

論文 地盤の拘束効果を想定した横拘束圧を受ける PHC 杭の変形性能

宮川 義範^{*1}・河村 精一^{*2}・白鳥 洋平^{*3}・水野 雅^{*4}

要旨：PHC 杭に地中深さ 30m 程度以浅の土圧に相当する横拘束圧を与えた上で静的載荷実験を行ったところ、尚も変形性能の向上が認められた。実験で得られた荷重－変位関係のシミュレーションを通じて、地盤による拘束の効果を考慮して PHC 杭の変形性能を評価するための 2 つのアプローチを提示した。圧縮コンクリートの軟化域を調整する方法では、Popovics の式に若干の変更を加えることで、実験結果を再現できることを示した。力学モデルを用いる方法では、十分な精度を得るには至らなかったものの、着目した拘束レベルで変形性能が向上するメカニズムについて、一つの解釈を与えた。

キーワード：PHC 杭, 横拘束, 土圧, 変形性能

1. はじめに

東海・南海地震に備えて火力発電施設においても耐震性の再評価が行われている。その中で、PHC 杭が 10～30m 程度の深さに位置する相対的に軟弱な地盤層で強制的な変形を受けて損傷する可能性が懸念されている。しかし一方で、地中の或る程度深い領域では、土圧によってコンクリートの剥離が抑制され、圧縮破壊が生じにくくなるという効果が期待される。従来、杭の破壊部位はごく浅い杭頭と想定されることが多く、変形性能に及ぼす土圧の影響は積極的に考慮されてこなかった。そこで、同効果を実験的に捉え、杭の変形性能評価に取り入れることを目的とする研究を実施した。

PHC 杭は、1980 年代に、黒正ら¹⁾や六車ら²⁾によって、靱性の改善に向けた研究が行われた。コンクリート杭全般に関して言えば、近年、地盤の拘束効果に着目した研究も行われており、変形性能の評価手法の合理化が進められている。今村ら³⁾は、地盤による拘束圧と帯鉄筋による横拘束との類似性に着目し、拘束圧を帯鉄筋量に換算するという考え方で RC 杭の変形性能を評価している。白戸ら⁴⁾は、場所打ち杭を対象として、圧縮コンクリートの応力－ひずみ関係を修正して拘束圧の効果を解析的に表現している。このように、杭に対する横拘束が靱性改善効果を有することは明らかになっているが、拘束の大きさや周辺地盤の剛性とその効果との関係を定量化するには、まだデータの蓄積が必要な段階だと考えられる。そこで、まず基礎的なデータを取得するべく、PHC 杭の静的水平載荷実験を実施した。

2. PHC 杭の静的水平載荷実験

2.1 概要

鉛直方向に立てた PHC 杭に対し、所定の軸力を維持で

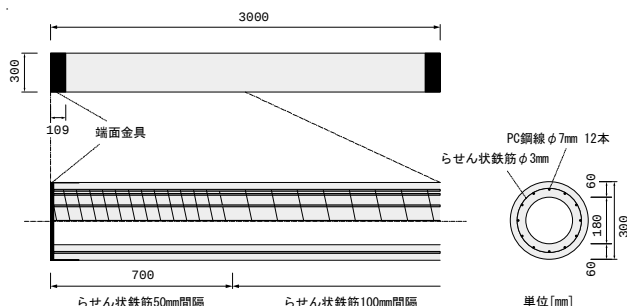
きなくなるか、もしくは緊張材が破断するまで水平荷重を与えた。塑性変形の進行が想定される部位に拘束を与えるケースと、それが無いケースとを対比した。

2.2 実験計画

(1) 試験体

試験体は、図－1 に示す長さ 3m の $\phi 300\text{B}$ 種 PHC 杭(外径 300mm, 厚さ 60mm) 7 本である。緊張材として、 $\phi 7\text{mm}$ の PC 鋼線 12 本が配置されている。また、試験対象区間には $\phi 3\text{mm}$ のらせん状鉄筋が 100mm 間隔で設けられている。必要プレストレス導入量は 8N/mm^2 である。

実験パラメータは、表－1 に示すとおり、軸力と初期状態の拘束圧、および拘束に用いるバネのバネ定数とした。Case1 と Case5 が基本ケースで、横拘束は与えず、地震時の押込み作用を想定した圧縮軸力 200kN を与えた。Case1 と Case5 とは、軸力を与える加振機の制御方法に違いがある。荷重制御の場合、軸力を維持できなくなると同時に、急激に破壊が進行する。Case2 では、地震時の引抜き作用を想定して 80kN の引張軸力を与えた。Case3 と Case4 は、共に 300kN/m^2 程度の初期拘束を導入したケースである。これら 2 ケース間の違いについては後述する。Case6 は、初期拘束の量を Case3, 4 に比して



図－1 試験体の形状と寸法

*1 (財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 工修 (正会員)

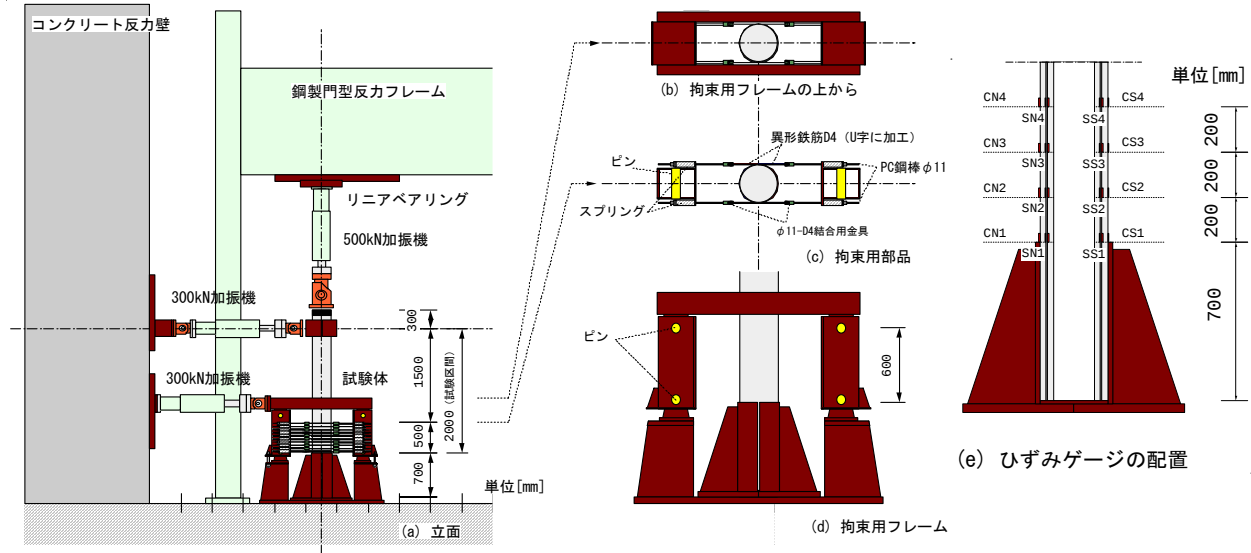
*2 中部電力(株) 土木建築部 火力土建グループ 工修

*3 中部電力(株) 土木建築部 火力土建グループ

*4 (株)シーテック 土木建築本部 技術コンサルタント部 解析グループ

表－1 試験体一覧

Case	軸力[kN] (圧縮が正)	換算拘束圧[kN/m ²]			バネ定数(両側合算) [kN/m ² /m]	拘束用鉄筋の径[mm]	拘束用鉄筋の間隔[mm]	軸力制御方法	緊張材ひずみ計測	画像計測	備考
		初期状態	拘束筋降伏時	拘束筋引張強度到達時							
1	200	0						変位制御		○	
2	-80	0						変位制御	○	○	
3	200	312	684	963	55822	4.23	50	荷重制御			塩化ビニルを巻いた
4	200	327	684	963	55822	4.23	50	荷重制御	○		
5	200	0						荷重制御			
6	200	56.1	684	963	55822	4.23	50	変位制御	○		
7	200	48.5	684	963	17444	4.23	50	変位制御	○		



図－2 荷重装置

小さくした。Case7では、さらにバネ定数を1/3程度に小さくした。

(2) 荷重装置

荷重装置を図－2に示す。試験体下端から700mmの高さまでを固定し、その上部2mの区間を試験区間とした。

Case3, 4, 6, 7では、塑性変形する領域を杭径300mmの1～1.5倍と想定し、試験区間基部500mmを対象に横拘束を加えた。拘束の方法は次のとおりである。同じ高さで試験体の両側から図－2(c)のようにU字型に加工したD4鉄筋（以降、拘束用鉄筋と称する）を半円分ずつ巻きつける。拘束用鉄筋の両端は、バネを介して小型の鋼製フレームにつなげる。これを1組として高さ方向に50mm間隔で10組同じものを設置する。鋼製フレームは図－2(d)のように四隅がピンになっていて、下段の300kN加振機によって変位を制御しながら平行四辺形状に変形させることができる。今回の実験では、上下の加振機は同じ位相で制御した。このとき、小さい変形領域では最初に与えた静止土圧相当の拘束が維持され、かぶりが剥離するなどの現象が生じた場合にはその進行が抑制される。なお、拘束用鉄筋同士の隙間の存在や、拘束用鉄筋と杭の直接的な接触による応力集中の影響を確認するため、Case3のみ杭と拘束用鉄筋の間に5mm厚の2枚の塩化ビニルシートを半周分ずつ巻いた。

地盤の剛性は拘束用鉄筋に結合されたバネの長さに

よって、地盤の強度は拘束用鉄筋の強度、径、間隔によってそれぞれ模擬される。今回は、深さ26m、地震時に生じる受働土圧と静水圧の和729kN/m²、水平地盤反力係数 $5.99 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ という地盤条件を想定し、拘束用鉄筋の間隔をできるだけ小さくしつつ、これらの条件に近づくように諸元を決定した。地盤による拘束圧と拘束用鉄筋の応力とは、次式で対応付けた。

$$pDs = 2\sigma_r A_r \quad (1)$$

ここで、 p は地盤による拘束圧、 D は杭径、 s は拘束用鉄筋の間隔、 σ_r は拘束用鉄筋の応力、 A_r は拘束用鉄筋の断面積である。拘束用鉄筋とバネは直列配置されているが、バネの剛性は拘束用鉄筋のそれより十分小さく、一方、許容荷重は拘束用鉄筋の降伏レベルを上回る。

(3) 材料

圧縮試験によって得られた円筒供試体および円柱供試体の強度特性を表－2に示す。円柱供試体は、遠心成型の工程を経っていないことに注意する。円柱供試体の応力－ひずみ関係の例を図－3(a)に示す。図にはPopovics

表－2 コンクリートの特性

	中空円筒供試体 (AC養生後)		円柱供試体(載荷試験時)			
	圧縮強度[N/mm ²]	材齢[日]	圧縮強度[N/mm ²]	静弾性係数[N/mm ²]	割裂強度[N/mm ²]	
Case1,3,5	89.1	29	86.2	40854	5.63	
Case2,4	87.3	37	79.6	37559	5.17	
Case6,7		153	77.9	36239	不実施	

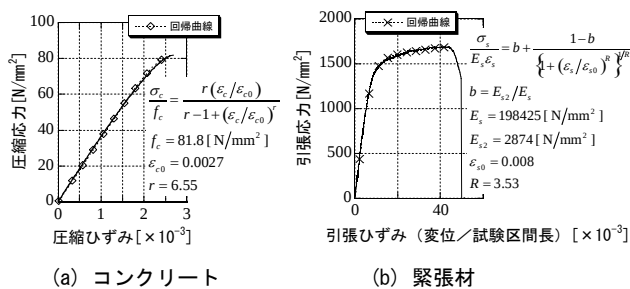


図-3 各材料の応力-ひずみ関係

の応力-ひずみ関係式⁵⁾による回帰結果を併記した。

緊張材は 0.2% オフセット降伏強度 1389N/mm²、引張強度 1680N/mm²、変位計測に基づいて評価した軟化直前の平均ひずみは 4.6% であった。応力-ひずみ関係の例を図-3(b) に示す。緊張材については、Menegotto-Pinto 型曲線による回帰結果を併記した。

(4) 計測計画

荷重、変位、ひずみの静的計測を行った。荷重は、加振機に付属の荷重計によって計測した。変位は、試験体頂部、試験体中段、拘束用フレーム頂部、試験区間下端、試験装置下端の 5 つのレベルに、それぞれ複数のレーザー変位計および接触式変位計を配置して計測した。Case1, 2 については、折返し点と除荷点で画像計測を実施した。

緊張材とコンクリートのひずみは、図-2(e) に示す 4 つの高さでそれぞれ 2 点ずつ計測した。Case3, 4, 6, 7 では、図-2(c) に示す φ11 の PC 鋼棒にひずみゲージを貼付して、拘束力の変動をモニタリングした。

(5) 载荷パターン

軸力を導入した後、水平载荷を行った。水平载荷のパターンは、変位制御による折返し変位漸増型正負交番载荷とした。折返し点の変形角（頂部水平変位を試験区間長さ 2m で除した値）は、1% に至るまでは 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1% とし、それ以降 5% に至るまで 0.5% ずつ増加させた。変形角 5% でも鉛直荷重が支持されている場合は、7.5% のサイクルを加えた。折返し点毎の周回数は 1 とした。試験区間の 30% に当たる高さの変位を制御する下段 300kN 加振機の変位は、上段 300kN 加振機の変位の 30% となるように制御した。引張力を与える Case2 では、変形角 2.5% 以降のサイクルにおいて、水平荷重を除

荷する度に、常時荷重を想定した 140kN の圧縮軸力を支持できるかどうか確認した。

2.3 実験結果

Case1, 2, 4, 6 の水平変位-水平荷重関係を図-4 に、抽出した主要な特性値を表-3 に、また、全試験体の骨格曲線の比較を図-5 にそれぞれ示す。なお、図-5 の縦軸は、軸力による影響を加味するために基部の曲げモーメントとしている。

引張軸力を与えた Case2 以外は、変位 ±50mm（変形角 ±2.5%）のサイクルで試験区間下端近傍に圧壊現象が確認される時点まで、ほぼ同じ挙動を示した。その後、Case1, 5 は変位 ±60 ~ ±70mm（変形角 ±3.0% ~ ±3.5%）のサイクルで急激な耐力低下が起こり、軸力を維持することができなくなった。Case1 と Case5 では、後者がやや早く終局に至った。Case6, 7 の挙動はほぼ同じで、変位 ±60 ~ ±100mm（変形角 ±3.0% ~ ±5.0%）のサイクルで圧壊現象が徐々に進行し、水平荷重がゼロに至った。Case3, 4 は、変位 ±100mm（変形角 ±5.0%）のサイクルを超えてもなお水平耐力を維持し、変位 +150mm（変形角 +7.5%）に向かう過程で緊張材が破断して急激に耐力低下した。Case3 と Case4 の間で大差は無かったが、Case4 は、変位 ±100mm（変形角 ±5.0%）の段階で 1 本だけ早く緊張材破断が生じた。Case4 は拘束用鉄筋を杭に直接当てたため、緊張材軸沿いの付着応力の変化が激しかったためと考えている。

引張軸力を与えた Case2 は、変位 +90mm（変形角 +4.5%）に向かう過程で最初の緊張材の破断音が発生し、水平荷重が若干低下した。それ以降、変位 ±90mm（変形角 ±

表-3 実験結果一覧

Case	载荷方向	最大水平荷重 [kN]	曲げモーメント 耐力 [kN・m]	終局変位		破壊モード
				変位 [mm]	変形角 [rad]	
1	+	48.5	106.4	64.4	0.0322	コンクリートの圧壊(急激)
	-	-48.4	-107.1			
2	+	44.8	83.8	81.0	0.0405	緊張材破断
	-	-45.1	-85.0			
3	+	48.3	108.3	136.2	0.0681	緊張材破断
	-	-48.4	-111.0			
4	+	49.6	111.1	127.2	0.0636	緊張材破断
	-	-49.8	-113.5			
5	+	47.9	104.4	53.1	0.0265	コンクリートの圧壊(急激)
	-	-49.2	-108.3			
6	+	49.8	110.7	81.1	0.0406	コンクリートの圧壊(緩やか)
	-	-50.0	-112.2			
7	+	49.9	110.2	81.2	0.0406	コンクリートの圧壊(緩やか)
	-	-50.7	-113.3			

※終局は曲げモーメント耐力が最大値の 90% を維持している限界とした。ただし、Case4 は 100mm に向かう過程の 86.35mm で 1 回目の緊張材破断が発生しているが、一定の水平耐力で維持されていることを踏まえて上記を終局と判断した。

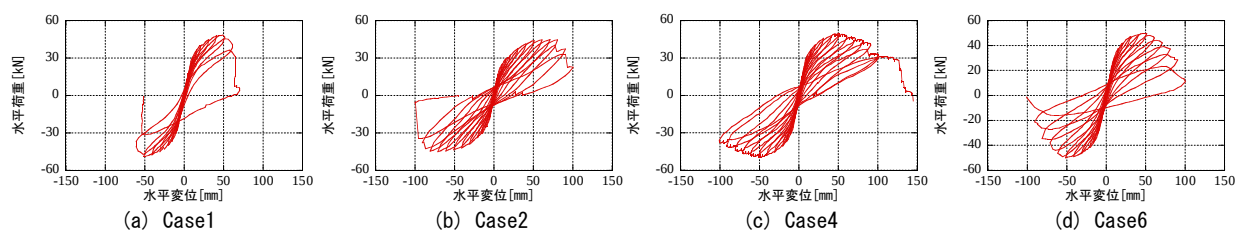


図-4 水平荷重-水平変位関係

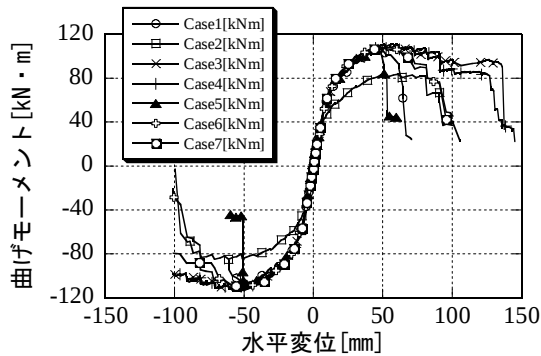


図-5 骨格曲線の比較

4.5%) および変位±100mm (変形角±5.0%) のサイクルで複数回緊張材の破断音が発生した。各除荷点で 140kN の圧縮軸力を支持することができた。実験終了時でも外観上の損傷は軽微であった。

ひずみゲージによって捉えられたコンクリートの圧縮ひずみは、Case2 以外では変位±50mm、Case2 については変位±70mm～±80mm を境に減少傾向に転じた。これは目視で圧壊が確認された時点とほぼ対応する。

拘束量について、コンクリートが圧壊する前の段階では、拘束圧換算で 10^1 kN/m² オーダーの変動を示したものの、全体的に見て安定していた。剥離が生じると、その近傍で拘束圧が顕著に増大した。しかし、完全に拘束が抜ける (拘束圧 0kN/m²)、拘束用鉄筋が降伏にいたる (拘束圧 684kN/m² 超過) などの現象は、全試験体の全過程において認められなかった。

3. 解析による骨格曲線の追跡

本章では、実験で得られた曲げモーメントー水平変位関係の骨格曲線の解析による再現を行う。

3.1 変形解析の手続き

平面保持を仮定した断面計算によって曲げモーメントー曲率関係 (M-φ 関係) を求める。硬化過程にあるコンクリートと緊張材の応力ーひずみ関係として、材料試験の結果をそれぞれ Popovics 式、Menegotto-Pinto 型曲線に回帰したものを用いる。試験体は中空なので、コアコンクリートについても強度の増大は見込まない。コンクリートの引張強度、緊張材の除荷剛性は考慮する。

続いて、次式を用いて曲率を水平変位に変換する。

$$u = \int_0^l \left\{ \int_0^x \phi(x) dx \right\} dx + l \cdot \alpha \phi_0 \quad (2)$$

ここで、 u は頂部水平変位、 $\phi(x)$ は材軸方向の曲率分布、 ϕ_0 は基部 ($x=0$) の曲率、 l は試験区間長を表す。 α は長さの次元を持ち、等価塑性ヒンジ長に類似しているが、今回の実験データでは試験区間下方からの拔出し成分を分離することが難しいので、あくまで $x=0$ における回転角のシフト分と位置付けている。M-φ 関係には原点指

向型の除荷曲線を設定しておく。基部が軟化域に達すると、第 1 項は減少に転じる。

3.2 断面計算に用いる圧縮コンクリートの構成則

Popovics 式は、本来、軟化域をも含むコンクリートの応力ーひずみ関係を規定する。ただし、同式は軟化域の形状と初期剛性が連動する性質がある。また、同式を基にした横拘束コンクリートの応力ーひずみ関係として Mander et al.⁶⁾ のモデルが知られているが、80～90N/mm² 級の高強度コンクリートに対して 327kN/m² 以下の小さな拘束力を与えるという条件に対する適用性は未知である。よって、本章の検討では、軟化域と硬化域を分けて考察できるよう、同じ Popovics 式を基にした以下の応力ーひずみ関係式を用いることとした。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \begin{cases} \frac{r(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})}{r-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^r} & \dots \text{硬化域} \\ \frac{r_s(p) \cdot (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})}{r_s(p)-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^{r_s(p)}} & \dots \text{軟化域} \end{cases} \quad (3)$$

これは、硬化域のパラメータ r と別に、拘束圧に依存する軟化域のパラメータ r_s を設けたものである。図-6 に、幾つかの r_s に対する応力ーひずみ関係を示した。

3.3 拘束を与えなかったケースの解析

(1) 圧縮縁の圧壊開始まで

軟化域を無視、すなわち圧縮強度を発現した直後に応力がゼロに低下する ($r_s = \infty$) と仮定して Case1, 2 を解析した結果を図-7 に示す。一見、白いプロット ($\alpha=0$) の方が、途中まで実験結果と整合しているようにも見える。しかし、 $\alpha=0$ の場合、Case1, 2 とも、実験で圧壊し始めた時点よりもかなり小さな変位で圧縮縁のコンクリートのひずみが ε_{c0} に達し、解析が終了した。図-8 は Case1 の水平変位 20mm、Case2 の 30mm に対応する試験区間基部の回転角の分布を、実験と解析で比較したグラフである。実験結果は画像計測に依っている。 $\alpha=0$ の条件での解析結果と画像計測結果の双方が得られている最大の変位レベルに着目した。実験では基部で相当の回転が生じており、 $\alpha=0$ とした解析結果がこれを再現していないことが分かる。

一方、杭径の 1 倍に相当する $\alpha=0.3$ [m] を設けると、図-7、図-8 の黒いプロットに示すように、圧縮縁のコンクリートひずみが ε_{c0} に達する変位や回転角分布の再現性が改善された。しかし、今度は最大耐力発揮以前における曲げモーメントを小さめに評価する結果となった。これは、式(2)において、コンクリートとの付着に起因する鉄筋の局所的なひずみの影響を適切に評価できていないためと考えた。そこで、断面計算に用いる緊張材の応力ーひずみ関係をひずみ軸に沿って縮小することとし、縮尺分母 $\beta (\geq 1)$ をパラメータとして導入した。

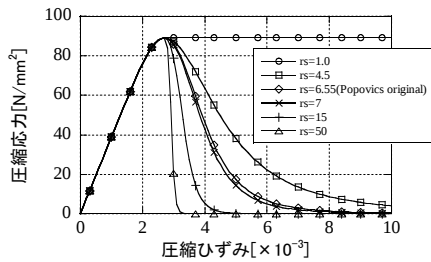


図-6 検討用圧縮コンクリートモデル

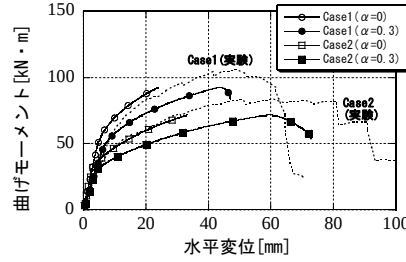


図-7 圧壊前のフィッティング

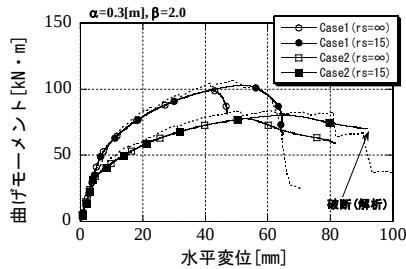


図-9 無拘束ケースの解析

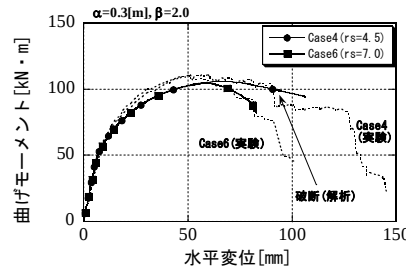


図-10 拘束ケースの解析

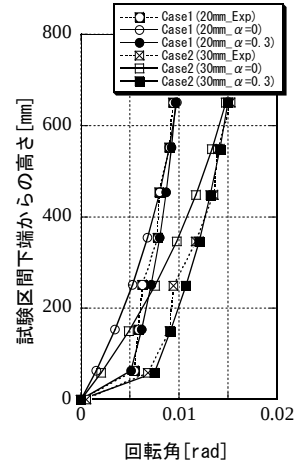


図-8 回転角分布の比較

換言すれば、鉄筋について、平面保持仮定下でのひずみの β 倍のひずみが局所的に生じていると考えた。 α 、 β を変えて試行錯誤的に計算を繰返した結果、図-9 の白いプロットのように、 $\alpha = 0.3[\text{m}]$ 、 $\beta = 2.0$ の条件下で、圧壊開始まで実験結果との良好な一致が見られた。

(2) 圧縮縁の圧壊以降

図-9 には、Case1, 2 について、式(3)を用いて計算を行った結果を黒いプロットで描いた。パラメータ r_s を変化させて試行錯誤的に実験結果に適合する値を求めたところ、Case1, 2 について $r_s = 15$ 、Case5 について $r_s = 50$ を得た。また、特に Case2 の解析では、水平変位 90mm 程度で緊張材のひずみが 2.3% (2.2(3)に記した材料試験値の $1/\beta$) に達し、破断すると判定された。

3.4 拘束を与えたケースの解析

Case4, 6 について同様の計算を行った結果を図-10 に示す。Case3, 4 に適合するのは $r_s = 4.5$ 、Case6, 7 に適合するのは $r_s = 7.0$ であった。Case6, 7 の解析では、水平変位 90mm 程度で緊張材のひずみが 2.3% (2.2(3)に記した材料試験値の $1/\beta$) に達した。

以上より、式(3)の関数 $r_s(p)$ を次式のように定める。

$$\frac{1}{r_s(p)} = \begin{cases} 0.020 + 0.00235p & (p \leq 52.3[\text{kN/m}^2]) \\ 0.143 + 0.00030(p - 52.3) & (p > 52.3[\text{kN/m}^2]) \end{cases} \quad (4)$$

これは、 p と $1/r_s$ の関係を二直線で記述したもので、 $p = 0$ のとき、 $r_s = 50$ となる。52.3kN/m² は、Case6, 7 の初期状態における換算拘束圧の平均である。そして、終局状態の変形を評価するために以下の2点を提案する。
①M-φ 関係の算定時に式(3)、式(4)による圧縮コンクリートの軟化域を設定する。②緊張材は、引張ひずみが断

面計算で得られる値の ($\beta = 2$) 倍に至っていることを想定して破断に対する確認を行う。式(2)第2項の一部も終局変位の成分と考えるが、評価に含めるためには、下方からの抜出しと塑性ヒンジ領域の変形を分離して考察を深める必要がある。

3.5 力学モデルに基づく一考察

本節では、軟化域を考慮することの意味合いについて、もう少し力学的な側面から考察する。

いま、図-11 のようなモデルを取り上げる。圧縮縁コンクリートのひずみが圧縮強度発現時に対応する ε_{c0} を超えているとき、圧縮ひずみが ε_{c0} である位置を y_{c0} と置く。また、 $y_{c0} \leq y \leq D/2$ の領域にあるコンクリートの面積を A_{cf} 、 $y_{c0} \leq y \leq D/2$ の領域にあるコンクリートの重心位置を y_{cen} と置く。圧縮縁に描いたバネはコア部分から分離しつつあるコンクリート片を単純化したもので、これに面積 A_{cf} を与える。すると、水平方向の釣合条件から次式が得られる。

$$\sigma_{cf} A_{cf} \cdot \frac{2\delta}{(1 - \varepsilon_{cf}) l_{dm}} = (\lambda k \delta + p_0) D \sin \varphi \cdot l_{dm} \quad (5)$$

ここで、 σ_{cf} は剥離コンクリートバネの応力、 δ ははらみ出し、 ε_{cf} は剥離コンクリートバネのひずみ、 k は地盤バネのバネ定数、 p_0 は初期拘束圧、 D は杭径、 φ は $\cos^{-1}(2y_{c0}/D)$ を表す。 l_{dm} は剥離区間の長さで、杭径と同じ 0.3m と仮定した。 $\lambda(\leq 1)$ は、バネ定数 k の有効度を補正するパラメータで、はらみ出しが区間 l_{dm} 内で一様でないことを考慮して 0.5 とした。

剥離コンクリートバネの応力とひずみの関係は、強度点を通る傾き E_{c0} の除荷曲線で表す。

$$\sigma_{cf} = f_c + E_{c0}(\varepsilon_{cf} - \varepsilon_{c0}) \quad (6)$$

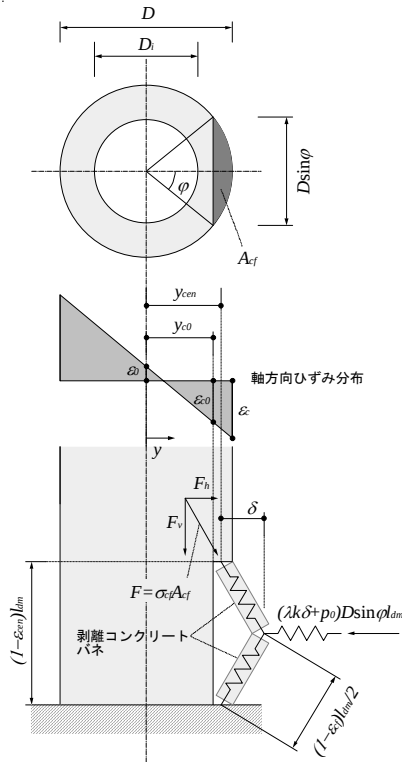


図-11 圧壊領域のモデル化

ただし、 ϵ_{cf} は ϵ_{c0} を上限とする。軟化は剥離コンクリートブロックの幾何学的変形によって生じるという観点に立っているため、本モデルにおいて、コンクリートの応力-ひずみ関係に軟化域の設定は不要である。

幾何学的な条件から次式が成立する。

$$\delta = \sqrt{\left\{ \frac{(1 - \epsilon_{cf}) l_{dm}}{2} \right\}^2 - \left\{ \frac{(1 - \epsilon_{cen}) l_{dm}}{2} \right\}^2} \quad (7)$$

ここで、 ϵ_{cen} は位置 $y = y_{cen}$ におけるひずみを表す。

式(6)と式(7)を式(5)に代入し、 ϵ_{cf} について数値的に解く。得られた ϵ_{cf} を次式に代入して、 y_{c0} より縁側にあるコンクリートの圧縮力とする。

$$F_v = \sigma_{cf} A_{cf} \frac{1 - \epsilon_{cen}}{1 - \epsilon_{cf}} \quad (8)$$

ここで、 F_v は剥離コンクリートバネの応力の鉛直成分を表す。断面計算の際、 $y \leq y_{c0}$ の領域の応力分布は通常の方法で求め、 $y_{c0} \leq y \leq D/2$ の領域にあるコンクリートの圧縮力として、 y_{cen} の位置に式(8)による力を付加する。

この考え方に基づいて、Case1, 4, 6, 7 を解析した結果が図-12 である。327kN/m² 以下の比較的小さな拘束圧でも、その大きさに応じて変形性能が向上する傾向 (Case1 < Case6, 7 < Case4) は表現された。しかし、実験でほとんど差が生じなかった Case6, 7 間で差が発生している点は整合性を欠いており、改善の必要があることが分かった。

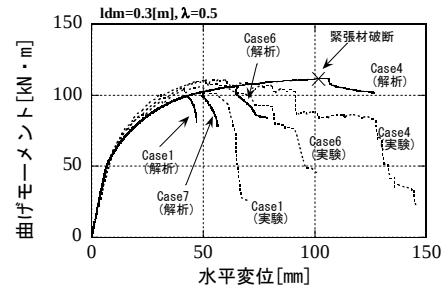


図-12 力学モデルを用いた解析

4. まとめ

- (1) PHC 杭 7 本を対象とした正負交番繰返し載荷実験を行った。うち 4 本の杭に対し、土圧を想定した 327kN/m² 以下の初期拘束を与えた。その結果、初期拘束のレベルに応じて、変形性能が向上した。拘束によってコンクリートの圧縮破壊が生じにくくなると、最終的な破壊モードが緊張の破断になる場合があった。
- (2) Popovics の圧縮コンクリートの構成式を硬化域と軟化域に分け、軟化域を規定するパラメータを初期拘束レベルと対応付けた。このモデルを用いて解析することにより、実験で得た骨格曲線を追跡できることを示した。
- (3) 力学モデルを用いたシミュレーションを試み、精度には改善の余地が残るものの、変形性能が向上するメカニズムについての一つの解釈を与えた。

参考文献

- 1) 黒正清治, 和田章, 小林克巳, 光木史朗, 上田邦成: 軸力と水平力を受ける高強度 PC 杭の力学的性状に関する実験 高強度 PC 杭の耐力変形性能向上に関する研究(1), 日本建築学会論文報告集, 第 376 号, pp.71-80, 1987.6
- 2) 六車熙, 渡辺史夫, 幅伊佐男, 浅井政宏: 超高強度 PC くい曲げ靱性改善, 第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.465-468, 1985.5
- 3) 今村年成, 室野剛隆, 永尾拓洋: 地盤による拘束圧を考慮した RC 杭の変形性能の評価手法に関する検討, 土木学会地震工学論文集, 2005.
- 4) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集, 第 6 巻, 第 4 号, pp.38-54, 2006.
- 5) Popovics, S.: A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve for Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.5, pp.583-599, 1973.
- 6) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.7, pp.1804-1826, Jul.1988