

論文 鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験

石田 健吾*1・嶋 晃平*2・東 健二*3・藤井 栄*4

要旨: RC 十字型接合部での梁偏心取付き, 直交梁・床スラブがせん断耐力に及ぼす影響を調べるため5体の実大試験体の載荷実験を行った。実験の結果, 梁の偏心取付きによって接合部せん断耐力が低下すること, 直交梁・床スラブによってその影響は緩和されること, 現行のAIJ指針では危険側となるケースがあることなどを明らかにした。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, 偏心, 実大実験

1. はじめに

兵庫県南部地震では, 新耐震設計法によって設計され, 梁端で塑性ヒンジが形成されるとともに柱梁接合部に顕著な被害を生じた建物が見られた。この建物では, 日本建築学会靱性保証型耐震設計指針¹⁾による接合部せん断強度に対して梁降伏で定まるせん断入力は低いレベルにとどまり, 被災状況と対応しないことが問題となっている。その原因として柱に対する偏心取付きや, 寸法効果の可能性が指摘されている。本研究は, 当該建物をモデルにした接合部単位架構の実大実験について報告する。

2. 試験体

試験体は, 外周構面を対象とした十字型柱梁接合部試験体である。接合部せん断余裕度(靱性保証型耐震設計指針による接合部せん断耐力計算値の梁曲げ耐力時のせん断入力に対する比)を1.0程度(スラブ筋を考慮して計算)として, 柱と梁の偏心の有無, スラブ直交梁の有無を実験変数としたCN, CS, EN, ESの4体と, 梁主筋の鋼種と本数を変更してせん断余裕度を1.35とした直交梁およびスラブ付き偏心試験体(ES-J)の計5体である。コンクリート

の調査および力学的特性を表-2に, 鉄筋の力学的特性を表-3に示す。

試験体の形状・配筋を図-1および表-4に

表-1 実験変数一覧

試験体	偏心	接合部 せん断余裕度	スラブ ・直交梁
CN	無	1.17	無
CS	無	1.00	有
EN	有	1.17	無
ES	有	1.00	有
ES-J	有	1.35	有

表-2 コンクリートの調合と力学的特性

G _{max} (mm)	W/C (%)	S/A (%)	単位量 (kg/m ³)					
			C	W	S	G		
						①	②	③
25	54.5	43.7	330	180	753	200	299	499

※①城陽産山砂利 1505 ②城陽産山砂利 2515 ③高槻産砕石 2005

圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
33.4	2000	2.59	2.21

※実験期間中の平均値

表-3 鉄筋の力学特性

鋼種	呼び径	用途	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SD390	D29	柱主筋	464	648
	D25		462	634
SD345 (ES-J用)	D25	梁主筋	371	533
SD295A	D13	せん断補強筋	365	515
	D10	スラブ筋	369	495

※強度算出は公称断面積を用いた

*1 ㈱新井組 東京本店建築設計部構造課 修士(工学)(正会員)

*2 前 京都大学大学院 工学研究科 環境地球工学専攻

*3 ㈱新井組 技術研究所 博士(工学)(正会員)

*4 京都大学大学院助教授 工学研究科環境地球工学専攻 工博(正会員)

表-4 試験体部材断面

試験体	柱 (800×700)		梁 (450×750)			接合部 帯筋
	主筋	帯筋	主筋上下とも	あばら筋	スラブ筋	
EN, CN ES, CS ES-J	14-D29 (SD390)	2-D13@100 (SD295A)	8-D25(SD390) 7-D25(SD345)	2-D13@100 (SD295A)	— 10-D10 (SD295A)	2-D13×5 (SD295A)

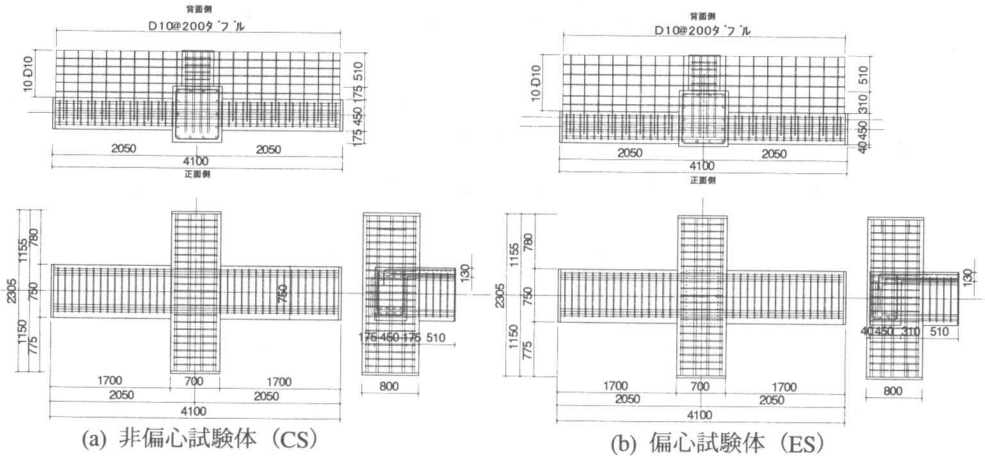


図-1 試験体配筋図

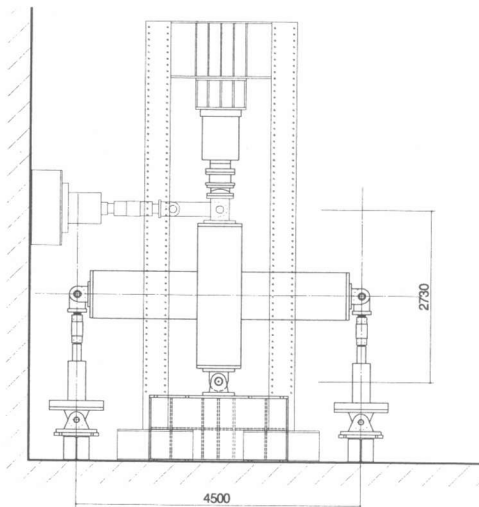


図-2 荷装置置図

示す。荷重梁、直交梁断面は 750×450mm である。梁主筋は上、下端等量とし、ES-J 試験体には D25 (SD345) 7 本 (有効せい: 621.8mm)、他の試験体には D25 (SD390) 8 本 (有効せい: 613.5mm) を 2 段配筋した。直交梁は接合部コア内で U 字型定着とした。柱は 700×800mm で柱主筋は D29 (SD390) を 14 本とした。せん

断補強筋は、接合部には全試験体とも共通で D13 (SD295A) 外周フープを 5 組配置した。スラブ厚は 130mm である。直交梁、スラブの長さは柱面から 510mm とし、10-D10 をダブルで配筋して梁への曲げ終局耐力の寄与分を全試験体で同等とした。梁偏心接合部の偏心距離は 135mm である (以降、偏心して柱面に梁が寄った側を「正面」、柱面と梁面が離れた側を「背面」と呼ぶ)。

3. 実験方法

試験体は、図-2 に示した荷装置置により柱の上反曲点をピンローラー、柱下反曲点をピンで支持し、梁先端に取付けたピン位置にせん断力を与えた。

荷重履歴は層間変形角 $R=1/400, 1/200$ で正負各 1 回, $R=1/100, R=1/50, 1/33$ で正負各 2 回の交番繰り返し荷重を行った。軸力は、1770kN ($1/10\sigma_B$) に一定保持した。

危険断面および接合部で梁主筋、柱主筋、接合部帯筋のひずみを WSG で計測し、接合部パネル直方体の各頂点の鉛直、水平 2 方向の変

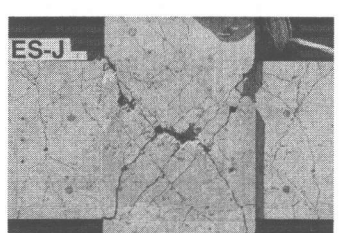
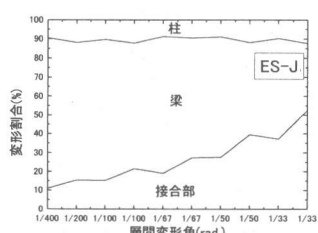
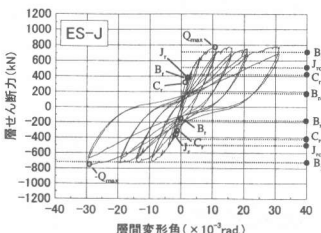
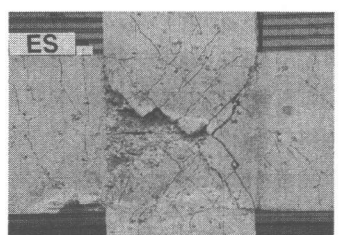
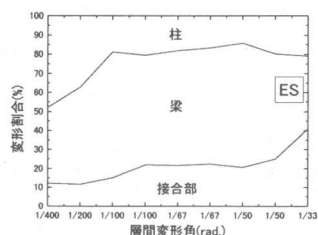
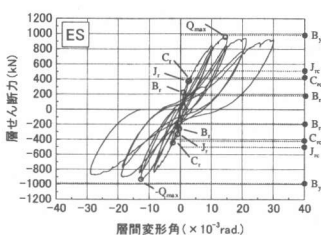
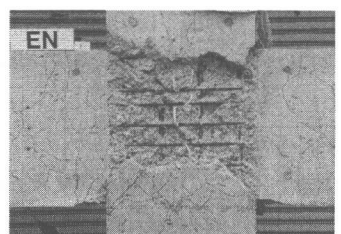
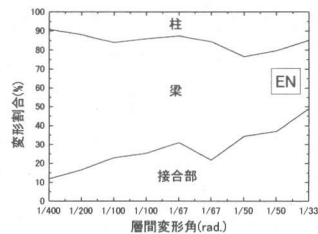
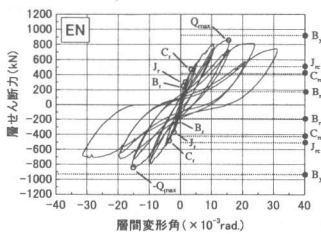
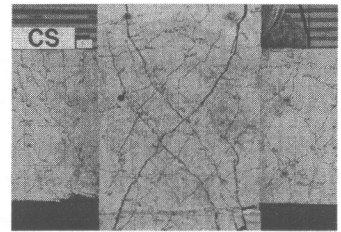
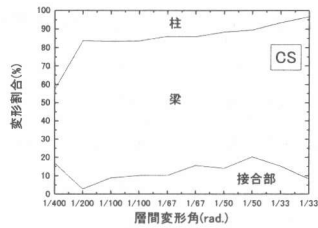
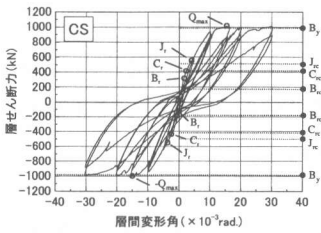
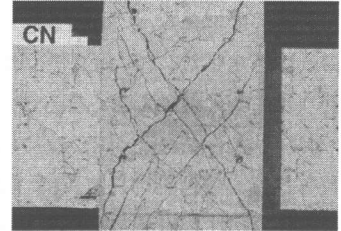
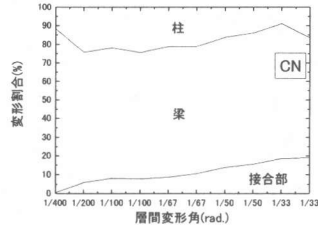
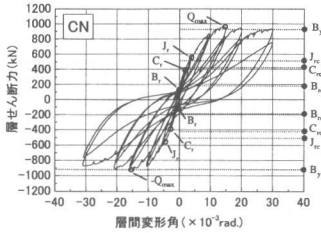
位，梁載荷点位置の変位を変位計で計測した。

耐力の低下と大きな接合部斜めひび割れが見られ，接合部がせん断破壊した。

4. 破壊経過と荷重変形関係

すべての試験体が，梁降伏後の繰返し載荷で

図-3に(a) 層せん断力-層間変形角関係，(b) 層間変形に占める梁，柱，接合部の変形構成



note :

Q_{max}: 最大耐力

B_y: 梁曲げ耐力 (計算値), B_y: 梁曲げひび割れ (実験値), B_{TC}: 梁曲げひび割れ (計算値)

C_i: 柱曲げひび割れ (実験値), C_{TC}: 柱曲げひび割れ (計算値)

J_i: 接合部ひび割れ (実験値), J_{TC}: 接合部ひび割れ (計算値)

○: 実験値, ●: 計算値

(a) 層せん断力-層間変形角関係

(b) 部材変形割合の推移

(c) 接合部の損傷状況

図-3 荷重変形関係

成割合の推移, (c) 実験後の接合部損傷写真を各試験体ごとに示す。

梁偏心のない CN, CS 試験体では梁降伏後、耐力をほぼ保持しているが、変形量の増大に伴い徐々に接合部のせん断変形の占める割合が増大し、最終変形角 1/33 の繰り返しで剛性、耐力の低下が生じた。CS はスラブが取付くことによりせん断入力が大きくなるが、耐力減退は CN より小さく直交梁、スラブの拘束効果が見られる。偏心接合部の EN, ES 試験体は、いずれも梁の塑性変形があまり増大することなく接合部破壊が進展し、小さい変形レベルから荷重-変形曲線で耐力低下が明瞭に現れている。ここでも、直交梁、スラブのある ES のほうが耐力が高く以後の劣化も小さい。ES-J 試験体は、梁端部に塑性ヒンジが形成された。荷重-変形曲線も耐力を保持した良好な履歴曲線を描き、大きな耐力低下は現れていない。また、繰り返しに伴って、接合部変形の占める割合が増大している。

非偏心の CN, CS ではかぶりが剥落することはなかったものの、斜めひび割れが大きく開口している。偏心接合部 EN, ES, ES-J 正面ではかぶりの剥落を伴う損傷が生じた。これらの試験体では、ねじり変形によるとみられるひび割れも側面に生じている。EN 試験体背面では傾斜の急な斜めひび割れが生じたが顕著な進展は見られなかった。観察される大きな接合部損傷状況にもかかわらず、荷重-変形曲線の性状はそれほど極端に劣化が現れていない。

5. 柱梁接合部の変形

図-4 に柱梁接合部のせん断応力度とねじれ量との関係を示す。ねじれ角の定義は図に示すように接合部直方体の上、下面のねじり回転角である。接合部に偏心の無い CN, CS では、ねじれ変形はない。EN, ES 試験体を比較すると EN のほうがねじれ量が大きくスラブ、直交梁が変形を拘束している。また、ES-J でも、せん断入力レベルは相対的に低いものの、ねじれ変形が見られる。

6. 接合部せん断耐力の検討

表-5 に各試験体の最大層せん断力、せん断ひび割れ発生荷重実験値、各設計法による計算値を比較して示す。

接合部せん断ひび割れは、偏心接合部の正面側において早期に発生する。また、接合部せん断ひび割れ荷重は、偏心のないもののひび割れ荷重の 55~68% となり、実験値と靱性指針解説中の式による計算値に対する比は、偏心のない試験体で 0.80、偏心した接合部では、0.44~0.55 でかなり過大評価されていることが分かる。

最大耐力実験値と梁曲げ耐力計算値(全スラブ筋を考慮している。)との比は 0.89~1.03 であるが、接合部が早期にせん断劣化した偏心接合部は梁計算耐力が発揮できていない。AIJ 終局強度型耐震設計指針による接合部強度に対する実験値の比は、CN, CS では 0.73, 0.77 であり、同靱性保証型耐震設計指針で 0.92, 0.97, ACI Code でも 0.8 程度と実験値は計算値を下回る。これらの試験体は曲げ降伏後のせん断破

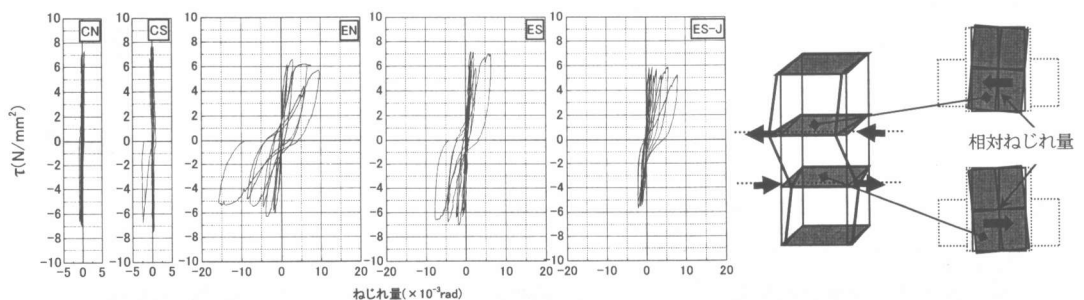


図-4 接合部せん断応力度-相対ねじれ量関係

壊であるため、各せん断強度式の是非を検証できないが、終局強度型指針では靱性保証型指針よりせん断耐力を25%も過大に評価しており、せん断余裕度が1.4を超えることを考慮すると危険な評価であるといえる。寺岡らの式(下限値式)では、比が1.19, 1.25と比較的安全側に評価している。

偏心接合部では梁降伏が進展せず降伏直後に接合部劣化が生じており、その耐力はせん断破壊強度とみなしてよいと思われる。EN, ES試験体では、実験値の計算値に対する比が、0.66, 0.72(終局指針²⁾式), 0.83, 0.90(靱性指針¹⁾式)と耐力を過大評価している。スラブ付きのESがENよりも10%程度耐力が高い。また、「阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計」³⁾によると、本実験の偏心接合部に対しては約15%耐力低減することになるがESでは実験値とほぼ対応するものの、ENではまだ、過大評価となる。寺岡らの式では実験値の計算値に対する比は1.31, 1.43と幾分過小評価している。ACI Code式では偏心の影響を明に考慮しないにもかかわらず安全側の評価となっている。これは接合部の有効幅を梁側面から柱面までの距離の小さい側を2倍して梁幅と加えた長さとして有効幅としているためである。

梁偏心接合部の耐力低下を設計上、反映さ

せる方法は、広沢によるねじりと曲げせん断の破壊相関による方法³⁾や寺岡らの式⁴⁾による偏心距離を有効幅から減じる方法がある。後者では下式のように、梁側面から柱側面までの距離の小さい側を共通に両側に採用することに等しく設計上は非常に簡便な取り扱いができる。有効幅 b_j は、

$$b_j = b_0 + 2 \cdot 1/2 \cdot \min(b_1, b_2) \quad (1)$$

(b_1, b_2 は梁側面からこれに平行する柱側面までの距離で、柱せいの1/4以下)

EN, ESにこの方法を適用すれば指針式の有効幅 $(800+450)/2=625\text{mm}$ に対して $450+40=490\text{mm}$ となり、靱性保証型指針式による実験値と計算値の比は1.06, 1.15であり、指針式の実験結果に対する適合性の検討における実験値と計算値の比1.24には達しないが、安全側の評価を与える。また、本実験の試験体は、梁幅450mmに対し柱幅が800mmと比較的大きく、偏心のないものに対しても梁幅を超える柱部分の有効せい(有効幅の定義)についても今後検討する余地がある。

7. 梁主筋の付着

図-5に各変形段階における接合部内梁上端

表-5 実験値と各設計式との比較(単位:kN)

	実験値			計算値(括弧内:実験値/計算値)									
	接合部 ひび割れ	層 せん断力	接合部 せん断力	接合部 ひび割れ	梁指針 耐力時	終局指針式 ¹⁾	靱性指針式 ²⁾	偏心考慮 ³⁾ (靱性指針式)	寺岡式 ⁴⁾	ACI Code ⁵⁾			
CN	554.1	+ 964.0 - 921.8	3101.8	(0.80)	935.9 (1.03)	(0.73)	(0.92)	-	2601.7	(1.19)	3967.8	(0.78)	
CS	554.1	+ 1015.0 - 1003.2	3262.7	(0.80)	1068.5 (0.95)	(0.77)	(0.97)	-	2601.7	(1.25)	3967.8	(0.82)	
EN	306.9	+ 866.9 - 834.5	2792.0	696.7	935.9 (0.93)	4247.2	(0.66)	3380.3	(0.93)	2124.1	(1.31)	2628.2	(1.06)
ES	376.6	+ 947.3 - 930.7	3041.0	(0.54)	1068.5 (0.89)	(0.72)	(0.90)	2994.9	(1.02)	(1.43)	2628.2	(1.15)	
ES-J	345.2	+ 779.6 - 727.7	2449.7	(0.50)	792.1 (0.98)	(0.58)	(0.72)	(0.82)	1979.0	(1.15)	2628.2	(0.93)	

※1 接合部せん断力以外全て層せん断力に換算

※2 破壊モードは全試験体で梁降伏後の接合部破壊を呈した

終局指針式¹⁾: $V_{ju} = \kappa \sigma_b b_j D_j$, 靱性指針式²⁾: $V_{ju} = \kappa \phi F_b b_j D_j$, 偏心による低減率³⁾ $\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5}$

寺岡式⁴⁾: $\tau_{pu} = k_p \cdot f(\sigma_B) \cdot (j_b + j_c) / \sqrt{j_b^2 + j_c^2} + 0.25 p_w \cdot w \cdot \sigma_y$

ACI Code⁵⁾: $V_{ju} = 15 \sqrt{f_c} A_j$

通し配筋の付着応力度の推移を示す。付着応力度は鉄筋のひずみから算出した応力の差をその区間の鉄筋表面積で除して求めた。靱性保証型指針により算出した付着強度は 7.4N/mm^2 程度に対し、生じた最大付着応力度は 5.8N/mm^2 であり、この付着強度までは達していない。1 段筋に比べ、2 段筋での発生する付着応力が小さいことが各試験体で共通している。

CN と EN の 1 段筋を比較すると CN の正面側と EN の背面側鉄筋の付着応力度がほぼ等しく EN の正面側の付着応力度は背面側鉄筋より約 2N/mm^2 低くとどまっており、梁偏心の場合には早期に斜めひび割れが発生するために正面側鉄筋の付着強度が十分発揮されない。

CN と CS を比較すると、1 段筋正面は、ほぼ同レベルの付着応力度が発生しているが、CS 上端 1 段筋背面では約 2N/mm^2 低く EN とは逆にスラブの寄与で背面側梁主筋引張応力が減少したと思われる。

8. まとめ

1) 靱性保証型指針による接合部せん断余裕度が 1.0, 1.17 の梁偏心のない試験体は、梁降伏後 1/33 で接合部せん断破壊を生じた。梁偏

心試験体でも変形角で 1/33 で梁降伏を生じたが以後、耐力は低下してせん断破壊した。余裕度 1.35 の場合には荷重変形曲線には大きな耐力低下が現れないものの偏心側接合部面をかぶりの剥落する激しい損傷が生じた。

- 2) 終局強度型指針は靱性保証型指針に比して耐力をかなり過大評価し、危険である。
- 3) 梁偏心接合部のせん断ひび割れ荷重は偏心のないものの約 55%程度低下する。
- 4) 偏心接合部の強度は、指針式で文献3)による振りによる低減係数を考慮した場合でも十分に評価できなかった。接合部有効幅を短い側の柱面までの距離を梁幅に加算して定義すれば安全側の評価ができた。
- 5) 偏心接合部では、スラブ、直交梁が偏心の影響を緩和し耐力が約 10%上昇し、最大耐力以降の減退が緩やかになる。
- 6) 偏心接合部のせん断変形は正面側で非常に大きく、背面側ではほとんど変形が生じない。また、スラブがついているほうが変形が拘束される。接合部のねじれ変形も同様のことがいえる。
- 7) 梁主筋の付着は、2 段筋の内側段の付着応力は小さくなるのが実大実験でも現れた。また、偏心接合部の正面側では付着応力が十分に発生しない。

付記

本実験は、大阪工業大学西村研究室との共同研究であり、多大なる協力のもと行うことができました。関係各位に謝意を表します。また、本研究の一部は平成 11,12 年度文部省科学研究費（特定領域研究(B)(2)代表：井上一郎）による。

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、1999
- 2) 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・同解説、1990
- 3) 日本建築学会：阪神淡路大震災と今後の RC 構造設計、1998.10
- 4) 寺岡 勝：高層骨組における柱・梁接合部の耐震設計法に関する研究、フジタ技術研究所報増刊第 5 号
- 5) American Concrete Institute : ACI 318 Building Code Commentary,1999

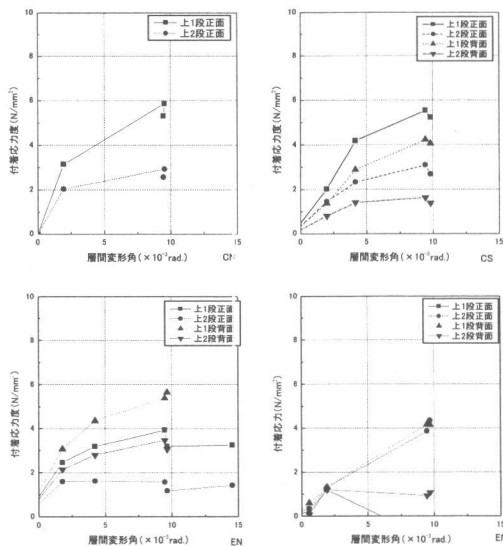


図-5 上端筋付着応力度の推移