

論文

[2093] 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究

正会員 ○上村智彦 (芝浦工業大学工学部)
長塚典和 (飛鳥建設)

1. 序

建物を良好な耐震性能を呈する梁曲げ降伏型に設計するためには、梁曲げ耐力発揮のための接合部の安全性を確保する必要がある。そのためにも、接合部破壊機構を明確にしておくことは重要なことである。本研究の目的は、接合部せん断力の大きい場合の接合部破壊性状の明確化であり、接合部がどの荷重点でどの様な応力伝達機構で最終状態に至ったかを検討することである。以上のことを念頭におき、次のような既往の破壊機構をふまえて、接合部の破壊性状について、実験的に考察した。

2. 既往の破壊機構

文献1)に示された過去に提案された機構については、前報²⁾の実験資料に基く接合部終局強度に対する影響因子の検討から、接合部終局強度の特徴を反映するためには、コンクリート圧縮強度が支配的要素となる機構と予想されると述べた。このことを踏えて、本研究では、以下に示す機構に重点を置き、検討を加える。

[1] せん断剛性劣化機構 (文献3)

接合部のせん断応力度 (τ) - せん断変形 (γ) の履歴を追跡することが、次に示す2つの仮定の基に可能であることを外部接合部について示している。

(1) τ - γ の包絡線を最大耐力を決定することなく、バイリニアールで表し、繰返しルールを図1に示すようにする。

(2) 繰返しによるせん断剛性劣化を累積せん断応力度で評価し、図2に示すように累積せん断応力度の増加に伴い、剛性が直線的に低下するとする。

この様なモデル化では、図3に示すように τ - γ 曲線の剛性劣化による耐力低下が、荷重-層間変位曲線の耐力低下として現れることになる。

[2] コンクリート圧縮ストラット機構 (文献2)

破壊は、図4に示すように、主たるストラットに伝達される合力(C)が、ストラットの圧縮強度となり破壊するものとする。この機構が成立するためには、少なくとも、以下のことが必要である。(a)接合部変形の大きさと補強筋の歪の大きさの間に直接的な関係がないこと。(b)梁主筋量のみ異なり同じ材料および形状・寸法からなる接合部破壊である試験体間において、これらの試験体の最大耐力が異なり、その時のストラット合力がほぼ同じであること。

3. 実験計画

[1] 試験体とその作成理由

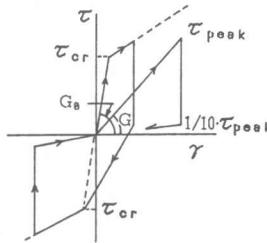


図1 τ - γ 曲線のモデル化

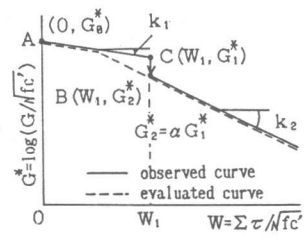


図2 接合部剛性劣化のモデル化

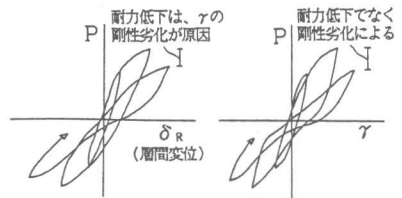


図3 接合部変形と層間変位の関係

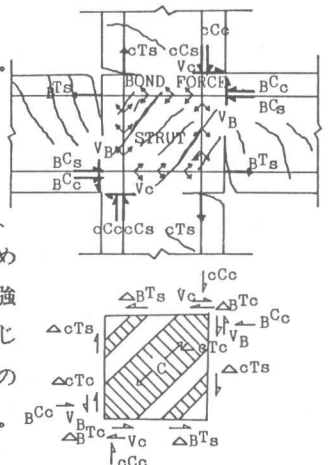


図4 圧縮ストラット機構

試験体は、十字型試験体3体、J1、JB1、JB2である。(表1、図5参照) J1は、理論曲げ降伏時の接合部せん断応力度(τ_{pu})は、 $\tau_{pu}/F_c=0.47$ であり、既往資料(図6)から判断すると、接合部破壊型(J型)である。JB1、JB2は、 $\tau_{pu}/F_c=0.33$ で、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体(JB型)である。使用材料の力学的性質を表2に示す。コンクリートは普通コンクリートである。

作成理由は、(1)接合部破壊が顕著となる試験体J1、JB1を作成し、これらの試験体の τ - γ 曲線より最大耐力の存在を確認し、前述の剛性劣化機構であるか否かが判断できる。(2)J1より梁主筋量を少なくし、梁主筋の降伏後に接合部破壊が顕著となる試験体JB1を作成し

J1とJB1を比較した場合、最大耐力と、最大耐力時の接合部ストラット合力がどのような関係にあるか検討できる。(3)JB1の接合部域主筋の付着を無くした試験体JB2を作成することにより、トラス機構とストラット機構の形成について検討する。

[2] 変形の測定方法

層間変位(δ_R)、梁変形(δ_B)、柱変形(δ_C)、接合部せん断変形(γ)は、独立な十字型基準ゲージホルダー(以下G.Hとする)、柱方向G.H、梁方向G.Hの3組のG.Hを用いて、図7に示すような変形との関係から測定した。柱方向と梁方向の金物を剛接合した十字型基準G.Hは、柱頭、柱脚でピン、ローラー支持されている。柱方向G.Hは、上下の柱付根近傍の接合部内に埋め込んだ2本のボルトに、又、梁方向G.Hも左右の梁付根近傍の接合部内に埋め込んだ2本のボルトによって支持されている。

[3] 加力方法

柱に27t(軸方向応力 $\sigma_a \doteq F_c/6$)の軸力を加え一定保持した状態で、梁両端(反曲点位置)の油圧ジャッキにより逆対称正負繰り返し加力を行った。(荷重Pは、梁せん断力で表現)

4. 実験結果

[1] 破壊状況

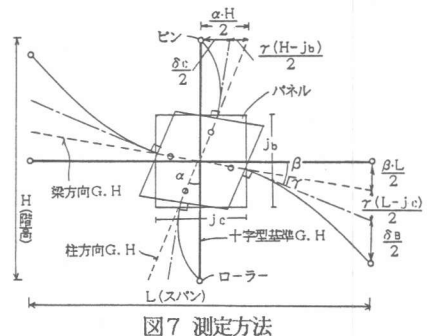
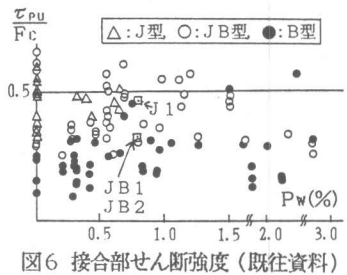
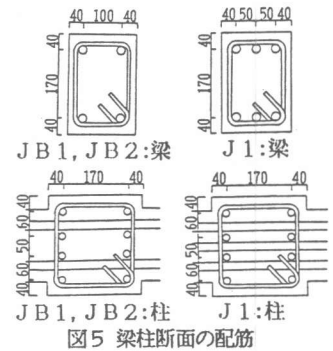
図8に実験終了時破壊状況を、表3に諸現象発生荷重と理論値の比較を示す。

J1: 接合部には、斜めひび割れが最初に中央部付近に生じ、以後、分散して発生する。最大耐力時P=5.15t(2サイクル、層間部材角R=2.2/100)には、接合部のかぶりコンクリートの剥落がみられ、最終的には、ひび割れは次第に接合部を飛び出して、傾斜角を転じさせながら柱主筋に沿って進展した。梁主筋は、最大耐力時近傍で梁付根接合部内で降伏し

表1 試験体の形状・寸法

	J1	JB1, JB2
梁		
b×D	18cm×25cm	
主筋	3-D19	2-D19
Pt=Pc	2.28%	1.52%
柱		
b×D	25cm×25cm	
主筋	4-D16	
Pg	2.25%	
接合部		
Hoop	6-φ9	
Pw	0.83%	

JB1とJB2の相違点は、JB2には、接合部域の梁及び柱主筋にパラフィンを塗布してある。



たことが確認できたが、梁付根圧潰現象は、繰返し後も殆どなかった。

J B 1 : 接合部の斜めひび割れの状況は、J 1 とは様相が異なり、対角線方向に長いひび割れが発生

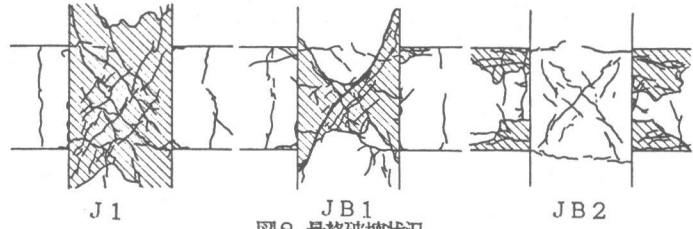


図8 最終破壊状況

し、その周りに細かいひび割れが発生した。最終破壊時の接合部コンクリートの剥落の仕方は、J 1 より接合部中央付近に集中した。最大耐力は、 $P=4.6t$ (2サイクル、層間部材角 $R=2.0/100$) で、その近傍で、梁付根の接合部内外で梁主筋の降伏が確認できた。梁付根の圧潰現象は、J 1 の場合より激しく、この試験体は梁主筋降伏後に接合部が破壊したと考えられる。

J B 2 : 接合部のひび割れは、J 1、J B 1 より大きい荷重で対角線方向に急激に発生したものの、最終状態でも、ひび割れは殆ど発生しなかった。最大耐力は、 $P=3.4t$ (2サイクル、層間部材角 $R=1.97/100$) で、その近傍で、引張側、圧縮側の梁付根部分の梁主筋が降伏した。接合部域の梁主筋にパラフィンを塗布したことによるすべりにより、その結果として、梁付根部分が圧壊した。この試験体は、梁の曲げ圧潰で耐力が決定したと考えられる。

[2] 荷重－層間変位

図9に、荷重 (P = 梁せん断力) - 層間変位曲線を示す。どの試験体も破壊性状は異なるけれども最大耐力時で、部材角 $\approx 1/50$ となり、その近傍で耐力上昇の割合が小さくなる。J 1、J B 1 は、最大耐力までは安定したループを形成するが、それ以降は接合部破壊、および接合部域梁主筋の付着喪失によりスリップ型を示す。一方、J B 2 においては、接合部域の主筋にパラフィンを塗布したことによって、初期より抜け出しによるスリップ型が現れている。

[3] 荷重－接合部せん断変形

図10に、荷重－接合部せん断変形曲線を示す。正、負荷重の最大荷重時の荷重増分の様相から、最大荷重時において、J 1、J B 1 は、せん断降伏現象が現れており、各々の接合部には固有の耐力が存在すると思われる。また、最大荷重は、梁主筋量が多い J 1 の方が高くなっていた。他方、J B 2 においては、接合部の変形はほとんどみられ

表3 諸現象発生荷重と理論値

①-実験値 ②-測定値	単位 (t)	J 1		J B 1		J B 2	
		①	②	①	②	①	②
梁曲げひび割れ	*1	0.75	0.83	0.75	0.77	0.50	0.74
柱曲げひび割れ		2.25	2.51	2.25	2.53	2.25	2.48
接合部せん断ひび割れ	*2	2.00	2.43	2.25	2.40	2.50	2.42
梁曲げ降伏 (梁主筋降伏)	*3	5.15	6.11	4.50	4.14	3.40	4.13
接合部せん断耐力 (最大耐力)	*4	5.15	5.08	4.60	5.08	-	5.08

*1 $Mu = c \cdot \sigma_t \cdot Ze (c \sigma_t = 1.8 N/Fc)$ *2 主筋力説 ($c \sigma_t = 1.8 N/Fc$)

*3 e関数法 *4 $P \sigma_u = (0.78 - 0.016 \cdot Fc) Fc + Pw \cdot \sigma_y / 2$
(パネル有効幅 $t_p = (柱幅 + 梁幅) / 2$)

BB: 梁曲げひび割れ CB: 柱曲げひび割れ
BS: 梁せん断ひび割れ PS: 接合部せん断ひび割れ
BY: 梁曲げ降伏 S: せん断ひび割れ
(梁主筋降伏)

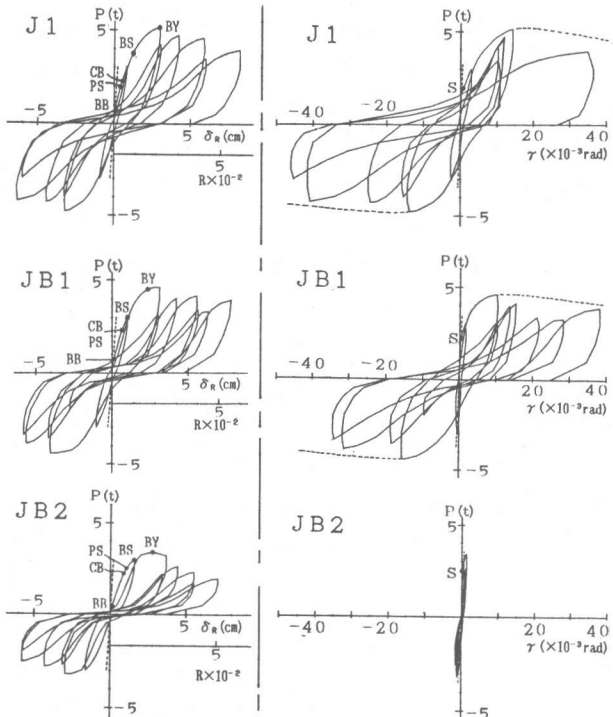


図9 荷重－層間変位

図10 荷重－接合部せん断変形

ない。尚、J1、JB1の最大荷重以降の変形曲線で変形は進行しているとみられるが、乱れを生じている。その理由は、接合部の破壊が著しくなると、破壊の進行と共に接合部に埋め込んだG.H支持用ボルトがひび割れの影響を受け、正確な変形を測定することが難しくなるためである。

[4] 荷重-梁変形

図11に、荷重-梁変形曲線を示す。梁変形の測定値は接合部変形の影響を取り除いて求める型となっているため、J1、JB1の梁変形曲線で、最大荷重以降のサイクルで乱れた変形曲線を示し

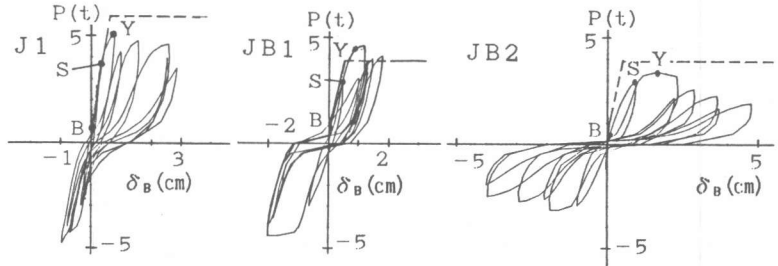


図11 荷重-梁変形

B:曲げひび割れ S:せん断ひび割れ Y:主筋降伏
----- 剛性低下による方法

た。J1、JB1の最大荷重時の剛性から判断して、梁破壊がJB1でJ1より進行しており、また、最大荷重時以降、JB1、J1ともにあまり変形が大きくなっていないと思われる。JB2では、スリップ型のループを呈するとともに、梁付根のコンクリート圧潰による降伏現象がみられる。

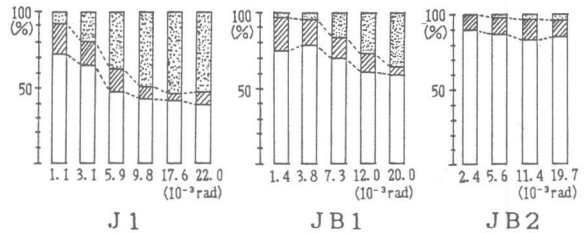


図12 層間変位に占める各部材変形の割合

[5] 層間変位に占める各部材変形の割合

図12に最大荷重までの包絡線上の荷重段階における層間変位に占める各部材変形の割合を示す。J1、JB1では、荷重が増加するに従って接合部変形が増加し、梁変形が減少している。

しかしながら、J1とJB1では、その割合が異なり、JB1の方が梁の破壊が進行している。一方、JB2では、梁変形が常に8割以上である。

■ 接合部
■ 柱
□ 梁

[6] 接合部域梁主筋の付着性状

図13に接合部域梁主筋の応力(歪)分布図を、最大荷重までの包絡線の荷重について示した。包絡線の荷重時では、引張歪の最大歪位置は、初期荷重段階では、梁付根位置であるが、最大荷重に近づくにつれて、J1では、接合部内に入り、JB1、JB2では、梁付根又は、梁付根の接合部外側となる。荷重サイクルの増加にともなう接合部域の応力(歪)分布を観察してみると、J1、JB1では、荷重サイクルが進むとJB1の方が、付着が悪いようである。包絡線荷重に対してJ1の平均付着応力度は、荷重が増すに従って低下している事が理解でき、その最大値は、上端筋： $\tau_{av} = 43.8(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 、下端筋： $\tau_{av} = 41.2(\text{kg}/\text{cm}^2)$ であった。また、図14の平均付着応力度-梁付根引張鉄筋の歪のJ1の図で、 $\tau = \alpha \cdot \epsilon$ ($\alpha = 27.3 \times 10^3$)の既往の実験式(文献4))に対応しており、荷重が増すにつれてわずかであるが、付着劣化を生じる。一方、包絡線荷重のJB1の平均付着応力度が、最大荷重時付近において

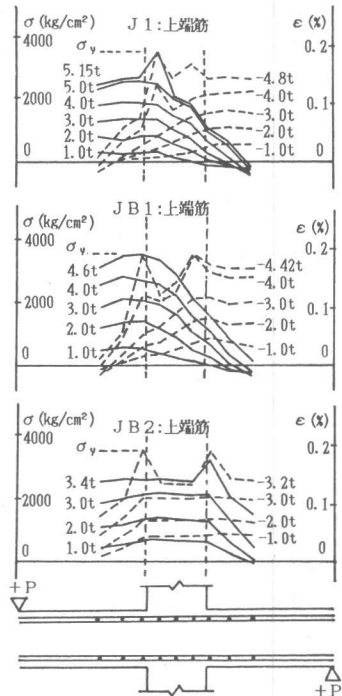


図13 梁主筋の応力(歪)分布図

頭打ちとなり、J1の最大付着応力度と比較して、 10kg/cm^2 の低下を示す。JB2では、圧縮側、引張側の梁付根位置で歪が急激に大きく、引張降伏を示しているが、圧縮側歪の大きい理由は、付根位置でのDowel Actionの影響と思われ、現在検討中である。

5. 検討結果

[1] 各試験体の最大耐力の決定について
 接合部破壊型であるJ1では、梁付根圧

縮合力が大きいと思われるにもかかわらず、最大荷重時に（梁主筋降伏）梁付根のコンクリートの圧潰が梁主筋量の少ないJB1、JB2と比較して顕著でなく、また、JB2では、JB1と異なり、梁付根のコンクリートの圧潰で最大荷重が決定し、JB1のように接合部破壊現象に至ることがなかった。この理由は、JB2では、接合部域梁主筋の付着がないために梁主筋の抜け出しが大きく、そのため梁付根の回転角が大きくなったため、もっとも圧壊し易かったと思われる。抜け出し量の最も少ないJ1では、JB2と同じ梁付根コンクリート圧縮合力であるにもかかわらず、JB2よりも圧縮ブロックが大きかったため、JB2程の圧潰現象が生じなかった。

[2] 荷重-ストラット合力

図15に接合部の荷重-ストラット合力を示す。（ストラット合力の算定方法は、文献5）参照） J1とJB1の最大荷重時のストラット合力を比較すると、J1とJB1では最大耐力が異なるにもかかわらずストラット合力はほぼ等しい。一方、JB2では、接合部域の主筋の付着がないために、接合部に入力される応力が全てストラットによって伝達されるストラット機構となる。図中に示した▲印（ストラットの大き

さを、曲げ解析より求めた梁および柱付根の圧縮域より決定）は、接合部のせん断変形角よりストラット方向の歪を求めてコンクリートの応力-歪関係より算定したストラット合力で、この値が梁および柱付根の圧縮合力等より求めたストラット合力と一致することがわかる。

[3] 接合部補強筋の役割

(1) 接合部変形 (γ) と補強筋の歪 (ϵ) の関係

図17は、J1、JB1の各サイクルの荷重最大点における接合部各位置で測定した補強筋歪と接合部せん断変形のプロットしたものである。（JB1、JB2については、P- ϵ 曲線は、同じような形であるので1箇所についてのみ示した（図16））接合部変形と補強筋の歪との間には法則性がない。従って、関係があるとすれば、補強筋は、接合部の応力伝達機構のなんらかの役割を行い、その結果として、接合部変形と関連していると思われる。

(2) 接合部補強筋の歪値の評価

ここでは、文献5)に示したように、梁主筋の主たるストラット域外の付着力は、補強筋応力と釣合いの状態にあると仮定して、補強筋の歪値の評価を行う。（図4参照）

この仮定の基に求めた各サイクルの歪は、各サイクルの残留歪以降の歪増分を付着力が与えることを意味する

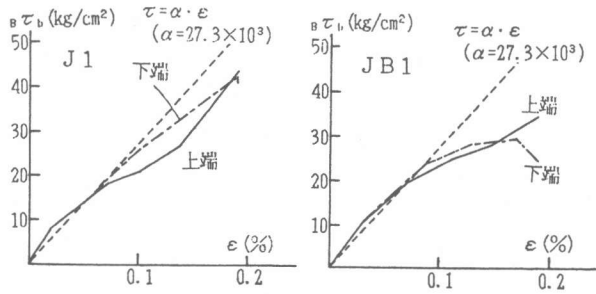


図14 平均付着応力度-梁付根引張鉄筋歪

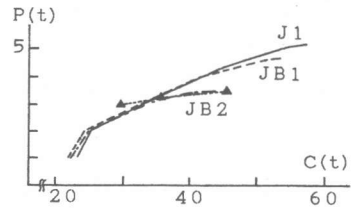


図15 荷重-ストラット合力

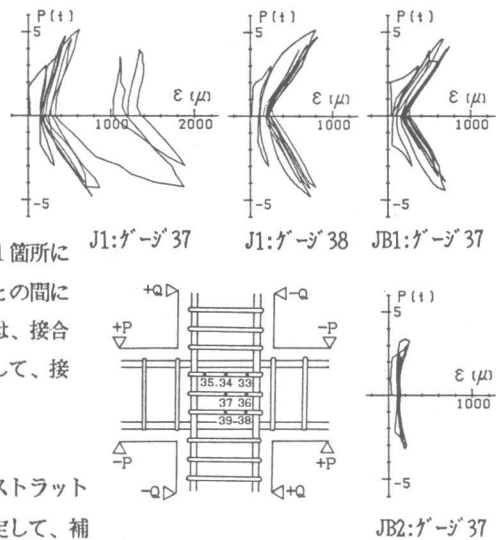


図16 接合部補強筋の荷重-歪曲線

ものである。そこで、各サイクルごとに歪の増減を、歪測定結果と計算された歪値（各サイクルのピーク点についてののみ求めた）とを比較したものを図18に示す。JB1に関しては、2サイクル以降良好な対応を示し、J1では、最終サイクルに近づくにつれて対応性はよくなり、主たるストラット域外の付着力と補強筋応力との関連性があると思われる。

6. 結論

(1) 接合部破壊の顕著であるJ1、JB1の接合部せん断変形曲線は、最大荷重時に降伏現象を示し、各々の接合部耐力には上限値が存在する。従って、接合部の耐力を定義しないせん断剛性劣化機構ではない。また、最大荷重時近傍の接合部域平均付着力度は、JB1の方がJ1より劣下しており、同一荷重レベルに対して、JB1の方がJ1より、ストラット合力が大きくなる。

(2) 接合部破壊したJ1とJB1では、最大耐力が異なるが、その時点の接合部ストラット合力はほぼ等しい値であった。JB2では、接合部域での主筋の付着がないために、接合部に入力される応力が主たるストラットで伝達される機構となっていると思われる。

(3) 接合部破壊の激しいJ1、JB1において、接合部変形と補強筋歪との関係はみられず、むしろ、主たるストラット域外の付着力と補強筋歪とは関係があるように思われる。この点については、更に詳細な検討が必要である。

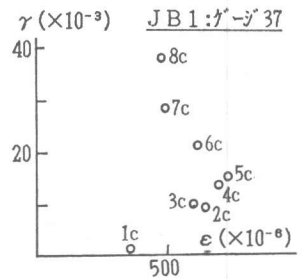
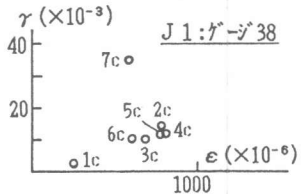
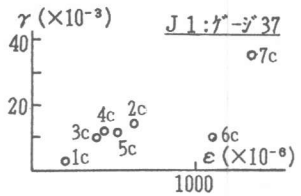


図17 接合部変形と補強筋歪の関係

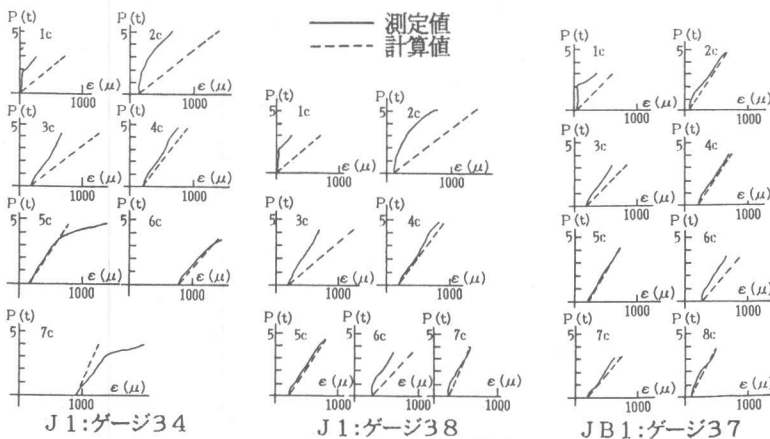


図18 測定値と計算値の比較

参考文献

- 1) 小倉、関根：鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する研究の動向
コンクリート工学 Vol.19, No.9 1981
- 2) 上村：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の終局強度に関する研究
第8回コンクリート工学年次講演会論文集PP.637~640 1986
- 3) 森田、藤井、野村：RC外部柱・梁接合部の耐力と変形性状
第9回コンクリート工学年次論文報告集、第2号PP.175~180 1987
- 4) 森田、角：鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁軸筋の接合部からの抜け出しについて
建築学会大会PP1099~1100 1972
- 5) 上村、荒井：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究
第9回コンクリート工学年次論文報告集、第2号PP.193~198 1987