

論文 プレキャスト部材水平接合部の応力伝達に関する研究

五十嵐 賢次^{*1}・倉田 光春^{*2}

要旨：本論文はプレキャスト部材の水平接合部に作用するせん断力に対して、鉛直接合筋のダボ抵抗による応力伝達機構について述べている。弾性支承上の梁の理論および有限要素法解析を用いて、コンクリートの局部応力による見かけ上の弾性係数を低減し、鉛直接合筋が塑性ヒンジを形成して、大変形に至らない範囲として 5mm まで展開している。また、鉛直接合筋比をパラメータとした水平接合部の部材実験を行い、ダウエル強度、水平接合部強度式による耐力と比較してその有効性を検討した。

キーワード：プレキャスト部材、水平接合部、応力伝達、ずれ挙動

1. はじめに

プレキャスト鉄筋コンクリート構造は、構造設計指針に相当するものがなく、現状ではプレキャスト部材の接合部強度が、一体打ちコンクリートと同等の剛性、耐力を有することを前提に、在来工法の手法で構造計算を行っている。

筆者ら¹⁾は剛性の高い部材である壁を対象として、水平ずれ変位を許容するプレキャスト水平接合部の設計手法の確立と、それを可能とするディテールを模索している。中小地震に対しては建物の剛性で抵抗し、大地震に対してはプレキャスト壁の水平接合部がずれて靱性を確保させるという、プレキャスト壁のダンパー機能を持たせたRC系制震装置化を目標としている。そのためには、プレキャスト水平接合部がずれた場合に、全体系に与える影響を把握する必要があるが、その前に水平接合部における応力伝達とずれ挙動を解明しなければならない。

本論文は、水平接合部にせん断力が作用する場合の、鉛直接合筋による応力伝達機構を明らかにするため、弾性支承上の梁の理論、および有限要素法を用いて、塑性ヒンジ形成、さらにそれ以降のずれ変位 5mm までのQ-δ関係を算出した。また、接合部実験と比較検討し、その有効性について述べている。

2. 弾性支承上の梁

鉛直接合筋の弾性時挙動は、地盤に埋込まれた杭が水平力に抵抗するように、弾性支承上の梁として考える。その際に接合筋は、水平接合部を境界にして逆対称応力を受けるので、頭部は自由端 ($M = 0$) 扱いとする。

鉛直接合筋の軸方向を x とし、曲げ剛性 $EsIs$ が全長にわたって一定で、水平ずれ変位を y とすると式(1)の関係が成立つ

$$EsIs \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_h \cdot d \cdot y = P_h \quad (1)$$

ここで k_h はコンクリート反力係数、 d は鉛直接合筋の直径、 P_h は水平方向のコンクリート反力である。同様に、鉛直接合筋の曲げモーメント、せん断力は式(2)、(3)で求められる。

$$EsIs \frac{d^2 y}{dx^2} = -M \quad (2)$$

$$EsIs \frac{d^3 y}{dx^3} = -Q \quad (3)$$

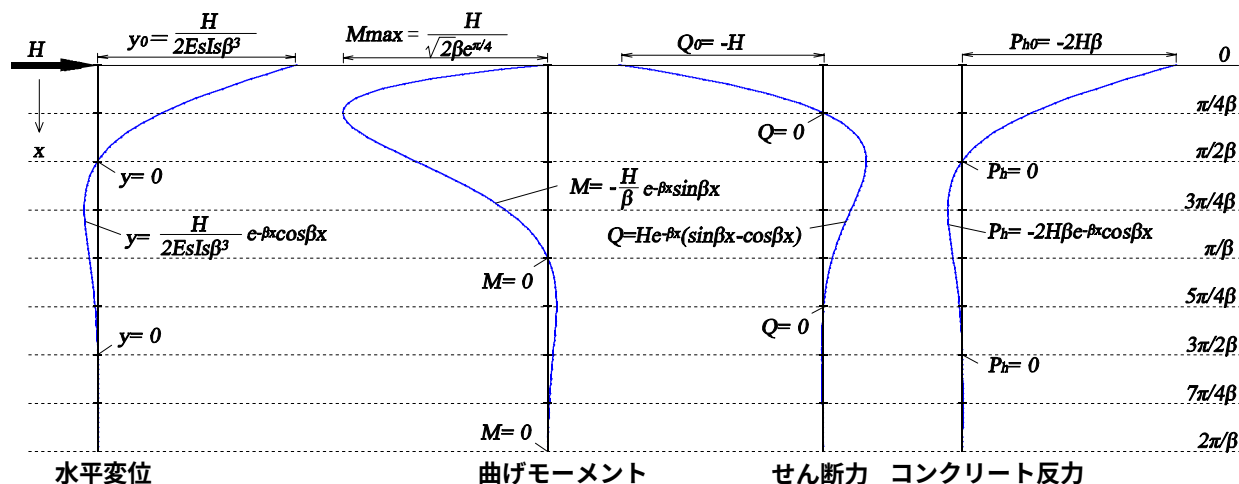
接合筋の特性値を β として式(4)を用いると、4階微分方程式の一般解は式(5)になる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4EsIs}} \quad (4)$$

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (5)$$

*1 日本大学大学院 工学研究科建築学専攻 工修 (正会員)

*2 日本大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)



図－１ 鉛直接合筋の弾性時変位・応力分布

この時、 A, B, C, D は積分定数である。水平接合部から十分に深い位置では水平変位はないものと考え、 $x=\infty$ で $y=0$ となる。また、 $x=0$ の境界条件では $M=0$ 、および $Q=-H$ という関係が成立つ。これにより積分定数を消去すると式(6)～(9)になる。

$$y = \frac{H}{2EsIs\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x \quad (6)$$

$$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \quad (7)$$

$$Q = -He^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \quad (8)$$

$$P_h = -2H\beta e^{-\beta x} \cos \beta x \quad (9)$$

これら鉛直接合筋の弾性時の水平変位、曲げモーメント、せん断力およびコンクリート反力の深さ方向(x)の分布を表すと図－１になる。 $x=\pi/4\beta$ を基本として、その倍位置が変位や応力の 0 点やピーク値となり、モーメントの最大値は $x=\pi/4\beta$ の位置となる。

また β に用いる k_h は、コンクリートの変形係数 E_o と鉛直接合筋の直径 d を用いて式(10)で表される。 E_o は杭・地盤で考えるとき²⁾、砂質地盤の場合は平均N値の7倍を用いるが、粘性土地盤では1軸圧縮強度を用いており、これに倣う。1軸圧縮強度の代わりにコンクリート圧縮強度 σ_B と、 $\sigma_B/2$ 時ひずみ ε_o を用い、これをコンクリートの弾性係数 Ec に置換えると式(11)になる。

鉛直接合筋に水平力が生じる場合

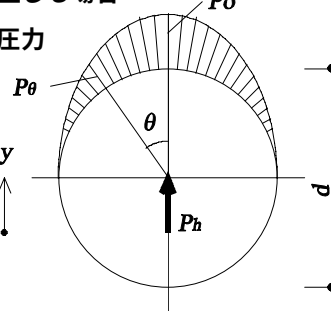
コンクリートの受ける圧力

$$P_\theta = P_o \cdot \cos \theta$$

$$P_o(\theta=0) : \text{基準応力}$$

$$P_o = 4P_h / \pi t d$$

(t は接合筋長さ)



図－２ コンクリートの受ける圧力分布

$$k_h = 0.8E_o \cdot d^{-3/4} \quad (10)$$

$$E_o = \frac{\sigma_B}{2\varepsilon_o} = Ec \quad (11)$$

3. コンクリート反力

コンクリートは鉛直接合筋を介して局部応力を受けている。今、せん断力を受ける鉛直接合筋周辺の応力分布³⁾は図－２の通りとなる。

応力分布は $\theta=0$ で最大、かつ $\theta=\pi/2$ で 0 になると仮定し、基準応力を P_o とすると θ 時の応力は $P_\theta = P_o \cdot \cos \theta$ で表される。コンクリート反力 P_h と応力分布の y 方向成分は釣合うので、式(12)が成立して基準応力 P_o が算出される。

$$P_h = P_o \cdot t \cdot d / 2 \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \cos^2 \theta d\theta \quad (12)$$

$$= \frac{\pi \cdot t \cdot d \cdot P_o}{4}$$

基準応力 P_o が弾性範囲であれば、弾性支承上の梁として扱うことができるが、それを超える場合には有限要素法で考える必要がある。その場合の解析モデルを図-3に示す。解析モデルは鉛直接合筋を線材に要素分割し、各節点には水平バネを設ける。この時、水平バネは k_{hd} (N/mm^2) に各要素の長さ (mm) を乗じて算出される。

コンクリートは1軸の場合、圧縮強度到達以降、応力度-ひずみ度曲線⁴⁾は下り勾配に入る。圧縮強度時のひずみ度を ϵ_{cu} とすると、 $4\epsilon_{cu}$ の時点でコンクリートは完全に圧壊し、剛性は0となる。鉛直接合筋により局部圧縮を受けるコンクリートでは、圧縮応力は鉛直接合筋から離れると減少し、背後のコンクリートが鉛直接合筋の圧縮を受けるため、結果として σ_B 以上にさらに $4\epsilon_{cu}$ 以上の応力を受けることが可能となる。

但しこの場合、圧縮強度 σ_B 以降の仮定であり、コンクリートの弾性係数 E_c をそのまま用いるには剛性が大き過ぎる。従って、 σ_B 時のひずみ度 ϵ_{cu} を通る $E_s (=E_c/2$ 程度) 勾配を水平バネに用いることとする。局部圧縮を受けた時の応力度-ひずみ度関係の概念を図-4に示す。

コンクリートの変形は、基準応力 P_o が σ_B 以下までは E_s である。 σ_B を超えてからの変形は漸次追加応力に対して、見かけ上 E_s を低減させることで対応する。図-5に E_s の見かけ上の低減の考え方を示す。

今、基準応力 P_o が σ_B を超えた $n\sigma_B$ にあり、その時のひずみ度を ϵ とすると、コンクリートはエネルギーとして $n\sigma_B \times \epsilon/2$ を受けている。また、接続筋に接しているコンクリートは σ_B 以上を受けることができないので、これに同等の面積を負担するとして $n\epsilon$ のひずみ度が必要となる。図5中の2つの等価面積の三角形は式(13)の関係であり、両者から E_s の低減率 m は式(14)で表せる。つまり、基準応力 P_o がコンクリート強度 σ_B を超え $n\sigma_B$ で表せる場合には、低減率 m は $1/n^2$ とすることができる。

$$E_s = \frac{n \cdot \sigma_B}{\epsilon}, \quad m \cdot E_s = \frac{\sigma_B}{n \cdot \epsilon} \quad (13)$$

$$m = \frac{1}{n^2} \quad (14)$$

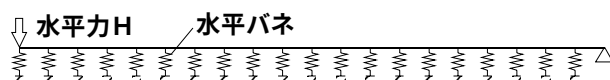


図-3 有限要素法解析モデル

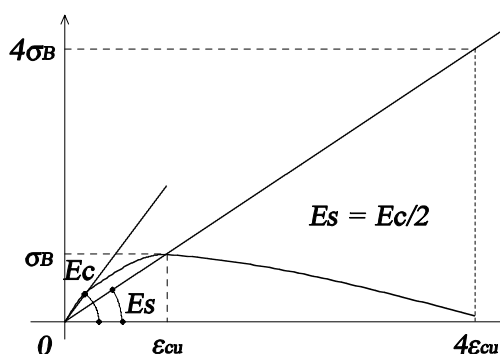


図-4 コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係

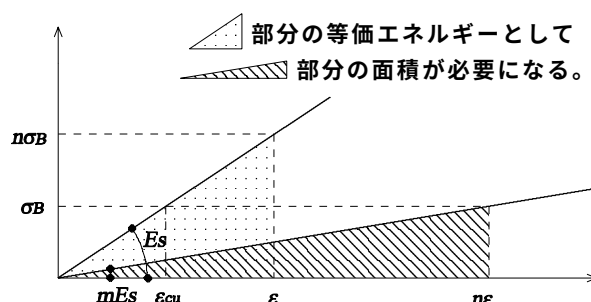


図-5 E_s の見かけ上の低減

4. 接合部実験

4.1. 実験概要

試験体は、L字形のブロック2体からなるS字形のせん断試験体で、水平接合部として300mmが接しており、鉛直接合筋を2本配筋した。試験体の形状・配筋を図-6に示す。

実験のパラメータは鉛直接合筋量で、2-D13、2-D16、2-D19、2-D22の4種類として鉛直接合筋比で各々P06N00、P09N00、P13N00、P17N00試験体と表した。なお、軸力はかけていない。

製作は2日に分けて、平打ちでコンクリート打設した。鉛直接合筋はL字ブロック鉄筋と溶接し、位置固定と十分な定着耐力を確保した。

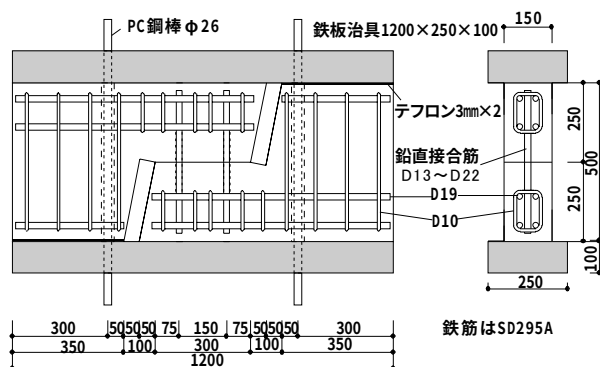


図-6 試験体形状・配筋

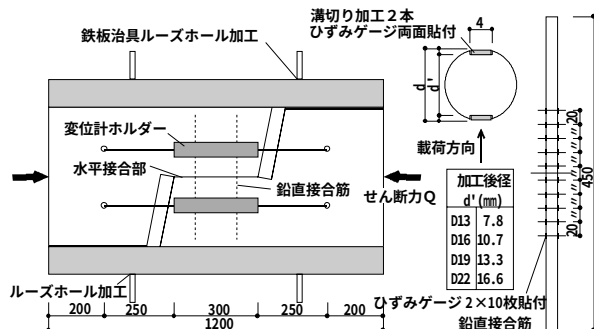


図-7 実験方法

表-1 材料性状

コンクリート (N/mm ²)	試験体			
	P06N00	P09N00	P13N00	P17N00
圧縮強度 σ_B	39.2	37.0	42.7	25.3
弾性係数 $E_c (\times 10^4)$	2.96	2.82	2.92	2.40
鉛直接合筋 (N/mm ²)	呼び名			
	D13	D16	D19	D22
降伏点 σ_y	386	360	344	342
弾性係数 $E_s (\times 10^5)$	2.06	2.05	1.77	1.94

加力は試験体を起こした状態でせん断力を載荷した。一方向の繰返し加力のみで負方向は載荷しなかった。繰返しは水平ずれ変位の制御で、0.1～20mmをピークとした27サイクルを行った。鉛直接合筋には曲率分布を測定するために、長さ方向の2面に計20枚ひずみゲージを貼付けた。その際に貼付け箇所のみ断面欠損を防止するため、2本の溝切り加工を施した一様断面にして、溝底面にひずみゲージを貼付けた。溝切り寸法は幅 $b=4\text{mm}$ とし、加工後の径は d' である。実験方法と鉛直接合筋のひずみゲージ貼付け位置を図-7に示す。

4.2. 使用材料

コンクリートは呼び強度を F_c30 で設定した。鉛直接合筋には SD295A を用いた。表-1に材料性状を示す。

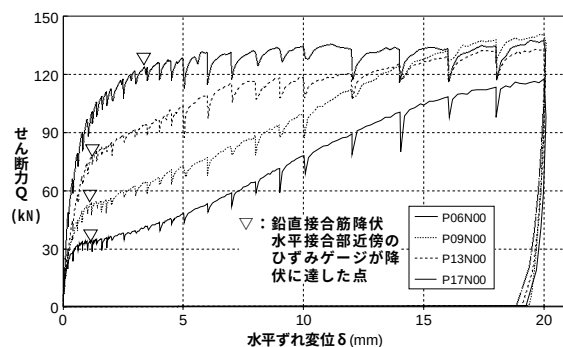


図-8 Q-δ 曲線

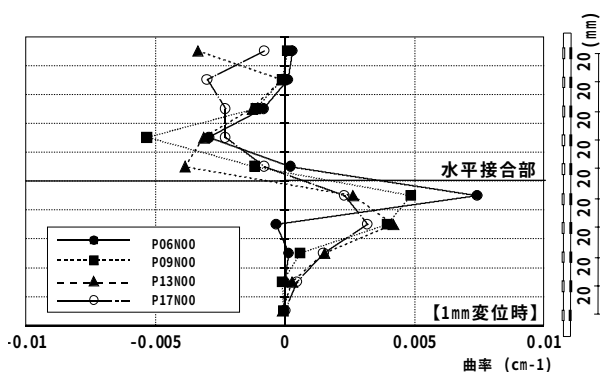


図-9 曲率分布

4.3. 実験結果

せん断力 (Q) - 水平ずれ変位 (δ) の包絡曲線を図-8に示す。 Q - δ 曲線は初期剛性と部材降伏後の剛性からなるバイリニア型であった。鉛直接合筋量が多いほど初期剛性は高く、部材降伏耐力も大きくなる。部材降伏後の勾配は鉛直接合筋量が多いほど緩やかになり、水平ずれ変位 20mm 時点では各試験体の耐力差が小さくなる結果となった。

鉛直接合筋の曲率分布を図-9に示す。傾向としては、鉄筋径が大きくなるほど、曲率のピーク位置は水平接合面から離れる。そして同一変位での曲率が小さいことから、部材降伏時の変位が大きくなることが分かる。

5. 解析

5.1. 解析モデル

各試験体の材料定数を用いて有限要素法解析を行う。解析モデルを図-10に示す。4試験体とも150要素で151節点、1要素は1mmで

全長 150mm とし、水平バネは節点位置に 150 カ所設けた。水平力 H が漸次累加され、曲げモーメントが全塑性モーメントを越えた場合に、その節点はピンとして扱うが、水平バネがまだ有効であるため、追加モーメント分布は図-10 の下段のようになる。

5.2. 解析方法

解析方法を図-11 に示す。鉛直接合筋 1 本当たりに 0.5kN 毎せん断力を増分し、その時の変位 δ 、曲げモーメント M 、水平バネ反力から求まる基準応力 P_0 を算出する。 P_0 が σ_B を超えた場合に水平バネを低減させる。また、曲げモ

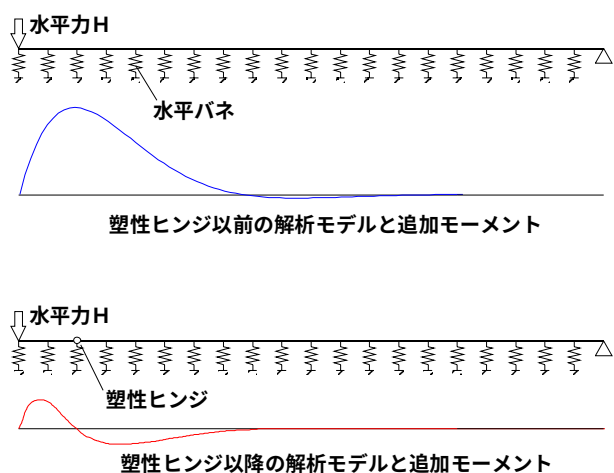


図-10 解析モデル

ーメントが塑性モーメントを超えた場合には塑性ヒンジを解析モデルに追加して解析を続ける。水平ずれ変位量が大きくなると、鉛直接合筋が伸びて水平接合部に付加軸力が生じ、このモデルでは追随出来ないため 5mm まで解析を行った。鉛直接合筋は2本配筋されているのでせん断力 Q は水平力 H の2倍、逆対称応力を受けているので水平ずれ変位は 2δ となる。

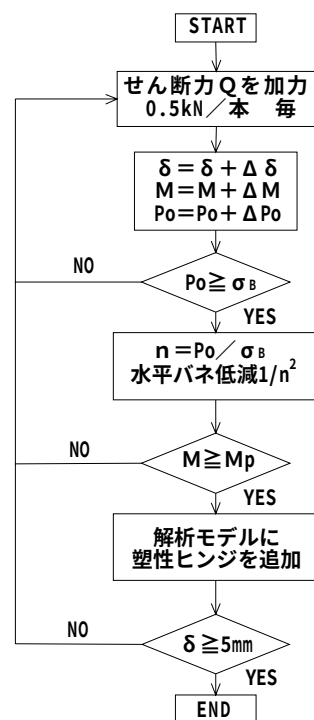


図-11 解析方法

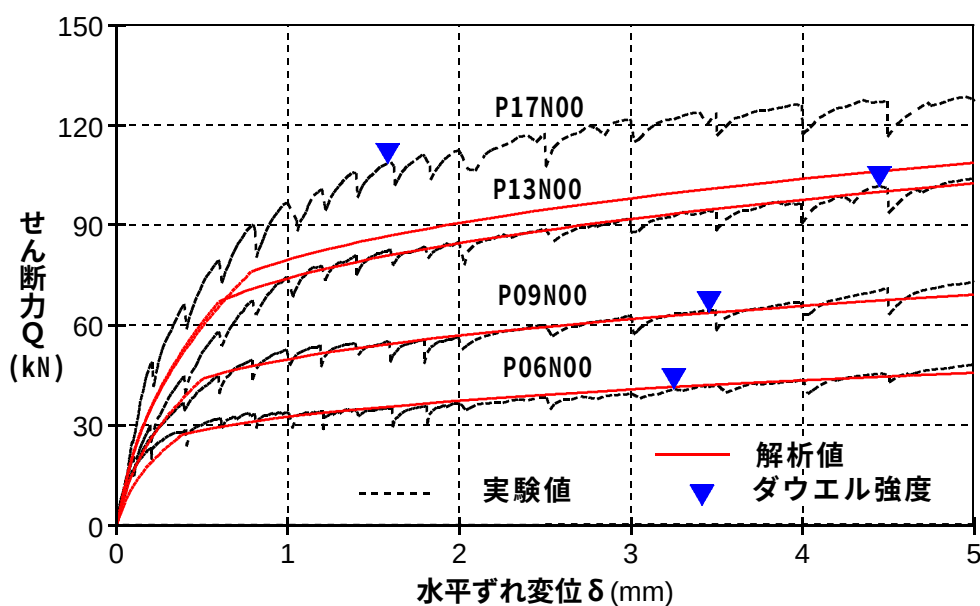


図-12 $Q-\delta$ 曲線の比較

5.3. 実験結果との比較

Q-δ 曲線の解析結果を図-12に示す。解析値は P17N00 試験体を除いて、実験値に近接している。Q-δ 関係は塑性ヒンジ以降、剛性が小さくなり実験値とよい対応を示し、部材降伏点として評価が可能となる。また、P17N00 試験体の剛性が低いのは、材料定数のコンクリート強度と弾性係数が小さいことによる。

弾性時剛性で、弾性支承上の梁の理論および解析値との比較を表-2に示す。弾性支承上の梁では E_c 、解析値は E_s を用いたが、実験値とは解析値が比較的よく合致している。

実験値の接合筋降伏時の荷重と、解析値およびダウエル強度⁵⁾、水平接合部強度式⁶⁾による耐力との比較を表-3に示す。解析値は実験値よりも約 10%，ダウエル強度よりも 30%以上小さくなっている。実験値が水平接合部の部材

降伏点を正確に表しているわけではないが、解析値とダウエル強度の間であり、Q-δ 関係の対応を見れば、ダウエル強度よりも精度よく評価されている。ダウエル強度は接合筋とコンクリートとの釣合いから算出されるが、その値は Q-δ 曲線上では部材降伏以降のずれ変位が進行した位置にプロットされる。水平接合部強度式は実験の統計式だが、今回は適用範囲外の P13N00, P17N00 の 2 試験体を除くと、ダウエル強度よりも高くなった。

6. まとめ

コンクリートの見かけ上の弾性係数を低減した有限要素法解析手法は、水平接合部の耐力評価と、軸力のない場合の水平ずれ変位が 5mm 程度までの範囲の評価に対して有用である。

また、弾性支承上の梁の理論を用いる場合、コンクリートの変形係数 E_c は弾性係数 E_s の 1/2 程度とすると実際の挙動によく合う。

表-2 初期剛性

試験体名	実験値 (kN/mm)	弾性支承 (kN/mm)	実/解	解析値 (kN/mm)	実/解
P06N00	166.2	280.2	0.59	140.1	1.19
P09N00	177.9	366.0	0.49	183.0	0.97
P13N00	210.0	456.0	0.46	228.0	0.92
P17N00	274.3	489.4	0.56	244.7	1.12

表-3 降伏耐力

試験体名	実験値 (kN)	解析値 (kN)	計算値1 (kN)	計算値2 (kN)
P06N00	33.2	27.0	40.7	52.2
P09N00	50.2	44.0	64.4	70.2
P13N00	72.2	66.0	101.2	81.3
P17N00	128.9	76.0	108.5	80.8

計算値 1：ダウエル強度式 $D=1.3d_b\sqrt{f_c' \cdot f_y}$

D ：鉄筋一本のダウエル強度(N)

d_b ：鉄筋直径(mm)

f_c' ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

f_y ：ダウエル鉄筋規格降伏点(N/mm²)

計算値 2：水平接合部強度式

$\tau_{DH}=0.7(\sigma_y \cdot p_h + \sigma_h)$ [$p_h < 0.005$]

$\tau_{DH}=0.7\{\sigma_y/2(p_h + 0.005) + \sigma_h\}$ [$p_h > 0.005$]

ただし、 p_h は 0.01 未満とする。

τ_{DH} ：水平接合部の終局せん断応力度(N/mm²)

σ_y ：鉛直接合部の材料強度(N/mm²)

p_h ：水平接合部に対する接合筋断面積比

σ_h ：軸方向応力度(N/mm²)

参考文献

- 1) 五十嵐賢次，他：プレキャスト部材水平接合部の応力伝達に関する研究，構造工学論文集，Vol.47B，pp.549-556，2001.3
- 2) 上野嘉久：実務から見た基礎構造設計，学芸出版社，1989
- 3) 西田正孝：応力集中，森北出版，1973
- 4) 青山博之：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法，技報堂出版，1990
- 5) E.N.Vintzeleou and T.P.Tassios：Mathematical Models for Dowel Action under Monotonic and Cycle Conditions, Magazine of Concrete Research, Vol.38, No.134, pp18-22, March, 1986
- 6) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工，1986