

# 博士論文

( 2023 年 11 月 10 日 提出)

## 論文題目

鉄骨柱が埋め込まれた場所打ちコンクリート杭頭部の構造性能に関する研究

申請者氏

池内 邦江



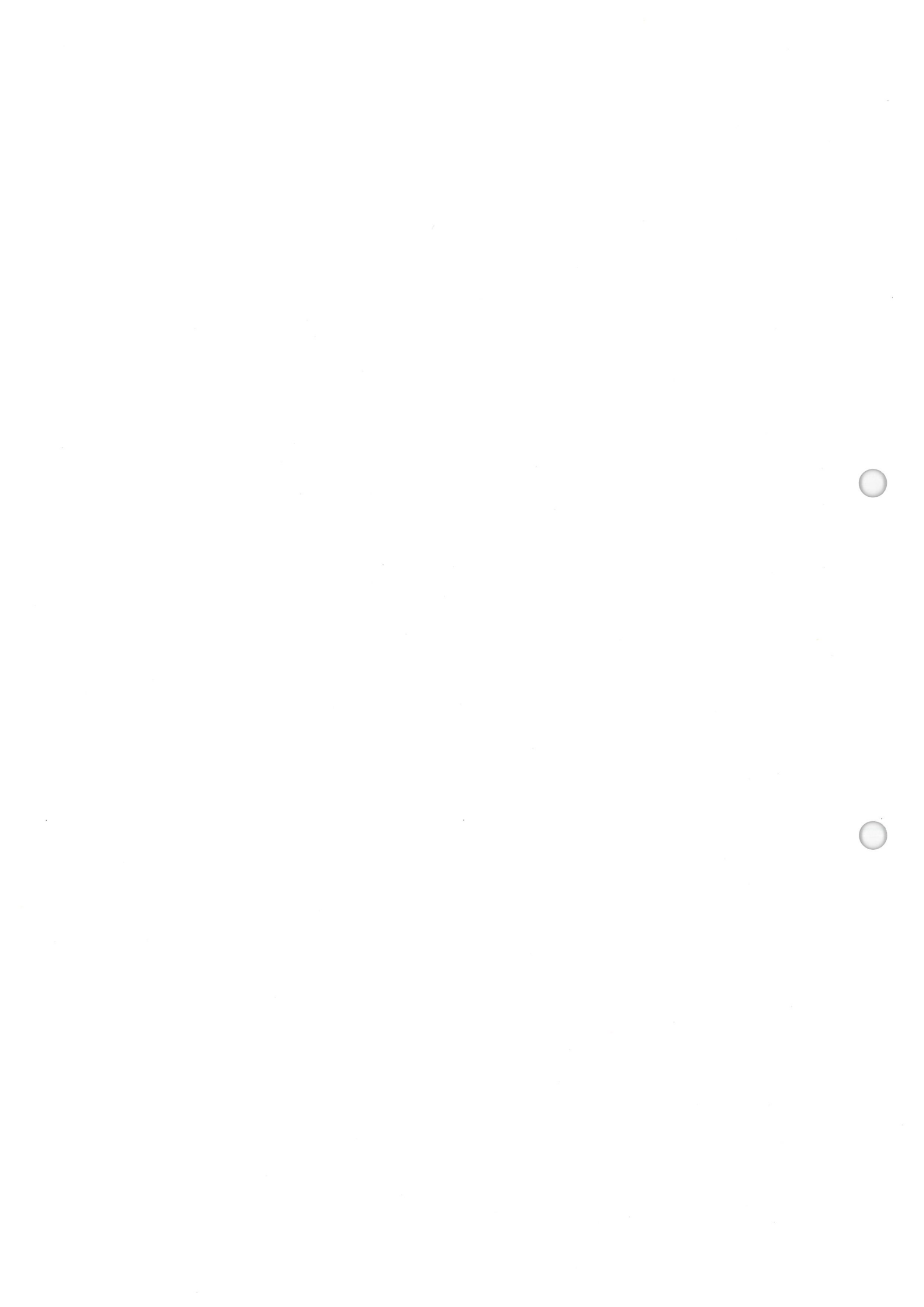
大阪工業大学大学院





鉄骨柱が埋め込まれた場所打ちコンクリート杭頭部の  
構造性能に関する研究

池内 邦江



# 目次

## 第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1-1
1.2 既往の研究.....	1-2
1.2.1 若林による初期の研究.....	1-2
1.2.2 宇佐美らの研究.....	1-4
1.2.3 高強度コンクリートに関する宇佐美らの研究.....	1-7
1.2.4 中塚らによる支圧に関する研究.....	1-8
1.3 研究目的 .....	1-10
1.4 本論の構成.....	1-12

## 第2章 ウイングプレートの影響

2.1 はじめに.....	2-1
2.2 実験概要 .....	2-2
2.3 実験結果 .....	2-7
2.3.1 破壊状況 .....	2-7
2.3.2 荷重-変位関係 .....	2-10
2.4 耐力評価 .....	2-15
2.4.1 支圧耐力の評価.....	2-15
2.4.2 付着耐力の評価.....	2-15
2.4.3 累加耐力の評価.....	2-17
2.5 まとめ .....	2-19

## 第3章 埋込み部分の割裂補強筋の効果

3.1 はじめに.....	3-1
3.2 CFT柱と十字鉄骨柱における無筋時の軸耐力 .....	3-3
3.2.1 実験概要 .....	3-3
3.2.2 破壊状況および荷重-変位関係 .....	3-6
3.2.3 歪分布 .....	3-10
3.2.4 耐力評価 .....	3-12
3.3 無筋時軸耐力に対する高強度コンクリートの影響.....	3-13
3.3.1 実験概要 .....	3-13
3.3.2 破壊状況および荷重-変位関係 .....	3-15

3.3.3 歪分布 .....	3-17
3.3.4 耐力評価 .....	3-18
3.4 CFT 柱で埋込み近傍に補強筋を有する場合の軸耐力 .....	3-23
3.4.1 実験概要 .....	3-23
3.4.2 破壊状況および荷重-変位関係 .....	3-26
3.4.3 歪分布 .....	3-30
3.4.4 耐力評価 .....	3-32
3.5 CFT 柱に対する最適補強筋量の提案 .....	3-34
3.5.1 実験概要 .....	3-34
3.5.2 破壊状況および荷重-変位関係 .....	3-38
3.5.3 歪分布 .....	3-43
3.5.4 耐力評価 .....	3-45
3.6 まとめ .....	3-47

#### 第 4 章 被り厚および偏心の影響

4.1 はじめに .....	4-1
4.2 被り厚の検証 .....	4-2
4.2.1 実験概要 .....	4-3
4.2.2 実験結果 .....	4-5
4.2.3 被り厚について考慮すべき内容 .....	4-11
4.2.4 被り厚に対する実用上の扱い .....	4-15
4.3 偏心の検証 .....	4-16
4.3.1 実験概要 .....	4-16
4.3.2 実験結果 .....	4-18
4.3.3 偏心について考慮すべき内容 .....	4-22
4.4 まとめ .....	4-24

#### 第 5 章 耐力評価式の提案および設計例

5.1 はじめに .....	5-1
5.2 鉄骨埋込み部分の抵抗機構と破壊モード .....	5-1
5.3 耐力評価式の整理 .....	5-3
5.3.1 各応力伝達要素の耐力評価式 .....	5-3
5.3.2 累加耐力の評価式 .....	5-5
5.3.3 鉄骨埋込み部分の耐力評価 .....	5-5
5.3.4 ウイングプレートを有する場合の耐力評価式 .....	5-7
5.3.5 各耐力評価式による計算値と実験値の比較 .....	5-8

5.4 設計式の提案と設計例 .....	5-11
5.4.1 十字鉄骨柱の場合 .....	5-11
5.4.2 CFT 柱の場合(1) .....	5-13
5.4.3 CFT 柱の場合(2) .....	5-15
5.5 まとめ .....	5-17

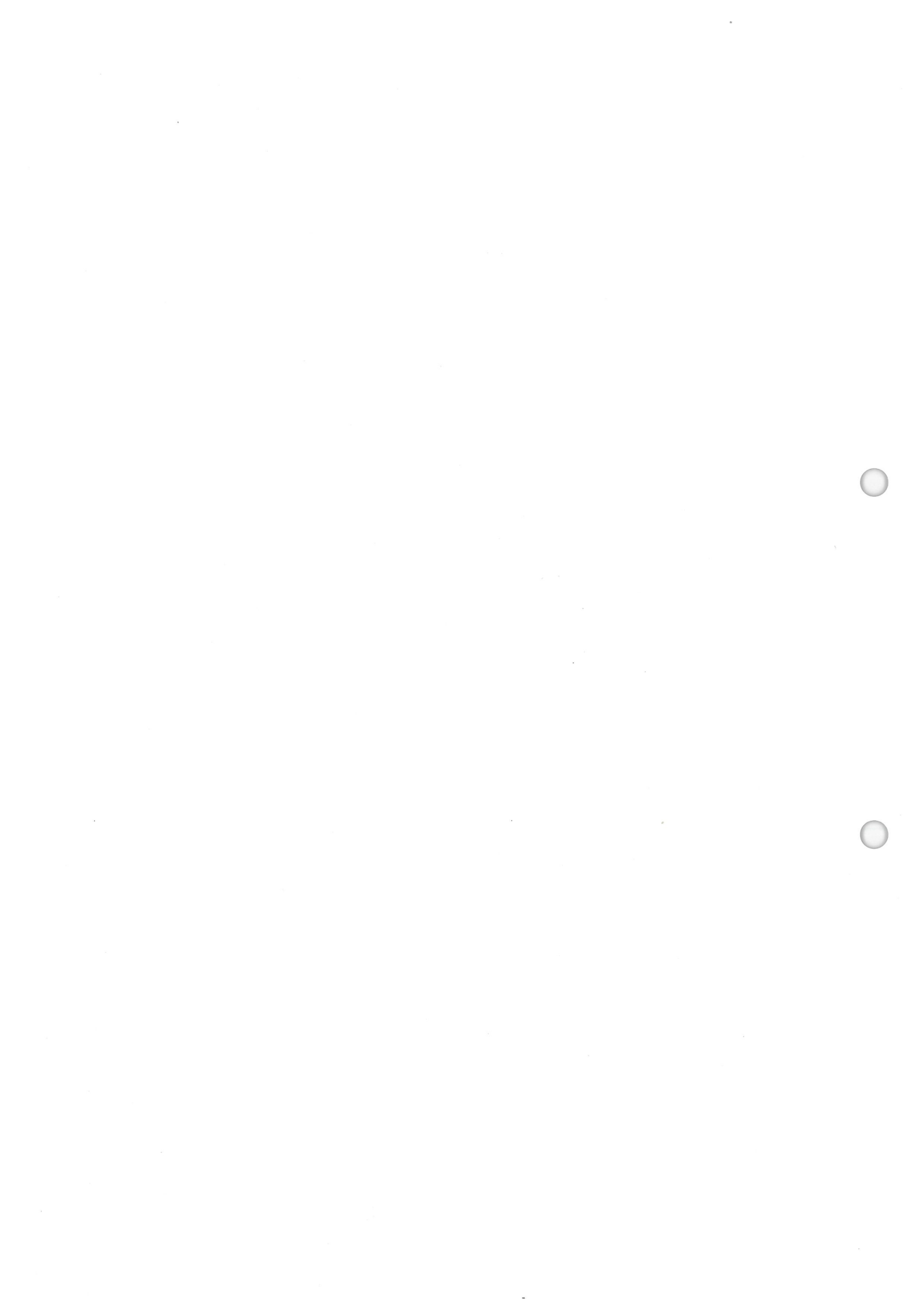
## 第6章 結論

6.1 まとめ .....	6-1
6.2 今後の課題 .....	6-3

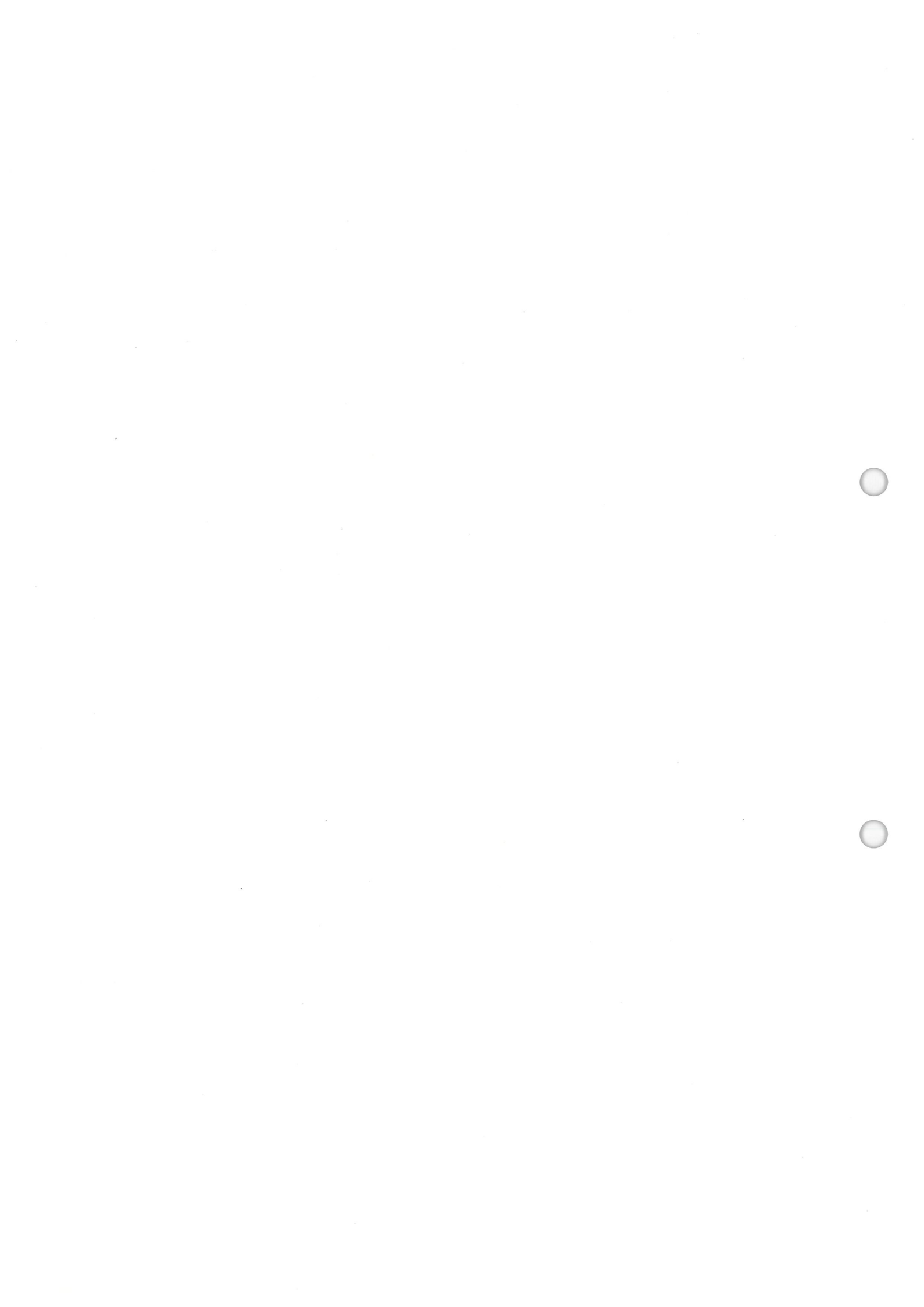
## 付録

付録1 本研究に関して著者の発表した論文 .....	付録-1
付録2 その他著者の発表した論文 .....	付録-3

## 謝辞



## 第1章 序論





## 1.1 研究の背景

高層建築物の施工法の一つとして、逆打ち工法がある。逆打ち工法とは、地下を有する建物において、地下の最下階から上階へ順番に施工するのではなく、地下と地上を同時に施工する工法である。

逆打ち工法では、工事の最初に構真台柱と呼ばれる場所打ちコンクリート杭(以後、杭)を打設すると同時に、構真柱と呼ばれる鉄骨柱(以後、鉄骨柱)をその杭の所定の深さまで挿入して定着させる(埋め込む)。その後、地盤レベルの作業床を構築し、作業床を起点に地下階を地下1階から下へ、地上階を1階から上へ同時に施工する。地下と地上を同時に施工することで地下最下階から順番に上に構築する一般の施工方法に比べ工期を大幅に削減することが可能である。また、作業床を確保した後で本格的に施工が始まるため、周囲が建物で囲まれストックヤード等を確保できない狭小地で好まれ、市街地に建つ超高層建物で多く採用されている(図1-1参照)。

施工の進行に伴い、鉄骨柱には上階の施工済みの建物重量が軸力として作用し、その軸力を埋込み部分のみで杭に伝達することとなる。そのため、施工計画で想定した各鉄骨柱に作用する軸力に合わせて杭頭の鉄骨埋込み部分の設計を行う必要がある。

次節でも示すが、鉄骨柱の埋込み部分について、既往の研究では圧縮強度 $30\text{N}/\text{mm}^2$ 程度までの普通コンクリートで、かつ十分に鉄骨柱の被り厚を確保した杭を対象とする実験が行われてきたが、近年の鋼材およびコンクリート強度の高強度化、上部建物の高層化による柱の負担重量の増加、地下工事の規模拡大(深さ増大)による鉄骨柱建て方精度や設計条件の複雑化等により、設計条件が大きく変化しているため、既往の設計式のままでは設計の妥当性が問われる状況になってきている。

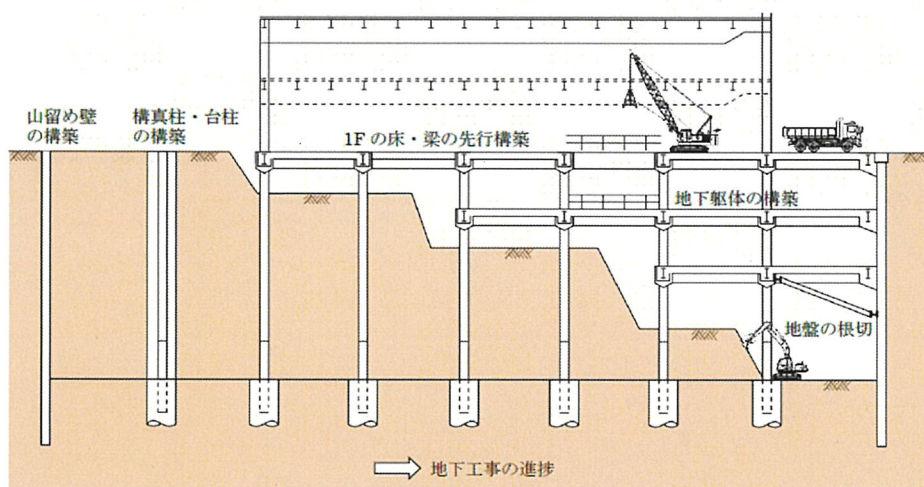


図 1-1 逆打ち工法の流れ

## 1.2 既往の研究

### 1.2.1 若林による初期の研究

鉄骨柱の杭への埋込み部分の耐力評価に関する研究は非常に少ない。逆打ち工法により地下躯体を施工した例は1960年ごろから見られたが、現在のように鉄骨柱を用いた逆打ち工法が定着したのは1990年頃である。当時若林により初めて逆打ち工法について体系的にまとめられ<sup>1-1)</sup>、杭への鉄骨柱の埋込み部分の設計法が提案された。この中では過去の20例近い構真柱を用いた逆打ち工法の実施例について、埋込み部分の応力伝達の基本的な考え方を以下の3種類に分類し(図1-2参照)、それぞれについての耐力評価式や、耐力の組み合わせ方法等が記された。

- ① 鉄骨とコンクリートの付着
- ② 鉄骨柱下端における支圧
- ③ 頭付きスタッド(以後、スタッド)のせん断耐力

具体的には、①は鉄骨柱と杭の付着力に期待する考え方で、付着面積を増すために、埋込み部分の範囲で鉄骨柱にウイングプレートを取り付ける場合がある、②は鉄骨柱下端面と杭コンクリート間の支圧に期待する考え方で、埋込み部分より下方の杭が長い場合、コンクリートのブリージング現象で支圧力は期待できないことがある、③は埋込み部分の鉄骨柱に水平にスタッドを取り付け、このせん断力を期待する設計法であると記載されている。

当時は、①を主体に考え、②または③、あるいは②および③を付加する設計法を採用しているが、考え方に統一性が無く、採用しているそれぞれの許容応力度の値もばらついて、設計者によってその判断に大きな違いがあったとされている。鉄骨柱の測定結果や既往の実験研究から付着力が最も期待できるため、①付着力を主体とし③スタッドせん断力を2次的に取り扱って設計することが推奨された。

加えて、鉄骨柱埋込み部分の鉄骨柱からの局所的な圧縮力伝達となるため、その近傍に割裂引張応力を生じることから、コンクリートの割裂補強筋としての杭のせん断補強筋(以後、補強筋)の検討法にも触れており、その設計例として、文献1-2)に基づいて算定する方法も提示されているが、その設計手法の妥当性を保証するものは無く、また、当時と現在では、対象となる鉄骨柱と杭の大きさの関係や強度など条件が異なっている。

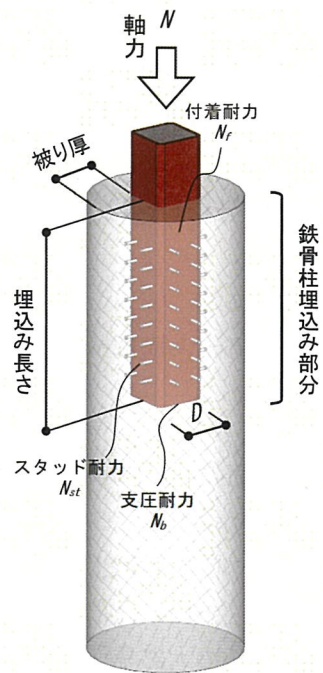


図 1-2 逆打ち工法における構真柱の応力伝達機構(耐力機構)



### 1.2.2 宇佐美らの研究

このような状況下で、2000年代に、宇佐美ら<sup>1-3)</sup>が普通コンクリート杭(設計用圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup>程度まで)の 19 の試験体を対象に実験を行い、鉄骨柱埋込み部分の終局耐力評価式を提案している。

鉄骨柱から杭への軸力は、文献 1-1)と同じく以下の 3 つの応力伝達要素により伝達されるとしている。

- ① 鉄骨とコンクリートの付着抵抗力
- ② 鉄骨柱に打設されたスタッドのせん断抵抗力
- ③ 鉄骨柱先端部の支圧抵抗力

#### ① 付着耐力 $N_f$

付着耐力については、鉄骨断面の形状に応じて有効な付着周長、埋込み長さ(付着長さ)および付着応力度が異なることが示されている。

有効付着長さ  $l_f$  は、付着のみの応力伝達とした試験体の鉄骨柱に貼付した歪ゲージより求めた鉄骨柱の負担応力の付着長さ方向の分布より決定され、鋼管(CFT 含む)柱では付着長さ(埋込み長さ)の 1/2 程度で荷重の大部分が伝達されたことによるものである。また、終局平均付着応力度を求める形状係数  $k_B$  は、有効付着長さおよび有効付着周長にコンクリート圧縮強度を乗じて求めた計算値を最大荷重実験値の比から逆算した低減係数であり、各試験体の平均値である。

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a \quad (1-1)$$

ここに、 $l_f$  : 有効付着長さ (mm)

H 形鋼柱, 十字鉄骨柱 : 埋込み長さ全長

角形鋼管 CFT 柱, 円形鋼管 CFT 柱 : 埋込み長さの 1/2

$\psi$  : 有効付着周長 (=鉄骨外周長) (mm)

$\tau_a$  : 終局平均付着応力度 (以後、平均付着応力度,  $= k_B \cdot c \sigma_B$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$k_B$  : 鉄骨柱の断面形状に応じて求まる係数

H 形鋼柱 : 0.027

十字鉄骨柱 : 0.048

角形鋼管柱(鋼管内コンクリートあり) : 0.069

角形鋼管柱(鋼管内コンクリートなし) : 0.048

$c \sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### ② スタッドせん断耐力 $N_{st}$

スタッドせん断耐力に関する耐力評価は Fisher 式に基づく学会式<sup>1-4)</sup>に準ずることで評価可能であるが、有効な打設範囲が存在することが示されている。

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c \sigma_B \cdot E_c}, \text{ ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c \sigma_B \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2)$$

ここに、 $n_e$  : 有効な埋込み長さ内のスタッド打設本数 (本)

すなわち杭頭より 4D 以内の本数 (D: 鉄骨柱成)

- $a_s$  : スタッド断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_u$  : スタッドの引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

③ 支圧耐力  $N_b$

支圧に関しては、日本建築学会プレストレストコンクリート設計施工規準<sup>1-2)</sup>に示される従来の評価方法で精度よく評価できるとされている。

$$N_b = f_b \cdot A_s \tag{1-3}$$

$$\text{ここに, } f_b : \text{支圧応力度} \left( = \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B \right) \tag{1-4}$$

- $A_s$  : 支圧面積(鉄骨柱埋込み先端の断面積)(mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : 支承面積(杭全断面積)(mm<sup>2</sup>)
- $c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

また、宇佐美らの文献 1-3)では、①～③の各応力伝達要素の終局耐力の評価方法およびそれらを組み合わせた累加耐力評価方法が以下のとおり提示されている。

④ 累加耐力  $N_{su}$

複数の応力伝達要素を有する場合は各応力伝達要素の耐力評価式に低減係数を乗じ、低減して累加することで評価できることが示されている。

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \tag{1-5}$$

ここに、 $\alpha, \beta, \gamma$ : 各応力伝達要素の耐力に対する低減係数(表 1-1 による)

表 1-1 低減係数一覧

ケース	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
(I) 付着のみ	1.0	—	—
(II) 付着+スタッド	0.45	1.0	
(III) 付着+支圧	0.5	—	式(1-6)
(IV) 付着+スタッド+支圧		0.8	

$$\gamma = 1 - k_c \sqrt{\frac{\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st}}{A_c \cdot \sqrt{c\sigma_B}}} \geq 0 \tag{1-6}$$

- $k_c$  : 0.42 (実験結果より求まる係数)
- $N_f$  : 付着耐力, 式(1-1)による
- $N_{st}$  : スタッドせん断耐力, 式(1-2)による
- $A_c$  : 支承面積(杭全断面積)(mm<sup>2</sup>)
- $c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_b$  : 支圧耐力, 式(1-3)による

ここで、式(1-6)は、図 1-3 より得られたものである。図の縦軸は支圧耐力の低減係数 $\gamma$ を、横軸は残存付着力 $\alpha \cdot N_f$  およびスタッドせん断耐力 $\beta \cdot N_{st}$  の和を杭全断面積  $A_c$  で除した圧縮応力度  $f_b$  を

コンクリート圧縮強度の平方根 $\sqrt{c\sigma_B}$ で無次元化したものを示す。コンクリートの圧縮強度の平方根で無次元化したのは、コンクリートの割裂破壊を考慮したためである。これにより、 $k_c$ は 0.42 となった。

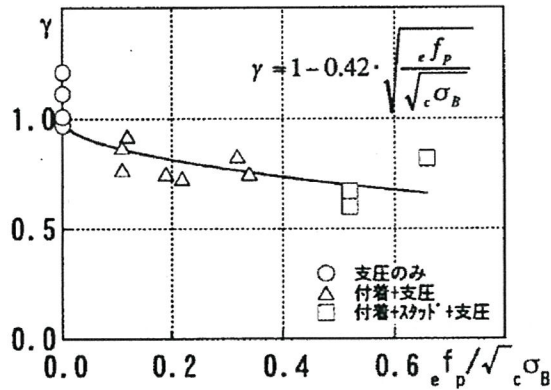


図 1-3 鉄骨埋込み先端に作用する圧縮応力度と支圧耐力の関係 (文献 1-3), 図 9)

以上に加え、杭に補強筋が無い(以後、無筋)試験体に比べ補強筋のある試験体は若干支圧耐力が高くなることが報告されている。

さらに、2003 年には、宇佐美らにより、特に応力伝達機構のうちの支圧耐力について、支圧断面形状、支圧断面積および杭コンクリート圧縮強度をパラメータとした縮小モデルで実験が実施され、支圧による応力伝達に関する基礎的な性状の把握と、支圧耐力が以下のように再評価された(1-5)。

- (a) H 形鋼柱や CFT 柱など支圧断面形状により支圧耐力時の破壊形式が異なる
- (b) 支圧破壊にはコンクリートの引張応力の影響が大きく、コンクリート圧縮強度に対して線形の関係にある従来の支圧応力度式(式(1-4))では高強度コンクリートの場合、実験値との乖離があることが解明され、設計用圧縮強度が 60N/mm<sup>2</sup> 程度の高強度コンクリート杭においては、支圧応力度は式(1-4)ではなくコンクリート圧縮強度の  $m$  乗根に比例する式(1-7)で評価すれば、より精度よく評価できる(図 1-3 参照)。

$$f_b: \text{支圧応力度} = \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \quad (1-7)$$

ここに、 $A_s$  : 支圧面積(鉄骨柱埋込み先端の断面積)(mm<sup>2</sup>)

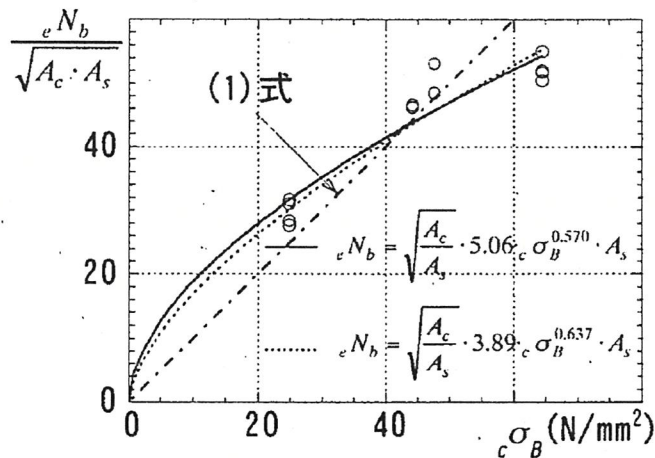
$A_c$  : 支承面積(杭全断面積)(mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

すなわち、コンクリートの圧縮強度が低強度から高強度まで包絡できる式(1-4)と式(1-7)を組み合わせた式(1-8)が提案されている。

$$f_b = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \quad (1-8)$$





※図中(1)式は式(1-4)を示す

図 1-4 支圧強度とコンクリート圧縮強度の関係(文献 1-5), 図 4)

### 1.2.3 高強度コンクリートに関する宇佐美らの研究

ここまでの研究では、 $30\text{N/mm}^2$  までの普通コンクリートが主な対象であり、比較検討のため、若干高強度コンクリートの試験体も実施された。しかし、近年、施工の合理化や部材断面の縮小などの理由で高強度コンクリート ( $45\text{N/mm}^2$ ) を使用する場合があるが、一般的にコンクリートの圧縮強度が高くなると、コンクリートの引張強度やせん断強度は線形には上昇せず、コンクリートの圧縮強度の平方根に比例する程度の上昇となる<sup>1-7)</sup>。そのため、鉄骨柱埋込み部分の軸力伝達機構である付着、スタッド、支圧やそれらを累加した既往の評価式<sup>1-3), 1-5)</sup>に対する適合性が懸念される。

そこで、2017年に宇佐美らにより、杭に設計用圧縮強度  $60\text{N/mm}^2$  程度の高い強度のコンクリートを採用した場合について、鉄骨柱埋込み部分の軸力伝達のメカニズムを把握するとともに、軸耐力の評価がなされ、以下が示された。

- (a) 有効付着長さ  $l_f$  は角形鋼管 CFT 柱では、普通コンクリートの場合に比べ有効付着長さが長くなり、埋め込み長さ全長が有効になる。
- (b) これを考慮した場合のコンクリート圧縮強度に対する平均付着応力度比  $k_B$  は、H 形鋼柱では 2.7%、角形鋼管 CFT 柱では 2.1%、円形鋼管 CFT 柱では 2.9% となり、CFT 断面の場合の付着性状は平均付着応力度比が非常に小さくなり、文献 1-3) と異なる傾向を示す。角形鋼管 CFT 柱の平均付着応力度比  $k_B$  は、文献 1-6) では 1.9% となっているがここで 2.1% に訂正する。
- (c) スタッドせん断耐力に関しては、最大耐力時の残存付着力が文献 1-3) に比べ高いものの、CFT 柱の場合は式(1-2)で概ね評価可能であるが、H 形鋼柱の場合は同様の評価が難しい。
- (d) 支圧耐力に関しては、鉄骨柱が開断面の場合、式(1-8)で概ね評価可能であるが、CFT 柱の場合は、式(1-8)では杭のコンクリート圧縮強度にかかわらず、耐力を高く評価するため、式(1-9)として、形状係数 ( $k_b=2/3$ ) を乗ずる式を提案している。

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s \quad (1-9)$$

ここに,  $k_b$  : 形状係数

H形鋼柱, 十字鉄骨柱の場合:  $k_b=1.0$

CFT柱の場合 :  $k_b=2/3$

さらには, 累加耐力については, 支圧耐力の低減式である式(1-6)において,  $k_c=0.41$  とすれば, 前述の付着耐力や支圧耐力, および残存付着力の評価式を修正することで高強度コンクリートを対象にした場合でも評価可能であることが示されている。

#### 1.2.4 中塚らによる支圧に関する研究

支圧耐力の評価については, 中塚らが 2009 年に PC 圧着工法を適用する際のキーポイントとなる支圧強度およびせん断強度を調べる基礎研究として, 低強度コンクリートから高強度コンクリートにまで適用できる新しい支圧強度推定式を導いている<sup>1-8)</sup>。

1.2.2 項同様, 圧縮強度と割裂引張強度より算出する支圧強度推定式である式(1-10)を提案している。

$$\sigma_{Br} = 1.8 \cdot \sigma_{cb}^{(0.8 - \sigma_{cb}/2000)} \cdot \sqrt{Ac/A1} \quad (1-10)$$

ここに,  $\sigma_{Br}$  : コンクリートの支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

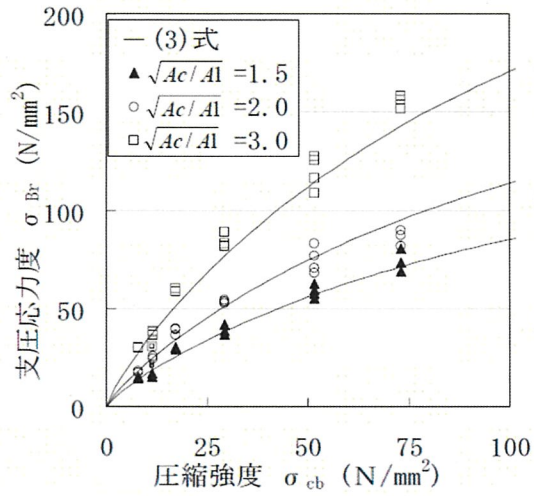
$\sigma_{cb}$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Ac$  : 支承面積(mm<sup>2</sup>)

$A1$  : 支圧面積(mm<sup>2</sup>)

図 1-5 に文献 1-8)の図-7 を示すが, 文献で便宜上「支圧面積比」と呼んでいる  $\sqrt{Ac/A1}$  が小さい場合は実験値と良く合っているが, 大きくなると実験値との乖離が見受けられる。図 1-6 に式(1-8)と式(1-10)の比較を示す。今回対象となる 60N/mm<sup>2</sup> 以下の範囲において差が見られるが, これは文献 1-8)の試験体の支承側が角型なのに対して, 式(1-8)が対象とする試験体は杭で円形であることなどが原因と考えられるが, 高強度側の傾向としては同じであると判断できる。





※図中(3)式は式(1-10)を示す

図 1-5 支圧応力度の実験値と計算値の比較(文献 1-8), 図-7)

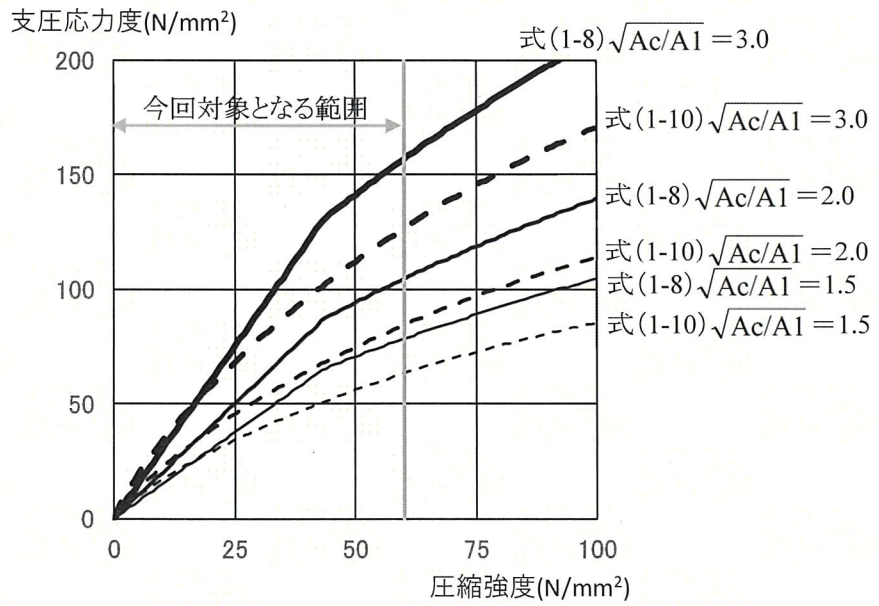


図 1-6 式(1-8)と式(1-10)の比較

### 1.3 研究目的

近年、材料の高強度化や工事の大規模化により、逆打ち工法の施工状況が変化している。前節にて示した既往の研究は、1990年代の施工状況をベースとして行われたもので、現状に則していない点も多く、また、当時より不明確であった内容も多い。そこで、本研究では、既往の研究では十分に検討されていない以下に挙げる内容を明確にし、鉄骨柱埋込み部分の設計に供する知見を得ることを目的とする

#### (1) ウイングプレートの影響

若林の文献 1-1)において、開断面の鉄骨柱を採用する際に付着耐力上昇を目的として、ウイングプレートと呼ばれる鋼板を鉄骨柱に取り付ける方法が紹介されているが(図 1-7)、これまでウイングプレートに関する研究は少なく、付着耐力や支圧耐力、さらにはそれらの累加耐力に関するデータはほとんどない。

そこで、普通コンクリートを対象に、付着耐力や支圧耐力、それらの累加耐力にウイングプレートが与える影響を把握するとともに、累加耐力を評価する。

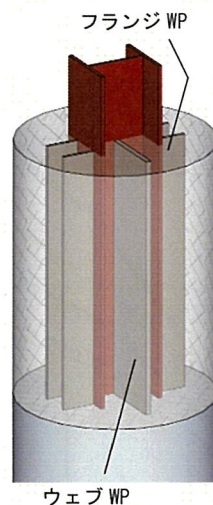


図 1-7 ウイングプレート

#### (2) 埋込み部分の割裂補強筋の効果

旧来、鉄骨柱断面は杭断面に対して小さく、鉄骨柱の軸耐力が杭の軸耐力に比べ十分に小さかったため、杭は無筋あるいは少ない補強筋量でも鉄骨柱埋込み部分は負担軸力に対して十分な耐力を有していた。しかしながら、昨今、工事の大規模化や地上躯体部分の短工期施工により施工時の負担軸力が大きくなり、鉄骨柱が高強度化・大断面化される一方で、杭のコンクリート断面は高強度コンクリートの採用などもあり、小径化される傾向にある。したがって、旧来に比べ鉄骨柱の作用軸力が上昇し、埋込み部分のコンクリートの圧縮応力度レベルも高くなるため、埋込み部分の耐力余裕度の低下が懸念される。特に建物の高層化、ロングスパン化、柱の小断面化のため

に上層階の柱をCFT柱で設計し、そのまま構真柱にCFT柱を採用する、あるいは地下階にてCFT柱からSRC柱に切り替えて構真柱には十字鉄骨柱を採用する 경우가多く、鉄骨柱からの作用軸力がさらに大きくなり、この傾向が顕著になることから、埋込み部分の補強筋量の評価が求められている。また、1.2節でも述べたが、旧来、補強筋の設計は若林の文献(1-1)に基づいて行っていたが、補強範囲や想定する応力度レベルが実状に則していない上、実験や解析による検証がほとんどなく、準用の可否が問われる状況である。

そこで、特に実施工にて構真柱に採用されるCFT柱と十字鉄骨柱を対象にし、杭全断面積の終局圧縮耐力を発揮するために必要な補強筋量について、実験を行い、その評価式を提案する。

### (3) 鉄骨柱の被り厚による影響

杭コンクリートに対する鉄骨柱の被り厚を $1.0D$ ( $D$ :鉄骨柱成)以上確保した場合の鉄骨柱埋込み部分の研究は1.2節に示すとおり宇佐美らの研究<sup>(1-3), (1-5)</sup>で示されている。

鉄骨柱の建込みには、構真柱をコンクリート打設前に杭に建て込む先建て工法と、杭のコンクリート打設後に建て込む後建て工法がある。先建て工法では、トレミー管の納まりから鉄骨柱の被り厚がある程度必要となるが、一方で後建て工法では、トレミー管による制約がないことから、被り厚を小さくすることが可能である。従来は鉄骨柱の被り厚を $1.0D$ 以上確保していたが、工事の大規模化に伴い、鉄骨柱が大断面化されるのに対し、杭のコンクリート圧縮強度を高強度化し杭断面を小さくする傾向があり、相対的に被り厚が小さくなる傾向にある。

そこで、鉄骨柱の被り厚が $1.0D$ 以下となる試験体で実験を実施し、被り厚が鉄骨柱埋込み部分の耐力に与える影響を把握する。

### (4) 杭に対する鉄骨柱の偏心による影響

逆打ち工法では、施工上ある程度鉄骨柱心と杭心のずれを許容している。建て込み精度は柱の傾斜角で管理するが、近年の建物の大規模化に伴い、地下階の深度が大きくなっているため、芯ずれ許容値の絶対値が大きくなっており、偏心が鉄骨柱埋込み部分の耐力に与える影響が懸念される。さらに、敷地や設計の条件により、計画上鉄骨柱心と杭心を一致できない場合があり、その影響も懸念される。

そこで、鉄骨柱が偏心した試験体で実験を実施することで、杭に対する鉄骨柱の偏心が鉄骨柱埋込み部分の耐力に与える影響を把握する。

さらに、既往の研究内容と上記(1)~(4)の内容を整理し、実際の場所打ちコンクリート杭頭部の構造設計時の耐力算定に用いる鉄骨柱埋込み部分の耐力評価を体系的にまとめ、構造設計技術の向上に供する資料を整理する。



#### 1.4 本論の構成

前節までの内容を踏まえ、本論文は以下に示す6つの章で構成される。

第1章では、研究背景を述べ、本研究に関連する既往の研究について整理した上で、鉄骨柱埋込み部分の耐力評価に関して残された課題点を指摘し、研究目的と本論文の構成を示す。

第2章では、付着耐力を増大させることを目的としてウイングプレートを用いた場合の、付着耐力や支圧耐力、その累加耐力について、実験結果および既往の式を用いて考察する。

第3章では、無筋の杭の破壊性状を把握した上で、まず、既往の研究<sup>1-1)</sup>で提案されている補強方法を実験的に検証し、次に、実状に合わせて杭全長を補強した場合を対象として実験を実施し、鉄骨柱埋込み部分で杭の終局圧縮耐力が発揮できる補強筋量の評価式を提案する。

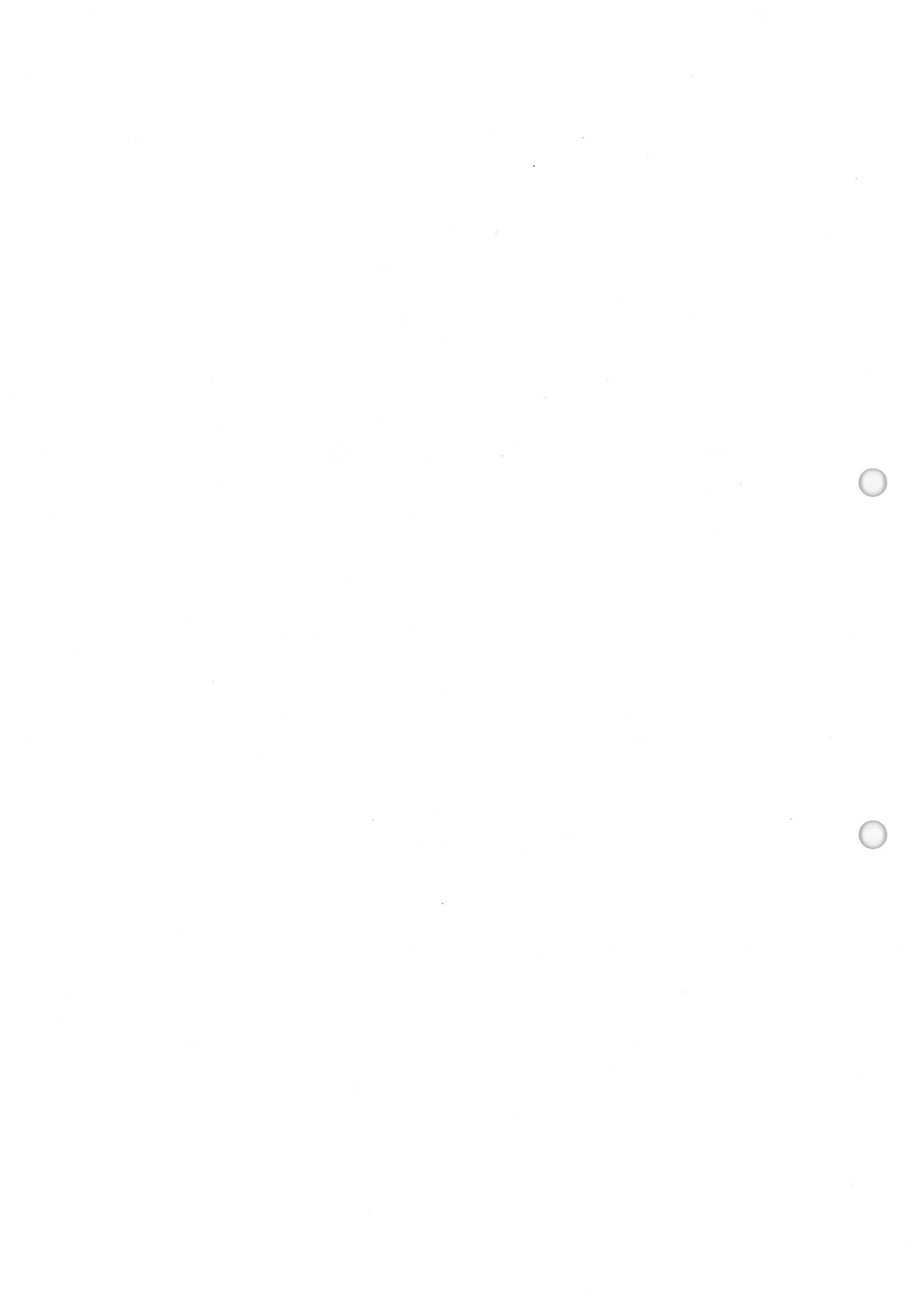
第4章では、その他の影響項目として、鉄骨柱の被り厚と杭に対する鉄骨柱の偏心の影響について実験を実施し、耐力評価式を提案する。

第5章では、第1章から第4章で示した鉄骨柱埋込み部分の耐力評価式を整理するとともに、昨今の標準的な杭・鉄骨柱の寸法における累加耐力の評価例を示す。

第6章では、第1章から第5章についてまとめ、各章で得られた知見と今後の課題を示し、本論文としての結論を示す。

<参考文献>

- 1-1) Kazuo Wakabayashi : Kenchiku Kozo to Seko no Setten, Gakugei Shuppansha, 1990 (in Japanese)  
若林嘉津雄:建築・構造と施工の接点, 学芸出版社, 1990.05
- 1-2) Architectural Institute of Japan : Standard for Structural Design and Construction of Prestressed Concrete Structures, Masuzen, 1998 (in Japanese)  
日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 丸善, 1998.11
- 1-2) Tetsu Usami, Takahiro Kei, Masamichi Aoki, Yoshio Hirai and Hidetoshi Ito: Axial Force Transmission from Steel Column to Cast-in-place Concrete Pile Head, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.66, No. 547, pp.105-112, 2001 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路, 平井芳雄, 伊藤栄俊:鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭頭部への軸力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, No.547, pp.105-112,2001  
(DOI:https://doi.org/10.3130/aajs.66.105\_3)
- 1-3) Architectural Institute of Japan :Design Recommendations for Composite Constructions, Masuzen, 2010 (in Japanese)  
日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 丸善, 2010
- 1-4) Tetsu Usami, Takahiro Kei and Masamichi Aoki: Bearing Strength of Concrete Pile Loaded by Axial Force from Steel Column, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.68, No. 572, pp.111-116, 2003 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路:鉄骨柱から軸力を受けるコンクリート杭の支圧耐力に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 68 巻, No.572, pp.111-116, 2003  
(DOI:https://doi.org/10.3130/aajs.68.111\_5)
- 1-5) Tetsu Usami, Takeshi Katayama and Yasuyoshi Miyauchi : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column, 60N/mm<sup>2</sup> Compression Strength Concrete Pile, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.63B, pp.579-586, 2017 (in Japanese)  
宇佐美徹, 片山丈士, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれたコンクリート杭頭部の軸耐力 —圧縮強度 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリート杭の場合, 構造工学論文集, 第 63B 巻, pp.579-586, 2017
- 1-7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-, 丸善, 1999.11
- 1-8) 森田 真由美, 中塚 侑, 坂田 博史:PC 圧着工法のための支圧強度と一面せん断強度に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009



## 第2章 ウイングプレートの影響





## 2.1 はじめに

逆打ち工法では、鉄骨柱からの軸力を付着、スタッドのせん断、埋込み先端の支圧により杭に伝達するが(図 2-1 (a)参照), 開断面の鉄骨柱を採用する場合に、付着耐力を高める目的でウイングプレート(以後、WP)と呼ばれる鋼板を鉄骨柱に取り付けることがある。WP は図 2-1 (b)に示すものである。これまで WP に関する研究は少なく、付着耐力や支圧耐力、さらにはそれらを累加耐力したに関するデータはほとんどない<sup>2-1)</sup>。

本章では、WP の設置パターン(設置位置、支圧面積、付着面積)をパラメータとし、普通コンクリートの杭を対象に、まず、杭頭上面に鉄骨柱を設置して圧縮力を載荷する実験で支圧耐力を評価する。次に、杭頭部に鉄骨柱を埋め込んだ試験体を用いて、付着耐力に WP が与える影響を把握するとともに、付着と支圧の累加耐力を評価する。

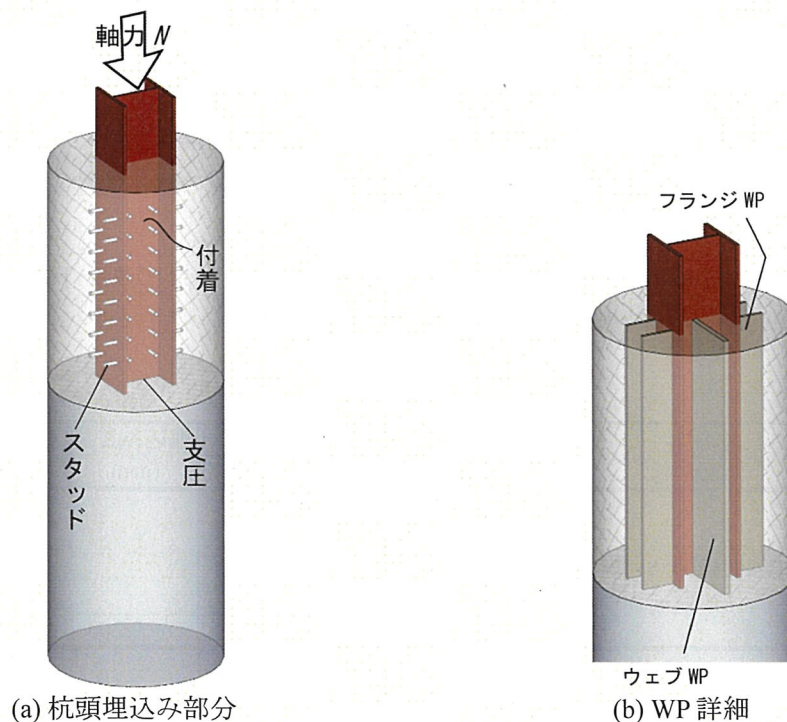


図 2-1 杭頭埋込み部分と WP 詳細

## 2.2 実験概要

表 2-1 に試験体パラメーター一覧を、図 2-2 に試験体形状・寸法を示す。試験体は、支圧のみの性状を調べる試験体 F-H シリーズ、および付着と支圧の累加性状を調べる試験体 B4F-H シリーズの 2 シリーズを用意した。鉄骨柱断面は H 形鋼とし、WP の設置パターンは 3 種類(ウェブのみ、フランジのみ、ウェブ・フランジ共)とした。試験体の杭部分は、実大の 1/4 から 1/3 程度の縮小モデルとし、 $\phi = 600\text{mm}$  とする円柱にモデル化した。

F-H シリーズの試験体では、鉄骨柱下部の杭長さを支圧破壊に影響を及ぼさない長さ 1,000mm とした。また、B4F-H シリーズの試験体は、鉄骨埋込み長さを 800mm、埋込み先端以下を F-H シリーズと同じ 1,000mm とする杭長さ 1,800mm とした<sup>3-2)</sup>。コンクリート圧縮強度は  $27\text{N/mm}^2$  とした。

支圧のみの試験体 F-H シリーズでは、H 形鋼柱全長に WP を取り付け、鉄骨断面形状に合わせて杭天端を石膏で平準化し、応力が均一に伝達される納まりとした。付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズでは、実際の施工時を想定して、WP を杭天端から埋込み長さ内にも取り付けした(図 2-2 の試験体断面図参照)。また、付着耐力を把握するために、付着破壊前に埋込み先端に支圧が作用しないよう、鉄骨柱埋込み先端に厚さ 3.0mm のウレタンシートを貼付した。

杭部分のコンクリートに使用した粗骨材は、スケール効果を考慮して最大寸法 10mm の砂利を使用し、コンクリート打設方向は実施工の方向に合わせた。鋼材の機械的性質を表 2-2 に、コンクリートの圧縮強度を表 2-3 示す。

載荷は図 2-3 の載荷装置図に示すとおり上部が球座によるピン支持、下部が固定支持とし、20MN 載荷試験機と 3MN 載荷試験機を用いて、単調載荷で行った(写真 2-1 参照)。

表 2-1 試験体パラメーター一覧

試験体名	鉄骨柱断面形状	面積	ウイングプレート		埋込み長さ (mm)	付着周長 (mm)	支圧面積 ( $\text{mm}^2$ )
			枚数-板厚×幅	設置個所			
F-HW	H-200×200×8×12	支圧面積	2-16×200	ウェブ	-	-	12,625
F-HF			4-9×100	フランジ			9,953
F-HFW			4-9×100	フランジ			16,225
F-H <sup>*1</sup>			2-16×200	ウェブ			200
B4F-HW	H-200×200×8×12	支圧面積 付着面積	2-16×200	ウェブ	800	1,933	12,625
B4F-HF			4-9×100	フランジ		1,933	9,953
B4F-HFW			4-9×100	フランジ		2,733	16,225
B4F-H <sup>*1</sup>			2-16×200	ウェブ		1,133	6,353
			-	-			

\*1 文献2-2)参照

表 2-2 鋼材の機械的性質

試験体名	部位	板厚 (mm)	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $e$ (%)
F-HW, F-HF, F-HFW, B4F-HW, B4F-HF, B4F-HFW	フランジ	12.0	331	464	29.3
	ウェブ	8.0	350	469	26.5
	ウイング プレート	16.0	270	434	31.6
		9.0	334	472	28.6
F-H	フランジ	12.1	390	522	27.5
	ウェブ	7.7	419	532	21.2
B4F-H	フランジ	11.9	387	524	27.8
	ウェブ	7.8	417	533	21.8

表 2-3 コンクリートの圧縮強度

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )
F-HW	29.0
F-HF	29.0
F-HFW	29.0
F-H	26.0
B4F-HW	29.0
B4F-HF	29.6
B4F-HFW	29.0
B4F-H	26.0

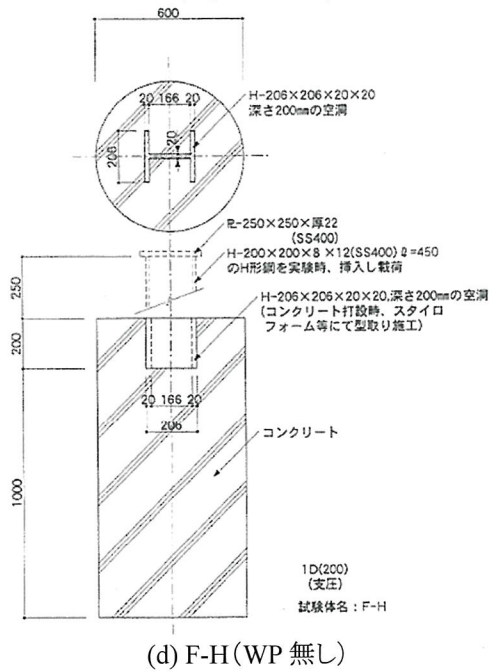
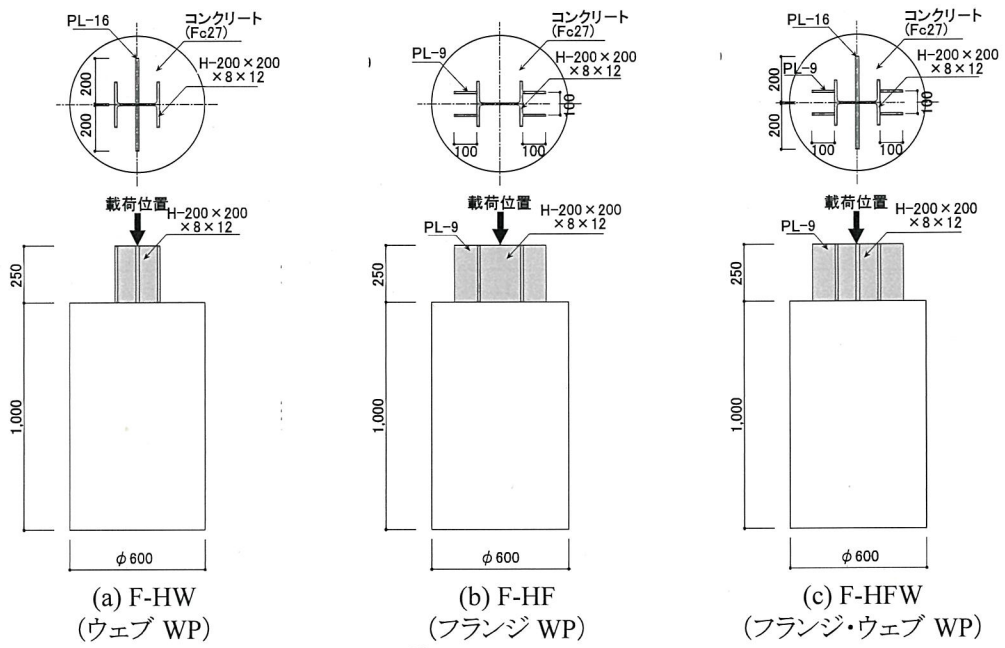
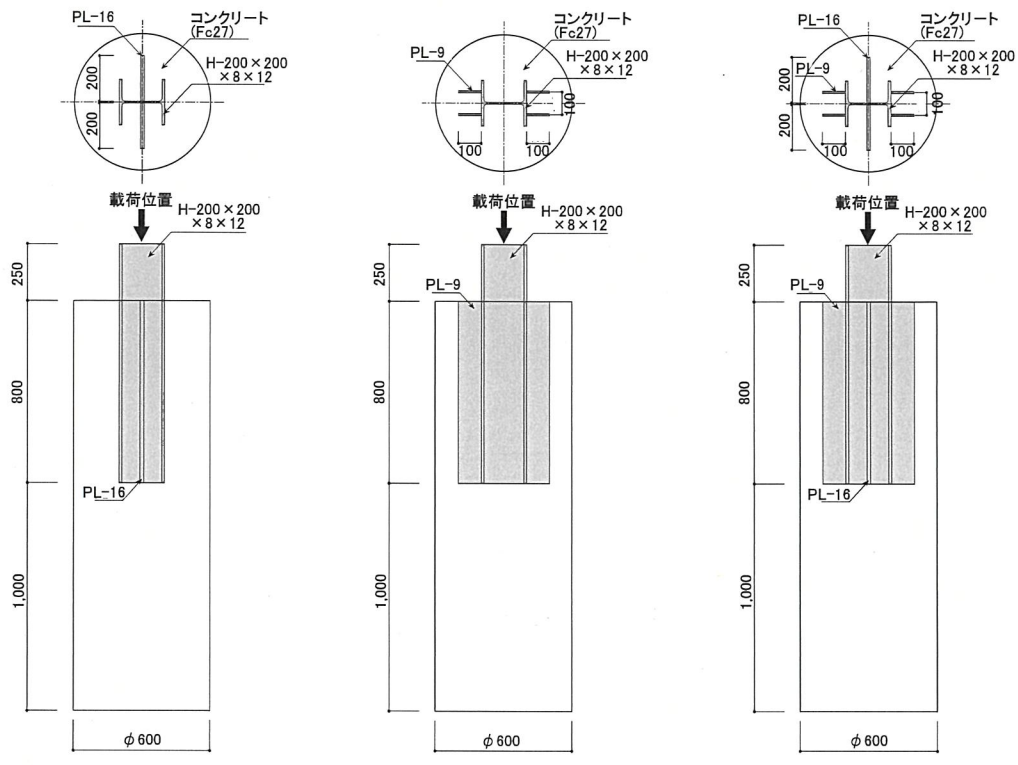


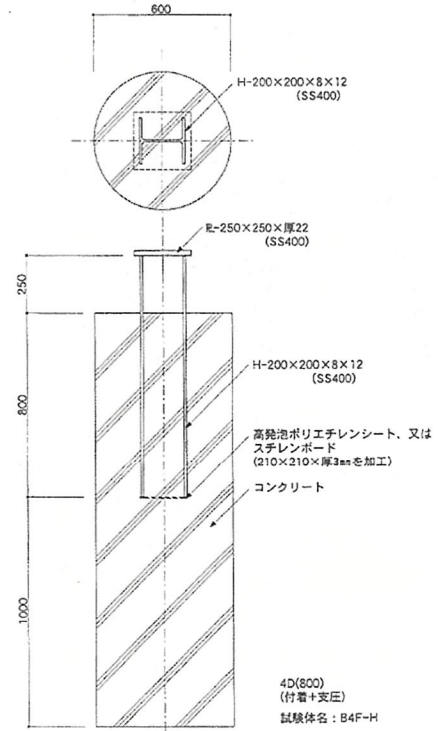
図 2-2-1 試験体形状・寸法 (支圧のみ)



(a) B4F-HW  
(ウェブ WP)

(b) B4F-HF  
(フランジ WP)

(c) B4F-HFW  
(フランジ・ウェブ WP)



(d) B4F-H (WP 無し)

図 2-2-2 試験体形状・寸法(付着+支圧)



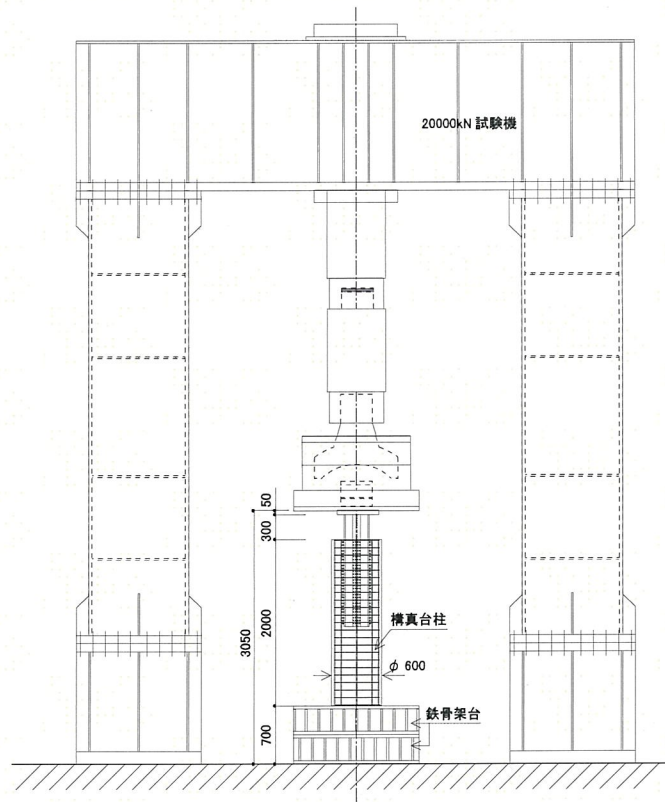


図 2-3 載荷装置図



写真 2-1 加力状況

## 2.3 実験結果

### 2.3.1 破壊状況

試験体の最終破壊状況を写真 2-2 に示す。また図 2-4 に最終破壊時のひび割れ図を示す。

支圧のみの試験体 F-H シリーズは、初期ひび割れ発生と同時に割裂破壊を生じ、大きく縦ひび割れが進展して破壊に至った。

付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズは、付着耐力到達時にひび割れが発生した。その後、鉄骨柱のめり込み変位が生じ、鉄骨柱埋込み先端に支圧が作用し始めると、再びひび割れが発生、進展し、最終的には割裂破壊による縦ひび割れとそれに伴う鉄骨柱埋込み先端における横方向のひび割れが発生し、終局状態に至った。

支圧のみの試験体 F-H シリーズは、杭天端中心から杭外周および下端に向けて放射状に割裂を生じているが、鉄骨断面直下にコア等は見られなかった(写真 2-2-1 参照)。

一方、付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズは鉄骨埋込み先端には楔状のコアが形成され、杭断面中央で材軸方向に変形が進むことで割裂を生じた(写真 2-2-2(c)赤丸参照)。また、付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズでは、鉄骨柱フランジと WP で結ばれる面でのコンクリートの斜め方向の破壊面が形成されている。しかしながら、最大耐力到達時までは内部コンクリートとフランジ面にはずれが確認されている。したがって、破壊起因は支圧であり、支圧による鉄骨埋込み部分の割裂破壊時に、埋込み部分の破壊面として斜め方向の破壊面が形成された(写真 2-2-2 参照)。





(a) F-HW  
(ウェブ WP)



(b) F-HF  
(フランジ WP)

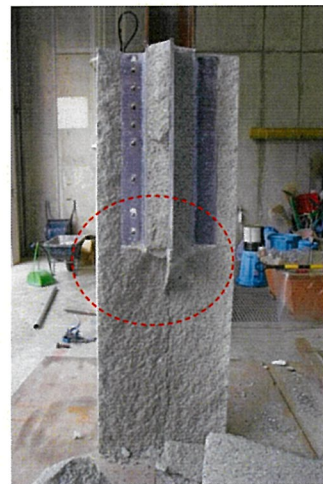


(c) F-HFW  
(フランジ・ウェブ WP)

写真 2-2-1 最終破壊状況(支圧)



(a) B4F-HW  
(ウェブ WP)



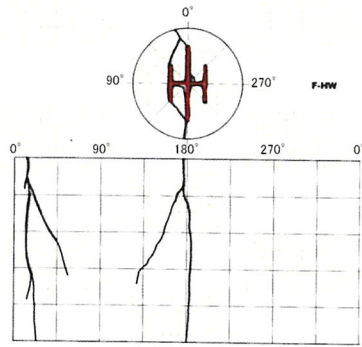
(b) B4F-HF  
(フランジ WP)



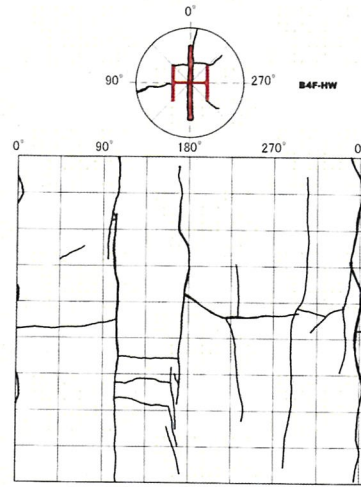
(c) B4F-HFW  
(フランジ・ウェブ WP)

写真 2-2-2 最終破壊状況(付着+支圧)

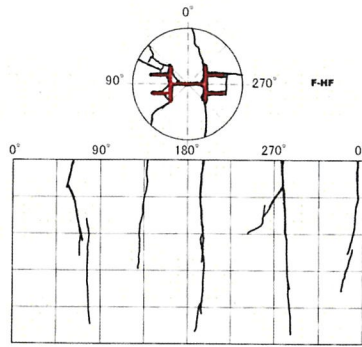




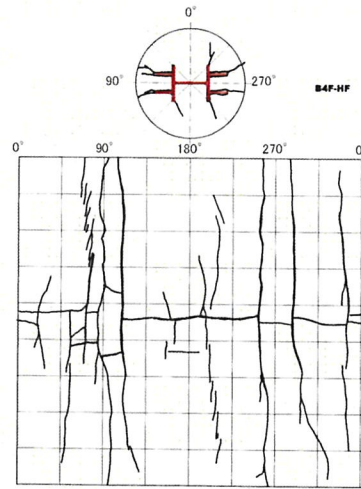
(a) F-HW (ウェブ WP: 支圧)



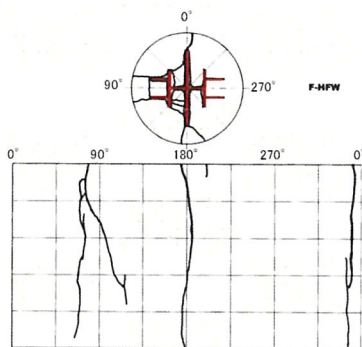
(d) B4F-HW (ウェブ WP: 支圧)



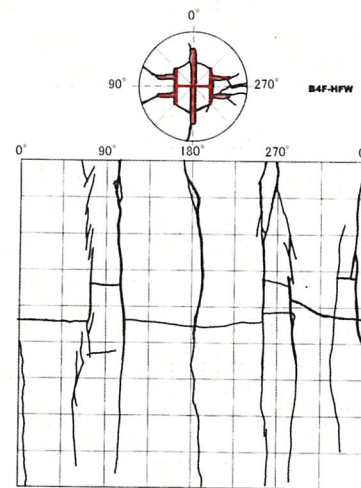
(b) F-HF (フランジ WP: 支圧)



(e) B4F-HF (フランジ WP: 付着 + 支圧)



(c) F-HFW  
(フランジ・ウェブ WP: 支圧)



(f) B4F-HFW  
(フランジ・ウェブ WP: 付着 + 支圧)

図 2-4 最終破壊時ひび割れ図 (赤は鉄骨を示す)

### 2.3.2 荷重-変位関係

図 2-5 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。めり込み変位は鉄骨柱と杭天端の相対変位で、杭頭の平面位置 4 点の平均とした(図 2-5 挿絵参照)。なお、それぞれのグラフの試験体 F-H, B4F-H は文献 2-2) で実施した WP のない H 形鋼柱の実験結果で、コンクリート圧縮強度に  $3\text{N/mm}^2$  程度の違いはあるが、概ね同一寸法・形状の試験体である。図 2-5(a) の × は最大耐力を、同図(b) の ▲ は付着耐力、× は付着破壊後の最大耐力を示す。

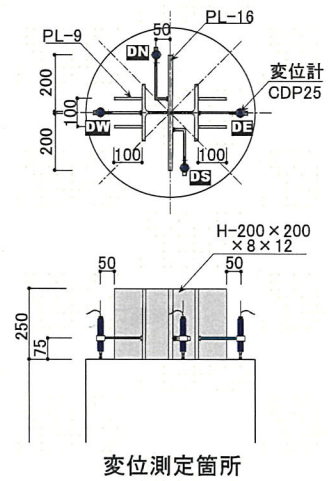
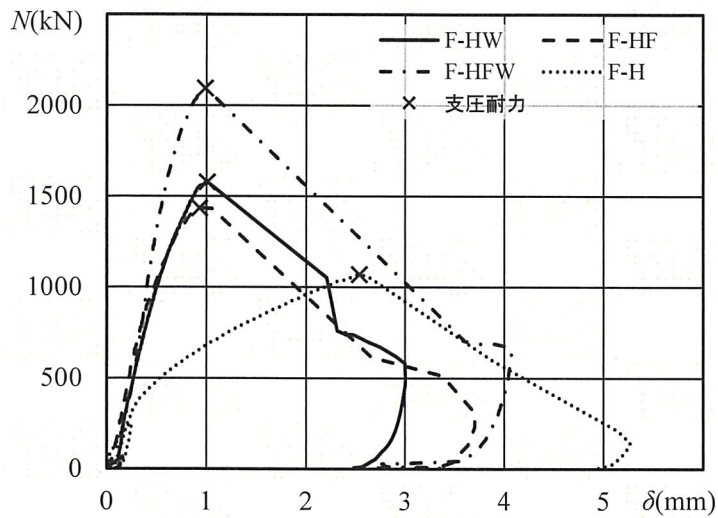
支圧のみの試験体 F-H シリーズは、WP の設置位置にかかわらず割裂破壊により終局に至った。支圧面積が大きくなるにつれて最大耐力が上昇したが、WP を有する試験体の最大耐力時の変形に差は見られない。WP のない試験体 F-H では最大耐力時の変形が大きくなっているが、断面積の違いに加え、鉄骨を  $1.0 \cdot D$  ( $D$ : H 形鋼成) 埋め込んでいること、計測部分の鉄骨長さが他の試験体に比べ 3.7 倍あることによると考えられる。

付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズでは、付着破壊時にひび割れが発生し、付着破壊後に耐力低下し、鉄骨柱埋込み先端に貼付したウレタンシート厚さ 3.0mm 分の変形を生じた後、再び耐力が上昇した。耐力上昇後の最大耐力時に割裂破壊を生じ、耐力低下した。WP のない試験体 B4F-H では、WP を有する試験体に比べ、付着耐力が大幅に低くなっており、WP が付着耐力に寄与していることが分かる。一方で、WP を有する試験体では、付着破壊後の耐力上昇時の耐力が付着耐力同等程度であるのに対して、WP のない試験体 B4F-H では大きく支圧耐力が上昇し、フランジに WP を取り付けた試験体 B4F-HF と同等程度となっている。文献 2-2) には、付着耐力が高くなるほど、支圧耐力が低下することが示されており、これと整合している。また、WP をフランジに設置した場合(B4F-HF)とウェブに設置した場合(B4F-HW)を比較すると、付着面積は同等で付着耐力にはほぼ差がないことから、WP の設置位置による付着応力度の差はほとんど無いと考えられる。

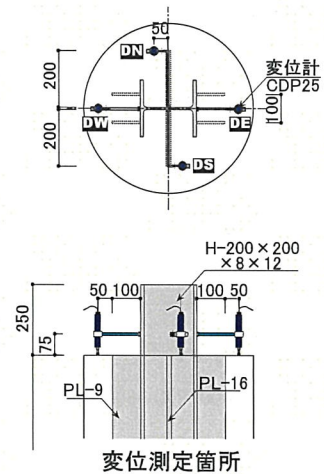
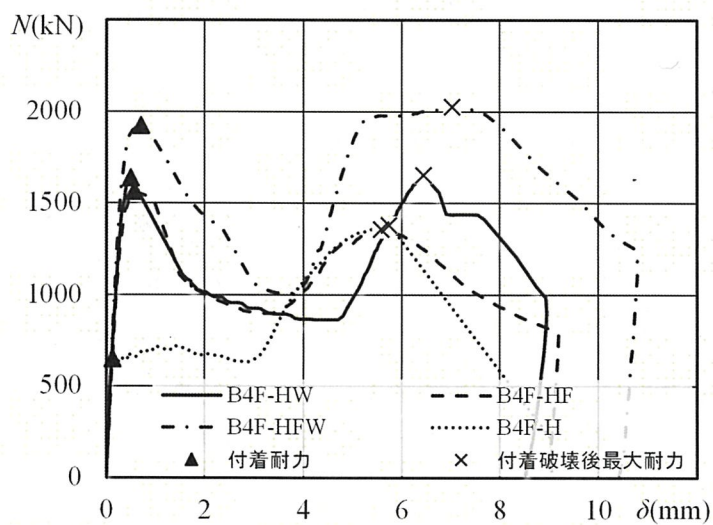
図 2-6 に付着+支圧の試験体(B4F-H シリーズ)の鉄骨柱の軸方向歪分布を示す。図の縦軸はゲージ貼付位置を、横軸は歪を示す。分布は、左段が付着破壊までの分布、右段が付着破壊後である。

付着耐力時(図 2-6 左段グラフの実線)では、どの試験体も H 形鋼部分はウェブ、フランジ共に、杭天端から埋込み先端に向かい、歪分布が線形分布を示しており、付着により埋込み方向に均等に軸力が伝達されていることが分かる。一方、WP は、加力点から杭天端まで断面が無く、軸力が作用しないことから、杭天端から徐々に軸歪が増大し、杭天端から浅い位置で軸歪が最大となる。それ以深では線形的に歪が減少する分布となっている。大きく捉えると、H 形鋼部分と WP では歪分布の性状が異なることが分かる。

付着耐力後は、鉄骨柱埋込み先端に支圧が作用するため、H 形鋼のウェブ、フランジ部分と WP 部分の両方とも埋込み先端での歪レベルが高くなっている。歪レベルにややばらつきはあるが、支圧面としては全断面が有効と言える。



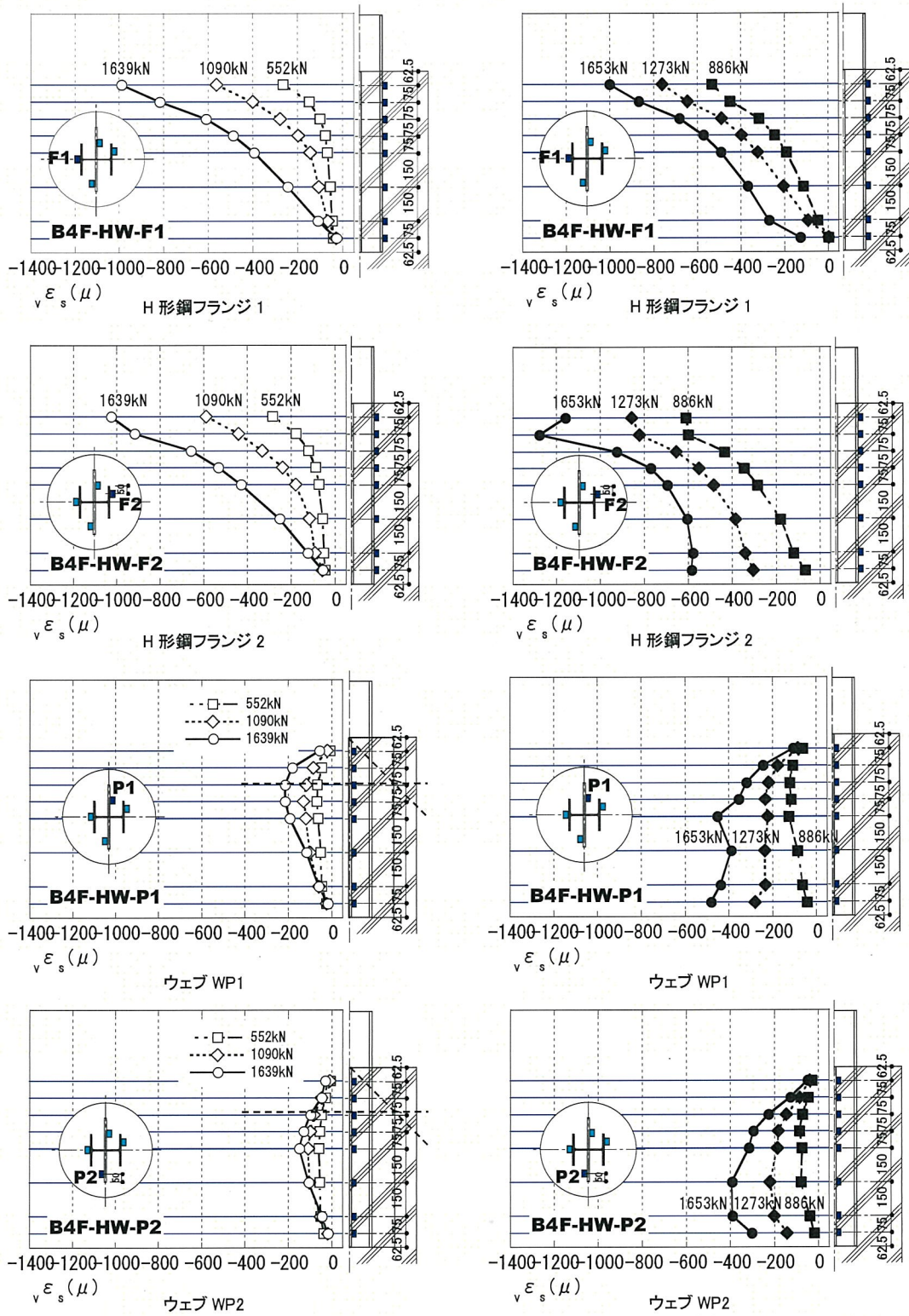
(a) 支圧のみ



(b) 附着+支圧

図 2-5 荷重-変位関係

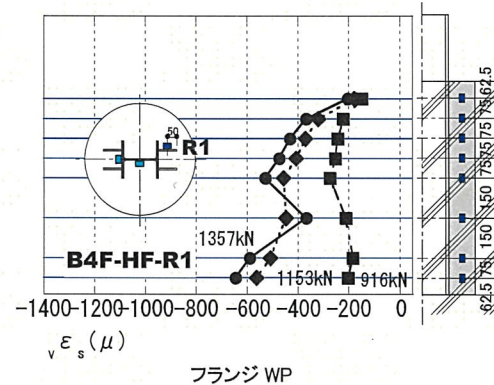
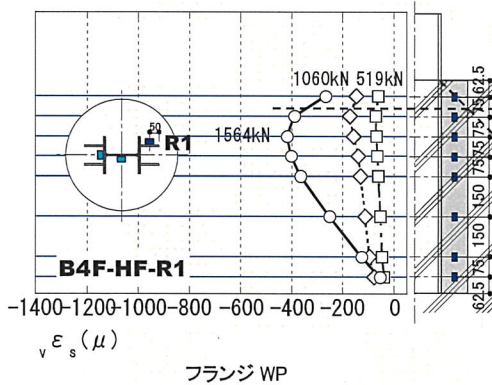
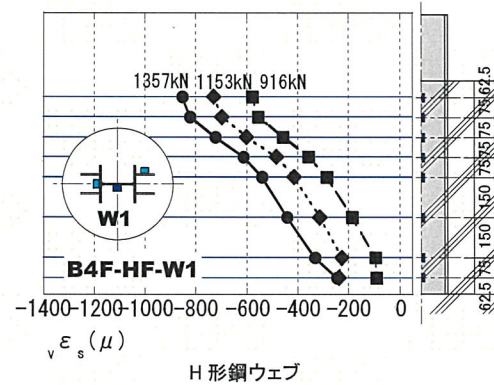
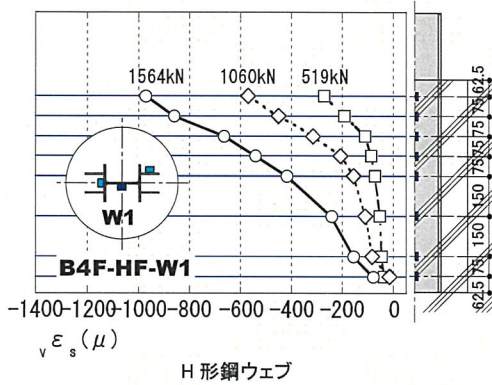
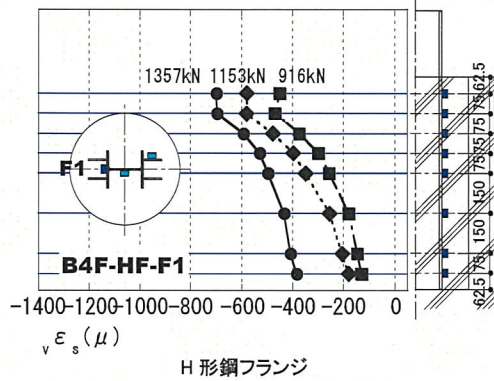
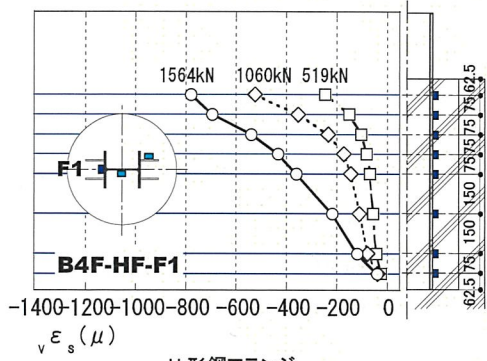




(a) 付着破壊前

(b) 付着破壊後

図 2-6-1 鉄骨柱の軸方向歪分布 (B4F-HW, ウェブ WP: 付着+支圧)



(a) 付着破壊前

(b) 付着破壊後

図 2-6-2 鉄骨柱の軸方向歪分布 (B4F-HF, フランジ WP: 付着+支圧)



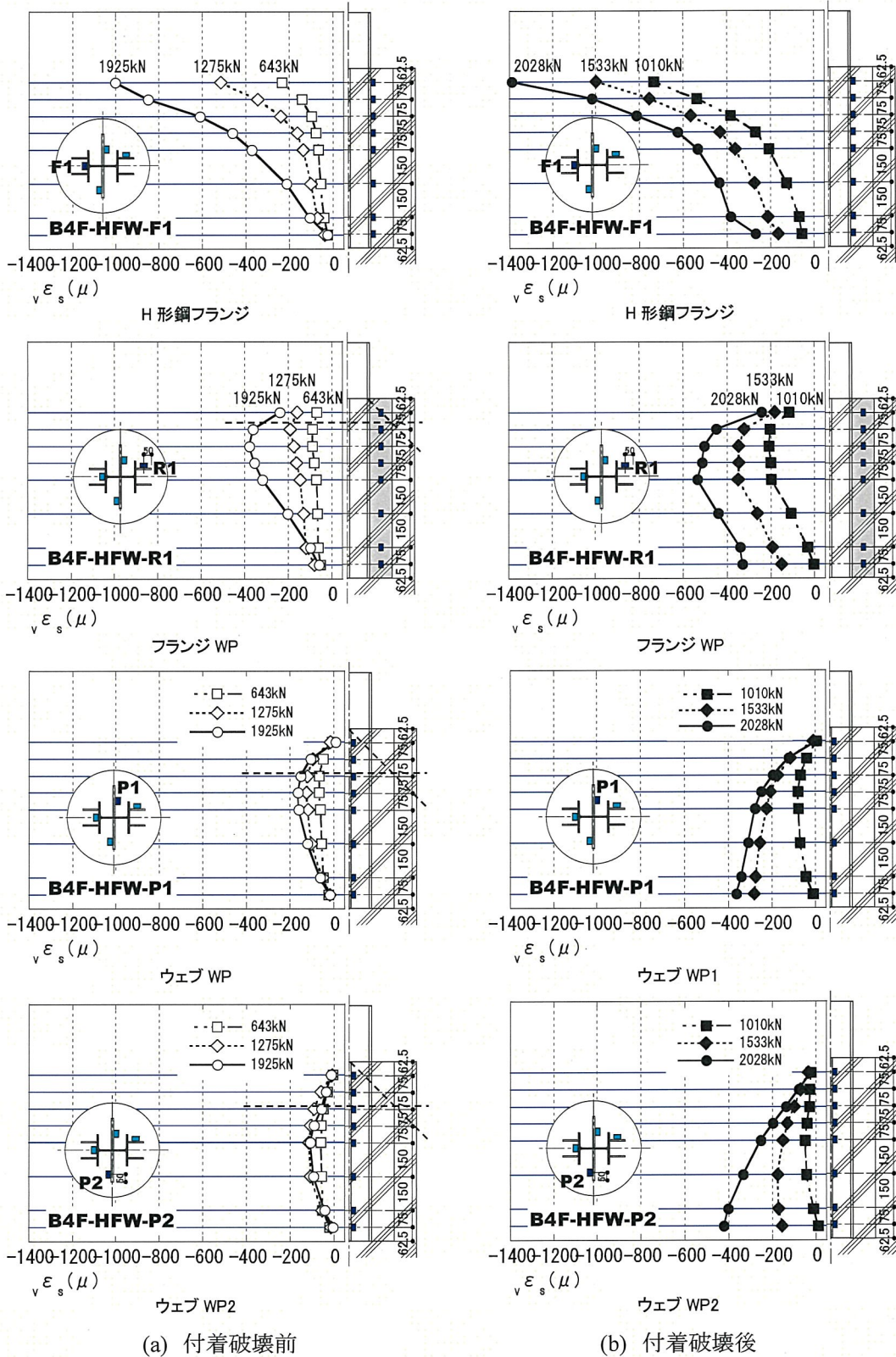


図 2-6-3 鉄骨柱の軸方向歪分布(B4F-HFW, フランジ・ウェブ WP:付着+支圧)

## 2.4 耐力評価

### 2.4.1 支圧耐力の評価

支圧のみの試験体 F-H シリーズの結果に対して支圧耐力の評価を行う。支圧耐力  $N_b$  は、支圧面積として鉄骨柱の全断面を採用し、式(1-9)で求める。

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s \quad (1-9)\text{再掲}$$

ここに、 $k_b$ : 形状係数

鉄骨柱が H 形鋼・十字鉄骨の場合:  $k_b=1.0$

鉄骨柱が CFT の場合 :  $k_b=2/3$

$$f_b: \text{支圧応力度} \left( = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot {}_c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot {}_c\sigma_B^{0.57} \right) \right) \quad (1-8)\text{再掲}$$

$A_s$  : 支圧面積(鉄骨柱と WP の断面積の和) ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  : 支承面積(杭全断面積) ( $\text{mm}^2$ )

${}_c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

表 2-4 に実験結果と算定耐力の比較を示す。なお、参考として WP が無い H 形鋼柱のみの試験体の結果<sup>2-2)</sup>も併せて示す。比は 0.91~1.07 となっており、良い対応を示している。

表 2-4 実験結果と算定耐力の比較(支圧のみ:F-H シリーズ試験体)

試験体名	コンクリート 圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	支圧面積 ( $\text{mm}^2$ )	計算値	実験値	${}_eN_b/N_b$
			支圧耐力 $N_b$ (kN)	支圧耐力 ${}_eN_b$ (kN)	
F-HW	29.0	12,625	1,733	1,577	0.91
F-HF	29.0	9,953	1,538	1,434	0.93
F-HFW	29.0	16,225	1,964	2,094	1.07
F-H <sup>*1</sup>	26.0	6,350	1,102	1,070	0.97

\*1 文献 2-2) 参照

### 2.4.2 付着耐力の評価

付着耐力は付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズの実験結果を基に評価を行う。図 2-5 の荷重-変位関係や図 2-6 の歪分布から、付着耐力  $N_f$  は H 形鋼部分と WP 部分で異なる平均付着応力度を採用し、次式で求める。このとき、WP の設置位置・埋込深さにかかわらず、WP 部分の付着応力度は同じとする。なお、添え字の  $h$ ,  $w_p$  は H 形鋼部分, WP 部分を意味する。

$$N_f = (h k_f \cdot h \psi \cdot h l + w_p k_f \cdot w_p \psi \cdot w_p l) \cdot {}_c\sigma_B \quad (2-1)$$

ここに、 $h k_f$ ,  $w_p k_f$  : コンクリート圧縮強度に対する平均付着応力度比

$h \psi$ ,  $w_p \psi$  : 有効付着周長 (mm)

$h l$ ,  $w_p l$  : 有効付着長さ (mm)

${}_c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

WP は H 形鋼部分と異なり、杭天端より下部に設置されているため、H 形鋼部分から WP への



応力の伝達を考慮し、WP 設置天端から  $45^\circ$  の範囲で軸力伝達がなされていると仮定した。図 2-6 の付着破壊前の歪分布において、WP の設置天端から  $45^\circ$  の下端部分(黒破線)までの応力部分はほぼ線形で、黒破線位置ではほぼ最大となる。WP の付着により軸力が伝達されない領域が存在すると考えられ、WP 設置天端から  $45^\circ$  外側を除いた部分を有効付着面積とする(図 2-7 参照)。

今回の試験体のように杭のせん断補強筋が無く、横拘束を受けない場合、式(2-1)の H 形鋼部分の平均付着応力度比  $h k_f$  と WP 部分の平均付着応力度比  $w_p k_f$  を変数として表 2-5 の WP がある試験体の付着耐力の実験結果を用いて最小二乗法で求めた結果、決定係数は  $R^2=0.99$  で、 $h k_f$ 、 $w_p k_f$  はそれぞれコンクリート圧縮強度の 4.8%、2.1% となった。この場合、表 2-5 に示すとおり、付着耐力実験値  $e N_f$  と計算値  $N_f$  の比である  $e N_f / N_f$  は 0.96~1.04 である。文献 2-2)によれば、平均付着応力度比は H 形鋼柱の場合 2.7%、十字鉄骨柱の場合 4.8% であることから、WP 部分は H 形鋼柱に近い値に、WP が取り付く場合の H 形鋼部分は、十字鉄骨柱に近い値となっており、WP の取り付けにより大幅に付着耐力が上昇している。定性的であるが、付着は鋼板が圧縮力を受け、断面膨張することでフランジおよび WP で囲まれた内部コンクリートに拘束を与え、その数値に違いが出ると思われる<sup>2-1)</sup>。そのため、H 形鋼柱や十字鉄骨柱のフランジとウェブで囲まれた部分のコンクリートの付着耐力は高くなる。写真 2-2-2(c)ではウェブに取り付けた WP により最終破壊時にコンクリート塊が断面に残存しているが、ウェブやフランジに WP を取り付けることでコンクリートを拘束する効果が大きくなり、H 形鋼柱の平均付着応力度比  $h k_f$  が高くなったと考えられる。表 2-5 に実験結果と計算結果の一覧を示す。

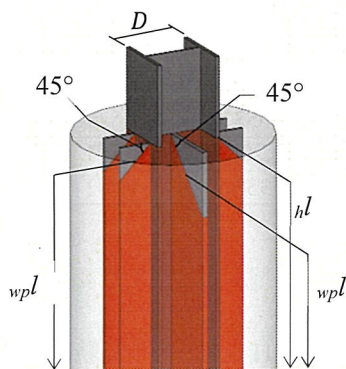


図 2-7 H 形鋼柱と WP の有効付着面積(赤色の部分)

表 2-5 実験結果と算定耐力の比較(付着+支圧:B4Fシリーズ試験体)

試験体名	コンクリート	支圧面積 (mm <sup>2</sup> )	H形鋼	ウイングプレート
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		付着面積 (mm <sup>2</sup> )	付着面積*1 (mm <sup>2</sup> )
B4F-HW	29.0	12,625	880,800	572,832
B4F-HF	29.6	9,953	877,600	627,000
B4F-HFW	29.0	16,225	852,000	1,199,832
B4F-H*3	26.0	6,350	890,400	-

試験体名	計算値			実験値		$eN_f/N_f$	$eN_{su}/N_{su}$
	付着耐力*2 $N_f$ (kN)	支圧耐力 $N_b$ (kN)	最大耐力 $N_{su}$ (kN)	付着耐力 $eN_f$ (kN)	最大耐力 $eN_{su}$ (kN)		
B4F-HW	1,575	1,733	1,964	1,639	1,653	1.04	0.84
B4F-HF	1,637	1,570	1,879	1,564	1,357	0.96	0.72
B4F-HFW	1,917	1,964	2,244	1,925	2,028	1.00	0.90
B4F-H*3	633	1,102	1,161	649	1,379	1.03	1.19

\*1 WP部分はコンクリート天端から1.0・Dを無効として算定

\*2 平均付着応力度(コンクリート強度比):H形鋼部分4.8%, WP部分2.1%

\*3 文献 2-2) 参照

### 2.4.3 累加耐力の評価

最後に、付着+支圧の試験体 B4F-H シリーズの実験結果を基に累加耐力の評価を行う。ここで言う累加耐力とは、付着破壊以降の最大耐力を表す。最大耐力が付着耐力を下回る試験体もあるが、図 2-6 の歪分布から付着破壊後も残存付着力は存在している。後述の 3.3 節では、この場合の最大耐力を実験結果より残存付着力(付着耐力を低減)とそれを考慮した支圧耐力で評価している。そこで、3.3 節の内容を考慮した次式による累加耐力  $N_{su}$  で評価してみた。

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \gamma \cdot N_b \quad (2-2)$$

ここに、 $\alpha$  : 実験より求めた低減係数<sup>2-2)</sup> ( $\alpha=0.5$ )

$N_f$  : 付着耐力で、式(2-1)による

$\gamma$  : 後述の3.3節で定義する支圧耐力の低減係数

$$\gamma = 1 - k_c \cdot \left( \frac{\alpha \cdot N_f}{A_c \cdot \sqrt{c\sigma_B}} \right)^m \quad (2-3)$$

$k_c, m$ : 実験より求めた係数 ( $k_c=0.41, m=0.37$ , 3.3 節による)

$N_b$  : 支圧耐力で、式(1-3)による

$$N_b = f_b \cdot A_s \quad (1-3) \text{再掲}$$

$$f_b: \text{支圧応力度} = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \quad (1-8) \text{再掲}$$

$A_s$  : 支圧面積(鉄骨柱埋込み先端の断面積)(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 支圧面積(杭全断面積)(mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

表 2-5 に実験結果と計算結果の一覧を示す。いずれの試験体も、計算値が実験値より最大で 28%程度大きくなっている。これは、図 2-4 のひび割れ状況や写真 2-2 から支圧破壊状況が鉄骨

柱埋込みの有無により異なることから、支圧耐力が異なることが一因であると考えられる。定性的ではあるが、埋め込まれた場合の鉄骨柱の支圧耐力を精度よく評価(ここでは、低減する)することで、算定累加耐力の精度が向上すると考えられるが、これに関しては今後の課題としたい。



## 2.5 まとめ

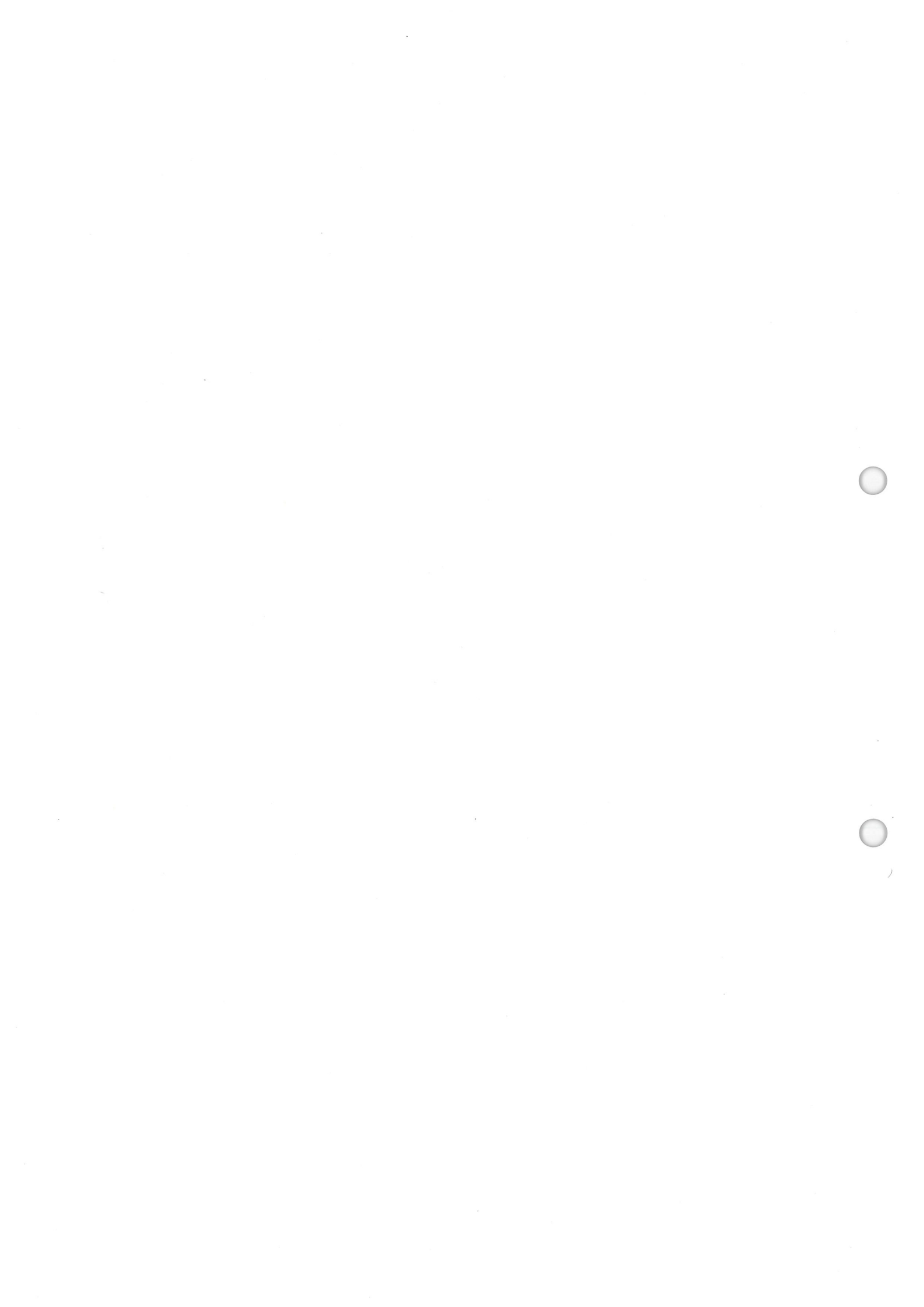
本章では、WPを有する開断面鉄骨柱に対して、付着性状や支圧性状、累加耐力にWPが与える影響を把握するために実験を行い、耐力評価を行った。以下に、得られた成果を示す。

- 1) WPを設置することで付着耐力は上昇し、大きく捉えると、H形鋼部分とWPでは付着性状が異なる。付着面積が同じであれば設置位置にかかわらず、WPは同等の付着耐力を有する。
- 2) 付着+支圧の試験体では、杭天端上下で鉄骨柱断面が異なるため、WP部分は付着に対して無効となる範囲が存在する。WP設置天端から45°の範囲を無効とする有効付着面積を仮定した場合の平均付着応力度は、H形鋼部分ではコンクリート圧縮強度の4.8%、WP部分では2.1%であり、WPを有するH形鋼部分の平均付着応力度は十字鉄骨柱の平均付着応力度に近づく。
- 2) WPを有する断面では、WPの無いCFT断面やH形断面の場合に比べ、付着耐力が支圧耐力に対して相対的に高くなることから、既提案式による累加耐力は実験値に比べ高くなる傾向にある。

<参考文献>

- 2-1) Kazuo Wakabayashi : Kenchiku Kozo to Seko no Setten, Gakugei Shuppansha, 1990 (in Japanese)  
若林嘉津雄:建築・構造と施工の接点, 学芸出版社, 1990
- 2-2) Tetsu Usami, Takahiro Kei, Masamichi Aoki, Yoshio Hirai and Hidetoshi Ito: Axial Force Transmission from Steel Column to Cast-in-place Concrete Pile Head, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.66, No. 547, pp.105-112, 2001 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路, 平井芳雄, 伊藤栄俊:鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭頭部への軸力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, No.547, pp.105-112,2001  
(DOI:[https://doi.org/10.3130/aijs.66.105\\_3](https://doi.org/10.3130/aijs.66.105_3))
- 2-3) Kunie Ikeuchi, Tetsu Usami, and Yasuyoshi Miyauchi: Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column No.4, No.5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures III, pp.1283-1284, 2022 (in Japanese)  
池内邦江, 宇佐美徹, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれた杭頭部軸耐力 その 7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1283-1284, 2022

### 第3章 埋込み部分の割裂補強筋の効果



### 3.1 はじめに

第 1 章では、既往の研究として杭への鉄骨柱埋込み部分の各応力伝達要素の耐力評価、それらの累加耐力の評価、および高強度コンクリートに対しての評価等を整理し、第 2 章ではウイングプレートを有する場合の評価について述べた。これらは、いずれも杭に鉄筋を配筋していない状態（無筋の状態）がベースとなっている。

文献 3-1)の実験結果によると、杭に補強筋がある試験体の支圧耐力では、無筋の場合に比べ、若干高くなることが報告されている。

文献 3-2)によると、杭の鉄骨柱埋込み部分では、「鉄骨柱からの局所的な圧縮力伝達となるためにその近傍に割裂引張力を生じる」とあり、発生する割裂引張応力に対する補強を杭のせん断補強筋によって行うことを推奨している。また、この補強筋量を当時のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説「68 条、局部応力の計算と補強」<sup>3-3)</sup>に従って検討することとしているが、その必要補強筋範囲は不明確であり、応力度レベルも規準<sup>3-3)</sup>の想定を超える範囲が対象となっており、そのまま準拠することが適切であるか検証がなされておらず、それ以外の補強筋量と埋込み部分の耐力評価に関する研究はほとんどなされていない。

旧来、鉄骨柱断面は杭断面に対して小さく、鉄骨柱の軸耐力が杭の軸耐力に比べ十分に小さかったため、杭は無筋あるいは少ない補強筋量でも鉄骨柱の埋込み部分は負担軸力に対して十分な耐力を有していた。しかしながら、昨今、工事の大規模化や地上躯体部分の短工期施工により施工時の負担軸力が大きくなり、鉄骨柱が高強度化・大断面化される一方で、杭のコンクリート断面は高強度コンクリートの採用などもあり、小径化される傾向にある。したがって、旧来に比べ鉄骨柱の作用軸力が上昇し、埋込み部分のコンクリートの圧縮応力度レベルも高くなるため、埋込み部分の耐力余裕度の低下が懸念される。特に建物の高層化、ロングスパン化、柱の小断面化のために上層階の柱を CFT 柱で設計し、そのまま構真柱に CFT 柱を採用する、あるいは地下階にて CFT 柱から SRC 柱に切り替えて構真柱には十字鉄骨柱を採用するケースが多いが、柱からの作用軸力がさらに大きくなり、この傾向が顕著になる。そのため、なお一層、埋込み部分の必要補強筋量の評価が求められる状況である。そこで、特に実施工にて構真柱に採用される CFT 柱と十字鉄骨柱を対象にし、杭の全断面積の終局圧縮耐力を発揮するために必要な補強筋量について、実験を行い、その評価式を提案する。

そこで、まず 3.2 節において、CFT 柱と十字鉄骨柱の場合について、鉄骨柱断面と杭径をパラメータとした試験体を用いて実験を実施し、無筋の試験体について、鉄骨柱埋込み部分の破壊性状の確認および軸耐力の評価を行う。

次に、既往の研究<sup>3-4)</sup>で杭に高強度コンクリートを採用した場合、特に CFT 柱については普通コンクリートと異なる性状を示すことが分かっているため、3.3 節において、杭が高強度コンクリートの場合で無筋の試験体について、CFT 柱と十字鉄骨柱を対象に、鉄骨柱埋込み部分の破壊性状の確認および軸耐力の評価を行う。

さらに、3.4 節において、文献 3-2)の補強方法について、補強範囲を拡大した試験体を用いて、CFT 柱に対する補強筋の有無と鉄骨柱の被り厚(杭径)をパラメータとした実験を実施し、力学性



状を把握するとともに、その耐力評価を行う。

最後に、3.2節、3.4節の結果を踏まえて、3.5節では、CFT柱を用いて、実状に合わせて補強筋を杭全長に配筋する場合を対象に、補強筋量と鉄骨柱の被り厚(杭径)をパラメータとした実験を実施し、補強筋量と耐力の関係を明らかにするとともに、杭の圧縮耐力を確保するために必要な補強筋量の評価式を提案する。

### 3.2 CFT 柱と十字鉄骨柱における無筋時の軸耐力

ここでは、鉄骨柱断面と杭径をパラメータとした無筋の試験体を用いて実験を実施し、無筋の状態での鉄骨柱の埋込み部分の破壊性状および耐力を確認する。

#### 3.2.1 実験概要

表 3-1 に試験体パラメーター一覧を、図 3-1 に試験体形状・寸法を示す。試験体は、CFT 柱の試験体 2 体、十字鉄骨柱の試験体 2 体の計 4 体である。

CFT 柱は、断面口-200×200×12 (STKR490)の角形鋼管に 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを充填した。十字鉄骨柱の断面は、図 3-1(c)に示す付着破壊を想定した 2H-200×60×9×16 (SM490A)および図 3-1(d)に示すフランジを結ぶ線でのコンクリートせん断破壊を想定した 2H-200×90×9×12 (SM490A)とした。これに対し、杭は、CFT 柱の場合は杭径 $\phi=500, 400\text{mm}$ 、十字鉄骨柱の場合は $\phi=400\text{mm}$  の円柱にモデル化し、被り厚(0.75D, 0.5D, D:鉄骨柱成)を変化させた。打設したスタッドは 400N/mm<sup>2</sup>級のもので、長さLと軸径dの比は4.6 ( $L/d \geq 4.0$ )<sup>3-6)</sup>とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>3-6)</sup>を満足するように配置した。CFT 柱の場合、鉄骨柱埋込み長さスタッド打設本数は、付着耐力とスタッド耐力の累加強度が、式(3-1)で表す杭の圧縮耐力 $N_{p1}$ を上回るように文献3-1)を参照し、式(1-5)で柱の埋込み先端に支圧を考慮しない場合の埋込耐力を満足するように決定した。

$$N_{p1} = A_c \cdot c \cdot \sigma_B \quad (3-1)$$

ここに、 $A_c$  : 杭全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c \cdot \sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

柱の埋込み先端に支圧を考慮しない場合の埋込耐力 $N_{su}$ は、既往の研究<sup>3-1)</sup>より得られた表 1-1 に基づき、付着、スタッドの耐力それぞれに低減係数を乗じて累加され、次式で表される。

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \quad (1-5) \text{再掲}$$

ここに、 $\alpha, \beta, \gamma$  : 実験より求めた低減係数 ( $\alpha = 0.45, \beta = 1.0, \gamma = 0$ )

$N_f$  : 付着耐力

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a \quad (1-1) \text{再掲}$$

$l_f$  : 有効付着長さ

十字鉄骨柱, 角形鋼管 CFT 柱 : 埋込み長さ全長 (mm)

$\psi$  : 有効付着周長 (鉄骨外周長) (mm)

$\tau_a$  : 平均付着応力度 (=  $k_B \cdot c \cdot \sigma_B$ )

$k_B$  : 鉄骨柱の断面形状に応じて求まる係数

十字鉄骨柱: 0.048, 角形鋼管 CFT 柱: 0.069

$c \cdot \sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_{st}$  : スタッド耐力

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c \cdot \sigma_B \cdot E_c}, \text{ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c \cdot \sigma_B \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2) \text{再掲}$$

$n_e$  : 有効な埋込み長さ内のスタッド打設本数 (本)

杭頭より 4D 以内の本数

$a_s$  : スタッドの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

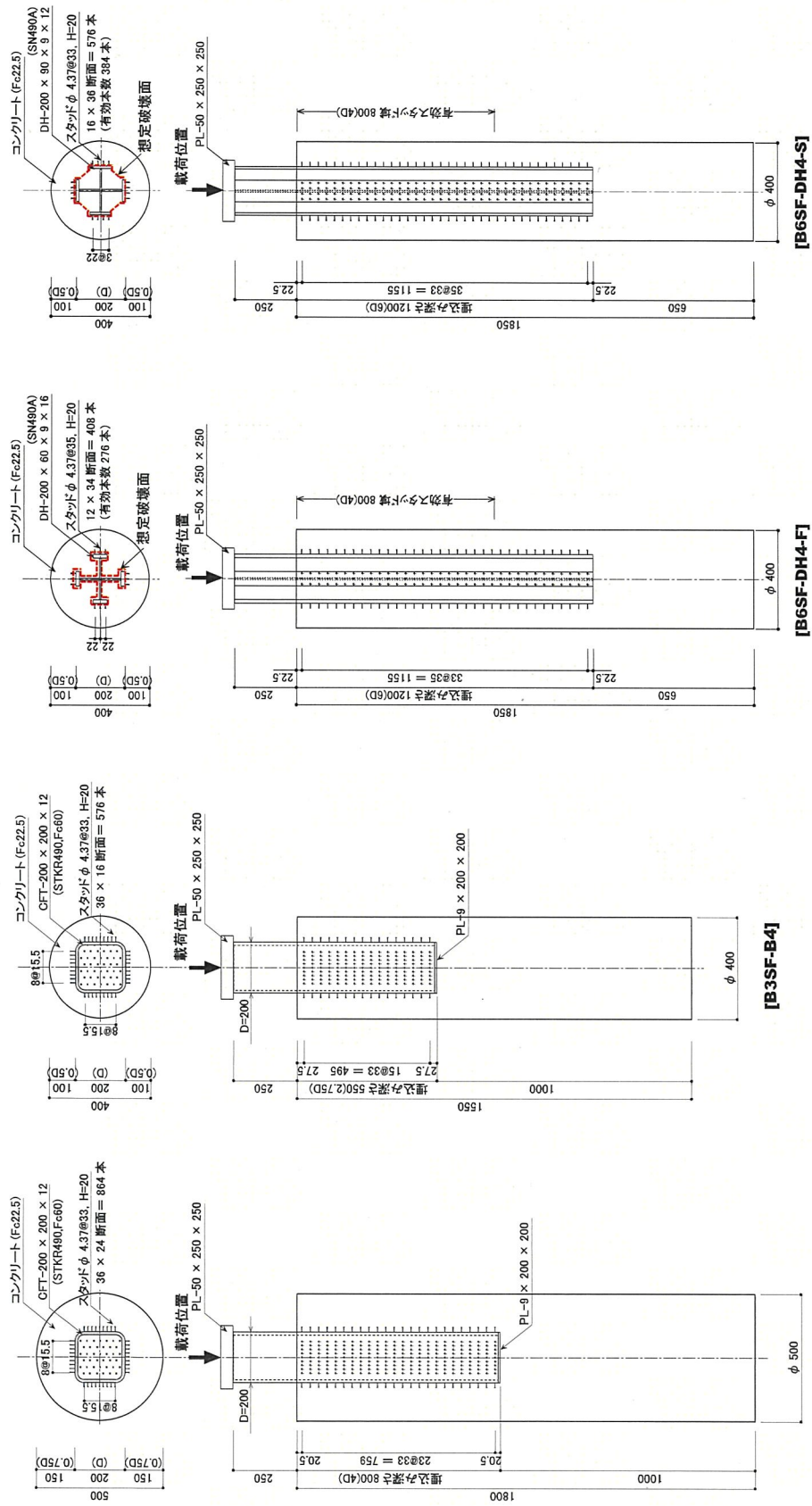
$\sigma_u$  : スタッドの引張強さ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

十字鉄骨柱の場合、埋込み長さを実設計では最長レベルとなる  $6D$  ( $1,200\text{mm}$ ) に設定し、スタッドは文献 3-6) で定義される最小間隔を確保し、フランジ面にできるだけ多く打設した。

杭部分のコンクリートに使用した粗骨材は、試験体のスケールを考慮して最大寸法  $13\text{mm}$  の砕石を使用し、コンクリート打設方向は実施工の方向に合わせた。鋼材の機械的性質を表 3-2 に、コンクリートの機械的性質を表 3-3 に示す。載荷方法は第 2 章と同じであり、 $20\text{MN}$  載荷試験機または  $3\text{MN}$  載荷試験機を用いて、単調載荷で行った。

表 3-1 試験体パラメーター一覧

試験体名	鉄骨柱 ( $D$ : 鉄骨柱成)			杭	
	断面 (想定破壊モード)	埋込み長さ	コンクリートの 被り厚	断面 (mm)	長さ (mm)
B4SF-B5	□-200×200×12 (Fc60)	4.0D (800mm)	0.75D (150mm)	φ500	1,800
B3SF-B4		2.75D (550mm)			1,550
B6SF-DH4-F	2H-200×60×9×16 (付着)	6.0D (1,200mm)	0.5D (100mm)	φ400	1,850
B6SF-DH4-S	2H-200×90×9×12 (せん断)				



(a) B4SF-B5 (b) B3SF-B4 (c) B6SF-DH4-F (付着) (d) B6SF-DH4-S (せん断)  
 図 3-1 試験体形状・寸法例

表 3-2 鋼材の機械的性質

鋼材	厚さ (mm)	鋼種	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $e$ (%)	試験体名
鋼管	12mm	STKR490	540	590	15.0	B4SF-B5 B3SF-B4
十字鉄骨	9mm	SM490A	376	522	26.7	B6SF-DH4-F B6SF-DH4-S
	12mm	SM490A	372	522	27.0	
	16mm	SM490A	378	519	28.1	

表 3-3 コンクリートの機械的性質

箇所	試験体名	圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
杭	B4SF-B5	17.5	24,300
	B3SF-B4	21.5	28,300
	B6SF-DH4-F	25.5	24,700
	B6SF-DH4-S		
鋼管内	B4SF-B5	45.1	—
	B3SF-B4	50.7	

### 3.2.2 破壊状況および荷重-変位関係

各試験体の最終破壊状況を写真 3-1 に、試験体 B3SF-B4 の最終破壊時のひび割れ図を図 3-2 に示す。いずれの試験体も、杭に縦方向の割裂ひび割れを生じ、最終時に脆性的な破壊に至っている。





写真 3-1-1 最終破壊状況(B4SF-B5)

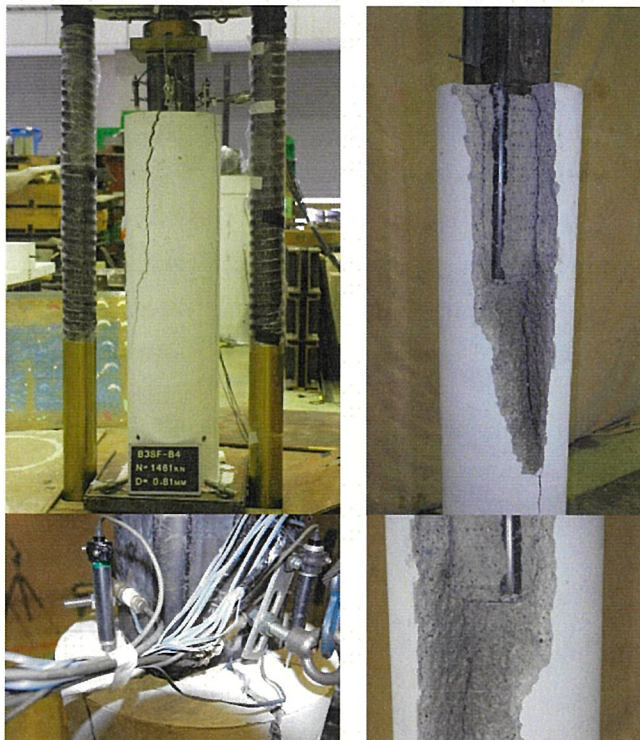


写真 3-1-2 最終破壊状況(B3SF-B4)

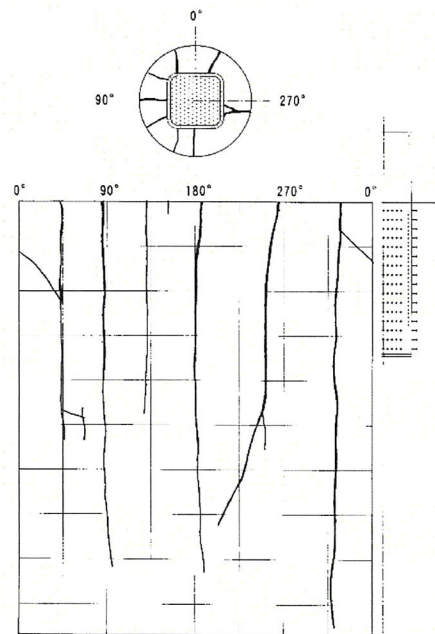


図 3-2 ひび割れ図(B3SF-B4)

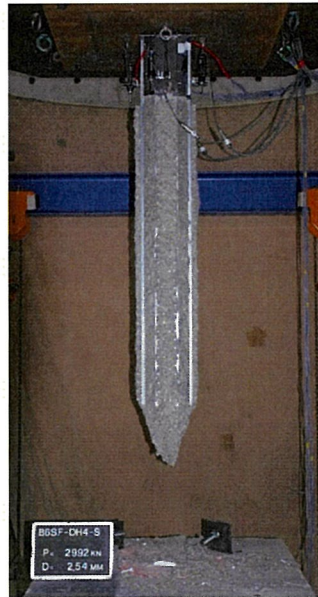
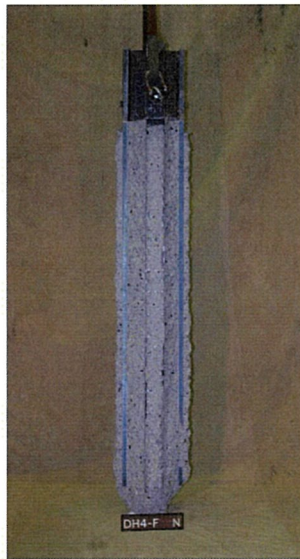


写真 3-1-3 最終破壊状況(B6SF-DH4-F) 写真 3-1-4 最終破壊状況(B6SF-DH4-S)

図 3-3 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。めり込み変位は、杭頭の平面位置の 4 点の平均とした(図 3-3 中挿絵参照)。図 3-3 の微小変位時を拡大した図 3-4 の図中の▼は付着破壊が生じた時点を示す。付着破壊は荷重-変位関係において、最初に耐力低下あるいは変位が急増した時点とした。いずれの試験体も、付着破壊前までは高い剛性を示している。CFT 柱の試験体は、最大耐力到達時にひび割れを発生し、その後、急激な耐力低下を示した。一方、十字鉄骨柱の試験体では、鉄骨柱が付着破壊を生ずるとして設定した試験体 B6SF-DH4-F(フランジ幅小)とせん断破壊を生ずるとして設定した試験体 B6SF-DH4-S(フランジ幅大)において、破壊状況に顕著な差異は見られなかった。また、十字鉄骨柱の試験体は、最大耐力到達直前にわずかに十字鉄骨が降伏し変形が進んだが座屈等を生ずることなく、鉄骨柱埋込み先端部分の杭の割裂破壊により脆性破壊を生じた。



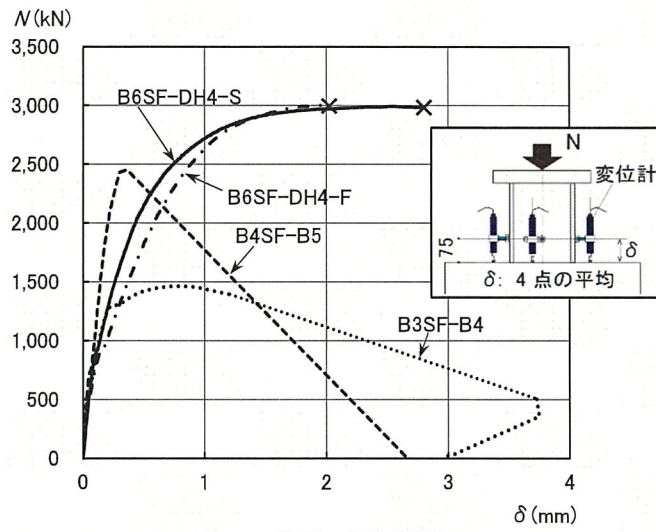


図 3-3 荷重-変位関係

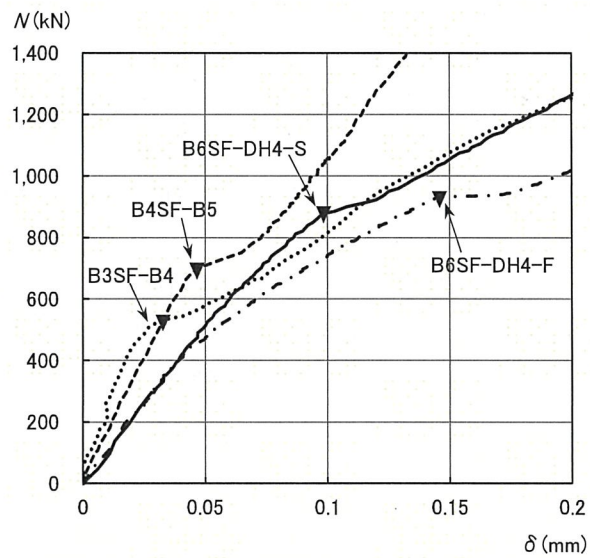


図 3-4 荷重-変位関係における付着破壊荷重

### 3.2.3 歪分布

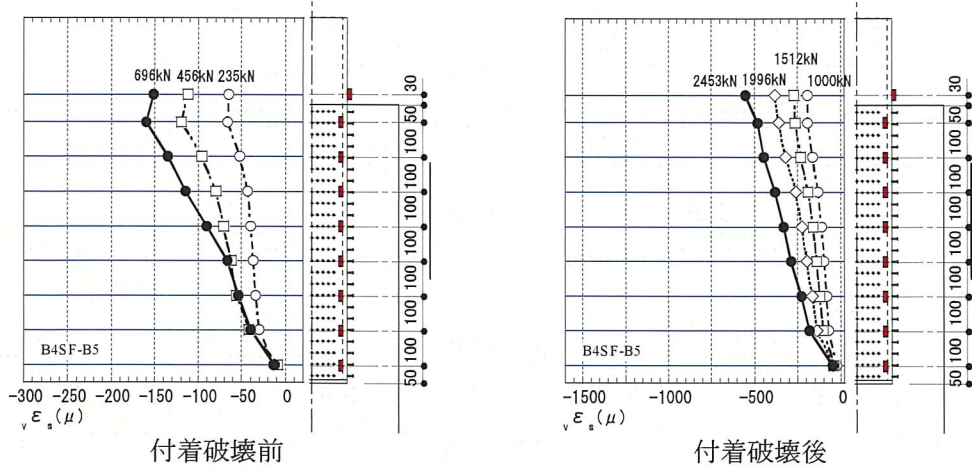
図 3-5(a), (b)に、鉄骨柱の材軸方向歪分布のうち、CFT 柱の試験体の場合を示す。各図の左図は付着耐力までの歪分布を、右図はそれ以降から最大耐力時までの分布を示す。図の縦軸はゲージ貼付位置、横軸は歪を示し、図中●は左図で付着破壊時、右図で最大耐力時の分布を示す。

被り厚の大きい試験体 B4SF-B5 では、付着破壊時の歪分布が線形となっており、埋込全長にわたり均一に軸力が伝達されていることが分かる。一方、被り厚の小さい試験体 B3SF-B4 では、付着破壊時の歪分布が S 字形状になっており、埋込みの比較的浅い部分と中間部で軸力が伝達されている。文献 3-1)によれば、付着力伝達に有効な埋込み長さは、CFT 柱の場合埋込み長さの長短にかかわらず全長の 1/2 程度であり、すなわち試験体 B3SF-B4 に近い性状であることが報告されている。一方、高強度コンクリートを取り扱った文献 3-4)では、試験体 B4SF-B5 に示される線形分布に近い傾向が見られたと報告されている。CFT を含む角形鋼管柱の付着性状は、ばらつきが大きく性状を捉えにくいことが分かる。

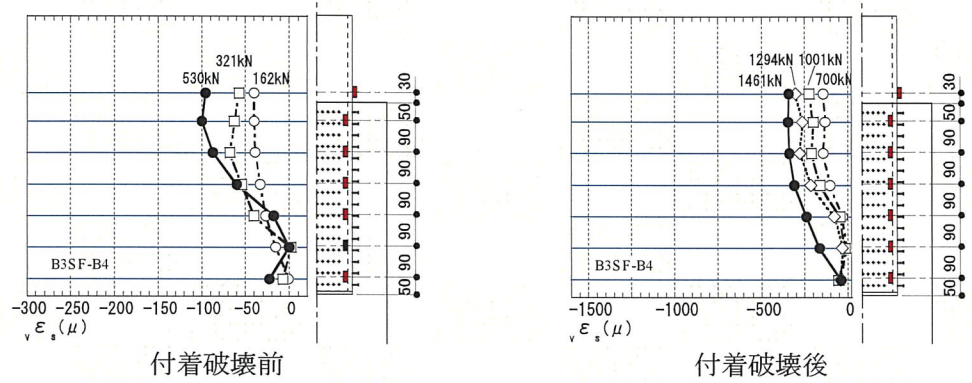
図 3-5(c), (d)の十字鉄骨柱の試験体の場合は、付着破壊前までは、埋込先端まで均等に軸力伝達されていることが分かる。これにより

付着破壊後の分布では、埋込み先端側で勾配が大きくなっており、埋込みの深い部分で軸力が伝達されている。埋込み先端の歪は図 3-5(a), (b)において概ね 0 になっており、CFT 柱先端の支圧抵抗はほとんどない。一方で、図 3-5(c), (d)より、十字鉄骨柱の試験体においては、埋込み先端までほぼ均一に軸力伝達されており、鉄骨柱先端の鉄骨断面における支圧抵抗が若干見られた。

以上、ひび割れ状況、荷重-変位関係、および鉄骨柱の材軸方向歪分布の結果から、最終的な脆性破壊は、CFT 柱の試験体はスタッドせん断抵抗による割裂破壊、十字鉄骨柱の試験体はスタッドせん断抵抗と杭埋込み先端の支圧抵抗による複合割裂破壊であると考えられる。



(a) B4SF-B5



(b) B3SF-B4

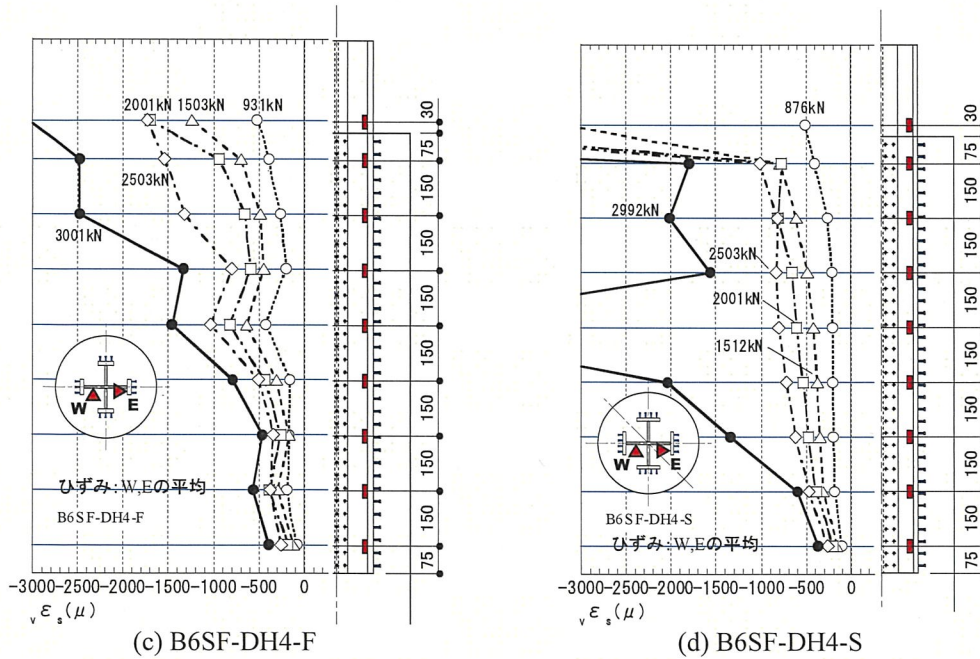


図 3-5 鉄骨柱の軸方向歪分布



### 3.2.4 耐力評価

表 3-4 に最大耐力実験値と計算耐力を比較して示す. このとき, 累加耐力  $N_{su}$  を算出する際のスタッドの有効本数は, 文献 3-1) で杭が無筋の場合, 埋込み長さ  $4D$  までが有効な範囲としていたが, これは埋込み長さが  $4D$  を超える角形鋼管試験体(コンクリート充填なし)のデータに基づいて設定されたものであった. 図 3-5(c), (d) の歪分布から, 開断面の試験体においては,  $4D$  を超える埋込み長さ全長に対して有効であることが確認できたため, 有効本数の制限は柱が CFT 断面の場合に限定することとした.

十字鉄骨柱の試験体では, 概ね杭全断面を有効とする圧縮耐力計算値  $N_{p1}$  (式(3-1)による)に達した. 一方, CFT 柱の試験体では,  $N_{p1}$  の耐力には達しておらず, 図 3-6(a) の CFT 柱断面を除く斜線部分の面積のみ有効とした場合の圧縮耐力計算値  $N_{p2}$  (式(3-2)による)と実験値は概ね対応しており, 埋込み部分のコンクリートが割裂破壊する時の耐力は, 埋め込まれている鉄骨柱の断面積を除いた斜線部分のコンクリートの圧縮耐力で評価できる. CFT 柱でやや精度を欠いているが, これに関しては 3.3 節で再考する.

$$N_{p2} = A_{Np2} \cdot c\sigma_B \quad (3-2)$$

ここに,  $A_{Np2}$  : 図 4-6 で示す杭全断面積から柱断面積を減じた断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )



図 3-6  $N_{p2}$  での杭耐力の有効断面 (斜線部分)

表 3-4 実験結果と算定耐力の比較

試験体名	コンクリート ( $\text{N/mm}^2$ )		実験値(kN) $eN_{\max}$	$A_{Np2}$ 有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )	計算値耐力(kN)			実験値/計算値		
	圧縮強度 $c\sigma_B$	ヤング係数 $E_c$			式(3-1) $N_{p1}$	式(3-2) $N_{p2}$	式(1-5) $N_{su}$	式(3-1) $eN_{\max}/N_{p1}$	式(3-2) $eN_{\max}/N_{p2}$	式(1-5) $eN_{\max}/N_{su}$
B4SF-B5	17.5	24,300	2,453	156,350	3,436	2,736	4,377	0.71	0.90	0.56
B3SF-B4	21.5	28,300	1,461	85,664	2,702	1,842	3,497	0.54	0.79	0.42
B6SF-DH4-F	25.5	24,700	3,001	118,881	3,204	3,031	3,177	0.94	0.99	0.94
B6SF-DH4-S			2,992	118,257		3,016	4,325	0.93	0.99	0.69

### 3.3 無筋時軸耐力に対する高強度コンクリートの影響

前節では圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> 程度までの普通コンクリートを対象に、無筋の状態での鉄骨柱の埋込み部分の破壊性状および耐力を確認した。ここでは、高強度コンクリート杭を対象に、前節と同様の断面形状で埋込み部分の構造実験を実施し、その破壊性状および既往の耐力評価式の適合性を検討する。

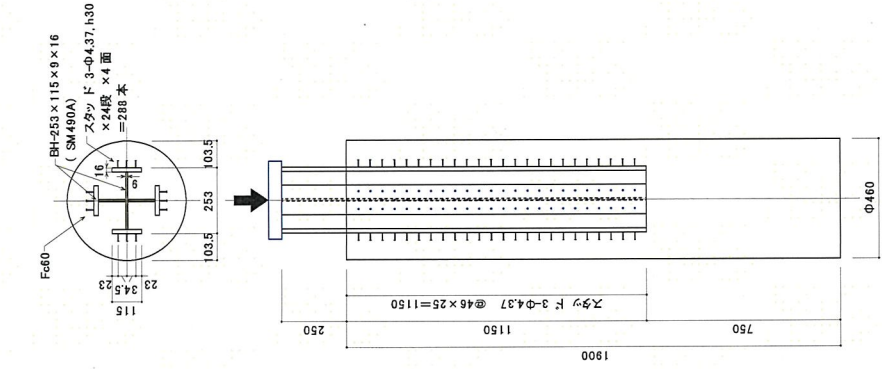
#### 3.3.1 実験概要

表 3-5 に試験体パラメーター一覧を、図 3-7 に試験体形状・寸法を示す。

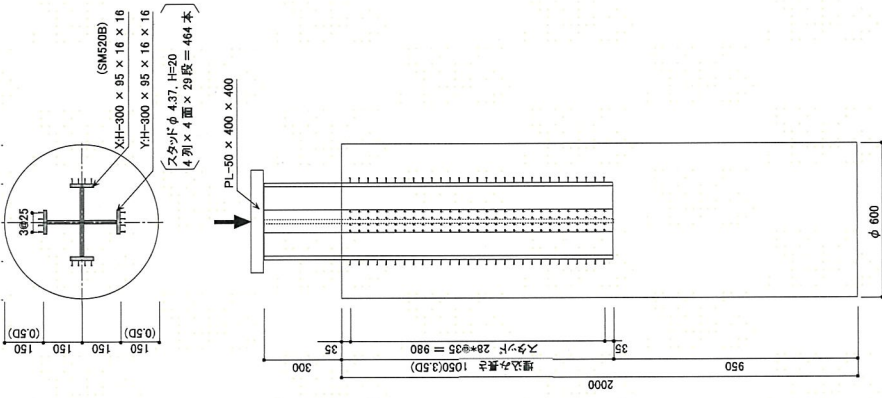
パラメータは鉄骨柱断面形状・寸法と被り厚(杭径)とした。試験体 B4SF-B5 は、柱を□-250×250×12 の角形鋼管に圧縮強度 120N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを打設した CFT とし、埋込み長さを 4.3D (1,080mm)とした。杭はコンクリートの圧縮強度 Fc45 のφ=600mm で被り厚 175mm (0.7D)となる。試験体 B3SF-DH4 は、柱を 2H-300×95×16×16 (SM520B)の十字鉄骨とし、埋込み長さを 3.5D (1,050mm)とした。杭はコンクリートの圧縮強度 Fc45 のφ=600mm で被り厚 150mm (0.5D)となる。試験体 N-N は、柱を 2H-253×115×9×16 (SM490A) の十字鉄骨とし、埋込み長さを 4.6D (1,150mm)とした。杭はコンクリートの圧縮強度 Fc60 のφ=460mm とし、被り厚 103.5mm (0.41D)となる。試験体には柱フランジにφ4.37, 長さ 20mm または 30mm のスタッドを打設した。打設したスタッドは 400N/mm<sup>2</sup> 級のもので、長さ  $L$  と軸径  $d$  の比は B4SF-B5・B3SF-DH4 で 4.6, N-N で 6.9 ( $L/d \geq 4.0$ )<sup>3-6)</sup>とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>3-6)</sup>を満足するように配置した。鋼材の機械的性質を表 3-6 に、コンクリートの機械的性質を表 3-7 に示す。載荷方法は第 2 章と同じであり、20MN 載荷試験機を用いて単調載荷で行った。

表 3-5 試験体パラメーター一覧

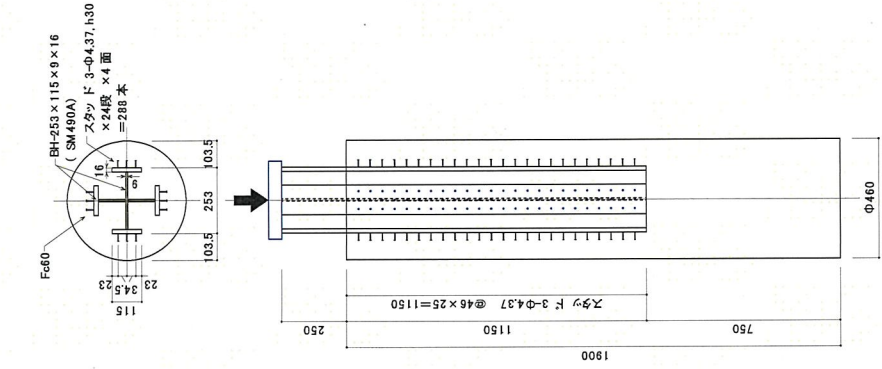
試験体名	鉄骨柱			杭			
	断面	鋼種・ コンクリート圧縮強度	埋込長さ (mm)	被り厚 (mm)	断面 (mm)	長さ (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
B4SF-B5	□-250×250×12	BCR295, Fc120	1,080 (4.3D)	175 (0.70D)	φ600	2,000	45
B3SF-DH4	2H-300×95×16×16	SM520B	1,050 (3.5D)	150 (0.50D)			
N-N	2H-235×115×9×16	SM490A	1,150 (4.6D)	103.5 (0.41D)	φ460	1,900	60



(a) B4SF-B5



(b) B3SF-DH4



(c) N-N

図 3-7 試験体形状・寸法



表 3-6 鋼材の機械的性質

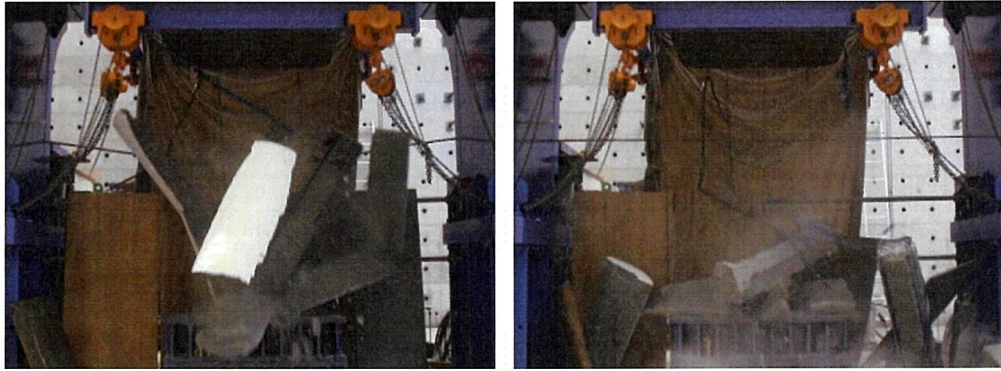
試験体名	板厚	鋼種	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $\epsilon$ (%)
B4SF-B5	12mm	BCR295	420	2,049	494	22.0
B3SF-DH4	16mm	SM520B	561	2,737	649	21.1
N-N	9mm	SM490A	363	1,771	544	27.8
	16mm	SM490A	329	1,605	525	29.9

表 3-7 コンクリートの機械的性質

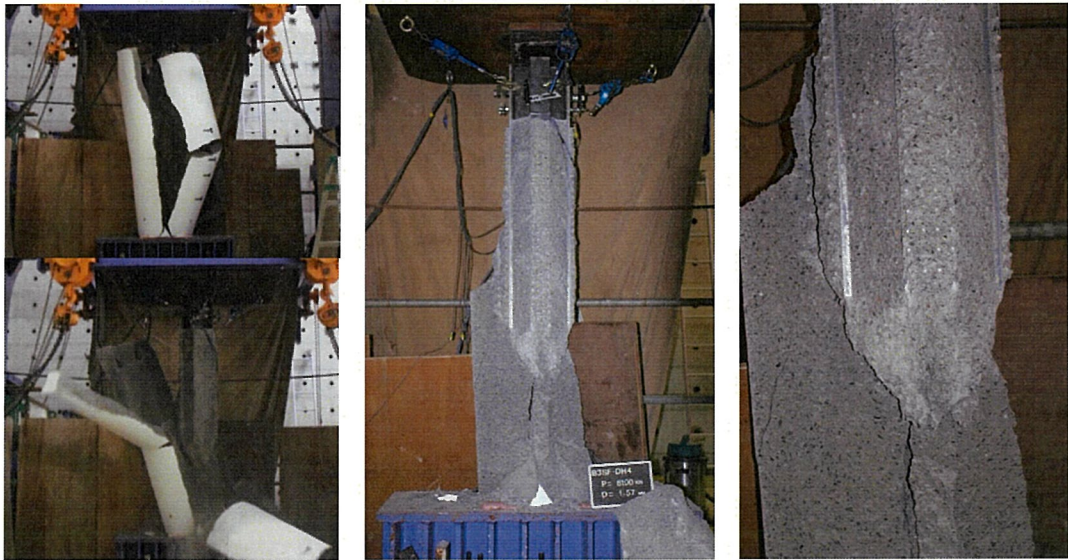
箇所	試験体名	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
杭	B4SF-B5	41.5	33,000
	B3SF-DH4	40.6	31,000
	N-N	59.1	36,900
鋼管内	B4SF-B5	129.6	44,800

### 3.3.2 破壊状況および荷重-変位関係

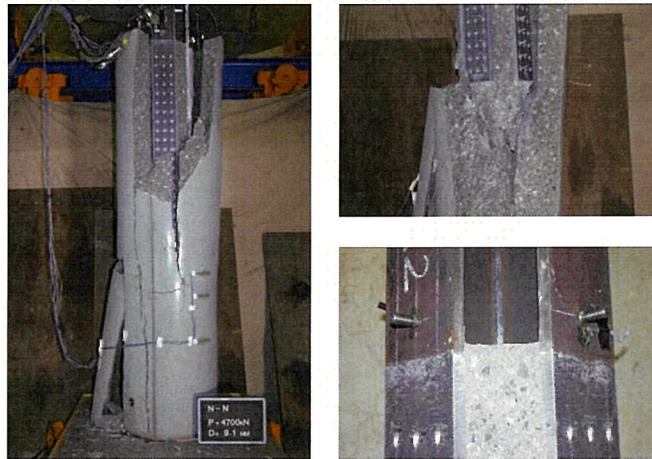
各試験体の最終破壊状況を写真 3-2 に示す。いずれの試験体も、杭に縦方向の割裂ひび割れを生じ、最終的に脆性的な破壊に至った。十字鉄骨柱の試験体 B4SF-B5, N-N では、鉄骨柱先端に三角錐状の楔形状のコンクリートの滑り面が見られた。試験体 N-N の鉄骨柱に打設したスタッドは埋込み先端の一部を除き、溶着部での破断に至った。また、鉄骨柱フランジで結ばれる面でのコンクリートの斜め方向の破壊線が形成されているが、内部コンクリートとフランジ面にはずれが確認されており、付着が切れている状態で変形が進み、最終的にコンクリートの斜め方向の破壊線が形成されたと見られる。最終的な脆性破壊以外のひび割れについては、実験の特性上、目視にて確認することが出来なかった。



(a) B4SF-B5 (CFT 柱)



(b) B3SF-DH4 (十字鉄骨柱)



(c) N-N (十字鉄骨柱)

写真 3-2 最終破壊状況



図 3-8 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。

いずれの試験体も、杭に割裂を生じて終局に至った。脆性的な破壊性状を示した。

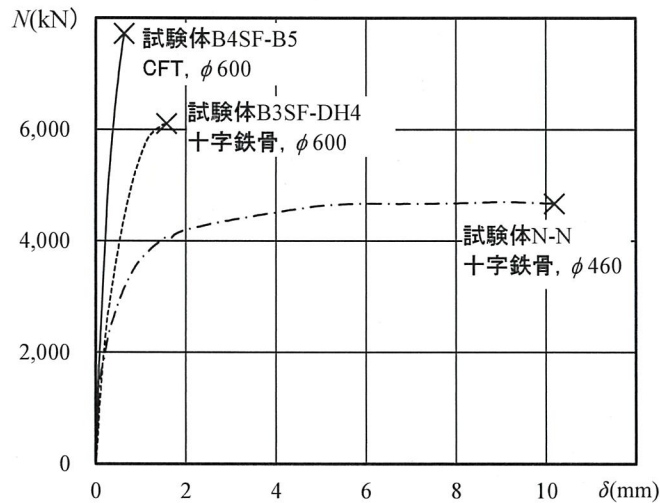


図 3-8 荷重-変位関係

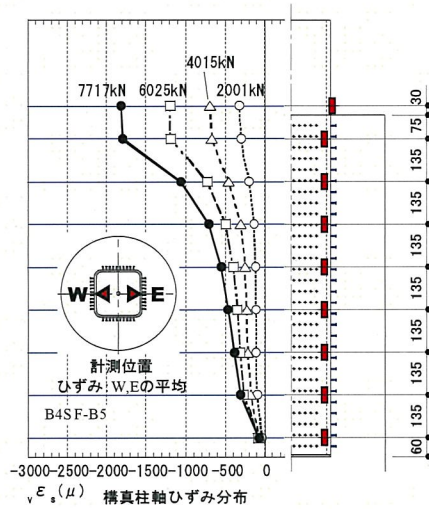
### 3.3.3 歪分布

図 3-9 に、鉄骨柱の材軸方向の歪分布を示す。図の縦軸はゲージ貼付位置、横軸は歪を示し、図中●は最大耐力時の分布を示す。

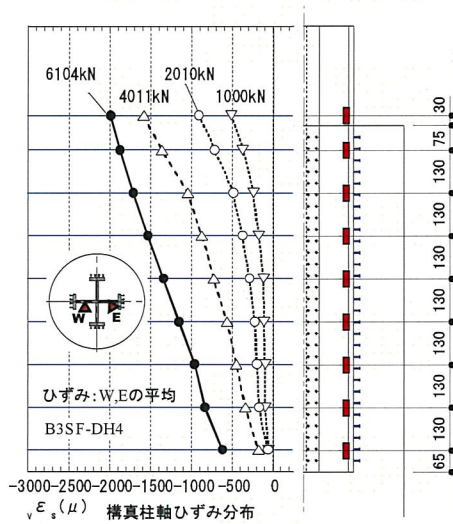
CFT の試験体 B4SF-B5 では、埋込みが深くなるにつれ、歪レベルが低くなり、埋込み先端で歪がほぼ 0 になっている。したがって、埋込み先端での軸力伝達、つまり支圧による軸力伝達はほとんどないと考えられる(図 3-9(a)参照)。

一方、十字鉄骨の試験体 B3SF-DH4 では、荷重レベルが高くなるにつれて、歪分布は線形に近くなっており、埋込全長にわたり均一に軸力が伝達されていることが分かる。また、4,000kN 時まで埋込み先端の歪は 0 となっており、埋込み先端の支圧は作用していないが、それ以降では、埋込み先端に歪が発生しており、支圧が作用していることが分かる(図 3-9(b)参照)。

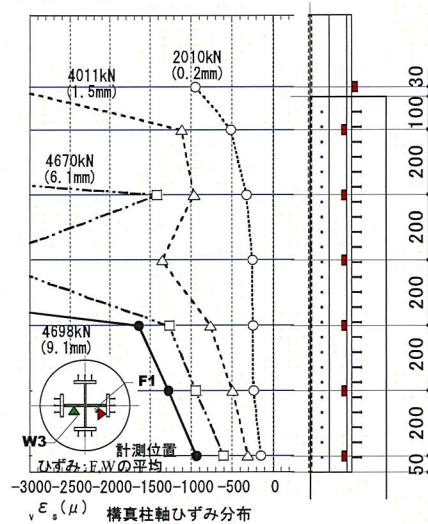
もう一つの十字鉄骨の試験体 N-N では、埋込が深くなるにつれ歪レベルが低くなり、付着やスタッドにより軸力伝達されていることが分かるが、B3SF-DH4 と同様に 4,000kN 程度で埋込み先端に歪が発生しており、支圧が作用していることが分かる。また、ひび割れが発生時点で鉄骨柱が降伏したため、以降杭頭の歪が大きく進んだ(図 3-9(c)参照)。



(a) B4SF-B5 (CFT 柱)



(b) B3SF-DH4 (十字鉄骨柱)



(c) N-N (十字鉄骨柱)

図 3-9 鉄骨柱の軸方向歪分布

### 3.3.4 耐力評価

前項では CFT 柱の試験体 B4SF-B5 では埋込み部分に十分なスタッドが打設されているため、支圧抵抗は発生しておらず、一方、十字鉄骨の試験体 B3SF-DH4 や N-N では、埋込み先端で支圧抵抗が発生したことを示した。

既往の研究<sup>3-1), 3-4)</sup>より、柱の埋込み先端に支圧抵抗がある場合の鉄骨埋込み部分の耐力 $N_{su}$ は、付着、スタッド、支圧の耐力それぞれに低減係数を乗じて累加され、次式で表される。

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \quad (1-5) \text{再掲}$$

ここに、 $\alpha, \beta, \gamma$ : 実験より求めた低減係数

$N_f$  : 付着耐力

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a \quad (1-1) \text{再掲}$$

$l_f$ : 有効付着長さ

十字鉄骨柱, 角形鋼管 CFT 柱: 埋込み長さ全長 (mm)

$\psi$ : 有効付着周長 (鉄骨外周長) (mm)

$\tau_a$ : 平均付着応力度 ( $= k_B \cdot c\sigma_B$ )

$k_B$ : 鉄骨柱の断面形状に応じて求まる係数

十字鉄骨柱 : 0.042

角形鋼管 CFT 柱 : 0.021

$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_{st}$ : スタッド耐力

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c}, \text{ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2)\text{再掲}$$

$n_e$ : 有効な埋込み長さ内のスタッド打設本数 (本)

CFT 柱の場合 : 杭頭より 4D 以内の本数

十字鉄骨柱の場合 : 全数

※スタッドの有効本数の制限は, 3.2 節同様, 柱が CFT 断面の場合に限定することとした.

$a_s$ : スタッドの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$ : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_u$ : スタッドの引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

$N_b$ : 支圧耐力

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s \quad (1-9)\text{再掲}$$

$k_b$ : 形状係数, CFT 柱の場合:  $k_b=2/3$ , 十字鉄骨柱の場合:  $k_b=1.0$

$f_b$ : 支圧応力度

$$\left( = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \right) \quad (1-8)\text{再掲}$$

$A_c$ : 支承面積 (杭全断面積) (mm<sup>2</sup>)

$A_s$ : 支圧面積 (柱断面積) (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

式(1-5)の低減係数 $\gamma$ は支圧耐力  $N_b$  の低下率であり, 宇佐美らは文献 3-4)では式(1-6)で表していたが,  $m$ 乗根の次式で表すものとする<sup>3-1)</sup>.

$$\gamma = 1 - k_c \cdot \left( \frac{\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st}}{A_c \cdot \sqrt{c\sigma_B}} \right)^m \quad (3-3)$$

$\gamma$ は実験より求まる係数であり, 実験結果から得られた低下後の支圧耐力を  $eN_b$  とすると,  $\gamma = eN_b/N_b$  と置かれ次式となる<sup>3-1), 3-4)</sup>.

$$\gamma = \frac{eN_b}{N_b} = 1 - k_c \cdot \left( \frac{e f_p}{\sqrt{c\sigma_B}} \right)^m \quad (3-4)$$



ここに,  $k_c, m$ : 実験結果から求まる係数

$e f_p$  は支圧として作用している応力以外による杭への圧縮応力度を表しており, この応力度が高いほど支圧耐力が低下する傾向にある<sup>3-1), 3-4)</sup>. 低下した支圧耐力を  $e N_b$  として実験の最大耐力  $e N_{max}$  とすると,  $e f_p$  は次式で求められる.

$$e f_p = \frac{e N_{max} - e N_b}{A_c} \quad (3-5)$$

これまで  $e N_b$  は鉄骨柱埋込み先端の歪より求めていたが, CFT は内蔵コンクリートの存在から, 求めることが難しかった. そこで, これまでの既往の研究をもとに計算で付着耐力とスタッド耐力の累加耐力  $\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st}$  を求め,  $e N_{max}$  から減じて  $e N_b$  を求めることとした. 既往の研究<sup>3-1), 3-4)</sup>から,  $\alpha$  を 0.5,  $\beta$  は 0.8 とした.

ところで, 付着やスタッドによる埋込み部分の耐力が比較的小さい場合は, 柱埋込み先端の支圧が作用するが, 3.2 節によれば, 埋込み長さを長くすることで付着やスタッドの耐力を大きく取ると, 柱埋込み先端の支圧抵抗が無くなり, 埋込み部分の耐力は杭全断面積から柱断面積を減じた断面の圧縮耐力  $N_{p2}$  で決まる(図 3-10 参照).

$$N_{p2} = A_{Np2} \cdot c \sigma_B \quad (3-2) \text{再掲}$$

ここに,  $A_{Np2}$ : 図 3-10 に示す杭全断面積から柱断面積を減じた断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$c \sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )



(a) CFT 断面

(b) 十字鉄骨断面

図 3-10  $N_{p2}$  の有効断面積(斜線部分)

上記条件の試験体に関して, 実験の最大耐力  $e N_{max}$  と式(3-2)の比を表 3-8 に示す( $e N_{max} / N_{p2}$  括弧内). 十字鉄骨柱の場合は杭断面に軸力が均等に作用するため,  $e N_{max}$  と  $N_{p2}$  はほぼ同値となる(表 3-8 参照). 一方, CFT 柱の場合は円筒状に軸力が伝達され(図 3-10 参照),  $e N_{max}$  は  $N_{p2}$  の 78~89% (平均 84%) になっており, 柱形状の影響が見られる. そこで, CFT を含む閉鎖断面の場合は式(3-2)に形状係数  $k_d$  として, 0.85 を乗ずることとする.

$$N_{p2} = k_d \cdot A_{Np2} \cdot c \sigma_B \quad (3-6)$$

ここに,  $k_d$ : 形状係数

CFT 柱の場合 :  $k_d = 0.85$

十字鉄骨の場合 :  $k_d = 1.0$

支圧が作用しない場合の埋込み部分の耐力は 3.2 節同様  $\alpha \cdot N_f + N_{st}$  ( $\alpha = 0.45$  とする) と考え, 表 3-8 に式(3-6)の  $N_{p2}$  との比を示す. 破壊状況(3.2 節参照)から表の網掛けの試験体が式(3-6)の耐

力で決まると思われ、比は 1.02 以上となっている。そこで、次の条件を式(3-6)で耐力が決まる条件とする。

$$\frac{\alpha \cdot N_f + N_{st}}{N_{p2}} \geq 1.0 \quad (3-7)$$

式(3-6)で決まる試験体を除き、柱断面が CFT あるいは十字鉄骨の実験結果を既往の結果<sup>3-1)</sup>、<sup>3-5)</sup>に加え、式(3-3)の定数を最小二乗法で求めた(参考値として、決定係数  $R^2=0.72$  である)。図 3-11 に結果を示す。 $k_c$ と  $m$  はそれぞれ 0.41, 0.37 となり(図中実線)、式(1-5)の計算結果を表 3-8 に示す。なお一部、最大耐力時に埋め込み部分の鉄骨柱が大きく降伏した CFT の試験体<sup>3-5)</sup>があり、除外データとし参考値とした。

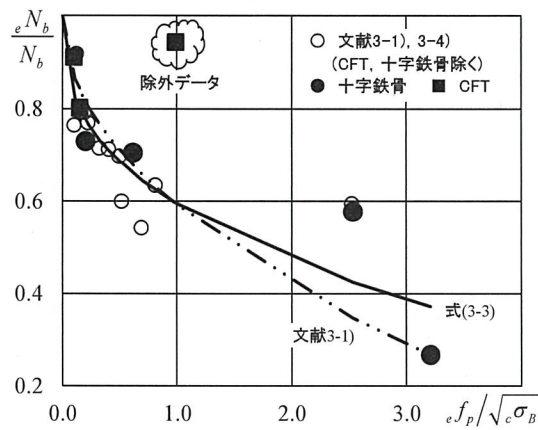


図 3-11  $eN_b/N_b - e f_p$  関係



表 3-8 試験体パラメータと実験結果と算定耐力の比較

試験体名	鉄骨柱 (D:柱成)				コンクリート杭				実験値				
	断面(鋼種, 充填コンクリート強度)	埋込み長さ (mm)	被切厚(柱成比) (mm)	断面/長さ (mm)	圧縮強度 $\sigma_c$ (MPa)	コンクリートヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大耐力 $N_{max}$ (kN)	支圧抵抗 $N_b$ (kN)	式(3-4) $e N_p / N_b$	$e f_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	破壊モード	実験値/計算値	
												式(3-5)との比 $e N_{max} / N_{st}$	式(3-6)との比 $e N_{max} / N_{p2}$
B2F-DH	2H-200×75×8×12(SS400)	400 (2.0D)	200 (1.0D)	φ600/1,400	26.0	24,200	1,120	825	0.73	1.03			
B4F-DH6	2H-200×75×8×12(SM490A)	800 (4.0D)		φ600/1,800	63.5	40,800	3,030	1,650	0.70	4.85			
B3SF-DH4	2H-300×95×16×16(SM520B)	1,050 (3.5D)	150 (0.50D)	φ600/2,000	40.6	31,000	6,100	1,540	0.58	16.1			式(1-5)
N-N	2H-235×115×9×16(SM490A)	1,150 (4.6D)	103.5 (0.41D)	φ460/1,900	59.1	36,900	4,700	600	0.27	24.7			
B6SF-DH4-F	2H-200×60×9×16(SM490A)	1,200 (6.0D)	100 (0.50D)	φ400/1,850	25.5	24,700	3,000	-	-	-			式(3-6)
B6SF-DH4-S	2H-200×90×9×12(SM490A)				25.5	24,700	2,990	-	-	-			
B4F-CB6	□-200×200×12(STKR490, $F_c$ 60)		200 (1.0D)		62.5	40,800	3,310	3030 <sup>*1</sup>	0.80	1.24			
B4F-CC6	○-216.3×8(STK490, $F_c$ 60)	800 (4.0D)	192(0.89D)	φ600/1,800	63.0	40,800	3,570	3320 <sup>*1</sup>	0.91	0.88			式(1-5)
B4SF-CB6	□-200×200×12(STKR490, $F_c$ 60)		200 (1.0D)		63.5	40,800	5,690	3550 <sup>*1</sup>	0.94	7.96			
B4SF-B5	□-250×250×12(BCR295, $F_c$ 120)	1,080 (4.3D)	175 (0.70D)	φ600/2,000	41.5	33,000	7,720	-	-	-			
B4SF-B5	□-200×200×12(STKR490, $F_c$ 60)	800 (4.0D)	150 (0.75D)	φ500/1,800	17.5	24,300	2,450	-	-	-			式(3-6)
B3SF-B4	□-200×200×12(STKR490, $F_c$ 60)	550(2.75D)	100 (0.50D)	φ400/1,550	21.5	28,300	1,460	-	-	-			
計算値耐力													
試験体名	付着 $N_f$ (kN)	スタッド $N_{st}$ (kN)	支圧面積 $A_s$ ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	支圧面積 $A_c$ (mm <sup>2</sup> )	式(3-2) $N_{p2}$ (kN)	支圧 $N_b$ (kN)	$\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st}$ <sup>*2</sup>	式(3-3) $\gamma$ <sup>*3</sup>	果加 $N_{su}$ (kN)	$\alpha \cdot N_f + N_{st}$ <sup>*4</sup> $N_{p2}$	式(1-5)との比 $e N_{max} / N_{st}$	式(3-6)との比 $e N_{max} / N_{p2}$	文献
B2F-DH	667		67.1	2,830	7,180	1,130	333	0.76	1,190	0.04	0.94	-	3-1)
B4F-DH6	2,850	スタッドなし	67.1	2,830	17,540	2,350	1,430	0.65	2,960	0.07	1.02	-	3-4)
B3SF-DH4	3,280	3,130	144	2,830	10,910	2,590	4,150	0.44	5,290	0.42	1.15	-	3.3節
N-N	5,100	1,940	113	1,660	9,140	2,240	4,110	0.37	4,930	0.46	0.95	-	
B6SF-DH4-F	1,700	2,430	67.8	1,260	3,040	745	2,790	-	-	1.05	-	0.99	3.2節
B6SF-DH4-S	2,040	3,430	74.1	1,260	3,020	779	3,760	-	-	1.44	-	0.99	
B4F-CB6	775		389	2,830	15,300	3,740	388	0.79	3,330	0.02	1.00	-	
B4F-CC6	497	スタッドなし	367	2,830	15,500	3,650	248	0.82	3,240	0.01	1.10	-	3-4)
B4SF-CB6	788	2,300	389	2,830	15,500	3,770	2,230	0.59	4,460	0.17	1.28 <sup>*5</sup>	-	
B4SF-B5	883	7,560	625	2,830	9,150	3,680	6,490	-	-	1.02	-	0.99(0.84) <sup>*6</sup>	3.3節
B4SF-B5	357	4,230	389	1,960	2,750	1,020	3,560	-	-	1.88	-	1.05(0.89) <sup>*6</sup>	3.2節
B3SF-B4	301	3,370	389	1,260	1,870	1,000	2,850	-	-	2.20	-	0.92(0.78) <sup>*6</sup>	

\*1 網掛けの支圧抵抗は計算値耐力から算出

\*2  $\alpha=0.5$ ,  $\beta=0.8$ で算出

\*3 括弧内は式(3-2)の $N_{p2}$ との比, 括弧外は式(3-3)の $N_{st}$ との比

\*4  $\sigma=0.45$ ,  $N_{p2}$ は式(3-6)で算出

\*5 最大耐力時に埋込み部分の鉄骨柱が大きく降伏したため参考値

\*6 括弧内は式(3-2)の $N_{p2}$ との比, 括弧外は式(3-3)の $N_{st}$ との比

### 3.4 CFT 柱で埋込み近傍に補強筋を有する場合の軸耐力

鉄骨柱埋込み部分の耐力確保の観点から、埋込み先端近傍に補強筋を配筋することがある。この補強筋量は、日本建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説<sup>3-3)</sup>を準用した若林の文献<sup>3-2)</sup>に基づいて求めてきたが、逆打ち工法で適用する場合、同規準<sup>3-3)</sup>の想定範囲を超えた応力度レベルが対象となる、あるいは応力分布等が異なる状況であり、実験や解析による検証は十分になされていないため、その適合性が懸念される。

3.2 節において、十字鉄骨柱の試験体では無筋の場合でも、埋込み部分において概ね杭全断面積を有効とする圧縮耐力計算値と同等の耐力が確保できるが、CFT 柱の試験体では確保が難しいことを確認した。そこで、CFT 柱を対象に、埋込み部分の補強方法が軸方向耐力に与える影響を検討するために、旧来提案される補強方法<sup>3-2)</sup>を参考に補強範囲を拡大した試験体について、補強筋の有無と被り厚さ(杭径)をパラメータとした構造実験を実施し、力学性状を把握するとともに、その耐力の評価を行う。

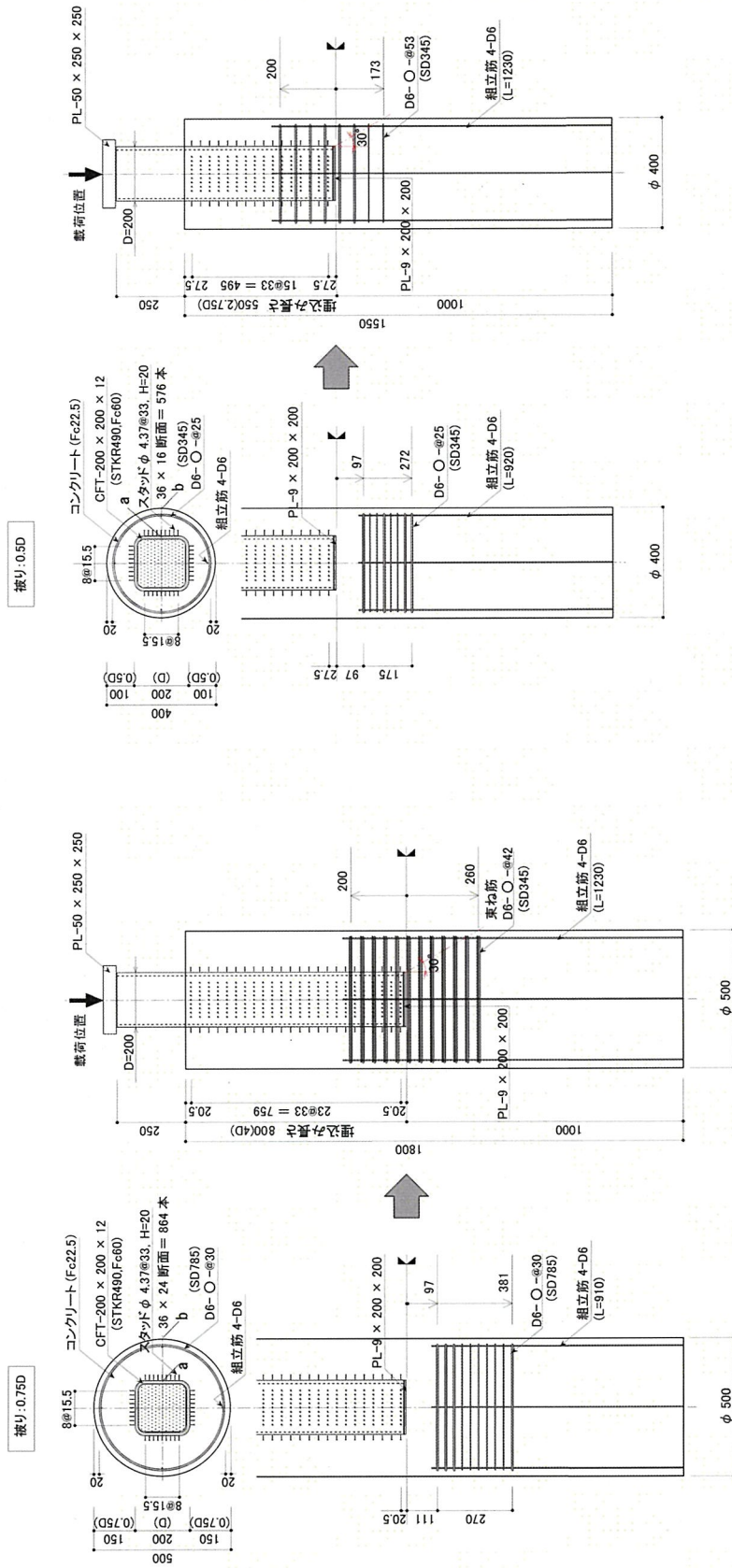
#### 3.4.1 実験概要

表 3-9 に試験体パラメータ一覧を、図 3-12 に試験体形状・寸法を示す。

鉄骨柱の断面形状は□-200×200×12(STKR490)の鋼管に 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを充填した CFT 断面とした。杭は径 $\phi = 500, 400\text{mm}$ とする円柱にモデル化し、被り厚を 0.75D および 0.5D に変化させた。実験は、無筋の試験体 2 体と鉄骨柱埋込み先端近傍に補強筋を配筋した試験体(図 3-12(b), (d)参照)を 2 体の、計 4 体用意した。打設したスタッドは 400N/mm<sup>2</sup> 級のもので、長さ  $L$  と軸径  $d$  の比は  $4.8 (L/d \geq 4.0)^{3-6)}$  とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>3-6)</sup>を満足するように配置した。無筋の試験体は 3.2 節と同じ試験体であり、ここでは補強筋があるものと実験結果を比較するために再掲している。図 3-12(a), (c)は、文献<sup>3-2)</sup>を基に作用軸力を杭圧縮耐力  $N_{p1}$  として補強筋量および補強筋範囲を算定した結果であるが、補強筋の必要量が少なくなり、また鉄骨埋込み先端より深い部分のみの狭い領域での配筋となった。ここでは、鉄骨の埋込み先端より上部から徐々に応力が伝達されることを考慮して、補強筋量 ( $p_w \cdot \sigma_y$ ,  $p_w$ :補強筋比,  $\sigma_y$ :補強筋の降伏応力度) を変えることなく、配筋する範囲として鉄骨柱埋込み先端を境に上側は鉄骨柱成、下側は鉄骨柱埋込み先端から斜め 30° (鋼管外端面(点 a) から杭外端(点 b) まで斜め 30° ) とする範囲とした(図 3-12(b), (d)参照)。このとき、 $p_w$  は、1 組の補強筋の断面積を正方形置換した杭幅および補強筋ピッチで除して算出した。

表 3-9 試験体パラメータ一覧

試験体名	鉄骨柱(D:鉄骨柱成)			杭		割裂補強筋	$p_w \cdot \sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
	断面	埋込み長さ	被り厚	断面	長さ(mm)		
B4SF-B5	□-200×200×12 (Fc60)	4.0D	0.75D	$\phi 500$	1,800	無し	—
B4SF-B5R		(800mm)	(150mm)			2O-D6@42	2.59
B3SF-B4		2.75D	0.5D	$\phi 400$	1,550	無し	—
B3SF-B4R		(550mm)	(100mm)			O-D6@53	1.28



(a) 文献 3-2) に基づいて補強 (b) 本実験の試験体(B4SF-B5R) (c) 文献 3-2) に基づいて補強 (d) 本実験の試験体(B3SF-B4R)

図 3-12 試験体形状・寸法



CFT 柱から杭頭部への応力伝達には、CFT 柱表面の付着、柱外周面に打設されたスタッドによるせん断および埋込み先端部の支圧が考えられる。さらに、杭に配筋された補強筋量および補強筋の範囲により、付着、スタッドせん断および先端支圧それぞれの応力伝達機構の耐力の向上が期待される。

本実験では、柱表面の付着（鉄骨柱の埋込み長さ）とスタッドせん断の両者により、杭の圧縮耐力  $N_{p1}$  (3.2 節参照) を確保するものとし、鉄骨埋込み先端部分では支圧がほとんど作用しないものとしている。それにより、鉄骨埋込み部分の軸方向耐力は、文献 3-1) を参照して式(3-8)を用いて計算した。式(3-8)の概念を図 3-13 に示すが、同図の縦軸は鉄骨埋込み部分の軸方向耐力、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示しており(図 3-15 挿絵参照)、式(3-8)の計算結果は表 3-12 に示す。

$$N_s = 0.45 \cdot N_f + N_{st} \quad (3-8)$$

ここに、 $N_s$  : 支圧抵抗がない場合の鉄骨埋込み部分の軸方向耐力で、低減係数を乗じた付着耐力  $N_f$  とスタッドせん断耐力  $N_{st}$  を累加した耐力(以後、累加耐力)

$N_f$  : 付着耐力

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a \quad (1-1) \text{再掲}$$

$l_f$ : 有効付着長さで、埋込み長さの 1/2 とする (mm)

$\psi$ : 有効付着周長(鉄骨外周長) (mm)

$\tau_a$ : 平均付着応力度(=  $k_B \cdot c_{\sigma B}$ )

$k_B$ : コンクリートの圧縮強度に対する平均付着応力度比(=0.069)

$c_{\sigma B}$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_{st}$  : スタッドせん断耐力

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c_{\sigma B} \cdot E_c}, \text{ ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c_{\sigma B} \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2) \text{再掲}$$

$n_e$  : 有効な埋込み長さ内のスタッド打設本数 (本)

CFT 柱の場合 : 杭頭より 4D 以内の本数

十字鉄骨柱の場合 : 全数

$a_s$  : スタッドの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c_{\sigma B}$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_u$  : スタッドの引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

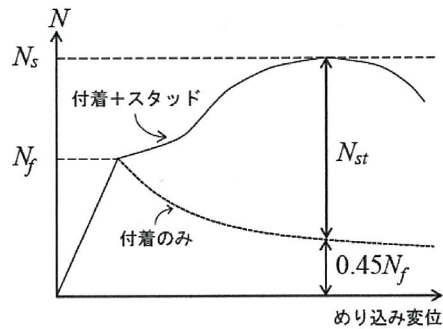


図 3-13 既往の研究に基づく荷重-変位関係と耐力式の概念図

杭のコンクリートに使用した粗骨材は、試験体のスケールを考慮して最大寸法 13mm の砕石を使用し、打設方向は実施工の方向に合わせた。鋼材の機械的性質を表 3-10 に、コンクリートの機械的性質を表 3-11 に示す。載荷方法は第 2 章と同じであり、20MN 載荷試験機または 3MN 載荷試験機を用いて、単調載荷で行った。

表 3-10 鋼材の機械的性質

鋼材	径・板厚	鋼種	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	D6	SD345	381	1,859	481
鋼管	12mm	STKR490	540	2,634	590

表 3-11 コンクリートの機械的性質

箇所	試験体	圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
杭	B4SF-B5	17.5	24,300
	B4SF-B5R	20.9	26,000
	B3SF-B4	21.5	28,300
	B3SF-B4R	22.7	27,400
鋼管内	B4SF-B5	45.1	—
	B3SF-B4	50.7	—
	B3SF-B4R	53.7	—

### 3.4.2 破壊状況および荷重-変位関係

各試験体の最終破壊状況を写真 3-3 に、最終破壊時のひび割れ図を図 3-14 に示す。

いずれの試験体も、杭に材軸方向の割裂ひび割れが生じた。無筋試験体 B4SF-B5、B3SF-B4 では、最終的に割裂ひび割れが全面に生じ、脆性的な破壊に至った。埋込み先端には楔状のコアがみられた。これに対し、補強試験体 B4SF-B5R、B3SF-B4R では、補強筋が配筋された範囲で、同図に示すように、縦方向の比較的小さい割裂ひび割れが多数生じ、補強筋が配筋された範囲より下部の無筋となる箇所では圧壊が生じ終局に至った。





写真 3-3-1 最終破壊状況(B4SF-B5:無筋)

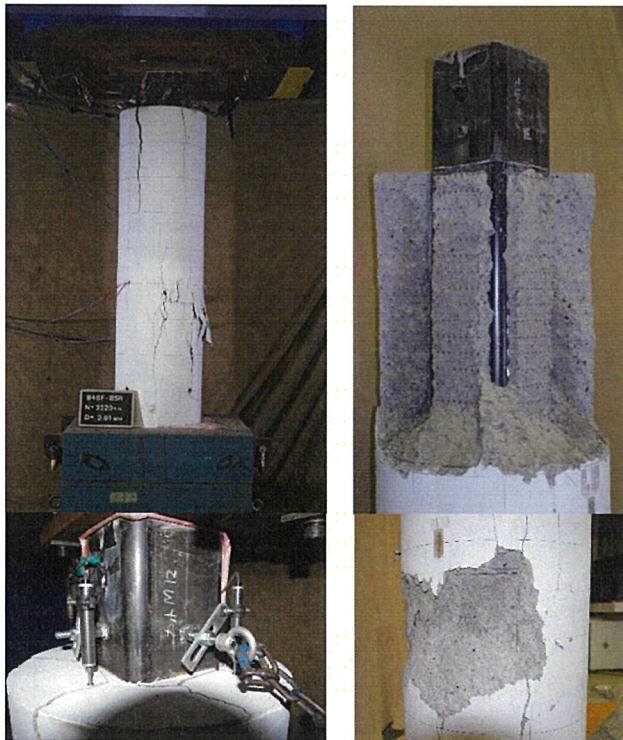


写真 3-3-2 最終破壊状況(B4SF-B5R:補強筋あり)

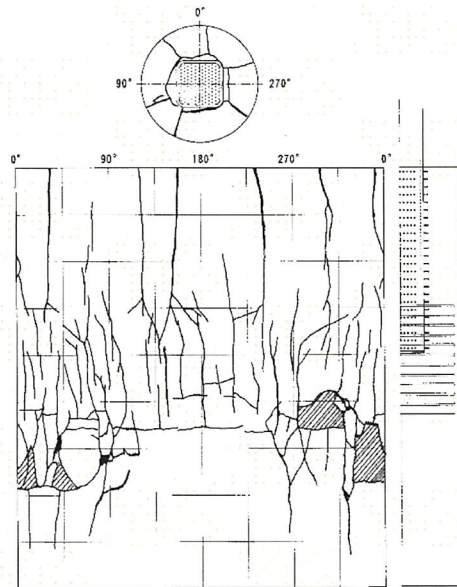


図 3-14-1 ひび割れ図  
(B4SF-B5R:補強筋あり)



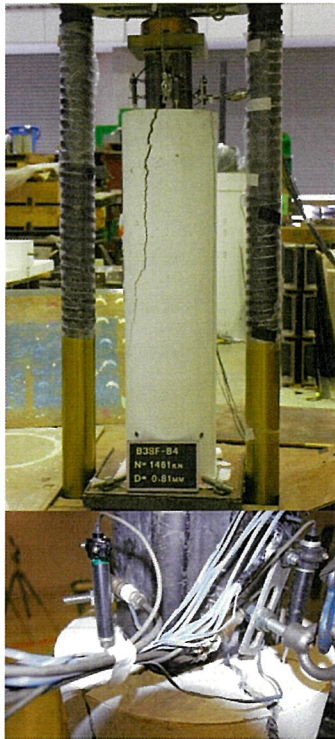


写真 3-3-3 最終破壊状況(B3SF-B4:無筋)

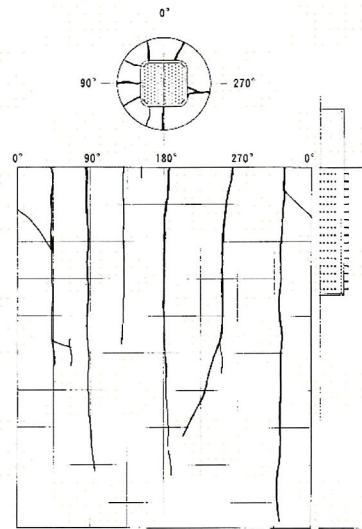


図 3-14-2 ひび割れ図  
(B3SF-B4:無筋)

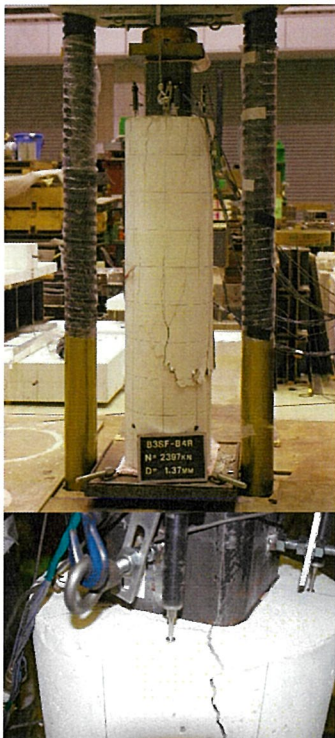


写真 3-3-4 最終破壊状況(B3SF-B4R:補強筋あり)

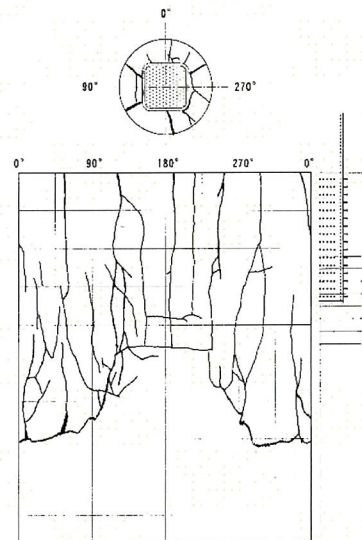
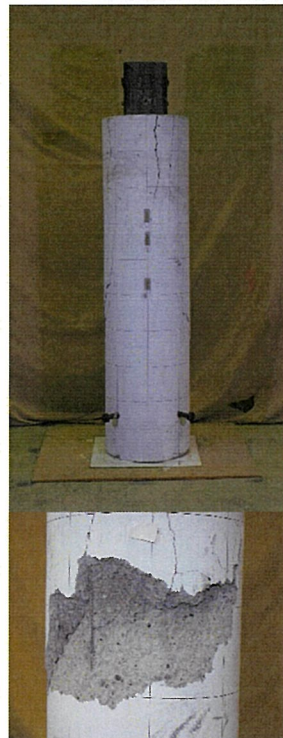


図 3-14-3 ひび割れ図  
(B3SF-B4R:補強筋あり)

図 3-15 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。めり込み変位は、杭頭の平面位置の 4 点の平均とした(図 3-15 中挿絵参照)。図中の▼は付着破壊が生じた時点を示す。付着破壊は荷重-変位関係で、最初に耐力低下が生じた時点、あるいは変位が急増した時点とした(図 3-16 参照)。いずれの試験体も、付着破壊前までは高い剛性で荷重-変位関係は概ね線形となっている。無筋試験体 B4SF-B5 では、割れひび割れ発生と同時に最大耐力到達後、急激な耐力低下を示しているが、無筋試験体 B3SF-B4、補強試験体 B4SF-B5R, B3SF-B4R では、ひび割れ発生後、剛性を低下させながらも徐々に耐力が上昇した。試験体 B4SF-B5R は最大耐力後の荷重低下も緩やかであった。

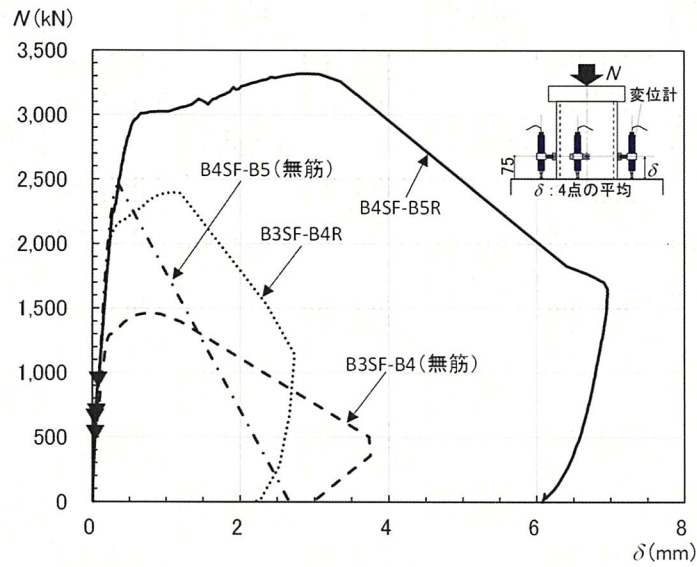


図 3-15 荷重-変位関係

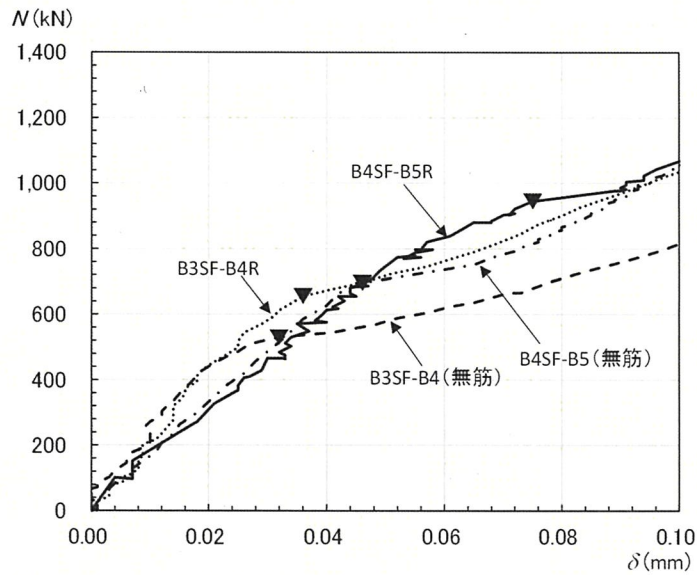


図 3-16 荷重-変位関係における付着破壊荷重

### 3.4.3 歪分布

図 3-17 に各試験体の鉄骨柱の材軸方向歪分布を示す。各図の左図は付着耐力までの歪分布を、右図はそれ以降から最大耐力時までの分布を示す。図の縦軸はゲージ貼付位置、横軸は歪を示し、図中の●は左図で付着破壊時、右図で最大耐力時の分布を示す。

被り厚の大きい試験体 B4SF-B5, B4SF-B5R では、付着破壊時の歪分布が線形となっており、埋込全長にわたり均一に軸力が伝達されていることが分かる。一方、被り厚の小さい試験体 B3SF-B4, B3SF-B4R では、付着破壊時の歪分布は若干 S 字形状になっており、埋込み長さ中間で軸力が伝達されている。文献 3-1)では、付着力伝達に有効な埋込み長さは、CFT 柱で杭が普通コンクリートの場合、その長さの大小にかかわらず全長の 1/2 程度であるとされており、試験体 B3SF-B4, B3SF-B4R はそれに近い性状を示していた。一方、高強度コンクリートを取り扱った文献 3-5)では試験体 B4SF-B5, B4SF-B5R の性状に近い傾向が見られた。CFT を含む角形鋼管柱の付着性状は、ばらつきが大きく性状を捉えにくいいため、詳細な検討は今後の課題としたい。

付着破壊後の分布では、試験体 B4SF-B5 を除けば、埋込み先端側で勾配が緩くなっており、埋込みの深い部分で軸力が伝達されている。埋込み先端の歪はどの試験体も概ね 0 になっており、支圧抵抗はほとんどないと思われる。



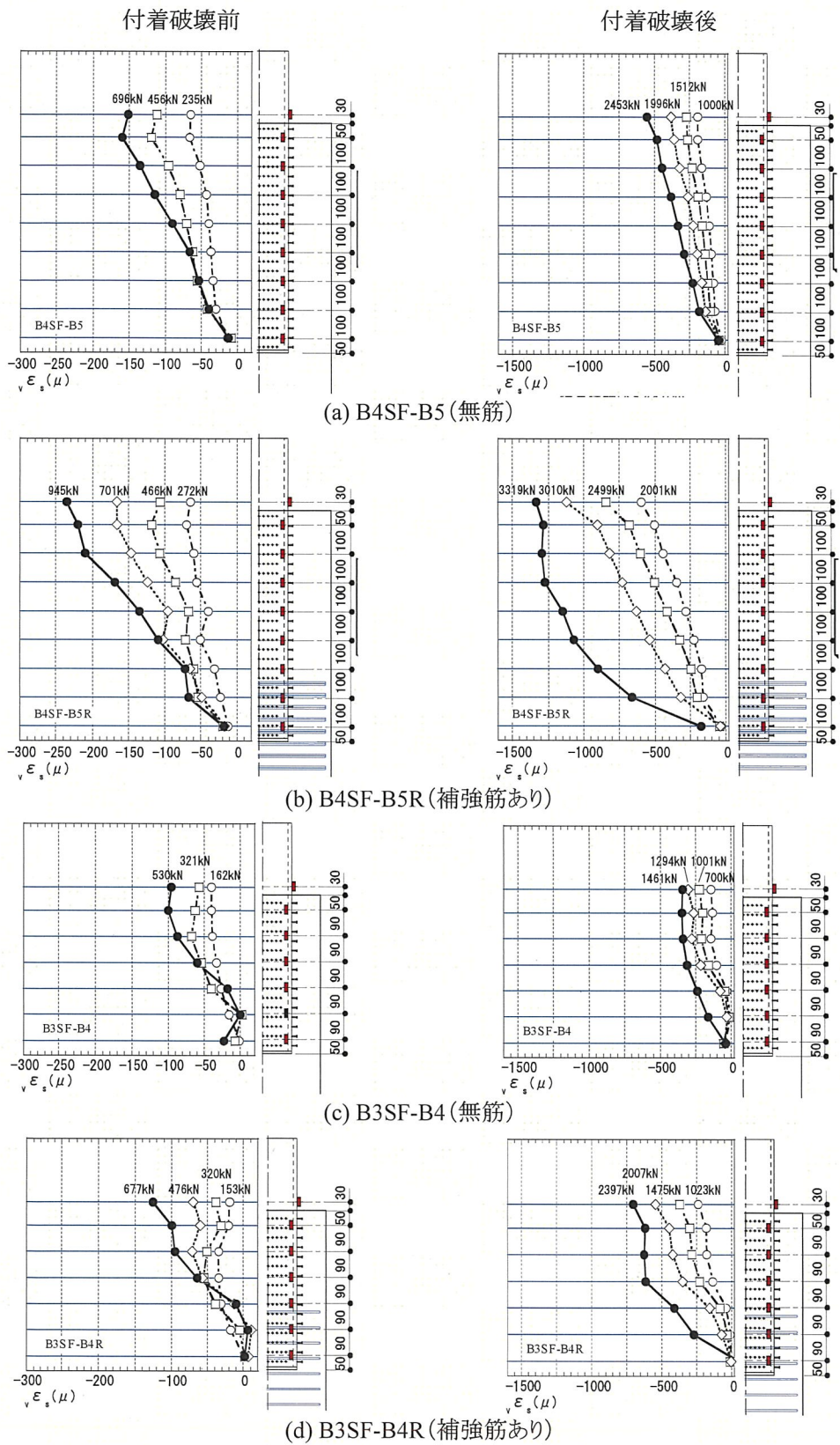


図 3-17 鉄骨柱の軸方向歪分布

### 3.4.4 耐力評価

表 3-12 に実験結果と計算値耐力の比較を示す。付着耐力の実験値  $eN_f$  は、計算値  $N_f$  を大きく上回っている。最大耐力の実験値  $eN_{max}$  (図 3-18 の×参照) は、補強筋の有無にかかわらず、いずれの試験体も図 3-19(a) に示す杭全断面積が有効な場合の圧縮耐力の計算値である  $N_{p1}$  (式(3-1) による、図 3-18 の●参照) には到達しなかった。後述の 3.5 節によれば、補強筋量  $p_w \cdot \sigma_y$  が杭径  $\phi = 500\text{mm}$  で  $1.33\text{N/mm}^2$ 、杭径  $\phi = 400\text{mm}$  で  $0.59\text{N/mm}^2$  以上で杭全長に補強すれば  $N_{p1}$  に達することが予想されるが、表 3-9 のとおり、本実験の補強筋量は、杭径  $\phi = 500\text{mm}$  で  $2.59\text{N/mm}^2$ 、杭径  $\phi = 400\text{mm}$  で  $1.28\text{N/mm}^2$  であり、これは補強筋量が多くても配筋する範囲が局所的であれば、 $N_{p1}$  を確保できないことを示唆している。一方、図 3-19(b) の部分斜線のコンクリート断面を有効とした場合の圧縮耐力計算値  $N_{p2}$  (式(3-6)による、図 3-18 の○参照) に対し、無筋試験体では概ね達し、実験値と計算値の比は  $1.00 \sim 1.01$  となっており、斜線部分のコンクリートが圧縮強度に達したことにより、破壊に至ったと考えられる。また、補強試験体では割裂防止効果を確認することができ、無筋の場合と異なり、 $N_{p2}$  を大きく超えている。

$$N_{p2} = k_d \cdot A_{Np2} \cdot c\sigma_B \quad (3-6)\text{再掲}$$

ここに、 $k_d$  : 形状係数、

CFT 柱の場合 :  $k_d = 0.85$

十字鉄骨の場合 :  $k_d = 1.0$

$A_{Np2}$  : 図 3-19(b) に示す杭全断面積から柱断面積を減じた断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

表 3-12 実験結果と計算値耐力の比較

試験体名	鉄骨柱(D:鉄骨成)		杭断面	割裂防止筋	コンクリート( $\text{N/mm}^2$ )		実験値耐力(kN)		支圧面積 $A_s$ ( $\text{mm}^2$ )
	埋込長さ	被り厚			圧縮強度 $c\sigma_B$	ヤング係数 $E_c$	付着 $eN_f$	最大 $eN_{max}$	
B4SF-B5	4.0D (800mm)	0.75D (150mm)	$\phi 500$	×	17.5	24,300	696	2,453	156,350
B4SF-B5R				○	20.9	26,000	945	3,319	
B3SF-B4	2.75D (550mm)	0.50D (100mm)	$\phi 400$	×	21.5	28,300	530	1,461	85,664
B3SF-B4R				○	22.7	27,400	677	2,397	

試験体名	計算値耐力(kN)							実験値/計算値		
	式(3-8) $N_s$	式(1-1) $N_f$	式(1-2) $N_{st}$	式(3-1) $N_{p1}$	式(3-6) $N_{p2}$	式(3-8)/式(3-1) $N_s/N_{p1}$	式(3-9) $N_b$	式(3-1) $eN_{max}/N_{p1}$	式(3-6) $eN_{max}/N_{p2}$	式(3-9) $eN_{max}/N_b$
B4SF-B5	4,399	386	4,225	3,436	2,326	1.28	3,066	0.71	1.05	0.80
B4SF-B5R	4,984	461	4,776	4,104	2,778	1.21	3,662	0.81	1.19	0.91
B3SF-B4	3,516	326	3,369	2,702	1,566	1.30	2,231	0.54	0.93	0.65
B3SF-B4R	3,562	345	3,407	2,853	1,653	1.25	2,355	0.84	1.45	1.02

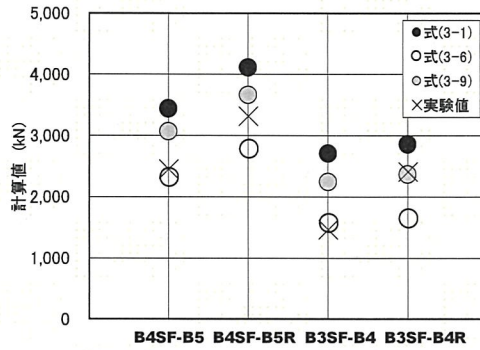


図 3-18 実験結果と計算値耐力の関係

補強試験体の破壊状況によれば、鉄骨柱埋込み先端の補強筋を配筋した範囲より下側の無筋箇所では杭の圧壊が見られる。今回、この破壊を無筋箇所での支圧破壊と考えた。一般的に、支圧面積は鉄骨柱断面が採用されるが、図 3-17 に示す鉄骨柱の軸方向歪分布によれば、埋込み先端の軸方向応力はほとんど生じていない。これは、鉄骨柱埋込み先端軸力を負担しているのは、杭全断面積から鉄骨柱断面積を除いた面積であることを示す。そこで支圧面積  $A_s$  は図 3-19(b) に示す部分を採用し、支圧耐力は次式で求めることとする。

$$N_b = f_b \cdot A_s \quad (3-9)$$

ここに、 $f_b$ : 支圧応力度  $\left( = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \right)$  (1-4)再掲

$A_s$ : 支圧面積、図 3-19(b) の斜線部分で、 $A_s = A_{Np2}$  ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$ : 支承面積、図 3-19(a) の斜線部分 ( $\text{mm}^2$ )

$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

ここでは、支承面積は杭全断面積を採用する。式(3-9)による支圧耐力計算値  $N_b$  に対する実験値の比は、0.91、1.02 となり、良い対応を示している。

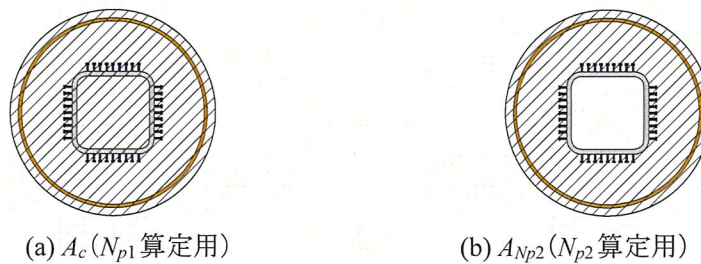


図 3-19 杭耐力の有効断面



### 3.5 CFT 柱に対する最適補強筋量の提案

3.2 節から、十字鉄骨柱では、埋込み部分の必要付着長さやスタッドの必要打設本数を確保できた場合は、杭が無筋の場合であっても最大耐力はコンクリート圧縮強度に杭全断面積を乗じた杭圧縮耐力を確保できることが分かったが、CFT 柱では無筋の場合には杭圧縮耐力を確保できないことが分かった。

また、3.4 節から、CFT 柱に対して、既往の文献を参考にして補強した、補強筋のある試験体では無筋の試験体に比べ耐力が上昇すること、補強筋のある試験体では、補強筋が配筋されていない範囲の支圧破壊によって耐力が決まることが分かった。

そこで、CFT 柱を用いて、実状に合わせて補強筋を杭全長に配筋する場合を対象に、補強筋量と鉄骨柱の被り厚(杭径)をパラメータとした実験を実施し、補強筋量と耐力の関係を明らかにするとともに、杭の圧縮耐力を確保するために必要な補強筋量の評価式を提案する。

#### 3.5.1 実験概要

表 3-13 に試験体パラメータ一覧を、図 3-20 に試験体形状・寸法を示す。

試験体は 6 体である。CFT 柱は、断面□-200×200×12(STKR490)の角形鋼管に 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを充填した。杭は径を $\phi = 500, 400\text{mm}$  の円柱にモデル化し、被り厚を 0.75D, 0.5D の 2 ケースで変化させた。打設したスタッドは 400N/mm<sup>2</sup> 級のもので、長さ L と軸径 d の比は 4.6 ( $L/d \geq 4.0$ )<sup>3-6)</sup> とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>3-6)</sup> を満足するように配置した。鉄骨柱埋込み長さやスタッド打設本数は、3.4 節同様、残存付着耐力とスタッドによるせん断耐力の累加耐力が杭の圧縮耐力  $N_{p1}$  を上回るように文献 3-1) を参照して決定した。補強筋は補強筋比で 0.2, 0.45, 0.7% (補強筋量  $p_w \cdot \sigma_y$  で 0.59~2.47N/mm<sup>2</sup>) の 3 水準に設定し、実際の杭に合わせて杭全長にわたり配筋した。

杭部分のコンクリートに使用した粗骨材は、試験体のスケールを考慮して最大寸法 13mm の砕石を使用し、打設方向は実施工の方向に合わせた。鋼材の機械的性質を表 3-14 に、コンクリートの機械的性質を表 3-15 に示す。載荷方法は第 2 章と同じであり、20MN 載荷試験機により単調載荷で行った。

表 3-13 試験体パラメータ一覧

試験体名	鉄骨柱(D:鉄骨成)			杭		補強筋		
	断面	埋込み長さ	コンクリートの被り厚	断面(mm)	長さ(mm)	補強筋比 $p_w$ (%)	鉄筋	$p_w \cdot \sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
B4SF-B5R-70	□-200×200×12 (Fc60)	4.5D (900mm)	0.75D (150mm)	$\phi 500$	1,700	0.70	D6-2O-@40	2.47
B4SF-B5R-45						0.45	D5-O-@22	1.33
B4SF-B5R-20						0.20	D4-O-@30	0.62
B3SF-B4R-70		3.0D (600mm)	0.5D (100mm)	$\phi 400$	1,250	0.70	D6-2O-@25	2.47
B3SF-B4R-45						0.45	D5-O-@28	1.31
B3SF-B4R-20						0.20	D4-O-@40	0.59

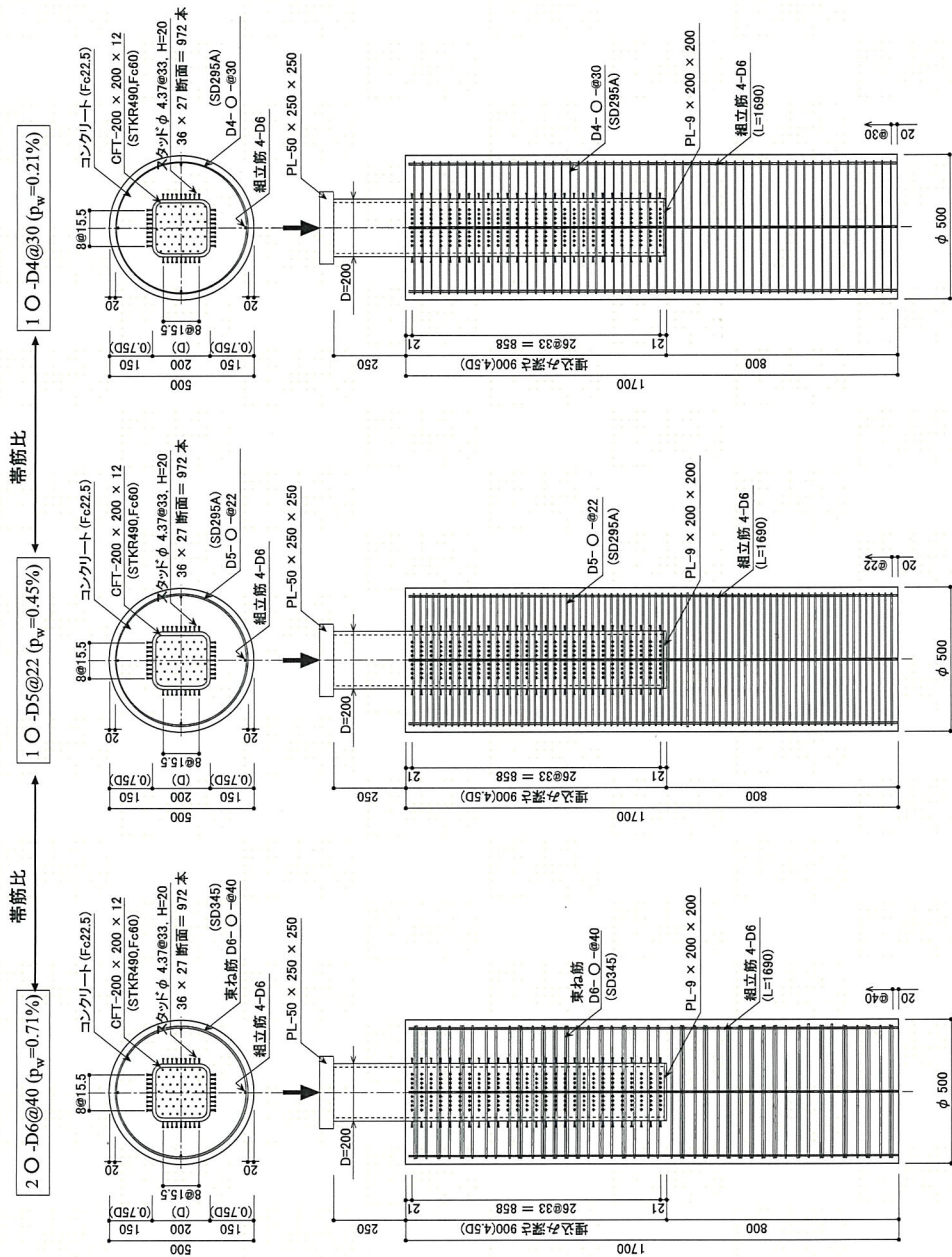


表 3-14 鋼材の機械的性質

鋼材	板厚・径	鋼種	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $e$ (%)
鋼管	12mm	STKR490	524	591	15.9
鉄筋	D4	SD295A	336	500	22.8
	D5	SD295A	395	537	15.4
	D6	SD345	379	497	24.0

表 3-15 コンクリートの機械的性質

箇所	試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
杭	B4SF-B5R-70	25.5	24,700
	B4SF-B5R-45		
	B4SF-B5R-20		
	B3SF-B4R-70		
	B3SF-B4R-45		
	B3SF-B4R-20		
鋼管内	B4SF-B5R-70	69.5	36,500
	B4SF-B5R-45		
	B4SF-B5R-20		
	B3SF-B4R-70		
	B3SF-B4R-45		
	B3SF-B4R-20		



(c) B4SF-B5R-20

(b) B4SF-B5R-45

(a) B4SF-B5R-70

図 3-20-1 試験体形状・寸法例(1)

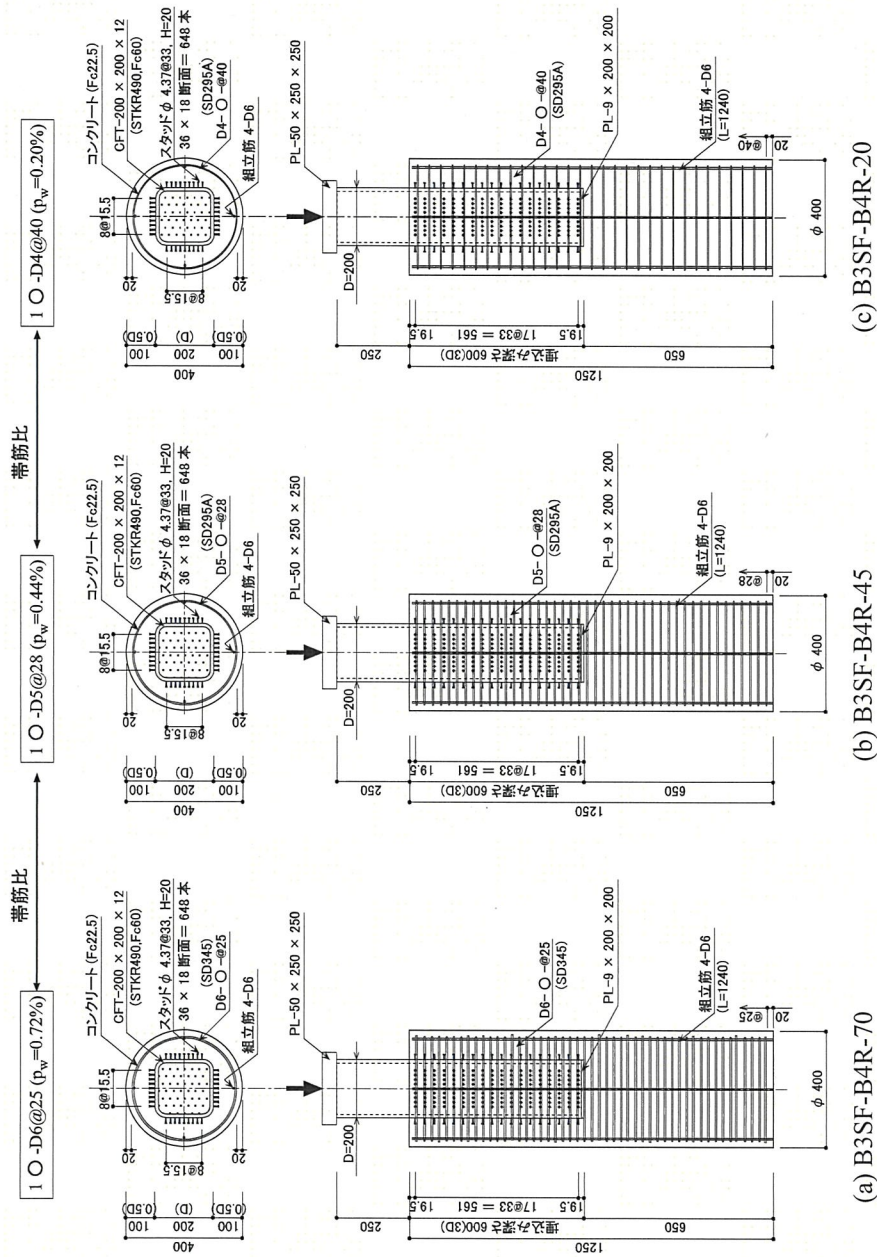


図 3-20-2 試験体形状・寸法例(2)

### 3.5.2 破壊状況および荷重-変位関係

各試験体の最終破壊状況を写真 3-4 に、最終破壊時のひび割れ図を図 3-21 に示す。また、図 3-22 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。めり込み変位は、杭頭の平面位置の 4 点の平均とした(図 3-22(b)中挿絵参照)。

補強筋量や杭径にかかわらず、いずれの試験体も鉄骨柱埋込み先端直下近傍の杭の圧壊とそれに伴う割裂破壊(以後、支圧破壊と呼ぶ)で終局に至った。図 3-22 の荷重-変位関係において、剛性にパラメータの影響は見られず、最大耐力付近でひび割れが発生し変形が進んだ。最大耐力は補強筋量の減少に伴い低下した。図 3-22(b)では、補強筋量の減少に伴い最大耐力後の変形が増大しているが、これは、埋込み部分の補強筋量が少ないほど、割裂によるひび割れ幅が増大し、最大耐力後のめり込み変位が大きくなったためである。また、B3SF-B4R-70 の試験体では、補強筋が多いことで埋込み部分が拘束され、めり込み変位が小さい段階で最大耐力に至った後、めり込み変位に現れない試験体下部で破壊が生じ、荷重低下した。





写真 3-4-1 最終破壊状況(B4SF-B5R-70)

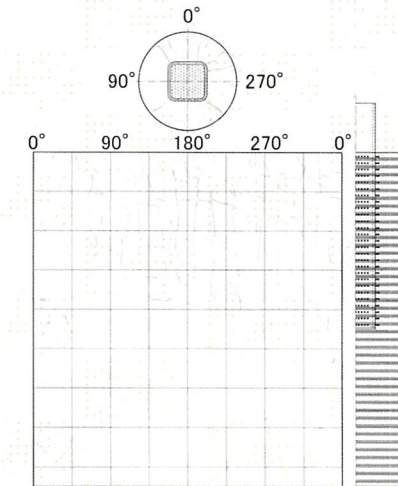
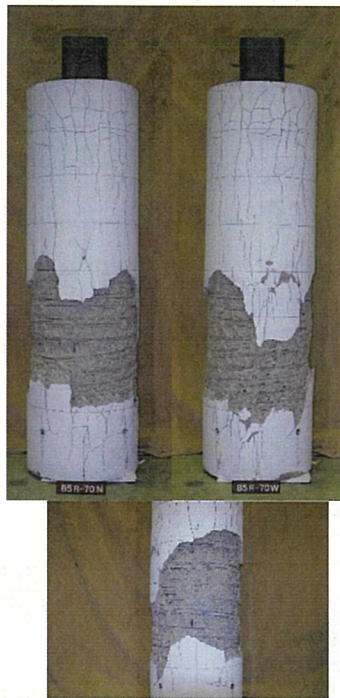


図 3-21-1 ひび割れ図(B4SF-B5R-70)

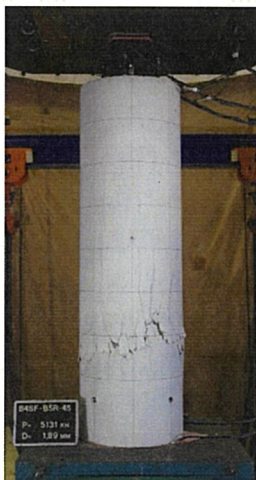


写真 3-4-2 最終破壊状況(B4SF-B5R-45)

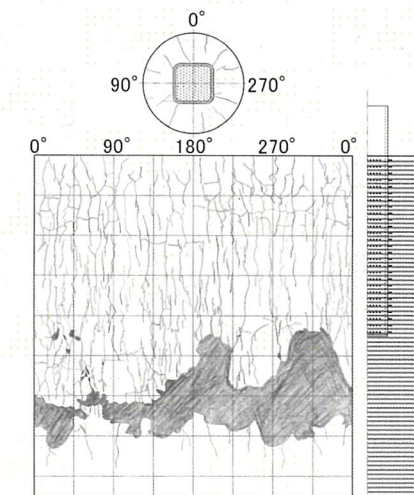
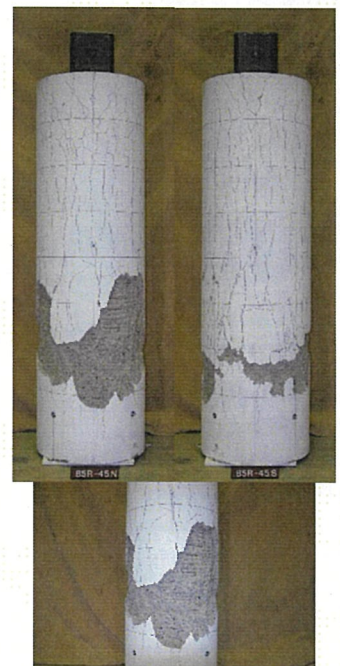


図 3-21-2 ひび割れ図(B4SF-B5R-45)

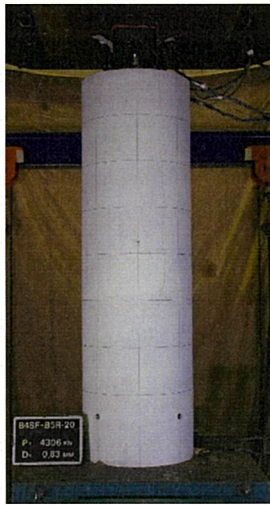


写真 3-4-3 最終破壊状況(B4SF-B5R-20)

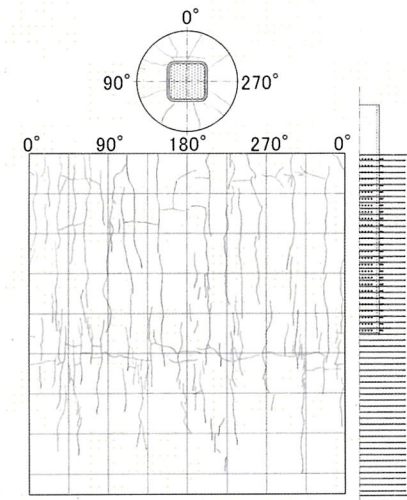
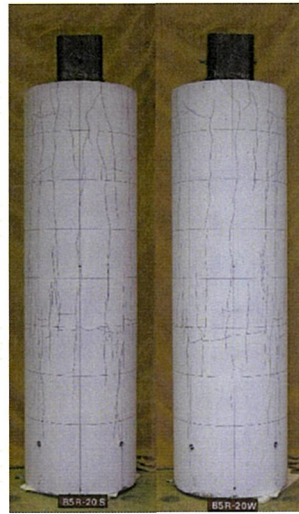


図 3-21-3 ひび割れ図(B4SF-B5R-20)



写真 3-4-4 最終破壊状況(B3SF-B4R-70)

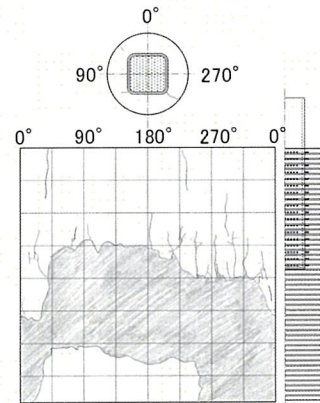
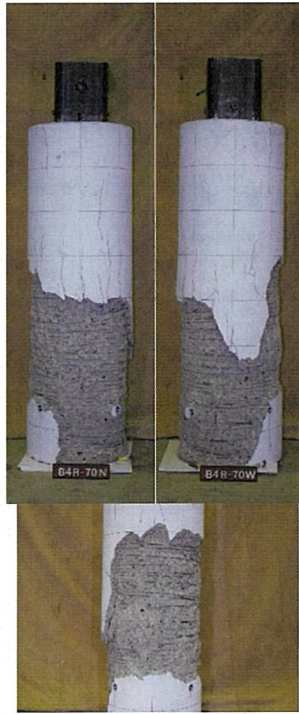


図 3-21-4 ひび割れ図(B3SF-B4R-70)





写真 3-4-5 最終破壊状況(B3SF-B4R-45)

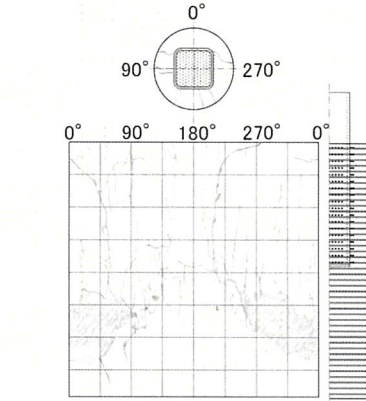
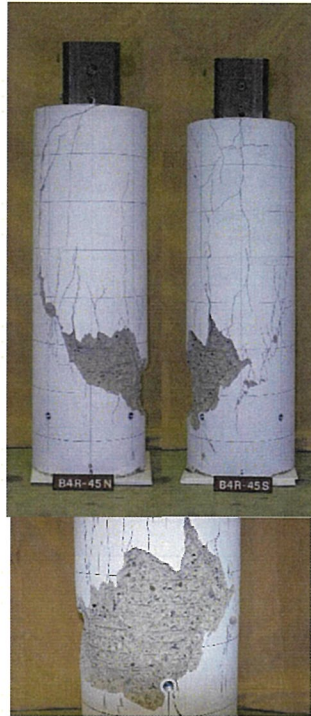


図 3-21-5 ひび割れ図(B3SF-B4R-45)

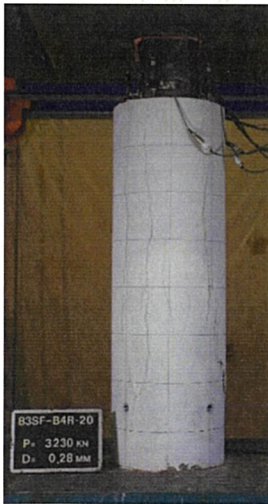


写真 3-4-6 最終破壊状況(B3SF-B4R-20)

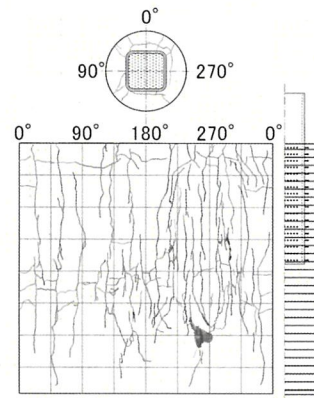
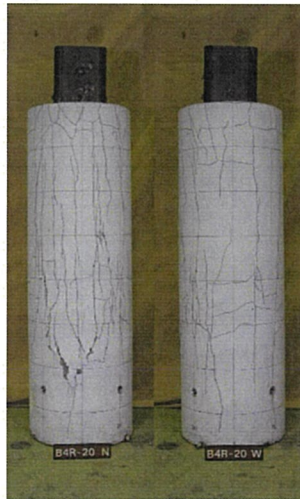
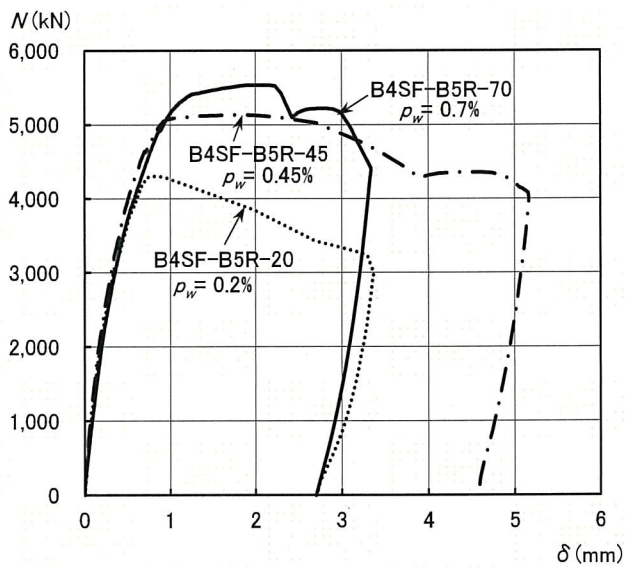
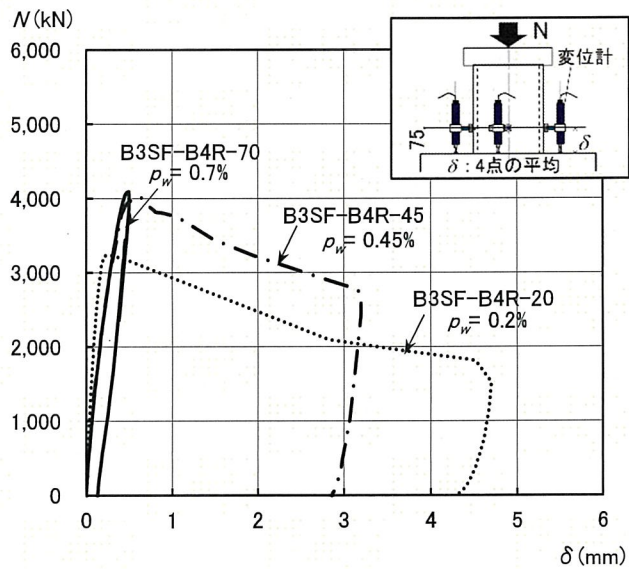


図 3-21-6 ひび割れ図(B3SF-B4R-20)



(a) 被り厚  $0.75D$



(b) 被り厚  $0.5D$

図 3-22 荷重—変形関係



### 3.5.3 歪分布

図 3-23 に各試験体の鉄骨柱の材軸方向の歪分布を示す。図の縦軸はゲージ貼付位置、横軸は歪分布を示し、図中の●は最大耐力時の分布を示す。

いずれの試験体も、荷重レベルにかかわらず歪分布は線形となっており、埋込み全長にわたり均一に軸力が伝達されていることが分かる。文献 3-1)において、CFT 柱で無筋の場合、スタッドの有効埋込み長さは杭頭から  $4D$  以下の範囲としていたが、図 3-23 の(a)~(c)の歪分布から、CFT 柱の場合  $p_w$  で 0.2%以上補強筋がある場合は、 $4D$  を超える全長においてスタッドが有効となることが分かった。埋込み先端の歪はどの試験体においても概ね 0 になっており、埋込み先端の支圧は作用していない。

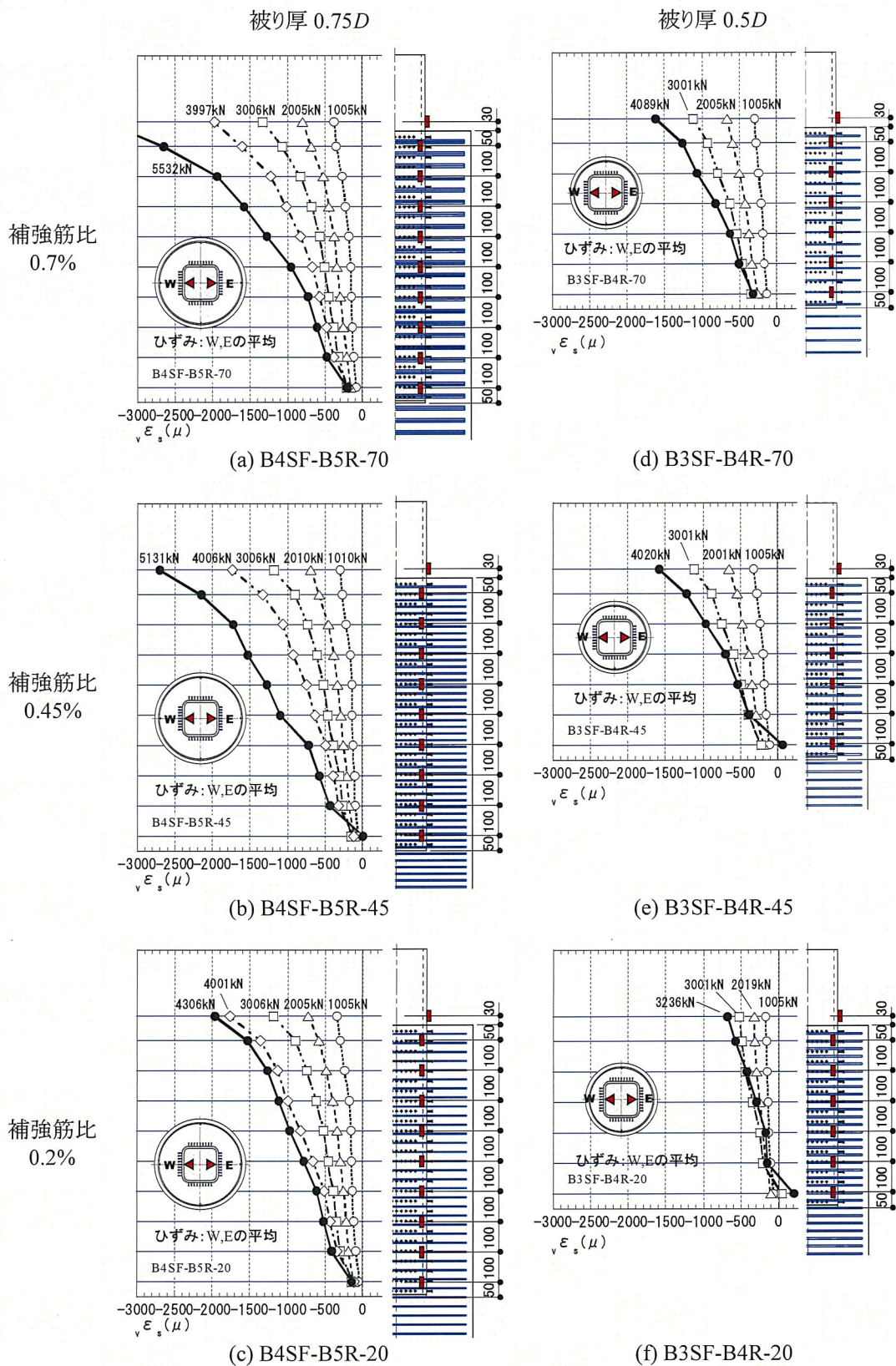


図 3-23 鉄骨柱の軸方向歪分布

### 3.5.4 耐力評価

表 3-16 に最大耐力の実験値と計算値を比較して示す. ほとんどの試験体は杭全断面積有効の圧縮耐力  $N_{p1}$  を超えている. 3.3 節では無筋の杭で, CFT 柱の場合の破壊は, 埋込み部分の割裂破壊であるのに対し, 補強筋を配筋することで耐力が上昇し, 支圧破壊に移行した. 一般的に支圧耐力は, 支圧面積  $A_s$  と支承面積  $A_c$  の比の  $m$  乗根( $\sqrt[m]{A_c/A_s}$ )に相関がある<sup>3-8)</sup>. また, 補強筋による耐力上昇は, 補強筋量に相関がある. 図 3-24 に耐力上昇率  $\alpha$  と補強筋量  $f_2'$  の関係を示す.  $\alpha$  は実験値耐力  $eN_{max}$  を式(3-1)で示す  $N_{p1}$  で除した値を,  $f_2'$  は Iyenger らの次式を用いる<sup>3-9)</sup>.

$$\alpha = eN_{max} / N_{p1} \quad (3-10)$$

$$f_2' = \frac{2 \cdot A_{sp} \cdot f_{sp}}{d_c \cdot s} \quad (3-11)$$

- $A_{sp}$  : スパイラル筋 1 本の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $f_{sp}$  : スパイラル筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $d_c$  : スパイラル筋の外-外寸法 ( $\text{mm}$ )
- $s$  : スパイラル筋の間隔 ( $\text{mm}$ )

表 3-16 実験結果と算定耐力の比較

試験体名	鉄骨柱(D:鉄骨成)		杭断面	実験値			計算値(kN)*		実験値/計算値	
	埋込長さ	被り厚		最大耐力 $eN_{max}$ (kN)	補強筋量 $f_2'$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$A_c/A_s$	杭1 $N_{p1}$	式(3-13) $N_c$	杭1 $eN_{max}/N_{p1}$	式(3-13) $eN_{max}/N_c$
B4SF-B5R-70	4.5D (900mm)	0.75D (150mm)	$\phi 500$	5,532	2.61	1.26	5,007	5,665	1.10	0.98
B4SF-B5R-45				5,131	1.72			5,103	1.02	1.01
B4SF-B5R-20				4,306	0.68			4,454	0.86	0.97
B3SF-B4R-70	3.0D (600mm)	0.5D (100mm)	$\phi 400$	4,089	2.67	1.47	3,204	4,262	1.28	0.96
B3SF-B4R-45				4,020	1.72			3,818	1.25	1.05
B3SF-B4R-20				3,236	0.66			3,317	1.01	0.98

\* コンクリート強度  $\sigma_c = 25.5 \text{N}/\text{mm}^2$ , ヤング係数  $E_c = 24,700 \text{N}/\text{mm}^2$

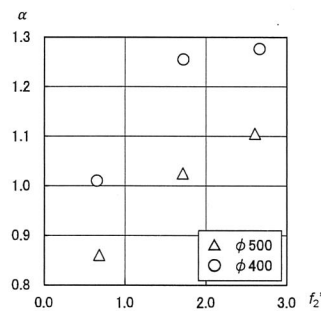


図 3-24  $\alpha$ - $f_2'$  関係

杭径による違いがあるものの, 補強筋量の増加に伴い概ね線形的に耐力が上昇する傾向が見られる. 杭径による差を解消するために,  $\alpha$  に  $\sqrt[m]{A_c/A_s}$  を乗じ,  $m$  を -2.0 ~ 2.0 程度で変化させた. 前項同様, 支承面積  $A_c$  は図 3-19(a) に示す杭全断面積を, 支圧面積  $A_s$  は図 3-19(b) に示す杭全断

面積から柱断面積を減じた面積  $A_{Np2}$  を採用する。  $m$  はマイナス側で直線に対するばらつきが小さいことが分かったため、  $m = -1.5, -1.0, -0.5$  の場合の  $\alpha \cdot \sqrt{A_c/A_s}$  と補強筋量  $f_2'$  の関係およびその決定係数  $R^2$  を図 3-25 に示す。 決定係数は  $m = -1.0$  で最大値を示しており、杭径にかかわらず線形性を有する関係で表されている。 この関係を最小二乗法による線形式で  $m = -1.0$  として求めると、耐力上昇率  $\alpha$  は次式で表される。

$$\alpha = (0.1 \cdot f_2' + 0.64) \cdot \frac{A_c}{A_s} \quad (3-12)$$

ここに、  $A_c$ : 支承面積 (杭全断面積) ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$ : 支圧面積 (杭全断面積から柱断面積を減じた面積,  $= A_{Np2}$ ) ( $\text{mm}^2$ )

軸耐力  $N_c$  は杭の圧縮耐力  $N_{p1}$  (式(3-1)) に耐力上昇率  $\alpha$  (式(3-12)) を乗ずるので、次式で表される。

$$N_c = (0.1 \cdot f_2' + 0.64) \cdot \frac{A_c^2}{A_s} \cdot c \cdot \sigma_B \quad (3-13)$$

表 3-16 に示すように、式(3-13)による軸耐力  $N_c$  は実験結果と良い対応を示している。 なお、杭の圧縮耐力の確保に必要な最小補強筋量は、式(3-12)が 1.0 となる場合で次式となる。

$$f_2' \geq 10 \cdot \frac{A_s}{A_c} - 6.4 \quad (3-14)$$

今回の試験体の  $f_2'$  の最小値は、 $\phi 500$  で  $1.56 \text{N/mm}^2$ 、 $\phi 400$  で  $0.42 \text{N/mm}^2$  となる。

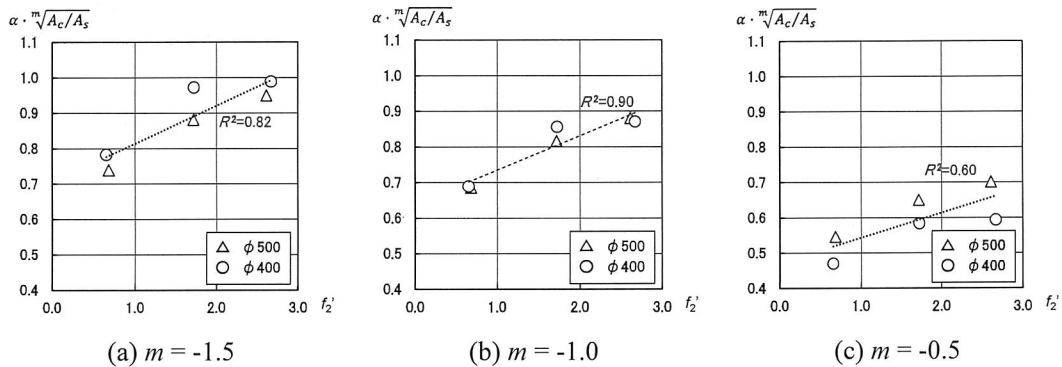


図 3-25  $\alpha \cdot \sqrt{A_c/A_s} - f_2'$  関係



### 3.6 まとめ

本章では、逆打ち工法において、CFT 柱および十字鉄骨柱が埋込まれた杭に対して、補強筋量と軸耐力の関係を明らかにするために、実験を実施した。

3.2 節では、CFT 柱および十字鉄骨柱を対象とした無筋の試験体について、3.3 節では、CFT 柱および十字鉄骨柱を対象とした高強度コンクリート杭で無筋の試験体について、実験を実施した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 無筋の試験体は付着破壊前までは高い剛性を示し、最大耐力到達後、脆性的な破壊を生じて急激な耐力低下を示す。
- 2) 十字鉄骨柱の場合、十分な埋込部耐力があれば、無筋でも、杭全断面積有効の圧縮耐力  $N_{p1}$  に達する。一方、CFT 柱で無筋の試験体では、杭全断面積から CFT 断面積を減じた面積を有効とする圧縮耐力  $N_{p2}$  で割裂破壊する。

3.4 節では、CFT 柱の埋込み先端近傍を旧来提案される方法<sup>3-2)</sup>を参考に補強配筋した試験体について、実験を実施した。以下に得られた結果を示す。

- 3) CFT 柱で鉄骨柱埋込み先端部分のみが補強配筋された試験体では、補強筋が配筋された範囲から下部の補強筋の無い箇所での支圧破壊が生じたため、杭全断面積の圧縮耐力には至らなかった。このときの最大耐力は、式(1-3)で支圧面積として杭全断面積から柱断面積を除いた面積を用いることで、精度よく算定できる。

3.5 節では、CFT 柱の場合に杭全長に補強配筋した試験体について実験を実施した。以下に得られた結果を示す。

- 4) CFT 柱に杭全長にわたり補強筋を配筋した試験体では、補強筋量や杭径にかかわらず、いずれの試験体も鉄骨柱埋込み先端直下近傍の杭の圧壊とそれに伴う支圧破壊で終局に至った。また、補強筋の増加とともに軸耐力が上昇し、補強筋による拘束効果を確認した。
- 5) 埋込み部分の圧縮耐力の耐力上昇率を、支圧面積と支承面積の比と補強筋量の関数により評価し、また、これに基づき、杭のコンクリートの圧縮耐力を確保するための補強筋量の算定式を提案した。

<参考文献>

- 3-1) Tetsu Usami, Takahiro Kei, Masamichi Aoki, Yoshio Hirai and Hidetoshi Ito: Axial Force Transmission from Steel Column to Cast-in-place Concrete Pile Head, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.66, No. 547, pp.105-112, 2001 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路, 平井芳雄, 伊藤栄俊:鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭頭部への軸力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, No.547, pp.105-112,2001  
(DOI:[https://doi.org/10.3130/aijs.66.105\\_3](https://doi.org/10.3130/aijs.66.105_3))
- 3-2) Kazuo Wakabayashi : Kenchiku Kozo to Seko no Setten, Gakugei Shuppansha, 1990 (in Japanese)  
若林嘉津雄:建築・構造と施工の接点, 学芸出版社, 1990.05
- 3-3) Architectural Institute of Japan : Standard for Structural Design and Construction of Prestressed Concrete Structures, Masuzen, 1998 (in Japanese)  
日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 丸善, 1998.11
- 3-4) Tetsu Usami, Takeshi Katayama and Yasuyoshi Miyauchi : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column, 60N/mm<sup>2</sup> Compression Strength Concrete Pile, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.63B, pp.579-586, 2017 (in Japanese)  
宇佐美徹, 片山丈士, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれたコンクリート杭頭部の軸耐力 -圧縮強度 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリート杭の場合, 構造工学論文集, 第 63B 巻, pp.579-586, 2017
- 3-5) Kunie Ikeuchi, Tetsu Usami and Yasuyoshi Miyauchi : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column No.4, No.5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures III, pp.1335-1338, 2020 (in Japanese)  
池内邦江, 宇佐美徹, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれた杭頭部軸耐力 その 4, その 5 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1335-1338, 2020
- 3-6) Architectural Institute of Japan :Design Recommendations for Composite Constructions, Masuzen, 2010 (in Japanese)  
日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 丸善, 2010
- 3-7) Tetsu Usami, Takahiro Kei and Masamichi Aoki: Bearing Strength of Concrete Pile Loaded by Axial Force from Steel Column, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.68, No. 572, pp.111-116, 2003 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路:鉄骨柱から軸力を受けるコンクリート杭の支圧耐力に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 68 巻, No.572, pp.111-116, 2003  
(DOI:[https://doi.org/10.3130/aijs.68.111\\_5](https://doi.org/10.3130/aijs.68.111_5))
- 3-8) Architectural Institute of Japan : Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete

Structure , Masuzen, pp.90-99, 1987 (in Japanese)

日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 丸善, pp.90-99, 1987

3-9) Iyengar, K. T. et al. :Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders,  
Magazine of Concrete Research (London), Vol.22, No.72, pp.173-184, 1970





## 第4章 被り厚および偏心の影響



#### 4.1 はじめに

近年の建物の大規模化に伴い、鉄骨柱が大断面化されるのに対し、杭のコンクリート圧縮強度を高強度化し杭断面を小さくする傾向があり、相対的に鉄骨柱に対する杭の被り厚が小さくなる傾向にある。また、鉄骨柱の建て込み精度は柱の傾斜角で管理するが、地下階の深度は大きくなるにつれ、芯ずれ許容値の絶対値が大きくなっており、杭に対する鉄骨柱の偏心が鉄骨柱埋込み部分の耐力に与える影響が懸念される。さらに、敷地や設計の条件により、計画上鉄骨柱心と杭心を一致できない場合があり、その影響も懸念される。そこで、鉄骨柱の杭に対する被り厚や偏心による影響についても、実験により検証、確認する。

## 4.2 被り厚の検証

杭のコンクリート圧縮強度が比較的低強度で鉄骨柱の被り厚(図 4-1 参照)を  $1.0D$  ( $D$ :鉄骨柱成)以上確保した場合の鉄骨柱埋込み部分の研究は第 1 章に示すとおり文献 4-1)や文献 4-2)で示されている。

鉄骨柱の建込みには、構真柱をコンクリート打設前に杭に建て込む先建て工法と、杭のコンクリート打設後に建て込む後建て工法がある。先建て工法では、トレミー管の納まりから鉄骨柱の被り厚がある程度必要となるが、一方で後建て工法では、トレミー管による制約がないことから、被り厚を小さくすることが可能である。これにより、従来は鉄骨柱の被り厚を  $1.0D$  以上確保していたが、工事の大規模化に伴い、鉄骨柱が大断面化されるのに対し、杭のコンクリート圧縮強度を高強度化し杭断面を小さくすることがあり、相対的に被り厚が小さくなる傾向にある。

一方、既往の研究<sup>4-3)</sup>では杭のコンクリート圧縮強度が  $60\text{N/mm}^2$  の場合を取り扱っているが、CFT 柱や十字鉄骨柱の累加耐力の評価等、捉えきれない耐力評価に関しては、今後の課題としており、さらに高強度コンクリートの場合の評価法の確立が要望される。

そこで、本節においては、鉄骨柱埋込み部分の耐力に関して付着とスタッドに着目し、鉄骨柱の被り厚(杭径)、コンクリート圧縮強度をパラメータとした実験を実施し、その耐力の評価を行った。本来杭は鉄骨柱埋込み長さより長いのが、ここでは鉄骨柱埋込み先端までを対象(図 4-1 参照)とした試験体で構造実験を実施した。

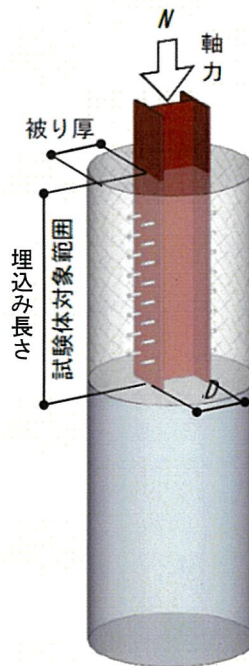


図 4-1 鉄骨柱埋込み部分



#### 4.2.1 実験概要

表 4-1 に試験体パラメーター一覧を、図 4-2 に試験体形状・寸法を示す。

パラメータは鉄骨柱断面形状、被り厚(杭径)、コンクリート圧縮強度、H 形鋼柱のウェブスタッドの有無とした。

鉄骨柱断面形状は□-200×200×12 (STKR400)の鋼管にコンクリートを充填した CFT 断面と H-200×200×8×12 (SS400)の H 形断面とした。鉄骨柱埋込み長さは  $4D$  (800mm,  $D$ :鉄骨柱成)とした。鉄骨柱埋込み先端にはスタイロフォームあるいはウレタンシートを貼付し、埋込み先端に反力(支圧力)が作用しないようにした。CFT 柱の充填コンクリートの強度は  $80\text{N/mm}^2$ とした(材料試験による圧縮強度  $79.8\text{N/mm}^2$ )。杭は無筋の円形にモデル化し、杭径は被り厚が  $1.0D$  となる標準的な  $\phi=600\text{mm}$  に対して、 $0.75D$  となる  $\phi=500\text{mm}$ 、 $0.5D$  となる  $\phi=400\text{mm}$  に設定した。打設したスタッドは  $400\text{N/mm}^2$  級のもので、長さ  $L$  と軸径  $d$  の比は B-E0 シリーズおよび H-E0 シリーズで 5.0, B4S-CB6・B4S-H6 で 5.3 ( $L/d \geq 4.0$ )<sup>4)</sup>とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>4)</sup>を満足するように配置した。杭の基本となるコンクリート圧縮強度は  $27\text{N/mm}^2$ とし、それに加えて、高強度コンクリートとして  $60\text{N/mm}^2$ を採用した。

杭部分のコンクリートに使用した粗骨材は、スケール効果(試験体の縮尺 1/4 から 1/3 程度)を考慮して最大寸法 13mm の砕石を使用した。鋼材の機械的性質を表 4-2 に、コンクリートの圧縮強度は表 4-3 に示す。

載荷方法は第 2 章と同じであり、3MN, 20MN 載荷試験機を用いて、単調載荷で行った。

表 4-1 試験体パラメーター一覧

試験体名	鉄骨柱断面	コンクリート 設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	杭径 (mm)	被り厚 ( $D$ :鉄骨柱成)
B-E0-C4	CFT ( $F_c 80$ ) □-200×200×12	27	$\phi 400$	$0.5D$
B-E0-C5			$\phi 500$	$0.75D$
B-E0-C6			$\phi 600$	$1.0D$
B4S-CB6 <sup>*1</sup>		60		
H-E0-C4	H 形鋼 H-200×200×8×12	27	$\phi 400$	$0.5D$
H-E0-C5			$\phi 500$	$0.75D$
H-E0-C6			$\phi 600$	$1.0D$
B4S-H6 <sup>*1</sup>		60		

\*1 文献4)3)参照

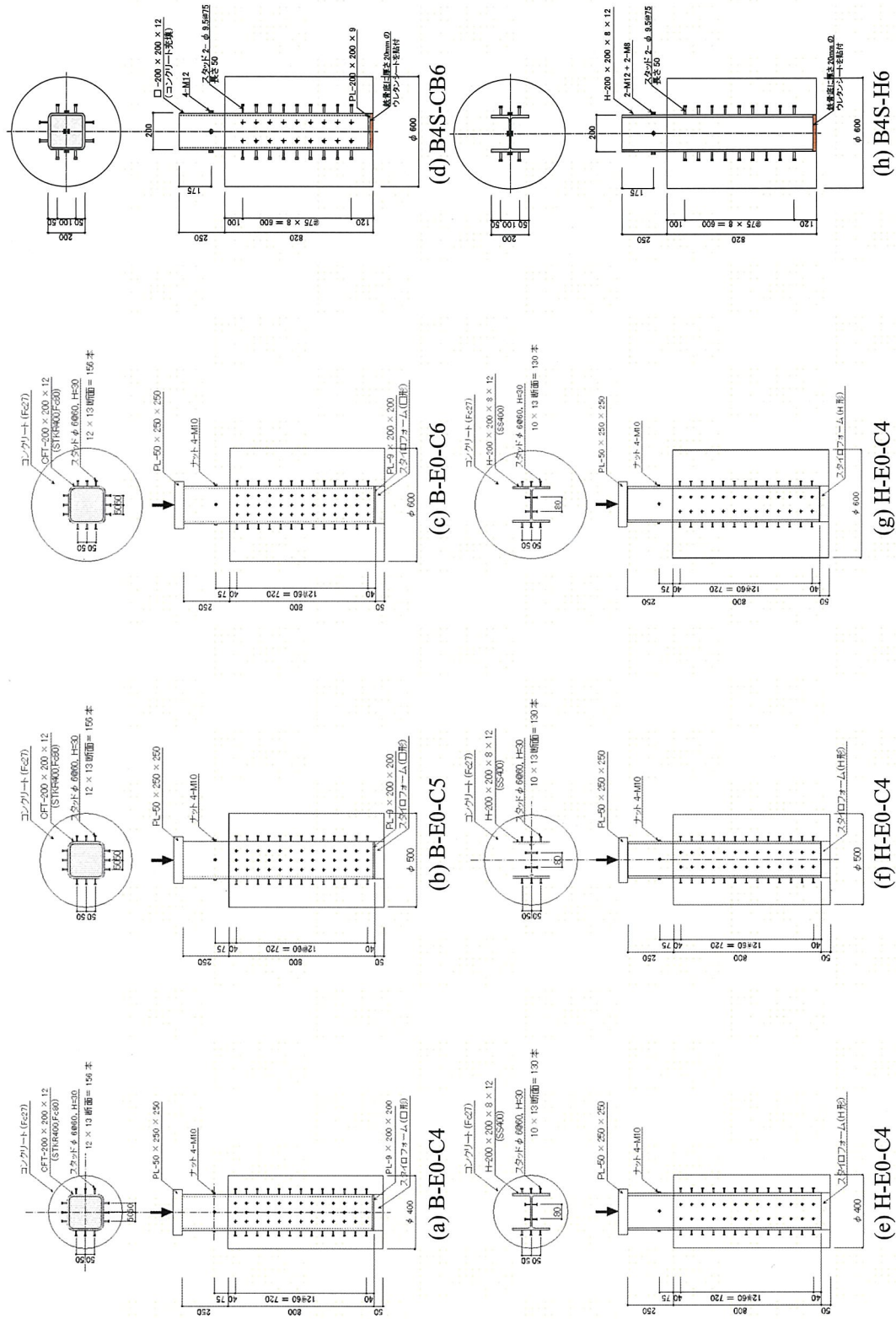


図 4-2 試験体形状・寸法

表 4-2 鋼材の機械的性質

鉄骨柱断面	鋼種	板厚 (mm)	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $e$ (%)	対象試験体
□-200×200×12	STKR400	12.0	423	493	19.1	B-E0-C4, B-E0-C5, B-E0-C6 B4S-CB6
			495	575	31.2	
H-200×200×8×12	SS400	12.0	322	485	27.2	H-E0-C4, H-E0-C6
		8.0	341	495	24.3	
		12.0	281	455	27.6	H-E0-C5
		8.0	312	463	26.9	
		12.0	401	562	25.0	B4S-H6
		8.0	448	583	21.2	

表 4-3 杭コンクリートの機械的性質

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
B-E0-C4	30.0	29,100
B-E0-C5		
B-E0-C6		
B4S-CB6	62.0	39,900
H-E0-C4	31.2	29,800
H-E0-C5		
H-E0-C6		
B4S-H6	62.5	40,800

#### 4.2.2 実験結果

各試験体の最終破壊状況を写真 4-1 に、最終破壊時のひび割れ図を図 4-3 に示す。

いずれの試験体も、杭に縦方向の割裂を生じて終局に至った。加力終了後に観察すると、スタッドにせん断変形が見られた。

CFT 柱では、被り厚の最短距離となるコーナー位置での割裂ひび割れではなく、角形鋼管のフランジに直交する位置に割裂ひび割れが生じた。これは、角形鋼管に打設したスタッドによる応力伝達が付着による応力伝達に比べ卓越し、また、スタッドによる断面欠損およびスタッド先端からの被り厚さがコーナー部の被り厚さとほぼ同じであったことによる。

一方、H 形鋼柱の試験体でフランジおよびウェブにスタッドを打設した試験体では、フランジ先端のコーナー部またはフランジに直交する位置に割裂ひび割れが生じた。これに対して、ウェブにスタッドが無く、フランジのみにスタッドを打設した試験体(高強度コンクリートの B4S-H6)では、フランジに直交する位置に割裂ひび割れが生じた。この違いは、フランジおよびウェブにスタッドを打設した試験体では、CFT 柱と条件が同じであると思われるが、H 形鋼柱の断面全体に圧縮応力が作用し、フランジ先端の鋭利なコーナー部が、ポアソン効果により被りコンクリートを割り裂くように作用したためと思われる。ウェブにスタッドがある試験体では、CFT 柱と同様に、フランジに打設したスタッドによる応力伝達が卓越したため、フランジに直交する 2 方向に割裂したものと思われる。

最大耐力到達後、急激に耐力低下して終局状態に達したため、図 4-3 の最終破壊時のひび割れはひび割れ幅に若干の差はあるものの、実験終了時のひび割れ位置に差はない。写真 4-1 では杭下部より上部の方がひび割れ幅は大きいですが、これは、杭下部には、載荷荷重による摩擦力が作用し、変形が拘束されたためである。

図 4-4 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱のコンクリート杭へのめり込み変位を示す。めり込み変位は図 4-4 (c)挿入図に示すとおり、4 点の平均値とする。図 4-4 の微小変位時を拡大した図 4-5 の図中の▼は、付着破壊が生じた時点を示し、荷重-変位関係において、最初に耐力低下あるいは変位が急増した時点を付着破壊時の耐力とした。表 4-4 に実験結果の付着耐力を示す。

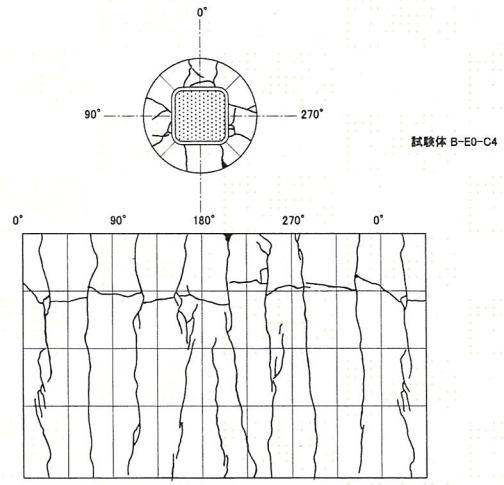
いずれの試験体も、付着破壊前までは高い剛性を示している。CFT 柱の試験体では、明瞭に付着耐力を確認できたが、H 形鋼柱の試験体では、明瞭に付着耐力を確認できないものがあった。付着破壊後は剛性が低下しながら、徐々に耐力上昇した。この際、数回にわたり材軸方向にひび割れを生じ、最大耐力到達と同時にコンクリート杭に割裂を生じ、急激に耐力低下した。

H 形鋼柱の試験体では被り厚が大きくなると付着耐力もわずかに増大する傾向が見られるが、CFT 柱の試験体では被り厚との関係性はみられない。しかしながら、大局的には付着耐力の差異は最大耐力に比べ小さく、被り厚の影響は小さい。一方、鉄骨柱形状にかかわらず最大耐力は被り厚が小さくなると低下する。

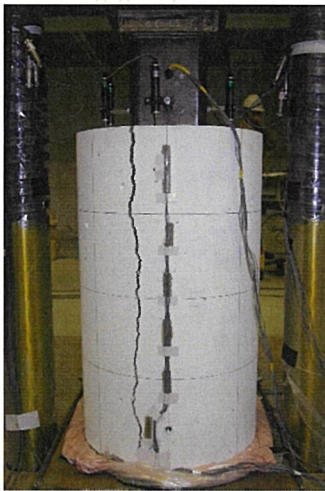




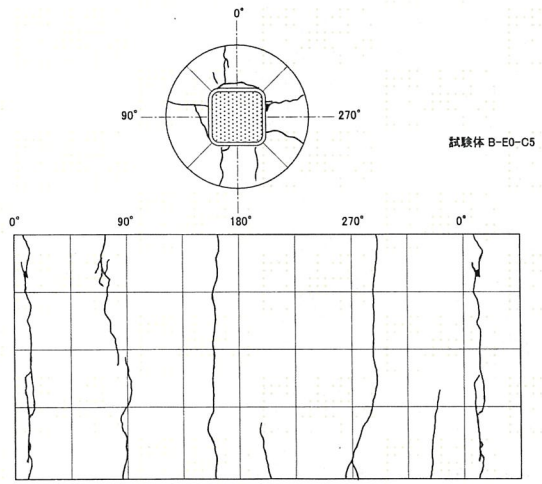
(a) B-E0-C4



(a) B-E0-C4



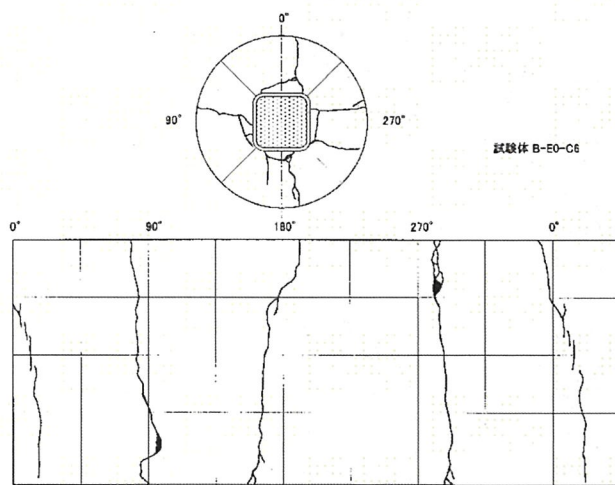
(b) B-E0-C5



(b) B-E0-C5



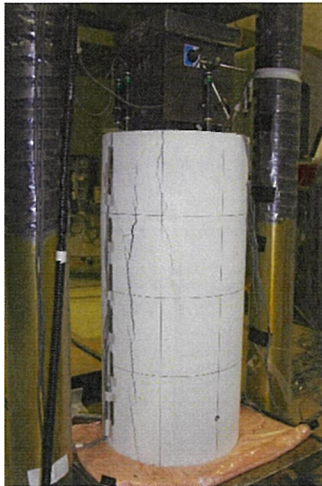
(c) B-E0-C6



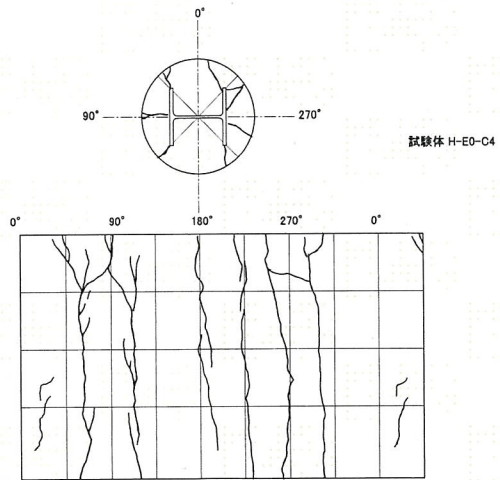
(c) B-E0-C6

写真 4-1-1 最終破壊状況 (CFT 柱)

図 4-3-1 ひび割れ図 (CFT 柱)



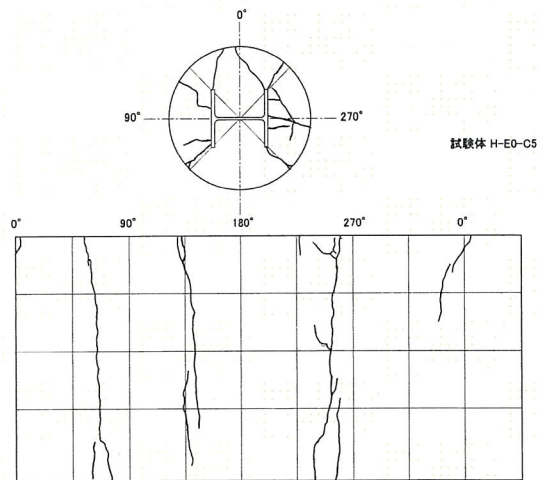
(a) H-E0-C4



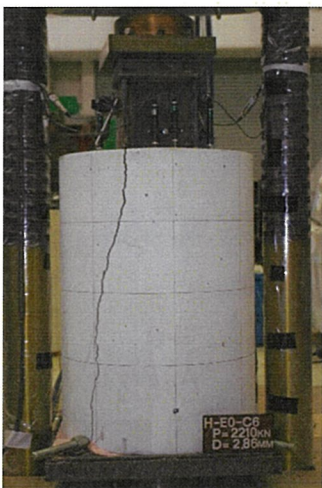
(a) H-E0-C4 (ウェブスタッドあり)



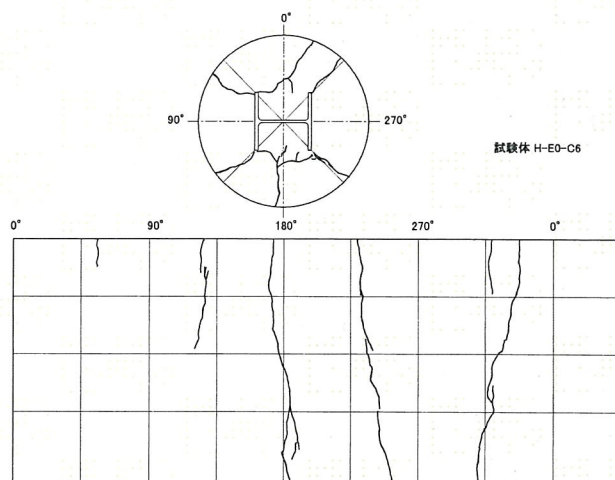
(b) H-E0-C5



(b) H-E0-C5 (ウェブスタッドあり)



(c) H-E0-C6

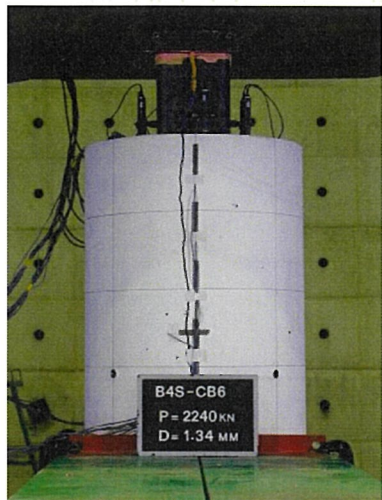


(c) H-E0-C6 (ウェブスタッドあり)

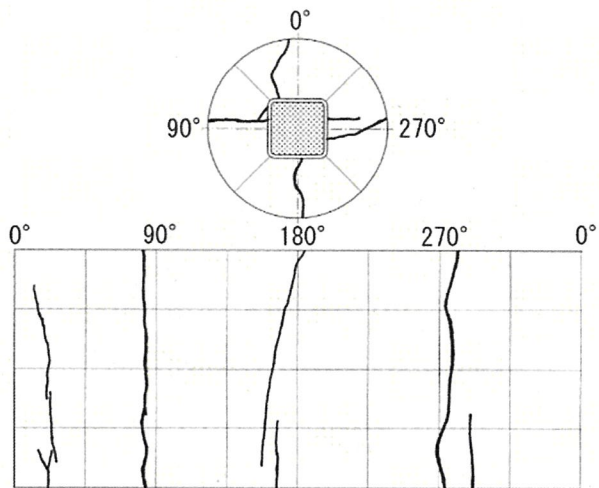
写真 4-1-2 最終破壊状況 (H形鋼柱)

図 4-3-2 ひび割れ図 (H形鋼柱)

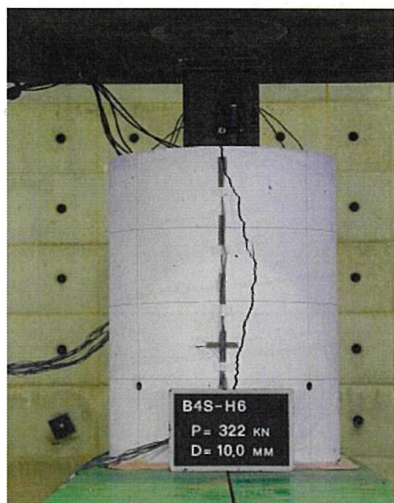




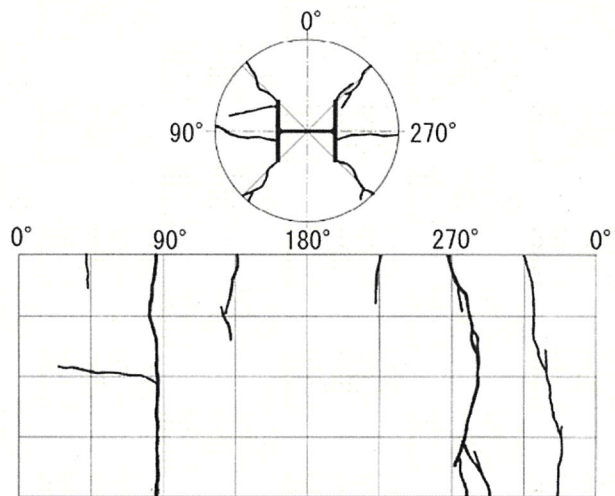
(a) B4S-CB6



(a) B4S-CB6



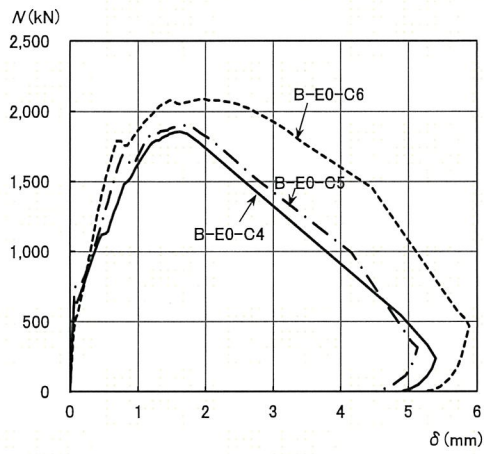
(b) B4S-H6



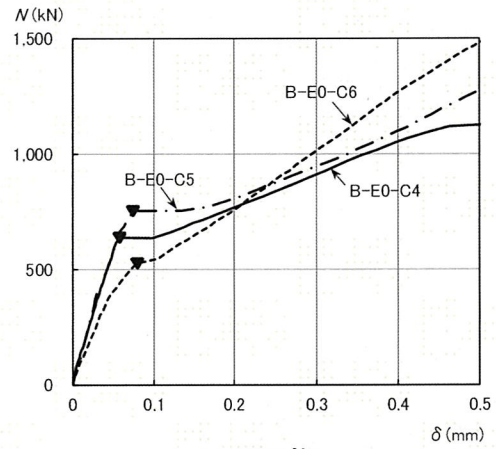
(b) B4S-H6(ウェブスタッド無し)

写真 4-1-3 最終破壊状況  
(高強度コンクリート)

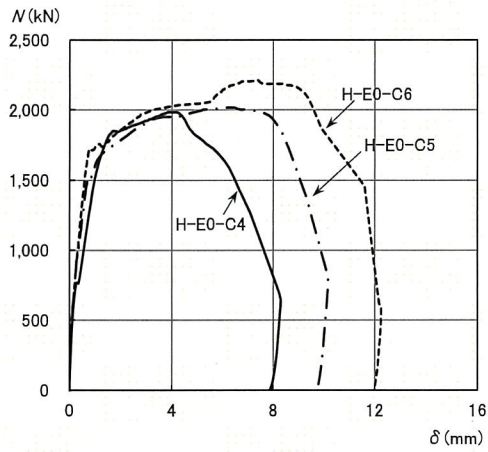
図 4-3-3 ひび割れ図(高強度コンクリート)



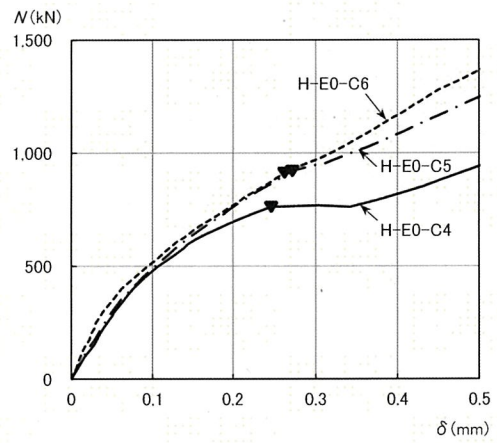
(a) CFT柱



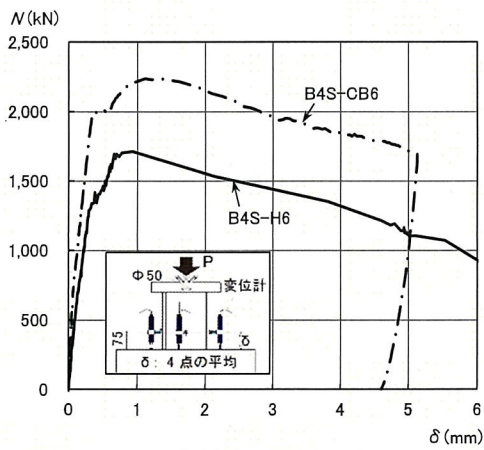
(a) CFT柱



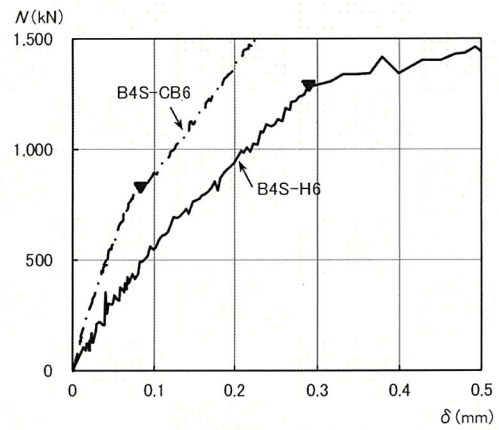
(b) H形鋼柱



(b) H形鋼柱



(c) 高強度コンクリート



(c) 高強度コンクリート

図 4-4 荷重-変位関係

図 4-5 荷重-変位関係 (初期部分の拡大)  
における付着破壊荷重



#### 4.2.3 被り厚について考慮すべき内容

支圧による応力伝達が無く被り厚が十分に確保されていれば、鉄骨柱埋込み部分の破壊は付着破壊後スタッド耐力  $N_{st}$  で決まり、その際の最大耐力  $N_s$  はスタッド耐力と既往の研究<sup>4-2)</sup>により示された残存する付着力  $0.45 \cdot N_f$  ( $N_f$  は付着耐力で文献 4-3), 4-4) 参照) との累加で、式(4-1)で表される。

$$N_s = 0.45 \cdot N_f + N_{st} \quad (4-1)$$

ここに、 $N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a$  (1-1)再掲

$l_f$  : 有効付着長さ (mm)

H 形鋼柱 : 埋込み長さの全長

CFT 柱で高強度コンクリート : 埋込み長さ全長

CFT 柱で普通コンクリート : 埋込み長さの 1/2

$\psi$  : 有効付着周長 (鉄骨外周長) (mm)

$\tau_a$  : 平均付着応力度 (=  $k_B \cdot c\sigma_B$ )

$k_B$  : 鉄骨柱の断面形状に応じて求まる係数

H 形鋼柱 :  $k_B = 0.027$

CFT 柱で普通コンクリート :  $k_B = 0.069$

CFT 柱で高強度コンクリート :  $k_B = 0.021$

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c}, \text{ ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2)\text{再掲}$$

$n_e$  : スタッドの有効本数 (本パラメータでは全数) (本)

$a_s$  : スタッドの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_u$  : スタッドの引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

一方、被り厚が小さくなると割裂破壊を生じ易くなる。図 4-6 (a)に割裂破壊のモデルを示す。実験による破壊状況から、CFT 柱と H 形鋼柱では割裂線 (割裂面積) が異なることが分かった。CFT 柱の場合、スタッドがあることで、最短距離のコーナー部から斜めひび割れが発生するのではなく、角形鋼管のフランジに直交する方向に割裂ひび割れが発生した。

これに対して、H 形鋼柱では同図に示すように、スタッドの配置の違いにより割裂線が異なるものとした。この面積に割裂の引張応力度  $\sigma_{sp}$  (以後、割裂応力度) を乗じて割裂破壊耐力  $N_{sp}$  を求めることにした。

試験体コンクリート杭表面の軸方向歪分布は平面的に 2 箇所 (2 列) で計測しており、その一例を図 4-7 に示す。試験体下端に向かい歪が大きくなる分布となっているので、軸方向歪が大きくなると横方向歪も大きくなることが分かっていることから<sup>4-4)</sup>、周方向歪も同様の傾向にあると考えた。载荷初期は、付着抵抗により歪分布が曲線を描いているが、最終的には三角形分布に近づいている。そこで図 4-6 (b)に示すように三角形の割裂応力度分布 (赤線) を想定し、割裂破壊耐力  $N_{sp}$

を次式とした。なお、図 4-6 (b)の青破線は図 4-7 の最大耐力時軸方向歪分布形状(●印)を示す。

$$N_{sp} = b_{sp} \cdot l \cdot \frac{\sigma_{sp}}{2} \quad (4-2)$$

ここに、 $b_{sp}$  : 割裂幅 (図 4-6 (a)の赤破線の合計) (mm)

$l$  : 埋込み長さ (mm)

$\sigma_{sp}$  : 割裂応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

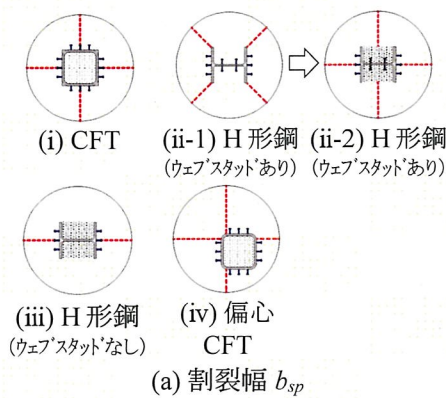


図 4-6 割裂破壊モデル

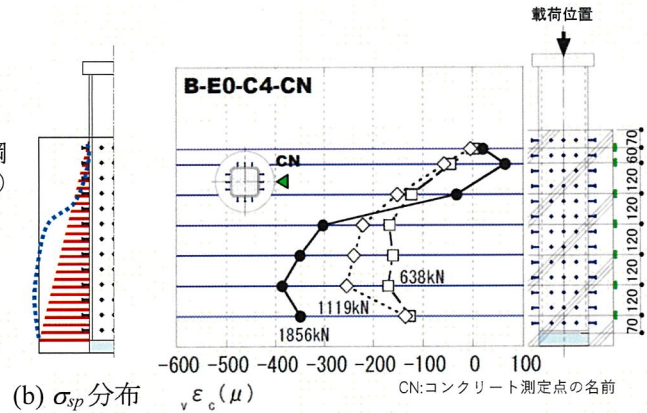


図 4-7 コンクリート杭の軸方向歪分布

図 4-8 は実験による荷重-変位関係の模式線と式(4-1)~(4-2)との関係を示すが、被り厚を考慮した鉄骨柱埋込み部分の破壊耐力  $N_{max}$  は次式で表される。

$$N_{max} = \min(N_s, N_{sp}) \quad (4-3)$$

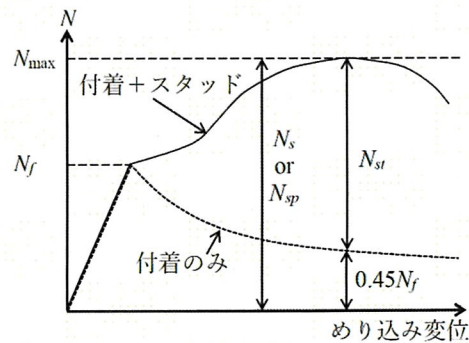


図 4-8 荷重-変位関係と耐力式

割裂破壊耐力  $N_{sp}$  を実験値の最大耐力  $eN_{max}$  として式(4-2)の割裂応力度  $\sigma_{sp}$  を逆算して求めた結果を表 4-4 に示す。  $\sigma_{sp}$  は 11.6N/mm<sup>2</sup> から 6.53N/mm<sup>2</sup> となり、被り厚が小さくなるにつれ  $\sigma_{sp}$  は大きくなる傾向にある。

一方、図 4-6(a)のうち H 形鋼柱でウェブにスタッドがある場合のフランジ端部より斜め 45 度方向に割裂が生じるモデル(ii-1)を想定した割裂幅  $b_{sp}$  を用いて割裂応力度  $\sigma_{sp}$  を計算した結果を表 4-4 括弧内に示す。この場合、H 形鋼柱は CFT 柱に比べて  $\sigma_{sp}$  の値が大幅に大きくなっている。しかし、

表 4-4 対象試験体一覧および実験結果と算定耐力の比較

試験体名称	鉄骨柱断面				杭				有効付着周長 $\psi$ (mm)	有効付着長さ $l_f$ (mm)	付着応力度比 $k_B$	スタッド	
	杭径 (mm)	被り厚 (D:鉄骨柱径)	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	径・本数 (本)	引張強さ $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )							
B-E0-C4	φ400	0.5D	30.0	29,100	φ6・156	543							
B-E0-C5		0.75D											
B-E0-C6		1.0D											
B4S-CB6	φ600	1.0D	62.0	39,900	φ9.5・72	465							
H-E0-C4	φ400	0.5D	31.2	29,800	φ6・130	543							
H-E0-C5	0.75D												
H-E0-C6	1.0D												
B4S-H6	φ600	1.0D	62.5	40,800	φ9.5・36	465							

試験体名称	実験値				計算値 $N_{max}$ (kN)				実験値	
	付着耐力 $eN_f$	最大耐力 $eN_{max}$ (kN)	割裂幅 $b_{sp}$ (mm)	割裂応力度 $\sigma_{sp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着耐力 $N_f$	スタッド耐力 $N_{st}$	累加耐力 式(4-1) $N_s$	割裂耐力 式(4-2) $N_{sp}$	$eN_{max}/N_{max}$	計算値 $eN_{max}/N_{max}$
B-E0-C4	638	1,856	400	11.6	611	2,026	2,301	1,882	0.99	0.99
B-E0-C5	754	1,901	600	7.92	611	2,026	2,301	2,026	0.94	0.94
B-E0-C6	526	2,088	800	6.53	611	2,026	2,301	2,170	0.96	0.96
B4S-CB6	828	2,240	800	7.00	769	2,373	2,719	3,119	0.82	0.82
H-E0-C4	763	1,986	400 (283)*	12.4 (14.6)*	750	1,743	2,080	1,920	1.03	1.03
H-E0-C5	921	2,018	600 (424)*	8.41 (9.9)*	750	1,743	2,080	2,066	0.98	0.98
H-E0-C6	946	2,213	800 (566)*	6.92 (8.29)*	750	1,743	2,080	2,213	1.00	1.00
B4S-H6	1288	1,710	400	10.7	1503	1,187	1,863	1,566	1.09	1.09

\* ( )内は割裂幅 $b_{sp}$ を図4-6(a), (ii-1)とした場合, ( )外は(ii-2)とした場合



コンクリート圧縮強度と被り厚が同じ場合、柱形状にかかわらず $\sigma_{sp}$ が同じ値になると想定すると、CFT柱とH形鋼柱の最大耐力実験値がほぼ同じ値であることから、H形鋼柱の割裂幅はCFT柱の割裂幅と近い値になると考えられる。これは、鉄骨柱周辺のコンクリート体積はCFT柱とほぼ同じになり、H形鋼柱がウェブにスタッドがあることで、フランジで結ばれる形状でコアを形成したことによると考えられる(図4-6(a)(ii-2)網掛け部分)。割裂破壊には鉄骨柱周辺のコンクリート体積の影響が大きいと考えられる。以上から、ここではH形鋼柱の割裂幅にCFT柱と同じ幅であるモデル(ii-2)を採用することにした(表4-4参照)。これにより、被り厚が同じ場合は、H形鋼柱の割裂応力度をコンクリート圧縮強度で無次元化した $\sigma_{sp}/\sqrt{c\sigma_B}$ はCFT柱に近い値となる。

H形鋼柱の試験体でフランジのみにスタッドを打設した試験体の割裂破壊モデルは、図4-6(iii)に示すように、フランジに直交する方向に割裂が生じるモデルとした。これは、高強度コンクリートの試験体B4S-H6の最終破壊状況に従ったものであり、計算の結果、 $\sigma_{sp}/\sqrt{c\sigma_B}$ は1.35となり、他の試験体と同程度となった。

表4-4の網掛けは、式(4-3)を決定付ける破壊耐力を表す。割裂破壊耐力式(4-2)で耐力が決まった試験体を対象として、図4-9に割裂応力度 $\sigma_{sp}$ と被り厚 $c$ の関係を示す。図の縦軸は割裂応力度をコンクリート圧縮強度で無次元化したもの、横軸は鉄骨柱成を被り厚で除したものである。割裂応力度 $\sigma_{sp}$ は、被り厚が小さくなるほど高くなる傾向があり、縦軸の割裂応力度はコンクリート引張強度と相関があると考え、圧縮強度の平方根により無次元化した。概ね線形性を示すことから、最小二乗法により $\sigma_{sp}$ を $D/c$ で表す。

$$\frac{\sigma_{sp}}{\sqrt{c\sigma_B}} = 0.910 \cdot \frac{D}{c} + 0.328 \quad \text{ただし, } c > 0.5D \quad (4-4)$$

ここに、 $\sigma_{sp}$ :割裂応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$ :コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$ :鉄骨柱成 (mm)

$C$ :被り厚

$$c = (R - D) / 2$$

$R$ :杭径 (mm)

式(4-2)の割裂破壊耐力 $N_{sp}$ は式(4-4)の割裂応力度 $\sigma_{sp}$ を用いることにより求められる。表4-4の網掛けで示す最大耐力の計算値は実験値と良い対応を示している(実験値/計算値=0.82~1.09)。

なお、図4-6に示された破壊モデルのような破壊が本実験で確認されている。図4-3(c)においてモデル(ii-2)の破壊が確認できないのは、破壊モードが異なる、すなわち、割裂破壊で最大耐力が決まらないためと考えられる。

以上より、鉄骨柱埋込み部分の軸耐力は式(4-4)により割裂破壊を考慮することにより被り厚の影響を評価可能である。



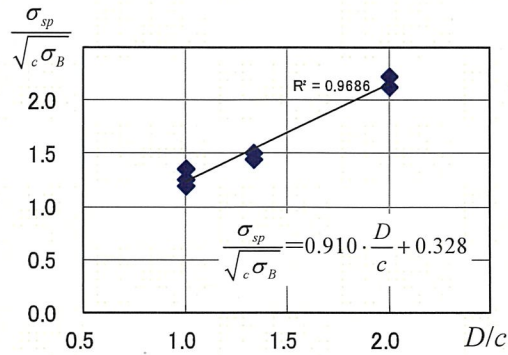


図 4-9 割裂応力度と被り厚の関係

#### 4.2.4 被り厚に対する実用上の扱い

前項には被り厚の考慮が必要であるが、文献 4-6)でも言及しているとおり、鉄骨柱の下部にコンクリートがある場合には下部コンクリートによる拘束効果が発揮され、埋込み部分の割裂で決まらない。例えば、図 3-3 に示す B4SF-B5 の実験による最大耐力が 2,500kN 程度であるのに対し、割裂耐力の計算値は 1,500kN 程度であり、実験値の方が十分に大きく、割裂の影響は受けない<sup>4-6)</sup>。すなわち、一般的な本設杭に構真柱を建て込むような場合においては、被り厚の影響を考慮する必要はない。ただし、本実験のように鉄骨柱の下部に杭が無いあるいは一定以上の長さが無い状況で付着耐力とスタッドせん断耐力の累加耐力が十分に確保でき、鉄骨柱埋込み部分で割裂破壊を生じる場合には、被り厚の考慮が必要となる。既往の実験結果を考慮すると、杭径 $\phi=600\text{mm}$  に対して 1,000mm あれば割裂破壊が先行しないことから、式(4-2)の検討は鉄骨柱下部の杭長さが杭径  $R$  の 1.67 倍未満 ( $1,000/600=1.67$ ) を条件とする(図 4-10 参照)。

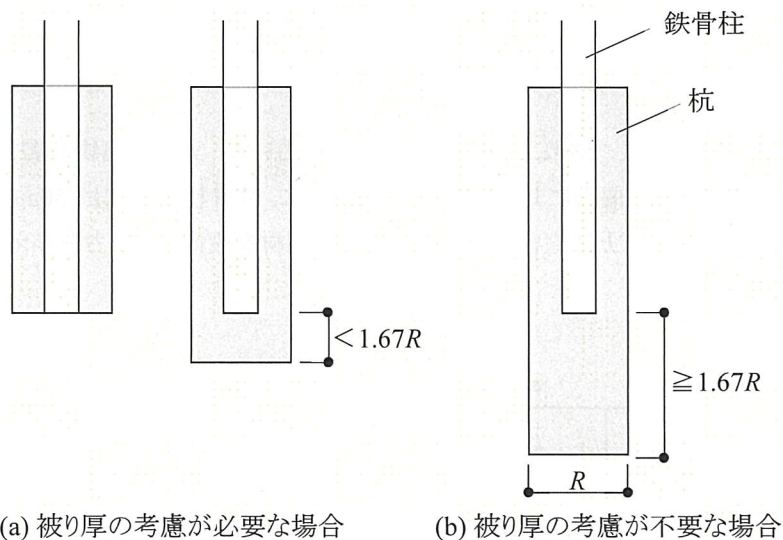


図 4-10 鉄骨埋込み部分の耐力への被り厚の考慮の要否

### 4.3 偏心の検証

逆打ち工法では、施工上ある程度鉄骨柱心と杭心のずれを許容している。建て込み精度は柱の傾斜角で管理するが、近年の建物の大規模化に伴い、地下階の深度が大きくなっているため、芯ずれ許容値の絶対値が大きくなっており、偏心が鉄骨柱埋込み部分の耐力に与える影響が懸念される。さらに、敷地や設計の条件により、計画上鉄骨柱心と杭心を一致できない場合があり、その影響も懸念される。

そこで、本節においては、鉄骨柱埋込み部分の耐力に関して付着とスタッドに着目し、鉄骨柱の偏心量、コンクリート圧縮強度をパラメータとした実験を実施し、その耐力の評価を行った。本来杭は鉄骨柱埋込み長さより長いですが、ここでは鉄骨柱埋込み先端までを対象(図 4-1 参照)とした試験体で構造実験を実施した。

#### 4.3.1 実験概要

表 4-5 に試験体パラメータ一覧を、図 4-11 に試験体形状・寸法を示す。

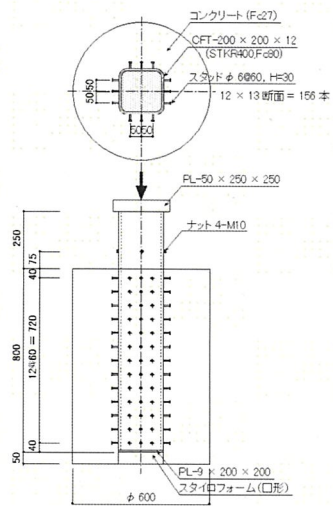
CFT 柱、H 形鋼柱の試験体 B-E0-C6、H- E0-C6 を、鉄骨柱と杭の偏心がない基本試験体として、偏心量をパラメータとした。杭径は被り厚が  $1.0D$  となる標準的な  $\phi=600\text{mm}$  とし、偏心量は  $50\text{mm}$  と  $100\text{mm}$  を設定した。鉄骨柱断面形状は  $\square\text{-}200\times 200\times 12$  (STKR400)の鋼管にコンクリートを充填した CFT 断面(充填コンクリートの材料試験による圧縮強度  $79.8\text{N/mm}^2$ )と  $\text{H-}200\times 200\times 8\times 12$  (SS400)の H 形断面とした。CFT 柱の、鉄骨柱埋込み長さは  $4D$  ( $800\text{mm}$ )とした。打設したスタッドは  $400\text{N/mm}^2$  級のもので、長さ  $L$  と軸径  $d$  の比は  $5.0$  ( $L/d\geq 4.0$ )<sup>4-4)</sup>とし、ピッチ・ゲージ、コンクリートの被り厚は日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説<sup>4-4)</sup>を満足するように配置した。鉄骨柱埋込み先端にはスタイロフォームを貼付し、埋込み先端に反力が作用しないようにした。

杭部分のコンクリートに使用した粗骨材は、スケール効果(試験体の縮尺  $1/4$  から  $1/3$  程度)を考慮して最大寸法  $13\text{mm}$  の砕石を使用した。鋼材の機械的性質を表 4-6 に、コンクリートの機械的性質を表 4-7 に示す。

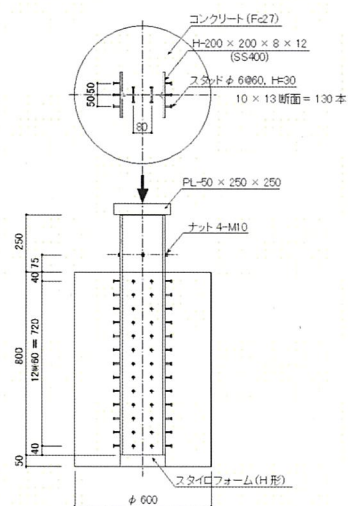
載荷方法は第 2 章と同じであり、 $3\text{MN}$  載荷試験機を用いた。実際の建物の場合には鉄骨柱心が加力心となるが、ここでは、偏心による影響を与えるために、鉄骨柱上部には  $50\text{mm}$  の鋼板を取付け、さらにその上部の杭心上に直径  $50\text{mm}$  の円形の鋼材を設置し、軸力を与えた(図 4-11, 図 4-13(b)挿絵参照)。

表 4-5 試験体パラメータ一覧

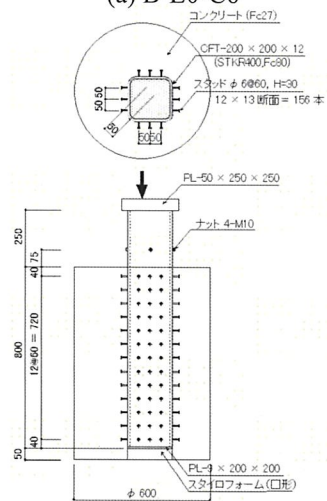
試験体名	鉄骨柱断面	杭径 (mm)	偏心距離 $e$ (mm)
B-E0-C6	CFT	$\phi 600$	0
B-E5-C6	(STKR400, $F_c 80$ )		50
B-E10-C6	$\square\text{-}200\times 200\times 12$		100
H-E0-C6	H形鋼		0
H-E5-C6	(SS400)		50
H-E10-C6	$\text{H-}200\times 200\times 8\times 12$		100



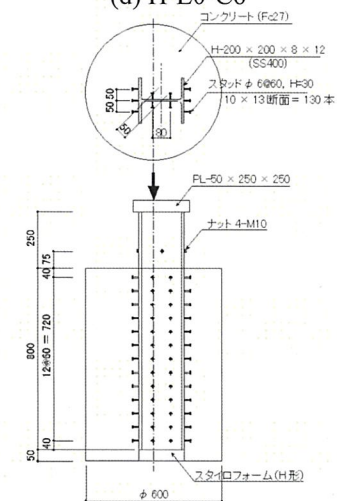
(a) B-E0-C6



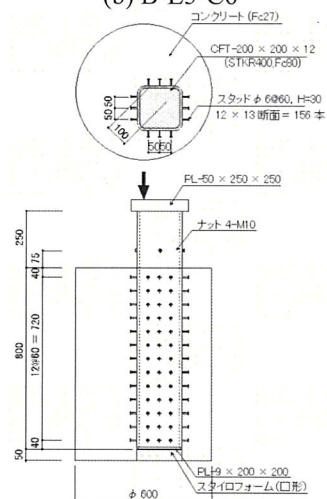
(d) H-E0-C6



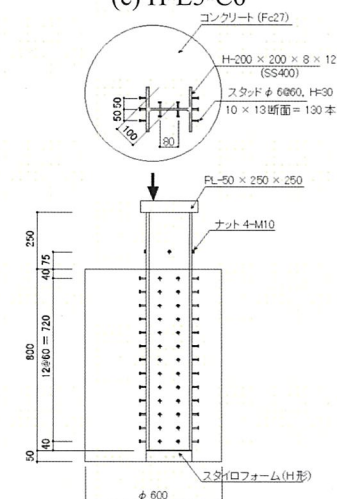
(b) B-E5-C6



(e) H-E5-C6



(c) B-E10-C6



(f) H-E10-C6

図 4-11 試験体形状・寸法



表 4-6 鋼材の機械的性質

鉄骨柱断面	鋼種	板厚 (mm)	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $e$ (%)	対象試験体
□-200×200×12	STKR400	12.0	423	493	19.1	B-E0-C6
			399	467	24.8	B-E5-C6, B-E10-C6
H-200×200×8×12	SS400	12.0	322	485	27.2	H-E0-C6, H-E10-C6
		8.0	341	495	24.3	
		12.0	281	455	27.6	H-E5-C6
		8.0	312	463	26.9	

表 4-7 杭コンクリートの機械的性質

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
B-E0-C6	30.0	29,100
B-E5-C6		
B-E10-C6		
H-E0-C6	31.2	29,800
H-E5-C6		
H-E10-C6		

#### 4.3.2 実験結果

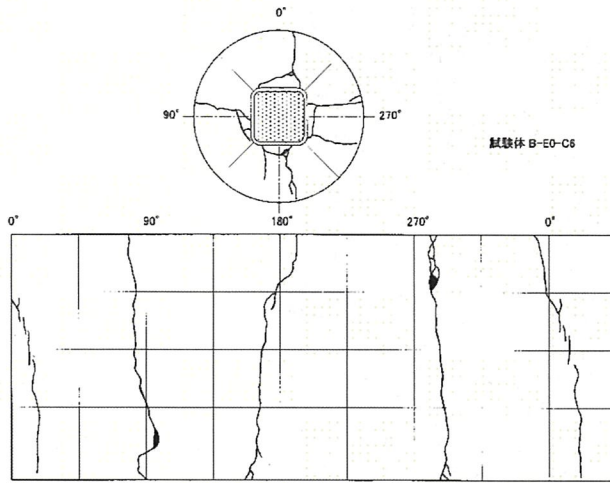
各試験体の最終破壊状況を写真 4-2 に、最終破壊時のひび割れ図を図 4-12 示す。いずれの試験体も、スタッドのせん断破壊（スタッドはせん断変形）に伴い、杭に割裂を生じて終局に至った。偏心のない試験体では、杭の割裂に伴うひび割れが均一に生ずるのに対して、偏心がある試験体では杭の被り厚が小さくなる側にひび割れが集中する傾向にあり、またひび割れも傾斜したものが多く見られた。写真 4-2 ではこれは、杭下部より上部の方がひび割れ幅は大きいですが、これは、杭下部には、載荷荷重による摩擦力が作用し、変形が拘束されたためである。

図 4-13 に各試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸は載荷荷重を、横軸は鉄骨柱の杭へのめり込み変位を示す。偏心量が大きくなるに伴い最大耐力は小さくなった。なお、H形鋼柱で偏心が最も大きい試験体 H-E10-C6 では、最大耐力に至る前に加力点の H 形鋼柱のフランジが座屈したため、最下を中止した。





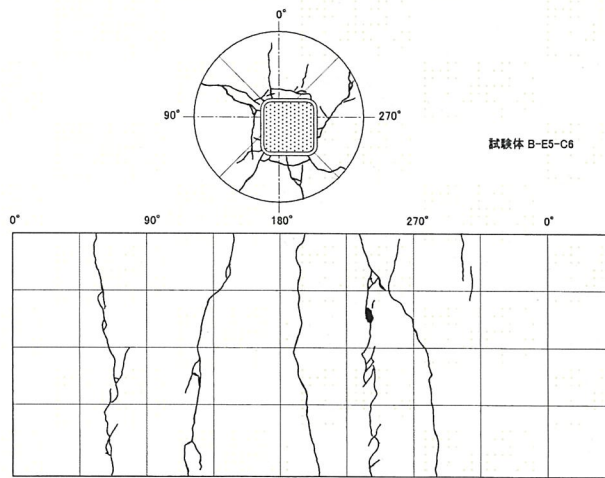
(a) B-E0-C6



(a) B-E0-C6



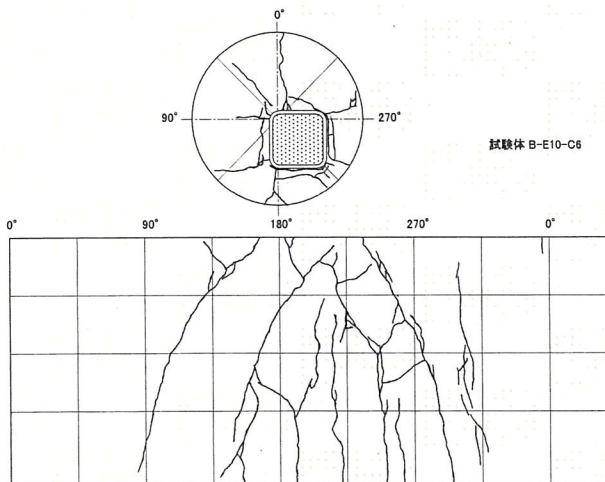
(b) B-E5-C6



(b) B-E5-C6



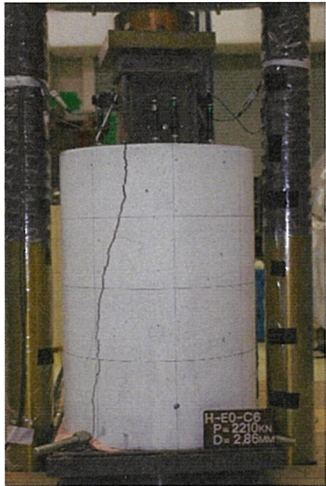
(c) B-E10-C6



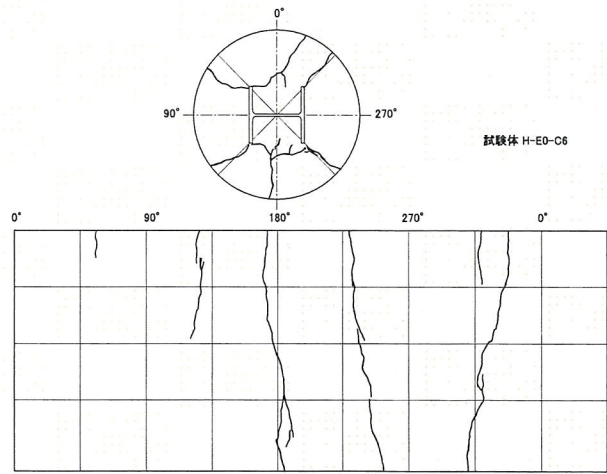
(c) B-E10-C6

写真 4-2-1 最終破壊状況 (CFT 柱)

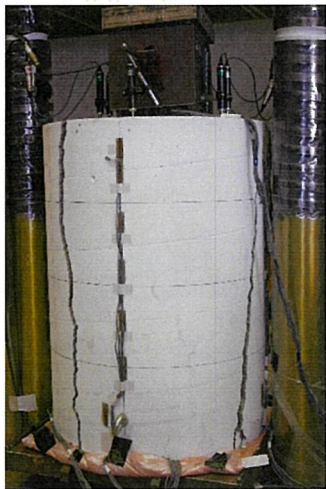
図 4-12-1 ひび割れ図 (CFT 柱)



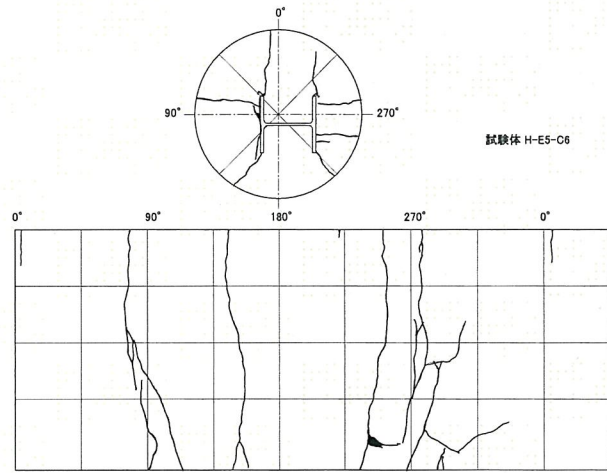
(a) H-E0-C6



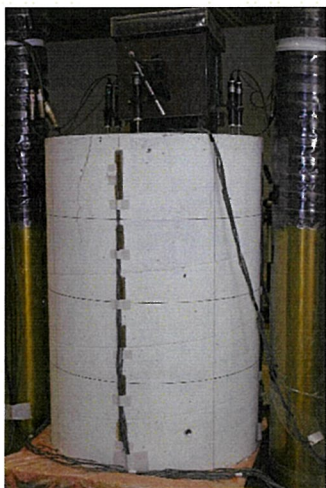
(a) H-E0-C6



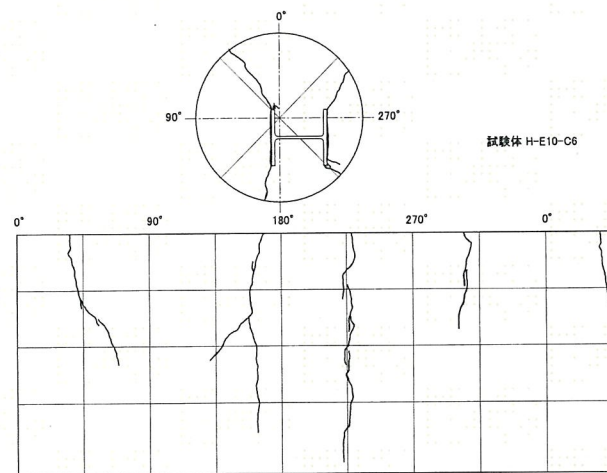
(b) H-E5-C6



(b) H-E5-C6



(c) H-E10-C6

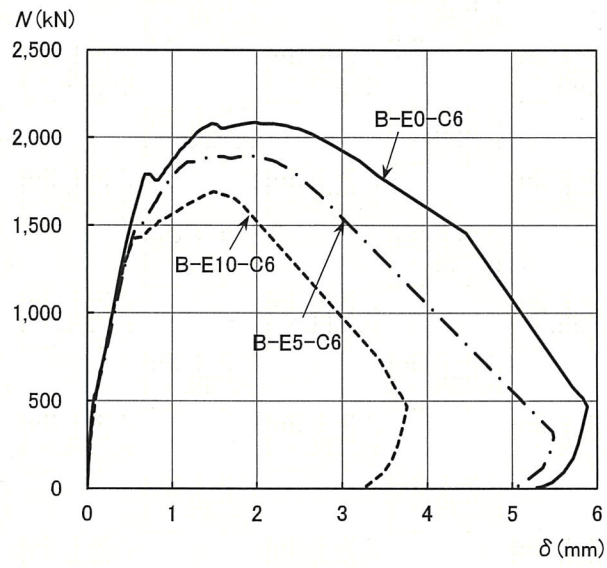


(c) H-E10-C6

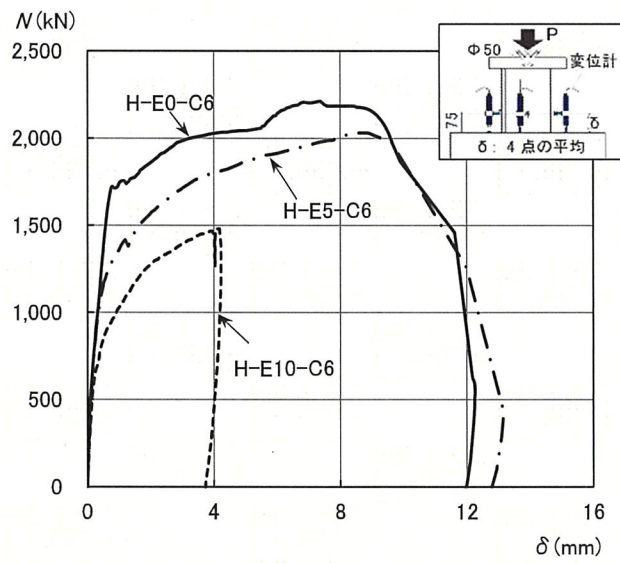
写真 4-2-2 最終破壊状況(H形鋼柱)

図 4-12-2 ひび割れ図(H形鋼柱)





(a) CFT 柱



(b) H 形鋼柱

図 4-13 荷重-変形関係

### 4.3.3 偏心について考慮すべき内容

表 4-8 に偏心量をパラメータとした実験結果一覧を示す。偏心のある試験体では、軸力とともに付加曲げモーメントが作用する。鉄骨柱断面形状にかかわらず、偏心量の増加に伴い、最大耐力が低下している。付着耐力は被り厚の場合と同様、ばらつきが大きいものの偏心量の影響を受けない。一方、式(4-3)によるスタッドに起因する耐力に関しては、スタッド耐力と割裂耐力の両方あるいはいずれかに影響があると考えられるが、被り厚の影響ほど明瞭ではない。ここではスタッド耐力、割裂耐力の両者が偏心の影響を受けるものとする。

偏心を考慮したスタッド耐力や割裂耐力に関する研究はないため、支圧耐力に関する既往の研究<sup>4-5)</sup>を参照する。図 4-14 に示す正方形断面のコンクリート塊をある正方形断面で偏心して軸力を与えた場合の支圧応力度の式を、偏心距離を  $e$  とした場合に、円形断面を正方形断面に置換すると次式で表される。

$${}_c\sigma_B' = {}_c\sigma_B \cdot (1 - 1.50 \cdot e/R) \quad (4-5)$$

ここに、 ${}_c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$e$  : 偏心距離 (mm)

$$e = \sqrt{x^2 + y^2}, \text{ 図 4-14 による.}$$

$R$  : 杭径 (mm)

偏心を有する支圧耐力を算定する場合には式(4-5)を採用する必要があるが、ここではスタッド耐力、割裂耐力の計算においても、コンクリート圧縮強度として式(4-5)を用いる。算定結果を表 4-8 に示す。なお、ヤング係数は修正しないものとする。また、偏心を有する場合の割裂幅は、偏心の無い場合と同値とした(図 4-6(a)参照)。表中の網掛けは式(4-3)の判定を示す。付着耐力  ${}_eN_f/N_f = 0.86 \sim 1.32$ , 最大耐力  ${}_eN_{\max}/N_{\max} = 0.90 \sim 1.06$  となり、最大耐力の計算値は実験値と良い対応を示している。

このとき、式(4-5)は図 4-14 のように、 $x, y$  が均等に偏心している場合を対象としているが、これは偏心の条件として一番厳しい条件であるため、一方向に移動するような  $x, y$  が均等でない偏心の場合でも、式(4-5)を準用できるものとする。

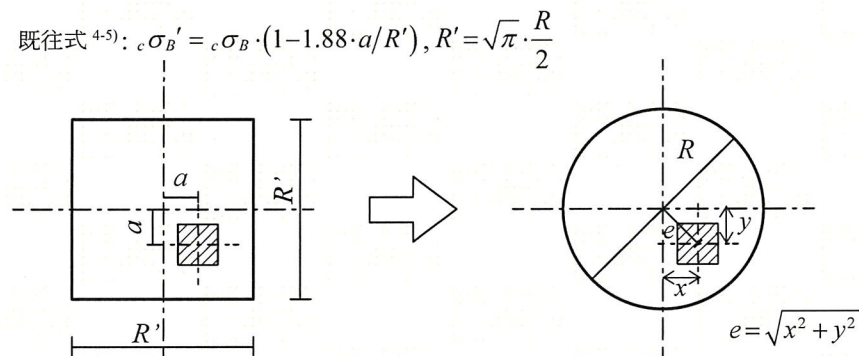


図 4-14 偏心のある場合の支圧応力度



表 4-8 実験結果と算定耐力の比較

試験体名称	鉄骨柱断面	偏心距離 $e$ (mm)	杭コンクリート		有効付着周長 $\psi$ (mm)	有効付着長さ $l_f$ (mm)	付着応力度比 $k_B$	スタッド	
			杭径 (mm)	圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )				ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	径・本数(本)
B-E0-C6	CFT	0							
B-E5-C6	□-200×200×12	50	φ600	30.0	738	400	0.069	φ6, 156	543
B-E10-C6	(STKR400, Fc80)	100							
H-E0-C6	H形鋼	0							
H-E5-C6	H-200×200×8×12	50	φ600	31.2	1,113	800	0.027	φ6, 130	543
H-E10-C6	(SS400)	100							

試験体名称	実験値		計算値					実験値 計算値	
	付着耐力 $eN_f$ (kN)	最大耐力 $eN_{max}$ (kN)	付着耐力式(1-1) $N_f$ (kN)	スタッド耐力式(1-2)		累加耐力式(4-1) $N_s$ (kN)	割裂耐力式(4-2) $N_{sp}^{*1}$ (kN)	$eN_f/N_f$	$eN_{max}/N_{max}$
				$N_{st}$ (kN)	$N_s$ (kN)				
B-E0-C6	526	2,088	611	2,026	2,301	2,170	0.86	0.96	
B-E5-C6	535	1,894	611	1,896	2,171	2,030	0.88	0.93	
B-E10-C6	634	1,692	611	1,755	2,030	1,879	1.04	0.90	
H-E0-C6	946	2,213	750	1,743	2,080	2,213	1.26	1.06	
H-E5-C6	991	2,031	750	1,630	1,968	2,070	1.32	1.03	
H-E10-C6	678	1,481	750	1,509	1,847	1,916	0.90	-	

\*1 式(4-2), 式(4-4)による。但し, 偏心の有る場合,  $c\sigma_B$ は式(4-5)による。

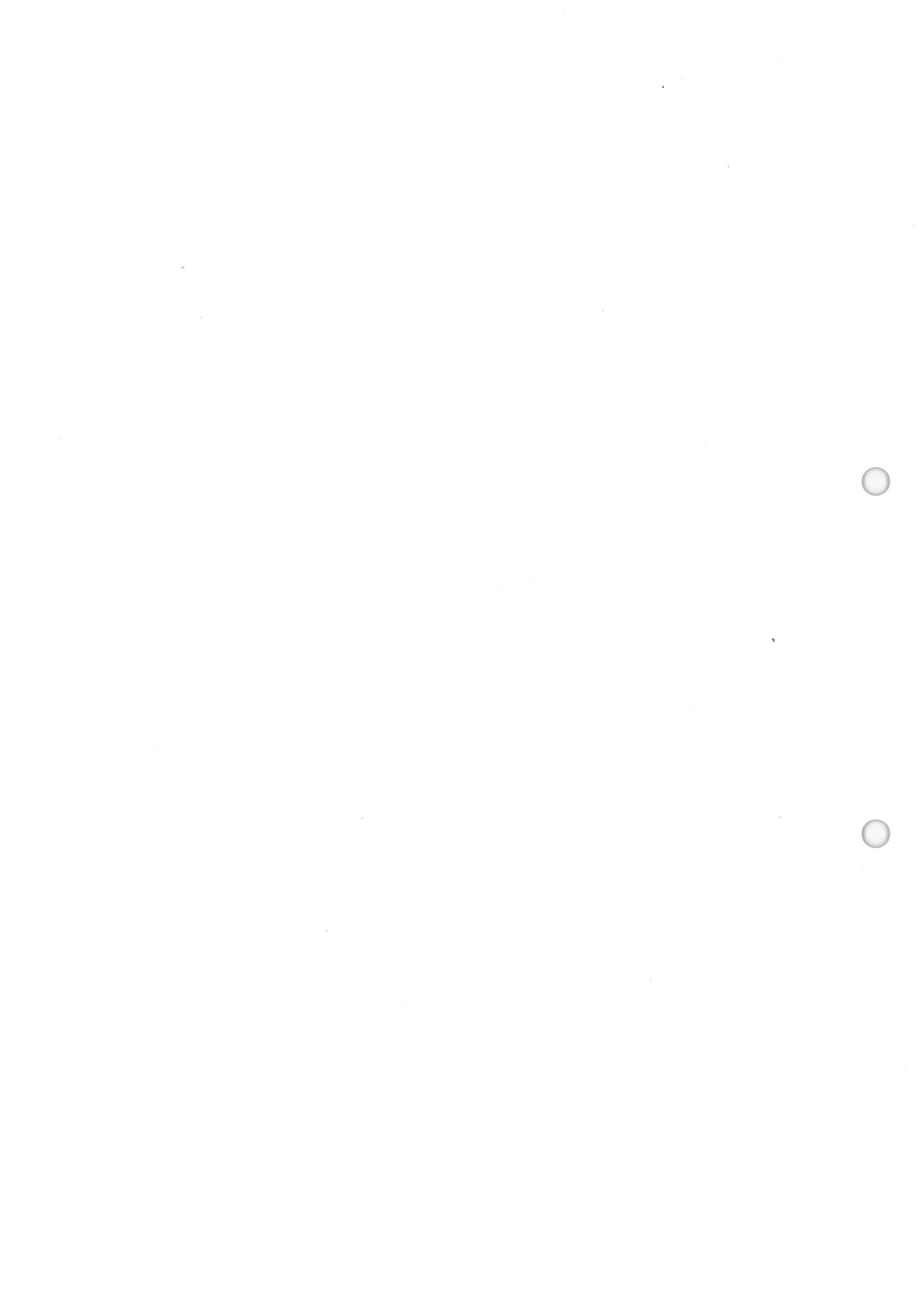
#### 4.4 まとめ

本章では、鉄骨柱の杭に対する被り厚や偏心について実験を実施し、その影響について評価した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 付着耐力は、ばらつきがあるものの、被り厚や偏心の影響は見られない。
- 2) 被り厚が小さくなると、最大耐力も小さくなった。同様に偏心量に対しても、偏心量が大きくなるに伴い、最大耐力は小さくなった。
- 3) 偏心のない試験体では、杭に均等に割裂に伴うひび割れが生ずるのに対して、偏心がある試験体では杭の被り厚が小さくなる側にひび割れが集中する傾向にあり、またひび割れも傾斜したものが多く見られた。
- 4) H形鋼柱でウェブにスタッドがある場合、当初割裂断面はフランジ縁からコンクリート縁までの最短距離となると想定したが、最大耐力から割裂応力度を算出すると、CFT柱同様の破壊断面を想定した場合の方が良い対応を示した。これは、ウェブに打設されたスタッドによりCFT柱同様フランジで囲まれた範囲で正方形の塊が形成されるからであると考えられる。
- 5) コンクリートの引張応力度で無次元化した割裂応力度と被り厚の関係は線形性を示すことが分かった。
- 6) 鉄骨柱下部のコンクリートが一定未満の場合、被り厚が  $1.0D$  以下の場合の鉄骨柱埋込み部分の耐力は、付着耐力とスタッド耐力の累加耐力と杭の割裂応力度の比較による式(4-2)で精度良く破壊性状を評価できることを示した。鉄骨柱下部のコンクリートが一定以上あり、被り厚が  $0.5D$  以上ある場合は、被り厚の影響は考慮不要である。
- 7) 偏心を有する場合、支圧耐力に加え、スタッドせん断耐力も低下すると考えられる。偏心がある場合のスタッドに起因する耐力は、コンクリート圧縮強度に式(4-5)を用いることで、精度良く耐力評価できることを示した。

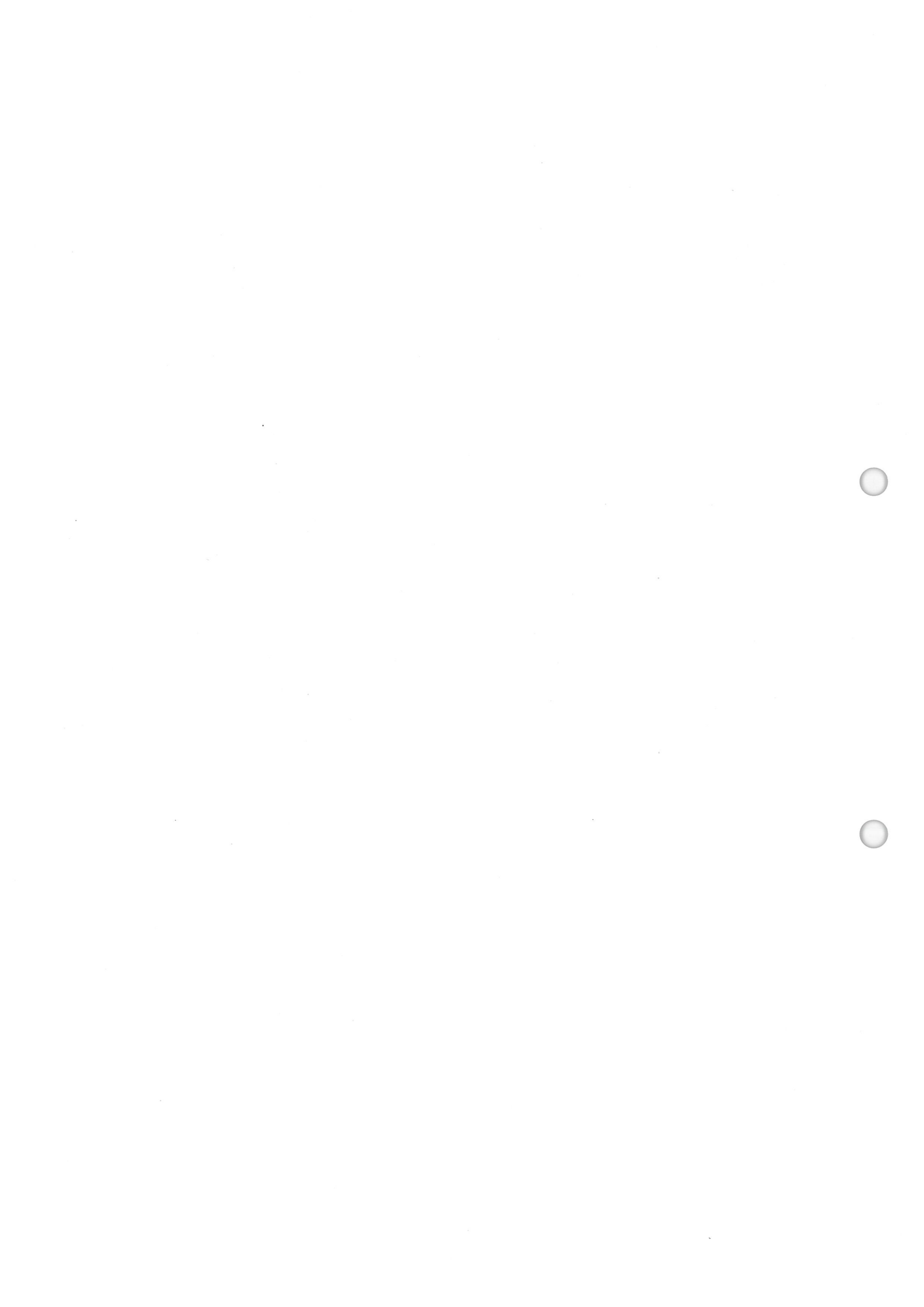
<参考文献>

- 4-1) Kazuo Wakabayashi : Kenchiku Kozo to Seko no Setten, Gakugei Shuppansha, 1990 (in Japanese)  
若林嘉津雄:建築・構造と施工の接点, 学芸出版社, 1990
- 4-2) Tetsu Usami, Takahiro Kei, Masamichi Aoki, Yoshio Hirai and Hidetoshi Ito : Axial Force Transmission from Steel Column to Cast-in-place Concrete Pile Head, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.66, No. 547, pp.105-112, 2001. (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路, 平井芳雄, 伊藤栄俊:鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭頭部への軸力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, 第 547 号, pp.105-112, 2001  
(DOI:[https://doi.org/10.3130/aijs.66.105\\_3](https://doi.org/10.3130/aijs.66.105_3))
- 4-3) Tetsu Usami, Takeshi Katayama and Yasuyoshi Miyauchi : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column, 60N/mm<sup>2</sup> Compression Strength Concrete Pile, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.63B, pp.579-586, 2017 (in Japanese)  
宇佐美徹, 片山丈士, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれたコンクリート杭頭部の軸耐力 - 圧縮強度 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリート杭の場合, 構造工学論文集, 第 63B 巻, pp.579-586, 2017
- 4-4) Architectural Institute of Japan : Design Recommendations for Composite Constructions, Maruzen, 2010 (in Japanese)  
日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 丸善, 2010
- 4-5) Architectural Institute of Japan : Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Structure , Masuzen, pp.5-10, pp.90-99, 1987 (in Japanese)  
日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 丸善, pp.5-10, pp.90-99, 1987
- 4-6) Hideki Kimura, Tetsu Usami, Yasuyoshi Miyauchi, Naoki Aso and Kunie Ikeuchi, : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column No.3, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures III, pp.1469-1471, 2019 (in Japanese)  
木村 秀樹, 宇佐美 徹, 池内 邦江, 麻生 直木, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋込まれた杭頭部軸耐力 その3 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1469-1471, 2019





## 第5章 耐力評価式の提案および設計例



## 5.1 はじめに

ここでは, 第 1 章から第 4 章で示した各応力伝達要素の耐力式およびそれらの累加耐力式を整理する. 最後に, 近年の事例を参考に作成した設計例を示す.

## 5.2 鉄骨埋込み部分の抵抗機構と破壊モード

表 5-1 に鉄骨埋込み部分の抵抗機構と破壊モードを示す.

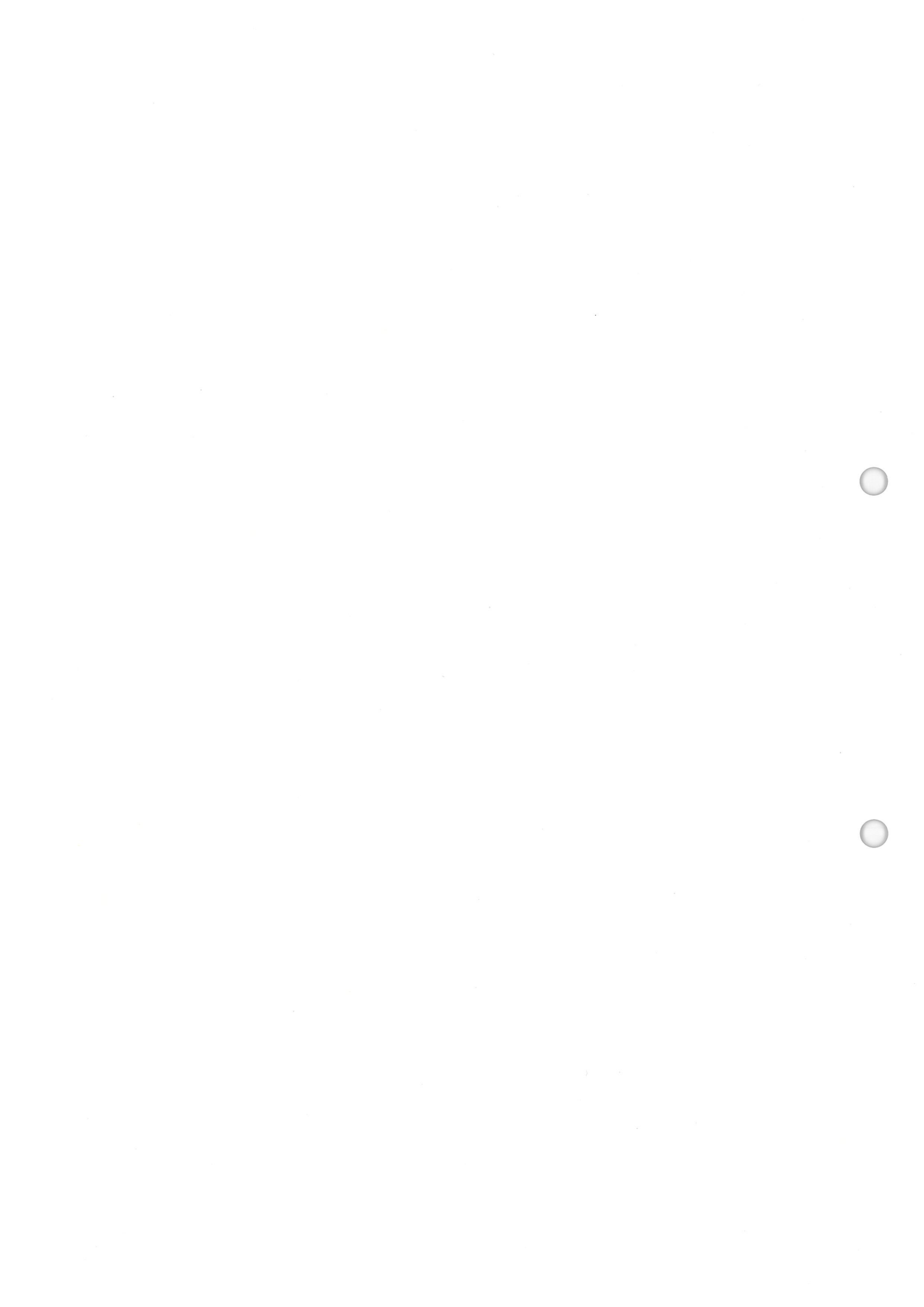




表 5-1 鉄骨埋め込み部分の抵抗機構と破壊モード

No.	破壊モード	破壊状況(太字が決定耐力)	最大耐力	評価式	対象の試験体	条件
①	附着破壊	附着抵抗→最大付着力(附着破壊)→残存付着力	$N_f$	式(1-1)*	—	鉄骨柱下にコンクリートが無く、スタッドが無い(不十分な)場合
②	附着+スタッドせん断破壊	附着抵抗→最大付着力→残存付着力+スタッドせん断耐力	$N_s$	式(4-1)*	表 4-4 B4S-CB6, H-E0-C6 表 4-8 H-E0-C6, H-E5-C6, H-E10-C6	※②と③の小さいほうで決まるため、途中まで同じ破壊状況
③	割裂破壊	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗→割裂耐力	$N_{sp}$	式(4-2)	表 4-4 B-E0-C4, B-E0-C5, B-E0-C6, H-E0-C4, H-E0-C5, B4S-H6 表 4-8 B-E0-C6, B-E5-C6, B-E10-C6	
④-A	支圧破壊 A	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗+支圧抵抗→ <b>支圧耐力</b>	$N_b$	式(1-3)*	—	支圧応力度で壊れる場合で、構真柱のプロポーションの場合ほとんど無い
④-B	支圧破壊 B	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗+支圧抵抗→ <b>累加耐力</b>	$N_{su}$	式(1-5)*	表 2-4 F-HW, F-HF, F-HFW, F-H 表 3-8 B2F-DH	H形鋼柱に多い (表 2-4 の試験体の破壊状況は支圧抵抗→支圧耐力)
④-C	支圧破壊 C	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗+支圧抵抗→ <b>累加耐力</b>	$N_{su}$	式(1-5)*	表 2-5 B4F-HW, B4F-HF, B4F-HFW, B4F-H 表 3-8 B4F-DH6, B3SF-DH4, B4F-C6, B4F-CC6, B4SF-CB6	附着破壊を生じた上での支圧破壊 十字鉄骨柱の一部とCFT柱のみが対象
④-D	支圧破壊 D	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗+コンクリートからの支圧抵抗 → <b>支圧耐力</b>	$N_b$	式(3-9)	表 3-12 B4SF-B5R, B3SF-B4R	補強筋がある場合のみ コンクリートからの支圧抵抗で、鉄骨柱先端からの支圧抵抗ではない
⑤-E	圧縮破壊 E (埋込部より下)	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗→ <b>杭全断面積の圧縮耐力</b>	$N_{p1}$	式(3-1)	表 3-4 B6SF-DH4-F, B6SF-DH4-S 表 3-16 B4SF-B5R-20	十字鉄骨柱で残存付着力およびスタッドせん断力が十分な場合 支圧が生じない場合のみ(補強筋がある場合含む)
⑤-F	圧縮破壊 F (埋込部)	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗→ <b>杭中空面積の圧縮耐力</b>	$N_{p2}$	式(3-6)	表 3-4 B4SF-B5, B3SF-B4 表 3-12 B4SF-B5, B3SF-B4	CFT柱でフープが無くて被りが小さい場合 圧縮耐力に達した割裂破壊
⑤-G	圧縮破壊 G (補強筋埋込部)	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗→ <b>杭全断面積の圧縮耐力</b>	$N_c$	式(3-13)	表 3-16 B4SF-B5R-70, B4SF-B5R-45, B3SF-B4R-70, B3SF-B4R-45, B3SF-B4R-20	補強筋がある場合で、補強筋効果により上昇した $N_c$ で決まる場合
⑥	鉄骨の降伏	附着抵抗→最大付着力 →残存付着力+スタッドせん断抵抗→ <b>鉄骨の降伏</b>	$sN$	—	—	附着, スタッド, 支圧で耐力を伝えきる場合で, $sN < N_{p1}$ の場合

\*の評価式は既提案の評価式, それ以外は本研究で提案した評価式を示す



THE UNIVERSITY OF MICHIGAN LIBRARY



### 5.3 耐力評価式の整理

ここでは、第1章から第4章までの評価式を整理する。各応力伝達要素の耐力評価式、応力伝達要素の累加耐力評価式および鉄骨埋込み部分の軸耐力評価式のそれぞれについてまとめる。ここでの「杭の高強度コンクリート」は、文献 5-1)および 3.3 節から、設計用圧縮強度が 45N/mm<sup>2</sup>～60N/mm<sup>2</sup>(場所打ちコンクリート杭を対象としており、設計基準強度では 60N/mm<sup>2</sup>～80N/mm<sup>2</sup>)を対象とする。

#### 5.3.1 各応力伝達要素の耐力評価式

各応力伝達要素の耐力評価式を整理する。

##### (1) 付着耐力 $N_f$

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a \quad (1-1) \text{再掲}$$

ここに、 $\tau_a$  : 平均付着応力度(=  $k_B \cdot c\sigma_B$ )

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$l_f, \psi, k_B$ : それぞれ有効付着長さ, 有効付着周長, コンクリートの圧縮強度に対する平均付着応力度比で, 表 5-2による

表 5-2 各係数等

		コンクリートの種類	H形鋼	十字鉄骨	角形鋼管 CFT	円形鋼管 CFT	角形鋼管 (中空)
$l_f$	有効付着長さ (mm)	普通	$l$		$l/2$		
		高強度	$l$			$l/2$	—
$\psi$	有効付着周長 (mm)	普通・高強度	鉄骨外周長				
$k_B$	平均付着応力度比	普通	0.027	0.048	0.069	0.029*	0.048
		高強度	0.027	0.042	0.021		—

\*円形鋼管 CFT の普通コンクリートの場合は高強度コンクリートの結果を準用

##### (2) スタッドせん断耐力 $N_{st}$

$$N_{st} = n_e \cdot 0.5 \cdot a_s \cdot \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c}, \text{ ただし, } 500 \text{ N/mm}^2 \leq \sqrt{c\sigma_B \cdot E_c} \leq 2 \cdot \sigma_u \quad (1-2) \text{再掲}$$

ここに、 $n_e$  : 有効スタッド本数で, 表 5-3による

$a_s$  : スタッド断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), 鉄骨柱が杭に対して偏心している場合は, 式(4-5)で求まる $c\sigma_B'$ を採用する

$$c\sigma_B' = c\sigma_B \cdot (1 - 1.50 \cdot e/R) \quad (4-5) \text{再掲}$$

$e$ : 杭に対する鉄骨柱の偏心距離 (mm)

$$e = \sqrt{x^2 + y^2}, \text{ 図 5-1 による.}$$

$R$ : 杭直径 (mm)

$\sigma_u$  : スタッドの引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

※スタッドの仕様については、文献5-2)の式(1-2)の適用範囲に準拠するものとする。

表 5-3 有効スタッド本数  $n_e$

		コンクリートの種類	H形鋼	十字鉄骨	角形鋼管 CFT	円形鋼管 CFT	角形鋼管 (中空)
$n_e$	有効スタッド本数 (本)	普通・高強度	全数		【補強筋無し】 杭頭より4D以内の本数		
					【補強筋有り】 全数		

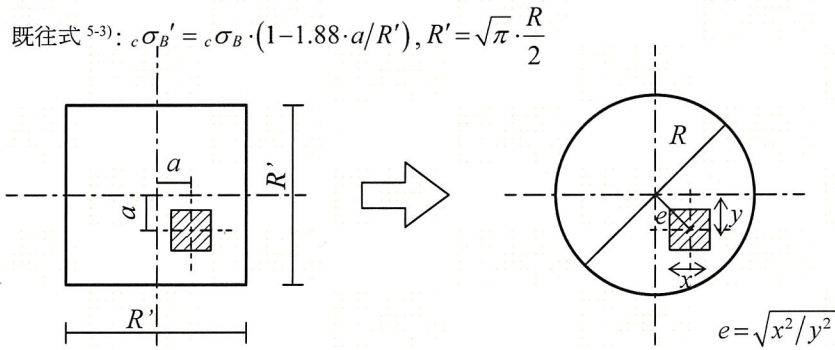


図 5-1 偏心のある場合の支圧耐力

(3) 支圧耐力  $N_b$

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s \tag{1-9}再掲$$

ここに、 $k_b$  : 形状係数で、表 5-4 による

$f_b$  : 支圧応力度

$$f_b = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c\sigma_B^{0.57} \right) \tag{1-8}再掲$$

$A_s$  : 支圧面積 (柱断面積) (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 支承面積 (杭全断面積) (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), 鉄骨柱が杭に対して偏心している場合は、式

(4-5)で求まる $c\sigma_B'$ を採用する

$$c\sigma_B' = c\sigma_B \cdot (1 - 1.50 \cdot e/R) \tag{4-5}再掲$$

$e$  : 杭に対する鉄骨柱の偏心距離 (mm)

$R$  : 杭直径 (mm)

表 5-4 形状係数  $k_b$

		コンクリートの種類	H形鋼	十字鉄骨	角形鋼管 CFT	円形鋼管 CFT
$k_b$	形状係数	普通・高強度	1.0		2/3	



### 5.3.2 累加耐力の評価式

累加耐力の評価式  $N_{su}$

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \quad (1-5) \text{再掲}$$

ここに,  $\alpha, \beta, \gamma$  : 各応力伝達要素の耐力に対する低減係数で, 表 5-5 による

$N_f, N_{st}, N_b$  : 5.2.1 による

表 5-5 低減係数一覧

ケース	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
(I) 付着のみ	1.0	—	—
(II) 付着+スタッド	0.45	1.0	
(III) 付着+支圧	0.5	—	式(3-3)
(IV) 付着+スタッド+支圧		0.8	

$$\gamma = 1 - k_c \cdot \left( \frac{\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st}}{A_c \cdot \sqrt{c} \sigma_B} \right)^m \geq 0 \quad (3-3) \text{再掲}$$

ここに,  $k_c$ : 0.41 (実験結果より求まる係数, 3.3 節参照)

$m$ : 0.37 (実験結果より求まる係数, 3.3 節参照)

### 5.3.3 鉄骨埋込み部分の耐力評価

#### (1) 補強筋が無い場合

補強筋が無い場合の鉄骨埋込み部分の耐力  $N$

$$N = \min (N_{p1}, N_{su}, {}_sN) \quad (5-1)$$

ここに,  $N_{p1}$ : 杭全断面積が有効な場合の圧縮耐力で, 式(3-1)による

$$N_{p1} = A_c \cdot c \cdot \sigma_B \quad (3-1) \text{再掲}$$

$A_c$ : 杭全断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$c \cdot \sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$N_{su}$ : 応力伝達要素の累加耐力, 式(1-5)による

${}_sN$ : 鉄骨柱の終局耐力

#### (2) 補強筋が無い場合で, 支圧を考慮しない場合

補強筋が無い場合で, 付着やスタッドにより十分に耐力が確保でき支圧が作用しない,  $N_{su} > N_{p1}$

(表 5-5 のケース(I), (II)のみ)となる場合の鉄骨埋込み部分の耐力  $N$

$$\text{式(3-7)を満足する場合, } N = \min (N_{p2}, {}_sN) \quad (5-2)$$

$$\text{式(3-7)を満足しない場合, } N = \min (N_{p1}, {}_sN) \quad (5-3)$$

$$\frac{\alpha \cdot N_f + N_{st}}{N_{p2}} \geq 1.0 \quad (3-7) \text{再掲}$$

ここに,  $N_{p2}$ : 杭全断面積から鉄骨断面積(CFTの場合は充填コンクリート部分を含む)を除いた面

積での圧縮耐力, 式(3-6)による

$$N_{p2} = k_d \cdot A_{Np2} \cdot c \sigma_B \quad (3-6) \text{再掲}$$

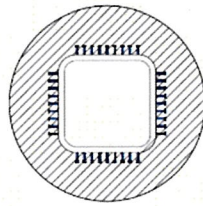
$k_d$  : 形状係数

CFT柱の場合 :  $k_d = 0.85$

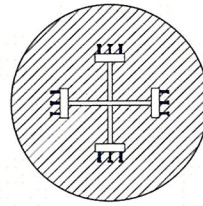
十字鉄骨柱の場合 :  $k_d = 1.0$

$A_{Np2}$ : 図 5-2 に示す面積で, 杭全断面積から柱断面積を減じた断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$c \sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )



(a) CFT 断面



(b) 十字鉄骨断面

図 5-2  $N_{p2}$  での杭耐力の有効断面  $A_{Np2}$  (斜線部分)

(3) 補強筋を全長にわたり配筋した場合

補強筋を全長にわたり配筋した場合の鉄骨埋込み部分の耐力  $N$

$$N = \min(N_{p1}, N_{su}, N_c, sN) \quad (5-4)$$

ここに,  $N_c$ : 補強筋による耐力上昇を考慮した圧縮耐力, 式(3-13)による.

$$N_c = (0.1 \cdot f_2' + 0.64) \cdot \frac{A_c^2}{A_s} \cdot c \sigma_B \quad (3-13) \text{再掲}$$

$f_2'$ : 補強筋量で,

$$f_2' = \frac{2 \cdot A_{sp} \cdot f_{sp}}{d_c \cdot s} \quad (3-11) \text{再掲}$$

$A_{sp}$ : スパイラル筋 1 本の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$f_{sp}$ : スパイラル筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d_c$ : スパイラル筋の外-外寸法 ( $\text{mm}$ )

$s$ : スパイラル筋の間隔 ( $\text{mm}$ )

$N_c \geq N_{p1}$  となる場合の必要補強筋量は式(3-14)による.

$$f_2' \geq 10 \cdot \frac{A_s}{A_c} - 6.4 \quad (3-14) \text{再掲}$$

ここに,  $A_c$ : 支承面積 (杭全断面積) ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$ : 支圧面積 ( $=A_{Np2}$ , 図 5-2 に示す斜線部分の面積) ( $\text{mm}^2$ )

(4) 鉄骨柱下部の杭長さの影響

補強筋の有無にかかわらず, 鉄骨柱下部の杭長さが  $1.67R$  ( $R$ : 杭径) 未満の場合 (図 5-3 (a) 参照) の耐力  $N$

$$N = \min(N_{p1}, N_s, N_{sp}, sN) \quad (5-5)$$

ここに,  $N_s = 0.45N_f + N_{st}$

$N_f, N_{st}$ : 5.2.1 項による

$N_{sp}$ : 割裂破壊耐力

$$N_{sp} = b_{sp} \cdot l \cdot \frac{\sigma_{sp}}{2} \quad (4-2) \text{再掲}$$

$b_{sp}$ : 割裂幅で, 図 5-4 の赤破線の合計 (mm)

$l$ : 埋込み長さ (mm)

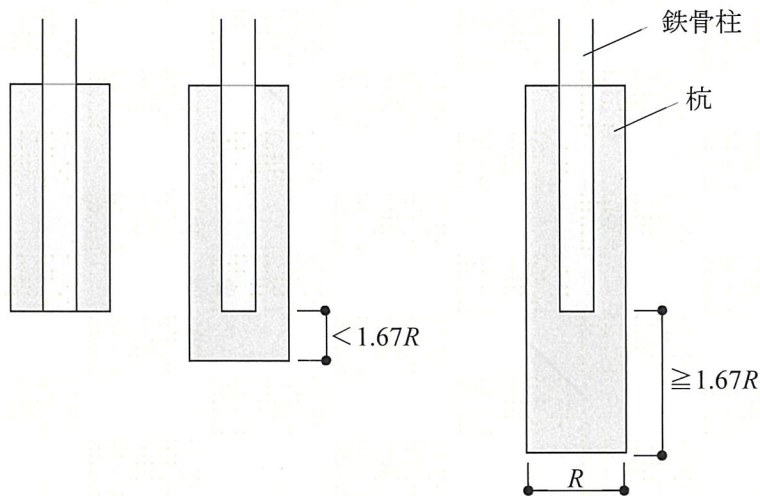
$\sigma_{sp}$ : 割裂応力度で式(4-4)による

$$\sigma_{sp} = (0.091 \cdot D/c + 0.328) \cdot \sqrt{c\sigma_B} \quad \text{ただし, } c > 0.5D \quad (4-4) \text{再掲}$$

$D$ : 杭径 (mm)

$c$ : 被り厚 (mm)

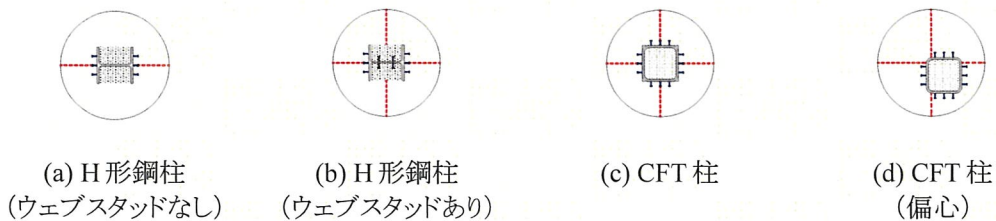
$c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(a) 被り厚の考慮が必要な場合

(b) 被り厚の考慮が不要な場合

図 5-3 鉄骨埋込み部分の耐力への被り厚の考慮の要否



(a) H形鋼柱

(ウェブスタッドなし)

(b) H形鋼柱

(ウェブスタッドあり)

(c) CFT柱

(d) CFT柱

(偏心)

図 5-4 割裂幅  $b_{sp}$

### 5.3.4 ウイングプレートを有する場合の耐力評価式

杭が無筋で, H形鋼柱にウイングプレートが設置されている場合の付着耐力  $N_f$  は式(2-1)による. 支圧耐力  $N_b$  は式(1-9), 累加耐力  $N_{su}$  は式(1-5)による.

$$N_f = (h k_f \cdot h \psi \cdot h l + w_p k_f \cdot w_p \psi \cdot w_p l) \cdot c \sigma_B \quad (2-1) \text{再掲}$$

ここに、 $h k_f, w_p k_f$  :それぞれ H 形鋼部分, ウイングプレート部分のコンクリート圧縮強度に対する平均付着応力度比 ( $h k_f = 0.048, w_p k_f = 0.021$ , 実験結果により求まる係数)

$h \psi, w_p \psi$  :それぞれ H 形鋼部分, ウイングプレート部分の有効付着周長 (mm)

$h l, w_p l$  :それぞれ H 形鋼部分, ウイングプレート部分の有効付着長さ (mm)

$c \sigma_B$  :コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 5.3.5 各耐力評価式による計算値と実験値の比較

図 5-5 に、各耐力評価式と実験値の比較グラフを示す。縦軸が実験値、横軸が耐力評価式による計算値である。実験値と計算値は良い対応を示している。

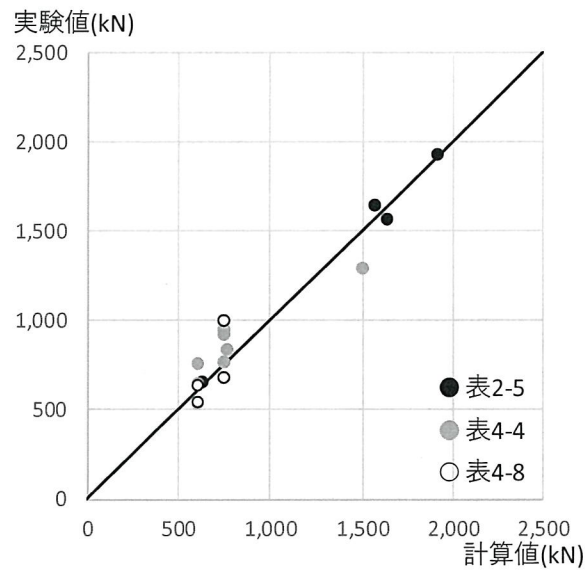


図 5-5-1 式(1-1), 式(2-1)(付着耐力)の耐力評価式による計算値と実験値の比較



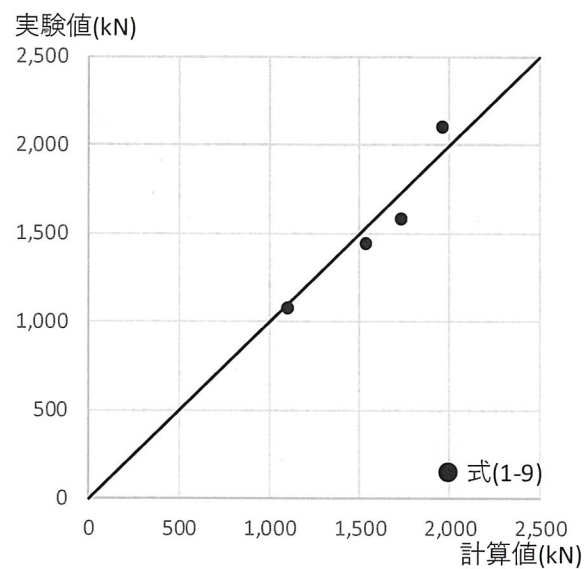


図 5-5-2 式(1-9) (支圧耐力  $N_b$ ) の耐力評価式による計算値と実験値の比較 (表 2-4)

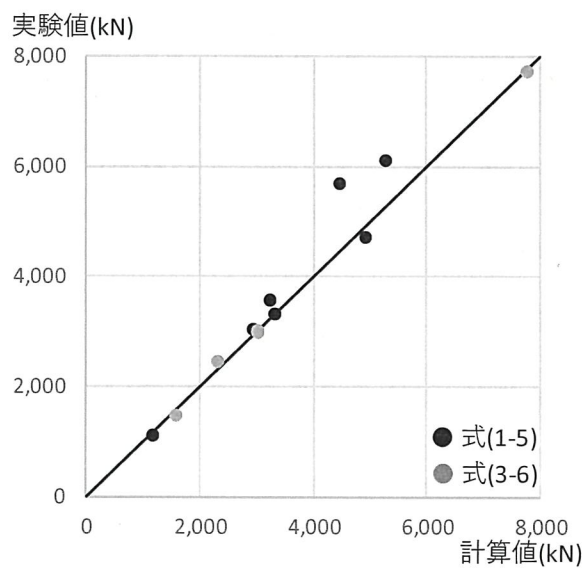


図 5-5-3 式(1-5) (累加耐力  $N_{st}$ ) と式(3-6) ( $N_{p2}$  耐力) の耐力評価式による計算値と実験値の比較 (表 3-8)

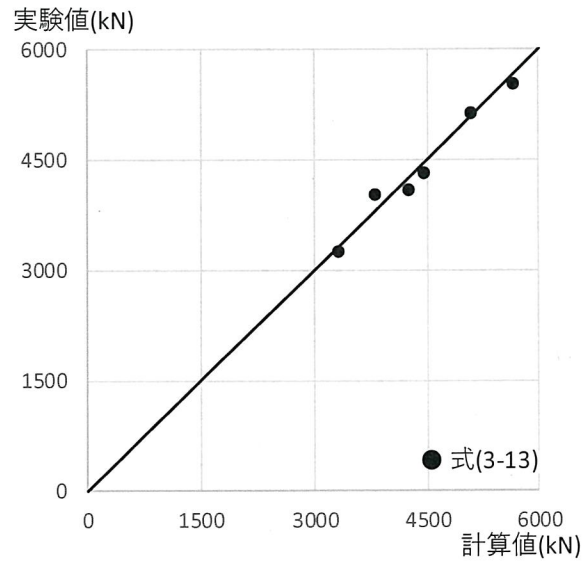


図 5-5-4 式(3-13) (補強筋による上昇耐力  $N_c$ ) の耐力評価式による  
計算値と実験値の比較 (表 3-16)

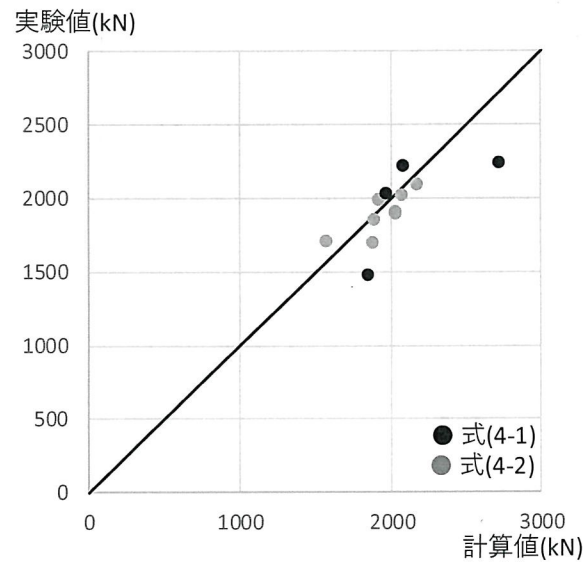


図 5-5-5 式(4-1) (累加耐力  $N_s$ ) および式(4-2) (割裂耐力  $N_{sp}$ ) の耐力評価式による  
計算値と実験値の比較 (表 4-4, 4-8)

## 5.4 設計式の提案と設計例

ここでは、5.3節で整理した耐力評価式をもとに、実際の建物規模を想定した鉄骨柱埋込み部分の累加耐力算定例を示す。

### 5.4.1 十字鉄骨柱の場合

#### 【検討条件】

杭 :  $\phi=2,000$  (mm)

コンクリート設計基準強度  $60\text{N/mm}^2 \rightarrow$  設計用圧縮強度  $c\sigma_B = 60 \times 3/4 = 45\text{N/mm}^2$

鉄骨柱: BH-950 $\times$ 450 $\times$ 32 $\times$ 40, 十字鉄骨 (SM490A)

スタッド  $\phi 22$ - (4列 $\times$ 14段+2列 $\times$ 1段) $\times$ 4面 (計 232本)

埋込み長さ  $l=3,000$  (mm)

#### 【耐力の評価】

$$N_{p1} = 1,000^2 \pi \times 45 \times 10^{-3} = 141,372 \text{ kN}$$

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \text{ (付着・スタッド・支圧の全てが有効の場合)}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a = 3,000 \times 6,824 \times 1.89 / 1,000 = 38,692 \text{ kN}$$

$$l_f = 3,000 \text{ mm (十字鉄骨柱} \rightarrow \text{埋込み長さ全長)}$$

$$\psi = 450 \times 4 + (450 - 32) \times 4 + (950 - 40 \times 2 - 32) \times 4 = 6,824 \text{ mm}$$

$$\tau_a = k_B \times c\sigma_B = 0.042 \times 45 = 1.89 \text{ N/mm}^2$$

$$k_B: \text{高強度コンクリート, 十字鉄骨柱} \rightarrow 0.042$$

$$\beta = 0.8$$

$$N_{st} = n_e \times 0.5 \times a_s \times \sqrt{c\sigma_B \times E_c}$$

$$= 232 \times 0.5 \times 380.1 \times 900 / 1,000 = 39,682 \text{ kN}$$

$$n_e = 232 \text{ 本 (十字鉄骨柱, 埋込み長さ全長分)}$$

$$a_s = 11^2 \pi = 380.1 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{23.5}{24}\right)^2 \times \left(\frac{45}{60}\right)^{\frac{1}{3}} = 29,182 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{c\sigma_B \times E_c} = \sqrt{45 \times 29,182} = 1,146 > 900 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 900 \text{ N/mm}^2 \text{ とする}$$

$$\gamma = 1 - k_c \left( \frac{\alpha N_f + \beta N_{st}}{A_c \sqrt{c\sigma_B}} \right)^m = 1 - 0.41 \left( \frac{51,092 \times 10^3}{3,141,593 \times \sqrt{45}} \right)^{0.37} = 0.431$$

$$k_c = 0.41$$

$$m = 0.37$$

$$A_c = 1,000^2 \pi = 3,141,593 \text{ mm}^2$$

$$\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} = 0.5 \times 38,692 + 0.8 \times 39,682 = 51,092 \text{ kN}$$

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s = 220.7 \times 126,656 / 1,000 = 27,953 \text{ kN}$$

$$k_b = 1.0 \text{ (十字鉄骨柱)}$$

$$f_b = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot {}_c\sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot {}_c\sigma_B^{0.57} \right) = 220.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot {}_c\sigma_B = \sqrt{\frac{1,000^2 \pi}{126,656}} \times 45 = 224.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \times 5.06 \times {}_c\sigma_B^{0.57} = \sqrt{\frac{1,000^2 \pi}{126,656}} \times 5.06 \times 45^{0.57} = 220.7 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = (450 \times 40) \times 4 + (950 - 40 \times 2 - 32) \times 32 \times 2 + 32 \times 32 = 126,656 \text{ mm}^2$$

以上より,  $N_{stIV} = 51,092 + 0.431 \times 27,953 = 63,139 \text{ kN}$

ここで,  ${}_sN = A^s \times 325 = 126,656 \times 325 / 1,000 = 41,163 \text{ kN}$  であることから,

$N_{stIV} > {}_sN \rightarrow$  鉄骨柱で決まる

※参考

$$N_{stI} = N_f = 38,692 \text{ kN}$$

$$N_{stII} = 0.45N_f + N_{st} = 0.45 \times 38,692 + 39,682 = 57,093 \text{ kN}$$

$$N_{stIII} = 0.5N_f + \gamma_{III}N_b = 0.5 \times 38,692 + 0.603 \times 27,953 = 36,202 \text{ kN}$$

$$\gamma_{III} = 1 - 0.41 \times \left( \frac{0.5 \times 38,692 \times 10^3}{1,000^2 \pi \times \sqrt{45}} \right)^{0.37} = 0.603$$

$\rightarrow N_{p1} > N_{stIV} > N_{stII} > {}_sN > N_{stI} > N_{stIII}$

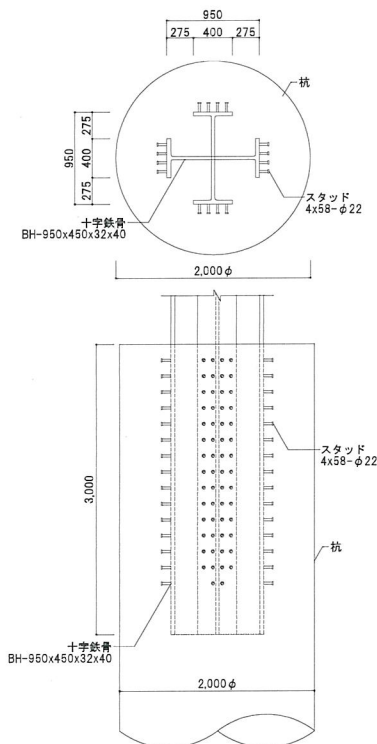


図 5-6 埋め込み部分断面図



### 5.4.2 CFT 柱の場合(1)

CFT 柱で前項と同じ量のスタッドを打設する場合

#### 【検討条件】

杭 :  $\phi=2,000$

コンクリート設計基準強度  $60\text{N/mm}^2 \rightarrow$  設計用圧縮強度  $c\sigma_B = 60 \times 3/4 = 45\text{N/mm}^2$

構真柱: B-Box-950×950×45, CFT (SN490B, 充填コンクリート Fc80)

スタッド計 232 本@165

#### 【スタッドが打設可能な埋込み長さの算定】

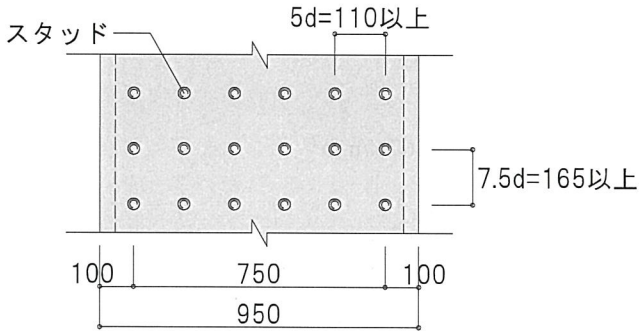


図 5-8 スタッド配置図

$(950 - 100 \times 2) / 110 = 6.8 \rightarrow$  1 列 6 本

$232 / (6 \text{ 本} \times 4 \text{ 面}) = 9.6 \text{ 段} \rightarrow$  10 段

$10 \times 165 = 1,650\text{mm} \rightarrow$  埋込み長さ  $2,000\text{mm}$  とする。

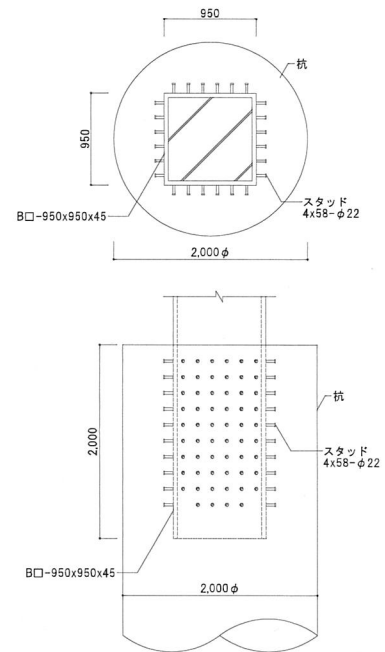


図 5-7 埋め込み部分断面図

#### 【耐力の評価】

$$N_{p1} = 1,000^2 \pi \times 45 \times 10^{-3} = 141,372 \text{ kN}$$

$$N_{su} = \alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} + \gamma \cdot N_b \text{ (付着・スタッド・支圧の全てが有効の場合)}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a = 2,000 \times 3,800 \times 0.945 / 1,000 = 7,182 \text{ kN}$$

$$l_f = 2,000 \text{ mm (高強度コンクリート, CFT 柱} \rightarrow \text{埋込み長さ全長)}$$

$$\psi = 950 \times 4 = 3,800 \text{ mm}$$

$$\tau_a = k_B \times c\sigma_B = 0.021 \times 45 = 0.945 \text{ N/mm}^2$$

$$k_B: \text{高強度コンクリート, CFT 柱} \rightarrow 0.021$$

$$\beta = 0.8$$

$$N_{st} = n_e \times 0.5 \times a_s \times \sqrt{c\sigma_B \times E_c}$$

$$= 232 \times 0.5 \times 380.1 \times 900 / 1,000 = 39,682 \text{ kN}$$

$$n_e = 232 \text{ 本 (CFT 柱, } l < 4D \rightarrow \text{埋込み長さ全長分)}$$

$$a_s = 11^2 \pi = 380.1 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left( \frac{23.5}{24} \right)^2 \times \left( \frac{45}{60} \right)^{\frac{1}{3}} = 29,182 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{c \sigma_B \times E_c} = \sqrt{45 \times 29,182} = 1,146 > 900 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 900 \text{ N/mm}^2 \text{ とする}$$

$$\gamma = 1 - k_c \left( \frac{\alpha N_f + \beta N_{st}}{A_c \sqrt{c \sigma_B}} \right)^m = 1 - 0.41 \left( \frac{33,337 \times 10^3}{3,141,593 \times \sqrt{45}} \right)^{0.37} = 0.514$$

$$k_c = 0.41$$

$$m = 0.37$$

$$A_c = 1,000^2 \pi = 3,141,593 \text{ mm}^2$$

$$\alpha \cdot N_f + \beta \cdot N_{st} = 0.5 \times 7,182 + 0.8 \times 39,682 = 35,337 \text{ kN}$$

$$N_b = k_b \cdot f_b \cdot A_s = 2/3 \times 82.67 \times 902,500 / 1,000 = 49,685 \text{ kN}$$

$$k_b = 2/3 \text{ (CFT 柱)}$$

$$f_b = \min \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c \sigma_B, \sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c \sigma_B^{0.57} \right) = 82.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot c \sigma_B = \sqrt{\frac{1,000^2 \pi}{902,500}} \times 45 = 83.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_c}{A_s}} \cdot 5.06 \cdot c \sigma_B^{0.57} = \sqrt{\frac{1,000^2 \pi}{902,500}} \times 5.06 \times 45^{0.57} = 82.67 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 950 \times 950 = 902,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{以上より, } N_{suIV} = 35,337 + 0.541 \times 49,685 = 62,216 \text{ kN}$$

$$\text{ここで, } {}_sN = (162,900 \times 325 + 737,862 \times 80) / 1,000 = 111,971 \text{ kN}$$

$$N_{suIV} < {}_sN \rightarrow \text{鉄骨柱埋込み部分で決まる}$$

※参考

$$N_{suI} = N_f = 7,182 \text{ kN}$$

$$N_{suII} = 0.45 N_f + N_{st} = 0.45 \times 7,182 + 39,682 = 42,914 \text{ kN}$$

$$N_{suIII} = 0.5 N_f + \gamma_{III} N_b = 0.5 \times 7,182 + 0.787 \times 6,980 = 9,084 \text{ kN}$$

$$\gamma_{III} = 1 - 0.41 \times \left( \frac{0.5 \times 7,182 \times 10^3}{1,000^2 \pi \times \sqrt{45}} \right)^{0.37} = 0.787$$

$$N_{p2} = k_d \times (A_c - A_s) \times c \sigma_B = (2/3) \times (3,141,593 - 902,500) \times 45 \times 10^{-3} = 67,173 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{p1} > {}_sN > N_{p2} > N_{suIV} > N_{suII} > N_{suIII} > N_{suI}$$

### 5.4.3 CFT 柱の場合(2)

CFT 柱で、前項と同じ杭・鉄骨柱を採用し、付着+スタッドで十分に耐力が確保できる場合

#### 【検討条件】

杭 :  $\phi=2,000$

コンクリート設計基準強度  $60\text{N/mm}^2 \rightarrow$  設計用圧縮強度  $c\sigma_B = 60 \times 3/4 = 45\text{N/mm}^2$

構真柱: B-Box-950×950×45, CFT (SN490B, 充填コンクリート Fc80)

#### 【付着+スタッドの累加耐力が $N_{p1}$ を超える場合の埋込み長さの算定】

$$N_{p1} = 1,000^2 \pi \times 45 \times 10^{-3} = 141,372 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \alpha \cdot N_f + N_{st} > 141,372 \text{ kN}$$

このとき,  $\alpha = 0.45$

$$N_f = l_f \cdot \psi \cdot \tau_a = l \times 3,800 \times 0.945 / 1,000 = 3.591 l$$

$$l_f = l \text{ (} l = \text{埋込み長さ, 高強度コンクリート, CFT 柱} \rightarrow \text{埋込み長さ全長)}$$

$$\psi = 950 \times 4 = 3,800 \text{ mm}$$

$$\tau_a = k_B \times c\sigma_B = 0.021 \times 45 = 0.945 \text{ N/mm}^2$$

$$k_B: \text{高強度コンクリート, CFT 柱} \rightarrow 0.021$$

$$N_{st} = n_e \times 0.5 \times a_s \times \sqrt{c\sigma_B \times E_c}$$

$$= (0.145 l + 24) \times 0.5 \times 380.1 \times 900 / 1,000 = 24.80 l + 4,105$$

$$n_e = (l / 165 + 1) \times 6 \times 4 = 0.145 l + 24 \text{ 本}$$

(CFT 柱, 補強筋あり  $\rightarrow$  埋込み長さ全長分)

$$a_s = 11^2 \pi = 380.1 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left( \frac{23.5}{24} \right)^2 \times \left( \frac{45}{60} \right)^{\frac{1}{3}} = 29,182 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{c\sigma_B \times E_c} = \sqrt{45 \times 29,182} = 1,146 > 900 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 900 \text{ N/mm}^2 \text{ とする}$$

$$\rightarrow 0.45 \times 3.591 \times l + 24.97 \times l + 4,105 > 141,372$$

$$l > 5,162 \text{ mm} \rightarrow 5,500 \text{ mm とする}$$

CFT 柱で付着+スタッドで十分に  $N_{p1}$  が発揮できるように埋込み長さおよびスタッド打設本数をセッとした場合でも、補強筋が無い場合は、 $N_{p2}$  までしか埋込み部分は耐力を発揮できない。

そこで、埋込み部分に補強筋を配筋することで、鉄骨柱埋込み部分の耐力を確保する。

#### 【埋込み部分が $N_{p1}$ と同等の耐力を発揮するための杭の必要補強筋量の算出】

$$f_2' \geq 10 \cdot \frac{A_s}{A_c} - 6.4$$

$$10 \frac{A_s}{A_c} - 6.4 = 10 \times \frac{(1,000^2 \pi - 950^2)}{1,000^2 \pi} - 6.4 = 0.727$$

このとき,  $A_s$ : 杭断面積から鉄骨柱断面積を減じた面積

補強筋を D16@100(SD345)とすると

$$A_{sp} = 199 \text{ mm}^2$$

$$f_{sp} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$d_c = 2,000 - 130 \times 2 = 1,740 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$f_{2d}' = \frac{2 \times A_{sp} \times f_{sp}}{d_c \cdot s} = \frac{2 \times 199 \times 345}{1,740 \times 100} = 0.789$$

このとき、 $f_2'/f_2'd = 0.727 / 0.789 = 0.92 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$

上記補強筋を配筋することで、鉄骨柱で決まる

※参考

$$\rightarrow N_{p1} \doteq N_{suIV} >_s N > N_{p2}$$

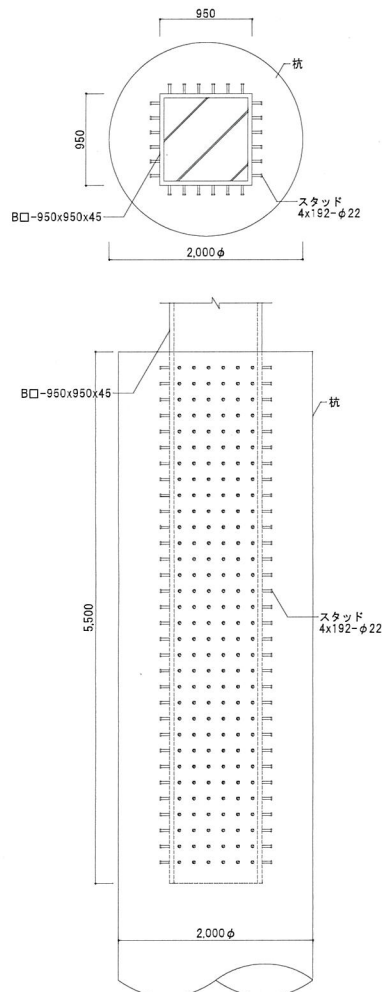


図 5-9 埋め込み部分断面図



## 5.5 まとめ

本章では, 5.2 節において第 1 章から第 4 章で検証・提案した評価式を整理し, 5.3 節において提案した耐力評価式を実際の建物規模に合わせて適用した設計例を示した。

<参考文献>

- 5-1) Tetsu Usami, Takeshi Katayama and Yasuyoshi Miyauchi : Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column, 60N/mm<sup>2</sup> Compression Strength Concrete Pile, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.63B, pp.579-586, 2017 (in Japanese)  
宇佐美徹, 片山丈士, 宮内靖昌:鉄骨柱が埋込まれたコンクリート杭頭部の軸耐力 一圧縮強度 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリート杭の場合, 構造工学論文集, 第 63B 巻, pp.579-586, 2017
- 5-2) Architectural Institute of Japan : Design Recommendations for Composite Constructions, Maruzen, 2010 (in Japanese)  
日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 丸善, 2010
- 5-3) Architectural Institute of Japan : Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Structure , Masuzen, pp.5-10, pp.90-99, 1987 (in Japanese)  
日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 丸善, pp.5-10, pp.90-99, 1987

## 第6章 結論





## 6.1 まとめ

本論文は、鉄骨柱(構真柱)が埋め込まれた場所打ちコンクリート杭(構真台柱)頭部の応力伝達における耐力評価についてまとめたものである。以下に各章におけるまとめを示す。

第1章では、序論として、本研究の背景、既往の研究内容と本研究の目的を示した。既往の文献<sup>6-1),6-2),6-3)</sup>で把握できていなかった、ウイングプレート取り付けによる影響、鉄骨柱埋込み部分の割裂補強筋(杭のせん断補強筋)の効果、被り厚・偏心の影響の解明や、鉄骨柱埋込み部分の割裂補強筋の評価式の提案を本研究の目的とすることを述べた。

第2章では、杭の補強筋が無い場合でH形鋼柱に付着耐力を増大させることを目的としてウイングプレートを取り付けた場合のウイングプレートの影響について、実験により検証し、以下の結論を得た。

- 1) ウイングプレートを設置することで付着耐力は上昇し、大きく捉えると、H形鋼部分とウイングプレートでは付着性状が異なる。付着面積が同じであれば設置位置にかかわらず、ウイングプレートは同等の付着耐力を有する。
- 2) ウイングプレートは設置天端から45°の範囲で付着が無効になり、その場合のコンクリート圧縮耐力に対する平均付着応力度比は、ウイングプレートを有するH形鋼部分において、ウイングプレートが無いH形鋼柱より大幅に上昇する。
- 3) ウイングプレートを有する断面では、ウイングプレートが無い場合に比べ、付着耐力が支圧耐力に対して大幅に高くなることから、既提案式<sup>6-2)</sup>による累加耐力の計算値が実験値に比べ高くなる傾向にある。

第3章では、鉄骨柱埋込み部分の割裂補強筋の効果について検証した。まず、普通コンクリート・高強度コンクリートの場合のそれぞれで、CFT柱および十字鉄骨柱の無筋の場合の破壊性状を把握し、その後、普通コンクリートで補強筋がある場合の破壊性状を把握した。次に、CFT柱に対して、鉄骨柱埋込み部分が杭全断面積の圧縮耐力を発揮するために必要な補強筋量の算定式を提案した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 無筋の試験体は付着破壊前までは高い剛性を示し、最大耐力到達後、脆性的な破壊を生じて急激な耐力低下を示す。
- 2) 十字鉄骨柱の場合、十分な埋込部耐力があれば、無筋でも杭全断面積有効の圧縮耐力に達する。一方、CFT柱で無筋の試験体では、杭全断面積からCFT柱断面積を除いた面積を有効とする圧縮耐力で割裂破壊する。
- 3) CFT柱で鉄骨柱埋込み先端部分のみが補強配筋された試験体では、補強筋が配筋された範囲から下部の補強筋の無い箇所で支圧破壊を生じ、杭全断面積の圧縮耐力には至らなかった。このときの最大耐力は、既往の支圧耐力式<sup>6-3)</sup>で支圧面積として杭全断面積から鉄骨柱断面積を除いた面積を用いることで、精度よく算定できる。

- 4) CFT 柱に杭全長にわたり補強筋を配筋した試験体では、補強筋量や杭径にかかわらず、いずれの試験体も鉄骨柱埋込み先端直下近傍の杭の圧壊とそれに伴う支圧破壊で終局に至る。また、補強筋の増加とともに軸耐力が上昇し、補強筋による効果を確認した。
- 5) 埋込み部分の圧縮耐力の耐力上昇率を、支圧面積と支承面積の比と補強筋量の関数により評価し、これに基づき杭のコンクリートの圧縮耐力を確保するための補強筋量の算定式を提案した。

第 4 章では、その他の影響因子として、鉄骨柱の被り厚と偏心の影響について実験を実施し、その影響について評価した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 付着耐力は、ばらつきがあるものの、被り厚や偏心の影響は見られない。
- 2) 被り厚が小さくなると、最大耐力も小さくなる。同様に偏心量に対しても、偏心量が大きくなるに伴い、最大耐力は小さくなる。
- 3) 偏心のない試験体では、コンクリート杭に均等に割裂に伴うひび割れが生ずるのに対して、偏心がある試験体ではコンクリート杭の被り厚が小さくなる側にひび割れが集中する傾向にあり、またひび割れも傾斜したものが多く見られた。
- 4) H 形鋼柱でウェブにスタッドがある場合、当初割裂断面はフランジ縁からコンクリート縁までの最短距離となると想定したが、最大耐力から割裂応力度を算出することで、CFT 柱同様の破壊断面を想定することで、良い対応を示す。
- 5) コンクリートの引張応力度で無次元化した割裂応力度と被り厚の関係は線形性を示す。
- 6) 被り厚が  $1.0D$  以下の場合、付着耐力とスタッド耐力の累加耐力と杭の割裂応力度の比較による式で精度良く破壊性状を評価できる。ただし、鉄骨柱下部のコンクリートが一定以上あり、被り厚が  $0.5D$  以上ある場合は、被り厚の影響は考慮不要である。
- 7) 偏心を有する場合、支圧耐力に加え、スタッドせん断耐力も低下すると考えられる。偏心がある場合のスタッドに起因する耐力は、コンクリート圧縮強度に偏心を考慮した式を用いることで、精度良く耐力評価できる。

第 5 章では、第 1 章から第 4 章までの内容を踏まえ、鉄骨柱埋込み部分の各応力伝達要素の耐力評価式、それらの累加耐力評価式を整理し、まとめた。また、実際の建物規模を想定した累加耐力算定例を示し、具体的な計算方法を示した。

## 6.2 今後の課題

### (1) 平均付着応力度比や有効付着長さの杭コンクリート圧縮強度に対する連続性の把握

コンクリート圧縮強度  $20\sim 30\text{N/mm}^2$  と  $45\sim 60\text{N/mm}^2$  において、数多くの実験を実施し、その構造特性を把握してきたが、連続的に実験ができておらず、コンクリート圧縮強度に対する平均付着応力度比や有効付着長さの閾値が不明のままである。連続的な杭コンクリート圧縮強度に対して正確に性状を把握することを今後の課題とする。

### (2) 偏心がある場合の累加耐力の評価

偏心がある場合、支圧耐力については多くの研究結果があるが、逆打ち工法を対象とした支圧耐力を含めた累加耐力に対するものは無いため、今後の課題とする。

<参考文献>

- 6-1) Kazuo Wakabayashi : Kenchiku Kozo to Seko no Setten, Gakugei Shuppansha, 1990 (in Japanese)  
若林嘉津雄: 建築・構造と施工の接点, 学芸出版社, 1990
- 6-2) Tetsu Usami, Takahiro Kei, Masamichi Aoki, Yoshio Hirai and Hidetoshi Ito : Axial Force Transmission from Steel Column to Cast-in-place Concrete Pile Head, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.66, No. 547, pp.105-112, 2001. (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路, 平井芳雄, 伊藤栄俊: 鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭頭部への軸力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, 第 547 号, pp.105-112, 2001  
(DOI: [https://doi.org/10.3130/aijs.66.105\\_3](https://doi.org/10.3130/aijs.66.105_3))
- 6-3) Tetsu Usami, Takahiro Kei and Masamichi Aoki: Bearing Strength of Concrete Pile Loaded by Axial Force from Steel Column, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.68, No. 572, pp.111-116, 2003 (in Japanese)  
宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路: 鉄骨柱から軸力を受けるコンクリート杭の支圧耐力に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 68 巻, No.572, pp.111-116, 2003  
(DOI: [https://doi.org/10.3130/aijs.68.111\\_5](https://doi.org/10.3130/aijs.68.111_5))



付録



## 付録1 本研究に関して著者の発表した論文

### 【論文】

- 1) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれたコンクリート杭頭部の軸耐力補強筋が耐力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第88巻, 第805号, 531頁～537頁, 2023年3月1日
- 2) Kunie Ikeuchi, Tetsu Usami, and Yasuyoshi Miyauchi: Axial Strength of Pile Head Embedded with Steel Column: Effect of Reinforcing Bar on Axial Strength, International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures, SynerCrete 2023, RILEM Bookseries 43, 11 June 2023
- 3) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:ウイングプレートを有する鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力, 日本建築学会技術報告集, 第74号, 2024年2月20日
- 4) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:被り厚や偏心を考慮した鉄骨柱の埋め込まれたコンクリート杭頭部軸耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第89巻, 第815号, 2024年1月1日

### 【口頭発表】

- 1) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌, 片山 丈士:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力に対する被り厚と偏心の影響 その1 実験の概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造III, 1491頁～1492頁, 2017年7月
- 2) 宇佐美 徹, 池内 邦江, 宮内 靖昌, 片山 丈士:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力に対する被り厚と偏心の影響 その2 耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造III, 1493頁～1494頁, 2017年7月
- 3) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 木村 秀樹, 麻生 直木, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その1 被り厚とコンクリート強度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造III, 1465頁～1466頁, 2019年7月
- 4) 麻生 直木, 宇佐美 徹, 木村 秀樹, 池内 邦江, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その2 根入れ部を補強した実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造III, 1467頁～1468頁, 2019年7月
- 5) 木村 秀樹, 宇佐美 徹, 池内 邦江, 麻生 直木, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その3 補強筋の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造III, 1469頁～1471頁, 2019年7月
- 6) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その4 鉄骨断面の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造III, 1335頁～1336頁, 2020年9月
- 7) 宇佐美 徹, 池内 邦江, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その5 補強筋量評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造III, 1337頁～1338頁, 2020年9月

- 8) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その6 高強度コンクリートの場合の累加耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造III, 1243頁~1244頁, 2021年7月
- 9) 池内 邦江, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その7 CFTとクロスHの累加耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造III, 1283頁~1284頁, 2022年7月
- 10) 魚住 奈緒美, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌, 池内 邦江:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その8 ウイングプレートを有する柱の実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造III, 1427頁~1428頁, 2023年7月
- 11) 池内 邦江, 魚住 奈緒美, 宇佐美 徹, 宮内 靖昌:鉄骨柱が埋め込まれた杭頭部軸耐力 その9 ウイングプレートを有する柱の耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造III, 1429頁~1430頁, 2023年7月

**【講演】**

- 1) 池内 邦江:杭頭に埋め込まれた鉄骨柱から場所打ちコンクリート杭への軸力伝達, 日本建築学会 近畿支部 鉄骨構造部会 2022年度第2回研究会『鋼とコンクリートの取り合い部の終局挙動に関する最新の知見』, 2022年12月23日



## 付録2 その他著者の発表した論文

### 【論文】

- 1) 佐分利 和宏, 池内 邦江, 牛渡 ふみ, 宇佐美 徹, 平川 恭章, 山崎 賢二, 金子 洋文: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能, 鋼構造論文集, 第22巻, 第88号 pp.35-42, 2015.12

### 【口頭発表】

- 1) 池内 邦江, 村司 真生, 橘 英三郎: すべり支承型免震構造の応答に関する基礎的研究(構造), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 337頁～340頁, 2000年5月
- 2) 池内 邦江, 村司 真生, 橘 英三郎: すべり支承型免震構造の応答に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造Ⅱ, 653頁～654頁, 2000年7月
- 3) 川井 由佳, 池内 邦江, 小野 聡子, 橘 英三郎: 滑り支承部の動特性に関する実験的研究: その1 摩擦係数の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅱ, 967頁～968頁, 2002年8月
- 4) 池内 邦江, 小野 聡子, 川井 由佳, 橘 英三郎: 滑り支承部の動特性に関する実験的研究: その2 上下動入力摩擦係数に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅱ, 969頁～970頁, 2002年8月
- 5) 佐分利 和宏, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 池内 邦江, 山崎 賢二, 牛渡 ふみ: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その1 解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, 661頁～662頁, 2011年7月
- 6) 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 牛渡 ふみ: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その2 実験的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, 663頁～664頁, 2011年7月
- 7) 牛渡 ふみ, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 池内 邦江, : 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その3 耐力設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, 665頁～666頁, 2011年7月
- 8) 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 山崎 賢二, 佐分利 和宏, 牛渡 ふみ: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その4 隣接貫通孔および片面補強に関する実験的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅲ, 819頁～820頁, 2012年9月
- 9) 牛渡 ふみ, 池内 邦江, 平川 恭章, 金子 洋文, 佐分利 和宏, 山崎 賢二: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その5 隣接貫通孔および片面補強に関する解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅲ, 821頁～822頁, 2012年9月
- 10) 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 山崎 賢二, 佐分利 和宏, 牛渡 ふみ: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その6 ウェブ幅厚比の影響,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅲ, 1179 頁～1180 頁, 2013 年 8 月
- 11) 池内 邦江, 牛渡 ふみ, 平川 恭章, 山崎 賢二, 佐分利 和宏, 宇佐美 徹: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その 7 段差付き鉄骨梁に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅲ, 915 頁～916 頁, 2014 年 9 月
  - 12) 池内 邦江, 佐分利 和宏, 平川 恭章, 牛渡 ふみ, 山崎 賢二, 宇佐美 徹: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その 8 傾斜設置補強有孔梁の構造性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, 887 頁～888 頁, 2015 年 9 月
  - 13) 山崎 賢二, 池内 邦江, 佐分利 和宏, 平川 恭章, 牛渡 ふみ, 宇佐美 徹: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その 9 傾斜設置補強有孔梁の耐力と変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, 889 頁～890 頁, 2015 年 9 月
  - 14) 池内 邦江, 牛渡 ふみ, 梁田 真史, 栗原 嵩明, 宇佐美 徹: 板状材のせん断性状に関する実験的検討: その 1 せん断加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅲ, 1061 頁～1062 頁, 2016 年 8 月
  - 15) 牛渡 ふみ, 池内 邦江, 梁田 真史, 栗原 嵩明, 宇佐美 徹: 板状材のせん断性状に関する実験的検討: その 2 各種薄板のせん断性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅲ, 1063 頁～1064 頁, 2016 年 8 月
  - 16) 小田島 暢之, 山崎 賢二, 池内 邦江, 牛渡 ふみ, 佐分利 和宏, 宇佐美 徹: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その 10 せん断スパン比が耐力と変形性能に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅲ, 995 頁～996 頁, 2016 年 8 月
  - 17) 三橋 幸作, 小田島 暢之, 岡村 祥子, 山崎 賢二, 池内 邦江, 稲葉 澄: 梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能: その 12 軸力が作用する場合の耐力相関式の妥当性検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造Ⅲ, 1125 頁～1126 頁, 2018 年 7 月
  - 18) 桜庭 潮理, 宇佐美 徹, 牛渡 ふみ, 池内 邦江, 岡村 祥子, 田仲 秀典: フラットバー補強された矩形開口を有する梁の構造性能: その 1 矩形開口梁に関する実験の計画と結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅲ, 813 頁～814 頁, 2023 年 7 月
  - 19) 岡村 祥子, 牛渡 ふみ, 小田島 暢之, 池内 邦江, 田仲 秀典, 桜庭 潮理: フラットバー補強された矩形開口を有する梁の構造性能: その 2 矩形開口梁に関する実験結果と FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅲ, 815 頁～816 頁, 2023 年 7 月

## 謝辞

本論文は、逆打ち工法における場所打ちコンクリート杭の構真柱埋込み部分の軸力伝達についての研究成果を取りまとめたものです。

大阪工業大学特任教授宮内靖昌先生には、懇切丁寧なご指導を賜りました。設計技術者である著者が本論文をまとめることができましたのも、宮内先生のご指導ご鞭撻の賜物であり、心より厚く御礼申し上げます。

本論文の審査にあたり、大阪工業大学教授馬場望先生、同教授大山理先生、同准教授向出静司先生には、貴重なご指導とご助言を賜りましたことに、深く感謝の意を表します。

株式会社竹中工務店技術研究所の宇佐美徹博士には、本論文執筆にあたり、研究内容の細部まで丁寧なご指導と多くのご助言をいただき、大変お世話になりました。心より感謝いたします。

また、株式会社竹中工務店大阪本店設計部構造部門の皆様には、通常業務を続けながらの本論文執筆に対し、ご理解とご支援・ご協力を頂いたおかげで、本研究を遂行することが出来ました。ここに、御礼申し上げます。

池内 邦江

