

[2036] 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁接合部の耐力及び変形

正会員 ○坂口 昇（清水建設技術研究所）
 富永博夫（清水建設構造設計部）
 村井義則（清水建設構造設計部）
 高瀬雄一（清水建設構造設計部）

1. はじめに

柱梁架構において、柱を鉄筋コンクリート造（RC造）とし、梁を鉄骨造（S造）とすることによって設計上、施工上のさまざまな利点が生まれる。例えばS造の梁はRC造に比べてスパンを大きくとることができる。さらに型枠や支保工が不要になる。RC造の柱は、軸力を負担する能力が高い上、仕上げ工事が簡単になり、コスト面でもS造に勝っている。しかし、RC造の柱とS造の梁という異種構造部材の組み合わせでは、柱梁接合部の剛性や耐力を十分確保することが一般的には困難とされている。筆者等は図-1に示すように、柱梁接合部を鋼板（ふさぎ板）で覆い、コンクリートを拘束することによって、RC柱とS梁の剛な接合部ができることを既に実験によって示した。^[1] 本論文ではRC柱とS梁という異種構造部材で構成される架構の柱梁接合部の耐力、剛性、変形性能について、ふさぎ板の効果を中心に述べるものである。

2. 実験概要

2.1 実験方法

試験体は柱梁接合部を中心とした実大寸法の十字形架が2体である。図-2に試験体の形状、寸法を示す。No.1試験体の柱梁接合部は、コンクリート面が露出しているが、No.2試験体では接合部の外周が3.2mmの縞鋼板で囲まれている。縞鋼板は凹凸のある面がコンクリートに接するように裏曲げして使用されている。柱の断面は

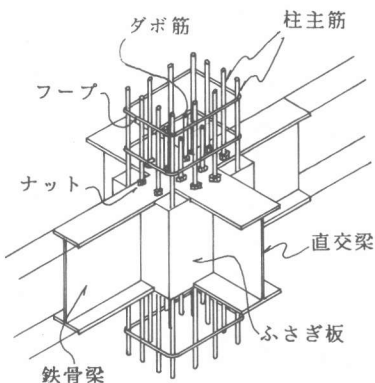


図-1 接合部詳細

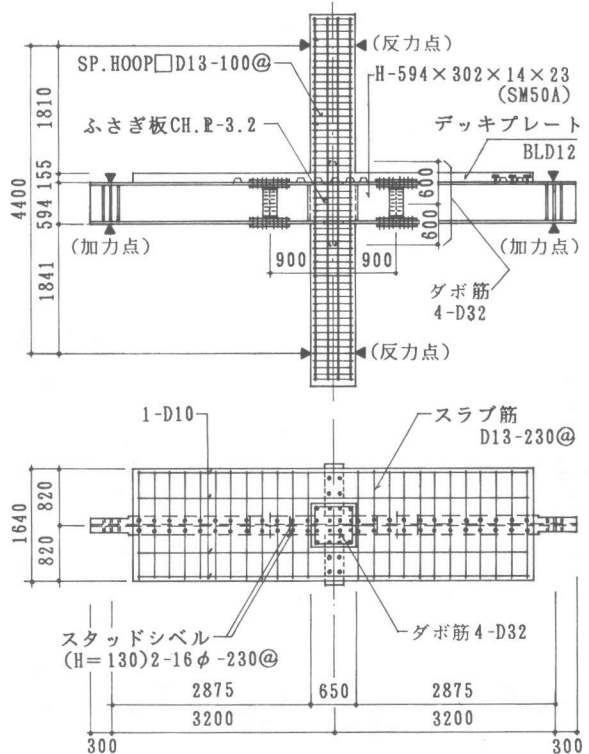


図-2 試験体

650mm角で、主筋は12-D32（ネジ筋鉄筋）である。鉄骨梁はH-594×302×14×23で、同じ形状寸法の直交梁も付いている。柱主筋のうち隅の4本は鉄骨梁と交差しないが、中筋の8本は鉄骨梁のフランジを貫通し、上フランジの上端及び下フランジの下端からナットで梁鉄骨に定着されている。接合部の中央部ではダボ筋として、4-D32（ネジ筋鉄筋）がフランジ面より上下に300mmの長さで突き出る形で取り付けられている。床スラブはデッキプレート形式で、スラブの主筋は梁に直角に配筋されている。

接合部パネル、柱、梁の耐力関係は、建築学会のSRC規準を準用して算定した接合部パネルのせん断耐力が、柱及び梁の曲げ降伏耐力よりも低くなっている。加力方法は、柱の反曲点位置をピン・ローラで固定し、梁の反曲点位置に鉛直方向の力を載荷する。このとき、左右の梁の変形が常に逆対称になるようにする。柱には285ton（0.3AcFc）の一定軸力を載荷する。試験体各部の変位は、直交梁に固定した測定フレームから測定する。層間変形は“柱の反曲点を結ぶ直線と梁の反曲点を結ぶ直線の成す角度の変化量”として定義する。

2.2 実験結果

図-3に柱せん断力と層間変形の関係を示す。No.1では $R = 1/100 \text{ rad.}$ で主筋が引張り降伏し、その後はせん断力がほぼ一定となる。 $R = 1/33 \text{ rad.}$ で最大耐力に達する。一方、No.2では $R = 1/67 \text{ rad.}$ で主筋の引張り降伏が起こり、 $R = 1/33 \text{ rad.}$ で最大耐力に達する。いずれの試験体も降伏後の変形性能はよい。

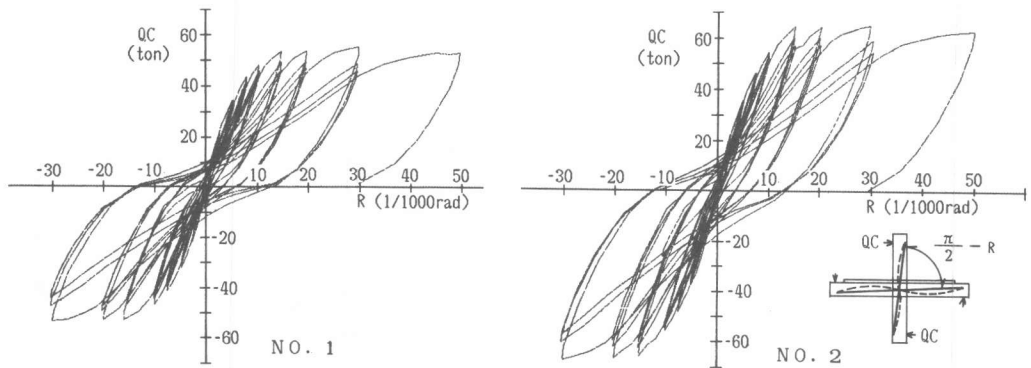
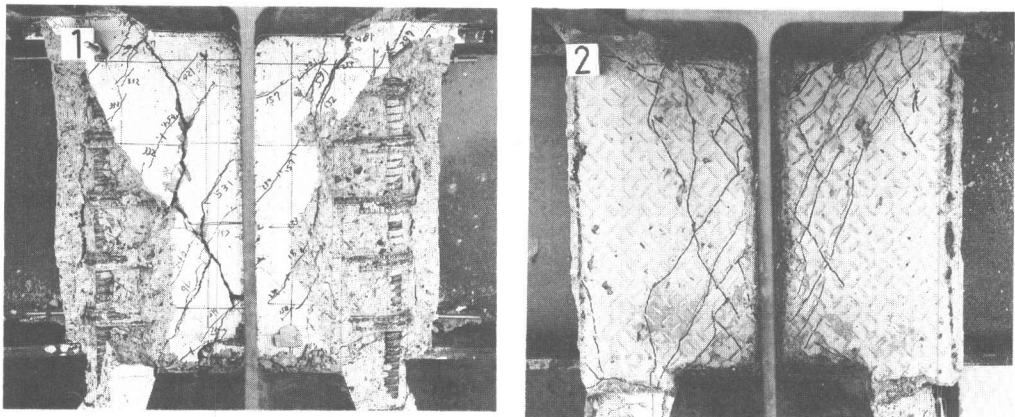


図-3 荷重-変形関係



NO. 1

NO. 2

写真-1 接合部パネルの破壊状況

実験終了後の接合部パネルの状況を写真-1に示す。No.1では斜めひびわれが大きく、接合部パネルがせん断破壊している。主筋まわりのコンクリートは剥落し主筋の定着が期待できない状況になっている。これに対しNo.2ではひびわれが少なく損傷の程度は軽微である。

諸現象の起こる荷重についてNo.1とNo.2の比較を表-2に示す。No.2では、ひずみゲージを張り付けたD-4鉄筋片を接合部コンクリートに埋め込み、そのひずみが急増するときをもって接合部コンクリートのひびわれ発生と判断した。接合部ウェブ降伏、主筋降伏、最大耐力のいずれについてもNo.2がNo.1より20%程度高くなっており、ふさぎ板が接合部パネルの耐力向上に寄与していることが分かる。

表-2には計算値も示した。接合部のひびわれ発生は、建築学会SRC規準^[2]の長期荷重時の設計式による。但し、ふさぎ板の厚さをウェブの厚さに加算し、コンクリートの有効幅として柱幅をとる。接合部ウェブ全面降伏は、SRC規準の短期荷重時の設計式を用いた。このときのコンクリート有効幅は柱幅の半分とした。接合部コンクリートのひびわれ発生は実験値が計算値を大きく上回っており、No.1の主筋降伏の実験値が計算値より低くなっているが、その他の荷重については実験値と計算値がほぼ一致している。また接合部ウェブの降伏開始については次章で述べる。

3. 接合部パネルの耐力

接合部ウェブ及びふさぎ板のせん断応力は、図-4に示すように梁軸に平行な断面上では、ほぼ中央で最大となる曲線分布をする。したがって、降伏は中央から始まって次第に左右梁の方向へ広がる。表-2によると、接合部ウェブのほぼ全面が降伏する荷重は、中央が降伏し始める荷重に対して、No.1で1.36倍、No.2で1.39倍である。

ここでは、接合部ウェブが降伏し始める荷重について検討する。接合部パネルに作用する柱側のせん断力 pQ_c は、梁の曲げモーメント M_{be} 、 M_{br} 及び柱のせん断力 Q_c から次式で算定される。

$$pQ_c = (M_{be} + M_{br}) / j_b - Q_c \dots\dots\dots (1)$$

一方、接合部パネルにおける応力伝達機構を図-6のようにモデル化して考えると、 pQ_c は、接合部ウェブ、コンクリート部分、ふさぎ板の負担せん断力 wQ_c 、 cQ_c 、 fQ_c の和と考えられる。

表-1 材料試験結果

鋼材	厚さ 公称径 (mm)	降伏点 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)
鉄骨フランジ	22.2	3866	2.16	5483
鉄骨ウェブ	13.8	4248	2.13	5583
ふさぎ板	3.0	2388	2.06	3878
主筋	32	4039	1.96	5876
フープ筋	13	3816	1.82	5559
コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 10^5 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	比重
柱	244	1.91	23.7	2.2

表-2 諸荷重の比較

諸現象	実験値 *2			計算値
	No.1	No.2	No.2 / No.1	上段 No.1 下段 No.2
接合部コンクリート ひびわれ	24.9 (1.43)	43.0 (2.24)	1.73	17.4 *3 19.2
接合部ウェブ 降伏開始	37.4 (1.04)	46.2 (1.12)	1.24	35.9 *4 41.2
接合部ウェブ 全面降伏	51.0 (0.98)	64.2 (1.09)	1.26	52.1 *5 58.9
主筋引張降伏	53.5 (0.79)	64.5 (0.96)	1.21	67.4 *6 58.9
最大耐力	55.1 (1.06)	64.8 (1.10)	1.18	52.1 *5 58.9

- *1 柱せん断力 (ton) で示す。
- *2 () は計算値との比較。
- *3 SRC基準式 (長期荷重時) [2]
- *4 本文(2)式による。
- *5 SRC基準式 (短期荷重時) [2]
- *6 e関数法による。[3]

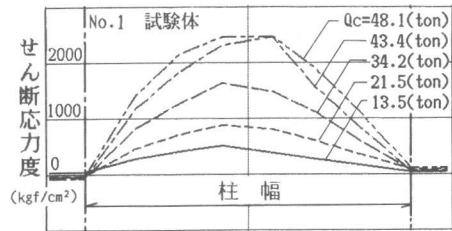


図-4 接合部ウェブのせん断応力

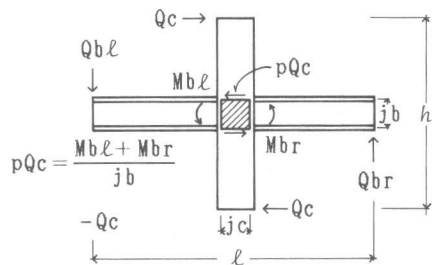


図-5 接合部パネルに作用するせん断力

$$pQ_c = wQ_c + cQ_c + 2fQ_c \quad (2)$$

ここで、実験結果からそれぞれの負担せん断力を求める。まず図-4の接合部ウェブ、ふさぎ板のせん断応力から wQ_c 、 fQ_c を算定する。コンクリートの負担せん断力 cQ_c は(1)式で得られる pQ_c を用いて wQ_c 、 fQ_c から(2)式で算定できる。ふさぎ板、コンクリートが負担するせん断力を、それぞれのせん断剛性に比較してその有効性を評価する。

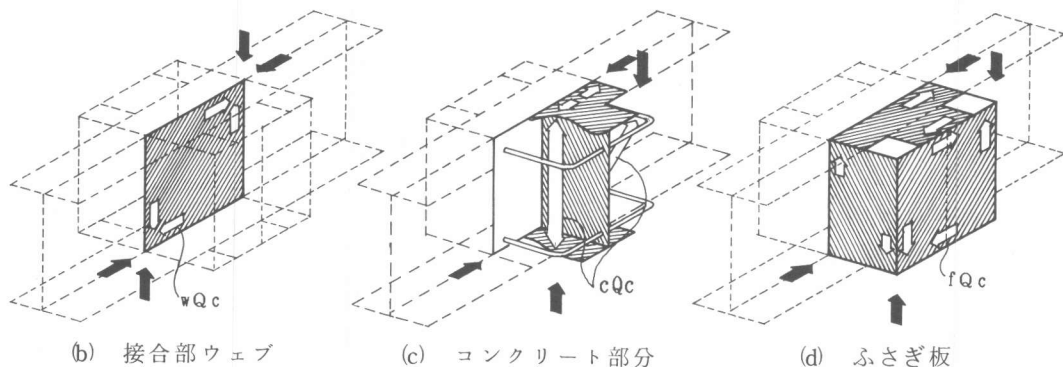
$$k_f = \frac{fQ_c}{G_f \cdot t_f} \Big/ \frac{wQ_c}{G_w \cdot t_w} \quad k_c = \frac{cQ_c}{G_c \cdot b_c} \Big/ \frac{wQ_c}{G_w \cdot t_w} \quad (3)$$

ここで G_w 、 G_f 、 G_c は、それぞれ接合部ウェブ、ふさぎ板、コンクリートのせん断剛性で、 t_w 、 t_f 、 b_c はそれぞれの厚さ(幅)である。なお、 k_f 、 k_c は、ふさぎ板及びコンクリート部分の剛性低下あるいは有効な厚さ(幅)の割合とも考えられる。ここでは有効幅の係数と呼ぶ。図-7に有効幅の係数の推移を示す。コンクリート部分の有効幅はNo.1、No.2ともに初期には0.5程度であるが、せん断力の増加とともに0.25程度まで低下する。また、No.2ではふさぎ板の有効幅の係数は0.8と言える。

接合部ウェブが降伏し始めるときの荷重は、次式及び(2)で算定できる。

$$wQ_c = \frac{\sigma_y}{\kappa \sqrt{3}} j c \cdot t_w \quad fQ_c = \frac{k_f \cdot t_f \cdot G_f}{t_w \cdot G_w} wQ_c \quad cQ_c = \frac{k_c \cdot b_c \cdot G_c}{t_w \cdot G_w} wQ_c \quad (4)$$

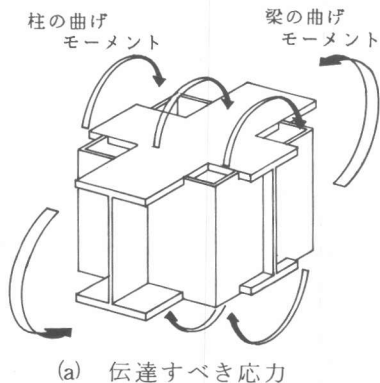
ここで、 σ_y は接合部ウェブの降伏応力、 j は接合部パネルの柱側の長さで、主筋間距離をとる。また κ は平均せん断応力と最大せん断応力の比で図-4から求め、1.6とする。計算値と実験値との比較を表-2に示す。両者が良く一致していると言える。



(b) 接合部ウェブ

(c) コンクリート部分

(d) ふさぎ板



(a) 伝達すべき応力

図-6 応力伝達機構

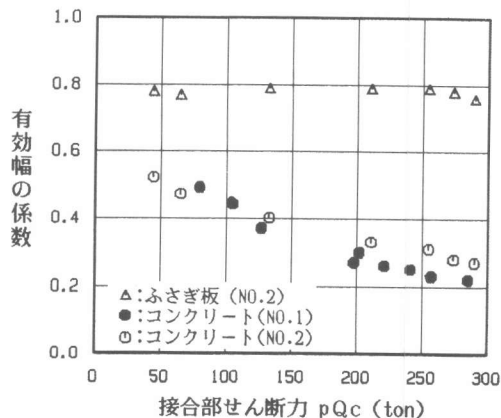


図-7 有効幅の係数

4. 接合部パネルの変形

本構法のように柱と梁が異種構造部材で、それぞれの幅が大きく異なる時には、接合部パネルは図-8に示すようなねじれ変形を生じる。すなわち接合部ウェブ、コンクリート部分、ふさぎ板がそれぞれ異なったせん断変形を生じる上、コンクリートの局部圧縮や梁フランジの伸び出し等の変形も加わる。そこで、ねじれを含めた接合部の変形が層間変形に与える影響を検討する。^[4]

図-9(a)に示すような架構の変形状況を考える。X軸、Y軸が変形前の柱及び梁の軸心とする。接合部パネルの大きさを ul 、 vh (l :スパン、 h :階高、 u 、 v :係数)とする。A、B、C、Dは柱及び梁の反曲点位置である。E、F、G、Hは柱及び梁の軸心と接合部パネルとの交点である。但し、E、Fは梁ウェブ上に取り、G、Hは接合部パネルの表面(ふさぎ板)上に取り。G、Hに立つ法線 GC' 、 HD' を、梁ウェブ面に投影した時、E、Fに立つ法線 EA' 、 FB' とで成す角度の変化を接合部パネルの変形 r と定義する。ここで、柱と梁の変形を考えないで、 r のみによって柱及び梁の反曲点位置が A' 、 B' 、 C' 、 D' に移動したとして、図-9(b)に示すように、 A' 、 B' を結ぶ直線が X' と一致する座標系($X'Y'$)で考える。図中の太い実線が接合部ウェブのせん断変形を示し、点線が柱表面(ふさぎ板)のせん断変形を示す。

接合部ウェブのせん断変形 r_w によって、梁側の点Fが基準線 X' から $\angle FOX' = \phi$ だけ移動すると、柱側の点 G' (ウェブ上辺)は基準線 Y' から $\angle G'OY' = u\phi / (1-u)$ だけずれる。 r_w はこれらの和であるから次式を得る。

$$r_w = \phi / (1-u) \quad (5)$$

接合部パネルの表面がせん断変形 r_f を生じ、ウェブ上下及び左右辺からそれぞれ α 、 β (ウェブ面に投影)だけねじれるとすると、柱側の法線 GC' は基準線 Y' から $\phi + \alpha$ だけ傾く。また $\angle GOG' = \beta$ であるから、基準線 Y' から点 C' までの水平距離は、

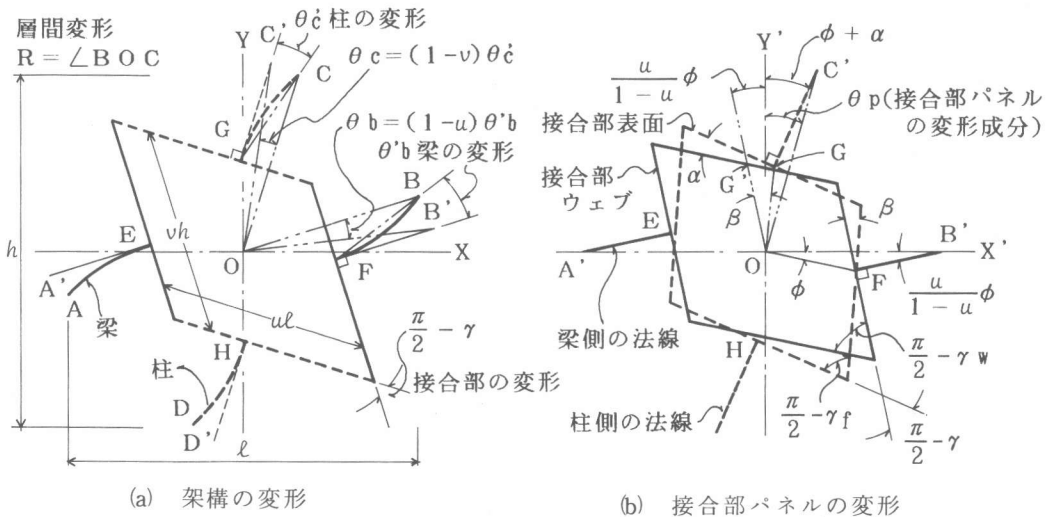


図-9 変形状況

$$\left(\beta - \frac{u}{1-u}\phi\right)\frac{vh}{2} + (\phi + \alpha)(1-v)\frac{h}{2}$$

となる。 $\angle C'OY'$ が接合部パネルの変形による層間変形の成分 θ_p であるから、上式を $h/2$ で割り、次式を得る。

$$\theta_p = (1-v)\alpha + v\beta - (1-u-v)/(1-u) \cdot \phi \quad (6)$$

また図より明らかなように

$$\alpha = r - r_w, \quad \beta = r - r_f \quad (7)$$

$$r = (r_w + r_f + \alpha + \beta)/2 \quad (8)$$

(6)式に(5)、(7)式を代入し、 $\theta_p = r - u r_w - v r_f$ を得る。更に(8)式から

$$\theta_p = (0.5-u)r_w + (0.5-v)r_f + 0.5(\alpha + \beta) \quad (9)$$

すなわち、接合部ウェブ及びふさぎ板（接合部表面）のせん断変形は、 $(0.5-u)$ 、 $(0.5-v)$ だけ緩和されて層間変形に影響し、ねじれ変形 α 、 β の平均はそのまま層間変形に現れる。梁、柱の変形を θ_b 、 θ_c とすれば、層間変形における成分は、 $\theta_b = (1-u)\theta_b'$ 、 $\theta_c = (1-v)\theta_c'$ である。層間変形 R は、次式で表される。

$$R = \theta_b + \theta_c + \theta_p \quad (10)$$

図-10に各変形成分の占める割合を示す。ふさぎ板の無いNo.1では接合部パネル表面の変形及びねじれ変形が大きく、これら接合部パネルの変形が層間変形のほぼ半分を占めている。これに対して、No.2では接合部パネルの変形は層間変形の約20%に減少している。ふさぎ板が接合部パネルの変形を大きく抑えていることが分かる。

5. まとめ

今回の実験により以下の知見が得られた。

- (1) 接合部コンクリートのせん断ひびわれ発生荷重は、建築学会SRC規準の長期荷重時設計式による値よりも大きい。また、接合部パネルの耐力は、同規準の短期荷重時設計式で算定した荷重にほぼ一致した。
- (2) 接合部ウェブが降伏し始める荷重は、ふさぎ板及びコンクリートの一部を有効として、せん断力を分担させることにより算定できる。有効幅の係数は、コンクリートについては0.25、厚さ3.2mmのふさぎ板については0.8とすることができる。
- (3) ふさぎ板で接合部コンクリートを拘束することによって、剛性が向上し、せん断破壊も防止される。ふさぎ板が無い場合には、接合部の変形が層間変形に占める割合は、約50%であるのに対して、3.2mmのふさぎ板で約20%に減少する。特に、接合部表面のせん断変形、及び表面とウェブ面のねじれ変形の防止に効果が大きい。

<参考文献>

- [1] 富永博夫、坂口昇 他：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構造（RCSS構法）の耐力及び変形性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1427-1434、1986。
- [2] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 pp.143、1982。
- [3] 武藤清：耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計 1967。
- [4] Hajime Umemura, Hiroyuki Aoyama: Evaluation of inelastic seismic deflection of reinforced concrete frames based on the tests of members, Proceeding of the Fourth World Conference on the Earthquake Engineering, pp.B-2, 91-107, 1969。

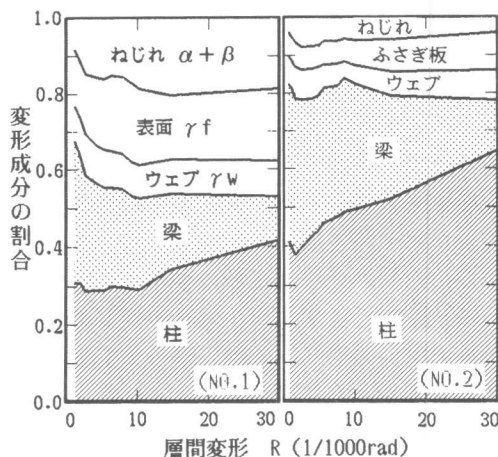


図-10 変形成分