

論文 ステンレス鉄筋を用いた RC 部材の構造性能

丸田 誠^{*1}・永井 寛^{*2}・高稻 宜和^{*3}・山元 雄亮^{*4}

要旨：ステンレス鉄筋を用いた RC は高耐久部材として各種構造物への適用が期待されているが、その構造性能は不明な点が多い。今回、ステンレス鉄筋を用いた RC 梁部材、柱部材の実験及び付着割裂強度実験を行った。その結果、曲げ強度、せん断強度は普通鉄筋を用いた通常の RC 部材の評価法を適用できることが分かった。また、横補強筋にステンレス鉄筋を用いた場合でも、柱実験から通常の RC 柱と同等な拘束効果が得られることが分かった。ただし、付着割裂強度に関してはステンレス鉄筋を用いた部材は普通鉄筋を用いた RC 部材より低く、通常の RC 部材の評価式に低減係数を乗じて評価しなければならないことが分かった。

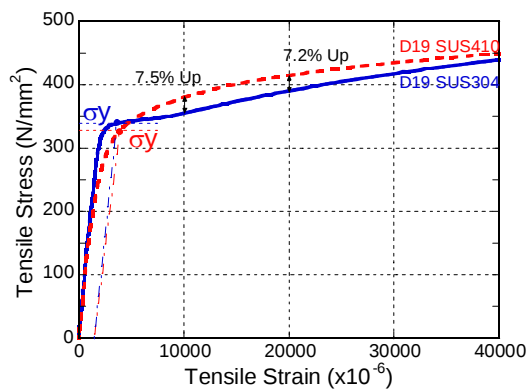
キーワード：ステンレス鉄筋、梁、柱、せん断強度、付着割裂強度、部材設計法

1. はじめに

ステンレス鋼は電化製品、キッチン用品を含め様々なものに用いられているが、コスト面や構造性能の不明確さから建築構造分野では普及していない。しかし、ステンレス鋼の耐食性能は普通鋼に比べ格段に優れており、高耐久 RC 部材として有効に活用できる材料と考えられる。

ステンレス鉄筋を用いた RC 部材の構造性能に関する研究は、山本、寺井など^{1)~4)}が行っているが多くは無い。ステンレス鉄筋の応力 σ －ひずみ ε 関係例を図－1に示す。ステンレス鉄筋の破断伸びは50%近くある場合も多く、優れた伸び能力を示すが図のように降伏点が明確でなく、降伏以降の強度上昇も大きいことから鉄筋コンクリート部材の主筋に用いる場合には、曲げ強度が変形の増大に伴い大きくなるため、せん断、付着割裂などの部材設計が難しいと考えられる。

本研究目的は、ステンレス鉄筋を主筋・補強筋全てに用いた場合の RC 部材の終局強度を確認・評価することとし、以下の3実験を実施した。



図－1 ステンレス鉄筋の σ － ε 関係例

- ① ステンレス鉄筋梁部材の曲げせん断実験（交番載荷）
- ② ステンレス鉄筋柱部材の曲げせん断実験（交番載荷）
- ③ ステンレス鉄筋部材の付着割裂実験（単調載荷）

①では、基本的な梁の実験を通して曲げ、せん断、付着割裂の各強度を確かめた。②では柱の曲げせん断実験を行い、軸力を受ける柱部材の検討を行った。①の結果から、通常の RC 付着割裂強度評価式はステンレス RC の強度を過大評価したため、③付着割裂実験を別途行い、詳細に付着割裂強度を検証した。

下記 2～4 章については、各実験の概要を示し、5 章で終局強度に関する考察を示す。

2. 梁実験⁵⁾

表－1 に試験体一覧を示す。試験体は、1/2 縮尺の梁試験体とし、曲げ破壊(SUS1)、せん断破壊(SUS3)、付着割裂破壊(SUS4)を想定した3体と曲げ破壊型で鋼材種類の異なる(SUS410)試験体(SUS2)の合計4体である。ステンレス鋼には様々な種類があるが、耐久性と機械加工性を兼ね備えた建築構造用の標準的な鋼種として今回はクロム・ニッケル系 SUS304 とクロム系 SUS410 とした。試験体形状、コンクリート強度は同一とし、主に横補強筋の配置や量を調整して破壊性状を変化させた。ステンレス鉄筋の機械的性質を表－2 に、試験体の概要（配筋例：SUS1）を図－2 に示す。コンクリート強度は実験時 30N/mm² を目指した。実験時強度を表－1 中に示す。なおコンクリートの粗骨材は、最大径 10mm の豆砂利とした。加力は、5000 kN アムスラー型の圧縮試験機を用い、地震を模擬した大野式加力方法で正負交番繰り返し載荷を行った。部材角は R=2.5, 5, 10, 20, 40 x10⁻³rad で各2回繰り返し続けた。その後 R=100 x10⁻³rad を目標に押

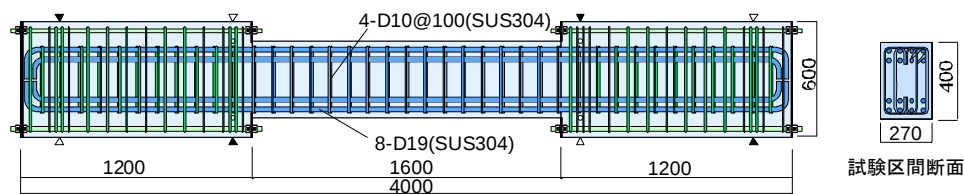
*1 鹿島 技術研究所	建築構造グループ	上席研究員	博士（工学）（正会員）
*2 鹿島 技術研究所	建築構造グループ	上席研究員	工修（正会員）
*3 鹿島 技術研究所	建築構造グループ	研究員	博士（工学）（正会員）
*4 鹿島 建築設計本部	構造設計統括グループ		修士（工学）（正会員）

表－１ 梁試験体一覧

	断面	試験 区間	コンクリート 強度 (N/mm ²)	主筋	補強筋
SUS1	270	1600 (mm)	34.3	8-D19SUS304	4-D10SUS304@100(1.07%)
SUS2	×		33.1	8-D19SUS410	
SUS3	400		32.1	8-D19SUS304	2-D10SUS304@160(0.33%)
SUS4	(mm)		31.3	8-D22SUS304	2-D10SUS304@60(0.89%)

表－２ ステンレス鉄筋の機械的性質

鋼種	降伏 応力 (N/mm ²)	引張 強さ (N/mm ²)	ヤング 係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	破断 伸び (%)
D10 SUS304	388.5	714.6	2.040	43.8
D19 SUS304	339.2	673.3	1.833	47.7
D19 SUS410	328.3	492.4	1.418	28.5
D22 SUS304	330.9	658.9	2.051	54.2



単位:mm

図－２ 試験体形状・配筋例 (SUS1 試験体)

し切った。

図－３にせん断力－部材変形角関係と破壊状況を示す。図中に各強度計算値⁶⁾を示す。各試験体とも想定通りの破壊形式となった。曲げ破壊型のSUS1, SUS2では最終的には片側のヒンジ部の破壊が顕著となったが、これは加力方法の影響が大きい。SUS3はせん断と付着割裂のひび割れが顕著であり、SUS4は付着割裂破壊の様相を呈した。

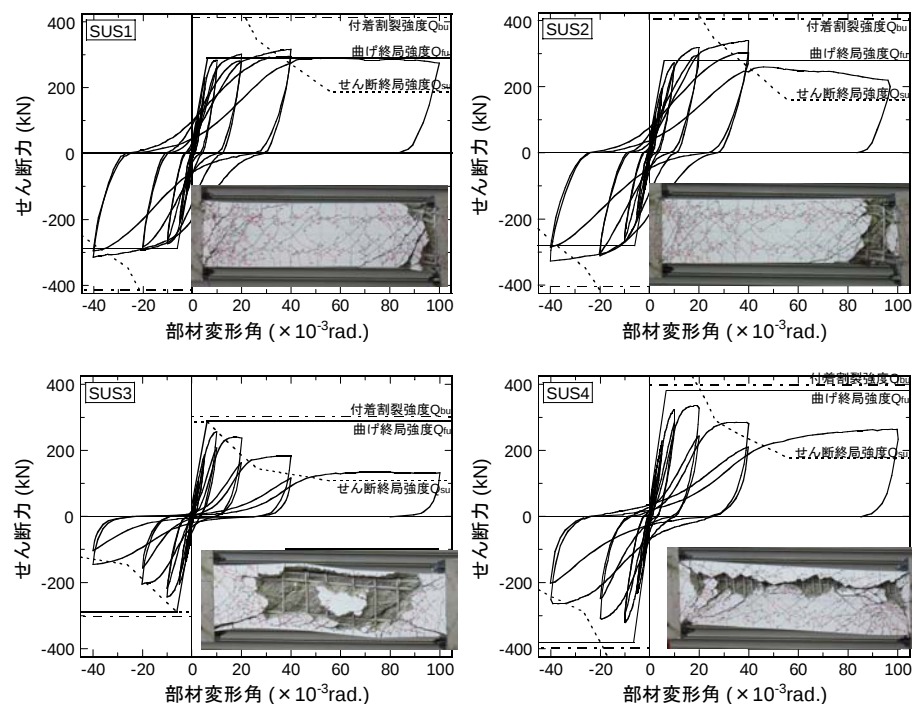
SUS1, SUS2試験体は曲げ降伏先行の履歴となった。最大強度はSUS2の方が大きい、大変形時にコンクリートの圧壊が顕著となり、強度低下がSUS1より大きい結果となった。最大強度時の危険断面での主筋ひずみは両者とも30,000 μ 程度であり、図－１の σ － ε 関係の違いにより、最大強度に差が生じたことが考えられる。

SUS3は $R=10 \times 10^{-3}$ radで最大強度を確認した後は強度低下、繰り返しでのスリップが大きくなった。SUS4では、 $R=20 \times 10^{-3}$ radでの最大強度確認以降に割裂ひび割れの増加、増大とともに荷重低下、剛性低下が顕著となったが、せん断破壊型のSUS3より低下の度合いは小さかった。

3. 柱実験⁷⁾

柱実験では軸力による曲げ強度と変形性能の関係及びせん断破壊性状への影響を確認するために実験因子を設定した。因子は軸力比、

横補強筋量、及び鋼材種類(SUS304, SUS410)とした。使用したステンレス鉄筋の機械的性質は2.梁実験と同等であった。表－３に試験体一覧を、図－４に試験体形状及び配筋例(CSUS1～3)を示す。試験体は実大の1/2縮尺相当の柱部材4体で、試験体形状とコンクリート強度を同一とした。加力は、建研式載荷方法に準ずる正負交番繰返し漸増載荷とした。図－５にせん断力－部材変形角関係と最終破壊状況を示す。図－５には、RC規準⁸⁾による曲げひび割れ発生強度、降伏時の剛性低下率、及びACIストレスブロック法⁹⁾による曲げ終局強度計算値(以下「ACI法」) cQ_{tu1} を用いた骨格曲線、及び靱性指針¹⁰⁾によるせん断強度計算値 cQ_{su} を併記した。なお、せん断力はP- Δ 効果を考慮している。



図－３ せん断力－部材変形角関係

表－3 柱試験体一覧

試験体	断面 B×D	試験 区間	コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)	軸力比 η N/(BD σ_B)	主筋	横補強筋 [横補強筋比]
CSUS1	400 × 400 (mm)	1200 (mm)	33.8	0.2	12-D19	4-D10SUS304
CSUS2			36.3	0.5	SUS304	@60[1.18%]
CSUS3			35.8		12-D19	4-D10SUS410
CSUS4			35.4	0.2	SUS410	@60[1.18%]
					SUS304	2-D10SUS304
						@200[0.18%]

軸力比 0.2 の CSUS1 は、 $R=10 \times 10^{-3}$ rad で主筋が引張降伏し、試験区間端部のコンクリートの圧壊が観察された。しかし、その後 CSUS1 は、圧壊以外に目立った損傷は観察されず、良好な変形性能を示し、曲げ引張破壊に至った。一方、軸力比 0.5 の CSUS2 と CSUS3 は、 $R=2.5 \times 10^{-3}$ rad 時に主筋が圧縮降伏し、 $R=30 \times 10^{-3}$ rad 付近で最大耐力を示し、被りコンクリートの剥落を伴いながら徐々にせん断力が低下する曲げ圧縮破壊に至った。補強筋量の少ない CSUS4 は、 $R=6 \times 10^{-3}$ rad 時に、斜張力ひび割れが急激に拡大し、斜張力破壊に至った。これらの実験経過は、一般的な鉄筋コンクリート部材で想定される破壊性状と同様な破壊であった。

また、図－6 に CSUS2 と CSUS3 の横補強筋ひずみ分布を示す。横補強筋ひずみは、SUS304 を用いた CSUS2 に比べ SUS410 を用いた CSUS3 の方が大きい値を示した。これは両者の試験体に用いたステンレス鉄筋のヤング係数による影響と考えられるが、この程度の差異では、 $R=30 \times 10^{-3}$ rad まで構造性能に違いは見られなかった。よって、鋼材種類が構造性能に与える影響は少ないと推測される。

4. 付着割裂実験¹¹⁾

2.梁実験より、付着割裂破壊となった SUS4 の最大強度が、既往の RC の最大強度式による算定値より小さく、既往の評価式では対応できないことが分かった。そこで、付着割裂強度を明確にするため、曲げせん断応力下で割裂強度が把握できる前田方式¹²⁾の付着実験を実施し、付着割裂強度を確認した。表－4 に試験因子一覧を示す。試験体は、BS1～BS5 の 5 体であり 1 体に付き 4 箇所(因

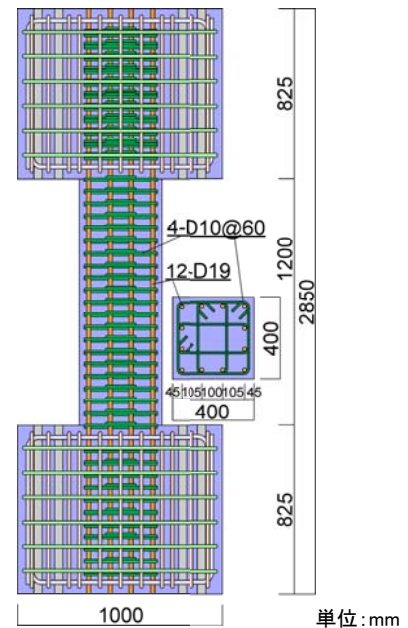
子)の割裂強度が把握可能となる。試験体の配筋例を図－7 に示す。SUS304、SUS410 の 2 種類のステンレス鉄筋について実験を実施した。なおコン

クリート強度は実験時 30N/mm² または 60N/mm² を目指し、コンクリートの粗骨材は、最大径 10mm の豆砂利とした。実験時コンクリート強度はそれぞれ 33.9 N/mm²(BS1,BS3)、34.9 N/mm²(BS2)、33.1N/mm²(BS4)、66 N/mm²(BS5)となった。使用したステンレス鉄筋の機械的性質は 2.梁実験と同等であった。

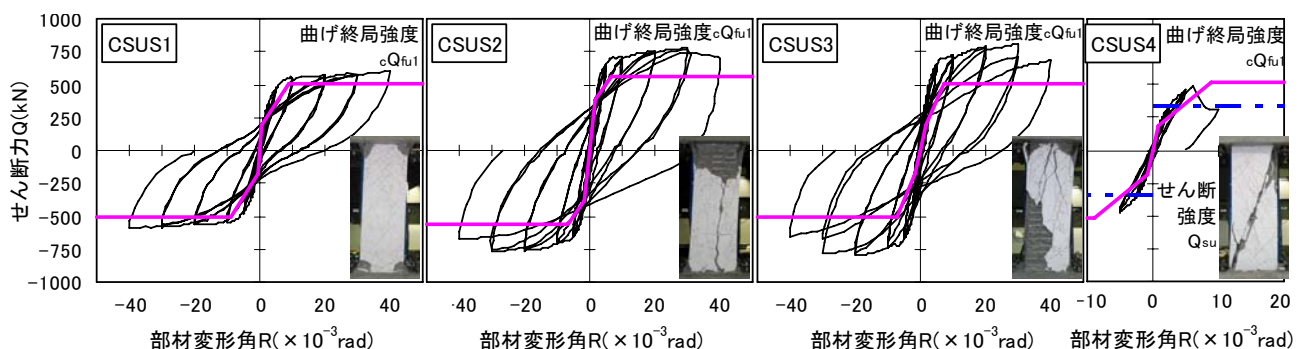
前田方式の実験方法の概念を図－8 左に示す。加力は 5000kN アムスラー型の圧縮試験機による単調載荷とした。

試験体は図－8 右に示すように部材中央部、試験区間、開始部に曲げひび割れ、切りかき部(図－8 左)から載荷点に向かってのせん断ひび割れ発生後に試験区間の主筋に沿って多くの付着ひび割れが生じ最終的には、全試験体(因子)とも想定通りのサイドスプリット型の付着割裂破壊^{6),10)}となった。主筋の付着応力度は、各主筋毎のひずみより次式により求めた。

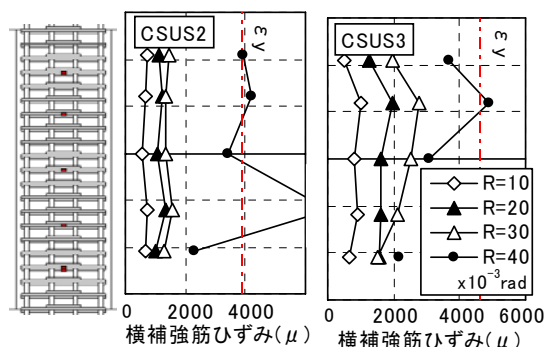
$$\sigma_b = \sigma_s \cdot A_s / (\phi \cdot l_b) \quad \dots \dots \dots (1)$$



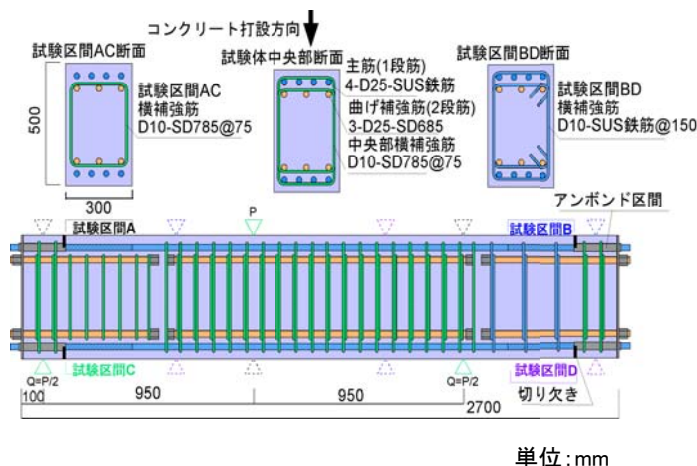
図－4 試験体形状・配筋例 (CSUS1～3)



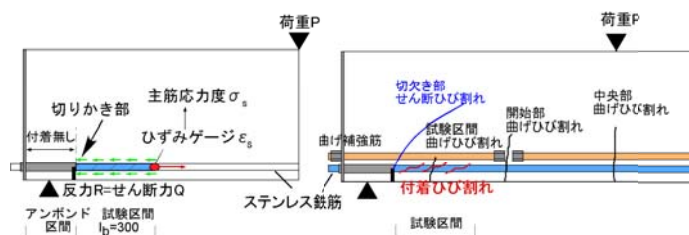
図－5 せん断力－部材変形角関係



図－６ 横補強筋ひずみ分布



図－７ 試験体配筋例（BS1）



図－８ 加力概念とひび割れ例

表－４ 付着割裂試験因子一覧

試験区間名	試験体本名	主筋			横補強筋		
		1段筋	付着長さ	2段筋	位置	配筋	$\rho_h(\%)$
S304-00	BS1-C	4-D25 SUS304 SD295	12d _b (300mm)	3-D25 SD490	下端	なし	0
S304-32	BS1-D				下端	2-D10@150	0.32
S304-63	BS2-C				下端	2-D10@75	0.63
S304-63s	BS2-D				下端	4-D10@150	0.63
S304-00T	BS1-A				上端	なし	0
S304-32T	BS1-B				上端	2-D10@150	0.32
S304-63T	BS2-A				上端	2-D10@75	0.63
S304-63Ts	BS2-B				上端	4-D10@150	0.63
S304-00-3	BS3-A	3-D25 SUS304 SD295			下端	なし	0
S304-32-3	BS3-B				下端	2-D10@150	0.32
S304-63-3	BS3-C				下端	2-D10@75	0.63
S304-47-3	BS3-D				下端	3-D10@150	0.47
S410-00	BS4-A	4-D25 SUS410 SD295			下端	なし	0
S410-32	BS4-B				下端	2-D10@150	0.32
S410-63	BS4-C				下端	2-D10@75	0.63
S410-63s	BS4-D				下端	4-D10@150	0.63
S304-00H	BS5-A	4-D25 SUS304 SD295			下端	なし	0
S304-32H	BS5-B				下端	2-D10@150	0.32
S304-63H	BS5-C				下端	2-D10@75	0.63
S304-63Hs	BS5-D				下端	4-D10@150	0.63

ここに、 τ_b ：平均付着応力度

σ_s ：主筋の表裏に貼付したひずみゲージの平均値から求めた主筋応力度，

A_s ：主筋の断面積，

ϕ ：主筋の周長，

l_b ：付着長さ

図－９，図－１０に付着割裂強度提案式による計算値と実験値の比較を示す。付着割裂強度算定式には、①靱性指針¹⁰⁾の付着割裂強度式 τ_{bu} ，②靱性指針の付着割裂強度平均式 τ_{av} を用いた。付着割裂強度式は平均式を0.8倍し、実験値の下限を評価する式である。そのため、この強度式による計算値はステンレス鉄筋の付着割裂強度実験値を図－９のように安全側に評価できているが、平均式の傾向と同様に、ステンレス鉄筋を用いた場合、横補強筋比が大きい（図－９，図－１０で計算値が大きい試験体）ほど、実験値／計算値が小さくなる傾向にある。

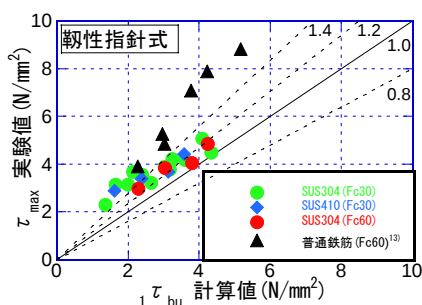
図－１１には、比較のために同試験法、同配筋で普通鋼鉄筋を用いた前田らの実験結果¹³⁾と今回の実験結果の比較を示す。この図には前田らの実験による試験体NC00，NC32，NC63，NC63sの結果を用いた。これらの試験体は、本実験におけるS304-00H，S304-32H，S304-63H，S304-63Hsと全くの同配筋で、使用した鉄筋のみが異なるものである。なお、この実験時のコンクリート強度は65N/mm²程度で今回の強度とほぼ同じである。ステンレス鉄筋の最大付着応力度は普通鉄筋の0.6～0.8倍であり、その差は横補強筋比が大きいほど拡大する傾向となった。

５．終局強度の検討

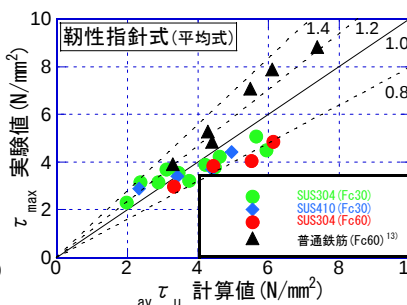
梁及び柱試験体の諸耐力計算値一覧を表－５に示す。梁の曲げ終局強度 Q_{fu} は、RC規準⁶⁾の曲げ耐力略算式により、柱は曲げ終局時のコンクリートの応力度分布を矩形と仮定したACI法⁹⁾により算定した。せん断終局強度 Q_{su0} ， Q_{su2} ，及び、設計用付着応力 τ_f ，付着割裂強度 τ_{bu} は、靱性指針¹⁰⁾に示される方法により算定した。また、付着割裂破壊時せん断力 Q_{bu} は、曲げ終局強度 Q_{fu} に付着指標 τ_{bu}/τ_f を乗じて算出した。

５.１ 曲げ終局強度

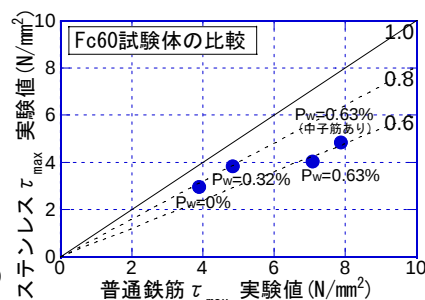
曲げ破壊型試験体（曲げ引張破壊：F，曲げ圧縮破壊：FC）の曲げ終局強度計算値と実験値の関係を図－１２に示す。なお、同図には二羽ら¹⁴⁾及び寺井ら⁴⁾が行った曲げ破壊型試験体についても示している。これによると、作用軸力の大きいCSUS2，CSUS3（軸力比 $\eta=N/bDFc=0.5$ ）では、横補強筋の拘束効果で実験値は計算値の1.4倍程度となっているが、それ以外の試験体では、計算値は実験値と概ね一致している。



図－9 靱性指針式（下限）比較



図－10 靱性指針式（平均）比較



図－11 普通鋼鉄筋との比較

表－5 諸耐力計算値一覧

試験体名	実験結果		計算結果										
			曲げ強度		せん断強度				付着強度				
	eQ _{max} (kN)	破壊 形式 ¹⁾	Qfu ²⁾ (kN)	$\frac{eQ_{max}}{Q_{fu}}$	Qsu0 ³⁾ (kN)	$\frac{eQ_{max}}{Q_{su0}}$	Qsu2 ⁴⁾ (kN)	$\frac{eQ_{max}}{Q_{su2}}$	$\tau_f^{5)}$ (N/mm ²)	$\tau_{bu}^{6)}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{bu}}{\tau_f}$	Qbu ⁷⁾ (kN)	$\frac{eQ_{max}}{Q_{bu}}$
SUS1	316	F	289	1.09	488	0.65	326	0.97	2.54	4.84	1.91	552	0.57
SUS2	340	F	280	1.21	480	0.71	318	1.07	2.46	4.80	1.95	547	0.62
SUS3	256	SB	289	0.89	262	0.98	173	1.48	2.54	2.32	0.92	265	0.97
SUS4	336	B	380	0.88	424	0.79	287	1.17	2.87	3.11	1.09	413	0.81
CSUS1	599	F	517	1.16	814	0.74	548	1.09	3.39	9.21	2.72	1406	0.43
CSUS2	808	FC	556	1.45	863	0.94	575	1.41	3.52	9.31	2.65	1473	0.55
CSUS3	778	FC	557	1.40	838	0.93	570	1.37	3.39	9.29	2.74	1528	0.51
CSUS4	487	ST	524	0.93	309	1.57	184	2.65	3.39	3.58	1.06	553	0.88

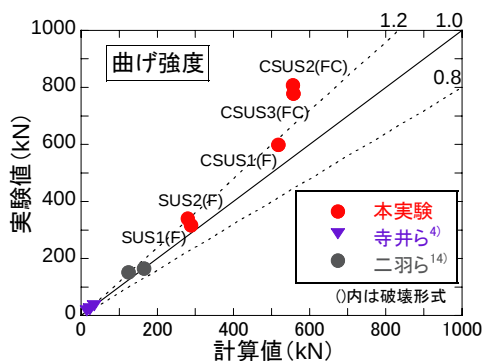
1) 破壊形式 (F: 曲げ破壊, FC: 曲げ圧縮破壊, ST: せん断斜張力破壊, SB: せん断付着破壊, B: 付着割裂破壊), 2) 梁: RC 標準曲げ終局強度略算式による曲げ終局強度計算値, 柱: ACI 法による曲げ終局強度計算値, 3) AIJ 靱性指針せん断終局強度式 (Rp=0) によるせん断終局強度計算値, 4) AIJ 靱性指針せん断終局強度式 (Rp=0.02) によるせん断終局強度計算値, 5) AIJ 靱性指針による設計用付着応力度, 6) AIJ 靱性指針下限式による付着割裂強度計算値, 7) Q_{bu}=Q_{fu}・τ_{bu}/τ_f

修正 Kent-Park 評価式¹⁵⁾より拘束コンクリートのσ-ε関係を適用した曲げ強度計算値と実験結果の比較を図-13に示す。実験値は計算値の1.1~1.17倍程度となり、図-12より良い対応を示した。ステンレス鉄筋の横補強拘束効果も、普通鉄筋と同等以上あることが分かった。

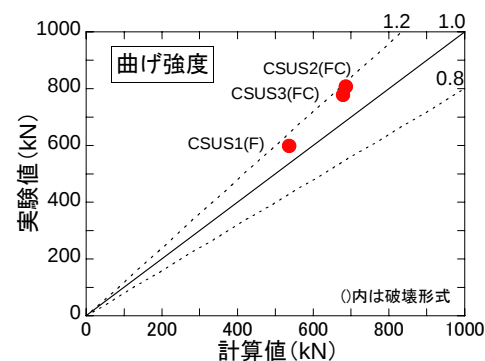
5.2 せん断終局強度

せん断破壊型試験体（せん断付着破壊：SB，せん断斜張力破壊：ST）のせん断終局強度計算値と実験値の関係を図-14に示す。なお、同図には山本³⁾が行った

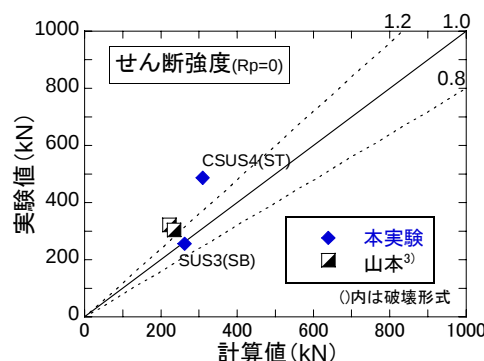
せん断破壊型試験体についても示している。これより、Rp=0 時のせん断強度は概ね評価できている。よって、せん断終局強度は靱性指針により評価可能である。なお、SUS3 は、実験時の破壊状況を鑑み、せん断付着



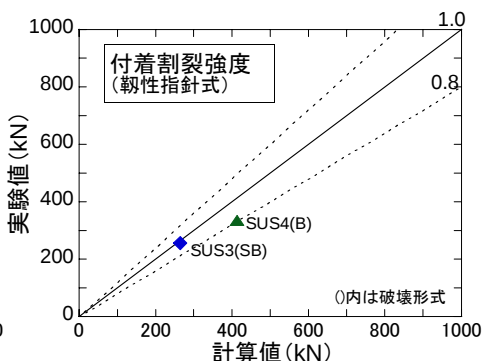
図－12 曲げ強度計算値と実験値



図－13 修正 Kent-Park 計算値と実験値



図－14 せん断強度計算値と実験値 (Rp=0)



図－15 付着割裂強度計算値と実験値

破壊したと判断したが、せん断終局強度計算値より付着割裂強度計算値のほうが低いため、付着割裂破壊により最大耐力が決まった可能性がある。このことから、SUS3 の実験値はせん断終局強度計算値 (Rp=0) を若干下回っ

たと推察される。

5.3 付着割裂強度

付着割裂破壊 (B) した試験体 SUS4 とせん断付着破壊 (SB) した試験体 SUS3 の付着割裂強度計算値と実験値の関係を図-15に示す。なお、付着割裂強度 τ_{bu} の算定には4.付着割裂実験での検討結果を鑑み、靱性指針式(下限式)を用いた。これより、横補強筋比 $p_w=0.33\%$ の SUS3 では実験値と計算値は概ね一致しているが、 $p_w=0.89\%$ の SUS4 では実験値は計算値の0.8倍程度となっている。これは、4.付着割裂実験で述べたように、ステンレス鉄筋を用いた場合、付着割裂強度式は横補強筋比が大きいかほど実験値/計算値が小さくなる傾向にあるためと推察される。したがって付着割裂強度は、靱性指針式(下限式)による計算値を0.8倍した値とするのが安全と考える。

6. まとめ

ステンレス鉄筋を用いた3種類の構造実験を通してその構造性能を検証した。その結果をまとめ以下に示す。

- 1) 曲げ最大強度式は通常の RC の強度式が準用できる。梁では RC 規準の略算式で、柱では ACI のストレスブロック法で評価可能である。
- 2) せん断最大強度式は通常の RC の強度式である、靱性指針式で評価可能である。
- 3) 柱のステンレス横補強筋による拘束効果は、普通鉄筋の拘束効果と大きく変わらない。
- 4) 付着割裂強度は、通常の RC の強度式(下限式)の0.8倍程度と考え設計することが望ましい。ただし、ステンレス鉄筋の付着割裂強度が普通鉄筋より小さくなった原因の究明は、今後の検討課題である。
- 5) ステンレス鉄筋の鋼種が異なっても、その構造性能には大きく影響しない。

本研究は、国交省補助金(住宅・建築関連先端技術開発助成事業)を用いた技術開発で、(社)ステンレス構造建築協会を中心とした5企業1大学の共同研究の一部として実施した。

参考文献

- 1) 山本俊彦：ステンレス鉄筋コンクリート梁の曲げ特性，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.299-300，2002.8
- 2) 山本俊彦：ステンレス鉄筋の重ね継手実験，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.815-816，2003.9
- 3) 山本俊彦：ステンレス鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，

pp.447～448，2004.8

- 4) 寺井雅和，南宏一：ステンレス鋼(SUS304)を主筋に用いた RC 部材の曲げ変形性状に関する一実験，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.233-234，2004.8
- 5) 丸田誠，永井覚：ステンレス鋼鉄筋を用いた RC 梁の構造性能：日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.277-278，2006.9
- 6) 日本建築学会：RC 建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 7) 山元雄亮，丸田誠，永井覚：ステンレス鋼鉄筋を用いた RC 柱の構造性能，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.603-604，2008.9
- 8) 日本建築学会：RC 構造計算規準・同解説，1999
- 9) American Concrete Institute: ACI318-05
- 10) 日本建築学会：RC 建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 11) 丸田誠，永井覚，高稻宜和：ステンレス鋼鉄筋コンクリート梁の付着割裂強度，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.237-238，2007
- 12) 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案，日本建築学会構造工學論文集，Vol.38B，pp.193-306，1992.3
- 13) Maeda, M. et al. : BOND SPLITTING STRENGTH IN REINFORCED CONCRETE BEAMS USING HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITE , the first fib Congress, Osaka, Session11, pp389-396, 2002.10
- 14) 佃有射，横田弘，二羽淳一郎，長瀧重義：水平載荷を受けるステンレス鉄筋を用いた RC 柱部材に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3, pp.901-906，2007
- 15) Kent, C. and Park, R. : Flexural Members with Confined Concrete, ASCE Vol.97, No. ST7, pp.1969-1990, July 1971