

鉄骨を用いた基礎梁とパイルキャップの 応力伝達機構に関する研究

－ 部分架構試験体による性能確認 －

Mechanism of Stress Transmission Between Steel Frame Foundation Beams and Pile Caps

- Confirming Performance Using Partial Frame Test Specimens -

山上 聡* 和田湧気* 岸本 剛** 反町 敦*** 岡 靖弘****

要 旨

上部構造が鉄骨造の建物では、基礎梁を鉄筋コンクリート造とすることが一般的であるが、基礎梁を鉄骨造として設計できれば、躯体重量の削減による杭基礎のコストダウンや施工性の向上による工期短縮が期待できる。基礎梁を鉄骨造とするためには、地震時に杭頭に生じる応力を、パイルキャップを介して鉄骨基礎梁に伝達する必要がある。そこで今回、杭をパイルキャップに杭径と同じ長さだけ埋込む鉄骨基礎梁工法を考案し、部分架構試験体の構造実験を行った。その結果、本工法においては「てこ機構」により杭頭に生じる応力を鉄骨造の基礎梁に伝達することができ、その耐力は既往の計算式で概ね評価できることを確認した。

キーワード：鉄骨構造、基礎梁、パイルキャップ、杭基礎

1. まえがき

近年、電子商取引の拡大などによって、物流施設の需要が増加している。これらの建物は一般的に広い空間を要するため、上部構造を鉄骨造（以下、S 造）として大スパン構造とすることが多く、より合理的で耐震性のある様々な構法が研究されている。その中で、上部構造が S 造の建物においても、基礎梁は鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）とすることが一般的であり、上部構造のスパンに合わせて基礎梁を設計すると、RC 造では梁断面が大きくなる傾向があった。一方、基礎梁を S 造とする工法では、RC 造の基礎梁よりも軽量化することができ、杭のコストダウンや、配筋・型枠・コンクリート工事の削減による大幅な工期短縮と施工性の改善、省人化が期待できる。しかし、基礎梁を S 造とすると、フランジ幅が広い場合、杭頭に生じるモーメントを負担するための杭頭補強筋を配筋しづらいという問題が生じる。また、地震時に杭頭に生じる応力を、パイルキャップを介して S 梁へ伝達する機構が不明であり、これを実験等により明らかにする必要がある。

これらの問題を解決するために、杭をパイルキャップ

に杭径と同じ長さだけ埋込み、「てこ機構」を利用し、杭頭に生じる応力を鉄骨造の基礎梁まで伝達させる工法を提案した。本報では、その工法概要と構造実験の結果について報告する。

2. 工法概要

鉄骨基礎梁工法の概要を図-1に示す。本工法は、鉄骨造の基礎梁と既製杭およびパイルキャップの下部と上部で構成されている。パイルキャップ下部には、杭頭が杭径と同じ長さだけ埋込まれている。杭頭曲げに対しては、杭頭補強筋と埋込みによるてこ作用で抵抗するが、杭頭補強筋は引張軸力が作用する場合を除いて省略できる。また、曲げ伝達のために、パイルキャップ下部から鉄骨基礎梁を内包するパイルキャップ上部へ跨って曲げ主筋を配置し、上部へ定着させる。パイルキャップ上部には S 梁を貫通させ、周囲をふさぎ板で覆っている。ふさぎ板は、S 梁のリッププレートに溶接又はボルト接合とすることができ、鉄骨部材にはメッキ処理が可能である。

*技術本部技術研究所建築研究グループ **技術本部技術研究所企画・管理グループ

東日本支社建築設計部 *建築本部建築設計統括部

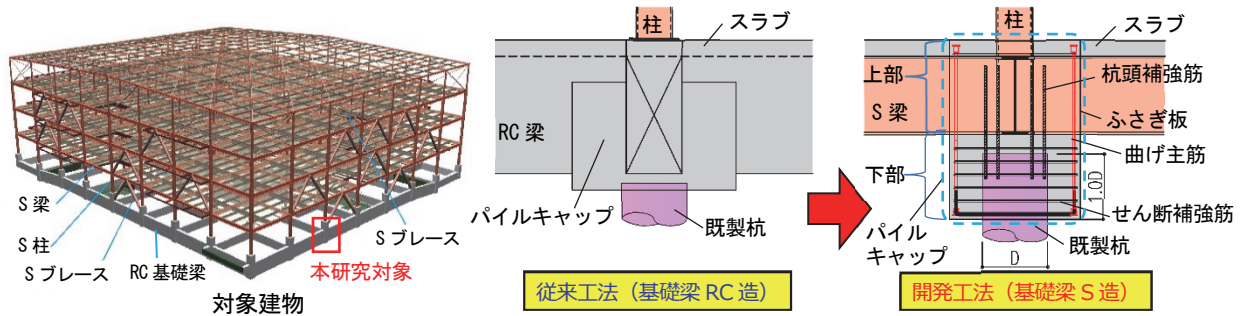


図-1 鉄骨基礎梁工法の概要

3. 構造性能の確認

3.1 実験概要

本研究では、鉄骨基礎梁工法における、パイルキャップの応力伝達機構や設計法の妥当性（パイルキャップの耐力や架構の破壊形式）を確認するために、部分架構試験体の繰返し荷重実験を実施した。

試験体一覧を表-1に、代表的な試験体形状を図-2に示す。試験体は、縮尺率を1/3とし、S造の柱、鉄骨造の基礎梁（以下、鉄骨基礎梁）、外殻鋼管付コンクリート杭（以下、SC杭）およびパイルキャップからなる十字形試験体3体と、ト字形試験体1体である。パイルキャップ下部の補強には、せん断補強筋と併せ、杭埋込み始端に溶接閉鎖型の集中補強筋を施している。パイ

ルキャップ上部には、せん断補強筋の代わりにふさぎ板形式を採用し、S梁のフランジ上部を押さえるようにかんざし筋を施した。各試験体の特徴を以下に示す。

K-1：杭が埋込まれるパイルキャップ下部の破壊を想定した十字形の試験体である。ふさぎ板は溶接接合とし、下部パイルキャップの耐力等を確認する標準試験体である。

K-2：K-1に対して、ふさぎ板をボルト接合に、鉄骨部を溶融亜鉛メッキ処理としており、ふさぎ板の接合方法と鉄骨部の表面処理の違いによる影響を確認する試験体である。

K-3：K-1に対して、杭芯を柱芯から面内に100mm偏心させた試験体である。杭偏心に伴って杭頭補強筋が設けられないこと、および柱軸力によって付

表-1 試験体一覧

試験体	梁	柱	SC杭		パイルキャップ				柱軸力		想定破壊形式	特徴		
	断面(材質) mm	断面(材質) mm	断面(材質) mm	杭頭埋込み長 mm	杭頭補強筋(材質)	F_c N/mm ²	杭偏心	ふさぎ板(材質) mm	接合	S梁幅/フーチング幅			軸力 kN	軸力比 η
K-1	BH-400×125×9×19 (SN490B)	B□-200×200×19 (SN490B)	φ318.5×T69×t12.7 (STK490) (T:全厚t:鋼管厚)	318.5 (1.0D)	8-D16 (SD390)	36	無	PL-3.2 (SS400)	溶接	0.20	200	0.04	パイルキャップ下部のせん断破壊	標準試験体 ふさぎ板ボルト接合 溶融亜鉛メッキ処理 杭偏心
K-2				478 (1.5D)	—		有		ボルト					
K-3			318.5 (1.0D)	8-D16 (SD390)	無		溶接	0.16	-350	-0.14	梁曲げ降伏破壊			
K-4	BH-325×100×6×9 (SN490B)	□-200×200×12 (BCR295)												

注) F_c : 目標コンクリート強度、軸力比 $\eta = N / (A \cdot \sigma_y)$ 、 N : 軸力、 A : 鉄骨柱断面積、 σ_y : 鉄骨柱規格降伏強度

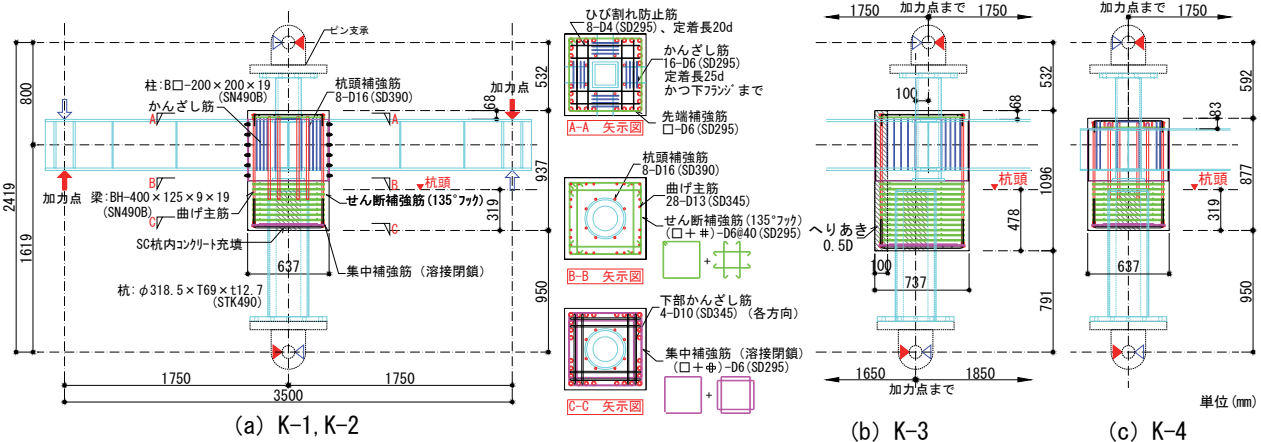


図-2 試験体形状

加曲げモーメントが生じることに對して、パイルキャップに對策（杭頭埋込み長さ、パイルキャップ断面のせいと曲げ主筋の増大）を施した。杭の水平方向の施工誤差により想定される最大杭偏心時の補強方法を採用した下部パイルキャップの耐力等を確認する。

K-4：想定破壊形式を鉄骨基礎梁の曲げ降伏型としたト字形の試験体である。鉄骨基礎梁の曲げ降伏がパイルキャップの降伏より先行する場合の変形性能やパイルキャップの損傷状況を確認する。

3.2 使用材料

コンクリートの材料試験結果を表-2に、鉄筋の材料試験結果を表-3に、鋼板の材料試験結果を表-4に示す。パイルキャップについては、各試験体に共通して、コンクリートの目標圧縮強度 F_c を 36N/mm^2 とし、パイルキャップの上部と下部で打ち継いだ。鉄筋は、杭頭補強筋に D16(SD390)を、曲げ主筋に D13 (SD345)を、せん断補強筋と集中補強筋に D6(SD295)を用いた。

鉄骨部については、K-1~K-3 の柱に B□-200×200×19 (SN490B)を、梁には BH-400×125×9×19 (SN490B)を用いた。K-4 は、柱に□-200×200×12 (BCR295)を、梁には BH-325×100×6×9 (SN490B)を用いた。また、ふさぎ板に PL-3.2 (SS400)を用いた。

杭については、SC 杭を採用し、鋼管に $\phi 318.5 \times T69 \times t12.7$ (STK490)を用いた。また、コンクリートの設計基準強度を 105N/mm^2 とした。

3.3 荷重方法

荷重装置を図-3に示す。荷重については、上下柱の端部をピン・ローラーで支持し、上柱に一定軸力 N を加えた状態で、両梁加力部の鉛直変位を逆対称に制御しながら、梁せん断力 Q_g を与えた。なお、梁の横座屈の防止と上柱端支持部の面外変位を抑制するために、梁のスパン中央部近傍と加力部近傍および柱上部支持器具に振れ止め装置を設けた。

柱への一定軸力 N については、K-1、K-2 では曲げ耐力への影響が小さくなるように、S 柱の降伏軸力に対して軸力比 $\eta=0.04$ (圧縮 200kN) とした。また、K-3 では実建物における中柱の長期軸力を想定して $\eta=0.18$ (圧縮 800kN)、K-4 では短期における隅柱での引張を想定して $\eta=-0.14$ (引張 350kN) とした。なお、試験体 K-3 では、杭芯が柱芯に對して偏心しているため、軸力導入時において、柱と杭には杭偏心に伴う付加曲げモーメントが作用する。

梁への荷重については、層間変形角 R によって制御し、加力方向は、図-3中において右側の梁を上向きに、左側の梁を下向きに加力する方向を正加力とした。荷重履歴は、層間変形角 $R=2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで2サイクルずつの正負交番繰返し荷重を行い、その後、正加力方向へ $R=60 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで単調荷重を行った。

表-2 コンクリートの材料試験結果

F_c (N/mm^2)	使用試験体	σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	
36	K-1	下部パイルキャップ	37.7	2.07	30.1	3.03
		上部パイルキャップ	32.4	1.90	28.3	2.74
	K-2	下部パイルキャップ	39.2	1.99	31.0	2.97
		上部パイルキャップ	32.5	1.96	27.7	2.58
	K-3	下部パイルキャップ	38.1	2.13	29.7	2.38
		上部パイルキャップ	33.0	1.93	29.2	2.46
	K-4	下部パイルキャップ	38.8	2.09	30.6	3.03
		上部パイルキャップ	33.0	1.88	29.5	2.74

F_c : 目標圧縮強度、 σ_B : 圧縮強度、 ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ、 E_c : ヤング係数、 σ_t : 引張強度、各3本の平均値を示す。

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	材質	使用部位	使用試験体	E_s (kN/mm^2)	σ_{sy} (N/mm^2)	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)
D16	SD390	杭頭補強筋	K-1, 2, 4	192	460	2.40
D13	SD345	曲げ主筋	全試験体	187	393	2.10
D10	SD345	下部かんざし筋	全試験体	185	400	2.16
D6	SD295	せん断補強筋 集中補強筋 梁際かんざし筋	全試験体	180	342	1.90
D4	SD295	ひび割れ防止筋	全試験体	183	328	1.79

E_s : ヤング係数、 σ_{sy} : 降伏点、 ϵ_{sy} : 降伏ひずみ ($=\sigma_{sy}/E_s$)、各3本の平均値を示す。
※降伏点は、D4、D6(SD295)では0.2%オフセット耐力、他は上降伏点とした。

表-4 鋼板の材料試験結果

公称厚さ	材質	使用部位	使用試験体	E_s (kN/mm^2)	σ_{sy} (N/mm^2)	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)
PL-19①	SN490B	鉄骨梁 フランジ	K-1, K-3	210	360	1.71
PL-19① (めっき)	SN490B	鉄骨梁 フランジ	K-2	195	370	1.90
PL-19②	SN490B	鉄骨柱	K-1, K-3	210	362	1.72
PL-19② (めっき)	SN490B	鉄骨柱	K-2	206	359	1.74
PL-12	BCR295	鉄骨柱	K-4	216	400	1.85
PL-9	SN490B	鉄骨梁 フランジ	K-4	212	363	1.71
		鉄骨梁 ウェブ	K-1, K-3			
PL-9 (めっき)	SN490B	鉄骨梁 ウェブ	K-2	218	369	1.69
PL-6	SN490B	鉄骨梁 ウェブ	K-4	212	395	1.86
PL-3.2	SS400	ふさぎ板	K-1, 3, 4	211	319	1.51
PL-3.2 (めっき)	SS400	ふさぎ板	K-2	210	392	1.87

E_s : ヤング係数、 σ_{sy} : 降伏点 (0.2%オフセット耐力)、 ϵ_{sy} : 降伏ひずみ ($=\sigma_{sy}/E_s$)、各3本の平均値を示す。
※溶融亜鉛めっき試験片の応力度は、めっき処理前の断面寸法を用いて算定。

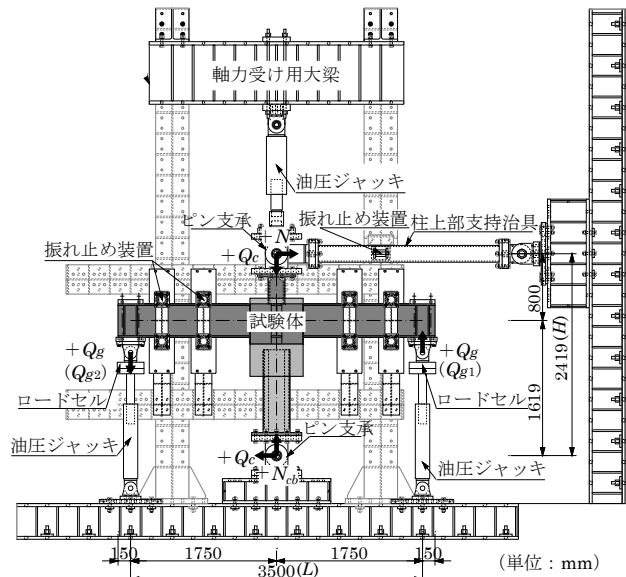


図-3 荷重装置

3.4 計測方法

荷重については、ロードセルを用いて各梁せん断力 Q_{g1} 、 Q_{g2} を、また油圧ジャッキに設けた油圧計を用いて柱軸力 N を測定した。梁せん断力 Q_g については、式(1)、(2)によって算出した。

$$Q_g = (Q_{g1} - Q_{g2})/2 \quad (\text{十字形}) \quad (1)$$

$$Q_g = -Q_{g2} \quad (\text{ト字形}) \quad (2)$$

変位については、柱支持点において、上部がピン支持、下部がピンローラー支持された計測フレームに設置した変位計を用いて測定した。層間変形角 R は、梁加力点の鉛直変位を柱芯から加力点の距離で除した値とした。

破壊性状については、載荷時にひび割れの発生状況を観察した。また、各目標変形角の1サイクル目の到達時において、クラックスケールにてひび割れ幅を測定した。

3.5 実験結果

a. 荷重-変形関係およびひび割れ状況

梁せん断力 Q_g -層間変形角 R 関係を図-4に、パイルキャップの典型的なひび割れ発生状況を写真-1に示す。ひび割れは、下部パイルキャップの下面では、杭前面方向、杭側面方向、杭前面斜め方向に発生した。また、下部パイルキャップ側面には、斜めひび割れと曲げひび割れが、上部パイルキャップ上面には曲げひび割れがそれぞれ発生した。

これらのひび割れは、下部パイルキャップ破壊型の K-1~K-3 では $R=+5.1 \times 10^{-3}$ rad 時までに発生し、梁曲げ降伏型の K-4 では下部パイルキャップ側面の斜めひび割れを除いて $R=+20.1 \times 10^{-3}$ rad 時までに発生した。

ふさぎ板内コンクリートの状況を写真-2に示す。上部パイルキャップふさぎ板内のひび割れ発生状況を確認するため、実験終了後に K-2 のふさぎ板の一部を切断し

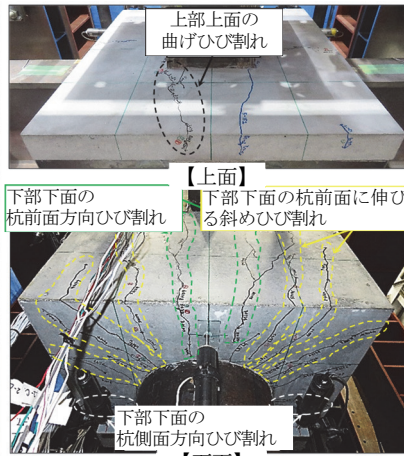
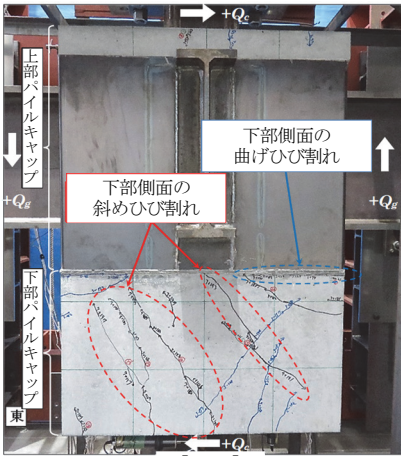
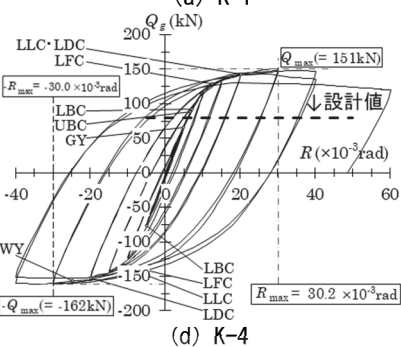
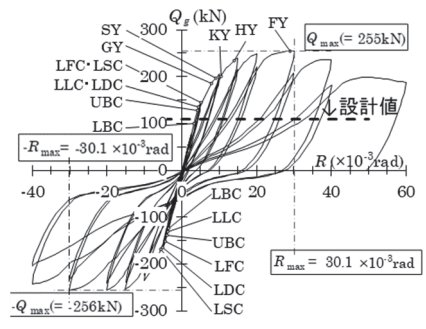
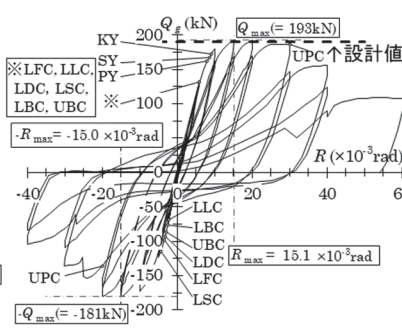
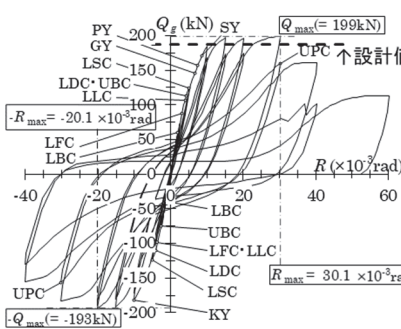


写真-1 試験体の典型的なひび割れ発生状況 (K-1 : $R=+15 \times 10^{-3}$ rad 時)

写真-2 ふさぎ板内コンクリートの状況 (K-2)



【主な発生現象】	
[下部パイルキャップのひび割れ]	[鉄骨部・鉄筋の降伏]
LFC : 下面の杭前面方向ひび割れ	GY : 鉄骨梁フランジの引張降伏
LLC : 下面の杭側面方向ひび割れ	WY : 鉄骨梁ウェブのせん断降伏
LDC : 下面の杭前面に伸びる斜めひび割れ	HY : 鉄骨柱の圧縮降伏
LSC : 側面の斜めひび割れ	PY : 杭頭補強筋の引張降伏
LBC : 側面の曲げひび割れ	SY : せん断補強筋の引張降伏
[上部パイルキャップのひび割れ]	KY : 下部かんざし筋の引張降伏
UBC : 上面の曲げひび割れ	FY : パイルキャップ主筋の引張降伏

図-4 梁せん断力 Q_g -層間変形角 R 関係

たが、ひび割れの発生は確認されなかった。

b. 各試験体の破壊状況

K-1 と K-2 における鉄筋の引張降伏は、 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に杭頭補強筋、 $R=8.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にせん断補強筋、 $R=9.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に下部かんざし筋で発生した。なお、K-1 では $R=6.6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に鉄骨梁フランジの引張降伏も発生した。さらに、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時以降は、下部パイルキャップ下面の杭前面に伸びる斜めひび割れの顕著な拡大を伴い、K-1 では $R=30.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力 $Q_{\max}=199 \text{kN}$ に、K-2 では $R=15.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に $Q_{\max}=193 \text{kN}$ に達した。その後、同ひび割れの拡大に伴い、耐力が低下した。したがって、両試験体ともに、これらの鉄筋の降伏状況とひび割れ拡大状況から、下部パイルキャップ杭前面部のせん断破壊によって最大耐力に至ったと考えられる。

K-1 と K-2 における Q_g-R 関係の包絡線の比較を図-5に示す。K-1 と K-2 の Q_g-R 関係は、最大耐力時の $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは概ね同様であったが、それ以降では、ふさぎ板をボルト接合して溶融亜鉛めっき処理を施した K-2 の方がやや下回って推移した。

K-3 では、鉄骨梁フランジの引張降伏は、 $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に発生した。また、鉄筋の引張降伏は、 $R=9.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にせん断補強筋、 $R=10.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に下部かんざし筋で発生した。さらに、S 柱の圧縮降伏が、 $R=14.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に発生した。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降は、下部パイルキャップ杭前面の斜めひび割れが進展し、 $R=29.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にパイルキャップ主筋で引張降伏が発生し、 $R=30.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力 $Q_{\max}=255 \text{kN}$ に達した。その後、同ひび割れの拡大に伴い、耐力が低下した。したがって、鉄筋の降伏状況とひび割れの進展状況から、試験体の破壊性状は下部パイルキャップ杭前面部のせん断破壊であると推察される。

K-4 では、 $R=4.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に鉄骨梁フランジの引張降伏が発生し、 $R=30.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力 $Q_{\max}=151 \text{kN}$ に至るまで、鉄骨梁フランジの塑性ひずみが増加するとともに、 Q_g-R 関係は安定した紡錘形の履歴性状を示した。その後、鉄骨梁フランジとウェブの局部座屈が顕著となり耐力が低下した。なお、最終変形時まで、パイルキャップ内では鉄筋の降伏は生じず、パイルキャップに生じたひび割れ幅は 0.2mm 以下で明瞭に拡大しなかった。したがって、鉄骨梁の降伏状況から、鉄骨梁の曲げ降伏によって最大耐力に至ったと考えられる。

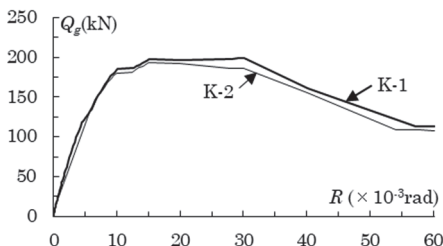


図-5 包絡線の比較

4. 設計式の検証

下部パイルキャップの耐力(uQ_{up})の算定には、学会指針²⁾に示される既製コンクリート杭のパイルキャップのうち、杭頭部をパイルキャップに埋込む接合法における限界耐力に杭頭補強筋の耐力を考慮した式(3)を用いることとした。その際、パイルキャップの耐力は、式(4)による杭埋込み部前後のコンクリートの支圧による安全限界曲げ強度(uM_{ph})から、式(5)により求めるせん断強度(uQ_{ph1})と、式(6)による杭埋込み部前面の安全限界せん断強度(uQ_{ph2})のうち小さい値を使用した。また、杭頭補強筋の耐力は、式(7)による曲げ耐力(uM_{rb})から式(8)により求めるせん断強度(uQ_{rb})とした。その際、杭頭補強筋の曲げ耐力は、杭径+周囲 100mm の円形断面柱を等断面積の正方形に置換し略算した RC 柱³⁾として検討した。

$$uQ_{up} = \min(uQ_{ph1}, uQ_{ph2}) + uQ_{rb} \quad (3)$$

$$uM_{ph} = \sigma_B \cdot \left(\frac{D \cdot h^2 \cdot L}{6L + 4h} \right) \quad (4)$$

$$uQ_{ph1} = uM_{ph} / L \quad (5)$$

$$uQ_{ph2} = c \sigma_s \cdot A_s \quad (6)$$

ここで、

- σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
- D : 杭外径(mm)
- h : 杭のパイルキャップへの埋込み長さ(mm)
- L : 杭頭曲げモーメント M とせん断力 Q の比(M/Q)
- σ_s : パイルキャップのコンクリートの直接せん断強度(N/mm²)で右式による $\sigma_s = 0.335 \sqrt{F_c}$
- A_s : 水平力作用方向の杭前面のパイルキャップのせん断破壊面の水平投影面積(mm²)で次式による $A_s = c \cdot (c + D)$ ただし、 $c/D \leq 1.0$
- c : 杭表面とパイルキャップ側面までの距離(mm)

$$\left. \begin{aligned} &(N_{min} \leq N < 0 \text{ の時}) \\ &uM_{rb} = 0.8a_r \sigma_y D' + 0.4ND' \\ &(0 \leq N \leq 0.4bD'F_c \text{ の時}) \\ &uM_{rb} = 0.8a_r \sigma_y D' + 0.5ND' \left(1 - \frac{N}{bD'F_c} \right) \end{aligned} \right\} (7)$$

$$uQ_{rb} = uM_{rb} / L' \quad (8)$$

ここで、

- N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)
- N : 軸方向力(N)
- a_r : 引張杭頭補強筋断面積(mm²)
- a_g : 杭頭補強筋全断面積(mm²)
- b : 杭の等価断面幅(mm)
- D' : 杭の等価断面せい(mm)
- σ_y : 杭頭補強筋降伏強度(N/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
- L' : 反曲点から杭頭までの距離 ($L+h$) (mm)

次に各試験体の下部パイルキャップの耐力の計算値を梁端荷重に換算し、実験時の最大荷重(Q_{\max})と比較したものを表-5に示す。全ての試験体において uQ_{ph1} に比

べて uQ_{ph2} の方が小さい結果となった。また、K-3は、他の試験体に比べて埋込み長さが1.5倍と大きいため余裕度が大きくなった。K-4は、梁の曲げ降伏を想定した試験体であり、梁の降伏荷重(80kN)以上の耐力を確保している。K-1のひずみ分布の推移を図-6に示す。上部パイルキャップはパイルキャップ面で逆対称の荷重を受けており、杭頭補強筋が降伏域に達している。そのため、パイルキャップが伝達できる荷重に着目し、「てこ機構」と杭頭補強筋による伝達を累加したものを設計値と仮定して実験値(最大耐力 Q_{max})と比較した。杭頭補強筋を施して下部パイルキャップの破壊を想定したK-1とK-2では、 Q_{max} となる前に杭頭補強筋が降伏し、実験値は uQ_{ph1} 以上であることを確認したが、設計値に対する余裕度は小さくなった。一方、杭頭補強筋を施していないK-3は、 uQ_{ph2} 以上の耐力が得られたものの、 uQ_{ph1} には至っていない。以上の結果から、杭頭の曲げモーメントを、パイルキャップを通じて鉄骨基礎梁に伝達するにあたり、「てこ機構」の効果に杭頭補強筋の効果を加えられるが、式の精度を向上させることが今後の課題である。

5. まとめ

本実験では、鉄骨基礎梁工法について、パイルキャップの応力伝達機構や設計法の妥当性(パイルキャップの耐力や架構の破壊形式)を確認するために、十字形およびト字形部分架構試験体の繰返し載荷実験を実施し、その荷重-変形関係、最大耐力、破壊状況から以下のことを確認した。

- i. 下部パイルキャップせん断破壊型十字形試験体 K-1~K-3 では、杭頭補強筋、せん断補強筋、下部かんざし筋で引張降伏が発生し、パイルキャップ下面の杭前面に伸びる斜めひび割れの拡大に伴い、杭前面部のせん断破壊によって最大耐力に至った
- ii. K-2 の上部パイルキャップふさぎ板内において、ひび割れの発生は確認されず健全であった
- iii. ふさぎ板を溶接接合した試験体 K-1 と、ふさぎ板をボルト接合し、鉄骨部を溶融垂鉛めっき処理した試験体 K-2 の梁せん断力 Q_g -層間変形角 R 関係は、最大耐力程度までは概ね同様であり、ボルト接合やメッキ処理による影響は小さかった
- iv. 杭偏心を考慮した試験体 K-3 では、杭のパイルキャップへの埋込み長さを杭径の1.5倍と長くし、主筋量を増すことで、杭頭補強筋を加えなくとも杭からの応力をパイルキャップへ伝達できた
- v. S 梁曲げ降伏型のト字形試験体 K-4 では、S 梁の曲げ降伏により、 Q_g - R 関係は安定した紡錘形の履歴性状を示し、S 梁フランジとウェブの局部座

表-5 下部パイルキャップの計算値 (kN)

試験体	uQ_{ph1}	uQ_{ph2}	uQ_{rb}	uQ_{up}	Q_{max}	Q_{max}/uQ_{up}
K-1	121	108	79	187	199	1.06
K-2	126	110	79	190	193	1.02
K-3	295	109	0	109	255	2.34
K-4	124	110	20	130	(151)	(1.16)

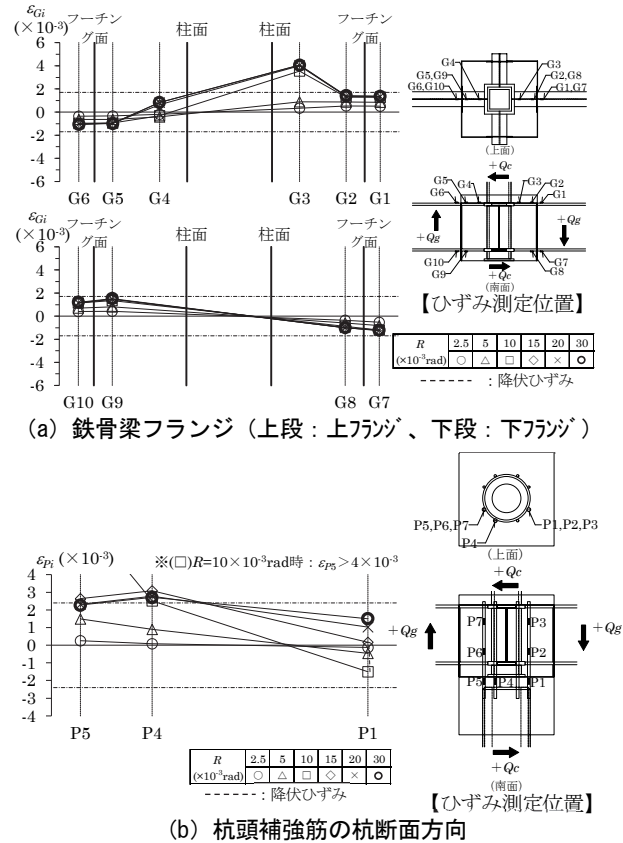


図-6 ひずみ分布の推移 (K-1 正加力目標変形角時)

屈によって耐力が低下した。なお、パイルキャップ内では鉄筋の降伏は生じず、パイルキャップに生じたひび割れ幅は0.2mm以下であった

- vi. 提案する鉄骨基礎梁工法について、部分架構試験体の構造実験を実施した結果、想定した破壊形式が得られたが、設計式の精度の向上が今後の課題である

6. あとがき

本研究において芝浦工業大学 岸田慎司教授からご指導とご助言を受けた。ここに感謝を記す。

【参考文献】

- 1) 「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針」、日本建築学会、2021
- 2) 「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」、日本建築学会、2017
- 3) 「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」、国土交通省国土技術政策総合研究所、他