

論文

[2085] プレキャスト鉄筋コンクリート梁部材の端部接合部に関する実験的研究

正会員 Oscar Lopez (東京大学大学院)
 正会員 楠 浩一 (東京大学大学院)
 正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)
 正会員 青山 博之 (東京大学建築学科)

1. はじめに

架構式プレキャスト鉄筋コンクリート構造では、近年、部材端部の危険断面に打継面を有する接合工法が多く用いられている。こうした材端の打継面のコンクリート応力状態は、既存の壁式コンクリート構造などに用いられている平均せん断力に比べて大きい。そこで、架構式プレキャスト部材の接合部の打継面に、適用できる設計法およびそれを裏付ける基本的な資料が必要とされる。本研究では、プレキャスト鉄筋コンクリート部材要素の接合部を、部材端部の降伏ヒンジ領域に設けられる場合のせん断力伝達機構を検討する実験を行い、せん断抵抗機構を検討した。

接合面におけるせん断抵抗機構としては、a)コンクリート接合面の化学的膠着作用と摩擦；b)コッターによるせん断抵抗；c)外部圧縮力による摩擦作用；d)鉄筋のダボ作用、などが考えられる。既往の研究では、個々のせん断抵抗機構を解明するために、プレキャスト部材の接合面を取り出した直接せん断実験が多い。しかし、接合面を含む部材のせん断破壊は、接合面を含む部材の損傷を伴うことが多い。そこで、接合面を含む部材のせん断耐力を検討した。接合部内の鉄筋の継ぎ手方法の影響は無視した。

2. 実験概要

試験体はプレキャスト鉄筋コンクリート造の梁部材端部に接合部を有する4体で、片持梁のプレキャスト試験区間の断面は 300x400mm、長さ 600mmとし、試験体の中央に300x400x800mmの加力用スタブを設けている。代表的な試験体の形状および配筋図を図1に示す。

固定因子は断面寸法 (300x400 mm)、横補強筋量 (丸鋼 6φ、 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 26.6 \text{ kgf/cm}^2$ ；ここで p_w ：せん断補強筋比、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度)、コンクリート設計基準強度 (360 kgf/cm²)、主筋量 (引張および圧縮とも 6D22、主筋の引張強度 $\sigma_y = 4500 \text{ kgf/cm}^2$ 、引張鉄筋比 $p_t = 2.58\%$)、せん断スパン比 1.5、などである。

変動因子は表1に示す接合面の形状とした。

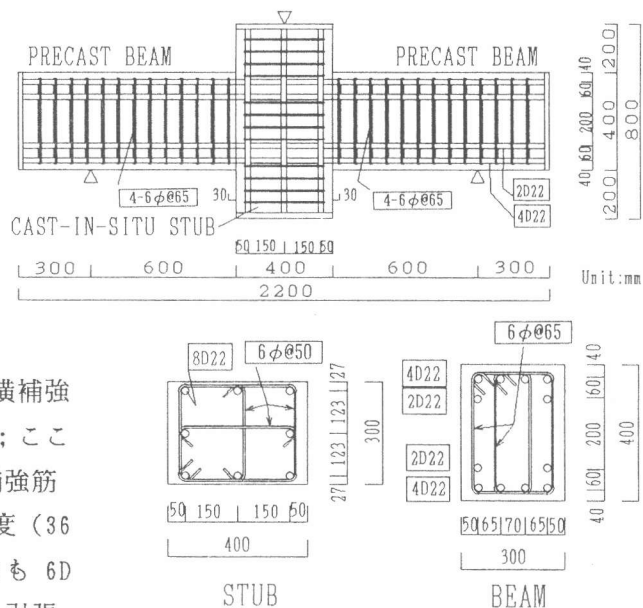


図1. 試験体形状と配筋

横補強筋量は、危険断面で平面保持を仮定して部材の応力度-歪度関係から計算される曲げ降伏時のせん断力と日本建築学会の終局強度型耐震設計指針[1]によるヒンジ領域を有する梁部材の終局せん断力 ($R_p=0$ 、 R_p : 降伏ヒンジの発生する部材の保証変形角) を等しくし、曲げ降伏後せん断破壊するものとした。

各試験体の特性(表1)は、a) 試験体 EJS1は打継面に特別な処理を設けていない平な接合面試験体；b) 試験体 EJS2は打継面にコッターを設けた試験体；c) 試験体 EJS3は打継面に高さ2.8mmの三角形のシアキーを設けた試験体；d) 試験体 EJS4は一体打ち試験体、である。コンクリートの打設は、試験体のプレキャスト梁部分を打設し、その1週間後に接合面を介して柱部分(スタブ)を打設した。コッターは凹部プレキャスト接合になるようにした。打設方向は横打ちとし、ひび割れ観察面が下になるようにし、木型枠を使用した。

材料特性を表2に示す。加力時のコンクリート強度は加力の前後(材令28日および83日)に行った材料実験の結果から推定した。主筋は明確な降伏点を示したが、横補強筋は降伏棚を示さず、0.2%オフセットにより降伏点を定めた。

加力装置を図2に示す。加力は、東京大学大型構造物試験室で、4台の100tonジャッキと1台の200tonジャッキを用いて、単純梁形式で、正負交番繰り返し載荷を行なった。200tonジャッキは負方向加力で反力点とし、正方向加力で試験体を安定させるために15tonを加力した。片持梁先端のスタブに対する相対変形で制御し、部材角 $1/400$ rad、 $1/200$ rad、 $1/100$ rad、 $1/50$ radで各1サイクルの後、正方向に大変形(せん断破壊が発生するまで)の加力した。変形は対称とならないため、主筋降伏後は破壊が進んだ方の変形を制御した。

荷重をロードセルにより、片持ち梁部材の相対変形、材端部の曲げ分布、部材のせん断変形、接合面での目開きおよび滑りを電気式変位計により計測した。また、材端部の接合面領域の主筋と横補強筋の歪を箔歪ゲージによって計測した。

表1 試験体接合部の詳細

SPECIMENS			
EJS1	EJS2	EJS3	EJS4
DETAILS OF INTERFACES			
SMOOTH JOINT	Unroughened Concrete Wood Formwork		
SHEAR KEY	Concrete with Cotter Wood Formwork		
ARTIFICIAL ROUGH FACE	Concrete with Small Shear Keys Wood and Steel (at Small Shear Keys) Formwork		

表2 材料特性

(1) コンクリート圧縮強度

コンクリート特性	4週強度	12週強度	加力時指定強度(kgf/cm ²)			
	kgf/cm ²	圧縮実験時強度 kgf/cm ²	EJS1	EJS2	EJS3	EJS4
先打ち	332	385	377	373	367	364
後打ち	478	563	549	541	530	524

(2) 鉄筋

材料名	E.	σ_y	σ_m	断面積(cm ²)	周長(cm)
D22	1.95	4536	5500	3.87	6.97
φ6	2.04	4335	5145	0.28	1.88

E.: 弾性係数(10⁶kgf/cm²)； σ_y : 降伏点(kgf/cm²)
 σ_m : 引張強度(kgf/cm²)

3. 実験結果および検討

3.1 破壊状況および復元力特性

試験体は片持梁の部材角 $1/50 \text{ rad}$ ($\delta=12\text{mm}$) 程度で耐力が低下した。各試験体の最終破壊ひび割れ状況を図3に、損傷が進んだ側の梁のせん断力-相対変形関係を図4に示す。主筋の降伏前では滑りは小さく、

耐力低下も見られず、安定したループを示した。主筋の降伏後は復元力の形状は逆“S”字形となり、プレキャスト

梁試験体 (EJS1、EJS2と EJS3) の方で各

サイクルごとに耐力低下および剛性低下が見られた。なお、どの試験体でも部材角が $1/100 \text{ rad}$ ($\delta=6\text{mm}$) の時、

加力点から危険断面の

曲げによる圧縮応力側まで斜めひび割れが生じた。ここで、斜めひび割れの生じる領域にコンクリートの圧壊が発生した。

いずれの試験体も3サイクル目で曲げによる圧壊が始り、同じく3サイクル目あるいは4サイクル目でせん断力により斜め方向に圧壊し、4サイクル目にはコンクリートの剥落、5サイクル目の変形 $\delta=24.0\text{mm}$ (部材角 $1/25\text{rad}$) の

載荷途中で横補強筋が破断し、急激的な耐力低下を示した。

いずれの試験体も3サイクル目で曲げによる圧壊が始り、同じく3サイクル目あるいは4サイクル目でせん断力により斜め方向に圧壊し、4サイクル目にはコンクリートの剥落、5サイクル目の変形 $\delta=24.0\text{mm}$ (部材角 $1/25\text{rad}$) の

載荷途中で横補強筋が破断し、急激的な耐力低下を示した。

3.2 変形特性

片持梁部材変形角で $1/800 \text{ rad}$ 、 $1/400 \text{ rad}$ 、 $1/200 \text{ rad}$ 、 $1/100 \text{ rad}$ と $1/50 \text{ rad}$ の時、全体変形に占めるせん断変形、曲げ変形、材端部での抜き出しによる変形、各部分変形の割合を図5に示す。せん断ひび割れの発生と共にせん断変形の割合が大きくなり、プレキャスト試験体ではその割合が最終的に50%になり、一体打ち試験体では40%になった。プレキャスト試験体では、抜き出し変形の割合が平均的に30%~40%程度であり、一体打ちの試験体ではその割合が5%程度であった。

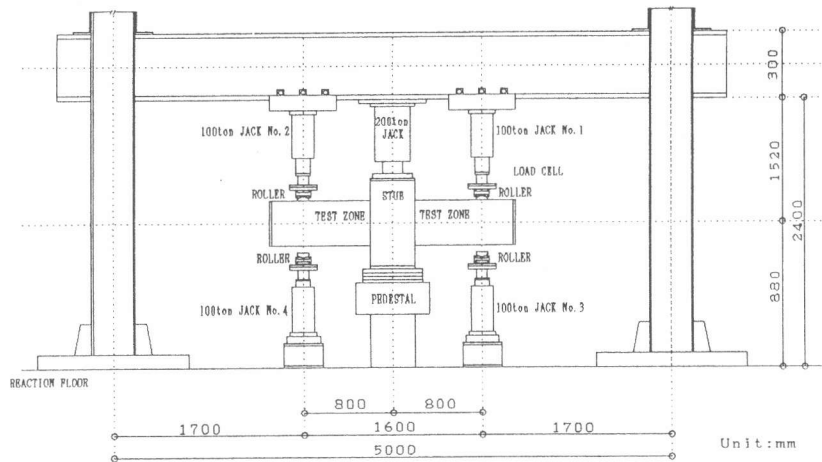


図2 加力装置

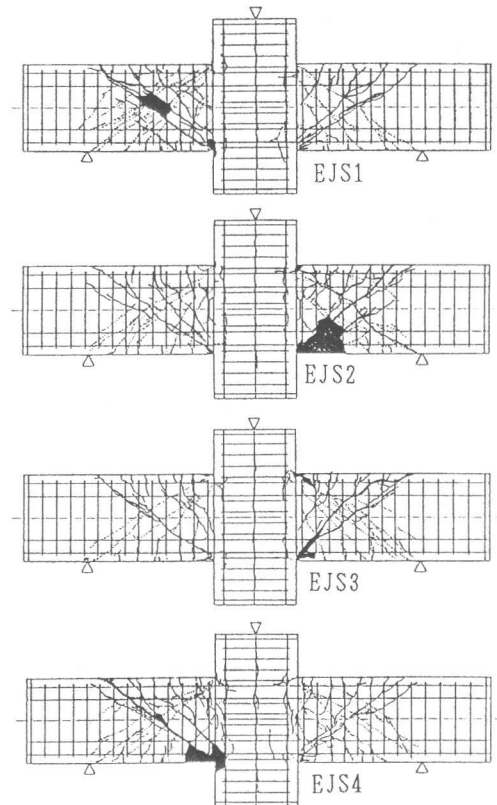


図3 最終破壊ひび割れ状況

せん断変形成分は部材角 1/50 rad付近で材端部で大きかった（平均的にせん断変形の 60%）。せん断変形は打継面でのすべり変形を含むが、すべり変形は部材端部でのせん断変形の 10%以内であった。部材角 1/50rad の時の各試験体のすべり変形は試験体 EJS1で 1.8mm、試験体 EJS2で 1.0mm、試験体 EJS3で 0.9mm、そして試験体 EJS4で 0.71mmとなり、平滑な接合面でのすべり変形が大きく、接合面にコッターあるいはシャークキーを設けることによりすべり変形を制御できる。

3.3 破壊モードとせん断耐力

① 危険断面の曲げ圧縮側でコンクリート圧壊が発生した後、横補強筋が降伏し、コンクリートの圧壊が進行して横補強筋が破断した。

② 主筋の降伏後、加力-変形関係は逆“S”字形の復元力特性を示した。

部材の耐力に関して提案されている理論式や実験式の中から次の各式によった耐力の計算値と実験値を比較した。曲げひび割れ耐力(Qbc)はコンクリート引張強度を $1.8\sqrt{\sigma_B}$ として計算した(σ_B はコンクリート強度)。せん断ひび割れ耐力(Qsc)は荒川mean式にて評価した。曲げ降伏耐力(Qby)は平面保持の仮定と材料の応力度-歪度関係から計算し、Qby₁は上段筋が降伏した時の入力せん断、Qby₂は下段筋が降伏した時の入力せん断である。せん断終局耐力(Qsu₁)は指針[1]による降伏ヒンジを有しない部材のせん断設計“A”法による計算値である。また、大野・荒川mean式によるせん断終局耐力(Qsu₂)による計算値も示す。降伏ヒンジの発生する部材の保証変形角(Rp)は 1/100 radの時のせん断終局耐力 QsuRp100は指針[1]の降伏ヒンジを有する部材のせん断設計“A”法により計算した。

$$Q_{sc} = k_c \{ (0.085(\sigma_B + 500) / (M/Qd + 1.7)) \} b_j \quad (1)$$

$$Q_{su_2} = k_u \cdot k_p \{ (0.115(\sigma_B + 180) / (M/Qd + 0.12)) + 2.7\sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \} b_j \quad (2)$$

指針[1]によるせん断終局耐力を求めるため、コンクリートの有効係数は次式で求めた。

$$\nu = (1.0 - 15Rp) \{ 0.7 - \sigma_B / 2000 \} \quad (3)$$

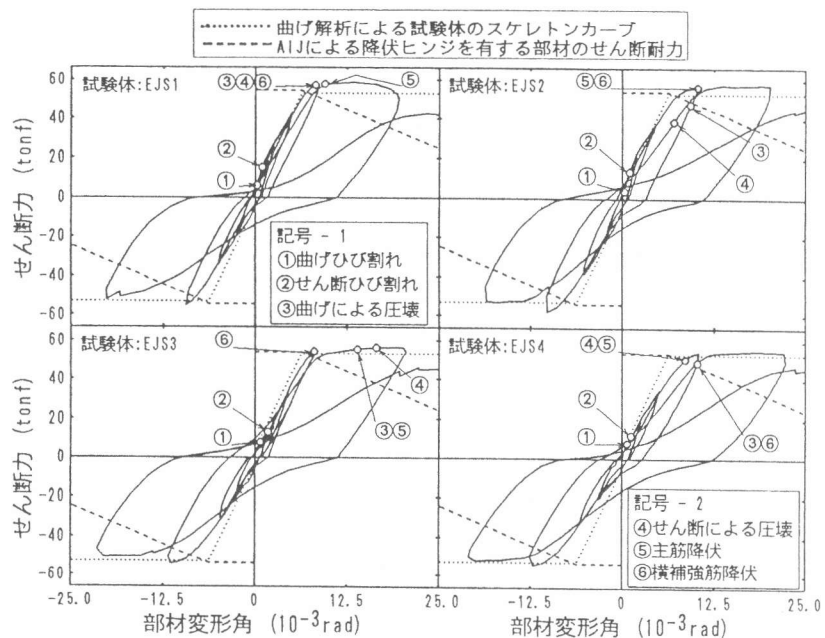


図4. 試験体の荷重-変形関係

表3 実験と計算による耐力

試験体名	Qbce	Qbce / Qbc	Qsce	Qsce / Qsc	Qbye ₁	Qbye ₂	Qbye ₁ / Qby ₁	Qbye ₂ / Qby ₂	Qsue	Qsue / Qsu ₁	Qsue / Qsu ₂	Qsu _{RP(4)e}	Qsu _{RP(5)e}	Qsu _{RP(4)e} / Qsu _{RP100}	Qsu _{RP(5)e} / Qsu _{RP100}
EJS1	6.2	0.90	15.3	1.23	55.55	57.23	1.16	1.10	57.23	1.06	1.61	58.50	28.31	1.54	0.81
EJS2	6.2	0.90	13.8	1.11	55.66	56.70	1.16	1.09	58.18	1.07	1.64	57.44	27.31	1.51	0.72
EJS3	8.2	1.19	13.7	1.10	54.40	54.76	1.13	1.05	58.69	1.08	1.66	55.10	31.64	1.45	0.83
EJS4	8.0	1.16	11.9	0.95	53.58	54.38	1.12	1.04	57.74	1.07	1.63	54.36	30.74	1.43	0.81

Qbce: 曲げひび割れ耐力(実験値); Qsce: せん断ひび割れ耐力(実験値); Qbye1: 曲げによる上段筋が降伏するせん断力(実験値); Qbye2: 曲げによる下段筋が降伏するせん断力(この実験で部材の降伏耐力の定義, 実験値); Qsue: せん断終局耐力(実験値); Qsu_{RP(4)e}: 4サイクル目 Rp=1/100 の時のせん断終局耐力(実験値); Qsu_{RP(5)e}: 5サイクル目 Rp=1/100 の時のせん断終局耐力(実験値). 単位: tonf.

Qbc = 6.9 tonf, Qsc = 12.48 tonf, Qby1 = 47.95 tonf, Qby2 = 52.07 tonf, Qsu₁ = 54.15 tonf, Qsu₂ = 35.46 tonf, Qsu_{RP100} = 38.09 tonf.

ここで、 k_c は梁せい寸法による補正係数、 σ_B はコンクリート強度、 M/Qd はせん断スパン比、 b は梁幅、 $j=7d/8$ は梁の応力中心距離常用値、 d は梁の有効せい、 k_u は梁せい寸法による補正係数、 k_p ($k_p=0.82(100pt)^{0.23}$)は引張鉄筋比による補正係数、 b は梁幅である。

実験と計算値による耐力を表3に比較する。平な接合面およびコッターを用いる試験体(EJS1, EJS2)は三角形のシアキーを設ける試験体(EJS3)および一体打ちの試験体より曲げひび割れ耐力は低かった。荷重-変形関係(図4)の細実線は、指針[1]による降伏ヒンジを計画しない部材のせん断強度(Q_{su1})を示す。指針による部材のせん断強度(Q_{su1})は比較的实验値に近い。

各サイクルの最大耐力に対する部材角 $1/400rad$ 、 $1/200rad$ 、 $1/100rad$ および $1/50rad$ での耐力低下を図6に示す。この耐力低下は、各サイクルのピーク部材角と次サイクルの同じ部材角の耐力を比較した。どの試験体も繰り返し加力によりほぼ同様の耐力低下を示した。平坦な打継面を用いている試験体 EJS1の耐力低下は、打継面でのすべり変形と共に、一体打ちの試験体に較べて、4サイクルでのピーク(部材角 $1/50rad$ ($\delta=12mm$))で大きくなった。4サイクルでのピークに対する5サイクルでの耐力低下を、一体打ち試験体 EJS4(約 15.6%)と比較すると、試験体 EJS3、EJS2、EJS1の耐力低下は大きかった(それぞれの試験体の耐力低下は 22.1%、29.4%と31.1%になった)。

危険断面で計測された主筋の歪に応じて、平面保持と材料の応力度-歪度関係から曲げによるコンクリートの圧縮側に作用する平均圧縮力(N)を計算した。さらに、せん断力によるせん断

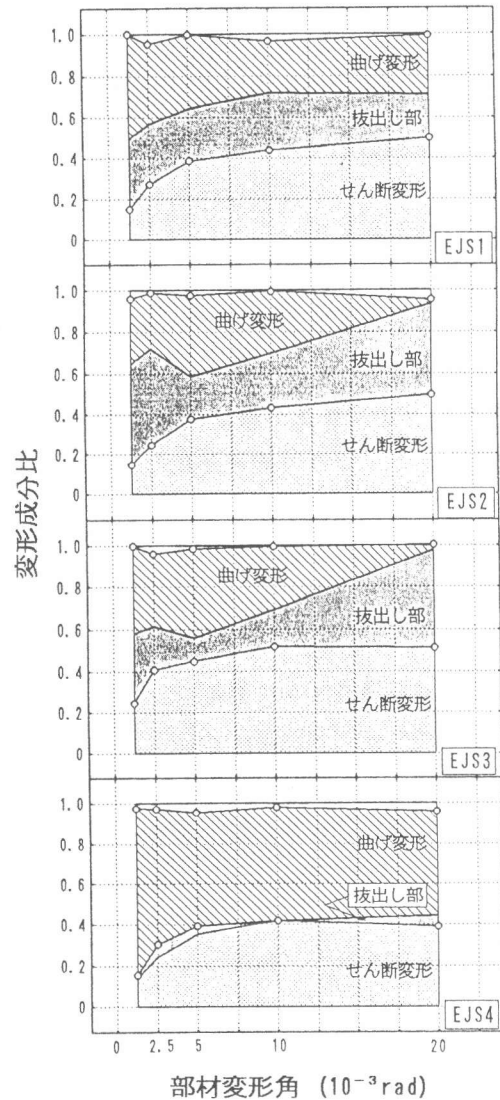


図5. 試験体の変形成分

力(Q)を計算した。摩擦係数は、以上のN、Qを用いて $\mu=Q/N$ として、各試験体の破壊が進んだ片持梁の危険断面での μ -すべり変形関係を図7に示す。全ての試験体ですべりが発生した時の μ の値は1.0~1.25程度となり、繰り返し加力によりすべり変形が大きくなるに従って μ の値が小さくなる傾向があった。

4. まとめ

実験結果を考察して次のことが分った。

① せん断スパン比1.5の片持ち梁において、いずれの打継面形状であっても一体打ち試験体のせん断耐力が得られる。打継面でのすべり変形は部材の全体変形能に及ぼす影響は少ない。

② 打継面でのすべり変形は部材の耐力低下に与える影響の一つのパラメータである。

③ 全ての試験体で摩擦係数は1.0程度であり、すべり変形が生じるのに従って摩擦係数値が小さくなり、繰り返し荷重によりその係数の値は小さくなる傾向がある。

④ いずれの試験体の終局せん断耐力も、日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説のせん断設計“A”法による計算値に近い値になった。

参考文献

- 1) 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1991-10。
- 2) 荒川 卓、日本建築学会論文報告書、No66、Oct.1960、pp.437-440。

謝辞

本研究は日米共同研究 PRESSSの一環として行った。試験体の製作において大成プレハブ(株)の吉田宏博士、古川義之氏、小浜忠夫氏、金城義信氏にお世話になった。実験では、東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室の方々にお世話になった。

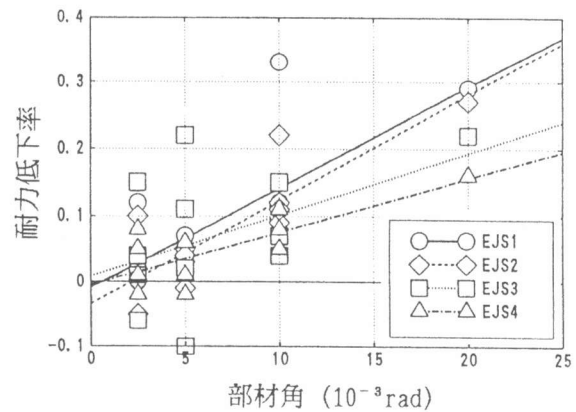


図6. 耐力低下

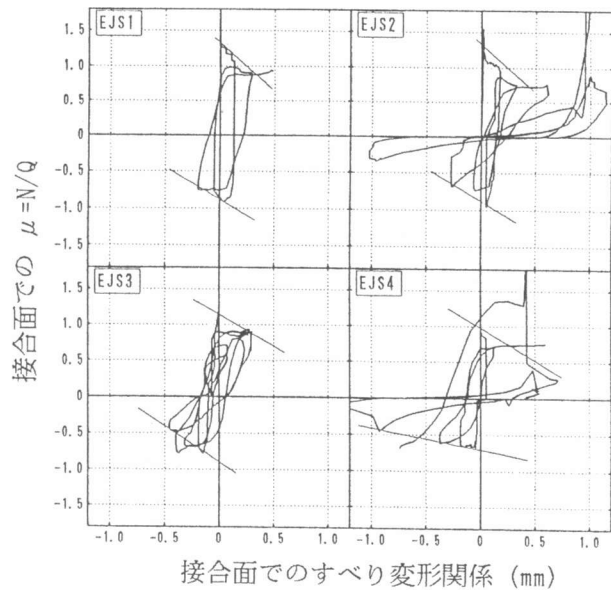


図7. μ -すべり変形関係