

論文

[2173] 高強度コンクリートを用いた柱 RC 造・梁 S 造の接合部に
 関する実験的研究

河口 俊郎*1・芳賀 勇治*2・濱田 真*3・仲宗根 淳*3

1. はじめに

最近、混合構造もしくはハイブリッド構造と呼ばれる異種の構造を結合した新しい構造物が建てられるようになってきた。特に柱が鉄筋コンクリート(RC)造、梁が鉄骨(S)造である混合構造は、中低層のショッピングセンターや事務所建物などに適用されている。この形式の混合構造を高層建物に適用すれば、鉛直部材である柱が剛性の大きなRC造であるため、S造の建物に比べて揺れにくく、居住性が改善されるとともに、コストダウンが図れ、また、水平部材である梁が鉄骨であるため、断面の拡大、軽量化や、型枠が不要になるので省力化や工期短縮が図れるなど多くの利点がある。

本研究の目的は、高層建物を対象とした混合構造を開発することである。そこで、柱に $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートと主筋にSD390の鉄筋、せん断補強筋にウレタン鉄筋等の高強度材料を用いた4タイプの高層用の接合部金物を考案した。実験は柱梁接合部の逆対称加力を行い、梁から柱への力の伝達性状を解明すると共に、SRC規準等、準用できる既往の接合部せん断耐力式の評価方法について検討した。

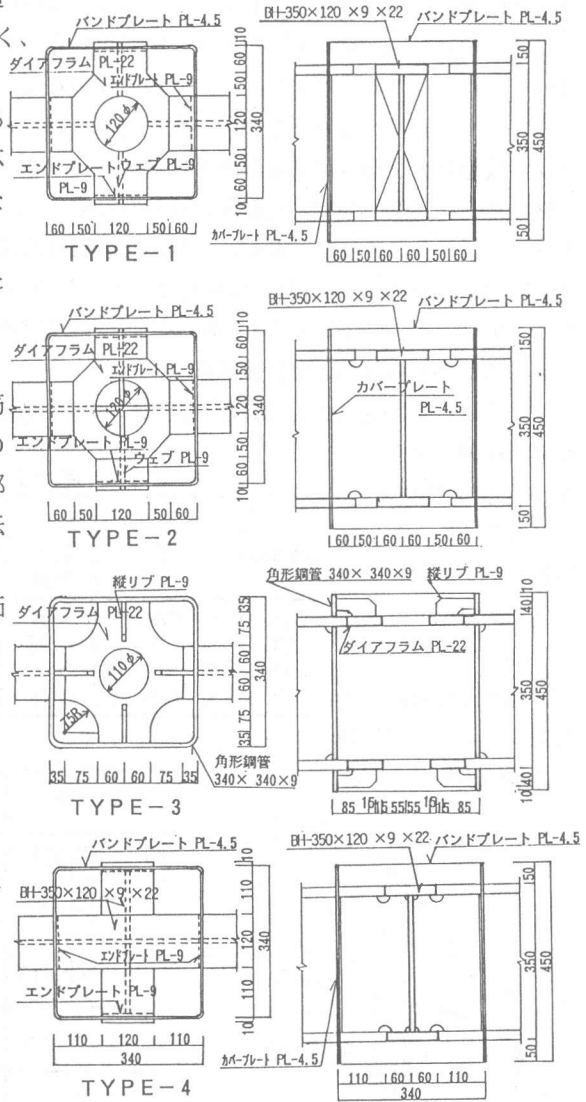


図-1 試験体詳細図

*1 (株)熊谷組技術研究所建築構造研究部研究員、工修(正会員)

*2 同主任研究員、工修

*3 同研究員、工修

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は30階相当の高層建物の下層階の内柱を取り出した縮尺約1/2.5の十字形柱・梁接合部4体 (TYPE-1~TYPE-4) である。ただし、柱、梁の支点間距離は加力装置の都合上、縮尺寸法より大きくしてある。試験体の詳細を図-1と表-1に示す。試験体の設計耐力は接合部の終局耐力、力の伝達性状、変形性能等を確認するため、接合部<梁<柱となるようにした。接合部の耐力の算定に際してはSRC規準式を準用し、かゝプレート部及び接合部ウェブは柱主筋間のみを有効とし、コンクリートの有効幅は柱幅の1/2とした。

試験体は各タイプとも柱、梁断面寸法は同じである。接合部は、TYPE-1がエンドプレート (PL-9)、ダイアフラム (PL-22)、かゝプレート (PL-4.5)、バンドプレート (PL-4.5) で構成され、接合部内ウェブ (PL-9) はダイアフラム中央のコンクリート打設用の穴 (120φ) の所で切れている。TYPE-2はTYPE-1に対し接合部内ウェブが貫通している。TYPE-3は鋼管型で、角型鋼管 (PL-9) とダイアフラムで構成され、TYPE-2におけるかゝプレート、エンドプレート、バンドプレートが鋼管で置き換えられ、接合部内にウェブは存在しない。TYPE-4は一般的な梁貫通型で、接合部は梁鉄骨とかゝプレート、エンドプレート、バンドプレートで構成されている。

柱の断面は340×340で、主筋が12-D19 (SD390)、せん断補強筋が囲型の丸筋コンパイルを用いた。コンクリートの設計基準強度は600kgf/cm²で、粗骨材最大粒径が13mmの豆砂利を用い、打設は縦打ちで2回に分け、接合部上端で打ち継ぎした。梁はBH-350×120×9×22で、梁フランジ、接合部ダイアフラムはSM490A材、その他はSS400材を用いた。材料の試験結果を表-2に示す。

2.2 加力方法および計測方法

加力方法と層間変位の計測方法を図-2に示す。試験体は柱反曲点位置をピンローラーで支持し、梁反曲点位置にアクチュエータ

をセットし逆対称加力により载荷を行った。軸力は電動式油圧ジャッキにより約150ton (0.2σ_B×B_c×D_c、σ_B:コンクリートの圧縮強度) の定载荷とした。繰り返しは層間変形角 (R) で、

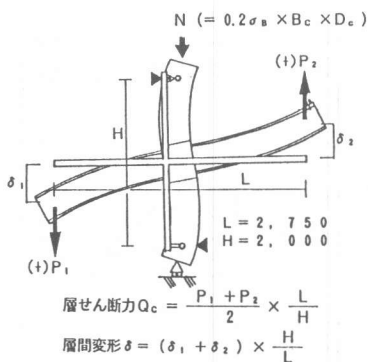


図-2 加力・測定方法

表-1 試験体概要

試験体名	型	特 徴				
		ウェブ (9mm)	ダイアフラム (22mm)	かゝプレート (4.5mm)	バンドプレート (4.5mm)	エンドプレート (9mm)
TYPE-1	ダイアフラム型	一部	120φの穴	○	○	○
TYPE-2	ダイアフラム型	全面	120φの穴	○	○	○
TYPE-3	鋼管型	無	110φの穴		鋼管 (t=9mm)	
TYPE-4	梁貫通型	全面	梁フランジ	○	○	○

表-2 材料試験結果

鋼材	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	破断時伸び (%)
PL-22 (SM490A)	3340	5189	2.18×10 ⁶	28.4
PL-9 (SS400)	3076	4493	2.18×10 ⁶	29.3
PL-4.5 (SS400)	3601	4546	2.11×10 ⁶	23.1
D19 (SD390)	4979	6765	2.21×10 ⁶	16.2
U6.4 (SBPD1275/1420)	13961	14899	2.16×10 ⁶	7.0
コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)	ポアソン比	材令 (日)
TYPE-1	661/656	3.75/3.75	0.239/0.255	42/36
TYPE-2	668/677	3.81/3.87	0.229/0.259	47/41
TYPE-3	672/704	3.96/3.89	0.252/0.241	52/46
TYPE-4	638/687	3.76/3.82	0.274/0.236	32/26

1回目打設 (下柱、接合部) / 2回目打設 (上柱)

原則的に1/400rad. で1回, 1/200, 1/150, 1/100, 1/66rad. で2回, 1/50, 1/40, 1/33rad. で1回とした。荷重は、軸力、梁端荷重を計測し、変位は、試験体の上下柱反曲点位置にピンおよびピンローラー支持した計測フレームにより層間変位を、その他、梁、柱、接合部せん断変形を計測した。また、歪は梁のフランジ、ウェブ、接合部のダイアフラム、ウェブ、カープレート、バントプレートを一軸歪ゲージおよび三軸ロベツトゲージにて計測した。

3. 実験結果および考察

試験体4体の実験結果を以下に示す。ただし、最初にTYPE-4の加力実験を行った際、加力装置に不備が生じたため、TYPE-4の実験結果は主に層せん断力と層間変形関係の包絡線性状を示す。

3.1 破壊の進行状況

実験結果の一覧を表-3に、接合部内のひび割れ状況を図-3に示す。また、層せん断力-層間変形関係を図-4に、その包絡線を図-5に示す。

接合部内をウェブが貫通していない試験体 (TYPE-1, 3) は、まず、ダイアフラムが降伏し、その後カープレートもしくは鋼管、さらにバントプレートの順に降伏した。両試験体の履歴ループは、TYPE-1と比べて多少TYPE-3の方が耐力的に大きくなっているが、概略同じ性状を示している。

一方、接合部内をウェブが通っている試験体 (TYPE-2, 4) は、概略同じ性状を示しており、TYPE-1, 3より耐力は大きくなっている。TYPE-2は接合部内ウェブが降伏し、ダイアフラム、カープレート、バントプレートの順に降伏した。

実験終了後、接合部金物を切開してひび割れを観察

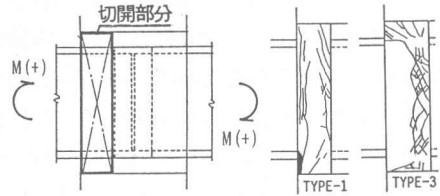
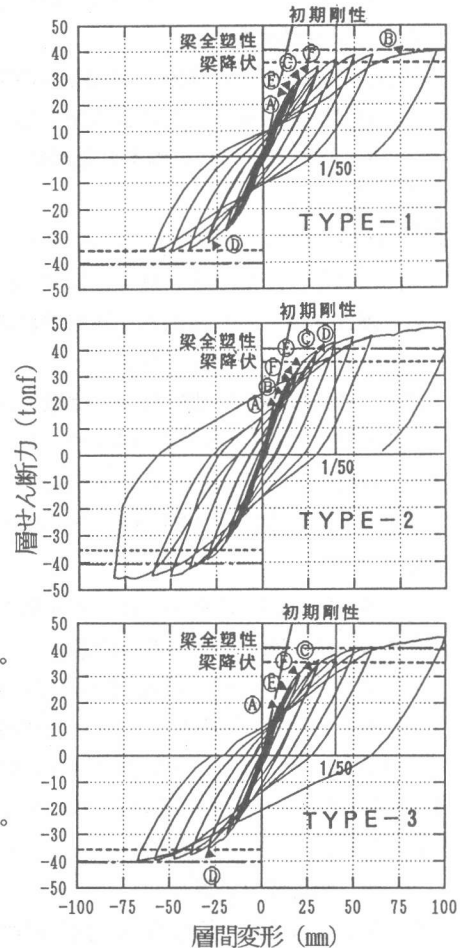


図-3 ひび割れ状況



(図中の記号は表-3を参照)

図-4 層せん断力-層間変形関係

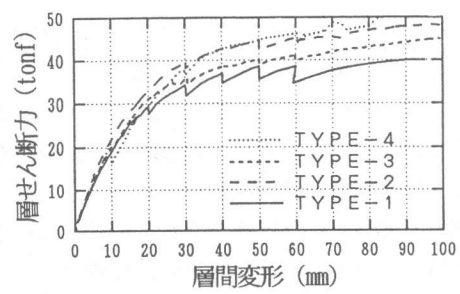


図-5 包絡線

表-3 実験結果および計算値一覧

	TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4	記号
弾性剛性 (tonf/cm)	27.1	30.4	29.6	27.0	
計算値	29.2	29.5	29.6	29.3	
柱曲げひび割れ時荷重	23.7	19.1	18.4	---	A
接合部内ウェブ降伏時荷重	38.4	23.7	---	---	B
カープレート降伏時荷重	28.7	33.9	32.8	---	C
バントプレート降伏時荷重	-31.4	39.1	-35.2	---	D
ダイアフラム降伏時荷重	24.7	30.4	24.6	---	E
梁フランジ降伏時荷重	31.3	29.2	30.9	---	F
最大耐力時荷重	39.9	48.5	44.8	51.3	
最大耐力時変位	95.1	105.3	99.3	100.3	
梁降伏時荷重計算値			35.6		
梁全塑性時荷重計算値			40.4		

荷重は層せん断力 (tonf)、変位は層間変位 (mm) で示す。

したところ、接合部内直交梁ウェブが存在する試験体 (TYPE-1、2、4) は全く存在しない試験体 (TYPE-3) に比べひび割れ角度が梁の軸方向に対し大きくなっており、接合部内直交梁ウェブの有無により接合部コンクリートの圧縮フラット形成状態が異なっていると考えられる。また、ひび割れはそれほど拡大せず、接合部内コンクリートは比較的健全であった。

3.2 履歴特性

図-4に示した層せん断力と層間変位の関係よりいずれの試験体も繰り返しによる耐力の低下が少なく、 $R=1/33$ ($\delta=60\text{mm}$) を越す大変形に至っても耐力が増加した。

図-4および表-3に示す弾性剛性の計算値は、梁は曲げとせん断変形を、接合部はせん断変形を考慮し弾性理論により求めた。実験値は計算値に対し92~103%とほぼ一致した。

図-6に各試験体の等価粘性減衰定数の推移を示す。各試験体ともにほぼ同じ傾向で、 $R=1/100$ ($\delta=20\text{mm}$) 以前は5%以下の小さい値を示した。 $R=1/66$ ($\delta=30\text{mm}$) 以降で徐々に増大するが最終的には20%程度となった。

3.3 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

接合部のせん断応力度とせん断変形角の関係を図-7に示す。 $R=1/50$ ($\delta=40\text{mm}$) でも、せん断変形角はTYPE-1、2が0.5%前後で、TYPE-3の鋼管タイプは0.3%程度といずれも小さな値である。ガ-プレートおよび鋼管が大変形まで接合部コンクリートの拘束に有効であることが分かった。

3.4 変形成分の推移

層間変形に占める柱、接合部、梁各部の変形の割合を正方向の推移について図-8に示す。接合部の割合は層間変位が20mm以前では、1~2割程度で、大変形に至ってもそれほど拡大していない。

3.5 接合部の応力伝達機構

TYPE-1の柱主筋の歪分布を図-9に示す。この図より、大変形時まで柱主筋は降伏歪に達しておらず、接合部内で良好に定着されており、柱、接合部間の応力の伝達は健全であると考えられる。

TYPE-1,3のガ-プレートの梁軸方向の $R=1/100$ 、 $1/66$ rad.の歪分布を図-10に示す。この図より接合部

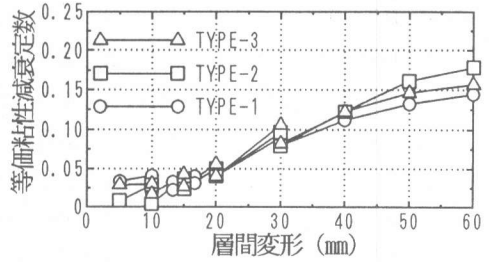


図-6 等価粘性減衰定数

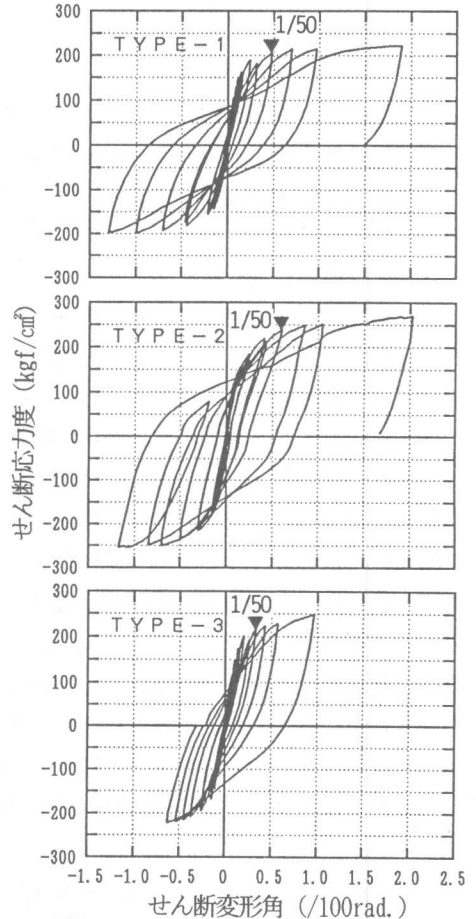


図-7 接合部せん断応力度-せん断変形関係

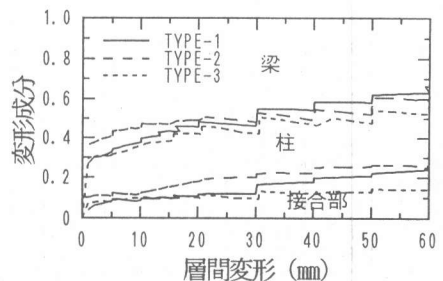


図-8 変形成分の推移

内に直交梁ウェブがある試験体は梁の曲げによるダイアフラムへの引張力が圧縮側へは伝達されず、接合部コンクリートのせん断ひび割れ角度からも推定される圧縮ストラットへ流れたと考えられる。すなわち、接合部には直交梁を挟んで2つの圧縮ストラットが存在し抵抗しているものと考えられる。また、接合部内の直交梁にウェブが無いTYPE-3は、ダイアフラムの柱幅の3/4程度まで梁からの引張力が伝達されおり、圧縮ストラットは1つと考えられる。このように、直交梁ウェブの有無により、コンクリートの抵抗機構が異なっていると考えられる。

次に、接合部内ウェブとが-プレートおよび鋼管に貼付したロケットより最大せん断応力度 (τ_{max}) の分布を求め、接合部へ入力されるせん断力を検討する。ここで、計測点数が少なく、かつ、TYPE-1とTYPE-2はが-プレート部と直交梁のエドプレートで厚みが異なるため、せん断力分布を推定し、せん断力を近似積分することにより、負担せん断力を求めた。

次に、求めたせん断力を接合部全体が負担するせん断力から差し引くことにより、接合部内コンクリートの負担せん断力を求めた。接合部各部の負担せん断力の推移を層せん断力に置き換えて図-11の左に示す。これまでの実験結果から、TYPE-1~3について接合部のせん断抵抗要素のが-プレート、鋼管およびウェブが歪の計測データから最終的にせん断降伏していたこと、また、ダイアフラムの早期の降伏のため、接合部コンクリートのひび割れが最終的に余り拡大していなかった等を考慮すると、この図のコンクリートの負担分はダイアフラム降伏以降はさらに増加していたと考えられる。この図より、接合部のウェブのみが異なるTYPE-1とTYPE-2は接合部内ウェブの負担せん断力の違いがそのまま耐力の差となって現れている。一方、TYPE-1とTYPE-3を比較してみると、TYPE-1のが-プレートとウェブの負担せん断力の合計とTYPE-3の鋼管の負担せん断力が同じ値を示している。

3.6 既往の接合部せん断耐力式の検討

既往の接合部せん断耐力式として、坂口の提案式 (式(1)) [1]、SRC規準式 (式(2)) [2]、JCI提案式 (式(3)) [3]を示す (ただし、記号の説明は文献による。)

$$Q_{pu} = k_1 \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3} \cdot t_w \cdot D_w + 2 \cdot k_2 \cdot \sigma_{fy} / \sqrt{3} \cdot t_f \cdot D_f + k_3 (0.3 \cdot \sigma_B) B_c \cdot D_c \quad (1)$$

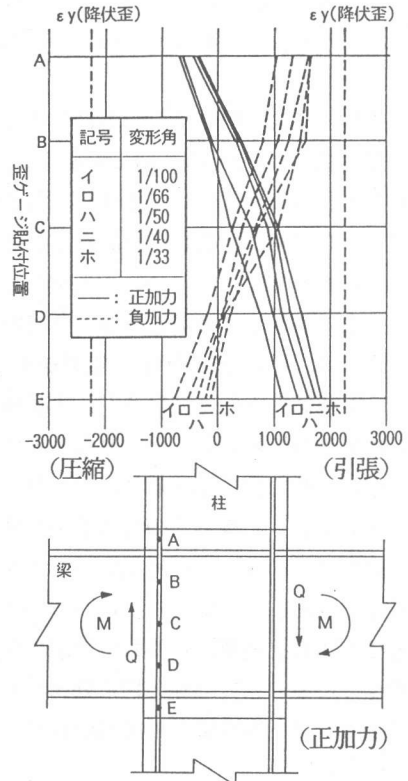


図-9 柱主筋の歪分布

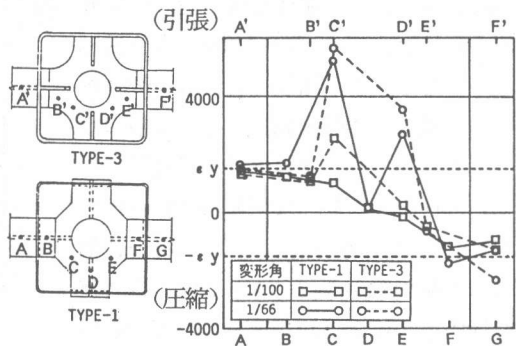


図-10 ダイアフラムの歪分布

$${}_j M_U = c V_e ({}_j F_B \cdot {}_j \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_y) + 1.2 {}_B V \cdot {}_B \sigma_y / \sqrt{3} \quad (2)$$

$$Q_p = k_{SRC} \cdot 0.3 \sigma_B \cdot A_{c1} + {}_w \sigma_y / \sqrt{3} \cdot A_w \quad (3)$$

これら各式を用いて、以下に示すCASE-1~5の条件で検討する。ここで、接合部 β 部の大きさを柱主筋間とフランジの芯間と仮定する。式(1)は梁貫通であるが、TYPE-1はウェブ部分を接合部 β 部の大きさのみ有効として評価した(CASE-1)。式(2)のせん断補強筋の項は無視し、ウェブの項でカバープレートを考慮した場合(CASE-2)と、さらに、式(2)で接合部 β コンクリートの有効幅を柱幅と梁幅の平均とした場合(CASE-3)についても検討した。次に、式(3)ではカバープレートをコンクリートの項で(k_{SRC})による拘束効果として考慮した場合(CASE-4)と、ウェブの項で考慮した場合(CASE-5)について検討した。

図-11に計算結果を示し、実験結果と比較する。式(1)では、鋼材は適切に評価している。コンクリートは実験値を上回っているが、実験値が過小評価しているので必ずしも適切と言えない。全体的には定性的に評価していると考えられる。式(2)では、鋼材は適切に評価しているが、コンクリートの負担せん断力は過小評価されており、拘束効果により、接合部の有効面積を柱幅と梁幅の平均値以上を考慮することが可能と考えられる。式(3)では、カバープレートをせん断抵抗要素としてウェブの項で評価するとともに、コンクリートの拘束効果として考慮すれば、実験値との対応が良好と考えられる。

4. 結論

以上の検討により、以下の知見が得られた。① どの試験体も繰り返しにより耐力低下が少なく、 $R=1/33$ を越す大変形に至っても耐力が増加した。② 弾性剛性の実験値は弾性理論による計算値にほぼ一致した。③ 接合部せん断変形は、 $R=1/50rad.$ で0.5%、鋼管型のTYPE-3は0.3%と大変形でも小さく、カバープレート及び鋼管の拘束効果が期待できる。④ 接合部終局耐力の評価は、各式ともコンクリートの項に、如何にかバープレート等による拘束効果を入れるかが重要であり、定量的評価は今後の実験で明らかにしたい。

参考文献

- 1) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部 β 部のせん断耐力、日本建築学会構造系論文報告集、No.428、pp.69-78、1991.10
- 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、p.26、1987.6、日本建築学会
- 3) 日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書、p.225、1991.12、日本コンクリート工学協会

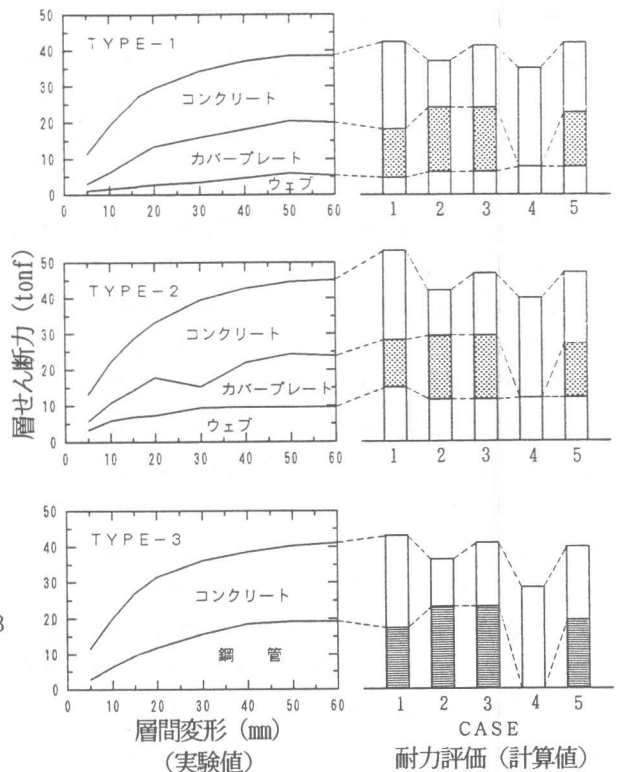


図-11 接合部各部の負担せん断力