

論文

[2065] 高強度 RC 造内柱・梁接合部のせん断強度

正会員○李 祥浩（東京大学大学院）
 正会員 北山和宏（千葉大学建築学科）
 正会員 小谷俊介（東京大学建築学科）
 正会員 青山博之（東京大学建築学科）

1. はじめに

高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた建物の柱・梁接合部では、部材断面を小さくする傾向にあり、接合部への応力集中が従来より相対的に高くなって、その結果、接合部のせん断破壊や接合部内梁主筋の付着破壊等の危険性がある。本研究では、高強度材料を用いた RC 造内柱・梁接合部の挙動に関する基礎的な資料を得るために、使用材料と直交梁の有無をパラメータとした柱・梁接合部試験体の静的正負繰り返し実験を行った。また、既往の実験データを用いて接合部せん断強度の検討を行い、耐震設計に必要な接合部せん断強度式を提案する。

2. 実験概要

試験体概要：試験体は実物の約 1/2スケールの十字形柱・梁接合部で、平面試験体 2 体 (I1: 高強度材料、I4: 普通強度材料)、スラブなし立体試験体 2 体 (I2: 高強度材料、A6: 普通強度コンクリートと高強度鉄筋) である。試験体の形状は、梁断面 200x300 mm、柱断面 300x300 mm、柱芯から梁端支持点までが 1350 mm、梁芯から上柱加力点及び下柱支持点までが 735 mm である。試験体諸元を表 1 に、配筋を図 1 に示す。立体試験体 (I2、A6) の主方向 (NS) と直交方向 (EW) の梁配筋は同一である。梁主筋は接合部内を通し配筋し、試験体 I4 以外は接合部せん断破壊させるため、梁主筋を高強度鉄筋を高配筋した。接合部横補強筋にはコア・コンクリートの拘束効果を期待して横補強筋比を 0.4% 程度とした。

材料特性：コンクリート及び鉄筋の材料特性を表 2 に示す。高強度コンクリートは、水セメント比 0.28、細骨材率 0.4、減水剤添加率 2.4% と

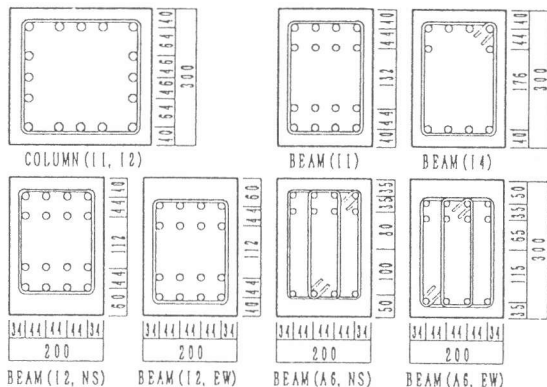


図 1 試験体の配筋 (単位: mm)

表 1 試験体諸元

試験体名	I 1	I 2	I 4	A 6
(a) 梁 (NS 方向)				
上端筋	8-D16	8-D16	6-D16	8-D13
pt (%)	3.34	3.34	2.43	2.03
下端筋	8-D16	8-D16	4-D16	4-D13
pt (%)	3.34	3.65	1.53	1.02
横補強筋	2-U6.4	2-U6.4	2-D6	4-D6
間隔 (mm)	35	35	40	40
pw (%)	0.86	0.86	0.80	1.60
(b) 柱 (I 1、I 2 は共通)				
主筋	16-D19	16-D16	16-D16	16-D16
pg (%)	5.10	3.54	3.54	3.54
横補強筋	2-U6.4	4-D6	4-D6	4-D6
間隔 (mm)	40	50	50	40
pw (%)	0.50	0.85	1.07	1.07
軸力 (tonf)	32.40	9.70	18.00	18.00
(c) 接合部				
横補強筋	3-φ6	4-φ6	3-φ6	3-φ6
組数	3	2	3	3
pw (%)	0.40	0.39	0.37	0.39

した。細骨材は鹿島産陸砂、粗骨材は最大寸法 15 mm の硬質砂岩系青梅碎石を用いた。コンクリートの打設は縦打ちとした。

実験方法： 試

験体の両梁端はピン・ローラー

支持、下柱はピン支持で、上柱頂部(加力点)に取り付けた 3 基のアクチュエータにより、定軸力を保持しながら水平方向正負繰り返し載荷した(加力装置は文献[1]参照)。加力履歴を図 2 に示す。加力方法は変位制御で、NS 方向の層間変形角(Rと略記) 1/15 rad まで加力した。立体試験体は、R=1/200、1/75、1/33(一方向：NS 方向加力後 EW 方向加力)には 1 サイクル、R=1/100、1/50、1/25(二方向)には 2 サイクルである。ただし、試験体 I1 は R=1/25 を 1 サイクル追加し、試験体 A6 は R=1/33 と 1/25 との加力履歴を変えた(R=1/33：二方向、R=1/25：一方向)。加力装置の問題で試験体 I2 の R=1/25(二方向)負サイクルの加力ができなかった。

3. 実験結果及び検討

破壊の経過： 実験終了時の NS 方向のひび割れ状態を図 3 に示す。各試験体とも、R=1/200 以前に梁、柱に曲げひび割れ及び接合部にせん断ひび割れ(立体試験体では接合部が目視できないため、接合部横補強筋の歪が急増する時とした)が発生した。試験体 I1 は、R=1/33 ピーク時に梁主筋の 1 段筋が降伏し、その後梁付け根及び接合部パネルでコンクリートが圧壊剥落した。梁主筋の 2 段筋は最終まで降伏しなかった。試験体 I2 の梁主筋は、NS 方向の 1 段筋が R=1/33 ピーク、2 段筋が R=1/17、EW 方向の 1、2 段筋とも R=1/25

で南から西への加力時(ピーク直前)に降伏した。R=1/25 の 2 サイクル加力(南→西)以後、柱及び梁付け根部分のコンクリートが圧壊した。試験体 I4 は、梁主筋の 1 段筋が R=1/75 ピーク、2 段筋が R=1/50 ピーク直前に降伏し、R=1/15 時に接合部パネルのコンクリートが圧壊した。試験体 A6 は、R=1/50 時に梁付け根で圧壊が始まり、R=1/33 時に柱付け根のひび割れが大きく開き、R=1/1

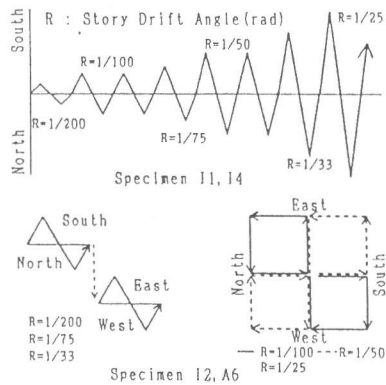


図 2 加力履歴

表 2 材料特性
(a) コンクリート

試験体	圧縮強度	引張強度	割線剛性
I 1, I 2	1,007	43	4.0
I 4	405	28	2.9
A 6	397	19	2.8

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度	引張強度
D19 (I1, I2: 柱主筋)	7,610	8,220
D16 (I1, I2: 梁, A6: 柱主筋)	8,140	8,770
D16 (I4: 柱, 梁主筋)	3,770	5,600
D13 (A6: 梁主筋)	7,840	8,350
U6.4 (I1, I2: 柱, 梁補強筋)	13,340	14,260
D6 (I4, A6: 柱, 梁補強筋)	3,780	5,090
φ6 (I1, I2: 接合部補強筋)	3,670	4,400
φ6 (I4, A6: 接合部補強筋)	2,400*	3,430

注) 単位：kgf/cm²
割線剛性は圧縮強度の 1/4 時 (x 10⁵)
*: 0.2% offset 降伏強度

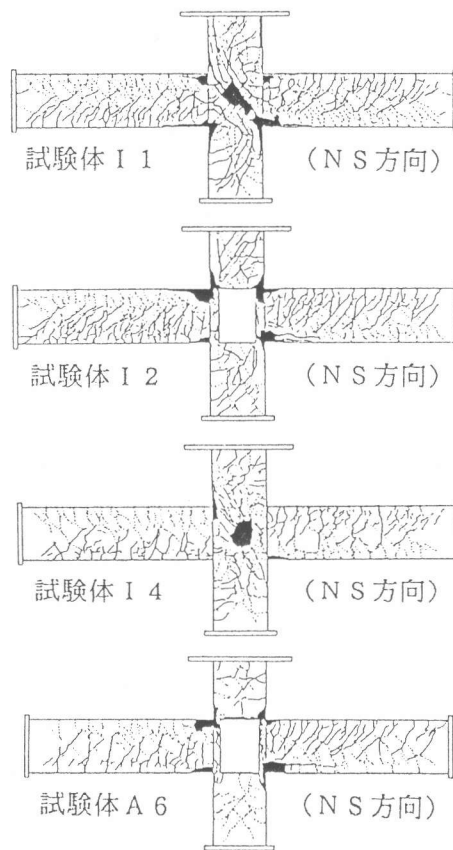


図 3 実験終了時のひび割れ状態

9程度で梁主筋の降伏(NS方向の梁主筋のみ)とほぼ同時に梁付け根の圧壊が顕著になった。

層せん断力-層間変形角関係：NS方向の層せん断力-層間変形角関係を図4に示す。層せん断力はP-Δ効果を補正した値である。試験体I1はR=1/25ピーク時に最大耐力に達し、その後接合部のコンクリート圧壊により耐力が低下したが、試験体I2は最終サイクルピーク直前まで耐力が上昇した。試験体I4はR=1/50ピークで最大耐力に達し、その後穏やかに耐力が低下した。試験体A6もI2とほぼ同じく、R=1/16まで耐力が上昇した。R=1/50時の繰返し荷重による耐力低下(2回目/1回目)は、試験体I1、I2で2%、試験体I4、A6で10%程度であった。

接合部せん断応力度：接合部せん断応力度は、接合部入力せん断力(V_j)を接合部有効断面積(柱せい・柱幅と梁幅の平均値)で除して求めた。

$$V_j = \Sigma (M_b / j_b) - V_c \quad (1)$$

$$M_b = V_b \cdot (L - D_c) / 2$$

ここで、 M_b ：梁危険断面での曲げモーメント、 V_b ：梁せん断力、 V_c ：柱せん断力、 L ：梁と梁の加力(支持)点間の距離、 j_b ：梁断面の応力中心距離、 D_c ：柱せいである。 j_b は梁有効せいの7/8倍とした。接合部せん断応力度は、試験体I1、I2(NS)、I2(EW)、I4、A6(NS)、A6(EW)順に、斜めひび割れ時が31、27、26、20、28、21 kgf/cm²、最大耐力時が251、292(R=1/15)、266(R=1/25)、88、120(R=1/15)、104(R=1/33) kgf/cm²程度であった。平面試験体(I1)より立体試験体(I2)が直交梁の拘束効果によって最大耐力が高く、立体試験体(I2、A6)は最終サイクルまで接合部せん断破壊は起らなかった。

変形特性と破壊モード：平面試験体(I1、I4)は、R=1/25で接合部せん断変形成分が全体変形の40%程度に達した。試験体I1は梁降伏以前、試験体I4は梁降伏以後に接合部がせん断破壊した。立体試験体(I2、A6)は最終サイクルまで梁の変形成分が全体変形の60%程度で、接合部のせん断破壊はしなかった。破壊モードは、試験体I4は梁主筋降伏後の接合部せん断破壊型、試験体I2とA6は梁曲げ降伏型、試験体I1は接合部せん断破壊型と判断した。

平均付着応力度：正方向ピーク時の梁下端筋1段目(NS方向)の接合部内平均付着応力度を図5に示す。縦軸は、接合部内平均付着

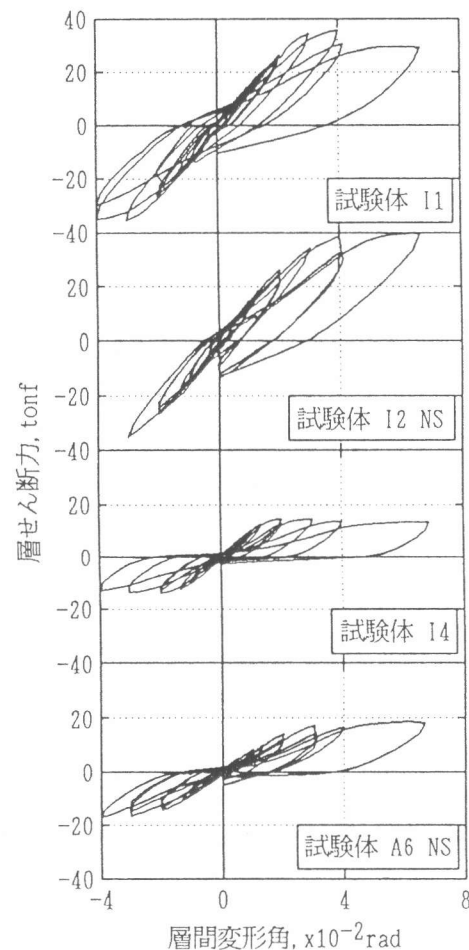


図4 層せん断力-層間変形角関係

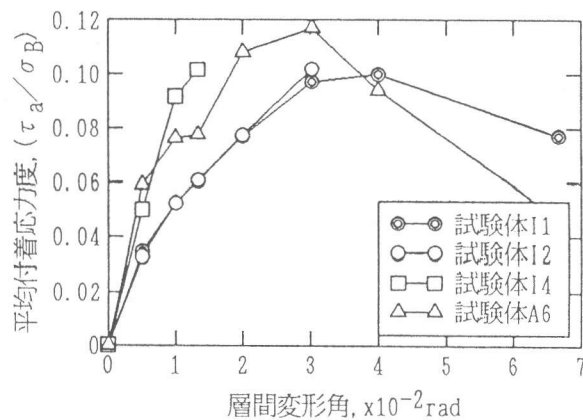


図5 接合部内平均付着応力度

応力度をコンクリート圧縮強度で基準化した。平均付着応力度は梁主筋の歪度から Ramberg-Osgood関数[2]を用いて求めた応力度の差によって定めた。試験体14は $R=1/75$ まで、試験体12は $R=1/33$ までしか測定できなかったが、試験体11と試験体12を比較すると、 $R=1/33$ まで平均付着応力度の差は殆どなく、 $R=1/33$ 以後、試験体A6の平均付着応力度が低下した。

エネルギー消費能： $R=1/50$ 時の等価粘性減衰定数は、試験体14で 10%、試験体11で 6%程度であった。 $R=1/25$ 時には試験体14で 14%、試験体11で 11%程度であり、梁主筋降伏強度の差によってエネルギー消費が異なった。

二方向加力のせん断応力度：試験体12の $R=1/25$ の1サイクル二方向加力時の接合部入力せん断応力度の軌跡を図6に示す。実線が試験体12(立体)の軌跡、破線は試験体11(平面)の最大耐力である。二方向加力を受ける柱の二軸相互作用によって、EW方向加力時にNS方向の接合部入力せん断応力度が低下したが、試験体11の最大耐力に達しても接合部のせん断破壊は起らなかった。本実験の範囲では、直交梁の拘束効果によるせん断耐力上昇のため、各方向に平面接合部としての検討をしておけば二方向加力に対しても安全であると言える。

4. 接合部せん断強度の検討

実験データの収集：既往の実験データを用いて梁主筋降伏前に接合部せん断破壊をする時の強度を検討する。実験データは、RC造柱・梁接合部に関する既発表論文(日本建築学会大会学術講演梗概集、コンクリート工学年次論文報告集)の中から次の項目を満足する試験体を収集した。即ち、形状は平面十字形、梁芯と柱芯の偏心がない、補強方法が特殊(縦横補強筋、鉄骨、添え筋、溶接、梁降伏ヒンジの移動等)でない、コンクリート圧縮強度が約 300 kgf/cm^2 以上、腰壁及び袖壁がない、繰り返し載荷、等である。試験体数は 79体で、原論文著者による破壊モードは、接合部せん断破壊型(J型)が 33体、梁主筋降伏後の接合部せん断破壊型(BJ型)が 39体、梁曲げ破壊型(B型)が 7体である。パラメータの分布は、柱断面： $22 \times 22 \sim 47.5 \times 47.5 \text{ cm}^2$ 、梁断面： $16 \times 25 \sim 35 \times 42.5 \text{ cm}^2$ 、シアスパン比：2.5~4.5(最多：2.5~3.0、32体)、柱せい/梁せい：0.75~1.13(最多：0.9~1.0、47体)、コンクリート圧縮強度：296~1,185 kgf/cm^2 (最多：300~400、24体)、梁主筋降伏強度：3.46~14.56 tonf/cm^2 (最多：4.0~5.0、39体)、接合部横補強筋比：0.03~1.8% (最多：0.25~0.5、34体)、軸方比：2.3~37.4% (最多：5~10、22体)の範囲である。

検討方法：接合部入力せん断力の算定方法は各研究者によって異なる場合があるが、本研究では前述の式(1)を用いた。接合部入力せん断力の計算値(V_{mu})は、平面保持を仮定した梁の終局曲げモーメント(M_u)を用いて求めた。曲げ解析は解析プログラム「NMC」[3]により、梁断面の圧縮縁コンクリートの歪が 0.3%に達した時の耐力を曲げ終局耐力とし、コンクリートの応力度-歪度関係に修正 Kent-Parkモデル[4]、鉄筋は歪硬化を考慮した。使用した破壊モードは曲げ解析から求めた梁主筋降伏時(梁主筋が2段筋の場合には2段筋降伏時)の値が実験値より高い場合はJ型、低い場合はBJ型、B型は原論文著者の判断に従った。以上の方法で求めた破壊モードはJ型が 24体、BJ型が 48体、B型が 7体であった。

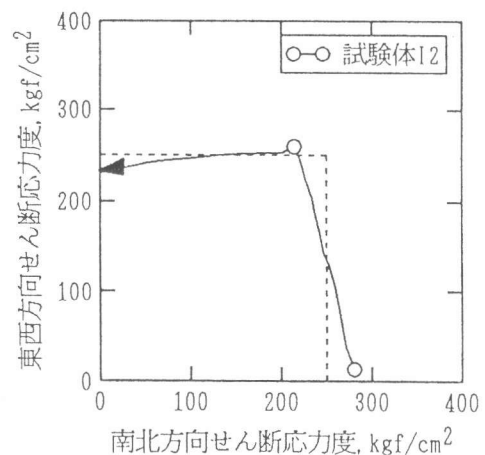


図6 接合部せん断応力度の軌跡

接合部せん断強度：接合部のせん断抵抗機構はコンクリート圧縮ストラット機構であると仮定する。即ち、接合部斜めストラット内のコンクリートが有効圧縮強度に達した時の接合部入力せん断力を接合部せん断強度とする。接合部せん断強度に及ぼす因子としては、コンクリート圧縮強度、接合部の形状、接合部横補強筋、直交梁、載荷方法、軸力等が挙げられるが、その中で、接合部の形状及び軸力はデータ不足のため、コンクリート圧縮強度及び接合部横補強筋のみについて検討する。まず、接合部横補強筋のみを変えた実験について、接合部入力せん断応力度の最大値(τ_{max})—接合部横補強筋比(p_w)、 $\tau_{max} - p_w \cdot \sigma_{wy}$ (σ_{wy} : 接合部横補強筋の降伏強度)の関係を図7に示す。 τ_{max} は p_w 、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の影響を受ける傾向が見られるが、その影響は少ない。そこで、接合部

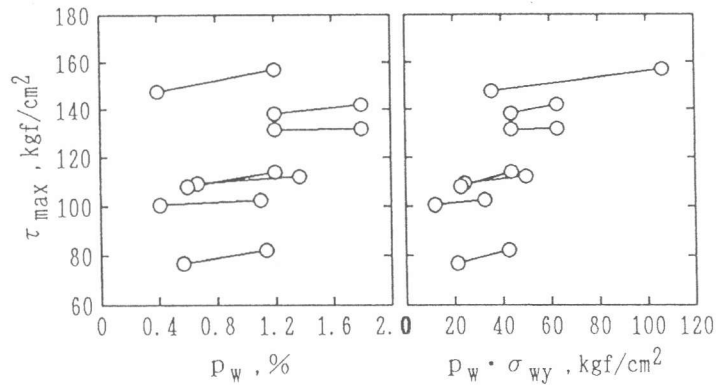
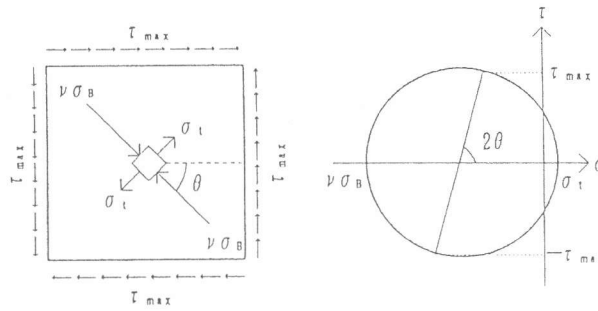


図7 $\tau_{max} - p_w$ 、 $\tau_{max} - p_w \cdot \sigma_{wy}$ の関係



(a) 応力状態 (b) モールの応力円

図8 接合部せん断強度時の応力状態

せん断強度は接合部内圧縮主応力度がコンクリートの有効強度($\nu \sigma_B$)に達した時と仮定し、モールの応力円からせん断応力度(τ_{max})を式(2)で求める(図8)。終局時のコンクリート引張強度(σ_t)をゼロ、材軸と主方向とのなす角度(θ)を 45° と仮定(塑性理論の下界定理に基づいて最大値を取る)すれば、 τ_{max} は $0.5 \cdot \nu \sigma_B$ となる。従って、接合部せん断強度(V_{ju})は式(3)から算定できる。

$$\tau_{max} = 0.5 \cdot (\nu \sigma_B + \sigma_t) \cdot \sin 2\theta \quad (2)$$

$$V_{ju} = 0.5 \cdot \nu \sigma_B \cdot b_j \cdot D_c \quad (3)$$

ここで、 b_j : 接合部の有効幅、 D_c : 柱せいである。式(3)の $\nu \sigma_B$ は CEB-CODEの提案式($\nu \sigma_B = 3.68 \cdot \sigma_B^{0.667}$ 、 σ_B : コンクリート圧縮強度、単位: kgf/cm^2)、 b_j は柱幅と梁幅の平均値を用いる。以上の仮定から求めた接合部せん断強度(V_{ju})、接合部入力せん断力の実験値(V_{exp})と解析値(V_{mu})の関係を図9に示す。 V_{ju} に対する V_{exp} の値は、J型(24体)が平均値: 1.108、標準偏差: 0.127、最大値: 1.357、最小値: 0.913であった。そこで、梁主筋降伏以前の接合部せん断破壊を防止するために、式(3)の接合部せん断強度の最小値($V_{exp} > 0.9 \cdot V_{ju}$)を取り、設計用接合部せん断強度式($V_{ca1} = 0.9 \cdot V_{ju}$)を提案する。即ち、

$$V_{ca1} = 0.45 \cdot \nu \sigma_B \cdot b_j \cdot D_c \quad (4)$$

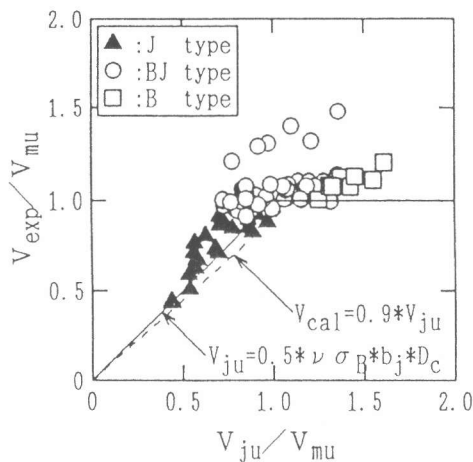


図9 接合部入力せん断力関係

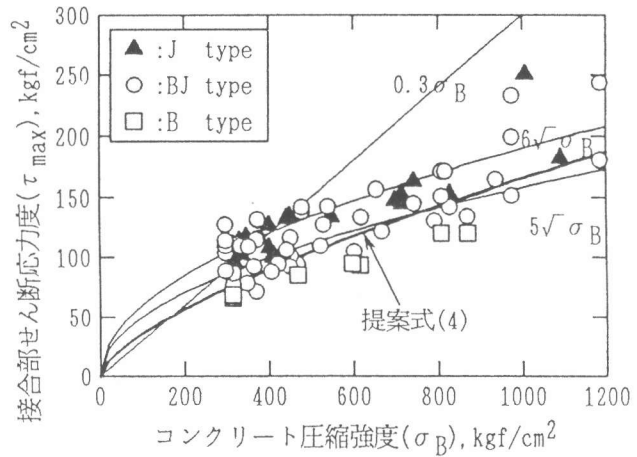


図10 $\tau_{max}-\sigma_B$ の関係

である。実験による接合部せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係を図10に示す。AIJ指針式はコンクリートの高強度範囲、接合部せん断強度を $5\sqrt{\sigma_B}$ とすると低強度範囲での過大評価となり、本提案式(4)はその点を補っており収集したデータの範囲では梁主筋降伏以前の接合部せん断破壊は起らない。

5. まとめ

- ① 一方向加力の平面試験体より二方向加力の立体試験体の接合部せん断耐力が高く、本実験の範囲では、接合部入力せん断力を二方向独立に考慮してもよい。
- ② 高強度材料より普通強度材料を用いた試験体の方が、梁主筋が早期に塑性化するため、エネルギー消費が大きい。
- ③ 層間変形角 $1/33$ radまでに一方向加力(試験体I1)と二方向加力(試験体I2)の接合部内梁主筋の平均付着応力度の差は殆どなかった。
- ④ 本研究の範囲内では、接合部せん断強度を式(4)とすれば接合部せん断破壊は起らない。

【謝辞】 本実験は文部省科学研究費補助金(総合研究A、課題番号:01302048;一般研究A、課題番号:63420043)及び大成建設技術研究所の援助によって行った。試験体製作、実験実施にあたり御協力頂いた東京大学工学部建築学科助手 細川洋治、田才晃両先生、青山・小谷研究室の大学院生、宇都宮大学構造研究室の卒論生諸氏、また多くの研究者の貴重なデータを引用させて頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

【参考文献】 [1]北山和宏、朝倉英博、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組における柱・梁接合部の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集、1988、pp.491-496。 [2]Ramberg, W. and W.R.Osgood: Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters, National Advisory Committee on Aeronautics Technical, Note 902, 1943。 [3]李康寧：鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答に関する研究、東京大学学位論文、1988年。 [4]R. Park, M. J. N. Priestley and W. D. Gill: "Dutility of Square-Confined Concrete Columns", Journal, ASCE, Vol. 1. 108, ST4, 1982, pp. 929-950。