

低振動・低騒音型の目荒らしの開発

Development of Concrete Surface Roughening Method Having Minimal Vibration and Noise.

阿部 隆 英*¹
Takahide Abe

久保田 雅 春*¹
Masaharu Kubota

【要旨】

既存コンクリート構造物の耐震補強では、既存躯体と補強部材の一体性を高めるため、躯体面が目荒らしが必要とされる。この凹凸形状は施工技術により大きな差が出るため、定量的な耐力評価は困難である。このような背景から著者らは、ブラストキーと称する新たな接合面の施工技術を開発した。ブラストキーは、躯体面に湿式コアドリルで円柱形状のコアをあけ、そこにグラウトやコンクリートが充填され、シアキーとしてせん断力に抵抗させる。また、凹部を同一形状で施工できるため、定量的な耐力評価を期待できる。これにより、同一の施工者の技量に依らず、形状を形成することができ、更に施工時の騒音、振動および粉塵を低減することが期待できる。

【キーワード】 間接接合部 目荒らし シアキー ブラストキー あと施工アンカー

1. はじめに

耐震性能が低く 1981 年以前に設計された建物で、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）を用いた補強等により耐震補強^{例えば 1)2)}されている。既存建物を補強部材により耐震性能を向上させるためには、補強部材と既存躯体が地震時に一体となって挙動することが必要である。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、チップングと記述する）を施工する。

チップングによる目荒らしは、その不規則な凹凸面の噛み合い効果により、接合部に作用するせん断力に対し抵抗すると言える。しかしながら、チップングによる目荒らしは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困難であると考えられる。既往の指針や基・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、目荒らしの面積や凹凸の深さの管理方法が確立されていない。

施工的な課題としてチップ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、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、チップ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、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、ブラストキーと呼称する）である。決まった形状の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同一の形状を形成できる。更に施工環境においても、振動、騒音および粉塵の発生は、チップングと比較して大きく低減できる。

ブラストキーは、前述の通り耐震補強の間接接合部に適用する。そのため、ブラストキーおよびあと施工アンカーそれぞれの基本的な構造性能を把握する接合部実験を実施した上で、最終的には間接接合部を模擬した実験を実施する。本論文では、これらの実験結果を踏まえてブラストキーを適用した場合の耐震補強のせん断力の評価式を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の分類は、アンカー筋のみの試験体を A シリーズ、ブラストキーのみの試験体を S シリーズ、アンカー筋とブラストキーを併用した試験体を AS シリーズ、何も配置しない試験体を N シリーズとした。

表-1 に試験体一覧を、図-1 に試験体形状を、図-2 にアンカー筋の仕様（先付鉄筋、あと施工アンカー）を示す。なお、先付鉄筋とは、定着板に鉄筋を溶接したアンカー筋を言う。試験体の変動因子は、表-1 に示す通りである。

表-1 試験体一覧

シリーズ	No.	アンカー筋		ブラストキー		σ_0 (N/mm ²)	σ_{CB} (N/mm ²)				
		仕様・Le	径 d_s	配列	R/t						
N	N1	—	—	—	—	0.48	14.5				
	N2	—	—	—	—		32.9				
S	S1	—	—	3列×2行 (ダブル)	5.2	0.48	14.5				
	S2						32.9				
	S3						0.95				
	S4						14.5				
	S5			10.4	0.48						
	S6			0.95							
	S7			2列×3行 (トリプル)	5.2		14.5				
	S8				10.4						
A	A1	先付 鉄筋 Le=7da	D13	—	—	0.48	14.5				
	A2							D16			
	A3							D19			
	A4	D13									
	A5	あと 施工 アンカー Le=7da	D16					0.95	14.5		
	A6									D19	
	A7									32.9	
	A8										14.5
AS	AS1			あと 施工 アンカー Le=12da	D16	3列×2行 (ダブル)	5.2			0.48	14.5
	AS2	あと 施工 アンカー Le=7da	10.4	0.95				14.5			
	AS3								トリプル		
	AS4					0.95					
	AS5	14.5									
	AS6		32.9								
	AS7	0.95		14.5							

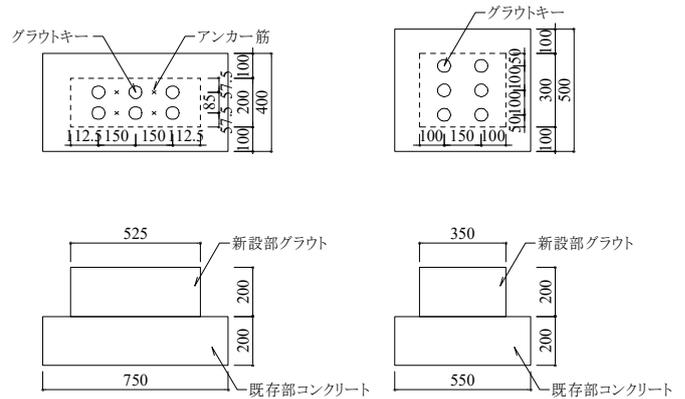
※1 σ_0 : 平均圧縮応力度, σ_{CB} : 既存部コンクリート圧縮強度
 R : ブラストキー直径, t : ブラストキー高さ, R/t : 幅高比
 Le : アンカー筋埋め込み深さ
 ※2 N・Aシリーズの試験体数は各1体, S・ASシリーズの試験体数は各2体とした。

変動因子とした平均圧縮応力度 σ_0 は、軸力を既存部と新設部の接する箇所(以下 接合面と言う。)の面積で除した値とする。また、内付け補強による耐震補強を行った既往の実験⁵⁾で、接合面の σ_0 は、概ね0.4N/mm²とされている。これより $\sigma_0=0.48$ N/mm²を基本とし、 σ_0 の影響を評価するため、倍の $\sigma_0=0.96$ N/mm²も実施した。

AシリーズおよびASシリーズのアンカー筋の配置は、本数を4本、ピッチを150mm、配列をダブルとした。ASシリーズとSシリーズのブラストキーの配置は、個数を6個、ピッチを150mm、配列をダブルもしくはトリプルとした。なお、ASシリーズのアンカー筋の配置は、隣り合うブラストキーの中間に配置した。試験体S7およびS8のサイズは、ブラストキーの配列をトリプルとしたため、接合面の形状を他の試験体と異なるが、接合面の面積は全試験体で同じとした。

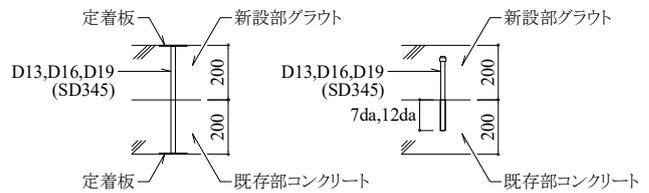
既存部コンクリート表面にグラウトを打設すると、コンクリートとグラウトは、両者の接着により引張やせん断に抵抗する。この接着を本論文では付着と称する。各試験体のブラストキー以外の箇所には、グリスを塗布することにより接合面に生じる付着や摩擦の影響を極力小さくした。

使用した材料は、既存部を普通コンクリートとし、新設部を無収縮グラウトとした。アンカー筋を先付鉄筋と



(a)S7・S8試験体以外 (b)S7・S8試験体

図-1 試験体形状



(a)先付鉄筋 (b)あと施工アンカー

図-2 アンカー筋の仕様

表-2 既存部コンクリートおよび新設部グラウトの材料特性

No.	既存部コンクリート		補強部グラウト	
	σ_{CB} (N/mm ²)	E_C (kN/mm ²)	σ_{CB} (N/mm ²)	E_G (kN/mm ²)
N1・A1~6・8 AS(1・2・4・5・7) S(1・3・4・6~8)	14.5	22.1	57.3	25.8
N2・A7 AS(3・6)・S(2・5)	32.9	27.2		

※ E_C : 既存部コンクリートヤング係数
 σ_{CB} : 新設部グラウト圧縮強度, E_G : 新設部グラウトヤング係数

表-3 アンカー筋の機械的性質

No.	鉄筋径 d_s	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^4$ N/mm ²)
A1	D13	391	564	1.84
A4	D16	378	562	1.84
A2	D19	388	570	1.80
A(5・7・8) AS1~7	D16	379	563	1.81
A(3・6)	D19	378	568	1.81

した試験体A1, A2, A3には先付鉄筋を配置し、既存部コンクリートを打設した後、新設部グラウトを打設した。また、アンカー筋をあと施工アンカーとした試験体A4~A8は、穿孔時とアンカー筋打設時の騒音、振動に配慮するため、湿式コアドリルで穿孔した。その後、平先寸切り形状のアンカー筋を注入式の接着系樹脂により定着させた。既存部コンクリートおよび新設部グラウトの材料特性を表-2示し、アンカー筋の機械的性質を表-3に示す。

2.2 加力方法

加力装置は、鉛直軸力制御用として最大荷重 200kN の動的アクチュエーターを使用し、水平加力用として最大荷重 500kN の油圧ジャッキを使用した。軸力は、一定の荷重制御とし、水平加力は片押しとした。図-3 に加力装置を示す。

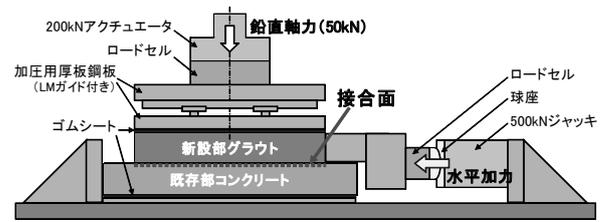


図-3 加力装置

荷重の計測は、水平荷重とした。また、水平変位の計測は接合面のずれを計測するために、補強部コンクリートから高感度変位計を新設部グラウトに対し、2箇所設置した。アンカー筋のひずみ量の計測位置は、接合面から既存部コンクリート側へ $0.5da$ (da : アンカー筋径), $2da$, $5da$, 新設部グラウト側へ $0.5da$, $2da$ とした。図-4 にアンカー筋のひずみ計測位置図を示す。計測したアンカー筋のひずみ量からアンカー筋に生じる弾性曲げモーメントおよび弾性軸応力を算定するため、ひずみ量の計測は各計測位置において、加力方向の手前側と奥側の2箇所とした。

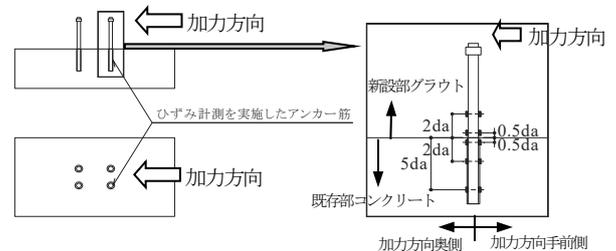


図-4 アンカー筋のひずみ計測位置図

3. 実験結果

3.1 N シリーズの実験結果

付着耐力時平均せん断応力度 τ_{max} は、既存部コンクリートの圧縮強度 c_{0B} が試験体 N1 と比較して高い試験体 N2 の方が小さい結果となった。 τ_{max} は、付着耐力時（ある計測点の水平変位（加力方向に配置した 2 点の水平変位の平均 δ_{max} ）から 1 つ前の計測点の水平変位を引いた値が負にならない最後の点）の水平荷重を接合面の面積で除した値とする。試験体 N1, N2 の τ_{max} の平均は、 0.235N/mm^2 であった。水平変位 2mm 程度時の平均せん断応力度 τ_{2mm} は、 τ_{max} より N シリーズの平均で水平荷重が 24% 低下する傾向が見られた。図-5 に平均せん断応力度 τ - 水平変位 δ 関係を示す。

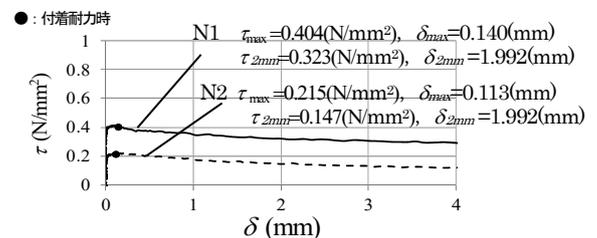


図-5 平均せん断応力度 τ - 水平変位関係 δ

表-4 Sシリーズの最終破壊形式の分類と個数

No.	破壊形式および個数			No.	破壊形式および個数		
	支圧破壊	混合破壊	シアオフ破壊		支圧破壊	混合破壊	シアオフ破壊
S1-1	3	1	2	S5-1	6	0	0
S1-2	0	5	1	S5-2	6	0	0
S2-1	0	0	6	S6-1	6	0	0
S2-2	0	0	6	S6-2	6	0	0
S3-1	0	6	0	S7-1	3	0	3
S3-2	0	6	0	S7-2	0	4	2
S4-1	6	0	0	S8-1	6	0	0
S4-2	6	0	0	S8-2	6	0	0

3.2 S シリーズの実験結果

表-4 に S シリーズの最終破壊形式の分類と個数を示す。既往の実験から形状が矩形のシアキーの幅高比が 5 を超えると支圧破壊型になることが知られている⁹⁾。 $R/t=10.4$ の試験体の破壊形式は、全て既存部コンクリートの支圧破壊となったが、 $R/t=5.2$ とした試験体の破壊形式は、シアオフ破壊⁷⁾もしくはシアオフ破壊と支圧破壊が共に生じる破壊（以下、混合破壊と記述する）となった。これは前述に示した既往の実験と類似する。

図-6 に最大水平荷重 Q_{max} - 最大荷重時水平変位の分布を示す。多くの試験体の最大水平荷重時水平変位は概ね $0.2 \sim 0.4\text{mm}$ に分布した。また、S シリーズの最大水平荷重時の水平変位の平均値は、 0.32mm であった。

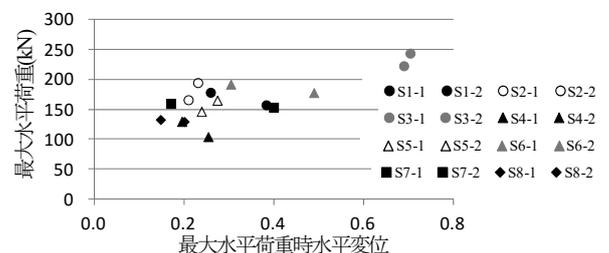


図-6 最大水平荷重 Q_{max} - 最大荷重時水平変位の分布

3.3 A シリーズの実験結果

図-7 に A シリーズの水平荷重 - 水平変位関係を示す。

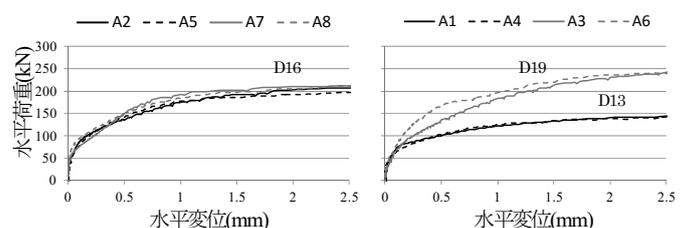


図-7 水平荷重 - 水平変位関係

$c\sigma_B$ を変動因子とした試験体 A5 と A7 を比較すると、試験体 A5 より $c\sigma_B$ が高い試験体 A7 の水平荷重は、水平変位 2mm 程度時で約 9% 大きい結果となった。また、 σ_0 を変動因子とした試験体 A5 と A8 試験体を比較すると、 σ_0 が大きい試験体 A8 の水平荷重は、水平変位 2mm 程度時で約 6% 大きい結果となった。なお、先付鉄筋とあと施工アンカーによる顕著な違いは見られなかった。

3.4 AS シリーズの実験結果

3.2 節では S シリーズの最大水平荷重時の水平変位の平均値が 0.32mm であったことを述べた。そのため本論文では、AS シリーズにおいてもブラストキーの最大耐力時の水平変位 0.32mm におけるせん断力を評価することを試みる。表-5 に AS シリーズにおける 0.32mm 時の水平荷重 $AS Q_{0.32mm}$ に対する sQ_{max} と A シリーズにおける 0.32mm 時の水平荷重 $A Q_{0.32mm}$ の単純累加の比を示す。 $sQ_{0.32mm}$ に対する sQ_{max} と $A Q_{0.32mm}$ の単純累加の比は 0.86 ~ 1.01 であったことから、アンカー筋とブラストキーを併用した接合部のせん断力の評価は、水平変位 0.32mm 時のダウエル効果によるアンカー筋の負担せん断力とブラストキーの支圧耐力の累加として評価することとした。

4. せん断耐力式の構築

4.1 本実験に用いる付着耐力

付着力による平均せん断応力度は、接合面に接合材料として 5~20mm のモルタルを用い、軸圧縮力をパラメータとした既往の実験から、 σ_0 に比例して増加し、 $\sigma_0=0$ 時においても τ が生じる結果を得ている⁸⁾。しかし、ここでは付着の力学モデルは、 $\sigma_0=0$ 時の $\tau=0$ とし、 τ は、 σ_0 に比例すると仮定した。付着の力学モデルは、水平荷重および水平変位共に N シリーズの実験値の平均値を用い、 τ_{max} 以降の荷重低下も考慮する。よって、 τ_{max} は式(1)で与えられ、水平変位 2mm 程度時の平均せん断応力度 τ_{2mm} は、式(2)で与えられる。図-8 に付着の力学モデルを示す。

$$\tau_{max} = (0.310/0.476)\sigma_0 = 0.651\sigma_0 \quad (1)$$

$$\tau_{2mm} = (0.235/0.476)\sigma_0 = 0.493\sigma_0 \quad (2)$$

表-5 AS $Q_{0.32mm}$ に対する sQ_{max} と $A Q_{0.32mm}$ の単純累加の比

変動因子	試験体 No.	AS $Q_{0.32mm}$ $sQ_{max}+AQ_{0.32mm}$ (kN)	AS $Q_{0.32mm}$ に対する $sQ_{max}+AQ_{0.32mm}$ の比	変動因子	試験体 No.	AS $Q_{0.32mm}$ $sQ_{max}+AQ_{0.32mm}$ (kN)	AS $Q_{0.32mm}$ に対する $sQ_{max}+AQ_{0.32mm}$ の比
σ_0	AS2	293	1.01	幅高比	AS2	293	1.01
	S1+A5	290			S1+A5	290	
	AS4	307			AS5	241	
	S3+A8	358	0.86		S4+A5	239	1.01
	AS2	241			AS3	288	
	S4+A5	239			S2+A7	298	
$c\sigma_B$	AS4	281	0.91		AS6	251	0.92
	S6+A8	310			S5+A7	274	
	AS2	293			AS4	307	
	S1+A5	290	S3+A8		358		
	AS3	288	AS7		281		
		S2+A7	298		0.97	S6+A8	310
		AS5	241				
		S4+A5	239				
			AS6	251			
			S5+A7	274			

4.2 ブラストキーによる支圧耐力

ブラストキーが外力を受けた時の既存部コンクリートの支圧応力場は、ブラストキーの形状が円柱であることから、扇形状に広がっていると仮定する。ブラストキーの中心から $\pi/4rad$ の範囲で平均して受圧すると考えると、受圧面積 A_{sky} は次式で与えられる。

$$A_{sky} = \pi \cdot R \cdot t / 4 \quad (3)$$

ブラストキーにより既存部コンクリートは、局部支圧を受けていると考えられる。コンクリートの支圧強度は、受圧面積が小さいほど大きくなる傾向がある⁹⁾。その支圧強度による $c\sigma_B$ の対する比を支圧強度比 K とすると、ブラストキーによる支圧耐力 Q_{sky} は、次式に示すように A_{sky} に $c\sigma_B$ と K を乗じた値として表せられる。

$$Q_{sky} = A_{sky} \cdot K \cdot c \sigma_B \cdot n_{sky} \quad (4)$$

ここに n_{sky} はブラストキーの配置個数である。

Q_{sky} は、付着による水平荷重を加味することから τ_{max} に接合面の面積を乗じた値である付着耐力 Q_{adh} を引いて用いる。各変動因子による支圧強度比の分布を図-9 に示し、式(4)より同定して求めた支圧強度比を表-6 に示す。なお、 K は次式により設定する。

$$K = K' \frac{K_1}{K'_1} \cdot \frac{K_2}{K'_2} \cdot \frac{K_3}{K'_3} \quad (5)$$

ここに K_1, K_2, K_3 は各変動因子 (右下付きの数値は変動因子を示し、1 は σ_0 , 2 は $c\sigma_B$, 3 は R/t とする) による支圧強度比、 K'_1, K'_2, K'_3 は各変動因子による支圧強度比の基準値、 K' は支圧強度比の基準値である。

式(5)において K'_1, K'_2, K'_3 を定めると、 $K_1/K'_1, K_2/K'_2, K_3/K'_3$ は、基準値に対する補正係数と捉えられる。なお、各変動因子による支圧強度比 K_1, K_2, K_3 は、各変動因子による支圧強度比の分布から図-9 に示す 1 次関数の最小二乗法を用いる。これらより、支圧強度の基準値である K' に各変動因子の補正係数を乗ずること

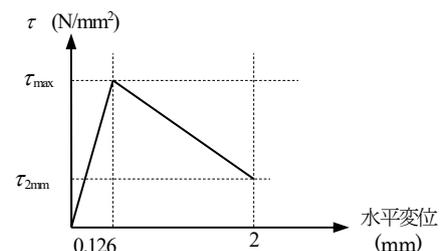


図-8 付着の力学モデル

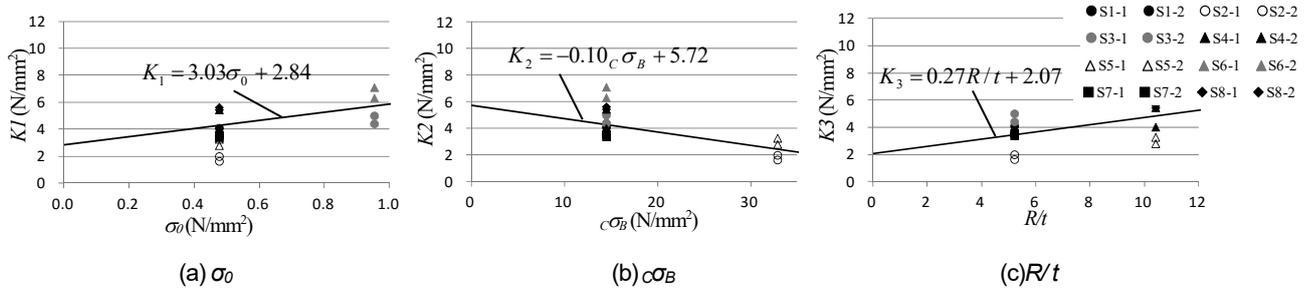


図-9 各変動因子による支圧強度比の分布

表-6 式(4)より同定して求めた支圧強度比

試験体No.	支圧強度比 K		試験体No.	支圧強度比 K	
	1	2		1	2
S1	4.10	3.81	S5	3.28	3.05
	3.51			2.82	
S2	2.01	1.83	S6	7.11	6.72
	1.65			6.32	
S3	5.02	4.72	S7	3.40	3.49
	4.42			3.58	
S4	5.47	3.78	S8	5.46	5.55
	4.03			5.65	

で \$K\$ が求まる。

\$K'\$, \$K_1'\$, \$K_2'\$, \$K_3'\$ は、実験による水平荷重から \$\tau_{max}\$ を引いた値を式(3)~(5)を用いて算出した各試験体の計算値で除した値が、1 に最も近くなった試験体 S6 の値とした。なお、\$K'\$ は、表-6 に示す試験体 S6 の支圧強度比の平均値 6.72 とする。

4.3 アンカー筋のダウエル効果による負担せん断耐力

A シリーズの実験によるせん断抵抗要素は、付着とダウエル効果によるものとする。

ダウエル効果は、次式に示す中野らによる提案式¹⁰⁾を用いて評価することとした。

$$q_a = 2E_s \cdot I_s \cdot i \beta^3 \cdot i \delta_{sd} \quad (6)$$

ここに \$i=c\$ の場合は既存側コンクリートを示し、\$i=G\$ の場合は新設側グラウトを示す。また、\$i\delta_{sd}\$ は水平変位、\$q_a\$ はアンカー筋 1 本あたりの負担せん断耐力、\$E_s\$ はアンカー筋のヤング係数、\$I_s\$ はアンカー筋の断面二次モーメント、\$\beta\$ は次式とする。

$$i\beta = \sqrt[4]{\frac{i k_c \cdot d_s}{4E_s \cdot I_s}} \quad (7)$$

ここに \$d_s\$ はアンカー筋の直径とする。

中野らはコンクリートの反力係数 \$k_c\$ を次式で与えており、式中の係数 \$i\alpha=55\$ としている。

$$i k_c = i \alpha \left(\frac{i E_c \cdot i \sigma_B}{E_s \cdot i \delta_{sd}} \right)^{3/4} \quad (8)$$

ここで \$c\delta_{sd}\$ と \$G\delta_{sd}\$ の関係は、既存部と新設部のアンカー筋の負担せん断力が同じとすると、式(6)~(8)より次式が導ける。なお、界面の水平変位 \$\delta_{sd}\$ は、\$c\delta_{sd}\$ と \$G\delta_{sd}\$ の合計である。

$$G \delta_{sd} = c \delta_{sd} \left(\frac{c \alpha}{G \alpha} \right)^{12/7} \left(\frac{c E_c \cdot c \sigma_B}{G E_c \cdot G \sigma_B} \right)^{9/7} \quad (9)$$

なお \$i\alpha\$ は、式(6)~(9)より次式が導かれる。

$$i \alpha = q_{a.exp.}^{4/3} \cdot i \delta_{sd}^{-7/12} \cdot 2^{2/3} \cdot E_s^{5/12} \cdot I_s^{-1/3} \cdot d_s^{-1} \cdot (E_c \cdot i \sigma_B)^{-3/4} \quad (10)$$

ここに、実験によるアンカー筋 1 本あたりのアンカー筋の負担せん断力 \$q_{a.exp.}\$ は、実験における水平変位 2mm までの最大水平荷重 \$2mm Q_{exp.}\$ を用いて次式で算定した値とする。

$$q_{a.exp.} = (2mm Q_{exp.} - Q_{adh}) / n_a \quad (11)$$

これらより、各試験体から求められた \$i\alpha\$ の平均値は 75 であり、\$i\alpha=75\$ とする。

4.4 アンカー筋とブラストキーを併用したせん断耐力

アンカー筋とブラストキーを併用した場合のせん断耐力 \$Q\$ は、次式に示すようにダウエル効果によるアンカー筋の負担せん断力 \$Q_a\$ と \$Q_{sky}\$ を累加して評価する。

$$Q = Q_a + Q_{sky} \quad (12)$$

\$Q_a\$ は、アンカー筋の最大モーメントが全塑性モーメントに達した時点の負担せん断力 \$Q_a\$ (\$i=c\$ の場合は既存側コンクリートを示し、\$i=G\$ の場合は新設側グラウトを示す) と、\$\delta_{sd}=0.32mm\$ におけるアンカー筋の負担せん断力 \$0.32mm Q_a\$ の最小値とした。次式に \$Q_a\$ の算定式を示す。

$$Q_a = \min(0.32mm Q_a, c Q_a, G Q_a) \quad (13)$$

$$i Q_a = \frac{M_p \cdot i \beta}{e^{-\pi/4} \sin(\pi/4)} n_a \quad (14)$$

ここに M_p はアンカー筋の全塑性モーメントであり、次式とする。

$$M_p = (1 - 0.46^2) \cdot \sigma_y \frac{d_s^3}{6} \quad (15)$$

5. 実験値と計算値の比較

5.1 Sシリーズ

S シリーズにおける実験値と計算値の比較を図-10に示す。S シリーズにおいて、(実験値) 最大水平荷重と(計算値) プラストキーの支圧耐力の比の平均値は1.004であり、標準偏差は0.106であった。

5.2 Aシリーズ

図-11に試験体A4~A6における荷重-変位曲線の実験値と計算値の比較を示す。荷重-変位曲線および曲げモーメント分布共に計算値と実験値は、よく対応した結果となった。

5.3 ASシリーズ

図-12に $\delta_d = 0.32\text{mm}$ における実験値と計算値の比較を示す。計算値は、実験値に対して80%以上となり、本報で示す評価式は安全側であると言える。

6. 結論

著者らはチッピングに代わる新たな目荒らしの方法として、凹部の形状が施工者の技量によらず同一形状に形成される工法、ブラストキー工法を提案してきた。更に本論文では、ブラストキーを適用した耐震補強のせん断力の評価式を提案した。

これらより著者らは、ブラストキーはの耐震改修に大きく寄与できると考えており、広く用いられることを望んでいる。今後も実験を重ねることでブラストキーの適用範囲を広げていきたいと考えている。

【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.

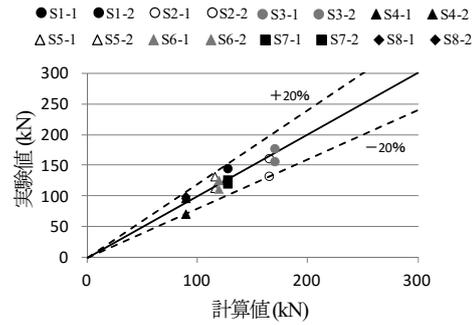
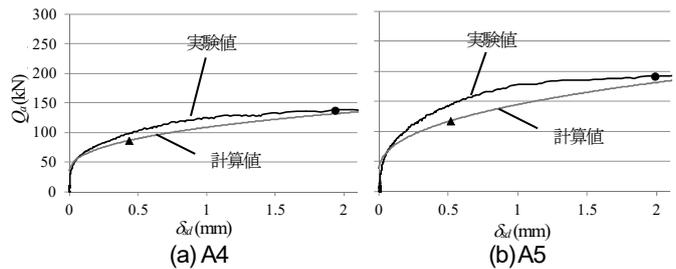
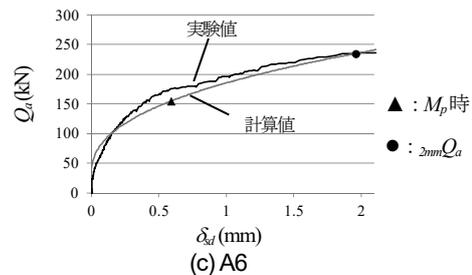


図-10 Sシリーズにおける実験値と計算値の比較



(a) A4

(b) A5



(c) A6

図-11 荷重-変位曲線の実験値と計算値の比較

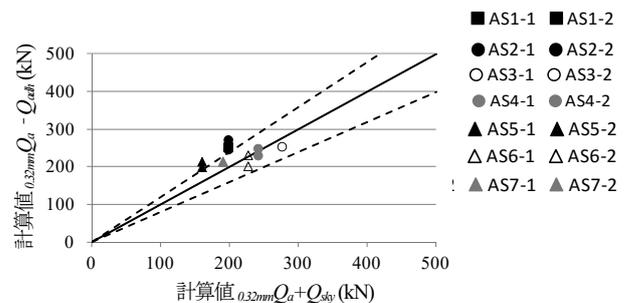


図-12 荷重-変位曲線の実験値と計算値の比較

- 5) 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：ディスク型シヤ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.
- 6) 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), pp.141, 1963.9.

- 7)佐俣紀一郎, 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.
- 8)黒田洋子, 飯塚正義: 軸圧縮を有するプレキャスト部材接合面の摩擦の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.445-446, 1997.9.
- 9)六車熙: 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.
- 10)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.

Summary 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 shrinkage-compensating grout, using adhesive dowel 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. Unevenness varies depending on the construction engineer. Quantitative strength evaluation is therefore considered difficult.

Then, 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 grout 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.

Key Words : *Indirect Joint, Concrete Surface Roughening, Shear-key, Post-installed Anchor*