

コンクリート構造物の耐震補強の接合部に適用する 円柱状シアキーの提案と耐力式の構築

円柱状シアキーを用いた間接接合部に関する研究

DEVELOPMENT AND EQUATION FOR SHEAR STRENGTH OF CYLINDRICAL SHEAR-KEY APPLIED SEISMIC RETROFITTED JOINT OF CONCRETE STRUCTURE

Study on indirect joints with cylindrical shear-key

阿部隆英^{*1}, 樋渡 健^{*2}, 久保田 雅春^{*3}, 高瀬 裕也^{*4}, 香取 慶一^{*5}

*Takahide ABE, Takeshi HIWATASHI, Masaharu KUBOTA,
Yuya TAKASE and Keiichi KATORI*

In the seismic retrofitting of an existing concrete structure, the surface of the structural frame is chipped to improve the integrity between the existing frame and retrofitting member. But, quantitatively evaluating strength of these joints are difficult because the concavo-convex shape is influenced by construction worker. Therefore, the authors developed a new joint referred to as the cylindrical shear-key. The cylindrical shear-key is made by filling a cylindrical core on the concrete surface with grouting mortar or concrete, and resists shear forces as a shear-key. Creating a uniform shape is expected to enable quantitative strength evaluation. In this study, direct shear tests were conducted using a cylindrical shear-key to investigate the fundamental performance of the shear-key. Then, based on the test results, an equation was developed for evaluating the strength of cylindrical shear key, and it was shown that the maximum strength could be quantitatively evaluated accurately. And cylindrical shear-key is can contribute to the progression of seismic retrofitting.

Keywords : Concrete surface roughening, Bearing resistance, Shear-key, Earthquake retrofitting, Shear strength

目荒らし, 支圧抵抗, シアキー, 耐震補強, せん断耐力

1. はじめに

近年、耐震性能が低く現行基準を満足できない既存建物は、鉄骨ブレースや制震デバイス（以下、補強部材と記述する）を用いた補強等、多様な工法により耐震補強^{例えば1),2)}されている。補強部材の設置方法は、多くが既存建物の柱と梁の架構内に設置される補強工法（以下、内付け補強工法と称する）であり、その他にも柱と梁の側面に設置される補強工法等がある。耐震性能が低い既存建物で補強部材により耐震性能を向上させるためには、補強部材が既存躯体と確実に一体化することが重要である。その方法として、コンクリート構造系の建物を対象とする場合、一般的には既存躯体面に電動ピックを用いた目荒らし（以下、チッピングと記述する）を施し、既存躯体側に接着系あと施工アンカーを、補強部材側に割裂防止筋を配置してグラウトを圧入するか、またはコンクリートを充填することで一体化する方法が多い。

チッピングによる目荒らしは、その凹凸面の噛み合い効果によって、接合部に作用するせん断力に対し抵抗することができる。しかしながら、施工者の技量によって凹凸の形状が異なるため、このせ

ん断耐力を定量的に評価することは極めて困難である。このことが要因のひとつである可能性も考えられるが、現行の様々な指針や基・規準^{例えば1)~4)}において、このせん断耐力が規定されていないだけでなく、目荒らし面の凹凸形状（面積や深さ）についても統一されていない。また、目荒らし面の凹凸形状を、厳密に管理するとなると、極めて大きな労力がかかることが予測される。更にチッピングによる目荒らしの施工には、大きな振動、騒音および粉塵の発生を伴うため、建物を使用しながら耐震補強工事を実施する際には、建物の使用者と施工者に大きな負担を強いることになる。

このような背景から、著者らはこれらの課題を改善するため、チッピングによる目荒らしに代わる接合技術の開発に着手した。著者らが提案する工法は、電動ピックを用いて既存躯体面に凹形状を形成させるのではなく、湿式コアドリルを用いて円柱形状の凹部を設ける接合方法（以下、円柱状シアキーと呼称する）である。コアドリルを用いることで、凹部の形状が施工者の技量によらず均等化され、更に前述したような振動、騒音および粉塵の発生においても、チッピングと比較して大きく低減できると考えられる。この円柱形

^{*1} 飛鳥建設技術研究所 主任
^{*2} 東亜建設工業技術開発センター
主任研究員・博士(工学)

^{*3} 飛鳥建設技術研究所 部長
^{*4} 室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域
准教授・博士(工学)

^{*5} 東洋大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

Chief, Researcher, Research Institute of Technology, TOBISHIMA Corporation
Senior Researcher, Research and Development Center, TOA Corporation, Dr. Eng.

Manager, Researcher, Research Institute of Technology, TOBISHIMA Corporation
Assoc. Prof., College of Environmental Technology, Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Fac. of Sci. & Eng., Toyo University, Dr. Eng.

状の凹部にグラウト（またはコンクリート）が充填されることで接合部にせん断力が作用する際に、シアキーとして抵抗することが期待される。

本提案工法を実際の接合部に使用の際は、チップングによる目荒らしと同様に、接着系あと施工アンカーと併用することを著者らは想定している。しかし本論文では、まずは円柱状シアキー自体の構造性能に焦点を当てることとし、円柱状シアキーの単調せん断耐荷実験を行って、破壊性状とせん断耐力を把握すると共にせん断耐力を評価可能な耐力式を構築することを目的とする。また、本論文では現在多く用いられている、内付け補強工法の接合部を対象とする。図1に内付け補強工法の接合部の例を示す。

2. 提案工法の概要

コンクリート接合面の構造性能については、プレキャストコンクリート構造（以下、PCa 構造と略記する）の分野で、大きく研究が進んでおり、本研究においてもそれらの知見を応用できると考えられる。本章では、円柱状シアキーと接着系あと施工アンカーを用いた接合部のせん断抵抗要素および円柱状シアキーの形状と施工方法について述べる。

2.1 円柱状シアキーと接着系あと施工アンカーを用いた接合部のせん断抵抗要素

本論文が対象としている内付け補強工法の接合部におけるせん断抵抗要素としては、①接着系あと施工アンカーによるダウエル効果、②接合面の目荒らしによる噛み合い抵抗、③接合面の付着抵抗および摩擦抵抗が考えられる。これに対し PCa 構造の接合部では、④シアキーによる支圧抵抗が用いられることもある。ここで厳密に言えば、PCa 構造では接合筋が用いられるが、接着系あと施工アンカーの定着が十分に確保されていれば、両者の挙動に大きな違いはないものと考えられる。著者らは、上記②に示す目荒らしによる噛み合い抵抗の代わりに、PCa 構造でも採用されているシアキーによる支圧抵抗（上記④）の適用を試みる。

図2に著者らが想定する接合部のせん断抵抗要素と力学挙動の概念を示す。図2に示すように、各抵抗要素はそれぞれ異なった力学挙動を示すと推察される。即ち、シアキーによる支圧抵抗では、シアキーの底面（凸部側に対する底面）でのせん断破壊、もしくはシアキーの側面の支圧破壊によって、最大耐力後、荷重が低下する挙動を呈する^{5),6)}。また、接着系あと施工アンカーのダウエル効果による挙動では、変形の進展と共に緩やかに荷重が増加する傾向を示す。接合面の付着抵抗は、最大耐力に達するまでは変形が増えるにつれ荷重も増加するが、最大耐力後、徐々に荷重が低下し、最終的には摩擦抵抗に移行すると考えられる。これらの各力学挙動は、剛性、最大耐力時の変形量およびポストピーク領域の挙動もそれぞれ異なることから、適切な設計法を構築するためには、各抵抗要素の力学挙動を緻密にモデル化し、これらを合わせて検証する必要がある。更に前述した力学的挙動および破壊形式は、単調載荷と正負交番繰返し載荷により異なる可能性がある。ただし、このことは本論文の範疇を超えていることから、力学モデルの構築および繰返しによる力学的挙動の違いについては後続の論文に譲ることとする。

2.2 円柱状シアキーの形状と施工方法

PCa 構造の接合面で使用されるシアキーの形状は、一般的に矩形

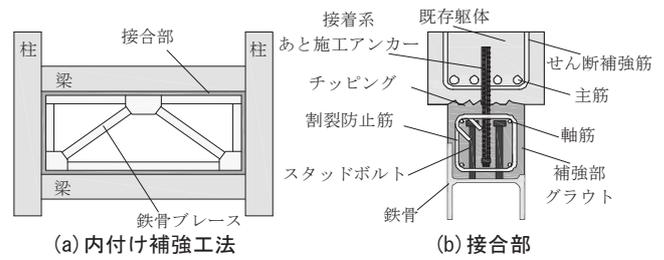


図1 内付け補強工法の接合部の例

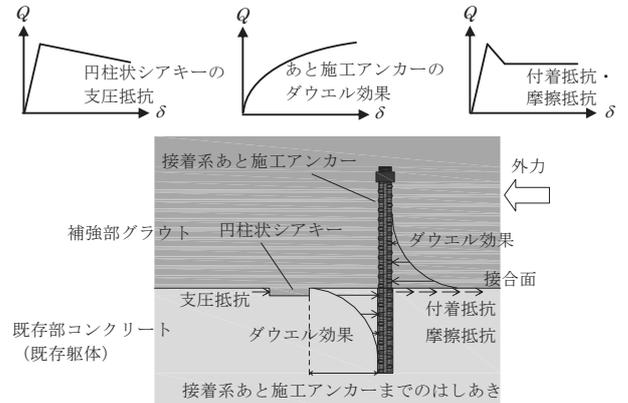


図2 想定する接合部のせん断抵抗要素と力学挙動の概念



図3 円柱状シアキーの形状

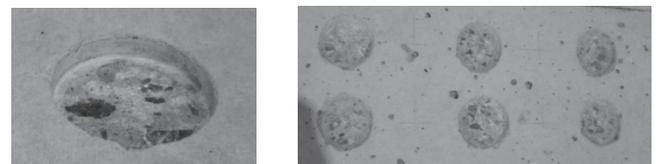


写真1 円柱状シアキーの施工例

が多く用いられている。PCa 構造のシアキーは、コンクリート打設時に形状を自由に設定することが可能であるのに対し、本工法は耐震補強の接合部を対象としている。そのため、既存部コンクリートにシアキーを施すこととなり、施工性を考慮してコアドリルを用いることから、提案するシアキーは円柱形状となる。

図3に円柱状シアキーの形状を示す。耐震補強の接合部の幅は最小で200mm程度であり、また接着系あと施工アンカーのピッチも一般的には150mm程度が多い。円柱状シアキーはこの領域の中で、有効に支圧抵抗できるへりあきとはしあきを確保して施工される必要がある。そこで図2に示す接着系あと施工アンカーまでのへりあきが円柱状シアキーの直径 R 以上必要と考え、 R を40~60mm程度とする。

円柱状シアキーの施工方法は、コアドリルにより既存部コンクリートを切削した後、残置しているコンクリートをコンクリートタガネを使用して、既存部コンクリート側の底面（以下、凹部側面と称する）が極力平滑になるように除去した。また、穿孔深さを調整

することで、図3に示すように円柱状シアキーの高さ t を任意に設定できる。ここで使用したコアドリルの摩耗等の劣化による直径の変化は、別途実施した施工試験の結果、無視できる範囲であった。施工後の凹部側底面の傾きは0.01rad.以下が大半を占め¹³⁾、更に同様の手順で施工した凹部側底面の凹凸をレーザー変位計を用いて3次元的に計測した結果、ほぼ平滑であることが確認された。

写真1に円柱状シアキーの施工例を示す。以上より著者らが意図した通り、既存躯体に円柱状の凹部を形成することができ、またその形やサイズも、精度良く施工できていることが理解できる。

3. 円柱状シアキーのせん断実験の概要

既に触れたように、本論文の目的のひとつは円柱状シアキーの破壊性状およびせん断耐力を把握することである。そこで本論文では、接着系あと施工アンカーを配置せず、円柱状シアキーのせん断実験を実施する。本章では試験体の変動因子、試験体の形状、諸元寸法、試験体製作方法、加力方法および計測方法について述べる。

3.1 試験体の変動因子

試験体一覧を表1に示す。既存部コンクリートが受ける支圧力は、支圧を受ける面積（以下、受圧面積と称する）、既存部コンクリートの圧縮強度に大きく依存すると考えられる。PCa 構造の接合部の実験において、望月らは接合面に直交する方向（以下、軸方向と呼称する）の応力が接合面のせん断耐力に影響すると報告⁷⁾し、更に黒正は矩形のシアキーにおいて、「幅 h と高さ t の比である h/t が5以下ならシアキー底面（凸部側に対する底面）でのせん断破壊」になり「 h/t が5を超える場合ならシアキー側面でのコンクリートの圧壊」になる、つまり h/t の値によって破壊形式が異なることを報告している⁸⁾。このシアキー底面でのせん断破壊を以下、シアオフ破壊⁹⁾と称する。また、受圧面積は R と t に依存する。上記を踏まえ、変動因子は既存部コンクリートの圧縮強度 σ_0 、 R 、 R と t の比で表す幅高比（以下、 R/t と記述する）および接合面に生じる平均圧縮応力度 σ_0 とした。ここに σ_0 は次式で示すように軸方向力 N をグラウト側の接合面の面積 A で除した値である。

$$\sigma_0 = N / A \quad (1)$$

耐震補強の対象となる建物の既存部コンクリートの圧縮強度の範囲は、一般的に 13.5~30N/mm² 程度である。そこで、この強度の範囲で3水準を目標としてコンクリートを調査して打設した。コンクリートに用いた粗骨材の最大粒径は全ての調査において 20mm とし、水セメント比 W/C は表1に示す通りである。

R を40~60mm程度としたことより、この実験では R を40mm、52mm、60mmの3段階に、将来の部材実験用として縮小サイズの30mmを加えた。また、 R を前述のシアキーの幅 h と等価と見なし、 R/t は円柱状シアキー側面でのコンクリートの圧壊を想定した $R/t=10$ 、もしくは円柱状シアキーのシアオフ破壊を想定した $R/t=5$ の2段階に設定した。

本論文と同様に内付け補強工法の接合部にシアキー（この研究⁹⁾では鋼製シアキーが使われている）が用いられた既往の実験の結果、ずれ変形量が1mm以降の領域で σ_0 が概ね0.4N/mm²にほぼ一定になると報告されている⁹⁾。よって、 $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ を基準とし、 σ_0 がせん断耐力に及ぼす影響を把握しやすいように0.48N/mm²の2倍である0.95N/mm²、3倍である1.43N/mm²の3ケースとした。

3.2 試験体の形状および諸元寸法

試験体の諸元寸法を図4に示す。試験体の補強部グラウトの寸法は、耐震補強に用いる接合部を模擬している。また、図4に示すように円柱状シアキーのピッチを150mm、ゲージ l を85mm、配列をダブルとした。この理由は、接着系あと施工アンカーがピッチ150mmで配置され、その中間に円柱状シアキーが配置されることを想定したことによる。更に、同一試験体内での円柱状シアキーの破壊形式のばらつきを確認するため、1試験体当たりの円柱状シアキーの数量を6個とした。シアオフ破壊以外の補強部グラウトにおける破壊を避けるため、円柱状シアキーからのはしあき寸法は、 $R=60\text{mm}$ の約2倍である112.5mmとした。これらの諸元より、補強部グラウトの長さは525mmとし、幅および高さは、耐震補強の接合部の一般的な断面寸法から、両者共に200mmとした。

既存部コンクリートの幅は、既存建物の梁を模擬し、400mmとした。また、高さは200mmとし、長さについては補強部グラウトの長さ525mmに対し、余裕を見込んで750mmとした。

表1 試験体一覧

試験体 No.	R/t	R (mm)	σ_0 (N/mm ²)	既存部コンクリート		補強部グラウト		W/C (%)								
				σ_B	E_C	σ_B	E_G									
S52-5LL1	5.2	52	0.48	14.5	22.1	57.3	25.8	105.0								
S52-5LL2				21.7	22.1	57.3	26.7		78.8							
S52-5LM1				32.9	27.7	57.3	25.8		55.4							
S52-5LM2			0.95	14.5	22.1	57.3	25.8		105.0							
S52-5LH1				13.0	—	59.2	—		105.0							
S52-5LH2				5	40	—	—		—							
S52-5ML1	10.4	52	0.48	14.5	22.1	57.3	25.8	105.0								
S52-5ML2				21.7	22.1	57.3	26.7		78.8							
S52-5MLM1				32.9	27.7	57.3	25.8		55.4							
S52-5MLM2			0.95	14.5	22.1	57.3	25.8	105.0								
S52-5MLH1				21.7	22.1	57.3	26.7	78.8								
S52-5MLH2				29.9	26.3	57.3	26.7	64.3								
S52-5MLHM1			1.43	52	0.48	10.3	16.2	57.3	26.7	107.3						
S52-5MLHM2						21.7	22.1	57.3	26.7		78.8					
S52-5MLHH1						29.9	26.3	57.3	26.7		64.3					
S52-5MLHH2					0.48	40	0.48	10.3	16.2	57.3	26.7	107.3				
S52-5MLLM1								21.7	22.1	57.3	26.7		78.8			
S52-5MLLM2								29.9	26.3	57.3	26.7		64.3			
S52-5MLLH1			10	60	0.48	10.3	16.2	57.3	26.7	107.3						
S52-5MLLH2						21.7	22.1	57.3	26.7		78.8					
S52-5MLLMH1						0.48	40	0.48	29.9		26.3	57.3	26.7	64.3		
S52-5MLLMH2									10.3		16.2	57.3	26.7		107.3	
S52-5MLLHM1																21.7
S52-5MLLHM2						29.9	26.3	57.3						26.7		64.3
S52-5MLLHH1	10	60	0.48	10.3	16.2	57.3	26.7	107.3								
S52-5MLLHH2				21.7	22.1	57.3	26.7		78.8							
S52-5MLLHMH1				0.48	40	0.48	29.9		26.3	57.3	26.7	64.3				
S52-5MLLHMH2							10.3		16.2	57.3	26.7		107.3			
S52-5MLLHHM1														21.7	22.1	57.3
S52-5MLLHHM2				29.9	26.3	57.3						26.7		64.3		

σ_B : 既存部コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 E_C : 既存部コンクリートのヤング係数(kN/mm²)、 σ_B : 補強部グラウトの圧縮強度(N/mm²)、 E_G : 補強部グラウトのヤング係数(kN/mm²)

試験体 No. の凡例 : $\frac{S}{シヤキー} \frac{60}{R} \frac{10}{R/t} \frac{L}{\sigma_0} \frac{H}{\sigma_B} \frac{2}{枝番}$
 L : 低水準、 M : 中水準、 H : 高水準

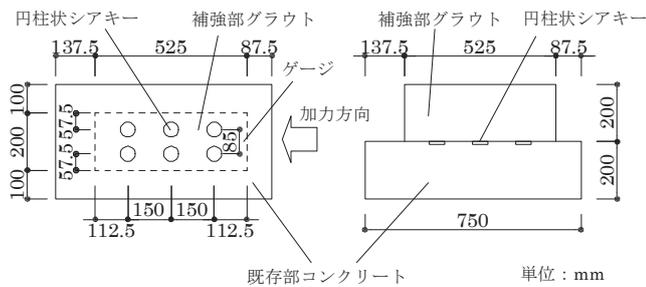


図4 試験体の諸元寸法

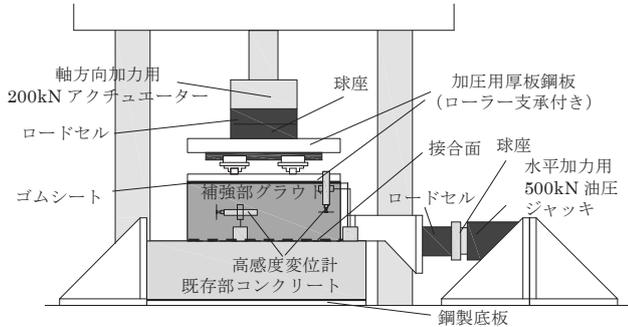


図5 加力装置

3.3 試験体製作方法

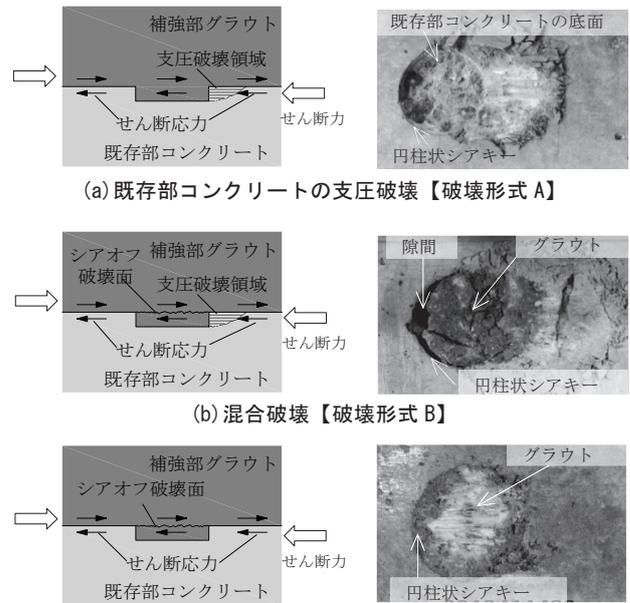
既存部コンクリート側の型枠を垂直に立てて組んだ後、コンクリートを打設し、既存部コンクリートを製作した。既存部コンクリートの接合面の表面状態は、表面加工コンクリート型枠用合板を使用することで平滑になっているため、接合面の仕上がり状態による噛み合い抵抗は、実験結果に影響しないと考えられる。更に、既存部コンクリートとグラウト表面の間に生じる付着抵抗や摩擦抵抗を極力小さくするために、接合面にはグリスを塗布した。

既存部コンクリートの型枠を脱型した後、試験体を平置きとした状態で円柱状シアキーを施工した。その後、接合部を想定した補強部グラウト側の型枠を組み、割裂防止筋を配筋した後、グラウトを打設した。打設したグラウトはプレミックスタイプであり、添加する水量は材料指定の範囲内とした。

3.4 加力方法および計測方法

加力装置を図5に示す。加力装置には、軸方向の荷重を制御するため最大荷重 200kN のアクチュエーターを、水平方向の荷重を制御するため最大荷重 500kN の油圧ジャッキを使用した。軸方向は、一定の荷重制御とし、水平方向は一方単調荷重とした。加力装置による摩擦抵抗を極力小さくするため、加圧用厚板鋼板には2方向のローラー支承を設置している。軸方向力を 47.6kN から 95.2kN (グラウト側の接合面の面積 A で除すと $\sigma_0=0.45\sim 0.91\text{N/mm}^2$ になる) に設定してローラー支承の摩擦係数確認試験を行った結果、動摩擦係数は 0.0054~0.0089 であり、本実験に及ぼす影響は十分小さいと判断される。また、加圧用厚板鋼板と補強部グラウトの間にゴムシートを配置し、軸方向に作用する圧縮応力が試験体全体に極力均等になるように配慮した。

図5に示すように接合面のせん断変位および既存部コンクリートと補強部グラウトの離間距離(以下、目開き量と称する)を計測するため、既存部コンクリート上に高感度変位計をそれぞれ2箇所配置し、補強部グラウトの水平変位および鉛直変位を計測した。



(a) 既存部コンクリートの支圧破壊【破壊形式A】

(b) 混合破壊【破壊形式B】

(c) 円柱状シアキーのシアオフ破壊【破壊形式C】

図6 最終破壊形式

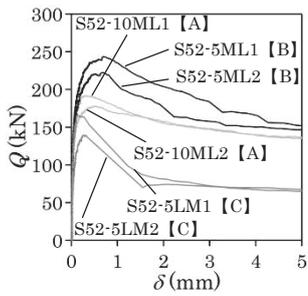
4. 円柱状シアキーのせん断実験の結果

円柱状シアキーの実際の耐震補強への適用性を検証するためには、破壊形式、最大耐力等の基本性能を詳細に把握する必要がある。破壊形式は、3.1節で述べた通り R/t により異なると考えられるため、本章では R/t と破壊形式の関係を示した上で、破壊形式毎に各変動因子と最大耐力の関係性を検証する。

4.1 最終破壊形式

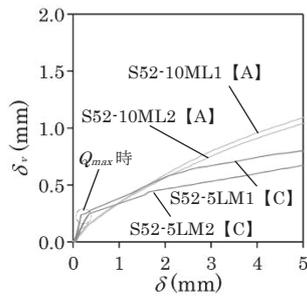
試験体には接着系あと施工アンカーを配置していないため、載荷終了後に既存部コンクリートから補強部グラウトを分離することができる。そのため、まずは円柱状シアキーの最終破壊形式を目視により確認する。その結果、最終破壊形式は既存部コンクリートの支圧破壊、円柱状シアキーのシアオフ破壊およびその両者を伴う混合破壊(以下、混合破壊と略記する)の3種類の破壊形式が確認された。図6に最終破壊形式を示す。ここでは既存部コンクリートの支圧破壊を「破壊形式A」、混合破壊を「破壊形式B」、円柱状シアキーのシアオフ破壊を「破壊形式C」と表記する。支圧破壊は、図6(a)に示すように既存部コンクリートに円柱状シアキーのグラウト部分が残存しておらず、既存部コンクリートのみが圧壊していた。これに比べシアオフ破壊は、同図(c)で見られるようにグラウトが完全に既存部コンクリートに残存しており、既存部コンクリートの圧壊が見られない。また、混合破壊は同図(b)より既存部コンクリートの破壊と共に、グラウトの大部分が既存部コンクリートに残存していた。更に残置したグラウトにひび割れや、既存部コンクリートと残置したグラウトの間に隙間が見られた。

次に異なる破壊形式のせん断荷重 Q とせん断変位 δ 関係を比較する。図7に $Q-\delta$ 関係の一例を示す。ここで表す Q は、1試験体に配置された6個の円柱状シアキーにおけるせん断荷重であり、以下同様である。図7からもわかるように、例えば最大せん断耐力 Q_{max} に対する $\delta=2\text{mm}$ 時の Q の荷重低下率は、シアオフ破壊、混合破壊、既存部コンクリートの支圧破壊の順番で大きい結果となっている。



※【】内は破壊形式を示す。

図7 $Q-\delta$ 関係の一例



※【】内は破壊形式を示す。

図8 $\delta_v-\delta$ 関係の一例

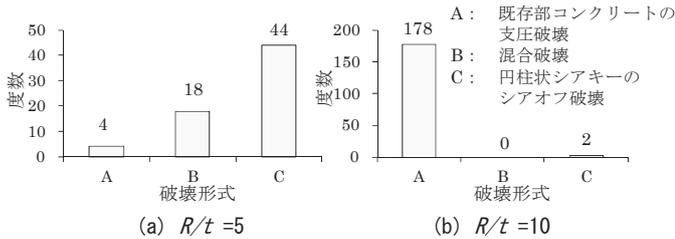


図9 R/t の違いによる最終破壊形式の頻度分布

表2 $R/t=5$ とした試験体の破壊形式の分類と個数

試験体 No.	破壊形式 および個数		
	A	B	C
S52-5LL1	3	1	2
S52-5LL2	0	5	1
S52-5LM1	0	0	6
S52-5LM2	1	0	5
S52-5LH1	0	0	6
S52-5LH2	0	0	6

試験体 No.	破壊形式 および個数		
	A	B	C
S52-5ML1	0	6	0
S52-5ML2	0	6	0
S30-5LL1	0	0	6
S30-5LL2	0	0	6
S40-5LL1	0	0	6

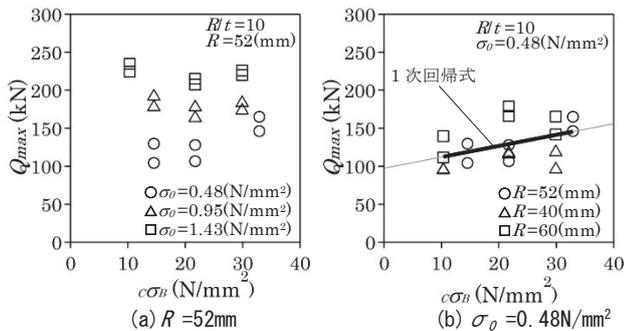


図10 $Q_{max}-c\sigma_B$ 関係

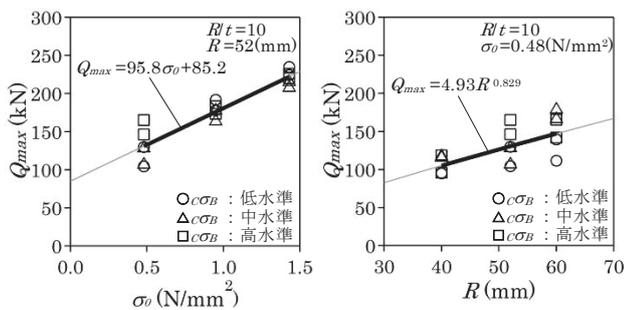


図11 $Q_{max}-\sigma_0$ 関係

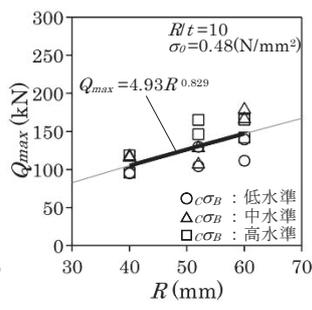


図12 $Q_{max}-R$ 関係

このことから、 $Q-\delta$ 関係を観察することで、破壊形式の違いを区別することができそうである。なお、混合破壊の扱いについて、補強部グラウトの大部分が既存部コンクリートに残置していることから、混合破壊を評価する上では、シアオフ破壊と同様に扱うこととする。

続いて図8に目開き量 $\delta_v-\delta$ 関係の一例を示す。図8を見ると、破壊形式によらず δ が生じると同時に目開きが生じていることがわかる。また、破壊形式毎に比較するとシアオフ破壊が生じた試験体は、 Q_{max} 時の δ 以降 δ_v の増大が急激に小さくなっている。一方で既存部コンクリートの支圧破壊が生じた試験体の δ_v と δ 関係は、連続的な曲線を描いている。このことから既存部コンクリートの支圧破壊を生じた試験体は、支圧破壊が進行しながら補強部グラウトがせりあがる挙動が見られる。

しかしこれらの $Q-\delta$ 関係並びに $\delta_v-\delta$ 関係には、明瞭な差異が見られない場合もあることから、著者らは目視による最終破壊形式の判断を優先する。

図9に R/t の違いによる最終破壊形式の頻度分布を示す。 $R/t=5$ とした試験体の最終破壊形式は、円柱状シアキーのシアオフ破壊および混合破壊が多くを占めているが、 $R/t=10$ とした試験体の最終破壊形式は、ほぼ全て既存部コンクリートの支圧破壊になっていることがわかる。この R/t による最終破壊形式の傾向は、黒正⁹⁾が指摘した傾向と類似する。表2に $R/t=5$ とした試験体の破壊形式の分類と個数を示す。表2から $R=30\text{mm}$ 、 40mm とした場合においても $R/t=5$ であればシアオフ破壊になることが確認できる。これらより円柱状シアキーのせん断耐力式を構築する際には、 R/t による破壊形式を考慮した上で、支圧破壊による評価式および混合破壊を含むシアオフ破壊による評価式の両者が必要であると考えられる。

4.2 既存コンクリートの支圧破壊となる試験体($R/t=10$)の最大水平荷重

4.2.1 $c\sigma_B$ の違いによる比較

図10に $c\sigma_B$ に注目して Q_{max} を整理した $Q_{max}-c\sigma_B$ 関係を示す。また、図10(a)には $R=52\text{mm}$ の結果、(b)には $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ の結果を示している。これ以降各変動因子毎に整理する図並びに耐力評価する図を示す際には、表1の中から各条件に適合した試験体を選択して図示する。

$R=52\text{mm}$ の結果について整理した図10(a)より、 $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ とした試験体では、 $c\sigma_B$ が高い試験体の方が Q_{max} が大きくなるが、 $\sigma_0=0.95\text{N/mm}^2$ および $\sigma_0=1.43\text{N/mm}^2$ とした試験体では、一概にこのような傾向は窺えない。これらより σ_0 が大きくなると $c\sigma_B$ が与える Q_{max} への影響は、小さくなるようである。続いて同図(b)より $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ とした試験体に注目し、ばらつきはあるものの、ここでは1次回帰式を用いて Q_{max} と $c\sigma_B$ の関係性を把握することとした。その結果 R によらず $c\sigma_B$ が高い試験体の方が Q_{max} が大きくなっていることが理解できる。

4.2.2 σ_0 の違いによる比較

図11に σ_0 に着眼して Q_{max} を整理した $Q_{max}-\sigma_0$ 関係の比較を示す。同図を見ると、1次回帰式が示すように各 $c\sigma_B$ において、 σ_0 が大きい試験体の方が Q_{max} も大きくなっている。これは既に触れてある望月らが報告している傾向⁷⁾とも一致する。 σ_0 は軸方向に作用するため、 σ_0 が増大すると既存部コンクリートの軸方向の変形が拘束

されることにより Q_{max} は増大したと推察される。

4.2.3 R の違いによる比較

図 12 に R に着眼して Q_{max} を整理した $Q_{max} - R$ 関係を示す。同図より、 R が大きくなると Q_{max} も増大していることが理解できる。ここで Q_{max} が受圧面積に比例するとした場合、 R/t が一定であれば Q_{max} は R の二乗の関数に近似するはずである。しかしながら同図に示しているように Q_{max} は、 $R^{0.829}$ に比例していることから R の違いにより支圧応力度は変化していることがわかる。六車ら¹⁰⁾によれば、コンクリートの圧縮強度と支圧強度の比は、受圧面積（文献 10)の支圧面積に該当する）が小さいほど大きくなると報告されており、著者らが提案する円柱状シアキーにおいても同様の傾向を呈したものと推察される。

4.3 混合破壊を含む円柱状シアキーのシアオフ破壊となる試験体 ($R/t=5$)の最大水平荷重

破壊形式がシアオフ破壊となる試験体は、グラウトの圧縮強度に大きく依存するものと推察される。また、普通コンクリートを対象とした山田らの研究によれば、軸応力とコンクリートの圧縮強度の比（本論文における σ_0 / σ_B ）が大きい程、せん断耐力が大きいと報告されている¹¹⁾ことより、 σ_0 はシアオフ破壊時のせん断耐力に影響すると考えられる。本実験では、グラウト強度が全試験体で同程度であったため、 σ_0 のみに着目して実験結果を整理する。図 13 に $Q_{max} - \sigma_0$ 関係を示す。4.1 節で述べた通り、混合破壊が主となった試験体 S52-5LL および S52-5ML においては、シアオフ破壊と同様に扱う。 $R/t=5$ とした試験体においても、 σ_0 が大きい試験体の方が Q_{max} が大きく、山田らの論文と同じ傾向を示した。また、同図と図 11 の $R/t=10$ の回帰係数を比較すると、 $R/t=5$ とした試験体の方が Q_{max} に対する σ_0 の影響は大きいと言える。

5. 支圧破壊時のせん断耐力式の構築

前章で述べた検証結果から、円柱状シアキーの破壊形式は 3 種類に分類された。また、この破壊形式は R/t に大きく依存することがわかった。本章では、まず $R/t=10$ の実験結果を用いて、支圧破壊によるせん断耐力式を構築する。

5.1 せん断耐力式の基本形

2.2 節で述べた通り凹部側底面がほぼ平滑であることから、円柱状シアキーの底面の凹凸が構造性能へ与える影響は小さいと考えられる。また、中野ら¹²⁾は接合面の摩擦抵抗を考慮しているが、4.1 節で述べた通り接合面に目開きが生じている。これらを鑑みて、実験結果を数値処理する上で凹部側底面および接合面に作用する付着抵抗および摩擦抵抗は、本論文において考慮しない。

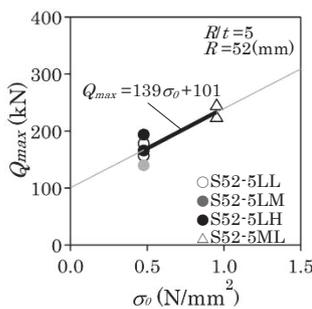


図 13 $Q_{max} - \sigma_0$ 関係

円柱状シアキーにより既存コンクリートは、支圧応力 σ_c を受ける。この σ_c が円柱状シアキーの側面に対し、放射状で一様に分布していると仮定すると、支圧破壊時のせん断耐力 bQ_{sky} は、次式に示すように受圧面積 A_{sky} と bQ_{sky} 時の平均支圧応力度 σ_c のせん断方向成分 σ_{cs} を乗じた値で示すことができる。

$$bQ_{sky} = A_{sky} \cdot \sigma_{cs} \quad (2)$$

図 14 に円柱状シアキーのせん断抵抗領域の仮定を示す。 σ_c は、既存部コンクリートの支圧破壊の状況より、図 14(a)に示すよう円柱状シアキーの中心から放射状に分布していると推察される。ここで上記の通り便宜的に σ_c が均一に作用するものとみなすと、 bQ_{sky} は σ_{cs} を円柱状シアキーの円弧上および高さ方向 (y 方向) で積分した値と釣り合うことから、下式が導かれる。

$$bQ_{sky} = \int_{R_s} \sigma_c \cdot \cos \theta \cdot dA_{sky} = \int_{R_s} \sigma_{cs} \cdot dA_{sky} \quad (3)$$

ここに θ は σ_c のせん断方向に対する角度、 R_s は円弧上に σ_c が作用する範囲、 dA_{sky} は微小受圧面積である。

5.2 受圧面積 A_{sky}

前掲の図 6 の破壊状況から、円柱状シアキーはその中心からせん断加力方向に向かって $\pm\pi/2$ rad. の範囲で主にせん断力に抵抗していると判断できる。また、前項で述べた通り σ_{cs} が θ および高さ方向に関わらず均一に作用すると考えることから、 A_{sky} は次式のように表される。

$$A_{sky} = \int_R dA_{sky} = \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} t \cdot \frac{R}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R \cdot t}{2} \quad (4)$$

5.3 平均支圧応力度 σ_c のせん断方向成分 σ_{cs}

本実験の結果より、支圧破壊時のせん断耐力は、 σ_B 、 σ_0 および R の影響に左右される。更にコンクリートのせん断破壊を扱うため、実験結果においてある程度のばらつきは生じるが、著者らは設計手法を構築する際に、できる限り簡便となることに配慮し、1 次回帰式を用いて実験結果を整理する。これらを踏まえ提案するせん断耐力式は、以下に示す式を用いることで、各変動因子の影響を考慮することとする。

$$\sigma_{cs} = C_c \cdot C_N \cdot C_R \cdot \bar{\sigma}_{cs} \quad (5)$$

ここに C_c 、 C_N 、 C_R は、それぞれ σ_B 、 σ_0 および R による補正係数である。また、 $\bar{\sigma}_{cs}$ はこれら全ての補正係数が 1 である場合の基準となる平均支圧応力度であり、これを基準支圧応力度と呼称する。

続いて次式を用いて試験体毎の σ_{cs} を算出し、各変動因子がせん断耐力に及ぼす影響の度合いを定量化する。

$$\sigma_{cs} = \frac{Q_{max}}{A_{sky}} \quad (6)$$

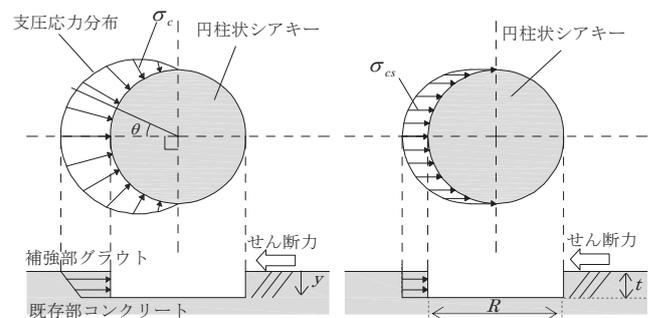


図 14 円柱状シアキーのせん断抵抗領域の仮定

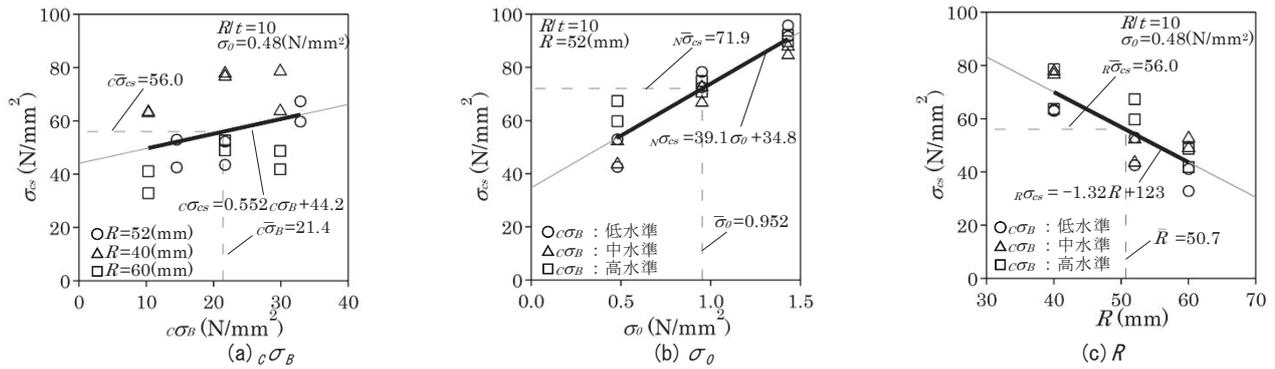


図 15 各変動因子と σ_{cs} の相関関係

表 3 各補正係数の導出のための算定結果一覧

試験体 No.	σ_{cs} を評価するための試験体			σ_{cs} (N/mm ²)		$sp\bar{\sigma}_{cs}$ (N/mm ²)	
	$c\sigma_B$	σ_o	R	枝番 1	枝番 2	枝番 1	枝番 2
S52-10LL	14.5	0.48	52	52.96	42.56	79.14	63.60
S52-10LM	21.7	0.48	52	43.52	52.24	60.44	72.55
S52-10LH	32.9	0.48	52	67.38	59.74	84.29	74.73
S52-10ML	—	0.95	—	78.29	72.58	86.75	80.43
S52-10MM	—	0.95	—	66.73	72.53	68.71	74.68
S52-10MH	—	0.95	—	74.82	70.78	71.29	67.44
S52-10HL	—	1.43	—	91.60	95.78	84.41	88.26
S52-10HM	—	1.43	—	84.63	87.79	69.25	71.83
S52-10HH	—	1.43	—	92.16	89.76	69.78	67.96
S40-10LL	10.3	—	40	63.35	62.95	76.71	76.22
S40-10LM	21.7	—	40	77.76	76.61	83.60	82.37
S40-10LH	29.9	—	40	63.67	78.61	63.35	78.21
S60-10LL	10.3	—	60	32.91	41.11	63.90	79.82
S60-10LM	21.7	—	60	48.99	52.55	84.45	90.77
S60-10LH	29.9	—	60	41.82	48.74	66.71	77.74
平均値	21.4	0.952	50.7	—	—	75.3	—

表 4 2面せん断試験に用いたグラウト圧縮強度 σ_{GB}

試験体 No.	打設日	養生期間	圧縮強度 σ_{GB} (N/mm ²)
TA	TA1~5	Day-1	20日
	TA6~10		36日
TB	TB1~5	Day-2	24日

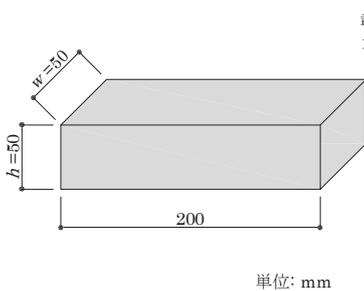


図 16 試験体形状

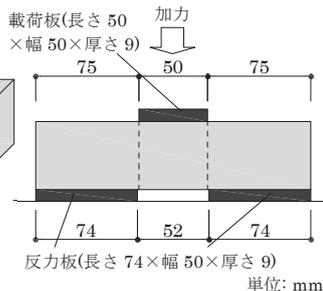


図 17 加力方法

図 15 に本実験で得られた各変動因子と σ_{cs} の相関関係を示し、表 3 に各補正係数の導出のための算定結果一覧を示す。また、表 3 には図 15 に示す各変動因子の σ_{cs} を評価するために用いた試験体を掲げている。加えて図 15 に各変動因子 $c\sigma_B$ 、 σ_o 、 R によるそれぞれの回帰式 $c\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $N\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $R\bar{\sigma}_{cs}$ を併記している。

著者らはこれらの各回帰式を無次元化することで、各補正係数を導出する手法を提案する。提案する導出手順は、次の通りである。

①各変動因子の評価に用いた試験体における、それぞれの変動因

子の平均値 $c\bar{\sigma}_B$ 、 $\bar{\sigma}_o$ 、 \bar{R} を求める。

②上記①で求めた $c\bar{\sigma}_B$ 、 $\bar{\sigma}_o$ 、 \bar{R} を各回帰式にそれぞれ代入し、各変動因子における σ_{cs} の平均値 $c\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $N\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $R\bar{\sigma}_{cs}$ を算出する。

③最後に各回帰式を $c\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $N\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $R\bar{\sigma}_{cs}$ で除すことで各補正係数が導かれる。

上記の手順で導かれた $c\bar{\sigma}_B$ 、 $\bar{\sigma}_o$ 、 \bar{R} を表 3 に示し、 $c\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $N\bar{\sigma}_{cs}$ 、 $R\bar{\sigma}_{cs}$ を図 15 に示す。更に、各補正係数 C_C 、 C_N 、 C_R は次式で表される。

$$C_C = \frac{c\bar{\sigma}_{cs}}{c\bar{\sigma}_B} = \frac{0.552c\sigma_B + 44.2}{56.0} \quad (7)$$

$$C_N = \frac{N\bar{\sigma}_{cs}}{N\bar{\sigma}_o} = \frac{39.1\sigma_o + 34.8}{71.9} \quad (8)$$

$$C_R = \frac{R\bar{\sigma}_{cs}}{R\bar{\sigma}_o} = \frac{-1.32R + 123}{56.0} \quad (9)$$

また、式(5)を変換した次式により各試験体において、各補正係数を考慮した時のせん断方向の支圧応力度 $sp\bar{\sigma}_{cs}$ を算出し、表 3 に示す。

$$sp\bar{\sigma}_{cs} = \frac{\sigma_{cs}}{C_C \cdot C_N \cdot C_R} \quad (10)$$

ここに左下付きの sp は試験体 No. である。

上式より求められた $sp\bar{\sigma}_{cs}$ の平均値は 75.3 N/mm² である。前述した各補正係数の導出方法の特性から、 $sp\bar{\sigma}_{cs}$ の平均値が基準支圧応力度 $\bar{\sigma}_{cs}$ となる。

6. シアオフ破壊時のせん断耐力

シアオフ破壊は、グラウトのせん断強度に大きく依存すると考えられる。そこでグラウト自体のせん断強度を把握するため、小阪らが行った、コンクリートの 2 面せん断試験¹³⁾と同様の試験をグラウトを用いて実施した。本章では、この 2 面せん断試験の結果を考慮し、シアオフ破壊時のせん断耐力の評価方法を検討する。また、混合破壊は破壊状況より、ここではシアオフ破壊と同じ評価方法を用いる。

6.1 グラウトの 2 面せん断試験

表 4 に 2 面せん断試験に用いたグラウト圧縮強度 σ_{GB} を示す。試験体 TA と試験体 TB は、異なる日にグラウトを打設し、打設したグラウトはプレミックスタイプであり、3.3 節で述べた調合と同様とした。また、養生期間は試験体 TA1~5 および TB1~5 を 3 週間程度、TA6~10 を 5 週間程度とし、試験体数量は各 5 体である。

図 16 に試験体形状を示す。試験体の高さ h および幅 w は、両者共に 50 mm とし、直径 52 mm の円柱状シアキーと同程度になるよ

表 5 tQ_{max} および τ

No.	tQ_{max} (kN)	τ (N/mm ²)	τ / σ_B
TA1	70.9	13.7	0.28
TA2	65.9	12.5	0.25
TA3	73.4	14.2	0.29
TA4	66.4	12.9	0.26
TA5	72.6	13.9	0.28
平均値		13.4	0.27
標準偏差		0.82	0.02

No.	tQ_{max} (kN)	τ (N/mm ²)	τ / σ_B
TA6	86.3	16.7	0.25
TA7	84.6	16.5	0.25
TA8	84.6	16.4	0.25
TA9	86.7	16.6	0.25
TA10	80.0	15.5	0.24
平均値		16.3	0.25
標準偏差		0.72	0.01

No.	tQ_{max} (kN)	τ (N/mm ²)	τ / σ_B
TB1	62.6	12.2	0.25
TB2	68.0	13.0	0.27
TB3	69.3	13.1	0.27
TB4	63.4	12.1	0.25
TB5	74.2	14.1	0.29
平均値		12.9	0.26
標準偏差		0.49	0.01

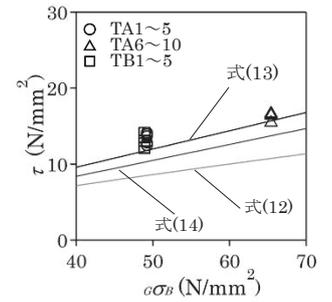


図 18 τ と σ_B の関係

うにした。加力方法を図 17 に示す。試験体上部中央には、1 辺 50mm の正方形、厚さ 9mm の鋼板（以下、載荷板と称する）を配置し、試験体底部には、長さ 74mm、幅 50mm、厚さ 9mm の鋼板（以下、反力板と称する）を配置した。また、載荷板と反力板の縁を試験体の長さ方向に対し、ほぼ同じ位置とした。加力方法については、同図に示すように耐圧試験機により載荷板を加力し、一方荷重漸増載荷とした。

表 5 に最大せん断荷重 tQ_{max} および tQ_{max} 時の平均せん断応力度 τ を示す。ここで τ は下式により算定し、 w および h は実測値とする。

$$\tau = \frac{tQ_{max}}{2w \cdot h} \quad (11)$$

小阪ら¹³⁾は、普通コンクリートの直接せん断強度を近似的に次式で提案している。ただし、コンクリートの圧縮強度 F_c の適用範囲は 50N/mm² 程度までであるため、本試験におけるグラウトの圧縮強度は、この適用範囲から外れている。

$$F_s = 0.53F_c^{0.82} \quad (12)$$

ここに F_s は直接せん断強度(kgf/cm²)（本論文で示す τ ）、 F_c はコンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)（本論文で示す σ_B ）である。加えて 2 面せん断試験の結果を、シアオフ破壊時の円柱状シアキーのせん断耐力に反映することを鑑みて、PCa 構造の鉛直接合部実験に用いられる矩形のシアキーの式を二つ適用する。一つ目として阿久津ら¹⁴⁾は、次式に示すせん断応力度と圧縮応力度の関係を導いている。

$$\tau = 0.24F_c + 0.68\sigma \quad (13)$$

ここに τ はコッター（シアキー）のせん断応力度(kgf/cm²)、 σ は圧縮応力度(kgf/cm²)（本論文で示す σ_0 ）である。

更に大淵ら¹⁵⁾は、破壊形状がシアオフ破壊であるせん断型シヤーキー（シアキー）のせん断耐力を次式で示している。

$$Q_{kmax} = 0.21 \cdot A_c \cdot \sigma_B \quad (14)$$

ここに Q_{kmax} はせん断型シヤーキーの破壊時耐力(kgf)、 A_c はせん断面積、 σ_B はコンクリート圧縮強度(kgf/cm²)（本論文で示す σ_B ）である。

図 18 に τ と σ_B の関係を示し、本試験結果の τ と直接せん断試験の提案式である式(12)およびシアオフ破壊時のせん断耐力の提案式である式(13)、(14)によって算出される値を比較する。ここに同図に示す式(13)の直線の τ は $\sigma=0$ N/mm² とし、式(14)の直線の τ は、 $0.21 \sigma_B$ とする。更に文献 16)からも普通コンクリートの直接せん断強度は圧縮強度の 1/4.5~1/6 (0.17~0.22) 程度であると記述されている。これらを整理すると表 5 より本試験の τ / σ_B は 0.25 程度であることや、結果的に本試験の τ が式(13)が最も近い値を示したことから、直接せん断試験の結果とシアオフ破壊時のせん断耐力は、関係性があると言える。

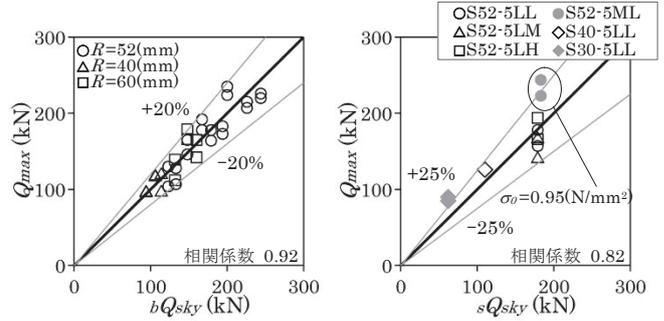


図 19 支圧破壊時の実験値と計算値の比較

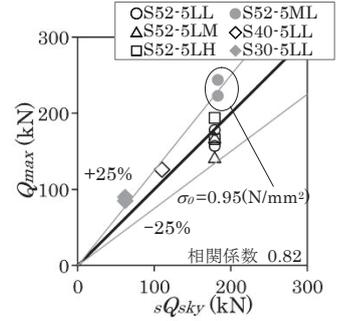


図 20 シアオフ破壊時の実験値と計算値の比較

6.2 シアオフ破壊時のせん断耐力の評価方法

円柱状シアキーのシアオフ破壊時のせん断耐力 sQ_{sky} は、オリジナルの提案式がシアオフ耐力式であること、軸力項が反映されていること、並びに 2 面せん断試験の結果とも整合していることから、式(13)に円柱状シアキーの水平投影面積を乗じて算出することとした。次式に sQ_{sky} の算定式を示す。

$$sQ_{sky} = \tau \cdot \Sigma A = (0.24 \sigma_B + 0.68 \sigma_0) \Sigma A \quad (15)$$

ここに ΣA は配置された円柱状シアキー全数の水平投影面積の合計である。

ここで式(13)に用いられている σ は、接合筋に作用する引張力が接合面に圧縮力として作用すると見なされており、阿久津らの実験で得られている σ は約 2~6N/mm² である¹⁴⁾。更に中野らの実験における σ_0 は、1.48~7.41 N/mm² である¹²⁾。これらに対し、本論文で設定した σ_0 は 0.48~1.43N/mm² であり、小さ目の値である。したがって本実験において、 σ_0 が sQ_{sky} へ与える影響は既往の研究よりも小さく、せん断耐力の評価としては安全側になると判断される。

7. 提案耐力式の妥当性と設計手法

7.1 実験値と計算値の比較

図 19 に支圧破壊時の実験値 Q_{max} と計算値 bQ_{sky} の比較を示す。5 章で構築した提案式により、本実験で得られた Q_{max} を $\pm 20\%$ の範囲で推定でき、相関係数は 0.92 であった。これは個別の変動因子毎に整理する上では、傾向が異なったり、ばらつきが大きかったりするものの、全ての因子を網羅的にとらえて整理することで、適切に Q_{max} を推定できたことを意味する。また、 Q_{max} / bQ_{sky} の最小値は 0.802 であった。

続いてシアオフ破壊について検討する。図 20 にシアオフ破壊時の実験値 Q_{max} と計算値 sQ_{sky} の比較を示す。同図を見ると、 $R=30$ mm、

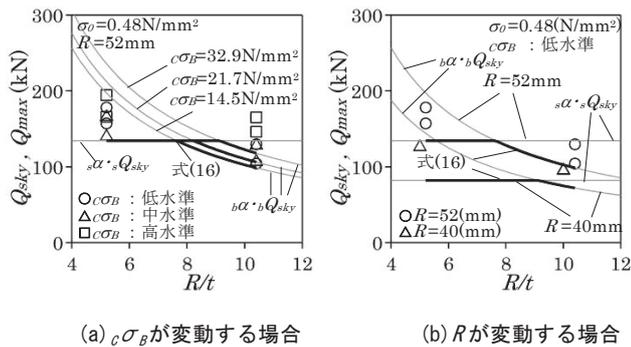


図 21 破壊形式を考慮した $R/t - Q_{sky}, Q_{max}$ 関係

40mm および $\sigma_0 = 0.95 \text{ N/mm}^2$ とした試験体においては、計算値が実験値に対し小さい評価であり、特に $R = 30 \text{ mm}$ と $\sigma_0 = 0.95 \text{ N/mm}^2$ については、+25%を超えている。このことから σ_0 は小さい値を用いており、十分な安全を有した結果となっていることがわかる。しかし、支圧破壊時における相関係数と比較すると、ばらつきが多少みられるものの、シアオフ破壊時の相関係数は 0.82 であった。また、 Q_{max}/sQ_{sky} の最小値は 0.779 であった。

7.2 円柱状シアキーの設計せん断耐力

設計で用いる際は、十分安全側になるように耐力を評価する必要があることから、設計せん断耐力 Q_{sky} の算出においては、次式に示すように bQ_{sky}, sQ_{sky} それぞれの実験結果の下限を抑えるような低減係数 $b\alpha, s\alpha$ を考慮する。

$$Q_{sky} = \min(b\alpha \cdot Q_{sky}, s\alpha \cdot Q_{sky}) \quad (16)$$

ここに図 19 から $b\alpha = 0.8$ 、図 20 から $s\alpha = 0.75$ とする。

図 21 に破壊形式を考慮した $R/t - Q_{sky}, Q_{max}$ 関係を示す。同図に示すように、設計値として安全側に評価されていることがわかる。ただし、 R を小さくし、 σ_0 を大きく設定した場合、実験における破壊形式が支圧破壊であったにも関わらず、 Q_{sky} はシアオフ破壊による値で決定される事象が存在する。この理由として、7.1 節で述べた通り、支圧破壊に比べシアオフ破壊の方が耐力評価において相関係数が小さいことが指摘される。換言すれば、式(15)を円柱状シアキーに限定した評価式とし、 σ_0 の係数の見直しや R による影響を考慮することで、更に評価式としての精度が向上すると思われる。ただし、同じ試験体の中に配置されている円柱状シアキーにおいても、異なる破壊形式が見られたが、安全側に評価する上では、本論文で提案した設計手法に大きな問題はなく、適切に設計で使用可能であると判断できる。

8. 結論

著者らは、チップングに代わる新たな接合方法として、個々の凹凸形状を均等化することでせん断耐力の評価が可能となる円柱状シアキーを提案し、基本的な構造性能を検証した。この検証に基づき、本論文では円柱状シアキーの破壊形式に応じて、既存部コンクリートの支圧破壊時のせん断耐力式および補強部グラウトのシアオフ破壊時のせん断耐力式を提案した。本提案式の適用範囲は、 $10.3 \leq c\sigma_B \leq 32.9 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $5 \leq R/t \leq 10$ 、 $30 \leq R \leq 60 \text{ (mm)}$ 、 $0.48 \leq \sigma_0 \leq 1.43 \text{ (N/mm}^2)$ 、ピッチが 150mm 程度、ゲージが 85mm 程度である。以下に本論文で得られた知見を列記する。

- 1) 円柱状シアキーの破壊形式は幅高比 $R/t = 10$ とした場合、既存コンクリート部の支圧破壊となり、 $R/t = 5$ とした場合、グラウトのシアオフ破壊もしくは両者の混合破壊となった。
- 2) 破壊形式が支圧破壊となった試験体の直接せん断実験の結果、既存部コンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ 、平均圧縮応力度 σ_0 が大きいほど、高い最大水平荷重 Q_{max} が得られた。また、同じ R/t の試験体を比較した場合、円柱状シアキーの直径 R が小さい方が Q_{max} 時の平均支圧応力度のせん断方向成分 σ_{cs} が大きかった。
- 3) $c\sigma_B$ 、 σ_0 、 R を考慮して、 bQ_{sky} の耐力式を構築した。この耐力式により、本実験で得られた Q_{max} を $\pm 20\%$ の範囲で推定できることを示した。
- 4) グラウトの 2 面せん断実験の結果を踏まえ、既往のプレキャストコンクリート構造のシアキーの提案式を適用して sQ_{sky} を評価でき、相関係数が 0.82 で推定できることを示した。なお、設計において接合面に作用する σ_0 が明らかでない場合は、危険側の評価とならないように σ_0 を十分に小さく設定することが必要である。
- 5) 上記の 3)、4)に関連して、円柱状シアキーの破壊形式毎にせん断耐力の耐力式を提案した上で、設計で使用することを意図して、支圧破壊時の低減係数 $b\alpha$ およびシアオフ破壊時の低減係数 $s\alpha$ を導入し、せん断耐力を十分安全側に評価できることを示した。

以上より、円柱状シアキーは従来のチップングによる目荒らしと比較して、形状の管理が容易であり、適切にせん断耐力の評価が可能であったことから耐震補強の促進に寄与できると考えられる。本論文では研究の端緒として、円柱状シアキーの基本的な性質を把握することを最大の目的とした単調荷重による検証実験を行い、円柱状シアキーの性質のみに焦点を当てたが、今後、適用範囲の拡大を図りつつ、正負交番繰り返し荷重による検証実験並びに接着系あと施工アンカーを併用した部材実験を実施する予定である。また接合部の設計では、接合面のずれ変形と耐力の関係を適切に評価することが、極めて重要な課題であり、著者らは、最終的には提案工法を用いた接合部の力学モデル、およびずれ変形を考慮した設計手法を開発したいと考えている。

参考文献

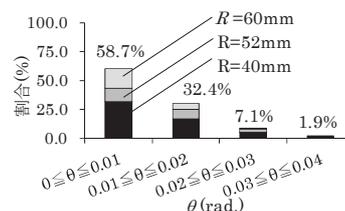
- 1) 日本建築防災協会：2001年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 2) 日本建築防災協会：2009年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2009
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」, 2002
- 4) 建築保全センター：建築改修工事監理指針 平成 25 年版(下巻), 2013
- 5) 佐保紀一郎, 松崎育弘, 木村博, 高橋啓, 渡辺正人：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 5 破壊モードの分類, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.741-742, 1991.9
- 6) 香取慶一, 林静雄, 乗物丈巳：形状の違いと複数個配置されることがプレキャスト接合部のシアキーのせん断挙動におよぼす影響, 第 1 報 シアキーの形状と耐力および破壊性状との関係, -プレキャスト接合部のせん断挙動に関する研究-, 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.71-78, 1999.4
- 7) 望月重, 横谷栄次, 永坂具也：壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力 ダウエル効果および圧縮拘束力を考慮した場合, 日本建築学会構造系論文集, No.424, pp.11-22, 1991.6
- 8) 黒正清治：プレキャストコンクリート構造接合部耐力に関する研究, 打継ぎ部の形状と強度について, 日本建築学会論文報告集, 第 89 号(昭和 38 年度大会学術講演要旨集), p.141, 1963.9
- 9) 高瀬裕也, 阿部隆英, 板谷秀彦, 佐藤貴志, 尾中敦義, 久保田雅春, 池田隆明：ディスク型シアキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水

平耐力の評価手法-鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.698, pp.507-515, 2014.4

- 10)六車照: 局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度, 日本建築学会論文報告集, 第103号, pp.183, 1964.10
- 11)山田稔, 河村廣, 中本和夫: 直応力と直接せん断応力をうけるコンクリートの破壊条件に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.335-336, 1982.10
- 12)中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.151-158, 2001.12
- 13)小阪義夫, 谷川恭雄: コンクリートの直接せん断強度について, 日本建築学会東海支部研究報告, pp.9-12, 1969.11
- 14)阿久津好太, 松崎育弘, 福山洋, 木村博, 高橋啓, 今道律子: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その4 変形を考慮したせん断伝達機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.565-566, 1990.10
- 15)大淵英夫, 鈴木基晴, 南尚吾, 中野克彦, 松崎育弘: ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.491, pp.97-104, 1997.1
- 16)福島正人, 大場新太郎, 和田勉: 鉄筋コンクリート構造, 森北出版株式会社, 第6版, 2004

注

注 1)円柱状シヤキーの底面における水平度について: 円柱状シヤキーの底面の水平度を計測した。そこで円柱状シヤキーの底面における傾き角度 θ の頻度分布を注図1に示す。過半数の θ が0.01rad.以下である結果が得られた。



注図1 円柱状シヤキーの底面における傾き角度 θ の頻度分布

DEVELOPMENT AND EQUATION FOR SHEAR STRENGTH OF CYLINDRICAL SHEAR-KEY APPLIED SEISMIC RETROFITTED JOINT OF CONCRETE STRUCTURE

Study on indirect joints with cylindrical shear-key

Takahide ABE^{*1}, *Takeshi HIWATASHI*^{*2}, *Masaharu KUBOTA*^{*3},
Yuya TAKASE^{*4} and *Keiichi KATORI*^{*5}

^{*1} Chief, Researcher, Research Institute of Technology, TOBISHIMA Corporation

^{*2} Senior Researcher, Research and Development Center, TOA Corporation, Dr. Eng.

^{*3} Manager, Researcher, Research Institute of Technology, TOBISHIMA Corporation

^{*4} Assoc. Prof., College of Environmental Technology, Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*5} Prof., Dept. of Architecture, Fac. of Sci. & Eng., Toyo University, Dr. Eng.

Existing poorly earthquake-resistant buildings with seismic performance failing to meet the present seismic codes have recently been retrofitted using various methods including the use of steel braces or seismic response control devices. In order to improve the seismic performance of existing buildings with low earthquake resistance using retrofitting members, it is important to ensure the integration of the retrofitting member and existing frame. To that end, the surface of the frame is generally chipped using an electric chipping hammer, and integration is realized by grouting mortar, using adhesive anchors on the existing frame side and stud bolts on the retrofitting member side. Chipping, however, involves considerable noise and vibration and produces dust. The method is not fit for construction while the building is in service. The concavo-convex shape varies depending on the construction worker. Quantitative strength evaluation is therefore considered difficult.

The authors developed a new joining method (referred to as cylindrical shear-key below) by which a shear-key is made by creating a cylindrical depression in the existing frame using a core drill, and filling the depression with grouting mortar or concrete in the newly created section. The method is expected to maintain a uniform shape regardless of the skill of the construction engineer and to reduce the noise, vibration and dust during construction. In this study, direct shear testing was conducted to grasp the fundamental performance of the cylindrical shear-key. Variable factors in the tests were the diameter of the cylindrical shear-key R , width-height ratio of the cylindrical shear-key R/t , compressive strength of concrete in existing section $c\sigma_B$ and mean compressive stress σ_0 . The diameter of the cylindrical shear-key was set at approximately 50mm the standard considering the width of an ordinary indirect joint and the pitch of dowel anchor. R was set to 30mm from 60mm, R/t was set at 5 and 10, $c\sigma_B$ to 10.3N/mm² from 32.9N/mm² and σ_0 to 0.48N/mm² from 1.43N/mm². As a result of the test, it was found that the average bearing stress of the time of the maximum strength of the cylindrical shear-key σ_{cs} was larger when $c\sigma_B$ and σ_0 were larger and R was lower. Three failure modes were confirmed: bearing failure of existing concrete, shear failure at the bottom of shear-key (hereinafter referred to as shear-off failure) and composite failure of both. Shear-off failure was when $R/t=5$, and bearing failure was likely to occur when R/t was higher.

In this study, an equation was proposed for evaluating the strength of cylindrical shear-key based on the test results. The authors tried to evaluate the maximum strength using an equation every failure mode. The calculated strength were compared with the test results. As a result, it was shown in bearing failure mode of the specimens that the equation could reproduce test results accurately with a precision of plus or minus 20% or less, and shear-off failure mode of the specimens that the equation could reproduce safety to the test results by considering minus 25%.

Judging from the above discussions, the cylindrical shear-key, unlike chipping, could enable the evaluation of shear strength. The joining method is friendly to the environment and is therefore expected to make contributions to the promotion of seismic retrofit. Additionally, it is important for designing to control the shear displacement of joint surface. This study focused on the evaluation of the maximum strength of cylindrical shear-key. In the future, the authors will develop a mechanical model of joint surface using both cylindrical shear-key and anchor, and construct a design method considering the shear displacement.

(2016年10月10日原稿受理, 2017年3月2日採用決定)