	2-φ6×4set
L-2	L	90° フック (余長 10d _b)	180° フック	2-φ6×4set
L-3	L	90° フック (余長 36d _b)	プレート	2-φ6×4set
L-4	L	90° フック (余長 10d _b)	プレート	4-φ6×4set
L-5	L	90° フック (余長 10d _b)	プレート	4-φ6×4set
L-6	L	90° フック (余長 36d _b)	プレート	4-φ6×4set
			プレート	2D13(斜め筋)
T-1	T	通し筋	プレート	2-φ6×4set
T-2	T	通し筋	180° フック	2-φ6×4set

(2) 実験変数

実験変数は、L字形接合部では梁上端定着筋余長さ (RC計算規準による 36d_b 及びト形接合部に対する最小長さ 10d_b、d_b:主筋径)、柱筋定着形式 (プレート定着及び 180° フック定着)、接合部フープ筋比 (2-φ6 (0.31%) 及び 4-φ6 (0.62%))、入隅斜め補強筋の有無と量 (L-5:2-D13、L-6:4-D13) で、T字形接合部で接合部内

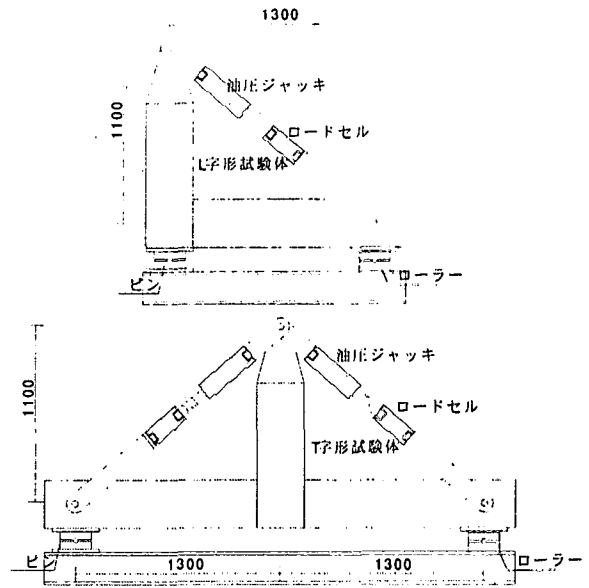


図2 載荷装置図

スターラップ筋の有無とした。

(3) 載荷と計測方法

図2に載荷方法を示す。L字形試験体では柱、梁両端部の間を油圧ジャッキで結んで正負繰返し荷重を与えた。閉じる方向を正側、開く方向を負側とした。T字形試験体ではふたつの油圧ジャッキに大きさが等しく符号の異なる一対の荷重を交番で与えた。載荷履歴は、層間変形角①1/150、②1/100、③1/75、④1/50、⑤1/33、⑥1/20での正負各一回の変位漸増繰返し載荷を基本とした。

柱載荷点の水平方向変位、最外縁柱筋、梁筋のラインで囲まれる接合部パネルの4隅にボルトを埋め込み、接合部変形を計測した。柱、梁筋ひずみは、部材危険断面位置、折り曲げ起点位置、プレート付根位置で WSG により計測した。

2. 実験結果

(1) 破壊モード

試験体はいずれも靱性保証型耐震設計指針によって接合部せん断破壊が梁降伏に先行するように設計したが、余長の長いL字形接合部試験体は、正側に梁上端筋の折り曲げ起点位置で、続いて梁危険断面位置で鉄筋が降伏した。すべての試験体が繰返し載荷とともにせん断ひびわれが進展し、耐力、剛性が徐々に低下した。表3に実験結果一覧を示す。

(2) ひび割れ性状

図3に支配的なひび割れ状況の模式図を示す。L字型接合部の正側載荷では、いずれも入り隅に向かう斜めひび割れが数本生じるが、特に、外縁柱筋定着端から生じ

表3. 実験結果の概要

試験体	せん断ひび割れ		最大		最大接合部		接合部水平		Vjexp/Vjs		曲げ耐力時		Vjexp/Vjm	
	柱せん断力		柱せん断力		水平せん断力		せん断耐力				接合部			
	Qcr(KN)		Qc(KN)		実験値		計算値				せん断計算値			
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側
L-1	58	35	62.13	43.43	214.6	154.4	154.5	138.7	1.39	1.113	240.3	187.5	1.005	0.823
L-2	48	30.5	48.09	39.92	166.1	141.9	154.5	138.7	1.08	1.023	240.3	187.5	0.778	0.757
L-3	52	41.5	70.3	51.69	242.8	183.7	154.5	138.7	1.57	1.324	240.3	187.5	1.137	0.98
L-4	40.5	35.3	44.58	51.37	154	182.6	154.5	138.7	1.01	1.317	240.3	187.5	0.721	0.974
L-5	39.5	46.8	47.18	63.67	163	226.3	154.5	138.7	1.06	1.632	240.3	187.5	0.763	1.207
L-6	59.1	53.8	79.08	71.3	273.2	253.4	154.5	138.7	1.77	1.827	240.3	187.5	1.28	1.351
T-1	42	42.6	78.1	77.3	276.2	273.3	240.4	240.4	1.15	1.14	240.3	187.5	1.15	1.46
T-2	40	39	62.8	61.2	222	216.4	240.4	240.4	0.92	0.9	240.3	187.5	0.92	1.15

Vjsは靱性保証型指針の接合部せん断強度式による値である。(Vjs = κ × 0.85 × 0.8Fc^{0.7} × bj × ldh)

Vjexp = Atσt (正荷重時)、Vjexp = Atσt - Vc (負荷重時)

AtσtはRC計算規準の柱曲げ耐力略算式から逆算した。(Mu = 0.8AtσtDb + 0.5NbDb(1 - Nb/BbDbFc) or Mu = 0.8AtσtDb - 0.

Vjm = Atσy (正荷重時)、Vjm = Atσy - Vc (負荷重時)

ここで、At: 梁主筋断面積(508mm²)、σt: 梁主筋引張応力、σy: 梁主筋引張降伏強度、Vc: 柱せん断力

κ: 0.4(L字形)、0.7(T字形)、Fc: コンクリート圧縮強度、bj: 250mm、ldh: 225(L字形)、300mm(T字形)

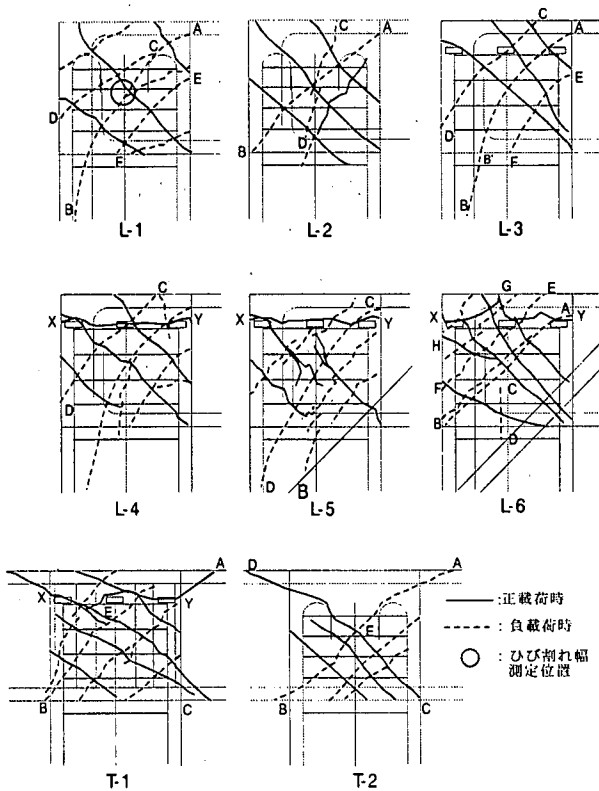


図3 最終ひび割れ状況

る中央のひび割れが大きく進展する。柱筋をプレート定着とした試験体 L4、L5、L6 では繰返し荷重によってプレート位置で鉄筋の配されない接合部上部(柱頭部)コンクリートを分離する水平方向のひび割れ(図中のXY)が最終的に大きく成長した。負側荷重では、図のA-Bの斜めひび割れが最初に生じたのち、数本の斜めひ

び割れが発生し柱へ伸びてゆく。

T字形接合部では、柱筋180°フックとしたT-2ではA-D-Eより上部のコンクリートにひび割れが生じなかったのに対してT-2ではひび割れが分散して生じている。

(3) 荷重-変形曲線

図4に柱せん断力-相関変形曲線を示す。いずれもエネルギー吸収能力が乏しい逆S型の履歴ループを描いている。実験変数による性状の相違は以下のようにまとめられる。

a) 余長の影響

梁定着筋の余長の長い試験体と短い試験体の耐力比は正荷重時に1.29:1(L-1:L-2)、1.58:1(L-3:L-4)、1.50:1(L-6:L-5)になり大きい耐力差がみられた。L-1とL-2の負荷重時耐力には大きな差はなく靱性保証型指針式による算定値とほぼ一致した。

b) 柱筋定着形式の影響

180°フック定着とプレート定着接合部の耐力比は正荷重時1:1.13(L-1:L-3)、1:0.93(L-2:L-4)になり、梁上端定着筋余長の長い場合には柱筋180°フック定着よりプレート定着の方が耐力が大きい、余長の短い場合には接合部せん断補強筋の増加にも関わらずプレート定着の方が(L-4)が耐力がやや小さい。これらの試験体の負荷重時の耐力比は1:1.19(L-1:L-3)、1:1.29(L-2:L-4)になりプレート定着、せん断補強筋量の多い方の耐力が大きい。

c) せん断補強筋量

L-3とL-6の正側時耐力比は1:1.13になり接合部せん断補強筋の増加(0.31%と0.62%)による耐力上昇がみ

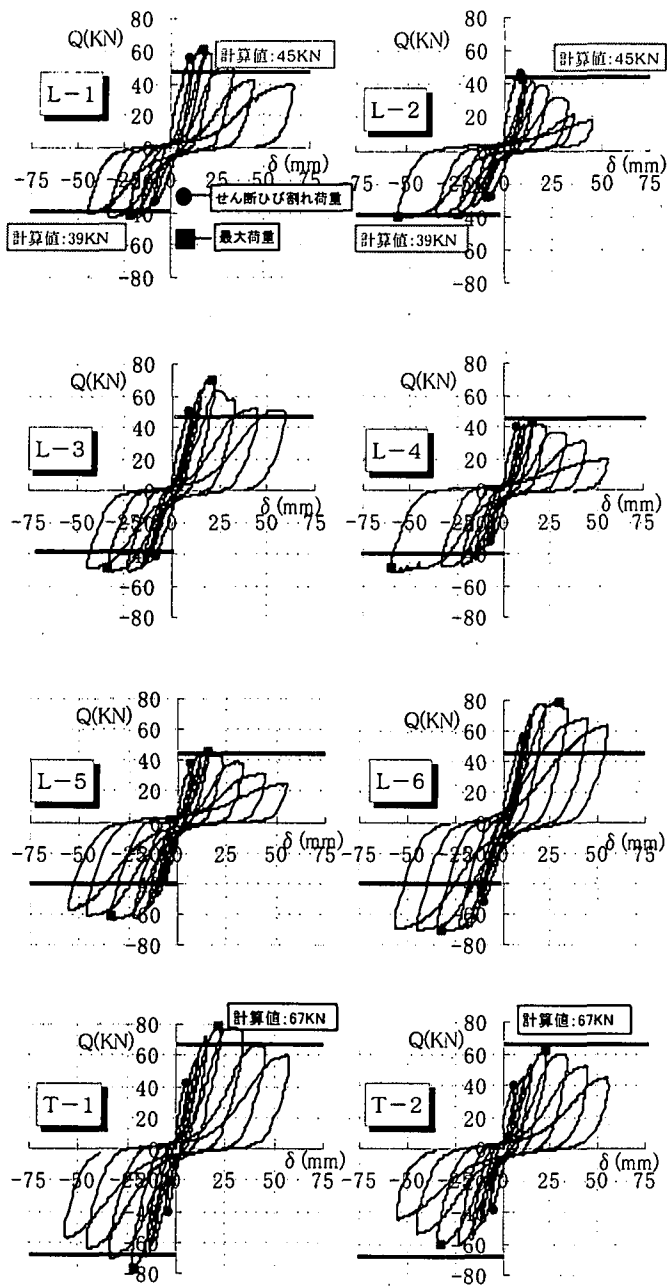


図4 層せん断力-変形曲線

られた。また負荷重時では L-2、L-4 の耐力を比べると 1:1.29 になり柱筋定着形式の影響を無視すればせん断補強筋効果は正側より負側の方に大きい。

d) 斜め補強筋

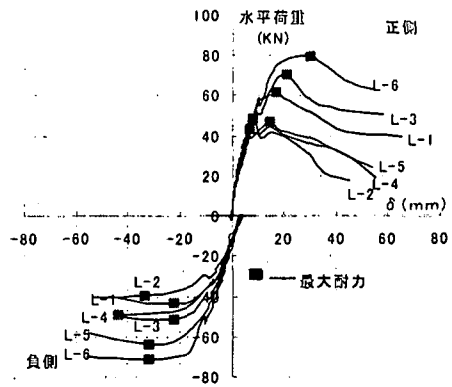
L-4、L-5、L-6 の負荷重時耐力を比べると 1:1.24:1.39 となり、本実験での入り隅部斜め補強筋の配置（梁主筋量の 1/2 および等量の斜め補強筋の配置）により大きな上昇がみられた。正載荷時の耐力は L-4、L-5 でほぼ等しく、斜め補強筋の正側への影響はみられなかった。

e) T字形接合部

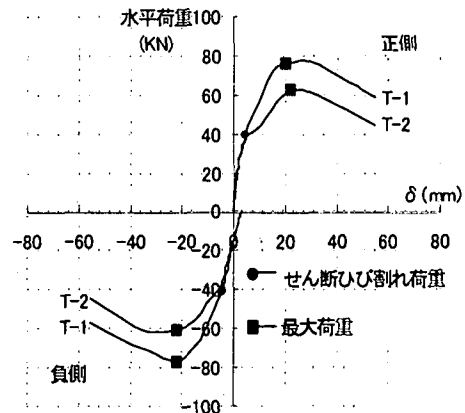
T-1 と T-2 の耐力比は 1.25:1 になり接合部フープにスターラップ筋をさらに配することで耐力が 25% 上昇した。

f) せん断ひび割れ荷重

L 字形接合部のせん断ひび割れ荷重は、柱軸力の圧縮



(a) L 字型接合部



(b) T 字型接合部

図5 層せん断力-変形曲線包絡線

側となる正荷重時が負荷重時よりも大きい。正側では余長の長い L-1、L-6、L-3 が 58~52kN、余長の短い L-2、L-4、L-5 が 48~39.5kN と余長の短い方がせん断ひび割れ荷重が小さい。負側では柱筋 180° フック定着とした L-1、L-2 より、プレート定着とした L-3、L-4 の方がせん断ひび割れ荷重が大きい。また、入隅斜め補強筋の配置によってせん断ひび割れ荷重はさらに大きくなった。T 字形接合部では、T-1 と T-2 は正負ともにほぼ同じせん断ひび割れ荷重であった。靱性保証型指針によるひび割れ強度計算値に対する実験値の比は L 字型で 0.83~1.49 (平均値 1.16)、T 字型で平均 0.88 であった。

(4) 荷重-変形曲線包絡線

図5に荷重-変形曲線包絡線を示す。L 字形接合部ではいずれの試験体も初期剛性には大きな差がみられない。正側では最大耐力以降急激に耐力を失う包絡線となっている。一方、負側載荷では正側に比べて初期剛性がやや小さく、梁上端筋の余長の短いもの、補強筋量の小さいものが早期に剛性が小さくなる。正側に比べると、最大耐力を与える変形角は大きく、ピーク以降の耐力低下は緩やかである。入隅斜め補強筋は正側には影響がなく、負側では剛性、耐力の保持に寄与していることがわかる。

T 字形接合部では、柱筋フック定着でスターラップの配されない T-2 がせん断ひび割れ荷重の直後に剛性が低下している。

(5) せん断ひび割れ幅及び補強筋のひずみ性状

図 6 にせん断ひび割れ幅—接合部せん断変形角関係を示す(図中白抜きの点が最大耐力時を表す)。せん断ひび割れ幅は図 3 に示すようにすべて接合部中央位置で計測した。L 字形試験体ではせん断補強筋量の少ない試験体のほうが同一せん断変形角に対してひび割れ幅は大きい。L-4 と L-5 を比べると負側の荷重では斜め補強筋の配置により、ひび割れ幅が小さくなるのがわかる。L-1 と L-3 を比較するとせん断ひび割れ幅は、L-3 の方が小さくなっている。図には示さないが、柱筋プレート定着とした方が接合部内の補強筋ひずみが均等に上昇し、フック定着の場合よりも降伏が遅くなる性状が観察され、対応していた。L 字型接合部の最大耐力時のせん断変形角は、配筋の相違によらずおおよそ 0.5% 程度、負側では 1% 前後である。T 型試験体では、最大耐力時の γ は T-1 の正側を除くといずれも 1% 程度であるが、その時のひび割れ幅は梁スターラップを接合部内にも配置した T-1 では 0.5mm 程度であり、在来型の T-2 の 1mm に比べて約半分になっている。

図 7 は L 字型接合部のせん断補強筋ひずみ分布(正荷重ピーク時)の推移を示す。図中の 1~4 の数字は柱頭(上自由面側)からのフープ筋番号を表す。いずれも、上側にひずみが大きい分布となる。L-1 (柱筋フック定着) と L-3 (柱筋プレート定着) では L-1 がより早期に上側から

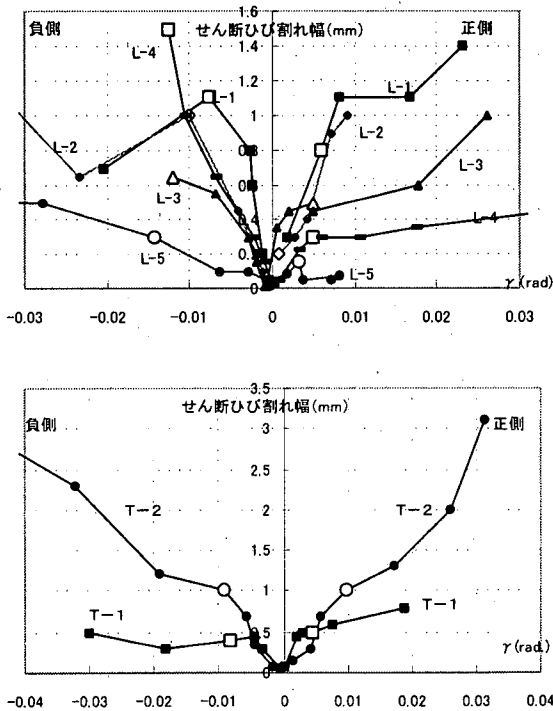


図 6 接合部せん断変形角—ひび割れ幅関係

降伏する。L-6 は L-3 よりせん断補強筋量が多く、負荷荷時の斜め筋の効果もあって、層間変形角 1/30 になるまで弾性範囲に留まっている。L-4 と L-6 は梁定着筋余長が異なる。余長が短いほうがせん断補強筋が早期に降伏すると言える。L-4 は余長の長い、補強筋量半分の L-3 の性状ともあまり変わらないことをあわせて考えると余長の短い場合にはせん断補強筋の果たす役割が大きいといえる。

(6) 梁主筋ひずみの特徴

図 8 に梁主筋の L 字形接合部での梁筋ひずみ推移の一例を示す。上端筋曲げ起点 (A 点) のひずみは当初危険断面 (B 点) よりも小さいものの、比較的早い段階でほぼ同じ大きさとなる。特に余長の長い試験体 L-3 では、荷重の増大によって曲げ起点の方が危険断面位置よりも降伏が進行し、L 字型接合部上端筋では余長を十分に確保することが重要であることを意味している。下端筋でも最大耐力時には折り曲げ起点と危険断面位置のひずみは等しくなっている。下端筋には L-3、L-4 で顕著な差がみられないが、上端筋余長の長い L-3 より L-4 の方が折り曲げ起点 (D 点) のひずみが大きい。L-5 では斜め筋の存在により危険断面 C 点のひずみが L-4 より小さく、D 点でも同様である。斜め筋 (E 点) は $R=1/33\text{rad}$ で降伏している。

図 9 に T 字形接合部梁筋の付着応力の変化を示す。上端筋、下端筋ともスターラップを配した T-1 が在来型の T-2 に比してより大きな付着応力を発揮しているが、変形の増大とともに発揮している付着応力は低下してゆく。柱頭部の分離ひび割れの進展によるものと考えられる。

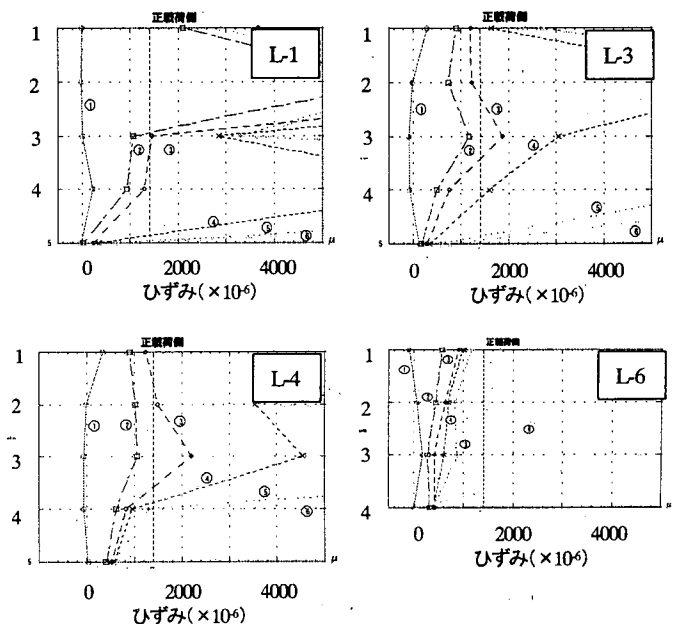


図 7 接合部せん断補強筋ひずみ分布

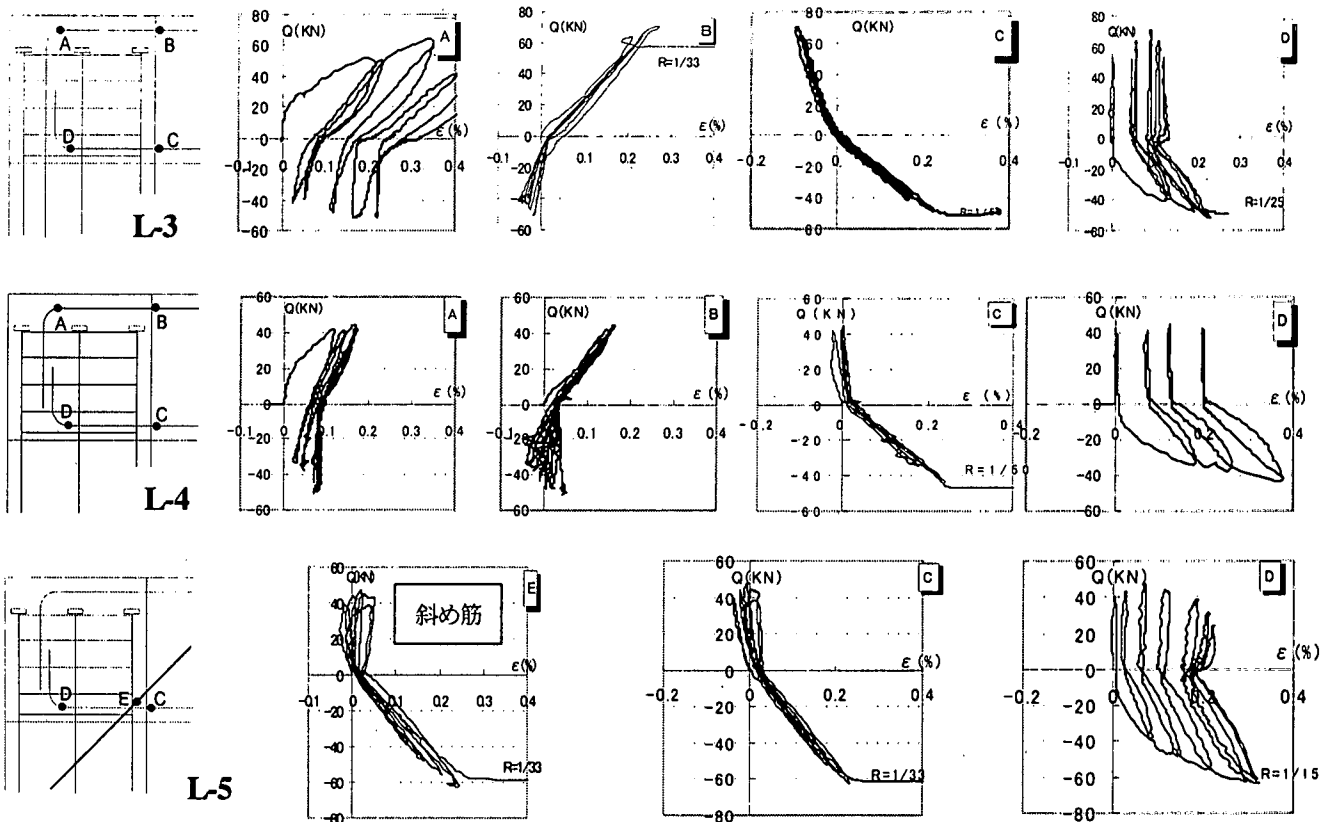


図8 L字型接合部の定着筋ひずみ推移

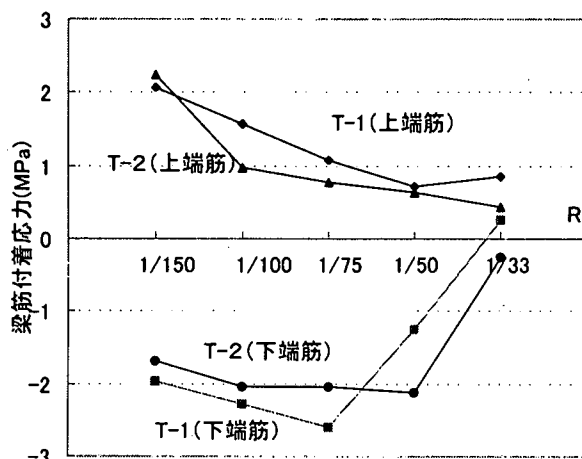


図9 T字型接合部梁筋付着応力の推移

3. 結論

- (1) L字型接合部では梁上端着筋余長の短い ($10d_b$) 接合部のせん断耐力は、正負荷重時とも柱筋の定着形式の違いに関わらず、靱性保証型耐震設計指針の接合部せん断耐力式による計算値とほぼ一致し、安全率は小さい。
- (2) L字型接合部の正載荷時せん断耐力は余長長さを $36d_b$ とすれば靱性指針式の計算値より 40% (柱筋 180° フック定着時)、57% (柱筋プレート定着時) 上回る。

- (3) L字形接合部の負載荷時耐力は余長長さによって正載荷時の 0.7~0.8 倍となるが最大耐力後の耐力劣化は正側のほうが大きい。接合部せん断補強筋量の増大による耐力増大効果は負側に大きい。
- (4) 梁筋余長の長い場合には正負共に柱筋プレート定着の耐力がフック定着より 2 割程度増大した。
- (5) 入隅部斜め補強筋の配置は正側耐力には影響が及ばさないが、負側では梁筋量の半分の鉄筋配置で 40%、等量断面で 60% 耐力が上昇した。
- (6) T 字形接合部では、柱筋プレート定着し、接合部スターラップ筋を配したものが在来型に比して耐力が 2 割上昇した。せん断ひび割れ幅も半分まで抑えられた。

(付記) 本研究は、科学技術庁科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」(平成 11 年度) による研究である。

参考文献

- 1) 下中裕史ほか：鉄筋コンクリートT字型、L字型接合部のせん断耐力、コンクリート工学年次論文報告集、第 19 巻第 2 号、pp.1023-1028、1997 年
- 2) 日本建築学会 鉄筋コンクリート造建築の靱性保証型耐震設計指針、同解説、1999