

論文

[2106] 曲げ・せん断・軸力を受けるプレキャスト接合面の要素実験

正会員○金 本 清 臣 (横浜国立大学大学院)

正会員 壁谷澤 寿 海 (横浜国立大学建設学科)

1. 序文

近年、鉄筋コンクリート造建物の建設では、特に労務事情により大幅な省力化が必要になっており、プレキャスト工法化への要求は非常に高まっている。これまでにプレキャスト工法は数多く開発されており、実用化されているが、普及が進んでいないのが現状である。この理由の一つとして、特に接合部の挙動を考慮した一般的な設計法が確立されておらず、一体打ち工法による鉄筋コンクリート構造とは設計および施工の認可に対する行政上の取扱いが異なることが考えられる。このような状況を背景にして、プレキャスト構造の設計法の確立を目指した組織的な研究が行われつつある。

本研究では、このような研究の一環としてプレキャスト接合面(打継面)の挙動を明らかにするために、要素実験シリーズを計画している。特に、耐震壁水平接合部を念頭に置いて、これまで要素実験としては行われることがほとんどなかった、曲げ、せん断、軸力を受ける接合面のすべり挙動を明らかにすることを目的にしている。本報告では、このシリーズのパイロット的に行った実験結果について報告する。

2. 試験体および使用材料

試験体の形状、配筋を図1に、試験体のパラメーター一覧を表1に示す。試験体数は8体すべて共通であり、軸力とシアスパン比(M/QD)をパラメータとしている。

試験体の形状は70cm×70cm、壁厚10cm、試験体底部から30cmの位置に切欠きを設けることにより50cm×10cmとなる接合面(打継面)があり、接合面を通る縦筋4-D10($p_g \sigma_y = 20 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $p_g = 0.57\%$)を配筋した。

試験体は、横打ちとし、接合面を鉄板型枠面としての下部を先に打設し、2日後に上部壁板を後打ちすることによって打継ぎ接合面を形成した。

試験体に用いた材料はすべて共通であり、縦筋はD10

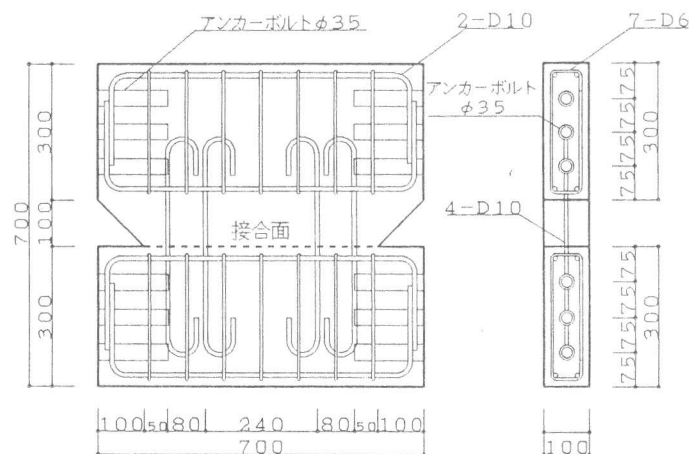


図1 試験体配筋図

表1 試験体一覧

試験体名		シアスパン比 (M/QD)				
		0.0	1.0	1.25	1.5	2.0
軸応力度 σ_n [kgf/cm ²]	20	P0-20	P1-20	P125-20	P15-20	P2-20
	40	P0-40	—	P125-40	—	P2-40

※ 試験体名の数字は、シアスパン比、軸応力度を表す。

(SD30) で、コンクリートの設計強度は $F_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ とした。材料特性を表 2 に示す。

表 2 材料特性
鉄 筋 (単位: $[\text{kgf/cm}^2]$)

公称径	規格強度	降伏強度	降伏歪	引張強度	ヤング係数
縦筋 D10	3000	3560	1962μ	5134	2.02×10^6

3. 実験概要

3. 1 測定方法

変位測定位置図を図 2 に示す。縦筋に沿って接合面より上下 10cm に埋込んだ 4 本のインサートを介して水平変形 (全体水平変形と接合面でのすべり変形)、回転変形

コンクリート (単位: $[\text{kgf/cm}^2]$)

打設箇所	設計強度	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数
試験体上部	350	439	30.7	2.60×10^6
試験体下部	350	336	23.2	2.57×10^6

および軸方向変形を、摺動型変位計 (1/500 精度) で測定した。これにより、曲げを受ける場合の接合面でのすべり変形は、式 (1) に示すように、試験体を剛体として相対変形から回転変形 (変形の 2 次成分も考慮する) を除くことにより算出した。

$$\text{上部変位 (全体水平変形)}: \delta_T = (\delta_1 + \delta_2) / 2$$

$$\text{下部変位}: \delta_B = (\delta_3 + \delta_4) / 2$$

$$\text{回転角}: \theta = (\delta_T - \delta_B) / 2H \quad (H = 100 \text{ mm})$$

$$\text{すべり変形}: \delta_s = (\delta_T + \delta_B) / 2 - D\theta^2 / 2 \quad (\text{接合面幅}: D = 500 \text{ mm}) \quad (1)$$

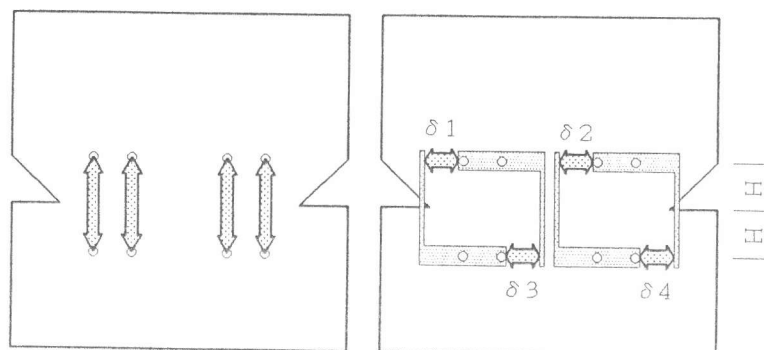


図 2 変位測定位置図

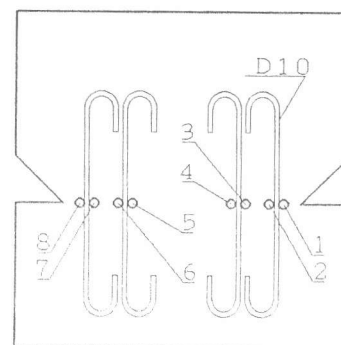


図 3 歪測定位置図

歪測定位置図を図 3 に示す。鉄筋の歪の測定は、4 本全部の縦筋あるいは外側 2 本の縦筋で、危険断面の位置裏表に 2 枚貼付けた静歪ゲージにより行った。

3. 2 加力方法

加力状況図を図 4 に示す。試験体は、上下両側の 4 つのアンクル状の治具を介してアンカーボルトによって、門型フレームおよびベッドに取付けた。加力方法は、一定軸力のもとで正負交番繰返しせん断力を接合面に加え、パラメータであるシアスパン比 (M/QD) は、左右に設置した 200 tonf オイルジャッキによって、設定した総軸力レベルおよび M/QD を一定に保つように制御した。加力サイクルは、変位制御とし試験体の水平変位の値 $\delta = \pm 1 \text{ mm}, \pm 2 \text{ mm}, \pm 4 \text{ mm}, \pm 8 \text{ mm}, \pm 16 \text{ mm}$ (接合面から上部の測定点までの変形角で表すと、 $R = \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/25, \pm 1/12.5, \pm 2/12.5$) で繰返した。

4. 実験結果

4. 1 破壊経過

各試験体の破壊経過を以下に示す。

P0-20 モーメントが作用していない純せん断型であるため、加力開始後せん断応力度 $\tau = 20 \text{ kg/cm}^2$ のレベルで接合面に沿って亀裂が入り、急激にすべりが

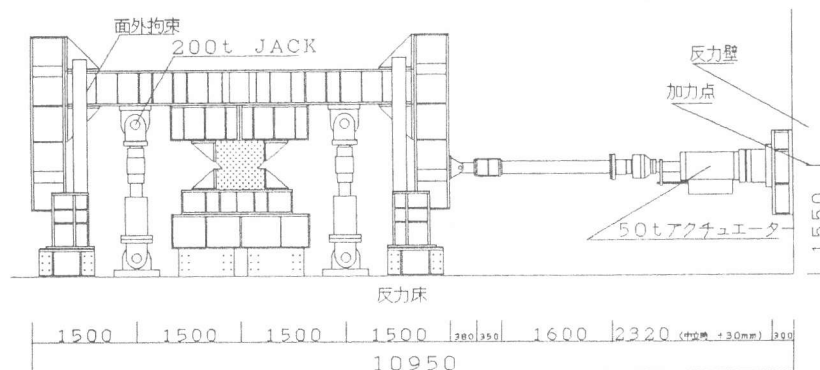


図4 加力状況図

生じた。その後一時耐力が低下し変形が進んだ。4 サイクル目の $\delta = 2 \text{ mm}$ を超えたあたりから鉄筋のダボ効果が顕著になり、引張側コンクリートが支圧により破壊した。

P1-20 モーメントの影響で、純せん断型の試験体に比べ加力開始後の急激なすべりは生じなかったが、加力による変位の漸増に伴いすべりが進行した。3 サイクル目で、面外拘束が上下の動きを拘束するトラブルがあり、その影響で耐力上昇がみられた。試験体引張側上下の治具と試験体との隙間によって、試験体に局部応力が生じ圧壊に至った。

P125-20 破壊経過は P1-20 とほとんど変らなかったが、大変形では面外拘束が十分でなく、試験体が振れたため $\delta = 8 \text{ mm}$ で除荷した。

P15-20 4 サイクル目に入った $\delta = 1 \text{ mm}$ で鉄筋のダボ効果がみられ、 $\delta = 8 \text{ mm}$ で最大耐力に至った。その後もその効果が顕著にみられ、接合面で曲げによる大きなすべりが生じながらも耐力は上昇する傾向にあり圧縮側コンクリートが圧壊し破壊に至った。

P2-20 破壊経過は P15-20 とほとんど変わらないが、最大耐力は P15-20 よりも 25% 低下した。4 サイクル目に入った $\delta = 0 \text{ mm}$ 付近で鉄筋のダボ効果が現われ、曲げによって接合面に P15-20 より大きなすべりが生じてコンクリートが割裂破壊した。

P0-40 P0-20 と同様な破壊状況であるが軸力が高い分、すべり強度が高い。純せん断加力であるため、全体変形と接合面でのすべり変形はほぼ一致している。

P125-40 せん断力が上昇しているにも拘らず、軸力が高いために水平変形は進行しなかった。また、 $\sigma_c = 20 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体に比べスリップの程度は少ない。

P2-40 P2-20 よりも軸力は上昇しており、スリップの程度は低く、水平変形はさほど進行しなかった。しかし、 $\delta = 8 \text{ mm}$ から除荷する際に、軸力を下げすぎたためかすべり変形が急激に進行し、 $\delta = 16 \text{ mm}$ で圧壊した。

4. 2 すべり変形と全体水平変形の関係

すべり変形と全体水平変形関係を図5に示す。モーメントが作用していない純せん断型の P0-20、P0-40 はすべり変形と全体水平変形が一致する。モーメントが存在する試験体ではシアスパン比 (M/QD) が大きくなるにしたがってすべり変形の比率は低下する。 $M/QD = 1.0$ 程度では曲げによる変形は卓越してはいないが、 M/QD が 1.25 以上になるとすべり変形より先に縦筋が曲げ降伏するいわゆる曲げ降伏先行型となり、軸力が高い場合 (P125-40) は、同じシアスパン比の P125-20 に比べ曲げは大して卓越していない傾向がある。この変形比率はシアスパン比によって徐々に変化するので、すべりを生じさせない条件等を一義的に定義するのは困難であると考えら

れる。

4. 3 1層レベルでの荷重－変形関係との比較

各試験体の荷重－変形関係を図6に示す。なお、同図には接合面のすべり変形を破線で示している。すべり変形の比率は、耐震壁等の部材の変形には当然対応しないことに注意する必要がある。すなわち、回転変形は危険断面から10cmを高さとし

た変形角として部材の変形角に対応することになるが、すべり変形は部材長さ（高さ）に対応する変形角になり、比率としてはかなり小さくなる。そこで、1層レベルでの荷重－変形関係として、接合面より高さ 500mmの変形を基準にし、接合面より上部の壁板部分を剛体と仮定して求めた。これを図7に示す。シアスパン比が大きくなるほど変形能は大きく、すべり変形の割合はかなり小さくなる。

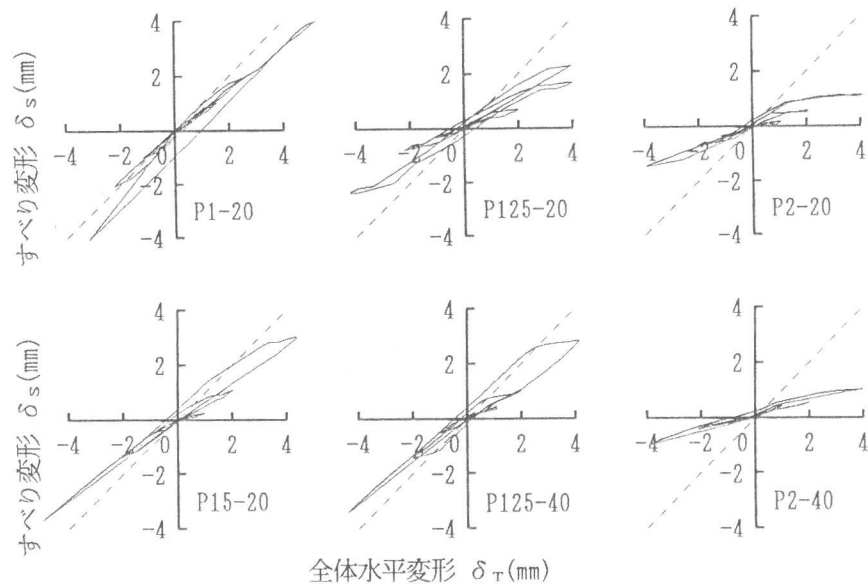


図5 すべり変形－全体水平変形関係図

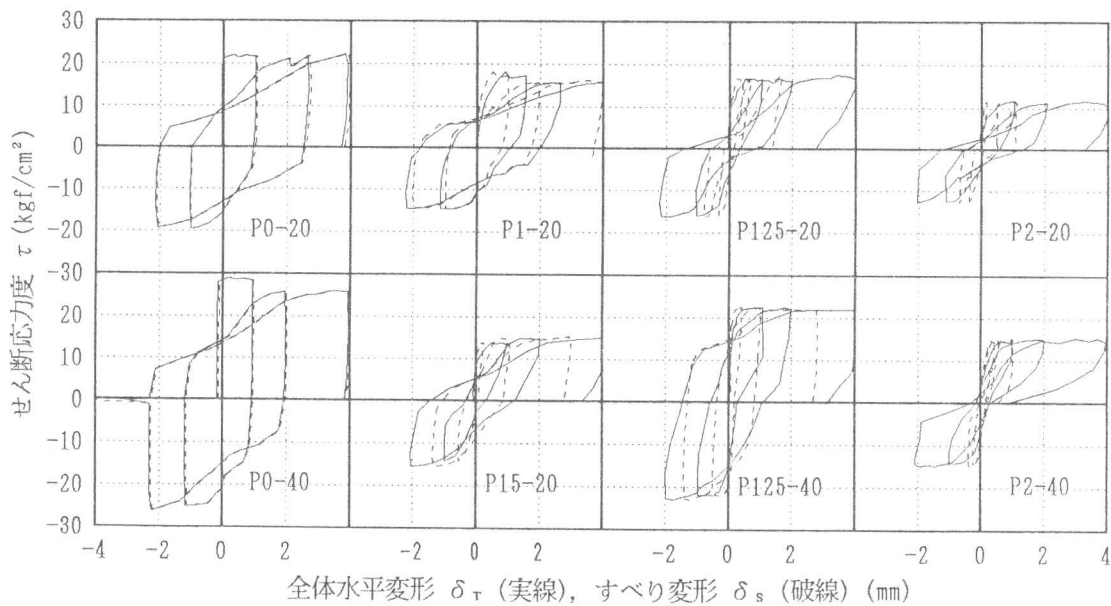


図6 荷重－変形関係図

4. 4 終局強度とシアスパン比の関係

実験で得られた最大モーメント (bD^2 (b :壁厚、 D :接合面幅)で規準化) および最大せん断応力度とシアスパン比との関係を、それぞれ図8および図9に示す。図8には軸応力度が $\sigma_0 = 20 \text{ kgf}$

/cm²および 40kgf/cm² の場合の曲げ強度に対応する参考値として、応力中心間距離を 0.8D と仮定した略算式 ($M=0.4(ag\sigma_y+N)$ D) によるモーメント (bd^2 で規準化) を実線および破線で示した。また、図9にはすべり強度に対応する参考値として、摩擦係数を 0.7 と仮定した略算式 ($Q=0.7(ag\sigma_y+N)$) によるせん断力 (bd で規準化) を実線および破線で示した。

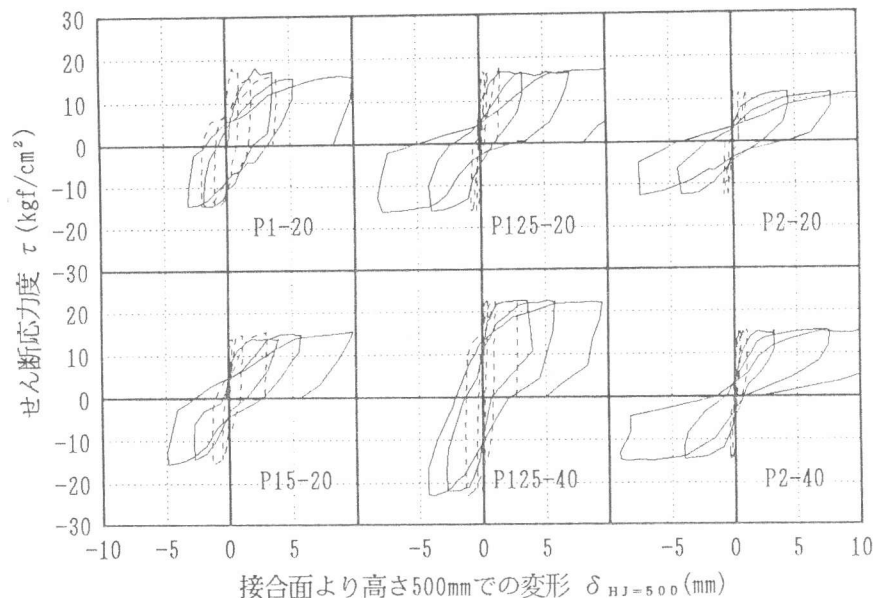


図7 1層レベルでの荷重-変形関係図

M_{max}/bd^2 は略算式による値をいずれも上回っている。この割合は、シアスパン比が大きい方が、また、軸力レベル小さい方が、大きくなる傾向があり、これは、鉄筋の歪硬化の影響、および圧縮力の中心位置が異なるためであると考えられる。

最大せん断応力度は、純せん断型の実験において、軸力が低い場合 (P0-20) は、略算値をやや下回ったが、軸力が高い場合 (P0-40) はかなり下回った。これは、軸力に対する摩擦係数が小さいか、あるいは鉄筋量との単純な累加が成立しないこと等も考えられ、さらに検討が必要である。 $M/QD=1.0$ 程度の場合、 M_{max}/bd^2 は上記略算値を上回っているものの、最大せん断応力度は、接合面でのすべりの影響を受けている。これは、 M/QD が大きい他の試験体で、モーメントが大きくなる傾向からも、あるいは、測定されたすべり変形がかなり卓越していることから明らかである。このせん断

応力度レベルは、純せん断型のせん断強度より明らかに小さく、モーメントの存在により、すべり強度が低下しているといえる。この原因としては、すべり強度がすべり面の直応力と線形関係が頭打ちになること[1]、また、最大強度に達する変形レベルが直応力度レベルに

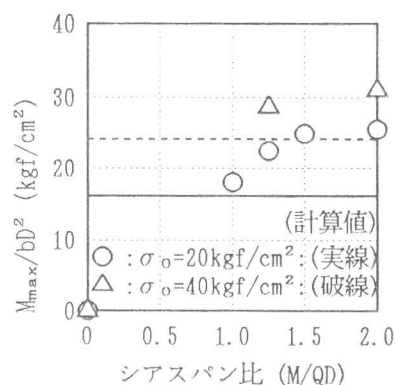


図8 $M_{max}/bd^2 - M/QD$ 関係

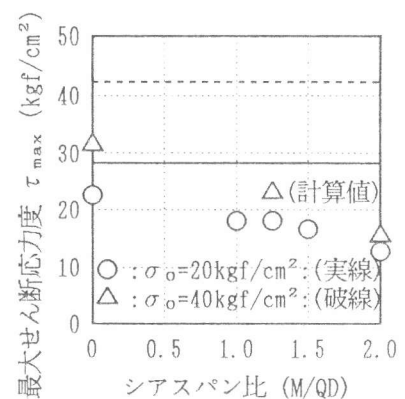


図9 $\tau_{max} - M/QD$ 関係

より異なること、等によることが考えられるが、定量的な検討をするとともに、モーメントを受ける接合面の設計で純せん断型の実験結果を適用するには注意が必要である。

4. 5 縦筋の歪状況

縦筋の歪測定例として、試験体 P0-20、P125-20、P2-20について、両外端鉄筋の接合面位置で測定された歪とせん断応力度との関係を図10に示した。歪は、原則として裏表2箇所の平均とし、1回目または2回目の加力サイクルを中心にした。正加力でモーメントがある場合に引張側（ゲージ No. 7, No. 8）では、いずれも1回目の正方

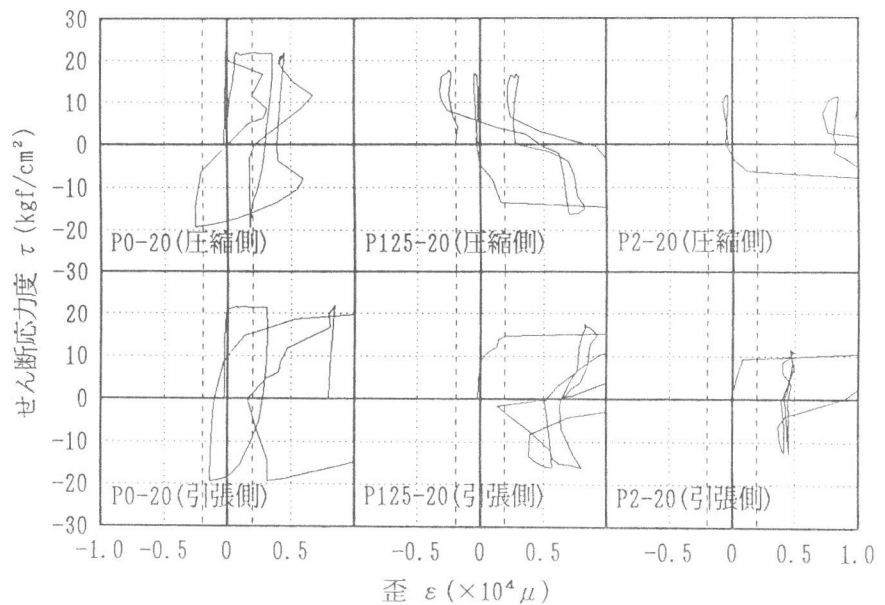


図10 せん断応力度-歪関係

向の加力で降伏歪（図中破線で示す）に達しているが、歪とせん断力の関係は明らかに異なる。すなわち、純せん断型（P0-20）ではすべり変形とともに高い応力度レベルで一気に歪が増大する。これに対して、モーメントがある場合は、徐々に増大し、歪レベルは、シアスパン比が小さいほど小さく、P125-20ではむしろ純せん断型の場合より小さい。一方、圧縮側（ゲージ No. 1, No. 2）では、純せん断型では引張側と同様に引張降伏しているが、モーメントがある場合は、正方向の加力では圧縮側の歪になっている。シアスパン比が大きい場合は、負方向の引張歪はもとにもどるが、シアスパン比が小さい場合は繰返し加力（すべり変形の増大）によって正方向でも引張側の歪が増大する。

5. 結論

プレキャスト構造における接合部の基礎的な性質を明らかにするために、曲げ、せん断、軸力を受ける接合面の要素実験をシアスパン比と軸力をパラメータとして行った。

(1) 接合部のすべり変形の占める割合は、シアスパン比が大きくなるにしたがって減少する。この比率はシアスパン比によって徐々に変化するので、すべりを生じさせない条件等を一義的に定義するのは困難である。

(2) シアスパン比の比較的小さい低い試験体では、曲げ降伏に前後してすべりが生じるが、このせん断力レベルは、直接せん断の場合のせん断強度、シアスパン比の大きな場合の曲げ強度のいずれのレベルよりも小さく、すべり強度は曲げモーメントの存在により低下する。

《謝辞》

実験に御助力を頂いた横浜国立大学大学院生五味学氏（当時卒論生）に感謝します。

《参考文献》

- [1] 細川洋治・塩原等・中村哲也・青山博之：鉄筋コンクリート造壁・骨組境界面の直接せん断機構、第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp. 529-533、1984. 6