

山形の凹凸を有するPCaPC梁圧着接合面の摩擦係数に関する実験的研究

(株)ピーエス三菱	正会員	博士(工学)	福井	剛
(株)ピーエス三菱	正会員		毛利	浩
(株)ピーエス三菱	正会員		大塚	夕
(株)ピーエス三菱	正会員	工修	渡邊	一弘

Abstract : In order to study the friction coefficient of mortar joints with mountain shape shear keys in precast prestressed concrete beams, 8 types of precast prestressed concrete beam joint were tested under direct shear conditions. Test variables included the area ratio of shear keys to the section(0-65%), the amount of prestress(1.0-3.0N/mm²) and bending moment($M/(b \cdot D^2)=0-0.67 \text{ N/mm}^2$). From the test results, the friction coefficient was evaluated as 1.01-1.18.

Key words : Precast prestressed concrete beams joint , Friction coefficient , Direct shear loading

1. はじめに

大スパンが要求される物流倉庫はPC構造が適している建築物の一つであり、これまで全国で数多くの施工事例がある。近年はなかでも積載荷重の大きな大型の物流倉庫の需要が増えており、建物の耐久性と工期短縮の面からプレキャストプレストレストコンクリート(以下、PCaPC)工法が選定される事例も増えている。このような長大建物をPCaPC工法効率良く構築する方法として、移動式の揚重機を建物内部に配置し、長手方向に複数分割した1工区を最上階まで部材を架設後に、揚重機を移動して隣接工区の架設を行う「建逃げ方式」がある。この時の部材のPCa化の方法として、建物長手方向構面の梁をスパン中央部で分割して柱梁接合部と一体の部材とし、梁中央部のみに配置するPC鋼棒により部材相互を圧着接合する工法(写真-1)がある。この方法によれば、建物長手方向全長に配線するPC鋼より線を用いる必要が無くなるため、部材架設直後に柱部材と梁部材を圧着により剛接することができるため工区分割の自由度を高めることができる。梁中央の圧着接合部は地震力による曲げモーメントが小さいため、地震時のせん断力が支配的な設計条件となる。圧着接合部のせん断耐力は、プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例(以下、PC技術基準)¹⁾に準拠して、摩擦係数 $\mu=0.5$ を用いた摩擦接合により算定するのが一般的である。したがって、摩擦係数を大きくすることができればPC鋼材量を減らすことが可能となる。

圧着接合面の摩擦抵抗を大きくするための実験の一例としては岡本²⁾によるものなどがあるが、これは接合面に四角形や鋭角三角形のコッターを設けたもので破壊機構がコッターのせん断破壊となっているためPC技術基準による耐力評価ができない。本研究は、梁中央部における圧着接合面の摩擦抵抗を増大させることを目的に、型枠により山形の凹凸を形成することでずれせん断破壊を生じる圧着接合面の摩擦係数を実験的に確認しようとするものである。

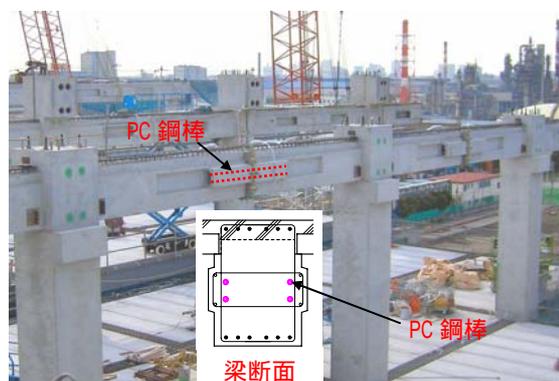


写真-1 梁中央部圧着方式の一例

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体概要図を示す。圧着接合面の断面寸法は $b \times D=250\text{mm} \times 300\text{mm}$ とし、断面内に配置する2本のPC鋼棒の緊張力により、圧着接合面に軸方向力 P を与えた。圧着接合面には鋼製型枠により、図-2に示すような底辺40mm、高さ6mmの山形の凹凸を形成した。凹凸の高さはACI CODE³⁾のせん断摩擦における摩擦係数を1.0とすることができる粗面高さに等しく設定した。底辺長さは平滑面の摩擦係数を0.7と仮定して、山形の勾配により見掛けの摩擦係数が1.25程度となるように定めた。なお、ここで用いた摩擦係数=0.7はPC規準⁴⁾に掲載されている圧着接合面一面せん断実験結果のほぼ下限値である。コンクリートは骨材の最大径20mmの普通コンクリートを使用して目標強度は 60N/mm^2 、モルタルはプレミックスの無収縮モルタル(三菱マテリアル社製:MG-15M)を使用して目標強度は 70N/mm^2 とした。

表-1に実験要因の組合せを示す。実験要因は、平均プレストレスの大きさ3水準 ($\sigma_g=1.0, 2.0, 3.0 \text{ N/mm}^2$)、圧着接合面積に対する山形凹凸の設置面積比(以降、凹凸面積比=)4水準 ($=0, 0.35, 0.5, 0.65$)、曲げモーメントによる断面の応力勾配3水準とした。断面の応力勾配は引張側縁応力で設定し、 0N/mm^2 (デコンプレッション)、 -2.0N/mm^2 、 $+2.0\text{N/mm}^2$ (一様圧縮応力)とした。曲げモーメントは2本のPC鋼棒の緊張力を調整することで偏心($e=0, 50, 100 \text{ mm}$)により与え、各PC鋼棒の緊張力は $e=0\text{mm}$ では2本とも75kN、 $e=50\text{mm}$ では112.5kNと37.5kN、 $e=100\text{mm}$ では145kNと5kN(実偏心量は93mm)とした。試験体はこれら3要因を組み合わせて合計8水準計画し、試験体数は各水準2体、総計16体とした。

2.2 荷重方法

荷重はS型直接せん断荷重方式とし、初期の大きなずれ(以下、第1ずれ)変位発生以前においては地震時の繰り返し荷重を想定して正負交番荷重漸増荷重とした。荷重漸増幅は $\mu=0.5$ 相当荷重から $\mu=0.25$ 相当荷重刻みとした($\mu=Q/P$, Q :荷重, P :2本のPC鋼棒の緊張力の合力)。正負交番回数は2回とし、第1ずれ変位が生じた以降は変位制御により1方向(一部の試験体は参考として正負)に漸増荷重を行った。

2.3 計測方法

計測項目は、荷重・ずれ変位(裏面)・目地の開き(観測面)・PC鋼棒張力とした。荷重は油圧ジャッキに取り付けた1000kNロードセルにより、ずれ変位は図-3に示す2点の変位計(CDP-25)の平均値により、PC鋼棒張力はPC鋼棒に貼付したひずみゲージによるひずみにPC鋼棒断面積とヤング係数を乗じて算出した。

2.4 材料試験結果

表-1 実験要因の組合せ

e \ σ_g	1.0N/mm ²	2.0N/mm ²	3.0N/mm ²
0mm	S1-C-50	S2-C-00 S2-C-35 S2-C-50 S2-C-65	S3-C-50
50mm		S2-D-50	
100mm		S2-T-50	

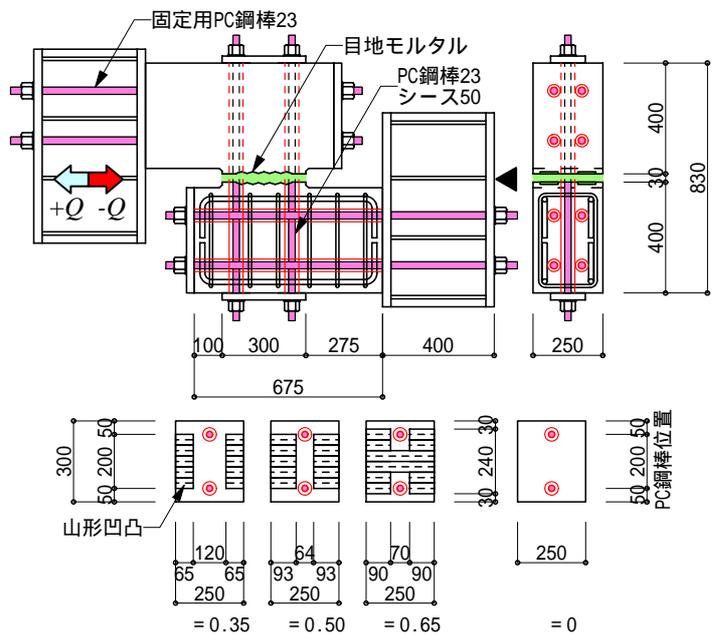


図-1 試験体概要

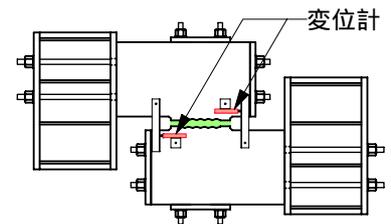
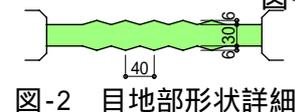


図-3 ずれ変位計測要領

荷重はコンクリートの材令が48～62日，無収縮モルタルの材令が40～54日の間に行い，コンクリート圧縮強度は63.5～66.5(平均65.1)N/mm²，無収縮モルタル圧縮強度は77.6～80.6(平均79.0) N/mm²であった。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重 - ずれ変位関係

代表的な試験体の第1ずれ変位発生時の状況(写真-2)および荷重 - ずれ変位関係(図-4)を示す。すべての試験体において，第1ずれ変位発生以前の繰り返し載荷時(図-4中の 印以前)の荷重 - 変位関係はほぼ弾性挙動を示しており，繰り返しによる変形増大などの影響は見られず，最大変位は0.2mm近傍であった。

- ・凹凸無しの試験体(S2-C-00)：第1ずれ変位は $\mu=1.5\sim 1.75$ の載荷ステップで生じ，荷重の低下を伴ってずれ変位が10mm以上急進した。除荷後に負側載荷するとほぼ一定の荷重で断続的にずれ変位を生じた。
- ・凹凸有りの試験体：第1ずれ変位は， $\mu=1.5\sim 3.0$ の載荷ステップで生じ，荷重の低下を伴ってずれ変位が急進したが，荷重の低下とずれ変位量は凹凸無しの試験体よりも小さい傾向があった。その後載荷を継続すると断続的にずれ変位が増大し，このときの荷重は初期のずれ変位時から徐々に増大していった。第1ずれ変位発生時の荷重低下に伴って，目地モルタルに縦ひび割れを生じた試験体が多かったが，山形凹凸を有するすべての試験体において実験終了時まで凹凸部のせん断破壊は生じていない。



(a)S2-C-00



(b)S2-C-35

写真-2 第1 ずれ変位時状況

3.2 PC鋼棒張力の変動と摩擦係数に関する検討

図-5 に荷重とPC鋼棒張力の関係を示す。図中， T_{p1} ， T_{p2} は各PC鋼棒張力， T_p はこれら2本のPC鋼棒張力の和を表している。

- ・凹凸無しの試験体(S2-C-00)：10mmを超える最大ずれ変位時にPC鋼棒がシーースに接触したためにPC鋼棒張力が増大しているが，それ以外の状態では2本のPC鋼棒張力はいずれも80kN程度でほぼ一定であった。
- ・凹凸有りの試験体：第1ずれ変位発生以降の断続的な変位増大に伴ってPC鋼棒張力が増大している。これはずれ変位が山形の凹凸に沿って生じたために目地に目開きが生じたことに起因している。

図-6にS2-C-00とS2-C-35の試験体について摩擦係数とずれ変位の関係を示す。ここで摩擦係数は，荷重 Q を導入時のPC鋼棒張力 P で除した摩擦係数 $\mu = Q/P$ と，荷重 Q をPC鋼棒張力の計測値 T_p で除した摩擦係数 $\mu' = Q/T_p$ の2つを示した。 $\mu=0$ (S2-C-00)の試験体の第1ずれ変位は $\mu=1.38$ 時に生じている。最大ずれ変位後に除荷し，負側載荷を行うと断続的なずれ変位発生時の摩擦係数は $\mu = \mu' = 0.70$ となった。 $\mu=0.35$ (S2-C-35)の試験体の第1ずれ変位は $\mu=1.54$ 時に生じている。その後の断続的な

ずれ変位時の μ はずれ変位の増大に伴って増大したが、PC鋼棒張力の実測値に基づく摩擦係数 μ' は、1.05, 1.07とほぼ一定値となった。

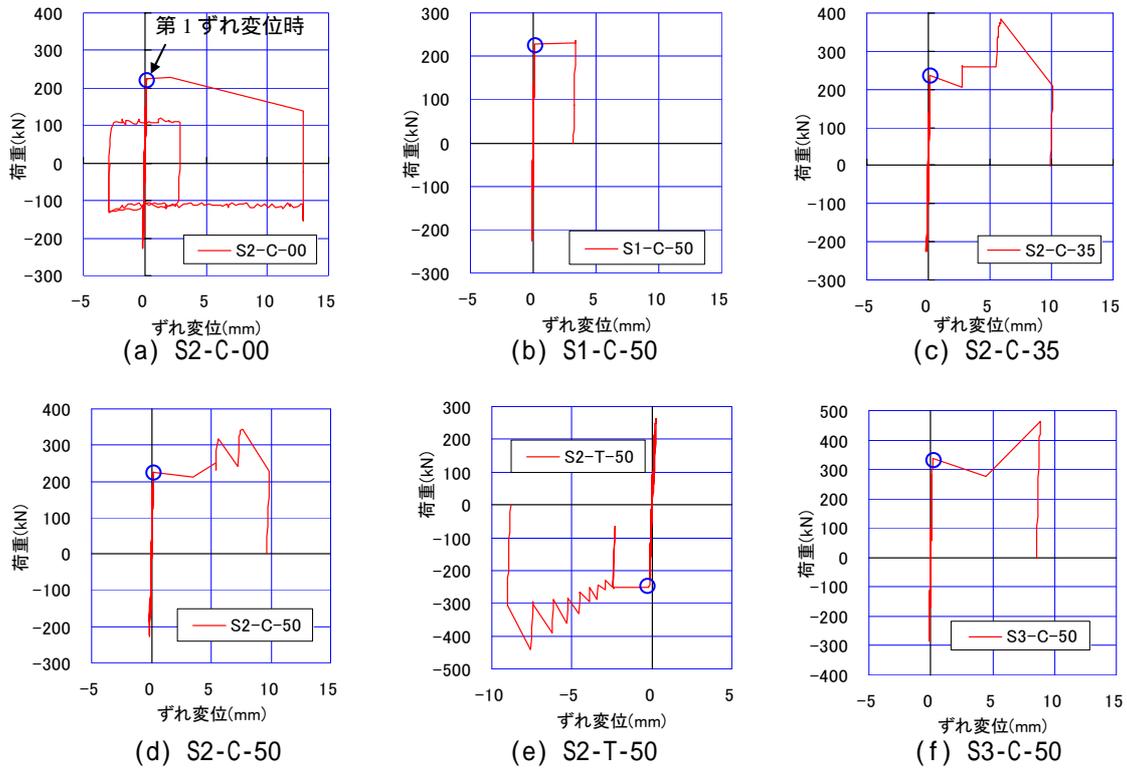


図-4 荷重-ずれ変位関係

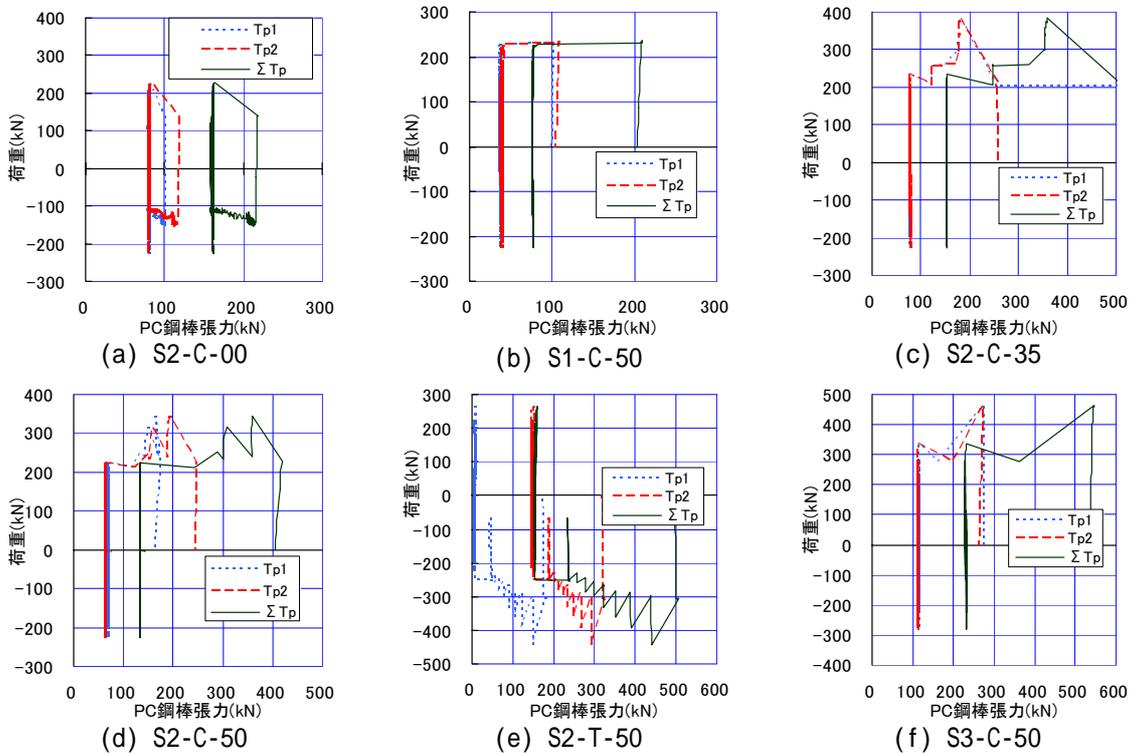


図-5 荷重-PC鋼棒張力関係

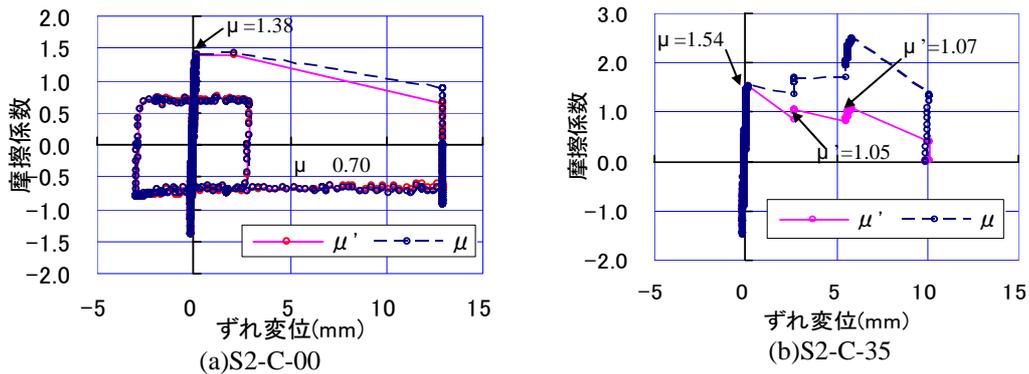


図-6 摩擦係数-ずれ変位関係

図-7は縦軸に第1ずれ変位発生時の摩擦係数 μ' 、横軸にこのときの平均圧縮応力 $T_p/(bd)$ を採り、圧縮応力のみが異なる3種類6体の試験体 (S1-C-50, S2-C-50, S3-C-50) の実験結果をプロットし両者の関係を表したものである。摩擦係数の値は1.46~2.78の間にあり、その値は平均圧縮応力が小さいS1-C-50試験体で最も大きかった。各試験体種類の摩擦係数平均値で見れば平均圧縮応力が大きくなるほど摩擦係数が小さくなるように見えるが、ばらつきが大きいため本実験の範囲ではこの影響は明確ではない。各試験体の摩擦係数の最小値で比較すると摩擦係数に及ぼす平均圧縮応力の影響はほとんど無いといえる。平均圧縮応力が小さい方が摩擦係数のばらつきが大きかった理由としては、コンクリートとモルタルの付着力の影響が考えられる。

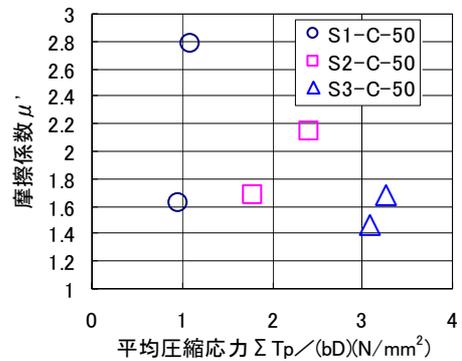


図-7 μ' - 平均圧縮応力関係

図-8は縦軸に第1ずれ変位発生時の摩擦係数 μ' 、横軸にこのときの曲げモーメントを bd^2 で除した値 M/bd^2 を採り、曲げモーメントのみが異なる3種類6体の試験体 (S2-C-50, S2-D-50, S2-T-50) の実験結果をプロットし、摩擦係数に及ぼす曲げモーメントの影響を表したものである。摩擦係数の値は1.52~2.15となった。各試験体の平均値で見るとその値は曲げモーメントが小さいS2-C-50試験体が最も大きく、曲げモーメントが最も大きいS2-T-50試験体が最も小さかった。各試験体の摩擦係数の最小値で比較すると摩擦係数に及ぼす曲げモーメントの影響はほとんど無いといえる。

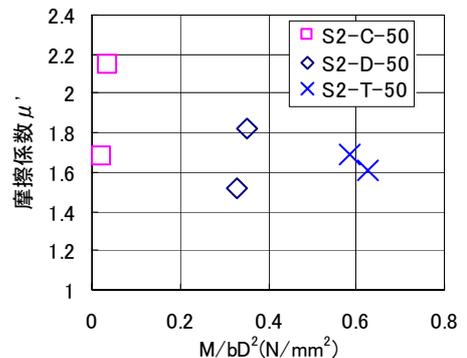


図-8 μ' - 曲げモーメント関係

図-9は縦軸に第1ずれ変位発生時の摩擦係数 μ' 、横軸に山形凹凸の面積比 β を採り、 β のみが異なる3種類6体の試験体 (S2-C-35, S2-C-50, S2-C-65) の実験結果をプロットし、摩擦係数に及ぼす凹凸面積比の影響を表したものである。摩擦係数の値は1.54~2.15となった。ばらつきは大きい摩擦係数に及ぼす凹凸面積比の影響はほとんど無いといえる。すべての試験体が山形凹凸のせん断破壊ではなく滑り破壊とな

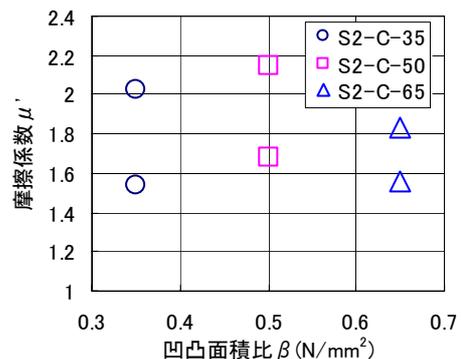


図-9 μ' - β 関係

っていることから，本実験の範囲においては摩擦接合により耐力評価することができる凹凸面積比は0.35以上であるといえる。

図-10は，縦軸にPC鋼棒の T_p による摩擦係数の実験値 μ' ，横軸にずれ変位発生時の平均軸圧縮応力 $= T_p/(bD)$ をとり，この平面上にずれ変位が5mm以下のときの実験結果をプロットしたものである。図中，白抜きの記号は第1ずれ変位時の値を，塗り潰しの記号はこれ以降のずれ変位時（滑動時）の値を示している。矢視したプロットの「D」はS2-D-50試験体，「T」はS2-T-50試験体をそれぞれ表している。この図より以下のことが分かる。

第1ずれ変位発生時の摩擦係数はすべての試験体で，試験体設計時に想定した1.25を上回った。しかし，摩擦係数は1.38～2.78とばらつきが極めて大きかった。前述したように，第1ずれ変位発生時の耐力はコンクリートとモルタルの付着の影響を受けていると考えられ，摩擦係数のばらつきの原因はこれが一因となっている可能性が高い。

凹凸有りの試験体について，第1ずれ変位発生以降の滑動時の摩擦係数は1.01～1.18となりばらつきは比較的小さい。これは第1ずれ変位の発生によりコンクリートとモルタルの付着が喪失したために，摩擦のみで抵抗していたためであると考えられる。

凹凸無しの試験体について，滑動時の摩擦係数は0.70程度となった。

およびの結果は，平均プレストレスの大きさ・断面の応力勾配・山形凹凸の設置面積の3つの実験要因の影響を受けていない。

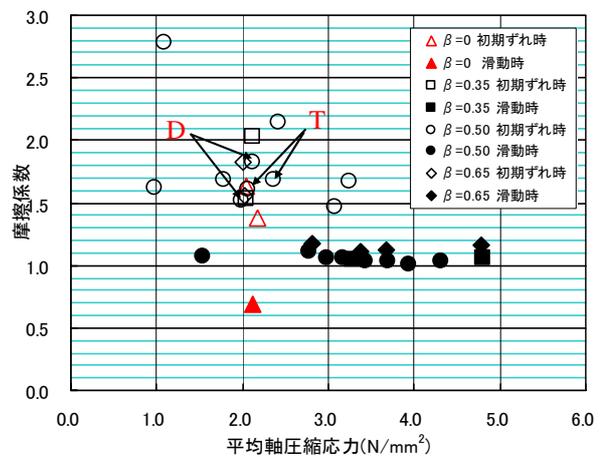


図-10 摩擦係数-平均軸圧縮応力関係

4. まとめ

梁中央部圧着方式を想定した圧着接合面に設ける山形の凹凸形状を設定し，この凹凸を有する試験体により，プレストレス・凹凸面積・PC鋼棒緊張力の偏心による断面の応力勾配を要因とするS型荷重方式による直接せん断実験を行った。すべての試験体で破壊モードはコンクリートと目地モルタル界面のずれ破壊となり，第1ずれ変位は0.2mm近傍で発生し，このときの摩擦係数は想定した1.25を上回ったが，1.38～2.78とばらつきが大きかった。第1ずれ変位発生以前において行った繰り返し荷重では，荷重-ずれ変位の関係は弾性挙動を示していた。一方，これ以降の滑動時の摩擦係数は，PC鋼棒張力の計測値により算定するとばらつきが小さく，凹凸有りの試験体で1.01～1.18となること，またこの値は，プレストレス・凹凸面積・断面の応力勾配の影響を受けないことを示した。前述した通り，本実験においてはすべての試験体がずれせん断耐力によりせん断耐力が決定しているが，コンクリート強度が低い場合は山形凹凸のせん断破壊によりせん断耐力が決定する可能性もあるため適用範囲については注意が必要である。

【参考文献】

- 1) 国交省国総研：独立行政法人建築研究所監修「2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」,2009.9
- 2) 岡本晴彦,村井和雄：プレキャストコンクリート柱・梁接合部の圧着接合に関する研究,日本建築学会学術講演梗概集,1993.9
- 3) ACI Committee 318：BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY(ACI 318M-05)
- 4) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，1998.11