

鉄筋コンクリート場所打ち杭の半剛接合構法による杭頭接合部の構造性能 (その2)

— 杭頭接合部の構造性能確認実験および復元力モデルの提案 —

山野辺 宏治 渡辺 泰志
(技術研究所) (設計本部)

A Structural Behavior of Site-cast Reinforced Concrete Piles with Semi-rigid Connection at Pile Top (Part 2)

— An Experimental Proposal of Restoring Models for Piles with Semi-rigid Connection at Pile Top —

by Koji Yamanobe and Yasushi Watanabe

Abstract

The site-cast reinforced concrete piles with semi-rigid connection at pile top “Shimizu Semi-rigid Connection Pile Top System”, having a smaller cross-section at pile top, can reduce the structural damage in the connected footing or underground girders. It is necessary, however, to establish the design criteria for the pile top connection so that the piles may not fail in a brittle manner prior to a failure of underground structures. This paper describes the experimental work on the pile top including footings, showing stable structural behaviors up to 2% of rotational angle at pile top as long as no splitting failure is expected. The authors have also proposed the estimation methods of flexural strength and rotational rigidity at pile top based on the bearing strength and splitting strength estimation obtained methods in the previous papers [Part 1].

概要

杭頭半剛接合構法（シミズ杭頭半剛接合構法）は、鉄筋コンクリート場所打ち杭の杭頭部において杭頭接合部（杭断面より小さな矩形断面）を有し、杭主筋を基礎に定着させることなく杭の固定度を半剛状態とした構法である。これによって地震時の杭頭部および基礎梁の損傷低減が期待できる。しかしながら、本構法においては、上部構造が必要保有水平耐力を発揮する前に杭頭接合部および杭本体が先行して終局状態（脆性的破壊）とならないように、各設計クライテリアを設定する必要がある。本報では、フーチングを含めた杭頭接合部について構造実験を行ない、杭頭部で割裂破壊が生じない限り、部材変形角で2%までは安定した履歴性状がみられることを確認した。また、前報¹⁾（その1）において提案した、杭頭接合部コンクリートの支圧強度および杭頭接合部の集中軸力による杭頭部コンクリートの縦方向割裂強度の各推定式に基づいて、杭頭接合部の曲げ耐力および剛性の評価方法を提案した。

§ 1. はじめに

通常の場合打ち鉄筋コンクリート杭においては、杭頭部をフーチングに剛接合することになるため杭頭の固定度が大きくなる。結果的には基礎梁に作用する応力も大きくなり、杭頭部および基礎梁の必要断面、必要鉄筋量が増大することになる。「シミズ杭頭半剛接合構法²⁾」（図-1）は、鉄筋コンクリート場所打ち杭の杭頭部において、杭頭接合部（杭断面より小さな矩形断面）を有するもので、杭主筋を基礎に定着させることなく杭の固定度を半剛状態とし、これにより地震時の杭頭部および基礎梁等の損傷低減を目的とした構

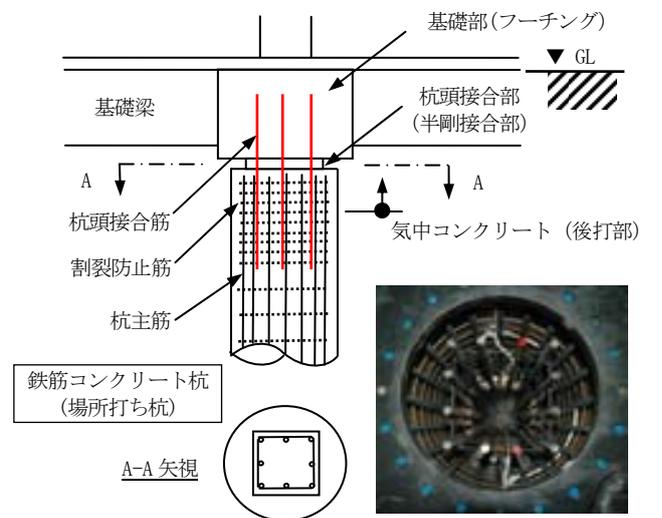


図-1 シミズ杭頭半剛接合構法の概要

法である。しかしながら、本構法においては、上部構造が必要保有水平耐力を發揮する前に杭頭接合部および杭本体が先行して終局状態（脆性的破壊）とならないように、各設計クライテリアを設定する必要がある。本報では、フーチングを含めた杭頭接合部について構造実験を行ない、杭頭接合部の曲げ剛性および耐力の評価方法を提案する。

§ 2. 杭頭接合部構造性能確認実験

2.1 試験体計画

試験体一覧を表-1に示し、試験体配筋を図-2および図-3に示す。試験体は、想定規模の杭および杭頭接合部（半剛接合部）周辺を基礎部も含めて約1/3スケールでモデル化した杭頭試験体とした。なお、各試験体とも杭と基礎部を逆にして製作した。

パラメータは主に杭頭接合部断面積比（0.5、0.4）、接合筋比（1.5%、3.0%）、載荷方法（変動軸力を含めた軸力レベル：軸力比=0.3、0.8~0または-0.2）とした。杭は直径700mm（Dp）の円形断面鉄筋コンクリート現場打ち杭とし、杭頭接合部による材軸方向の影響が及ばない範囲を考慮して杭の高さを1,400mm（=2・Dp）とするとともに、せん断スパン比（a/Dp）については設計上想定される値として2.0（N-δ効果は無視した場合）とした。なお、大変形領域においてはN-δ効果

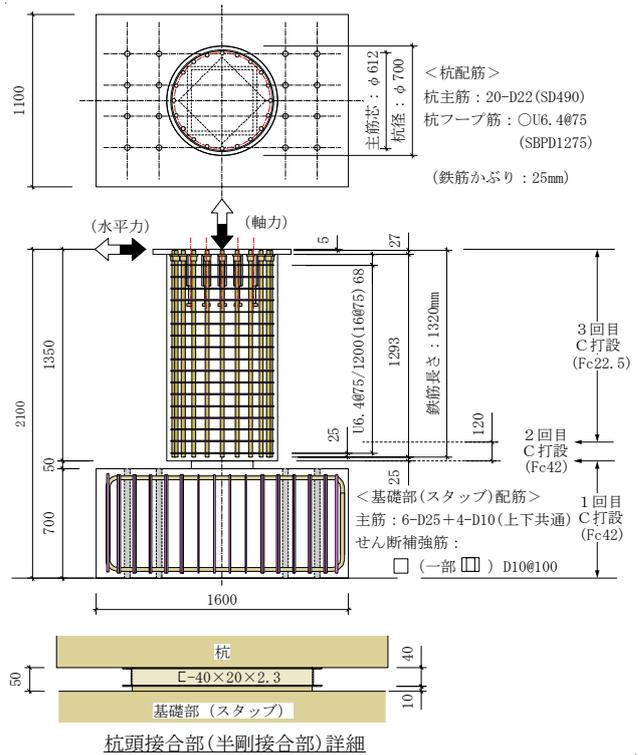


図-2 試験体形状および配筋（共通）

が無視できず、みかけの a/Dp が大きくなることが予想されるため、一部の試験体（No. 1-2）において、所定の載荷サイクル終了後に、N-δ効果を考慮した状態でせん断スパン比が2.0となるように制御して杭頭接合部のせん断伝達性能を確認した。

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体	杭頭接合部（半剛接合部）				載荷方法		備考	
		断面 B×D (mm)	杭に 対する 断面積比	B h	接合筋 Pg (%) ^{*1} 鉄筋本数	水平力 方向	軸力比 ($\sigma_0 / \sigma_{B<top>}$) ^{*2} () 内は軸力		
I	No. 1-1	440 × 440	0.50	8.80	1.5	16-D16 (USD685A)	一定	(2527kN)	・中柱下を想定
	0.3							(1985kN)	
	0.8 ~ 0								
No. 1-2	390 × 390	0.40	7.80	3.0	24-D16 (USD685A)	変動	(5293~0kN)	・中柱下を想定 ・変動軸力考慮 (特殊ケース)	
No. 1-3							(5293~-1323kN)		・側柱下を想定 ・変動軸力考慮 ・(杭)炭素繊維補強 ^{*3}
II	No. 2-1	390 × 390	0.40	7.80	3.0	24-D16 (USD685A)	45°	(5293~-1323kN)	
	No. 2-2								

共通事項
 ・試験体は約1/3スケールモデルとする。なお、N-δ効果は無視した場合のシアスパン（a）は2.0Dp（=1400mm）とする。
 ・杭主筋：20-D22（SD490）/Pg=2.0%、杭フープ筋：○U6.4@75（SBPD1275）とする。
 ・接合筋（USD685A）の定着長については、スタップ（基礎部）側：640mm（=40d）、杭側：960mm（=60d）とする。
 ・接合筋のフープ筋：□U6.4@75（SBPD1275）とする。
 ・杭頭接合部の保護材として軽量溝型鋼（40×20×2.3）を使用する。

*1 Pg：杭頭接合部断面積に対する接合鉄筋比とする。

*2 $\sigma_{B<top>}$ ：杭頭接合部（半剛接合部）および杭においては当該部から120mmまでの領域のコンクリート強度とする。

実験においては材料試験結果によるコンクリート強度（43.5N/mm²）を用いて軸力を決定する。

なお、 σ_0 は杭頭接合部断面における軸方向応力度とする。

*3 杭頭接合部から高さDpにわたる杭表面を炭素繊維シート（繊維目付300g/m²3層巻き：t=0.167mm/1層）で補強する。

シリーズ I (No. 1-1~3) においては、中柱直下の基礎部を想定し、接合筋比（杭頭接合部断面に対する鉄筋比）を 1.5% とした。そのうち、No. 1-1 および No. 1-2 では定軸力（長期軸力レベル：杭頭接合部断面の軸力比=0.3）を想定し、杭頭接合部断面寸法（杭断面に対する面積比：0.5、0.4）をパラメータとした。なお、No. 1-3 では、特殊なケースとして、高軸力までを想定した変動軸力（杭頭接合部断面の軸力比=0.8~0）を想定するが、高軸力化における杭本体の割裂強度を確認した。

シリーズ II (No. 2-1、No. 2-2) においては、側柱および隅柱下の基礎部を想定し、接合筋比（杭頭接合部断面に対する鉄筋比）を 3.0% とした。いずれも高軸力から引張軸力までを想定した変動軸力（杭頭接合部断面の軸力比=0.8~-0.2）を想定した。さらに、杭本体の割裂に対する補強として、杭頭接合部から 700mm までの杭外周に炭素繊維シート（3層）により補強した。No. 2-2 においては隅柱下の基礎部を想定し、杭頭接合部断面を 45° 回転させた断面とした。

なお、共通事項として、杭頭接合部周辺のコンクリートの打継ぎは 3 箇所を想定した。基礎部（スタップ）から杭頭接合部 120mm 上までのコンクリートは Fc42-18-15N とし、杭本体のコンクリートは Fc22.5-18-15N とした。なお、杭頭接合部においては、仮設材（保護材）として軽量溝形鋼（40×20×2.3）を断面周辺に設置し、接合筋には高強度鉄筋 D16（USD685A）を使用し、杭主筋には D22（SD490）を使用した。接合筋の定着長については、基礎部側で 40d（=640mm）とし、杭本体側で 60d（=960mm）とした。使用した材料の試験結果を表-2 に示す。

2.2 荷重方法

水平力（P1 および P2）の荷重方法は、杭頭部に所定の曲げモーメント分布（せん断スパン比 $a/D_p=2.0$ ）となるように設定した。図-4 に荷重方法を示す。実験時の制御は部材変形角 $R (= \delta_{top}/H_0)$ で行い、所定の変形角 ($R=0.25\%, 0.5\%, 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 3.0\%, 5.0\%$) で 1~3 回の正負交番繰り返し荷重を行なった。なお、大変形領域においては $N-\delta$ 効果が無視できないため、みかけの a/D_p が大きくなることが予想されるが、制御が困難なためそのままとした。

変動軸力（No. 1-3、No. 2-1、No. 2-2）の基本的な設定方法については、想定建物における変動を考慮して次のように設定した。

- (1) 初期の軸力は長期レベル（軸力比 $\eta = 0.3$ ）を想定する。
- (2) 地震荷重による軸力変動の幅は、No. 1-3 では $\eta = 0.3$ を中心に $\eta = 0.8 (0.6) \sim 0$ とし、No. 2-1 および

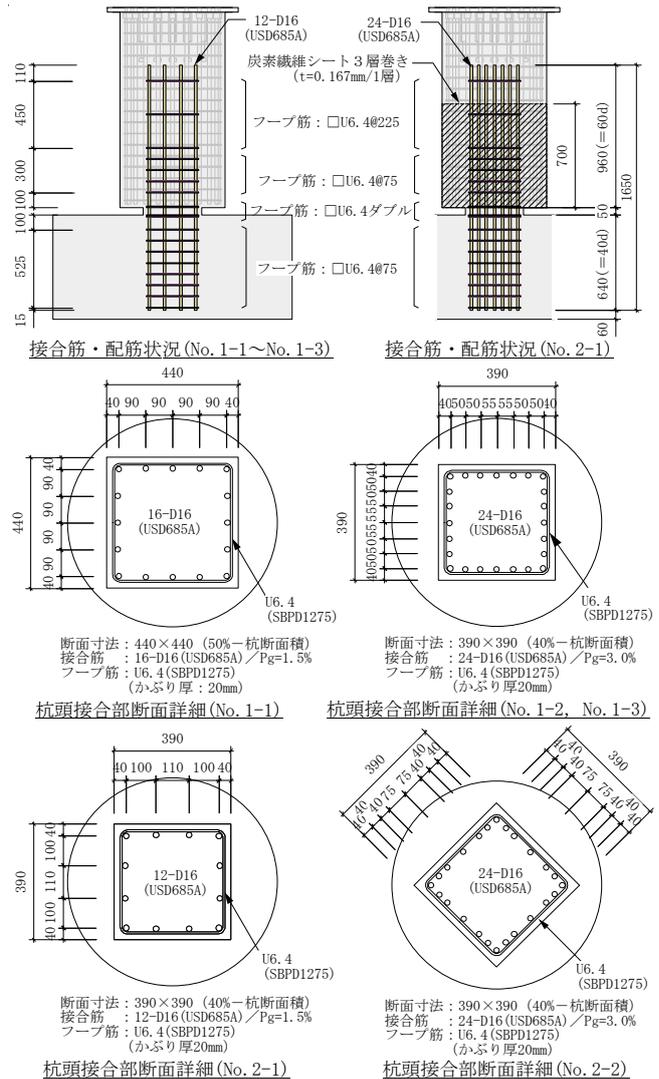


図-3 杭頭接合筋および杭頭接合部断面

表-2 使用材料の試験結果

(a) コンクリート						
部位	σ_B (N/mm^2)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	ν	材令 (日)	備考
基礎部(スタップ) および 半剛接合部 Fc42-18-15N	44.1	33.5	3.76	0.22	47	
杭頭部(h=120mm) Fc42-18-15N	44.4 43.5	32.8 ---	3.58 ---	0.22 ---	40 28	圧縮強度のみ 軸力算定時強度
杭本体 Fc22.5-18-15N	29.2	27.8	2.75	0.23	40	
(b) 使用鉄筋						
部位	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	E_s (kN/mm^2)	伸び率 (%)	備考	
接合筋 D16 (USD685A)	740	934	190	12.6	$\epsilon_y=3895 \mu$	
杭主筋 D22 (SD490)	502	664	192	18.9	$\epsilon_y=2615 \mu$	
フープ筋(共通) U6.4 (SBPD1275)	1419	1441	190	11.1	$\epsilon_y=7468 \mu$	
(c) 炭素繊維シート(データは繊維目付300g/m ² の規格値)						
部位	σ_u (N/mm^2)	ϵ_u (%)	σ_y^*1 (N/mm^2)	E_e (kN/mm^2)	備考	
杭表面補強部 (h=0~700mm)	3400	1.5	2300	230	杭頭接合部から700mm (=D _p)の部分について 繊維目付300g/m ² 3層巻き補強 ($t=0.167mm/1層$)	

*1 ひずみが1.0%のときの応力度を当該シートの降伏応力度(設計用規格値)とする。

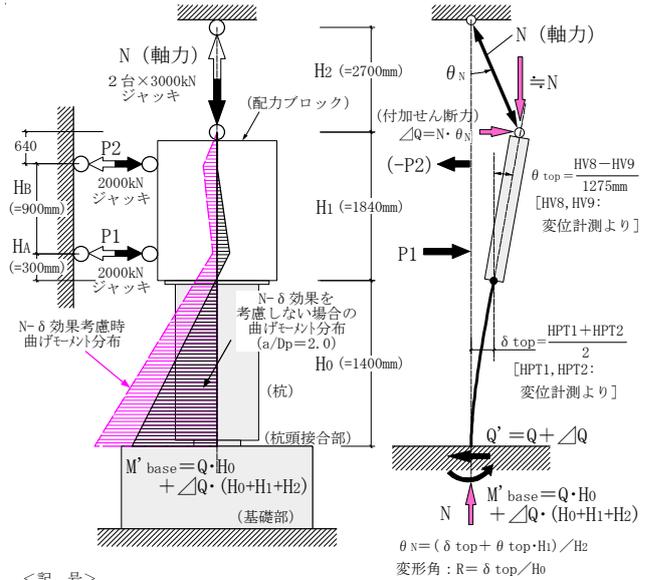
No. 2-2 では $\eta = 0.3$ を中心に $\eta = 0.8 \sim -0.2$ とする。ここで、圧縮軸力を正とする。

(3) 変動軸力の各限界値 (圧縮軸力および引張軸力) に到達するときの入力せん断力 Q (水平力 $P1$ および $P2$ によるせん断力: 図-4) は、想定建物における負担せん断力を考慮して、基本的に $Q = \pm 200\text{kN}$ とする。ただし、No. 1-3 の軸力の下限值に到達するときの入力せん断力 Q は、 $Q = \pm 120\text{kN}$ とする。

なお、No. 1-2 において杭頭接合部のせん断伝達性能を確認するために、所定の载荷サイクル終了後に、 $N-\delta$ 効果を考慮した状態でせん断スパン比が 2.0 となるような制御を試みた。

No. 1-3 においては、高軸力下における杭本体の割裂強度を確認するために、所定の変動軸力载荷に先立ち、変動軸力の上限值 (5293kN) の一定軸力下で $R = +0.25\%$ の半サイクルを経験させた後、軸力を 0 として $R = -0.25\%$ の半サイクルを経験させた。さらに、結果的に耐力低下が著しくなった部材変形角以降 ($R = 2.0\%$) では、最大圧縮軸力比を 0.8 から 0.6 に変更した。

図-5 に軸力と入力せん断力の関係 ($Q-N$ 関係) を示す。なお、水平変形が大きくなる場合には、軸力による付加せん断力および付加曲げモーメントが作用するため、作用しているせん断力が増加していても入力せん断力 Q (水平力 $P1$ および $P2$ によるせん断力) は減少することが考えられる。したがって、軸力が変動軸力の限界値に達した後は、入力せん断力 Q が減少しても、その後の軸力は図-5 に示した経路とはせず、一定軸力とした。



<記号>
 N : 軸力
 Q : 水平力 ($P1, P2$) によるせん断力
 $a/Dp = 2.0$ とする場合 ($N-\delta$ 効果無視)
 $P2 = -P1/4$ より
 $\therefore Q = P1 + P2 = 0.75 \cdot P1$
 ΔQ : 軸力による付加せん断力 ($= N \cdot \theta_N$)
 Q' : 補正せん断力 ($= Q + \Delta Q$)
 M'_{base} : 杭頭接合部断面に作用する補正曲げモーメント ($= Q \cdot H_0 + \Delta Q \cdot (H_0 + H_1 + H_2)$)

* $N-\delta$ 効果を考慮する場合は、 $a/Dp = 2.0$ を実現するために以下の条件が必要である。

$$P2 = - \left[\frac{H_A}{H_A + H_B} \cdot P1 + \frac{H_1}{H_A + H_B} \left\{ \frac{H_0}{H_2} R + \left(1 + \frac{H_1}{H_2} \right) \theta_{top} \right\} \cdot N \right]$$

$$= - [0.25 \cdot P1 + (0.80 \cdot R + 2.58 \cdot \theta_{top}) \cdot N]$$

図-4 载荷方法および部材変形角の定義

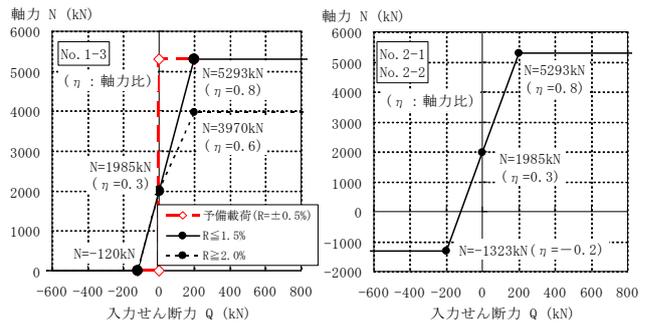


図-5 変動軸力の設定方法

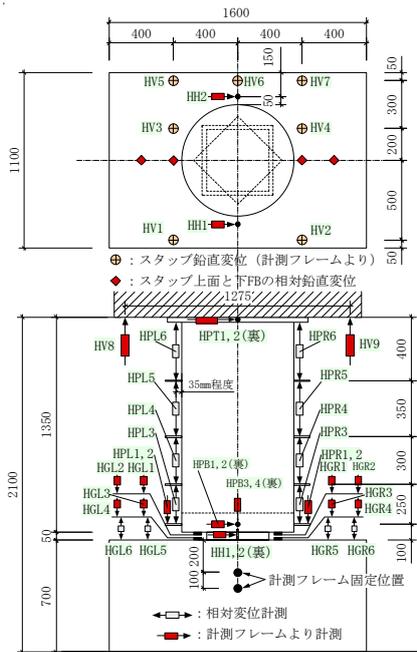


図-6 変位計測位置

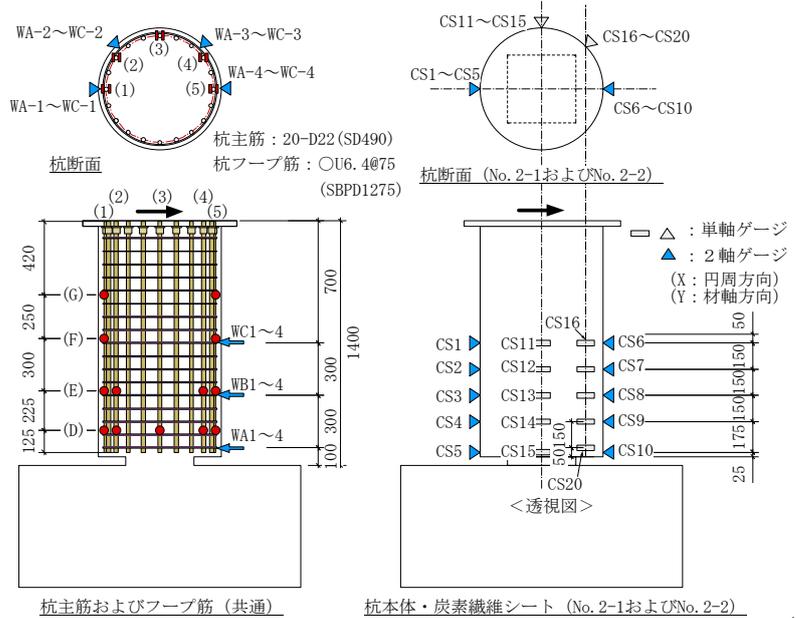


図-7 ひずみ計測位置 (例: 杭体フープ筋)

2.3 計測計画

杭頭接合部の基礎部（スタブ）からの相対水平変位および半剛接合部による回転角、杭本体の変形等を求めるために変位計測を計画した。図-6に変位計測位置を示す。ひずみ計測は、杭頭接合部の接合筋、杭主筋およびフープ筋について行なった。図-7に代表的なひずみ計測位置を示す。

2.4 実験結果

2.4.1 杭頭接合部の荷重変形関係

杭頭半剛接合部における曲げモーメント M'_{base} と部材角 $R (= \delta_{top}/H_0)$ の関係および補正 Q' との関係を図-8~12に示す。なお、杭本体の初期割裂ひび割れ発生時荷重はフープ筋のひずみの履歴より判断した。

いずれの試験体でも基本的な破壊経過として、比較的早期に杭本体の材軸方向に割裂ひび割れが発生し、定軸力 ($\eta = 0.3$) を受ける試験体 (No. 1-1、No. 1-2) では $R = 1.0\%$ 付近で接合筋が圧縮降伏および引張降伏を示し、 $R = 2.0\%$ 以降で最大荷重を示した。一方、試験体 (No. 1-3、No. 2-1、No. 2-2) では、変動軸力のうち圧縮軸力 ($\eta = 0.8$) 荷重時において $R = 0.5\% \sim 0.7\%$ で接合筋が圧縮降伏を示した。なお、各試験体とも、最大荷重到達以降に杭のフープ筋の降伏がみられたことから、杭頭接合部の破壊モードは曲げ降伏先行型であったものと判断できる。

No. 1-2 の最終荷重サイクルにおいて、軸力および変形を考慮し、せん断スパン比 (a/D_p) を 2.0 とするように制御 (図-4の $N-\delta$ 効果考慮時制御を参照) を試みたが、図-9より判断すると、 a/D_p が大きい場合の履歴性状とほぼ同等であった。これによって、杭頭接合部性能が曲げ降伏状態であってもせん断伝達性能は十分であったことが示された。

No. 1-3 においては、軸力のみによる杭頭の割裂によるひび割れ性状を確認するために、変動軸力の上限值 ($\eta = 0.8$) まで荷重したが、その途中 ($N = 3244\text{kN}$) で

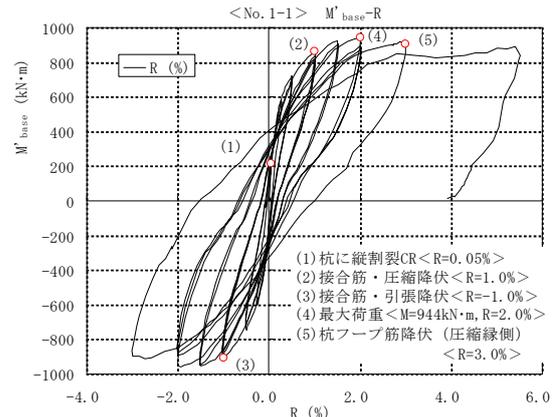


図-8 杭頭接合部における M'_{base} - R 関係 (No. 1-1)

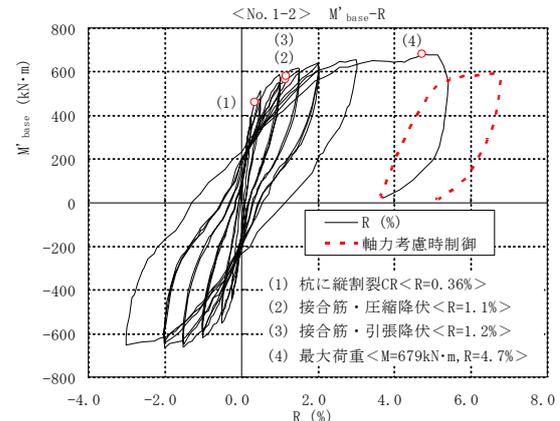


図-9 杭頭接合部における M'_{base} - R 関係 (No. 1-2)

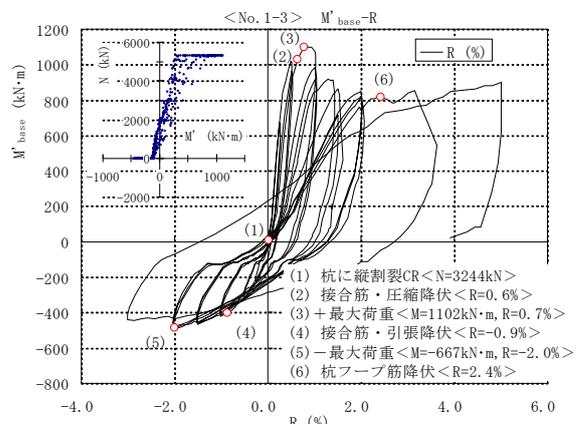


図-10 杭頭接合部における M'_{base} - R 関係 (No. 1-3)

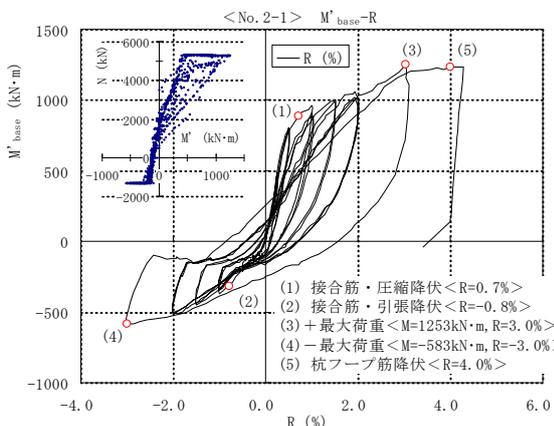


図-11 杭頭接合部における M'_{base} - R 関係 (No. 2-1)

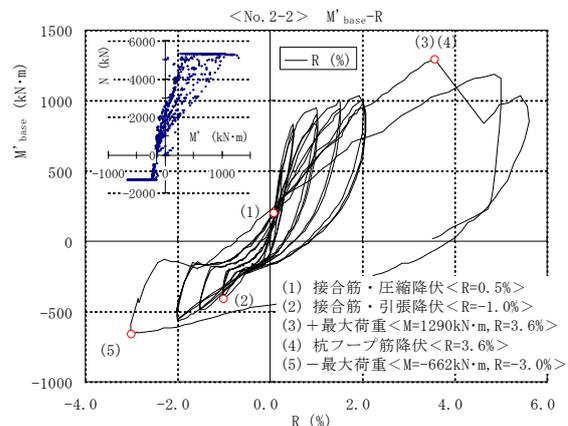


図-12 杭頭接合部における M'_{base} - R 関係 (No. 2-2)

初期の割裂ひび割れが発生した。その後の変動軸力 ($\eta = 0.8 \sim 0$) による履歴性状については、とくに圧縮側で $R=1.0\%$ の繰返しによる耐力低下がみられた。これは、接合筋の圧縮降伏後の杭頭部割裂破壊とみなすことができる。

シリーズ II においては、杭頭部の割裂破壊防止のために炭素繊維シートによる補強を行なったため、高軸力下でも急激な耐力低下はみられず、安定した履歴性状を示していた。両試験体とも $R=2.0\%$ を超えた領域で、耐力の上昇がみられたが、これは、杭頭接合部が杭本体にめり込み、保護材とのクリアランスがなくなることによって曲げ補強効果を発揮したことによる。したがって、杭頭接合部による曲げ耐力は $R=\pm 2.0\%$ のときの曲げモーメントとすることが望ましいものと考えられる。なお、No. 2-2 (45° 方向载荷) において、炭素繊維シート補強部以外の杭本体の曲げ圧縮破壊によって $R=3.6\%$ 付近で急激に耐力低下が起きたが、No. 2-1 の $R=2.0\%$ までの履歴性状と比較して顕著な差がみられなかったことから、二方向の曲げ耐力曲線は、各方向の曲げ耐力を長軸半径および短軸半径とした楕円となるものと判断できる。

部材変形角 R に対する杭頭接合部回転角 θ_p (スタップ上面から 100mm における回転角) の比率 (θ_p/R) の推移を図-13 に示す。いずれの試験体でも、初期の θ_p/R は約 0.8 程度であり、部材変形角 R の増加に伴い θ_p/R も大きくなる傾向がみられるが、その傾向は圧縮軸力が大きくなるほどやや顕著にみられる ($\eta = 0.8$ のときに $\theta_p/R = 0.9 \sim 0.95$ となる)。また、引張軸力側では θ_p/R が小さくなる傾向がみられる。

2.4.2 フープ筋のひずみ分布

図-14 に杭フープ筋の円周方向ひずみ分布 ($R=$

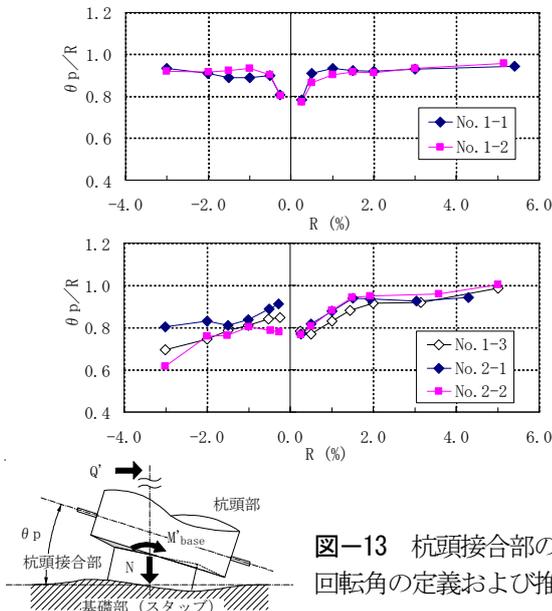


図-13 杭頭接合部の回転角の定義および推移

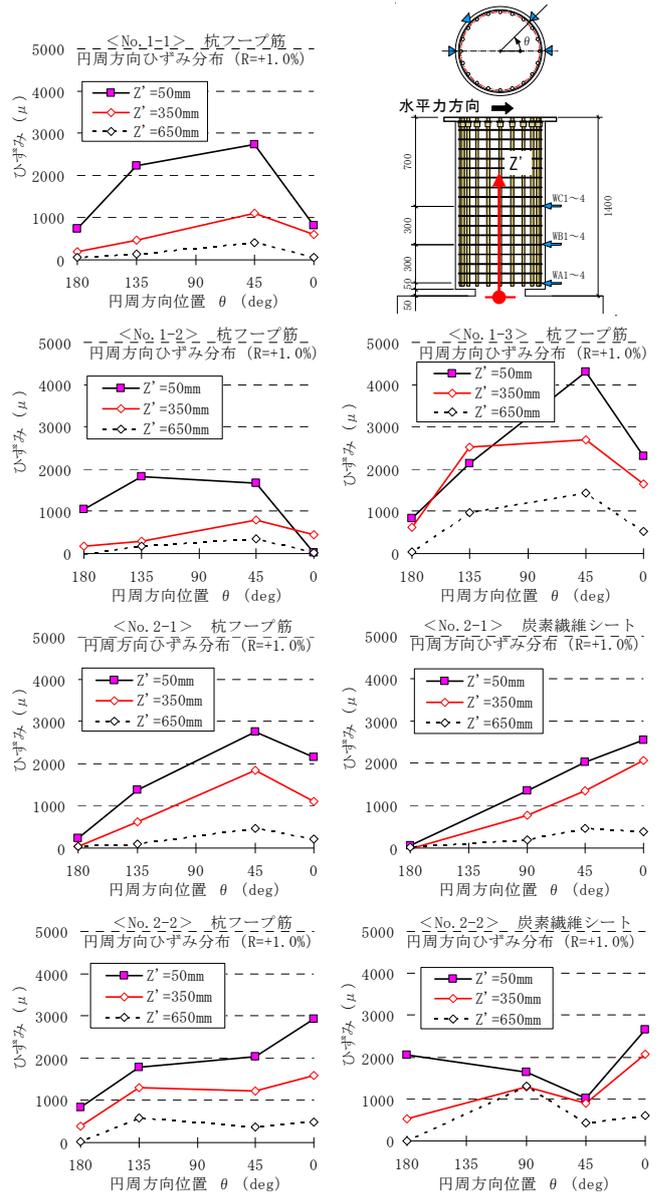


図-14 杭フープ筋の円周方向ひずみ分布

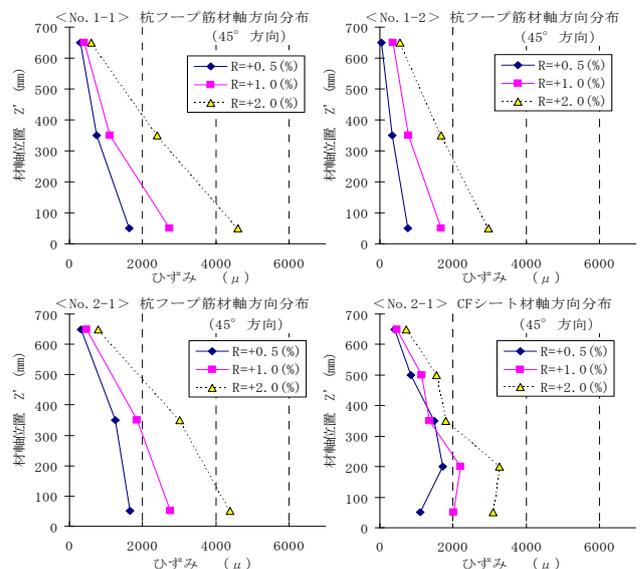


図-15 杭フープ筋の杭材軸方向ひずみ分布

1.0%) を材軸方向ごとに示す。基本的には杭頭接合部に近いほど大きく、かつNo. 2-2 以外では 45° 方向 (杭頭接合部断面隅部) 位置で大きくなる傾向がみられる。なお、No. 2-2 では、0° 方向 (杭頭接合部断面隅部) 位置で大きくなっていることがわかる。

図-15 に杭フープ筋の材軸方向ひずみ分布 ($\theta = 45^\circ$) の代表例を示す。いずれの試験体でも杭頭接合部に近いほど大きくなる傾向が確認できる。したがって、分布から判断して杭体の割裂ひび割れによる影響は約 700mm (=Dp) までの範囲とみなすことができる。

§ 3. 杭頭接合部の復元力モデルの提案

3. 1 杭頭接合部の剛性評価

ここで、杭頭接合部の回転剛性を評価するために、断面解析 (曲げモーメントと曲率関係) を行ない、曲げモーメントと回転角の関係を求める。以下に回転剛性の評価における仮定を示す。なお、表-3 に断面解析に関する解析条件を示す。

- (1) コンクリートの支圧強度倍率 α は 2.0 とする^{3), 4)}。
- (2) コンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係は図-16 で示されたモデルに従う。なお、コンクリート強度および最大強度時ひずみは α 倍とするが、ヤング係数 E_c はそのままとする。
- (3) 曲率 ϕ から回転角 θ_p を求める際の等価長さ L_j は実験結果に基づき $5 \cdot h$ (h : 杭頭接合部の高さ、図-17 参照) と仮定し、 $\theta_p = \phi \cdot L_j$ とする。

杭頭接合部における曲げモーメントと当該部の回転角関係 ($R=3.0\%$ レベルまでを対象範囲とする) について代表的な実験結果との比較を図-18~20 に示す。解析結果はほぼ実験結果をよく表していることがわかる。

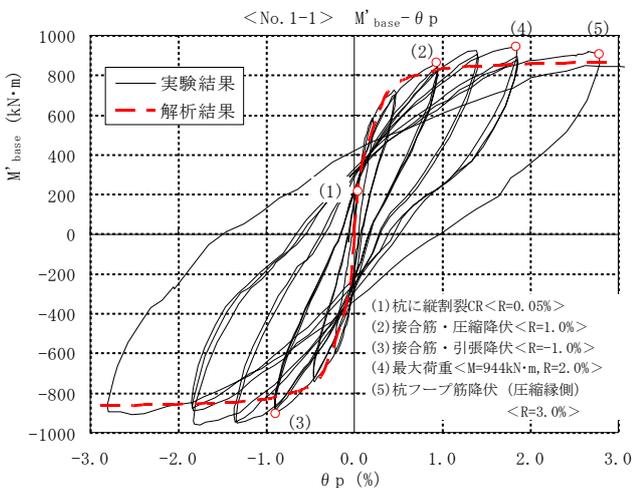


図-18 $M'_base - \theta$ 関係の解析結果との比較 (No. 1-1)

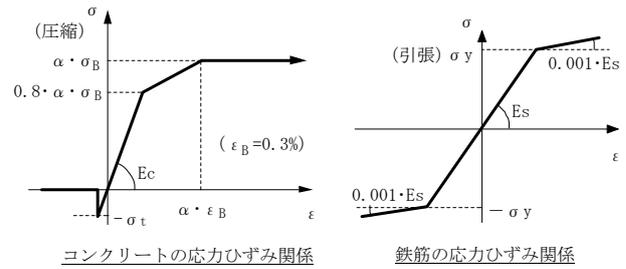


図-16 使用材料の応力ひずみ関係のモデル化

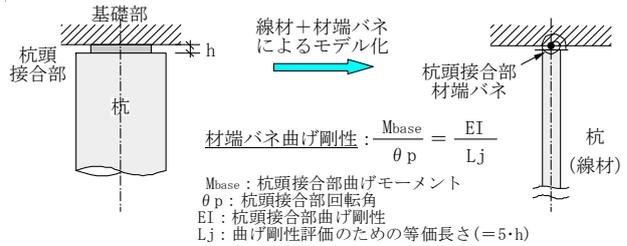


図-17 杭頭接合部のモデル化および等価長さ

表-3 解析条件一覧

試験体	No. 1-1	No. 1-2	No. 1-3	No. 2-1	No. 2-2	
断面	B (mm)	440	390	390	390	
	D (mm)	440	390	390	390	
	傾き (°)	0	0	0	0	45
軸力	N (kN) *1	2527	1985	5293 (3970)	-1323 ~	-1323 ~
	コンクリート (Fc42)					
コンクリート (Fc42)	σ_B (N/mm^2)			44.1		
	σ_t (N/mm^2)			3.72		
	E_c (kN/mm^2)			33.5		
	支圧強度倍率 α	2.0	2.0	2.0 3.0 *2	2.0	2.0
接合筋 (USD685A)	配筋	16-D16	12-D16		24-D16	
	σ_y (N/mm^2)			740		
	E_s (kN/mm^2)			190		
	E_p (kN/mm^2)			0.19		
等価長さ	L_j (mm) *3			250		

*1 変動軸力の場合、実験データより入力する。方法は以下による。境界条件として指定する曲率 ϕ より $\theta_p (=L_j \cdot \phi)$ を求め、実験による $N - \theta_p$ 関係より求められる軸力を与える。
*2 No. 1-3 においては $\alpha = 3.0$ とした解析ケースも考慮する。
*3 $L_j = 5 \cdot h$ (h : 杭頭接合部の高さ) とする。

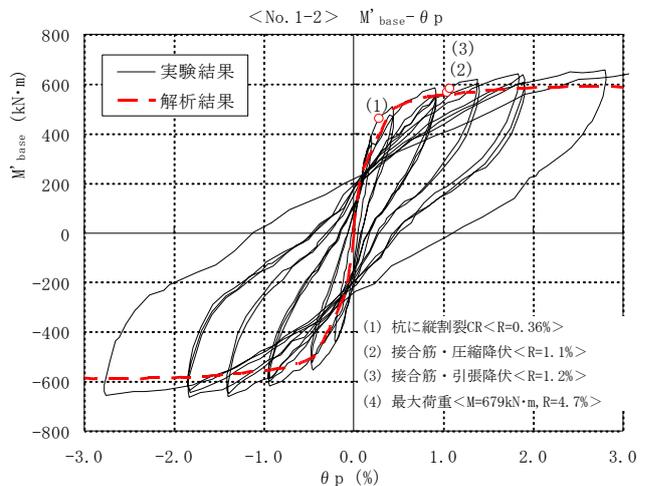


図-19 $M'_base - \theta$ 関係の解析結果との比較 (No. 1-2)

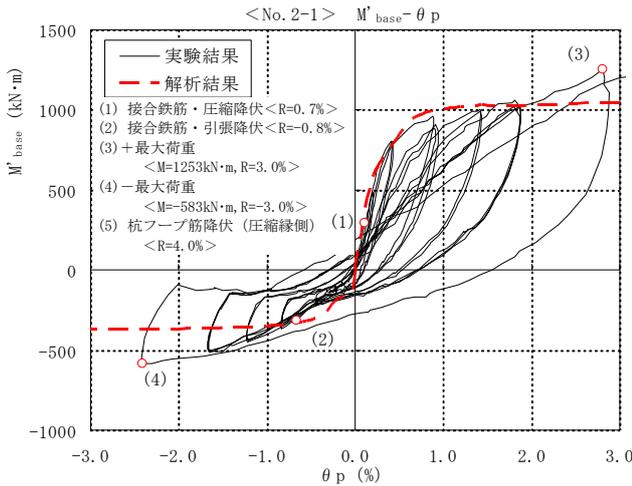


図-20 $M'_{base} - \theta_p$ 関係の解析結果との比較 (No. 2-1)

3.2 復元力モデルの提案

杭頭接合部の復元力モデルを設定するにあたり、杭頭接合部による弾塑性性状を弾塑性回転バネに集約し、杭本体とリンクすることを考える。ここで、この弾塑性回転バネの復元力モデルは、Tri-linear モデル (図-21) に従うものとし、基本的な考え方は以下の通りである。

各折点に対応する曲げモーメントとして、作用軸力下における曲げひび割れ発生時曲げモーメント M_{cr} および曲げ終局強度 M_u を考慮し、剛性については、杭頭接合部形状および使用材料の物性値より決定される初期剛性 (K_e) を採用するとともに、第2剛性比 (K_2/K_e) については、杭頭接合部断面において変動軸力が作用する場合、第2剛性を逐次変化させることは実務上難しいことから、設計的には長期軸力による第2剛性を用いるものとし、杭頭接合部断面の引張鉄筋比 (pt [%]) および軸力比 (η) で決まるものと仮定する。

第3剛性比 (K_3/K_e) は 0.001 としてパラメータにかかわらず一定とする。なお、曲げひび割れ発生時曲げモーメント M_{cr} は、 $(\sigma_t + \sigma_0) \cdot Z$ より算定する。ここで、 σ_t : コンクリート引張強度 ($=0.56\sqrt{\sigma_B}$ [N/mm²])、 σ_0 : 軸方向応力度、 Z : 杭頭接合部の断面係数とする。曲げ終局強度 M_u は、コンクリート強度の支圧強度倍率 α を 2.0 として計算するが、算定方法は終局ひずみ ($\alpha \cdot \epsilon_u$) による方法や断面解析による方法のいずれでも良いものとする。

3.3 復元力モデルの検証

第2剛性比を解析的に求めるために、杭頭接合部断面の引張鉄筋比 ($pt=0.31\%$ 、 0.51% 、 0.82% の3ケース) および軸力比 ($\eta=-0.2$ 、 0 、 0.1 、 0.3 、 0.6 、 0.8 の5または6ケース) をパラメータとして断面解析を行なった。対象とする杭頭接合部断面の諸元を表-4に

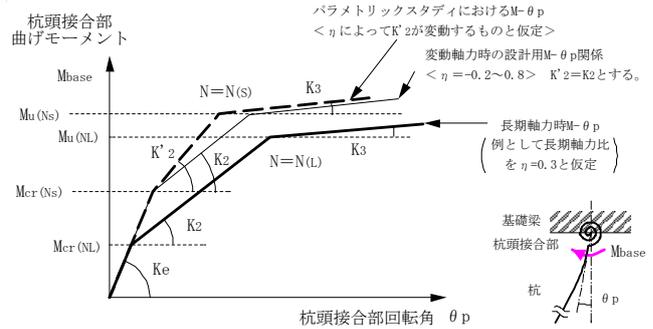


図-21 杭頭接合部の復元力モデル

表-4 パラメトリックスタディの諸元

項目	入力値	備考	
断面	B (mm)	440	
	D (mm)	440	
	I ($\times 10^8$ mm ⁴)	31.23	断面2次モーメント
コンクリート	Z ($\times 10^6$ mm ³)	14.20	断面係数
	σ_B (N/mm ²)	43.5	圧縮強度
	E_c (kN/mm ²)	33.5	ヤング係数
	α	2.0	支圧強度倍率
接合筋	σ_y (N/mm ²)	740	引張降伏応力度
	E_s (kN/mm ²)	190	ヤング係数
	σ_t (N/mm ²)	3.69	$0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B}$ [N/mm ²]
初期剛性	L_j (mm)	250	等価長さ
	K_e [= $E_c I / L_j$] (kN·m)	418537	$L_j = 5 \cdot h$ (h: 杭頭接合部の高さ)
解析ケース	引張鉄筋比 pt (%)	0.31(3-D16), 0.51(5-D16), 0.82(8-D16)	
	軸力比 η	-0.2 ($pt=0.31\%$ では除く), 0, 0.1, 0.3, 0.6, 0.8	

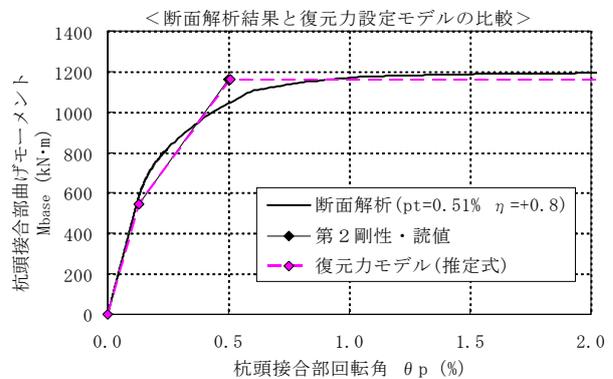


図-22 パラメトリックスタディにおける解析結果例

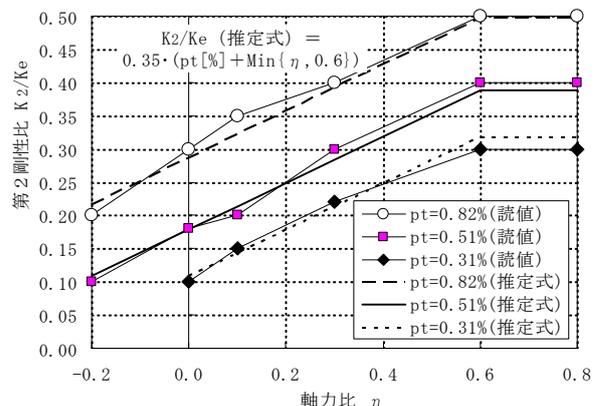


図-23 第2剛性比推定式の妥当性(断面解析との比較)

示す。ここで、解析結果の一例として、 $p_t=0.5\%$ のケースについて図-22に示す。さらに、断面解析結果より得られる第2剛性比の読値と推定式による剛性比との比較を図-23に示す。推定式として $(K_2/K_e) = 0.35 \cdot (p_t[\%] + \text{Min}\{\eta, 0.6\})$ で表現できることがわかった。各ケースにおいて、杭頭接合部の復元力モデルが詳細な断面解析結果をほぼ良好に表現できていることから、杭頭接合部の復元力モデルの設定方法は妥当であったものと判断できる。

§ 4. まとめ

杭頭接合部を有する杭の曲げせん断性状について確認するために正負交番繰返し曲げせん断実験行なった結果、以下の知見が得られた。

- (1) 杭断面に対する杭頭接合部断面の面積比の影響 (No. 1-1 と No. 1-2) および接合筋比の影響 (No. 1-3 の軸力なしと No. 2-1 の引張軸力下) については、杭頭部で割裂破壊が生じない限り、曲げせん断性状に顕著な差は見られない。
- (2) いずれの試験体でも、部材変形角 $R=1.0\%$ 前後で接合筋の圧縮降伏もしくは引張降伏がみられる。さらに、杭頭部で割裂破壊が生じない限り、 $R=2.0\%$ までは耐力低下もなく安定した履歴性状がみられる。
- (3) 断面の方向性の影響 (No. 2-1 と No. 2-2) については、曲げせん断性状に顕著な差がないことと、曲げ

- 耐力についてもほぼ同等であったことから、二方向の曲げ耐力曲線は、各方向の曲げ耐力を長軸半径および短軸半径とした楕円となるものと判断できる。
- (4) 部材変形角 R に対する杭頭接合部回転角 θ_p の割合は、初期の変形角レベルでは0.8程度であり、部材変形角 R の増加に伴い大きくなる傾向がみられるが、その傾向は圧縮軸力が大きくなるほどやや顕著にみられる。また、引張軸力側では小さくなる傾向がみられる。
 - (5) 杭頭部における割裂ひび割れによる影響範囲は、杭頭接合部から杭径に相当する範囲とみなすことができる。
 - (6) 杭頭接合部断面の曲げ耐力評価については、コンクリートの応力ひずみ関係として、圧縮強度および最大強度時ひずみのそれぞれに支圧強度倍率 ($\alpha = 2.0$) を掛けた応力ひずみ関係を用いることにより、適切に評価できる。ただし、軸力が小さいかあるいは引張軸力を受ける場合には、接合筋のひずみ硬化を考慮する必要がある。
 - (7) 杭頭接合部の復元力モデルを設定するにあたり、弾塑性回転バネに集約することによって杭本体を含めた解析が可能となった。なお、曲率から回転角を求めるための等価長さは杭頭接合部高さの5倍が妥当である。
 - (8) 杭頭接合部の復元力モデルにおける第2剛性比は杭頭接合部の接合鉄筋比と軸力比によって決まる。

<参考文献>

- 1) 山野辺宏治, 渡辺泰志, 折原信吾: “鉄筋コンクリート場所打ち杭の杭頭半剛接合構法による杭頭接合部の構造性能(その1)”, 清水建設研究所報, 第85号, 2007年4月, pp.11~21
- 2) “シミズ杭頭半剛接合構法”, GBRC性能証明第06-08号, (財)日本建築総合試験所, 2006年7月4日
- 3) “プレストレストコンクリート設計施工規準・解説”, 日本建築学会, 1998年10月, pp.209~224
- 4) “鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料”, 日本建築学会, 1987年, pp.90~100

付録1 最終破壊性状（写真）

各試験体の最終破壊性状を写真－1～5に示す。



写真－1 最終破壊状況(No. 1-1)
[上]：全景，[下]：杭頭接合部拡大

写真－2 最終破壊状況(No. 1-2)
[上]：全景，[下]：杭頭接合部拡大

写真－3 最終破壊状況(No. 1-3)
[上]：全景，[下]：杭頭接合部拡大



写真－4 最終破壊状況(No. 2-1)
[左上]：全景、[右上]：炭素繊維シート除去
[下]：杭頭接合部拡大

写真－5 最終破壊状況(No. 2-2)
[左上]：全景、[右上]：炭素繊維シート除去
[下]：杭頭接合部拡大