

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3772号

土木研究所資料

鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究

(その2) 非弾性有限変位解析による終局状態の評価

平成13年2月

国土交通省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究

(その2) 非弾性有限変位解析による終局状態の評価

耐震研究室 室 長 運上 茂樹
研 究 員 林 昌弘*
研 究 員 河藤 千尋

要 旨

鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して耐震設計を行う場合には、耐震設計上許容し得る終局状態を適切に与えるとともに、こうした終局状態の評価法が重要となる。これまで、鋼製橋脚のじん性に影響を及ぼすパラメータとの関係が実験的に検討され、座屈パラメータやひずみ値等との関係を定式化した評価方法が提案されている。

本研究では、鋼製橋脚の非線形域における耐震設計上の終局状態について、非線形域におけるひずみ値を用いた簡易かつ精度よい評価法の検討を目的に、シェル要素を用いた非弾性有限変位解析法を用いて鋼製橋脚の座屈損傷領域のひずみ分布性状及び耐震設計上の終局状態を評価するため、終局ひずみの設定法について解析した結果をまとめたものである。さらに、解析から得られた結果を用いて、鋼製橋脚模型の実験データとの比較により鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態について、その終局状態の評価法への適用性の検討を行ったものである。

キーワード：鋼製橋脚、終局状態、座屈パラメータ、非弾性有限変位解析、終局ひずみ

*：現本州四国連絡橋公団保全部橋梁保全課

目 次

1. まえがき	1
2. 鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態とその評価指標	2
2. 1 鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態	2
2. 2 鋼製橋脚の終局状態の評価指標	2
2. 3 終局ひずみの設定法	2
3. 解析方法と解析モデル	4
3. 1 解析対象橋脚	4
3. 2 解析方法と解析モデル	7
3. 3 解析モデルの検討	10
4. 非弾性有限変位解析結果	31
4. 1 初期降伏耐力と降伏変位	31
4. 2 座屈パラメータと平均ひずみの関係	45
5. 模型実験橋脚との比較	64
6. まとめ	67
参考文献	68

1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震以降、各方面で模型供試体を用いた実験的研究や解析的研究が行われ、鋼製橋脚の非線形域における動的耐力や変形性能に関する知見が蓄積されてきている。このような成果を踏まえ、非線形域の挙動特性を考慮した鋼製橋脚の耐震設計法の開発が進められてきている。

鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して耐震設計を行う場合には、耐震設計上許容し得る終局状態を適切に与えるとともに、こうした終局状態の評価法が重要となる。これまで、鋼製橋脚のじん性に影響を及ぼすパラメータとの関係が実験的に検討され、座屈パラメータやひずみ値等との関係を定式化した評価方法が提案されている^{1)～5)}。

本資料では、鋼製橋脚の非線形域における耐震設計上の終局状態について、非線形域におけるひずみ値を用いた簡易かつ精度よい評価法の検討を目的に、シェル要素を用いた非弾性有限変形解析法を用いて鋼製橋脚の座屈損傷領域のひずみ分布性状及び耐震設計上の終局状態を評価するため終局ひずみの設定法について解析した結果をまとめたものである。さらに、解析から得られた結果を用いて、鋼製橋脚模型の実験データとの比較により鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態について、その終局状態の評価法への適用性の検討を行ったものである。

2. 鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態とその評価指標

2. 1 鋼製橋脚の耐震設計上の終局状態

本研究では、鋼製橋脚の耐震設計上の終局点としては、水平耐力が最大に達した時と定義した。鋼製橋脚が正負交番の繰り返し荷重を受けた場合には、一般に、最大水平耐力点を過ぎると局部座屈の影響が顕著となり、繰り返し荷重を受けることによる水平耐力の低下が大きくなる傾向を有するため、最大水平耐力点以降の変形性能を期待しにくい。一方、最大水平耐力点までは、一般に繰り返しによる耐力の低下の影響が小さく、安定して水平耐力を保持できる特性を有している。なお、幅厚比パラメータが小さい場合などには、最大水平耐力が低下しにくく、最大水平耐力点付近のある領域内で安定して耐力を保持可能で、最大水平耐力点によって設定した終局状態が多少の余裕をもった状態となる場合もあることに注意する必要がある。

2. 2 鋼製橋脚の終局状態の評価指標

本研究では、鋼製橋脚の終局状態を評価する指標として座屈損傷領域におけるひずみ値を用いることとした。鋼製橋脚の非線形域の力学特性を求めるためには、座屈現象を適切に考慮できる解析方法を用いる必要があるが、一般にこうした解析を通常の設計に用いるのが煩雑である。このため、ここでは、はり要素を用いた鋼製橋脚モデルのプッシュオーバー解析に基づいて鋼製橋脚の耐力や変形性能を求める方法を基本的な解析方法とした。ただし、はり要素を用いた解析では座屈現象の影響を考慮することができないため、はり要素から算出されるひずみの値が、座屈現象の影響を適切に評価した場合と等価になるように与えることとした。

2. 3 終局ひずみの設定法

終局状態を与えるひずみ（以下、終局ひずみと呼ぶ）としては、水平耐力が最大に達した時の圧縮フランジのひずみ分布に着目し、塑性化や座屈損傷が生じる領域の平均的なひずみ（以下、平均ひずみと呼ぶ）を算出し、これを鋼製橋脚の終局状態を評価する指標と定義した。

終局状態を与える平均的なひずみ（以下、終局平均ひずみと呼ぶ）の与え方としては、いくつかの方法が考えられるが、ここでは、以下の3つの方法で終局平均ひずみの設定を試みた。

図-2.1 は、以下に示す平均ひずみの設定における圧縮フランジの状況及び記号の定義を示したものである。圧縮フランジの水平方向の分割数を n_i 、鉛直方向の分割数を n_j とし、各交点を節点 (i, j) とする。また、基部からのある j 断面までの高さを l_j とする。

1) 圧縮フランジの鉛直変位から求めた終局平均ひずみ (ϵ_{a1})

圧縮フランジの高さ $l = l_j$ の範囲内の平均的なひずみであり、これを圧縮フランジの高さ $l = l_j$ に位置する節点における鉛直変位 v_{ij} の断面方向の平均値を高さ l_j で除したものを平均ひずみ ϵ_{a1} とする。

$$(\epsilon_{a1}) = \left(\left(\sum_{i=1}^{n_i} v_{ij} \right) / n_i \right) / l_j \quad j = 1, 2, \dots, n_j \quad (2-1)$$

ここで、 ε_{a1} ：圧縮フランジの鉛直変位から求めた終局平均ひずみ

v_{ij} ：高さ l_j に位置する節点における鉛直変位

n_i ：圧縮フランジの断面方向の分割数

2) 基部から一定領域にある圧縮フランジの要素の軸ひずみから求めた終局平均ひずみ (ε_{a2})

圧縮フランジの基部から高さ $l = l_j$ の範囲に存在する全シェル要素中心の軸ひずみ ε_{ik} ($i=1,2,\dots, n_i-1; k=1,2,\dots,j$) の平均値を求め、その値を平均ひずみ ε_{a2} とする。

$$(\varepsilon_{a2}) = \left(\sum_{k=1}^j \left(\sum_{i=1}^{n_i-1} \varepsilon_{ik} \right) / (n_i - 1) \right) / j \quad j = 1, 2, \dots, n_j - 1 \quad (2-2)$$

ここで、 ε_{a2} ：圧縮フランジ要素の軸ひずみから求めた終局平均ひずみ

ε_{ik} ：シェル要素中心の軸ひずみ

n_i ：圧縮フランジの断面方向の分割数

なお、圧縮フランジの高さ $l = l_j$ の断面における断面方向の平均的なひずみは、次式で定義し、 ε_a とする。

$$(\varepsilon_a) = \left(\sum_{i=1}^{n_i-1} \varepsilon_{ij} \right) / (n_i - 1) \quad j = 1, 2, \dots, n_j - 1 \quad (2-3)$$

ここで、 ε_a ：圧縮フランジ要素の軸ひずみを断面方向に平均した終局平均ひずみ

ε_{ij} ：シェル要素中心の軸ひずみ

n_i ：圧縮フランジの断面方向の分割数

これは、高さ方向の平均的なひずみの分布を示したものとなる。

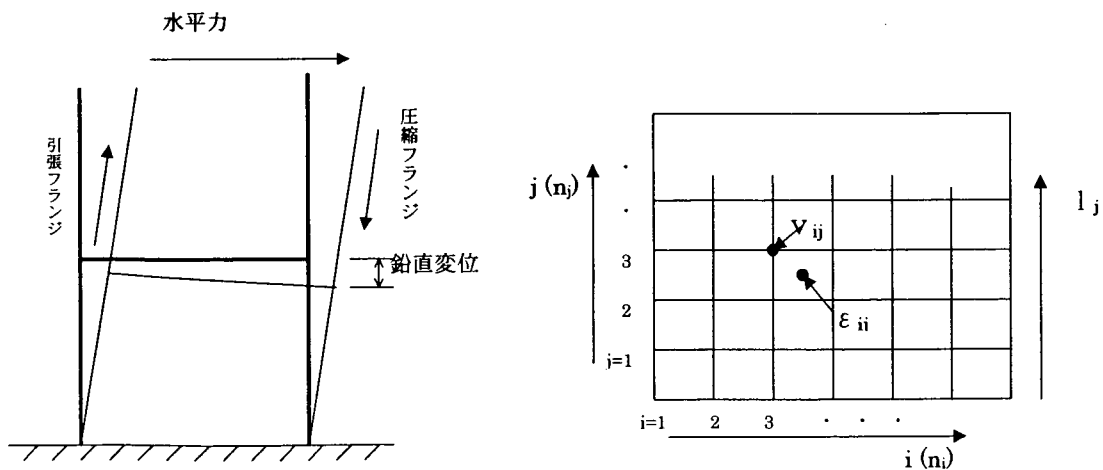


図-2.1 圧縮フランジの要素分割

3. 解析方法と解析モデル

3. 1 解析対象橋脚

解析対象とする橋脚は試設計により定めた。解析手法を実験供試体により検証するため、実験供試体と同じ大きさで試設計することにした。試設計にあたり、文献1) に示される実験供試体の中から弾性座屈が発生した供試体、縦リブが連続していない供試体、角補強した供試体、コンクリート充填した供試体などを除く19体の供試体を選定し、この19体の供試体の幅厚比、軸力比をカバーできる範囲で試設計を行った。

表-3.1 に選定した19の供試体の座屈パラメータなどの諸条件を示す。

表-3.1 選定した19供試体の座屈パラメータ¹⁾

供試体 番号	断面積 A(cm ²)	断面二次 モーメント I(cm ⁴)	軸力比 (N/N _y)	幅厚 比 R _R	幅厚比 R _F	細長比 λ	剛比 γ ₁ /γ ₁ [*]	剛比 γ ₁ /γ _{1,req}	降伏応力 σ _y (N/mm ²)
No. 2	378.4	480,500	0.125	0.564	0.588	0.261	0.914	0.914	378.6
No. 3	455.2	566,500	0.107	0.278	0.454	0.260	0.368	1.220	367.8
No. 18	378.4	480,500	0.197	0.567	0.591	0.264	0.914	0.914	382.5
No. 20	378.4	480,500	0.125	0.585	0.611	0.272	0.914	0.914	408.0
T1	378.4	480,600	0.121	0.572	0.560	0.389	1.024	1.024	390.3
M18	378.4	484,853	0.133	0.440	0.220	0.264	4.350	6.670	354.3
M20	474.4	593,080	0.133	0.330	0.340	0.256	0.914	2.417	354.3
M21	442.4	553,954	0.133	0.490	0.340	0.255	2.120	2.430	354.3
M22	538.0	653,225	0.133	0.330	0.240	0.259	1.830	4.840	354.3
KD-1	378.4	484,853	0.127	0.447	0.446	0.250	1.006	1.479	371.7
KD-2	436.0	540,713	0.109	0.450	0.263	0.255	3.004	4.403	377.0
KD-3	419.0	359,690	0.118	0.458	0.272	0.300	3.054	4.211	360.3
KD-5	419.0	359,690	0.166	0.452	0.268	0.296	3.054	4.211	350.1
KD-6	282.7	154,411	0.109	0.458	0.271	0.392	3.070	4.650	390.7
KD-7_1	256.4	115,213	0.094	0.408	0.236	0.423	3.211	6.090	374.6
KD-10	467.4	366,612	0.148	0.355	0.185	0.295	4.121	9.529	318.6
B1	412.7	513,113	0.113	0.590	0.490	0.277	1.470	1.470	414.8
H6	386.0	380,313	0.079	0.423	0.246	0.552	3.044	----	421.4
H8	386.0	380,313	0.079	0.423	0.423	0.552	0.988	----	421.4

また、弾性座屈を防ぐとともに、十分なじん性を有する断面となるように、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編⁶⁾、V耐震編⁷⁾に規定されている以下のパラメータを満足することとした。

$$R_R < 0.5; \quad R_{rib} < 0.5$$

$$\gamma_1 / \gamma_1^* \geq 1.0; \quad \gamma_1 / \gamma_{1,req} \geq 1.0$$

これらの制約条件を満足する数種類の断面の中から、基本的には断面積が最も小さい断面を解析対象橋脚として採用した。断面寸法を変化させる方法はいくつかあるが、ここでは材料の降伏応力度は材質を

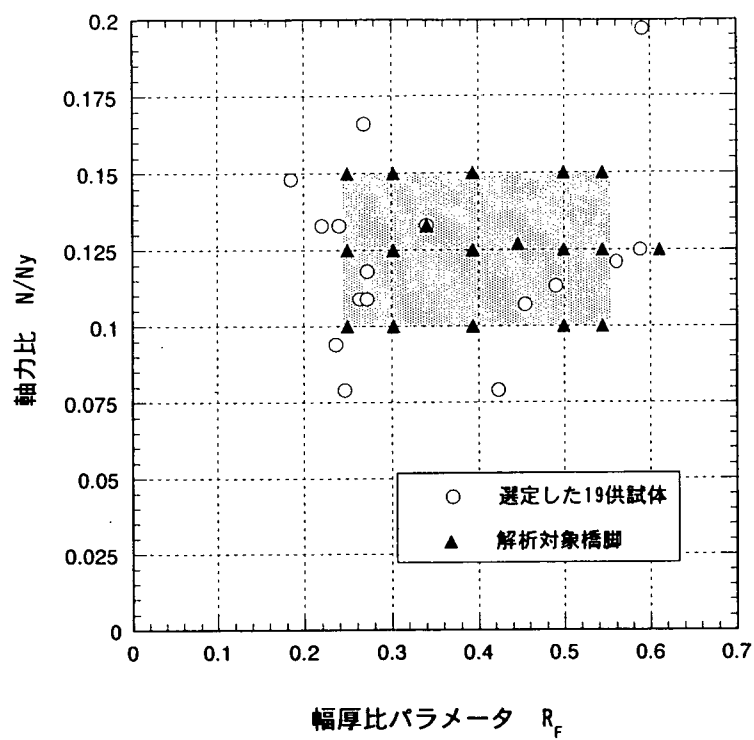


図-3.1 解析対象ケースの幅厚比パラメータと軸力比の関係

SM490Y 材として 353MPa (36kgf/cm²) を用い、幅厚比パラメータ R_F を満足させるため、主にダイアフラム間隔と補剛材寸法の調整を行った。表-3.2 と表-3.3 は試設計された断面の寸法と座屈パラメータを示したものである。

設定した断面は $R_F=(0.25,0.3,0.4,0.5,0.55)$ の 5 断面であり、これに軸力比 N/N_y (10%、12.5%、15%) の 3 ケースを組み合わせ、解析ケース数は 15 ケースとなる。また、後述する解析モデルの検討に用いた 3 体 (M20、KD-1、No20) についても含めることとし、合計 18 ケースを対象とした。

図-3.1 は解析対象橋脚の幅厚比パラメータと軸力比の分布を示したものである。

表-3.2 設定した断面の寸法 (mm)

断面	柱長さ h	ダイアフラム 間隔 a	全幅 B_F	板厚 t_F	リブ高 h_{FR}	リブ厚 t_{FR}	リブ補 数 n_F	A (cm ²)	I (cm ⁴)
RF=0.25	3423	550	900	10	80	12	6	548	665464
RF=0.3	3423	600	900	9	75	12	5	465	570028
RF=0.4	3423	600	900	10	70	10	4	440	552656
RF=0.5	3423	900	900	10	75	12	4	464	575206
RF=0.55	3423	900	900	9	70	11	4	413	515775

表-3.3 設定した断面の座屈パラメータ

断面	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	補剛板の 細長比 λ_s	リブ幅厚比 R_{rib}	橋脚の 細長比 λ	リブ剛比 $\gamma_1/\gamma_{1,req}$	リブ剛比 γ_1/γ_1^*
RF=0.25	0.249	0.327	0.186	0.443	0.259	3.840	1.740
RF=0.3	0.302	0.436	0.234	0.415	0.258	2.570	2.110
RF=0.4	0.393	0.490	0.289	0.465	0.255	1.588	1.588
RF=0.5	0.499	0.490	0.384	0.415	0.256	0.964	0.964
RF=0.55	0.544	0.544	0.429	0.423	0.255	1.000	1.000

3. 2 解析方法と解析モデル

実験では正負交番载荷という繰り返し载荷であるが、設計への適用を考慮して非弾性有限要素解析では一方方向载荷とした。解析は材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮したプッシュオーバー解析を行った。解析では局部座屈を考慮できるシェル要素を用いた。

解析に先立ち、供試体の水平力-水平変位関係、損傷モードを精度よく求めることを目的に、損傷が生じることが予想される区間のモデル化の方法、鋼材に与える応力-ひずみ関係のモデル化の方法などを検討した。

鋼製橋脚の局部座屈は、正負交番载荷試験結果より一般に曲げモーメントが最も大きくなる供試体の基部付近に発生する。このため解析モデルは図-3.2 に示すように基部付近をシェル要素でモデル化し、それよりも上の部分は Timoshenko のはり理論に基づく 3 次元はり要素でモデル化した。

このモデル化の検討および採用したモデルでの実験結果の再現性の確認に用いる供試体としては、各種座屈パラメータ等が標準的と考えられる前述の供試体 KD-1 を用いた。また正負交番载荷試験より、幅厚比パラメータ R_F は供試体の終局変位に大きな影響を与えることが知られているので、幅厚比パラメータ R_F の大きい供試体 No.20 と小さい供試体 M20 も検討することにした。

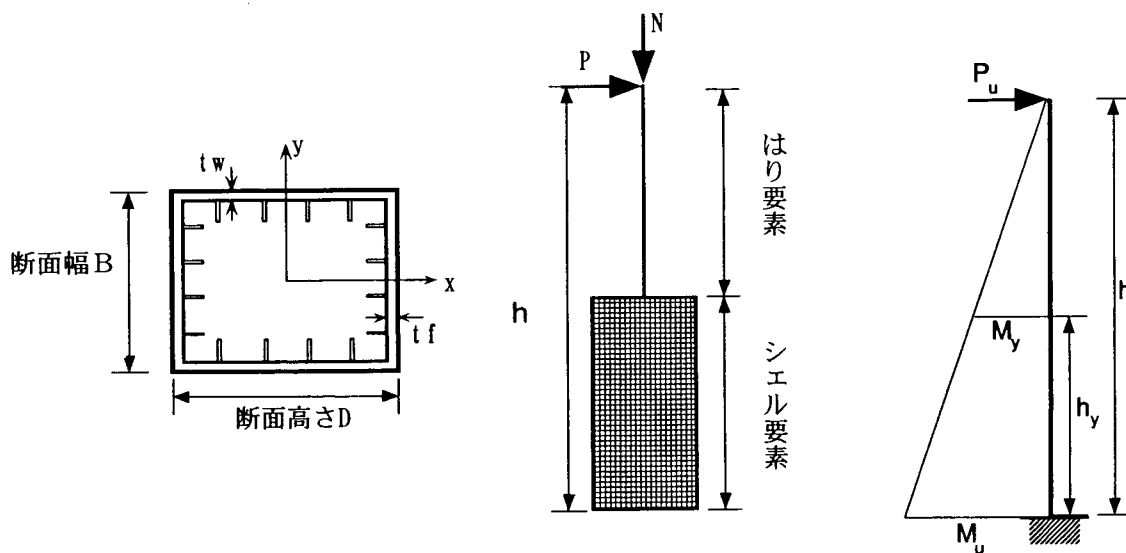


図-3.2 供試体のモデル化

シェル要素でモデル化する範囲は実験供試体の塑性領域に相当する範囲とした。この塑性領域に相当する長さは正負交番载荷試験から得られた供試体の最大水平耐力 P_u と降伏水平耐力 P_y より次式によって求めることができる。

$$h_y = h \cdot (1 - P_y / P_u) \quad (3-1)$$

ここで、 h_y ：塑性領域長

P_y ：($=M_y/h$) 降伏水平耐力

P_u ：最大水平耐力

供試体の塑性化と局部座屈を考慮するために、シェル要素でモデル化する範囲 h_s は次式によった。

$$h_s = \max \{2a, h_y\} \quad (3-2)$$

ここで、 h_s ：シェル要素でモデル化する長さ

a ：供試体のダイアフラム間隔

このシェル要素でモデル化する範囲の h_s の決め方であるが、実用的な評価方法はなく、個別に検討されているのが実状である。表-3.4 に選定した供試体の繰返し載荷実験結果を示す。表-3.4 には式 (3-1) で求めた h_y が示してあるが、供試体の KD-1 の塑性化領域は $h_y=95.6\text{cm}$ であり、供試体基部からダイアフラム 2 パネル分までの距離にほぼ等しくなっている。しかし、供試体のシェル要素のモデル化に際しては式 (3-2) が充分検討されていないことを考慮し、余裕をとり $h_s=3a$ とした。すなわち、供試体基部からダイアフラム 3 パネル分 (1.5m) の範囲をシェル要素でモデル化することにした。また、それより上方の部分は Timoshenko 梁要素でモデル化した。これは鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果より得られる初期剛性にはせん断変形の影響があるため、せん断変形の影響が考慮できる Timoshenko 梁要素を用いた。また、供試体の初期不整と残留応力は無視した。

解析では荷重と変位に関する境界条件を以下のように与えた。

- ① 供試体は、載荷荷重と断面の対称性を考慮し、断面の半分のみをモデル化する。 $y=0$ の対称面は、 y 方向変位、 x 軸回り、 z 軸回りの回転を拘束する。
- ② 供試体の基部は完全固定とする。
- ③ 供試体頂部に一定の鉛直荷重と漸増水平変位を与える。

表-3.4 鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験結果

供試体	載荷点 高さ h(cm)	ダイヤフ ラム間隔 a(cm)	塑性領域 hy(cm)	軸力 (kN)	Py (kN)	Pu (kN)	δ_{yEM} (mm)	δ_{uM} (mm)	δ_{97M} (mm)
No. 2	340.3	90	109.1	1784	1039	1529	19.9	38.0	41.0
No. 3	340.3	90	126.1	1784	1215	1931	20.6	54.0	65.0
No. 18	342.3	90	85.0	2852	957	1274	16.2	28.0	36.0
No. 20	342.3	90	63.6	1921	1117	1372	19.0	37.0	42.0
T1	500.0	84	121.2	1784	732	966	39.7	68.0	74.0
M18	358.3	25	89.2	1782	966	1287	17.8	57.0	67.0
M20	342.3	60	118.6	2234	1182	1808	12.9	65.0	79.0
M21	342.3	60	113.4	2078	1107	1656	13.0	58.0	66.0
M22	342.3	60	125.5	2528	1303	2058	13.0	84.0	94.0
KD-1	330.3	50	95.6	1784	1058	1490	15.9	40.7	47.7
KD-2	330.3	50	104.7	1784	1225	1793	19.4	55.7	73.6
KD-3	330.3	50	103.4	1784	922	1343	22.0	58.4	79.9
KD-5	330.3	50	105.3	2430	848	1245	18.1	64.3	70.8
KD-6	330.3	40	99.4	1205	544	778	28.4	84.9	104.0
KD-7_1	330.3	36	119.9	902	433	680	25.7	113.0	127.0
KD-10	330.3	36	133.0	2195	837	1401	18.9	83.9	98.6
B1	342.3	90	70.0	1941	1224	1539	20.2	45.0	51.0
H6	600.0	37	172.0	1284	614	861	56.5	-	-
H8	600.0	64	112.1	1284	614	756	56.5	-	-

注) Pu : 最大水平荷重

Py : 降伏水平荷重

δ_{yEM} : 荷重—変位曲線から測った降伏水平変位

δ_{uM} : 実験より求めた終局水平変位

δ_{97M} : 最大過重から 97%に低下したときの変位

表中に網かけした供試体はモデル化検討対象供試体である

3. 3 解析モデルの検討

(1) 解析モデルの要素分割および応力-ひずみ関係

解析モデルとして塑性損傷領域をシェル要素で、それより上方を Timoshenko 梁要素でモデル化するが、そのモデルにおいて精度良く水平力-水平変位関係や損傷モードを求めるため、シェル要素をどのように分割するか、鋼材に与える応力-ひずみ関係をどのようにモデル化するかが課題となる。このため、このモデル化に関して検討を行った。

検討項目は、1) 縦リブの分割数の違い、2) ダイアフラムの分割数の違い、3) 鋼材の応力-ひずみ関係の違いとした。また、この検討は供試体 KD-1 を対象に行った。検討ケースをまとめたものが表-3.5 である。

鋼材に用いる応力-ひずみ関係であるが、完全弾塑性型、バイリニアの1%ひずみ硬化型、土木学会で提案されている次式⁸⁾を用いるものとした。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_y} - \frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y} \right)} \right\} + 1$$

鋼種による係数 ξ 、 E/E_{st} と ϵ_{st}/ϵ_y の値

Material	ξ	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y
SS400	0.06	40	10
SM490	0.06	30	7
SM570	0.02	100	3

鋼材のひずみ硬化については、既往の研究で良く用いられている初期剛性の 1/100 (1%) をひずみ硬化域の勾配とした。それぞれの応力-ひずみ関係をまとめたものが図-3.3 である。図-3.4 に検討ケースの 1 から 5 までの要素分割を示す。

表-3.5 供試体 KD-1 に対するモデル化の検討ケース一覧

検討 ケース	縦リブ間の 分割数 ($l=180$)	ダイアフラム間の 分割数 ($a=500$)	応力-ひずみ 関係	節点数	要素数
1	2	4	完全弾塑性	683	643
2	2	8	完全弾塑性	1223	1171
3	2	12	完全弾塑性	1583	1523
4	4	8	完全弾塑性	1815	1751
5	4	12	完全弾塑性	2335	2263
6	2	4	1%ひずみ硬化	683	643
7	2	8	1%ひずみ硬化	1223	1171
8	2	12	1%ひずみ硬化	1583	1523
9	4	8	1%ひずみ硬化	1815	1751
10	4	12	1%ひずみ硬化	2335	2263
11	4	8	土木学会式	1815	1751

ここで、 l : 縦リブ間隔(mm)

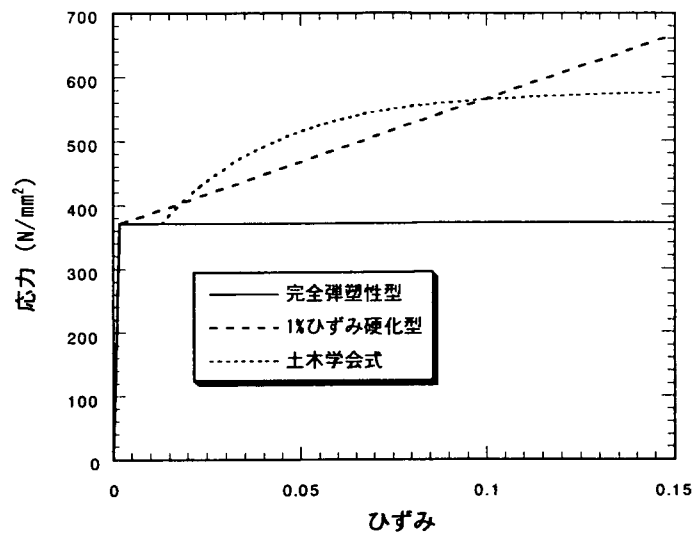
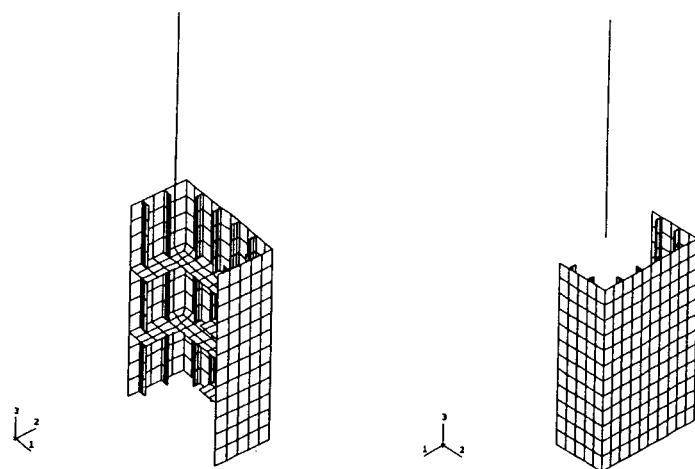
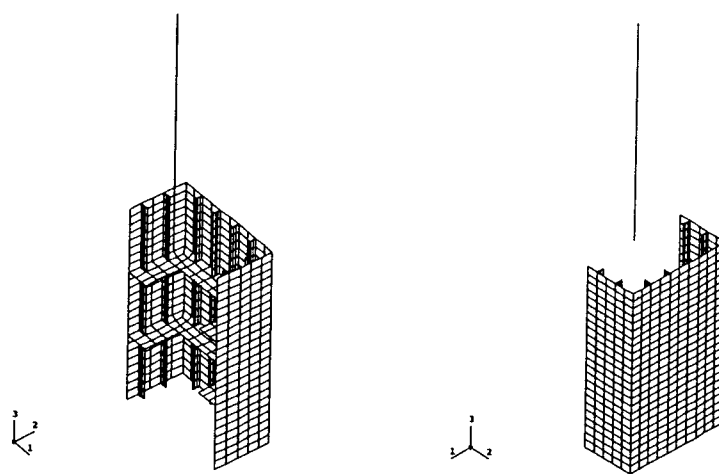


図-3.3 鋼材の応力-ひずみ関係

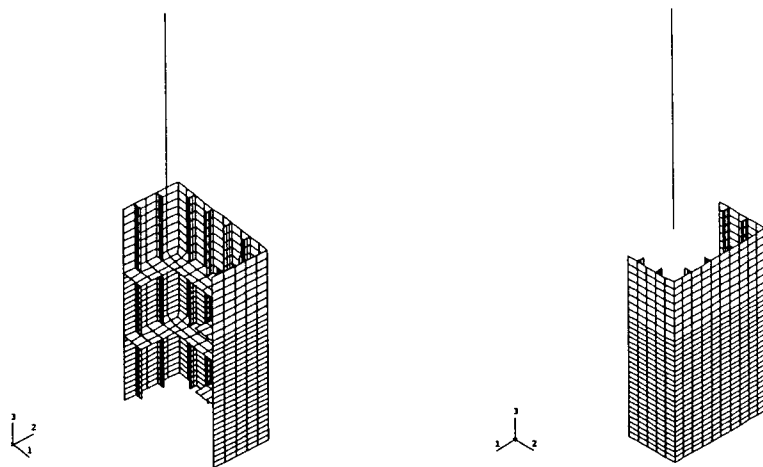


(a) 検討ケース 1 の要素分割

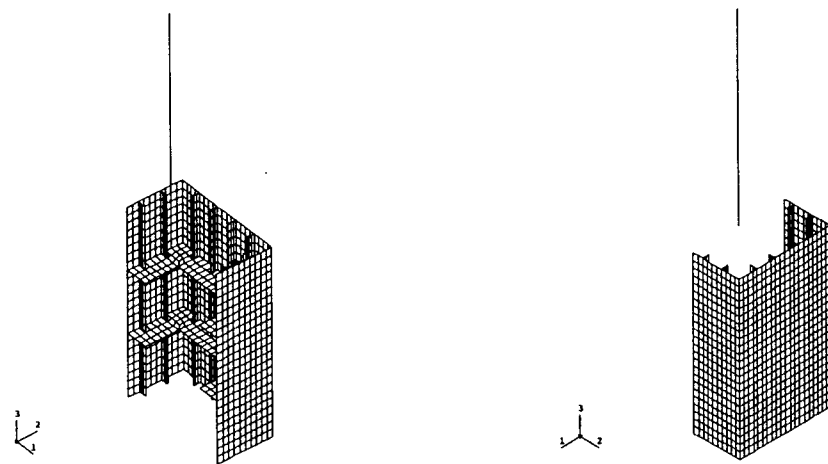


(b) 検討ケース 2 の要素分割

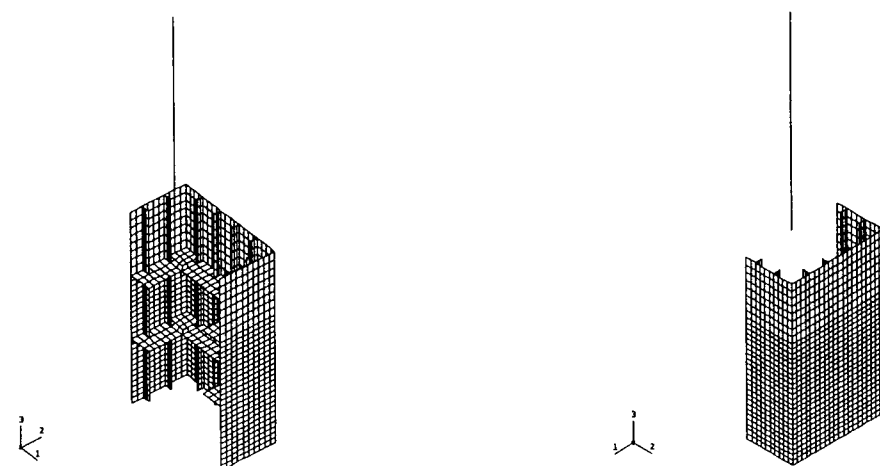
図 3-4(1) 有限要素（シェル要素）の要素分割



(c) 検討ケース 3 の要素分割



(d) 検討ケース 4 の要素分割



(e) 検討ケース 5 の要素分割

図 3-4(2) 有限要素 (シェル要素) の要素分割

(2) シェル要素の分割数の違いが解析結果に及ぼす影響

1) 完全弾塑性型の応力-ひずみ関係の場合

これは表-3.5 に示した検討ケース 1 から 5 に相当するものである。図-3.5 に水平荷重-水平変位の関係をケース 1 から 5 まで比較したものである。これによると要素分割数が一番少ないケース 1 が他のケースに比べ水平変位に対して水平荷重の低下が少ないことがわかる。また、ケース 2 から 5 は最大耐力まではほぼ同じ軌跡を描いているが、最大耐力以降の劣化勾配については要素分割数が多くなるほど大きくなる傾向が見られる。

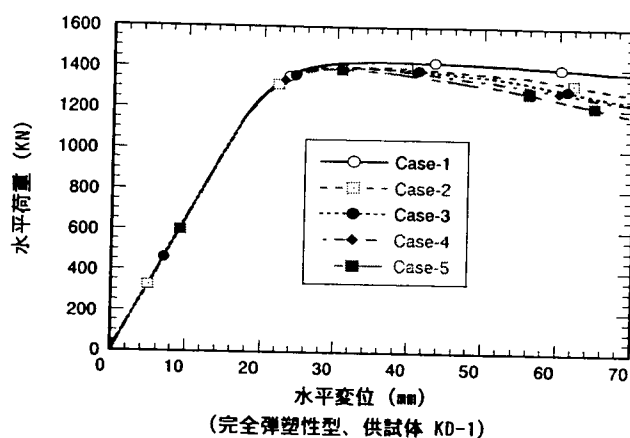


図-3.5 シェル要素の分割数の違いの検討 (ケース 1~ケース 5)

2) 1%のひずみ硬化型の応力-ひずみ関係の場合

これは表-3.5 に示した検討ケースの 6 から 10 に相当するものである。図-3.6 に水平荷重-水平変位の関係のケース 6 から 10 までの比較を示す。これによると要素分割数の影響は、完全弾塑性型の応力ひずみ関係とはほぼ同じ傾向を示しているのがわかる。

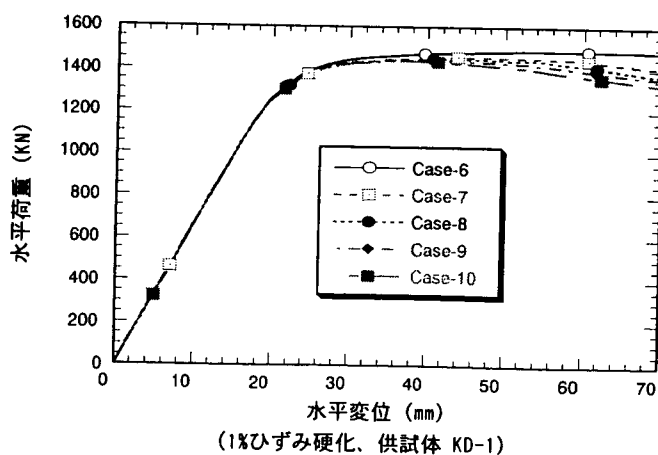


図-3.6 シェル要素の分割数の違いの検討 (ケース 6~ケース 10)

(3) 応力—ひずみ関係の違いが解析結果に及ぼす影響

応力—ひずみ関係の違いが水平荷重—水平変位に与える影響を調べた。比較ケースとしては、要素分割数などは同一で3種類の応力—ひずみ関係の違いを比較できる検討ケース4, 9, 11である。

図-3.7は検討ケース4, 9, 11の水平荷重—水平変位関係の解析結果と実験より得られた応答履歴の包絡線を比較したものである。この図より、ひずみ硬化を考慮しない完全弾塑性型のケース4は他のケース9, ケース11と比べ、実験結果との差が大きい。また最大耐力以降の劣化域の勾配の差も他の2ケースと比べ大きくなっている。これより鋼材の応力—ひずみ関係においてひずみ硬化を考慮しなければ、繰り返し載荷実験の水平荷重—水平変位関係を精度良く再現できないことがわかる。

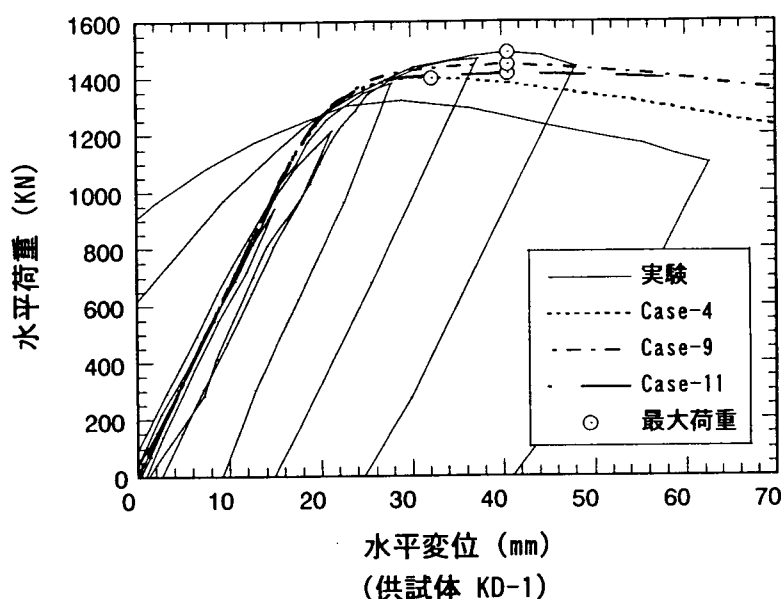


図-3.7 応力—ひずみ関係の違いによる解析結果の比較

(4) はり要素モデルとシェル要素モデルの違いによる影響

はり要素モデルとシェル要素モデルによる解析結果と実験結果の違いの比較を行った。はり要素モデルは、供試体 KD-1 について、基部から天端まではり要素（ファイバーモデル）でモデル化したものである。応力—ひずみ関係には1%のひずみ硬化の関係を与えてあり、せん断変形を考慮したケースとせん断変形を無視したケースについて解析した。

図-3.8は正負交番載荷試験の実験結果と後述するシェル要素で最適と考えられるモデル化のケース9の結果を示したものである。この結果からせん断変形を考慮したはりモデルは、シェル要素モデルと同様に実験結果の初期剛性の勾配を良く再現している。逆にせん断変形を無視したはりモデルは初期剛性の勾配を過大に評価している。また最大耐力以降の実験結果の再現性については、せん断変形を考慮するしないにかかわらず、再現できていない。これははり要素モデルが局部座屈を考慮できないため、最大耐力以降の再現性が悪くなったものと考えられる。

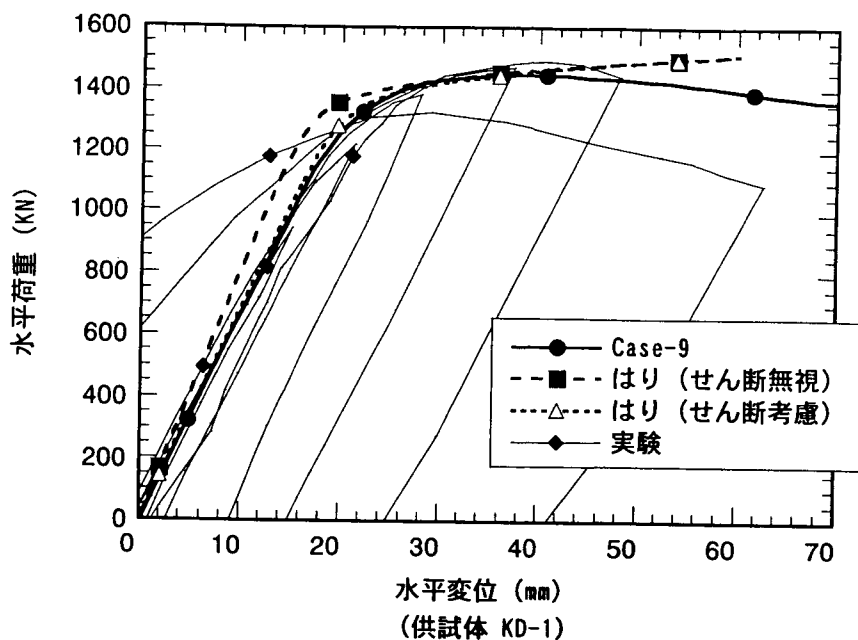


図-3.8 はり要素モデル、シェル要素モデルによる解析結果と実験結果の比較

(5) 解析モデル検討のまとめ

表-3.6 は検討ケース 1 から 11 までの解析結果(最大荷重と最大変位)である。注に実験値を記しておく。また、解析結果の最大荷重と最大変位の実験値に対する比率をグラフ化したものが、図-3.9 である。表-3.6 と図-3.9 より実験値と解析結果より最大荷重に関しては各ケースとも実験値より低い値となっている。また各ケースの最大荷重のばらつきは、最大変位のばらつきに比べ小さいと言える。図より検討ケース 9 が、最大荷重、最大変位ともに実験結果を良く近似しているのがわかる。この結果より以降の解析はこのケース 9 でのモデル化の条件を用いるものとした。表-3.7 に解析モデル条件を示す。

表-3.6 各検討ケースの最大荷重と最大荷重時の変位

検討 ケース	最大荷重 (kN)	水平変位 (mm)	検討 ケース	最大荷重 (kN)	水平変位 (mm)
1	1428.44	36.99	6	1487.92	56.31
2	1404.54	32.53	7	1456.18	45.78
3	1398.6	32.79	8	1448.56	42.77
4	1400.36	32.27	9	1445.26	40.67
5	1392.08	30.69	10	1437.96	36.99
11	1413.68	40.71			

注) : 実験値 : $P_u=1489.6\text{kN}$; $\delta_m=40.7\text{mm}$;

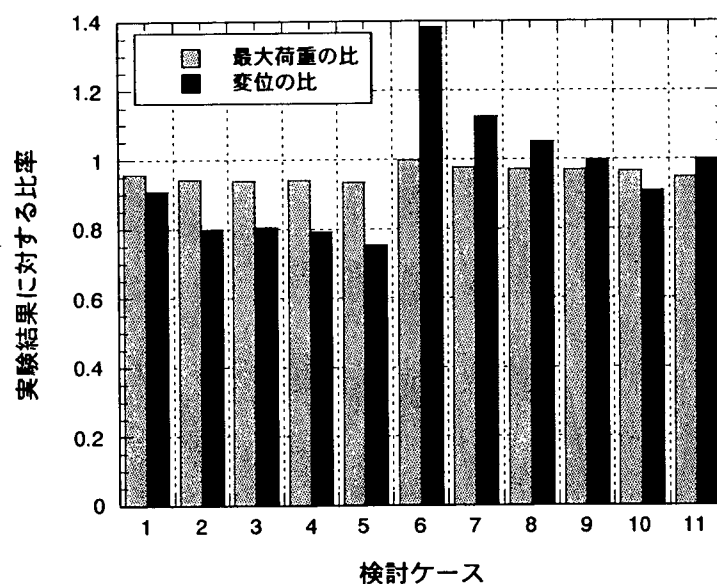


図-3.9 実験値に対する解析結果の最大荷重と最大変位の比率

表-3.7 解析モデル条件

検討 ケース	縦リブ間の 分割数 ($l=180$)	ダイヤフラム間の 分割数 ($a=500$)	応力-ひずみ 関係	節点数	要素数
9	4	8	1%ひずみ硬化	1815	1751

(6) 検討モデルの実験供試体への適用

1) 解析モデル

3. 2解析モデルと解析方法で選定した3体の解析対象供試体に非弾性有限変位解析を行い、座屈パラメータと供試体の局部座屈、耐力および変形性能に与える影響を検討した。

まず、モデル化の検討を行った供試体 KD-1 を参考に供試体 M20、No20 のシェル要素へのモデル化を行った。供試体 KD-1 を用いた検討では、ダイアフラム3パネルをシェル要素でモデル化したが、後述する局部座屈範囲の検討から、表-3.4 および式(3-2)をそのまま用いて、供試体のシェル要素にモデル化する範囲は基部より2パネル分とした。また検討ケース9のKD-1のモデル化を参考に縦リブの分割数(分割後1要素幅50mm程度以下)、ダイアフラムの分割数(分割後1要素高さ60mm程度)を決めた。表-3.8に要素分割数を示す。

表 3-8 解析対象供試体の要素分割

供試体	縦リブ間の 分割数	ダイアフラム 間の分割数	節点数	要素数
M20 (l=150, a=600)	3	9	1400	1322
No. 20 (l=225, a=900)	5	15	1642	1560
KD-1 (l=180, a=500)	4	8	1815	1751

2) 実験結果との比較

表-3.9 は解析対象供試体に対してプッシュオーバー解析を行い、得られた最大荷重時の水平荷重—水平変位の関係をまとめたものであり、図-3.10 はその関係図である。

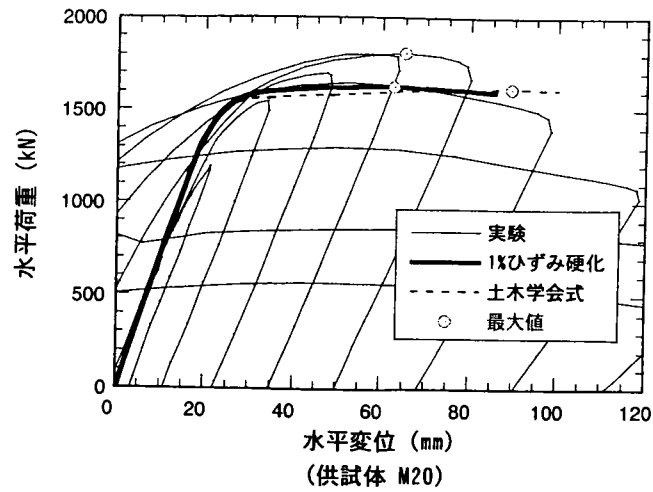
表-3.9 より解析値の最大荷重においては、応力—ひずみ関係の違いは大きくないことがわかる。しかし、供試体 M20 における土木学会式では最大荷重時の限界変位は、実験よりも 37.6% も大きく算出されている。図-3.10 より供試体 M20 は降伏以降の最大耐力まで緩やかに増加しており、これは局部座屈による耐力低下とひずみ硬化に伴う応力度の上昇が相殺されて、耐力の低下が緩やかになったものと考えられる。最大荷重において、解析結果と実験結果を比較すると、幅厚比パラメータ R_F が小さいほど、解析値と実験値の比率が小さくなっている。これは、幅厚比パラメータ R_F が小さいほど、局部座屈が生じにくく、かつ耐力の上昇が大きいいため、解析より得られる最大荷重が大きく得られるためである。

また図-3.11～図-3.13 に3供試体(M20、KD-1、No20)の最大荷重時の変形状態、応力分布、ひずみ分布を示す。図-3.11 の変形状態は供試体の変形状態を明確にするために、実際に生じる変形の5倍に拡大して表示している。また、いずれの供試体においても局部座屈は基部の圧縮フランジ1パネルに発生していることがわかる。図-3.12 の応力分布は、上段が供試体の高さ方向に沿って軸応力を、下段が von Mises の相当応力を示している。

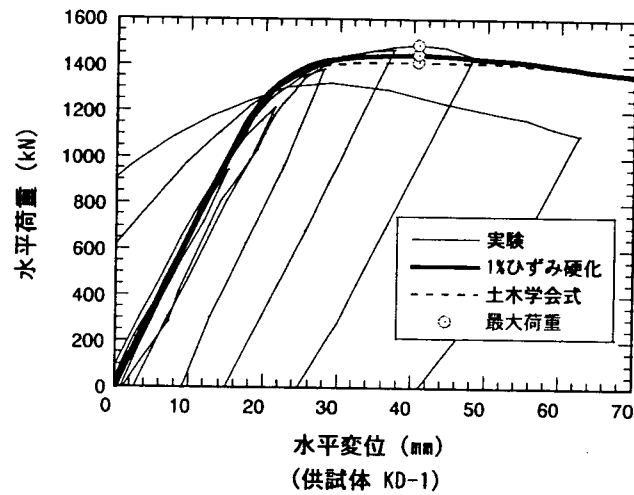
図-3.13 は上段が軸方向ひずみを、下段が等価塑性ひずみを示している。等価塑性ひずみは、塑性化した領域を示しており、濃い紺色の部分は塑性ひずみがゼロを表しており、その領域は塑性化していない。これよりシェル要素とはり要素の結合する付近は塑性ひずみがゼロになっており、シェル要素のモデル化範囲が妥当であったことがわかる。

表-3.9 対象供試体における FEM 解析と実験値の比較 (最大荷重時)

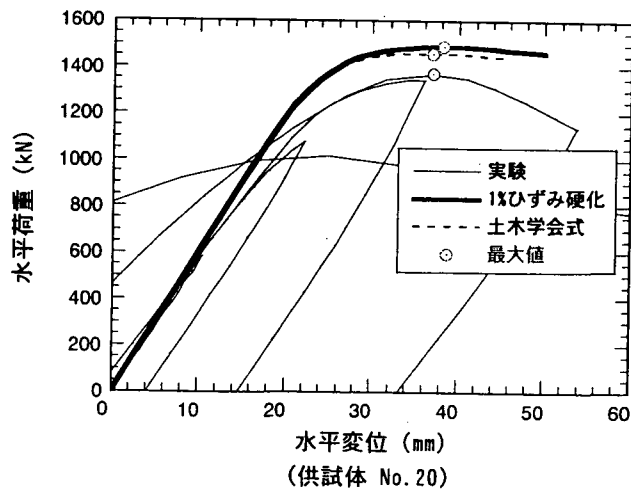
供試体	実験値		解析値			比較	
	最大荷重 (kN)	限界変位 (mm)	$\sigma - \varepsilon$ 関係	最大荷重 (kN)	限界変位 (mm)	荷重の比	変位の比
M20	1808	65.0	1%ひずみ硬化	1626	62.5	0.899	0.962
			土木学会式	1617	89.4	0.894	1.376
KD-1	1490	40.7	1%ひずみ硬化	1445	40.7	0.970	0.999
			土木学会式	1414	40.7	0.949	1.000
No. 20	1372	37.0	1%ひずみ硬化	1491	38.1	1.086	1.031
			土木学会式	1459	36.9	1.064	0.997



(a) 供試体 M20 の解析結果と実験結果の比較 ($R_F=0.34$)



(b) 供試体 KD-1 の解析結果と実験結果の比較 ($R_F=0.45$)



(c) 供試体 M20 の解析結果と実験結果の比較 ($R_F=0.61$)

図-3.10 対象供試体の解析結果と実験結果の比較

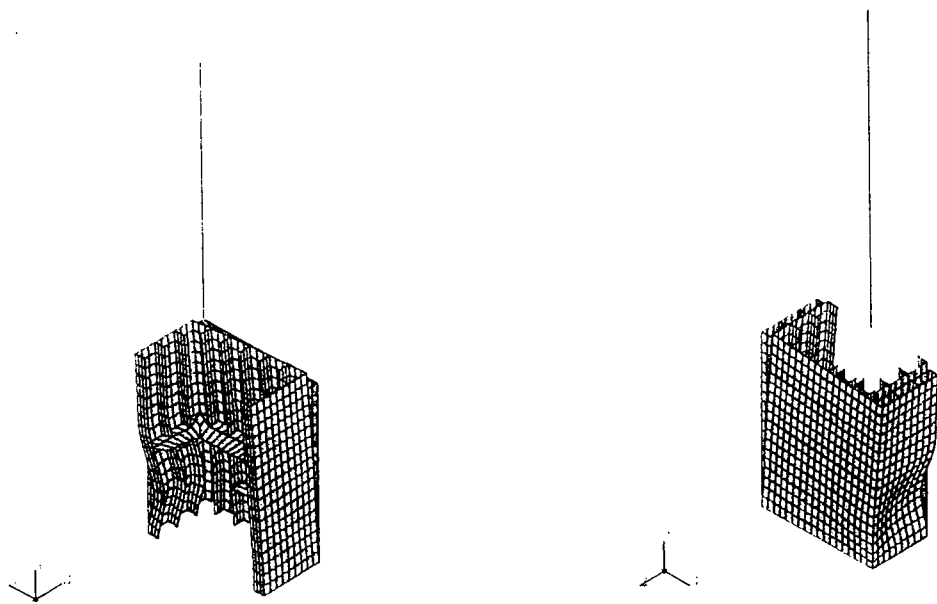


図-3.11(1) 最大荷重時の変形 (供試体 M20)

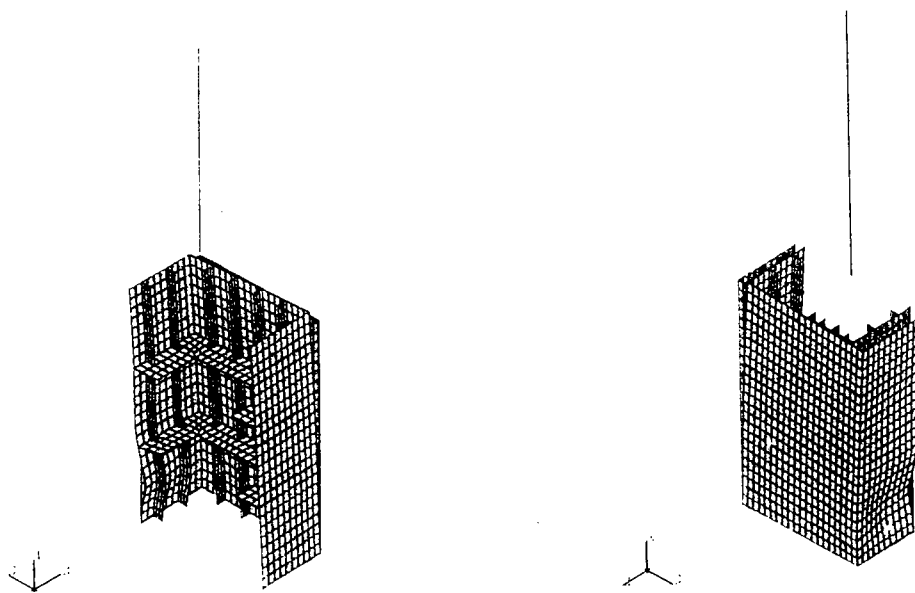


図-3.11(2) 最大荷重時の変形 (供試体 KD-1)

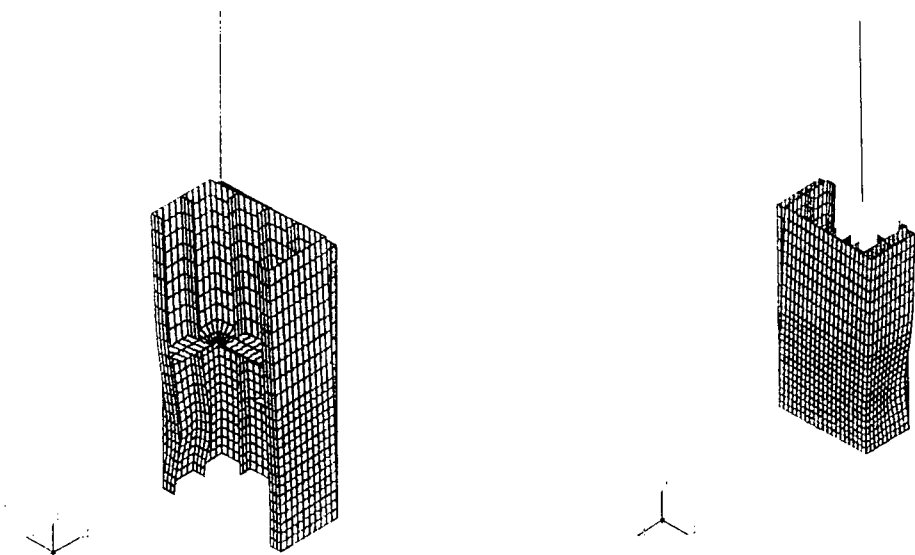
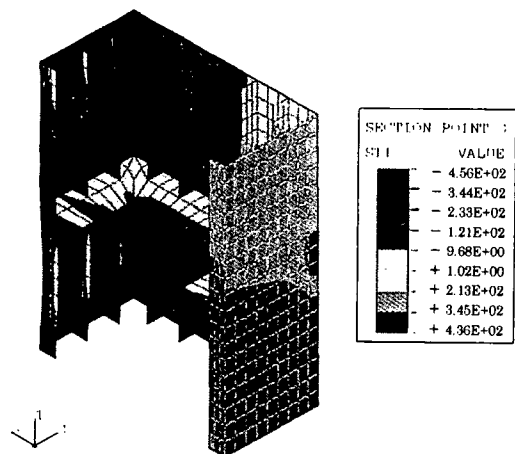
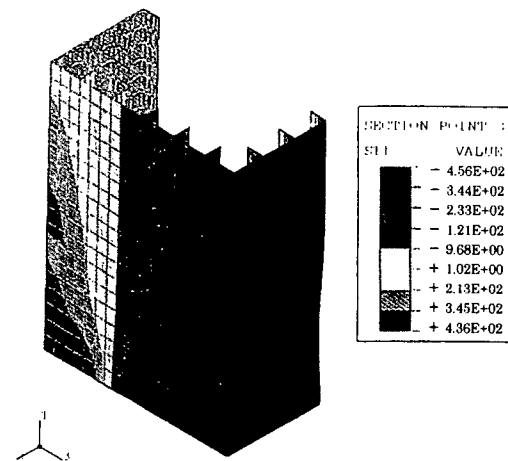


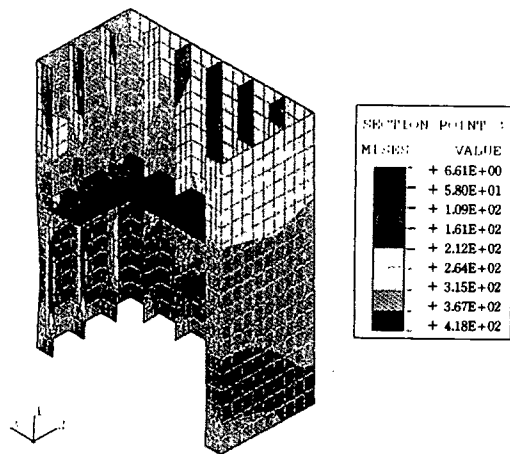
図-3.11(3) 最大荷重時の変形 (供試体 No.20)



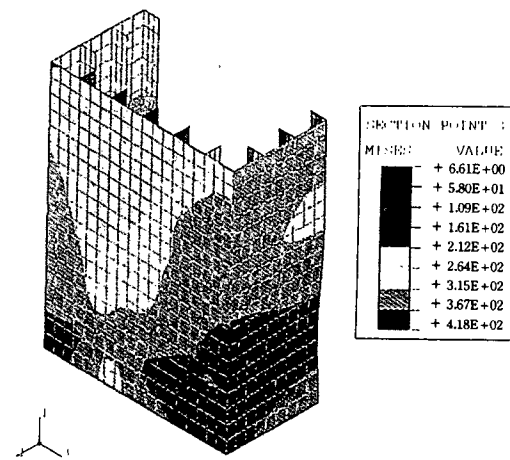
圧縮軸応力度



圧縮軸応力度

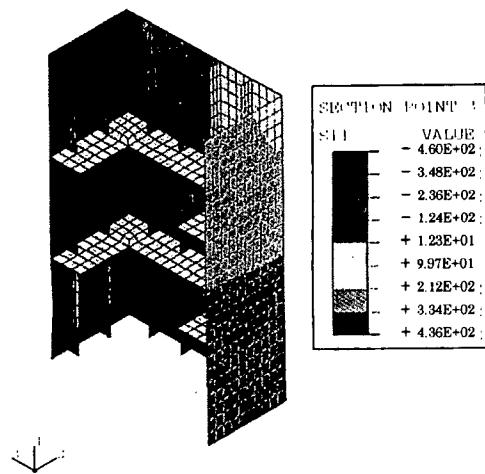


von Mises相当応力

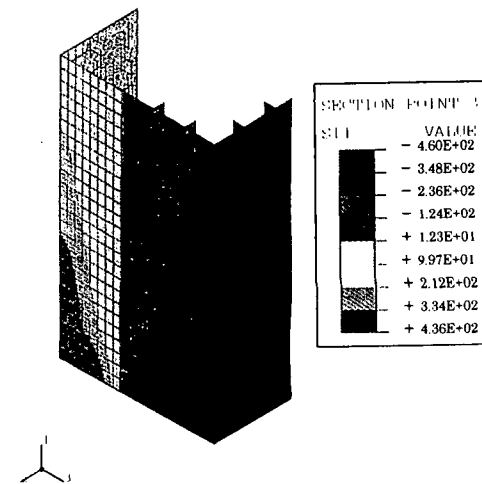


von Mises相当応力

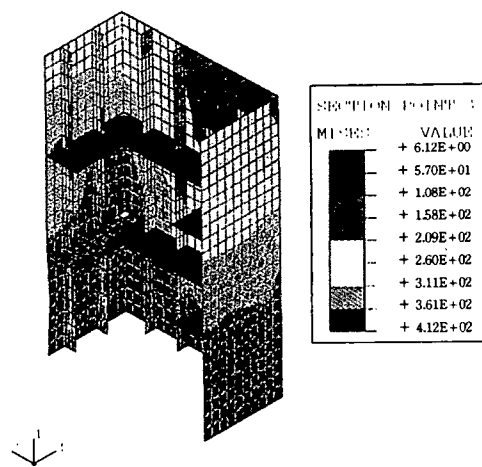
図-3.12(1) 最大荷重時の応力分布(供試体 M20)



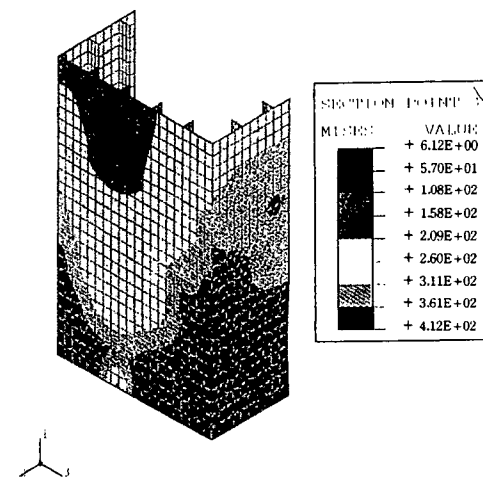
圧縮軸応力度



圧縮軸応力度

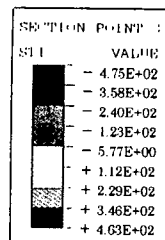
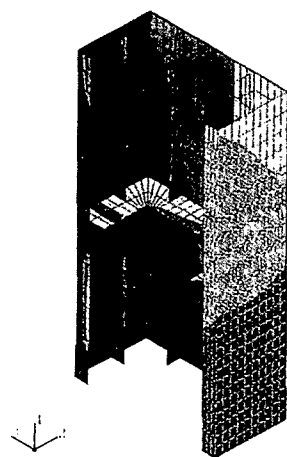


von Mises相当応力

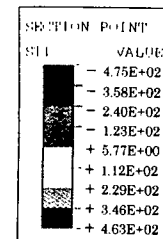
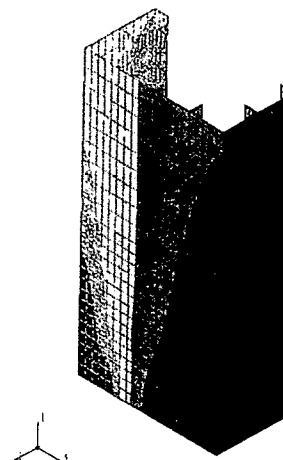


von Mises相当応力

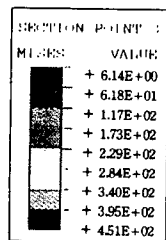
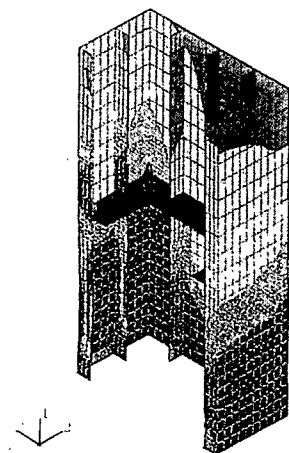
図-3.12(2) 最大荷重時の応力分布(供試体 KD-1)



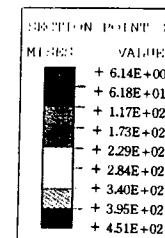
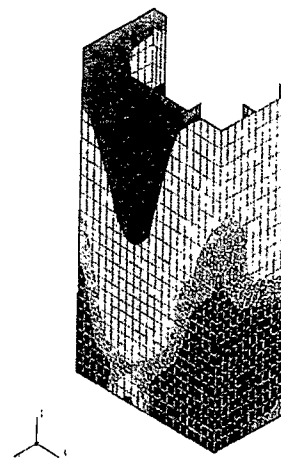
圧縮軸応力度



圧縮軸応力度

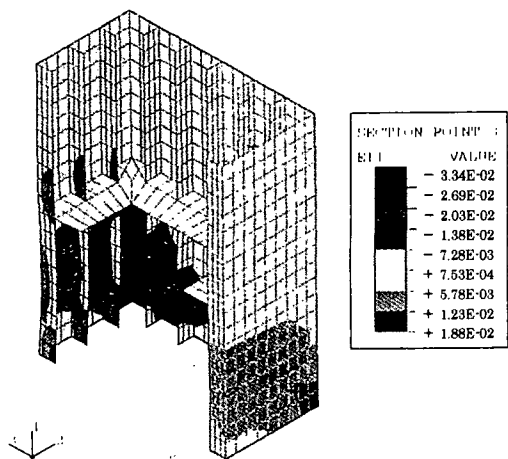


von Mises相当応力

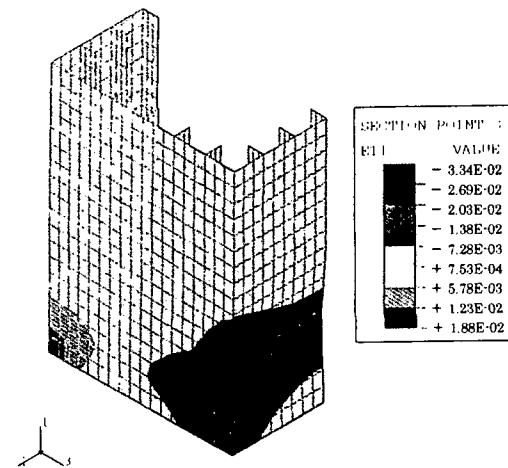


von Mises相当応力

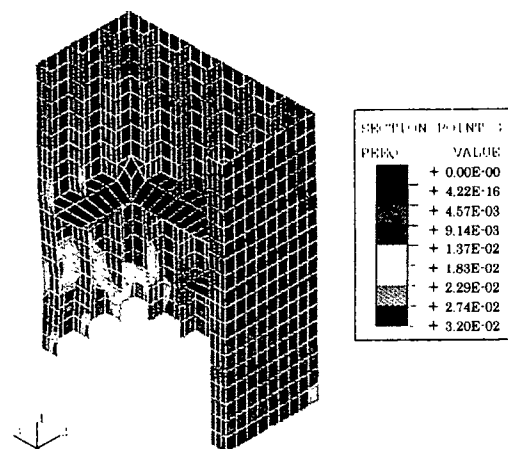
図-3.12(3) 最大荷重時の応力分布(供試体No.20)



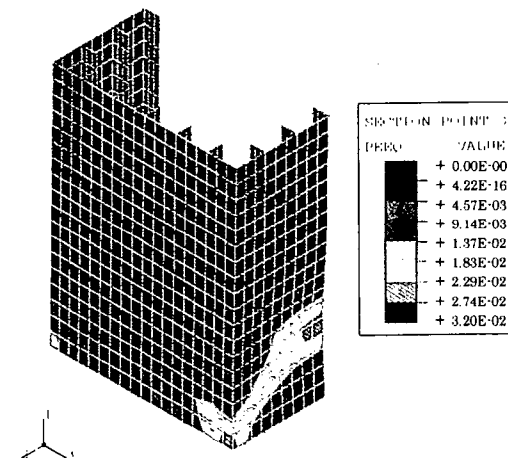
軸方向ひずみ



軸方向ひずみ

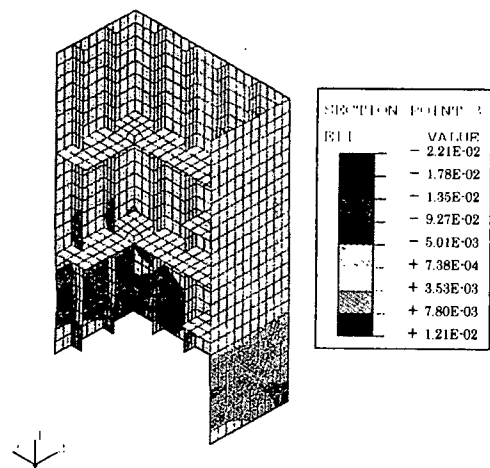


等価塑性ひずみ

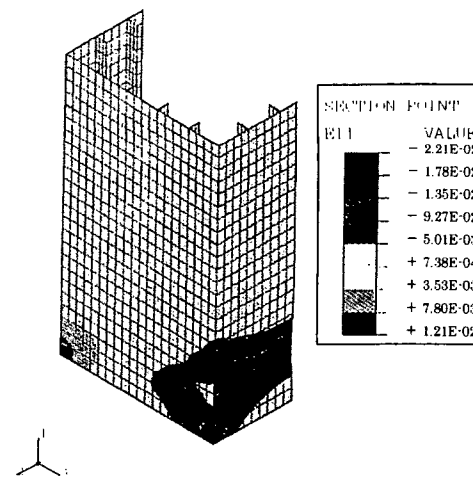


等価塑性ひずみ

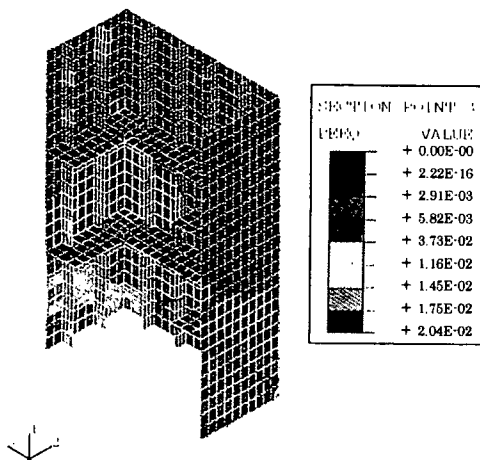
図-3.13(1) 最大荷重時のひずみ分布(供試体 M20)



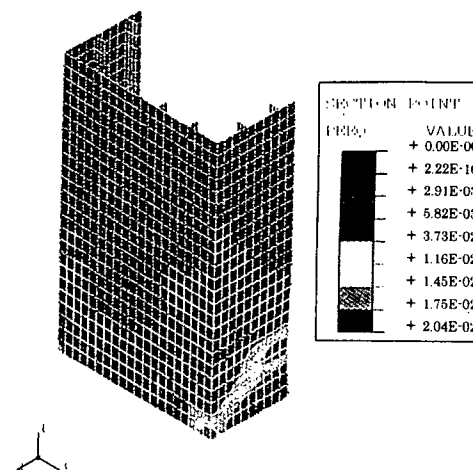
軸方向ひずみ



軸方向ひずみ

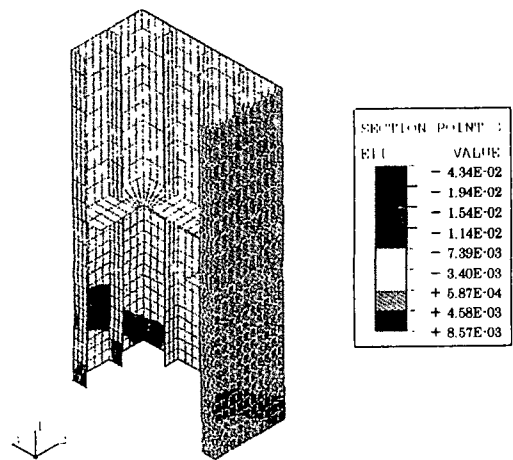


等価塑性ひずみ

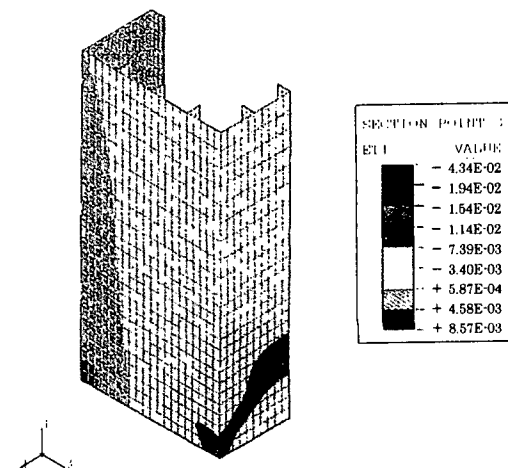


等価塑性ひずみ

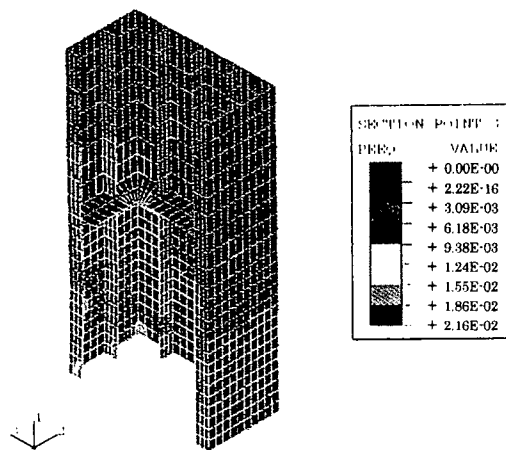
図-3.13(2) 最大荷重時のひずみ分布(供試体 KD-1)



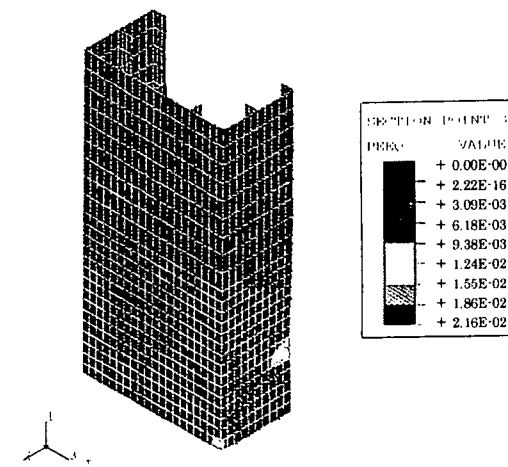
軸方向ひずみ



軸方向ひずみ



等価塑性ひずみ



等価塑性ひずみ

図-3.13(3) 最大荷重時のひずみ分布(供試体No.20)

(7) 解析対象のモデル化

解析モデル検討供試体 (M20、No.20、KD-1) への検討を踏まえ、パラメトリックスタディに用いる幅厚比パラメータ 5 ケースの供試体のモデル化を行った。解析モデルは前述した検討と同様、橋脚基部付近をシェル要素で、それより上部を Timoshenko はり要素でモデル化した。シェル要素の範囲は、幅厚比パラメータ R_F が 0.25~0.4 の橋脚はダイヤフラム 2 パネル分を、 R_F が 0.5 と 0.55 に関してはダイヤフラム間隔が大きいダイヤフラム間隔の 1.7 倍の範囲をシェル要素でモデル化した。また橋脚基部第一パネルは、より細かく要素分割を行った。表-3.10 にそれぞれのモデルの第一パネル部分の要素分割数を示す。図-3.14 に解析モデルを示す。断面の対称性を考慮して橋脚の半分をモデル化した。

表-3.10 解析対象橋脚第一パネルの要素分割

断面	シェル要素 領域 h_s (mm)	ダイヤフラム間		縦リブ間		節点数	要素数
		間隔 a (mm)	分割数	間隔 (mm)	分割数		
RF=0.25	1100	550	11	150	3	1377	1306
RF=0.3	1200	600	12	180	3	1256	1190
RF=0.4	1200	600	12	225	4	1122	1061
RF=0.5	1500	900	18	225	4	1422	1355
RF=0.55	1500	900	18	225	4	1422	1355

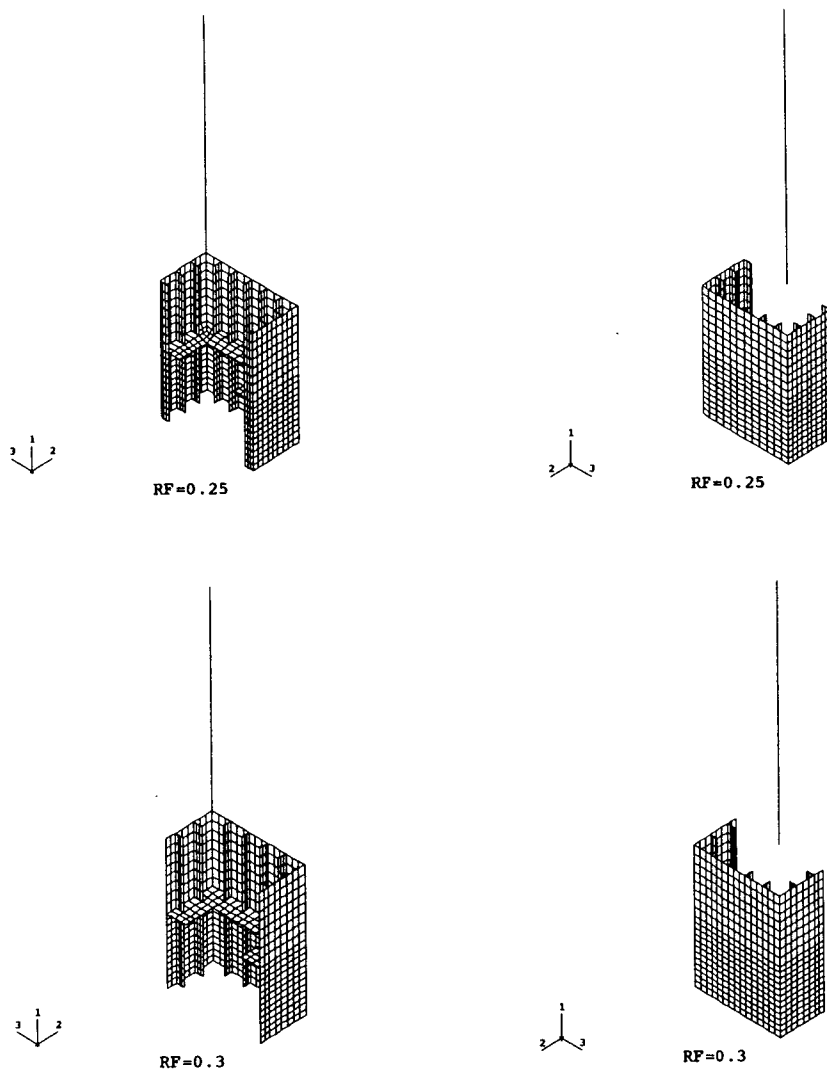


図-3.14 (1) 解析対象橋脚の FEM 解析モデル

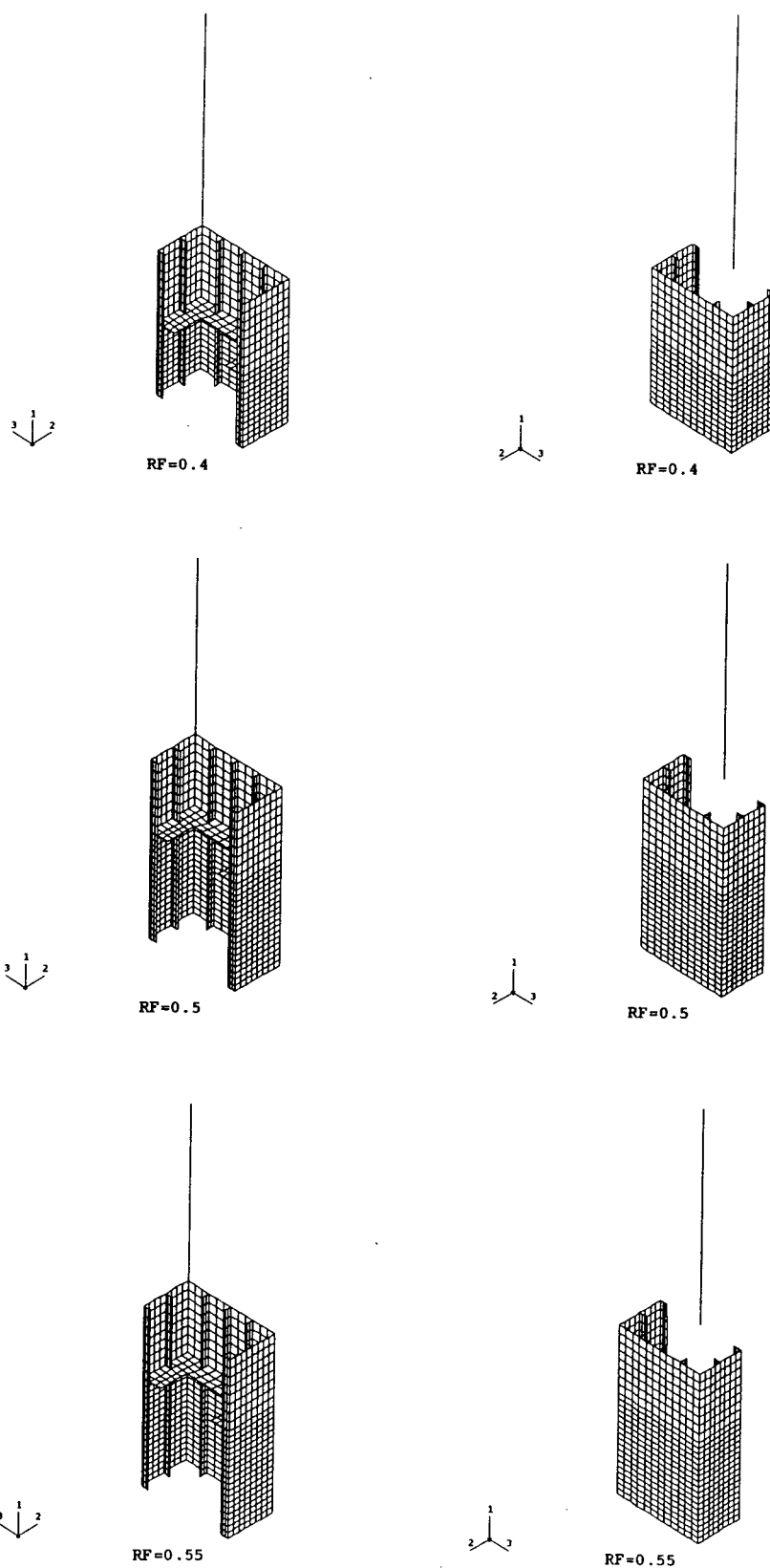


図-3.14 (2) 解析対象橋脚の FEM 解析モデル

4. 非弾性有限変位解析結果

4. 1 初期降伏耐力と降伏変位

解析対象の15ケースに対して非弾性有限変位解析を行った。図-4.1に水平荷重—水平変位の関係を示す。図-4.2に最大荷重と最大荷重時の水平変位を初期降伏耐力 P_y と降伏変位 δ_y で無次元化したものを示す。表-4.1に初期降伏耐力と初期降伏変位を示す。図-4.2より、幅厚比パラメータ R_F が同一ならば、最大荷重 P_u と最大荷重時の水平変位 δ_m は軸力比が大きくなると僅かながら減少することがわかる。しかし、今回解析の軸力比の範囲では実用上の差は無いと言ってよい。

図-4.3に幅厚比パラメータと最大耐力の関係、図-4.4に幅厚比パラメータと塑性率の関係を示す。この図より両者ともに幅厚比パラメータが大きくなると耐力、塑性率ともに減少することがわかる。特に図-4.4より最大塑性率は幅厚比パラメータが0.25~0.4の間では減少率が0.4以上に比べ大きいことが特徴的である。表-4.2に最大荷重と最大荷重時の水平変位およびそれらを無次元化したものを示す。

図-4.5(1)~(15)に解析15ケースの最大荷重時の変形状態を示す。変形は5倍に拡大して変形状態を明確にしてある。この図より全ての解析ケースにおいて、荷重が最大に達した時に、橋脚基部に局部座屈がしようじていることがわかる。

図-4.6、図-4.7に15解析ケースのうち2ケース($R_F=0.25$ 、軸力比=10%および $R_F=0.5$ 、軸力比=15%)を抜粋し、最大荷重時の応力分布およびひずみ分布を示す。図-4.6は橋脚基部の軸ひずみと等価塑性ひずみの分布を示しており、濃い紺色以外は塑性化している領域を示している。図-4.5と図-4.6により局部座屈が大きい箇所では、ひずみの値も大きい。しかし、それ以外の領域では、ひずみは急速に減少しているのがわかる。

表-4.1 解析対象橋脚の初期降伏耐力 P_y と降伏変位 δ_y

断面	軸力比=10%		軸力比=12.5%		軸力比=15%	
	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_y (mm)
RF=0.25	1387	13.54	1349	13.17	1310	12.79
RF=0.3	1187	13.53	1154	13.15	1121	12.77
RF=0.4	1152	13.54	1120	13.17	1088	12.79
RF=0.5	1199	13.54	1166	13.17	1132	12.79
RF=0.55	1074	13.53	1044	13.15	1014	12.77

表-4.2 シェル要素を用いた非弾性有限変位解析結果

R_F	軸力比	P_u (kN)	δ_m (mm)	P_u/P_y	δ_m/δ_y
0.25	10%	1944	120.0	1.402	8.863
	12.5%	1913	113.7	1.418	8.637
	15%	1879	107.9	1.434	8.437
0.3	10%	1602	76.2	1.349	5.630
	12.5%	1582	73.5	1.371	5.585
	15%	1560	68.7	1.392	5.374
0.4	10%	1496	42.6	1.299	3.038
	12.5%	1481	39.9	1.322	3.032
	15%	1461	39.1	1.343	3.057
0.5	10%	1551	40.1	1.294	2.963
	12.5%	1534	40.1	1.316	3.044
	15%	1512	38.2	1.335	2.987
0.55	10%	1371	35.6	1.276	2.634
	12.5%	1353	34.3	1.296	2.608
	15%	1332	33.8	1.313	2.648

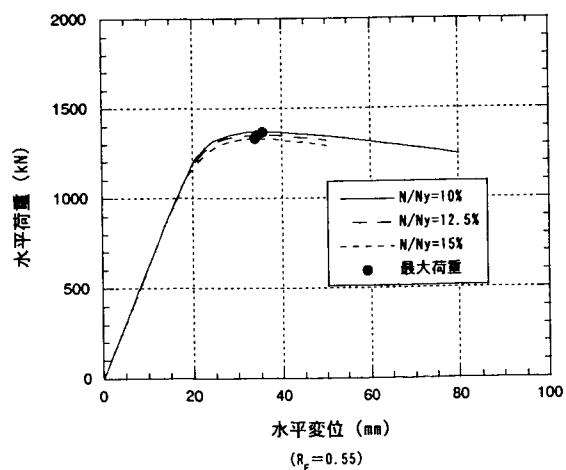
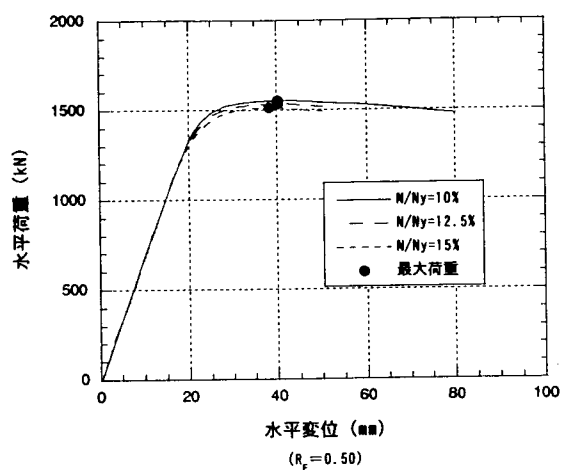
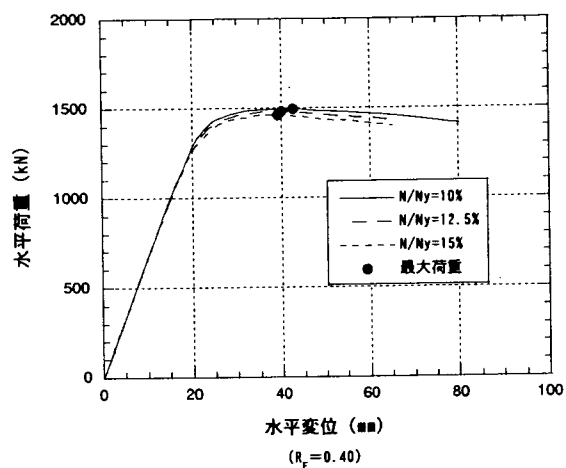
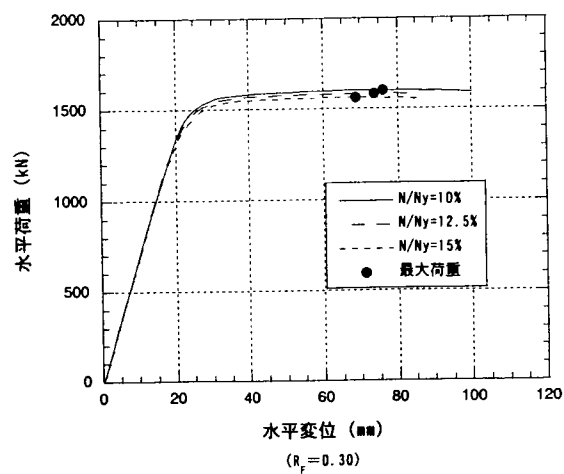
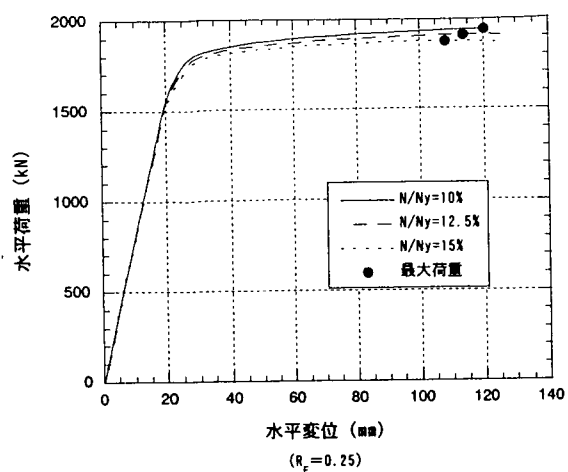


図-4.1 解析対象橋脚の水平荷重—水平変位の関係

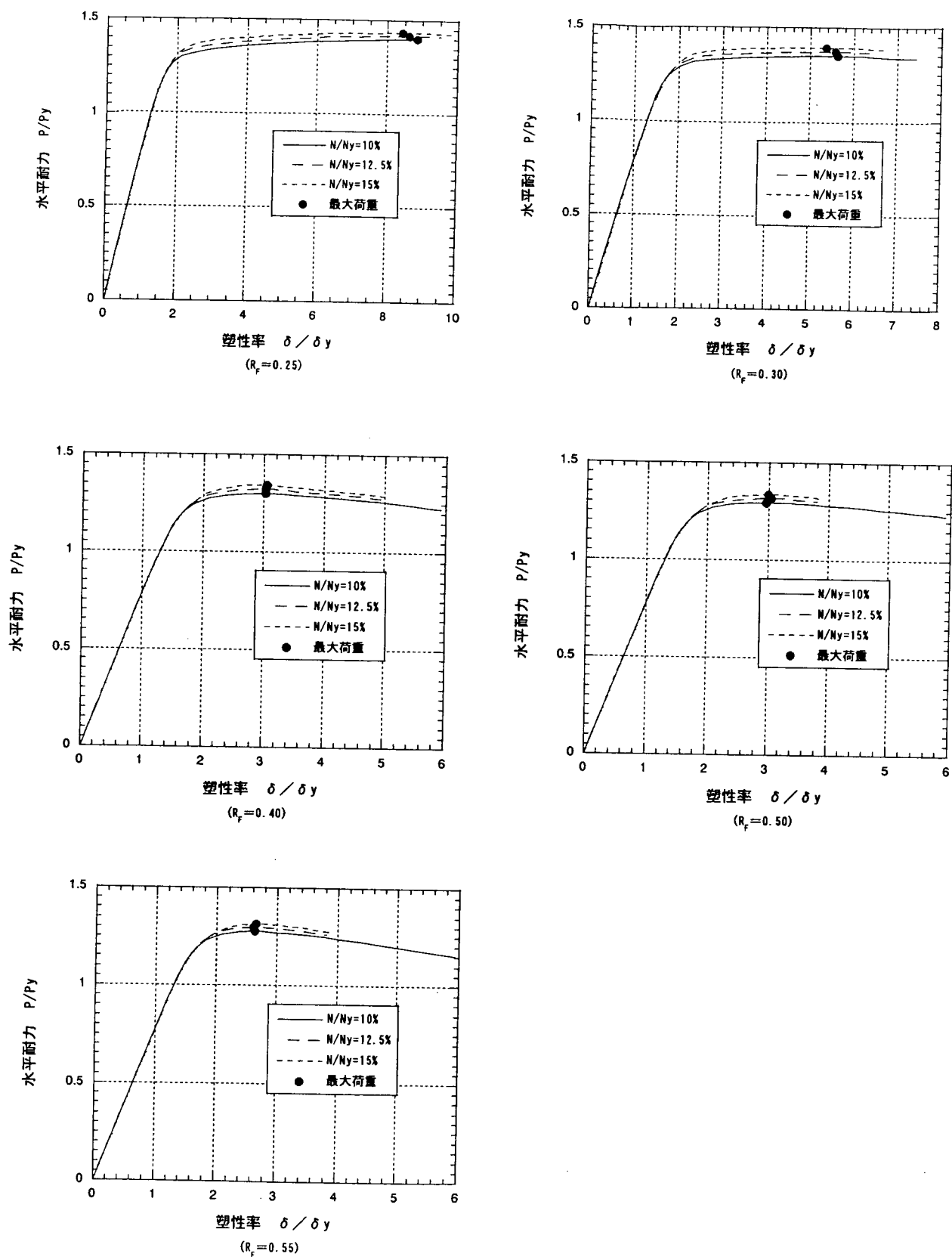


図-4.2 解析対象橋脚の水平耐力—塑性率の関係

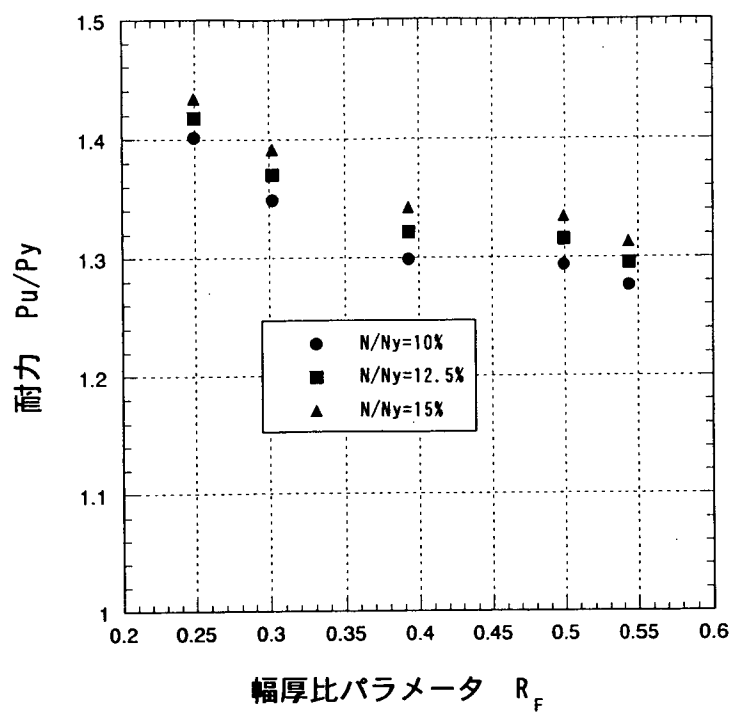


図-4.3 幅厚比パラメータ R_F と最大耐力の関係

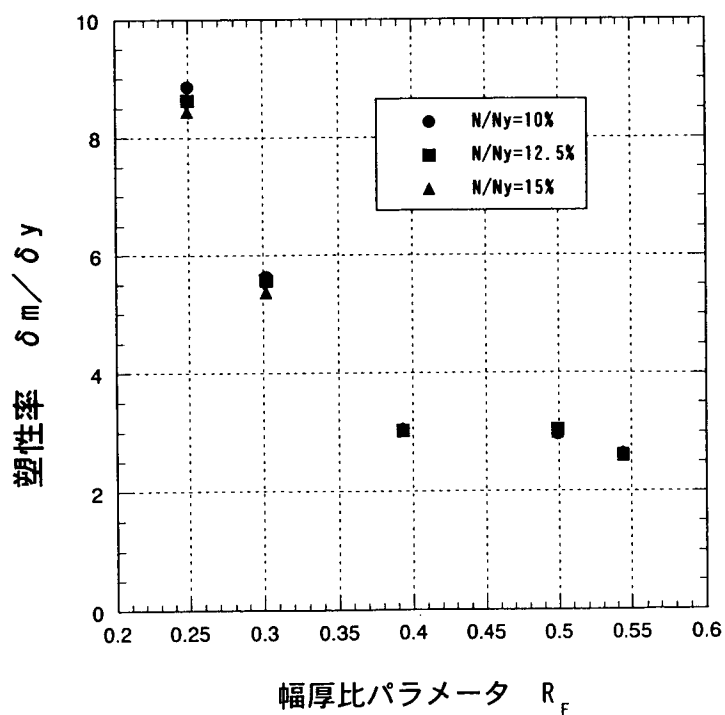


図-4.4 幅厚比パラメータ R_F と塑性率の関係

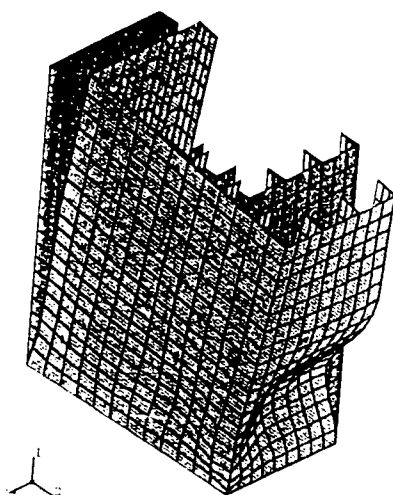
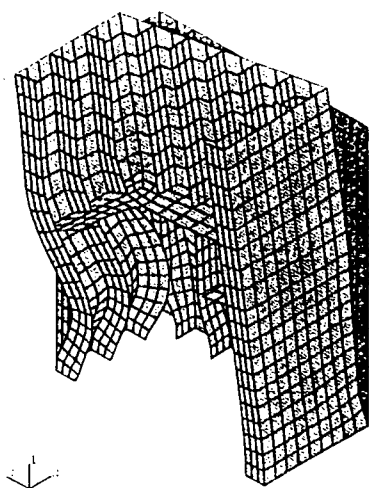


図-4.5(1) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.25$ 、軸力比=10%)

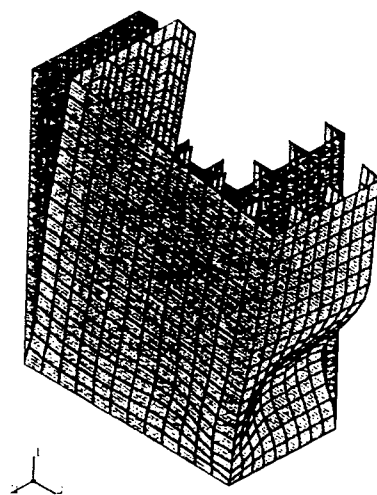
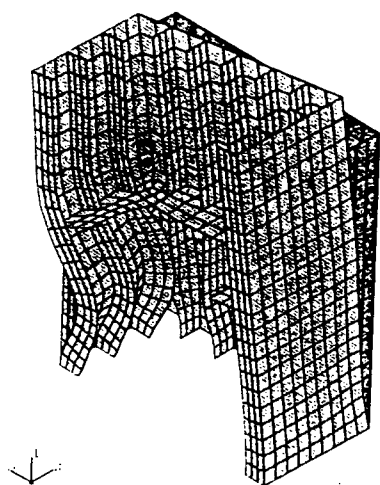


図-4.5(2) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.25$ 、軸力比=12.5%)

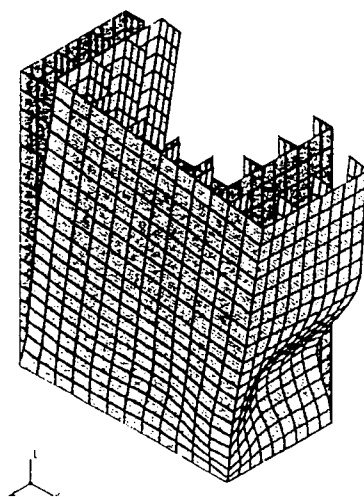
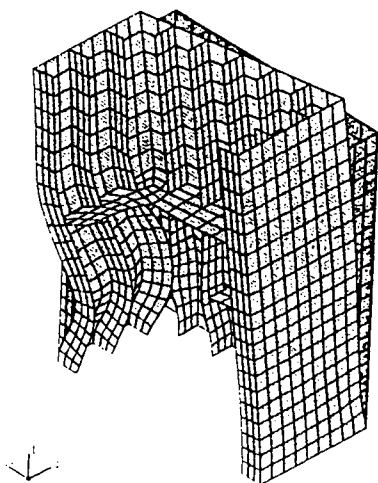


図-4.5(3) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.25$ 、軸力比=15%)

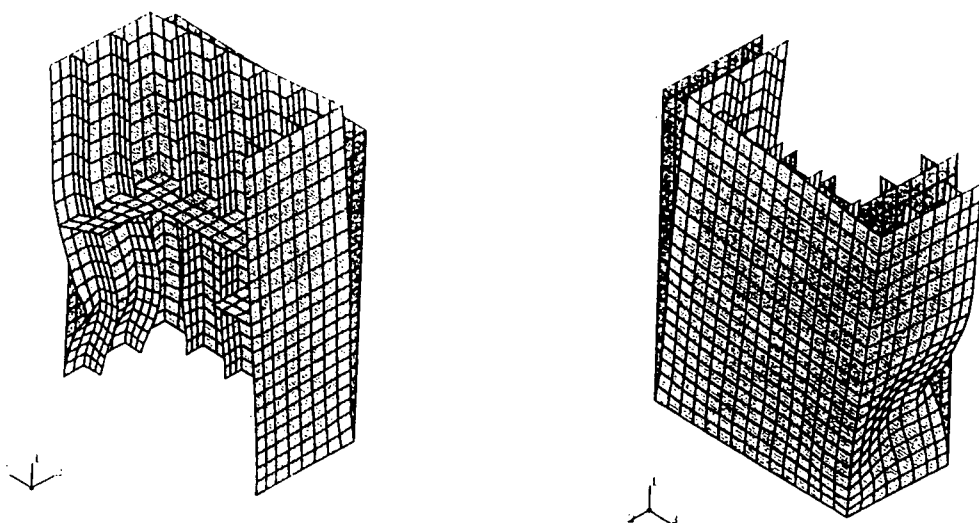


図-4.5(4) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.3$ 、軸力比=10%)

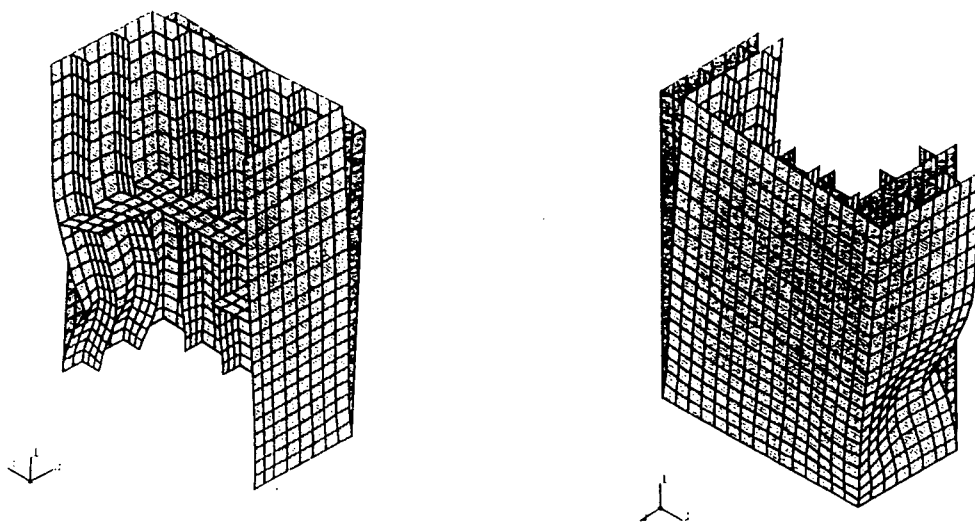


図-4.5(5) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.3$ 、軸力比=12.5%)

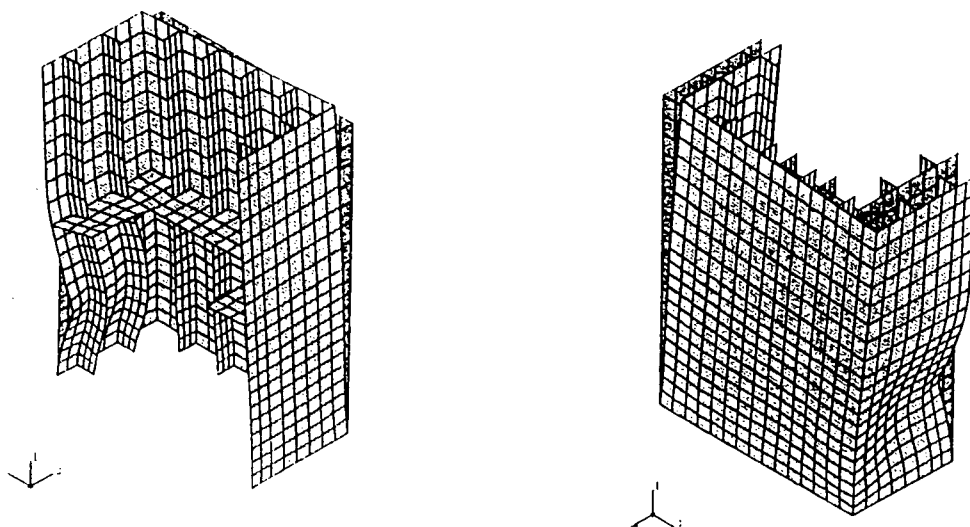


図-4.5(6) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.3$ 、軸力比=15%)

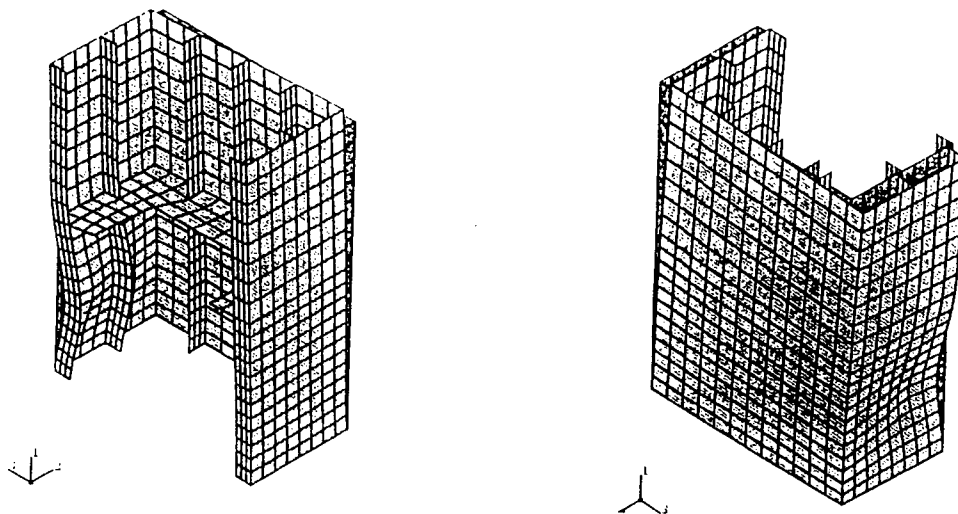


図-4.5(7) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.4$ 、軸力比=10%)

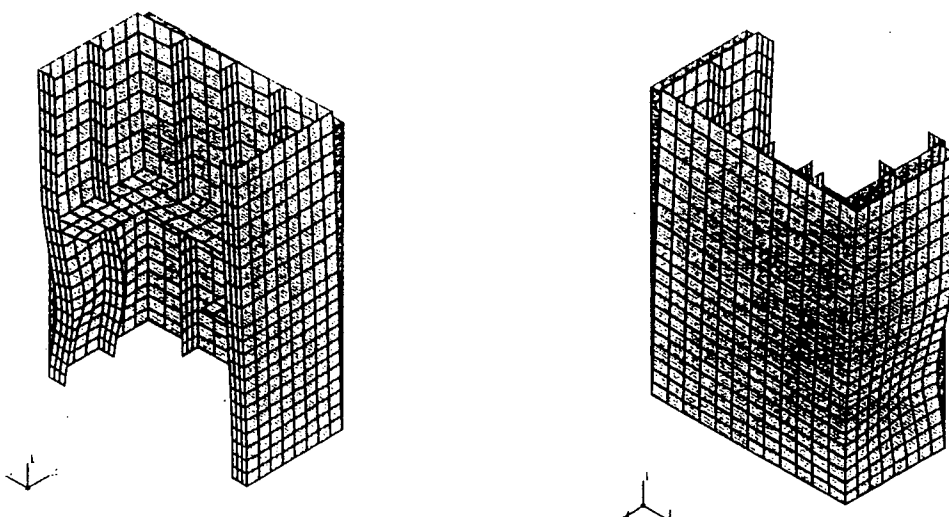


図-4.5(8) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.4$ 、軸力比=12.5%)

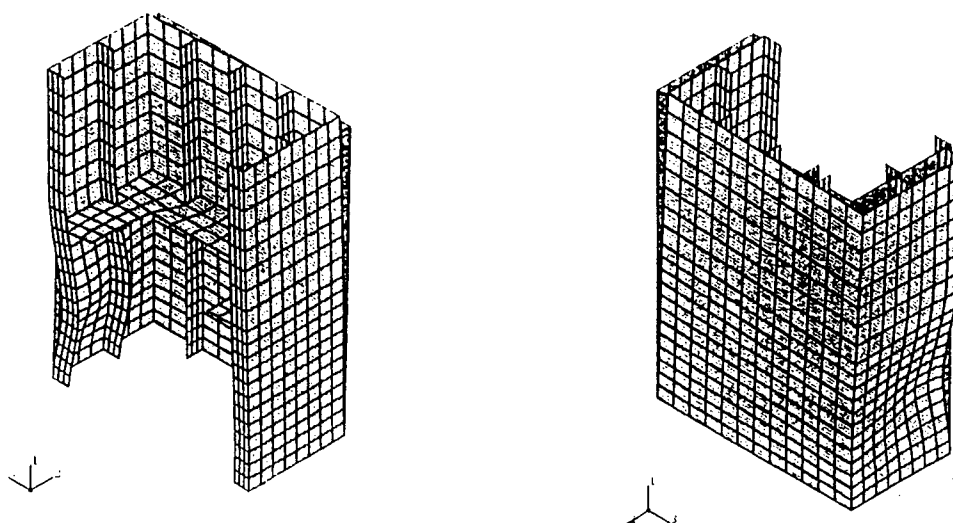


図-4.5(9) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.4$ 、軸力比=15%)

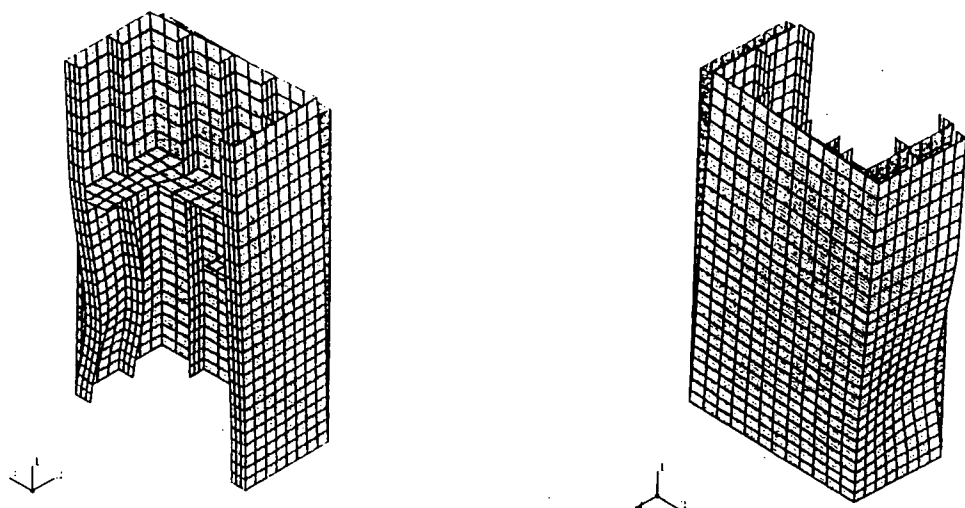


図-4.5(10) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.5$ 、軸力比=10%)

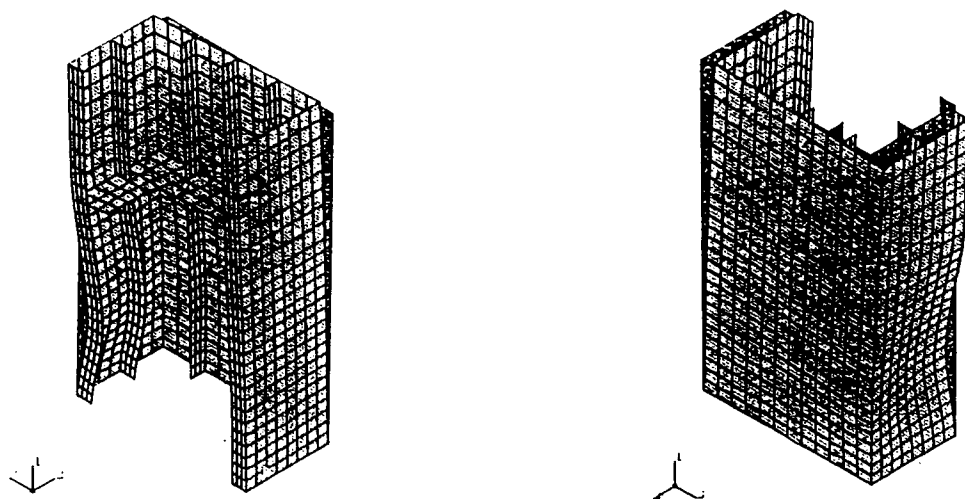


図-4.5(11) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.5$ 、軸力比=12.5%)

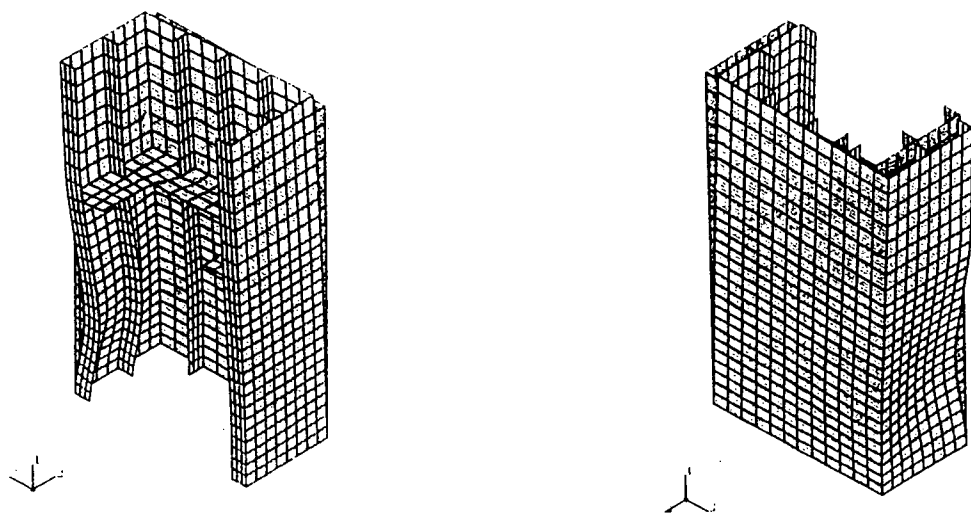


図-4.5(12) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.5$ 、軸力比=15%)

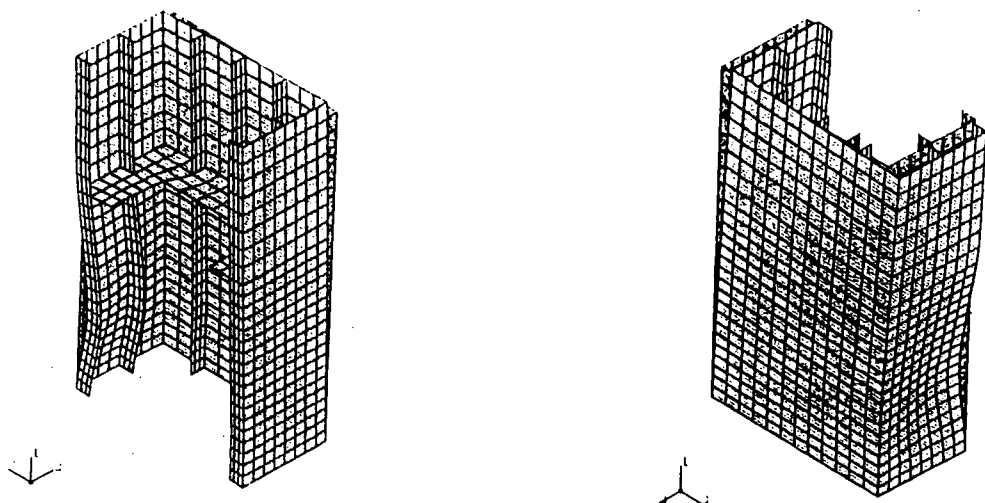


図-4.5(13) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.55$ 、軸力比=10%)

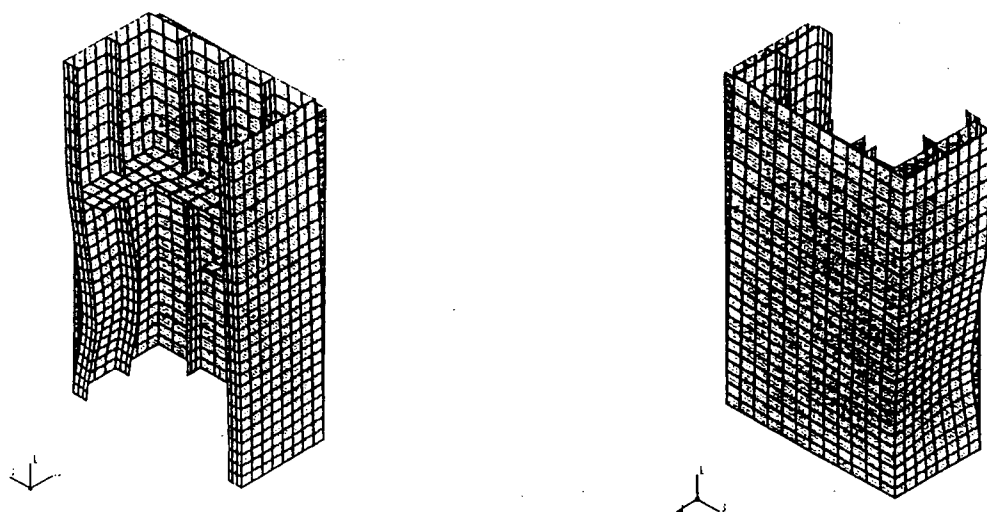


図-4.5(14) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.55$ 、軸力比=12.5%)

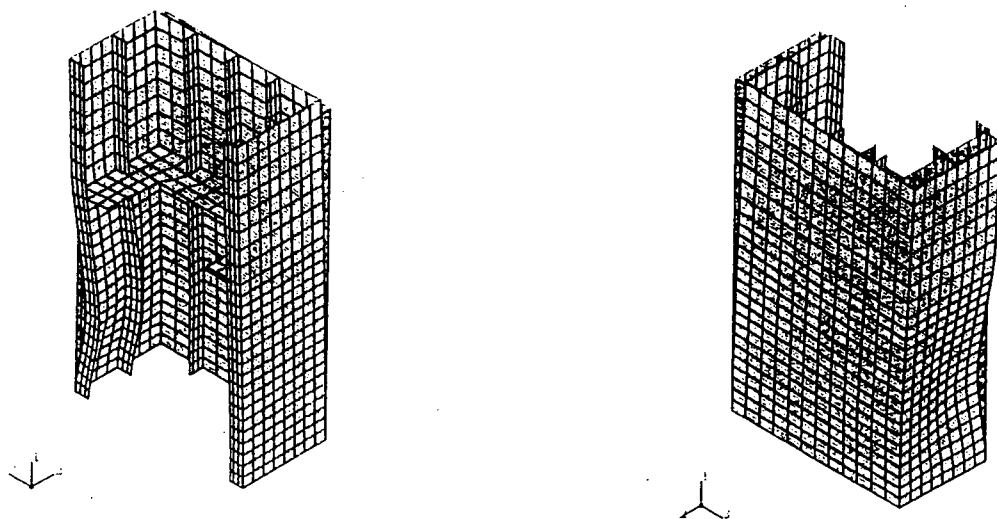
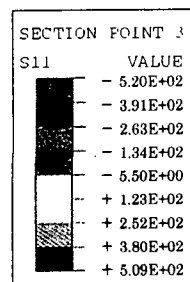
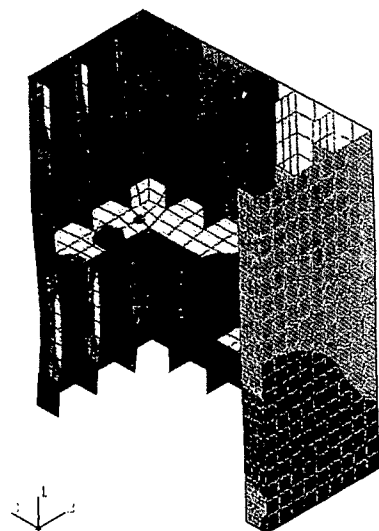
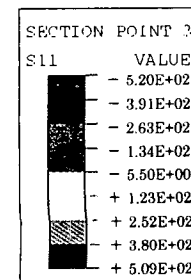
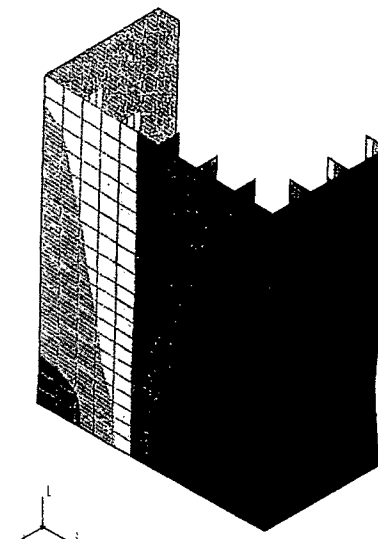


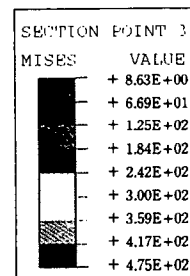
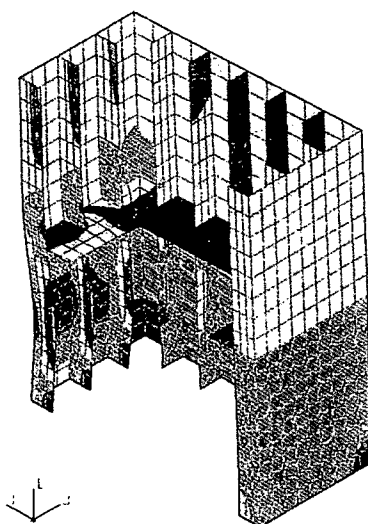
図-4.5(15) 最大荷重時の変形 ($R_F=0.55$ 、軸力比=15%)



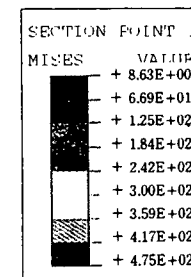
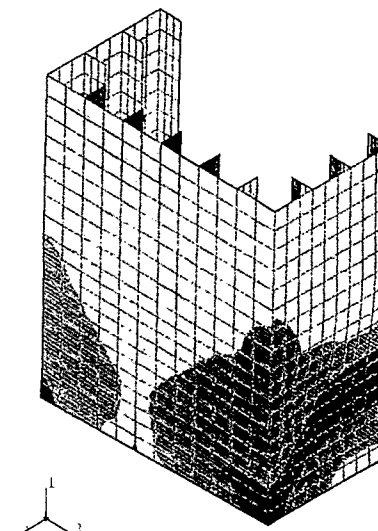
圧縮軸応力度



圧縮軸応力度

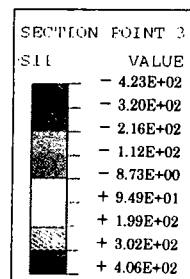
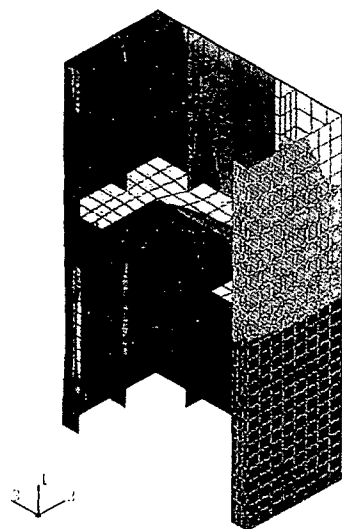


von Mises相当応力

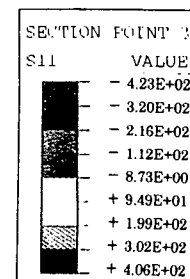
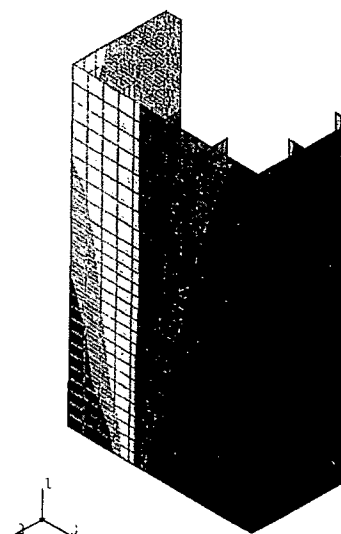


von Mises相当応力

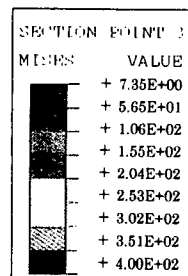
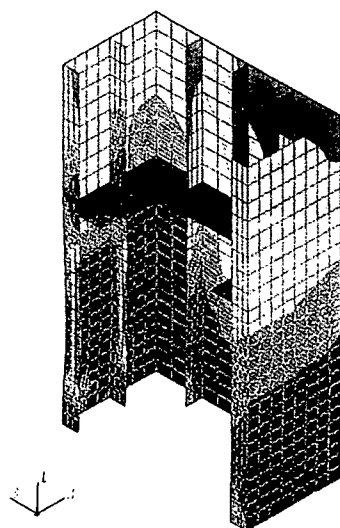
図-4.6(1) 最大荷重時の応力分布 ($R_F=0.25$ 、軸力比=10%)



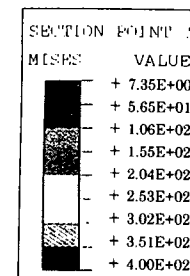
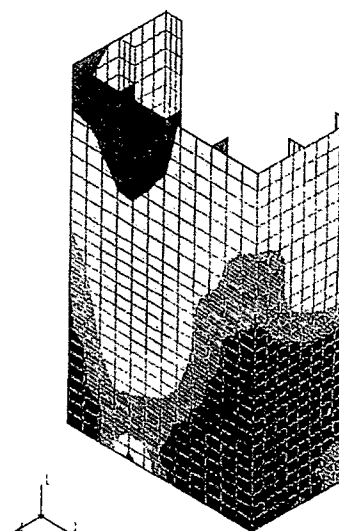
圧縮軸応力度



圧縮軸応力度

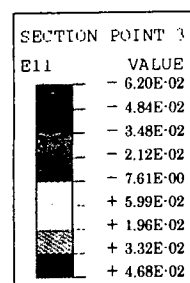
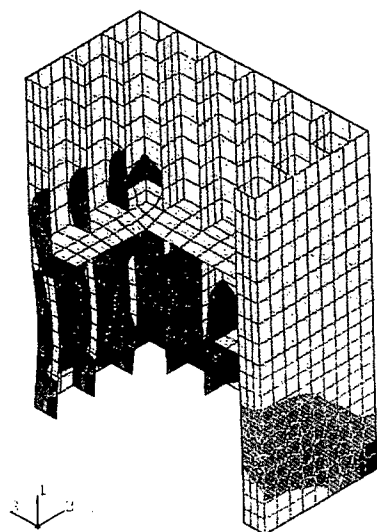


von Mises相当応力

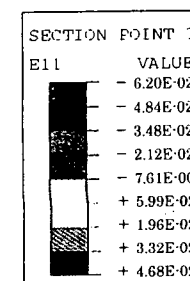
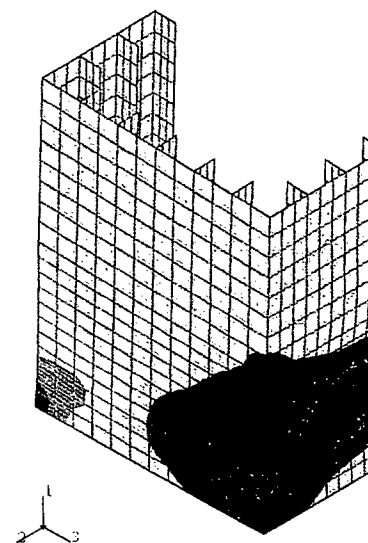


von Mises相当応力

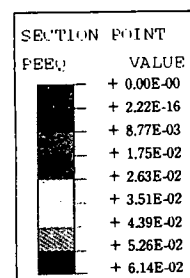
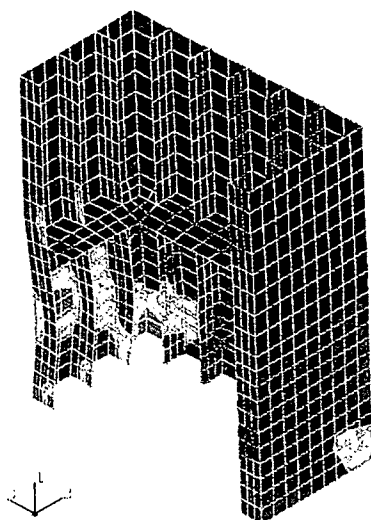
図-4.6(2) 最大荷重時の応力分布 ($R_F=0.5$ 、軸力比=15%)



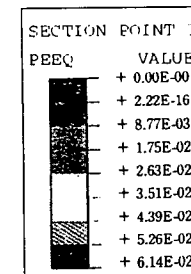
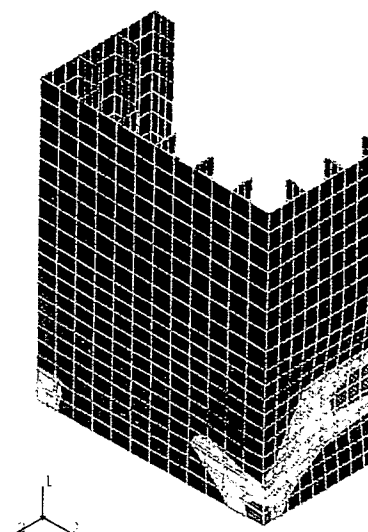
軸方向ひずみ



軸方向ひずみ

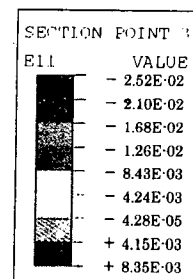
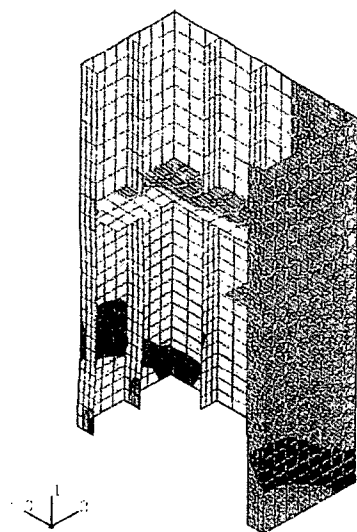


等価塑性ひずみ

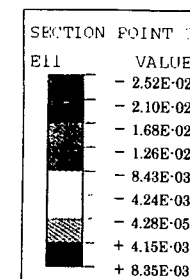
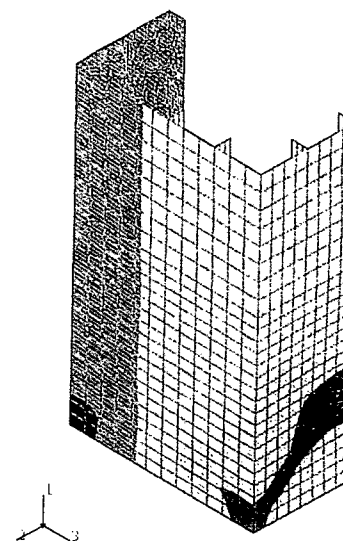


等価塑性ひずみ

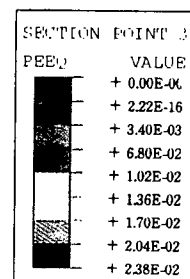
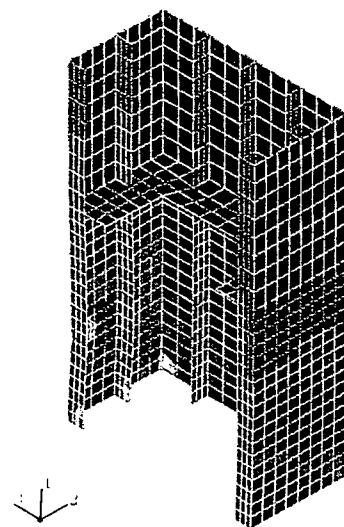
図-4.7(1) 最大荷重時のひずみ分布 ($R_F=0.25$ 、軸力比=10%)



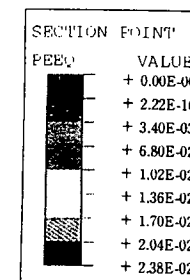
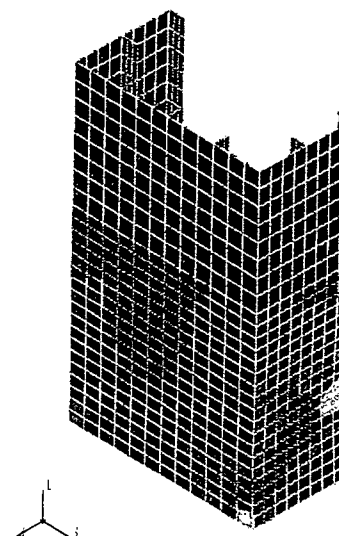
軸方向ひずみ



軸方向ひずみ



等価塑性ひずみ



等価塑性ひずみ

図-4.7(2) 最大荷重時のひずみ分布 ($R_F=0.5$ 、軸力比=15%)

4. 2 座屈パラメータと平均ひずみの関係

(1) シェル要素を用いた解析結果

図-4.8はパラメトリック解析用に15ケース設定した解析対象橋脚に対する非弾性有限要素解析結果であり、式(2-1)～式(2-3)で定義した平均ひずみの橋脚基部付近の分布を示したものである。この3つのひずみ分布のうち、 ε_a だけが他の2つとは異なった分布をしているが、これは式(2-3)の定義からもわかるとおり、 ε_a はある高さ断面の平均ひずみを表しているためである。またこの ε_a が最大となる場所は橋脚基部の局部座屈が生じる領域であると考えられる。この ε_a は局部座屈が生じるであろう場所を過ぎると急激に減少している。この ε_a の分布より局部座屈領域は、ダイアフラム間隔が断面の幅より小さい橋脚($R_F=0.25, 0.3, 0.4$)では、基部からダイアフラムまでの第一パネルの範囲、ダイアフラム間隔が断面の幅と同一の橋脚($R_F=0.5, 0.55$)ではおよそダイアフラム間隔の0.7～0.8倍の範囲にあることがわかる。これは本業務で対象とした鋼製橋脚の正負繰返し載荷実験の結果や宇佐美らの提案⁹⁾と整合している。このため、鋼製橋脚の耐力、変形性能を評価する終局平均ひずみの損傷領域長は $l=\min(a, 0.7B)$ とする。ここに、 a :ダイアフラム間隔、 B :橋脚断面幅である。

また、グラフから明らかなように ε_{a1} と ε_{a2} の分布はほぼ同じ形状を示している。これは ε_{a1} と ε_{a2} は損傷領域を含めての平均ひずみを表しているためである。表4-3に損傷領域長での最大荷重時の終局平均ひずみ ε_{a1} と ε_{a2} の一覧を示す。全ての解析ケースにおいて ε_{a1} は ε_{a2} よりも大きいことがわかる。これは、 ε_{a1} は圧縮フランジの鉛直変位より算出しているので軸ひずみによる変形以外に局部座屈によって生じる変形の影響も含んでしまうためである。

図-4.9は表-4.3に示した終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係をプロットしたものである。図には実験供試体M20、KD-1、No20の解析より得られた終局平均ひずみ ε_{a1} 、 ε_{a2} も示してある。図-4.9より平均ひずみは軸力比を変化させてもその値の変化は小さいが、幅厚比パラメータ R_F が大きくなるとともに、 ε_{a1} 、 ε_{a2} は減少していくことがわかる。特に幅厚比パラメータ R_F が0.2から0.4の範囲では平均ひずみは急激に減少していく。

図-4.10は終局平均ひずみ $\varepsilon_{a1}/\varepsilon_y$ 、 $\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$ と幅厚比パラメータ R_F の関係、終局平均ひずみ $\varepsilon_{a1}/\varepsilon_y$ 、 $\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$ と補剛板の細長比パラメータ λ_s の関係を示したものである。これらの図より終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ λ_s の関係は幅厚比パラメータ R_F と同じ傾向であることがわかる。これは図-4.11に示すように幅厚比パラメータ R_F と細長比パラメータ λ_s には線形関係が存在するためである。一方、幅厚比パラメータ R_F について相関は高くはないが線形関係が存在する。これは幅厚比パラメータ $R_F=0.33$ の実験供試体M20は他の解析結果から大きくずれていることからわかる。よって幅厚比パラメータ R_F と細長比パラメータ λ_s はともに鋼製橋脚の変形性能の評価指標となりうるということがわかる。

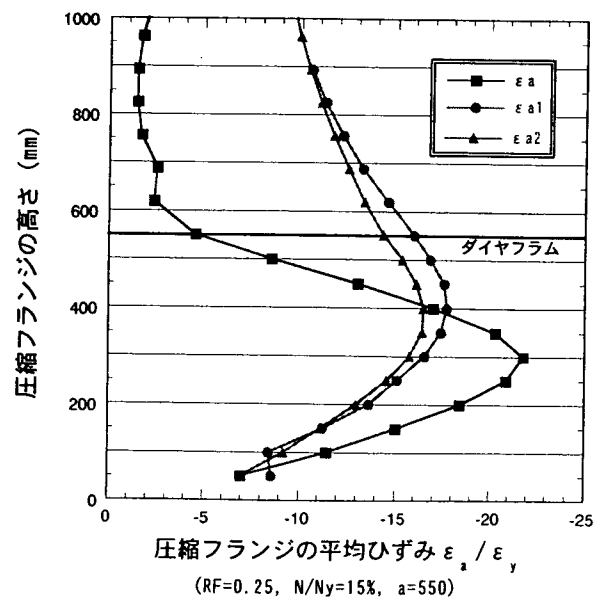
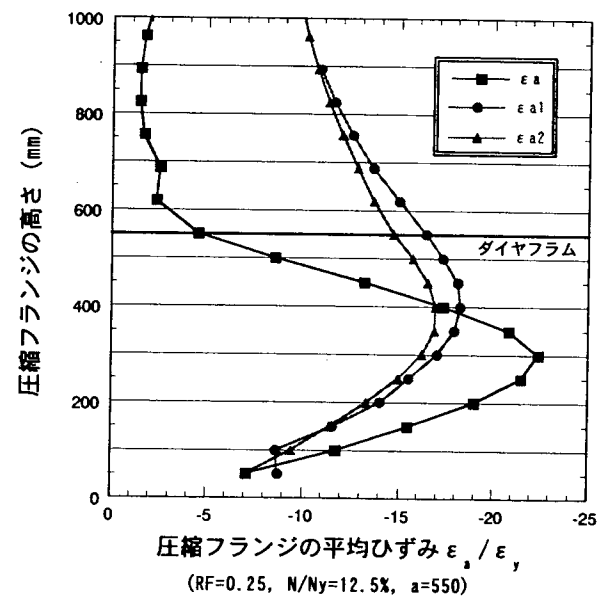
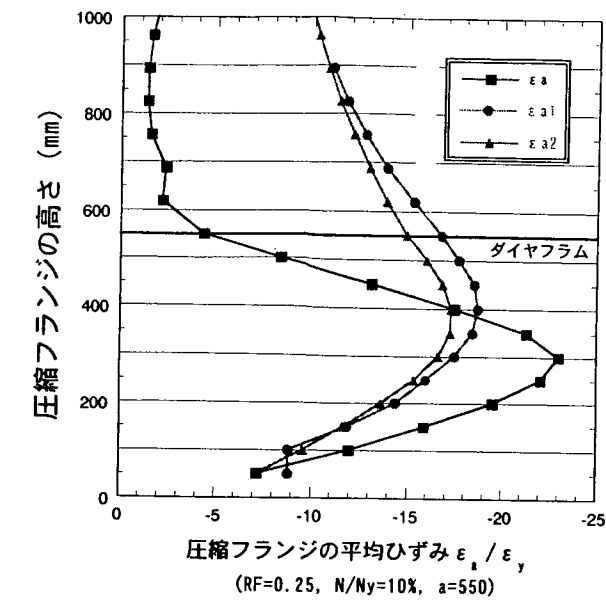


図-4.8(1) 圧縮フランジの平均ひずみの分布 : $RF=0.25$

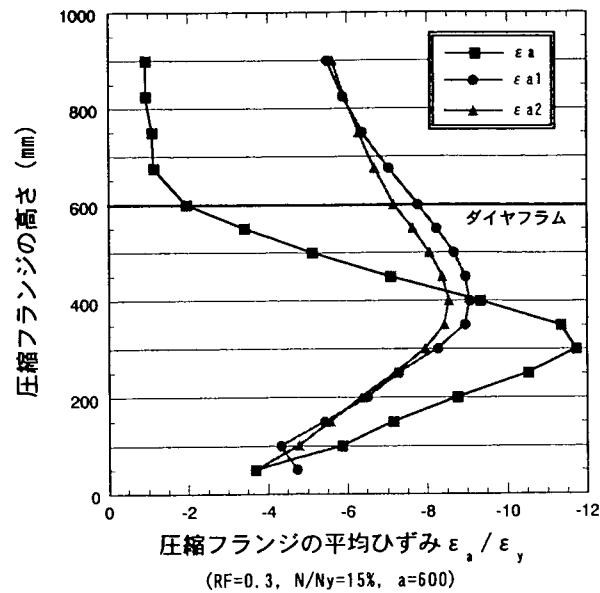
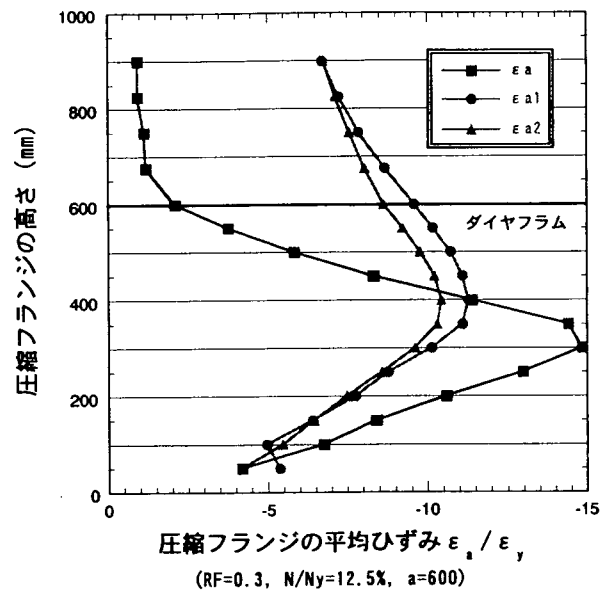
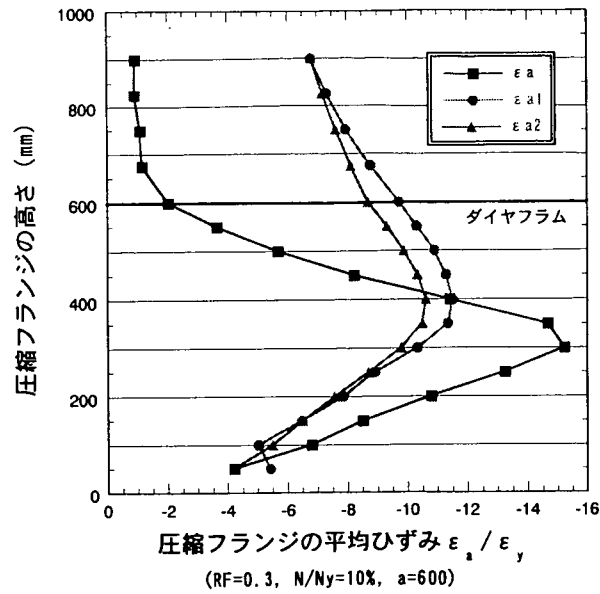


図-4.8(2) 圧縮フランジの平均ひずみの分布: $R_F=0.3$

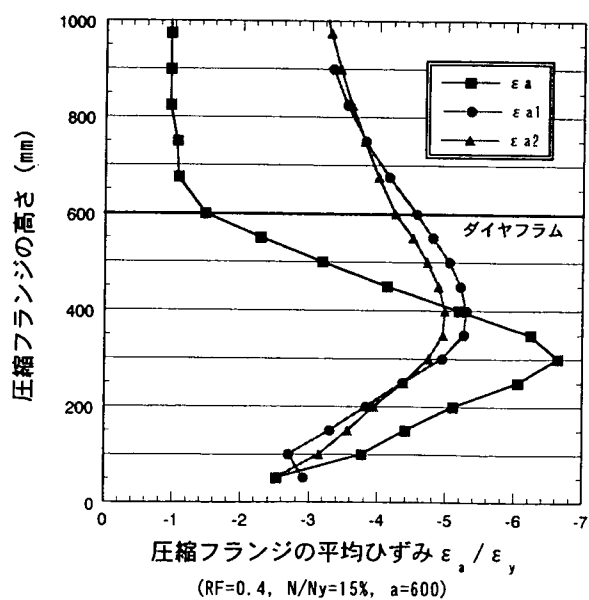
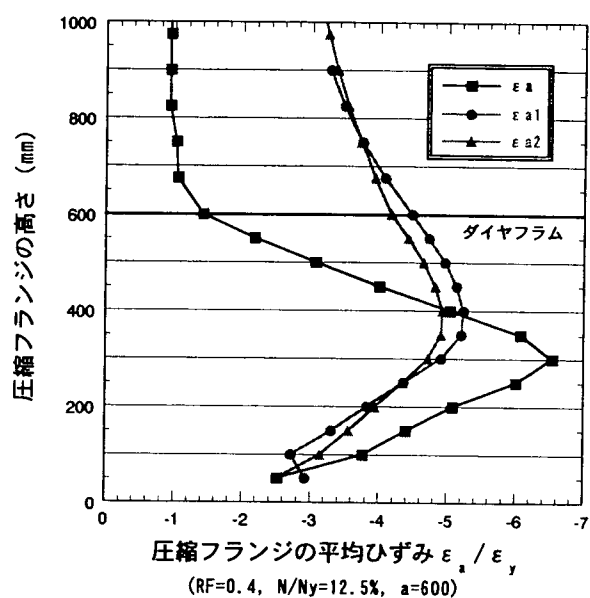
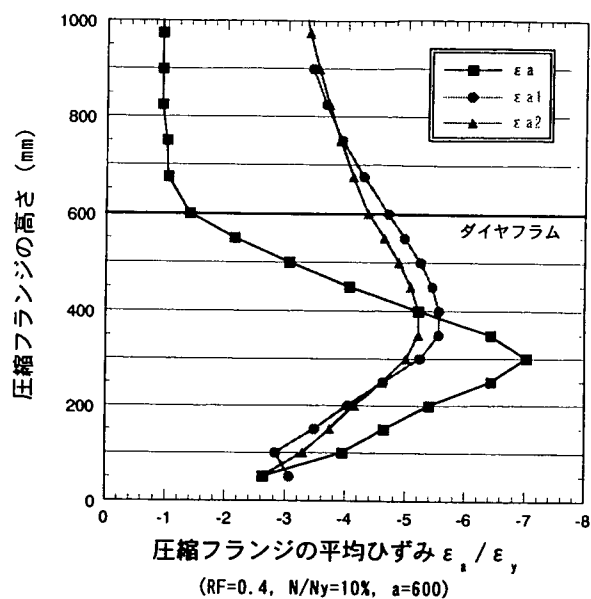


図-4.8(3) 圧縮フランジの平均ひずみの分布: $R_F=0.4$

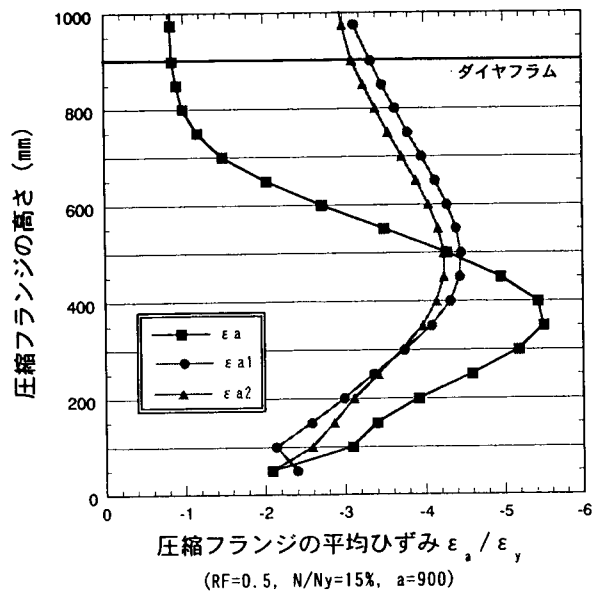
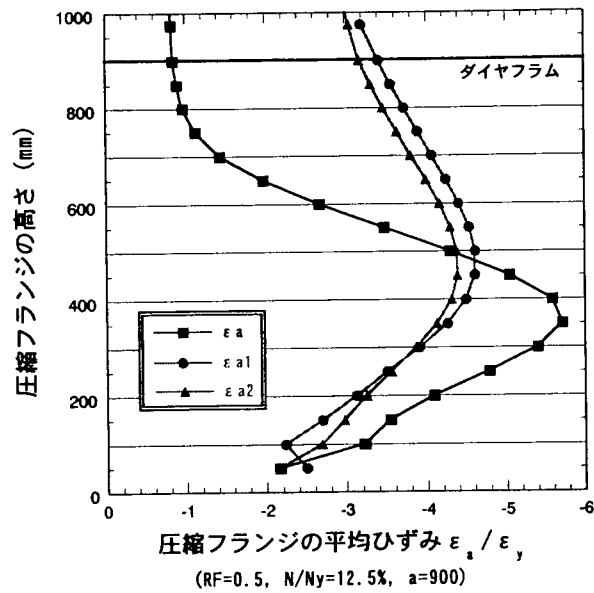
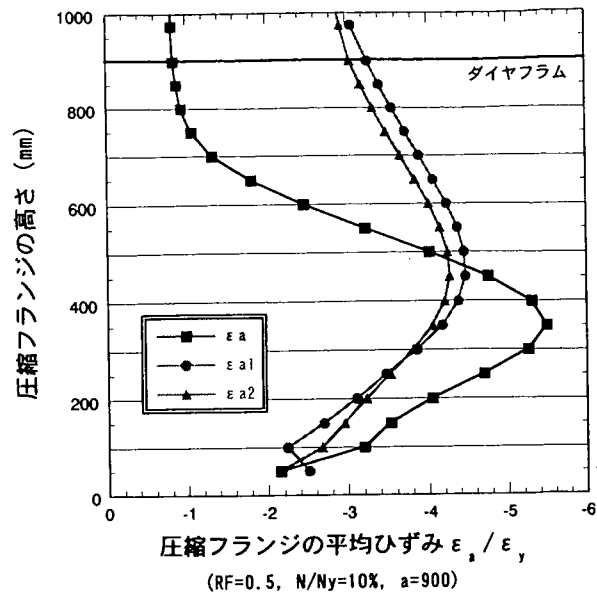


図-4.8(4) 圧縮フランジの平均ひずみの分布: RF=0.5

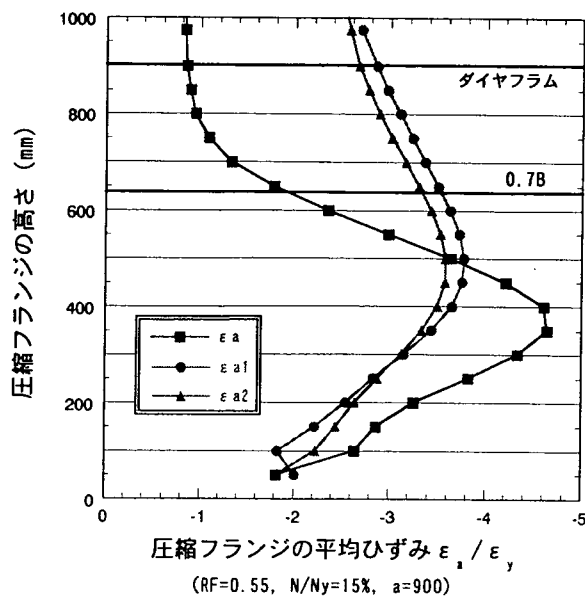
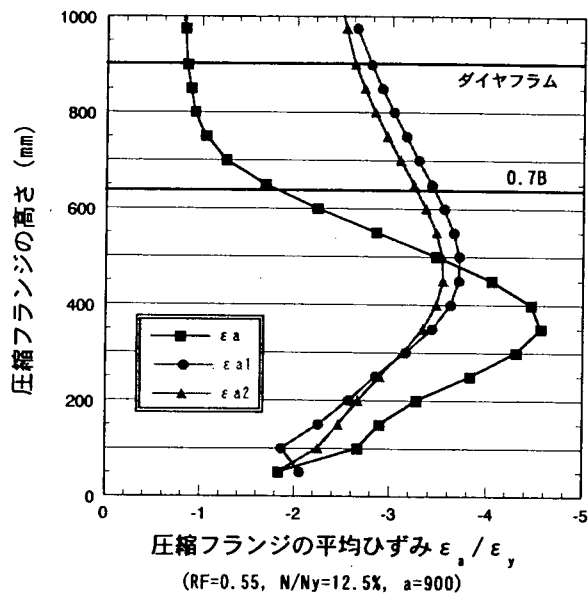
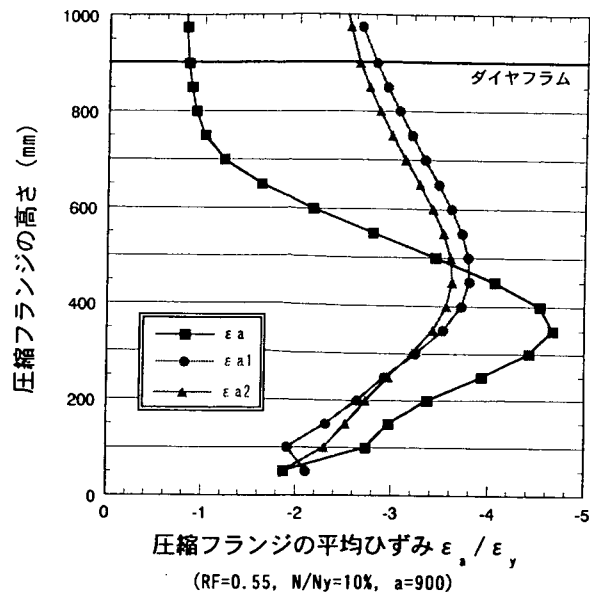


図-4.8(5) 圧縮フランジの平均ひずみの分布: $R_F=0.55$

表-4.3 非弾性有限変位解析より得られた最大荷重時の終局平均ひずみ

損傷領域長 (mm)	R_F	軸力比=10%		軸力比=12.5%		軸力比=15%	
		$\varepsilon_{a1}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{a1}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{a1}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$
$l=a=550$	0.25	16.770	14.936	16.411	14.697	15.968	14.363
$l=a=600$	0.3	9.714	8.702	9.597	8.636	7.769	7.159
$l=a=600$	0.4	4.699	4.362	4.472	4.173	4.552	4.243
$l=0.7B=630$	0.5	4.165	3.938	4.339	4.093	4.223	3.990
$l=0.7B=630$	0.55	3.553	3.360	3.501	3.316	3.578	3.380

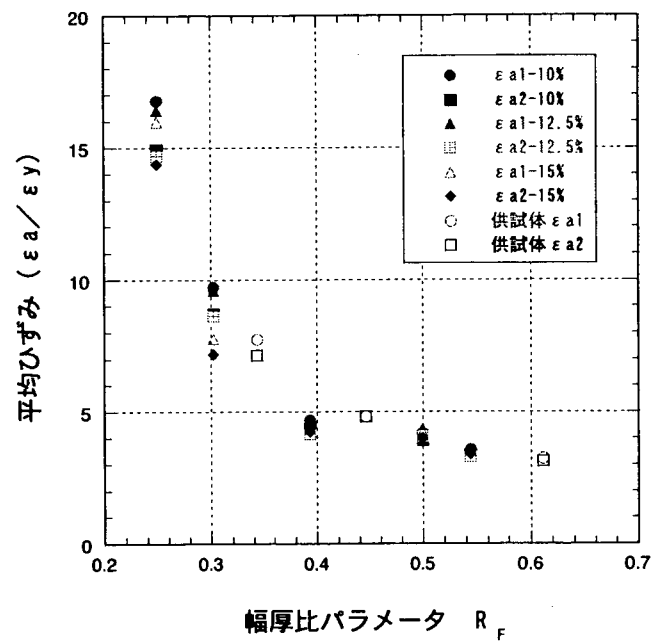


図-4.9 終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係

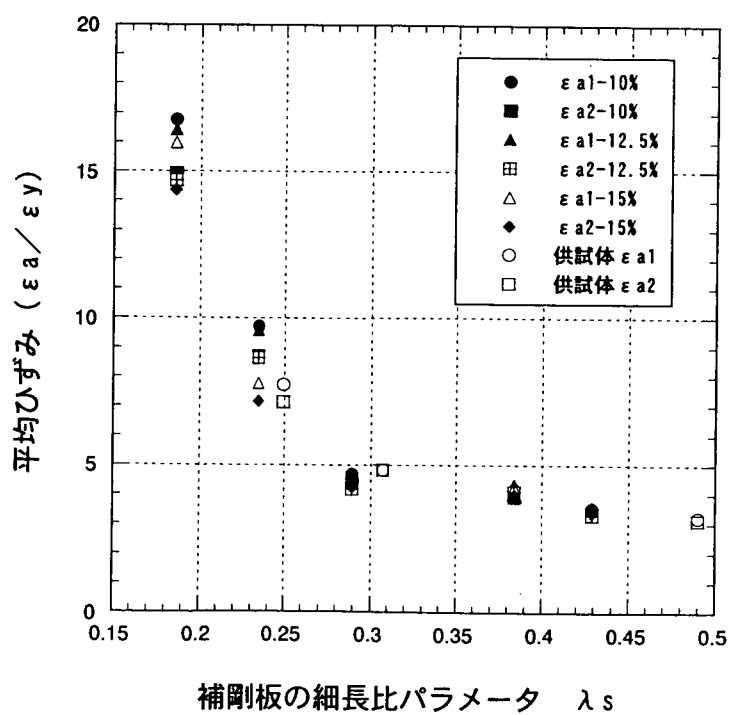
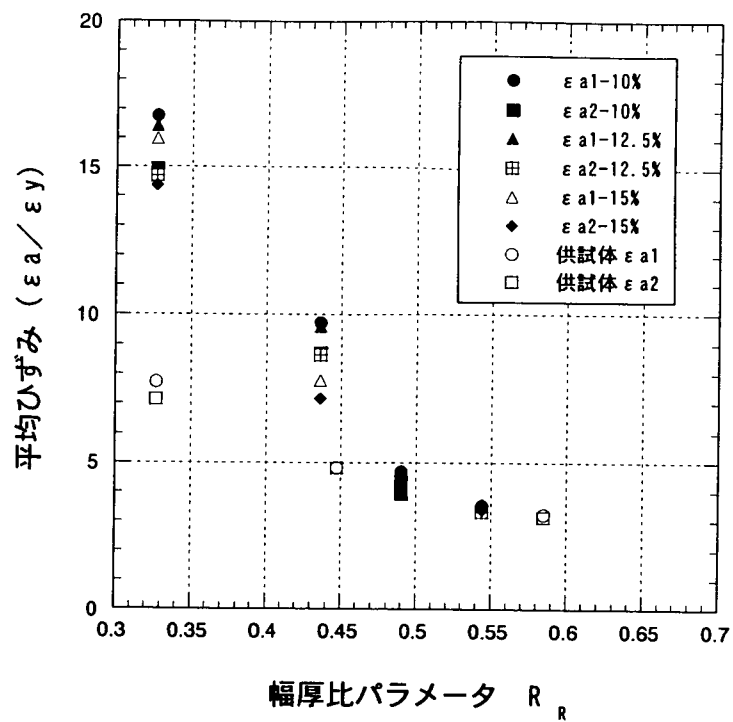


図-4.10 終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_r および細長比パラメータ λ_s の関係

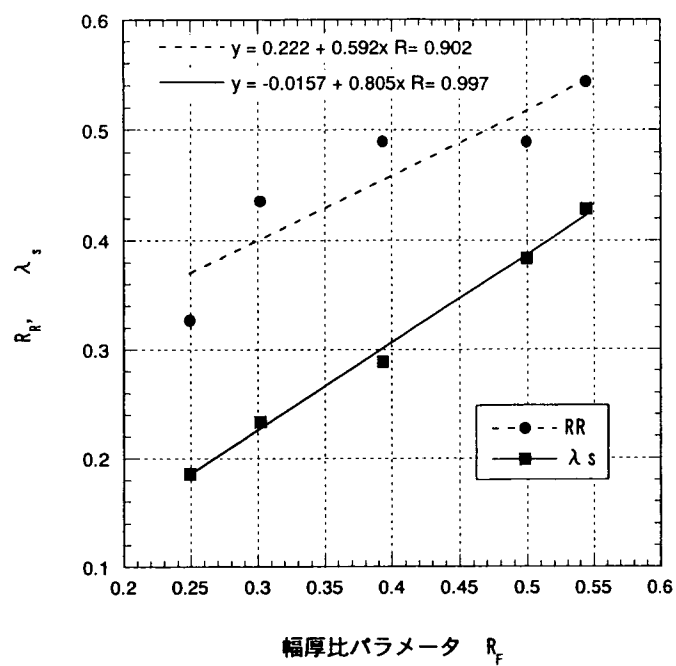


図-4.11 幅厚比パラメータ R_F と R_R および λ_s の関係

(2) はり要素を用いた解析結果

シェル要素を用いた FEM 解析から求めた終局平均ひずみとはり要素を用いたプッシュオーバー解析より得られる平均ひずみの比較を行った。はり要素を用いたプッシュオーバー解析は、供試体をせん断変形が考慮できる Timoshenko はり要素でモデル化し、鋼材の応力-ひずみ関係は 1%ひずみ硬化型を用いた。橋脚の高さ方向のはり要素の分割数は非弾性有限変位解析と同じとした。はり要素を用いたプッシュオーバー解析では、局部座屈の影響が考慮出来ないため、最大荷重時、終局時という状態を明確に定義できない。そこで、各供試体の水平変位は、非弾性有限変位解析より得られている最大荷重時の水平変位に達するまで荷重を漸増させた。また、はり要素についても圧縮フランジの軸ひずみを高さ方向に平均化した ϵ_{ba} を定義した。

$$\epsilon_{ba,j} = \left(\sum_{k=1}^j \epsilon_{b,k} \right) / j \quad j = 1, 2, \dots, n_j \quad (4-1)$$

ここで、 ϵ_b ：ファイバーはりモデルのはり要素断面の圧縮フランジに生じる軸ひずみ
また終局平均ひずみを評価する塑性損傷領域長は表-4.3 に示した値を用いた。

図-4.12 は 15 の解析ケースにおける最大荷重時に達した時の終局平均ひずみ分布をシェル要素で求めたものと比較したものである。これによると橋脚基部では、シェル要素から求めた終局平均ひずみとはり要素からもとめた平均ひずみとはその分布は大きく異なるが、塑性損傷領域長を越えた範囲ではある断面高さでのひずみ ϵ_b と ϵ_a 、平均ひずみ ϵ_{ba} と ϵ_{a1} 、 ϵ_{a2} は良く近似している。この結果は前述した終局平均ひずみの塑性損傷領域長 $l = \min(a, 0.7B)$ は、はり要素を用いた解析においても適用できることを示している。また平均ひずみでは ϵ_{ba} は ϵ_{a1} より ϵ_{a2} のほうが良く近似している。これは両者の平均ひずみが要素の軸ひずみに基づいて計算されているためであると考えられる。はり要素を用いた解析では基部においてひずみが最大となっており、塑性変形の影響が基部に集中していることがわかる。このため、はり要素を用いた解析では橋脚基部のひずみだけで塑性変形の評価をすることは難しいといえる。

図-4.13 は、はり要素を用いて Pushover 解析より得られた最大水平耐力とシェル要素を用いて非弾性有限変位解析により求められた最大水平変位の比較である。はり要素では局部座屈の影響が考慮できないため、同一変位量における水平耐力はシェル要素の解析結果よりもやや大きいと考えられる。しかし、両者の差は 5%以内に収まっており、このことから最大荷重に達するまでの領域では、局部座屈の影響は小さいといえる。

図-4.14 は、はり要素とシェル要素のそれぞれの解析より得られた最大水平耐力の比率と幅厚比パラメータ R_f との関係を示したものである。図より幅厚比パラメータが小さいほどはり要素の最大水平耐力 P_{ub} はシェル要素の最大水平耐力 P_{us} より大きいことがわかる。また軸力比の違いが両者の最大水平耐力に与える影響はほとんどないこともわかる。

図-4.15 ははり要素とシェル要素を用いたそれぞれの解析から得られた終局平均ひずみの比較を示したものである。この図より両者の差はほぼ 10%以内にあることがわかる。

図-4.16 は解析より得られた ϵ_{a1} 、 ϵ_{a3} 、 ϵ_{ba} と幅厚比パラメータ R_f との関係を示したものである。この図よりはり要素から求めた平均ひずみ ϵ_{ba} はシェル要素から求めた ϵ_{a3} と良く近似していることがわかる。

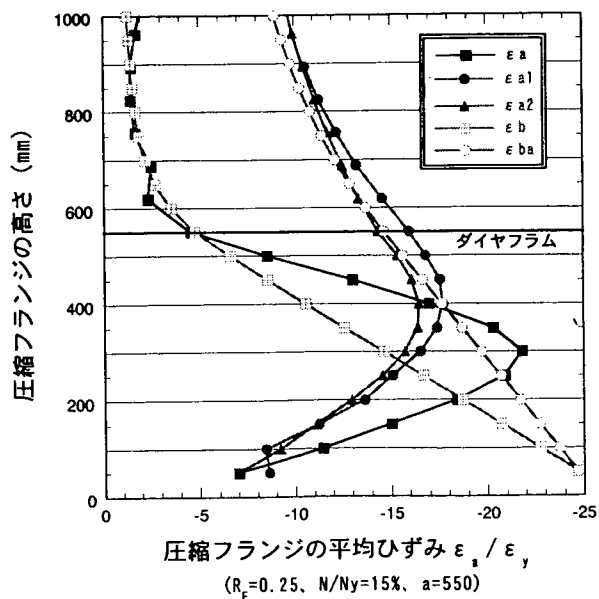
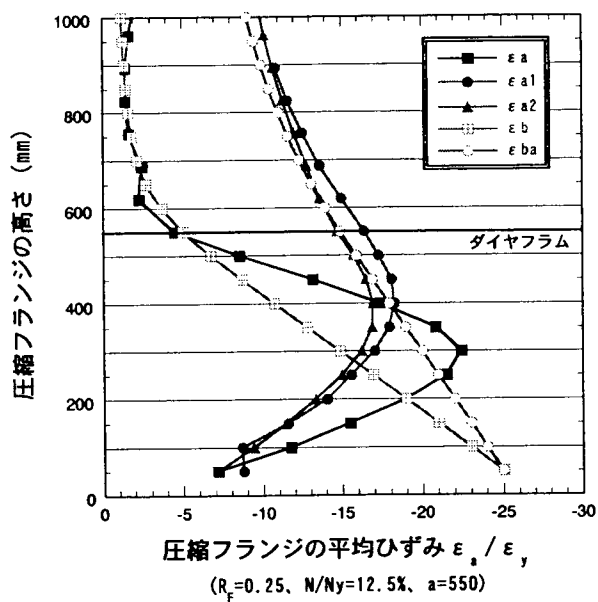
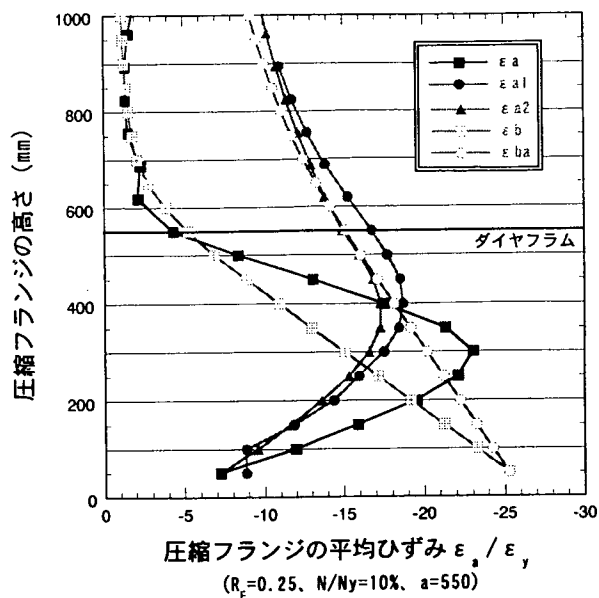


図-4.12(1) シェル要素解析とはり要素解析の平均ひずみの比較: $R_F=0.25$

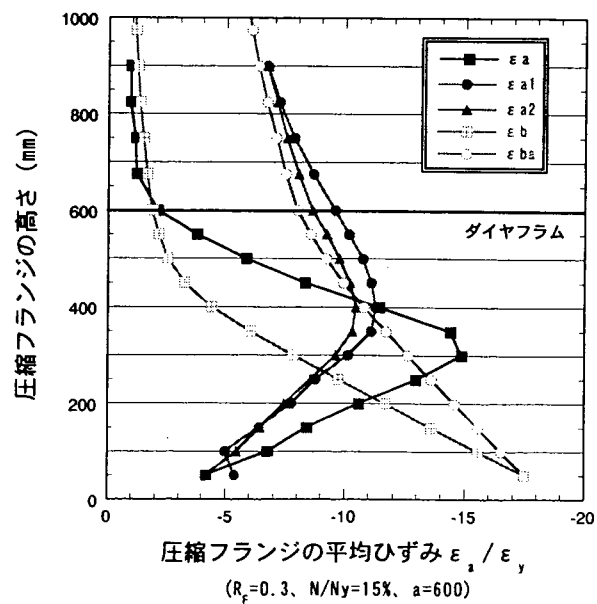
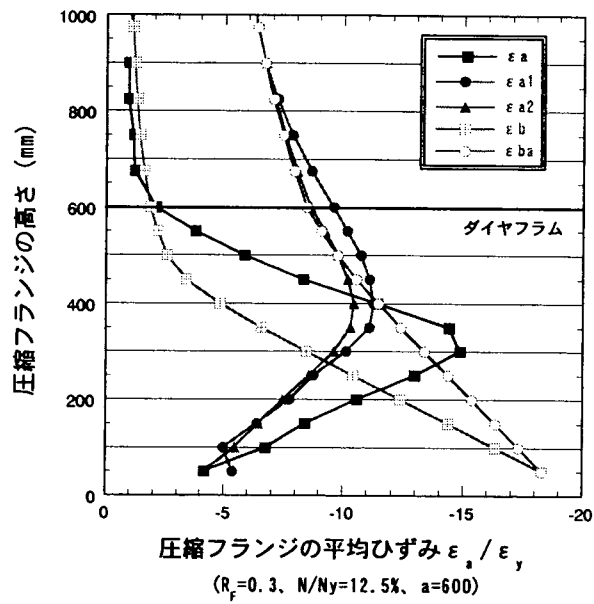
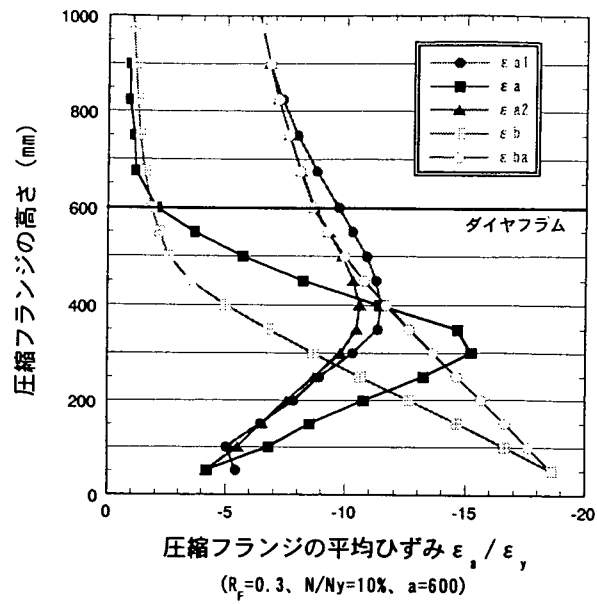


図-4.12(2) シェル要素解析とはり要素解析の平均ひずみの比較 $R_F=0.3$

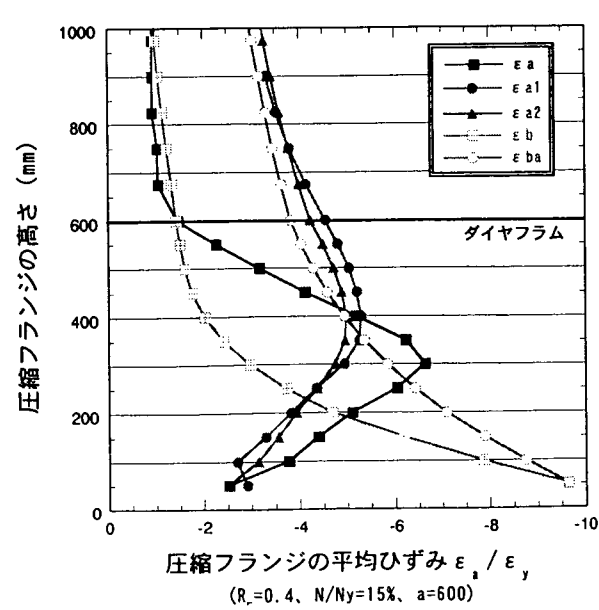
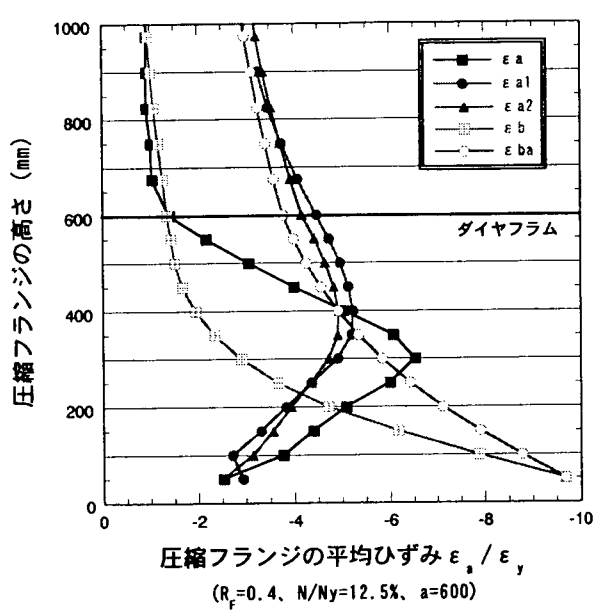
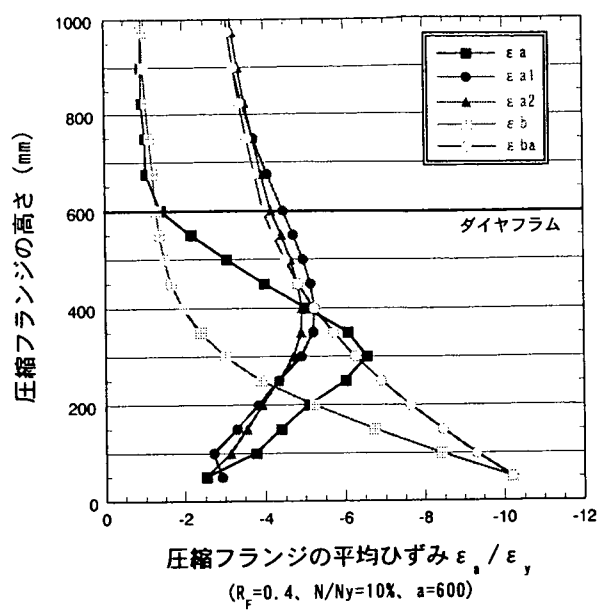


図-4.12(3) シェル要素解析とはり要素解析の平均ひずみの比較

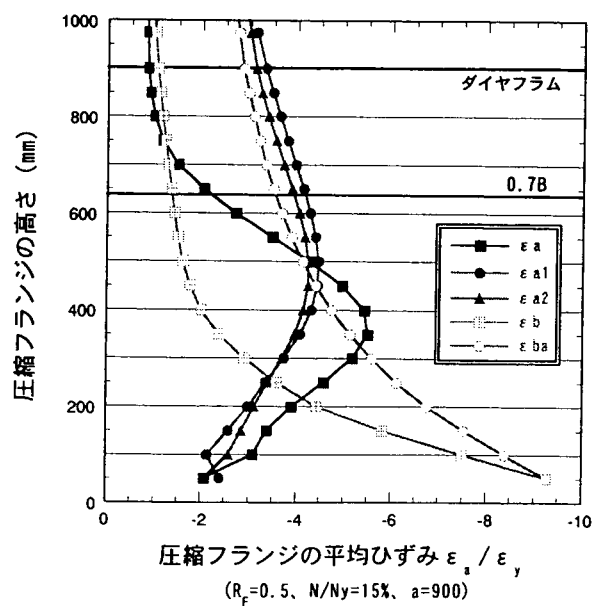
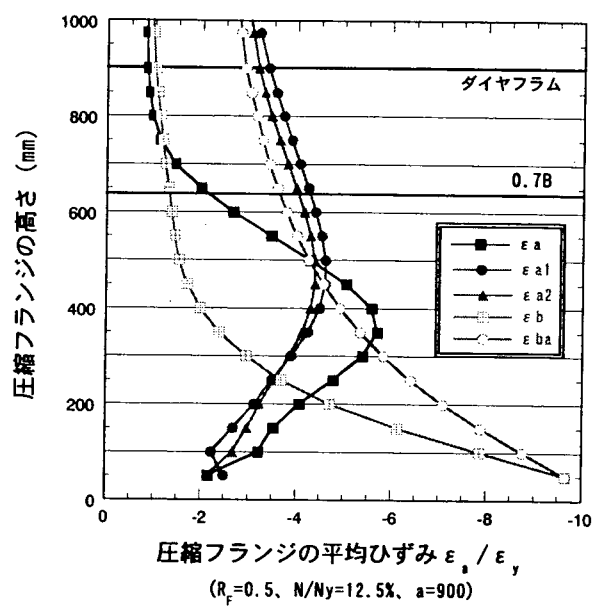
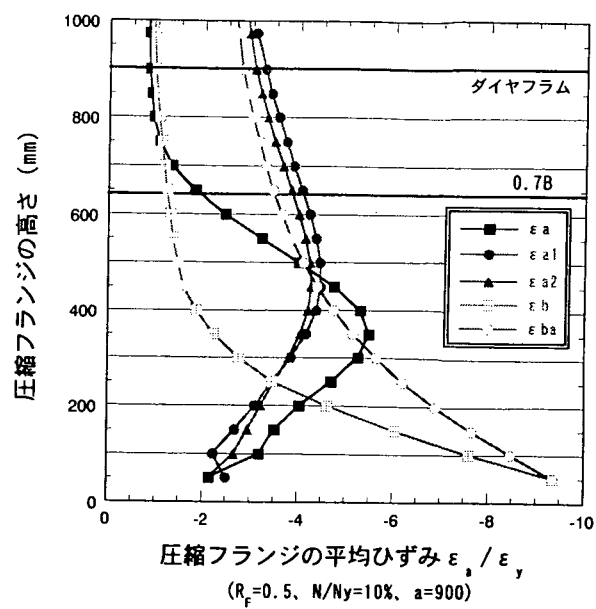


図-4.12(4) シェル要素解析とはり要素解析の平均ひずみの比較

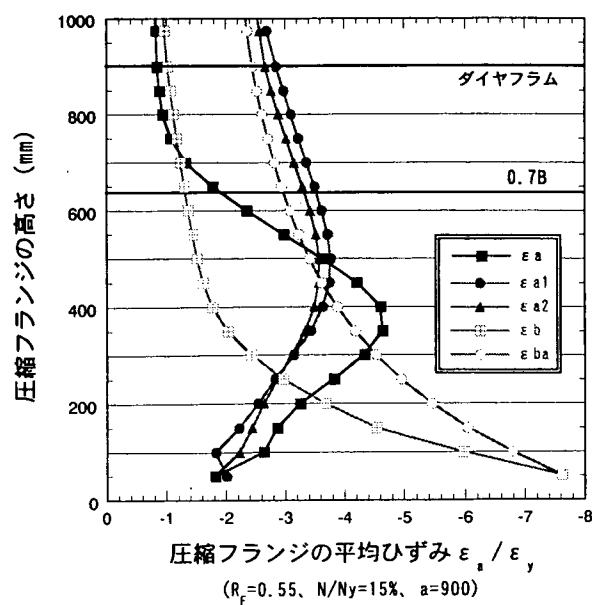
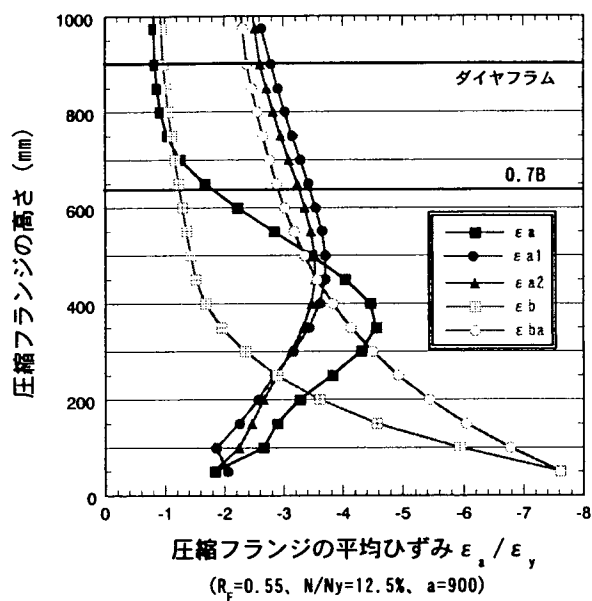
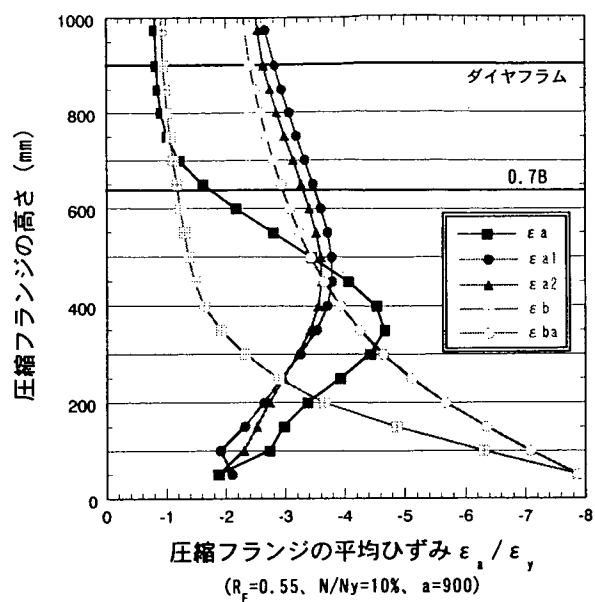


図-4.12(5) シェル要素解析とはり要素解析の平均ひずみの比較

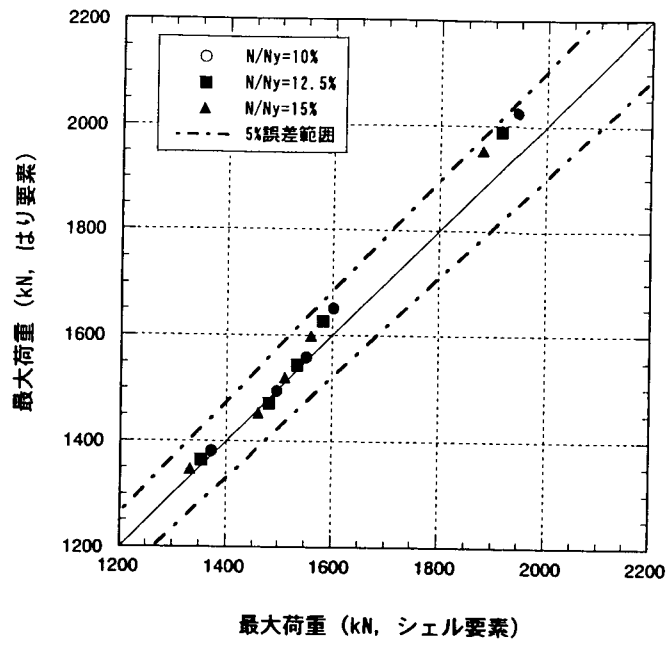


図-4.13 はり要素解析の最大水平耐力とシェル要素解析との比較

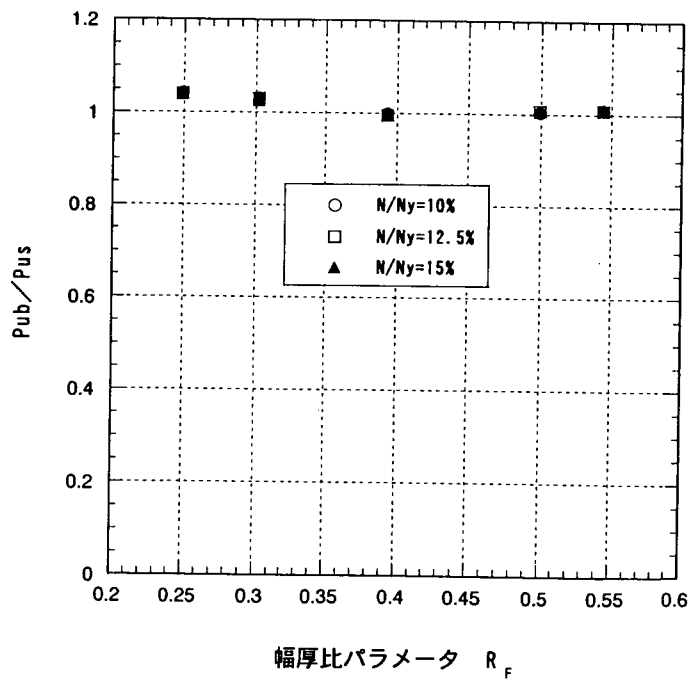


図-4.14 最大水平耐力の比率と幅厚比パラメータ R_F の関係

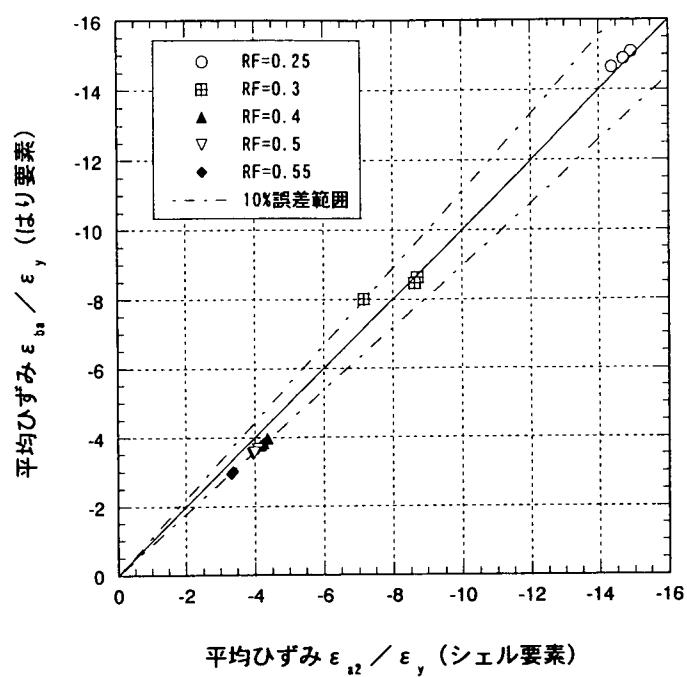


図-4.15 はり要素解析の平均ひずみとシェル要素解析との比

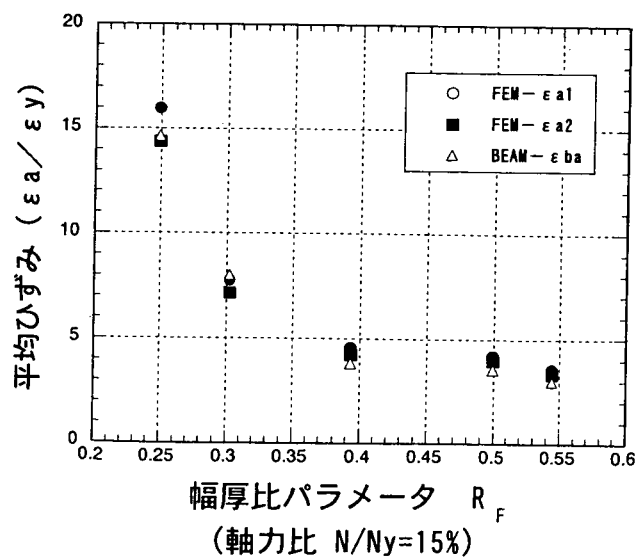
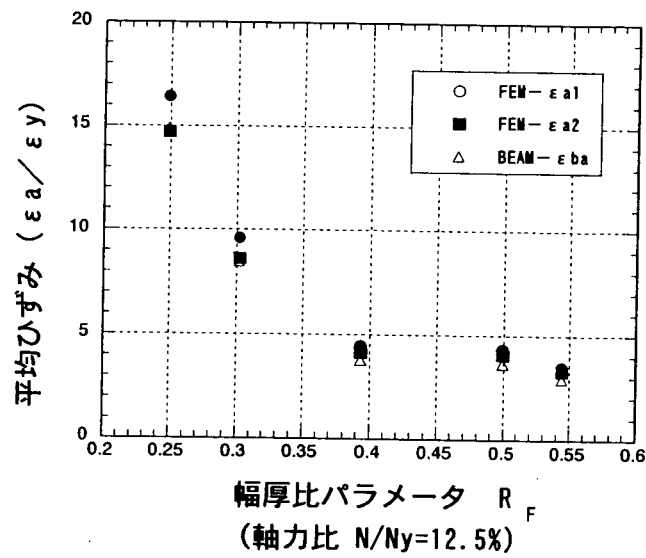
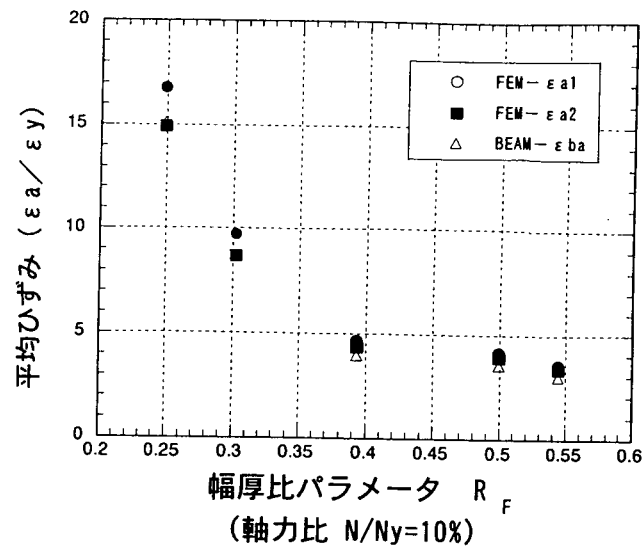


図-4.16 終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係

(3) 鋼製橋脚の最大耐力時の終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係式

これまでの解析結果をもとに、最大水平耐力時の終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係を定式化した。ここで用いた平均ひずみはシェル要素の非弾性有限変位解析から求めた終局平均ひずみ ε_{a2} である。18 ケースの解析対象をもとに求められた $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と幅厚比パラメータ R_F の回帰式を図-4.17 に示す。相関係数は 0.982 であり、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と幅厚比パラメータ R_F の相関性は高いことがわかる。そこで、最大耐力時に鋼製橋脚に生じる平均ひずみの評価式として、座屈パラメータ R_F を変数とする式 (4-2) を提案する。

$$\varepsilon_a/\varepsilon_y=1.39+0.336/(R_F)^{2.60} \tag{4-2}$$

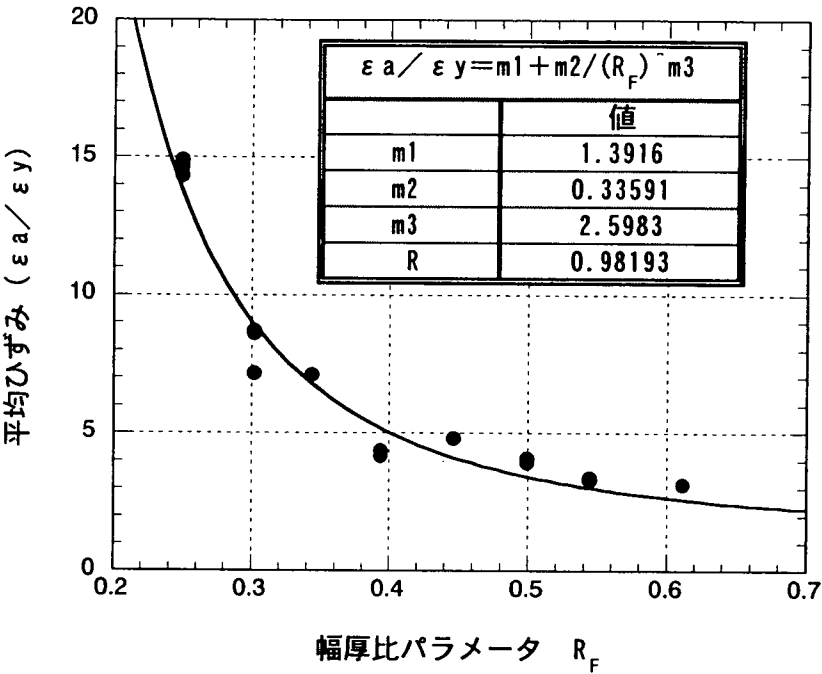


図-4.17 終局平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係

5. 模型実験橋脚との比較

ここでは、式(4-2)の精度検証のため実験結果と比較を行った。鋼製橋脚の繰返し載荷実験における標準供試体 19 体に対してはり要素を用いたプッシュオーバー解析を行い、式(4-2)により算出される終局平均ひずみに達する時の水平変位を求め、実験結果と比較した。ただし、供試体 H6,H8 は実験結果を補正した最大変位が無かったため、最大荷重のみで解析して変位の解析からは除外した。

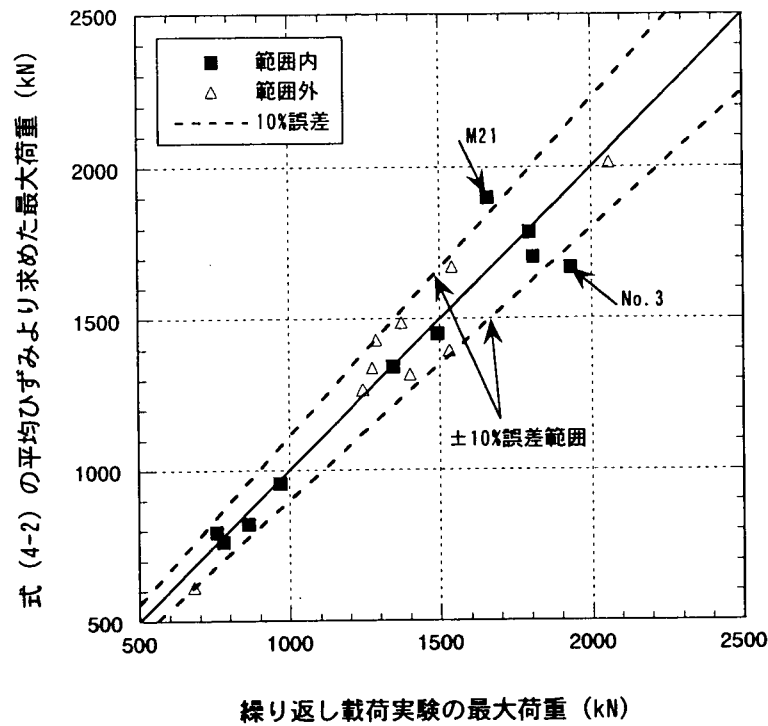
表-5.1 は、標準供試体の各種パラメータおよび式(4-2)より算出した終局平均ひずみを示したものである。ここで、範囲内とあるのは、パラメトリックスタディで検討した幅厚比パラメータ R_F 、軸力比 N/N_y の範囲内にあるもの、範囲外はそれらパラメータの範囲外にある供試体を示している。

表-5.1 供試体の終局平均ひずみ

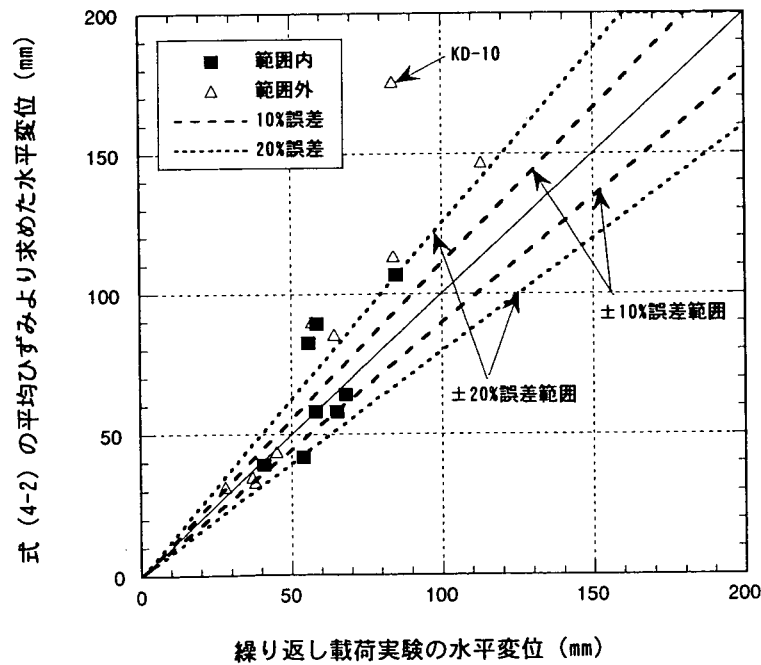
供試体の分類	供試体	幅 B	ダ イ フ ラ ム 間 隔 a	損傷領域 長 l	R_F	N/N_y	ϵ_x / ϵ_y
範囲内	No. 3	900	900	630	0.454	10.7%	4.01
	T1	900	840	630	0.560	12.1%	2.91
	M20	900	600	600	0.340	13.3%	6.94
	M21	900	600	600	0.340	13.3%	6.94
	KD-1	900	500	500	0.446	12.7%	4.13
	KD-2	900	500	500	0.263	10.9%	12.22
	KD-3	750	500	500	0.272	11.8%	11.31
	KD-6	600	400	400	0.271	10.9%	11.40
	B1	900	900	630	0.490	11.3%	3.54
	H8	818	640	572.6	0.423	7.9%	4.54
範囲外	No. 2	900	900	630	0.588	12.5%	2.73
	No. 18	900	900	630	0.591	19.7%	2.71
	No. 20	900	900	630	0.611	12.5%	2.60
	M18	900	250	250	0.220	13.3%	18.61
	M22	900	600	600	0.240	13.3%	15.12
	KD-5	750	500	500	0.268	16.6%	11.70
	KD-7_1	546	364	364	0.236	9.4%	15.74
	KD-10	720	360	360	0.185	14.8%	28.41
	H6	818	370	370	0.246	7.9%	14.27

はり要素を用いたプッシュオーバー解析は、せん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素と 1%硬化型の応力-ひずみ関係を用いた。供試体の終局平均ひずみは式(4-2)で定義したものを用いた。図 5-1 は、はり要素を用いた実験供試体の解析より得られた最大荷重と最大荷重時の水平変位を実験結果と比較したものである。解析値は塑性損傷領域の平均ひずみが表-5.1 に示した値に達したときの水平荷重と水平変位としている。

図-5.1 より、解析から得られた最大荷重は、実験値と比較しておよそ±10%以内に入っていることがわ



(1) 最大荷重の比較

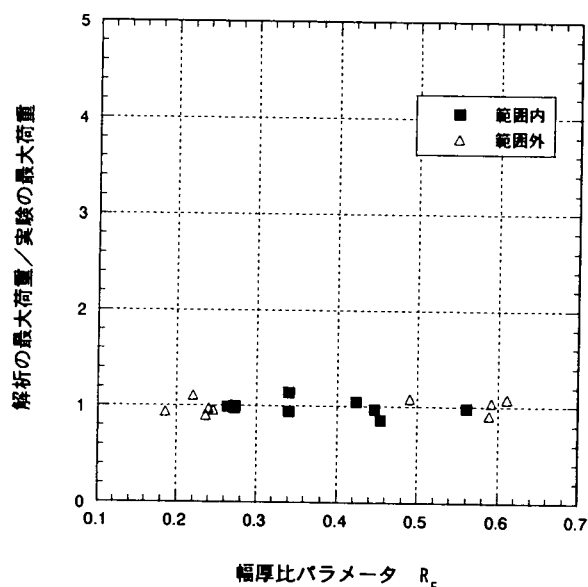


(2) 最大荷重時の水平変位の比較

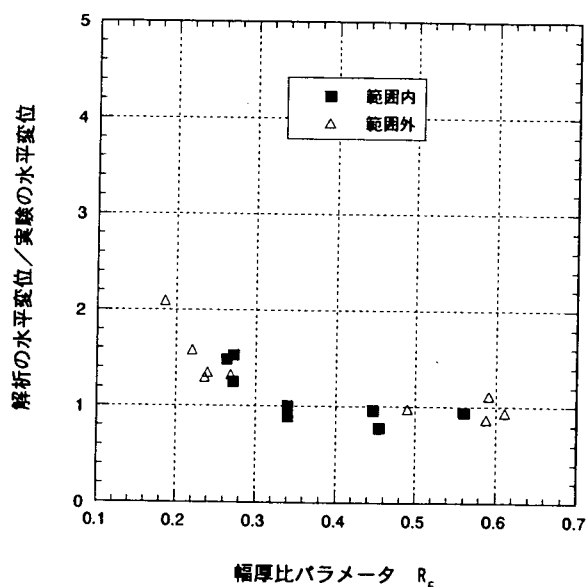
図-5.1 実験供試体における解析結果と実験結果の比較

かる。一方で、最大荷重時の水平変位は、一部の供試体をのぞき $\pm 20\%$ 以内の誤差内に入っている。供試体KD-10は解析と実験の差が著しく大きい、これは供試体KD-10の幅厚比パラメータ R_F が0.185と小さく、そのため終局平均ひずみは他の供試体に比べ大きく与えられることになる。

図-5.2は、供試体の幅厚比パラメータ R_F と解析と実験の最大荷重の比率および解析と実験の水平変位の比率の関係を示したものである。これによると、最大荷重に関しては、幅厚比パラメータと最大荷重の比率については相関はないと考えられる。一方で、最大荷重時の解析と実験の水平変位の比率は幅厚比パラメータ R_F が0.3を境に、 R_F が0.3より小さい範囲では解析値が実験値よりも大きく算出され、 R_F が0.3より大きい範囲では、実験値と解析値はほぼ等しいか、解析値が小さく算出されることを表している。この原因については、鋼製橋脚の水平変位—水平荷重関係を考えてみると、幅厚比パラメータ R_F が小さい場合（例えばこの場合0.3以下）は、橋脚は局部座屈が生じにくく、最大荷重に達した後も急激に荷重が低下することなく、水平変位は増加していく。このため最大荷重の僅かな差でも水平変位では大きな差となることが考えられる。これについては別途検討していく必要がある。



(1) 最大荷重の比率と R_F の関係



(2) 最大荷重時の水平変位の比率と R_F の関係

図-5.2 解析結果と実験結果の比率と幅厚比パラメータ R_F の関係

6. まとめ

本研究では鋼製橋脚の耐力と変形性能について、座屈パラメータのうち幅厚比パラメータ R_F に着目して解析的検討を行い、結論をまとめると以下ようになる。

1. シェル要素を用いた非弾性有限要素解析によるパラメトリック解析により、矩形断面を有する鋼製橋脚の最大荷重時の終局ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係を最小二乗法により回帰式を求めると良好な相関を有しており、式 (4-2) のようになる。
2. 提案式の適用性を見るため、繰返し载荷実験供試体の結果と比較した。水平変位に関して幅厚比パラメータ R_F が 0.3 程度を境にそれより小さい領域では大きめに、大きい領域では小さめの評価を与えることがわかった。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会、：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VII)、1997.4
- 2) 宇佐美勉：ハイダクティリティ鋼製橋脚、橋梁と基礎、97・6
- 3) 運上茂樹、寺山徹：鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討、第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp99～106、1998.11
- 4) 深谷茂広、小野潔、沈赤、村越潤、西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討、構造工学論文集、Vol.46A、pp1365～1376、2000.3
- 5) 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室：鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究、土木研究所資料、平成12年1月
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編、平成8年12月
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成8年12月
- 8) 土木学会鋼構造新技術小委員会、最終報告書（耐震設計研究）：1996年5月
- 9) 鄭沂、葛漢彬、宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形性能の統一的評価法、第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp25～32、2000.1