

論文 RC 造柱・梁接合部の変形性状と入力せん断力に関する研究

森田真司*1・北山和宏*2・岸田慎司*3

要旨：過去に行なわれた鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の実験データを元に、接合部パネルの変形性状と接合部入力せん断力との関係について検討した。その結果、接合部パネルの水平変位は増大し続けたが、鉛直変位は最大層せん断力後、伸びから縮みへ転化した。また、接合部パネル膨張は異形鉄筋のフシを介して梁主筋に引張り力を作用させた。接合部パネル膨張を考慮して接合部入力せん断力を再計算した結果、梁応力中心間距離一定として梁端モーメントから求めた値に近い値となり、最大層せん断力以降に低下する傾向が見られた。

キーワード：柱・梁接合部、接合部膨張、梁主筋付着、層せん断力、接合部せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の変形性状が接合部入力せん断力に与える影響を定量的に把握し、その結果を元に接合部入力せん断力を再評価した結果について報告する。

2. 対象試験体

対象とした試験体は当研究室で実験が行なわれた2シリーズの平面十字型部分架構試験体5体である。各試験体の主要な因子を表-1に、試験体概要を図-1に示す。表-1の軸力比は柱軸力を柱全断面積とコンクリート圧縮強度で除した値であり、引張り軸力下においても形式的に同様の値を示した。1998年実施の試験体¹⁾をAシリーズ、1999年実施の試験体²⁾をBシリーズとする。試験体形状は梁せいを除いて5体とも同一で、いずれも柱・梁主筋の降伏前に接合部せん断破壊した試験体である。実験データは、コンクリート圧縮強度が $\sigma_B=21.0\sim 22.0\text{MPa}$ の範囲にあり、柱・梁主筋の径はそれぞれD22及びD25鉄筋を使用し、接合部横補強筋はD10鉄筋を3組配筋した。Bシリーズ試験体の梁危険断面には定着鋼板を設置した。また試験体PNB-2は梁主筋を、試験体PNB-3では柱及び梁主筋の付着を接合部

表-1 対象試験体

試験体	Aシリーズ		Bシリーズ		
	No.1	No.2	PB-1	PNB-2	PNB-3
σ_B (MPa)	22.1	22.0	21.0	21.0	21.9
軸力比*1)	+0.33	-0.33	+0.34	+0.34	+0.33
梁 (cm)	$b_b \times D_b$	25×35	25×38		
主筋	上下とも4-D25				
柱 (cm)	$b_c \times D_c$	35×35			
主筋	16-D22				
接合部補強筋	2-D10 3sets				
階高×スパン	233×280 (cm)				
定着鋼板	無		有		

σ_B (MPa):コンクリート圧縮強度, b_b :梁幅, D_b :梁せい, b_c :柱幅, D_c :柱せい, *1):+:圧縮, -:引張り

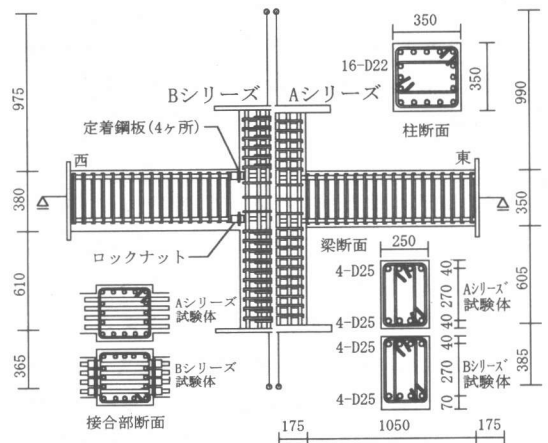


図-1 試験体概要

*1 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士課程 (正会員)
 *2 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 建築学専攻・工博 (正会員)
 *3 東京都立大学大学院助手 工学研究科 建築学専攻・博士 (工学) (正会員)

パネル内で絶縁した。いずれの試験体でも柱頭に一定軸力を加えた後、水平方向に正負交番载荷を行なった。各試験体の層せん断力-層間変形角の包絡線を図-2に示す。最大層せん断力は $V_{c,max}=115\sim 145\text{kN}$ の範囲にあった。

3. 実験データの考察

3.1 接合部入力せん断力の算定法

接合部入力せん断力は以下の2種類の方法で求めた。方法1：梁端モーメントを一定の梁応力中心間距離で除すことにより引張り鉄筋力を求める方法。方法2：梁危険断面に貼付された歪みゲージの値を応力変換することにより直接引張り鉄筋力を求める方法。図-3に試験体PB-1及びPNB-3の方法1, 2から求めた接合部入力せん断力のピーク時の値を重ねて示す。方法1による接合部入力せん断力は、最大層せん断力時以降、緩やかに低下した。方法2から求めた接合部入力せん断力は低下せず、方法1の値より大きくなる傾向があった。また、接合部パネル内における主筋付着を絶縁した場合（試験体PNB-2及びPNB-3）、方法2による接合部入力せん断力は、最終サイクルを除けば、方法1による計算値に近づく傾向があった。

3.2 接合部パネルの変形状態

図-4に試験体No.1の接合部パネル変形状態を示す。図の原点は接合部パネル中央を表し、縦・横軸の値は接合部パネル内に設置された変位計の出力（伸びが正）を100倍した値である。但し接合部せん断変形は考慮していない。いずれの試験体においても水平方向の変形量が大きくなった。鉛直方向変位量は水平方向に比べて非常に小さい値であった。水平方向変位が大きくなるのは、圧縮主歪みの方向が梁材軸に対して（圧縮・引張り軸力時とも）45度以上になるため、接合部斜めひび割れ幅の水平方向成分が鉛直方向成分より大きくなるためである。また、接合部水平方向の変形が増大し続けたことから、接合部パネルは膨張したことになる。図-5に接合部パネル鉛直変位-層間変形角関係を示す。鉛直変位は接

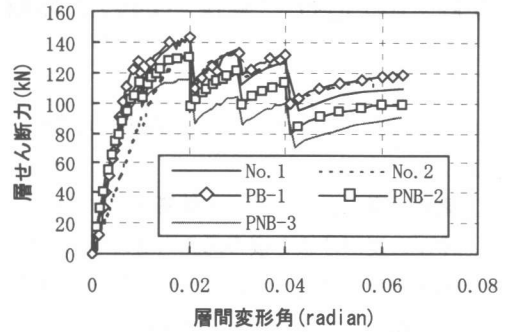


図-2 層せん断力-層間変形角関係

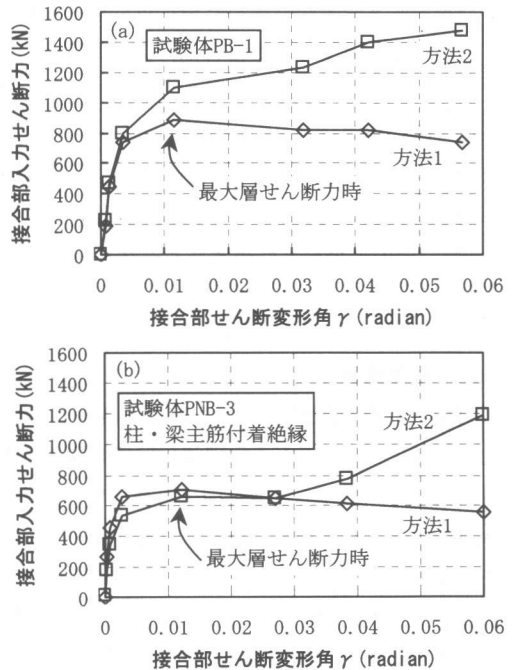


図-3 接合部入力せん断力-接合部せん断変形角関係

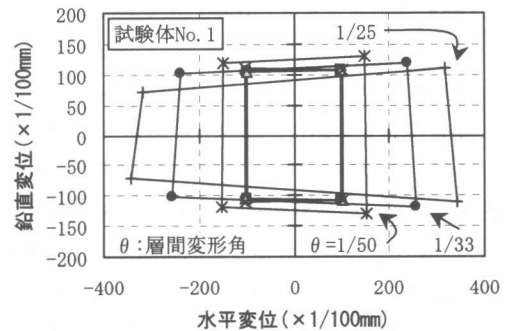


図-4 接合部パネルの変形状態

合部パネル内に設置された変位計の出力である。いずれの試験体でも伸展していた鉛直変位が、最

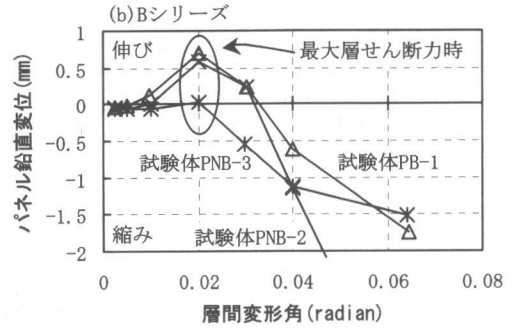
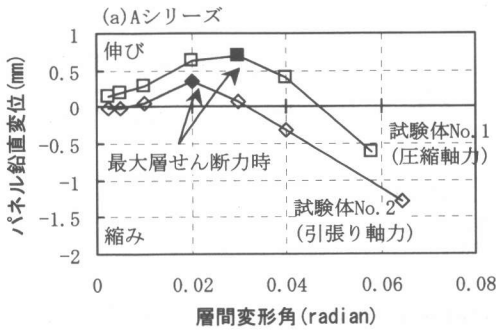


図-5 接合部パネル鉛直変位—層間変形角関係

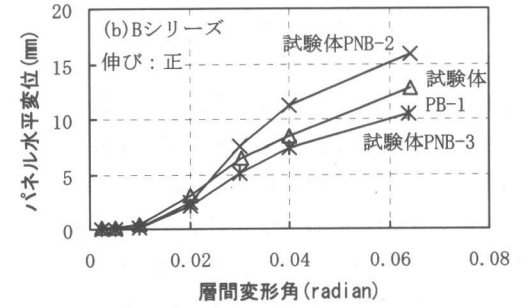
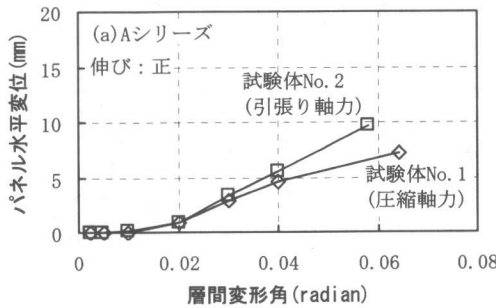


図-6 接合部パネル水平変位—層間変形角関係

大層せん断力後の加力サイクルから縮み方向へ転化した。また柱主筋の付着を絶縁した試験体PNB-3では伸び量が非常に小さかった。図-6に接合部パネル水平変位—層間変形角関係を示す。水平変位は接合部パネル内に設置された変位計の出力である。AシリーズとBシリーズとを比較した場合、Bシリーズの方が全体的に水平変位が大きい。Bシリーズには梁危険断面に定着鋼板を設置したため、梁主筋の定着長さが十分に確保されなかった。このため、接合部パネル内において梁主筋の付着性状が悪化し、結果として水平変位の増大につながった。またA、Bシリーズ内でそれぞれ比較した場合、接合部パネル水平方向変位に大きな差は生じなかった。よって接合部パネル内の梁主筋付着性状が変化しても、水平変位に対する影響が少ないと言える。以上より接合部パネル膨張の度合いは梁主筋の定着長さに影響されると考えられる。

3.3 接合部膨張が梁主筋応力に与える影響

図-7に接合部パネル内梁主筋伸び量—接合部パネル水平変位関係を示す。梁主筋の伸び量は、梁圧縮側危険断面を不動点として歪みゲージの

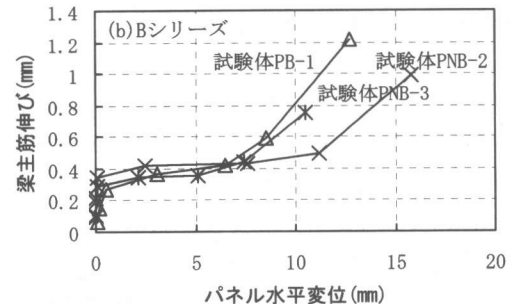
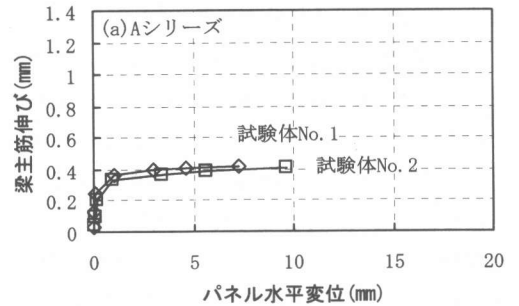


図-7 パネル内梁主筋伸び—パネル水平変位関係

値を積分することによって求めた。大変形時を除けば、いずれも同様な経路をたどっており、梁主筋伸び量が主に増加する区間と、接合部パネル水平方向変位が主に増加する区間とに分けること

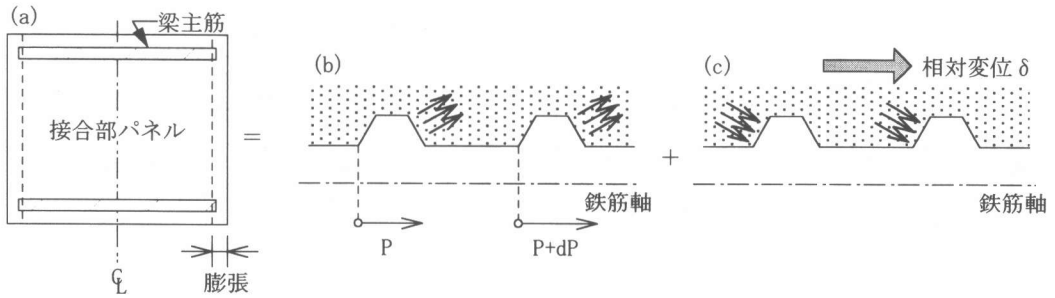


図-8 接合部パネル膨張後の状態

ができる。前者の区間は接合部パネルの膨張が始まっておらず、主筋の付着も良好に保たれている。後者の区間では接合部斜めひび割れが拡幅し、接合部全体としての変形が接合部パネル膨張に費やされている。縦軸と横軸の絶対量を比較すると、梁主筋の伸び量が接合部パネル水平変位に比べ非常に小さくなっている。この変位差により接合部内のコンクリートと梁主筋は、図-8(a)のような状態となっている。同図(b)は純粋な梁主筋付着を考えた場合であり、梁主筋両端の引張り力の差 dP により発生する付着応力度 τ_b を表している。これに対し図(c)は、接合部パネル膨張のみを考慮した場合で、梁主筋伸び量と接合部パネル膨張量との差が、コンクリートの相対変位 δ として存在している。この場合、図(b)とは反対側の鉄筋フシ表面を押す形で、付着応力度 τ_c が発生する。梁危険断面に貼付された歪みゲージの値により算出された接合部パネル内の平均付着応力度 τ_e は図(b)及び(c)の和になっていると考える。

$$\tau_e = \tau_b + \tau_c \quad (1)$$

すなわち接合部パネルが膨張することにより、梁主筋には異形鉄筋のフシを介して引張り力が付加作用している。この考えによれば、主筋の付着が絶縁された試験体 PNB-2 及び PNB-3 では、付加引張り力が梁主筋に作用していないことになる。よって図-3(b)に示すように、試験体 PNB-3 の方法 2 による接合部入力せん断力の計算値が、他の試験体と比較して方法 1 により求めた接合部入力せん断力値に近づく結果となった。

3.4 接合部コンクリート圧壊と接合部膨張

図-9 に試験体 No.1 及び PNB-3 の接合部パネ

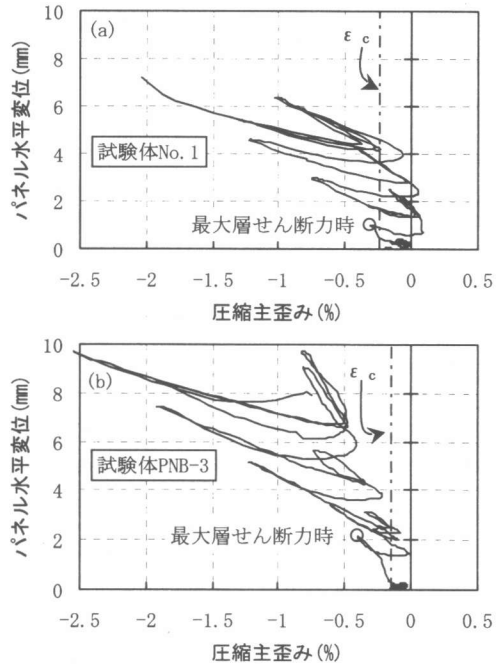


図-9 接合部パネル水平変位-圧縮歪み関係

ル水平変位-圧縮歪み関係を示す。圧縮主歪みは接合部パネルに設置した水平、鉛直、斜め方向各 2 個の変位計の平均歪みを用いて計算した。いずれの試験体においても圧縮主歪みの値が、コンクリート圧縮強度時歪み ϵ_c を越えると接合部パネル水平変位が急増し、その後の加力では接合部パネル水平変位が蓄積されていく傾向にあった。また、圧縮主歪みがコンクリート圧縮強度時歪み ϵ_c を越えた直後の加力ピークで最大層せん断力を迎えた。これにより接合部パネル中央のコンクリートが圧壊することによって、接合部パネル膨張を加速させたと推測される。

4. 膨張を考慮した接合部せん断力の算定

接合部パネルの膨張により付加される梁主筋引張り鉄筋力を定量的に把握する。図-8(c)の状態を、コンクリートを基準として考える。すなわちコンクリートと梁主筋との相対変位 δ を固定して考えた場合、梁主筋をある力で引張り、その時のすべりが δ であった場合と等価である。実験時には一辺の長さが 150mm の立方体コンクリートに D25 鉄筋を通し、付着区間を 100mm、らせん筋無しとした試験体を作成し、引き抜き試験を予備的に行なった。その結果、図-10 のような付着応力度-すべり量関係を得た。ある任意の相対変位 δ に対して、引抜き試験の結果より求められる引張り力 T_h と図-8(c)で発生する引張り鉄筋力 T_s が比例すると仮定する。

$$T_s = C \cdot T_h \\ = C \cdot \tau_h \cdot d_b \cdot \pi \cdot D_c / 2 \quad (2)$$

ここで、 C は比例定数で δ の関数、 τ_h は引き抜き試験による付着応力度、 d_b は梁主筋径、 π は円周率である。試験体 No.1 の接合部パネル水平方向変位-梁主筋応力度関係を図-11 に示す。梁主筋応力度は梁危険断面に貼付した歪みゲージの値を応力変換することで求めた。同図では層せん断力ゼロ時の値を太線で示した。いずれの試験体においても最大層せん断力以降は、層せん断力ゼロ時においても接合部パネル膨張及び梁主筋引張り力が残留するようになる。層せん断力ゼロ時には図-8(c)のような状態のみが生じていると考えられる。よって、層せん断力ゼロ時の梁主筋残留引張り力は、接合部パネル膨張のみによる付加鉄筋力である。この時の付加鉄筋力と、引き抜き試験結果から接合部パネル残留膨張量に対応する引張り力を求めて比を取れば、 $C(\delta)$ を求めることができる。

$$C = C(\delta) = (T_s / T_h) |_{V_c=0} \quad (3)$$

ここで、 V_c は層せん断力である。 $C(\delta)$ は線形、対数、多項式、累乗、指数近似の内で最も相関係数の小さかった δ の 2 次多項式 ($C = \alpha \cdot \delta^2 + \beta \cdot \delta + \gamma$) で近似した。梁主筋の付着を絶縁しなかった試験体の係数 C の範囲及び近似多項式

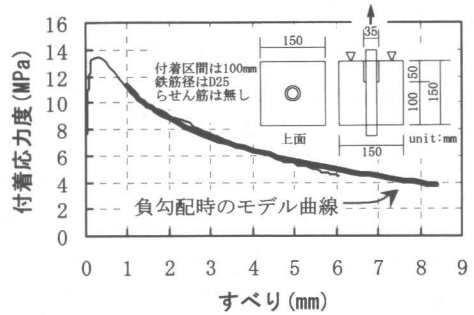


図-10 引き抜き試験結果

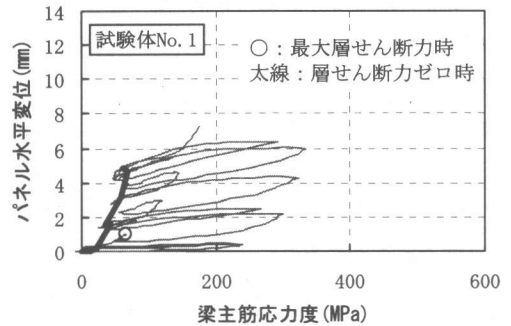


図-11 接合部パネル残留膨張

表-2 係数Cと近似多項式の係数

試験体	α	β	γ	係数 $C(\delta)$
No. 1	0.025	-0.019	0.173	0.17~0.47
No. 2	0.024	0.008	0.033	0.03~0.61
PB-1	0.010	-0.050	0.094	0.09~0.25

$$C = \alpha \cdot \delta^2 + \beta \cdot \delta + \gamma, \delta \text{ (mm)}$$

の係数を合わせて表-2 に示す。(2)及び(3)式によって付加引張り鉄筋力 T_s を求めることができる。以上により接合部パネル膨張による付加鉄筋力を差し引いた真の接合部入力せん断力は(4)式のようになる。

$$V_j = \sum a_i (\sigma_i - \sigma_{s_i}) + \sum a'_i (\sigma'_i - \sigma'_{s_i}) - V_c \quad (4)$$

ここで、 a_i, a'_i : 梁の上端及び下端主筋断面積、 σ_i, σ'_i : 梁危険断面の引張り鉄筋応力度、 $\sigma_{s_i}, \sigma'_{s_i}$: (2)及び(3)式により求められた付加引張り鉄筋力 T_s を鉄筋断面積で除した値である。試験体 No.1 及び PB-1 の(4)式より求めた接合部せん断力の推移を図-12 に方法 3 として示す。いずれの試験体でも方法 2 で求めた値から方法 1 で求めた値へ近づく傾向がある。この考えに依れば試験体 PB-1 の方法 3 による値は梁主筋の付着を絶縁した試験体 PNB-2 の方法 2 に一致するはずである。

しかし図-12(c)のように方法1による接合部入力せん断力まで下回る結果となった。これは鉄筋の引抜き試験が定着鋼板を設置していないことが原因の1つである。また試験体 No.1 の方法3による値は、最終的にはわずかに低下し、試験体 No.2 の方法3による値も、最大層せん断力以降にわずかに低下した。大変形時には測定値の誤差が蓄積されること、接合部パネル膨張以外にも接合部パネル鉛直方向の縮みなどが付加鉄筋力を発生させる因子となり得るため、低下率が小さいと考えられる。現実には接合部入力せん断力は低下傾向にあることが予測される。以上のことから実際には応力中心間距離はそれ程低下しておらず、接合部パネル中央付近のコンクリート圧壊による接合部入力せん断力低下によって、層せん断力が低下すると考える。

5. まとめ

1. 接合部パネルの水平方向変形は、鉛直方向の変位に比べ非常に大きかった。また、接合部パネル水平方向変位は最大層せん断力以降、蓄積され増大し続けたことから、接合部パネルは膨張したことになる。

2. B シリーズ試験体の接合部パネル水平変位が A シリーズよりも大きくなったことから、接合部パネルの膨張量は梁主筋の定着長さに影響されたと考えられる。

3. 接合部パネル圧縮歪みが増えると、接合部パネル水平変位が急増した。すなわち接合部パネル中央のコンクリート圧壊が接合部パネル膨張を加速させた。

4. 接合部パネル内の梁主筋伸び量と接合部パネル膨張によるコンクリート変位との間には差が生じていた。この差により梁主筋には引張り力が付加作用する。

5. 梁主筋の付加引張り力を考慮して再評価した接合部入力せん断力は、最大層せん断力時以降にわずかに低下する傾向を示した。よって、層せん断力の低下は接合部パネルのコンクリートの圧壊が原因である。

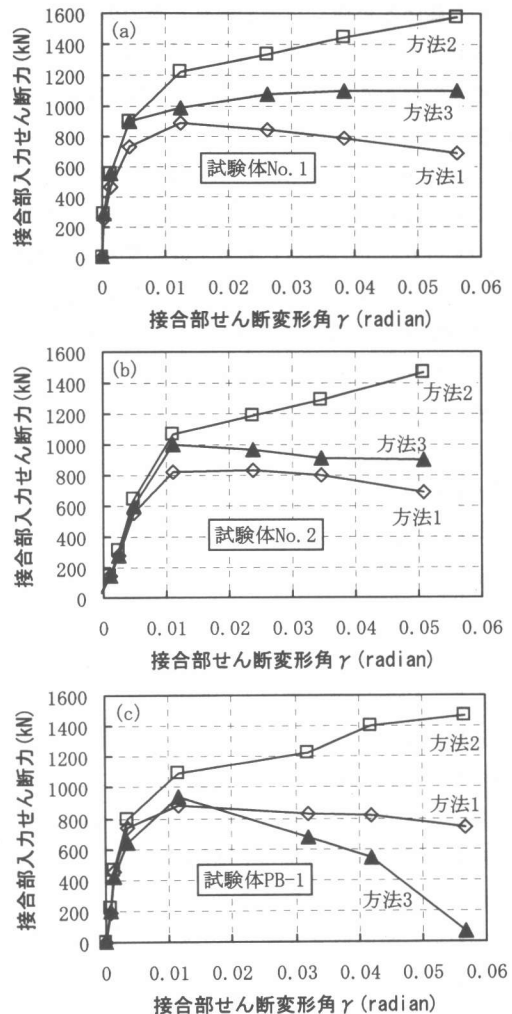


図-12 膨張を考慮した接合部入力せん断力

参考文献

- 1) 森田, 北山, 小山, 細野: RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, pp.679-684, 1999
- 2) 田島, 北山, 奥田, 岸田: RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, pp.697-702, 2000