

第6章

各章の比較と結論

6.1 軸方向鉄筋の降伏範囲

本節では3章～5章で示した杭体内の軸方向鉄筋の降伏範囲についてそれぞれの比較検討を実施する。各章の軸方向鉄筋降伏範囲長さの計算方法は各章参照されたい。各章における軸方向鉄筋降伏範囲長さの計算方法は同じだが、各章の試験体の形状が異なるため、各章の軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_p} と L_{p_s} はそれぞれで定義されている。その定義の一覧を表 6.1-1 に示す。表 6.1-1 に示すように、杭体側軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_p} は、全ての試験体で同じ定義である。一方で、 L_{p_s} については、3章ではスタブと杭体境界からスタブ側の軸方向鉄筋降伏範囲長さであり、5章ではパイルキャップと杭体境界からパイルキャップ側の軸方向鉄筋降伏範囲長さであるため、同一のものを比べることはできない。実際の施工ではこの中実杭はパイルキャップに接続されるため、5章で示した軸方向鉄筋降伏範囲長さが参考になると考えられる。

図 6.1-1 に L_{p_p} の比較を示す。各試験体の最大耐力時の軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_p} は、 $0.4D \sim 0.64D$ と値に幅はあるものの $0.5D$ 程度となった。

図 6.1-2 に L_{p_s} の比較を示す。各試験体の最大耐力時の軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_s} は、 $0.5D \sim 0.56D$ と、約 $0.5D$ 程度となった。また、パイルキャップ側の軸方向鉄筋降伏範囲長さのみでは $0.5D$ となった。

表 6.1-1 軸方向鉄筋降伏範囲長さの定義

	試験体形状	L_{p_p}	L_{p_s}
3章	スタブ付き杭試験体	杭体側 軸方向鉄筋 降伏範囲長さ	スタブ側軸方向鉄筋降伏範囲長さ
4章	杭単体試験体		
5章	杭基礎部分架構		パイルキャップ側軸方向鉄筋降伏範囲長さ

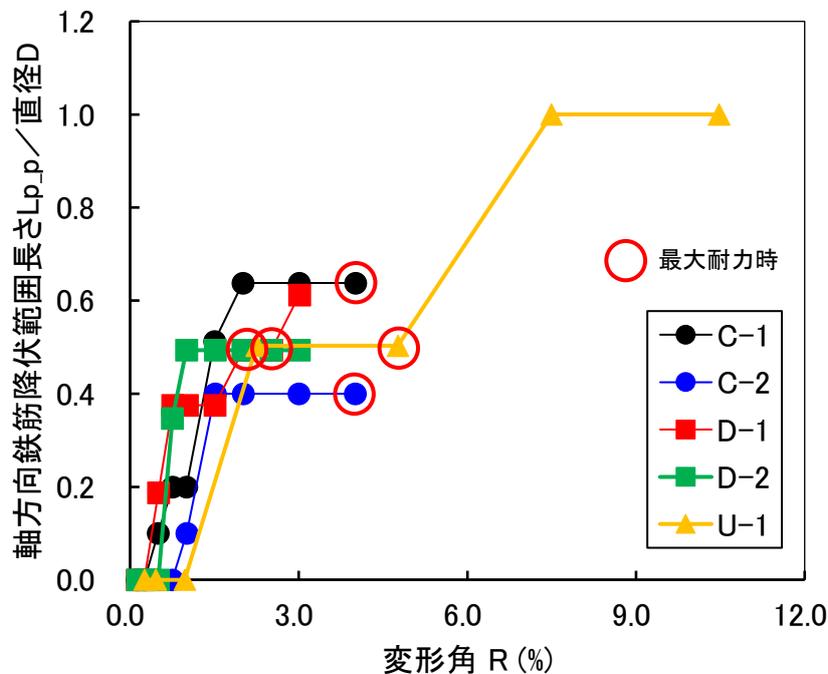


図 6.1-1 軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_p} の比較

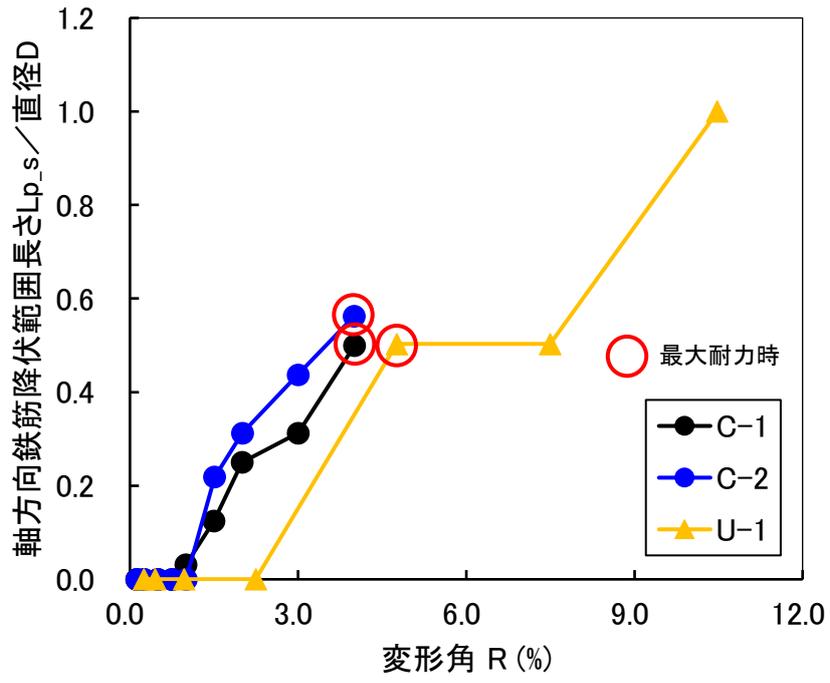


図 6.1-2 軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_s} の比較

6.2 鋼管による拘束効果

本節では2章～5章で示した鋼管の拘束効果についてそれぞれの比較・検討を実施する。各章の鋼管の拘束効果の計算方法は各章参照されたい。各試験体の鋼管の拘束効果は、計測した位置により様々な実験結果がある。全てを掲載して比較するのは煩雑となるため、各試験体における比較を実施するにあたり、代表となる計測値を下記のような考え方で決定した。

2章の一軸中心圧縮試験体は、隙間を設けた中実杭かつ鋼管厚が9mmのB-2-2試験体及びB-2-3試験体の計測結果を比較用とした。なお、B-2-2試験体は軸方向鉄筋がなく、B-2-3試験体は軸方向鉄筋を配した試験体である。

3章の変動軸力下の曲げせん断力を作用させた試験体では、中実杭試験体であるC-1試験体とC-2試験体の脚部の計測結果を用いた。これは脚部の側圧が頭部と同等かそれよりも小さいため、安全側の評価となるように選定した。また、3章では計測値について「圧縮側3点平均値」と「圧縮縁」の計測値を掲載しているが、圧縮軸力下においては「圧縮側3点平均値」の計測値が、引張軸力下では「圧縮縁」の計測値がそれぞれ小さく評価される。そこで安全側の評価となるように比較用の計測値は、圧縮軸力下においては「圧縮側3点平均値」、引張軸力下では「圧縮縁」の計測値を用いた。それぞれの具体的な計算方法については3章を参照されたい。

4章の無軸力下で曲げモーメントを作用させた試験体では、D-1試験体とD-2試験体の中央部の計測結果を用いた。

5章の変動軸力下の杭基礎部分架構試験体U-1では、圧縮軸力下と引張軸力下のそれぞれにおける圧縮側3点平均値の計測値を用いた。

各試験体の検討結果として、コンクリートに作用する側圧の比率とコンクリート端部の歪みの関係を図6.2-1及び図6.2-2に示す。試験体ごとに、鋼材の降伏強度や鋼管厚などにより鋼管降伏時の側圧が異なるため、計測したコンクリートに作用する側圧を直接比較するのではなく、鋼管降伏時の側圧で基準化して（計測された側圧を鋼管降伏時の側圧で除して）比較を行った。

図6.2-1及び図6.2-2に示すように、Cシリーズ、Dシリーズ、U-1試験体は、B-2-2試験体及びB-2-3試験体の側圧を上回る計測結果が得られた。また、Cシリーズ及びU-1試験体の結果に示すように、引張軸力下であっても、圧縮軸力下と同程度の側圧の計測結果が得られている。このことから、引張軸力下でも、曲げモーメントによってコンクリートに圧縮力が作用する時は、鋼管による拘束が圧縮軸力下と同様に作用していることがわかった。

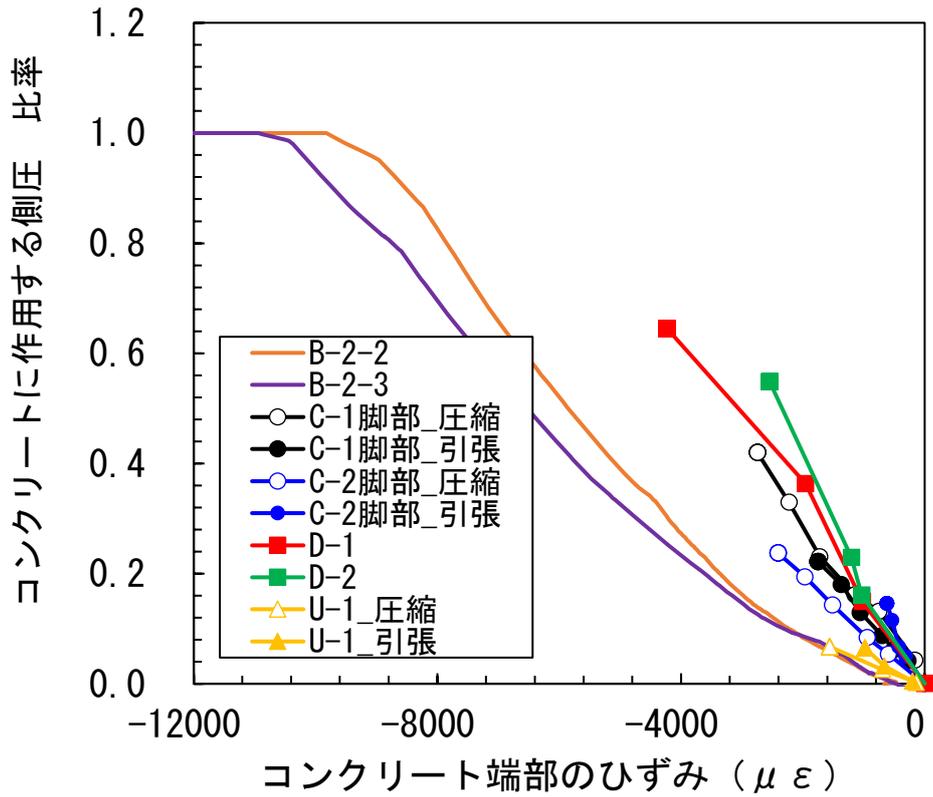


図 6.2-1 コンクリートに作用する側圧の比率とコンクリート端部の歪み

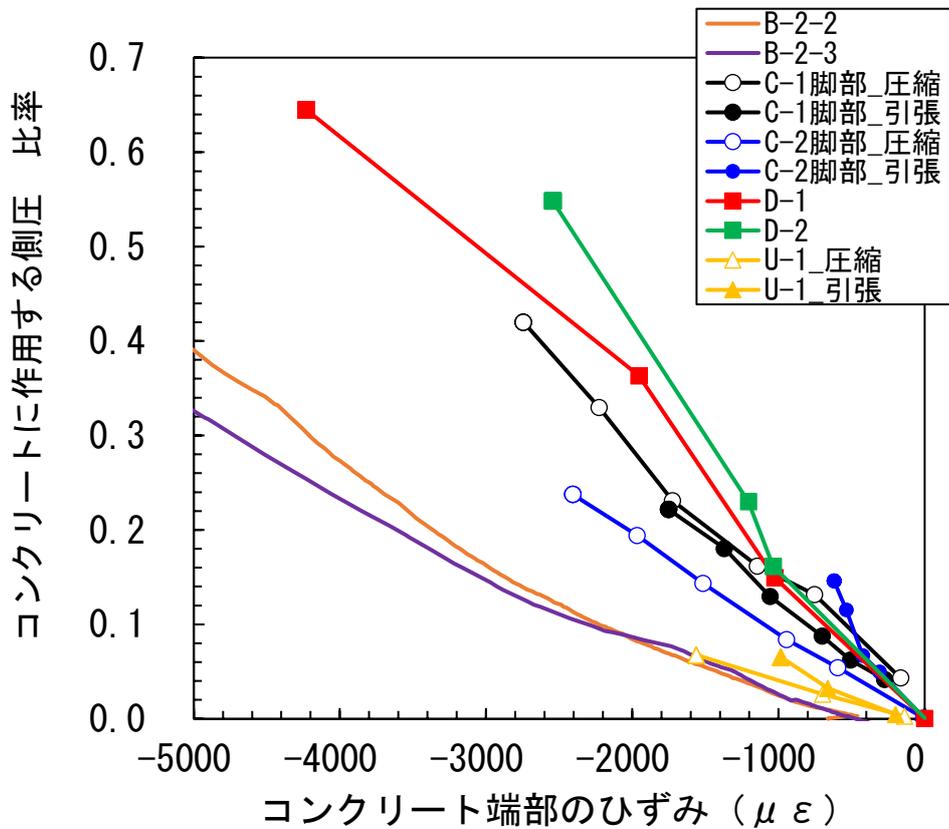


図 6.2-2 図 6.2-1 の小変形領域拡大図

6.3. 耐力評価

各章では、それぞれの試験体の曲げ耐力及び短期許容曲げモーメントを評価することを目的として、断面解析を実施した。本節では3章～5章で示した試験体の曲げ耐力及び短期許容曲げモーメントについてそれぞれの比較検討を実施する。

6.3.1 耐力評価概要

(1) 軸力比

本節で計算する軸力比 η は (式 6.3.1-1) で計算する。

$$\eta = \begin{cases} \frac{N}{\sigma_B A_c + s \sigma_y A_s} & (\text{圧縮}) \\ \frac{N}{s \sigma_y A_s} & (\text{引張}) \end{cases} \quad (\text{式 6.3.1-1})$$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

$s \sigma_y$: 軸方向鉄筋降伏強度 (MPa)

A_c : コンクリート断面積 (mm²)

A_s : 鉄筋断面積 (mm²)

N : 杭体に作用する軸力 (N) 圧縮を正, 引張を負とする。

(2) 解析モデル

本解析では、断面の平面保持を仮定した断面解析により試験体の耐力を計算する。本解析では曲げ変形のみを考慮して計算を行う。断面解析では試験体の鋼管は直接モデル化せず、コンクリートと軸方向鉄筋のみをモデル化する。鋼管は、コンクリートへの拘束効果として、コンクリートの材料モデルに反映することとする。なお、鉄筋の要素とコンクリートの要素が重複している場合は、その影響を考慮する必要がある。

(2) 材料モデル

コンクリートの材料モデルは鋼管による拘束効果を考慮し、図 6.3.1-1 のようにコンクリートの圧縮強度を上昇させたモデルとし、引張側の応力は負担しない。拘束されたコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} は、(式 6.3.1-2)、(式 6.3.1-3) により計算する。また、コンクリートの終局歪みは2章で示した B-2-1 試験体および B-2-2 試験体の実験結果から 4.0% とする。

$$\sigma_{cc} = {}_c \gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 6.3.1-2})$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \quad (\text{式 6.3.1-3})$$

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (MPa)

${}_c \gamma_U$: コンクリートの強度低減係数で、 ${}_c \gamma_U = 1.0$ とする。

k : 拘束係数で、 $k=4$ とする。

- σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)
- σ_r : 拘束コンクリートに作用する側圧 (MPa)
- α : 周方向応力成分比で, $\alpha=1.0$ とする。
- D : 杭直径 (mm)
- t : 鋼管厚さ (mm)
- σ_y : 鋼管降伏強度 (MPa)

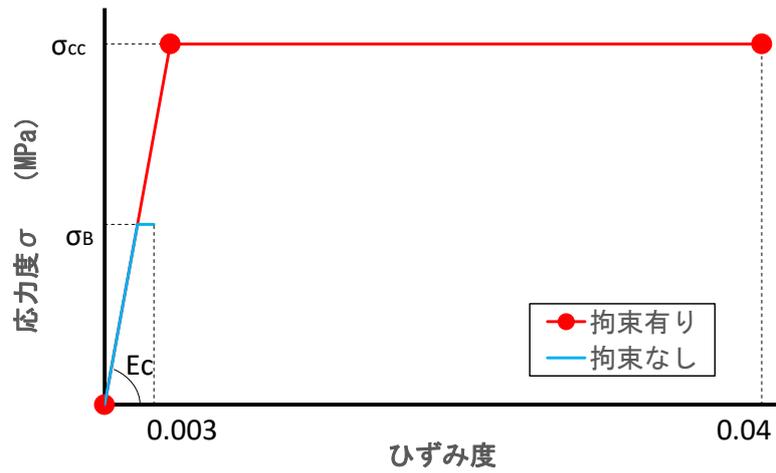


図 6.3.1-1 コンクリート材料モデル (圧縮が正)

6.3.2 短期許容曲げモーメント

(1) 計算値と実験値の比較

各試験体の短期許容曲げモーメントの検討結果を表 6.3.2-1 に示す。表に示すように、軸力比-0.50～0.48 の範囲で検討した結果、拘束効果を考慮すると実験値/計算値は 0.84～1.46 の範囲となり、圧縮側の鉄筋またはコンクリートが原因の場合は 1 を下回る場合があった。一方で、拘束効果を見放した場合は、全てのケースで 1.00 以上となった。鋼管の側圧は短期許容曲げモーメント時にも働いているため、短期許容曲げモーメント計算時でも鋼管の拘束効果は働いているとは考えられるものの、現段階では拘束効果を考慮すると実験値を安全側には評価できていない。そこで本研究では短期許容曲げモーメント計算時には、鋼管による拘束効果を考慮しないことを原則として、当該拘束効果を考慮する場合には安全側の結果となるように配慮する必要がある。

表 6.3.2-1 短期許容曲げモーメント 検討結果一覧

試験体	軸力比	拘束効果無視		拘束効果考慮	
		決定要因	実験値/ 計算値	決定要因	実験値/ 計算値
C-1_圧縮	0.430	コンクリート	1.42	コンクリート	1.29
C-2_圧縮	0.185	コンクリート	1.82	コンクリート	1.46
C-1_引張	-0.210	コンクリート	1.26	鉄筋引張降伏	1.13
C-2_引張	-0.500	鉄筋引張降伏	1.08	鉄筋引張降伏	1.08
D-1	0	コンクリート	1.01	コンクリート	0.94
D-2	0	コンクリート	1.00	コンクリート	0.94
U-1_圧縮	0.483	コンクリート	1.69	鉄筋圧縮降伏	0.84
U-1_引張	-0.347	コンクリート	1.06	鉄筋引張降伏	1.11

(2) 短期許容曲げモーメント到達時の損傷状況

各試験体の短期許容曲げモーメント到達後の損傷状況について表 6.3.2-2 に示す。また、短期許容曲げモーメント到達後の残留変形を確認するために R_r/R_p の値を計算した。ただし、試験体がサイクルの途中で短期許容曲げモーメント到達した後、その载荷サイクルのピーク時の変形角を R_p とし、その後荷重ゼロに戻した時の変形角を R_r とする。

各試験体の短期許容曲げモーメント到達後の損傷状況について、C シリーズにおいて隙間部に軽微な剥離が見られた (図 6.3.2-1) のみであり、全ての試験体において補修が必要な損傷は見られなかった。また、 R_r/R_p の値は、0.001~0.220 となった。このことから、短期許容曲げモーメント到達後の残留変形はピーク時変形の 1/4 以下となることが確認できた。例えば、一般的な RC 造建築物の履歴モデルとして、図 6.3.2-2 のようなものがある。このモデルによると、曲げ降伏点から除荷したときの残留変形は降伏変位の 1/2 となる。この値を参考にするのであれば、本研究における短期許容曲げモーメント到達後の残留変形は、一般的な RC 造部材の残留変形と比較すると十分小さいものであった。短期許容応力度に到達した時の損傷状況を R_r/R_p で評価すると、一般的な鉄筋コンクリート造部材とくらべより小さい損傷状態であることがわかった。これは、鋼管の拘束により杭体コンクリートのひび割れ領域が狭く、ひび割れ幅が抑えられていたと推測できる。

表 6.3.2-2 短期許容曲げモーメント到達時の損傷状況一覧

試験体	軸力比	拘束効果無視					拘束効果考慮				
		決定要因	損傷状況	Rr (%)	Rp (%)	R_r/R_p	決定要因	損傷状況	Rr (%)	Rp (%)	R_r/R_p
C-1_圧縮	0.430	コンクリート	隙間部剥離	0.053	0.256	0.207	コンクリート	隙間部剥離 図6.3.2-1(a)	0.095	0.500	0.190
C-2_圧縮	0.185	コンクリート	損傷無し	0.003	0.500	0.006	コンクリート	隙間部剥離 図6.3.2-1(b)	0.004	1.005	0.004
C-1_引張	-0.210	コンクリート	隙間部剥離	-0.039	-0.752	0.052	鉄筋引張降伏		-0.210	-1.502	0.140
C-2_引張	-0.500	鉄筋引張降伏		-0.002	-1.005	0.002	鉄筋引張降伏		-0.003	-2.005	0.001
D-1	0	コンクリート	損傷無し	0.026	0.126	0.203	コンクリート	損傷無し	0.089	0.501	0.177
D-2	0	コンクリート	損傷無し	0.010	0.128	0.080	コンクリート	損傷無し	0.084	0.500	0.168
U-1_圧縮	0.483	コンクリート	損傷無し	-0.014	-0.072	0.194	鉄筋圧縮降伏	損傷無し	-0.147	-0.724	0.203
U-1_引張	-0.347	コンクリート	損傷無し	0.056	0.255	0.220	鉄筋引張降伏	損傷無し	0.172	0.970	0.177



(a) C-1 試験体脚部南側 (圧縮側) 隙間部
R=+0.50% 2 サイクル目除荷時

(b) C-2 試験体脚部南側 (圧縮側) 隙間部
R=+1.00% 2 サイクル目除荷時

図 6.3.2-1 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時の状況: C-2 試験体

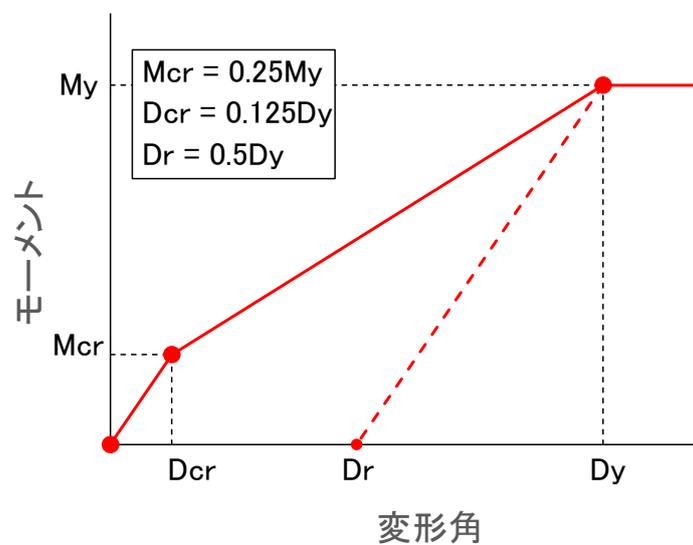


図 6.3.2-2 一般的なRC造建築物の履歴モデル (武田モデル) [6-1]

6.3.3 最大耐力

各試験体の最大耐力の検討結果を表 6.3.3-1 に示す。ただし、備考欄に示すように杭体の最大耐力の実験値が必ずしも得られた訳ではない。C-1 及び C-2 試験体の圧縮軸力側では、杭の鋼管や軸方向鉄筋が降伏し杭のモーメントが頭打ちになったものの、杭体の隙間の損傷だけでなく試験体スタブの損傷も激しく、破壊は杭体及び試験体スタブの両方で起こったと考えている。このことから、実験値はほぼ杭体の最大耐力かそれ以上と考えられる。一方 C-1 及び C-2 試験体の引張軸力側では、実験の最大耐力を得る前に加力を終了しており、最大耐力を得るまで加力は実施していないが、少なくとも実験値以上の耐力があることは確認できた。D-1 試験体は杭体で破壊しており、杭体の最大耐力が得られている。一方 D-2 試験体は、隙間幅が大きいため、今回は中実杭工法の適用範囲外としている。杭の鋼管の降伏が見られず、パイルキャップの下面の損傷により最大耐力が決定した U-1 試験体は、実験において杭体の最大耐力を得られていない。杭体の最大耐力を得るためには、5 章で示したように、杭体の曲げ耐力が杭頭接合面の曲げ耐力を上回るように設計を行う必要がある。以上より、最大耐力の検討では、表 6.3.3-1 中のオレンジ色で網掛けした、C シリーズ及び D-1 試験体の最大耐力を対象とする。

軸力比 $-0.50\sim 0.48$ の範囲で検討した結果、拘束効果を見ない場合は実験値/計算値が $1.42\sim 3.26$ となり計算値は実験値を過小評価した。一方拘束効果を考慮すると、実験値/計算値は $1.12\sim 1.33$ の範囲となり、安全側にかつ拘束効果を見ない場合よりも精度良く評価することができた。

表 6.3.3-1 最大耐力 検討結果一覧

試験体	軸力比	実験値/計算値		備考
		拘束効果無視	拘束効果考慮	
C-1_圧縮	0.430	3.26	1.28	実験値は、ほぼ杭体の最大耐力
C-2_圧縮	0.185	2.40	1.33	実験値は、ほぼ杭体の最大耐力
C-1_引張	-0.210	1.50	1.18	実験では最後まで加力していない。
C-2_引張	-0.500	1.42	1.19	実験では最後まで加力していない。
D-1	0	1.53	1.12	
D-2	0	1.38	1.02	隙間幅が大きいため適用範囲外
U-1_圧縮	0.483	2.71	0.95	実験で杭体の最大耐力を得られていない。
U-1_引張	-0.347	1.41	1.07	実験で杭体の最大耐力を得られていない。

6.4. 隙間部回転角

6.4.1 曲率と軸方向鉄筋降伏範囲を用いた隙間部回転角の推定

軸方向鉄筋の曲率分布は、連続的に変化しておりこれを軸方向に積分することで、隙間部の回転角 θ_s が推定できると考えられる。しかし、計算が複雑となるため、3章～5章では、曲率分布を矩形と仮定し、簡易な計算で隙間部の回転角 θ_s が推定できるかどうかの検討を行った。3章～5章では、矩形分布の高さ方向の距離について、二種類の仮定を用いて検討を行った。仮定1では、変形によって増大していく軸方向鉄筋の降伏範囲 L_p の値そのものを使用したが、仮定2では、最大耐力時の L_p の値 mL_p を使用して計算を行った。それぞれの計算結果を図6.4.1-1に示す。図6.4.1-1を見ると、仮定2の計算 (mL_p を使用する) を行うことで隙間部回転角 θ_s を概ね計算できることがわかった。一方で、仮定1の計算 (L_p を使用する) では特に変形の小さな範囲で隙間部回転角を過小評価し、変形の大きな範囲では隙間部回転角を過大評価していた。

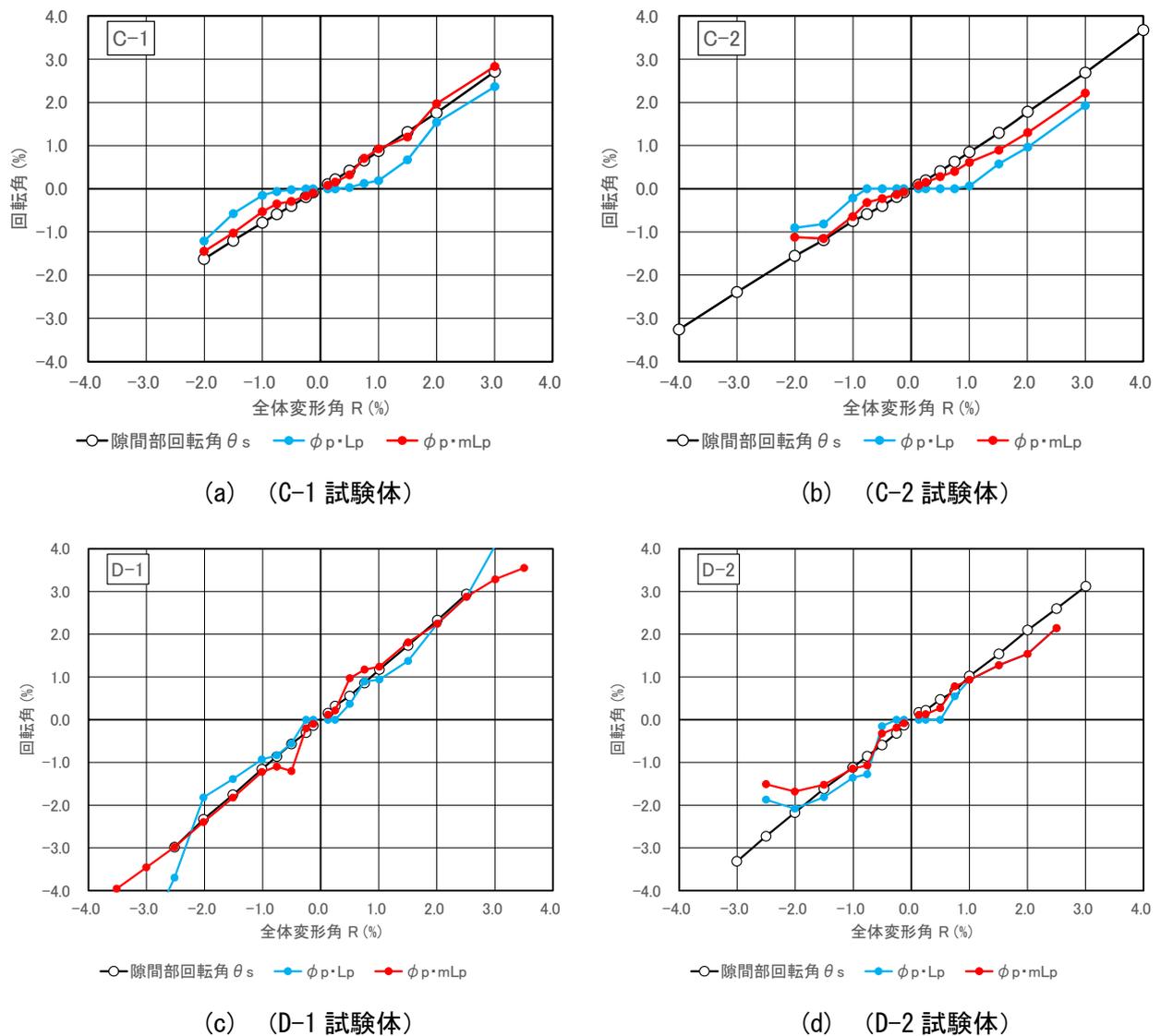


図 6.4.1-1 隙間部回転角 θ_s の評価

6.4.2 終局限界時の隙間部回転角

本研究では、以下の4つの状態の一つでも到達した時を、鋼管巻き中実杭の終局限界状態と定義した。

- 1：軸方向鉄筋の破断
- 2：隙間部の閉塞
- 3：鋼管の座屈
- 4：試験体モーメントが、最大モーメント耐力の80%以下まで耐力低下

各試験体の終局限界時の回転角の検討結果一覧を表6.4.2-1に示す。Cシリーズ及びDシリーズでは、終局限界時には隙間部回転角が計測できなくなっていたため、制御していた変形角Rや杭部材角などの値から推測して表示している。ただし、パイルキャップの下面の損傷により最大耐力が決定したU-1試験体については、今回の検討の対象とはしないこととした。

表6.4.2-1に示すように、終局限界時の隙間部回転角は、4.71%~7.15%となった。

表6.4.2-1 終局限界状態時の隙間部回転角

試験体	終局限界状態の判定	制御変形角 R (%)	杭部材角 Rp (%)	隙間部回転角 θ_s (%)
C-1(圧縮)	2：隙間部の閉塞	—	5.24	(4.72) *1
C-2(圧縮)	2：隙間部の閉塞	—	7.94	(7.15) *1
D-1	1：軸方向鉄筋の破断	4.01	—	(4.71) *2
D-2	1：軸方向鉄筋の破断	3.52	—	計測不能
U-1 (引張)	1：軸方向鉄筋の破断	4.17	10.5	11.9
U-1 (圧縮)		4.06	10.1	12.0

*1 θ_s/R_p の値が90%と仮定した場合の推測値であり計測値ではない。

*2 θ_s/R の値が1.17と仮定した場合の推測値であり計測値ではない。

6.5 結論

6.5.1 第一編のまとめ

第一編では、大地震時の変動軸力作用下においても、建物の継続使用性を確保するために十分な靱性能を有する既製杭を用いた杭基礎構造システム（杭体，パイルキャップ，基礎梁から構成されるシステム）の開発を行った。その結果，以下のような知見が得られた。

- (1) 軸方向鉄筋の降伏範囲長さについて検討した結果，最大耐力時の杭体側の軸方向鉄筋降伏範囲長さは $0.4D \sim 0.64D$ ，パイルキャップ側の軸方向鉄筋降伏範囲長さは $0.5D$ となった。
- (2) 鋼管の拘束効果について検討した結果，軸力と曲げモーメントを作用させた試験体は，一軸中心圧縮力を作用させた試験体の側圧を上回る計測結果が得られた。また引張軸力下でも，曲げモーメントによってコンクリートに圧縮応力が作用する時は，鋼管による拘束が圧縮軸力下と同様に作用していることがわかった。
- (3) 中実杭の短期許容曲げモーメントについて，式 6.3.1-1 で計算する軸力比 $-0.50 \sim 0.48$ の範囲で短期許容曲げモーメント計算値による検討を行った結果，鋼管の拘束効果を考慮すると実験値／計算値は $0.84 \sim 1.46$ の範囲となり，圧縮側の鉄筋またはコンクリートが原因の場合は1を下回る場合があった。一方で，鋼管の拘束効果を無視した場合は，全てのケースで1.00以上となった。鋼管の側圧は短期許容曲げモーメント時にも働いているため，短期許容曲げモーメント計算時でも鋼管の拘束効果は働いているとは考えられるものの，現段階では拘束効果を考慮すると実験値を安全側には評価できていない。そこで本研究では短期許容曲げモーメント計算時には，鋼管による拘束効果を考慮しないことを原則とした。
- (4) 中実杭の短期許容曲げモーメント到達後の損傷状況について，全ての試験体において隙間部に軽微な剥離が見られたのみであり補修が必要な損傷は見られなかった。また，短期許容曲げモーメント到達後の残留変形はピーク時変形の $1/4$ 以下となることが確認できた。これは一般的なRC造部材の残留変形と比較すると十分小さいものであった。短期許容応力度に到達した時の損傷状況を R_r/R_p で評価すると，一般的な鉄筋コンクリート造部材とくらべより小さい損傷状態であることがわかった。このことから，損傷限界状態の評価として，コンクリートの短期許容応力度をどのように扱うべきかの検討を行うための基礎的な情報が得られた。
- (5) 中実杭の最大耐力について，式 6.3.1-1 で計算する軸力比 $-0.50 \sim 0.43$ の範囲で鋼管の拘束効果を考慮した曲げ耐力計算値による検討を行った結果，実験値／計算値は $1.12 \sim 1.33$ の範囲となり，安全側に評価することができた。
- (6) 隙間部回転角を，隙間部の曲率と軸方向鉄筋の降伏範囲を乗じて計算する簡易な計算方法を用いて検討を行った。その結果，最大耐力時の軸方向鉄筋降伏範囲を使用することで隙間部回転角 θ_s を概ね計算できることがわかった。
- (7) 各試験体の終局限界時の隙間部回転角は $4.71\% \sim 7.15\%$ となり， 4.0% を超える靱性能が確認できた。

6.5.2 今後の検討課題

本研究で得られた今後の検討課題を以下に示す。

- (1) 中実杭の最大耐力については、鋼管の拘束効果を考慮した評価を行うことができたが、中実杭の短期許容曲げモーメントについて、鋼管の拘束効果は働いているとは考えられるものの、その効果を考慮した評価を行うことができなかった。今後は、この短期許容曲げモーメント計算時の鋼管の拘束効果についての検討が必要である。
- (2) 中実杭の実験を実施したが、一部の試験体において最大耐力が得られなかった。中実杭の構造性能の評価精度向上のためには、さらなる構造実験の実施が必要である。特に、高圧縮軸力や引張軸力下の実験や、中実杭の隙間幅をパラメータとした実験が必要である。
- (3) 中実杭を部分架構として設計するときには、本実験で見られた破壊のように杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートによる破壊について、検討が必要である。そのためには、杭隙間部及び杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートの損傷による破壊に対する耐力評価方法の開発が必要となる。
- (4) 本実験では杭体とパイルキャップは一体打ちとしたが、実際の施工では杭はプレキャスト製品を想定している。そのため、実際の施工を想定した実験の実施が今後必要と考えられる。

参考文献

- [6-1] T.Takeda, M.A.Sozen, N.N.Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 大林組技術研究所報, No.5, 1971