

# 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)

— 杭頭部割裂強度の設計法の提案 —

山野辺 宏治 (技術研究所) 渡辺 泰志 (設計本部) 折原 信吾 (設計本部)

## A Structural Behavior of Site-cast Reinforced Concrete Piles with Semi-rigid Connection at Pile Top (Part 1)

— A Proposal of Design for Splitting Strength of Pile Top —

by Koji Yamanobe, Yasushi Watanabe and Shingo Orihara

### 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. The design criteria require (1) the bearing capacities, (2) the splitting strength, and (3) the structural behavior of pile top. Part 1 describes experimentally the splitting strength of pile top with changing the amount of hoop, and then proposes the splitting strength estimation and the design criteria based on crack width at pile top.

### 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等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。そのためには、(1) 杭頭接合部コンクリートの支圧強度、(2) 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、(3) 杭頭半剛接合部を有する杭の曲げせん断性状、等について確認する必要がある。そこで、その1では杭頭部の割裂強度について実験を行い、割裂強度推定式を提案したうえで、杭頭部に対するひび割れ制御設計法を提案した。

### § 1. はじめに

通常の鉄筋コンクリート場所打ち杭においては、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<sup>1)</sup>」(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発揮する前に杭頭接合部およ

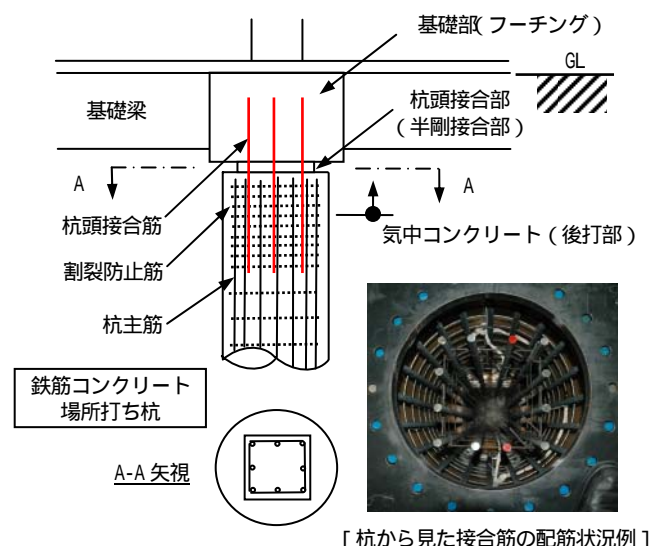


図 - 1 シミズ杭頭半剛接合構法の概要

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。そのためには、(1) 杭頭接合部コンクリートの支圧強度、(2) 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、(3) 杭頭半剛接合部を有する杭の曲げせん断性状、等について確認する必要がある。そこで、その1では杭頭部の割裂強度について実験を行い、割裂強度推定式を提案したうえで、杭頭部に対するひび割れ制御設計法を提案する。

## § 2. 杭頭部偏芯圧縮実験

### 2.1 実験概要

杭頭接合部に作用する軸力および曲げモーメントによる集中軸力により、杭頭部周辺のコンクリートには縦方向の割裂が発生することになる。なお、集中軸力は杭頭接合部を介して杭頭部に作用するが、その杭頭接合部の支圧強度についてはすでに予備実験[付録1]によって確認されている。ここでは、主に杭頭部のフープ筋量をパラメータとして割裂強度を実験により確認する。載荷方法は軸力と曲げによる集中軸力を再現するために偏芯圧縮とする。

### 2.2 試験体および載荷方法

試験体は、想定規模の杭体および杭頭接合部（半剛

接合部）周辺を約1/4スケールでモデル化した杭頭試験体とし、パラメータは主に杭頭部（杭頭接合部から杭径までの範囲）のフープ筋量とした。杭は直径500mm（ $D_p$ ）の円形断面鉄筋コンクリート場所打ち杭とし、杭頭接合部による材軸方向の影響範囲を $2 \cdot D_p$ とみなして長さ（高さ）を1,000mmとした。試験体一覧を表-1に示し、試験体配筋を図-2に示す。なお、各試験体とも実際の杭と杭頭接合部のコンクリートの打継ぎ（杭頭接合部から75mm下位置）を考慮して、杭本体のコンクリートはFc22.5-18-15Nとし、杭頭接合部のコンクリートはFc42-18-15Nとした。なお、杭頭接合部においては、仮設材（保護材）としてFB-1.6×25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D16（SD490）を使用した。使用した材料の試験結果を表-2に示す。

なお、炭素繊維シートの補強効果および補強筋量の影響はNo.IIとNo.IIIの比較およびNo.I~IVの比較により把握する。杭頭部における補強筋量について、No.Iでは最小補強筋量（U5.1@70mm/SBPD1275）とした。これに対して炭素繊維シートで補強したものをNo.IIとし、No.IIIではNo.IIと同等の補強筋量とした。なお、炭素繊維シートの換算補強量（ $p_w \cdot w \cdot y$ ）の計算においては、炭素繊維シートの1層あたりの厚さを $t = 0.167\text{mm}$ 、降伏応力度を $w \cdot y = 2300\text{N/mm}^2$ として計算を行った。No.IVにおいては、設計で想定される変形角の範囲でNo.IIと同等な耐力および変形性状を有する

表 - 1 試験体一覧

*1 試験体 No.	杭体（杭頭部）			杭頭接合部			杭頭接合部 から杭外径 までの最小 距離（mm）	備 考
	$D_p$ (mm)	主筋	フープ筋*2 および その他補強	断面寸法 $B \times D$ (mm)	接合筋	フープ筋		
I	500	20-D16 (SD490)  pg=2.0%	U5.1@70 (SBPD1275) pw=0.11%	280×280  (面積比:0.40)	12-D16 (USD685A)  pg'=3.05%	U5.1@75 + U5.1@225  (SBPD1275)	52	最小補強筋量
II			U5.1@70 (SBPD1275) + 炭素繊維*3 シート補強					最小補強筋量 + 炭素繊維補強
III			U5.1@25 (SBPD1275) pw=0.30%					No.IIと等価補強量
IV			U5.1@40 (SBPD1275) pw=0.20%					設計で想定される 変形角の範囲内で No.IIと等価補強量
V				280×280 < 隅切り50mm > (面積比:0.37)		84	隅切り効果 (No.IVとの比較)	
VI				U5.1@25 (SBPD1275)	280×280 (面積比:0.40)	接合筋なし		52

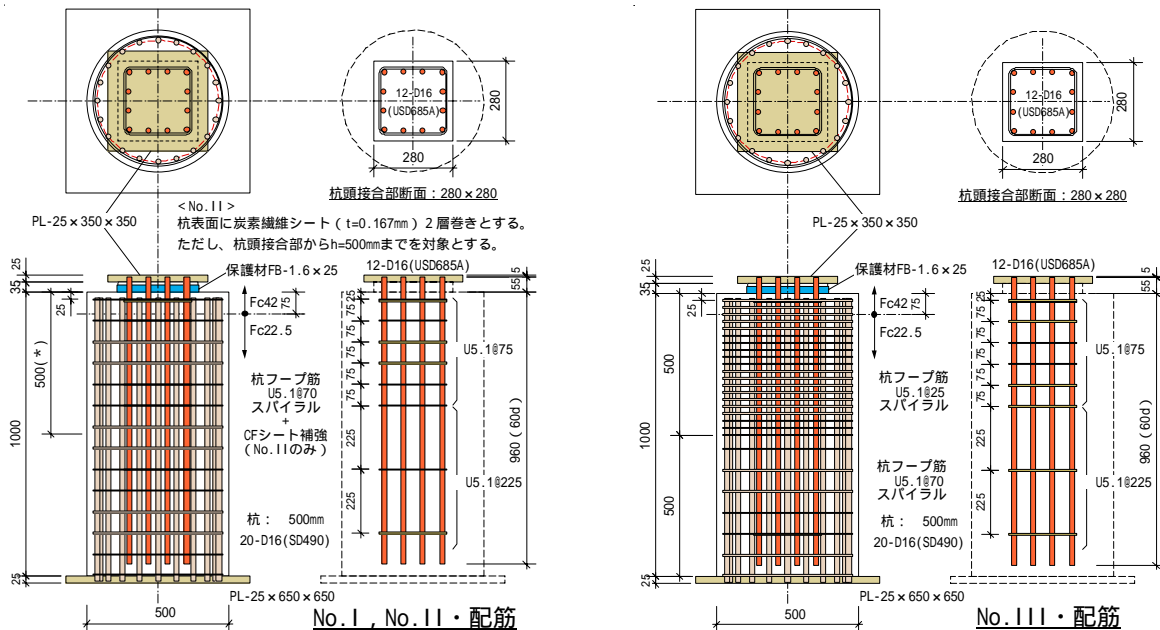
\*1 各試験体のコンクリート強度については共通事項とする。

（杭頭接合部および当該部分から75mmまでのコンクリート：Fc42-18-15N、杭体コンクリート：Fc22.5-18-15N）

\*2 杭頭接合部から500mmまでの区間における杭体フープ筋を対象とする。それ以外の区間については、U5.1@70とする。

\*3 炭素繊維シート（ $t=0.167\text{mm}$ ）補強は、杭頭接合部から500mmまでの区間において杭表面2層巻きとする。

使用した炭素繊維の補強筋量を算定するにあたり、降伏応力度を $w \cdot y < CF > = 2300\text{N/mm}^2$ （ $y=1\%$ ）として計算する。



ことを目標に No. I と No. II または No. III の中間的な補強筋量を設定した。

断面の隅切りの効果については No. IV と No. V の比較、接合筋の影響については No. III と No. VI の比較によりそれぞれ把握する。No. VI では、杭頭接合部の接合筋がない以外は No. III と同じとした。

荷重方法は、杭頭接合部において軸力と曲げによる集中軸力を再現するために偏芯圧縮力を荷重した(図-3)、偏芯量は試験体の芯から 80mm( $e/D = 1/3.5$ ,  $D$  は杭頭接合部断面せい)とした。

### 2.3 実験結果

#### 2.3.1 偏芯荷重 - 杭頭接合部回転関係

表-3 に実験結果一覧(諸荷重一覧)を示し、補強筋量との関係を図-4 に示す。さらに偏芯荷重(P)と

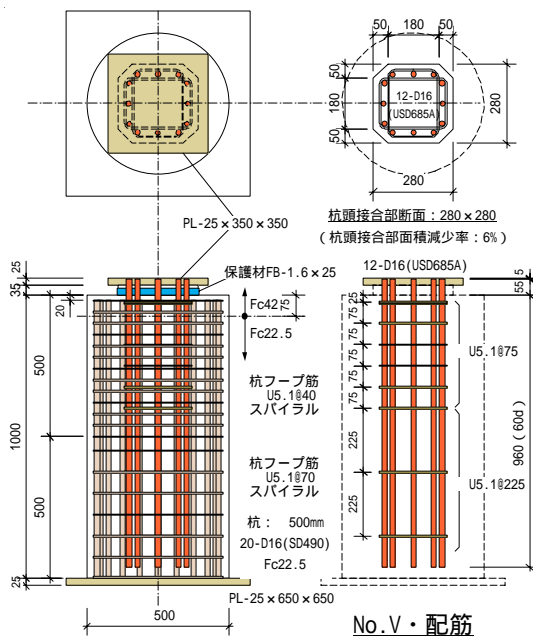


図-2 試験体形状および配筋例

表-2 材料試験結果

#### (a) コンクリート

使用部位	圧縮強度 B (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 <sup>*1</sup> t (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 Ec (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位容積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
杭本体 (Fc22.5-18-15N)	25.1	2.81	23.4	0.20	21.8
杭頭接合部 (Fc42-18-15N)	49.9	3.96	31.9	0.18	22.9

\*1 割裂強度試験が未実施のため、参考までに  $t = 0.56 \cdot B < \text{N/mm}^2 >$  として評価する。

#### (b) 鉄筋および炭素繊維シート

呼び名	降伏応力度 y (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 u (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 Es (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	使用箇所
D16 (USD685A)	752	939	199	14.2	接合筋
D16 (SD490)	546	712	197	19.6	杭主筋
U5.1 (SBPD1275)	1481	1489	196	8.1	杭フープ筋
炭素繊維シート ( $t = 0.167 \text{mm} / 1 \text{層}$ )	2300	3400	230	-	杭頭部補強

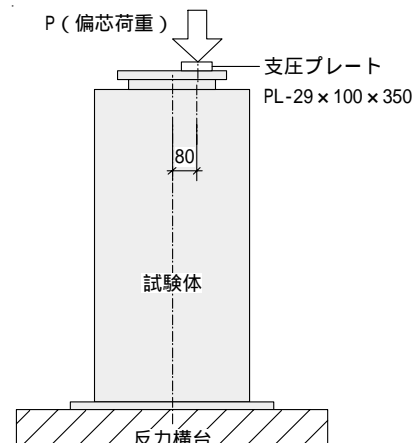


図-3 偏芯圧縮荷重方法

杭頭接合部の回転角 ( ) 関係を  
図 - 5 ~ 7 に示し、最終破壊状況  
を写真 - 1 に示す。なお、初期割  
裂発生時荷重はフープ筋のひずみ  
が急激に増加し始める荷重とした。

図 - 4 (補強筋量の影響) およ  
び図 - 5 によると、補強筋量が多  
いほど耐力が大きいくつかわかる。  
さらに、炭素繊維シートによる補  
強 (No. II) は、フープ筋に換算し  
た試験体 (No. III) よりも耐力お  
よび変形状にかなりの改善がみ  
られる。初期の変形角レベル (   
= 2.0%) までの比較において、ほ  
ぼ = 0.6%あたりまでは No. II を

表 - 3 実験結果一覧 (諸荷重一覧)

試験体	(杭) 補強筋	pw (U5.1) [下段:CF]	pw*w (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>*2</sup>	初期割裂発生 <sup>*3</sup>		(杭)フープ筋降伏		最大荷重	
				Pcrk (kN)	crk (%)	Py (kN)	y (%)	Pmax (kN)	max (%)
No. I	U5.1@70	0.11 %	1.69	1431	0.25	3285	2.88	3398	6.01
No. II	U5.1@70 + 炭素繊維 2層巻き	0.11 % 0.13 % <sup>*1</sup>	4.77	1553	0.25	4486	5.80	4489	6.14
No. III	U5.1@25	0.32 %	4.74	1387	0.23	4267	5.41	4285	5.59
No. IV	U5.1@40	0.20 %	2.96	1607	0.29	3860	4.81	3897	5.60
No. V	U5.1@40	0.20 %	2.96	1586	0.27	3689	2.875	4019	6.10
No. VI	U5.1@25	0.32 %	4.74	1745	0.38	2983 (0.70) <sup>*4</sup>	3.03	3047 (0.71) <sup>*4</sup>	4.10

\*1 炭素繊維シート (CF) 1層あたりの厚さは0.167mmとして計算する。  
\*2  $w < y < U5.1 > = 1481N/mm^2$ ,  $w < y < CF > = 2300N/mm^2$ として補強筋量を計算する。  
\*3 フープ筋のひずみ計測結果より、ひずみが急激に増加し始めるときの軸荷重とする。  
\*4 カッコ内数値は、No. IIIに対する荷重比率とする。

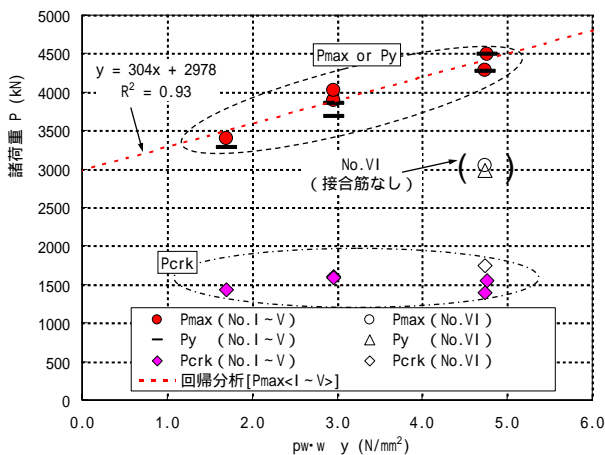


図 - 4 諸荷重に及ぼす補強筋量の影響



写真-1 最終破壊状況 (No. I, No. III, No. IV)

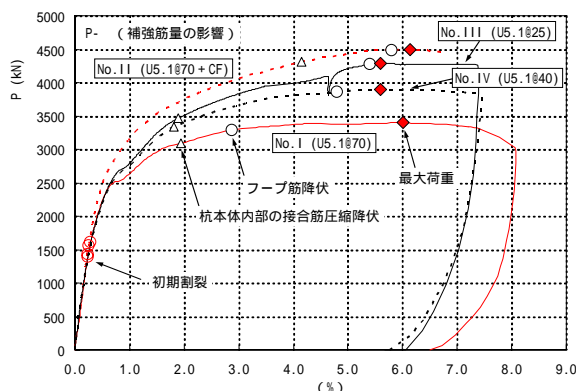


図 - 5 偏芯荷重・回転関係 (補強筋量の影響)

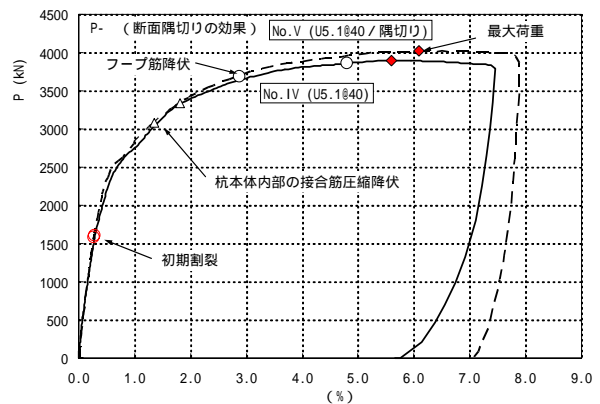


図 - 6 偏芯荷重・回転関係 (断面隅切りの影響)

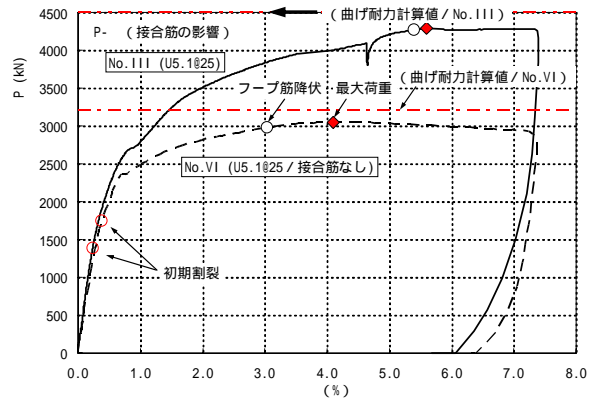


図 - 7 偏芯荷重・回転関係 (接合筋の影響)

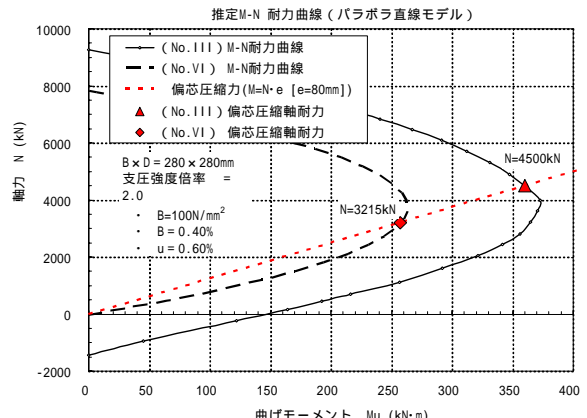


図 - 8 杭頭接合部断面のM - N耐力曲線との比較

除いて同等な変形性状を示している。さらに、 $\epsilon = 2.0\%$  程度までであれば、フープ筋の配筋を U5.1@25 から U5.1@40 としても遜色がないことがわかる。一方、炭素繊維シートによる補強効果は、杭体コンクリートの初期割れ発生以降で顕著であった。これは、ひび割れの進展が抑えられていることによるものと考えられる。杭頭接合部断面における隅切りの効果(図-6)については、 $\epsilon = 2.0\%$ まではほとんどみられなかった。軸耐力の上昇率は、わずか3% ( $4019\text{kN}/3897\text{kN} = 1.03$ )であった。

接合筋の影響(図-7)については、 $\epsilon = 0.5\%$ 以降の変形性状および軸耐力にかなり影響がみられた。参考までに、No.IIIとNo.VI(接合筋なし)の杭頭接合部断面について、コンクリートの応力ひずみ関係として直線パラボラモデル[付録2]を仮定してM-N耐力曲線を推定し、支圧強度による軸耐力を求めた(図-8)。なお、コンクリート強度に対する支圧強度倍率  $\alpha$  を2.0とした。各試験体とも杭体の割れにより耐力が決定されているものと判断できることから、直接比較することはできないが、各試験体の軸耐力計算値はNo.IIIで4500kN(実験結果:4285kN)、No.VIで3215kN(実験結果:3047kN)であった。計算結果と実験結果の関係の傾向は各試験体でほぼ同様であったことから、変形性状および軸耐力に影響がみられたことに矛盾はないものと判断できる。

### 2.3.2 杭フープ筋のひずみ分布

ひずみ計測を行った杭フープ筋のうち最初に降伏したときの荷重レベルを対象に、各方向のひずみ分布をNo.Iを代表例として図-9に示す。

いずれの試験体でも、杭頭接合部断面の隅部(45°方向)のフープ筋のひずみが最大となっている。とくに接合筋がない場合(No.VI)にはその傾向が顕著である。また、材軸方向では $Z = 0.4 \cdot D_p$ 近傍でピーク値に達する傾向が見られることから、集中軸力による支圧力がその付近に集中していることがわかる。

炭素繊維シートによる補強効果を示す例として、同じ円周方向にあるフープ筋のひずみ( $\epsilon_{HOOP}$ )に対する炭素繊維シートのひずみ( $\epsilon_{CF}$ )の倍率を図-10に示す。傾向をみると、円周方向については $\theta = 0 \sim 45^\circ$ のひずみ倍率が比較的大きく、材軸方向については $Z = 500\text{mm}$ ( $= D_p$ )までの領域において1.2倍以上となっていることがわかる。したがって、炭素繊維シートのように外周の補強は、

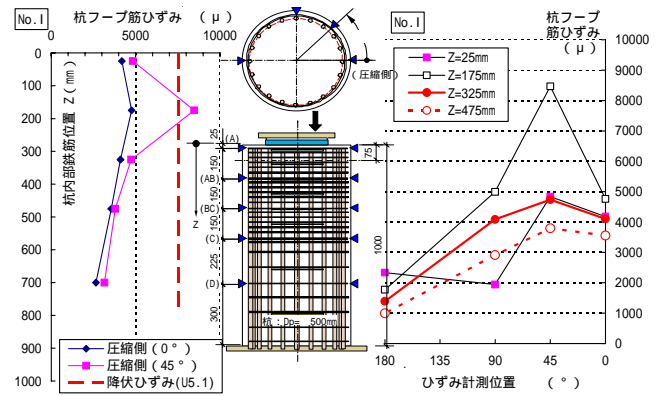


図-9 杭フープ筋のひずみ分布 (No.I / 降伏時)

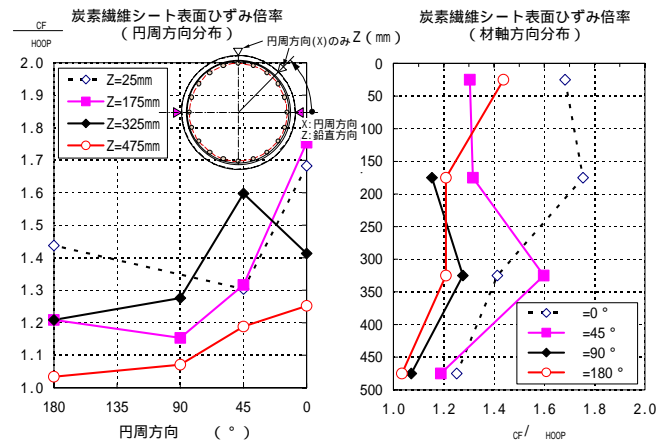


図-10 炭素繊維シートひずみ分布 (No.II / 降伏時)

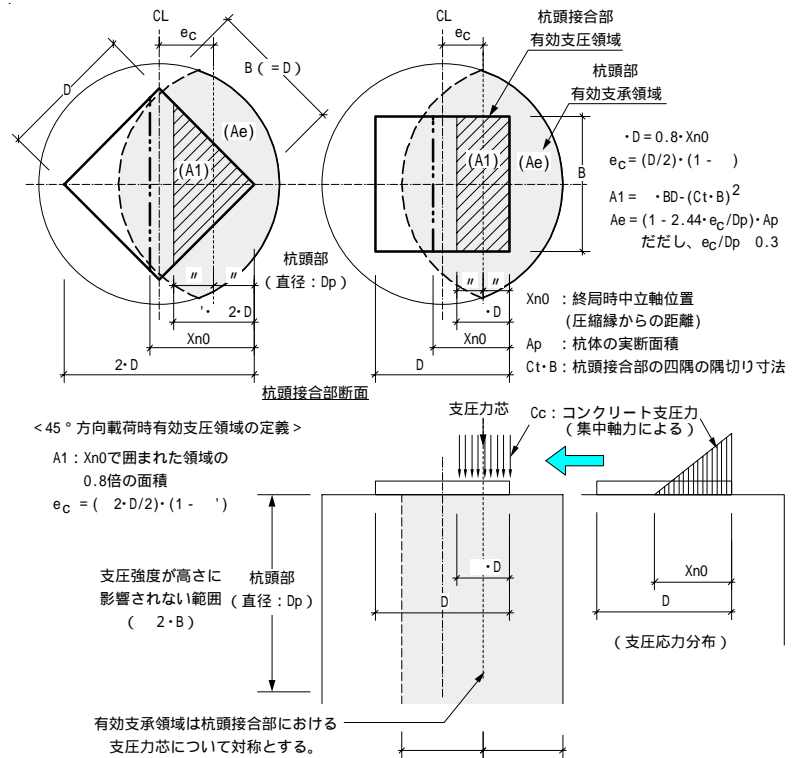


図-11 杭頭周辺における有効支圧領域の定義

より効果的であることが確認できた。

### § 3. 設計式の提案

#### 3.1 杭頭部割裂を考慮した支圧強度評価式の提案

杭頭部における割裂強度を評価するにあたり、杭頭接合部の軸力および曲げモーメントによる集中軸力を見かけの支圧強度で表現することを試みる<sup>2), 3)</sup>。以下に、その評価手順および仮定を示す(図-11参照)。

##### (a) 杭頭接合部における有効支圧面積(A1)の定義

有効支圧領域は荷重レベルによらず一定とし、有効支圧面積は圧縮領域面積の0.8倍とする。

$$A1 = 0.8 \cdot Xn0 \cdot B \cdot B \cdot D \quad (1)$$

ここで、 $Xn0$ ：終局時中立軸位置(圧縮縁からの距離)  $B$ ：有効支圧面積比(=  $0.8 \cdot Xn0 / D$ )とする。

##### (b) 杭による有効支圧面積(Ae)の定義

有効支圧領域は杭の軸断面積(実断面積)を超えない範囲で、支圧力芯に関して対称とする。

$$Ae = (1 - 2.44 \cdot e_c / Dp) \cdot Ap \quad (2)$$

(ただし、 $e_c / Dp < 0.3$ )

ここで、 $Ae$ ：精算式に対する近似式、 $Ap$ ：杭体の等価断面積、 $e_c$ ：杭径に対する支圧力の偏芯量、 $Dp$ ：杭径とする。なお、 $e_c / Dp > 0.3$  の場合には精算式(3)式]による。

$$\frac{Ae}{Ap} = 1 - \left(\frac{4}{\pi}\right) \cdot \left(\frac{e_c}{Dp}\right) \cdot \sqrt{1 - 4 \cdot \left(\frac{e_c}{Dp}\right)^2} - \left(\frac{2}{\pi}\right) \cdot \sin^{-1}\left(\frac{2e_c}{Dp}\right) \quad (3)$$

##### (c) コンクリート支圧力の定義

支圧力はコンクリートによるもののみを考慮する。以下にコンクリートによる支圧力( $Cc$ )の一般的な算定方法を示す。ここで、断面内の力のつりあいより、次式が成り立つものとする。

$$\begin{cases} Cc + Cs - Ts = N_D \\ e_c \cdot Cc + \frac{js}{2} \cdot (Cs + Ts) = M_D \\ (D - Xn0) \cdot Cs = Xn0 \cdot Ts \end{cases} \quad (4)$$

$$Cc = \frac{N_D + \frac{2M_D}{js} \cdot (1 - 2 \cdot Xn0/D)}{1 + \frac{2e_c}{js} \cdot (1 - 2 \cdot Xn0/D)} \quad (5)$$

ただし、実験結果との整合性を考慮して低減係数  $Rd$  を導入しておく。

$$Cc = Rd \cdot \frac{N_D + \frac{2M_D}{js} \cdot (1 - 2 \cdot Xn0/D)}{1 + \frac{2e_c}{js} \cdot (1 - 2 \cdot Xn0/D)} \quad (6)$$

ここで、 $Cc$ ：コンクリートによる負担圧縮力(支圧

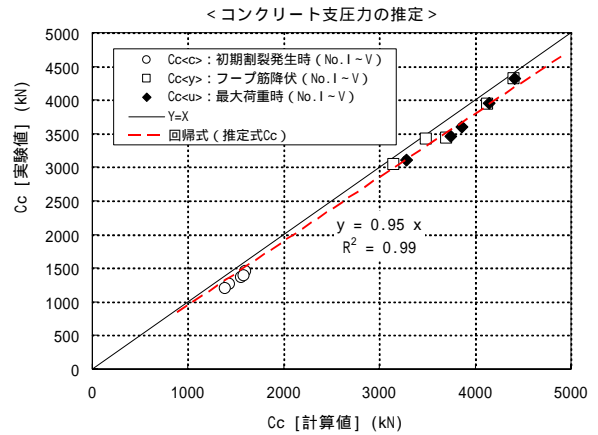


図-12 コンクリート支圧力の推定式の妥当性

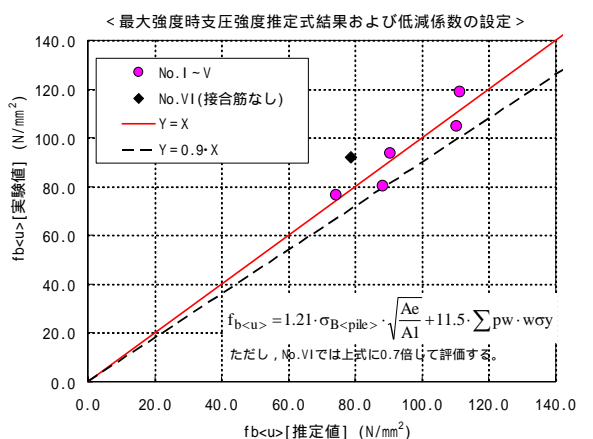
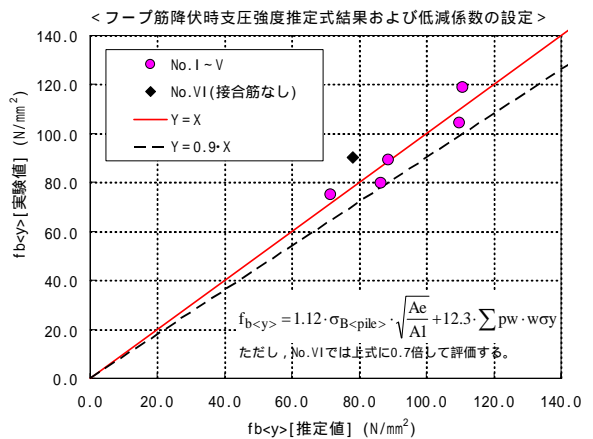
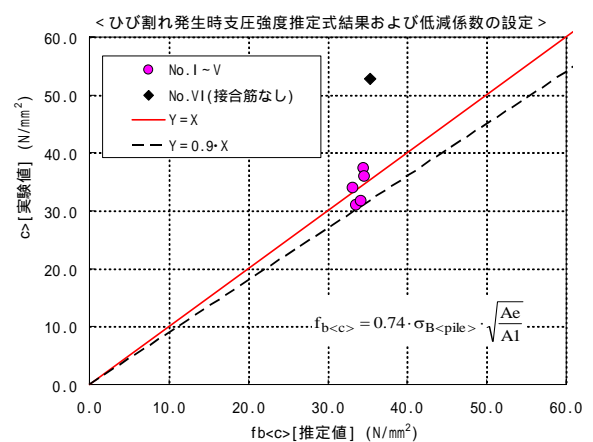


図-13 各支圧強度推定式による計算値結果

力)  $C_s$ 、 $T_s$  : 接合筋による負担圧縮力および負担引張力、 $j_s$  : 接合筋の圧縮力と引張力の応力中心間距離、 $e_c$  : コンクリートの圧縮力芯(断面芯からの距離)、 $N_D$ 、 $M_D$  : 断面に作用する軸力および曲げモーメント、 $X_{n0}$  : 終局時中立軸位置(圧縮縁からの距離)、 $R_d$  : 実験結果による低減係数(=0.95)とする。なお、実験においては、接合筋のひずみより  $X_{n0}$  を求めるとともに、鉄筋の負担力および曲げモーメント(=  $j_s/2 \cdot [C_s + T_s]$ ) を計算し、(4)式より  $C_c$  を求める。ここで、 $N_D = P$  (偏芯荷重)、 $M_D = P \cdot e$  ( $e$  : 偏芯荷重の偏芯量 = 80mm) とする。(5)式による  $C_c$  と実験で求められた  $C_c$  との比較を図 - 12 に示す。この結果より、 $R_d = 0.95$  が得られ、最終的には  $C_c$  は(6)式により評価できることがわかる。

(d) 各破壊現象に対する支圧強度式の推定

各破壊現象の荷重レベル(初期割裂発生時荷重、フープ筋降伏時荷重、最大荷重)について、みかけの支圧強度式として以下のように仮定する。なお、実験における支圧強度は、集中軸力のうちコンクリートによる支圧力を有効支圧面積で除したものとす。

初期割裂発生時支圧強度 ( $f_{b<c>}$ )

$$f_{b<c>} = \gamma_{<c>} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} \quad (7)$$

フープ筋降伏時支圧強度 ( $f_{b<y>}$ )

$$f_{b<y>} = \gamma_{<y>} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} + \alpha_{<y>} \cdot \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \quad (8)$$

最大強度時支圧強度 ( $f_{b<u>}$ )

$$f_{b<u>} = \gamma_{<u>} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} + \alpha_{<u>} \cdot \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \quad (9)$$

ここで、 $\langle c \rangle$ 、 $\langle y \rangle$ 、 $\langle u \rangle$  : コンクリート強度および支圧面積に関する影響係数、 $\gamma_{<y>}$ 、 $\alpha_{<u>}$  : 補強筋量に関する影響係数、 $\gamma_{<y>}$  : 各パラメータに対する係数、 $\sigma_{B<pile>}$  : 杭本体のコンクリート強度、 $pw$  : フープ筋等による補強筋比(=  $2 \cdot A_w / [D_p \cdot \text{pitch}]$  または  $2 \cdot t / D_p$ )、 $A_w$  : フープ筋等の断面積、 $\text{pitch}$  : ピッチ、 $t$  : 炭素繊維シートの1層あたりの厚さ)、 $w$ 、 $y$  : フープ筋等の降伏応力度、とする。

以上より、各試験体における諸荷重および有効支圧面積等の評価結果を表 - 4 に示す。これらのデータをもとに回帰分析により各係数を求めると、次式で表される。ただし、実験結果との整合性を考慮して低減係数  $R_d$  および  $R_{dy}$  (接合筋の鉄筋量  $Pg \cdot y$  < 鉄筋比と降伏強度の積 > も考慮) を導入しておく。なお、初期割裂時支圧強度の低減係数については、安全側に評価するために接合筋の影響は無視する。

$$f_{b<c>} = R_d \cdot \left[ 0.74 \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} \right] \quad (10)$$

$$f_{b<y>} = R_{dy} \cdot \left[ 1.12 \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} + 12.3 \cdot \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \right] \quad (11)$$

$$f_{b<u>} = R_{dy} \cdot \left[ 1.21 \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} + 11.5 \cdot \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \right] \quad (12)$$

各評価式による計算値と実験値との比較一覧を表 - 4 に示し、図 - 13 に各々の荷重レベルについて比較したものを示す。いずれもほぼ良好な関係を示しているものと判断できる。

ここで杭頭部の割裂に対する設計においては性能保証の観点から、実験値の下限値を考慮した低減係数  $R_d$  (評価式に掛ける係数) を考慮する必要がある。結果

表 - 4 支圧強度実験値および推定式による評価結果

試験体	(杭) 補強筋	各支圧強度 < 実験値 > *1			支圧強度推定式による支圧強度 < 計算値 > *2		
		初期割裂時 $f_{b<c>}$ (N/mm <sup>2</sup> )	フープ筋降伏時 $f_{b<y>}$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 $f_{b<u>}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<c> = 0.74 <c> = ---	<y> = 1.12 <y> = 12.3	<u> = 1.21 <u> = 11.5
					初期割裂時 $f_{b<c>}$ (N/mm <sup>2</sup> )	フープ筋降伏時 $f_{b<y>}$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 $f_{b<u>}$ (N/mm <sup>2</sup> )
No. I	U5.1@70	31.1 [1.24]	74.9 [2.99]	76.5 [3.05]	33.6 [0.92]	71.6 [1.05]	74.2 [1.03]
No. II	U5.1@70 + CF 2 層巻き	37.4 [1.49]	118.9 [4.74]	118.8 [4.73]	34.5 [1.08]	110.7 [1.07]	111.2 [1.07]
No. III	U5.1@25	31.7 [1.26]	104.4 [4.16]	104.8 [4.17]	34.2 [0.93]	109.9 [0.95]	110.4 [0.95]
No. IV	U5.1@40	33.9 [1.35]	79.8 [3.18]	80.4 [3.20]	33.2 [1.02]	86.5 [0.92]	88.2 [0.91]
No. V	U5.1@40	36.0 [1.43]	89.0 [3.55]	93.7 [3.73]	34.6 [1.04]	88.7 [1.00]	90.5 [1.04]
No. VI	U5.1@25	52.8 [2.10]	90.2 [3.59]	92.1 [3.67]	35.4 [1.49]	78.1 *3 [1.15]	78.6 *3 [1.17]

\*1 各支圧強度は、 $f_b = C_c / A_1$  により計算する。ここで、 $C_c$  : 断面におけるコンクリートの負担圧縮力、 $A_1$  : 有効支圧面積とし、 $[ ]$  内数値は、杭体のコンクリート強度 (25.1N/mm<sup>2</sup>) に対する支圧強度比とする。

\*2  $[ ]$  内数値は、計算値に対する実験値の比率を示す。

および は各支圧強度推定式を以下のように仮定したときの回帰分析結果とする。いずれの相関係数は0.99以上であった。なお、初期割裂時支圧強度の推定式は、補強筋の影響はないものとして評価する。

$$\text{初期割裂時: } f_{b<c>} = \gamma_{<c>} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}}$$

$$\text{フープ筋降伏時または最大荷重時: } f_{b<y>} \text{ or } f_{b<u>} = \gamma_{<y>\text{ or } <u>} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{A_e}{A_1}} + \alpha_{<y>\text{ or } <u>} \cdot \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y$$

\*3 接合筋がない場合の低減係数を0.7として計算 ( $R_{dy} = 0.7 + 0.013 \cdot Pg \cdot y$  として評価) する。

として、図 - 13 で示されたように、 $R_d = 0.9$  および  $R_{dy} = 0.9 \cdot \{0.7 + 0.013 \cdot P_g \cdot y < N/mm^2 >\} \cdot 0.9$  [表 - 3 より] をそれぞれ採用することができる。なお、ここで 0.9 は実験値の下限値を考慮した低減係数を示している。なお、フープ筋降伏時および最大強度時の支圧強度は、各実験値の関係でもほぼ同等であることから、基本的には(11)式を割裂強度時支圧強度とみなす。

### 3.2 杭頭部の割裂ひび割れ制御設計法の提案

杭頭部の割裂によるひび割れを制御する必要がある場合には、割裂によるひび割れ幅がフープ筋のひずみにほぼ比例するものと仮定すれば、設計的に許容されるフープ筋のひずみ（弾性範囲内であればフープ筋の応力度）を設定することにより、ひび割れ制御設計が可能となる。ここで、フープ筋量が少ない試験体から多い試験体（No.I ~ No.III）を例として、フープ筋のうち最もひずみ量が大きくなるフープ筋（深さ  $Z=175mm$  で杭頭接合部の隅部に相当する方向）のひずみと偏芯圧縮力（集中軸力）の関係を図 - 14 に示す。割裂ひび割れ発生点からフープ筋降伏（ $y = 7556 \mu$ ）までの P- 関係を数式で表現すると次式で表される。

$$P = P_{cr} + (P_y - P_{cr}) \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y - \varepsilon_{cr}}} \quad [\varepsilon_{cr} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_y] \quad (13)$$

ここで、 $P_{cr}$ ：初期割裂ひび割れ発生時偏芯荷重、 $P_y$ ：フープ筋降伏時偏芯荷重、 $\varepsilon_{cr}$ ：初期ひび割れ発生時フープ筋ひずみ（ $= 200 \mu$ ）とする。しかしながら、設計に用いるには煩雑であるため、単純化を図るために、 $\varepsilon_{cr} = 0 \mu$  とみなし P- 関係を次式で表す。

$$P = P_{cr} + (P_y - P_{cr}) \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}} \quad [\varepsilon \leq \varepsilon_y] \quad (14)$$

この式における偏芯荷重（ $P$ 、 $P_{cr}$ 、 $P_y$ ）を杭頭接合部における集中軸力（偏芯荷重）による支圧強度（ $f_{b<D>}$ 、 $f_{b<C>}$ 、 $f_{b<Y>}$ ）に読み替えても同じことであることや、ひずみを応力レベルに換算できることから、フープ筋の設計応力度を  $w_D$  としたときの設計支圧強度  $f_{b<D>}$  は、次式により得られる。

$$\begin{aligned} f_{b<D>} &= f_{b<C>} + (f_{b<Y>} - f_{b<C>}) \cdot \sqrt{\frac{w_D \cdot \varepsilon_D}{\varepsilon_y}} \\ &= f_{b<C>} + (f_{b<Y>} - f_{b<C>}) \cdot \sqrt{\frac{w_D \cdot \sigma_D}{w_Y \cdot \sigma_Y}} \end{aligned} \quad (15)$$

ここで、 $f_{b<C>}$ ：初期割裂ひび割れ発生時支圧強度 [ (10) 式 ]  $f_{b<Y>}$ ：フープ筋降伏時支圧強度 [ (11) 式 ]  $w_Y$ ：フープ筋の降伏応力度とする。

図 - 15 にひび割れ（フープ筋応力）制御を考慮した設計支圧強度推定式の算定概念図を示す。ここで、(15) 式を具体的に示すと次式で表される。

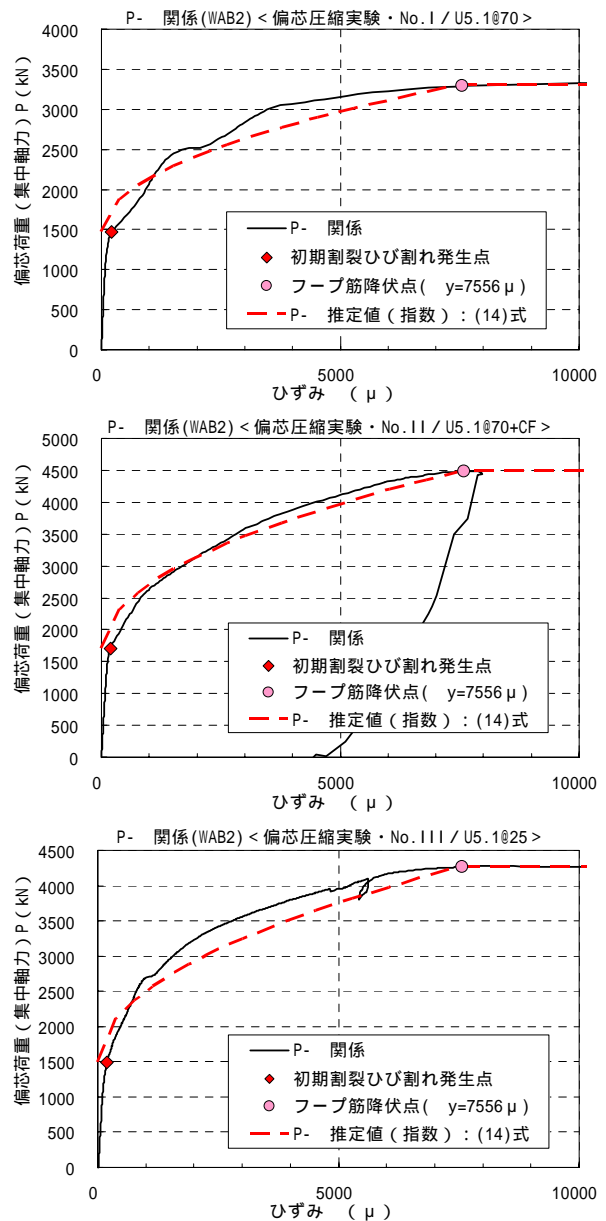


図 - 14 偏芯荷重とフープ筋ひずみの関係（例）

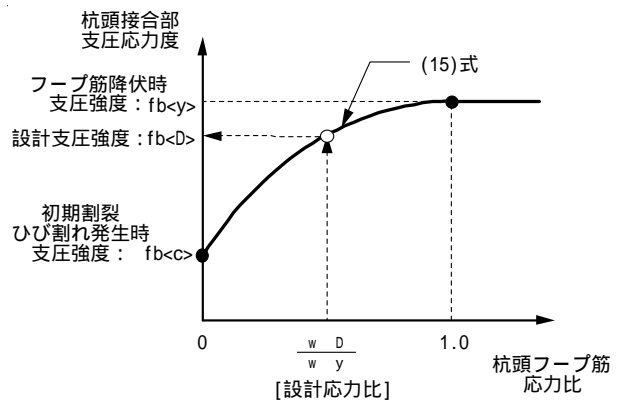


図 - 15 ひび割れ制御型支圧強度推定式の概念図



$$f_{b<D>} = \left[ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} 0.74 \cdot Rd \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}} \right) \\ + 1.12 \cdot Rdy \cdot \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}} \end{array} \right\} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{Ae}{A1}} \\ + 12.3 \cdot Rdy \cdot \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}} \cdot \left\{ \sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \right\} \end{array} \right] \quad (16)$$

必要フープ筋量は、基本的には杭頭接合部断面における集中軸力による支圧応力レベルと比較し、設計外力による存在応力 ( $f_b$ ) が割裂支圧強度 ( $f_{b<D>}$ ) 以下となるように設定する必要がある。

なお、(16)式および  $f_b$ 、 $f_{b<D>}$  より必要補強筋量  $pw \cdot w \cdot \sigma_y$  を求めると、次式が得られる。

$$\sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \geq \frac{f_b - \left\{ \begin{array}{l} 0.74 \cdot Rd \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}} \right) \\ + 1.12 \cdot Rdy \cdot \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}} \end{array} \right\} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{Ae}{A1}}}{12.3 \cdot Rdy \cdot \sqrt{\frac{w \cdot \sigma_D}{w \cdot \sigma_y}}} \quad (17)$$

ここで、 $f_b = Cc/A1$  [  $Cc$ : (1)式、 $A1$ : (6)式 ]、 $Rd = 0.9$ 、 $Rdy = 0.9 \cdot \{0.7 + 0.013 \cdot Pg \cdot y < N/mm^2 >\} (0.9)$  とする。なお、(17)式の右辺の値が負となる場合は  $pw \cdot w \cdot \sigma_y \geq 0.002$  [ 最小補強筋比 ] とする。

ちなみに、フープ筋の設計応力として降伏応力度の 0.8 倍を担保するための必要補強筋量を求める場合には、 $\sqrt{w \cdot \sigma_D / w \cdot \sigma_y} = \sqrt{0.8} \cong 0.9$  を(17)式に代入して次式で表すことができる。

$$\sum pw \cdot w \cdot \sigma_y \geq \frac{f_b - \{0.074 \cdot Rd + Rdy\} \cdot \sigma_{B<pile>} \cdot \sqrt{\frac{Ae}{A1}}}{11.0 \cdot Rdy} \quad (18)$$

#### <参考文献>

- 1) “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
- 2) “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
- 3) “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

#### § 4. まとめ

杭頭部のフープ筋量をパラメータとして、割裂強度について確認するために偏芯圧縮実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 杭頭周辺部の割裂強度は、フープ筋等による補強筋量に比例して高くなる。
- (2) 炭素繊維シートのような、杭本体の表面での補強効果については、通常の補強筋量 ( $pw \cdot w \cdot \sigma_y$ ) に換算して耐力評価が可能である。また、初期割裂発生以降の変形性状に対してかなり効果的である。
- (3) 杭頭接合部断面における隅切りの効果はほとんど見られない。
- (4) 杭頭接合部の回転角が 0.6% までは、その変形性状に補強筋量の影響が見られない。
- (5) 接合筋の影響については、杭頭接合部断面の耐力に影響があるだけでなく、接合筋のひずみ分布から判断して、断面における集中軸力 (支圧力) を杭に効果的に伝達する役割を担っている。
- (6) フープ筋のひずみ計測結果から判断して、杭頭接合部断面の隅部に相当する方向 (45° 方向) のひずみが最大となり、 $Z = 0.4 \cdot D_p$  あたりで最大となることから、支圧力はその周辺に集中しやすい。接合筋がない場合にはその傾向が顕著である。
- (7) 杭頭接合部断面の集中軸力による支圧力から杭頭部の割裂強度の推定式を提案した。それに基づき杭頭部の割裂ひび割れ制御設計が可能となった。

付録1 杭頭接合部の支圧強度

杭頭接合部の高さが幅に対して比較的小さい場合の後打コンクリート部の支圧強度について杭頭接合部の幅と高さの影響、保護プレート（溝形鋼などによる仮設材）の影響、水平力の影響、2方向偏芯の影響を実験により確認した。ここでは、コンクリート平板の潜在的な支圧強度を調べるために、コンクリート平板の上下には比較的剛とした支圧板を用い、合計19体（ $B \times D \times h = 390 \times 390 \times 50\text{mm}$ を基本寸法とし、 $B = 192 \sim 585\text{mm}$ 、 $h = 25 \sim 75\text{mm}$ とする）に対して偏芯圧縮実験を行った（図-16）。

一方向偏芯載荷試験体（ $B=390\text{mm}$ ）の支圧強度倍率（ $\sigma_{cp} / \sigma_B$ 、 $\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度）に及ぼす高さ（ $h$ ）の影響を図-17に示す。試験体によっては最大荷重が確認できなかったものの、基本的には $h$ に反比例する傾向がみられる。

同様に、一方向偏芯載荷試験体（ $h=50\text{mm}$ ）の支圧強度倍率に及ぼす断面幅（ $B$ ）の影響を図-18に示す。いずれのパラメータでも $B=390\text{mm}$ （ $B/h$  8）までは支圧強度倍率が比例して上昇する傾向がみられるが、 $B=390\text{mm}$ を超えると支圧強度倍率の上昇は鈍化する傾向がみられる。載荷点の水平変位が拘束された場合（せん断力が作用する場合に相当）には支圧強度倍率が高く、当然ながら保護材（軽量溝形鋼）により支圧強度倍率が高くなることかわかる。以上より、支圧強度倍率に及ぼす $Be/h$ （ $45^\circ$ 方向偏芯圧縮試験体においてのみ見かけの断面幅 [ $Be = 2 \cdot B / 3$ ]とする）の影響の下限値として次式が提案できる。

$$\left( \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_B} \right) = \begin{cases} 1.0 & \left[ \text{for } \left( \frac{Be}{h} \right) \leq 2 \right] \\ \frac{1}{6} \cdot \left( \frac{Be}{h} + 4 \right) & \left[ \text{for } 2 < \left( \frac{Be}{h} \right) < 8 \right] \\ 2.0 & \left[ \text{for } \left( \frac{Be}{h} \right) \geq 8 \right] \end{cases} \quad (19)$$

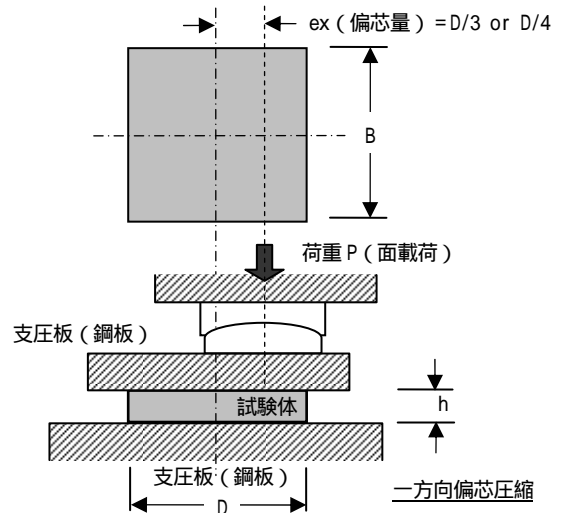


図-16 支圧強度確認実験

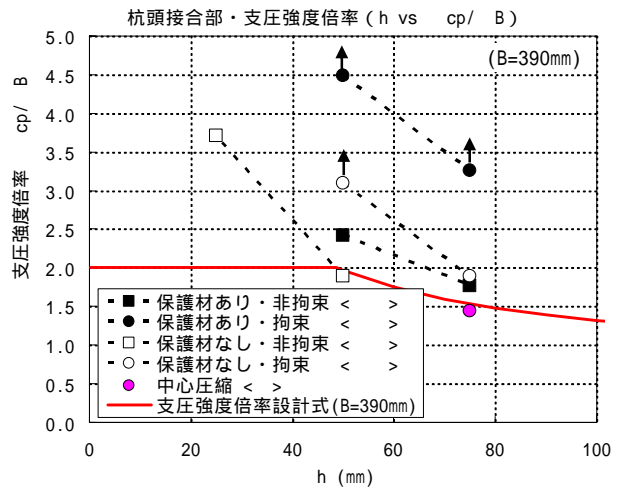


図-17 支圧強度倍率に及ぼす高さの影響

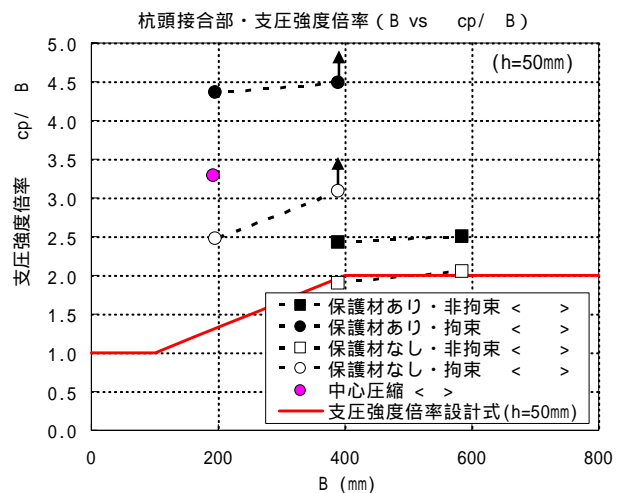


図-18 支圧強度倍率に及ぼす幅の影響

付録2 M-N(曲げモーメント-軸力)耐力曲線算定法

対象とする杭頭接合部断面の M-N 耐力曲線は、図 - 19 で示されたひずみ分布および応力ひずみ関係に基づいて求める。なお、コンクリートの応力ひずみ関係はパラボラ直線モデルに従うものとするが、コンクリート強度に対する支圧強度倍率 を 2.0 とすると同時に、最大強度時および終局時ひずみについても 倍するものとする。

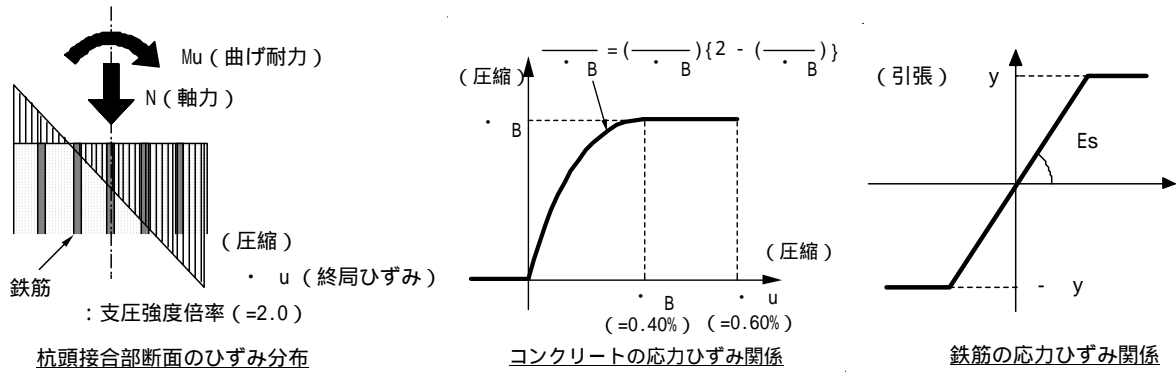


図 - 19 杭頭接合部構成材料のモデル化