

第6章

変動軸力を受ける場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ破壊実験

6.1 はじめに

大断面で施工可能な場所打ちコンクリート杭は 1 本当たりの支持力を大きく確保できるため、大規模構造物や重要構造物で使用されている。その中でも、せん断力が大きくなる杭頭部および杭上部に内面突起付き鋼管を巻いた場所打ち鋼管コンクリート杭は、耐震性能の向上に有効な工法と期待されている。

しかしながら、実設計に用いられているほどの大断面および大きな軸力比での実験データはなく、場所打ち鋼管コンクリート杭の耐震性能評価を行うためのデータは十分に得られていないのが実情である。

本研究は場所打ち鋼管コンクリート杭の二次設計用の資料の一助とするために、既往実験^[6-1]と比較して断面径、径厚比が大きな場所打ち鋼管コンクリート杭を地上にて制作し、既往実験^[6-1]よりも大きな軸力比でかつ変動軸力の繰り返し载荷を行って、終局曲げ耐力や破壊モード、変形性能について検証するものである。

6.2 文献調査

6.2.1 場所打ち鋼管コンクリート杭実態調査

大地震に対する設計が行われた杭の事例を収集・分析した研究^[6-2]の図表より引用し、場所打ち鋼管コンクリート杭の大地震に対する実設計例の集計データを示す。なお、軸力比に関しては文献^[6-2]と異なり、本研究では式(6.1)、式(6.2)により計算を行うこととして、図表よりデータを読み取り再計算した。

$$\begin{cases} N > 0 \text{ の場合} & N/N_0 = N / (\sigma_c \times A) & \text{(式 6.1)} \\ N < 0 \text{ の場合} & N/N_0 = N / (\sigma_s \times A_s + \sigma_m \times A_m) & \text{(式 6.2)} \end{cases}$$

ただし、

σ_c : コンクリート強度

σ_s : 鋼管降伏応力

σ_m : 鉄筋降伏応力

A : 換算断面積

A_s : 鋼管断面積

A_m : 鉄筋断面積

ここで換算断面積 A は式(6.3)により求められる。

$$A = (E_c \times A_c + E_s \times A_s + E_m \times A_m) / E_c \quad \text{(式 6.3)}$$

E_c : コンクリートヤング係数

A_c : コンクリート部断面積

E_s : 鋼管ヤング係数

E_m : 鉄筋ヤング係数

以下、図 6.2.1~6.2.4 に実設計における杭径毎の最大軸力比および最小軸力比を鋼管内配筋の有無で分類しグラフに示した。実設計において軸力比は-0.24~0.29 (鋼管内鉄筋無し), -0.60~0.55(鋼管内鉄筋有り)の範囲で用いられていることが分かる。また、杭径は 1.0m~2.5m 程度の設計がなされている。

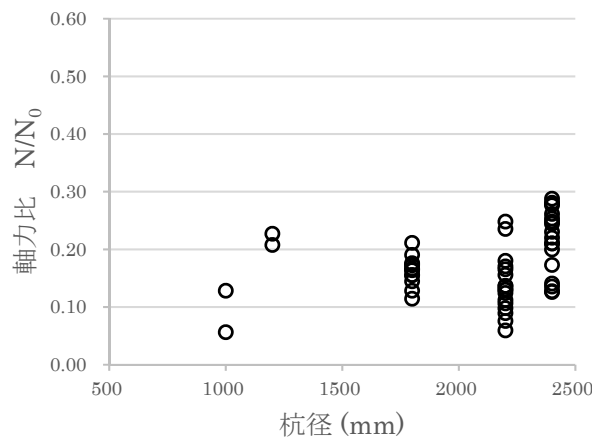


図 6.2.1 鋼管内鉄筋無しの設計最大軸力比

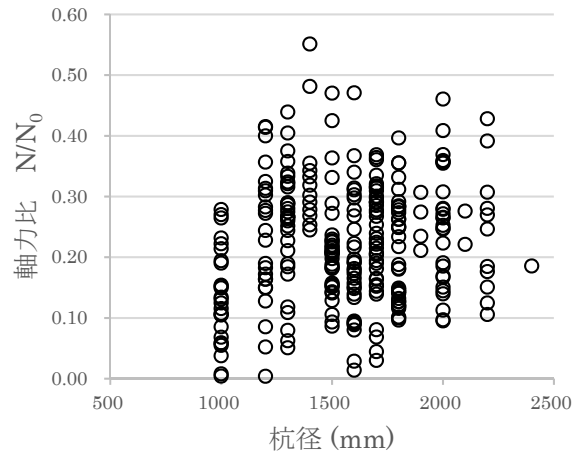


図 6.2.2 鋼管内鉄筋有りの設計最大軸力比（圧縮側）

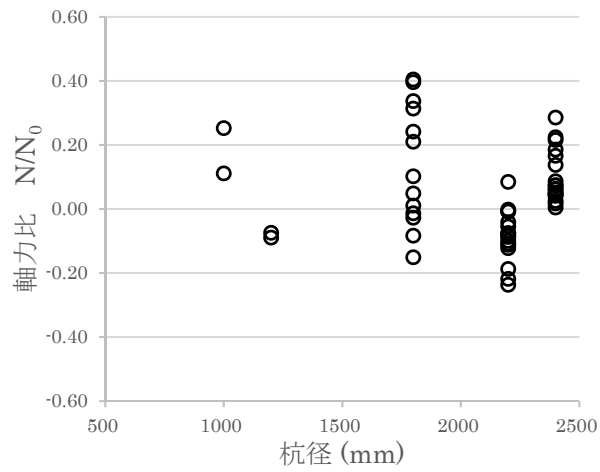


図 6.2.3 鋼管内鉄筋無しでの最小軸力比（引張側）

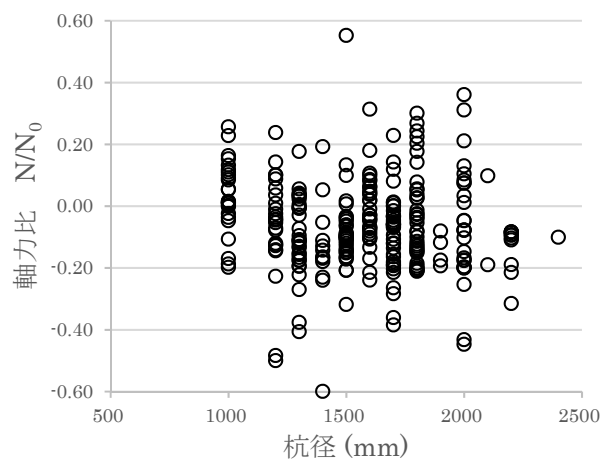


図 6.2.4 鋼管内鉄筋有りの最小軸力比（引張側）

6.2.2 場所打ち鋼管コンクリート杭の既往曲げ実験

文献[6-1], [6-2], [6-3], [6-4], [6-5]より, 既往の場所打ち鋼管コンクリート杭についての実験を一覧として表 6. 2. 1 に示す。

表 6. 2. 1 場所打ち鋼管コンクリート杭既往実験一覧

		鋼管 定着	試験	M/Qd	破壊 形式	杭径 (mm)	鋼管厚 (mm)	D/t	主筋比	con強度 (N/mm ²)	軸力比	実験値 Mmax'	設計値1A 平面保持 再計算	設計値2 累加式	実験/ 設計1A	実験/ 設計2
1	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		34.2	0.00	2523	2197	2234	1.15	1.13
2	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		36.1	0.00	2671	2207	2244	1.21	1.19
3	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		49.2	0.00	3500	2774	2849	1.26	1.23
C-1	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	19.8	0.12	1441	1180	1248	1.22	1.15
C-2	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	24.9	0.10	1478	1198	1258	1.23	1.17
C-3	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	19.8	-0.09	1260	1062	1100	1.19	1.15
C-4	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100		24.6	0.11	1348	1080	1119	1.25	1.21
A-2	NKTB	リブ	同(一方向多サイクル)	2.5	B	400	9	44		34.4	0.00	735	464	473	1.58	1.55
B-1	NKTB	リブ	同(正負交番)	2.4	B	1000	16	63		30.4	0.00	9173	5892	6015	1.56	1.53
B-2	NKTB	リブ	同(正負交番)	2.4	B	1000	16	63		34.5	0.00	8531	5955	6080	1.43	1.40
EM	長岡	リブ	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	825	467	476	1.77	1.73
FM	長岡	平	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	735	512	525	1.44	1.40
FGM	長岡	平グリ	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	560		472		1.19
EC	長岡	リブ	曲げせん断(中央1点交番)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	683	467	476	1.46	1.43
ECG	長岡	リブグ	曲げせん断(中央1点交番)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	746	467	476	1.60	1.57
JP1	ER	RingA	曲げせん断(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	4163	2936	3056	1.42	1.36
JP2	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	3166	2936		1.17	
JP3	ER	平	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	2728	2936		1.17	
JP4	ER	平	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.09	3314	3201		1.17	
JP5	ER	RingA	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.00	3691	2633	2703	1.40	1.37
JP6	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.00	2817	2633		1.18	
JP7	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.08	3283	2963		1.15	

上表のように, 場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ実験では軸力比は - 0.09~0.12 に限られており, ほとんどは軸力を導入していない実験である。また, 杭径 D, 径厚比 D/t (t : 鋼管厚) もそれぞれ 1000 以下, 100 以下と限定されている。

実際には 6.2.1 項で示したように大きな軸力比, 杭径で実設計がなされており, 実験で確かめられた範囲と設計状況に乖離が生じている。

そのため, 大地震時において大軸力を受ける場所打ち鋼管コンクリート杭について, より大きな杭径, 大きな軸力比および径厚比での構造曲げ実験を行い, その破壊モードと曲げに関する挙動について実験データを取る必要がある。

6.3 実験概要

6.3.1 試験体仕様

軸力比，径厚比，杭径を既往の実験よりも大きくした試験体を製作する。試験体数は5体として，全ての鋼管仕様を杭径 ϕ 1200，鋼管厚9mm（実測値9.6mm）とした。内2体は鋼管内に12-D32を配筋した。鋼管内配筋のない3体の試験体をSC-TB1，SC-TB2，SC-TB3とし，鋼管内に鉄筋を配した2体の試験体をそれぞれSRC-TB1とSRC-TB2とする。

表6.3.1に鋼管，鉄筋，コンクリートの材料試験結果を，表6.3.2に試験体諸元を示す。図6.3.1に鋼管の，図6.3.2に鉄筋の，表6.3.3にコンクリートの材料試験結果をそれぞれ示す。内面突起付き鋼管の概要を図6.3.1に，使用した鋼管の内面を写真6.3.1に，製作図面を図6.3.2～図6.3.4に示す。

表 6.3.1 材料試験値

	単位	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1	SRC-TB2
コンクリート圧縮強度 σ_c	N/mm ²	32.2	31.2	31.0	32.0	30.0
コンクリートヤング係数 E_c	N/mm ²	25374	24309	23131	28483	28405
コンクリート引張強度 σ_{ct}	N/mm ²	2.55	2.34	2.51	2.36	-
鋼管降伏応力度 σ_s	N/mm ²	427.5				
鋼管ヤング係数 E_s	N/mm ²	200000				
鉄筋降伏応力度 σ_m	N/mm ²				433.6	433.6
鉄筋ヤング係数 E_m	N/mm ²				189200	189200

表 6.3.2 試験体諸元

試験体名	単位	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1	SRC-TB2
杭径 D	mm	1200	1200	1200	1200	1200
杭長 L	m	8	8	8	8	8
鋼管厚 t	mm	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
径厚比 D/t		125	125	125	125	125
コンクリート断面積 A_c	mm ²	1095072	1095072	1095072	1095072	1095072
鋼管材質		SKK490	SKK490	SKK490	SKK490	SKK490
鋼管断面積 A_s	mm ²	35902	35902	35902	35902	35902
シアスパン比 M/Qd		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
鋼管内配筋		-	-	-	12-D32	12-D32
鉄筋材質		-	-	-	SD390	SD390
鉄筋比 P_g	%	-	-	-	0.84	0.84
鉄筋総断面積 A_m	mm ²	0	0	0	9530	9530
換算断面積 A	mm ²	1378052	1390450	1405492	1400941	1401803
初期軸力 $N_s(N/N_0)$	kN	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)
最大軸力 $N_{max}(N/N_0)$	kN	6786 (0.15)	13572 (0.31)	18661 (0.43)	18993 (0.41)	6786 (0.15)
最小軸力 $N_{min}(N/N_0)$	kN	-3299 (-0.21)	-3299 (-0.21)	-3299 (-0.21)	-4172 (-0.21)	-3299 (-0.17)

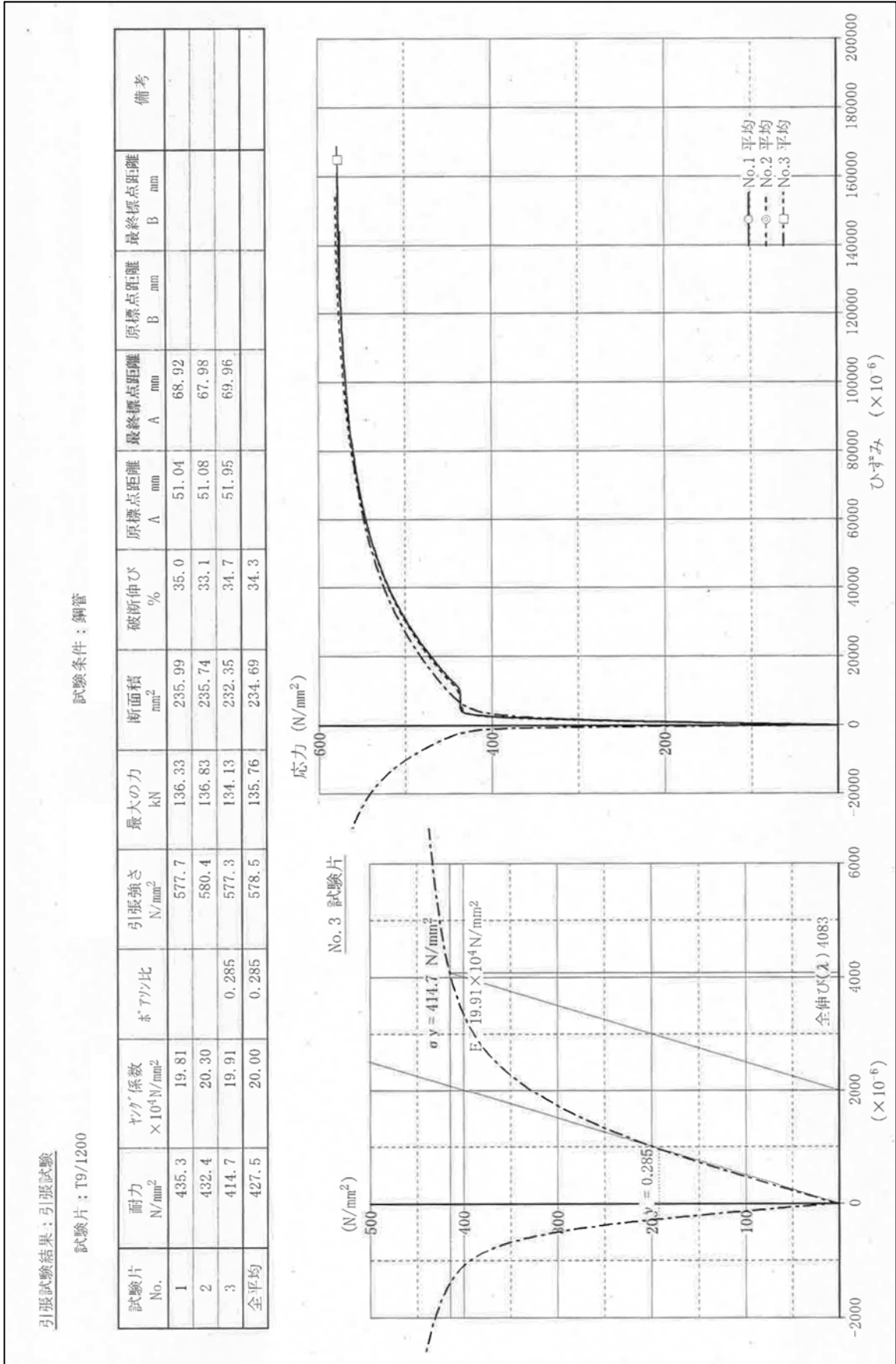


図 6.3.1 材料試験結果 (鋼管引張試験)

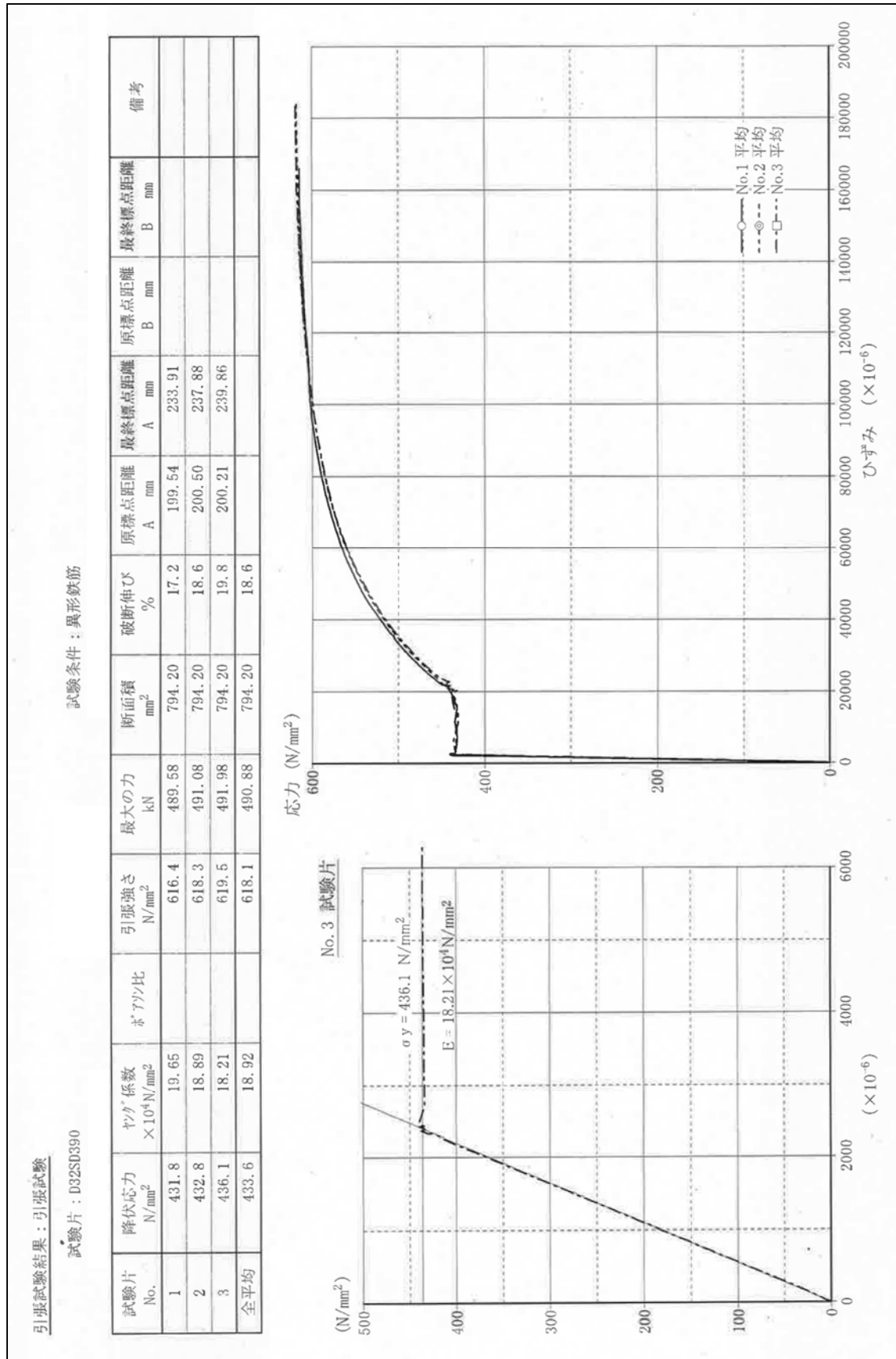


図 6.3.2 材料試験結果 (鋼管内鉄筋引張試験)

表 6.3.3 コンクリート供試体 圧縮試験結果

試験体名	試験体	材齢	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)
SC-TB1	圧縮 1	201 日	245.8	31.84	—	25374	32.20
	圧縮 2		251.3	32.40	—		
	圧縮 3		250.7	32.35	—		
	割裂 1		77.88	—	2.49		2.55
	割裂 2		83.04	—	2.64		
	割裂 3		79.24	—	2.51		
SC-TB2	圧縮 1	215 日	246.76	31.79	—	24309	31.20
	圧縮 2		241.68	31.10	—		
	圧縮 3		240.72	30.70	—		
	割裂 1		75.32	—	2.38		2.34
	割裂 2		67.96	—	2.16		
	割裂 3		77.88	—	2.48		
SC-TB3	圧縮 1	222 日	258.4	32.98	—	23131	30.99
	圧縮 2		231.2	29.38	—		
	圧縮 3		236.76	30.62	—		
	割裂 1		82.76	—	2.63		2.51
	割裂 2		75.56	—	2.41		
	割裂 3		77.72	—	2.47		
SRC-TB1	圧縮 1	229 日	240.8	30.86	—	28405	31.98
	圧縮 2		253	32.89	—		
	圧縮 3		249	32.19	—		
	割裂 1		67.84	—	2.18		2.36
	割裂 2		65.48	—	2.09		
	割裂 3		87.56	—	2.82		
SRC-TB2	圧縮 1	69 日	227.32	29.00	—	28483	29.95
	圧縮 2		239.12	30.50	—		
	圧縮 3		237.44	30.35	—		

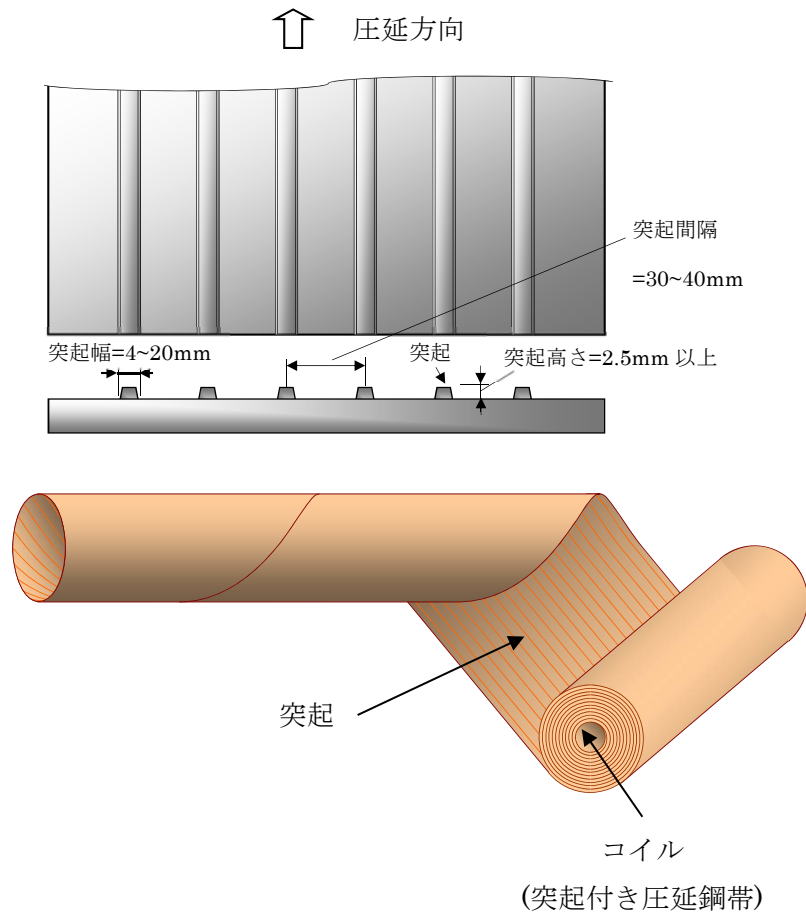


図 6.3.3 内面突起付き鋼管



写真 6.3.1 実際に使用した鋼管の内面

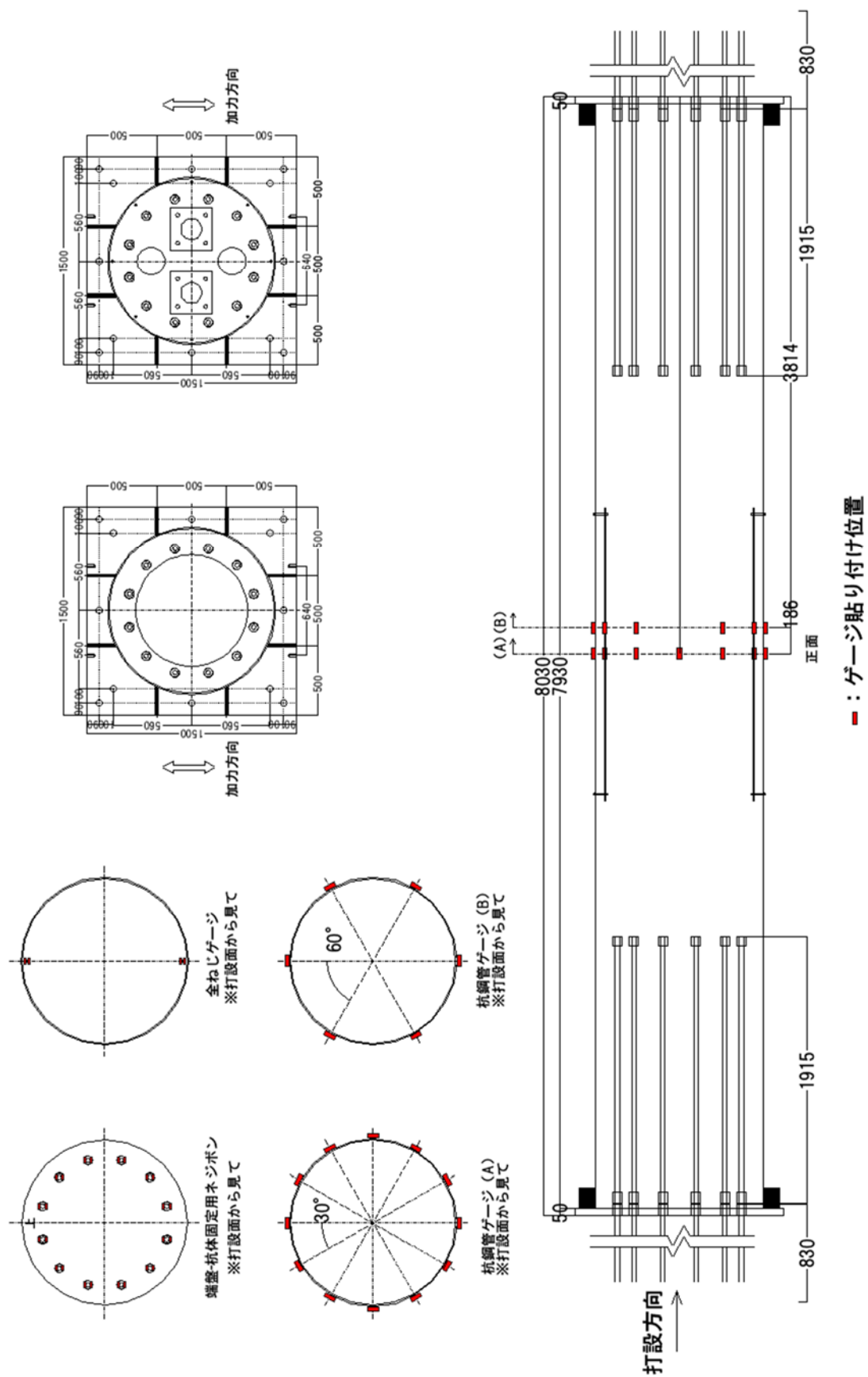


図 6.3.4 試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置 (SC-TB1, SC-TB3)

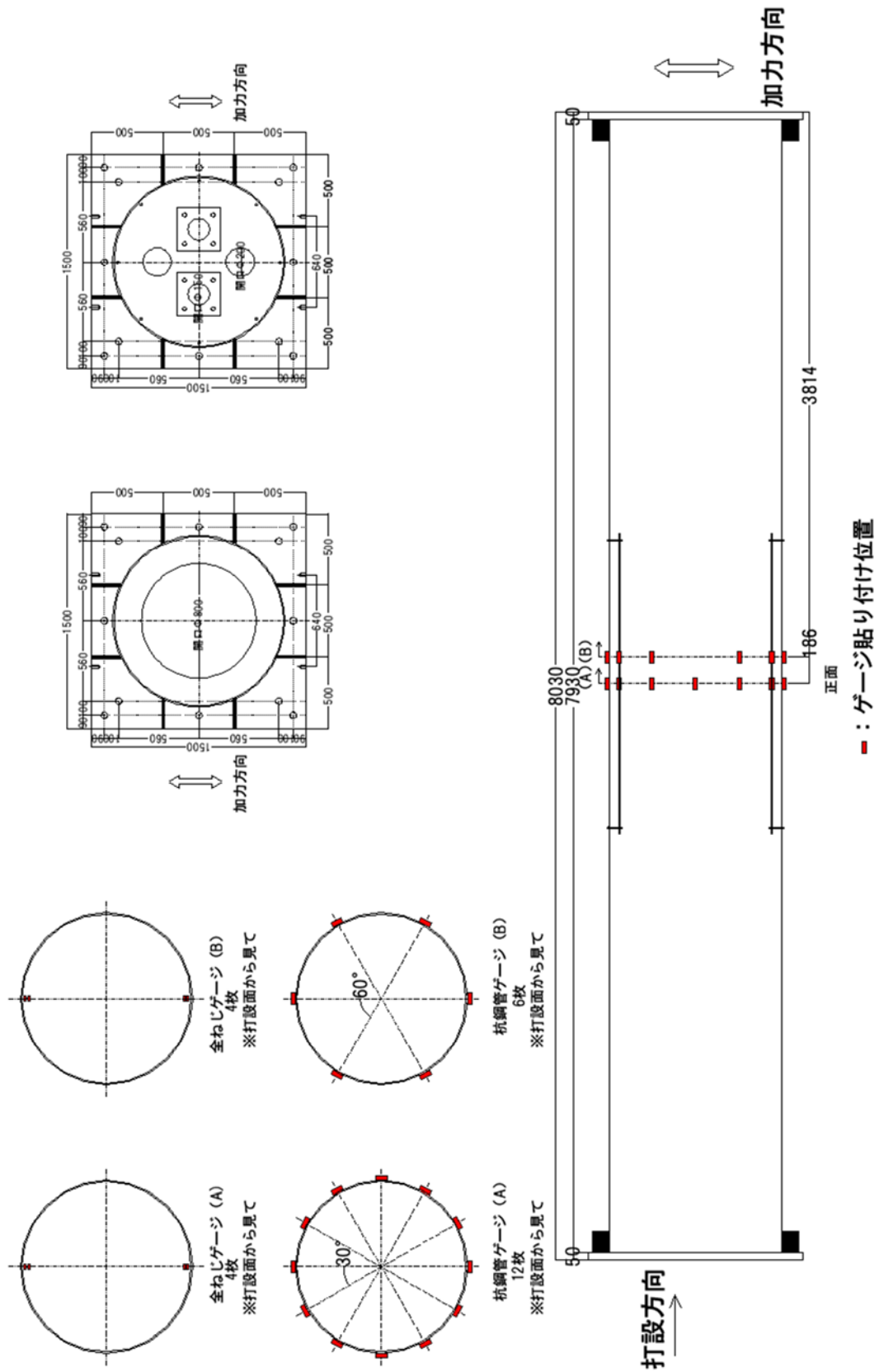


図 6.3.5 試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置 (SC-TB2)

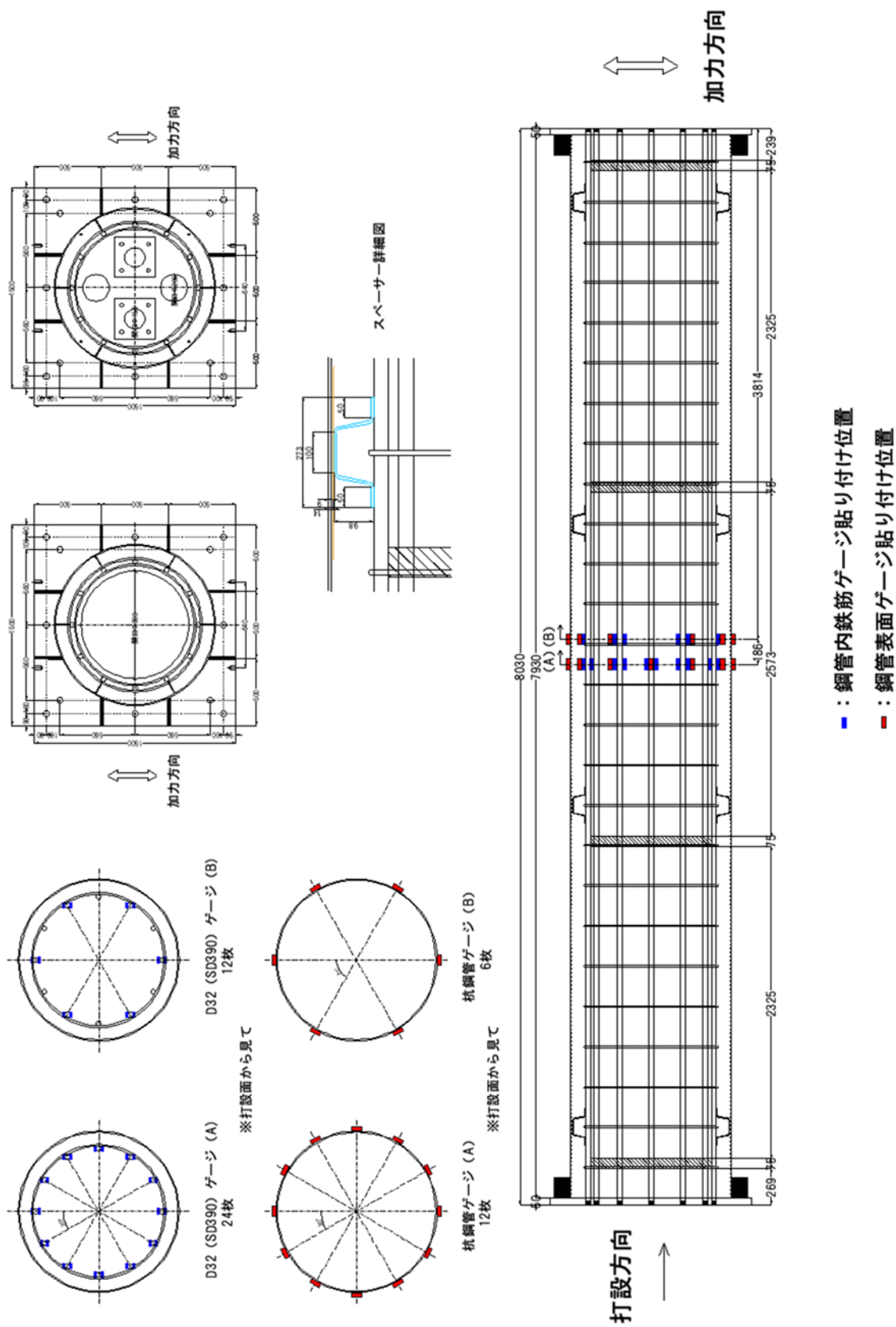


図 6.3.6 試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置 (SRC-TB1, SRC-TB2)

6.3.2 試験体製作

試験体の製作について、鋼管内に異形鉄筋を配筋した試験体 SRC-TB1 および SRC-TB2 は鉄筋籠を先に組立した(写真 6.3.2)。内面突起付き鋼管に端盤を溶接し(写真 6.3.3)、配筋がある試験体については鉄筋籠を鋼管内に建込んで(写真 6.3.4)後、もう一方の端盤を鋼管に溶接した。鋼管内の配筋状況を写真 6.3.5 に示す。

コンクリート打設は建築研究所実大構造物実験棟に試験体に搬入してから行った。鋼管を立てて地中の杭体と同一の打設方向で行う。写真 6.3.6 にコンクリート試験、写真 6.3.7 に打設時の状況写真を示す。



写真 6.3.2 鉄筋籠組立状況



写真 6.3.3 端盤と鋼管の溶接状況



写真 6.3.4 鉄筋籠建込み



写真 6.3.5 鋼管内配筋状況 (SRC-TB1, SRC-TB2)



写真 6.3.6 コンクリート試験



写真 6.3.7 コンクリート打設状況（建築研究所実大構造物実験棟内）

6.3.3 载荷方法

実験は建築研究所内の実大構造物実験棟にて行った。試験装置全景を写真 6.3.8 に示し、载荷装置図面を図 6.3.7 に示す。杭体を横にして単純支持を行い、試験体中央に据え付けた 2 組の鉛直ジャッキ 6 本によりせん断力 P (kN) を下から 2 点に作用させる。また、試験体端から軸力ジャッキ 4 台により軸力 N (kN) を導入する。図 6.3.9 に曲げモーメント分布および変形図を示す。 P - δ 効果を考慮した曲げモーメントを M (kN) とする。中央载荷点における支持点との相対変位を δ_1 (mm) として M を、 P - δ 効果を考慮し、以下の(1)式によって計算する。

$$M = P * b + N * (\delta_1 + (\delta_2 + \delta_3)/2) \quad (\text{式 6.4})$$

ただし、

M : 曲げ領域において杭体に作用する曲げモーメント

P : 载荷点における杭体に作用するせん断力

b : 支持点中心と载荷バンド中心間の距離

N : 杭体に作用する軸力

δ_1 : 载荷中央点における支持点との相対たわみ量

δ_2 および δ_3 : 杭端部における支持点との相対たわみ量

また、代表変形角 R (%) を以下のように定義する。

$$R = \delta_1 / (a + b) \quad (\text{式 6.5})$$

ただし、

a : 载荷バンド中心と杭体中心間の距離

加力方式は正負交番繰り返し载荷かつ、代表変形角 R を用いて変位制御により加力を行った。加力サイクルは $R = \pm 0.125\%$, $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$, $\pm 1.5\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 3.0\%$ を最大 2 回ずつとした。

また、全試験体で長期軸力と同程度の初期軸力を導入する。全試験体で初期軸力比は 0.09 とし、それぞれの試験体に変動軸力を加える。最大軸力比、および最小軸力比は SC-TB1 は 0.15~ -0.21, SC-TB2 は 0.31~ -0.21, SC-TB3 は 0.43~ -0.21, SRC-TB1 は 0.41~ -0.21, SRC-TB2 は 0.15~ -0.17 とした。

また軸力とせん断力の载荷履歴を図 6.3.10 に示す。

ここで、試験体 SRC-TB2 について特記する。SRC - TB2 は 5 体の内で最初に試験を行った試験体であるが、せん断力 P を担当するジャッキの引張容量が不足してしまい、変形角 0.5% 以降の载荷サイクルでは正側载荷のみ実施しており、正負交番载荷は変形角 $\pm 0.25\%$ までとなる。そのため、他の試験体とは試験方法が異なるため結果の扱い等では区別することとする。

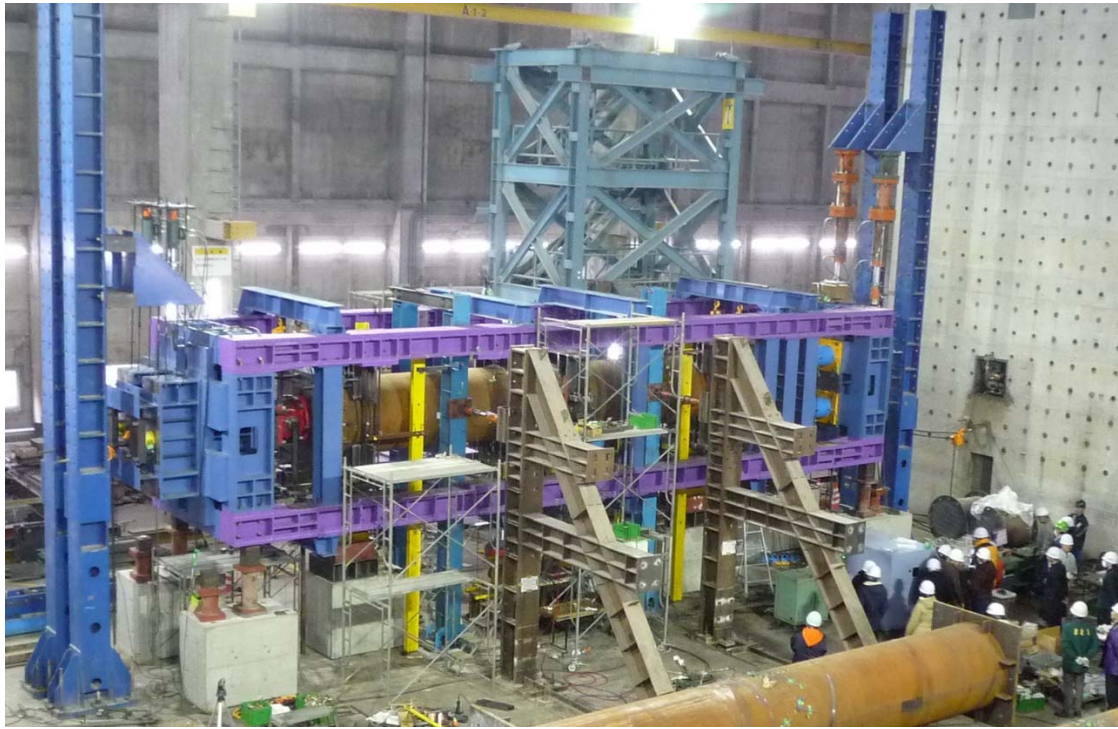


写真 6.3.8 荷装置全景

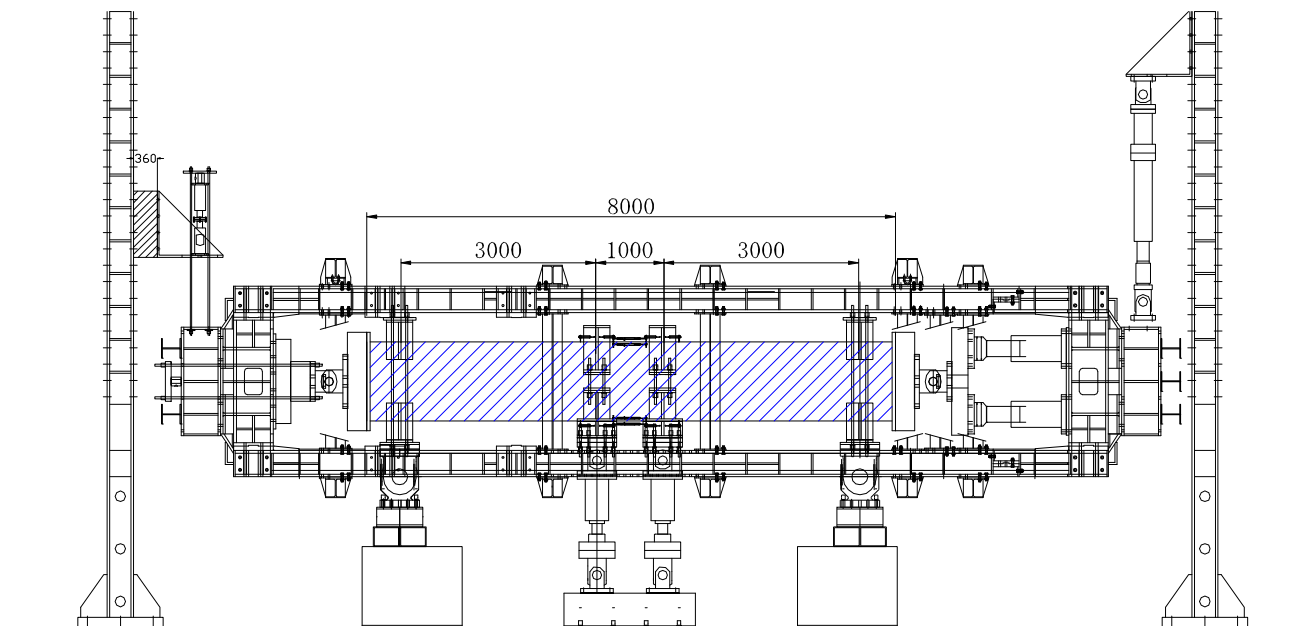
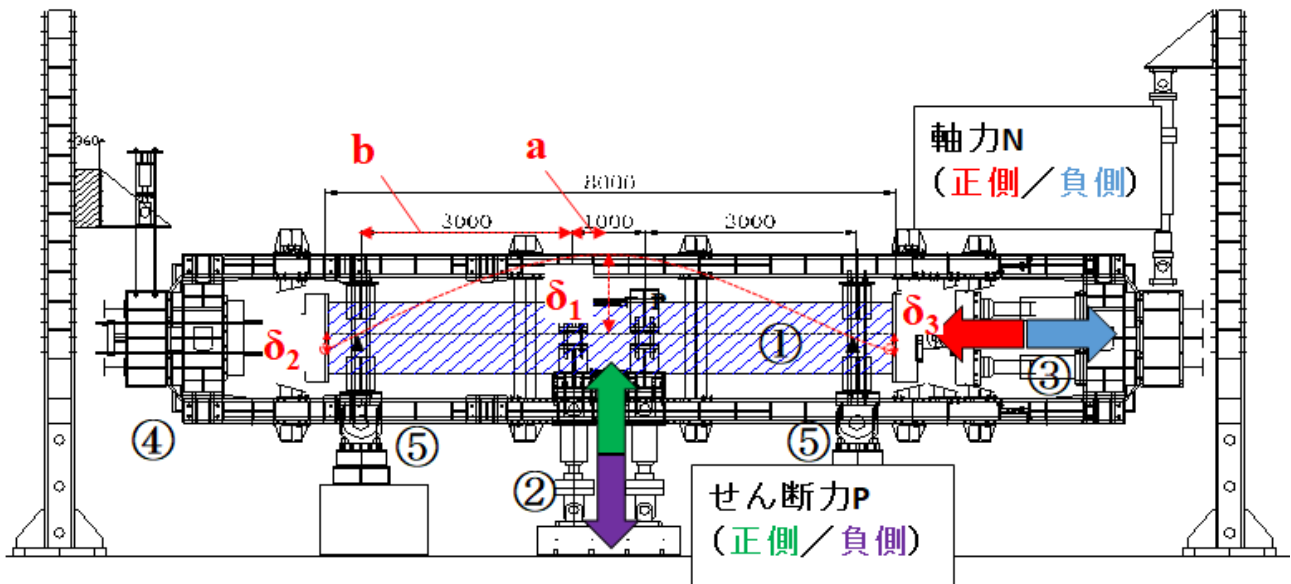


図 6.3.7 荷装置図面



- 各部名称 ①試験体 ②鉛直载荷ジャッキ (400t/175t×2台, 200t/100t×4台)
 ③軸力ジャッキ(500t/200t×4台) ④载荷フレーム ⑤支持点クレビス

図 6.3.8 加力概要図

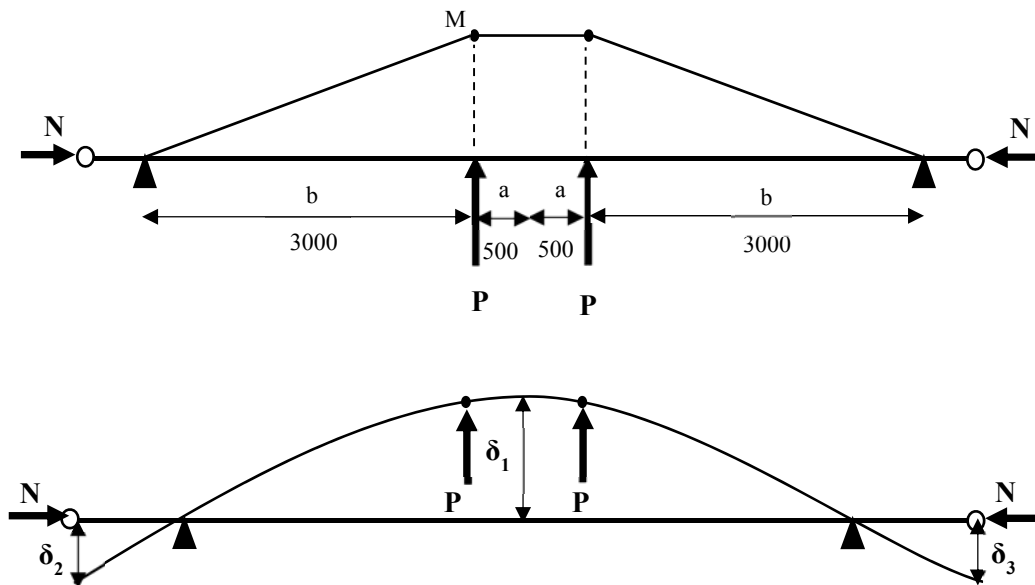


図 6.3.9 曲げモーメント分布図（上）と変形図（下）

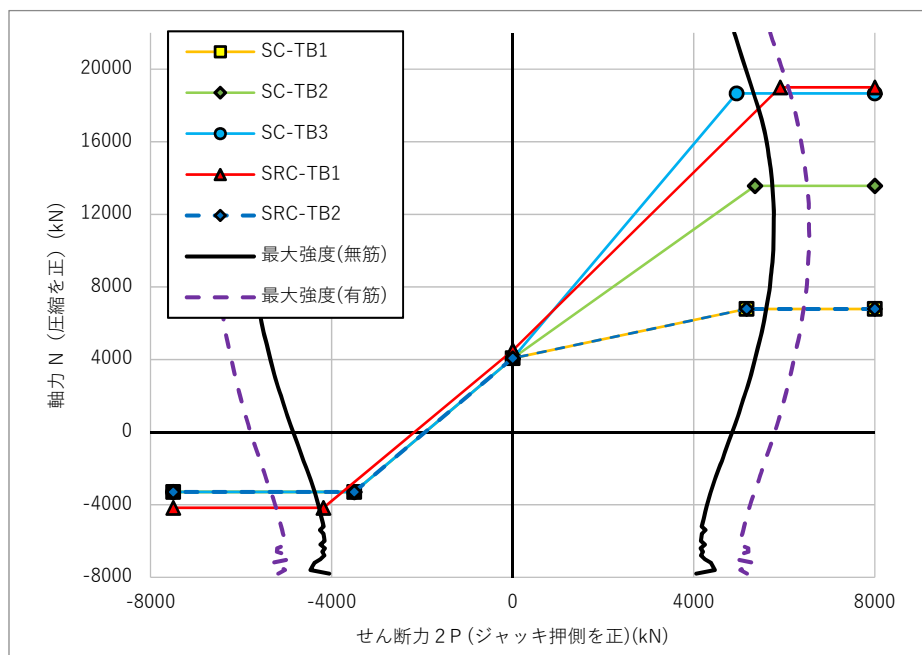


図 6.3.10 せん断力 $2P$ と軸力 N の载荷履歴

6.3.4 計測方法

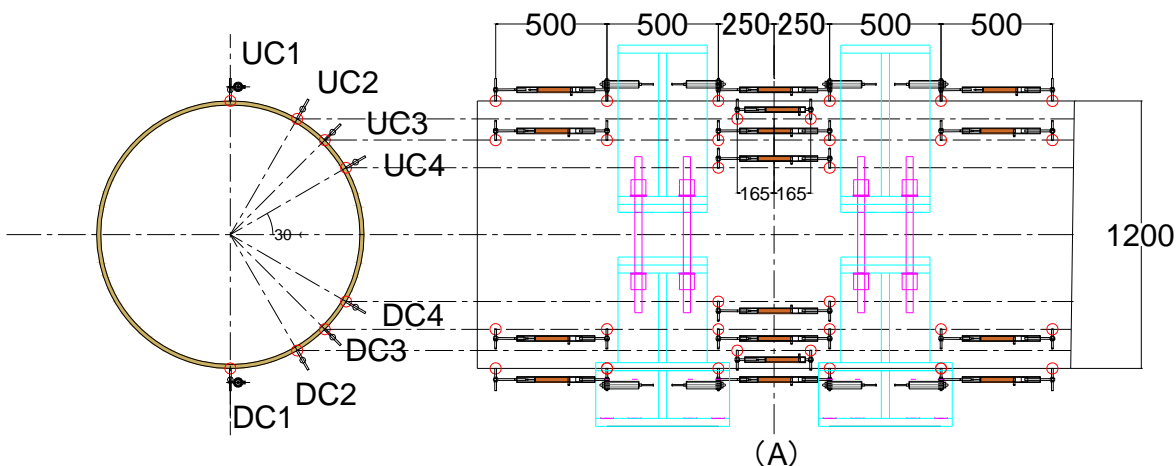


図 6.3.11 (A) 断面における曲率用変位計名称と取付位置

図 6.3.11 に曲率計測用の変位計取付位置を示す。この変位計を用いて(式 6.6)により曲率計測を行う。曲率変位計をそれぞれ 2 台で 1 組とし、杭中心を通る鉛直断面を C1, C1 から 30°, 45°, 60° 離れた断面を C2, C3, C4 としてそれぞれで曲率 $\phi_m(1/mm)$ の算定を行った。

$$\phi_{mk} = \frac{\delta_{UCk} - \delta_{DCk}}{L_d \cdot d_k} \quad (k = 1, 2, 3, 4) \tag{式 6.6}$$

ただし、

ϕ_{mk} :計測位置 C(k)で計測された曲率 $\phi_m(1/mm)$

δ_{UCk} :変位計 UC(k)の計測値(mm), δ_{DCk} :変位計 DC(k)の計測値(mm)

L_d :変位計の検長(mm), d_k :変位計間の直線距離(mm)

また、ひずみゲージによっても曲率 ϕ_E を計測する。

図 6.3.12 のように、曲げ領域中心の断面においてひずみゲージを軸方向に貼付して軸方向ひずみを計測した。塑性化の大きい上下端のひずみゲージ値は除外し、断面位置で 5 点におけるゲージの値(ただしゲージ測定容量を超えたもの、異常な値を示すものは省いた)を用い、(式 6.7)に示すようにひずみ分布を直線で金獅子、(式 6.8)に示した最小二乗法によって近似曲線の傾きを求める。また、(式 6.9)に示したように曲率 ϕ_E は近似曲線の傾きに等しい。

$$\epsilon(X) = a \cdot X + \epsilon_0 \tag{式 6.7}$$

$$a = \frac{\sum X_i \cdot \epsilon_i - \sum X_i \cdot \sum \epsilon_i}{\sum X_i^2 - \sum \epsilon_i^2} \tag{式 6.8}$$

$$\phi_E \doteq \tan \phi_E = \frac{\epsilon_0}{X_n} = a \quad (\phi_E \text{ が十分に小さい値である}) \tag{式 6.9}$$

ただし、

ϕ_E :ひずみ分布により求められた曲率 (1/km)

ϵ_0 :最小二乗法により求めたひずみ分布の鋼管上端における切片(μ)

X_n :最小二乗法により求めたひずみ分布の中立軸と鋼管上端の距離(mm)

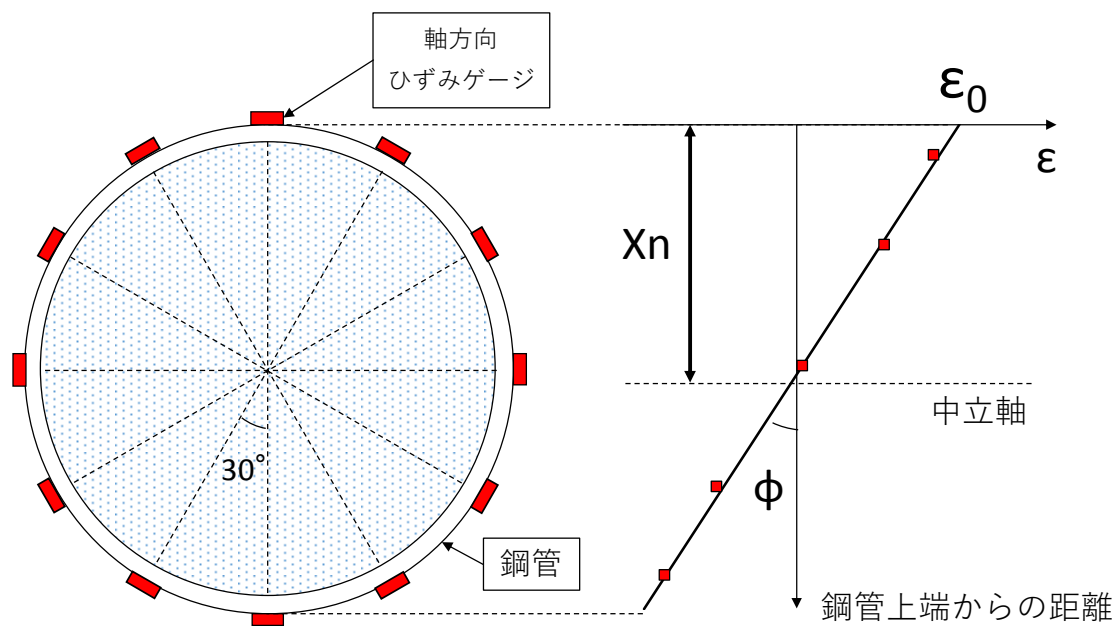


図 6. 3. 12 : 軸方向ひずみゲージ取付位置と曲率φ計算方法概要

6.4 実験結果

6.4.1 特性点の定義

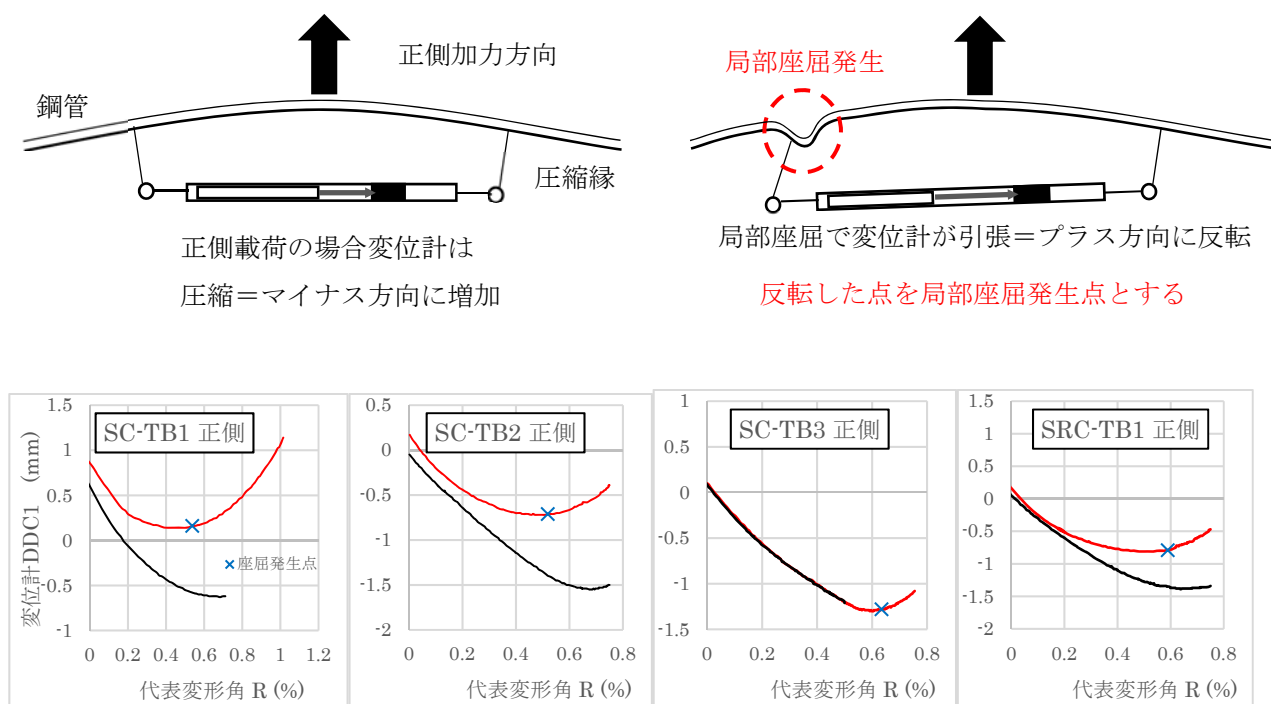
(a)最大耐力点または最大到達点 (特性点 A)

実験を通して最大曲げモーメント値を最大耐力として定義し $M_{max}(kN \cdot m)$, その時の代表変形角を $Ra(\%)$ とする。最大耐力点においては鋼管に局部座屈が発生しているため扱いには留意する。また, 実験時に耐力減少が認められない場合, 最大到達点として区別する。

(b)座屈発生点 (特性点 B)

鋼管の局部座屈が発生した。正側荷重においては図 6.3.11 に示した変位計 DC1 取り付け位置近傍で, 負側荷重では変位計 UC1 の取り付け位置近傍で発生した。局部座屈による耐力低下は見られず鋼管の膨れ上がりのみ観測されており, 座屈発生点の特定を行う。

図 6.4.1 に変位計数値と座屈発生点推定方法と変位計挙動を示す。荷重終了まで正負交番荷重を行った試験体 4 体において鋼管降伏においては見られていない変位の反転挙動が起きている。ここを局部座屈発生点と推定することとした。



(青×: 修正後の座屈発生点, 赤線: 座屈発生サイクル, 黒線: 座屈発生の1回前のサイクル)

図 6.4.1 局部座屈発生点の推定方法と各試験体の局部座屈発生点

(c)コンクリート圧縮ひずみ限界点(特性点 C)

正側荷重においてコンクリートひずみとして圧縮縁ひずみ ϵ_{cu} が 0.3%を超えた点をコンクリート圧縮縁ひずみ限界点とし, その時の作用曲げモーメントおよび代表変形角を $M_c(kN \cdot m)$, $R_c(\%)$ とする。負側荷重においては計測されなかった。

(d)鋼管降伏点および鉄筋降伏点 (特性点 D および E)

鋼管の降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とし, ひずみゲージの値が材料試験値 2138μ を超えた点とした。鉄筋の降伏点は材料試験値を用い, 降伏ひずみ 2381μ を超えた点とした。

6.4.2 実験結果（特性点と曲げモーメント - 変形角関係）

各試験体の曲げモーメントー変形角関係を図 6.4.2～6.4.3 に示して、各特性点を各グラフ上にプロットする

また、各試験体について以下に詳述する。

試験体 SC-TB1 は $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目の载荷において正側载荷時引張縁となる鋼管上端で鋼管の引張降伏が発生した。また、 $R=-0.5\%$ サイクル 1 回目の载荷時に負側载荷時に引張縁となる鋼管下端で鋼管の引張降伏が発生した。その後、 $R=+1.0\%$ 1 回目でも局部座屈が鋼管下部に発生し、その後すぐにコンクリート圧縮限界ひずみを迎えた。その後 $R=+1.5\%$ サイクル 1 回目において正側の最大耐力を迎え、 $R=-1.5\%$ 1 回目に負側の最大耐力を記録した。 $R=-2.0\%$ サイクル 1 回目において鋼管下端で鋼管の破断が発生し、耐力が最大耐力の 50% まで急激に低下した。軸力は保持していたため、変形角 -2.0% まで载荷した。

試験体 SC-TB2 は $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目において鋼管下端で鋼管が圧縮降伏、 $R=+0.75\%$ サイクル 1 回目で鋼管上端に引張降伏が発生した。その後 $R=+0.75\%$ 2 回目において局部座屈が発生した。その後 $R=-2.0\%$ サイクル 1 回目において鋼管の破断が発生し、最大耐力の 47% まで耐力が低下したため载荷を終了した。鋼管破断後も軸力は保持していた。

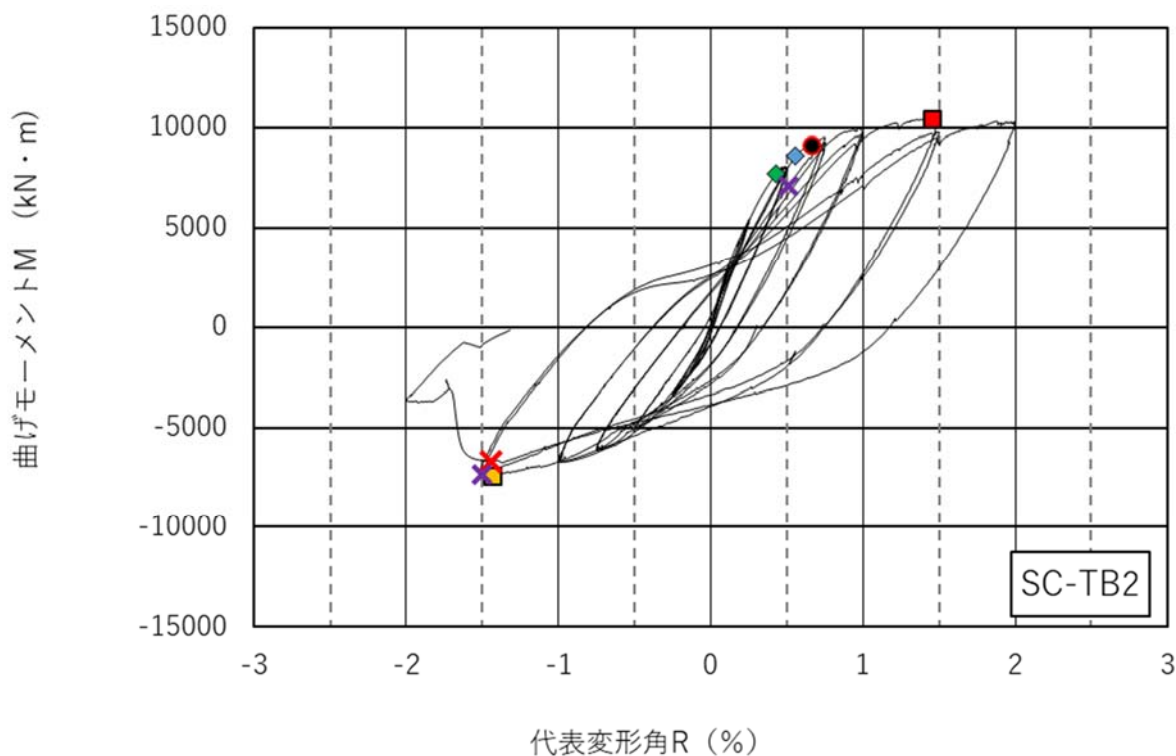
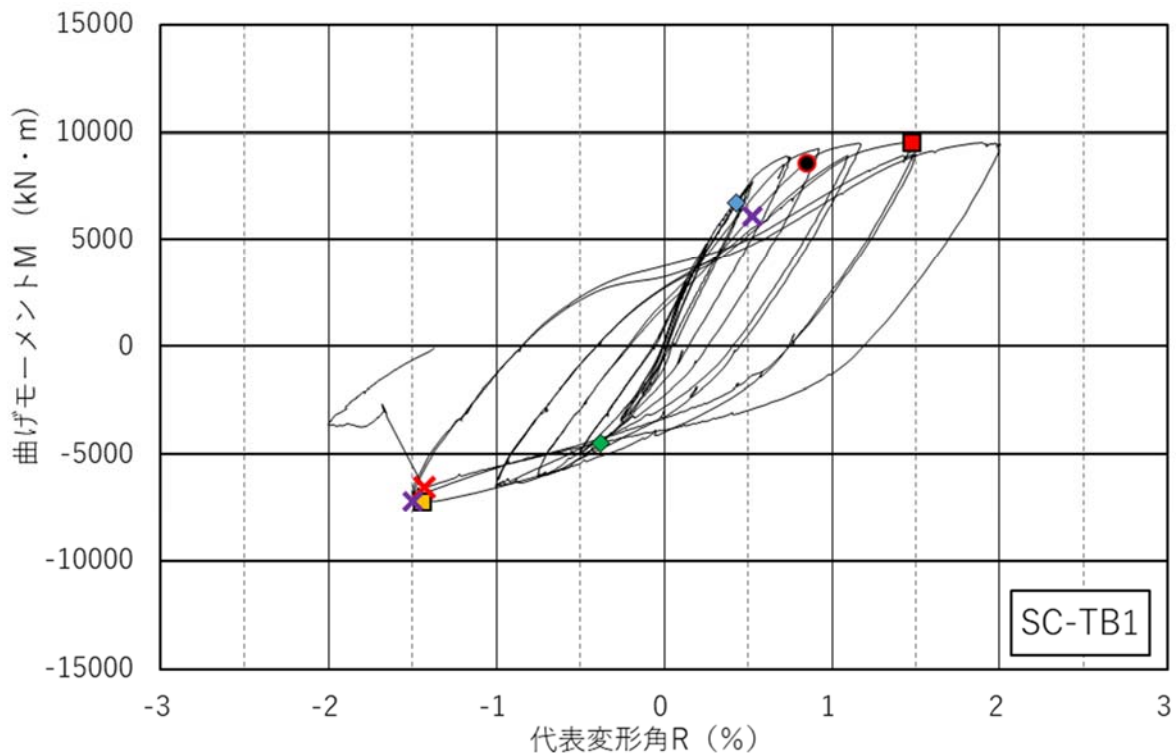
試験体 SC-TB3 は $R=+0.5\%$ サイクルにおいて鋼管下端で圧縮降伏が発生した。その後 $R=+0.75\%$ サイクル 1 回目に鋼管上部で引張降伏が発生し、局部座屈が発生した。 $R=-2.0\%$ サイクル 1 回目において载荷点近傍で鋼管破断が発生し、最大耐力の 36% まで耐力が低下した。軸力は保持していたが载荷を終了した。

鋼管内に主筋を配した試験体 SRC-TB1 では鋼管降伏が $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目で鋼管下端が圧縮降伏、 $R=+0.75\%$ サイクル 1 回目で鋼管上端が引張降伏した。その後 $R=+0.75\%$ 2 回目で下端の主筋が圧縮降伏、 $R=+1.0\%$ 1 回目で上端の主筋が引張降伏した。 $R=-3.0\%$ サイクル 1 回目において負側载荷中に鋼管破断が発生し、最大耐力の 45% まで耐力が低下した。軸力は鋼管破断後も保持していた。

いずれの試験体においても圧縮軸力側の正側载荷では座屈推定点以降も耐力が上昇している。引張軸力側の負側载荷において、鋼管内配筋をしていない試験体では座屈推定点よりも大きな変形角を载荷した際に鋼管が破断している。鋼管内配筋を有する SRC-TB1 については座屈推定点以降も耐力が上昇し、変形角 $R=\pm 2.0\%$ サイクルでも破断は起きなかった。

SRC-TB2 について、実験中に -0.5% 負側サイクル時に中央ジャッキの引き側最大容量の 9 割程度となる $2P=3200\text{kN}$ に達したにもかかわらず、ほぼ弾性を示しており負側での終局状態が見込めなかったために以降の負側サイクルは $2P=3200\text{kN}$ で折り返すこととした。そのため、負側载荷では鋼管降伏および鉄筋降伏、座屈は発生していない。

正側载荷において $R=+0.5\%$ 1 回目サイクルにおいて鋼管下端が圧縮降伏し、 $R=+0.75\%$ 1 回目サイクルで鋼管上端が引張降伏し、鉄筋下端も同時に圧縮降伏した。その後、 $R=+1.0\%$ 1 回目サイクルで座屈発生したと推測される。 $R=+1.5\%$ において、鉄筋上端が引張降伏し、 $R=+3.0\%$ において最大耐力を記録した。载荷装置の容量不足が判明したため、実験を終了した。



- 実験値
- 鋼管破断
- × 局部座屈発生点
- 最大耐力
- ◆ 鋼管降伏(鋼管上端)
- × コンクリート圧縮ひずみ限界点到達
- 最大到達点
- ◆ 鋼管降伏(鋼管下端)

図 6.4.2 モーメント—変形角関係 (SC-TB1, SC-TB2)

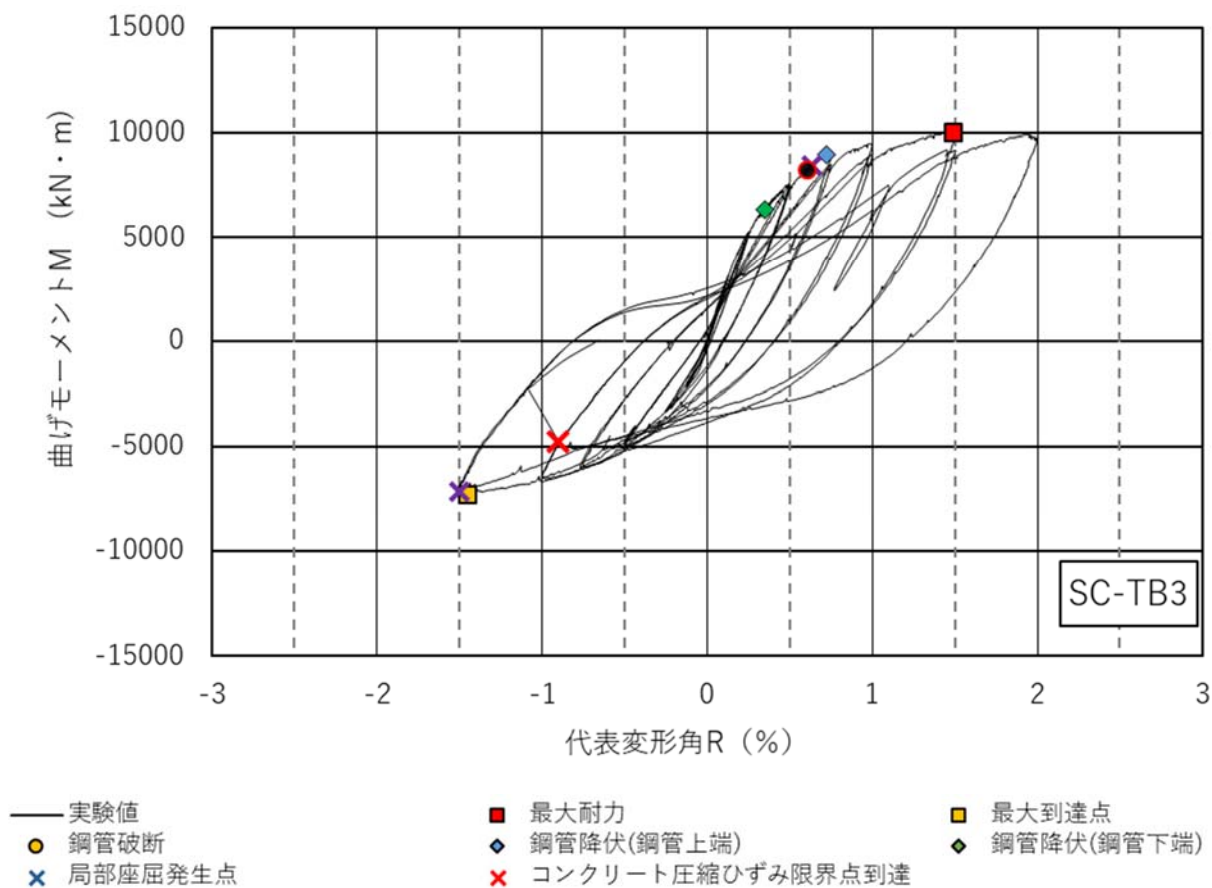
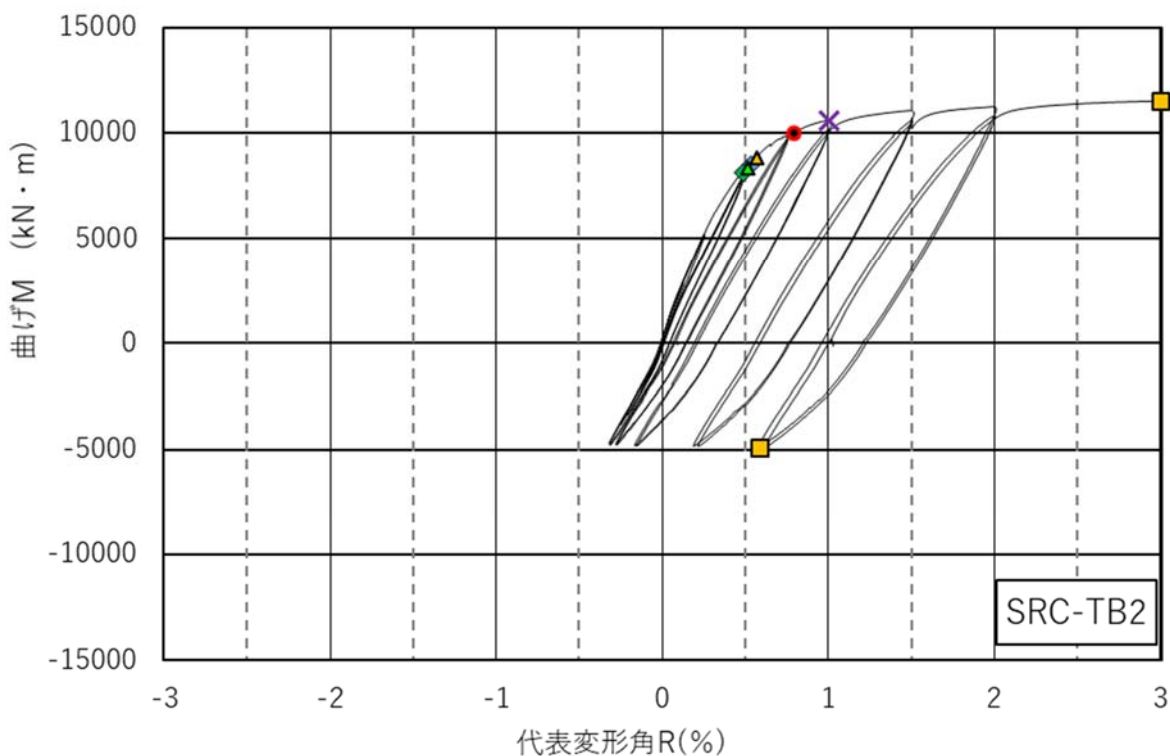
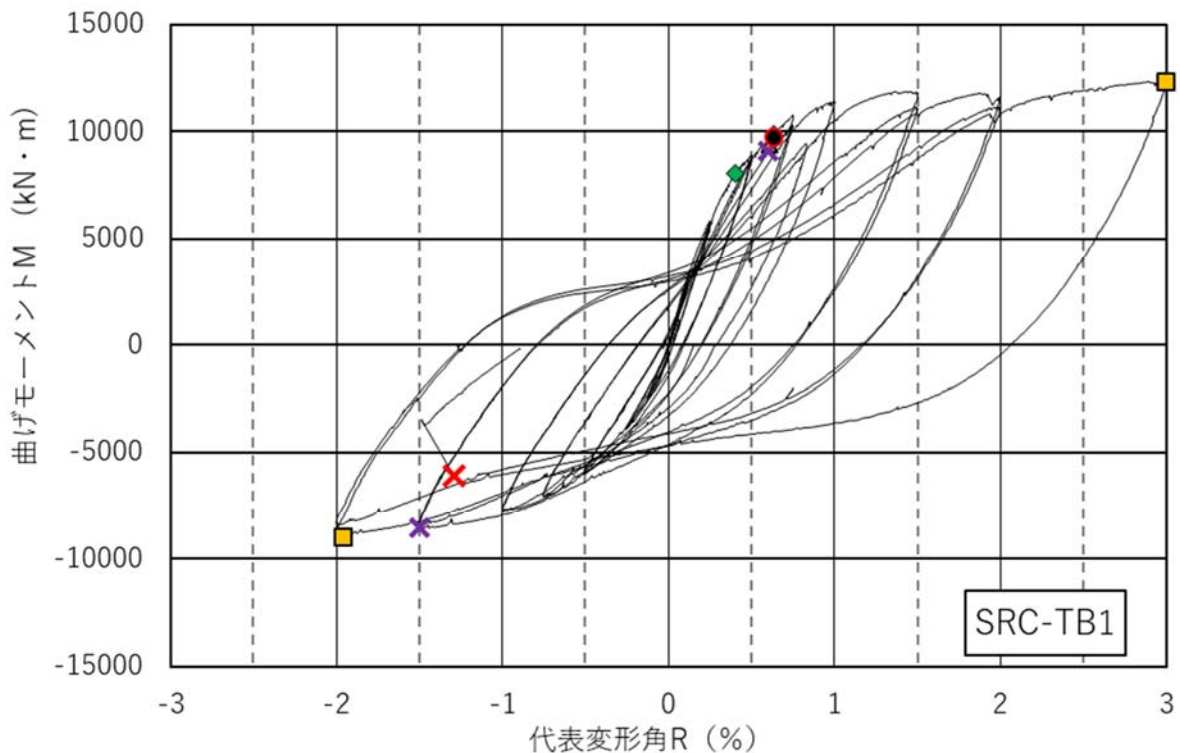


図 6.4.3 モーメント—変形角関係 (SC-TB3)



- 実験値
- ◆ 鋼管降伏(鋼管上端)
- ◆ 主筋降伏(下端鉄筋)
- 最大到達点
- ◆ 鋼管降伏(鋼管下端)
- × 局部座屈発生点
- ✱ 鋼管破断
- ◆ 主筋降伏(上端鉄筋)
- ✕ コンクリート圧縮ひずみ限界点

図 6.4.4 モーメント—変形角関係 (SRC-TB1, SRC-TB2)

6.4.4 鋼管ひずみ分布および鉄筋ひずみ分布

鋼管のひずみ分布を図 6.4.5~6.4.9 に示す。また、最小二乗法によって各サイクルピーク及び特性点における直線のひずみ分布を決定する。この際、鋼管端のひずみゲージは早期に降伏し、かつ座屈の影響を受けるため、鋼管端を除外した 10 ゲージによりひずみ分布を決定し曲率 ϕ を計算する。

6.4.5 特性点におけるデータまとめ

表 6.4.1 に各特性点における代表変形角 $R(\%)$ 、 $P-\delta$ 効果を考慮した曲げモーメント $M(\text{kN}\cdot\text{m})$ 、作用軸力 $N(\text{kN})$ を一覧にて示す。また、6.3.4 項で示したように変位計により計測した曲率 ϕ_m と、ひずみ分布により計測した曲率 ϕ_E を同時に示す。

6.4.6 実験結果（モーメント - 曲率関係）

モーメント - 曲率関係を図 6.4.10~6.4.14 に示す。

変位計により測定した曲率 ϕ_m は、変位計取付位置近傍で局部座屈が発生しているため、局部座屈発生以前までしか計測できていない。

そのため、ひずみ分布により計測した曲率 ϕ_E ととモーメントの関係を図示した。また、局部座屈発生前と局部座屈発生後を区別している。

各試験体の特性点 A~E について、変形角、曲げモーメント、軸力および曲率について表 6.4.1 にまとめて示す。

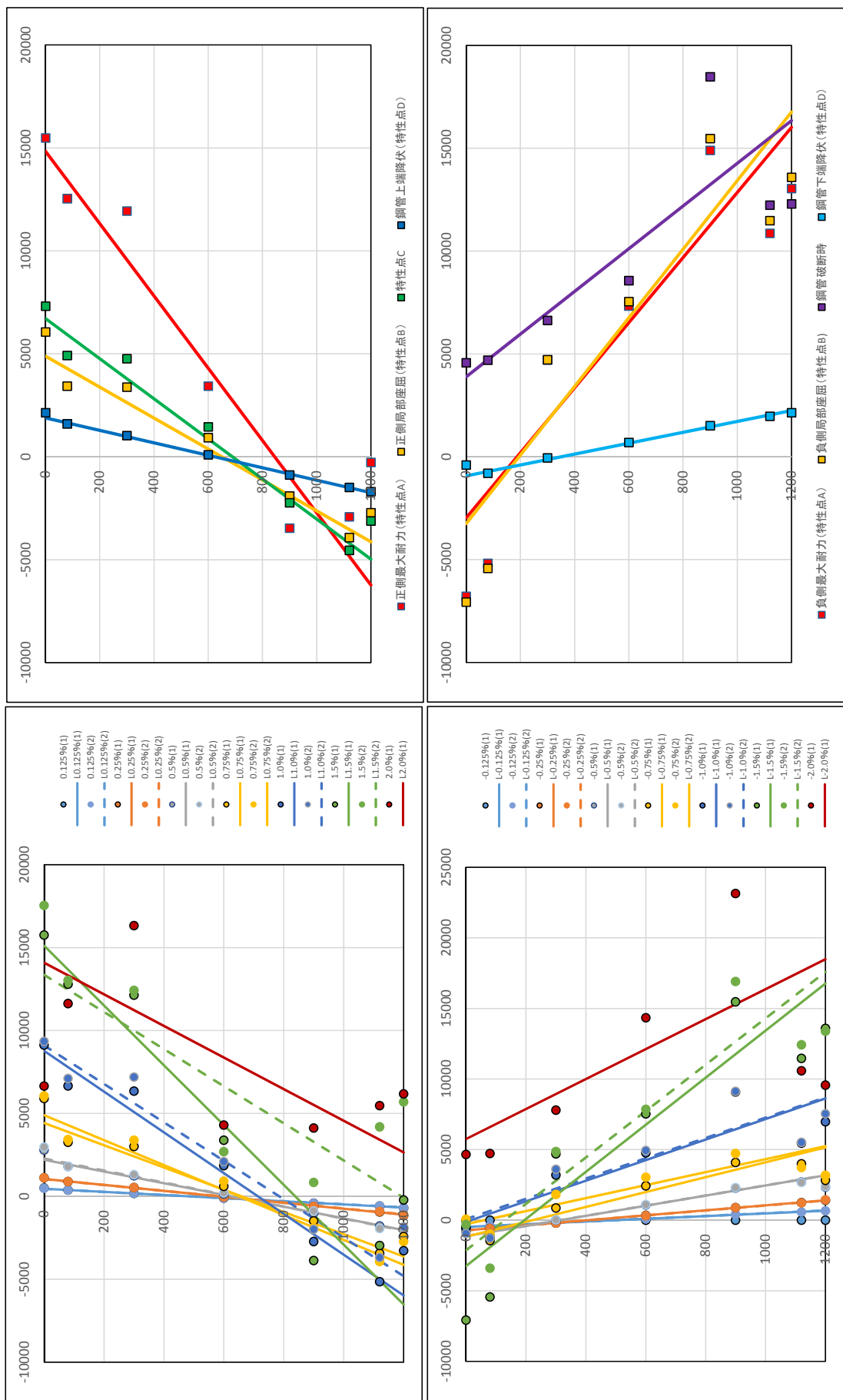


図 6. 4. 5 試験体 SC-TB1 のひずみ分布

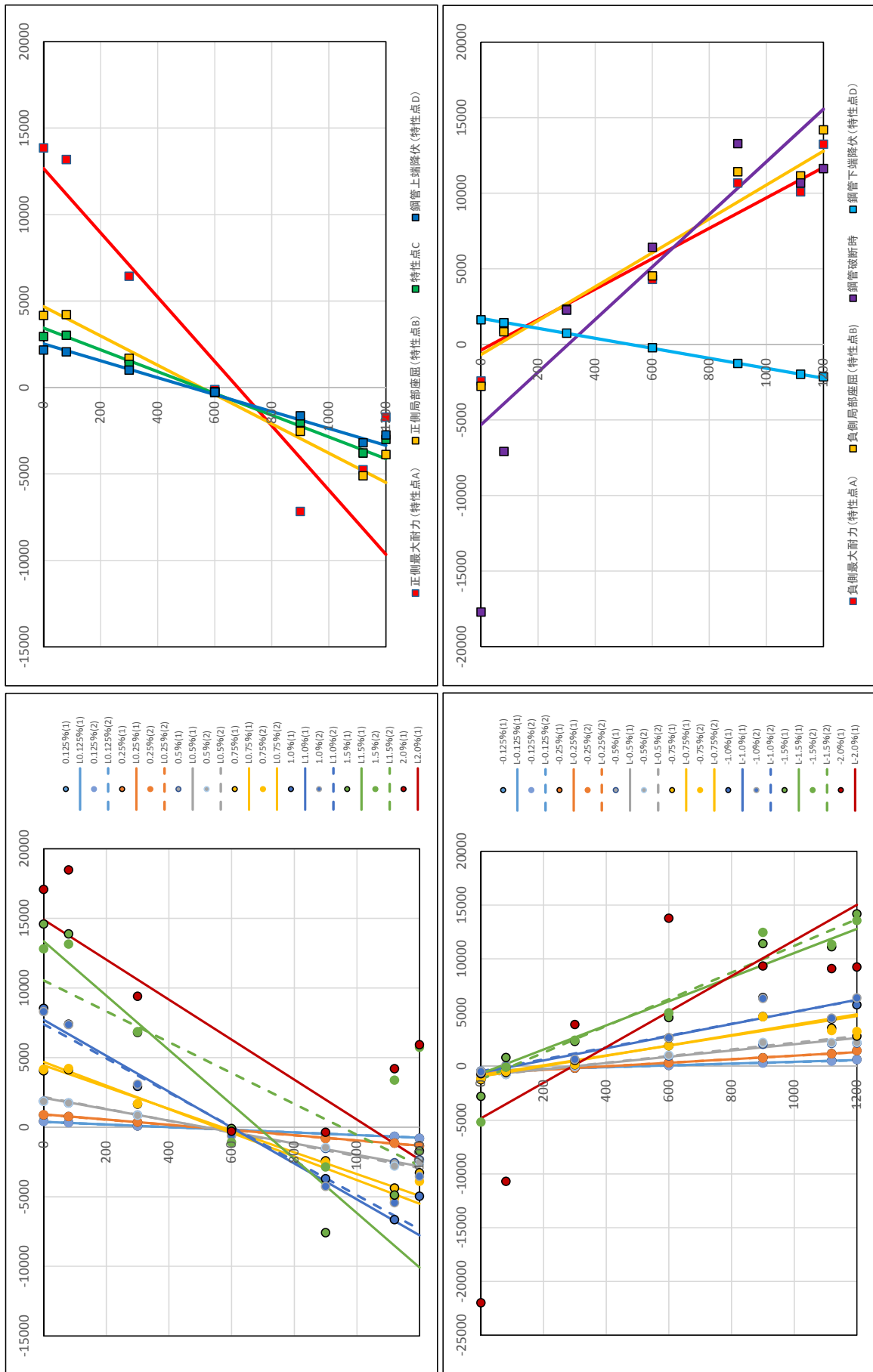


図 6.4.6 試験体 SC-TB2 のひずみ分布

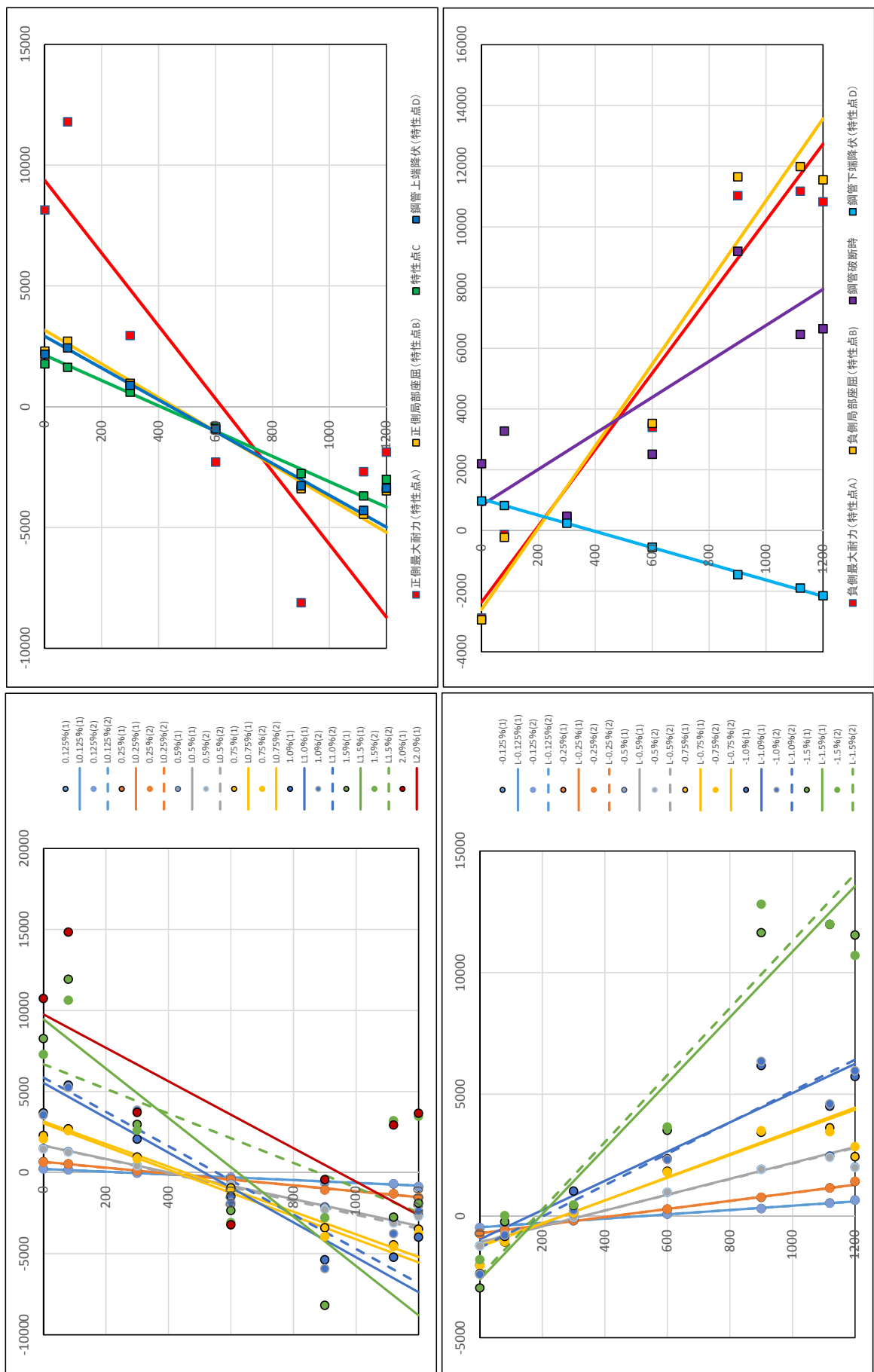


図 6.4.7 試験体 SC-TB3 のひずみ分布

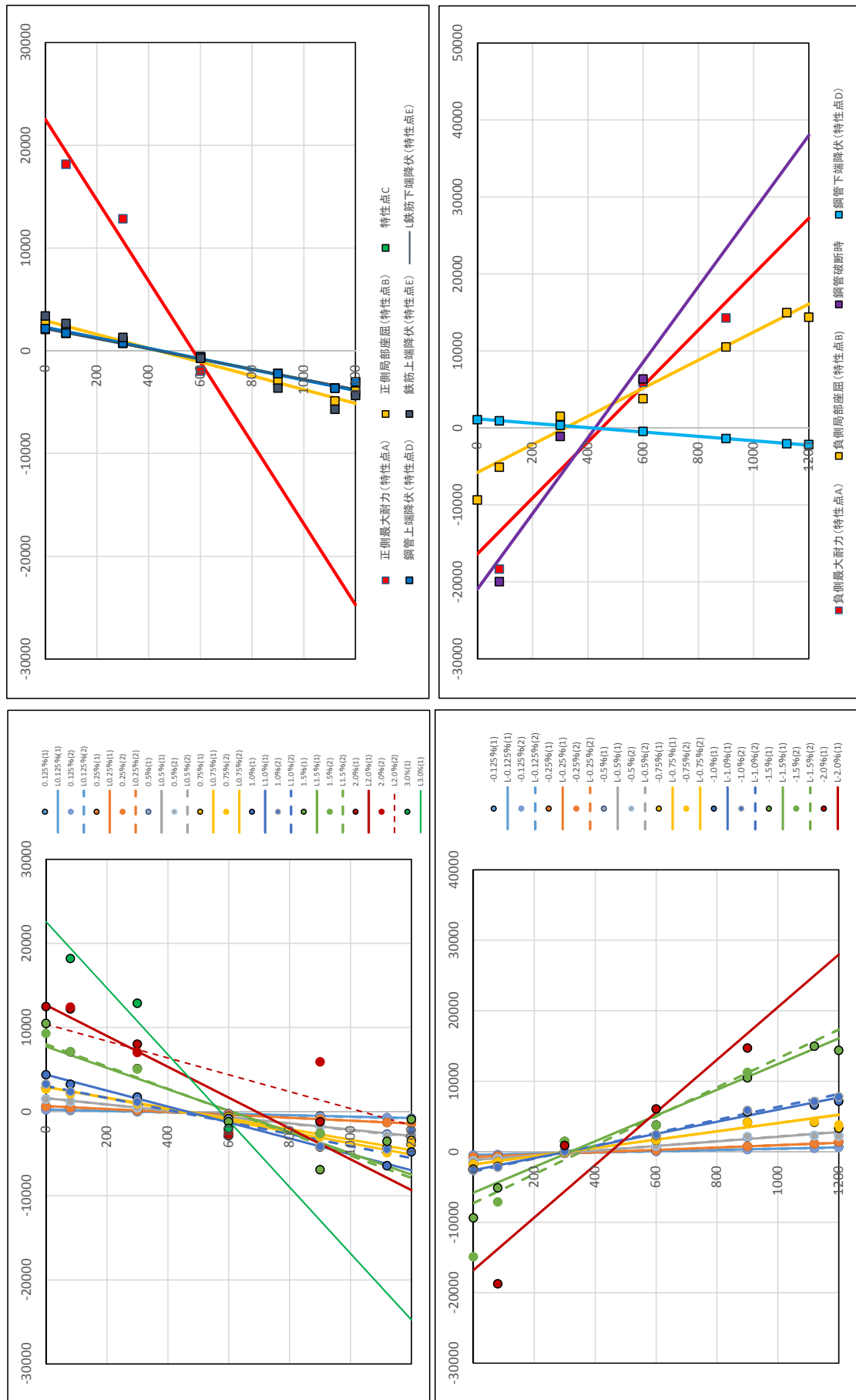


図 6. 4. 8 試験体 SRC-TB1 のひずみ分布

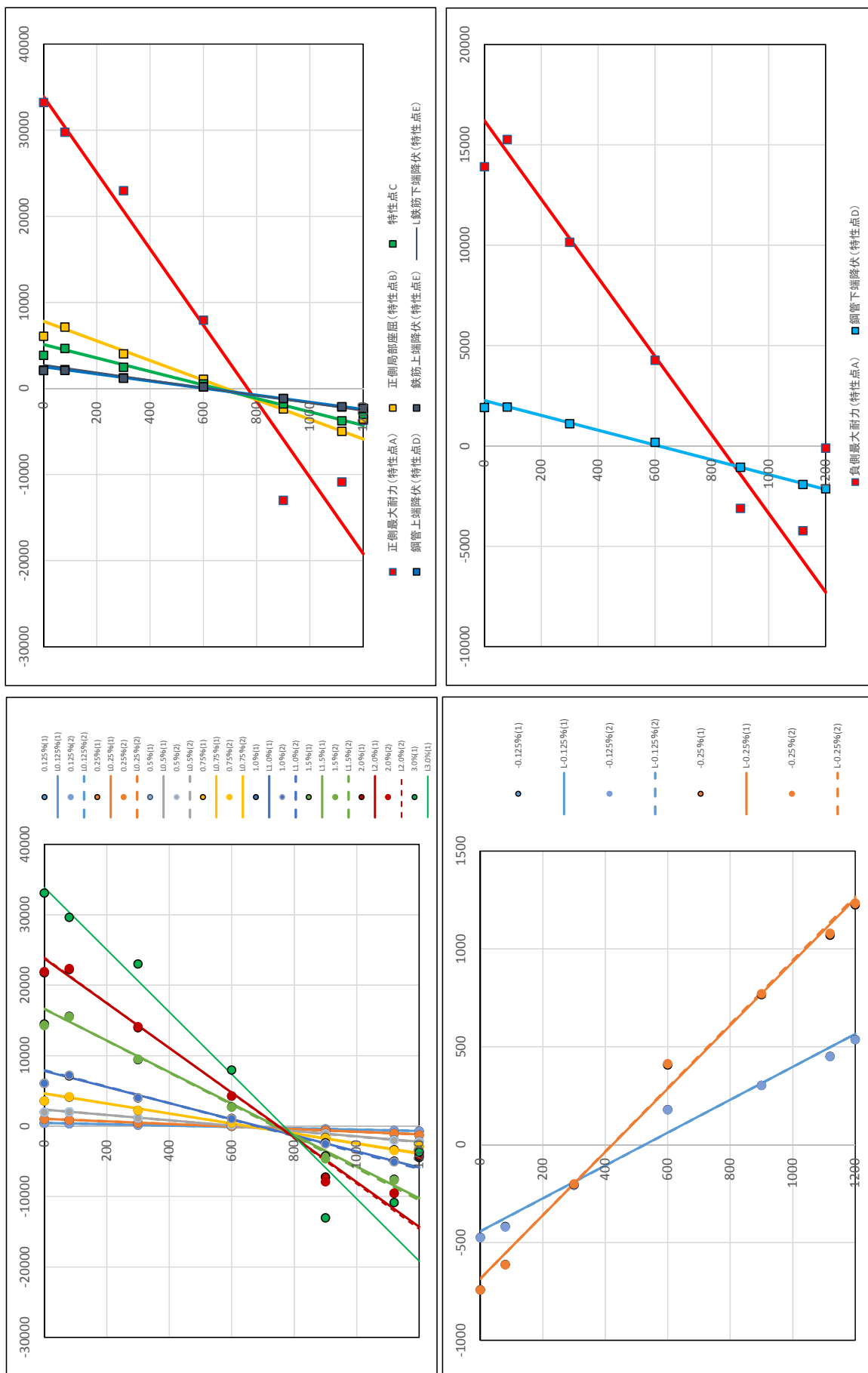


図 6.4.9 試験体 SRC-TB2 のひずみ分布

表 6.4.1 試験結果一覧表

	SC-TB1					SC-TB2					SC-TB3				
発生順 (正側)	D→B→C→A					D→C→B→A					D→C→B→A				
発生順 (負側)	D→A、B同時					A、B同時					A、B同時				
耐力低下	鋼管破断					鋼管破断					鋼管破断				
実験終了時	長期軸力保持					長期軸力保持					長期軸力保持				
特性点	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E
単位	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km
A (正側)	1.47	9583	6791	-*	17.6	1.45	10436	13570	-	18.6	1.49	10046	18667	-	15.1
A (負側)	-1.45	-7224	-3299	-	-15.8	-1.44	-7426	-3287	-	-10.1	-1.45	-7260	-3296	-	-12.6
B (正側)	0.52	6093	6146	5.2	6.3	0.51	7068	12087	4.3	5.8	0.63	8468	18667	5.1	5.5
B (負側)	-1.50	-7218	-3301	-	-16.7	-1.50	-7344	-3295	-	-11.2	-1.50	-7138	-3297	-	-13.5
C (正側)	0.85	8607	6803	-	9.7	0.66	9142	13577	5.3	6.3	0.61	8282	18669	5.0	5.2
C (負側)	コンクリート圧縮限界ひずみに到達せず														
D (鋼管上端)	0.43	6741	6418	3.1	3.0	0.56	8573	13646	4.5	4.9	0.73	8950	18669	5.8	6.6
D (鋼管下端)	-0.38	-4502	-2317	-2.6	-2.6	0.43	7725	12884	3.3	3.3	0.35	6333	16122	2.6	2.7
E (鉄筋上端)															
E (鉄筋下端)															

	SRC-TB1					SRC-TB2				
発生順 (正側)	D→C→B→E→A					D→E→C→B→A				
発生順 (負側)	B→A					発生せず ^α				
耐力低下	鋼管破断					観測されず ^α				
実験終了時	長期軸力保持					長期軸力保持				
特性点	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E
単位	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km
A (正側)	3.00	12363	18993	-	39.4	3.00	11521	6798	39.7	44.3
A (負側)	-1.96	-8982	-4161	-	-36.3	載荷装置容量不足				
B (正側)	0.60	9101	19951	4.3	5.3	1.00	10585	6790	10.4	11.4
B (負側)	-1.50	-8547	-4172	-	-18.2	座屈せず ^α				
C (正側)	0.63	9763	19506	4.5	5.0	0.79	9976	6795	7.0	7.8
C (負側)	コンクリート圧縮限界ひずみに到達せず									
D (鋼管上端)	0.64	9890	19508	4.6	5.1	0.53	8530	6799	4.0	4.1
D (鋼管下端)	0.40	8060	18642	2.9	2.9	0.49	8171	6791	3.6	3.7
E (鉄筋上端)	0.88	10994	20636	6.4	8.1	0.52	8349	6798	3.9	4.0
E (鉄筋下端)	0.61	9399	19507	4.4	4.8	0.57	8857	6797	4.3	4.5

R : 代表変形角 (%), M : 杭体にかかる曲げモーメント (kN・m), N : 杭体にかかる軸力(kN),

ϕ_m : 変位計計測による曲率, ϕ_E : ひずみ分布による曲率

※ ϕ_m について特性点 B 以降は除外

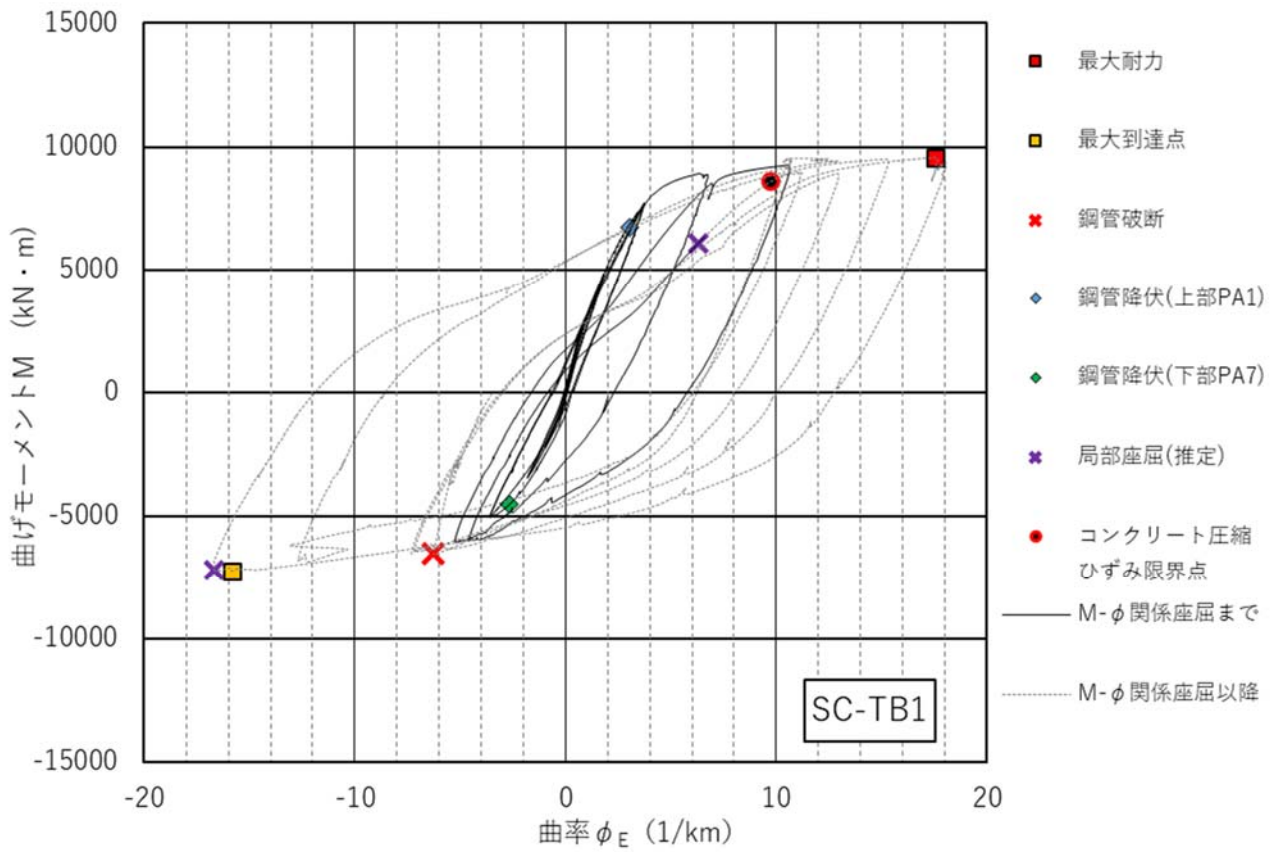


図 6.4.10 試験体 SC-TB1 の M-φ 関係と特性点

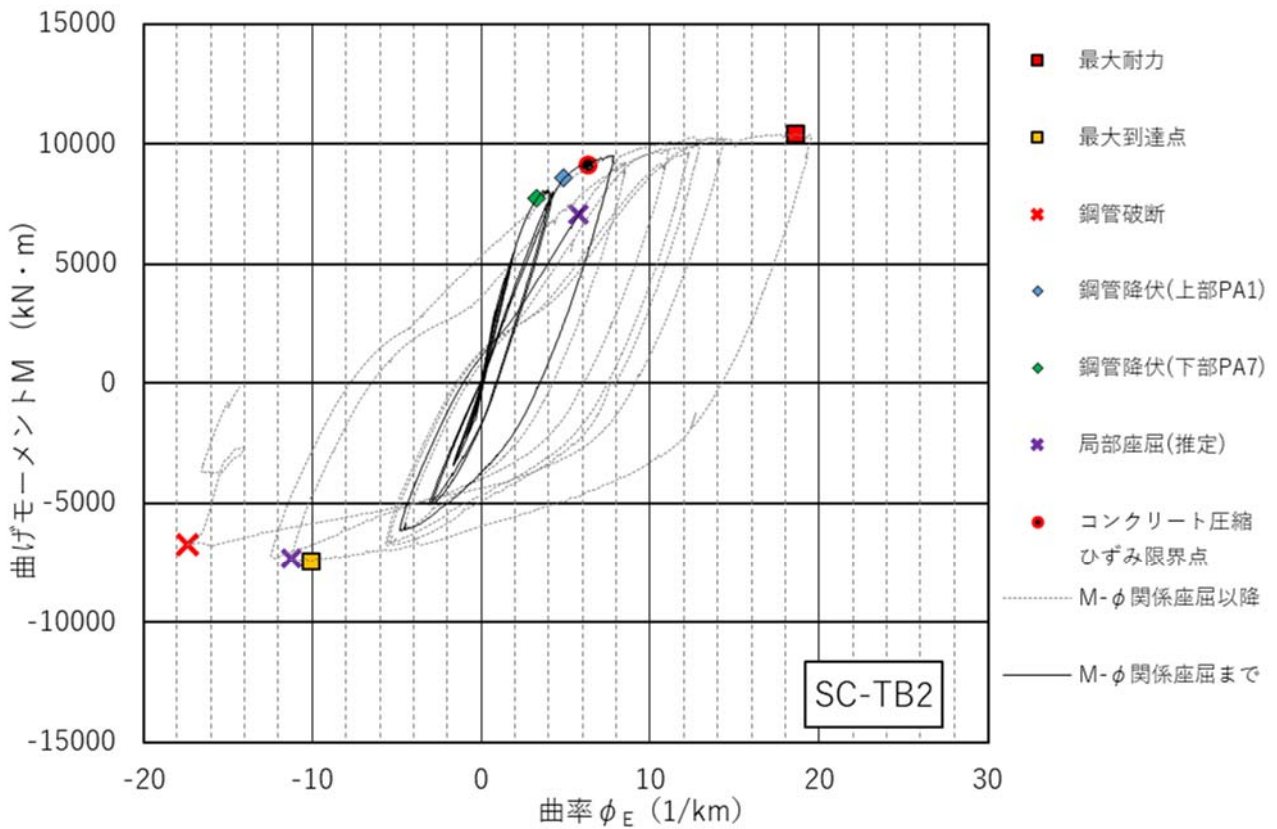


図 6.4.11 試験体 SC-TB2 の M-φ 関係と特性点

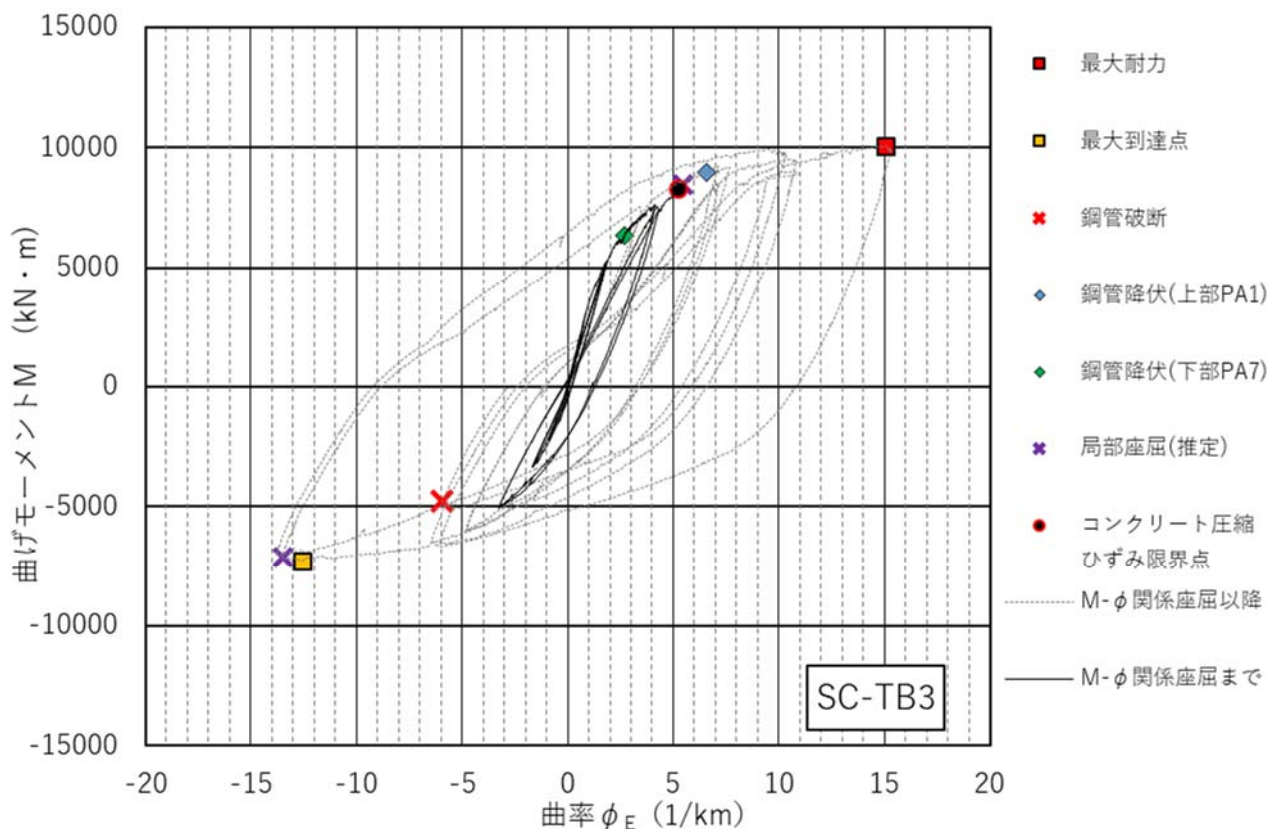


図 6.4.12 試験体 SC-TB3 の M- ϕ 関係と特性点

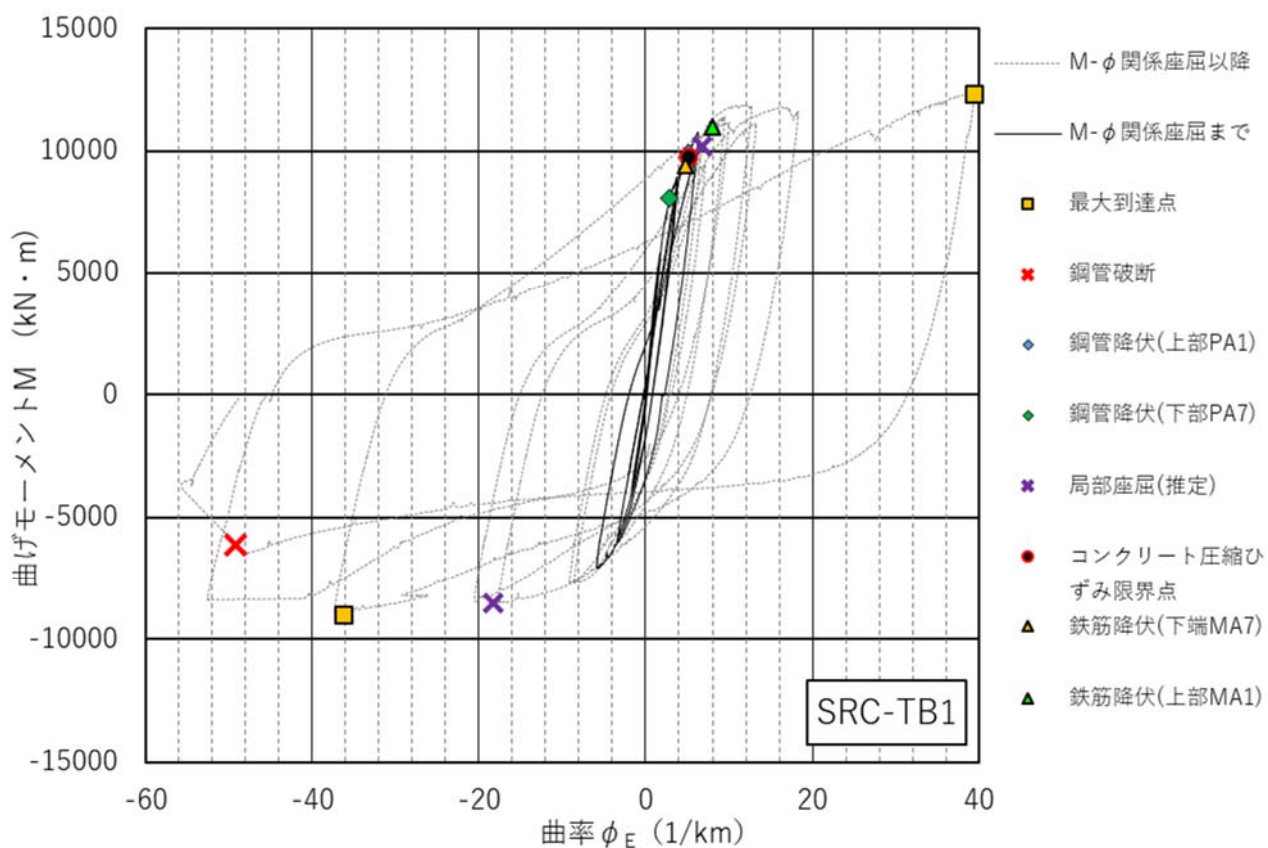


図 6.4.13 試験体 SRC-TB1 の M- ϕ 関係と特性点

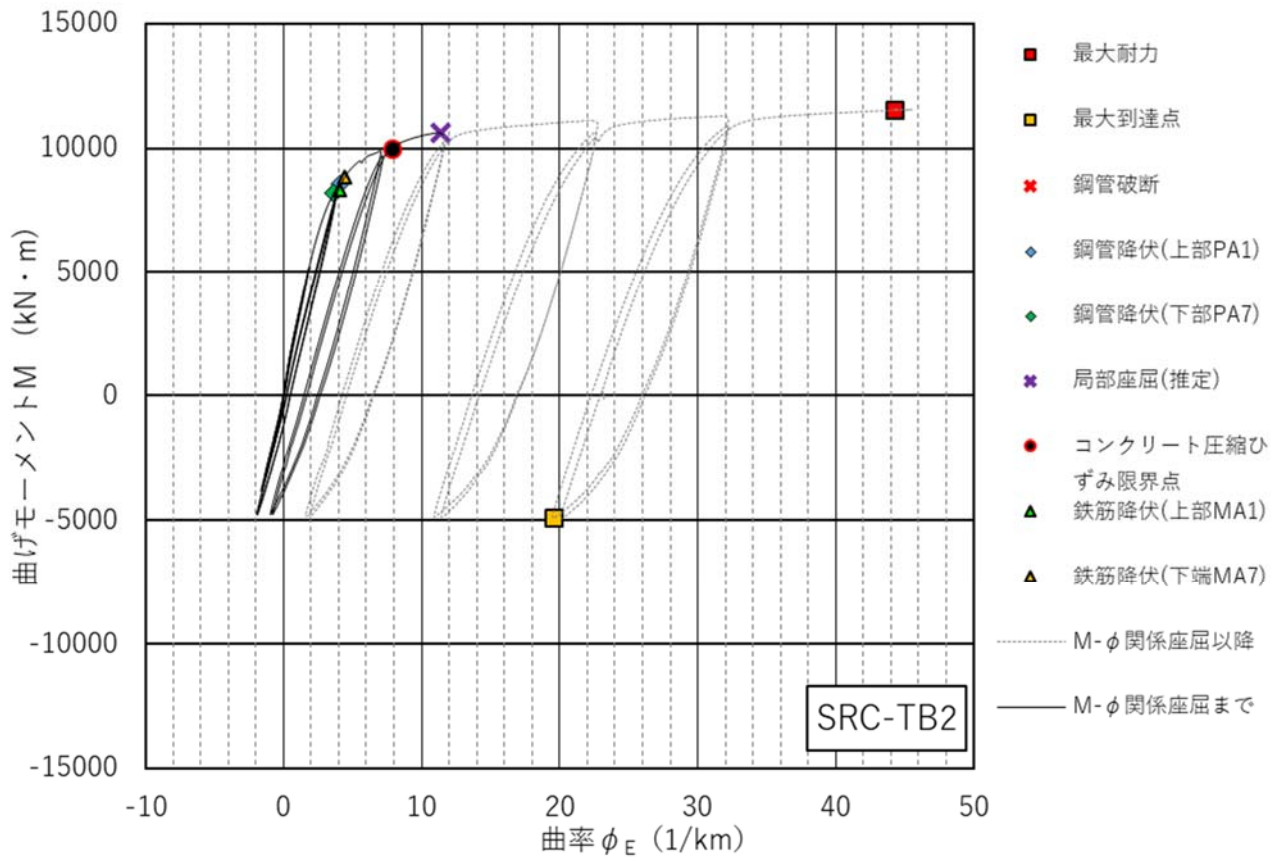


図 6. 4. 14 試験体 SRC-TB2 の M-φ 関係と特性点

6.4.7 実験結果（残留変形角，コンクリート残留ひずみ）

各試験体の荷重サイクル毎に残留変形角を求める。初期状態（初期軸力 0.09，せん断力 0）に戻った状態の変形角を残留変形角として縦軸に取り，それまでに実施した荷重サイクルの最大変形角を経験変形角として横軸に取ったグラフを図 6.4.15, 6.4.16 に示す。この時，荷重サイクルは同一変形角で 2 回行っているが，残留変形角は最大値を採用する。

また，コンクリート最外縁のひずみを，ひずみ分布から線形補完により算出し，初期状態におけるひずみをコンクリート残留ひずみとして図 6.4.17, 6.4.18 に示す。ここで，ひずみの初期値は荷重開始時に初期軸力を掛けた時を 0 とする。

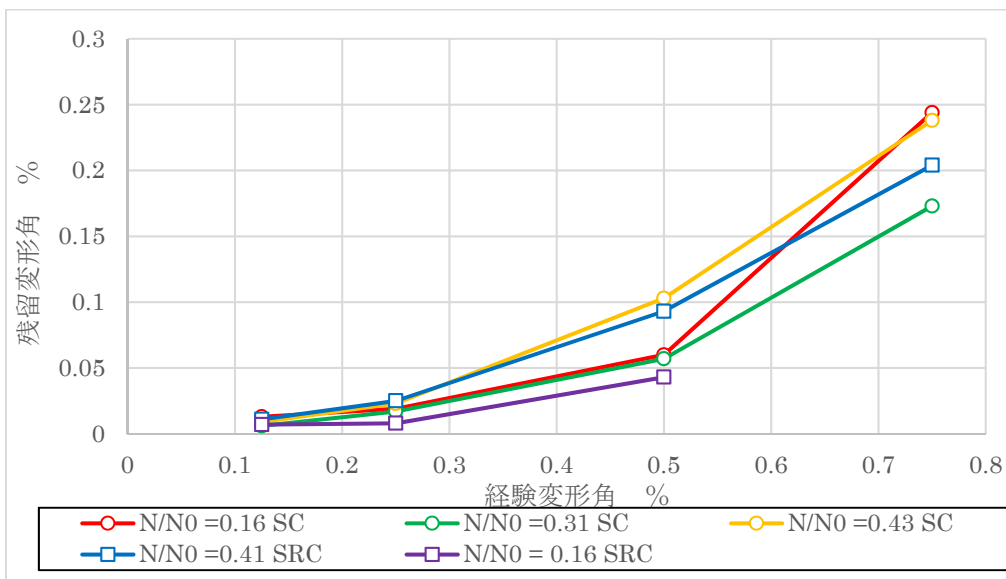


図 6.4.15 正側残留変形角の推移 (N/N0:設定最大軸力比 SC:鉄筋無し, SRC:鉄筋あり)

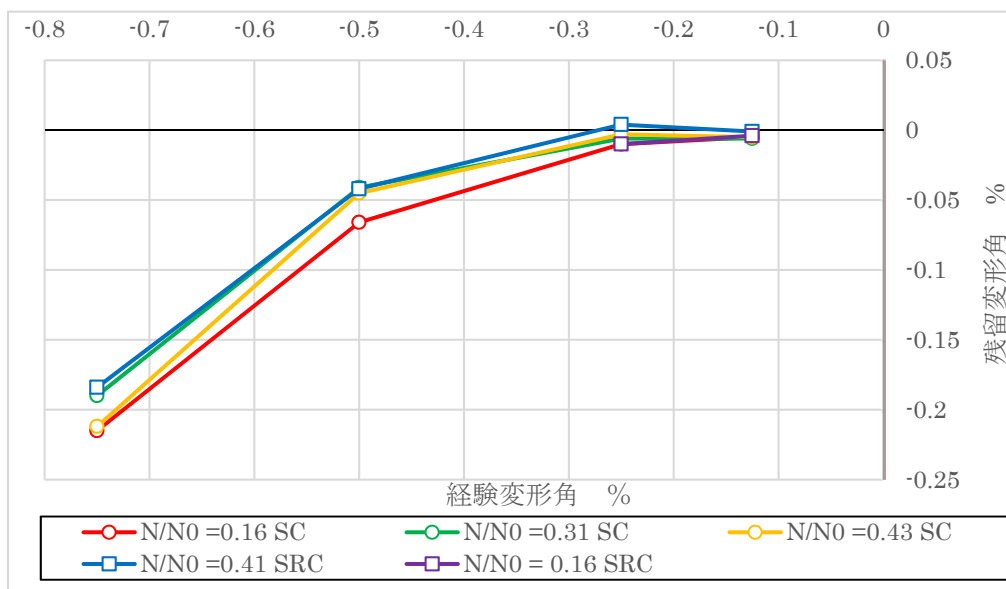


図 6.4.16 負側残留変形角の推移 (N/N0:設定最大軸力比 SC:鉄筋無し, SRC:鉄筋あり)

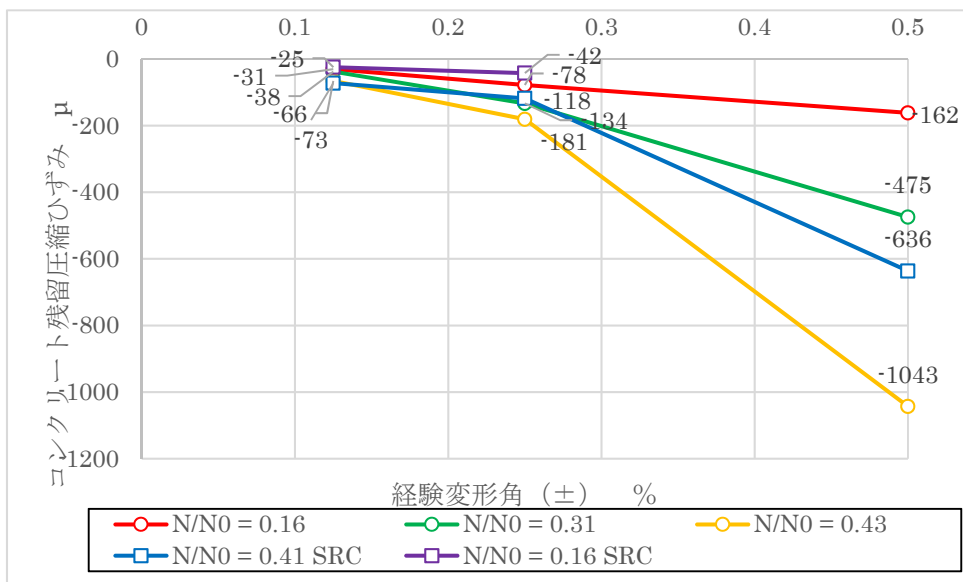


図 6.4.17 最外縁コンクリートの残留圧縮ひずみ

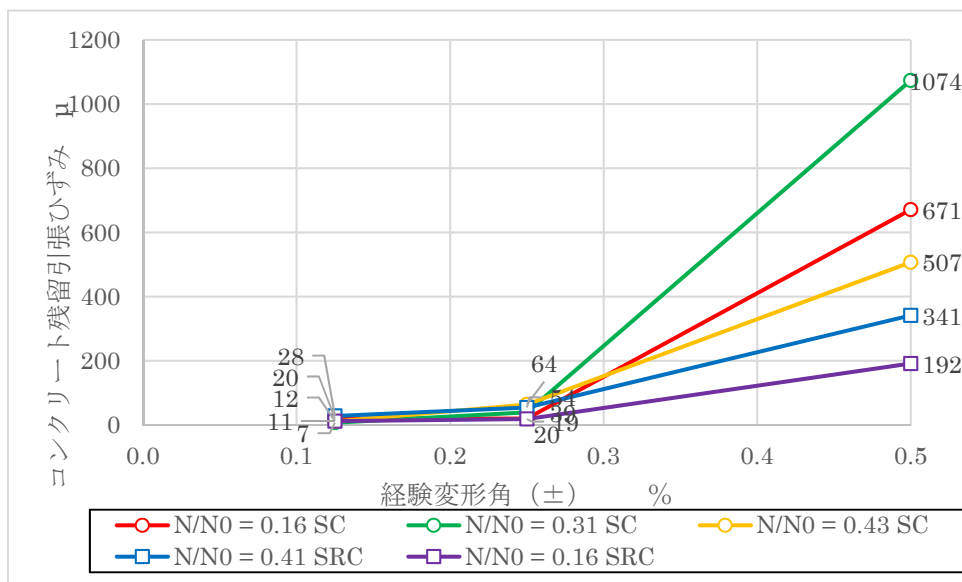


図 6.4.18 最外縁コンクリートの残留引張ひずみ

6.4.8 破壊性状

実験時に観測された鋼管の局部座屈について写真 6.4.1 に示し、鋼管破断後の鋼管表面を写真 6.4.2 に示す。鋼管の局部座屈発生箇所と鋼管破断箇所は、鋼管破断が発生した全ての試験体で一致している。

鋼管破断の原因としては、局部座屈により塑性化した鋼管が逆方向の载荷時に引張縁となって破断したと推測される。また鋼管破断後は鋼管の内面突起に沿って亀裂が生じていた。

鋼管内配筋が無い試験体 SC-TB1, SC-TB2, SC-TB3 については、変形角 2.0%の負側サイクル 1 回目において鋼管破断が発生して曲げ耐力が急激に低下したが、鋼管の破断は下部のみで止まって軸力は保持されていた。その後、初期軸力（軸力比 0.09）まで戻したところ軸力を保持していた。

鋼管内配筋が有り、鋼管破断が発生した SRC-TB1 については、変形角 2.0%サイクルでは破断せず、変形角 3.0%の負側サイクルにおいて鋼管が破断して耐力が低下した。他の 3 体と同様に軸力は保持されており、初期軸力まで载荷を戻しても軸力は同様に保持されていた。

6.4.1 項で述べたように、鋼管の局部座屈は耐力低下を伴わず、外見上も見分けにくい。最も顕著に鋼管の局部座屈が観察できる例として写真 6.4.1 に SRC-TB1 の変形角 3.0%ピーク時の写真を示す。

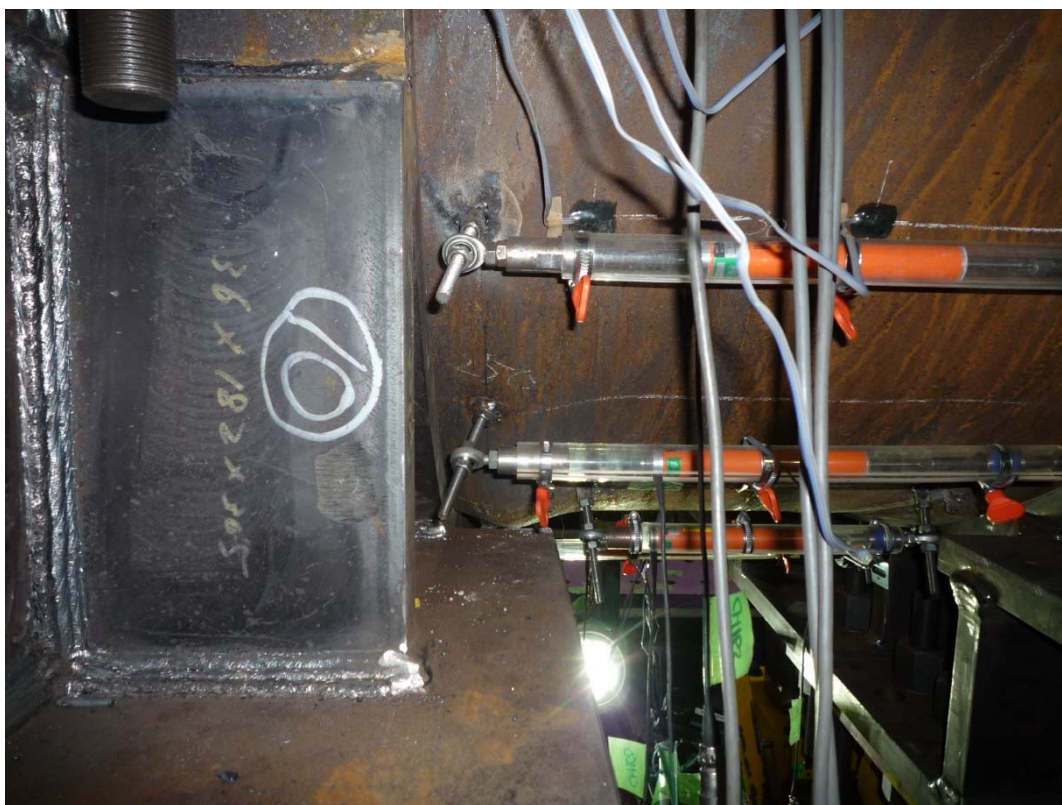


写真 6.4.1 鋼管局部座屈状況 (SRC-TB1 R=3.0%)



写真 6.4.2 鋼管破断状況

試験終了後、鋼管を切断した後に観察した SC-TB1 試験体について内部のコンクリート損傷状況を写真 6.4.3, 6.4.4 に示す。座屈および破断した鋼管の内部コンクリートは圧縮破壊が発生していた。また、破断箇所の上対称位置にあるコンクリートには曲げひび割れが発生している。

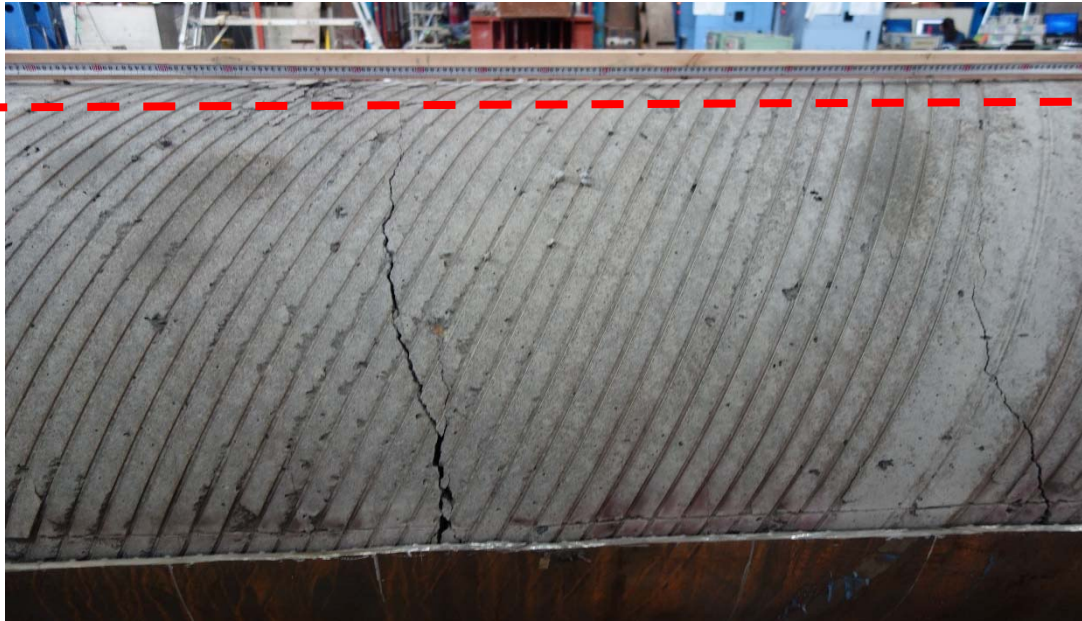


写真 6.4.3 コンクリート損傷状況（鋼管破断との逆側，正側荷重引張縁）

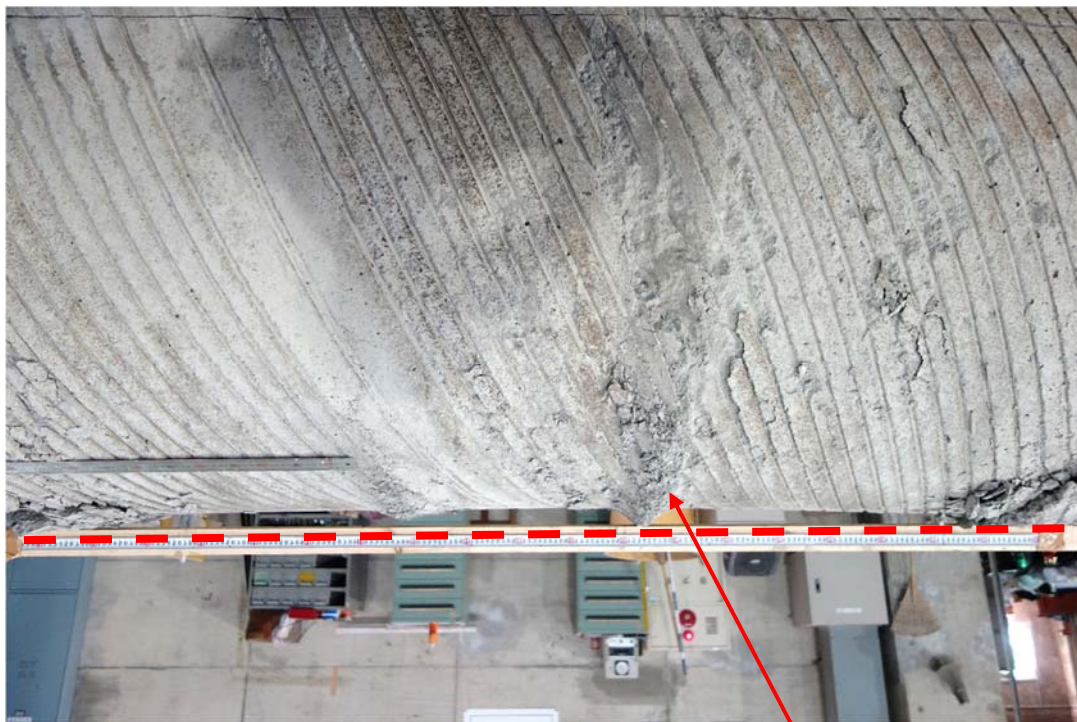


写真 6.4.4 コンクリート損傷状況（鋼管破断側，正側荷重圧縮縁）

6.4.9 コア抜きコンクリート強度試験結果



写真 6.4.5 コンクリート コア抜き状況

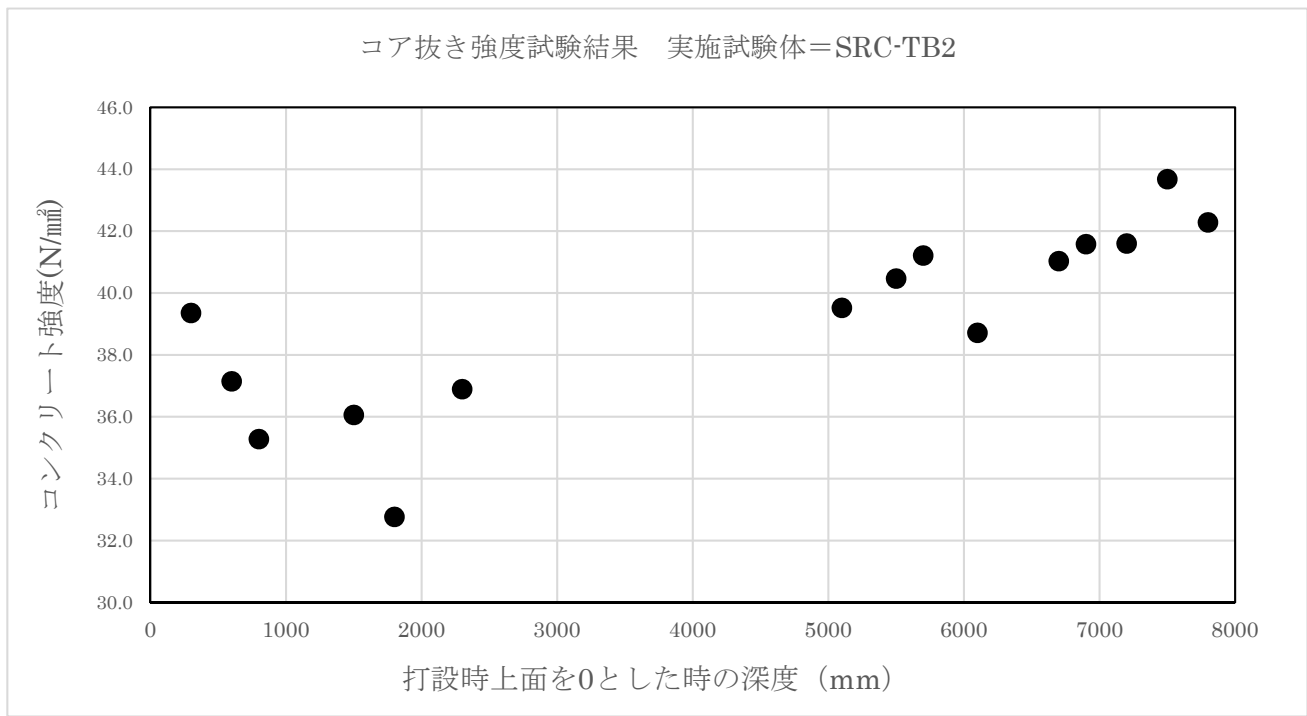


図 6.4.19 コア抜き強度試験結果

写真 6.4.5 に示すように载荷終了した試験体 (SRC-TB2) のコアコンクリートを採取し、深度ごとに供試体を作成して圧縮試験を行いコンクリート強度を調査した。

図 6.4.19 に深度ごとのコンクリート強度を示す。曲げ領域のコアコンクリートについては採取できていない。

深度 0~3000mm と比較し、深度 5000~8000mm のコアコンクリート強度が上昇する傾向を示しており、コンクリート打設時の圧密効果があり、圧力が大きくなる深度でのコンクリート強度が上昇していると考えられる。

6.5 実験結果の検討

6.5.1 既往評価式の終局曲げ耐力計算値と実験値の比較

載荷終了まで正負交番繰り返し載荷を行った，SRC-TB2を除く4体の試験体について，文献[6-3]に基づき平面保持仮定での断面解析によって終局曲げ耐力を計算し，実験値と比較する。

計算仮定としては，平面保持仮定での断面解析を行い，断面の応力ひずみ状態が「鋼管の圧縮縁の応力度が引張強さの85%強度に達した時」，あるいは「圧縮側コンクリートが圧縮限界ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.3\%$ に到達した時」の曲げモーメントのうち，より小さい方の数値を取り終局曲げ強度 $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$ とする。ただし，鋼管の圧縮縁の限界ひずみはSKK490材で1.19%とされているため0.3%よりも大きく，かつ鋼管圧縮縁とコンクリート圧縮縁は非常に近い距離にあるため，コンクリート圧縮縁が限界ひずみに到達することが終局耐力計算時の応力ひずみ状態としてよい。

材料パラメーターは材料試験結果を用いることとし，鋼材の応力-ひずみモデルを図6.5.1に示す。

コンクリートモデルについて，文献[6-3]では「e関数法等」と示されているためe関数法での検討を行うと同時に，実験値と解析の条件がなるべく同一になるように選定した「提案モデル」による検討も併せて行う。

提案コンクリートモデルは圧縮試験結果に近いモデルとして，Hognestadモデル^[6-6]から圧縮強度補正係数0.85倍を除いたモデルとした。(式6.10~11)に提案モデルを示す。このモデルでの解析をCase1とする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{\sigma_c} = 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B} \right)^2 \quad : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_B \quad \text{ただし，最大応力ひずみ } \varepsilon_B = \frac{2\sigma_c}{E_c} \quad \text{(式 6.10)} \\ \frac{\sigma}{\sigma_c} = 1 - \frac{0.15}{0.0038 - \varepsilon_B} (\varepsilon - \varepsilon_B) \quad : \varepsilon_B \leq \varepsilon \quad \text{(式 6.11)} \end{array} \right.$$

e関数法については文献[6-3]で示されたe関数法を用いた検討を行う。(式6.12)に式を示す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = 6.75 \left\{ e^{-0.812(\varepsilon/\varepsilon_B)} - e^{-1.218(\varepsilon/\varepsilon_B)} \right\} \quad \text{ただし，} \varepsilon \leq \varepsilon_B \quad \text{(式 6.12)}$$

ここで，最大応力ひずみ ε_B は限界ひずみ ε_{cu} と同一の0.3%とされている^[6-2]が，表6.5.1に示した最大応力ひずみの材料試験値と比較すると実験値はかなり小さい値であることがわかる。そこで，材料試験値の最大応力ひずみを ε_B としたe関数法での検討も併せて行い， $\varepsilon_B = 0.3\%$ とした解析をCase2， $\varepsilon_B =$ (材料試験値) とした解析をCase3とする。用いるコンクリートモデル3ケースについて，図6.5.2に材料試験結果との比較を示す。傾向としてCase3は初期ひずみでの応力評価が実験値に比べて若干過大である。コンクリートモデル毎の各試験体最大応力ひずみを表6.5.2に示す。

実験上においてコンクリート圧縮ひずみが限界ひずみ0.3%に達した点での曲げモーメントを $M_c(\text{kN}\cdot\text{m})$ とする(特性点C)。実験時に限界ひずみ到達した時，杭断面の応力ひずみ状態は[6-3]でいうところの曲げ強度計算と同一の状態と考えられる。実験値が M_c となった時の軸力実験値を用いて各解析モデルで計算した終局曲げ強度 $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$ と， M_c を比較することで平面保持仮定による曲げ強度算定の精度を確認する。表6.5.3に解析ケースごとに算出した検定比 M_c/M_u の一覧と，参考値として座屈発生前最大曲げモーメント M_B および，実験時に計測された最大モーメント $M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$ を示す。

M_c/M_u は1に近い程，評価式としての精度はよく，また1より大きければ安全側の評価を行っていると考えられる。

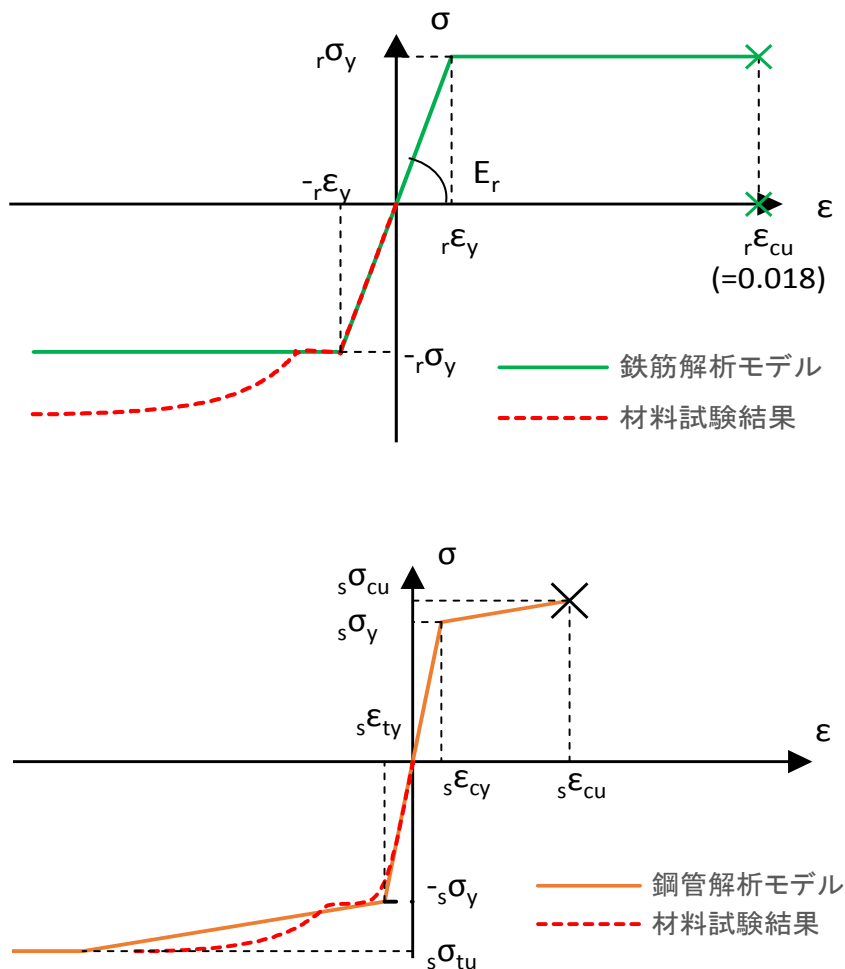


図 6.5.1 鋼材の応力-ひずみモデル

表 6.5.1 鋼材のパラメーター (材料試験値, *は文献[6-3]準拠)

鉄筋モデル

項目名	記号	数値	単位
ヤング係数	E_r	189200	N/mm ²
降伏応力度	$r\sigma_y$	433.6	N/mm ²
降伏ひずみ	$r\epsilon_y$	2381	μ
限界圧縮ひずみ	$r\epsilon_{cu}$	180000*	μ

鋼管モデル

項目名	記号	数値	単位
ヤング係数	E_s	200000	N/mm ²
降伏応力度	$s\sigma_y$	427.5	N/mm ²
降伏ひずみ	$s\epsilon_y$	2138	μ
限界圧縮ひずみ	$s\epsilon_{cu}$	11900*	μ
限界圧縮応力度	$s\sigma_{cu}$	491.7	N/mm ²
引張強度	$s\sigma_{tu}$	578.5	N/mm ²

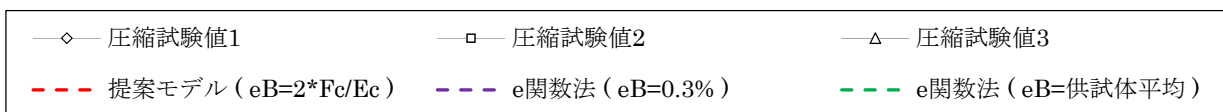
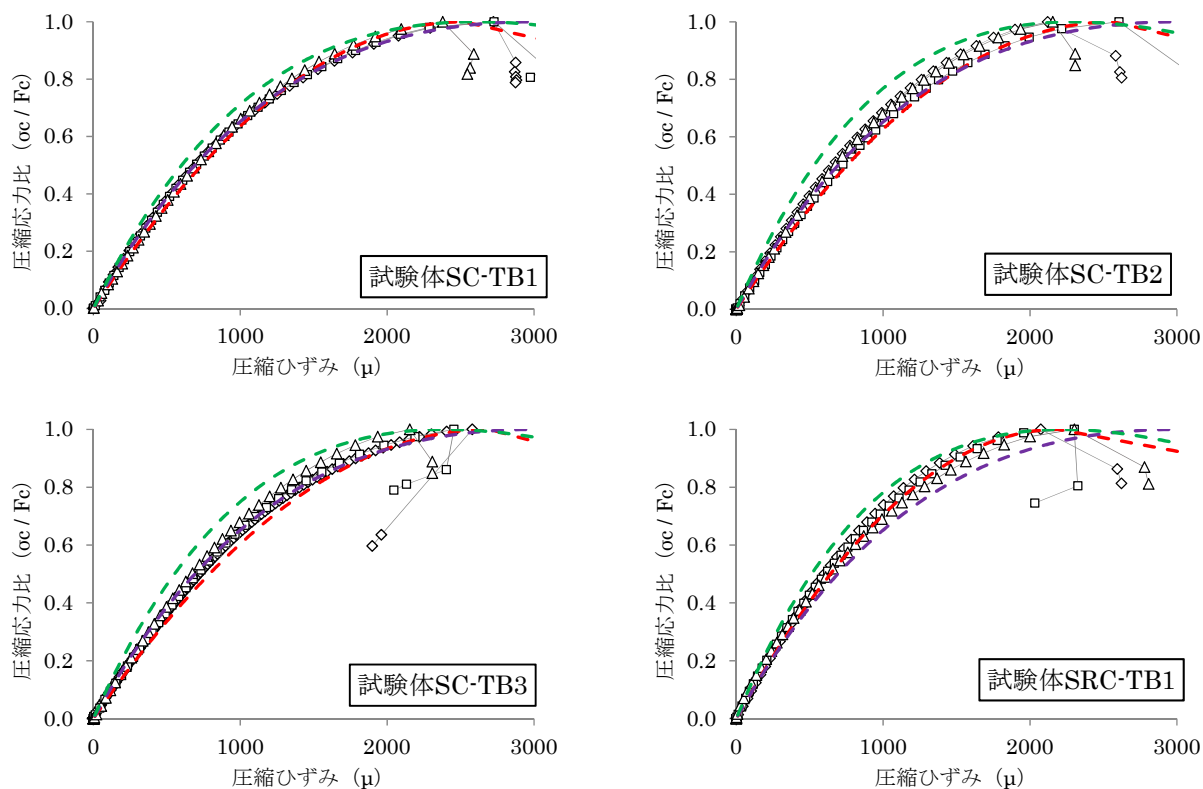


図 6.5.2 コンクリート圧縮試験結果と解析モデル3種の比較

表 6.5.2 各コンクリートモデルの最大応力ひずみまとめ

コンクリートモデル

検討コンクリートモデル	最大応力ひずみ $\epsilon_B (\mu)$			
	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1
Case1: 提案モデル($\epsilon_B = 2 \times \sigma_c / E_c$)	2538	2567	2680	2247
Case2: e関数法(学会モデル)	3000	3000	3000	3000
Case3: e関数法(供試体平均)=材料試験値	2610	2293	2396	2225

表 6.5.3 断面解析による終局曲げ強度計算値と限界ひずみ到達時の曲げモーメント

記号	加力	実験値 限界ひずみ時 モーメント (軸力)	Case1		Case2		Case3		座屈点 座屈発生前 最大 モーメント (軸力)	最大曲げ 実験時 最大 モーメント (軸力)
			計算値 (軸力)	実験値 / 計算値	計算値 (軸力)	実験値 / 計算値	計算値 (軸力)	実験値 / 計算値		
		M_C	M_u	M_C/M_u	M_u	M_C/M_u	M_u	M_C/M_u	M_B	M_{max}
SC-TB1	正側	8607※ (6786)	8704 (6786)	0.99	8727 (6786)	0.99	8826 (6786)	0.98	8915 (6791)	9583 (6791)
	負側	—*	6869 (-3300)		6881 (-3300)		6928 (-3300)		7218 (-3301)	7224 (-3229)
SC-TB2	正側	9142 (13576)	8838 (13576)	1.03	8894 (13576)	1.03	9194 (13576)	0.99	9236 (13581)	10436 (13570)
	負側	—*	6837 (-3300)		6853 (-3300)		6934 (-3300)		7344 (-3295)	7426 (-3287)
SC-TB3	正側	8282 (18667)	8107 (18667)	1.02	8265 (18667)	1.00	8663 (18667)	0.96	9093 (18668)	10046 (18667)
	負側	—*	6818 (-3300)		6847 (-3300)		6918 (-3300)		7138 (-3297)	7260 (-3296)
SRC-TB1	正側	9763 (19506)	9459 (19506)	1.03	9294 (19506)	1.05	9804 (19506)	1.00	10193 (20634)	12363 (18993)
	負側	—*	7990 (-4172)		7961 (-4172)		8052 (-4172)		8547 (-4172)	8982 (-4161)

※ SC-TB1 については局部座屈発生後に終局状態に到達

* 負側ではコンクリート圧縮縁で限界ひずみに到達せず

表 6.5.3 から解析モデル毎に実験値と計算値の比較を行う。

Case1では実験値／計算値は0.99～1.03となり、限界ひずみ時のモーメントを精度よく算出されることが示された。文献[6-3]に基づいて計算されたCase2では実験値／計算値の値は0.99～1.05となり、安全側の評価かつ精度の良い評価方法であると考えられる。Case3では実験値／計算値の値は0.96～1.00となり、Case1、Case2と比較して若干危険側の評価となる。これはCase3で用いるコンクリートモデルの初期のひずみに対する応力が、同一ひずみに対する他のモデルの応力、及び圧縮試験で実測された応力に比べて大きいことが理由の一つとして考えられる。しかしながら、誤差は4%に留まることを考慮すると、Case3も限界ひずみ時の曲げモーメントを算出するモデルとして使用できると考えられる。

この比較結果から、高軸力下においても適切な材料モデルを用いれば、平面保持仮定の断面解析によってコンクリート限界圧縮ひずみを0.3%とすれば、場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げ強度は十分計算可能であることが確かめられた。

ただし、実験においては局部座屈現象が観測されている。特に SC-TB1 については座屈発生後に限界ひずみに至っており、限界ひずみ時には局部座屈が発生していることになるが、座屈発生前最大モーメントは限界ひずみ時モーメントを上回っており、局部座屈発生直後の耐力低下も観測されていないため、局部座屈が曲げ強度に与えた影響は無視できるものとして比較を行っている。

また、局部座屈が発生した後も曲げモーメント及び軸力は保持されてその後も耐力は上昇している。杭体に局部座屈が発生しても曲げモーメント及び軸力が保持されることは文献[6-3]に記載があり既知であるが、軸力比0.1～0.1程度の低軸力下での結果であり、本実験において高軸力下でも同様の現象が起きることを確認した。

6.5.2 断面解析による曲げモーメント - 曲率関係の計算値および実験値との比較

正負交番繰り返し載荷を鋼管破断まで繰り返すことのできた試験体4体 (SC-TB1~3, SRC-TB1) について、6.5.1項と同様に平面保持仮定した断面解析により杭体の M-φ 関係を算出する。

計算仮定としては変動軸力を考慮して、一方向に Push Over の解析を行う。解析における鋼管降伏および鉄筋降伏は、応力ひずみモデルにおける第一折れ点ひずみを鋼材のひずみが圧縮・引張のいずれかで超えた点とした。また 6.5.1 項と同様に終局状態として仮定する限界ひずみ点はコンクリート圧縮縁ひずみが 0.3% を超えた点とした。各解析モデルでの計算結果を表 6.5.4~6 に示す。

鋼管降伏、鉄筋降伏、限界ひずみ点での曲げモーメント M および、曲率 φ について (解析結果/実験値) を検定比として算出して表に併記し、その平均値と変動係数によって解析の精度を検証する。

表 6.5.4 M-φ 解析結果 : Case1 (提案モデル [$\epsilon_B = 2 \times \sigma_c / E_c$])

Case1:M-φ 解析結果													
試験体名	加力方向	鋼管降伏				鉄筋降伏				限界ひずみ(0.3%)			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比
SC-TB1	正側	6907	(0.98)	3.33	(0.91)	-	-	-	-	8745	(0.98)	6.35	(1.53)
	負側	-4220	(1.07)	-2.54	(1.04)	-	-	-	-	-6888	-	-11.43	-
SC-TB2	正側	7221	(1.07)	3.15	(1.06)	-	-	-	-	8859	(1.03)	4.67	(1.20)
	負側	-4053	-	-2.51	-	-	-	-	-	-6842	-	-11.22	-
SC-TB3	正側	6682	(0.95)	2.73	(0.98)	-	-	-	-	8226	(1.01)	4.03	(1.30)
	負側	-4120	-	-2.55	-	-	-	-	-	-6827	-	-11.15	-
SRC-TB1	正側	7783	(1.04)	2.81	(1.02)	9011	(1.04)	3.68	(1.72)	9388	(1.04)	4.09	(1.23)
	負側	-4953	-	-2.58	-	-5699	-	-3.24	-	-7994	-	-10.53	-
平均値			(1.02)		(1.00)						(1.02)		(1.31)
変動係数			0.05		0.05						0.02		0.10

表 6.5.5 M-φ解析結果 : Case2 (e 関数法 [ε_B=0.3%])

Case2:M-φ解析結果													
試験体名	加力方向	鋼管降伏				鉄筋降伏				限界ひずみ(0.3%)			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比
SC-TB1	正側	6902	(0.98)	3.31	(0.91)	-	-	-	-	8767	(0.98)	6.35	(1.53)
	負側	-4254	(1.06)	-2.53	(1.04)	-	-	-	-	-6891	-	-11.43	-
SC-TB2	正側	7306	(1.06)	3.20	(1.04)	-	-	-	-	8923	(1.02)	4.72	(1.18)
	負側	-4049	-	-2.48	-	-	-	-	-	-6857	-	-11.30	-
SC-TB3	正側	6801	(0.93)	2.77	(0.96)	-	-	-	-	8380	(0.99)	4.10	(1.28)
	負側	-4185	-	-2.55	-	-	-	-	-	-6879	-	-11.46	-
SRC-TB1	正側	7406	(1.09)	2.72	(1.05)	8738	(1.08)	3.60	(1.78)	9221	(1.06)	4.04	(1.25)
	負側	-4931	-	-2.58	-	-5675	-	-3.24	-	-7966	-	-10.43	-
平均値			(1.02)		(1.00)						(1.01)		(1.31)
変動係数			0.06		0.05						0.03		0.10

表 6.5.6 M-φ解析結果 : Case3 (e 関数法 [ε_B=供試体平均])

Case3:M-φ解析結果													
試験体名	加力方向	鋼管降伏				鉄筋降伏				限界ひずみ(0.3%)			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比
SC-TB1	正側	6944	(0.97)	3.25	(0.93)	-	-	-	-	8837	(0.97)	6.40	(1.52)
	負側	-4287	(1.05)	-2.51	(1.05)	-	-	-	-	-6999	-	-12.09	-
SC-TB2	正側	7833	(0.99)	3.35	(1.00)	-	-	-	-	9198	(0.99)	4.89	(1.14)
	負側	-4099	-	-2.44	-	-	-	-	-	-6954	-	-11.77	-
SC-TB3	正側	7299	(0.87)	2.90	(0.92)	-	-	-	-	8782	(0.94)	4.26	(1.23)
	負側	-4204	-	-2.48	-	-	-	-	-	-6920	-	-11.59	-
SRC-TB1	正側	7783	(1.04)	2.81	(1.02)	9011	(1.04)	3.68	(1.72)	9388	(1.04)	4.09	(1.23)
	負側	-4953	-	-2.58	-	-5699	-	-3.24	-	-7994	-	-10.53	-
平均値			(0.98)		(0.98)						(0.99)		(1.28)
変動係数			0.07		0.05						0.04		0.11

各解析モデルでの結果まとめを表 6.5.7 に示す。

表 6.5.7 各解析モデルでの検定比まとめ

検定比まとめ		鋼管降伏		限界ひずみ	
		モーメント	曲率	モーメント	曲率
Case1	検定比平均	(1.019)	(1.001)	(1.016)	(1.31)
	変動係数	0.048	0.0531	0.022	0.100
Case2	検定比平均	(1.022)	(1.003)	(1.013)	(1.31)
	変動係数	0.058	0.054	0.030	0.102
Case3	検定比平均	(0.982)	(0.98)	(0.988)	(1.28)
	変動係数	0.066	0.0528	0.036	0.11

※ハッチング部分は3ケースの中で最も平均値が1に近い・変動係数が小さい値

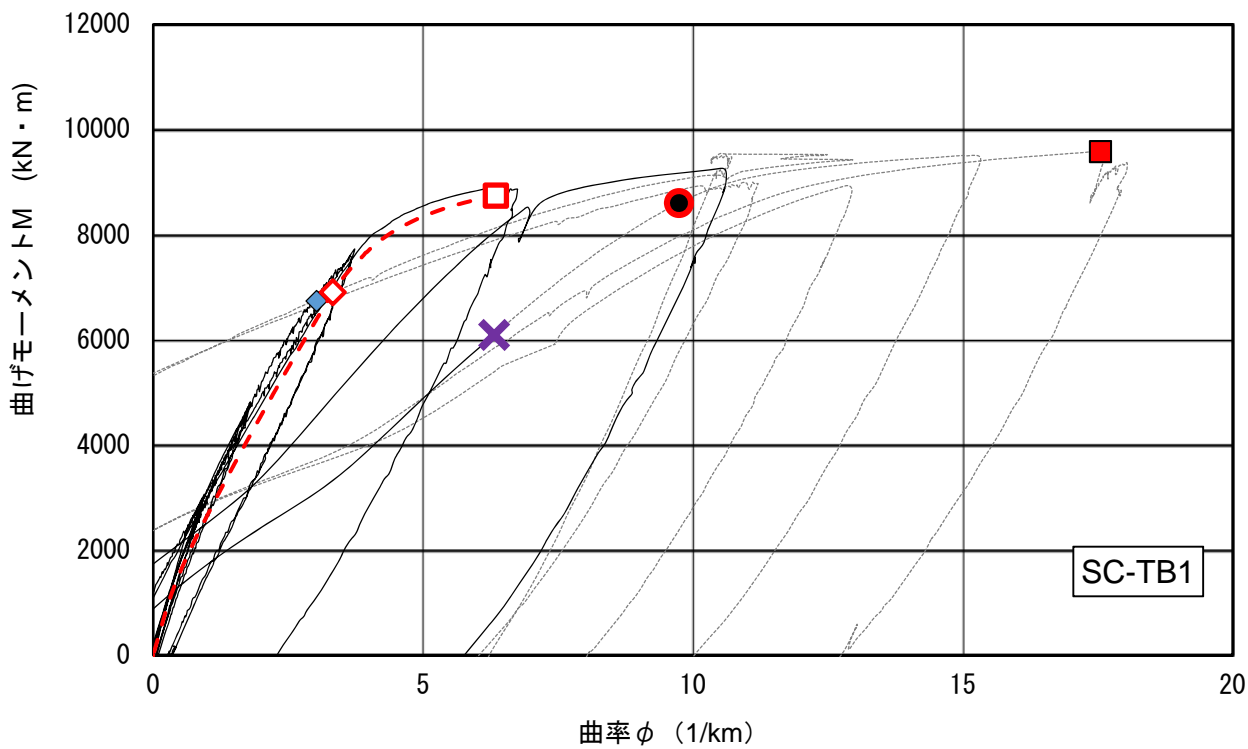
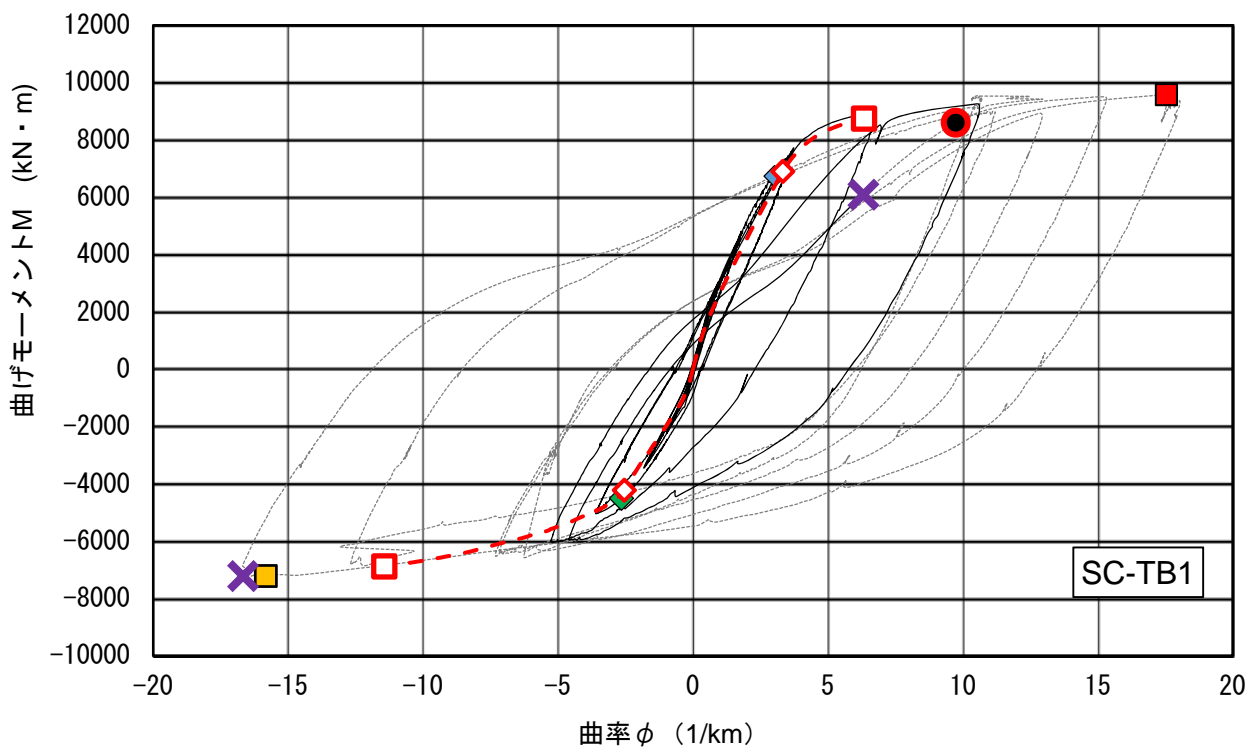
表 6.5.7 より、Case3 が検定比の平均で最も 1 に近いが、限界ひずみでの曲率以外では検定比平均は 1 より小さく危険側の評価である。Case1 および Case2 で検定比平均値全てが 1 以上となり、安全側の評価となる。変動係数も Case1 も Case2 も 0.06 以下と小さく安全側の評価である。Case3 が若干危険側の評価であるのは終局耐力評価と同様に、Case3 で用いるコンクリートモデルの初期のひずみに対する応力が、同一ひずみに対する他のモデルの応力、及び圧縮試験で実測された応力に比べて大きいことが理由の一つとして考えられる。

いずれのモデルでも安全側に評価している限界ひずみ到達時の曲率を除き、すべてのモデルで実験値と解析値の誤差は小さい。そのため、Case1~3 のいずれのモデルを用いても、平面保持仮定での断面解析を用いれば、コンクリート限界ひずみ 0.3%に至るまでの $M-\phi$ 関係を評価できると考えられる。

また、実験値で得られた $M-\phi$ 関係と解析値の $M-\phi$ 関係、および実験時発生した特性点と解析上の特性点の比較を図 6.5.3~6 に示す。解析結果は Case1 を使用して示している。

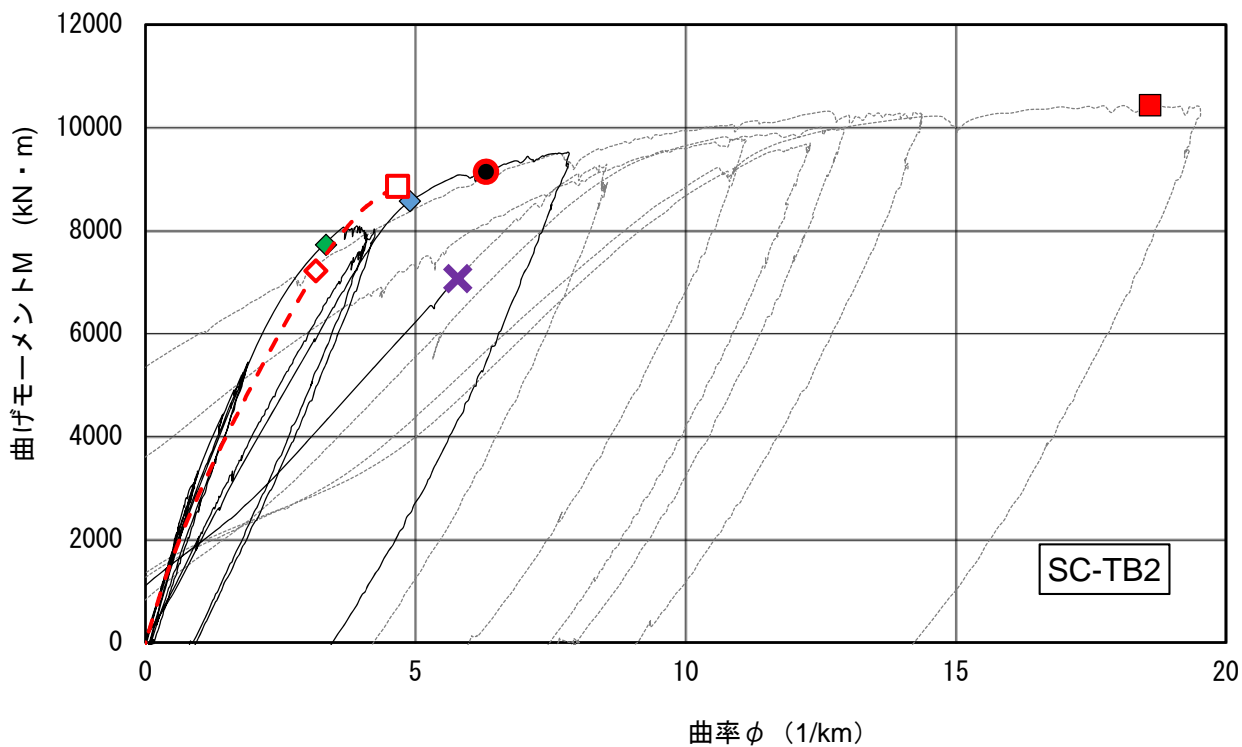
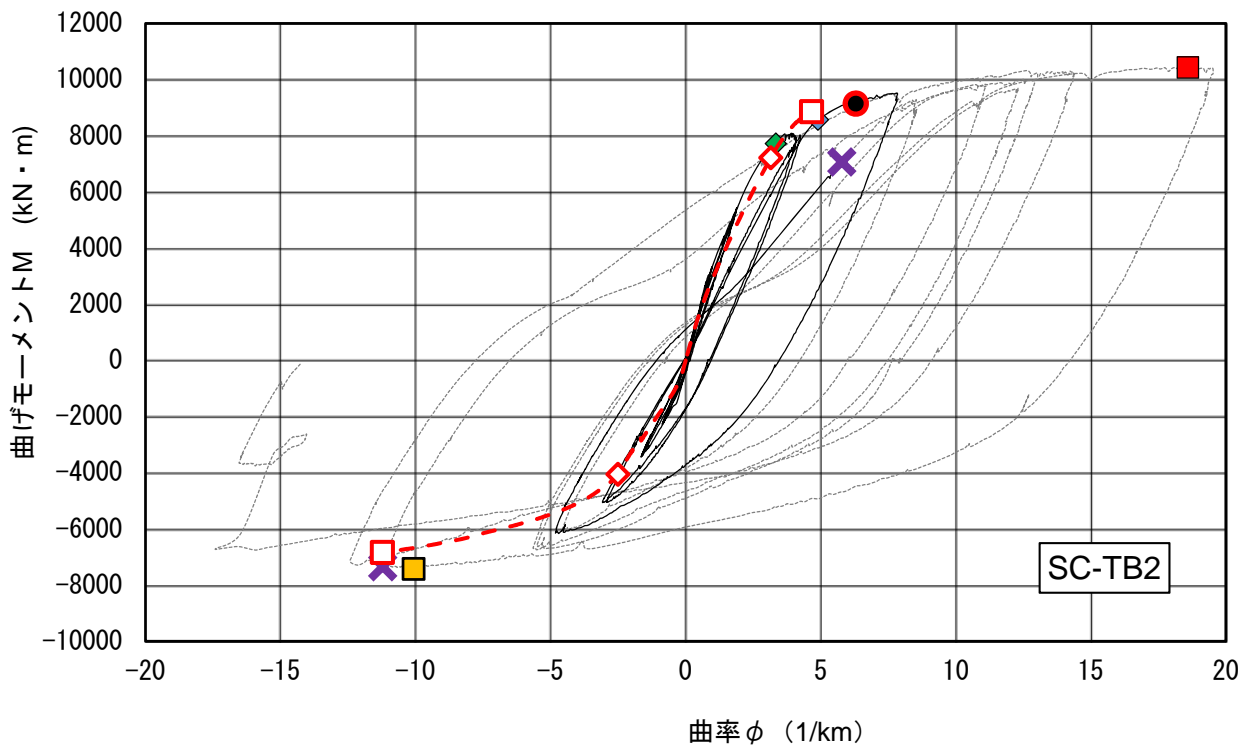
実験値 $M-\phi$ (黒実線) と解析結果 (赤破線) を比較すると、曲率の小さな領域での剛性について、解析値では若干低くなっている試験体があるものの、概ね解析結果と実験値は近似している。特性点についてもよく対応しており、解析値と実験値の対応が良いことを確かめた。

局部座屈発生点については、SC-TB1 についてのみ実験上の終局よりも早く局部座屈が発生しており、他の 3 体の試験体では局部座屈発生は実験場の終局よりも後に発生している。いずれの試験体も、座屈前に解析上の終局における曲げおよび曲率を経験しており、今回の実験について、解析結果は実験値を安全側に評価しているが、平面保持仮定の断面解析で局部座屈を評価する手法は既往研究になく、今後の課題と考えられる。



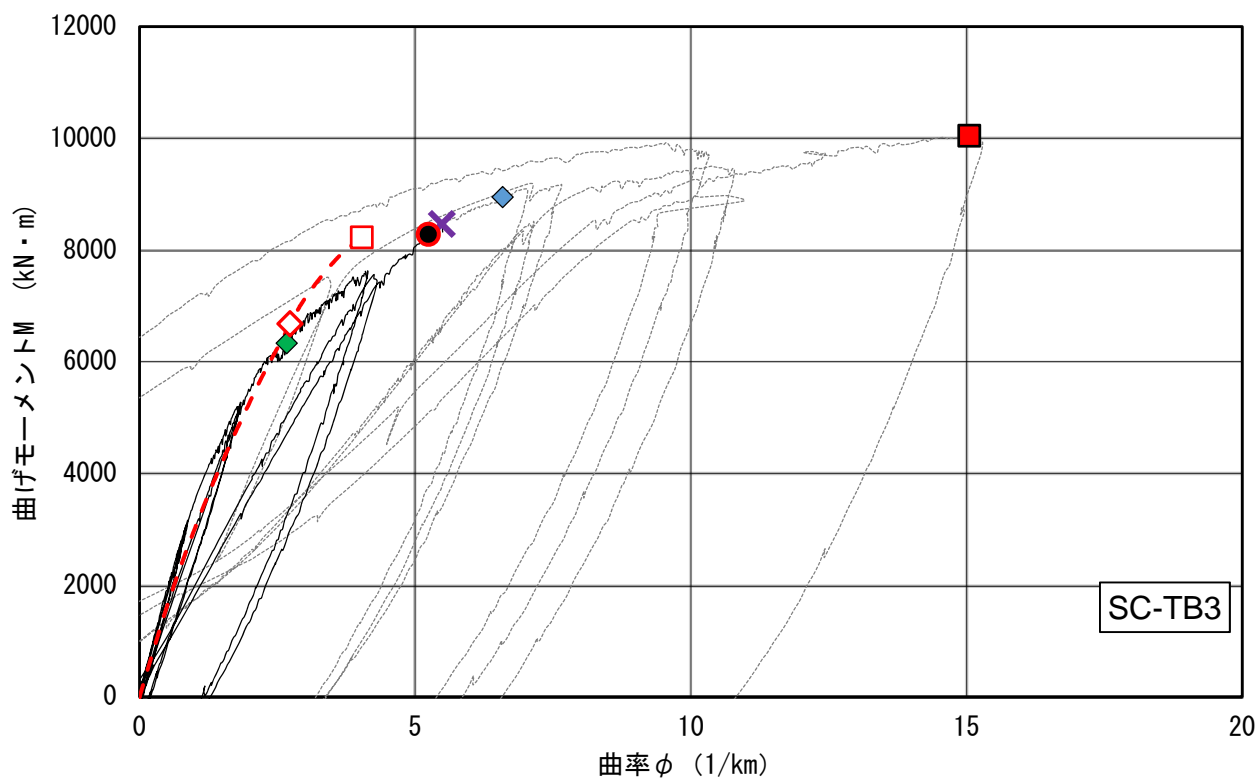
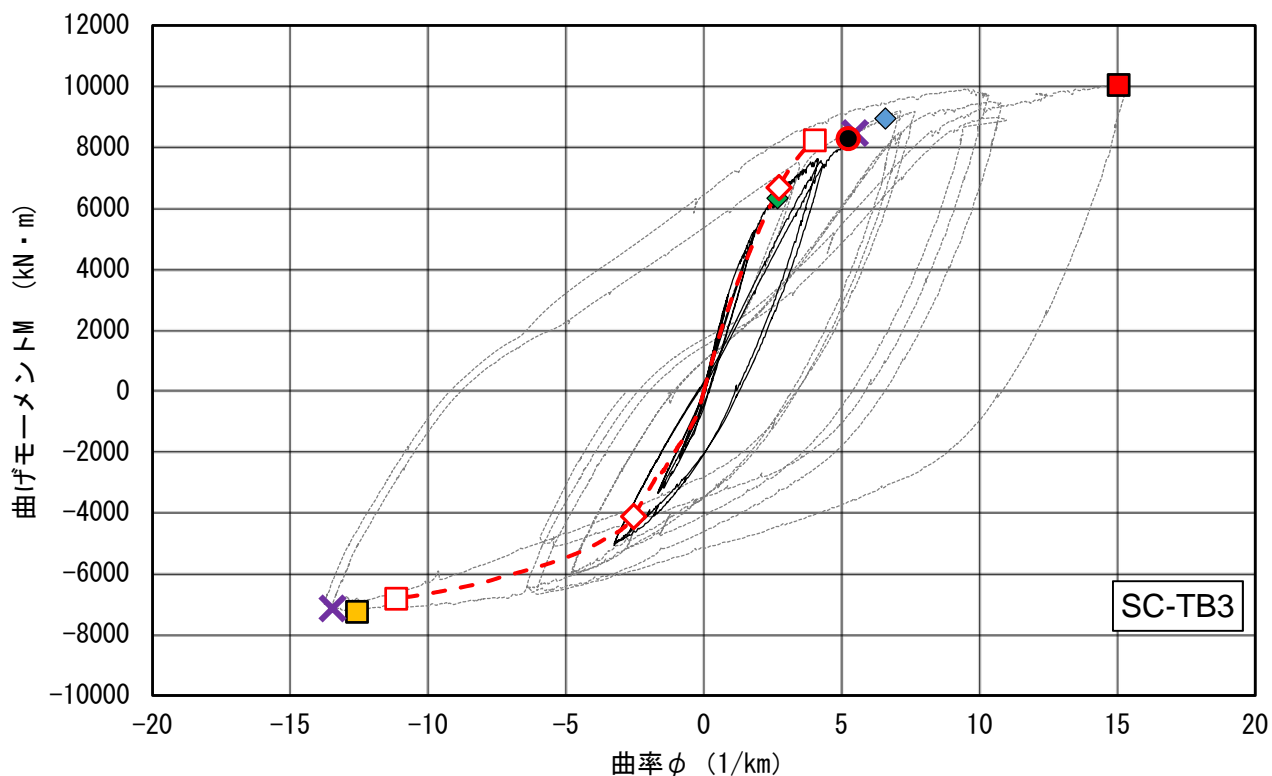
- | | | | |
|-----------------|--------------|------------|------------|
| ----- M-φ関係座屈以降 | —— M-φ関係座屈まで | ◆ 鋼管降伏(上端) | ◆ 鋼管降伏(下端) |
| ● 限界ひずみ点(実験値) | ■ 最大耐力 | ■ 最大到達点 | ✖ 局部座屈(推定) |
| - - - 解析結果 | □ [解]限界ひずみ点 | ◇ [解]鋼管降伏 | |

図 6.5.3 試験体 SC-TB1 の M-φ 解析値と実験値の比較 (全体と正側載荷)



- | | | | |
|-----------------|--------------|------------|------------|
| ----- M-φ関係座屈以降 | —— M-φ関係座屈まで | ◆ 鋼管降伏(上端) | ◆ 鋼管降伏(下端) |
| ● 限界ひずみ点(実験値) | ■ 最大耐力 | ■ 最大到達点 | ✕ 局部座屈(推定) |
| - - - 解析結果 | □ [解]限界ひずみ点 | ◇ [解]鋼管降伏 | |

図 6.5.4 試験体 SC-TB2 の M-φ 解析値と実験値の比較 (全体と正側載荷)



- | | | | | | | | |
|-------|-------------|---|-----------|---|----------|---|----------|
| ----- | M-φ関係座屈以降 | — | M-φ関係座屈まで | ◆ | 鋼管降伏(上端) | ◆ | 鋼管降伏(下端) |
| ● | 限界ひずみ点(実験値) | ■ | 最大耐力 | ■ | 最大到達点 | ◆ | 局部座屈(推定) |
| - - - | 解析結果 | □ | [解]限界ひずみ点 | ◆ | [解]鋼管降伏 | | |

図 6.5.5 試験体 SC-TB3 の M-φ 解析値と実験値の比較 (全体と正側載荷)

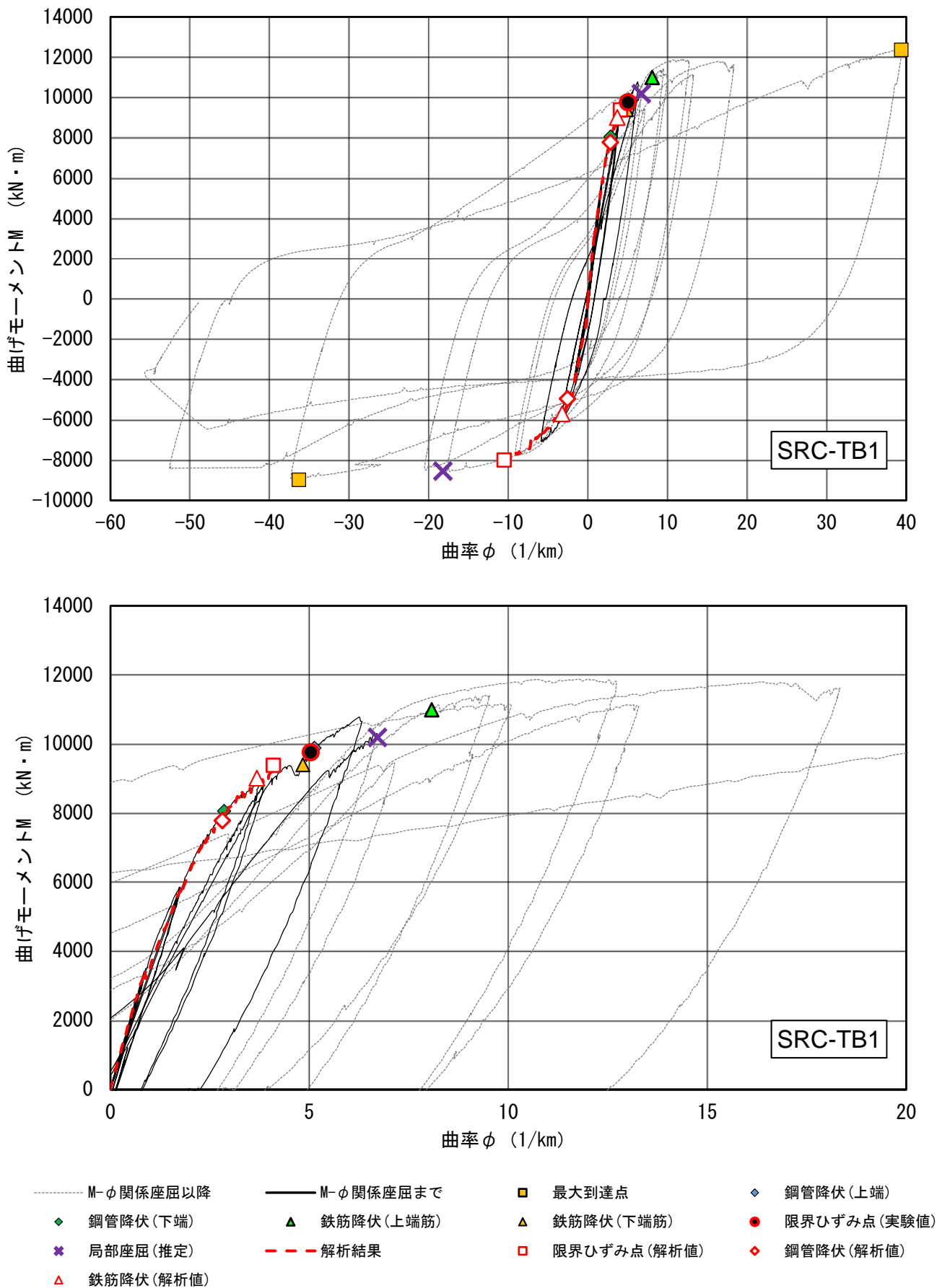


図 6.5.6 試験体 SRC-TB1 の M- ϕ 解析値と実験値の比較 (全体と正側荷重かつ曲率 20 以下)

6.6 まとめ

- ・文献[6-3]に準じた平面保持仮定の断面算定式により，計算上の終局状態における耐力を確認した。
- ・既往評価式で規定のない局部座屈という破壊モードが明らかになった。
- ・既往評価式の検証として，文献[6-3]を基に平面保持仮定での断面解析により終局耐力の評価を行った。
- e 関数法や提案モデル等の，応力ひずみ関係を適切に評価したコンクリートモデルを用いれば，終局耐力を精度よく評価することができると考えられる。
- ・M- ϕ についても平面保持仮定での断面解析により実験値と計算値の比較を行った。実験値を計算値はよく評価しており，終局状態の曲率評価については安全側の評価であるが，局部座屈現象について断面解析では評価することができず，今後の課題である。

参考文献

- [6-1] 建設技術審査証明報告書 内面リブ付き鋼管巻き場所打ち杭「JFETB 杭」，(財)土木研究センター，2009.12
- [6-2] 金子治，大地震に対する耐震設計におけるコンクリート杭の適用条件に関する実態調査，日本建築学会技術報告集，第23巻，第53号，pp.87-92，2017.2
- [6-3] 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案），日本建築学会，pp.152-202，pp.282-297，2017.3
- [6-4] 長岡弘明他：拡底場所打ち杭の耐震設計上の問題点と補強方法の検討—拡底場所打ち杭頭部の鋼管を用いた耐震補強（その1）—，日本建築学会構造系論文報告集，第390号，114-124，1988.8
- [6-5] 建設省総合プロジェクト「新建築構造体系の開発」性能評価分科会基礎WG最終報告書，資70-73，2000.3
- [6-6] Hognestad E, Hanson N, McHenry D. Concrete stress distribution in ultimate strength design. ACI J Proc 1955;52(4):4759

謝辞

本研究は，平成29年度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。