

コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究

岡田武二*

コンクリートの打継目などの界面でせん断力を伝達する場合が多く見られる。5~10 mm 凹凸の目荒らし面、コンクリートあるいは平鋼による平滑面ならびに平鋼の組合せによるコッター部の3種類の接合形式についてのpush-off型せん断試験結果から、接合面のせん断伝達機構および降伏線理論による極限解析法に基づいた終局せん断伝達強度算定法を検討した。さらに、安全係数を適用した設計せん断伝達耐力算定式を提案し、その妥当性を示した。

Key Words : construction joint, interface, shear transfer, plastic analysis, reinforced concrete

1. まえがき

コンクリートの打継目、プレキャストコンクリートの接合面ならびに鋼材を介したコンクリート接合面などの不連続な面でせん断力を伝達する場合が多く見られる。

これら不連続な面を有する構造部材の設計では、接合部のせん断伝達は施工条件に適した方法によって力の伝達を工夫している。それぞれの接合方法ごとに作用せん断力と変形挙動との関係や終局せん断伝達強度を明らかにすることが課題となっており、これまでに多くの実験的研究がなされている。

接合面は、一体に打設した部位に比べて構造的な弱点となりやすいので、設計上は設計耐力が低下するものとして低減係数を考慮するか、一体打設部と同等となるよう補強方法を選択することにより一体構造として設計を行うかのどちらかになる。

いずれにしても構造的な弱点となるのは接合面であるが、この接合面を介していかにせん断力を伝達させるか、せん断力の伝達機構、接合面の終局せん断伝達強度ならびに設計せん断伝達耐力については未だ体系的に論じられていないのが現状である。

そこで本研究では、接合面にせん断力が卓越して作用する場合について、接合面の形状がせん断変形特性に与える影響や接合面に沿って滑りせん断破壊する機構とその終局せん断伝達強度を実験的に明らかにし、コンクリート接合面の設計せん断伝達耐力算定式について考察した。

2. 接合面のせん断伝達に関する既往の研究

国分は新旧コンクリートの打継目の引張強さ係数につ

いての実験結果を示しており、打継目を有しない一体打設部の強度と比べてその低下割合はブリーディングやレイタンスをいかに処理するか施工方法によって変わることを示した¹⁾。

後藤・長滝は接合面のせん断伝達耐力について種々の凹凸を持つ接合面の実験を行い、終局せん断伝達強度算定式を提案し、接合面に施す凹凸の最も合理的な形状配置についても理論的な考察を加えている²⁾。この研究はコンクリートの圧縮強度、接合面に作用する垂直応力および接合面の形状、配置を要因として終局せん断伝達強度を求めており、接合面に補強筋がない場合の終局せん断伝達強度を安全側に算定することを可能にした。しかし打継目のように接合面の凹凸形状が複雑な場合には、その形状係数の決定が難しくなることおよび垂直応力が小さくなる場合には実験値を過少評価することなどが懸念される。

N. W. Hanson, 乙藤ら、古屋らおよび R. A. Bassらはプレキャスト PC 桁と場所打ちコンクリートスラブとの接合面の状態を変えるとともに接合面に接合鉄筋を配置した実験を行い、接合鉄筋が終局せん断伝達強度の増加に効果的であることを示唆した^{3)~6)}。

P. W. Birkeland, H. W. Birkeland は、接合鉄筋による終局せん断伝達強度の増加を鉄筋比 p に鉄筋降伏応力 f_y をかけ合わせた積 pf_y を垂直応力として、これに摩擦係数を乗じて求めるせん断摩擦理論を発表した⁷⁾。この理論は実験値を適確に表してはいないが、単純明快であり、摩擦係数を安全側に設定することによって設計値を決められる利点がある。

ACI 鉄筋コンクリート構造設計基準 (ACI 318-71) では、ひびわれ面や異なる時期に打設されたコンクリート面ならびに異なる材料の接合面の終局せん断伝達強度算定式としてこのせん断摩擦理論を採用している⁸⁾。採用しているせん断摩擦係数は、一体打ちコンクリートでは

*正会員 工修 清水建設(株) 技術研究所
(〒135 江東区越中島3丁目4番17号)

1.4. 硬化したコンクリート（界面の粗さは約6.5mm）に打継がれたコンクリートでは1.0、圧延構造用鋼材に接して打設されたコンクリートでは0.7としている。

一方、一体打ちコンクリートのひびわれ面での終局せん断伝達強度算定式については1972年以降各所で広範囲な実験的研究がなされた^{9), 10)}。いずれもひびわれ面の接合鉄筋が降伏応力に達した時にせん断破壊するとの仮定に立脚しており、 pf_s の一次関数や指数関数で実験値を表した算定式が提案されている。土木学会コンクリート標準示方書（昭和61年度制定）ではひびわれ発生の可能性の高い面や打継面等における直接的なせん断伝達耐力の検討をするものとし、同様な考え方をした算定式を示している¹¹⁾。しかし、現状では接合面の状態に応じたせん断伝達耐力算定式は特に示されていない。

著者は打継目の終局せん断伝達強度に及ぼす打設方向の差異、打継目の目荒らしの程度および補強鉄筋量の影響について実験的に検討し、補強鉄筋が降伏応力に達する以前に終局せん断伝達強度に達する実験結果を得た^{12), 13)}。このことは一体打ちコンクリートのひびわれ面よりも粗滑度の小さな打継目の場合には pf_s を変数としたせん断摩擦理論の仮定が成立しないことを示すものである。著者は打継目の終局せん断伝達強度の算定は打継目のひらき変位量がある限界値に達した時に生ずると仮定して行うことを示唆した。

一方、鋼材を介したコンクリート接合面の終局せん断伝達強度に関する研究は、近年地下連続壁の壁間継手を対象に多くの実験的研究がなされた^{14)~17)}。

武田らは平鋼板を介して、せん断伝達する場合についての実験を行い、接合面の終局せん断伝達強度はシアークネクターも含めた鉄筋比と鉄筋の降伏応力との積 pf_s の一次関数で表した算定式を示した⁶⁾。平鋼板とコンクリートとのせん断摩擦係数は小さい値であるので、一体打ちと同程度を確保するためにはシアークネクターによる補強鉄筋量を多量に必要となる。著者はせん断作用方向と直角方向に等辺山形鋼や平鋼を平鋼板に溶接することにより、コンクリートのほぞ作用を付加できることを実験で示し、一体打ちコンクリートとほぼ同程度の終局せん断伝達強度を確保する方法を提案した^{14), 15)}。

最近の研究では、一体打ちコンクリートのひびわれ面における材料モデル、応力伝達モデルを構築し、せん断伝達挙動を解析的に算定することが可能になってきている。B. Bujadham, 三島, 前川は、任意の荷経路に適用可能なコンクリートの応力伝達モデルを提案し、打継目などひびわれ面形状が異なる場合についても適用できることを明らかにしており、さらに、RC部材への材料モデルを提案して、変形特性、耐力を予想できることを明らかにしている^{18), 19)}。

以上のように接合面のせん断伝達の研究は、それぞれ

の接合方法ごとの終局せん断伝達強度の算定式を実験的に示しているが、接合面の粗滑度、形状および垂直方向の拘束度によって異なる結果となり、体系的に定式化する試みがなされていないのが現状である。接合面のせん断伝達機構やせん断伝達理論を明確にすることによって、体系的に評価できる終局せん断伝達強度算定式を求め、既応の実験データに対しても安全な設計せん断伝達耐力算定式を提案する必要がある。

3. 接合面のせん断伝達実験概要

接合面にせん断力が卓越した場合の変形性状および終局せん断伝達強度を求めるために行った一連の実験概要は次の通りである。

試験体は表一に示すA～Dシリーズとし、合計64個とした。本実験において変化させたパラメーターは、接合面の形状（目荒らしの程度、鋼板の組合せ形状）、接合面の接合鉄筋比、コンクリート強度および接合面の垂直方向応力度である。各試験体のパラメーターの組合せを接合面の形状－接合鉄筋比－コンクリート圧縮強度－垂直応力とせん断応力との比の順序で記号で示し、試験体記号として表一に示した。従来せん断伝達耐力に影響すると考えられている接合鉄筋とせん断面のなす角、載荷前のひびわれの有無および載荷履歴は各々90°、ひびわれ無しおよび静的方向載荷として行った。

接合面の形状は次の4種類である。

①目荒らし型：先打部コンクリート打設後5日目（RH, IV, IH）に目荒らし機で5mm（IH）～10mm（RH）程度凹凸に目荒らしして水洗いし、7日目に後打部コンクリートを打設する。試験体記号中のVは、打継面に垂直に、Hは打継面に平行にコンクリートを打設したことを示す。

②平滑型：ベニヤ型わく（SH）または埋設し（SH, SS, SSG）平鋼板型わく（厚さ6mm, SS）に打設して目荒らしを全く行わず、水洗いし、7日目に後打部コンクリートを打設する。試験体記号中のGは、鉄板表面にグリースを塗布したことを示す。

③一体型（M）：打継目のない一体部として打設する。

④平鋼によるコンクリートコッター型（SC, SCG）
：平鋼板（6mm）に平鋼（6×h45mm）を両側から直角に溶接しコンクリートコッター部を形成させる。

（図一参照）

表-1 試験体一覧表及び実験結果

Aシリーズ (目荒しが5~10mm凹凸の試験体)

試験体記号	接合面の形状	結合鉄筋比p (%)	鉄筋径 (mm)	鉄筋降伏応力fy (kgf/cm ²)	コンクリートの圧縮強度fc (kgf/cm ²)	終局時せん断応力f _{vu} (kgf/cm ²)	終局時垂直応力f _{nu} (kgf/cm ²)	終局時ひらき変位wu (mm)	終局時鉄筋応力f _{su} (kgf/cm ²)	f _{vu} /f _c	$\frac{f_{nu}+K_s \cdot p \cdot f_y}{f_c}$ (K _s =0.5)	f _{vca} /f _c	f _{vu} /f _{vca}	設計せん断応力比f _{vuok} /f _c	f _{vu} /f _{vuok}
RH-21-280-0.00-1	10mm目荒し	0.21	4D13	3630	289	20.0	0.0	0.30	1540	0.069	0.013	0.074	0.94	0.033	2.09
RH-21-280-0.00-2						19.2	0.0	0.32	1840	0.066	0.013	0.074	0.90	0.033	2.00
RH-85-280-0.00-1	10mm目荒し	0.85	4D25	3840	331	36.7	0.0	0.56	2860	0.111	0.049	0.122	0.91	0.056	1.98
IV-21-280-0.00-1						25.8	0.0	0.34	3100	0.089	0.013	0.074	1.21	0.033	2.70
IV-21-280-0.00-1	5mm目荒し	0.21	4D13	3630	289	24.2	0.0	0.40	3360	0.084	0.013	0.074	1.14	0.033	2.55
IH-00-280-0.00-1						13.3	0.0	---	---	0.045	0.000	0.056	0.82	0.024	1.88
IH-00-280-0.00-2	5mm目荒し	0.00	---	---	289	12.5	0.0	---	---	0.043	0.000	0.056	0.77	0.024	1.79
IH-00-280-0.00-3						27.8	0.0	---	---	0.094	0.000	0.056	1.67	0.024	3.92
IH-00-400-0.00	5mm目荒し	0.00	---	---	400	35.0	0.0	---	---	0.088	0.000	0.056	1.56	0.024	3.67
IH-00-750-0.00	5mm目荒し	0.00	---	---	775	37.9	0.0	---	---	0.049	0.000	0.056	0.87	0.024	2.04
IH-12-280-0.00-1	5mm目荒し	0.12	4D10	3970	289	14.2	0.0	0.32	1970	0.049	0.008	0.067	0.73	0.029	1.69
IH-12-280-0.00-2			4D10			14.2	0.0	0.30	1640	0.049	0.008	0.067	0.73	0.029	1.69
IH-21-280-0.00-1	5mm目荒し	0.21	4D13	3630	289	15.0	0.0	0.34	1900	0.052	0.013	0.074	0.71	0.033	1.58
IH-21-280-0.00-2			4D13			16.7	0.0	0.34	1730	0.058	0.013	0.074	0.78	0.033	1.76
IH-30-280-0.00-1	5mm目荒し	0.30	10D10	3970	289	25.0	0.0	0.40	1780	0.087	0.021	0.084	1.04	0.038	2.29
IH-30-280-0.00-2			10D10			24.1	0.0	0.36	2370	0.083	0.021	0.084	1.00	0.038	2.18
IH-33-280-0.00-1	5mm目荒し	0.33	4D16	3940	289	17.5	0.0	0.36	1790	0.061	0.022	0.086	0.70	0.038	1.61
IH-33-280-0.00-2			4D16			19.6	0.0	0.40	1670	0.068	0.022	0.086	0.79	0.038	1.79
IH-66-280-0.00-1	5mm目荒し	0.66	4D16	3660	275	30.5	0.0	0.26	1200	0.111	0.044	0.115	0.97	0.053	2.09
IH-66-280-0.00-2			4D16			33.2	0.0	0.26	---	0.121	0.044	0.115	1.05	0.053	2.28
IH-85-280-0.00-1	5mm目荒し	0.85	4D25	3840	286	33.3	0.0	0.40	2400	0.116	0.057	0.132	0.88	0.061	1.90
IH-85-280-0.00-2	5mm目荒し	0.85	2D10	3840	278	34.6	0.0	0.36	1300	0.124	0.059	0.135	0.92	0.063	1.97
IH-132-280-0.00-1	5mm目荒し	1.32	8D16	3660	275	40.2	0.0	0.36	1340	0.146	0.088	0.174	0.84	0.082	1.78
IH-132-280-0.00-2			8D16			43.3	0.0	0.22	1700	0.157	0.088	0.174	0.91	0.082	1.91
IH-00-280-0.27-1	5mm目荒し	0.00	---	---	275	49.9	13.4	---	---	0.181	0.049	0.121	1.50	0.056	3.23
IH-00-280-0.27-2						41.5	11.1	---	---	0.151	0.040	0.110	1.37	0.050	3.02
IH-21-280-0.27-1	5mm目荒し	0.21	2D13	3660	275	54.7	14.7	---	---	0.200	0.067	0.146	1.36	0.068	2.94
IH-21-280-0.27-2			2D13			48.3	13.0	---	0.176	0.061	0.138	1.27	0.064	2.75	
IH-00-280-0.58-1	5mm目荒し	0.00	---	---	275	116.8	67.5	---	---	0.425	0.245	0.385	1.10	0.184	2.31
IH-00-280-0.58-2						95.2	55.0	---	---	0.346	0.200	0.324	1.07	0.155	2.23
IH-12-280-0.58-1	5mm目荒し	0.12	2D10	3660	275	135.2	78.2	---	---	0.492	0.292	0.448	1.10	0.215	2.29
IH-12-280-0.58-2			2D10			98.1	56.7	---	0.357	0.214	0.343	1.04	0.164	2.18	
IH-21-280-0.58-1	5mm目荒し	0.21	2D13	3660	275	138.4	80.1	---	---	0.503	0.305	0.465	1.08	0.223	2.26
IH-21-280-0.58-2			2D13			104.5	60.5	---	0.380	0.234	0.370	1.03	0.177	2.15	
IH-33-280-0.58-1	5mm目荒し	0.33	2D16	3660	275	146.4	84.7	---	---	0.532	0.330	0.498	1.07	0.240	2.22
IH-33-280-0.58-2			2D16			121.1	70.1	---	0.440	0.277	0.427	1.03	0.205	2.15	
IH-66-280-0.58-1	5mm目荒し	0.66	4D16	3660	275	125.0	72.6	---	---	0.455	0.308	0.469	0.97	0.225	2.02
IH-66-280-0.58-2			4D16			99.5	57.5	---	0.362	0.253	0.395	0.92	0.189	1.92	
IH-132-280-0.58-1	5mm目荒し	1.32	8D16	3660	275	133.4	77.1	---	---	0.485	0.368	0.549	0.88	0.265	1.83
IH-132-280-0.58-2			8D16			109.6	63.4	---	0.400	0.318	0.483	0.83	0.232	1.72	
												平均値	1.01	平均値	2.21
												標準偏差	0.23	標準偏差	0.52

Bシリーズ (接合面が平滑または平鋼の試験体)

試験体記号	接合面の形状	結合鉄筋比p (%)	鉄筋径 (mm)	鉄筋降伏応力fy (kgf/cm ²)	コンクリートの圧縮強度fc (kgf/cm ²)	終局時せん断応力f _{vu} (kgf/cm ²)	終局時垂直応力f _{nu} (kgf/cm ²)	終局時ひらき変位wu (mm)	終局時鉄筋応力f _{su} (kgf/cm ²)	f _{vu} /f _c	$\frac{f_{nu}+K_s \cdot p \cdot f_y}{f_c}$ (K _s =0.2)	f _{vca} /f _c	f _{vu} /f _{vca}	設計せん断応力比f _{vuok} /f _c	f _{vu} /f _{vuok}
SH-00-280-0.00-1	平滑	0.00	---	---	275	11.7	0.0	0.01	---	0.043	0.000	0.027	1.58	0.012	3.58
SH-00-280-0.00-2						11.7	0.0	0.01	---	0.043	0.000	0.027	1.58	0.012	3.58
SH-00-280-0.58-1	平滑	0.00	---	---	275	45.4	26.3	0.01	---	0.165	0.096	0.156	1.06	0.075	2.20
SH-00-280-0.58-2						25.0	0.01	---	0.157	0.091	0.150	1.05	0.072	2.18	---
SH-21-280-0.00-1	平滑	0.21	4D13	3630	289	7.5	0.0	0.02	240	0.026	0.005	0.034	0.76	0.015	1.73
SH-21-280-0.00-2			4D13			5.8	0.0	(0.73)	(1350)	0.020	0.005	0.034	0.59	0.015	1.33
SH-21-280-0.58-1	平滑	0.21	2D13	3660	275	78.9	45.7	0.03	100	0.287	0.172	0.259	1.11	0.124	2.31
SH-21-280-0.58-2			2D13			63.4	36.7	0.03	120	0.231	0.139	0.215	1.07	0.103	2.24
SS-85-280-0.00-1	平鋼	0.85	4D25	3840	331	20.0	0.0	0.66	2150	0.060	0.020	0.054	1.13	0.025	2.40
SS-85-280-0.00-2	平鋼	0.85	2D25	3840	278	21.9	0.0	2.00	680	0.079	0.023	0.059	1.34	0.027	2.93
SS-85-280-15C	平鋼	0.85	4D25	3840	286	50.0	15.0	0.50	3000	0.175	0.075	0.129	1.36	0.061	2.87
SS-85-280-15T	平鋼	0.85	4D25	3840	286	27.6	-15.0	0.71	2100	0.097	---	---	---	---	---
SSG-20-280-0.00	平鋼	0.20	2D13	3690	278	11.5	0.0	1.54	1160	0.041	0.005	0.034	1.21	0.015	2.73
SSG-85-280-0.00	平鋼	0.85	2D25	3840	278	19.6	0.0	1.52	2680	0.071	0.023	0.059	1.20	0.027	2.63
SSG-170-280-0.00	平鋼	1.70	4D25	3840	278	27.5	0.0	2.00	2410	0.099	0.047	0.090	1.09	0.043	2.30
												平均値	1.15	平均値	2.50
												標準偏差	0.26	標準偏差	0.60

Cシリーズ (一体打設の試験体)

試験体記号	接合面の形状	結合鉄筋比 (%)	鉄筋径 (mm)	鉄筋降伏応力 f_y (kgf/cm ²)	コンクリートの圧縮強度 f_c' (kgf/cm ²)	終局時せん断応力 f_{vu} (kgf/cm ²)	終局時垂直応力 f_{nu} (kgf/cm ²)	終局時ひらき変位 w_u (mm)	終局時鉄筋応力 f_{su} (kgf/cm ²)	f_{vu}/f_c	$f_{nu}+K_s \cdot p \cdot f_c' / (K_s=1.0)$	f_{vuca}/f_c	f_{vua}/f_{vuca}	設計せん断応力比 f_{vuoc}/f_c	f_{vu}/f_{vuoc}
M-00-280-0.00-1	一体	0.00	---	---	289	27.5	0.0	---	---	0.095	0.000	0.087	1.09	0.036	2.64
M-00-280-0.00-2	一体	0.00	---	---	289	28.3	0.0	---	---	0.098	0.000	0.087	1.13	0.036	2.72
M-21-280-0.00-1	一体	0.21	4D13	3630	289	36.7	0.0	0.81	3990	0.127	0.026	0.122	1.04	0.053	2.40
M-21-280-0.00-2	一体	0.21	4D13	3630	289	34.2	0.0	0.54	3880	0.118	0.026	0.122	0.97	0.053	2.23
M-85-280-0.00-1	一体	0.85	4D25	3840	286	60.0	0.0	0.86	2880	0.210	0.114	0.239	0.88	0.111	1.89
M-85-280-0.00-2	一体	0.85	2D25	3840	278	68.3	0.0	0.52	3330	0.246	0.117	0.243	1.01	0.113	2.18
M-00-280-0.58-1	一体	0.00	---	---	275	134.1	77.6	0.90	---	0.488	0.282	0.462	1.06	0.220	2.22
M-00-280-0.58-2	一体	0.00	---	---	275	116.8	67.6	0.46	---	0.425	0.246	0.414	1.03	0.197	2.16
M-21-280-0.58-1	一体	0.21	2D13	3660	275	153.6	88.8	0.77	3700	0.559	0.351	0.554	1.01	0.266	2.10
M-21-280-0.58-2	一体	0.21	2D13	3660	275	117.9	68.2	0.43	3600	0.429	0.276	0.454	0.94	0.217	1.98
M-85-280-15C	一体	0.85	4D25	3840	286	83.4	15.0	0.56	3450	0.292	0.167	0.309	0.95	0.145	2.01
M-85-280-15T	一体	0.85	4D25	3840	286	48.0	-15.0	0.52	3760	0.168	0.062	0.169	0.99	0.077	2.18
												平均値	1.01	平均値	2.23
												標準偏差	0.07	標準偏差	0.24

Dシリーズ (平鋼の組合せによるコッター部の試験体)

試験体記号	接合面の形状	結合鉄筋比 (%)	鉄筋径 (mm)	鉄筋降伏応力 f_y (kgf/cm ²)	コンクリートの圧縮強度 f_c' (kgf/cm ²)	終局時せん断応力 f_{vu} (kgf/cm ²)	終局時垂直応力 f_{nu} (kgf/cm ²)	終局時ひらき変位 w_u (mm)	終局時鉄筋応力 f_{su} (kgf/cm ²)	f_{vu}/f_c	$f_{nu}+K_s \cdot p \cdot f_c' / (K_s=1.0)$	f_{vuca}/f_c	f_{vua}/f_{vuca}	設計せん断応力比 f_{vuoc}/f_c	f_{vu}/f_{vuoc}
SC-85-280-0.00	コッター部	0.85	2D25	3840	278	76.9	0.0	2.00	6310	0.277	0.117	0.216	1.28	0.101	2.74
SC-85-400-0.00	コッター部	0.85	2D25	3840	400	96.7	0.0	1.36	4150	0.242	0.082	0.169	1.43	0.078	3.10
SC-85-750-0.00	コッター部	0.85	2D25	3840	775	110.3	0.0	0.96	4380	0.142	0.042	0.116	1.23	0.051	2.78
SCG-00-280-0.00	コッター部	0.00	---	---	278	21.7	0.0	---	---	0.078	0.000	0.060	1.30	0.024	3.25
SCG-20-280-0.00	コッター部	0.20	2D13	3690	278	36.6	0.0	0.94	5020	0.132	0.027	0.095	1.38	0.042	3.14
SCG-85-280-0.00	コッター部	0.85	2D25	3840	278	62.8	0.0	2.00	3820	0.226	0.117	0.216	1.05	0.101	2.24
SCG-170-280-0.00	コッター部	1.70	4D25	3840	278	82.3	0.0	2.00	3190	0.300	0.235	0.372	0.80	0.178	1.69
												平均値	1.21	平均値	2.71
												標準偏差	0.20	標準偏差	0.52

表-2 コンクリートの配合

配合種類	圧縮強度 f_c' (kgf/cm ²)	スラブの範囲 (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位置 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	砂 S	砂利 G	AE剤減水剤	流動化剤	
I	289	18±2	57.5	43.5	183	319	776	1023	0.096	-	
II	275	10±2	57.5	41.2	164	286	766	1110	0.086	-	
III	*	20±2	48.0	42.2	179	373	738	1026	0.933	-	
IV	400	15±2	35.0	39.0	158	450	669	1062	0.225	4.5	
V	775	12±2	26.0	34.0	182	700	442	971	0.350	10.5	

粗骨材最大寸法は25mm、空気量の範囲4±1%とした。
*実験時条件により、286、275、331kgf/cm

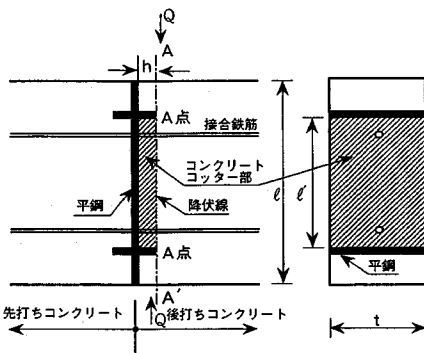


図-1 平鋼の組合せによるコンクリートコッター部

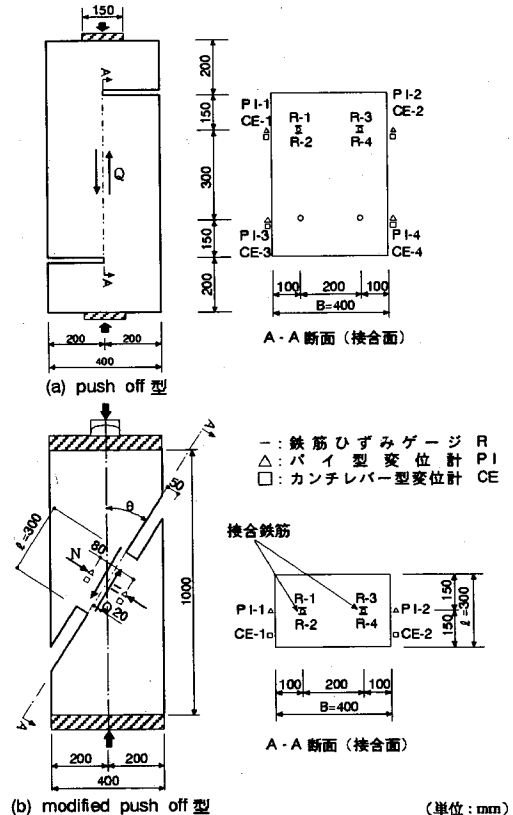


図-2 試験体寸法・載荷方法および測定位置 (単位: mm)

接合鉄筋比は、接合面幅40cm×長さ60cmまたは幅40cm×長さ30cmの断面積に対してそれぞれ異型棒鋼4本または2本の断面積の比で表しており、その範囲は0~1.75%を対象とした。

コンクリートの配合は表-2に示すI~Vの5種類である。圧縮強度は実験時材令の標準供試体強度を示している。細骨材は粒径2.5mmの川砂、粗骨材は最大骨材寸法25mmの川砂利を用いた。

試験体の寸法、載荷方法、測定位置は図-2に示す通りである。垂直応力を作用させない場合は、(a) push off型試験体とし、垂直応力を作用させる場合は、接合面に作用する垂直応力 f_n とせん断応力 f_v との比が一定となるよう(b) modified push off型試験体とした。 $\theta = 15^\circ$ の場合 $f_n/f_v = 0.27$ 、 $\theta = 30^\circ$ の場合 $f_n/f_v = 0.58$ となる。また、この他の方法として接合面に一定の垂直応力が作用するようにせん断力と別系統で油圧ジャッキで圧縮応力 15kgf/cm^2 (15Cと記す)、または引張応力 15kgf/cm^2 (15Tと記す)を加えた。

載荷は2サイクル静的加力方式とし、第1サイクルは接合面のずれ変位量が0.1mmに達した荷重段階、第2サイクルは破壊までとした。

各試験体の測定項目は、接合面のずれ変位量、ひらき変位量(ひびわれ幅に相当する)、鉄筋の応力および平均せん断応力とした。ずれ変位量ならびにひらき変位量の測定には、接合面をまたいでゲージ長80mmについてそれぞれカンチレバー型、パイ型変位計を用い、4ヶ所または2ヶ所の平均値で求めた。接合鉄筋の応力の測定はゲージ長3mmの箔ゲージ2枚を接合面から20mm内側の鉄筋表面位置に貼り、接合鉄筋2本の平均値で求めた。

4. 接合面のせん断伝達機構

(1) 接合面のせん断伝達機構

a) 接合面の相対変位

図-3は接合面に作用する平均せん断応力とひらき変位量との関係を示したものである。ひらき変位は接合面にそってひびわれが発生すると一旦急激に増加するが、その後せん断応力の増加にともない終局せん断伝達強度まで接合鉄筋の拘束があるため漸増する。終局せん断伝達時のひらき変位量 w_s は接合面の粗滑の程度によって異なる。接合面の目荒らしの状態が5~10mm凹凸の場合(IH, RH)には w_s は平均値0.34mm(変動係数20.0%)であり、一体打設の場合(M)の平均値0.64mm(変動係数26.4%)の約50%であることが示された。接合面が平滑な場合には、ベニヤ型わくを使用したもの(SH)は平均値0.02mm(変動係数51.5%)と小であるが、平鋼が介在する場合(SS)には、 w_s は平均値1.28mm(変動係数46.6%)と大であることが示された。

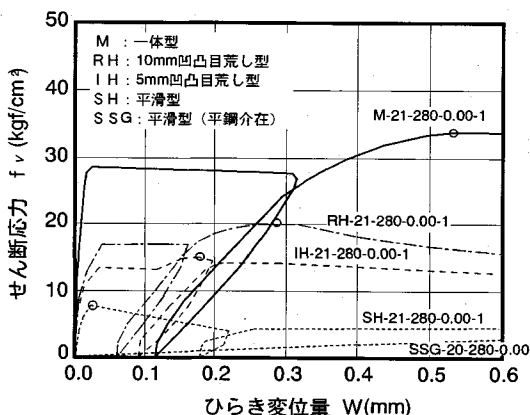


図-3 各接合面のせん断応力とひらき変位量との関係

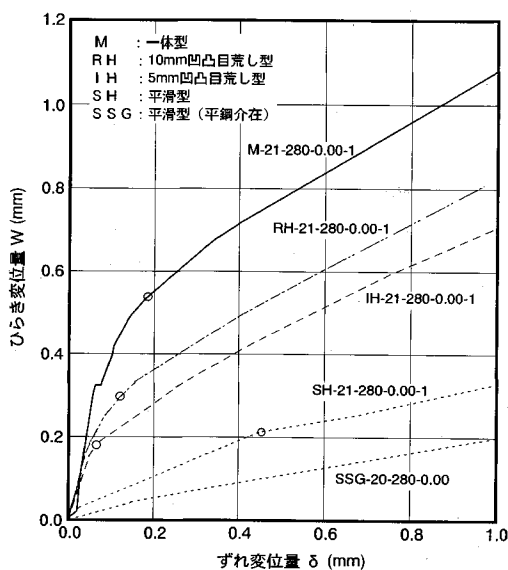


図-4 接合面の相対変位

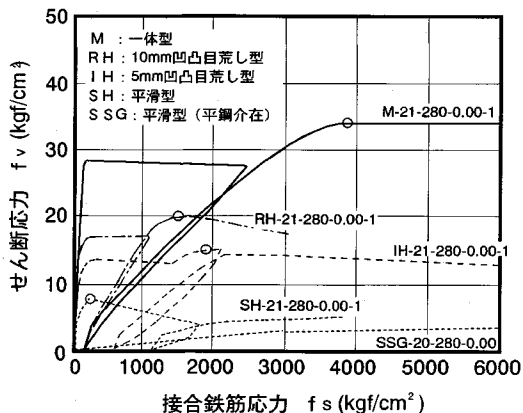


図-5 各接合面のせん断応力と接合鉄筋応力との関係

図-4は接合面の相対変位をひらき変位量とずれ変位量の測定結果から図示したものである。一体打ちの場合(M)および接合面の目荒らしの状態が5~10mm凹凸の場合(IH, RH)にはひらき変位量が○印の位置で終局せん断伝達強度に達しており、○印以前ではひらき変位量がずれ変位量より大であり、○印以降はずれ変位量の方がひらき変位量より大きくなる。接合面が平滑な場合には、接合面における付着が失われた直後からひらき変位量が急増するが、ひらき変位量よりもずれ変位量が卓越して終局に至る。

b) 接合鉄筋の応力

図-5は接合面に作用する平均せん断応力と接合面に直交して配置した接合鉄筋の応力 f_s との関係を示したものである。終局せん断伝達強度時の鉄筋応力 f_{su} は、一体打ちの場合(M)には平均値3574kgf/cm²(変動係数9.3%)であり、ほぼ鉄筋降伏応力に達していることが示された。しかし、目荒らしの状態が5~10mm凹凸の場合(IH, RH)には、平均値1814kgf/cm²(変動係数23.0%)であり、鉄筋降伏応力に達しておらず、一体打ちの場合の約50%であった。接合面が平滑な場合にはベニヤ型わくを使用したもの(SH)は、接合面における付着が失われた時点で平均値153kgf/cm²と小さく、その直後から急増することがわかる。平鋼が介在するもの(SS)は載荷と同時に鉄筋応力は急増して終局せん断伝達強度に至るが、鉄筋降伏応力には達していない。

c) 接合面のせん断伝達機構

図-4の接合面の相対変位挙動から、せん断力を受けた接合面にせん断ひびわれが生じた後、接合面に沿って降伏線が形成されることによってそれぞれの部分は不連続となり、降伏線に対して α の傾きを有する相対変位 V を生じながらせん断伝達するものと考えることが出来る。

さらに図-3によれば接合面の目荒らしが5~10mm凹凸の場合、ひらき変位が前記したようにほぼ一定値($w_u=0.34$ mm)に達すると終局せん断伝達強度に至るが、一体打設コンクリートの終局せん断伝達強度時のひらき変位の約50%であり、接合鉄筋の応力も鉄筋降伏応力に達しておらず、鉄筋降伏応力の約50%($0.5f_s$)程度である。この実験結果から、接合面のせん断伝達機構は接合面の状態によって決まる限界ひらき変位量に達したときずれ変位が卓越する状態となって鉄筋による拘束効果が失われて終局せん断伝達強度に達するものと考えられる。

また一体打設の場合には、表-1Cシリーズの終局時鉄筋応力測定結果および図-5によれば、鉄筋比 $p=0.21\sim 0.85\%$ において接合鉄筋応力が降伏応力に達した後に、限界ひらき変位に達してずれ変位が卓越する状態となって鉄筋による拘束効果が失われるものと考えられ

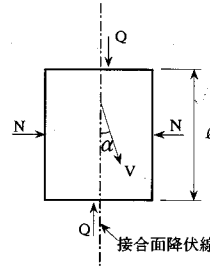


図-6 接合面降伏線と相対変位

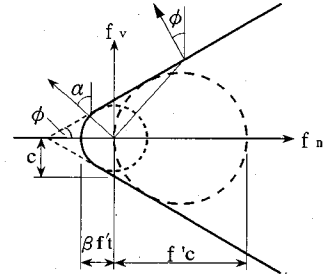


図-7 修正 Mohr Coulomb の破壊基準

る。

一方接合面が平滑な場合には、図-4の相対変位挙動から接合面にひびわれが発生すると同時にひらき変位よりずれ変位が卓越した状態となり、いわゆる接合鉄筋のドウェル作用によりせん断伝達する機構^{6),7)}となるものと考えられる。

(2) 接合面のせん断伝達理論式

せん断力を受けた接合面に降伏線が形成された破壊機構を仮定する。この降伏線によって接合部の変位は不連続となり、図-6に示す相対変位 V を生じ、降伏線に対して α の傾きをなす。

この降伏線に作用する外力としては、接合面に平行方向のせん断力 Q および接合面に直角方向の垂直力 N を考える。一方せん断抵抗力は、接合面の付着力および鉄筋によるせん断抵抗力が考えられる。

これらの力が接合面に均等に分布すると仮定して、接合面積 A_c で除して応力に変換すれば降伏線上の応力は図-7のモール円で表示される。

接合面におけるコンクリートの破壊基準として、修正 Mohr Coulomb の破壊基準を用いる。すなわち滑り基準

$$f_m = c - \mu f_{nu} = c - \tan\phi \cdot f_{nu} \dots\dots\dots(1)$$

とコンクリートの引張強度 f'_t による引張分離基準

$$\delta_1 = \beta f'_t \dots\dots\dots(2)$$

とにより構成するものとする。

ここで f_{ms} 、 f_{nu} はそれぞれ任意断面に働く破壊時のせん断応力と垂直応力、 c は付着応力、 ϕ は内部摩擦角、 δ_1 は主引張応力ならびに β は接合面引張強度の低減係数である。

接合面のせん断抵抗は、コンクリートおよび接合鉄筋によってなされる内力仕事と、せん断力および垂直力によってなされる外力仕事による極限解析によって求めることとする。

a) 接合面の目荒らしが5~10mm凹凸の場合および一体打設の場合

接合面の全面積 A_c に対するコンクリートのなす内力

仕事 W_c は式 (3) で表される²⁰⁾.

$$W_c = \left\{ \frac{1 - \sin \alpha}{2} f'_c + \frac{\sin \alpha - \sin \phi}{1 - \sin \phi} \beta \cdot f'_i \right\} A_c \cdot V \quad \dots\dots\dots (3)$$

鉄筋のなす内力仕事 W_R は、接合面に直角方向に配筋した鉄筋が変位し、降伏線のひらき変位量がある限界変位量に達した時の鉄筋の引張応力 $k_s f_s$ と、接合鉄筋比 ρ との積 $\rho k_s f_s$ によって与えられる反力 $\rho k_s f_s A_c$ を仮定すると式 (4) で表される。

$$W_R = \rho k_s f_s A_c V \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで k_s は接合面のひらき変位が限界変位量に達する時の鉄筋応力と鉄筋降伏応力との比を表す実験係数である。

一方、外力のなす仕事 W_E は式 (5) で表される。

$$W_E = QV_s + N(-V_u) \\ = f_m A_c V \cos \alpha - f_{m0} A_c V \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (5)$$

$W_E = W_c + W_R$ とおけば次の関係式 (6) が成り立つ。

$$\frac{f_m}{f'_c} = \frac{1 - \sin \alpha}{2 \cos \alpha} + \frac{(\sin \alpha - \sin \phi) \cdot \beta f'_i}{\cos \alpha (1 - \sin \phi) f'_c} \\ + \tan \alpha \frac{f_{m0} + \rho k_s f_s}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (6)$$

接合面のひびわれが発生した状態を考慮して $\beta = 0$ と仮定し、さらに接合面の破壊が式 (1) の滑り基準によって支配されると仮定すれば式 (6) に $\alpha = \phi$ を代入して、接合面せん断抵抗は式 (7) のように得られる。一方、一体打設の場合は同様に式 (7) で得られるが、鉄筋が降伏応力に達しているため $k_s = 1.0$ とする。

$$\frac{f_m}{f'_c} = k_c + k_f \frac{f_{m0} + \rho k_s f_s}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $k_c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi}$, $k_f = \tan \phi$

b) 接合面が平滑な場合

鉄筋のなす内力仕事は降伏線のひらき変位はほとんど生ぜず、ずれ変位が卓越して接合鉄筋が曲げ降伏するとした反力 $\rho k'_s f_s A_c$ を仮定すると式 (8) で表わされる。

$$W_R = \rho k'_s f_s A_c V \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで k'_s は接合面のずれ変位が卓越して接合鉄筋が曲げ降伏する時の実験係数である。

1)と同様式(3), 式(5)および式(8)から $W_E = W_c + W_R$ の関係式を用いて $\beta = 0$, $\alpha = \phi'$ を代入して、接合面せん断抵抗は式(9)のように得られる。

$$\frac{f_m}{f'_c} = k'_c + k'_f \frac{f_{m0} + \rho k'_s f_s}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $k'_c = \frac{1 - \sin \phi'}{2 \cos \phi'}$, $k'_f = \tan \phi'$

c) 接合面に平鋼によるコッター部がある場合

図-1の平鋼の組合せでコンクリートのコッター部を

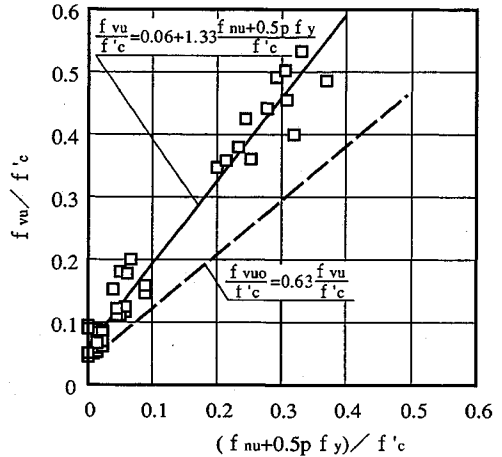


図-8 目荒しが5~10mm 凹凸の場合の終局時せん断応力比と拘束応力比との関係

形成する接合部のせん断抵抗は、A-A'で示す降伏線を仮定することにより、コッター部の断面積 A'_c ($A'_c = \lambda A_c$ とする) のせん断伝達強度が一体打設の式 (7) で算定できるものとして式 (10) のように表される。ただし降伏線の成立条件として、コッター隅角部 A 点でコンクリートが支圧破壊しないよう $h/l' > 0.2$ となるようにコッター寸法を設計しておくものとする²⁾。

$$\frac{f_m}{f'_c} = k_c \lambda + k_f \frac{f_{m0} + \rho k_s f_s}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 λ は接合面積 A_c に対するせん断伝達面積 A'_c の比 $\lambda = A'_c / A_c$ である。

5. 接合面のせん断伝達強度

(1) 接合面の目荒らしが5~10mm 凹凸の場合

せん断伝達強度式は、4. (1) c) に記したように $k_c = 0.5$ と仮定し、式 (7) 中の k_c を表-1の A シリーズの実験値 ($n=40$) を用いて単回帰直線を求めることにより式 (11) が得られる。

$$\frac{f_m}{f'_c} = 0.06 + 1.33 \frac{f_m + 0.5p f_y}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (11)$$

図-8に実験データと式(11)との関係を示す。式(11)の相関係数は0.983と高い値であり、式(11)による計算値と実験値との比の平均値は1.01、変動係数22.7%となっている。この変動に対して95%の信頼限界下限式とするために式(11)に0.63を乗じ、せん断伝達強度下限式を求めると式(12)となる。

$$\frac{f_{m0}}{f'_c} = 0.04 + 0.84 \frac{f_m + 0.5p f_y}{f'_c} \quad \dots\dots\dots (12)$$

(2) 接合面が平滑な場合

せん断伝達強度式は、式 (9) 中の k'_c , k'_f および k'_s を表-1の B シリーズの実験値 ($n=15$) を用いて重回帰

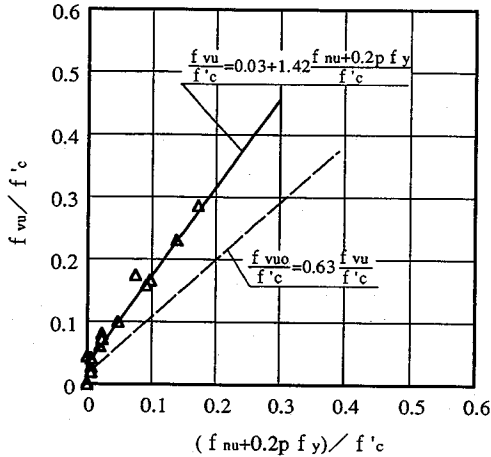


図-9 接合面が平滑な場合の終局時せん断応力比と拘束応力比との関係

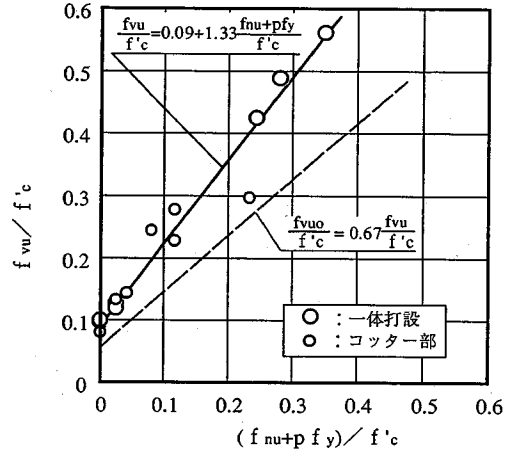


図-10 一体打設又はコッター部の終局時せん断応力比と拘束応力比との関係

直線を求めることにより式 (13) が得られる。なお、式 (9) の型にそろえるため k_e はまとめて 0.2 とした。

$$\begin{aligned} \frac{f_{vu}}{f'_c} &= 0.03 + 1.42 \frac{f_{nu}}{f'_c} + 0.26 \frac{p f_y}{f'_c} \\ &= 0.03 + 1.42 \frac{f_{nu} + 0.2 p f_y}{f'_c} \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

図-9 に実験データと式 (13) との関係を示す。式 (13) の重相関係数は 0.983 と高い値であり、式 (13) による計算値と実験値との比の平均値は 1.15、変動係数 22.6% となっている。この変動に対して 95% の信頼限界下限式とするためには式 (13) に 0.63 を乗じ、せん断伝達強度下限式を求めると式 (14) となる。

$$\frac{f_{vuo}}{f'_c} = 0.02 + 0.89 \frac{f_{nu} + 0.2 p f_y}{f'_c} \dots\dots\dots (14)$$

(3) 接合面にコンクリートコッター部がある場合

コンクリートコッター部が降伏線 A-A' (図-1) でせん断伝達する時のせん断伝達強度式は、4 章で述べたように接合面のコンクリートコッター部だけのコンクリートが一体打設コンクリートのせん断伝達強度に達するとして式 (10) から求めることにした。式 (10) 中の k_e と k_f を表-1 の C シリーズ一体打設コンクリートの実験値 ($n=12$) を用いて単回帰直線を求めると式 (15) が得られる。ただし、 $\lambda=1.0$ とし、一体打設コンクリートのせん断伝達強度は、降伏線に直角方向に配筋した鉄筋が降伏応力に達した時と考えると $k_e=1.0$ とみなした。

$$\frac{f_{vu}}{f'_c} = 0.09 \lambda + 1.33 \frac{f_{nu} + p f_y}{f'_c} \dots\dots\dots (15)$$

図-10 に実験データと式 (15) との関係を示す。式 (15) の相関係数は 0.995 と高い値であり、式 (15) による計算値と実験値との比の平均値は 1.01、変動係数 6.4% となっている。接合面に平鋼の組合せでコンク

リートコッター部を形成した D シリーズの実験値と式 (15) による計算値との比の平均値は 1.21、変動係数 20.4% となっている。この変動に対して 95% の信頼限界下限式とするためには式 (15) に 0.67 を乗じ、せん断伝達強度下限式を求めると式 (16) となる。

$$\frac{f_{vuo}}{f'_c} = 0.06 \lambda + 0.89 \frac{f_{nu} + p f_y}{f'_c} \dots\dots\dots (16)$$

6. 接合面の設計せん断伝達耐力

接合面を限界状態設計法によって設計するための設計せん断伝達耐力式は、せん断伝達強度下限式の値を終局せん断伝達強度とみなせば、式 (12)、(14)、(16) 中の実験定数を安全側に丸めるとともにコンクリート強度および鉄筋降伏応力に対しては各々材料係数 γ_c および γ_s で除し、部材強度に対しては部材係数 γ_b で除すことにより式 (17) で与えられる。

$$\begin{aligned} V_{uk} &= f_{vuk} \cdot t l \\ &= \left\{ \frac{k_{ck}}{\gamma_c} \cdot f'_c \cdot \lambda + k_{fk} \left(f_{nu} + k_{sk} p \frac{f_y}{\gamma_s} \right) \right\} \frac{t l}{\gamma_b} \dots (17) \end{aligned}$$

ここに、

- V_{uk} : 接合面の設計せん断伝達耐力 (kgf)
- f_{vuk} : 接合面の設計せん断伝達応力 (kgf/cm²)
- t : 接合面の幅 (cm)
- l : 接合面の単位長さ (cm)
- k_{ck} : 付着係数
 - 目荒らしが 5~10mm 凹凸の場合 0.04
 - 平滑な場合 0.02
 - 一体打設またはコッター部の場合 0.06
- k_{fk} : 拘束係数
 - 目荒らしが 5~10mm 凹凸、平滑、一体打設と

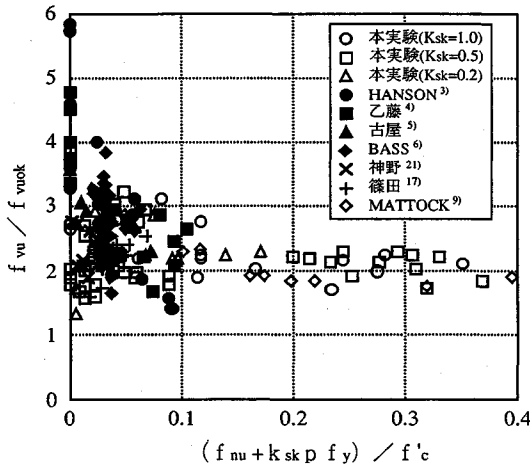


図-11 設計値 f_{vuok} と実験値 f_{vu} との比

もに 0.85 とする。

k_{sk} : 鉄筋係数

- 目荒らしが 5~10mm 凹凸の場合 0.5
- 平滑な場合 0.2
- 一体打設またはコッター部の場合 1.0

γ_c : コンクリートの材料係数 1.3 とする

γ_s : 鉄筋の材料係数 1.0 とする

γ_b : 部材係数 1.3 とする

λ : 接合面積 $A_c = t_l$ に対するせん断伝達面積

$$A_c \text{ の比 } \lambda = \frac{A'_c}{A_c}$$

せん断伝達面積が接合面全面積に等しい場合

$$\lambda = 1.0$$

式 (17) による設計せん断伝達耐力の実験値に対する安全性を検証するために接合面の設計せん断伝達応力 f_{vuok} と f'_c との比を求めると式 (18) となる。

$$f_{vuok} / f'_c = \frac{k_{sk}}{\gamma_c \gamma_b} \cdot \lambda + \frac{k_{fk}}{\gamma_s \gamma_b} \frac{\gamma_s f_{nu} + k_{sk} p_f y}{f'_c} \dots \dots (18)$$

本実験データおよび既往の文献から集録した実験データについて、終局せん断伝達強度の実験値と式 (18) による設計値との比を $(f_{nu} + k_{sk} \cdot p_{fy}) / f'_c$ との関係で図示すると、図-11 のようになる。

本実験の f_{vu} / f_{vuok} の平均値は、目荒らしが 5~10mm 凹凸の場合 2.21, 平滑な場合 2.50, 一体打設またはコッター部の場合各々 2.23, 2.71 であり、必要な安全係数を確保している。さらに同様な実験による既往の実験データに対しても安全側の値となっている。

以上の検討の結果から、3 種類の接合形式の接合面の設計せん断伝達耐力算定式として、降伏線理論による極限解析で得られる式 (17) を提案する。

7. 結論

コンクリートの打継目やプレキャストコンクリートの接合面に代表されるように、施工条件によって異なる時期にコンクリートを打設することは避けられない。これら接合面にせん断力が卓越して作用する場合について、設計せん断伝達耐力の算定式を求めるために、接合面の形状、コンクリート強度、垂直応力および接合鉄筋比を変化させた実験を行った。

これらの結果にもとづいて 3 種類の接合形式についてせん断伝達機構を想定し、接合面の設計せん断伝達耐力算定式について検討した結果、以下のような結論が得られた。

(1) 接合鉄筋によるせん断伝達機構は接合面の凹凸の状態に支配される。目荒らしが 5~10mm 凹凸の場合にはひらき変位が一体打設コンクリートの鉄筋降伏時ひらき変位量の約 50% に達した時であり、接合鉄筋応力が 0.5 f_y に達した時とみなして良い。一体打設の場合およびコンクリートコッター部の場合は接合鉄筋応力が降伏応力に達した時とみなして良い。接合面が平滑な場合は、接合鉄筋のドウェル作用によって支配されるとして良い。

(2) 接合面の終局せん断伝達強度は、接合面に降伏線が形成され、降伏線に対してある傾きで相対変位が生じるとした降伏線理論による極限解析で式 (11), (13) および (15) のように求めることができる。

(3) 3 種類の接合形式の設計せん断伝達耐力算定式として式 (17) を提案した。

参考文献

- 1) 国分正胤：新旧コンクリートの打継目に関する研究，土木学会論文集，第 8 号，pp. 1~24, 1950 年 11 月。
- 2) 後藤祐司・長滝重義：コンクリート接合部のせん断耐力に関する基礎研究，土木学会論文報告集，第 254 号，pp. 95~106, 1976. 10.
- 3) Norman W. Hanson : Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, pp. 38~58, May 1960.
- 4) 乙藤憲一他：コンクリート合成桁の接合面に関する研究，プレストレストコンクリート Vol. 9, No. 2, pp. 8~18, April 1967.
- 5) 古屋則之・竹本靖：コンクリート水平打継ぎ面におけるせん断伝達 (その 1), 大林組技術研究所報, No. 15, pp. 30~36, 1977.
- 6) Robert A. Bass, Ramon L. Carrasquillo and James O. Jirsa : Shear Transfer across New and Existing Concrete Interfaces, ACI Structural Journal, pp. 383~393, July-August 1989.
- 7) Philip W. Birkeland and Haward W. Birkeland : Connections in Precast Concrete Construction, Journal of the ACI, pp. 345~368, March 1966.
- 8) ACI : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, (ACI 318-71), 1971.
- 9) Alan H. Mattock and Neil M. Hawkins : Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research,

- PCI Journal, pp. 55~75, March, April 1972.
- 10) 青柳征夫：せん断伝達機構とその設計上の取扱い，コンクリート工学，Vol. 20, No. 12, pp. 4~10, Dec. 1982.
 - 11) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編（昭和61年制定）。
 - 12) 岡田武二：鉛直打継目のせん断耐力に関する研究，第1回コンクリート工学年次講演会，pp. 337~340, 1979.
 - 13) 岡田武二：鉛直打継目のせん断耐力に関する研究，土木学会第35回年次学術講演会 V, pp. 33~34, 1980.9.
 - 14) 岡田武二：SSS 工法に関する実験的研究（その3），清水建設研究所報，第19号，pp. 83~114, 1972年4月。
 - 15) 岡田武二・武川芳広：SSS 工法に関する実験的研究（その6），清水建設研究所報，第36号，pp. 29~39, 1982年10月。
 - 16) 武田寿一・入沢賢一・大内 一・佐藤峰生：鉛直継手による地中壁の一体化に関する実験的研究（その1），大林組技術研究所報，No. 21, pp. 47~60, 1980.
 - 17) 篠田佳男・山田一字：鋼材のダボ効果に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集9-2, pp. 353~358, 1987.
 - 18) Buja Bujadham, Tetsuya Mishima and Koichi Maekawa : Verification of the Universal Stress Transfer Model, Proc. of JSCE, No. 451, pp. 289~300, August 1992.
 - 19) 三島徹也・Buja Bujadham・前川宏一：正負交番載荷に適用可能なRC離散ひびわれモデルの開発とその適用範囲，土木学会論文集，No. 442, pp. 181~190, 1992.2.
 - 20) Bjarne Chr. Jensen : Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 27, No. 92, pp. 143~150, September 1975.
 - 21) 神野靖夫・岡田武二・坂口昇・宇野寿郎：SSS 工法に関する実験的研究（その8），清水建設研究報告 第54号，pp. 45~52, 1991年10月。

(1993.12.1 受付)

STUDY ON SHEAR TRANSFER ACROSS CONCRETE JOINT INTERFACES

Takeji OKADA

Many concrete construction joint interfaces are expected to transfer shear forces. In this study, three types of joint were examined for shear strength; concrete placed onto previously hardened concrete with an intentionally roughened surface (to 5~10mm); concrete placed onto smooth concrete or steel plate; and concrete placed onto steel formwork offering concrete shear key joints. The results of push-off shear tests form the basis for a discussion of the shear transfer mechanism, and a method of calculating shear transfer capacity is introduced based on limit analysis of lines of discontinuity for displacement. A design shear transfer strength equation, incorporating a certain safety factor, is then proposed and its propriety demonstrated.