

P C 圧着型外側耐震補強における圧着接合部の荷重 - 変形関係推定に関する基礎研究

(株)建研	正会員	坂田 博史
大阪工業大学大学院	非会員	森田真由美
大阪工業大学	正会員 工博	中塚 侑
(株)建研	非会員	松本 孝雄

(Abstract)

Recently, the seismic retrofit for existing buildings is an urgent problem. Because of demand by residents in the buildings on reinforcing as quickly as possible without everyday disturbance, some seismic retrofit methods based on frames outside the existing buildings are proposed. In the methods, performance of joints between existing frames and new outside frame is very important.

For investigation of transmission mechanism of the joints, that is, deformation mechanism and shear strength, model joint specimens consisted of existing beams, and new pre-cast slabs and beams assembled by pre-stressing are tested. Experimental factors of them are compressive strength of existing concrete, pre-stressing level, shear span ratio of the slabs, and presence of grout around PC bar. New information on the pre-stressing joints about load-deflection relationship, failure mode, maximum load bearing capacity, presumption of deflection, and so on is obtained.

Key words : Seismic retrofit, Pre-stressed concrete, Assembling by PC tendon, shear strength, deformation mechanism

1. はじめに

既存建物の耐震補強は現在の緊急課題である。特に建物を使用しながら補強を行う工法に対する需要は高く、それに応えるべく建物外側からの耐震補強に関していくつかの工法が提案されている。しかし、外側耐震補強は内側耐震補強と異なり、補強設計に際し既存架構と新設補強架構との構造芯がずれていることに注意が必要である。それ故、「外側耐震改修マニュアル」¹⁾においても既存部と新設部との接合部のずれ変形をできるだけ小さくすることが基本的な成立条件とされ、接合部の設計に際し既存架構と新設架構との芯ずれによる偏芯モーメントを考慮することが記載されている。しかし、せん断力および偏芯モーメントが同時に作用する接合部のせん断伝達性能に関する研究例は少ないため、便宜上、せん断力は接合部の中央部分で、偏芯モーメントは接合部両端部の圧縮および引張力で負担すると仮定して、両応力に対して別々に設計しているのが現状である。

本研究では、既存架構と新設架構との接合部の構造形式としてP C 圧着接合法を用いる場合を想定し、そのせん断伝達機構および変形機構を解明するため、既存建物の外側に耐震架構をスラブを介して圧着接合したモデル試験体に関する実験を行った。試験要因としては、既存部のコンクリート強度・圧着応力・シアスパン比およびP C 鋼材へのグラウトの有無を採用し、それら要因が圧着接合部の荷重 - 変形関係に及ぼす影響を調べ、破壊モード・せん断耐力および変形推定法について検討した。その結果、破壊形式が接合面のずれ破壊の場合におけるせん断耐力推定式を提案し、また変形推定に関してはずれ変形およびめり込み変形がキーポイントになることを明らかにした。

2. 実験概要

試験体は想定実構造物の約 $1/\sqrt{3}$ の縮尺とし、新設梁およびスラブを一体打ちとしたプレキャスト部を、目地(厚さ20mm)を介して既存梁部に6本のP C 鋼棒(C種 17mm)で圧着接合したものである。試験体の接合面には、新設部・既存部ともにJ A S 合板を型枠として用い目荒しなどの処理は行っていない。試験体計画

要因一覧を表 - 1 に、コンクリートの調合表を表 - 2 に、使用材料の力学的試験結果を表 - 3 に示す。圧着接合のみのせん断伝達性能を確認するため、基本的に P C 鋼棒はシース(内径28mm)内を通すアンボンドとした。しかし、実際の施工では防錆や付着確保の観点からシース内にグラウトが注入されるため、比較のために 7 試験体のみシース内にグラウトを注入した。試験体に関して既存部のコンクリート強度は9・13.5N/mm²の2種類、圧着応力(σ)は想定している圧着応力比(σ/Fc_e)からその強度に合わせ0.9・1.35・2.0・2.7N/mm²の4種類とし、シアスパン比(h/D)は950/1800・1750/1800・550/1800の3種類を計画した。荷重は正負交番荷重とし、主として荷重点の水平変形(H)に対する部材角R(= H/h)による変形制御とし、接合面のずれ変形(H3)による変形制御も併用した。測定項目は、H・H3・接合部の鉛直変位(V)・P C 鋼棒のひずみである。試験体形状・荷重図を図 - 1 に、測定概要図を図 - 2 に示す。

表 - 1 試験体計画要因一覧

年度	試験体名	既存部	新設部・目地部	圧着応力	圧着応力比	シアスパン比	グラウト
		F _c e (N/mm ²)	F _c (N/mm ²)	σ = P/A (N/mm ²)	σ/F _c e	h/D	の有無
2007	A9-0.9-05	9	50	0.9	0.10	950/1800	無
	A9-1.35-05			1.35	0.15		
	A13.5-2.7-05			2.7	0.20		
2008	A13.5-2.0-05	13.5	50	2.0	0.15	1750/1800	有
	A13.5-2.0-10					550/1800	
	A13.5-2.0-03					950/1800	
	A13.5-2.0-05-G					950/1800	

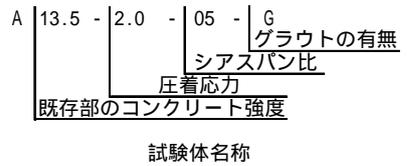
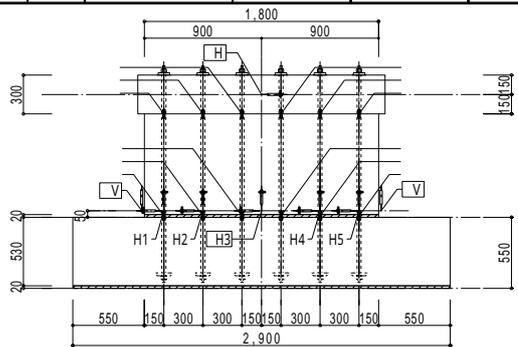


表 - 2 コンクリートの調合表

計画強度 N/mm ²	水セメント比 W/C	単位量						
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 石灰石	混和剤 減水剤	混和剤 AE剤
9.0	110	159	145	931	967	115	0.65	0.030
13.5	97	159	164	938	975	85	0.52	0.030
50.0	36	158	439	721	1078	-	1.976	-

表 - 3 使用材料の力学的試験結果

年度	試験体名	既存部コンクリート		新設部コンクリート			目地モルタル	グラウト
		圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	せん断弾性係数	圧縮強度	圧縮強度
		f _c (N/mm ²)	E _c (×10 ⁴ N/mm ²)	f _c (N/mm ²)	E _c (×10 ⁴ N/mm ²)	G _c (×10 ⁴ N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
2007	A9-0.9-05	9.0	1.63	53.7	3.29	1.37	59.8	24.3
	A9-1.35-05	6.9	-	57.2	3.30	1.37	55.1	
	A13.5-2.7-05	11.4	1.44	46.5	3.14	1.31	50.9	
2008	A13.5-2.0-05	10.4	1.40	55.6	3.49	1.45	62.9	
	A13.5-2.0-10	13.2	1.61	72.7	3.74	1.67	65.5	
	A13.5-2.0-03	11.7	1.52	50.9	3.13	1.35	60.5	
	A13.5-2.0-05-G	13.5	1.87	55.5	3.34	1.42	62.5	



印の数値は計測できなかったため、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説」をもとに圧縮強度から算定。その他の数値については原則として3体のテストピースの試験結果による平均値を採用。

図 - 2 測定概要図

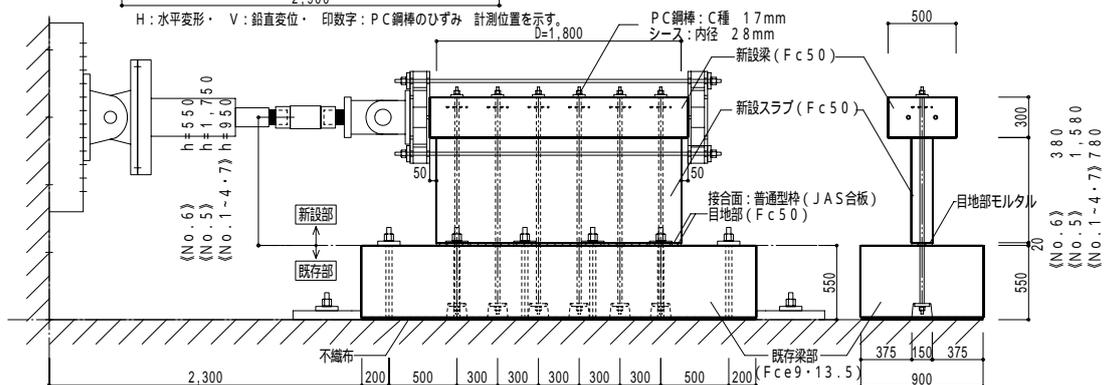


図 - 1 試験体形状・荷重図

3. 実験結果および考察

図 - 3 は、各試験体の荷重(Q) - 水平変形(H)関係の繰り返し履歴を細実線で、包絡線を太実線で示したもので、図中には、水平変形(H) - ずれ変形(H3)関係も一点鎖線で併記している。実験結果および既報²⁾で得た摩擦係数 $\mu=0.8$ と初期導入力(P)を用いたせん断耐力計算値 $Q1=0.8 \cdot P$ 、最大耐力(Q_{max})時のP C鋼棒の張力増分(P')も考慮したせん断耐力計算値 $Q2=0.8 \cdot (P + P')$ を表 - 4に示す。また、図 - 3中にQ1およびQ2を点線および破線で示している。

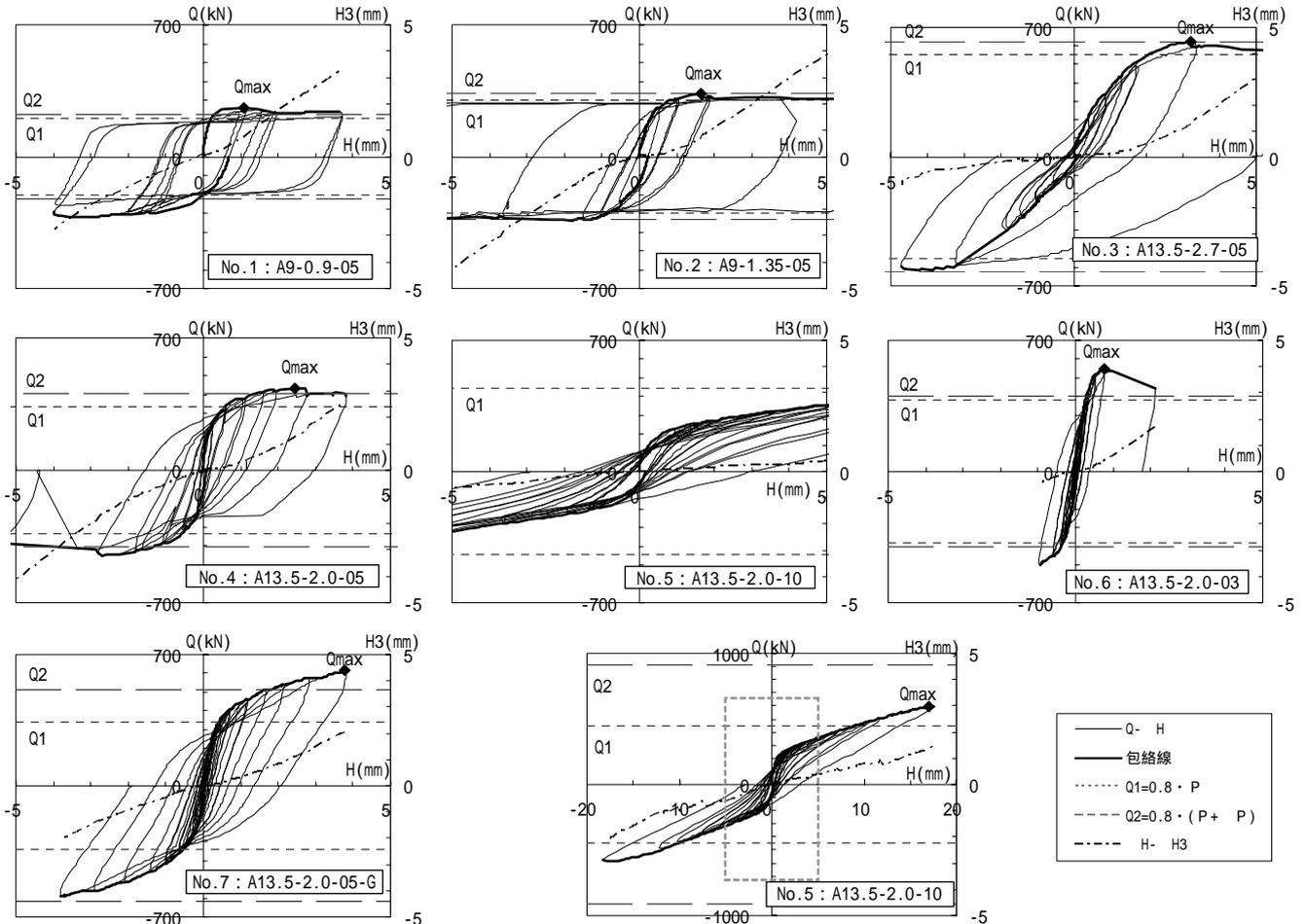


図 - 3 Q - H・H - H3関係

表 - 4 実験結果とせん断耐力計算値

年度	試験体名	初期導入力			最大耐力時 ¹⁾			せん断耐力計算値時 ²⁾						破壊形式	
		P (kN)	σ (N/mm ²)	σ/σ_B	Q_{max} (kN)	H(mm)	H3(mm)	P (kN)	Q1 (kN)	$Q_{max}/Q1$	H3(mm)	Q2 (kN)	$Q_{max}/Q2$		H3(mm)
1	A9-0.9-05	258	0.96	0.11	261	1.08	0.72	20	206	1.27	0.12	223	1.17	0.15	接合面のずれ破壊
2	A9-1.35-05	378	1.40	0.20	334	1.65	0.68	39	302	1.10	0.23	333	1.00	0.65	接合面のずれ破壊
3	A13.5-2.7-05	688	2.55	0.22	626	3.22	1.25	93	550	1.14	0.47	625	1.00	1.22	接合面のずれ破壊
4	A13.5-2.0-05	423	1.57	0.15	436	2.44	1.21	80	338	1.29	0.09	403	1.08	0.50	接合面のずれ破壊
5	A13.5-2.0-10	557	2.06	0.16	597	17.06	1.35	576	446	1.34	0.66	907	0.66	-	-
6	A13.5-2.0-03	475	1.76	0.15	545	0.77	0.40	26	380	1.43	0.06	401	1.36	0.07	接合面のずれ破壊
7	A13.5-2.0-05-G	427	1.58	0.12	614	3.79	2.04	211	341	1.80	0.07	510	1.20	0.58	-

1: 実験結果は正加力時の値を示す。 5試験体(A13.5-2.0-10)・ 7試験体(A13.5-2.0-05-G)に関しては実験終了時の値を示す。

2: $Q1 = \mu \cdot P$, $Q2 = \mu \cdot (P + P')$, $\mu = 0.80$

3.1 破壊過程と荷重 - 変形関係

各試験体の荷重 - 変形関係では、剛性の大きい初期段階から、荷重の増大とともに接合部の目開き・低強度コンクリートである既存部への新設部のめり込みおよび目地モルタル部のひび割れ進展などが観察され剛性が低下した。しかし、高強度コンクリートである新設プレキャスト部のひび割れは皆無であった。

破壊形式としては接合面のずれ破壊を生じたものとそうでないものの2種類が観察された。なお、ここでいうずれ破壊とは、 Q_{max} をピークとしてその後接合面のずれ変形が急激に進行したものと定義する。

接合面のずれ破壊は 1・2・3・4・6 試験体で観察された。そのうちシアスパン比が同じ 950/1800 である 1・2・3・4 試験体の包絡線は同様の形状を示し、 H が 1mm~3mm 程度で最大耐力に達したあと急激に荷重が低下することはなかった。しかし、シアスパン比が小さい 550/1800 の 6 試験体では、 H が 0.77mm と小さい時に最大耐力に達したあと急激に荷重が低下した。これは、6 試験体ではシアスパン比が小さいためせん断が卓越し、既報²⁾の一面せん断試験の結果と同様にずれ破壊が急激に進行したためと考えられる。一方、シアスパン比が大きくなると曲げの影響により、既存部へのめり込みおよびPC鋼棒の張力が増えることにより圧着応力も大きくなりずれ抵抗が増大し、ずれ破壊が進行しにくくなるためだと考えられる。なお、目視においても低強度コンクリートである既存部が新設部により削られながら接合面のずれが生じ、圧縮側となる新設スラブの小口部付近にもコンクリートの粉状のものが観察された。同一シアスパン比のものを比較すると、圧着応力が増大するにつれて Q_{max} だけでなくその時点の H および P も大きくなっていった。接合面のずれ破壊を生じた試験体の Q_{max} における H_3 は 0.4mm~1.25mm で、外側耐震改修マニュアル¹⁾におけるあと施工アンカーに対する許容値 2mm よりも小さい値であった。

シアスパン比が 1750/1800 と最も大きく曲げが卓越する 5 試験体では、さらに曲げの影響が大きく同一水平荷重に対する接合面の圧縮合力が大きくなると考えられ、 H に対する H_3 も他の試験体と比較し非常に小さく、荷重および H が増大し続けた。また、実験終了時には、圧縮側となる新設スラブの小口部のコンクリートおよび目地部のモルタルにも圧壊が観察され、引張側最外縁のPC鋼棒のひずみも 6300 μ 程度まで増大し降伏に近い状態であった。

グラウトありの 7 試験体と、シアスパン比および圧着応力が同じでグラウトの無い 4 試験体とを比較すると、 H が 1.5mm 程度までほぼ同様の $Q - H$ 関係を示した。しかしそれ以降、4 試験体では 2.5mm 程度まで荷重の上昇はあまり見られなかったのに対し、7 試験体では H_3 は大きくなるもののずれ破壊には至らず荷重の上昇が見られた。これらの現象は、一面せん断試験の結果²⁾と同様に、グラウト部の低強度コンクリートである既存部への側方めり込みとダボ効果に起因すると考えられる。

$Q - H$ 関係のループ形状は、シアスパン比が一番大きく曲げが卓越する 5 試験体だけはずれ変形も小さく復元性のよい逆S型となっている。それ以外の試験体ではいずれも $H - H_3$ 関係からわかるようにずれ変形が進行しリップ型となっている。なお、どの試験体においてもPC鋼棒の定着部の支圧面での損傷や破壊は見られなかった。

3.2せん断耐力

各試験体のせん断耐力実験値はせん断耐力計算値 Q_1 を上回り、接合面のずれ破壊を生じた試験体においてはPC鋼棒の張力増分も考慮したせん断耐力計算値 Q_2 が実験結果を良好に推定する結果となった。なお、

1・6 試験体では実験結果が他の試験体と比較し若干大きくなっている。この原因の詳細は検討中であるが、一面せん断試験の結果²⁾が大きくばらつくのと同様にばらつきの影響とも考えられる。また、各せん断耐力計算値における H_3 は、 Q_1 時で0.06mm~0.47mm、 Q_2 時で0.07mm~1.22mmと小さい値であった。

3.3変形推定法

試験体載荷点の水平変形(H)は、図-4に示すように既存部と新設部との接合面のずれ変形(S_1)、新設部の既存部へのめり込み変形(S_i)、新設部のせん断変形()および曲げ変形(M)の累加になると仮定し、各変形を以下のように算出した。

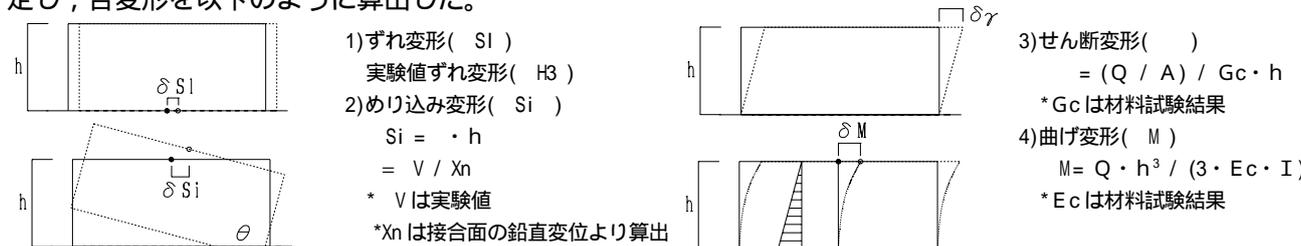


図-4 各変形概念図・算定方法

図 - 5 は、図 - 3 に示した Q - H 関係包絡線における除荷開始点での H の実験結果を折れ線で、各変形成分の計算値の合計値($S_i + S_{i+1} + M$)を棒グラフで示して比較したものである。新設プレキャスト部自体のせん断変形および曲げ変形の占める割合は非常に小さく新設部は剛体と考えることができ、ずれ変形とめり込み変形が支配的となっているが、いずれの試験体においても、各変形の累加値は H 実験値を良好に推定できている。図 - 5 では以下のような特徴が見られた。

接合面のずれ破壊を生じた 1・2・3・4・6 試験体では、最大耐力後めり込み変形の増大は見られず、ずれ変形のみが進行している。また、同じシアスパン比の試験体においても圧着応力の大きさによってその性状が異なり、圧着応力が一番小さい 1 試験体ではずれ変形の割合が他の試験体に比べ大きく、圧着応力が一番大きい 3 試験体ではめり込み変形の割合が大きくなっている。

一方、曲げが卓越するシアスパン比が一番大きい 5 試験体ではずれ変形は殆ど生じず、めり込み変形が大部分を占めている。

グラウトの有無のみ異なる 4 試験体と 7 試験体とを比較すると、グラウトの無い 4 試験体のずれ破壊が生じる前の部材角 1/500 程度まで各変形が占める割合はほぼ同様の傾向を示している。しかし、4 試験体がずれ破壊したのに対してグラウトのある 7 試験体ではずれ破壊せずに荷重が上昇し、それに伴いずれ変形だけでなくめり込み変形も増大している。

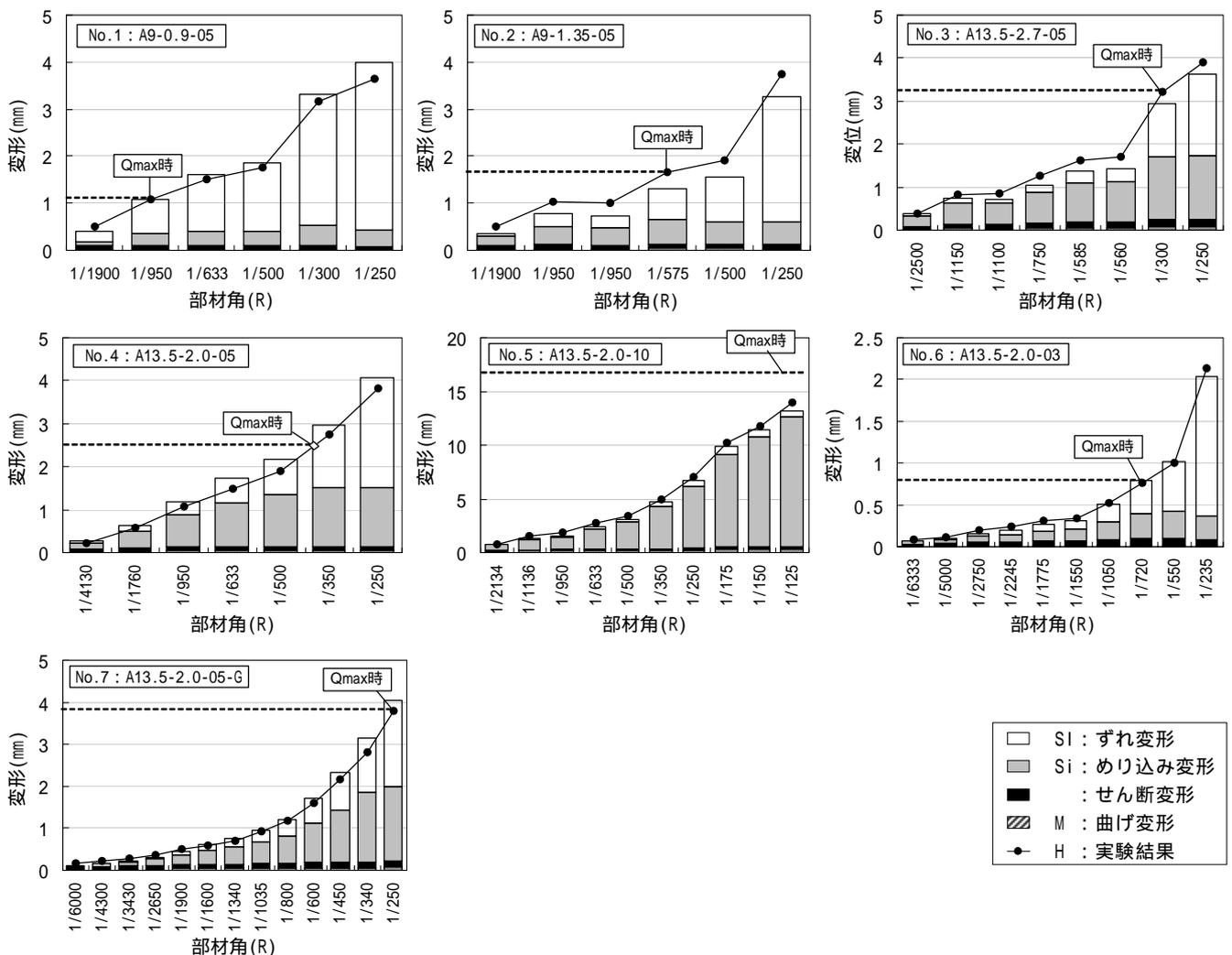


図 - 5 実験結果と各変形成分の計算値の合計値との比較

4.まとめ

本研究で得られた主な結果を以下に示す。

(1) 破壊モードおよび荷重 - 変形関係について

- a. シース内にグラウトがない試験体の破壊形式には接合面のずれ破壊を生じたものと生じなかったものの2種類が観察された。すなわち、ずれ破壊を生じた試験体では、せん断が卓越するシアスパン比の一番小さい試験体 ($h/D = 550/1800$) が、水平変形が小さい時点で最大耐力に達したあとに急激に荷重が低下する破壊モードを示したのに対し、 h/D が $950/1800$ と共通のその他の試験体では、最大耐力に達したあと急激な荷重低下がなく破壊するモードであった。一方、曲げが卓越するシアスパン比の一番大きい試験体 ($h/D = 1750/1800$) では、荷重の増大とともに変形が増大し、ずれ破壊は生じなかった。
- b. シース内にグラウトのある試験体の場合においても、ずれ変形がグラウト無し試験体よりも小さいが低荷重域から計測された。しかし、グラウト無し試験体の破壊が生じたずれ変形時点でもずれ破壊せず、荷重が上昇した。これらの現象はグラウト部の、低強度コンクリートである既存部への側方めり込みとダボ効果に起因するものと考えられる。
- c. 荷重 - 変形関係のループ形状は、シアスパン比が一番大きい試験体ではずれ変形も小さく復元性のよい逆S型であったが、それ以外の試験体ではずれ変形が生じるとき特有のスリップ型であった。

(2) せん断耐力とずれ変形について

接合面のずれ破壊を生じた試験体のせん断耐力は、既報²⁾で得た摩擦係数 $\mu=0.8$ とPC鋼棒による初期導入力(P)のみを用いて算出したせん断耐力計算値 $Q1=0.8 \cdot P$ を上回った。また、載荷に伴う張力増分(P)を考慮したせん断耐力計算値 $Q2=0.8 \cdot (P+ P)$ は実験値を精度よく推定した。

$Q1$ 時におけるずれ変形の実験値は $0.06\text{mm} \sim 0.47\text{mm}$ 、また $Q2$ 時のずれ変形量は $0.07\text{mm} \sim 1.22\text{mm}$ で、「外側耐震改修マニュアル」¹⁾におけるあと施工アンカーに対する許容値 2mm よりも小さい値であった。

(3) 変形機構と変形の推定について

試験体の水平変形が、新設プレキャスト部自体のせん断変形および曲げ変形、スラブと既存部のずれ変形およびスラブのめり込み変形で構成されると仮定すると、いずれの試験体でも前2者が水平変形に占める割合は非常に小さく、変形の殆どは後2者に起因するものであった。圧着応力やシアスパン比が小さいときには水平変形に占めるずれ変形の割合が大となり、一方、大きいときにはめり込み変形の割合が大となった。

(4) 変形機構の分析から、ずれ変形およびめり込み変形が推定できれば、想定するPC圧着型外側耐震補強工法における圧着接合部の荷重 - 変形挙動を良好に推定できる可能性のあることがわかった。

謝辞

本研究は、国土交通省「住宅等の耐震性の向上に資する技術開発」プログラムによるもので、(株)ミラクルスリーコーポレーションから多大な研究協力を得た。また、平成20年度科学研究費補助金（課題番号：19560585、代表者；中塚侑）を受けた。さらに、実験に際しては、高周波熱錬(株)から資材提供を得た。また、当時大阪工業大学大学院生、吉田由美子氏、建築学科卒論生、若井麻佑子氏、森本圭祐氏から助力を得た。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 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」, pp.78~83,2002.
- 2) 中塚ら：低強度鉄筋コンクリート建物に対する圧着型外側耐震補強に関する基礎研究(その1,2)：日本建築学会梗概集C-2, pp.899~902, 2008.9