土木学会論文集 No. 556／I-38, 107-118, 1997. 1

横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究

井浦雅司[1]・熊谷洋司[2]・小牧理[3]

[1]正会員　工博　東京電機大学教授　理工学部建設工学科 (〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町)
[2]正会員　工修 三菱重工業横浜製作所 (〒231 横浜市中区錦町)
[3]学生会員　東京電機大学理工学研究科建設工学専攻前期課程

本研究では, 地震力を受ける円形鋼製橋脚を対象として, 一定の軸力下において漸増繰り返し横力を受ける円筒シェルの終局強度実験を行い, 実験データを集積すると共に, 最高荷重, じん性率, エネルギ吸収などについて考察を行うことを目的としている. 載荷方法は同種の実験を行っている建設省土木研究所の方法と同一である. 実験用供試体は母材板厚, 縦リブ本数, ダイヤフラム間隔が変化しており, 円筒シェルの直径と高さは一定である. ここでは, 円筒シェルの最高荷重を推定する新たな無次元パラメータを提案し, 本実験結果と既往の実験結果を用いてその有効性を確認している.

Key Words : *cylindrical shell, ultimate strength, buckling, ductility.*

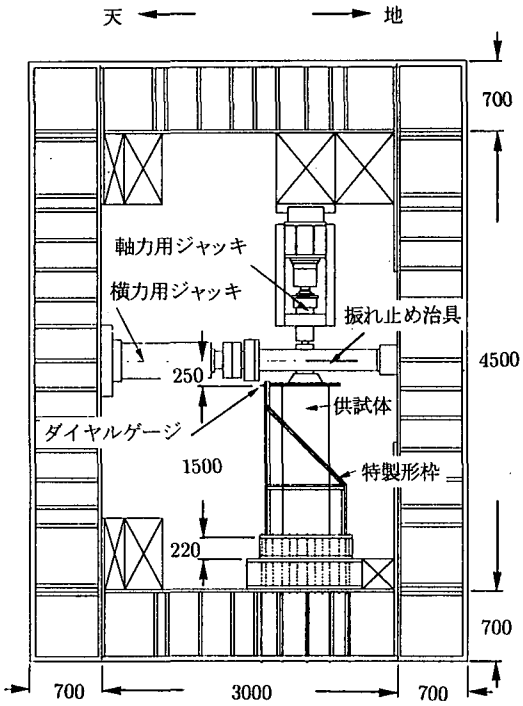
1. はじめに

阪神・淡路大震災において鋼製橋脚に多くの被害が見られ, 既往の鋼製橋脚の設計を見直す方向にある. ここでは, 円形鋼製橋脚を対象とし, 今後の設計に必要となるであろうじん性率やエネルギ吸収に関する基礎的な資料を集積するとともに, 最高荷重を推定するための新たなパラメータを提案している.

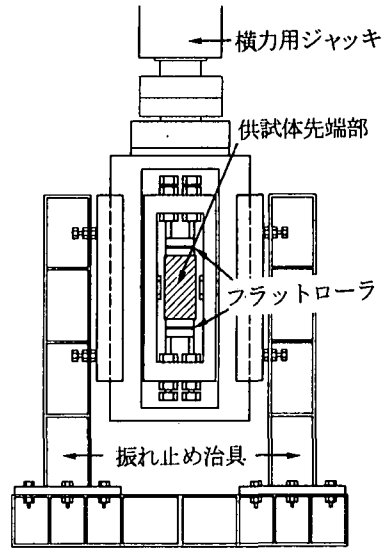
これまで鋼製橋脚を対象とした研究は多いが, その大部分は矩形断面を有する鋼製橋脚に関する研究[1)-11)]であり, 円形断面の鋼製橋脚に関する研究[10)-16)]は比較的少ない. 特に, 繰返し荷重を受ける円形鋼製橋脚に関する実験は, 京都大学[12),13)], 建設省土木研究所[10),11)], 名古屋大学[15)], 東京工業大学[16)]で行われているにすぎない. 渡辺らは[12),13)]静的繰返し実験および仮動的実験を行い, 断面の厚肉化や縦補剛材の配置が耐震上有利であることを示した. 西川らは[10),11)]基本断面の他に, 補強対策として二重円筒シェルの終局強度実験を行い, その有効性を確認している. 水谷らは[15)]耐震設計に必要な塑性率(じん性率)について詳細な検討を行っている. 本間らは[16)]今回の大震災において観察された座屈箇所における鋼の割れについて調べたが, 彼らの実験においては鋼の割れは再現されていない. これまでの繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の研究で明らかにされたこととして, (1) 横力の繰り返し回数がじん性に大きな影響を与えること, (2) 最高荷重は横力の繰り返し回数にそれ程影響を受けないこと, (3) 縦補剛材はじん性を高めること, などが挙げられる. しかしながら, これは何れも定性的な事実であり, 定量的な研究は現在も盛んに行われている. ここでは, 円形鋼製橋脚の実験結果が矩形のそれに比較し少ないことから, 今後の設計に必要であろう最高荷重, じん性率, エネルギ吸収について実験データを集積することを目的としている.

実際の橋脚では車両の衝突防止用としてコンクリートを橋脚基部に充填しているものも多いが, ここでは基本的な性質を調べる目的で, コンクリートは充填せず, 円筒シェルの一端は固定支持で他端は自由である. 載荷方法としては, 建設省土木研究所における同種の実験方法と同一であり, 自由端に一定の軸力を作用させながら, 横力としては変位制御で正負交番変位漸増 1 回繰り返しを基本としている. 軸圧縮力を導入するジャッキは円筒シェルの変形に追随でき, 常に同一方向に作用する. 実験供試体は, 実験装置の都合上, 円筒シェルの直径と高さは一定としており, 母材板厚, 縦リブ本数, ダイヤフラム間隔を変化させている.

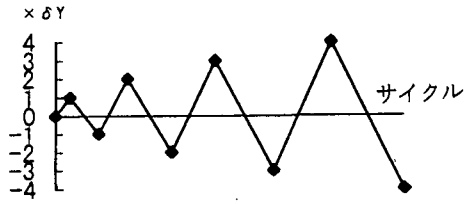
阪神・淡路大震災では, 円形鋼製橋脚において外側に膨れる Elephant Foot Bulge が多く観察された. 過去の地震においても, 円筒タンクなどに同様の座屈現象が観察されており, その発生条件などについての研究も[17)]報告されている. しかしながら, 内部に液体を含む円筒タンクと鋼製橋脚では寸法や環境条件が異なるために, これまでの円筒タンクに関する研究結果をそのまま橋脚に適用することは難しい. また, 本実験結果の一部には, 材料が塑性領域にあるにも拘らず円筒シェル内側に変形するダイヤモンド型の座屈モードが観察された. ダイヤモンド型の座屈モードは, 従来, 径厚比が



図−1 実験装置



図−2 横力載荷装置



図−3 載荷方法

大きい場合に生じる弾性座屈において多く見られる[18]. 一方, 本報告におけるように, 弾塑性座屈においてダイヤモンド型の座屈モードが観察されたという報告は少ない[10),15)]. このことは, 今後の円形鋼製橋脚の補強対策に何らかの工夫が必要であることを示唆している.

これまでの研究において, 鋼製橋脚の設計に必要なデータの定性的な側面は明らかになりつつあるが, 定量的な評価方法は未だ確立されていないようである. ここでは, 鋼製円筒シェルの最高荷重を推定するための新たなパラメータを提案しており, その妥当性は本実験結果と既往の実験結果を用いて検証している. このことは, 今後の円形鋼製橋脚の設計における基礎的な資料になり得るものと思われる.

2. 実験装置と供試体

(1) 実験装置と載荷方法

実験装置の全体図を図−1に, また, 図−2 には供試体先端部における横力載荷装置と機構を示す平面図を示す. 軸力を作用させる50^{tf}水平ジャッキは文献 19) において用いたスライディングレールにより載荷フレームと連結されており, 上下方向に移動可能である. 鉛直方向には50^{tf}ジャッキにより変位制御で載荷した. 軸力は供試体に直接作用させ, 横力は図−2 に示すように, 変位と回転が可能なフレームを介して供試体に作用させている. 載荷方法は, 軸力として全塑性軸力の 15%を常時作用させており, これは中井ら[20)]の実績調査や既往の研究[10),11)]を基に決定した. 横力としては降伏変位 δ_yを基準とし, 基本的には図−3 に示すような正負交番漸増繰り返し載荷を行った. ここで, δ_yは次式で与えられる.

$$\delta_y = \frac{P_Y H^3}{3EI} + \frac{P_Y H^2 (L-H)}{2EI} + \frac{P_Y H}{GA} \qquad (1)$$

$$P_Y = \frac{\sigma_Y I}{LR} \qquad (2)$$

ここに, Lは固定端から荷重作用点までの距離, Hは円筒シェルの高さ, Rは半径, Iは断面2次モーメント, Aは断面積, Eは材料のヤング係数, Gはせん断係数, σ_Yは降伏応力であり, E, G, σ_Y については材料試験より得られた結果を用いる. なお, 記号等は図−4 を参照されたい.

既往の実験により指摘されているように, 基部の剛性が低いと基部の鋼板が変形したり, 基部の剛体回転などにより, 円筒シェル頭部の変位のみを測定するためにキャリブレーションが必要となる. ここでは, 板厚22mmの供試体基部フランジプレートとベースプレート間に

表-1 各供試体のデータ

No.	板厚t (mm)	E ($\times 10^4$)	σ_Y	ν	ε_Y (%)	E_H ($\times 10^2$)	ε_H (%)	直径D (cm)	縦リブ本数	リブ高 (mm)	d (cm)	δ_s/δ_y (%)
1	4.36	2.07	32.6	0.285	0.154	2.82	2.18	50.95	3	52	30	7.9
2	4.36	2.07	32.6	0.285	0.154	2.82	2.18	50.95	3	35	30	8.0
3	4.36	2.07	32.6	0.285	0.154	2.82	2.18	50.95	3	26	30	8.0
4	5.79	2.09	30.4	0.281	0.175	3.16	2.05	51.37	3	52	30	8.0
5	5.79	2.09	30.4	0.281	0.175	3.16	2.05	51.34	3	35	30	8.0
6	5.79	2.09	30.4	0.281	0.175	3.16	2.05	51.34	3	26	30	8.0
7	3.08	2.02	34.4	0.284	0.169	1.83	1.92	50.73	3	52	30	7.9
8	3.08	2.02	34.4	0.284	0.169	1.83	1.92	50.64	3	35	30	7.9
9	3.08	2.02	34.4	0.284	0.169	1.83	1.92	50.70	3	26	30	8.0
10-1	4.35	2.10	29.4	0.277	0.165	3.23	1.75	50.96	0	0	30	8.0
10-2	4.35	2.10	29.4	0.277	0.165	3.23	1.75	50.96	0	0	30	8.0
11-1	5.76	2.05	29.7	0.289	0.173	2.04	1.49	51.34	0	0	30	8.1
11-2	5.76	2.05	31.3	0.289	0.173	2.04	1.49	51.34	0	0	30	8.1
12-1	3.08	2.04	34.1	0.270	0.167	1.73	1.90	50.73	0	0	30	7.9
12-2	3.08	2.04	34.1	0.270	0.167	1.73	1.90	50.76	0	0	30	7.9
13	4.35	2.10	29.4	0.277	0.165	3.23	1.75	50.96	4	52	30	7.8
14	4.37	2.05	32.3	0.285	0.156	1.99	2.43	51.02	4	35	30	8.0
15	4.37	2.05	32.3	0.285	0.156	1.99	2.43	50.99	4	26	30	8.0
16	5.76	2.05	31.3	0.289	0.173	2.04	1.49	51.34	4	52	30	8.0
17	5.79	2.03	30.5	0.273	0.166	3.63	2.04	51.34	4	35	30	8.0
18	5.79	2.03	30.5	0.273	0.166	3.63	2.04	51.28	4	26	30	8.0
19	3.09	2.04	34.1	0.270	0.167	1.73	1.90	50.70	4	52	30	7.8
20	3.09	2.02	34.2	0.276	0.169	1.95	1.92	50.67	4	35	30	7.9
21	3.09	2.02	34.2	0.276	0.169	1.95	1.92	50.77	4	26	30	7.9
22	4.37	2.05	32.3	0.285	0.156	1.99	2.43	50.99	3	52	20	7.9
23	4.36	2.05	32.2	0.274	0.157	2.38	2.41	50.95	3	52	40	7.8
24	4.36	2.05	32.2	0.274	0.157	2.38	2.41	50.99	3	52	50	7.9
25	5.79	2.03	30.5	0.273	0.166	3.63	2.04	51.28	4	52	20	7.9
26	4.36	2.05	32.2	0.274	0.157	2.38	2.41	50.99	4	52	40	7.8
27	3.09	2.02	34.2	0.276	0.169	1.95	1.92	50.77	4	52	50	7.8

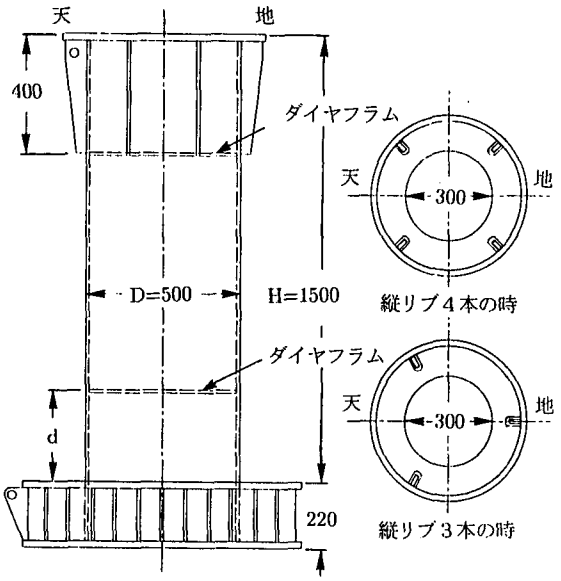
(注): E, σ_Y, E_Hの単位は全て kgf/mm^2 である.

176mm×22mm×220mmのウェブを24枚配置し, その間を24本の摩擦接合用高力ボルトHTB M24により基部と載荷フレームを締結した. これにより基部の変形を十分な精度で抑えている. また, 円筒シェル頭部における変位量は, 特製の形枠を直接基部に取付けて, ダイヤルゲージにて測定しており, 基部自体の剛体回転は予め排除されている.

横力は, P_Yを越えて最高荷重に達した後, P_Yまで低下してから, さらに1~2ループほどしてから載荷を停止した. なお, 軸力は実験開始時に所定の値を手動ジャッキにより導入し, それ以後は操作しないため, 横方向変位に伴い導入した軸力の値に若干の変動が生じる. 実験中に計測したところ, 軸力の変動範囲は最大で導入軸力の約4% であった.

(2) 供試体

供試体の各寸法は, 細長比パラメータλを0.2に, その径厚比(R/t)が42から78となるように設定した. 縦リブ寸法は, 有効座屈長をダイヤフラム支間とし, 円筒シェル表面回りの縦リブ一本当たりの断面2次半径を用いた細長比パラメータが0.08から0.25となるように決定した. これは, 鋼管の局部座屈を先行させ, 縦リブの



図−4 実験供試体

補剛効果を顕在化させるためであり，本供試体が実構造の1/4から1/5モデルと考えると，実構造でのリブ高は約100mmから260mmとなる．また，本供試体の径厚比は実際の橋脚柱の中間部によく見られる値である．

供試体の材料は全てSS400であり，加工前に各鋼材より5本の試験片を製作し引張り試験を行った．組立方法は，素材からガス切断により切り出した鋼板を冷間加工で曲げ，シーム継ぎ手を溶接することにより円筒を製作した後に，縦リブ，ダイヤフラム，基部および頂部の板の溶接組立を行った．Kato[21]によれば，冷間成形鋼管は塑性加工によりその素材の機械的性質は変化し，明瞭な降伏点は見出されず，一般に，降伏応力は高くなる．文献21)によれば，電縫鋼管における加工前の引張り降伏応力と加工後の圧縮降伏応力とは比例関係にあり，径厚比が約21より小さくなると，加工後の圧縮降伏応力は加工前の引張り降伏応力より大きくなるとされている．本報告における供試体の径厚比は21よりもかなり大きく，塑性加工の影響はそれ程大きくないと判断し，加工後の材料試験は実施していない．**表−1**に加工前の材料特性を示しており，Eはヤング係数，σ_Yは降伏応力，νはポアソン比，ε_Yは降伏ひずみ，E_Hは硬化係数，ε_Hは硬化時のひずみである．

実験供試体の全体図を**図−4**に示す．供試体の総数は30体であり，縦リブの本数は0, 3, 4本の3種類であり，全て母材と同じ材料である．ダイヤフラムの板厚も全て母材厚と同じであり，その取付位置dは固定端より，20cm, 30cm, 40cm, 50cmの4種類である．円筒シェルの高さHは150 cm，直径Dは50cm，母材厚tは公称3.2 mm, 4.5 mm, 6mmの3種類であり，縦リブの寸法等を含め**表−1**に示す．

ここでは，比較のために，繰り返し回数と軸力比を変えた実験も行った．供試体No.10 − 2, 12 − 2は横力の繰り返し回数の影響を調べるために，各δ_Yにおいて5回の繰り返し荷重を載荷した．供試体No.11 − 1は軸力として全塑性軸力の7.5%を作用している．

本実験で用いた供試体はH/Dが3であり，せん断変形の影響が必ずしも無視し得ないため，式(1)においてせん断変形の影響を考慮した．式(1)における第3項の値をδ_sとおき，δ_s/δ_yの値を**表−1**に示すが，その値は最大で約8.1%であることがわかる．後述するように，本実験結果による崩壊パターンは曲げ変形によるものであり，いわゆるせん断座屈は観察されなかった．

(3) 初期不整

実験供試体の初期たわみは特製の枠を作成してダイヤルゲージにて測定した．真円度の評価としては，文献15)において用いられているAPIで規定されているOOR (Out of Roundness) を用いる．ここで

$$\mathrm{OOR} = (D_{max} - D_{min})/D_{ave}$$

と定義され，D_{max}とD_{min}はそれぞれ計測された供試体の直径の最大値と最小値であり，D_{ave}はそれらの平均値である．なお，APIの基準[22]は石油施設のジャケット等の構造物やその配管系の設計に用いられており，対象とする径厚比は，直径が16in (406mm) 以上の鋼管で考えると，6.4から85までの範囲が一般的に用いられており，本供試体の径厚比を含んだものとなっている．供試体直径の測定箇所は，高さ方向に5分割，円周方向に36分割した交点である．各供試体におけるAPIの制限値と測定値の高さ方向の平均値を**表−2**に示す．これより，本実験における供試体の初期たわみはAPIの基準値を満たしていることがわかる．

なお，鋼管の巻き立てや縦リブ溶接等により残留応力が各母材に生じているが，今回の実験においては残留応力の測定は行なわなかった．

3. 実験結果

ここでは，**図−1**と**図−4**に示す天側方向に載荷した時の+側最高強度P^+_{max}と，地側に載荷した時の−側最高強度P^-_{max}の平均最高強度を最高強度P_{max}と定義しており，各供試体の最高強度ならびに崩壊パターンを**表−2**に示す．表中の崩壊パターンにおけるそれぞれの記号は，EFBが外側に膨らむElephant Foot Bulgeであり，DPが内側に変形するいわゆるダイヤモンド型であ

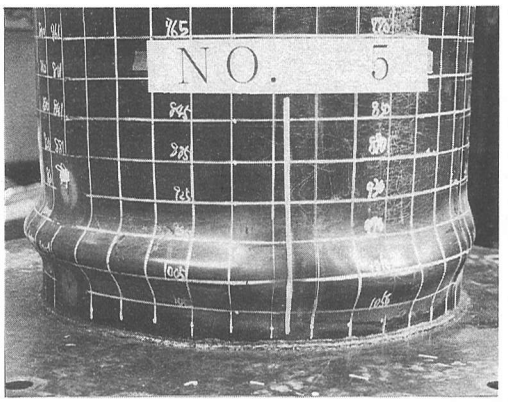
表−2 初期たわみと終局強度・崩壊パターン

No.	初期たわみ(OOR)		+側最高強度	−側最高強度	最高強度	崩壊	$\frac{P_{max}}{P_u}$
	基準値	測定値	P^+_{max}(tf)	P^-_{max}(tf)	P_{max}(tf)	パターン	
1	0.01	0.00521	22.2	21.0	21.6	EFB	0.981
2	0.01	0.00432	21.8	20.2	21.0	EFB	0.980
3	0.01	0.00367	21.0	20.5	20.7	EFB	0.984
4	0.01	0.00475	32.0	30.9	31.5	EFB	1.142
5	0.01	0.00639	28.0	31.8	29.9	EFB	1.117
6	0.01	0.00632	29.4	27.9	28.7	EFB	1.088
7	0.01	0.00343	14.8	16.2	15.5	ED	0.938
8	0.01	0.00513	14.2	15.3	14.7	EFB	0.925
9	0.01	0.00573	14.5	15.9	15.2	ED	0.965
10-1	0.01	0.00197	18.5	20.3	19.4	EFB	1.070
10-2	0.01	0.00422	19.3	18.5	18.9	EFB	1.042
11-1	0.01	0.00130	26.1	28.4	27.3	EFB	1.089
11-2	0.01	0.00197	25.6	28.1	26.8	EFB	1.039
12-1	0.01	0.00353	13.7	15.0	14.3	ED	0.965
12-2	0.01	0.00362	14.2	13.7	14.0	ED	0.939
13	0.01	0.00275	22.7	23.6	23.2	EFB	1.136
14	0.01	0.00439	21.2	24.0	22.6	EFB	1.041
15	0.01	0.00341	22.1	22.1	22.1	EFB	1.040
16	0.01	0.00541	32.2	35.1	33.6	EFB	1.159
17	0.01	0.00514	31.3	29.8	30.5	EFB	1.113
18	0.01	0.00456	28.2	30.9	29.5	EFB	1.100
19	0.01	0.00691	15.6	16.0	15.8	DP	0.938
20	0.01	0.00746	16.1	16.2	16.1	DP	0.993
21	0.01	0.00638	15.1	15.7	15.4	DP	0.965
22	0.01	0.00609	23.0	20.5	21.7	EFB	0.994
23	0.01	0.00413	21.8	22.1	22.0	EFB	1.011
24	0.01	0.00395	22.1	21.5	21.8	EFB	1.000
25	0.01	0.00420	28.4	29.9	29.2	EFB	1.057
26	0.01	0.00373	23.3	22.6	23.0	EFB	1.026
27	0.01	0.00673	18.3	18.0	18.1	DP	1.029

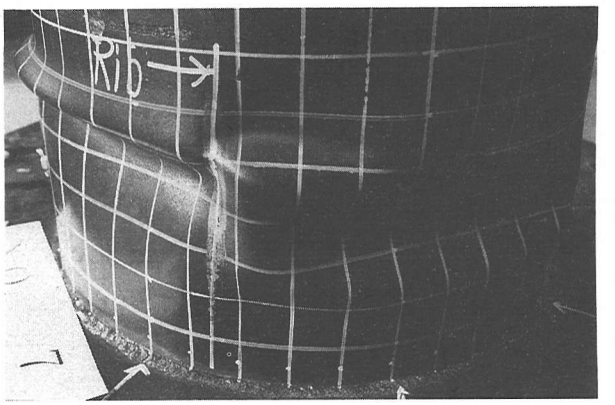
り, EDはElephant Foot Bulge とダイヤモンド型の混合型である. 表中の記号P_uは, 軸力を載荷した状態の下で, 固定端の全断面が塑性となるような横力である. 縦リブ3本と4本を有する供試体の$|P^+_{max} - P^-_{max}|/P_{max}$の平均値は, それぞれ6.5% と 4.6% となっており, 縦リブ3本の方が4本に比べ, 正・負載荷時における最高強度の差異が大きい. また, +側最高強度が−側最高強度より大きい場合は, 縦リブ3本と4本ではそれぞれ7ケースと3ケース, 逆の場合はそれぞれ5ケースと8ケースである. これらの差異の原因は, 繰返し荷重の載荷方法や縦リブの配置方法によるものと思われる.

それぞれの変形形状を示す代表的な供試体の崩壊パターンを**図−5** (供試体No.5), **図−6**(供試体No.19), **図−7**(供試体No.7) に示す. また, それに相当する荷重と変位の履歴曲線を**図−8**(供試体No.5), **図−9**(供試体No.19), **図−10**(供試体No.7) に示す.

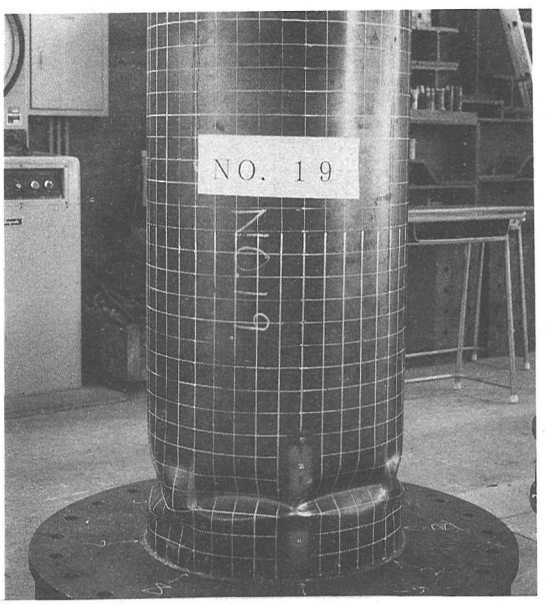
従来の実験においては, 固定支持条件を完全に満足させることは難しく, 基部の回転による補正等が行われている. 本実験においては, 実験値による弾性範囲内の荷重と変位の傾きと, 計算値によるそれとを比較したところ, 多くの場合において5%以内に収まることが確かめられた. これは本実験における基部の補強が十分であったためと思われ, ここでは基部の変形による補正は行っていない. 実際に, 実験中においても不動点より基



図–5 Elephant Foot Bulge (No.5)



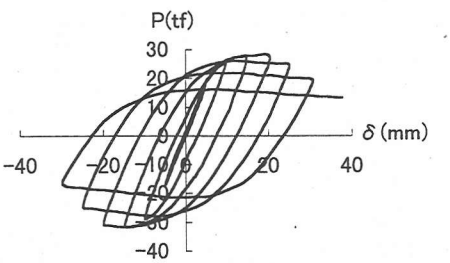
図–7 Mixed Pattern (No.7)



図–6 Diamond Pattern (No.19)

部の変形を測定したが，ほとんど無視できるものであることを確認している．

供試体No.10 − 1と10 − 2, 12 − 1と12 − 2 の結果を調べると，最高強度に与える繰り返し荷重の回数の影響は見られないことがわかり，これらの結果は既往の結果[2]と同一である．また，供試体No.11 − 1と11 − 2を比べると，軸力が最高強度に与える影響は本実験の範囲内では大きくなく，これは文献3) の結果と同様な傾向にある．しかしながら，最高強度を越えた劣化域において，軸力の影響が大きいことは文献3) において報告されている．



図–8 履歴曲線 (No.5)

(1) 縦リブの影響

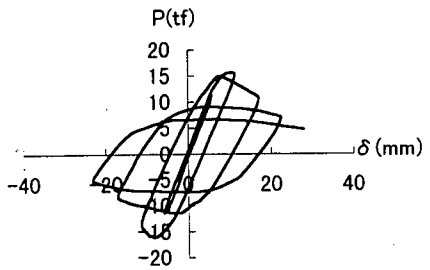
本実験では公称板厚が同じでも，用いている材料が異なるため降伏応力が異なる．よって，縦リブの影響を最高荷重で比較することは難しいため，ここでは無次元量 $P_n = P_{max}L/(\sigma_Y D^2 t)$ を用いて実験結果を再整理し，それを**表–3**に示す．なお，無次元量 P_n は作用モーメントと抵抗モーメントの比に関係する量である．**表–3**より，公称板厚 3.2 mm の 2 例を除き，リブの本数が増加し，リブ高が高くなるほど無次元量P_n も増加する傾向にあることがわかる．このことは，縦リブを挿入すれば最高荷重も増加することを示しており，文献12) の結果と類似している．なお，縦リブの評価方法については 3.(3) で考察する．

(2) ダイヤフラムの影響

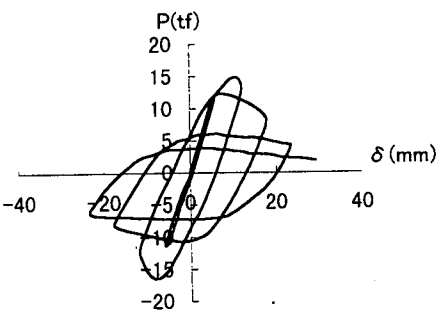
ここでは，ダイヤフラムの取付位置が最高荷重に与える影響を調べる． 前節と同様に，無次元量

表–3 $P_{max}L/(\sigma_Y D^2 t)$ と縦リブとの関係

公称板厚 (mm)	リブ 0 本	リブ 3 本			リブ 4本		
		リブ高 52mm	リブ高 35mm	リブ高 26mm	リブ高 52mm	リブ高 35mm	リブ高 26mm
3.2	0.93	0.99	0.95	0.97	1.02	1.04	0.99
4.5	1.02	1.02	1.00	0.98	1.22	1.08	1.06
6.0	0.99	1.19	1.13	1.08	1.24	1.15	1.11



図–9 履歴曲線 (No.19)



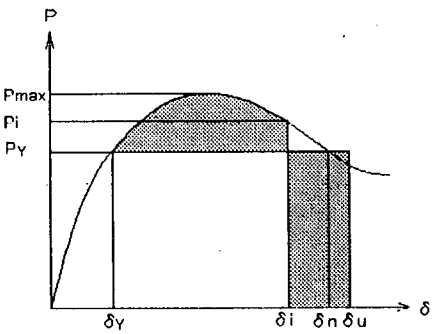
図–10 履歴曲線 (No.7)

$P_{max}L/(\sigma_Y D^2 t)$ を用いて実験結果を再整理し，それを表–4 に示す．本実験における局部座屈は，基部とダイヤフラムとの間に生じその座屈波長が比較的小さいことと，表–4 の比較より，本実験でのダイヤフラム間隔では最高荷重に大きな影響を与えないことがわかる．

表–4 $P_{max}L/(\sigma_Y D^2 t)$ とダイヤフラムとの関係

公称板厚 (mm)	リブ本数	ダイヤフラム位置 (cm)			
		20	30	40	50
3.2	4	–	1.02	–	1.16
4.5	3	1.04	1.02	1.06	1.04
4.5	4	–	1.22	1.10	–
6.0	4	1.10	1.24	–	–

(注): リブ高は全て 52mm である．



図–11 じん性率の定義

(3) じん性率

じん性率の定義は必ずしも確立されていないようである．ここでは，鋼構造物を対象として中井ら[23]が用いているじん性率と，宇佐美ら[15]により定義されるじん性率を用いて，じん性率と無次元径厚比との関係を調べる．じん性率の詳細な定義は各文献に譲り，ここでは図–11 により簡単に説明する．中井らが用いているじん性率は，初期降伏荷重に相当する 2 つの変位により次のように表される．

$$\mu_n = \delta_n/\delta_Y$$

ここで，δ_n は図–11 に示す通り，最高強度に達した後に P_Y に相当する変位である．一方，宇佐美らは，図–11 に示すように，最高強度に達した後，ある強度 P_i (ここでは P_i=P_Y) に相当する変位を δ_i とし，斜線部分の面積

が等しくなるような変位δ_uを用いてじん性率を

$$\mu_u = \delta_u/\delta_Y$$

と定義している．ここに，δ_YとP_Yは履歴曲線より求められる値を用いている．

円筒シェルの力学特性は無次元径厚比により整理される場合が多い．ここで，無次元径厚比R_tは以下のように定義される．

$$R_t = \frac{R}{t}\frac{\sigma_Y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)} \tag{3}$$

図−12と**図−13**にじん性率と無次元径厚比R_tとの関係を示す．図中，0 本，3 本，4 本とは縦リブの本数を示しており，■印である10 − 2, 12 − 2は前述したように，各δ_yにおける繰り返し回数が5回である供試体No.10 − 2, 12 − 2の結果であり，▼印である11 − 1は軸力が全塑性軸力の7.5%導入されている供試体No.11 − 1の結果である．

Jones and Papageorgiou[24] によれば，縦リブを有する円筒シェルは，以下の換算板厚を有する一様な円筒シェルに近似できる．

$$t^* = t + \frac{nA_r}{2\pi R} \tag{4}$$

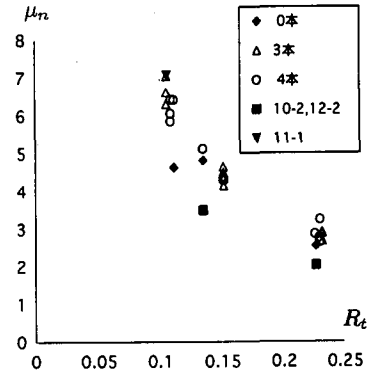
ここに，t^*は換算板厚であり，nは縦リブの本数，A_rは縦リブの断面積である．式(3) における無次元径厚比の定義式において，板厚tを換算板厚t^*に置き換えたものを無次元径厚比R_t^*とおく．そして，じん性率と無次元径厚比R_t^*との関係を**図−14**と**図−15**に示す．**図−12, 13** においては，導入軸力比が小さい供試体No.11 − 1を除き，無補剛の結果が下限を示している．一方，**図−14, 15** においては，繰り返し回数の多い供試体No.10 − 2, 12 − 2を除くと，必ずしも無補剛の結果が下限となっておらず，縦リブ本数の差異はそれ程顕著となっていない．このことは，縦リブを式(4) のような換算板厚に置換することが有効な方法であることを示す一例と思われる．

じん性率と無次元径厚比との関係を示す各図において，供試体No.10 − 2, 12 − 2は常に下限を示しており，このことは，各δ_yにおける繰り返し回数を増加させるとじん性率が低下する傾向を示しており，これは文献2) の結果とも一致している．また，導入した軸力が小さい場合には，じん性率は高くなる傾向にあるが，本実験結果からは明確な差異は得られなかった．

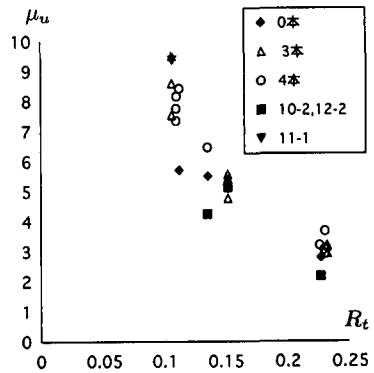
ここでは定量的な関係を示すには至らないが，定性的には2つのじん性率μ_nとμ_uとの間には類似の傾向が見られ，じん性率と無次元径厚比との間には強い相関関係が認められる．

(4) エネルギ吸収

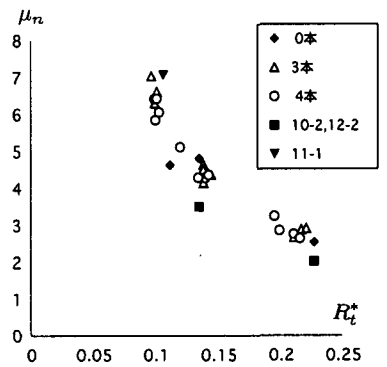
履歴曲線において，各ループごとの履歴ループの面積をプラニメータで計測し，これをエネルギ吸収量とする．ここでは，縦リブがある時はその高さを5.2mm と



図−12 じん性率μ_nと無次元径厚比R_tとの関係

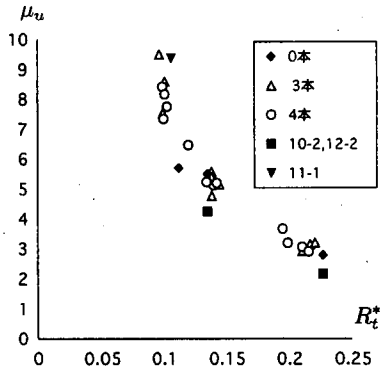


図−13 じん性率μ_uと無次元径厚比R_tとの関係

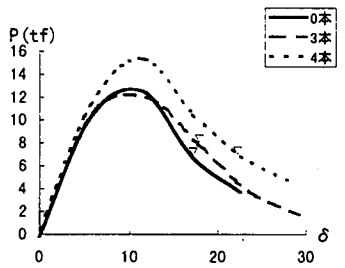


図−14 じん性率μ_nと無次元径厚比R_t^*との関係

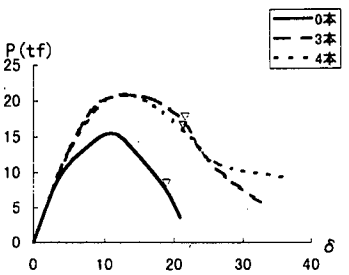
して，縦リブの本数を 0, 3, 4 本の 3 種類について，各母材厚ごとに荷重と変位の包絡線を**図−16**から**図−18**に示し，図中にエネルギ吸収量の最大値が生じる所に▽印を付けた．板厚3.2mm の場合，リブ本数の増加と共にエネルギ吸収量の最大値は右側へシフトするのに対し，板厚4.5mm と 6.0mm の場合には，リブ本数が3本と4本とでエネルギ吸収量の最大値発生地点に大きな差が見られない．何れの場合においても，文献 11) においても指摘されているように，最高荷重を越えてもエネルギ吸収量は低下していないことが確認された．



図–15 じん性率μ_uと無次元径厚比R_t^*との関係



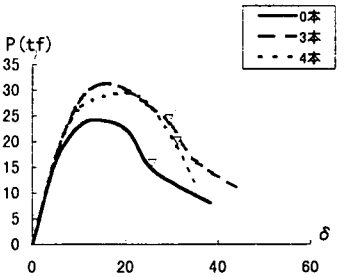
図–16 エネルギ吸収量最大発生地点(t=3.2mm)



図–17 エネルギ吸収量最大発生地点(t=4.5mm)

(5) 座屈パターン

円筒シェルに軸圧縮荷重が作用すると, R/t が大きい範囲においてはダイヤモンド型の座屈パターンが観察されることは[18]よく知られている. 一方, 本研究において対象としている円筒シェルに関しては, 既存の研究[10)−16)]によれば Elephant Foot Bulge が多く観察されており, 本実験結果においても縦リブの有無に関係なく Elephant Foot Bulge が多く観察された. しかしながら, 本研究においては, 材料の一部が明らかに塑性領域に入っているにも拘らず, 最高荷重の付近においてダイヤモンド型の座屈パターンが観察された. 建設省土木研究所における実験[10)]でも似たような現象が報告されている. このようなダイヤモンド型の座屈パターンが生じる原因については, 単に径厚比のみに依存するのではなく, 基部との取合い構造や横力の繰返し回数等に影響されるものと考えられるが, ここではこれまでの検討結果を示すこととする.

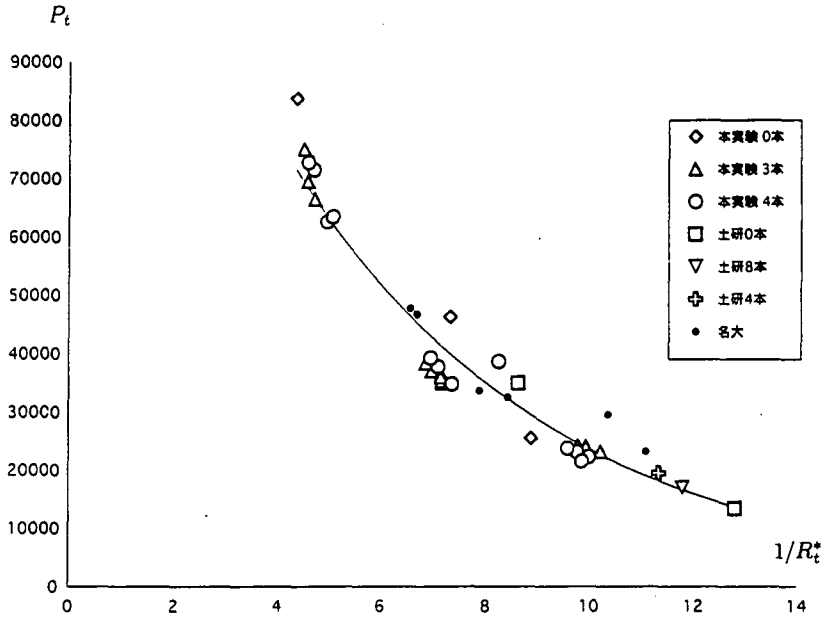


図–18 エネルギ吸収量最大発生地点(t=6.0mm)

表–2 の右端の項は本実験における最高強度P_{max}をP_uで除した値を示している. さらに, **表–5** は既存の実験結果におけるP_{max}/P_uの値を示した. これらの結果より, P_{max}/P_u が一定値以下の場合にはダイヤモンド型の座屈パターンが現れている傾向にあることがわかる. 本実験結果においては, P_{max}/P_uが 0.97 以下の場合にダイヤモンド型の座屈パターンが多く現れる. しかしながら, 例外も見られ, 0.97 以下である No.8 ($P_{max}/P_u = 0.925$) では EFB が生じ, 0.97 以上である No.20 ($P_{max}/P_u = 0.993$) , No.27 ($P_{max}/P_u = 1.029$) でもダイヤモンド型の座屈パターンが観察されている. 建設省土木研究所の実験結果[10)]では公称板厚を用いているため, P_{max}/P_u の値が若干小さめに評価されている. 供試体 No.B4 は, 最初に外側への膨らみが若干見られた後に, 内側へ変形するダイヤモンド型の座屈パターンが一部に観察されており, 他の供試体に比べ P_{max}/P_u の値が小さいことは注目される. なお, 水谷らの研究[15)]においては, 全ての供試体で座屈開始直後は外側へ膨らむものの, 最終的には内側へ変形するダイヤモンド型が観察され, P10 と P12 は 4 角形に, P17 は 5 角形で局部座屈が生じており, 本報告の検討結果とは若干異なるものである. このように, 既往の実験結果における座屈パターンの発生条件は未だ明確にされておらず, 今後の検討課題であると思われる.

4. 最高強度の評価

横力を受ける円筒シェルの終局荷重を推定する方法には, せん断座屈を対象とした研究[25)]はあるものの, 曲げが卓越する場合にはそれほど多くの研究があるわけではない. ここでは, 本実験結果並びに建設省土木研究



図–19 無次元横力と無次元径厚比との関係

表–5 既存の実験結果 (P_{max}/P_u)

機関名	供試体No.	P_{max}/P_u
建設省 土木研究所[10]	No.6	1.161
	No.8	0.943
	B2	1.118
	B4	0.887
名古屋大学[15]	P10-1c	1.492
	P10-2c	1.399
	P12-1c	1.085
	P12-2c	1.243
	P17-1c	0.944
	P17-2c	0.964

所[10),11)] と名古屋大学[15)] において実施された実験結果を基に, 円筒シェルの最高強度を推定する新たなパラメータを提案する.

まず横軸には, 式(3) で定義される無次元径厚比において, 板厚を換算板厚 t^* に置換した R_t^* の逆数 $1/R_t^*$ をとる. 縦軸には次式で定義される無次元横力 P_t をとる.

$$P_t = \frac{\sigma_{max} H D t^*}{\pi^2 \frac{\sigma_Y t^{*3}}{12(1-\nu^2)}} \tag{5}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max} L}{D^2 t^*} \tag{6}$$

ここで, t^* は式(4) において定義される換算板厚である. 式(5) の無次元横力は, 次式の円筒シェルの純曲げ局部座屈係数 K と形状係数 Z を用いて,[26)] 実験データがばらつかないように修正したものである.

$$K = \frac{\sigma_{cr} H^2 t}{\pi^2 \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}}, \quad Z = \frac{2H^2}{Dt}\sqrt{1-\nu^2} \tag{7}$$

すなわち, 座屈係数と形状係数はほぼ比例関係にあることから, 形状係数の H/D を座屈係数に移項させ, さらにヤング係数でなく降伏応力により座屈係数を無次元化している. また式(6) は, 軸力を無視し, 固定端において全塑性モーメントが生じる時に, 降伏応力 σ_Y の代わりに, σ_{max} を代入することにより得られる. 以上のパラメータを用いて既存の実験結果を整理したものが **図–19** である. 図中, 土研とは建設省土木研究所で行われた実験結果[10),11)] であり, 名大とは名古屋大学で行われた実験結果[15)] である. また, 右側の数字は縦リブの本数であり, 名大での実験には縦リブはない. **図–19** より, 既往の実験結果と本実験結果を, 式(5) の無次元パラメータと無次元径厚比 R_t^* の逆数で整理すると, ほぼ一本の曲線で近似できることがわかる. 回帰曲線を求めると

$$P_t = 1.68 \times 10^5 \times exp[\frac{-1.96 \times 10^{-1}}{R_t^*}] \tag{8}$$

となり, 決定係数は 0.942 であり, 標準偏差は 4.47×10^3 である. 図中に上記の曲線を実線で示した. なお, 上式の適用範囲は, 実験結果の得られている範囲内であり, それ以外の範囲については今後の研究結果を基に決定しなければならない. これまで, 最高強度を推定する方

法は必ずしも確立されているわけでなく, 今後も新たな実験データや計算結果を基に有効なパラメータを求めていく必要があるが, 本報告で提案したパラメータは従来より用いられているパラメータを修正したものであり, 最高強度を推定するための有効なパラメータの一つであると思われる. この際, じん性率の評価の場合と同様に, 縦リブの影響は換算板厚として考慮されている.

5. おわりに

本研究では, 一定軸圧縮力と漸増繰り返し横力を受ける円筒シェルの終局強度実験を行い, 縦リブを有する補剛円形鋼製橋脚に関する基礎的なデータを集積した. じん性率については, これまで用いられている 2 つのじん性率と無次元径厚比との関係に強い相関があることが確認された. また, 最高強度を推定するための新たなパラメータを提案し, その妥当性を本実験結果と既往の実験結果により検証した. また, 縦リブの影響を換算板厚として扱うことの妥当性を確認した.

謝辞: 実験にあたり, 東京電機大学 佐々木利視講師ならびに東京電機大学卒論生の協力を得た. また, 査読者より有益なご意見を頂いた. ここに記し感謝の意を表したい.

参考文献

1) Watanabe, E., Emi, S., Isami, H. and Yamanouchi, T.: An experimental study on strength of thin-walled steel box beam-columns under repetitive bending, *Proc. of JSCE*, No.392/I−9, pp.21 − 29, 1988.
2) 宇佐美勉, 坂野 茂, 是津文章, 青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235 − 247, 1990.
3) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.93 − 106, 1991.
4) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105 − 117, 1992.
5) 川島一彦, G.A. マックレイ, 運上茂樹, 飯田寛之：鋼製橋脚のじん性に及ぼす垂直補剛材の板厚の影響, 土木技術資料, 34 − 6, pp.60 − 67, 1992.
6) 富永知徳, 安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.189 − 200, 1994.
7) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I−30, pp.99 − 108, 1995.
8) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曽英滋, 宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリット地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I−30, pp.179 − 190, 1995.
9) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曽英滋, 伊藤義人：ハイブリット地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I−32, pp.101 − 113, 1995.
10) 建設省土木研究所橋梁研究室：鋼製橋脚に関する検討, 土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料, 1996, 2 月.
11) 西川和廣, 山本悟司, 上仙 靖, 安波博道, 名取 暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.583 − 590, 1996.
12) 太田雅夫, 渡辺英一, 古田 均, 杉浦邦征, 宇都宮智昭, 南荘 淳, 山口 岳：円形断面橋脚柱の強度・変形性能に関する実験的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 第 I 部門, pp.196 − 197, 1993.
13) 山口 岳, 渡辺英一, 古田 均, 杉浦邦征, 宇都宮智昭, 南荘 淳：円形断面鋼製橋脚柱の合理的耐震設計法に関する基礎的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 第 I 部門, pp.356 − 357, 1993.
14) 宇佐美勉, 青木徹彦, 加藤正宏, 和田匡央：鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験, 土木学会論文報告集, No.416/I−13, pp.255 − 264, 1990.
15) 水谷慎吾, 宇佐美勉, 青木徹彦, 伊藤義人, 岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.105 − 114, 1996.
16) 本間宏二, 三木千壽, 舘石和雄, 穴見健吾, 佐々木哲也：断面変化のある鋼管柱の繰り返し水平載荷実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.355 − 358, 1996.
17) 小林信之, 越智義夫, 秋山 宏：円筒タンク側板下部張り出しの発生条件, 日本機械学会論文集 (C 編), 51 巻, 471 号, pp.3039 − 3042, 1985.
18) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M.: *Theory of Elastic Stability*, McGraw−Hill, 1961.
19) 熊谷洋司, 井浦雅司, 渡辺保之：2 方向より面内力を受ける鋼薄板要素の終局強度に関する研究, 土木学会論文報告集, No.507/I−30, pp.89 − 97, 1995.
20) 中井 博, 北田俊行, 河井章好, 酒造敏廣, 吉川 紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査 (下), 橋梁と基礎, 82 − 7, 1982.
21) Kato, B.: Local buckling of circular tubes in plastic region, *Proc. of the International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*, SSRC/ASCE, Washington D.C., pp.375 − 391, 1977.
22) American Petroleum Institute: *Specification for Line Pipe*, API Spec.5L, 1995.
23) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳：漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.513/I−31, pp.89 − 100, 1995.
24) Jones, N. and Papageorgiou, E.A.: Dynamic axial plastic buckling of stringer stiffened cylindrical shells, *J. Mech. Engng Sci.* 5, 23, pp.1 − 20, 1963.
25) 中村秀治：円筒殻の弾塑性座屈解析, 土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料, 1995, 12 月.
26) Column Research Committee of Japan : *Handbook of Structural Stability*, Corona Publishing Company, 1971.

(1996. 6. 7 受付)

ULTIMATE STRENGTH OF STIFFENED CYLINDRICAL SHELLS SUBJECTED TO AXIAL AND LATERAL FORCES

Masashi IURA, Yoji KUMAGAI and Osamu KOMAKI

Tests of cylindrical shells subjected to the constant axial compressive force and the cyclic lateral force have been performed to study the characteristic behavior of the shells. The effects of longitudinal stiffeners on the ultimate strength have been investigated. The ductility and energy absorption of the shells have also been discussed. New parameters have been proposed for predicting the ultimate strength of stiffened cylindrical shells. The accuracy of the present approach is confirmed through the present and exisiting experimental results.