

ウォータージェットによる耐震補強目粗し接合法「3Q-Joint[®]」

栗田 康平 増田 安彦

Development of Construction Joint with Roughness by Waterjet Technique for the Seismic Retrofitting Method : “3Q-Joint[®]”

Kohei Kurita Yasuhiko Masuda

Abstract

Consideration of the construction joint strength of concrete with a rough surface is usually omitted in structural design because no method is available for estimating the roughness of a manmade surface. The "3Q-Joint" method was developed to estimate the shear strength of uniform-quality joints of the old construction made by a water-jet. In this method, the shear strength is estimated from the surface roughness measured using a laser.

A shear transfer test was performed for estimating the shear strength of a rough surface made by water-jet. The tests parameters were the depth of the rough-surface, concrete strength, and the ratio of anchor. Furthermore, experiments were performed using retrofitted frame specimens with a brace and a shear wall installed by "3Q-Joint". The results of this study show that the shear strength can contribute to increasing the effect of a rough surface made by a water-jet.

概 要

耐震補強工法で用いられる既存部と増設部の接合面に施される目粗しは、従来は手作業で行い、粗度も管理できず、その効果を耐力に考慮しにくかった。そこでウォータージェットで均質な目粗し面を施工し、その目粗し面をレーザーで計測管理することで、接合面のせん断耐力に考慮する手法「3Q-Joint[®]」を開発した。

要素実験として、目粗し深さとコンクリート強度、あと施工アンカー量を実験変数とした純せん断実験を行い、目粗し効果を考慮した接合面のせん断耐力式を提案した。さらに架構実験として、同接合面を有する鉄骨外付けブレース工法、および内付け補強壁工法による一層一スパンの縮小試験体による実験を行い、その補強効果を確認した。これらの実験から、ウォータージェットで目粗しをした接合面のせん断耐力に、あと施工アンカーと併せて目粗しの凹凸効果を考慮できることを報告する。

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造の補強は、補強部材と既存躯体の接合面せん断耐力をあと施工アンカーのせん断力のみで伝達する設計が主流のため¹⁾、接合面に多大なアンカー筋を打設する必要がある。一方、Photo 1 に示すようなウォータージェット（以後WJと略記）で目粗しされた均質で良好な接合面では、接合面のせん断耐力に、アンカー筋の耐力と合わせて、目粗しの凹凸効果を定量的に考慮できる可能性がある。本報では、WJ目粗し接合面のせん断強度の定量化と、外付けおよび内付けの補強架構へ同接合面を適用した効果を報告する。

2. 目粗し面の純せん断実験

2.1 試験体の概要と目粗し状況

WJ目粗し接合面のせん断耐力を定量的に把握するために、接合面に対する純せん断実験を実施した。試験体の形状および配筋をFig. 1 に、試験体一覧をTable 1 に示す。試験面となるWJ目粗し接合面は長さ350×幅200 mmとした。同接合面は、コンクリート打設時は鉛直面とし、

試験面ではない既設部と新設部の接触面はウレタンシート (t=3 mm) で絶縁した。あと施工アンカーはカプセル型の接着系アンカーで、アンカー筋には異形棒鋼 D10(SD295A)を使用した。アンカー筋の呼び径(da)による既設部への有効埋込み深さは12da、新設部への定着長さは20daとし、新設部側端部にねじを設け六角ナットを固定した。実験因子は、既存部コンクリート強度 σ_B 、表面粗さK、アンカー筋比 P_a 、および粗骨材形状とし、試験体は16体である。既存部が $F_c=12 \text{ N/mm}^2$ の試験体を低強度試験体、 $F_c=24 \text{ N/mm}^2$ の試験体を普通強度試験体とした。表面粗さKは、凹凸の平均深さ（単位：mm）として表した。その深さは、目粗し前を0としてレーザー距離計



Photo 1 WJ目粗し状況
Condition of Concrete Joint
with Roughness by Waterjet Technique

を用いて計測した。凹凸の計測例と計測結果をFig. 2 に示す。表面粗さ $K=3(\text{mm})$ とは、表面付近の粗骨材を一樣に露出させた程度であり、その凹凸により最浅値の0mm程度から、最深値は10mm程度に達する。使用材料の特性をTable 2 に示す。

2.2 実験結果

せん断力-ずれ変位関係をNo.5試験体で代表してFig. 3 に、全試験体の実験結果をTable 3 に示す。各試験体とも、ずれ変位0.04~0.09 mm程度までは弾性的な挙動を示し、その後、接合面の固着を喪失して剛性が低下した。この時の耐力を固着耐力 (Fig. 3 中A点)と定義した。アンカー筋を配した試験体では、接合面の固着を喪失した後も緩やかに上がり続け最大耐力 (Fig. 3中B点)に達した後、急激に耐力が低下した。この時の耐力をかみ合い耐力と定義した。一旦低下した耐力 (Fig. 3中C点)は、ずれ変位5 mm付近から再び上昇し始め、25 mm付近のアンカー筋降伏による耐力を大変形時耐力 (Fig. 3中D点)と定義した。その後アンカー筋が破断した。アンカー筋を配した試験体の大変形時耐力は全て文献¹⁾による設計せん断強度を上回った。アンカー筋の無い試験体では固着の喪失後、急激に耐力が低下し、固着耐力が最大耐力となった。

Table 1 試験体一覧
Test Specimens and Parameters

試験体 No.	既存部 Fc	骨材	新設部 Fc	表面粗さ K [mm]	アンカー筋比 [%]
1	12	碎石 $G_{max}=20$	24	0	0.204
2				(無し)	0.408
3				0	0.204
4				2	0.408
5				0	0.204
6				3	0.204
7				0	0.408
8	24	玉砂利 $G_{max}=20$	24	0	0.204
9				(無し)	0.408
10				0	0.204
11				2	0.408
12				3	0.204
14				2	0.204
15				3	0.204
16	12	玉砂利 $G_{max}=20$	24	3	0.204

Table 2 材料特性一覧
Material Properties

1) コンクリート 単位: N/mm^2

部位	粗骨材	圧縮強度 σ_B	割裂強度 σ_t	ヤング係数 $E_c \times 10^3$
既存Fc12	碎石	14.0	1.36	23.0
	玉砂利	17.1	1.72	23.0
既設Fc24	碎石	24.9	2.39	32.0
新設Fc24	碎石	35.5	2.78	26.9

2) 鉄筋 単位: N/mm^2

鉄筋径	降伏強度 σ_y	引張強度 σ_u	ヤング係数 $E_s \times 10^3$
D10	385	578	189

2.3 かみ合い耐力の定量化

2.3.1 耐力とアンカー筋比、表面粗さとの関係

固着耐力 τ_{adh} とアンカー筋比 P_a の関係をFig. 4 に、表面粗さ K との関係をFig. 5 に示す。固着耐力 τ_{adh} とアンカー筋比 P_a の相関関係は不明確であるが、表面粗さ K との相関関係は認められた。かみ合い耐力 τ_{max} とアンカー筋比 P_a の関係をFig. 6 に、表面粗さ K との関係をFig. 7 に示す。かみ合い耐力 τ_{max} は、アンカー筋比 P_a 、表面粗さ K とも相関関係が認められた。

2.3.2 耐力推定式の構成

前節の実験結果から、かみ合い耐力 τ_{max} は、固着耐力 τ_{adh} 、表面粗さ K 、およびアンカー筋比 P_a から推定できると考え、これらの分布を模式的にFig. 8 中 $\tau_{max} - P_a$ 関係に仮定した。ここでかみ合い耐力 τ_{max} は、y軸切片が示すアンカー筋比 $P_a=0\%$ の固着耐力 τ_{adh} と、 τ_{adh} からアンカー筋の効果で上昇する強度分 $\alpha(K) \cdot P_a$ を累加した式(1)で表せる。アンカー筋による強度上昇分 $\alpha(K) \cdot P_a$ は、アンカー筋による接合面の押さえ込み力 F の影響と考えると、摩擦係数 μ を用いた式(2)で表せる。同式中の鉛直面応力 N をアンカー筋の引張力から $N=A_a \cdot \sigma_a$ (A_a : アンカー筋面積, σ_a : アンカー筋応力) とし、両辺を接合面の面積 A_0 で除してアンカー筋比

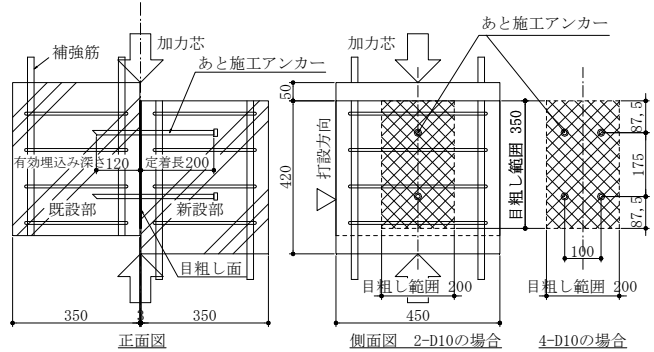


Fig. 1 試験体形状
Geometry of Test Specimen

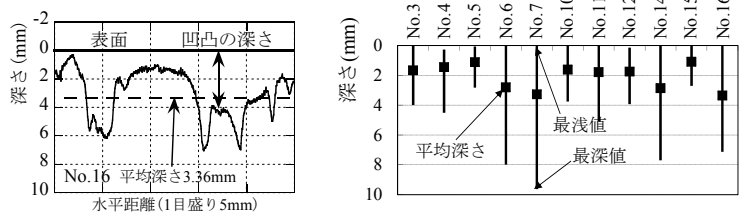


Fig. 2 目粗し深さ計測値
Depth of Roughness

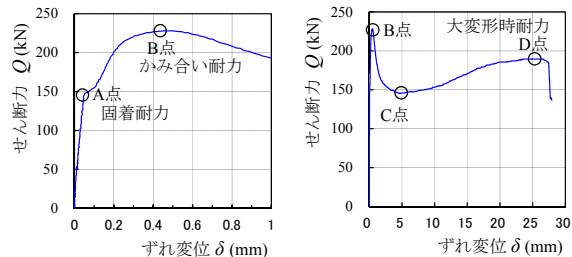


Fig. 3 せん断力-ずれ変位関係 (No.5試験体) と耐力の定義
Relationships between Shear Force and Displacement

P_a を含む式(3)とした。よって $\alpha(K) \cdot P_a$ は、摩擦係数 μ とアンカー筋応力 σ_a の積による影響係数 α とアンカー筋比 P_a で表せる。アンカー筋による影響係数 $\alpha(K)$ は、現状では摩擦係数 μ とアンカー筋応力 σ_a を理論的に求めるのは困難なので、Fig. 7 から表面粗さ K との関係で模式的にFig. 8 中 $\alpha-K$ 関係で仮定し、これを式(4)とした。また固着耐力 τ_{adh} は、Fig. 5 から表面粗さ K との関係でFig. 8 中 $\tau_{adh}-K$ 関係で仮定し、これを式(5)とした。

$$\tau_{\max}(P_a, K) = \alpha(K) \cdot P_a + \tau_{adh}(K) \quad (1)$$

$$\alpha(K) \cdot P_a \cdot A_0 = F = \mu \cdot N \quad (2)$$

$$F / A_0 = \mu \cdot (A_a \cdot \sigma_a) / A_0 = \mu \cdot \sigma_a \cdot P_a = \alpha(K) \cdot P_a \quad (3)$$

$$\alpha(K) = \beta_1 \cdot K + \alpha_0 \quad (4)$$

$$\tau_{adh}(K) = \beta_2 \cdot K + \tau_{adh0} \quad (5)$$

2.3.3 アンカー筋の影響係数 α かみ合い耐力 τ_{\max} とアンカー筋比 P_a との関係を、コンクリート強度 σ_B ごとにFig. 9 に示す。同図において、表面粗さ K のシリーズごとに最小二乗法で回帰した直線を求め、式(1)の影響係数 α を求めた。次にFig. 9 で求めた α と表面粗さ K との関

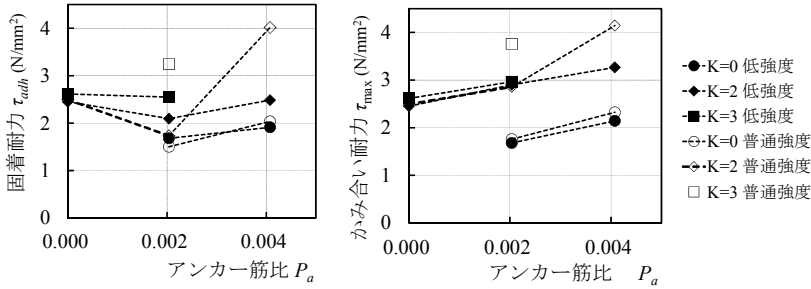
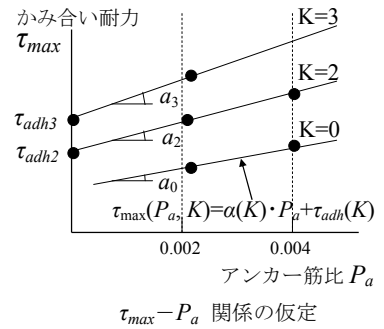


Fig. 4 固着耐力-アンカー筋比関係 Relationships between $\tau_{adh}-P_a$

Fig. 6 かみ合い耐力-アンカー筋比関係 Relationships between $\tau_{\max}-P_a$



$\tau_{\max}-P_a$ 関係の仮定

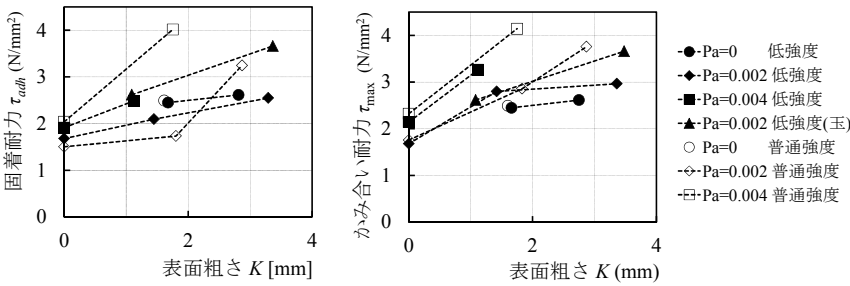
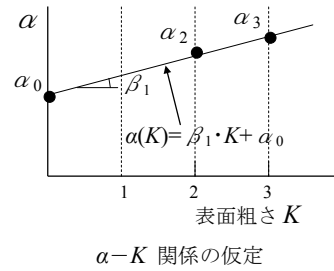
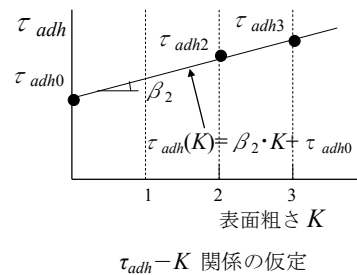


Fig. 5 固着耐力-表面粗さ関係 Relationships between $\tau_{adh}-K$

Fig. 7 かみ合い耐力-表面粗さ関係 Relationships between $\tau_{\max}-K$



$\alpha-K$ 関係の仮定



$\tau_{adh}-K$ 関係の仮定

Fig. 8 推定式導出時の仮定 Supposition of formula

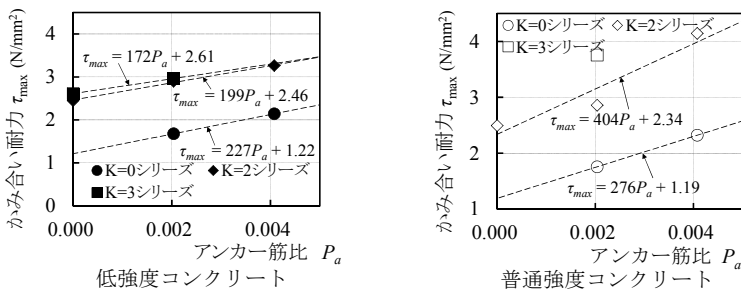


Fig. 9 $\tau_{\max}-P_a$ 関係 Relationships between $\tau_{\max}-P_a$

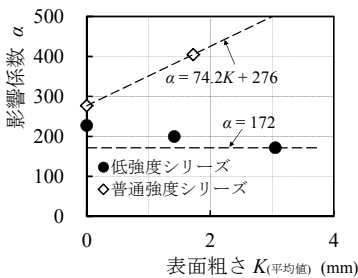


Fig. 10 $\alpha-K$ 関係 Relationships between $\alpha-K_{ave}$

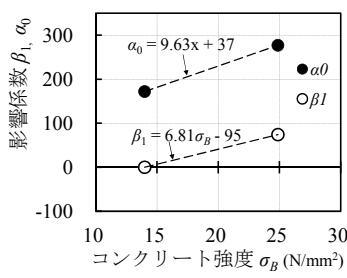


Fig. 11 β_1, α_0 -コンクリート強度関係 Relationships between $\beta_1, \alpha_0-\sigma_B$

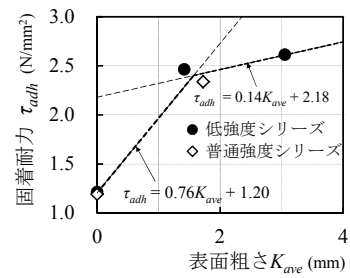


Fig. 12 $\tau_{adh}-K_{ave}$ 関係 Relationships between $\tau_{adh}-K_{ave}$

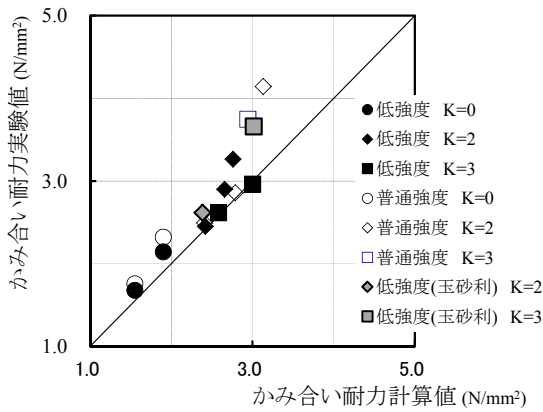


Fig. 13 かみ合い耐力の実験値—計算値関係
Comparison between Test and Calculation Results

係をFig. 10 に示す。ここで表面粗さ K は、同一コンクリート強度、同一表面粗さ K の試験体シリーズの平均で表す。同図において、コンクリート強度のシリーズごとに直線回帰して式(4)の β_1, α_0 を求めた。低強度シリーズは、表面粗さ K が大きくなると α が低下する傾向にあるがその程度は小さく、 $\sigma_B=14 \text{ N/mm}^2$ 程度の低強度では表面粗さ K の効果は無いと考えて $\beta_1=0$ とし、 α_0 は3データの最小値 $\alpha_0=172$ とした。次にFig. 10 で求めた影響係数 β_1 および α_0 とコンクリート強度 σ_B との関係をFig. 11 に示す。Fig. 11 において、 β_1, α_0 を直線回帰して、式(4)へのコンクリート強度 σ_B の影響を考慮した。以上から、アンカー筋による影響係数 α を、コンクリート強度 σ_B と表面粗さ K の関数で式(6)を導いた。

$$\alpha = (6.81 \cdot \sigma_B - 95) \cdot K + (9.63 \cdot \sigma_B + 37) \quad (6)$$

2.3.4 固着強度の推定式 アンカー筋の無い場合の耐力、すなわち固着耐力 τ_{adh} は、Fig. 9 中の各回帰直線式のy軸切片の値として、 $\tau_{adh} - K_{ave}$ 関係でFig. 12 に示す。図より、固着耐力 τ_{adh} は表面粗さ K との相関関係があるが、その性状を $K=0\sim 2$ 間と、 $K=2\sim 3$ 間のそれぞれで表すこととし、直線回帰して式(5)の β_2, τ_{adh0} を求め、いずれか低い値を選択する式(7)とした。

$$\tau_{adh} = \min[0.76 \cdot K + 1.20, 0.14 \cdot K + 2.18] \quad (7)$$

2.4 WJ目粗し接合面のかみ合い耐力推定式

以上から、単調荷重の純せん断を受けるWJ目粗し接合面のかみ合い耐力を次式とした。

$$\tau_{\max} = \{(6.81 \cdot \sigma_B - 95) \cdot K + (9.63 \cdot \sigma_B + 37)\} \cdot P_a + \tau_{adh} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (8)$$

$$\tau_{adh} = \min[0.76 \cdot K + 1.20, 0.14 \cdot K + 2.18] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9)$$

ただし本推定式の適用範囲は実験で確認した範囲とし、既存部のコンクリート強度は $\sigma_B=14\sim 25 \text{ N/mm}^2$ 、 25 N/mm^2 を超える場合は、 $\sigma_B=25 \text{ N/mm}^2$ とする。粗骨材の最大寸法は 20 mm とする。粗骨材形状の影響は小さく、考慮しないこととする。表面粗さ K は、 $0 \text{ mm} \leq K \leq 3.3 \text{ mm}$ とし、

3.3 mm を超える場合は、 $K=3.3 \text{ mm}$ とする。本手法で求めた目粗し接合面のせん断耐力の実験値と計算値を比較してFig. 13 に示す。両者の適合性はよく、実験値/計算値の全試験体の平均は 1.12 、変動係数は 8.6% となった。

3. 外付け鉄骨ブレース補強工法への適用

3.1 試験体概要

2章で検討したWJ目粗し接合面のせん断耐力推定式の補強架構への適用性を確認するため、外付けブレース補強による一層一スパン試験体の水平加力実験を実施した。試験体一覧をTable 3 に、試験体形状をFig. 14 に示す。

Table 3 試験体一覧
Test Specimens and Parameters

試験体名		WJo-12	WJo-10	WJo-08	WJo-06
フレーム	柱諸元	B220×D220×内法高900(mm) 目標強度15N/mm ² 主筋 12-D13 (pg=3.15%) 帯筋 D6@60(pw=0.48%)			
	梁諸元	B300×D400×内法長1480(mm) 主筋 6-D19(pt=1.45%), 筋筋D10@100(pw=0.48%)			
	柱軸力 表面粗さ	$\eta = N/(b \cdot D \cdot \sigma_B) = 0.15$ $K = 3(\text{mm})$			
接合面	あと施工アンカー	梁中央 2-D13@100	$P_a = 0.99\%$ 2-D13@125	$P_a = 0.77\%$ 2-D13@170	$P_a = 0.55\%$ 2-D13@250
	基準比*	0.7倍	0.6倍	0.5倍	0.3倍
架補強	鉄骨ブレース	左右につき4-D13 BH-100×100×6×6 (SM490)			
	鉄骨柱	BH-200×100×9×9 (SM400)			
	スタッド, 補強筋	3-φ13@80, □-D6@100			
	充填グラウト	無収縮モルタル 保証強度40N/mm ²			

*文獻²⁾の必要量に対する比

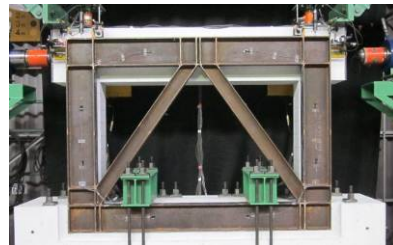


Photo 2 荷重装置
Loading System

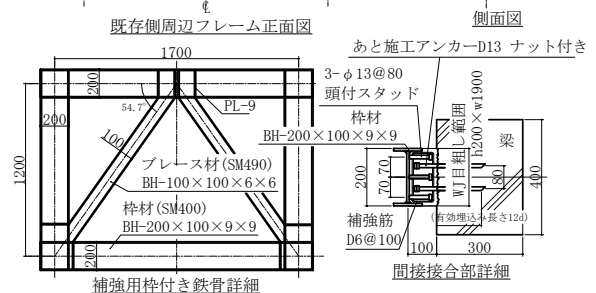
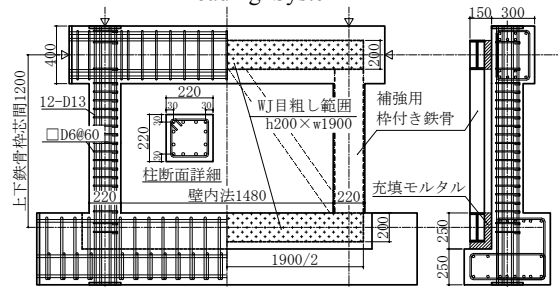


Fig. 14 試験体形状
Geometry of Test Specimen

す。試験体は、縮尺を約1/3、柱曲げ破壊型で計画した既設周辺フレームの側面に、枠付き鉄骨ブレースを、モルタル充填による間接接合法で直付けした。WJ目粗し接合は、間接接合法による試験体の上下の梁側面に、表面粗さ $K=3$ として設けた。鉄骨の上部水平枠の間接接合部の負担力を明確にするため、既設柱と鉛直枠は接合していない。そのため下部水平枠は、治具を用いて下部ベースに固定し、鉛直枠からの鉛直方向応力による上部水平枠の間接接合部の損傷を防止した。載荷状況をPhoto 2に示す。WJ目粗し面に設けるアンカー筋量は、文献²⁾で算定される試験体の鉄骨ブレースに必要な所定量を0.7倍、0.6倍、0.5倍、0.3倍に低減し、試験体は4体とした。Table 3中のアンカー筋比 P_a は、間接接合部の内、せん断

抵抗に有効とする中央部 $0.6L$ (L : 間接接合部全長=1900mm)におけるアンカー量を示す。試験体の表面粗さ K をTable 3に、使用材料の特性をTable 5に示す。

実験は、柱コンクリート強度 σ_B に対する $\eta=0.15$ 相当の柱軸力を導入し、試験体の柱頭部から油圧ジャッキによる圧縮力で水平力を加力した。加力履歴は、層間変形角 $R = \delta / h$ (δ : 加力高さの水平変位, h : 上下水平鉄骨枠の芯間距離1200mm), で求められる目標所定値 $R=1/500, 1/250, 1/100, 1/50, 1/33$ で各2サイクルずつ繰り返す正負交番加力とした。

3.2 実験結果

実験結果をTable 6に、水平力 Q 一部材角 R 関係をFig. 15に示す。WJo-12の間接接合部の初ひび割れは、 $R=1/250$ 直前に、WJ目粗し接合面の加力側端部付近に生じた。その後 $R=1/100$ で柱が曲げ降伏し、 $R=-1/100$ で加力軸方向にひび割れが間接接合部を横切るように進展した(Photo 3参照)。 $R=1/50$ 以後耐力は低下し、 $R=-1/33$ への載荷途中で、加力軸方向のひび割れがPhoto 3に示すように拡大して脆性的に破壊した。破壊モードは間接接合部の充填モルタルの割裂破壊であり、既設側のWJ目粗し接合面の大半にはモルタル片が付着していた。WJo-10の破壊性状は、WJo-12とほぼ同様であった。

Table 4 表面粗さK
Roughness K

試験体名	単位: mm			
	WJo-12	WJo-10	WJo-08	WJo-06
表面粗さK	3.70	3.23	3.74	2.82

Table 5 材料特性一覧
Material Properties

コンクリート	単位: N/mm ²		
	圧縮強度 σ_B	引張強度 σ_t	ヤング係数 $E_c \times 10^3$
柱梁	17.4	1.86	23.5
下部ベース	16.5	—	—
充填グラウト	90.4	—	—

鉄筋	単位: N/mm ²		
	降伏強度 σ_y	引張強度 σ_u	ヤング係数 $E_s \times 10^3$
柱梁			
下部ベース			
補強部分			
D13(柱主筋)	335	477	186
D19(梁主筋)	397	606	198
D10(帯筋)	340	488	186
PL-6(ブレース材)	412	563	211
PL-9(枠材)	287	444	201
D13(アンカー筋)	377	490	—

Table 6 実験結果と計算値の比較
Test and Calculation Results

試験体	単位: kN			
	WJo-12	WJo-10	WJo-08	WJo-06
最大耐力 Q_{max} (部材角 $R \times 10^{-3}$)	1232 (30.0)	1253 (20.0)	1276 (16.7)	1181 (15.0)
破壊モード	接合部充填モルタルのせん断破壊		充填モルタルの割裂破壊とWJ接合面ずれ破壊の複合型	
間接接合部せん断耐力 Q_j^{max}	1106	1127	1150	1055
ブレース耐力 BQ_u ($Q_{jmax}/計$)	748 (1.48)	748 (1.51)	748 (1.54)	748 (1.41)
アンカーせん断耐力 Q_a ($Q_{jmax}/計$)	502 (2.20)	411 (2.74)	320 (3.59)	228 (4.63)
モルタル割裂耐力 GQ_u ($Q_{jmax}/計$)	1192 (0.93)	1192 (0.95)	1192 (0.96)	1192 (0.89)
WJ接合面耐力 jQ_u ($Q_{jmax}/計$)	2359 (0.47)	2059 (0.55)	1908 (0.60)	1542 (0.68)
	$0.6 \cdot jQ_u$ ($Q_{jmax}/計$)	1415 (0.78)	1235 (0.91)	1145 (1.00)

$Q_j^{max} = Q_{max} - cQ$ cQ : 柱の曲げ耐力で、文献¹⁾による

BQ_u : ブレースで決まる耐力=(引張耐力+圧縮耐力) $\times \cos \theta$

Q_a : 文献²⁾に準じた $0.7 \times$ アンカー強度 $\times 0.6L$ 区間の本数

GQ_u : 充填モルタルのせん断で決まる耐力= $0.33\sqrt{\sigma_G} \times$ 間接接合部全面積

jQ_u : WJ目粗し面せん断耐力で、式(8) \times 間接接合部全面積

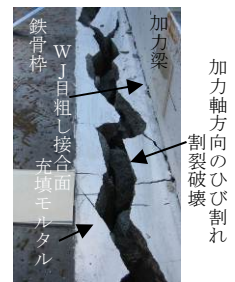
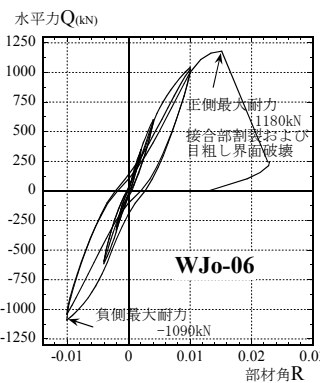
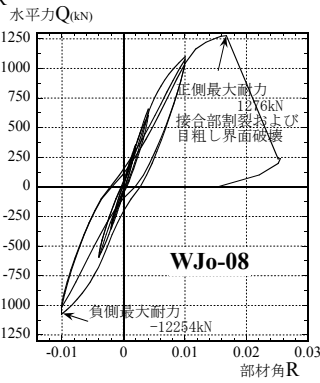
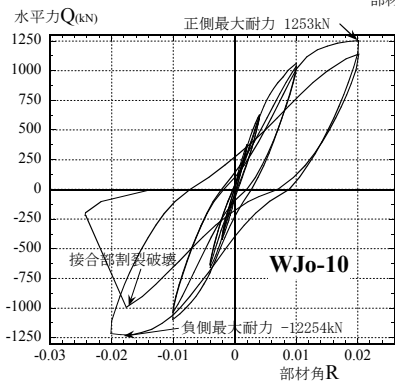
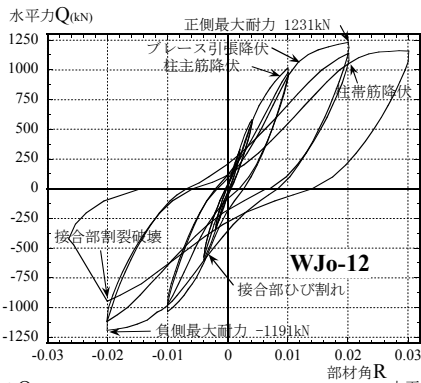


Photo 3 接合部の破壊状況
Failure State of Specimens

Fig. 15 水平力一部材角関係
Relationships between Shear Force and Deformation Angle

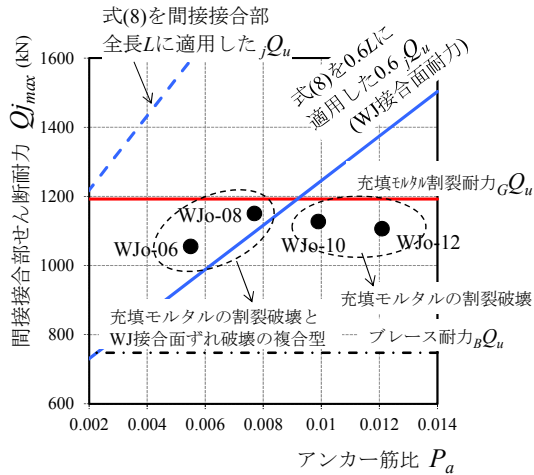


Fig. 16 実験値—計算値関係
Comparison between Test and Calculation Results

WJo-08のR=1/250での間接接合部のひび割れは、WJo-10よりも広範囲に生じた。最大耐力では、WJo-10よりも変形の小さなR=1/60付近で間接接合部が脆性的に破壊したが、WJ目粗し接合面に充填モルタルが付着したままの割裂破壊と、モルタルが剥がれたずれ破壊が複合していた。WJo-06は、WJo-08とほぼ同様であった。

試験体の耐力計算値をTable 6 に、その算定式を同Table の下に示す。式(8)に基づくWJ接合面耐力 jQ_u 、および充填モルタルの割裂耐力 cQ_u は、間接接合部全長 L を有効として計算した。同表より、WJ目粗しを施した間接接合部のせん断耐力 Q_{jmax} は、文献²⁾に基づく計算値 Q_a の2.2~4.6倍と大きな余裕度を有し、WJ目粗し接合の効果を確認できた。一方、充填モルタルの割裂耐力 cQ_u はWJ接合面耐力 jQ_u を下回り、破壊モードの主な要因となった。しかしWJo-08やWJo-06ではWJ目粗し接合面の一部にずれ破壊を含んでおり、WJ接合面耐力 jQ_u を十分に発揮していたとは考えにくい。よって、せん断応力のWJ目粗し接合面に対する偏心や繰り返し载荷による影響を考慮し、間接接合部全長において、せん断抵抗に有効なWJ目粗し接合面範囲の設定が必要と考えられる。

3.3 WJ目粗し接合面せん断耐力式の適用性

間接接合部のせん断力の実験値 Q_{jmax} と各種計算式を、アンカー筋比 P_a との関係でFig. 16 に示す。ここで式(8)に基づくWJ接合面耐力は、間接接合部全長 L を有効とした jQ_u と、文献²⁾に基づき中央部 $0.6L$ が接合面のせん断抵抗に有効とした $0.6 \cdot jQ_u$ を示す。WJ接合面耐力を $0.6 \cdot jQ_u$ と低減して算定した場合、アンカー筋が少なく変形能力に乏しかったWJo-06, WJo-08の最大耐力は、安全側の評価となり、WJ接合面のずれ破壊を推定できる。アンカー筋が多く変形能力にも富んだWJo-10, WJo-12の最大耐力は、充填モルタルの割裂耐力 cQ_u を下回るが、破壊モードの判定は適切になる。試験体の間接接合部せん断耐力計算値を、WJ目粗し接合面耐力 $0.6 \cdot jQ_u$ と充填モルタルの割裂耐力 cQ_u のいずれか小さい値として評価した場合、 $Q_{jmax}/$ 計算値=0.93~1.14となり、破壊モードの判定と合

わせて概ね良好に評価できた。

以上から、式(8)に基づくWJ接合面耐力 jQ_u を用いて外付けブレース補強の接合面耐力を適切に評価するには、せん断応力の偏心や繰り返しの影響を考慮し、WJ接合面耐力に考慮する有効長を適切に低減する必要がある。

4. 内付けRC補強壁工法への適用

4.1 試験体概要

次に、WJ目粗し接合を適用した内付け補強壁による一層一スパン試験体の水平加力実験を実施した。試験体一覧をTable 7 に、試験体の目粗し状況と配筋状況をPhoto 4 に、試験体形状をFig. 17 に示す。試験体は、縮尺を約1/3、柱せん断破壊型で計画した周辺フレームの内部に、在来工法による増設補強壁を構築した。WJ目粗し接合は、周辺フレームと増設壁との接合面に、表面粗さ $K=3$ として設けた。想定する破壊モードを、接合面のずれ破壊、

Table 7 試験体一覧
Test Specimens and Parameters

試験体名		WJi-06	WJi-03
フレ 周 辺 ム	柱諸元	B220×D220×内法高900(mm) 目標強度15N/mm ² 主筋10-D13($p_g=2.62\%$) 帯筋D6@150($p_w=0.19\%$)	
	梁諸元	B170×D280×内法長1480(mm) 主筋3-D16($p_t=1.40\%$), 助筋D5@120($p_w=0.21\%$)	
	柱軸力	$\eta=N/(b \cdot D \cdot \sigma_b)=0.125$	
接 合 面	表面粗さ	$K=3(\text{mm})$	
	あと施工アンカー	$P_a=0.59\%$ D10@120 (SD345) 有効長さ7da,カプセル式	$P_a=0.26\%$ D6@120 (SD345) 有効長さ7da,注入式
補 強 壁	コンクリート	上部100mmグラウト充填 保証強度40N/mm ² 下部800mmコンクリート打設 目標強度30N/mm ²	
	壁配筋	$t=100$, 縦横D6D10シングル@120($p_w=0.43\%$)	
	スパイラル筋	4φ-D70@40($p_w=0.63\%$)	



Photo 4 WJ目粗し状況
Condition of Concrete Joint with Roughness

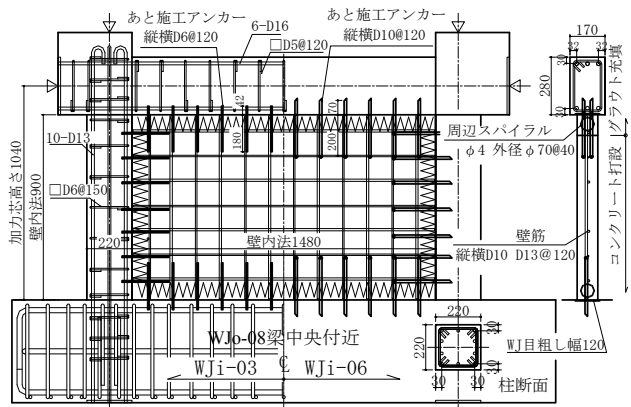


Fig. 17 試験体形状
Geometry of Test Specimen

および壁のせん断破壊とし、接合面に設けるアンカー筋比を実験因子とした試験体数を2体とした。試験体の表面粗さ K をTable 8 に、使用材料の特性をTable 9 に示す。

実験は、柱コンクリート強度 σ_B に対する $\eta=0.125$ 相当の柱軸力を導入し、試験体の柱頭から水平力を圧縮力で加力した。加力履歴は、層間変形角 $R = \delta/h$ (δ : 加力高さの水平変位, h : 下部ベース天端からの加力高さ 900mm) で求められる目標所定値 $R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/67, 1/50$ で各2サイクルずつ繰り返す正負交番加力とし、最後は $R=1/20$ 付近まで変形させた。

Table 8 表面粗さ K
Roughness K

試験体名	単位: mm	
	WJi-06	WJi-03
表面粗さ K	4.68	4.69

Table 9 材料特性一覧
Material Properties

単位: N/mm ²				
コンクリート	圧縮強度 σ_B	引張強度 σ_t	ヤング係数 $E_c \times 10^3$	
柱梁	18.6	1.89	19.5	
下部ベース	17.8	1.70	16.7	
補強壁	32.5	2.87	20.7	
壁上部グラウト	72.7	4.85	31.0	
鉄筋				
	降伏強度 σ_y	引張強度 σ_u	ヤング係数 $E_s \times 10^3$	
柱梁	D13(柱主筋)	372	551	197
	D16(梁主筋)	363	527	196
下部ベース	D6(帯筋)	371	540	195
	D5(肋筋)	405 ^{**}	533	188
補強部分	D10(壁筋, アンカー筋)	375	553	196
	D6(壁筋, アンカー筋)	371	540	195
	$\phi 4$ (スパイラル筋)	1339 ^{**}	1603	195

※0.2% オフセットによる降伏点。

4.2 実験結果

実験結果をTable 10 に、水平力 Q —部材角 R 関係をFig. 18 に、最終破壊状況をPhoto 5 示す。WJi-06では、壁の初せん断ひび割れは引張側壁脚部付近で $Q=180$ kNに、壁脚接合面の曲げひび割れは1/500で脚部全幅に生じた。1/170では壁の対角に渡る大きなせん断破壊が発生し、耐力が低下した。WJi-03でも、壁脚接合面の曲げひび割れは1/500では脚部全幅に生じたが、1/250ではせん断ひび割れが壁と引張側柱頭、および圧縮側柱脚で増加し、1/150を最大耐力として、壁脚部にずれ破壊が生じた。その後は圧縮側柱脚部でパンチングシア破壊が生じ、繰り返し加力とともにずれ変位が増大したが大きな荷重低下を示さず、1/20まで変形させて加力を終了した。破壊モードは、WJi-06は壁のせん断破壊、WJi-03は壁脚接合面

Table 10 実験結果一覧
Test Results

試験体		単位: kN			
		WJi-06		WJi-03	
実験値	最大耐力 Q_{max} (部材角 $R \times 10^{-3}$)	941 (5.78)	-799 (-4.00)	902 (6.00)	-874 (-6.67)
	破壊モード	壁せん断破壊		壁脚部接合面破壊	
計算値	一体壁せん断耐力 wQ_{su} ($Q_{max}/$ 計)	495 (1.90)		495 (1.82)	
	アンカーによる耐力 aQ_{su0} ($Q_{max}/$ 計)	483 (1.95)		357 (2.53)	
	WJ接合部耐力 Q_{juw0} ($Q_{max}/$ 計)	903 (1.04)		751 (1.20)	
	$0.5 \cdot Q_{ju}$ による Q_{juw0} ($Q_{max}/$ 計)	579 (1.63)		503 (1.79)	

wQ_{su} : 文献¹⁾に準じた一体壁せん断耐力

$aQ_{su0} = Q_{ja} + pQ_c + aQ_c$ Q_{ja} : 文献¹⁾に準じたアンカー強度 \times L区間の本数

$Q_{juw0} = jQ_u + pQ_c + aQ_c$ jQ_u : WJ目粗し面せん断耐力で、式(8) \times 水平接合部全面積

pQ_c, aQ_c : 文献¹⁾に準じた柱パンチングシア耐力, 柱耐力

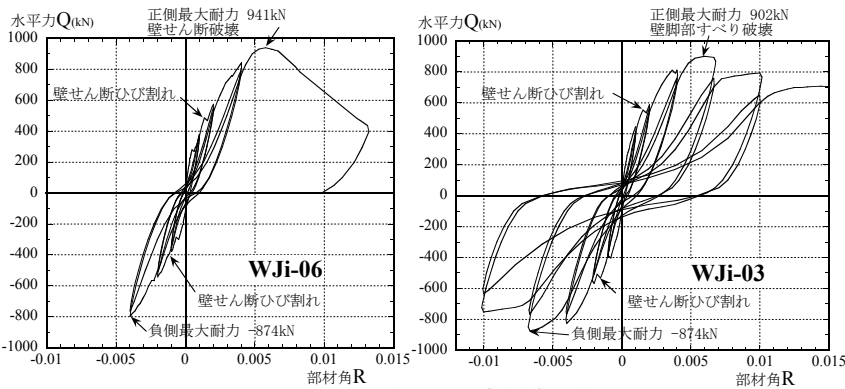


Fig. 18 水平力—部材角関係

Relationships between Shear Force and Deformation Angle

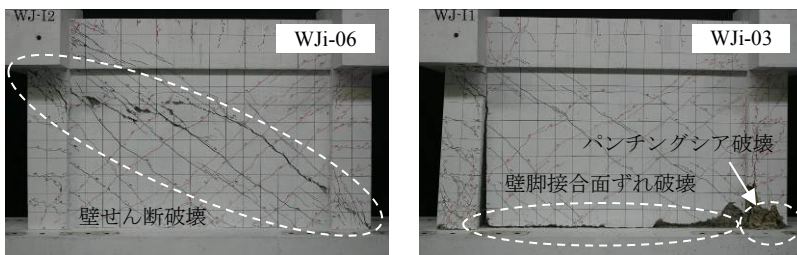
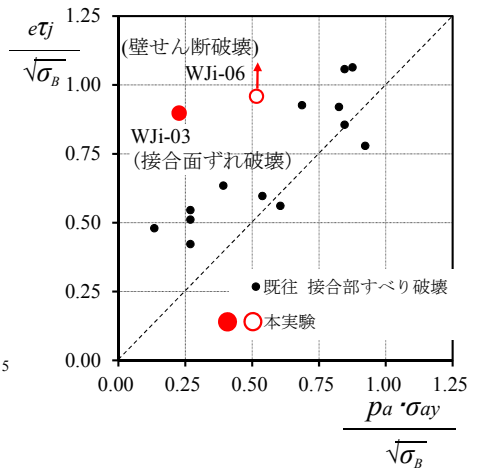


Photo 5 最終破壊状況
Failure State of Specimens



Q_{max} : せん断耐力実験値。 σ_B : コンクリート強度。
 p_a, σ_{ay} : あと施工アンカー筋比とその降伏強度。
 Q_c : 片側柱の文献¹⁾による曲げ終局強度時のせん断力、または荒川 mean 式によるせん断終局強度平均式のいずれか小さい方。 $p_c Q_c$: もう一方の柱の文献¹⁾による柱頭パンチングシア耐力の平均式。
 A_w : 壁水平接合部全面積

Fig. 19 既往の実験値との比較
Comparison with past Results

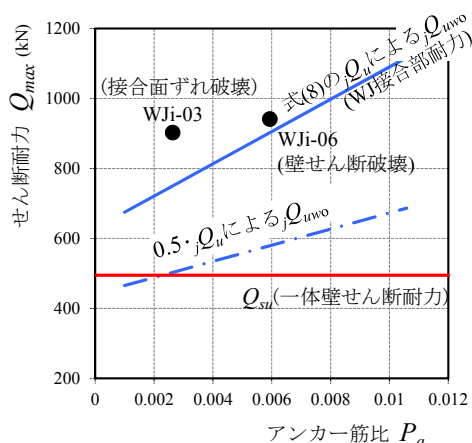


Fig. 20 実験値—計算値関係

Comparison between Test and Calculation Results

ずれ破壊と柱脚パンチングシア破壊である。

あと施工アンカーによる増設壁の既往の実験^{4)~9)}の内接合面ずれ破壊による実験結果と本実験結果について、水平接合面の終局強度 $e\tau_j$ と、あと施工アンカー量 $p_a \cdot \sigma_{ay}$ との関係を、 $\sqrt{\sigma_B}$ で除してFig. 19 に示す。既往の実験は、本実験に用いた試験体とほぼ同形状 (M/Qd) で、水平接合面のアンカー筋比 P_a は0.2~1.48%、いずれも接着系アンカーを用い、接合面はチッピングされた試験体である。実験値の水平接合部の終局強度 $e\tau_j$ は次式で、各計算値は、Fig. 19 の下に示す方法によった。

$$e\tau_j = (Q_{max} - \alpha \cdot Q_c - p \cdot Q_c) / Aw \quad (10)$$

図より、接合面ずれ破壊を起こしたWJi-03の $e\tau_j$ は、同程度の $(p_a \cdot \sigma_{ay}) / \sqrt{\sigma_B}$ による既往の実験結果を上回り、WJ目粗し接合の効果を確認できた。WJi-06では壁せん断破壊が先行したため、 $e\tau_j$ の最大値は確認できないが、それでも既往の実験結果を上回った。

4.3 WJ目粗し接合面せん断耐力式の適用性

補強後の架構のせん断耐力実験値 Q_{max} と、各種計算値をアンカー筋比 P_a との関係でFig. 20 に示す。計算式は、Table 10 の下に示す方法によった。ここで式(8)に基づくWJ接合面耐力 jQ_u の計算では、壁水平内法全長 $L=1480mm$ をせん断抵抗に有効であるとした。文献¹⁾に基づく一体壁せん断耐力 wQ_{su} に用いるコンクリート強度 σ_B には、周辺フレームを用いた。試験体の最大耐力は、文献¹⁾に基づく $Q_{su}(=\min(wQ_{su}, aQ_{su0}))$ の1.95~2.53倍となった。WJ接合面破壊耐力 Q_{jw0} は、壁水平内法全長 L を考慮しても、いずれの試験体も実験結果を安全側に評価した。内付け補強壁におけるWJ接合面では、鉛直面圧が作用する影響でかみ合い耐力が向上したと考えられる。試験体の最大耐力を一体壁せん断耐力 wQ_{su} とWJ接合面耐力 Q_{jw0} のいずれか小さい値として評価した場合、本試験体のアンカー筋比の範囲ではいずれも一体壁せん断耐力 wQ_{su} が低くなり、破壊モードは壁せん断破壊と判定され、実験結果を適切に評価できない。壁せん断破壊したWJi-06の Q_{max} は、一体壁せん断耐力 wQ_{su} に対して $Q_{max} / wQ_{su} = 1.9$ の安全率がある。よって試験体の破壊モードを適切に評価す

るためには、一体壁せん断耐力 wQ_{su} と同程度の安全率をWJ接合面耐力 jQ_u にも考慮して Q_{jw0} を低減する必要がある。WJi-03を接合面ずれ破壊と推定するためには jQ_u を0.5倍程度に低減する必要があるが実験値を過小に評価する。

5. まとめ

耐震補強工法で用いられる既存部と増設部の接合面に、WJによる均質な目粗し面を施工し、あと施工アンカーと合わせてせん断耐力を向上させる接合法を開発した。

- 1) 純せん断を受けるWJ目粗し接合面のかみ合いによるせん断耐力 τ_{max} は、アンカー筋の耐力と合わせて、コンクリート強度 σ_B 、表面粗さ K で得られる目粗しの凹凸効果を定量的に加味して推定できた。
- 2) 外付け鉄骨ブレース補強工法、および内付けRC補強壁工法の既存躯体との接合面にWJ目粗し工法を適用することで、接合面のせん断耐力を向上できた。

謝辞

本研究の一部は、国立大学法人横浜国立大学との共同研究であり、同学の田才晃教授に貴重なご意見を頂きました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 建築防災協会：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年版
- 2) 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補強マニュアル—枠付き鉄骨ブレースによる補強—，2002年版
- 3) 増田安彦：ウォータージェットで目粗し処理をした接合部を有する外付け補強架構の力学的性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp903~904，2012年9月
- 4) 加藤大介：無開口後打耐震壁の耐力評価に関する研究，日本建築学会論文報告集 第337号，pp.81~88，昭和59年3月
- 5) 塩原等：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震補強工法に関する実験，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.405~408，1984年
- 6) 加藤大介：増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究（その1 実験概要），（その2 実験結果），日本建築学会関東支部研究報告集，pp169~176，昭和57年度
- 7) 野口博：増設RC耐震壁の耐力と変形性能に与える樹脂アンカーのディテールの効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp2147~2150，昭和58年9月
- 8) 青山博之：既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工

法に関する研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp81~84, 昭和60年10月

- 9) 杉本敏和: 実仕様による接着系アンカーを用いたRC造増設耐震壁の実験的研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp219~222, 1999年9月