

論文 合成接合法によりRC骨組に耐震補強された波形鋼板壁の耐震性能

前田 興輝*1・山川 哲雄*2・山城 浩二*3

要旨： 既存RC骨組に耐震要素を取り付ける接合法として、山川らは合成接合法を提案した。本接合法は既存骨組の鋼板巻立て補強も兼ねており、耐震部材による剛性と強度の増大のみならず、既存骨組も耐震補強されることになり、合理的かつ汎用性が高い接合法である。本論では耐震要素として波形鋼板を利用し、取付けに合成接合法を応用し、加力実験を行った。その結果、壁板としてRC骨組と一体化し、耐震壁として利用可能であることが確認された。また、波形鋼板を耐震壁として利用した場合、RC骨組の負担せん断力と波形鋼板の負担せん断を分けて設計することが可能と思われる。既往の評価式により実験結果を評価することを試みた。
キーワード： 波形鋼板, せん断局部座屈, せん断降伏, 合成接合法, PC鋼棒

1. はじめに

山川らは合成極厚無筋壁で提案した接合法を応用し、既存RC骨組に耐震要素を取り付ける新しい接合法として合成接合法を提案した¹⁾。本接合法は鋼板及びPC鋼棒を用いて既存柱を巻き立てると同時に耐震要素を取り付け、その間隙をグラウト材で充填し、硬化後にPC鋼棒に緊張力を導入することにより、耐震要素と既存躯体の一体化を図る接合法である（以下、合成接合法と称する）。本接合法は耐震要素の接合のみならず、既存躯体のせん断補強をも兼ねている合理的な接合法である。これまでの研究において、袖壁、無開口壁あるいは枠付き鉄骨ブレースの取付に適用可能であり、高い水平耐力及び変形性能を有し、かつ汎用性の高い接合法であることが確認されている^{1),2)}。

波形鋼板はその形状より、高いせん断剛性とエネルギー吸収能力を有する。このような特徴から強度のみならず靱性能も期待することができる。また、波形方向に対してはアコーディオン効果により軸剛性を無視することができる。これらの特徴を活かし、RC骨組の耐震補強に適用することにより、鉛直荷重に対してはRC骨組が負担し、水平力に対してはRC骨組とともに波形鋼板が抵抗する。すなわち、各荷重に対して抵抗する部材が明確であるため容易に設計することが可能である。さらに、板厚も薄いため、重量軽量化も図れ、施工性も向上する。

本論文では、合成接合法の既存骨組と耐震要素を一体化させる施工性に着目し、波形鋼板壁の取付けに適用し、加力実験を行うことにより耐震性能を検証する。

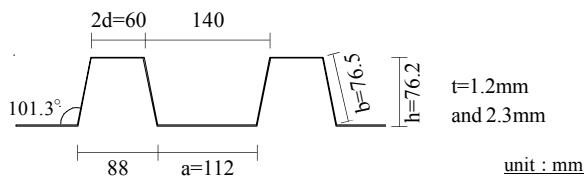


Fig. 1 Detail of steel deck plate

2. 実験計画

2-1. 波形鋼板

本研究で用いた波形鋼板の断面形状を Fig. 1 に示す。波形鋼板は、構造用鋼板 (SS400) を波形に折り曲げ加工したものである。波形断面の決定については、波形鋼板耐震壁に負担させるせん断力を仮定した上で、波形鋼板の形状、厚さを決定した。

本研究では、波形鋼板の厚さ (t=1.2mm, 2.3mm) を実験変数とした加力実験を行い、本接合法における波形鋼板壁の耐震性能を検討した。

2-2. 試験体概要

試験体の基準寸法は、実大の約1/3程度スケールを想

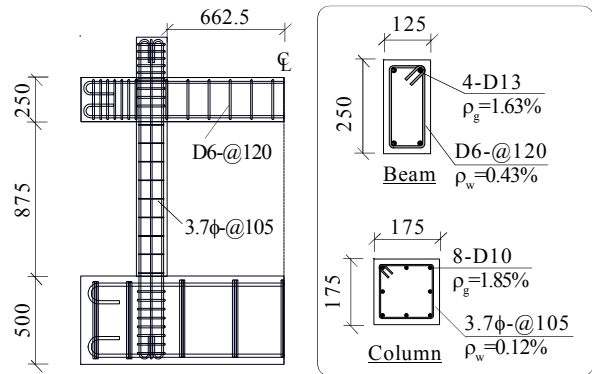


Fig. 2 Details of reinforcements (unit: mm)

Table 1 Properties of steel materials

Steel material	a (mm ²)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)
Rebar	D10	71	357	0.19	184
	D13	127	403	0.18	227
Hoop or Stirrup	3.7φ	11	371	0.20	188
	D6	32	468	0.24	191
PC bar	13φ	133	1228	0.61	200
Steel plate	t=3.2mm	-	306	0.15	203
	t=1.2mm	-	281	0.14	208
Steel deck plate	t=1.2mm	-	229	0.11	207
	t=2.3mm	-	229	0.11	207

Notes: a=cross sectional area; f_y=yield strength of steel; ε_y=yield strain of steel; E_s=Young's modulus of elasticity.

*1 琉球大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 工修 (正会員)
 *2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)
 *3 琉球大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

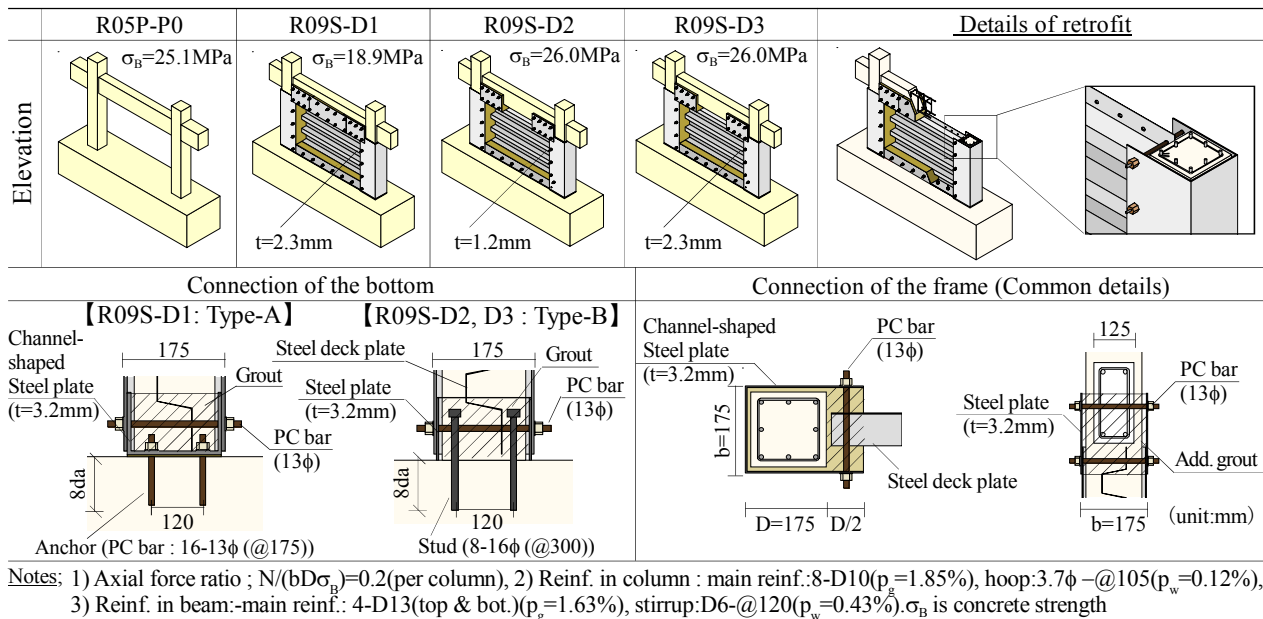


Fig. 3 Details of test specimens

定しており、柱は175mmの正方形断面、梁は125mm×250mmの長方形断面である。スタブ上端から梁材軸までの高さが1,000mmで、柱材軸間のスパン長さが1,500mmであるRC造骨組に波形鋼板を合成接合法により一体的に接合している。波形鋼板はスタブに定着させておらず、薄鋼板（あるいはコ形鋼板）で挟み込み、かつPC鋼棒を利用し、グラウト材を充填することでスタブに接合されている。Table 1 に使用した鋼材の力学的特性を示す。

Fig. 3 に本研究で実験を行った試験体の一覧を示す。R05P-P0試験体は純RCフレームの基準試験体として計画し、2005年度に実験を行ったものであり、補強試験体との比較検証のため再掲する。

本実験の主な実験変数は波形鋼板の厚さと脚部、及び上梁と波形鋼板の接合方法である。R09S-D1試験体は、厚さ2.3mmの波形鋼板を使用している。脚部はコ形鋼板をあと施工アンカー（PC鋼棒： $16-13\phi$ ）を用いて固定し、側面よりPC鋼棒を貫通させ、緊結材として利用して波形鋼板を固定し、グラウト材を充填した。硬化後、PC鋼棒に緊張力を導入し、一体化している（以下、本接合法をType-Aと称する）。R09S-D2、R09S-D3試験体は、厚さ1.2mm、2.3mmの波形鋼板を使用し、脚部における波形鋼板の定着には、薄鋼板を両ウェブ側から挟み込み、PC鋼棒を貫

通させ、グラウト材を充填した（以下、本接合法をType-Bと称する）。以下Type-A接合法と同様である。なお、この2体の試験体においては、脚部にスタッドを8本を打設し、間接的に接合している。また、付帯フレームとの接合は、柱にコ形鋼板を、梁に薄鋼板を巻き立て、それを型枠として波形鋼板を貫通したPC鋼棒を緊結材として、グラウト材を充填し、硬化後にPC鋼棒を緊張して、既存躯体と一体化している。なお、R09S-D2、D3試験体は、梁を部分的に補強し、施工の簡略化を図っている。

鋼板パネル部材の代表的な崩壊機構は、(1)鋼板パネルのせん断降伏、(2)鋼板パネルの局部、あるいは全体座屈、(3)接合部における滑り破壊、(4)全体曲げ挙動による破壊である。本研究で計画した3体の試験体は、それぞれ、R09S-D1、D3試験体は(1)鋼板パネルのせん断降伏による破壊機構に対応し、R09S-D2試験体は(2)鋼板パネルの局部座屈による崩壊機構に対応するよう計画した。

Fig. 4に本実験で使用した加力装置及び加力プログラムを示す。加力は軸力比0.2（柱1本あたり）の一定軸力下で、正負繰り返し水平加力を行った。載荷位置はスタブ上表面から1,000mmの柱梁接合部材軸とし、同位置における水平変位平均値により制御した。R=0.125%、0.25%を各1回、0.5%、0.75%を各2回、1.0%～3.0%を0.5%増分で各2回、4.0%、5.0%を1回ずつ正負繰り返した。

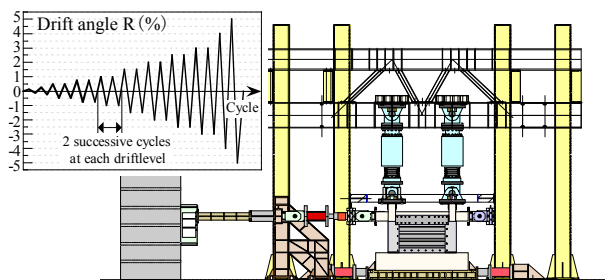


Fig. 4 Test setup and loading program

3. 実験結果

Fig. 5 に、実験により得られた各試験体の V-R 履歴曲線、及び最終ひび割れ状況を示す。なお、ひび割れ図は、加力終了後に鋼板を除去して描いた図である。また、Photo 1 に波形鋼板の最終座屈状況を示す。

基準試験体である R05P-P0 は層間変形角 $R=0.5\%$ で柱、梁に曲げひび割れが生じ、柱脚部主筋の降伏が確認され

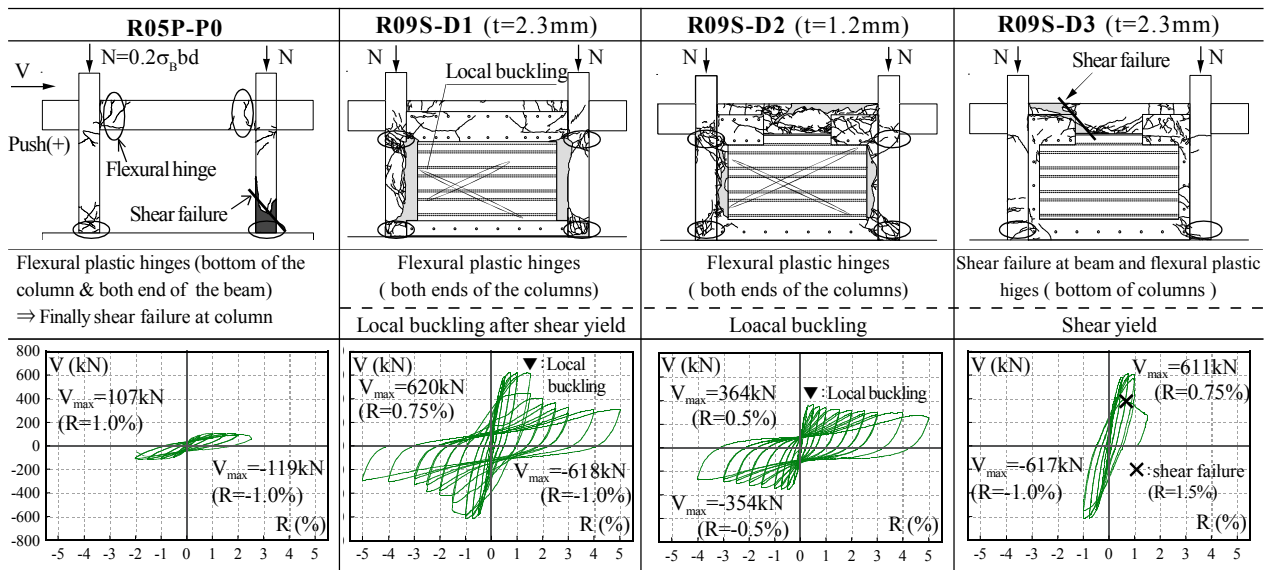


Fig. 5 Relationships between shear force and story drift angle, and crack patterns

た。その後、R=2.5%の加力サイクルにおいて、柱脚部にせん断破壊を引き起こした。本試験体の最大耐力は119kN (R=-2.5%)であった。

R09S-D1 試験体は、厚さ2.3mmの波形鋼板を使用し、脚部はType-Aの接合法を用いている。荷重した早期段階で梁上部に微細クラックが生じ、層間変形角R=0.5%で、引張側柱脚部に曲げひび割れが生じ、脚部主筋が降伏した。そしてR=1.0%にかけて脚部に曲げひび割れが進展した。R=1.5%の引き加力時に波形鋼板壁がせん断局部座屈を引き起こした。せん断局部座屈後のR=2.0%での耐力は最大耐力の65%に低下し、その後は緩やかに低下した。本試験体の最大水平耐力は620kN (R=0.75%)であった。

R09S-D2 試験体は、厚さ1.2mmの波形鋼板を使用し、脚部はType-Bの接合法を用いている。また、上梁は端部のみ部分的に補強している。本試験体は、荷重早期段階で梁上端部、梁補強フェイス部及び柱脚部に微細クラックが発生した。そして、層間変形角R=0.5%で波形鋼板壁

がせん断局部座屈を引き起こした。また、同サイクルで柱脚部の最外縁主筋の降伏が確認された。そして、部材角R=1.0%にかけて、梁部分にせん断ひび割れが生じ始めた。これは、端部のみ部分補強しているためである。その後の荷重により、梁部及び柱脚部の曲げ損傷、波形鋼板の座屈が進展していき、R=2.0%で波形鋼板の破断が確認された。本試験体の最大耐力は364kN (R=0.5%)であった。R=0.5%時に局部座屈が発生し耐力は低下したものの、その後はR=4.0%まで最大耐力の80%を維持した。

R09S-D3 試験体は厚さ2.3mmの波形鋼板を使用している。この点を除いて、先のR09S-D2試験と同様の補強を施している。本試験体においても、他の試験体と同様に荷重した早期段階で梁上部及び柱脚部に微細クラックが生じ始め、層間変形角R=0.5%時点で、梁の内法スパン間にせん断ひび割れが生じた。R=0.75%のサイクルにおいて、梁の変形に波形鋼板が追従できず、梁補強部下部で波形鋼板が圧縮されたような変形をし、R=1.0%時点で当該変形箇所は波形鋼板上部に進展した。その後、梁部のせん断損傷が卓越し、梁部材全域にせん断ひび割れが発生し、R=1.5%のサイクルで梁がせん断破壊を引き起こした。本試験体の最大耐力は617kN (R=-1.0%)であった。

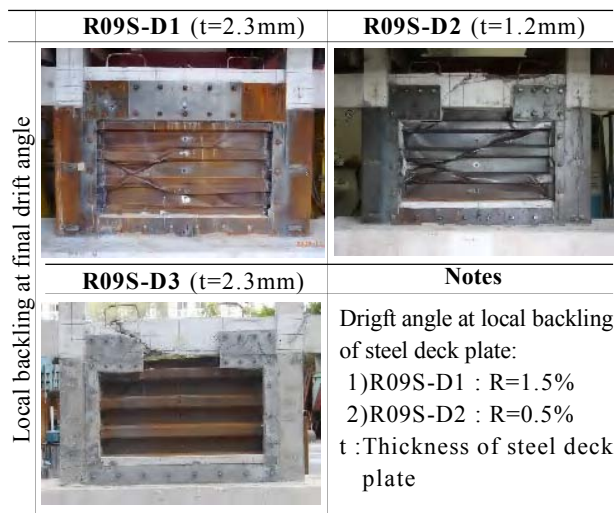


Photo 1 Local buckling behavior of steel deck plate

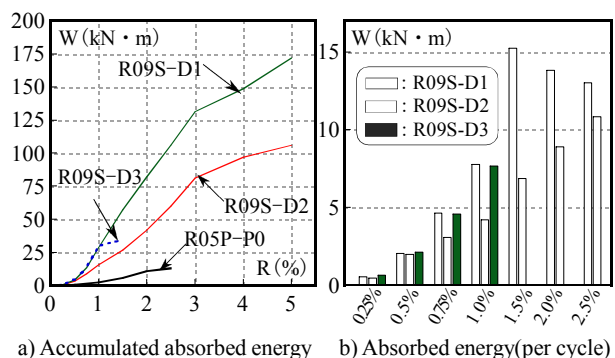


Fig. 6 Comparison of absorbed energy

Fig. 6に各試験体の累積エネルギー吸収量と加力サイクルごとのエネルギー吸収量の推移を示す。層間変形角 $R=0.5\%$ までは、各試験体とも同等のエネルギー吸収能力を有している、しかし、層間変形角 $R=0.5\%$ でせん断局部座屈を引き起こしたR09S-D2試験体においては、せん断局部座屈を起こした後のサイクルから他試験体と差異が見られる。層間変形角 $R=1.0\%$ 時点でのエネルギー吸収量を比較すると30%程度低い。これは波形鋼板の板厚が1.2mmと薄く、また早期に弾性状態でせん断局部座屈を引き起こしたために生じた差異であると考えられる。

R09S-D1試験体は、徐々にエネルギー吸収能力が上昇していき、層間変形角 $R=1.5\%$ での上昇率（前サイクルに対する割合）は2倍程度であった。これは、Fig. 5に示すV-R履歴曲線からも明らかのように、波形鋼板壁がせん断降伏し、紡錘形の挙動に移っていったことに起因する。しかし、層間変形角 $R=1.5\%$ の2回目において、せん断局部座屈を引き起こしたため、徐々にエネルギー吸収能力は低下していった。また、R09S-D1試験体と同厚（ $t=2.3\text{mm}$ ）の波形鋼板を使用したR09S-D3試験体においては、梁がせん断破壊するまではR09S-D1試験体と同等のエネルギー吸収能力を有していることが分かる。

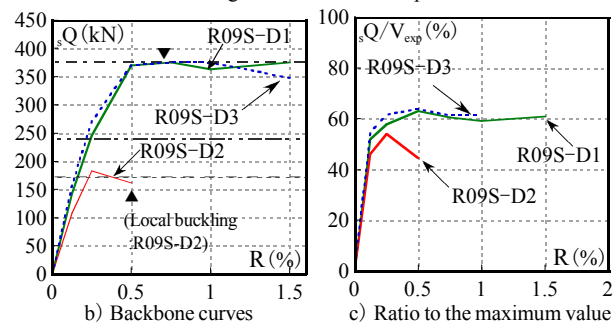
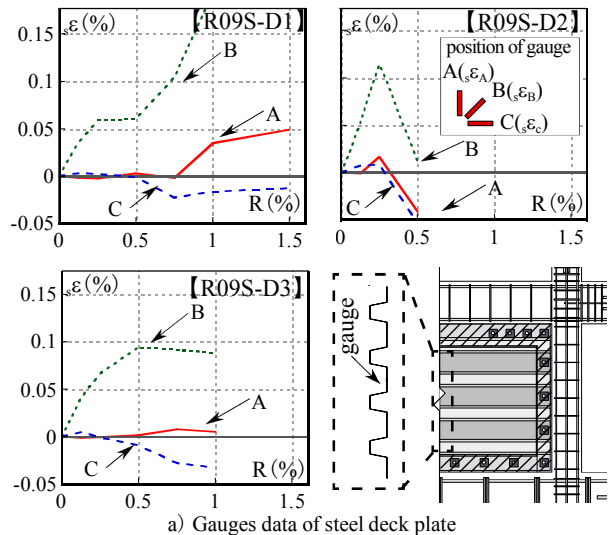
R09S-D1試験体とR09S-D2試験体を比較した場合、 $R=0.5\%$ にせん断局部座屈を引き起こしたR09S-D2試験体は、せん断局部座屈後、エネルギー吸収能力は他の試験体より低いものの低下することなく、上昇している。一方、R09S-D1試験体については、せん断局部座屈後、エネルギー吸収能力は徐々に低下していく。これはR09S-D1試験体は、せん断局部座屈発生時に補強RC造骨組は塑性ヒンジを形成し、また波形鋼板壁は降伏しており、終局状態後に波形鋼板がせん断局部座屈を引き起こしたため、エネルギー吸収能力が低下したと考えられる。

4. 波形鋼板の負担せん断力

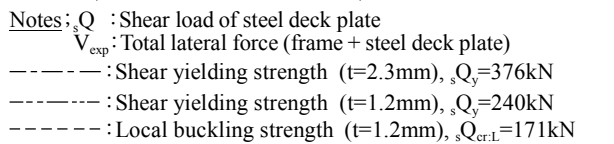
Fig. 7に波形鋼板壁中央部のひずみ度と層間変形角の関係、及び波形鋼板壁の負担せん断力と水平耐力に対するせん断力負担率を示す。なお、ひずみ度は波形鋼板の壁板中央部に貼付した三軸ひずみゲージより得られた値であり、完全弾塑性を仮定し、負担せん断力を算出する際は、式(1)より求めたせん断ひずみ(γ)からせん断応力度を算定し、三軸ひずみゲージ貼付箇所の水平断面積を乗じて算出した。また、図中のプロット(▼)は各試験体の最大耐力時の層間変形角を示す（ただし、各グラフともせん断局部座屈発生までの範囲とする）。

$$\gamma = 2 \cdot \epsilon_B - (\epsilon_A + \epsilon_C) \quad (1)$$

Fig. 7 a)より、各試験体とも波形鋼板壁は 45° 方向のひずみ度(B)が顕著であり、せん断降伏、せん断局部座屈する $R=0.5\%$ まで、鉛直、水平方向のひずみ(A, C)は



b) Backbone curves



c) Ratio to the maximum value

Notes; Q : Shear load of steel deck plate
 V_{exp} : Total lateral force (frame + steel deck plate)
 - - - - - : Shear yielding strength ($t=2.3\text{mm}$), $Q_y=376\text{kN}$
 - - - - - : Shear yielding strength ($t=1.2\text{mm}$), $Q_y=240\text{kN}$
 - - - - - : Local buckling strength ($t=1.2\text{mm}$), $Q_{crL}=171\text{kN}$

Fig. 7 Experimental shear loads of steel deck plates

ほぼ同程度である。これにより、本論において波形鋼板壁は、せん断局部座屈が発生する前までは純せん断的に変形し、抵抗しているものと仮定する。

波形鋼板壁は載荷した早期段階から水平耐力の50%から60%程度のせん断力を負担している。R09S-D2試験体では、弾性せん断局部座屈発生時に負担率は低下した。文献3)によるせん断降伏強度(Q_y)を算出した結果、厚さ1.2mmの場合(R09S-D2)は240kNであった。本試験体は座屈発生時及び最大耐力時の層間変形角 $R=0.5\%$ では、せん断降伏強度には達しておらず、弾性せん断局部座屈により水平耐力が決定されたことになる。そのため、弾性せん断局部座屈時の強度を適切に評価する必要がある。

一方、R09S-D1, D3試験体はせん断局部座屈発生時の層間変形角(R09S-D1試験体: $R=1.5\%$)に至る前、 $R=0.5\%$ でせん断降伏強度($Q_y=376\text{kN}$)を発揮し、その後、最大耐力を記録した($R=0.75\%$)。当該試験体においては、せん断降伏により水平耐力が決定されたと言える。

以上の結果より、波形鋼板壁の終局せん断耐力(Q_{su})は、式(2), (3)により評価し、最小値を採用する。

1)せん断降伏耐力 (Q_y)³⁾

$$Q_y = \tau_y \cdot t_y \cdot L_s = \tau_y \cdot t_s \cdot L_s / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここで、 τ_y ：波形鋼板壁のせん断降伏応力度、 f_y ：波形鋼板の降伏強度、 t_s ：波形鋼板壁の板厚、 L_s ：波形鋼板壁の水平長さである。

2) 弾性状態でのせん断局部座屈耐力 (Q_{crL})^{4),5)}

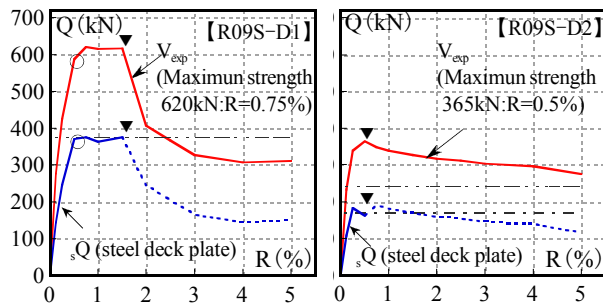
$$Q_{crL} = \tau_{crL} \cdot t_s \cdot L_s = k \frac{\pi^2 \cdot E_s}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_s}{L_s}\right)^2 \cdot t_s \cdot L_s \quad (3)$$

$$k = 4.00 + \frac{5.34}{\lambda_k^2} \quad (4)$$

ここで、 τ_{crL} ：波形鋼板壁のせん断局部座屈応力度、 k ：座屈係数、 E_s ：波形鋼板のヤング係数、 ν ：ポアソン比(0.3)、 λ_k ：帯板の縦横比 ($\lambda_k = \max(a, b, 2d)/L_s$) である(波形鋼板の断面寸法定義を Fig. 1 に示す)。

式(3)の弾性せん断局部座屈応力度は波形鋼板の折り線間を1枚の板材としたときの弾性せん断局部座屈応力度を示す。式(3)により算出したせん断局部座屈耐力と R09S-D2 試験体における実験結果との比較を Fig. 7 に示す。グラフより、計算値は $Q_{crL}=171\text{kN}$ ($t=1.2\text{mm}$ の場合) となり、実験結果を良好に評価することができている(実験値/計算値=0.94)。従って、弾性状態での波形鋼板壁のせん断局部座屈は式(3)により評価する(なお、 $t=2.3\text{mm}$ の場合は $Q_{crL}=1,196\text{kN}$ である)。ただし、せん断局部座屈後については実験結果を捉えることはできない。また、局部座屈直後、波形鋼板壁の負担せん断力は低下するが、補強 RC 造骨組全体(波形鋼板壁+補強 RC 造骨組)の耐力において、R09S-D2 試験体は急激な耐力低下は見られなかったものの、R09S-D1 試験体においては、急激な耐力低下を引き起こした(Fig. 5 参照)。

Fig. 8 にせん断局部座屈後の波形鋼板壁の推定負担せん断力の推移を示す(破線)。推定負担せん断力は、補強 RC 造骨組の耐力(Q_{su})¹⁾を一定と仮定し、水平耐力実験値(V_{exp})から差し引いたものとする。なお、補強 RC 造骨組の耐力はせん断局部座屈後、主筋が降伏し、塑性ヒンジが形成されているものとする。また、せん断局部座屈が発生するまでは三軸ひずみゲージより得られたひずみ度より算出した負担せん断力を示す。



Notes: Q_s : Shear load of steel deck plate
 V_{exp} : Experimental lateral force (frame + steel deck plate)
 ▼: Drift angle at local buckling ○: Drift angle at shear yielding
 - - - - -: Shear yielding strength
 - - - - -: Local buckling strength

Fig. 8 Experimental backbone curves and shear loads of steel deck plates after local buckling

一般的に鋼板要素は、張力場理論により降伏点以下でせん断座屈発生後も斜め張力場が形成され、作用水平力に対して抵抗能力及び変形能力を持つ。

せん断降伏に先行してせん断局部座屈を引き起こした R09S-D2 試験体においては、せん断局部座屈が発生した後、一時的に負担せん断力は低下するが、その後はほぼせん断局部座屈強度を保ちながら安定した挙動で推移する。これはせん断局部座屈後に波形鋼板壁板内に斜め張力場が形成され、負担せん断力が維持されたため、急激な耐力低下を引き起こさなかったものと思われる。すなわち、本試験体においては、せん断局部座屈発生後も、波形鋼板壁は張力場を形成することによりせん断局部座屈後も耐力を維持し得たため、周辺補強 RC 造骨組に与える影響も抑制されたと推測される。

一方、R09S-D1 試験体については、波形鋼板は $R=0.5\%$ 時点でせん断降伏に達し、その後、せん断局部座屈を引き起こした ($R=1.5\%$)。つまり、波形鋼板がせん断降伏に到達することにより、波形鋼板が強度を十分に発揮した後にせん断局部座屈を引き起こしたため、波形鋼板壁の強度が低下したものと思われる。

また、R09S-D1 試験体の波形鋼板壁は高いせん断力 ($Q_y=376\text{kN}$) を負担しており、かつ、せん断局部座屈後の波形鋼板壁の座屈変形及び補強 RC 造骨組の変形 ($R=1.5\%$) に対し、周辺グラウト材が追従できず、損傷が卓越したため耐力が低下を引き起こしたものと推測される。すなわち、本試験体におけるせん断座屈後の耐力低下は、波形鋼板壁内部の存在応力が大きく、かつ、座屈変形に対して周辺グラウト材が追従できず、周辺部の固定度が低下し、せん断力の伝達が円滑に行えなかったことに起因すると示唆される。

5. 周辺補強 RC 造骨組の挙動

Fig. 9 に柱梁接合部にて測定した鉛直変位より求めた梁の回転量、すなわち、梁の部材角 θ_b と層間変形角 R の関係を示す(ただし、梁でせん断破壊を引き起こした R09S-D3 試験体を除く)。グラフより、いずれの試験体とも梁の部材角は小さく、層間変形角に対して10%程度であり、骨組としてせん断型変形の挙動が支配的であると言える。

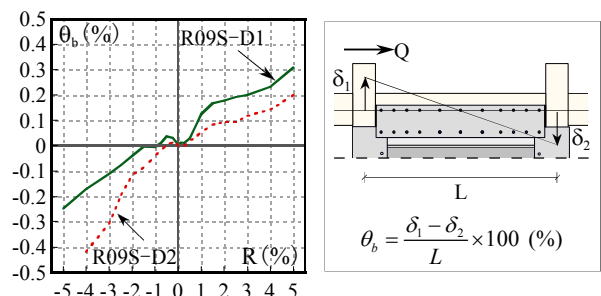


Fig. 9 Rotations of beams

水平耐力を算定するに当たり各試験体の崩壊形について検証する必要がある。各試験体の水平耐力は Fig. 5 に示す崩壊形により決定されたものとする。R09S-D1, D2 試験体において周辺補強 RC 造骨組は両側柱頭及び柱脚部における曲げ降伏破壊であると判断した。なお、塑性ヒンジ形成位置に関しては、実験過程及び柱梁の各部に貼付したひずみゲージのデータを考慮して決定した。

5. 終局耐力の検討

水平力に対して波形鋼板壁は純せん断的な挙動を示し、周辺の補強 RC 造骨組はラーメン的なせん断型の挙動を示すことが分かった。このことを踏襲し、合成接合法より耐震補強された波形鋼板壁付き RC 骨組の水平耐力算定において、波形鋼板壁の負担分（せん断力）と周辺 RC 造骨組の負担分（曲げによるせん断力、あるいはせん断力）を分けて考える。

補強 RC 造骨組の終局せん断耐力算定において、各部材の強度は文献1)による合成接合法により補強された部材強度算定式に基づき算定し、各試験体の崩壊機構をもとに式(5)により算出した。

$$Q_{su} = \gamma Q_{su} + \alpha Q_{su} \quad (5)$$

ここで、 Q_{su} ：波形鋼板壁付き RC 造骨組の終局せん断耐力、 Q_{su} ：周辺 RC 造骨組の終局せん断耐力、 Q_{su} ：波形鋼板壁の終局せん断耐力である。

このように算出した各試験体の水平耐力計算値と実験値との比較を Fig.10 に示す。各試験体とも水平耐力計算値は実験値より下回る値を示しているが、最大耐力実験値を概ね良好に評価することができている。Fig. 5 に仮定した崩壊機構との整合性がとれている（計算値/実験値=1.04～1.13）。

また、波形鋼板壁の負担せん断力の割合は、水平耐力の約50%から60%程度を占めている。各試験体の最大耐力時の部材角が $R=0.5\%$ から 0.75% であることから、波形鋼板壁は有効に耐震性能を発揮していることがわかる。

なお、本研究における主な実験変数は波形鋼板の厚さ

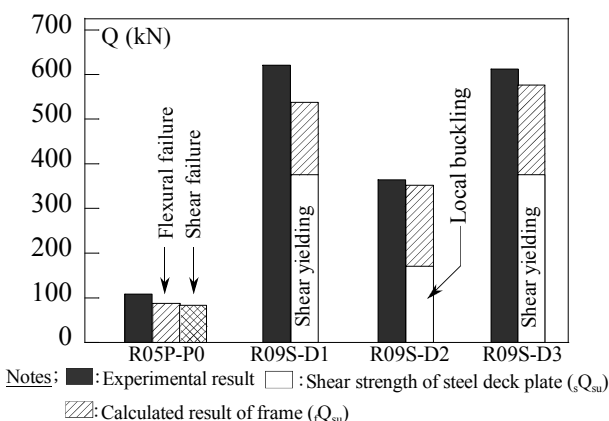


Fig. 10 Comparisons experimental and calculated results

及び脚部の接合方法である。水平加力実験を行った結果、いずれの試験体も柱脚部の外縁面での曲げひび割れの拡大や曲げ降伏破壊は確認されたが、波形鋼板壁を接合している箇所（上梁及び脚部接合部）においては目立った損傷や変形は見られなかった。しかし、提案している脚部の接合方法に対する性能評価については今後の研究課題とし、照査していく必要がある。

6. 結論

耐震要素として波形鋼板を利用し、合成接合法を用いて取り付けられた際の RC フレームについて、加力実験を行い、その耐震性能及び有効性を検証した。

- (1) 合成接合法を用いることで、波形鋼板は壁板として RC 骨組と一体化し、耐震壁として利用可能である。しかし、梁部の鋼板補強に関しては、適切なディテールの検討が必要である。
- (2) 波形鋼板壁のせん断局部座屈については、せん断局部座屈に関する既往の評価式を用いることにより、実験結果を評価することが可能である。
- (3) 波形鋼板壁のせん断降伏が先行する場合においても同様に既往の評価式により評価可能である。ただし、変形が進むとせん断局部座屈を引き起こしてしまう。せん断局部座屈後の波形鋼板壁のせん断挙動について更なる検討が必要である。
- (4) 波形鋼板耐震壁周囲の取付について、周辺のグラウト材が波形鋼板壁のせん断座屈変形に追従できるような措置を施す必要がある。

参考文献

- 1) Yamakawa, T., Rahman, M. N., Nakada, K. & Morishita, Y.: Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid Walls, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, pp. 131-138, 610, Dec., 2006.
- 2) Yamakawa, T., Javadi, P. & Kobayashi, M.: Cyclic loading Tests on Retrofitted RC Frames - A New Hybrid Connection for Installation of a Steel Braced Frame inside a RC Frame (Part 1), Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, Vol. 74, No. 642, pp. 1487~1494, Aug., 2009.
- 3) 日本建築防災協会: 2001年改訂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, pp. 179-219, 2002. 1.
- 4) 山崎正直: 波形鋼板ウェブの座屈耐力, 土木学会 構造工学論文集, Vol. 47A, pp.19-26, 2001. 3.
- 5) 五十嵐規矩夫他: 矩形形状を有する波形鋼板のせん断弾性座屈耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 632, pp. 1883-1890, 2008. 10.