OUKA
Osaka University Knowledge Archive

Title	多角形閉断面鋼柱の局部座屈と連成座屈に関する基礎的研究
Author(s)	右田, 泰弘
Citation	大阪大学, 1994, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3098895
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

Osaka University

多角形閉断面鋼柱の局部座屈と連成座屈に関する基礎的研究

1994年

右田泰弘

目　　次

用いた記号 …… Ⅳ

表・図・写真一覧表 …… Ⅵ

第1章　序　　論 …… 1

1. 1　緒　言 …… 1

1. 2　多角形断面圧縮部材の耐荷力に関する既往の研究 …… 2

1. 3　本論文の目的と構成 …… 4

参考文献 …… 6

第2章　　多角形断面鋼短柱の耐荷力に関する解析的研究 …… 11

2. 1　緒　言 …… 11

2. 2　2枚折れ板の解析 …… 12

2. 2. 1　解析法と解析モデル …… 12

2. 2. 2　変形形状　および　応力～変位曲線 …… 14

2. 2. 3　最大平均応力とアスペクト比の関係 …… 14

2. 2. 4　最大平均応力と折れ曲げ角との関係 …… 15

2. 3　多角形断面の解析 …… 15

2. 3. 1　解析モデル …… 15

2. 3. 2　アスペクト比に関する考察 …… 16

2. 3. 3　応力～ひずみ曲線 …… 17

2. 3. 4　変形形状と折れ曲げ角の影響 …… 17

2. 3. 5　局部座屈強度 …… 18

2. 3. 6　円形断面の局部座屈強度との比較 …… 19

2. 4　結論 …… 19

参考文献 …… 21

表・図・写真 …… 25

第3章　多角形断面鋼短柱の耐荷力に関する実験的研究 …… 38
3. 1 緒　言 …… 38
3. 2 実験内容 …… 40
3. 2. 1　実験計画 …… 40
3. 2. 2　供試体の製作 …… 40
3. 2. 3　素材試験、初期変形の測定、残留応力の測定 …… 41
3. 2. 4　圧縮試験 …… 41
3. 3 測定結果と考察 …… 42
3. 3. 1　素材試験、および初期変形測定結果 …… 42
3. 3. 2　残留応力の測定結果 …… 42
3. 4 圧縮試験結果と考察 …… 43
3. 4. 1 座屈変形 および ひずみ分布 …… 43
3. 4. 2 平均応力～ひずみ曲線 …… 44
3. 4. 3 最大平均応力 …… 44
3. 4. 4 解析結果との比較 …… 45
3. 4. 5 ASCE基準耐荷力との比較 …… 45
3. 4. 6 最大平均応力と断面形状 …… 46
3. 4. 7 最大平均応力時のひずみとひずみエネルギー …… 47
3. 5 結　論 …… 48
参考文献 …… 50
表・図・写真 …… 54

第4章　8角形断面部材の曲げ耐荷力に関する実験的研究 …… 73
4. 1 緒　言 …… 73
4. 2 実験内容 …… 74
4. 2. 1　供試体の製作 …… 74
4. 2. 2　曲げ試験 …… 74
4. 3 測定、曲げ試験結果と考察 …… 75
4. 3. 1　初期変形、材料定数および残留応力分布 …… 75
4. 3. 2　変形形状とひずみ分布 …… 75
4. 3. 3　曲げモーメントと曲率の関係 …… 76

4. 3. 4　最大曲げモーメント …… 77
4. 3. 5　有効幅を考慮した最大曲げモーメント …… 77
4. 3. 6　最大荷重時の曲率 …… 79
4. 3. 7　ひずみエネルギー …… 79
4. 4 結　論 …… 79
参考文献 …… 81
表・図・写真 …… 83

第5章　全体・局部座屈が連成する多角形断面鋼柱の耐荷力に関する実験的研究 … 94
5. 1 緒　言 …… 94
5. 2 実験内容 …… 95
5. 2. 1　実験計画 …… 95
5. 2. 2　供試体の製作 …… 95
5. 2. 3　素材試験、初期変形の測定、残留応力の測定 …… 96
5. 2. 4　圧縮試験 …… 96
5. 3 測定結果と考察 …… 97
5. 3. 1　素材試験、および残留応力測定結果 …… 97
5. 3. 2　初期変形の測定結果 …… 97
5. 4 圧縮試験結果と考察 …… 97
5. 4. 1　座屈変形 および ひずみ分布 …… 97
5. 4. 2　連成座屈強度 および 相関強度 …… 98
5. 4. 3　最大平均応力時のひずみとひずみエネルギー …… 102
5. 5 結　論 …… 103
参考文献 …… 104
表・図・写真 …… 106

第6章　結　論 …… 118

謝　辞 …… 124

用いた記号

（各章で初めて用いた記号を示す。）

第２章

a，b：軸方向長さ、板幅

D　：円形断面の直径

E　：弾性係数

k　：板の弾性座屈係数

m，n：初期たわみのｓｉｎｅ半波数

R　：幅厚比パラメータ（式（２．２））

t，t_c：板要素の板厚、円形断面の肉厚

x，z　：板幅方向座標、軸方向座標

α　：円形断面の局部座屈パラメータ

θ　：２枚折れ板の折れ曲げ内角

ε　：軸方向平均ひずみ

ε_y　：降伏ひずみ

δ　：初期たわみの大きさ

δ_0　：初期たわみの最大値

σ，σ_{max}：平均応力、最大平均応力

σ_{cr}　：板の弾性座屈応力

σ_{rc}，σ_{rt}：圧縮残留応力、引張残留応力

σ_y　：降伏応力

ν　：ポアソン比

第３章

P_e　：最大作用荷重

P_y　：降伏耐力（$=\sigma_y A$　A：断面積）

U　：ひずみエネルギー

U_0　：基準ひずみエネルギー

L　：座屈長さ

r　：断面２次半径

δ_e　：P_e時の変位

δ_y　：P_y時の変位

μ　：靱性率

ε_u　：最大平均応力時のひずみ

$\overline{\lambda}$　：細長比パラメータ

第4章

b_1, b_2　：式（4．2h)、（4．2i）

b_e　：有効幅

d　：８角形断面の対辺間隔

f　：形状係数

L_0　：載荷幅

M_{max}　：最大曲げモーメント

M_y　：降伏曲げモーメント

k　：式（4．2e）

W　：断面係数

α　：最大荷重時のひずみと降伏ひずみの比（$=\varepsilon_u/\varepsilon_y$）

λ　：式（4．2d）

ρ　：式（4．2c）

ψ　：応力勾配（式（4．2f））

ϕ　：曲率

ϕ_y　：降伏曲率

第5章

e　：偏心量

M_u　：柱が面内に等曲げをのみを受ける時の強度

P　：軸方向圧縮力

P_E　：オイラーの座屈荷重

P_u　：中心軸圧縮柱の強度

Q　：低減係数

$\overline{\lambda}'$　：式（5．11）

$\sigma_{cr}{}^{c}$　：局部座屈がないときの中心軸圧縮柱の強度

$\sigma_{cr}{}^{cp}$　：連成座屈強度

表・図・写真　一覧

表２．１　１４、１６、１８、２４角形断面の初期たわみと最大平均応力 …… 25
表２．２　１４、１６、１８、２４角形断面の最大平均応力 …… 25

表３．１　供試体の諸元（シリーズA） …… 54
表３．２　圧縮試験結果（シリーズA） …… 55
表３．３　板要素の幅 …… 56

表４．１　供試体の諸元 …… 83
表４．２　供試体断面諸量測定結果 …… 83
表４．２　曲げ試験結果 …… 84

表５．１　供試体断面諸量（シリーズB） …… 106
表５．２　供試体断面諸量測定結果（シリーズB） …… 107
表５．３　圧縮試験結果（シリーズB） …… 108

図２．１　解析モデル（山型タイプ） …… 26
図２．２　初期たわみのタイプ …… 26
図２．３　残留応力 …… 27
図２．４　要素分割 …… 27
図２．５　軸方向分割数 …… 28
図２．６　最大荷重時の変形形状（θ ＝5°） …… 29
図２．７　最大荷重時の変形形状（θ ＝120°） …… 30
図２．８　応力～変位　曲線 …… 31
図２．９　σ_{max}/σ_y ～　アスペクト比（a／b） …… 32
図２．１０　σ_{max}/σ_y ～　折れ曲げ角（度） …… 32
図２．１１　解析モデルおよび初期たわみ …… 33
図２．１２　５、７角形断面の変形形状 …… 33

図２．１３　軸方向分割数～σ_{max}/σ_y …… 34
図２．１４　最大平均応力とアスペクト比の関係 …… 34
図２．１５　平均応力～ひずみ関係（１）…… 35
図２．１６　平均応力～ひずみ関係（２）…… 35
図２．１７　変形形状 …… 36
図２．１８　１８角形断面の初期変形と変形形状 …… 36
図２．１９　σ_{max}/σ_y ～　Ｒ　曲線（１４～２４角形断面）…… 36
図２．２０　円形断面の局部座屈強度との比較 …… 37

図３．１　構造物の変形性能 …… 39
図３．２　供試体の形状・寸法 …… 57
図３．３　$\bar{\lambda}$～Ｒ座標における供試体 …… 58
図３．４　初期変形の例（ＯＣＴ２０－Ａ）…… 58
図３．５　初期変形（供試体中央断面）…… 59
図３．６　最大初期変形の分布状態 …… 59
図３．７　残留応力分布例（ＯＣＴ１５－Ａ）…… 60
図３．８　残留応力分布（ＯＣＴ１５－Ａ）…… 60
図３．９　隅角部の数と残留応力分布 …… 61
図３．１０　残留応力分布モデル …… 62
図３．１１　周方向残留応力分布例（ＯＣＴ１５－Ａ）…… 62
図３．１２　ひずみ分布例（ＯＣＴ２０－Ａ）…… 63
図３．１３　平均応力～ひずみ曲線（８角形断面）…… 64
図３．１４　平均応力～ひずみ曲線（５、７、８角形断面）…… 65
図３．１５　平均最大応力 …… 65
図３．１６　残留応力分布モデル（８角形断面）…… 66
図３．１７　解析結果との比較 …… 66
図３．１８　ＡＳＣＥ基準との比較 …… 67
図３．１９　板要素の幅 …… 67
図３．２０　最大平均応力と断面形状 …… 68
図３．２１　最大平均応力と断面積 …… 68
図３．２２　ひずみエネルギーの基準 …… 69

図３．２３　最大平均応力時のひずみ曲線 …… 69
図３．２４　ひずみエネルギー曲線 …… 70

図４．１　供試体断面形状 …… 85
図４．２　載　荷　装　置 …… 85
図４．３　ひずみゲージ配置（Ｔｙｐｅ　Ａ）…… 86
図４．４　残留応力分布 …… 86
図４．５　最高荷重後の供試体変形形状 …… 87
図４．６　曲げモーメント～軸方向ひずみ曲線 …… 87
図４．７　圧縮を受ける板要素のひずみ分布 …… 88
図４．８　周方向のひずみ分布 …… 88
図４．９　上下端面間の距離の変化 …… 89
図４．１０　上下端面の軸方向変位と曲率 …… 89
図４．１１　曲げモーメント～曲率関係（１）…… 90
図４．１２　曲げモーメント～曲率関係（２）…… 90
図４．１３　最大曲げモーメント …… 91
図４．１４　曲げ部材の有効幅 …… 91
図４．１５　最大曲げモーメント時の曲率 …… 92
図４．１６　ひずみエネルギー分布 …… 92

図５．１　供試体の断面形状、寸法 …… 109
図５．２　供試体のＲ～$\bar{\lambda}$座標における位置 …… 109
図５．３　初期変形の例（ＯＣＴ０５Ｅ）…… 110
図５．４　初期変形（断面中央部）…… 110
図５．５　応力～ひずみ曲線（ＯＣＴ０５Ｃ、供試体断面中央部）…… 111
図５．６　８角形断面の応力～ひずみ曲線 …… 111
図５．７　８角形断面の横方向変位 …… 112
図５．８　８角形断面上端面の回転角 …… 112
図５．９　最大平均応力～Ｒ曲線 …… 113
図５．１０　最大平均応力～$\bar{\lambda}$曲線 …… 113
図５．１１　軸力と曲げモーメントの相関曲線 …… 114

図５．１２　最大平均応力時のひずみ～Ｒ曲線 …… 114
図５．１３　ひずみエネルーギー～Ｒ曲線 …… 115

写真３．１　初期変形測定状況 …… 71
写真３．２　残留応力測定状況 …… 71
写真３．３　圧縮試験状況 …… 71
写真３．４　座屈変形形状 …… 72

写真４．１　継　手　板 …… 93
写真４．２　曲げ試験状況 …… 93
写真４．３　最大荷重後の変形形状 …… 93

写真５．１　ピン支持装置（４角形断面鋼柱載荷中）…… 116
写真５．２　圧縮試験状況 …… 116
写真５．３　座　屈　変　形 …… 117

第1章　序　　論

1．1　緒　言

鋼構造に用いられる閉断面部材の断面形状は、従来箱形か円形が主であったが、近年コーナ部に曲面を有する箱形断面が採用されるようになった。また最近吊橋や斜張橋の主塔に4辺形のコーナ部を切り落とした断面、すなわち偏平8角形断面が用いられるようになったし、送電線鉄塔や街路灯の支柱にも箱形や円形断面以外の多角形断面形状も採用されるようになってきた。

しかし、多角形断面鋼柱の安全性についての研究は少なく、設計基準が不十分である現状から、設計基準の確立のために、多角形断面鋼柱の初期たわみ、残留応力、変形特性、座屈強度などについて基礎資料の蓄積が必要である。

また、従来圧縮部材を構成している板要素の応力が降伏応力に達するまでは局部座屈が生じないことを前提に設計されていたが、１９８０年改訂のわが国の道路橋示方書[1),2)]においては、構成板要素の局部座屈を考慮した形での許容応力度設計法を採用している。この傾向はわが国のみならず、世界的な趨勢であり、多角形断面鋼柱についても全体座屈とともに局部座屈強度さらには局部座屈と全体座屈の連成座屈強度に関する資料が設計上重要になる。

このような観点から、本研究は箱形断面と円形断面の中間に位置する多角形断面鋼柱の安全性について解析的、実験的に検討し、多角形断面鋼柱の基礎的な設計資料を提供しようとするものである。

薄肉鋼構造部材の座屈強度を支配するパラメータは断面形状、細長比パラメータ、支持条件、構成板要素のアスペクト比、幅厚比パラメータ、材質、初期不整などであるが、局部座屈を支配する主要パラメータは構成板要素の幅厚比パラメータであり、全体座屈を支配する主要パラメータは細長比パラメータであるので、一般には局部座屈強度は構成板要素の幅厚比パラメータの関数として評価され、全体座屈強度は細長比パラメータの関数として評価されている。したがって、局部座屈と全体座屈の連成座屈強度は構成板要素の幅厚比パラメータと細長比パラメータの2つのパラメータの関数として評価される。本研究は、これら2つのパラメータに対して多角形断面鋼部材の基準耐荷力を解析的研究と実験的研究から求めている。

解析的研究としては、有限要素法による弾塑性有限変位解析により、まず２枚の折れ板の解析を行い、変形特性を示すとともに最大平均応力とアスペクト比および折れ曲げ角との関係を求めている。つぎに、５、７角の奇数角形と４～２６角の偶数角形断面の解析を行い、最大平均応力とアスペクト比および角数の関係について考察し、変形特性ついて述べ、円形断面の力学的挙動との比較を行う。

実験的研究としては、第一に多角形閉断面のうち、正４、５、６、７、８角形断面鋼短柱の初期たわみ、残留応力を測定し、設計、解析の資料としてその結果を示す。第二にこれらの多角形断面鋼短柱について、圧縮試験を行い、その結果に基づいて局部座屈強度式を提唱する。第三に正８角形と偏平８角形断面鋼部材の曲げ試験を行い、曲げ耐荷力式を提唱する。第四に、中間的な長さを有する正４、６、８角形断面鋼柱の初期たわみ、残留応力を測定しその結果を示し、中心軸圧縮試験と偏心圧縮試験を行って、第二、三で求められた局部座屈強度式と曲げ耐荷力式を用いて中間的な長さを有する柱の連成座屈強度式と相関強度式を提唱する。また、構造部材の耐荷能力は一般には最大平均応力で評価されるが、最大平均応力時のひずみやひずみエネルーギも部材の持つ他の重要な耐荷能力であるので、圧縮試験および曲げ試験結果に基づいてこれらについて考察する。

１．２　多角形断面部材の耐荷力に関する既往の研究

薄肉断面部材の局部座屈に関する基礎的な研究はTimoshenkoによって最初に行われ[3),4)]その後、Smith[5)],Klöppel[6)],Skaloud[7)],DeWolf[8)]らによって薄肉箱形断面柱の局部座屈に関する研究が行われている。近年、わが国において板および板を構成要素とする箱形断面柱の局部座屈、連成座屈に関する研究が活発に行われており、上田ら[9)~14)]、川井・大坪ら[15),16)]、藤田・吉田ら[17),18)]、福本・宇佐美・青木・伊藤ら[19)~24)]、西野・長谷川ら[25)~29)]、西村ら[30)~33)]、中井・北田ら[34)~36)]、久保ら[37)]の研究等多くの論文が発表されており、これらの研究成果は福本らによって文献 38)、39) にまとめられ、設計上有用な資料となっている。

一方、多角形断面鋼柱の座屈強度に関する研究は比較的少なく、Bulson[40)]の実験的研究、Avent･Robinson[41)]、Kurt･Johnson[42)]の理論的研究や８角形断面鋼柱に関する小瀬古・青木・福本[43)]の実験的、理論的研究のほかFiss[44)]やCurrence[45)]の研究がある。

Bulson[9)]は多角形断面と円形断面の境界は１８角形断面であることを示し、幅厚比が７９～７９０と幅厚比の大きい薄い平板で構成された同一断面積の４～４０角形断面の圧縮試験を行って、弾性座屈強度式を示している。Avent[40)]らは正多角形断面の弾性座屈解析

を行い、断面を構成する板要素のアスペクト比、幅厚比をパラメータとして座屈係数を求め、弾塑性解析と実験的研究は必要であることを述べている。ＡＳＣＥ[11]では、８、１２および１６角形断面おのおのについて基準耐荷力曲線を定め、１７角形以上の断面は円形断面の基準耐荷力曲線を用いるとしているが理論には弾性理論に基づいている。

Kurt•Johnson[42]は多角形断面の構成板要素の中央に最大初期たわみがあり、中央と隅角部を直線で結んだ初期たわみがあるものとして、弾性座屈解析を行い、構成板要素のアスペクト比、幅厚比および初期たわみ量をパラメータとして座屈係数を求めている。Aventら、Kurtらの座屈解析はいずれもWittric[46]の理論に基づく弾性座屈解析である。

小瀬古・青木・福本[43]は断面の半分を曲げ加工し、これを溶接して組み立てた正８角形と偏平８角形断面鋼部材の初期たわみ、残留応力を測定し、短柱の圧縮試験を行って、その結果を有限帯板要素法による非弾性固有値解析結果と比較し、８角形断面鋼柱の局部座屈特性を述べるとともに、設計上有用な資料を示している。

多角形断面の耐荷力に関する研究や、多角形断面そのものではないが多角形断面に近い断面形状の部材の耐荷力についての研究がいくつか発表されている。

まず、倉西[47),48)]は早い時期に三角形断面と台形断面の弾性座屈解析を行って、座屈係数を求めている。Fuchs[49]は斜めウェブを有する中空薄肉断面の圧縮耐荷力について研究を行い、最大荷重と幅厚比の関係を求めている。

また、Mamalisら[52]は板厚ｔ＝0.81～1.52ｍｍ、一辺の長さｂ＝19.1～44.5ｍｍ（b/t＝24～56）、柱長さL＝127.0ｍｍの非常に薄い板で製作した８角形断面柱の圧縮試験を行い、最大荷重を求め、これを理論解と比較している。また、エネルギー吸収効果は等価な正方形断面や円形断面より優れているとしている。

わが国においては、多角形断面の耐荷力についての研究は小瀬古・青木・福本[43]と右田・青木・福本ら[53)~60)]の研究がある。また、中井ら[61]はコーナ部に曲面を持つ鋼製橋脚の現場載荷実験を行い、ＦＥＭによる応力解析を行って、実験結果と解析結果が一致することを示している。北田[62]らは薄肉長円形断面の耐荷力評価法と縦補剛材の設計法を実験的に研究し、長円形断面は箱形断面のようなShear Lag 現象が顕著に現れないこと、また、耐震設計の際のダクティリティーの確保が容易になることなどを述べている。渡邊ら[63]、伊原ら[64]は箱型断面のコーナー部に丸みを持たせることによって、ダクティリティーが向上することを示している。宇佐美ら[65]は、多角形断面も含めて、その断面を構成する各板要素の圧縮強度を組み合わせて断面全体の圧縮終局強度を算定する方法の有効性について検証している。

１．３　本論文の目的と構成

本論文では、幅厚比パラメータをパラメータとして多角形断面部材の局部座屈強度式、曲げ耐荷力式を求め、幅厚比パラメータと細長比パラメータをパラメータとして、柱の連成座屈強度式を求めている。また、偏心荷重を受ける場合の相関強度式を示している。

まず、有限要素法による２枚の折れ板の弾塑性挙動解析から、最大平均応力とアスペクト比および折れ曲げ角の関係について考察した上で、多角形断面鋼柱の弾塑性挙動解析を行い耐荷力の評価を行う。つぎに、ＳＳ４００で製作した多角形断面鋼部材の初期不整量を示すとともに、圧縮および曲げ試験を行い、局部座屈強度式などの耐荷力式を求める。

また、部材の変形性能を最大荷重時のひずみと最大荷重を過ぎてから最大荷重の９０％までのひずみエネルギーで評価した。

各章の構成は次の通りである。

第２章では大阪大学西村宣男教授研究室で開発された有限要素法による弾塑性有限変位解析プログラムＮＡＰＬＡＴ[31),33)]を用いて、２枚の折れ板と４～２６角形断面の弾塑性挙動解析を行う。２枚の折れ板の弾性座屈については座屈係数と折れ曲げ角度およびアスペクト比関係を吉田[67)]が示しているが、弾性解析のみであり、弾塑性域については言及していないので、最大平均応力と折れ曲げ角度、アスペクト比との関係を求める必要がある。本章では、まず２枚の折れ板の弾塑性解析を行い、最大平均応力と折れ曲げ角、アスペクト比との関係を求める。つぎに５、７角の奇数角形と４～２６角の偶数角形断面の解析を行って、最大平均応力と角数およびアスペクト比との関係、変形形状について考察し、円形断面の局部座屈強度と比較する。これらに基づき、多角形断面の局部座屈強度の評価式を示す。

第３章ではＳＳ４００材で製作した正４、５、６、７、８角形断面の短柱の供試体の初期たわみ、残留応力を測定して、これらを示し、圧縮試験を行った結果について述べる。圧縮試験で測定された応力～ひずみ関係から、これらの供試体の変形特性と座屈変形を示す。圧縮試験結果に基づき、最大平均応力と幅厚比パラメータの関係から局部座屈強度式を求め、最大平均応力と角数、最大平均応力と断面積の関係を示している。ＡＳＣＥの多角形断面部材の基準耐荷力曲線[49)]と比較している。また、構造部材の耐荷能力の評価基準としての最大荷重時のひずみとひずみエネルギーを幅厚比パラメータに対して求め、その評価式を示している。

第４章ではＳＳ４００材で製作した正８角形と偏平８角形断面の曲げ試験を行って、曲げモーメント～曲率関係を示し、変形特性について述べている。適用される範囲は限定さ

れるが、最大曲げモーメントと幅厚比パラメータとの関係から曲げ耐荷力式を求め、最大曲げモーメントを有効幅を考慮して得られる最大曲げモーメントと比較している。また、最大荷重時の曲率、および、ひずみエネルギーを幅厚比パラメータに対して求め、考察を加えている。

第５章ではＳＳ４００材で製作した正４、６、８角形断面鋼短柱の中心軸圧縮試験および細長比パラメータ 0.3、0.5 を有する中間的な長さの柱について中心軸と偏心圧縮試験を行い、応力～ひずみ関係を示して、変形特性を述べる。第３、４章で求めた局部座屈強度と曲げ耐荷力式を用いて多角形断面鋼柱の連成座屈強度と偏心圧縮荷重を受ける多角形断面鋼柱の相関強度式を提唱している。また、最大荷重時のひずみとひずみエネルギーを求め、これらに対する幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよび偏心の影響について考察している。

第６章には第２章から第５章までに得られた結論を総括し、それらの結論に基づいて多角形断面鋼柱の局部座屈強度式と連成座屈強度式および偏心荷重を受ける部材の相関強度式を提唱している。

参 考 文 献

1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 II（鋼橋）、丸善、1980年2月.

2) 佐伯彰一・金井道夫：道路橋示方書 II鋼橋編改訂の背景と運用、橋梁と基礎、Vol.15, No.2, pp.11～16, No.3, pp.6～13, 1981年.

3) Timoshenko,S.P. and Gere,J.H : Theory of elastic stability, 2nd ed., McGRAW－HILL, 1961.

4) Bleich,F. : Buckling strength of metal structures, McGRAW－HILL, 1952.

5) Graves Smith,T.R. : Local buckling of thin－walled columns part II, The ultimate strength of locally buckled columns of various slenderness ratios, CIRIA Research, NO.12, May, 1968.

6) Klöppel,K.R., Schmied,R. und Schubert,J. :
Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Kastenträger unter Verwendung der nichtliearen Beultheorie,
Teil I : Analytische Behandlung, Der Stahlbau, 35, H.11, 1966.
Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Stutzen mit kastenförmigem Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nichlinearen Beultheorie,
Teil II : Experimentelle Untersuchungen, Vergleich der experimentellen und theoretischen Ergebnisse, Der Stahlbau, 38, H.1, H.3, 1969.

7) Skaloud,M. and Zornerrova,M. : Exerimental investigation into the interaction of the buckling of compressed thin－walled columns with the buckling of their plate elements, ACTA TECHNICA CSAV, No.4, pp.389～423, 1970.

8) DeWolf,J.T., Peokoz,T. and Winter,G. : Local and overall buckling of cold-formed members, Proc. ASCE, Vol.100, No.ST10, OCT., 1974.

9) 上田幸雄：残留応力と座屈 2．4 局部座屈（理論）、3．2局部座屈（実験結果）、JSSC, Vol.3, No.6, pp.27～33, pp.49～51, 1967年4月.

10) 上田幸雄・山川武人・森信義：平板の非線形挙動解析（第１報）、日本造船学会論文集、第126号、pp.263～273、1969年.

11) 上田幸雄・山川武人・藤原昭文：有限要素法による、はり、柱、平板の熱弾塑性大た

わみ解析、JSSC第７回マトリックス構造解析法研究発表論文集、pp.411～418、1973年6月.

12) 上田幸雄・矢尾哲也ほか：圧縮を受ける正方形板の最終強度に関する研究（第１報)、（第２報)、日本造船学会論文集、第137号(1975)，第140号(1976).

13) 上田幸雄・矢尾哲也ほか：溶接初期不整を有する矩形板の圧壊強度に関する研究（第１報）～（第４報)、日本造船学会論文集、第148号(1980)、第149号(1981)、第154号(1983)、第159号(1986).

14) 上田幸雄、Sherif M.H.Rashed、白点基：大たわみを伴う矩形板の組合わせ荷重に対する有効幅、日本造船学会論文集、第159号、pp.258～270、1986年.

15) 川井忠彦・大坪英臣：平板の幾何学的非線形問題の一解法（Ｉ)、日本造船学会論文集、第126号、pp.235～244、1969年.

16) 大坪英臣・吉田二郎：組合応力下での長方形板の最終強度（その１)、（その２)、日本造船学会論文集、第156号(1984)，第158号(1985).

17) 藤田譲・野本敏治ほか：組合荷重を受ける平板の最終強度（第１報）～（第３報)、日本造船学会論文集、第145号(1979)、第146号(1979)、第149号(1981).

18) 藤田譲・吉田宏一郎・高沢誠：不整量を有する構造の強度について（その１）ー初期撓みを有する柱の座屈強度ー、日本造船学会論文集、第132号、pp.299～306、1973年

19) 宇佐美勉・福本唀士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究、土木学会報告論文集，第308号，pp.47～58，1981年4月.

20) 宇佐美勉・土屋信洋・大谷恭弘・福本唀士：薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析、土木学会論文集，第362号／I－4,pp.293～302，1985年10月.

21) 宇佐美勉・土屋信洋・福本唀士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究、土木学会論文集，第362号／I－4，pp.303～312，1985年10月.

23) 伊藤義人・福本唀士：座屈試験データベースによる鋼板の圧縮基準強度に関する実証的研究、構造工学論文集、Vol.32A，pp.373～386，1986年3月.

24) 伊藤義人：Ultimate strength variations of structural steel members，名古屋大学学位申請論文、1984年11月.

25) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱型断面柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集、第205号，pp.18～30，1972年9月.

26) 長谷川彰夫 ・安保秀範・西野文雄：鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モデル解析、構造工学論文集、Vol.31A，pp.51～63，1985年3月.

27) Hasegawa,A., Mauroof,M. and Nishino,F. : Effects of local buckling of component plates on the strength of welded steel members, Proc. of JSCE

Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.5, No.1, pp.121～130, April, 1988.

28) Hasegawa, A., Abo,H., Mauroof,M. and Nishino,F. : A simplified analysis and optimality on the steel column behaivior with local buckling, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.195～204, October, 1986.

29) Hasegawa,A., Abo,H., Mauroof,M. and Nishino,F. : Optimum cross sectional shapes of steel compression members with local buckling, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.2, No.1, pp.121～129, April, 1985.

30) 西村宣男・青木徹彦 ・西井学・福本唀士：鋼柱部材の基本強度の統一評価、土木学会論文集, 第410号/I－12, pp.325～333, 1989年10月.

31) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式、構造工学論文集、Vol.33A, pp.171～182, 1987年3月.

32) 西村宣男・笠原宏紹・福本唀士：鋼はり－柱部材の相関強度式の適正化、土木学会論文集, 第416号/I－13, pp.357～364, 1990年4月

33) 西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり－柱部材の強度評価式、土木学会論文集, 第416号/I－13, pp.385～393, 1990年4月

34) Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T. : Ultimate strength of thin－walled box stub-clomuns, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, pp.25～35, April, 1985.

35) Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T. : Interaction curve of thin－walled box stubcolumn subjected to compression and bending for applying to overall buckling analysis of columns, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.2, No.2, pp.65～73, October, 1985.

36) Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T. : An experimental study on ultimate strength of thin－walled box stub－columns with stiffers subjected to compression and bending, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.2, No.2, pp.78～92, October, 1985.

37) 久保全弘・小川春由樹：薄肉鋼柱の極限強度の簡単な評価法、構造工学論文集、Vol. 37A, pp.83～91, 1991年3月.

38) 福本唀士編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987.

39) 総合研究（A）グループ（代表者、福本唀士）：鋼骨組構造の極限強度の統一評価に関する総合的研究、平成元年度科学研究費補助金（総合研究A)、研究成果報告書、

1990年3月.

40) Bulson,P.S. : The strength of thin−wall tubes formed from flat elements, Int.J.Mech.Sci., Vol.11, pp.613～620, 1969.

41) Avent,R.R. and Robinson,J.H. : Elastic stability of polygon folded plate columns, Proc., ASCE, Vol.102, No.ST5 ,pp.1015～1029, May, 1976.

42) Kurt,C.E. and Johnson,R.C. : Cross−sectional imperfections and column stability, Proc.ASCE, Vol.104, No.ST12, pp.1869～1883, Dec., 1978.

43) 小瀬古信博・青木徹彦・福本唀士：八角形断面鋼柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集, 第330号, pp.27～36, 1983年2月.

44) Fiss,R.A. : Local buckling of tubular steel poles in bending, presented at the Oct.18−22, 1971, ASCE Annual and National Environmental Engineering Meeting, held at St.Louis, Mo.

45) Currence,W.C. : Loacal buckling stability of polygonal cross section in bending, presented at the Jan.21−25, 1974, ASCE National Water Resources Meeting, held at Los Angeles, Calif.

46) Wittric,W.H. : A unified approach to the initial buckling of stiffened panels in compression, The Aeronautical Quarterly, Vol.19, pp.265～283, Aug., 1968.

47) 倉西正嗣：軸圧縮荷重を受くる薄肉平面壁「プロフイル」の壁面へし折れ強度（其の一)、日本航空学会誌、第２巻３号、pp.35～86、1934年1月.

48) C.R.C. Japan : Handbook of structural stability, CORONA, 1971.

49) Georg Fuchs : ZUM TRAGVERHALTEN GEDRUCKEN, DUNNWANDIGER HOHLKASTENPROFILE MIT GENEIGTEN STEGEN, Dissertation, Braunschweig, 1987.

50) ASCE : Design of steel transmission pole structures, 2nd ed., ASCE manual and reports on engineering practice No.72, 1990.

51) Cannon,D.D., and LeMaster,R.A. : Local buckling strength of polygonal tubular ploles, Repot No.TLMRC−87−R3, Transmission Line Mechanical Research Center, P.O.Box 220, Haslet, Tx,1987.

52) Mamalis,A.G., Manolakos,D.E., Baldoukas,A.K. and Viegelahn,G.L. : Energy dissipation and associated failure modes when axially loading polygonal thin−walled cylinder, Thin−Walled Structures 12, pp.17～34, 1991.

53) 矢田彰男・右田泰弘・青木徹彦：鋼多角形断面部材の初期変形と残留応力分布、土木

学会第４４回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.156～157，1989年10月．
54) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：正、四、五、六、七、八角形鋼短柱の圧縮試験、土木学会第４４回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.158～159，1989年10月．
55) Aoki,Y., Migita,Y., and Fukumoto,Y.: Local Buckling of Closed Polygon Section Columns, International Colloqium, STABILTY OF STEEL STRUCTURES, Preliminary Report, Vol.III, HUNGARY BUDAPEST, pp.III/219～III/226, APRIL,1990.
56) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：八角形断面鋼部材の曲げ試験、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.130～131，1990年9月．
57) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、土木学会論文集、No.422/I－14，pp.255～263，1990年10月．
58) Aoki,Y., Migita,Y., and Fukumoto,Y.: Local buckling of closed polygon folded section columns, J.Construct. Steel Reseach, Vol.20, No.4, pp.259～270, 1991.
59) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の圧縮試験、土木学会第４６回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.190～191，1991年9月．
60) Migita,Y., Aoki,Y. and Fukumoto,Y.:Local and interaction buckling of polygonal section steel columns, J.Struct.Engrg., ASCE, Vol.118, No.10, pp.2659～2676. OCT.,1992.
61) 中井博ほか４名：半径５００mmの曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工、橋梁と基礎，Vol.21，No.2，pp.17～22，1987年2月．
62) 北田俊行ほか４名：長円形断面を有する薄肉断面の耐荷力に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.35A，pp.135～144，1989年3月．
63) 渡邊英一ほか４名：コーナー部に曲率を有する箱型断面はり－柱の繰り返し変形特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36A，pp.33～40，1990年3月．
64) 伊原茂・半野久光・中込秀樹・高尾道明：曲面コーナを有する鋼橋脚耐荷力実験、土木学会第４６回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.206～207，1991年9月．
65) 宇佐美勉・和田匡央：薄肉集成断面部材の強度と板要素の強度の和の比較について、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集、第１部、 pp.104～105，1990年9月．
66) 吉田宏一郎：帯板要素による平板構造解析、日本造船学会論文集、第130号、pp.161～171，1971年2月．
67) Galambos,T.V.(ed) : Guide to stability design criteria for metal structures, 4th ed., John Wiley & Sons, 1988.

第２章　多角形断面鋼短柱の耐荷力に関する解析的研究

２．１　緒　　言

板要素の非線形問題の研究は国内外多くの研究者によって行われており、数多くの研究成果[1)~15)]が発表され、有用な設計資料となっている。この方面の研究は、特にわが国で意欲的に行われ、初期たわみ、残留応力を考慮した上田ら[8)~10)]、北田・小松ら[12),13)]の解析法は板要素の弾塑性有限変位解析の重要な解析法となっている。また、板要素の集成部材としての箱形断面の弾塑性有限変位解析についても、わが国で多くの研究成果[16)~28)]が発表され、設計上有用な資料を提供している。

一方、箱形断面と円形断面の中間に位置する多角形断面鋼柱の耐荷力についての研究は、Wittric[29)]の弾性理論に基づく Avent•Robinson[30)]、Kurt•Johnson[31)]らの理論的研究や Bulson[32)]、小瀬古ら[33)]、Fiss[34)]の実験的研究があるが、この方面の研究は比較的少ない。また、ＡＳＣＥ[35)]では、送電線の柱について、Currence[36)]、Cannon[37)]の実験的研究から設計基準を示しているが、理論的には弾性理論に基づいているなど、なお十分でないのが現状である。

多角形断面は種々の折れ曲げ角を有しているので、折れ曲げ角および構成板要素のアスペクト比と耐荷力との関係を求める必要があるから、まず２枚の折れ板の弾塑性挙動解析を行いこれらについて考察する。つぎに、５、７角の奇数角形と４～２６角の偶数角形断面の弾塑性挙動解析を行って、最大平均応力と角数およびアスペクト比との関係、変形形状について考察する。

折れ曲げ角の影響に関する研究としては吉田[38)]の２枚折れ板の弾性座屈に関する研究がある。吉田は有限帯板要素法で弾性座屈解析を行い、座屈係数と折れ曲げ角、アスペクト比、座屈変形形状の関係を求め、折れ曲げ内角が 50°～170°の間は板要素を単純支持の単一板と取り扱えるとし、また折れ曲げ内角がこの範囲より小さい場合と大きい場合はコーナ部に変位が生じ、このため座屈係数が低くなること、折れ曲げ内角が160°～170°の間で座屈係数が不連続なることなどを指摘している。

単一板要素の最大平均応力とアスペクト比、幅厚比パラメータ、座屈変形形状の関係については、いくつかの研究成果が発表されている[10),13)]。小松・北田[13)]は幅厚比パラメータＲを 0.5、0.7、1.3 と変化させたとき、最大平均応力が最小となるアスペクト比は 0.5～1.0 の範囲で変化することを示している。上田ら[10)]は初期たわみ～アスペクト比～座屈

モード～最大平均応力の関係について詳細なデータを示している。また、宇佐美ら[17]は、箱形断面の強度が最小となるアスペクト比は、0.7としパラメータ解析を行っている。

このように、単一板要素の最大平均応力とアスペクト比の関係や２枚の折れ板の弾性座屈係数と折れ曲げ角、アスペクト比の関係についてはいくつかの研究がある。

多角形断面については、次のような研究がある。まず、Avent[30]らは正多角形断面の弾性座屈解析を行い、①３、４、５、６と７角形断面以上の断面について構成板要素のアスペクト比、幅厚比をパラメータとして座屈係数を示し、②３、５角形断面の座屈係数は４．０より大きい、③１６角形断面以上は理想的な円形断面に近づく、④７角形以上の断面では６％以内の誤差で座屈係数を単一曲線で表すことができる、⑤非弾性解析と実験的研究が必要であることを述べている。Bulson[32]は一定断面積の多角形断面の板要素の座屈応力と円形断面の座屈応力が等しいと置いて多角形断面と円形断面の境界は１８角形断面であることを示し、幅厚比が７９～７９０と幅厚比の大きい薄い平板で構成された同一断面積の４～４０角形断面の圧縮試験を行って、１８角形断面（折れ曲げ内角160°）までは角数に比例して座屈強度が増加し、１８角形断面以上の断面は円形断面として取り扱えること、２２角形断面（折れ曲げ内角163.6°）以上の断面の座屈変形形状は円形断面の座屈変形形状と類似の形状になることを指摘している。ＡＳＣＥ[35]では、８、12および16角形断面について基準耐荷力曲線を定め、17角形以上の断面は円形断面の基準耐荷力曲線を用いるとしている。

角数を多くすると円形断面に近づくことになり、多角形断面として取扱える範囲と円形断面として取扱う範囲について検討する必要があり、その範囲は吉田[38]、Aventら[30]、Bulson[32]およびＡＳＣＥ[35]の指摘から折れ曲げ角が140°（16角形）～170°（36角形）の間にあるものと考えられるので、特にこの範囲の最大平均応力、変形形状について考察する。

解析の対象としたのは、２枚の折れ板と５、７の奇数角および４～２６までの偶数角の正多角形断面である。

２．２　２枚の折れ板の解析

２．２．１　解析法と解析モデル

解析は大阪大学西村宣男教授研究室で開発された有限要素法による弾塑性有限変位解析プログラムＮＡＰＬＡＴを用いて行った。ＮＡＰＬＡＴは、北田・小松[13]らの解析法を立体薄肉構造部材に適用できるように開発されたプログラムであり、箱形断面の解析[26),27)]な

どに多くの実績がある。

2枚の折れ板の解析モデルは、図2．1に示すような山型断面とし、この断面形状についてアスペクト比および折れ曲げ角θの変化に対する最大平均応力の変化を検討した。載荷端には板要素の変位を拘束しないように、板厚が板要素の厚さの1／10の板を挿入し、境界条件を図2．1とした。軸方向には対称座屈モードを仮定し、長さ方向には、その半分を解析の対象とした。初期たわみは図2．2に示すように断面方向に2タイプ、軸方向には、sineの半波(IL−1)タイプと3半波(IL−2)の2タイプとした。最大初期たわみδ_0は道路橋[39]の製作基準である板幅の1／150としている。板要素内の初期たわみの大きさδは次式で表される。

$$\delta = \delta_0 \sin\left(\frac{m\pi}{a} z\right) \sin\left(\frac{n\pi}{b} x\right) \tag{2.1}$$

δ_0 ：初期たわみの最大値

a ：軸方向長さ

b ：板幅

m, n ：軸方向、板幅方向のsine半波数

z ：軸方向座標

x ：板幅方向座標

残留応力は図2．3に示す分布[12]とし、引張り残留応力を$\sigma_{rt}/\sigma_y=1.0$、圧縮残留応力を$\sigma_{rc}/\sigma_y=-0.4$[28]としている。

要素分割数は図2．4に示すように板幅方向には6分割とし、折れ曲げ角$\theta=135°$に対して軸方向分割数と最大平均応力の計算精度を図2．5に検討した。同図より以後の数値計算では要素分割数は板幅方向には6分割、軸方向には12分割を基準とした。

材料定数はSS400の公称降伏応力$\sigma_y=2400$kgf／cm^2(235MPa)、弾性係数$E=2.1\times10^6$kgf／cm^2(206GPa)、ポアソン比$\nu=0.3$とし、式（2．2）で定義される幅厚比パラメータRは1.07とした。

$$R=\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}}=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}=0.018\left(\frac{b}{t}\right) \tag{2.2}$$

ここで、bは板幅、tは板厚、σ_{cr}は板の弾性座屈応力、kは板の弾性座屈係数でk＝4.0としている。

2．2．2　変形形状および応力～変位曲線

幅厚比b／t＝60(R＝1.07)、a／b＝2.0、初期たわみタイプ(IS－1)＋(IL－2)を有し、折れ曲げ角が θ ＝5°、θ ＝120°の折れ板の最大荷重時の変形形状を図2．6、2．7に、応力～変位曲線を図2．8に示す。θ ＝5°の場合は、図2．6から最大荷重時にコーナ部と端部が移動し、このために強度が低下するものと考えられる。θ ＝120°の場合は最大荷重時においてもこれらの部分の移動はなく、単純支持板と類似の変形形状となっている。これらの挙動は2枚折れ板の弾性座屈について吉田[38]が指摘している挙動と同じ傾向である。図2．8（a）に示す軸方向変位は $\sigma / \sigma_y = 0.32$ 付近までは直線であり、それ以上の荷重では非線形挙動となる。図2．8（b）には θ ＝5°の中央断面のコーナ部の変位を示す。同図から中央断面のコーナ部は載荷当初から変位が生じていることが分かる。

2．2．3　最大平均応力とアスペクト比との関係

単一板要素の弾性座屈における座屈係数～アスペクト比～座屈モード関係と同じ傾向が最大平均応力～アスペクト比～座屈モードの間にあることが示されている[13),17)]ので、ここでは2枚の折れ板構造について最大平均応力(σ_{max} / σ_y)～アスペクト比(a／b)～座屈モード関係を、θ ＝135°について求めた。

初期たわみは板幅方向にはタイプ(IS－1)、軸方向にはタイプ(IL－1)すなわちsineの半波(m＝1)のモードの場合とタイプ(IL－2)すなわち3半波(m＝3)のモードの場合について最大平均応力とアスペクト比との関係を求めると図2．9となる。タイプ(IL－1)のモードの場合には、a／b＝0.7 で最小値 $\sigma_{max} / \sigma_y = 0.68$、タイプ(IL－2)のモードでは、a／b＝2.0 のとき最小値 $\sigma_{max} / \sigma_y = 0.66$ となる。宇佐美ら[17)]は、箱形断面の強度が最小となるアスペクト比は 0.7 と見なしており、また、上田ら[10)]も初期たわみが小さい場合は、板要素の強度が最小となるアスペクト比は0.7としている。本解析結果では a／b＝0.7 のときの最大平均応力は極小値ではあるが a／b＝2.0 の場合に対して3％程度の高い値となっている。

また、5半波（m＝5）について、最大平均応力～アスペクト比を求めた結果も図2．9に示している。この場合、最大平均応力は a／b＝3.5 で最小となり、a／b＝2.0 の場合と同じ値である。図2．9から、座屈モードが高次になるに従って、アスペクト比が変化しても最大平均応力の変化は少なく、最大平均応力はアスペクト比に対して鈍感になっている。これは単一板の弾性座屈と同じ傾向である。

本解析結果が、板要素についての上田ら[10)]や小松・北田ら[13)]の結論と完全一致していな

いのは、断面形状、初期不整の違いによるものと考えられる。また、上田ら[10]は有効初期たわみ係数という概念を導入して初期たわみと座屈モードについて詳細はデータを示しているが、ここでは、初期たわみを座屈解析で多く用いられている対称座屈モードである(IS−1)＋(IL−1)タイプと(IS−1)＋(IL−2)タイプとして解析を行った。

2．2．4　最大平均応力と折れ曲げ角度との関係

2．2．3の結果に基づき、case(a)：アスペクト比 a／b＝0.7、初期たわみタイプ(IS−1)＋(IL−1)とcase(b)：アスペクト比 a／b＝2.0、初期たわみタイプ(IS−1)＋(IL−2)について折れ曲げ角と最大平均応力の関係を求めると図2．10となり、case(a)の最大平均応力がcase(b)の場合より全体的に3％程度大きくなっている。この差は2．2．3で示したのと同程度である。最大平均応力は、θ＝5°～20°の間では急な勾配で、θ＝20°～60°の間では緩やかな勾配で上昇し、θ＝60°～160°付近までほぼ一定値であり、この範囲では、最大平均応力が最小となるモードは case(b) と考えられる。θ＝160°～175°間ではcase(a)では2％の上昇するが、case(b)は一定値である。吉田[38]は2枚折れ板の弾性座屈解で折れ曲げ角がθ＝160°～170°の間に座屈係数が不連続になることを指摘している。本解析において case(a)、case(b)以外のモードで最大平均応力をθ＝175°(a／b＝1.5、初期たわみ(IS−2)＋(IL−2)タイプ) および180°(a／b＝1.0、初期たわみ(IS−2)＋(IL−1)タイプ) について求めると、図2．10に ⧖ で示す位置となり、θ＝160°～170°で座屈モードが変化し、最大平均応力が低下すると考えられる。この座屈モードの変化については2．3．4でも考察している。

2．3　多角形断面の解析

2．3．1 解析モデル

（1）断面形状、材料定数

多角形断面の解析モデルの断面形状は5、7の奇数角形断面と4～26の偶数角形断面とし、奇数角形断面は全断面について、偶数角形断面については対称性を考慮し、四分の一断面を解析の対象とした。図2．11に5、7、8および18角形断面の解析モデルを示している。軸方向には対称座屈変形形状を仮定し、長さの半分を解析の対象としている。材料定数は、2枚折れ板の場合と同様にSS400の公称降伏応力σ_y＝2400kgf／cm²(235MPa)、弾性係数E＝2.1×10⁶kgf／cm²(206GPa)、ポアソン比ν＝0.3 とし、式（2．2）で定義される幅厚比パラメータRは R＝0.54(b／t＝30.0)、0.70(39.3)、1.07(60.0)、

1.30(72.9)とした。

（2）初期たわみ、残留応力

初期たわみは、軸方向には対称座屈変形形状を仮定しているから、式（2．1）においてm＝1、3、5すなわち軸方向初期たわみはｓｉｎｅの1、3および5半波とする。断面方向の初期たわみはｓｉｎｅの半波（ｎ＝1）とし、図2．11に示すように偶数角形断面では交互に凸凹となる形状、奇数角形断面では一辺の初期たわみを0として予備的に行った計算結果（図2．12）から、一辺の初期たわみがｓｉｎｅの2半波（ｎ＝2）となる形状とした。初期たわみの最大値も2枚折れ板と同様に、δ_0 は道路橋示方書[39]の部材精度のb／150（b:板幅）としている。残留応力は図2．3に示す分布とし、引張残留応力σ_{rt} はσ_{rt}/σ_y=1.0、圧縮残留応力σ_{rc}は R＝0.54、0.70に対してσ_{rc}/σ_y＝－0.3、R＝1.07、1.30に対してσ_{rc}/σ_y＝－0.2とした[40]。

（3）分割数

板幅方向の分割数は6分割とし、軸方向の初期たわみをsine半波として、4角形断面（2枚板：解析対象断面の最少板枚数）および7角形断面（7枚板：解析対象断面の最多板枚数）について軸方向分割数～σ_{max}/σ_y をスペクト比 a／b＝1.0、2.0 （a:軸方向長さ、b:板幅）について図2．13に求めた。両者は同じ傾向を示したので、a／b＝3.0、4.0 については4角形断面の結果を参照して、σ_{max}/σ_y がほぼ一定となる分割数から、軸方向の分割数は a／b＝1.0、2.0、3.0および4.0について、おのおの10、12、14および16分割を基準とした。

2．3．2　アスペクト比に関する考察

ｓｉｎｅの1、3および5半波の軸方向初期たわみを有する4、7、8および18角形断面について幅厚比パラメータR＝0.5、0.7、1.07、1.3の場合のσ_{max}/σ_y～ａ／ｂ関係を図2．14に求めている。4、7、8角形断面については軸方向初期たわみがsineの1、3、5半波に対して a／b＝0.5～0.7、1.3～1.7、2.3～3.0 の範囲でσ_{max}/σ_y は最小となる。初期たわみの差によるσ_{max}/σ_y の変化は3％～4％程度であり、2枚の折れ板の場合と同程度である。また、σ_{max}/σ_y が最小となるアスペクト比からアスペクト比を0.2程度変化した場合のσ_{max}/σ_y の変化は4角形断面でR＝0.54、0.70の場合は約4％であるが、他については1％以下であり、この近傍ではσ_{max}/σ_y はアスペクト比

に対して極めて鈍感であると言える。１８角形についても４～８角形断面と同じ傾向を示すので、全断面について軸方向初期たわみをsineの半波とし、アスペクトを計算結果最も多くの断面で最大平均応力が最小となる a／b=0.6として最大平均応力を求める。

２．３．３　応力～ひずみ曲線

平均応力（σ / σ_y）～平均軸ひずみ（$\varepsilon / \varepsilon_y$）関係は図２．１５となり、３章図３．１４に示す実験から求められる曲線より顕著ではないが、Ｒの増加に伴い最大平均応力時のひずみが減少し、最大平均応力後の除荷曲線の勾配が若干大きくなる傾向を示している。

図２．１６には７、８角形断面(b／t=39.3、R=0.70)と５、８角形断面(b／t=60、R=1.07)のσ / σ_y ～$\varepsilon / \varepsilon_y$曲線を示している。これらは第３章の実験的研究の供試体OCT15－A(R=0.66)、HEP17－A(R=0.73)、およびOCT25－A(R=1.07)、PEN24－A(R=1.02)に相当する断面である。図２．１６より偶数角形断面である８角形断面と奇数角形断面の５、７角形断面では偶数角形断面の８角形断面が奇数角形断面の５、７角形断面より若干低い応力レベルで非線形性を示すが最大平均応力に到達するまでとその後の挙動について顕著な差は認められない。実験結果については３．４．２で述べる。

２．３．４　変形形状と折れ曲げ角の影響

板幅方向の初期たわみを図２．１１に示す形状とした場合の最大平均応力時の４、７および８角形断面の変形形状を図２．１７に示す。変形形状は初期たわみが増加する形状となっている。しかし、特に折れ曲げ内角が大きい場合、２枚の折れ板のθ =175°についてのモードの異なった解析からも推測されるが、いくつかの座屈変形形状が考えられ、これらによって最大平均応力が異なることが考えられる[30),32),38)]ので、１８角形断面（折れ曲げ内角θ =160°、b／t=60.0(R=1.07)、a／b=0.6）について図２．１８に示す４ケースの初期たわみ、すなわち

case(1)：凸凹の交互形状

case(2)：全板要素内側形状

case(3)：全板要素外側形状

case(4)：一部外側、他は内側形状

についてσ_{max} / σ_y を求めると表２．１である。これらの初期たわみに対して、最大平均応力時の変形形状は図２．１８に示すように、case(1)以外はいずれもコーナ部が若干移動する変形形状となる。表２．１には１４、１６、２４角形についても各ケースについて最大平均応力を求めている。また、表２．２には１４、１６、１８および２４角形断面

のcase(1)とcase(4)について最大平均応力を求め、図２．19に14～24角形断面の case(1)とcase(4)のσ_{max}/σ_y～R曲線を示している。表２．１、２．２および図．２、19から、σ_{max}/σ_yは

(1) １４角形以下の断面では、case(4)＞case(1)である。

(2) １６角形断面では R≦0.7の範囲でcase(4)＜case (1)であるが、その差は僅少である。R＞0.7ではcase(4)＞case(1)である。

(3) １８～２２角形断面では、R＜0.7の範囲ではcase(4)＜case(1)であるが、その差は僅少である。R＞0.7ではcase(4)≒case(1)である。

(4) ２４角形以上の断面ではcase(4)＜case(1)となる。

case(4)は円周方向にも座屈変形を生じる円形断面の非対称座屈変形[41]とみなせることから、①１４角形以下の断面では構成板要素の単一板としての座屈挙動が支配的である、②１６～２２角形断面の座屈挙動は構成板要素の単一板としての座屈挙動と円形断面の座屈挙動が混在する、③２４角形以上の断面の座屈挙動は円形断面の座屈挙動とみなせることを示唆するものであり、１８角形以上の断面は円形断面とみなせるとするBulson[32]の指摘、１６角形以上の断面は円形断面に近づくとするAvent[30]の指摘、また、１７角形以上の断面は円形断面として取り扱うとしているＡＳＣＥ[35]に近い結果となっている。

特に、２４角形断面については、折れ曲げ内角は165°であり、２枚の折れ板の弾性座屈解析[38]、２．２の２枚の折れ板の弾塑性有限変位解析においても折れ曲げ内角が165°付近で座屈変形形状が変化すると考えられ、Bulson[9]は２２角形断面から座屈変形形状が円形断面の座屈変形形状と類似の形状になるとしている。また、小瀬古[33]らは１２、２４角形断面では非対称断面変形が生じるとしている。これらのことから、２４角形以上の断面では座屈変形形状が円形断面の非対称座屈変形傾向[41]を示すものと考えられる。

２．３．５ 局部座屈強度

２．３．４で述べたように、１４角形以下の断面のcase(1)と１６～２２角形断面のcase(1)、case(4)のσ_{max}/σ_y～R曲線は区別して評価するほどの有意な差はなく、従来から提示されているいくつかの単一板要素、箱形断面の曲線[28),40)]とほぼ同じ傾向を示すので、２２角形断面までは単一式で局部座屈強度を評価できるものと考えられる。これらの曲線を最小自乗法で近似すると式（２．３）となる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leqq 0.44) \quad (2.3a) \\ 0.67/R^{0.5} & (0.44 < R \leqq 1.3) \quad (2.3b) \end{cases}$$

2．3．6　円形断面の局部座屈強度との比較

円形断面の局部座屈強度の評価式はいくつか示されているが、図2．20には低めと高めの包絡線的になっている4つの評価式[42]（Plantema，AWWA，SSRC，Marshall）を示している。

図中係数αは円形断面の局部座屈パラメータで

$$\alpha = Et_c/\sigma_y D \quad (2.4)$$

である。ただし、t_cは肉厚、Dは肉厚中心までの直径である。

同一断面積を有する円形断面と多角形断面の局部座屈強度の比較を行う場合、多角形断面と同一断面積を有する円形断面のt_c、Dの組み合せは数多く考えられるが、24角形断面が前項2．3．4の後半に述べたように円形断面とみなせることから、t_c、Dの組み合せを24角形断面において式（2．3）で$\sigma_{max}/\sigma_y=1.0$(R=0.44、b/t=25)のときと、円形断面においてSSRC，Marshall曲線[42]で$\sigma_{max}/\sigma_y=1.0$($\alpha=9.1$)のときの断面積が等しくなる組み合わせとした。図2．19より、式（2．3）は24～26角形断面から円形断面の局部座屈強度の評価式に近い傾向となることが分かる。さらに、多角形断面の角数を26～28とすれば、多角形断面の局部座屈強度の評価式で円形断面の局部座屈強度を近似的に評価することも可能であり、多角形断面と円形断面の局部座屈強度は統一的に評価できることを示唆するものである。

2．4　結論

本章では、有限要素法による弾塑性有限変位解析プログラムＮＡＰＬＡＴを用いて、2枚の折れ板と多角形断面鋼短柱の弾塑性挙動解析を行い、次の結論を得た。

(1) 2枚の折れ板構造では

（a）軸方向の座屈モードがsineの半波に対してはa/b=0.7、sineの3半波に対しては

a／b＝2.0で、また５半波に対しては a／b＝3.5 で最大平均応力が最小となり、a／b＝0.7と a／b＝2.0 および a／b＝3.5 の場合の最大平均応力差は３％程度である。

（b）折れ曲げ内角が 60° ～170° の間は最大平均応力はほぼ一定である。

（c）折れ曲げ内角が小さい間（60° 程度）までは、コーナ部および端部が変形することにより最大平均応力が減少する。

（d）折れ曲げ内角が 160° ～170° 近傍で最大平均応力の不連続点があると考えられる。

(2) 多角形断面鋼短柱の弾塑性挙動解析から

（a）軸方向初期たわみｓｉｎｅの１、３、５半波に対してアスペクト比 a／b＝0.5～0.7、1.3～1.7、2.3～3.0の範囲で σ_{max}/σ_y は最小となり初期たわみ形状による σ_{max}/σ_y の変化は３％～４％程度であり、σ_{max}/σ_y が最小となるアスペクト比からアスペクト比を0.2程度変化した場合の σ_{max}/σ_y の変化は４角形断面で R＝0.54、0.70 の場合は約４％であるが、他については１％以下であり、この近傍では σ_{max}/σ_y はアスペクト比に対して極めて鈍感であると言える。

（b）１４角形以下の断面では構成板要素の単一板としての座屈挙動が支配的でり、局部座屈強度は周辺支持板の局部座屈強度と同一とみなせる。

（c）１６～２２角形断面の座屈挙動は構成板要素の単一板としての座屈挙動と円形断面の座屈挙動が混在する。

（d）２２角形までの局部座屈強度は、角数による有意な差は認められず、下限値は式（２．３）と考えられる。

（e）２４角形以上の断面の座屈挙動は円形断面の座屈挙動とみなせる。

（f）多角形断面の局部座屈強度は２４～２６角形断面で円形断面の局部座屈強度の評価式に近づき、２６～２８角形断面の局部座屈強度の評価式で同一断面積の円形断面の局部座屈強度を近似的に評価できると考えられる。

参 考 文 献

1) Coan,K.M. : Large deflection theory for plates with small initial curveture loaded in edge compression, J. Applied Mech., Vol.18, No.2, pp.143～151, 1951.

2) Yamaki,N. : Post buckling behvior of rectangular plates with initial curveture loaded in edge compression, J. Applied Mech., Vol.26, No.3, pp.407～414, 1959.

3) 加藤勉：面内荷重を受ける板の塑性破壊について、日本建築学会論文報告集、第107号、pp.37～42、1965年1月

4) 川井忠彦・吉村信敏：有限要素法による平板の大たわみ問題の解析、生産研究、第20巻、第8号、pp.383～387、1968.

5) 川井忠彦・大坪英臣：平板の幾何学的非線形問題の一解法（Ⅰ）、日本造船学会論文集、第126号、pp.235～244、1969年.

6) Murray,D.W. and Wilson,E.L. : Finite element postbuckling analysis of thin elastic plates, AIAA J., VOl.7, No.10, pp.1915～1920, 1969.

7) Murray,D.W. and Wilson,E.L. : Finite element large deflection analysis of plates, Proc. of ASCE, Vol.99, No.EM1, pp.143～165, 1969.

8) 上田幸雄・山川武人・森信義：平板の非線形挙動解析（第１報）、日本造船学会論文集、第126号、pp.263～273、1969年.

9) 上田幸雄・矢尾哲也ほか：圧縮を受ける正方形板の最終強度に関する研究（第１報）、（第２報）、日本造船学会論文集、第137号(1975)、第140号(1976).

10) 上田幸雄・矢尾哲也ほか：溶接初期不整を有する矩形板の圧壊強度に関する研究（第１報）～（第４報）、日本造船学会論文集、第148号(1980)、第149号(1981)、第154号(1983)、第159号(1986).

11) 岡村宏一・吉田公憲：圧縮を受ける長方形鋼板の終局強度、土木学会論文報告集、第206号、pp.1～11, 1972.

12) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第244号、pp.1～14、1975年12月

13) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究、土木学会論文報告集、第270号、pp.1～14、1978年2月

14) Needlman,A. and Tvergard,V.: An analysis of yhe imperfection sensitivity of square elastic−plastic under axial compression, Int. J. Solids Struct., Vol.12, No.3, pp.185～201, 1976.

15) 鈴木敏郎・金子洋文：有限要素法による部材構成板要素の座屈及び座屈後挙動の大変形解析、日本建築学会論文報告集、第316号、pp.9～17、1982年6月

16) 宇佐美勉・福本唀士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究、土木学会報告論文集、第308号，pp.47～58，1981年4月.

17) 宇佐美勉・土屋信洋・大谷恭弘・福本唀士：薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析、土木学会論文集、第362号／I−4，pp.293～302，1985年10月.

18) 宇佐美勉・土屋信洋・福本唀士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究、土木学会論文集、第362号／I−4，pp.303～312，1985年10月.

19) 伊藤義人・福本唀士：座屈試験データベースによる鋼板の圧縮基準強度に関する実証的研究、構造工学論文集、Vol.32A，pp.373～386，1986年3月.

20) 伊藤義人：Ultimate strength variations of structural steel members，名古屋大学学位申請論文、1984年11月.

21) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱型断面柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集、第205号，pp.18～30，1972年9月.

22) 長谷川彰夫 ・安保秀範・西野文雄：鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モデル解析、構造工学論文集、Vol.31A，pp.51～63，1985年3月.

23) Hasegawa,A., Mauroof,M. and Nishino,F. : Effects of local buckling of component plates on the strength of welded steel members, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.5, No.1, pp.121～130, April, 1988.

24) Hasegawa, A., Abo,H., Mauroof,M. and Nishino,F. : A simplified analysis and optimality on the steel column behaivior with local buckling, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.195～204, October, 1986.

25) Hasegawa,A., Abo,H., Mauroof,M. and Nishino,F. : Optimum cross sectional shapes of steel compression members with local buckling, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.2, No.1, pp.121～129, April, 1985.

26) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計

公式、構造工学論文集、Vol.33A、1987年

27) 西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり－柱の強度評価式、土木学会論文報告集、第416号／I－13、pp.385～393、1990年4月

28) 総合研究（A）（グループ代表者、福本唷士）：鋼骨組構造の極限強度の統一評価に関する総合研究、平成元年度科学研究費補助金（総合研究A）、研究成果報告書、1990年3月

29) Wittric,W.H. : A unified approach to the initial buckling of stiffened panels in compression, The Aeronautical Quarterly, Vol.19, pp.265～283, Aug., 1968.

30) Avent,R.R. and Robinson,J.H. : Elastic stability of polygon folded plate columns, Proc., ASCE, Vol.102, No.ST5 ,pp.1015～1029, May, 1976.

31) Kurt,C.E. and Johnson,R.C. : Cross-sectional imperfections and column stability, Proc.ASCE, Vol.104, No.ST12, pp.1869～1883, Dec., 1978.

32) Bulson,P.S. : The strength of thin-wall tubes formed from flat elements, Int.J.Mech.Sci., Vol.11, pp.613～620, 1969.

33) 小瀬古信博・青木徹彦・福本唷士：八角形断面鋼柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集、第330号, pp.27～36, 1983年2月.

34) Fiss,R.A. : Local buckling of tubular steel poles in bending, presented at the Oct.18－22, 1971, ASCE Annual and National Environmental Engineering Meeting, held at St.Louis, Mo.

35) ASCE : Design of steel transmission pole structures, 2nd ed., ASCE manual and reports on engineering practice No.72, 1990.

36) Currence,W.C. : Loacal buckling stability of polygonal cross section in bending, presented at the Jan.21－25, 1974, ASCE National Water Resources Meeting, held at Los Angeles, Calif.

37) Cannon,D.D., and LeMaster,R.A. : Local buckling strength of polygonal tubular ploles, Repot No.TLMRC－87－R3, Transmission Line Mechanical Research Center, P.O.Box 220, Haslet, Tx, 1987.

38) 吉田宏一郎：帯板要素による平板構造解析、日本造船学会論文集、第130号、pp.161～171, 1971年2月.

39) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説ＩＩ（鋼橋）、丸善、1980年.

40) 福本唷士編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987.

41) 福本唀士：新体系土木工学９　構造物の座屈・安定解析、技報堂、1982.

42) Galombos,T.V.,ed.: Guide to stability design criteria for steel structures, 4th ed., John Wiley & Sons,1988.

43) Aoki,T., Migita,Y. and Fukumoto,Y.:Local buckling strength of closed polygonfolded section columns, International Colloquium, Stability of SteelStructures, Preliminary Report, Vol.III, pp.III／219～226, 1990.

44) Aoki,T., Migita,Y. and Fukumoto,Y.:Local buckling strength of closed polygon folded section columns, J. of Construction and Steel Reseach, Vol.20,No.4, pp.259～270, 1991.

45) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、土木学会論文集、No.422／I－14, pp.255～263, 1990年10月

46) Migita,Y., Aoki,T. and Fukumoto,Y.:Local and interaction buckling of polygonal section steel columns, J.Struct.Engrg., ASCE, Vol.118, No.10, pp.2659～2676, 1992.

表２．１　１４、１６、１８、２４角形断面の初期たわみ形状と最大平均応力

(a/b=0.6, b/t=60.0, R=1.07)

角数	１４	１６	１８	２４
case(1)	0.657	0.649	0.635	0.649
case(2)	0.721	0.718	0.697	0.694
case(3)	0.700	0.678	0.657	0.625
case(4)	0.677	0.668	0.643	0.616

初期たわみ形状

case(1)：凸凹の交互形状

case(2)：全板要素内側形状

case(3)：全板要素外側形状

case(4)：一部外側、その他内側形状

表２．２　１４、１６、１８、２４角形断面の最大平均応力

(a/b=0.6)

角数 / R	１４		１６		１８		２４	
	case(1)	case(4)	case(1)	case(4)	case(1)	case(4)	case(1)	case(4)
0.54	0.910	0.917	0.901	0.872	0.889	0.854	0.902	0.833
0.70	0.807	0.820	0.798	0.790	0.783	0.768	0.798	0.745
1.07	0.657	0.677	0.649	0.668	0.635	0.643	0.649	0.616
1.30	0.598	0.621	0.587	0.615	0.576	0.591	0.589	0.565

初期たわみ形状

case(1)：凸凹の交互形状

case(4)：一部外側、その他内側形状

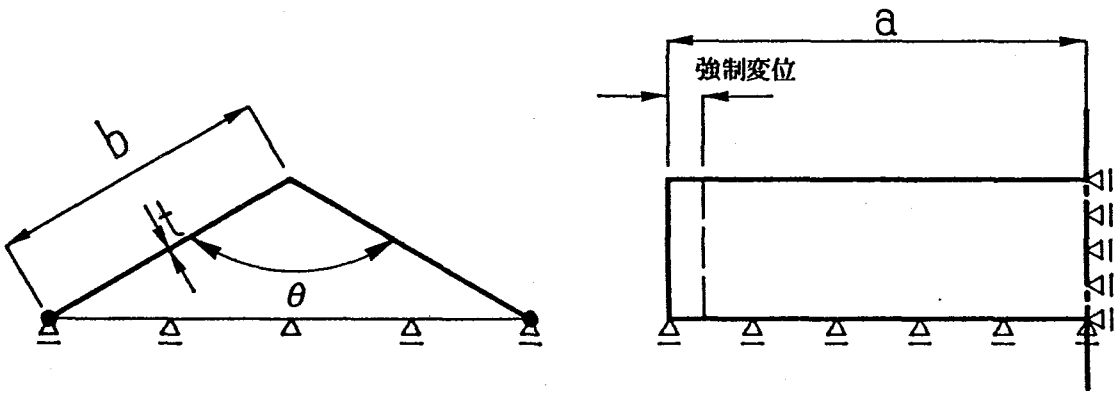


図２．１　解 析 モ デ ル （山型タイプ）

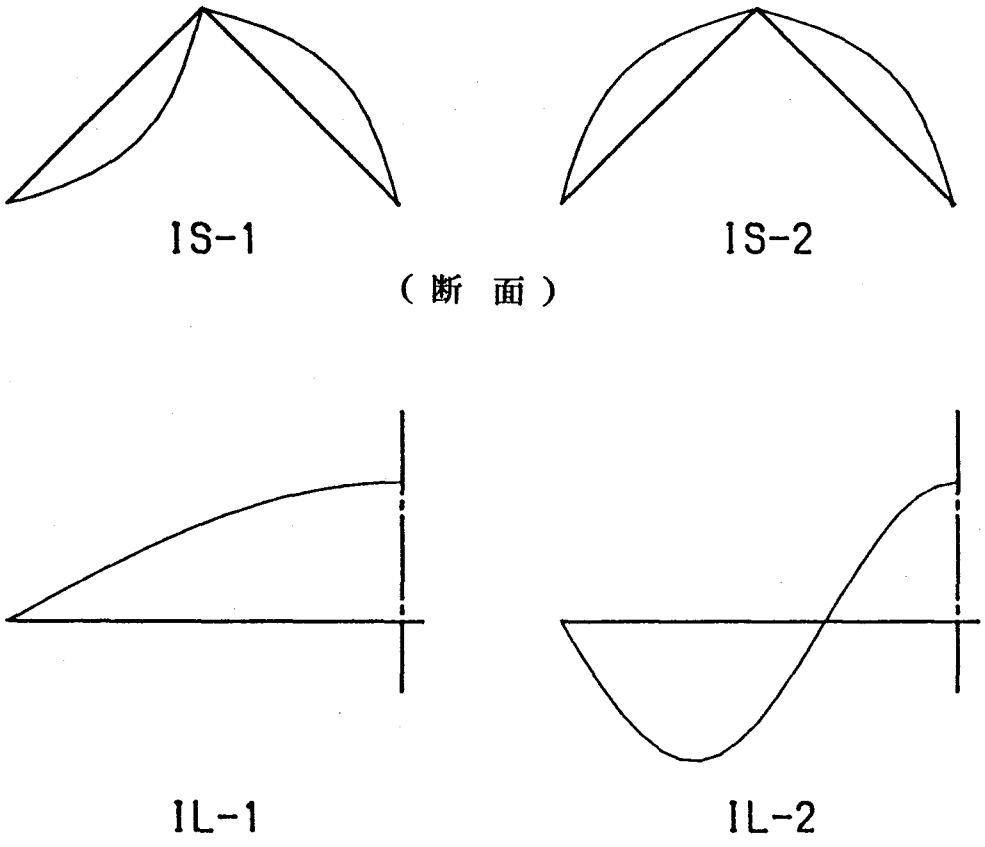


図２．２　初期たわみのタイプ

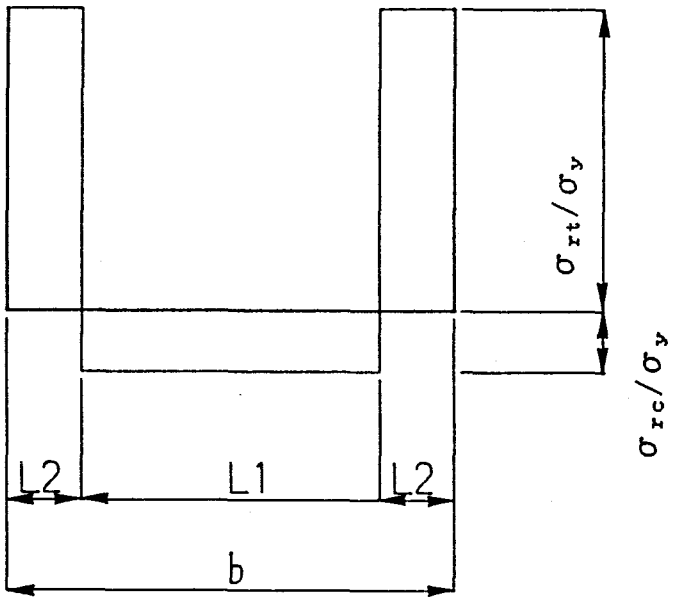


図２．３　残留応力

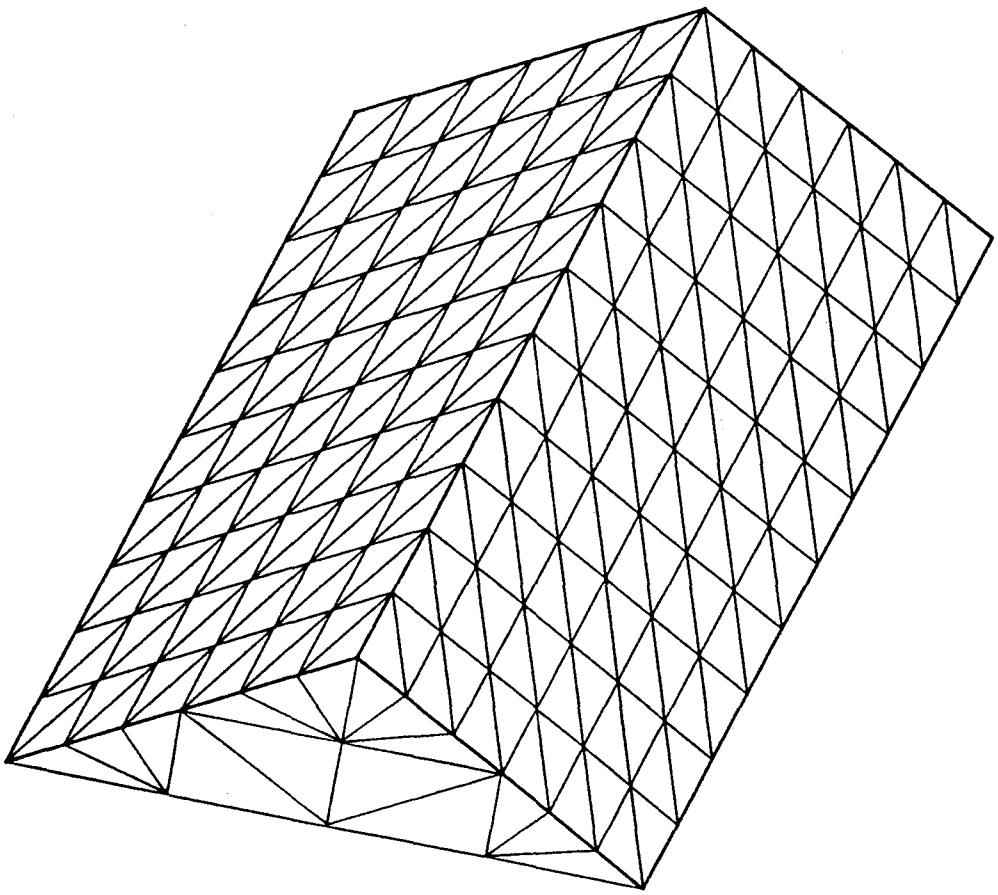


図２．４　要素分割

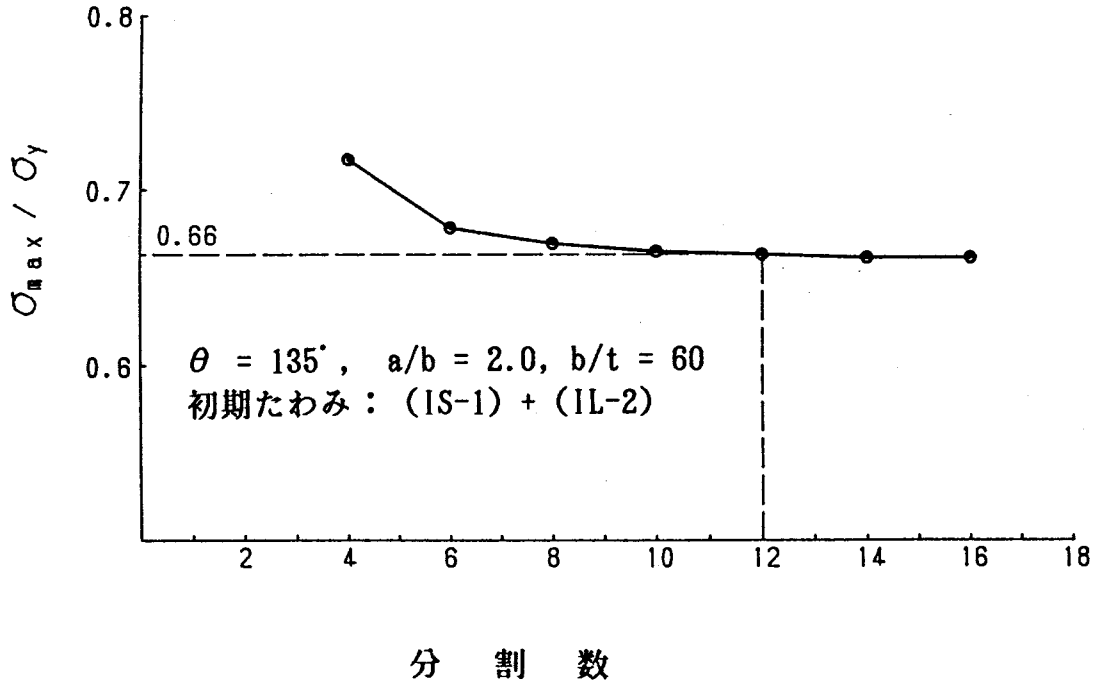
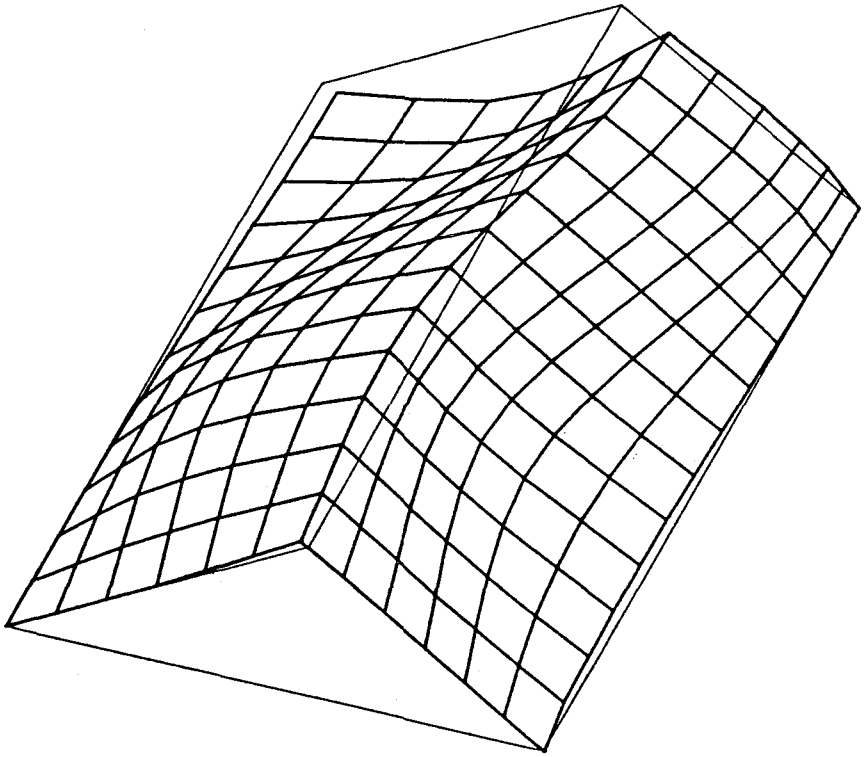
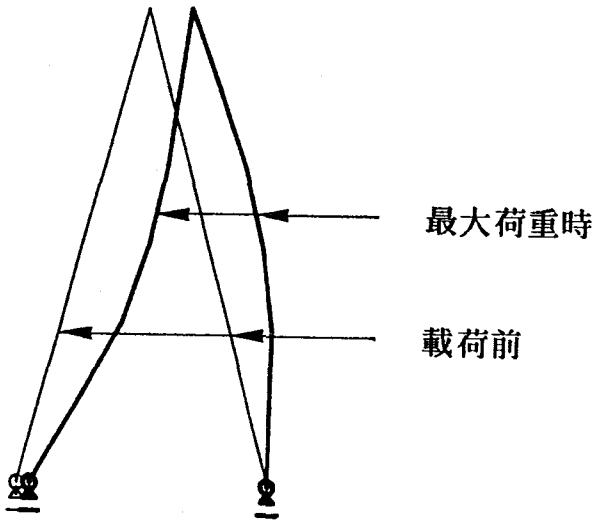

0.8
0.7
0.6
0.66
σ_{max} / σ_y
θ = 135°, a/b = 2.0, b/t = 60
初期たわみ：(IS-1) + (IL-2)
2
4
6
8
10
12
14
16
18
分　割　数

図２．５　軸方向分割数



(a) 全　体　図

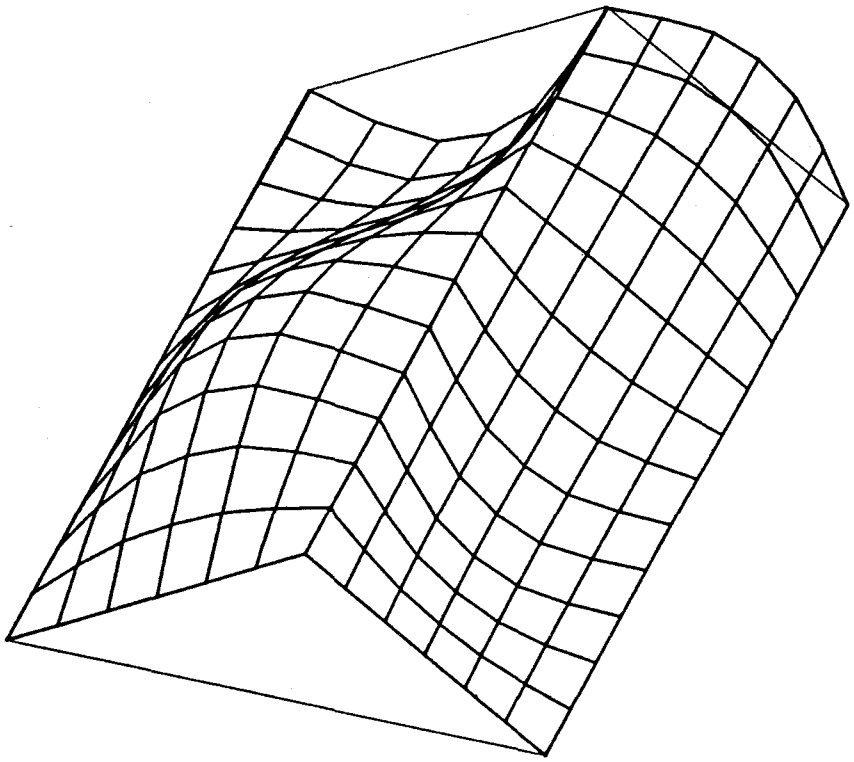


(b)　中　央　断　面

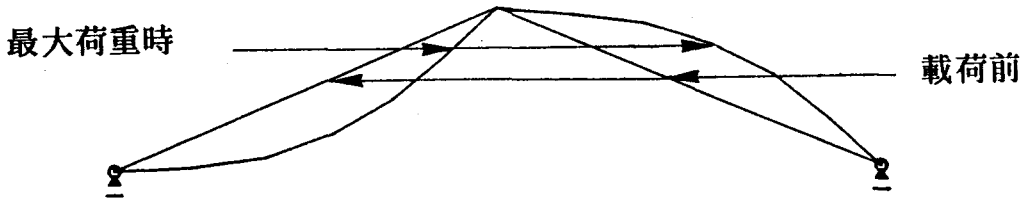
図２．６　最大荷重時の変形形状

（θ =5°, a/b=2.0, b/t=60

初期たわみ:(IS-1)+(IL-2))



(a) 全　体　図

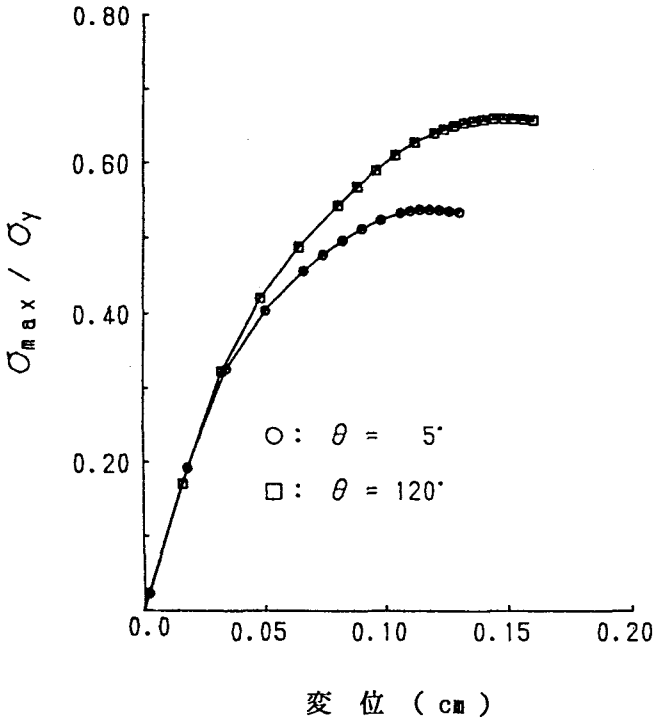


(b)　中　央　断　面

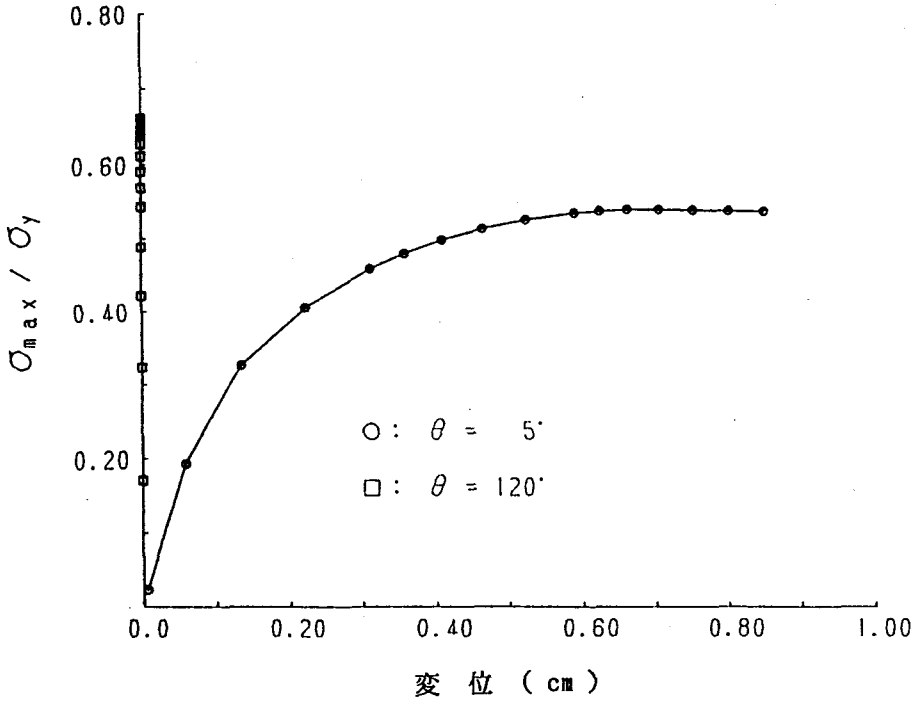
図２．７　最大荷重時の変形形状

（θ =120°, a/b=2.0, b/t=60

初期たわみ:(IS-1)+(IL-2))

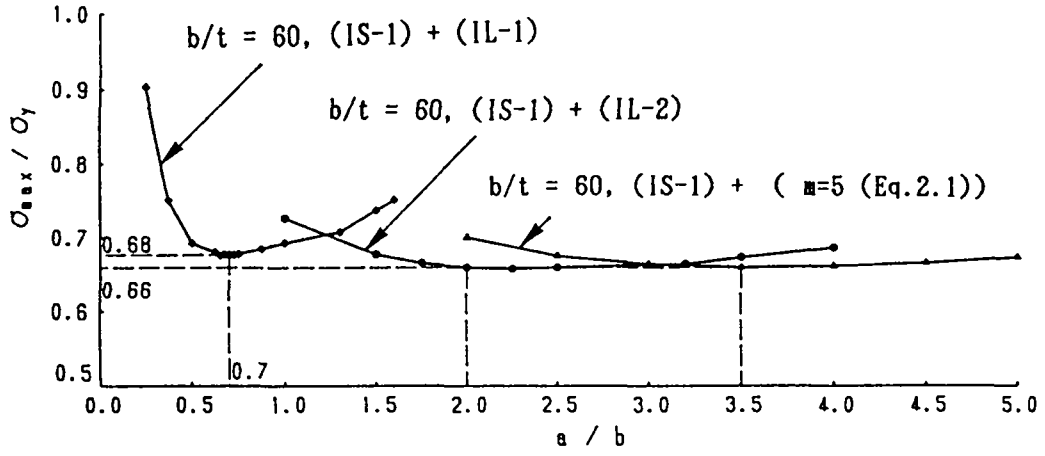


（ａ） 軸方向変位



（ｂ） コーナ部の横方向変位（θ = 5° 、中央断面）

図２．８ 応力 ～ 変位 曲線



( ) 内は初期たわみのタイプ

図２．９　σ_{max}/σ_y ～ アスペクト比（ａ／ｂ）

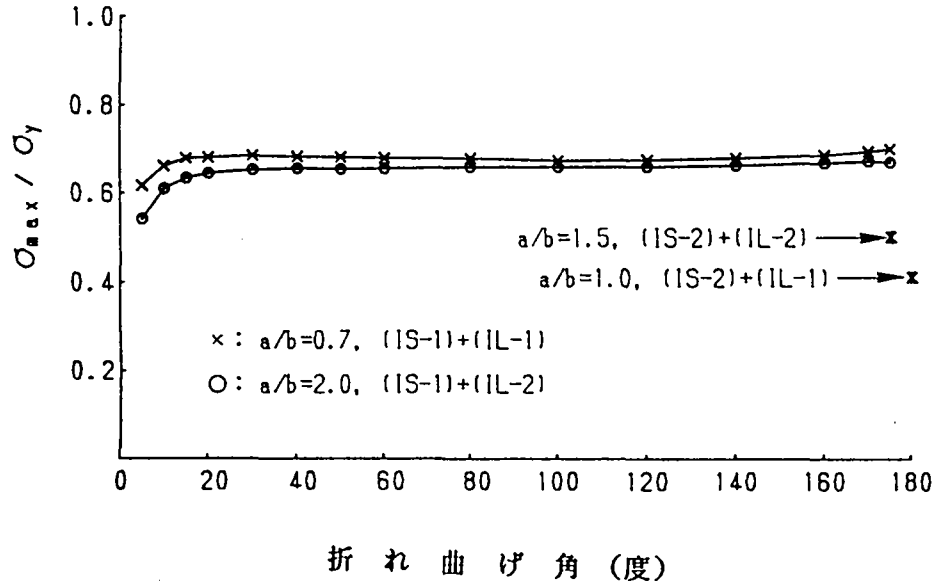


図２．１０　σ_{max}/σ_y ～ 折 れ 曲 げ 角（度）

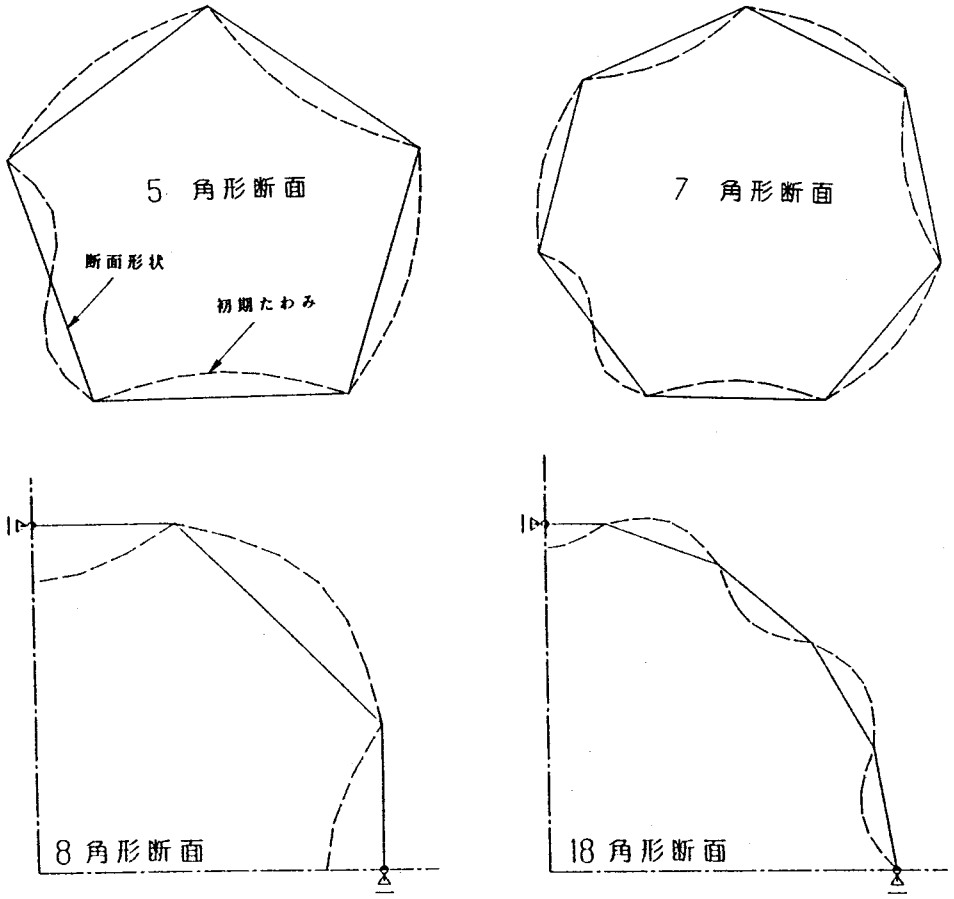


図２．１１　解析モデルおよび初期たわみ

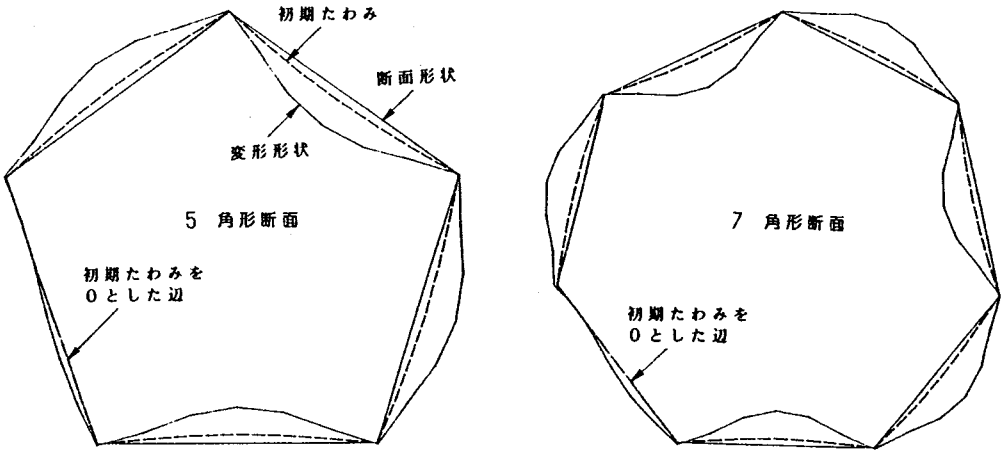


図２．１２　５、７角形断面の変形形状

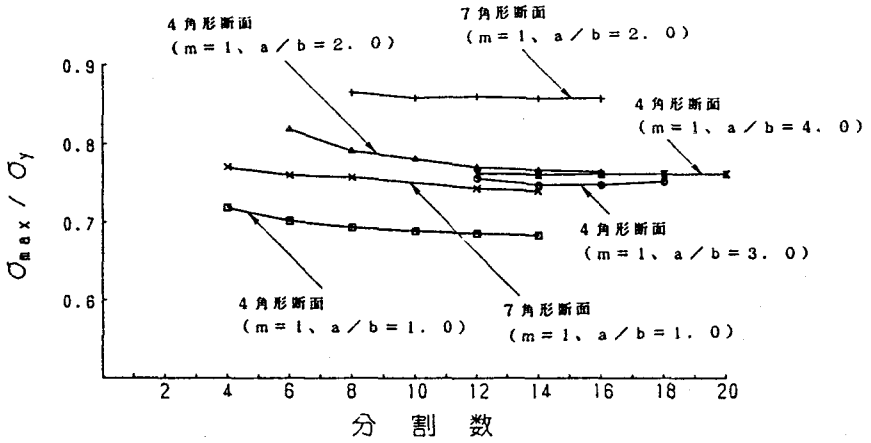


図2．13　軸方向分割数～σ_{max}/σ_y

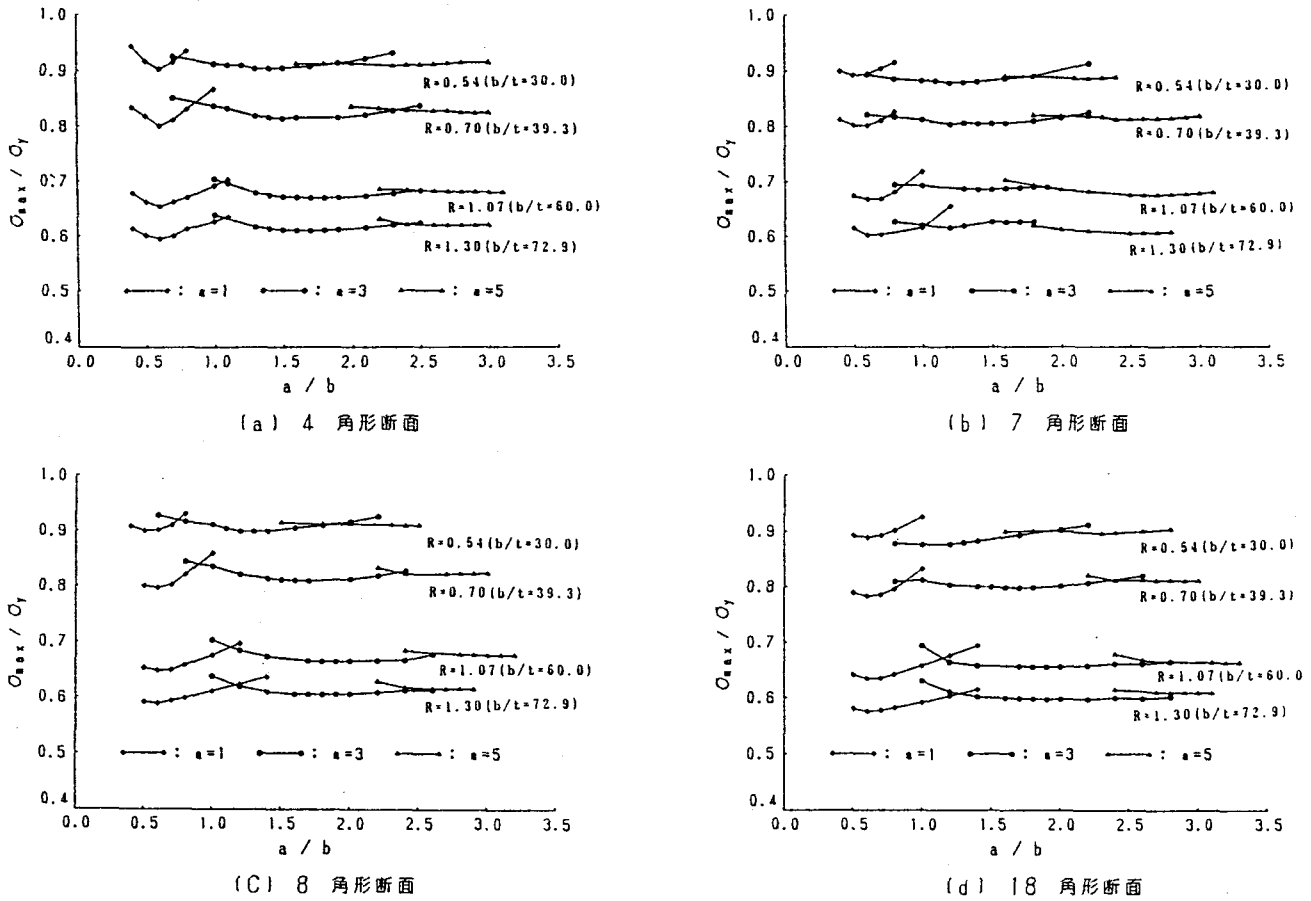


図2．14　最大平均応力とアスペクト比の関係

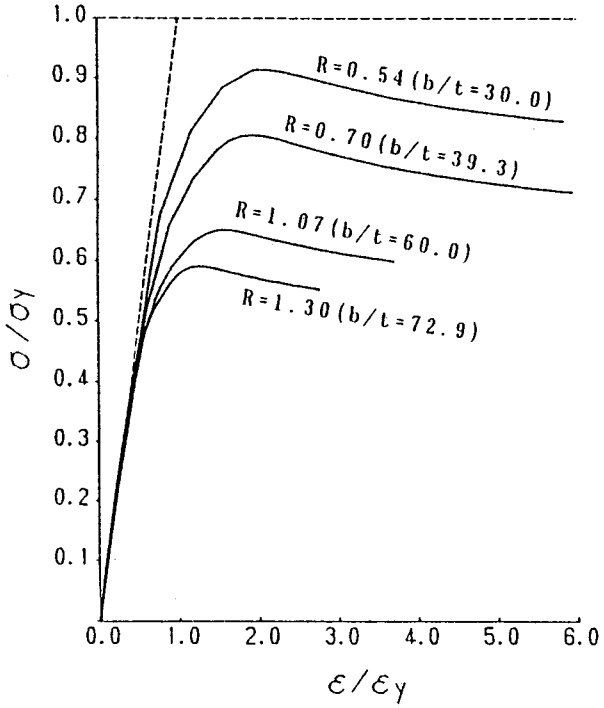


図２．１５　平均応力～ひずみ関係（１）

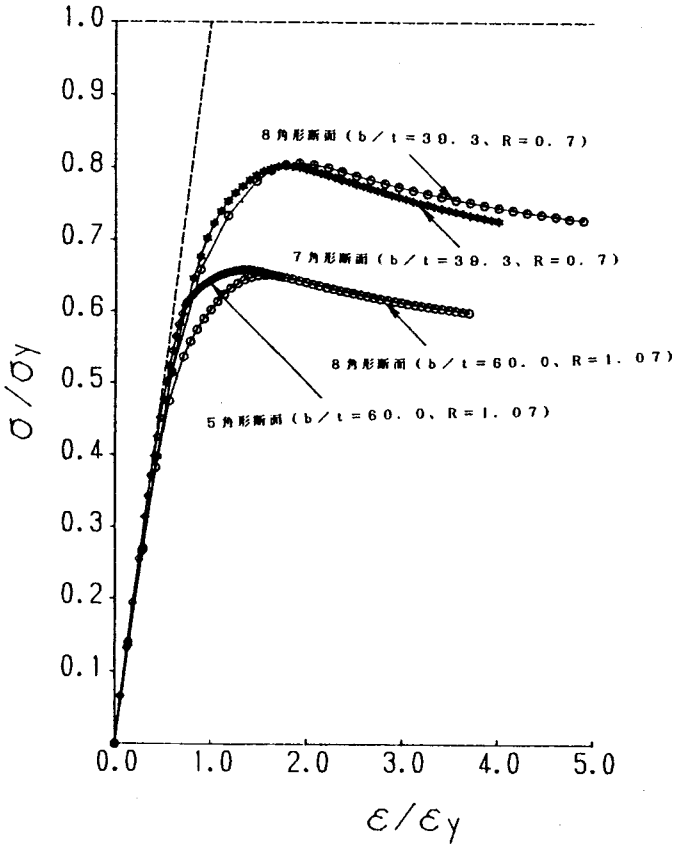


図２．１６　平均応力～ひずみ関係（２）

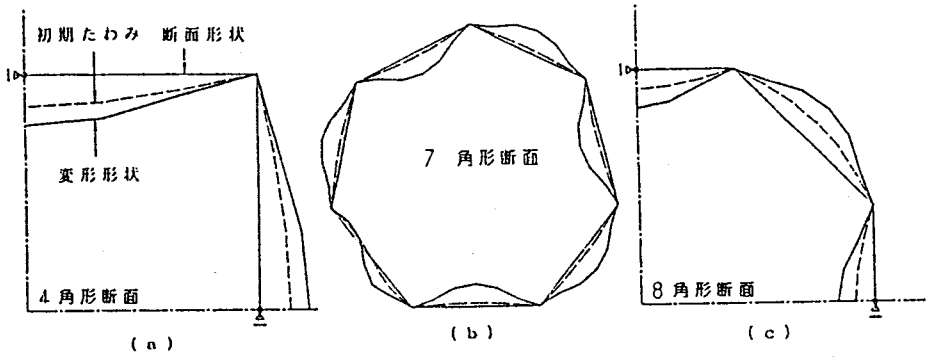


図２．１７　変形形状

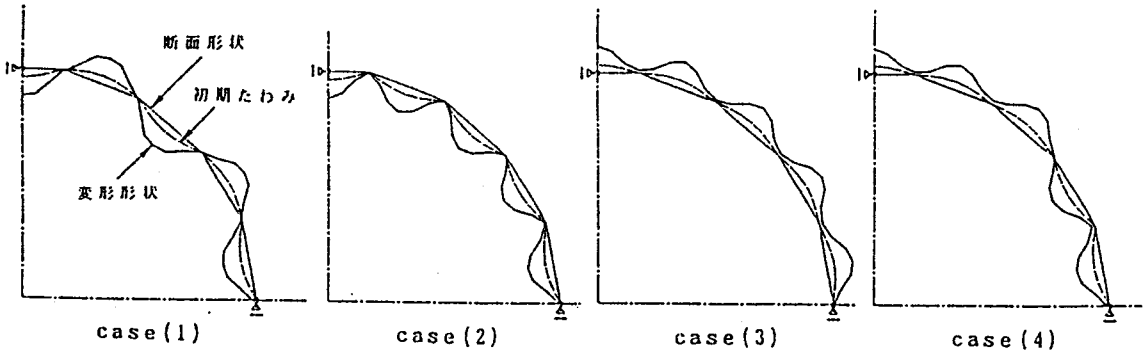


図２．１８　１８角形断面の初期変形と変形形状

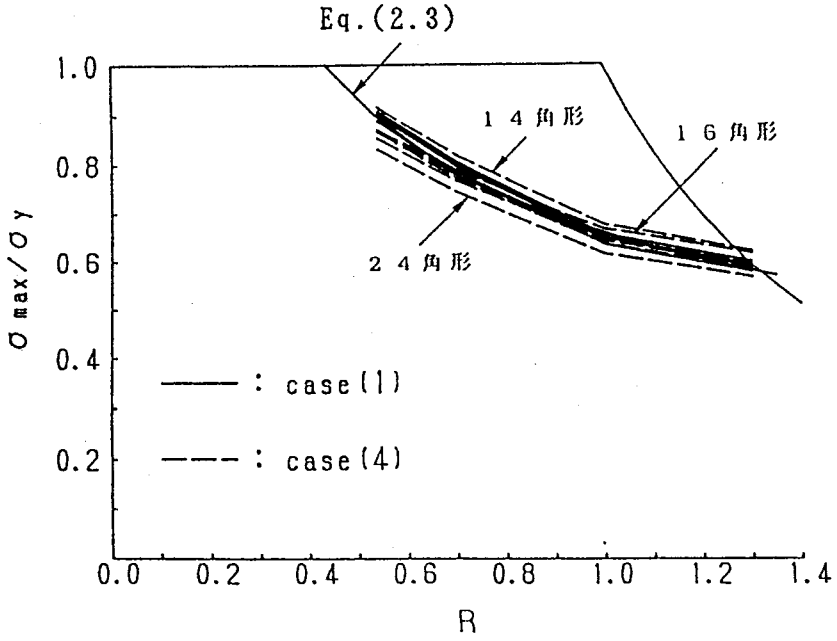


図２．１９　σ_{max}/σ_y ～ R 曲線（１４～２４角形断面）

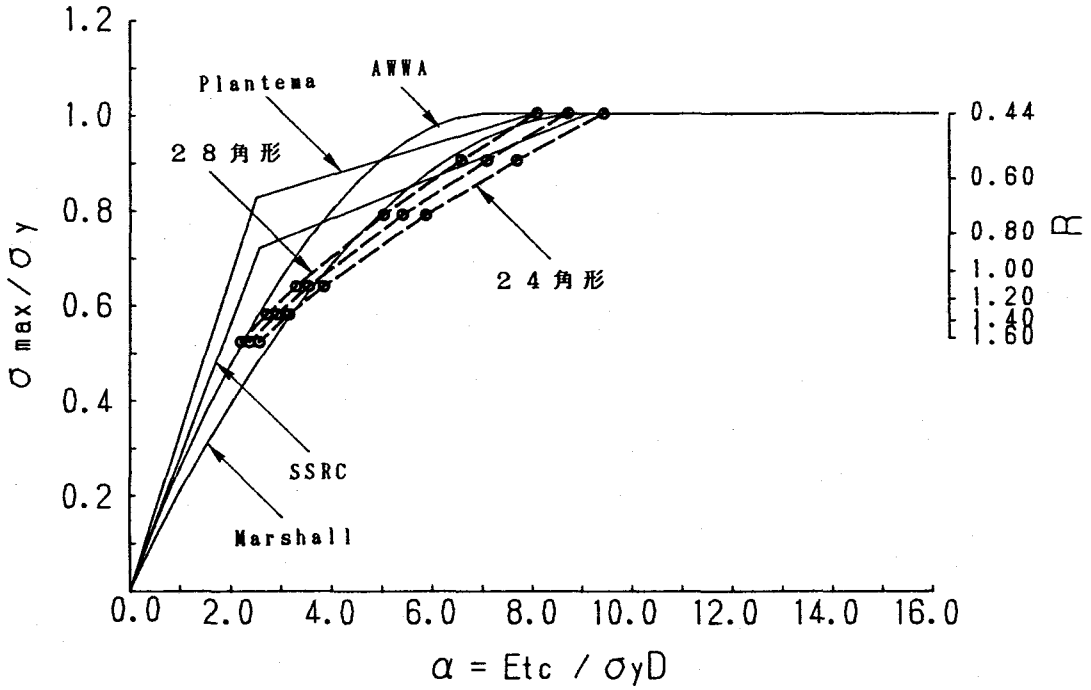


図２．２０　円形断面の局部座屈強度との比較

第３章　多角形断面鋼短柱の耐荷力に関する実験的研究

３．１　緒　言

従来圧縮力を受ける部材の板厚は応力が降伏応力に達するまでは局部座屈は生じないという条件から決められていた。このため、部材を構成している板要素の幅厚比が小さな値に制限されていた。しかし、局部座屈が必ずしも部材全体の耐荷力を意味しないことが指摘されたこと、また高張力鋼が多量に使用され、構成板要素の薄肉化が進み幅厚比の大きな部材が使用されるようになったことなどから、1980年改訂のわが国の道路橋示方書[1]では、構成板要素の幅厚比の制限を緩和し、局部座屈を考慮した形での許容応力度が採用された。このような設計法を採用するのはわが国のみならず世界的な傾向である[3)~5),47)]。

薄板で構成される鋼部材の局部座屈については多くの研究成果[6]があるが、それらの研究の対象断面形状は箱形が主であり、多角形断面についての研究は、第１章１．２に述べたように少なく、設計基準が不十分である現状から、その初期変形、残留応力、変形特性、座屈強度などについての基礎資料の蓄積が必要である.

そのような意味から本章では、正４、５、６、７、８角形断面鋼短柱の残留応力、初期たわみの測定結果を示し、圧縮試験を行い、その結果に基づいて構成板要素の幅厚比パラメータと最大平均応力、辺数と最大平均応力、および断面積と最大平均応力の関係を求めた。また、第２章で解析的に求めた最大平均応力と実験結果を比較している。

構造部材の耐荷能力は、一般に最大応力で評価されるが、建築構造物の耐震設計法[7)~10)]では、地震荷重について構造物の変形による吸収エネルギーを次のような考え方に基づいて構造物の抵抗力の評価に考慮している。すなわち、図３．１において、最大作用荷重Ｐeの時の変位をδ_eとする。また、構造物の降伏耐力をP_yとし、荷重～変位関係をＯＣＤとする。このとき、三角形ＯＡＢの面積と台形ＯＣＤＢの面積が等しくなるように$\mu\delta_y$を定め、μを靱性率としている。この靱性率と構造物の減衰性とによって構造特性係数を求め、これらを用いて建築構造物に要求される抵抗力を定めるとしている。

土木構造物では、従来から桟橋、ドルフィンといった港湾施設構造物[11]については変形による吸収エネルギーを考慮しており、また、変形挙動は異なるが、防げん材は変形によって船の接岸エネルギーを吸収するように設計されているが、その他の土木構造物につい

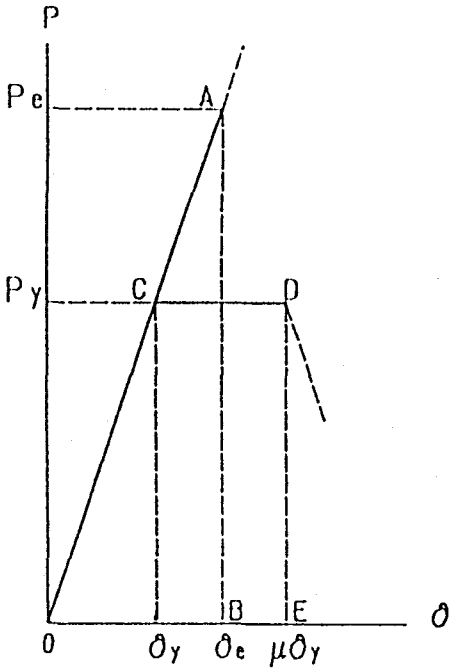


図３．１　構造物の変形性能

ては構造物の変形による吸収エネルギーを考慮することは一般的でなかった。また、耐震設計法の初期の段階では、地震時に構造物に作用する力や落橋防止については規定していた[12]が、昭和５５年の道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）[13]において、橋脚と橋台について変形性能を検討する項を設け、さらに、平成２年の同示方書[14]では、より積極的に変形性能を評価基準に取り入れ、建築構造物について定義されているのと同様に保有水平耐力の照査法を規定している。また、最近構造部材の変形性能に関する研究[34)~39),43),44)]が行われるようになった。このように、土木構造物においても変形性能はその構造物の耐荷能力の評価基準として重要な指標となりつつあり、土木構造物あるいは構造部材においても、変形による吸収エネルギーや最大荷重時のひずみを耐荷力の評価基準の一つに加えることは、今後の設計に有効な考え方だと考えられる。

このような観点から、本章では圧縮試験で得られた応力～ひずみ曲線から最大平均応力を求めると同時に最大荷重時のひずみとひずみエネルギーを求め、部材の変形性能について考察を加えている。

圧縮力を受ける部材の座屈強度を支配するパラメーターは、材料定数、断面形状、構成板要素の幅厚比パラメータ、アスペクト比、細長比パラメータ、材質、初期不整、支持条件などである。このうち鋼短柱を構成する板要素の局部座屈を支配する主要パラメータは幅厚比パラメータと考えられるので、ここでは板厚を一定とし、幅厚比パラメータをR＝0.66～1.33の範囲で変化させ圧縮試験を行っている。

板要素で構成された鋼部材の局部座屈強度を求める場合の幅厚比パラメータは、一般に、

周辺支持の単一板の幅厚比パラメータそのものではなく、板要素間の相互作用を考慮して修正された等価幅厚比パラメータが用いられている[15)~17)]が、第２章２．３で検討した結果から、ここでは周辺支持の単一板の幅厚比パラメータを用いている。

圧縮試験は本章の短柱と第５章の中間的長さを有する柱について行っているので本章の圧縮試験をシリーズＡ、第５章の圧縮試験をシリーズＢとする。

３．２　実験内容

３．２．１　実験計画

実験に用いた供試体は、図３．２に示すように正４、５、６、７および８角形断面とし、正４、６角形断面は各３本、正５角形断面は２本、正７角形断面は１本、正８角形断面は５本計１４本を板厚4.5mmのＳＳ４００材で製作した。供試体の諸元を表３．１に示す。表中Ｒは式（２．２）で定義される幅厚比パラメータ、$\bar{\lambda}$は次式で定義された細長比パラメータである。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\frac{L}{r} \tag{3.1}$$

ここに、σ_yは降伏応力、Ｅは弾性係数であり、Ｌは座屈長さ、ｒは断面２次半径である。また、板幅ｂは４～８角形断面の一辺の板厚中央の幅としている。

鋼柱の崩壊形式は、①全断面降伏、②構成板要素の局部座屈、③連成座屈および④柱の全体座屈の４領域から構成される。道路橋示方書[1)]について、Ｒ、$\bar{\lambda}$座標でこれらの４領域を示すと図３．３となる。これらの範囲は各国の設計基準あるいは提唱式等によって若干異なる[5),18),19)]。このＲ、$\bar{\lambda}$座標上での供試体の位置を同図に示す。

３．２．２　供試体の製作

供試体は長さ2300mmの板を断面の半分の形に曲げ加工し、これを図３．２（ａ）に▼で示す位置で半自動溶接で組み立て、長さ1500mm（図３．２（ｂ．１））と800mm（図３．２（ｂ．２））に切断し、1500mmの部分を圧縮試験用供試体として用い、残り800mmの部分は素材試験および残留応力測定に用いた。また、曲げ加工供試体との比較のため、全隅角部を溶接した正８角形断面の供試体1本を製作した。図３．２（ｂ．１）に示

すように、供試体の両端面から150mmのところにt＝6mmのダイヤフラムを入れ、ダイヤフラムと端面の間には、t＝6mmの補剛材を75mm～100mm間隔に配置して、この部分が座屈しないように配慮した。

供試体番号は断面形を示す英文名の頭三文字につづいて一辺の長さをｃｍ単位で示して、最後にシリーズ名を付して表した。例えば、OCT15－Aは８角形断面で一辺の長さが150mmの短柱を表す。

３．２．３ 素材試験、初期変形の測定、残留応力の測定

JIS 5号試験片を６本製作し、引張試験を行って、材料定数を求めた。

初期変形は、供試体の両端のダイヤフラム間を長さ方向に12等分する点に角パイプに固定したダイヤルゲージを当てて測定した。別の角パイプ（断面寸法＝80×80×2mm)の両面を測定し、平均値を求めて基準値とした。供試体の断面の各周の方向にはダイヤフラム上を板幅方向に辺長に応じて5～7分割し、直線からのずれを測定しておく。このように板パネルの４隅を基準点とし、ねじれを無視した平面を基準面として板の初期変形を求める。初期変形の測定状況を写真３．１に示した。

残留応力は、供試体の長さの中央位置で各板要素の表裏に、10～50mm間隔に、104～228枚のひずみゲージを貼付し、機械的切断法で残留ひずみを測定して求めた。また、溶接部、隅角部および板要素中央部では周方向の残留応力も測定した。残留応力の測定状況を写真３．２に示す。

３．２．４ 圧縮試験

供試体の両端面は、載荷時の平面を保つため、サンドペーパーで入念に研磨し、10mm厚の板ガラスで平面性をチエックした。実験条件は中心軸圧縮、両端固定の平押しとした。残留応力測定の結果、溶接された板要素に軸方向に引張りの、その隣の板要素に圧縮の残留応力が生じることが分かったので、これに基づいて溶接された板要素とそれから最も遠い位置にある板要素に、4～6 枚、溶接された板要素の隣の板パネルに、15～23枚の塑性ゲージを貼付し荷重～ひずみ関係を求めた。また、各供試体の隅角部4ケ所の軸方向変位を1／100mmのダイヤルゲージで測定した。

載荷時に荷重が均等に加わるように、全断面降伏荷重の1／5～1／10程度の荷重を加え、部材両端部に貼付したゲージの読みのばらつきが全体の平均の5％以内になるように、下端面に設置した２枚の斜円板で微調整を繰り返した。試験状況を写真３．３に示す。使用した試験機は愛知工業大学所有の 600t 耐圧試験機である。

3．3　測定結果と考察

3．3．1　素材試験、および初期変形測定結果

JIS 5号試験片の引張試験の結果、平均値として降伏応力σ_y=2952kgf／cm^2(298MPa)、弾性係数 E=2.19×10^{6}kgf／cm^2(215GPa)、ポアソン比ν=0.25、のび率32%を得た。また、降伏ひずみはε_y=1348×10^{-6}である。

初期変形の測定結果の一例として、OCT20－Aの初期変形を図3．4に示す。図3．4（a）は溶接面で、凹凸状のやや複雑な形状を示している。図3．4（b）は溶接のない面で、変形形状は滑らかである。他の供試体についても同様の傾向が見られた。図3．5は部材中央断面での変形を拡大して描いたものである。どの断面も溶接面で凹または凸の大きな変形を生じている。一般にはキャンバーをつけなければ溶接面では凹みが生じるから、凸の変形は上げ越しオーバであったと思われる。

最大たわみは、PEN24－A、OCT15－Aを除いて溶接線上に現れており、その最大値はb／71(b:一辺長、4.24mm、OCT30)、また、各面の最大値の平均値はb／196(1.12 mm)で、これは長手方向の初期変形の測定間隔（1200mm）の1／1000程度となっている。図3．6には各面の初期変形の最大値のヒストグラムを示している。道路橋示方書[1]の製作基準（b／150）を越える最大値が３２%程度含まれるがこれらのほとんどは溶接線近傍の局部的な凹凸である。柱軸方向の初期たわみをフーリエ級数により近似し、その係数を最小自乗法で求めた結果、第１項の影響が最も大きく柱軸方向の初期たわみはｓｉｎｅの半波形が主成分といえる。

3．3．2　残留応力の測定結果

残留応力測定結果の一例として図3．7にOCT15－Aの残留応力分布を示した。溶接部では降伏応力に相当する引張りの残留応力が生じている。曲げ加工しているため、隅角部での残留応力は内側と外側で著しい差が生じている。このように曲げ加工して製作する場合の隅角部の残留応力分布については、曲げ半径との関係も含めた理論的、実験的研究がある[20)~24)]が、隅角部の局所的な問題であることや、板中央部で生じる局部座屈に注目しているために、本供試体では残留応力を板内外の平均値で表すことにする。図3．8には、実線で残留応力の実測値を、破線で溶接部の降伏応力に達している残留応力の範囲を調整して自己平衡状態とした時の残留応力分布を示している。他の供試体もこの調整は同程度あるいはそれ以下であり、実測値は自己平衡状態に近い状態であることがわかる。

図３．９は残留応力の測定結果を断面の溶接部で切断して展開した図であり、各図の両端部が溶接の位置となっている。圧縮残留応力は $0.22\sigma_y$(HEX30－A)～$0.45\sigma_y$(HEP17－A)の間に、引張り残留応力は 、降伏応力まで達している溶接部を除くと、$0.04\sigma_y$(OCT25－A)～$0.17\sigma_y$(HEX25－A)の間に分布している。図３．９（ａ)、（ｂ)、（ｃ）には溶接線間に隅角部がそれぞれ２、３、４個ある場合の残留応力の分布を示している。図３．９から残留応力の分布形状は溶接間の隅角部の個数によって大別でき、図３．１０のようにモデル化できる。また、図３．９から二本の溶接線間の隅角部の数が等しい場合は、溶接間の距離が長くなるにつれて残留応力の最大値は小さくなる傾向を示している。５角形断面では図３．９（ａ)、（ｂ）の組み合わせた分布形となる。よって図３．９（ｂ）の最大残留応力のある板要素が早く降伏するものと考えられる。

全隅角部を溶接して製作した供試体(OCT15－2－A)の残留応力分布はよく知られているような両端に降伏応力に相当する引張りの、中央部で圧縮の残留応力がある分布となり、圧縮残留応力の大きさは降伏点応力の70%に達する板要素も認められた。これは板幅が小さいためと考えられる。

周方向の残留応力の測定結果の一例をOCT15－Aについて図３．１１に示す。一部を除き内側で圧縮、外側で引張りの残留応力分布であり、その値は溶接部で $0.2\sim0.5\sigma_y$（圧縮)、その他の部分では圧縮および引張りとも $0.12\sim0.2\sigma_y$ 程度である。

３．４　圧縮試験結果と考察

３．４．１　座屈変形　および　ひずみ分布

写真３．４に各角形断面の最大荷重後の座屈変形形状を示す。偶数角形では凹凸がほぼ同一断面上に各面で交互に生じ、奇数角形では凹凸がやや斜め方向に生じた。いずれの場合も隅角部は板の変形に伴い変形を生じ、特に６、８角形断面ではいわゆるダイヤモンド形変形に近い変形を生じた（写真３．４（ｃ)、（ｅ）参照)。

図３．１２（ａ）は供試体OCT20－Aの一面中央の長手方向の同一直線上に設けたひずみゲージ（NO.33～51）の測定結果を荷重段階ごとに示した図である。他の供試体についても同じであるが、はじめに同程度であったひずみ量が、最高荷重の80%付近から板要素の局部的な変形に対応して波状に不均一になり、その波の１つが成長する過程をよく表わしている。図３．１２（ｂ）は同じ供試体のゲージNO.36～40の値を平均応力に対して示したものである。平均応力が小さい間はこれらのひずみは同じ値であり、一様に荷

重が作用していることを表わしている。図３．１２（ａ）でひずみの不均一が生じた時点（$0.8\sigma_{max}$付近）に対応して同図（ｂ）において非線形性が現われることも分かる。

３．４．２　平均応力～ひずみ曲線

図３．１３（ａ）は８角形断面供試体OCT15－A(R＝0.66)～OCT30－A(R＝1.33)の平均応力と軸方向変位の関係を示すもので、幅厚比パラメータＲの増大によるσ/σ_y～$\varepsilon/\varepsilon_y$曲線の変化の様子を示したものである。

図３．１３（ａ）中曲線（ａ）は弾性曲線を示し、曲線（ｂ）はOCT15－Aについて図３．１３（ｂ）に示す残留応力分布を仮定した時のσ/σ_y～$\varepsilon/\varepsilon_y$曲線であり、$\varepsilon=2\varepsilon_y$のとき$\sigma=\sigma_y$となる。曲線（ａ）と曲線（ｂ）の差は残留応力の有無のによるもの、曲線（ｂ）とOCT15－A曲線の差は座屈によるものである。各曲線は$\sigma_{max}/\sigma_y=0.6$あたりまでは直線形で一致しており、また、最大強度に至る直前まではよく一致した曲線であるが、最大強度に至ると急速に強度低下を引き起こし、除荷域に入っている。強度低下の勾配はＲが大きくなるに従って、急になっている。

図３．１４にはOCT15－A(８角形断面、R＝0.66)、HEP17(７角形断面、R＝0.73)およびOCT25－A(８角形断面、R＝1.07)、PEN24－A(５角形断面、R＝1.02)のσ/σ_y～$\varepsilon/\varepsilon_y$曲線を示し、奇数角形の５、７角形断面と偶数角形の８角形断面の軸方向変形挙動を比較している。これらの曲線は最大平均応力に達するまでは同一曲線上にある。除荷曲線の勾配はOCT15－AとHEP17はほぼ同一とみなせるが、OCT25－AとPEN24－Aでは明らかにOCT25－Aの勾配がPEN24－Aの勾配より急である。図２．１６にはこれらの曲線に相当する解析で得られた曲線を示しているが、顕著な差は認められなかった。解析結果と実験結果の差異は、初期不整の程度の差によるものと考えられる。実験結果における偶数角形断面のOCT25－Aと奇数角形断面であるPEN24－Aの除荷曲線の勾配の差の原因は、今回奇数角形断面の実験供試体の数が少なかつたので明かでない。今後系統的な解析的、実験的研究が必要である。

３．４．３　最大平均応力

圧縮試験により得られた最大平均応力σ_{max}を降伏応力σ_yで無次元化した値σ_{max}/σ_yと幅厚比パラメータＲとの関係を求めると図３．１５のようになる。実験データの詳細を表３．２に示す。OCT15－2－Aは曲げ加工ではなく、全隅角部を溶接して組み立てた供試体であるが、その強度はOCT15－Aと差がみられなかった。これは両者の構成板要素の

幅厚比パラメータRが 0.64 と小さく、最大平均応力が降伏応力近くに至っており、残留応力等の影響が顕著に現れなかったためと思われる。

図３．１５には Euler の座屈曲線、道路橋示方書（JSHB)[1]の板の基準耐荷力曲線もあわせて示している。道路橋示方書の基準耐荷力曲線は、R＝0.65 付近を除いて全般に実験値よりかなり小さい値である。

ここで得られた σ_{max}/σ_y と幅厚比パラメータRとの関係から本実験の耐荷力式として式（３．２）が定められる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leqq 0.67) \quad (3.2a) \\ 0.74/R^{0.75} & (1.3 > R > 0.67) \quad (3.2b) \end{cases}$$

ここで、Rの算定には素材試験結果で得られた弾性係数E、ポアソン比νを用いた。また、板幅ｂは４～８角形断面の一辺の板厚中央の幅とした。

３．４．４　解析結果との比較

８角形断面について、実験供試体で測定された残留応力を解析上での板幅の分割数の関係から図３．１６に示すようにモデル化し、初期たわみの最大値をb／200（b:板幅）として数値計算した結果を図３．１７に●印で示し、実直線で式（２．３）および式（３．２）を示している。

解析結果は十分な精度で実験値を表している。したがって、解析法は十分な精度を有しているものと考えられ、初期不整をほぼ上限とした式（２．３）は下限値として採用できると考えられる。また、式（３．２）は式（３．２）に相当する他のいくつかの式[6]と比較した結果、平均値を与えるものと考えられる。

３．４．５　ＡＳＣＥ基準耐荷力との比較

ＡＳＣＥでは８、１２および１６角形断面部材の局部強度の基準耐荷力曲線を図３．１８のように定め、

① 主荷重が曲げの場合、８角形以下の断面設計には８形断面の基準耐荷力曲線を用いる。

② 軸方向応力が１ksi(＝70kgf／cm^2)以上の場合は８角形以下の断面設計にも１２角形断面の基準耐荷力曲線を用いる。

③ １２、１６角形断面の設計にはそれぞれの断面の基準耐荷力曲線を用いる。

④ １７角形断面以上については円形断面の基準耐荷力曲線を用いるとしている。

ただし、板幅は図３．１９に示す平板部分の幅ｗをとっている。本章の供試体についてのｗとそれに対する幅厚比パラメータＲ′を表３．３に示している。また、幅厚比パラメータをＲ′とすると式（３．２ｂ）は式（３．３）となる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = 0.71/(R')^{0.75} \qquad (3.3)$$

式（３．３）をＡＳＣＥの基準耐荷力曲線の表示形式で表示し、これらを比較すると図３．１８となる。

今回の実験結果はＡＳＣＥの基準耐荷力曲線より10～20% 下回る結果となった。第２章で述べているように２２角形までは角数による局部座屈強度の有意な差は認められないので耐荷力式を式（３．２ａ）、（３．２ｂ）としてよいものと考えられる。

式（３．２）では、板幅をｂに、式（３．３）ではｗにとっているため、両式の係数は異なっているが、例えば、ＲＥＣ２０－Ａについて、Ｒ＝0.85 として式（３．２）より σ_{max}/σ_y ＝0.84、Ｒ′ ＝0.78 として式（３．３）より σ_{max}/σ_y＝0.85 であり、式（３．２）と式（３．３）は耐荷力の評価式としては実質同一である。

３．４．６　最大平均応力と断面形状

図３．２０は最大平均応力と断面形状の関係を示したものである。同図の実線は同一幅厚比パラメータＲを有する多角形断面部材の最大平均応力を結んだものであり、これよりＲの値が同じであれば、部材耐力は断面形状（辺の数）によらずほぼ同じであると言える。

また、多角形断面部材の強度は構成板要素の局部座屈によって支配されているとみることができる。このことと第２章での検討結果および吉田の研究[48]から、本研究で用いたような薄肉部材の最大平均応力は各辺の折り曲がり角によらずほぼ一定とみなし得ると考えられる。したがって、図３．２０に示すように多角形断面部材の最大平均応力の実験値を部材断面形状（角数）によらず各断面部材の構成板要素の幅厚比パラメータＲで整理しても式（３．２）の近傍にまとまる結果になったと考えられる。

図３．２０に示す破線は同一断面積(A_r＝53㎠)を有する多角形断面部材の最大平均応力を結んだもので、幅厚比パラメータが最も小さい８角形断面部材が最も大きくなっている。したがって本研究で用いたような薄肉断面では、耐荷力の面からは８角形断面が最も有利である。

図３．２１は最大応力と部材断面積との関係を示したものである。本研究で用いた供試体の板厚はt＝4.5mmで一定であるから、同一断面形状部材に関しては横軸は幅厚比パラメータＲに比例的に置き換えることができる。図３．２０に対応した断面積が一定(A_r＝53㎠)のときの多角形断面部材の強度は図３．２１の破線上に示される。同一角数の部材ではいずれも断面積が大きくなると、構成板要素のＲが大きくなるためほぼ直線的な強度低下がみられる。また、強度低下の割合は角数の増加とともに一様に変化し、８角形で最も緩やかである。これは同一断面積の変化に対し、Ｒの変化が角数が多くなると小さくなるからである。

５、７角の奇数角形断面部材の強度は断面内の座屈モードが偶数角形断面部材のように辺長方向に沿って凸凹の変形が連続的に交互に生じることがないため、当初は若干の強度増があるものと期待されたが、平均応力～ひずみ曲線は図３．１４示すとうり最大平均応力までは偶数角形断面である８角形断面の挙動と同一であり、また、図３．２１では５角形(PEN)、７角形(HEP)部材の強度は偶数角形断面部材のほぼ中央に位置し、特別な強度増はみられなかった。

３．４．７　最大平均応力時のひずみとひずみエネルギー

３．１で述べた構造物の変形性能は、鉄筋コンクリートの建築構造物や橋脚、橋台の耐荷力の評価基準に取り入れられており、作用荷重は港湾施設構造物を含め、軸直角方向荷重であり、軸方向荷重が作用する鋼柱とは荷重の性質、構造形式とも異なるが、ここでは軸方向荷重が作用する鋼柱について、変形性能として最大荷重時のひずみとひずみエネルギーについて考察を試みる。

図３．２３は最大荷重時の平均圧縮ひずみε_u(図３．２２参照)を降伏ひずみε_yで無次元化した値と幅厚比パラメータＲの関係を各供試体についてプロットしたものであり、図中の曲線は両者の関係を最小自乗法で近似した式（３．４）である。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.244}{R} + \frac{0.510}{R^2} + \frac{0.364}{R^3} \qquad (3.4)$$

図３．２３より、幅厚比パラメータが $R_{y1} > 1.05$ であれば、最大平均応力は降伏ひずみが生じる以前に生じ、逆に、$R_{y2} < 0.77$ であれば、最大平均応力は降伏ひずみの２倍以上になって生じるということになる。

図３．２３の破線は伊藤[45]が３５５の板の圧縮試験結果から求めた$\varepsilon_u / \varepsilon_y$～Ｒ関係の

範囲を示している。本実験結果は伊藤が示したデータと同じ傾向を示している。

ひずみエネルギーについては、以下に述べるようなひずみエネルギーを求める。すなわち部材の圧縮実験より得られた平均応力と平均ひずみが図３．２２のように得られているとき、応力～ひずみ関係が線形弾性であるとして、$\sigma = \sigma_y$ のときのひずみエネルギー（弾性ひずみエネルギー）をU_0 とする。また、同図に示すように、最大応力σ_{max} を過ぎてから $0.9\sigma_{max}$ までのひずみエネルギーU求め、これを評価基準とする。評価基準を $0.9\sigma_{max}$ までとしたのは確たる理由はないが、最大平均応力より１０％減程度までは耐荷力の評価の基準として採用できるのではないかという考えに基づくものである。本実験結果に対してUを求め、U_0（$=\sigma_y \varepsilon_y/2$）で無次元化して図示すると図３．２４が得られた。同図に示した曲線はU/U_0 とRの関係を最小自乗法で求めた式（３．５）である。

$$\frac{U}{U_0} = \frac{2.81}{R} - \frac{4.21}{R^2} + \frac{3.04}{R^3} \qquad (3.5)$$

図３．２２より、実験データに多少のばらつきは認められるが明かに幅厚比パラメータRの大きさに伴って連続的にひずみエネルギーの減少がみられ、$R_{u1} > 1.36$ ではひずみエネルギーは弾性ひずみエネルギーより小さく、$R_{u2} < 0.92$ では弾性ひずみエネルギーの２倍以上のひずみエネルギーとなる。

また、図３．２３の $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ ～R曲線と図３．２４の U_0 ～R曲線とはほぼ一致した傾向を示しており、興味ある結果が得られている。

これらの一部材に関する関係を全構造物に及ぼせば、後述の細長比パラメータ$\bar{\lambda}$との関係を考慮して、構造全体の最適なR、$\bar{\lambda}$に対する検討が可能になり、より効率的な構造設計が出来ることも考えられる。従って、今後土木構造物においても、このような考え方に基づく構造部材あるいは構造物の耐荷能力の評価が必要となろう。また、構造物あるいは構造部材が一定の変形性能を持つような限界幅厚比パラメータ（例えば、図３．２３におけるR_{y1}、R_{y2}また図３．２４におけるR_{u1}、R_{u2}）についても今後十分な検討が必要である[33]。

３．５　結　論

本章では、正４、５、６、７、８角形断面鋼短柱の初期変形、残留応力の測定と圧縮試験を行った。その結果は以下のように要約できる

(1) 初期変形の最大値はb／71（ｂ：板幅)、平均値はb／196で、長さ方向には平均値で長さの1／1000程度であり、ｓｉｎｅの半波形が主成分である。

(2) 残留応力の分布は、溶接線間にある隅角部の個数によって大別でき、その個数が同じであれば溶接線間の距離が長くなるほど残留応力の最大値は小さくなる傾向を示す。

(3) 圧縮の残留応力の最大値は $0.22\sim0.45\sigma_y$ の範囲である。

(4) 最大平均応力は、角数による顕著な差は認められず、構成板要素の幅厚比パラメータによって変化し、耐荷力式として式（３．２ａ)、（３．２ｂ）が定められる。

(5) 本実験結果求められた最大平均応力は、ＡＳＣＥの基準耐荷力[44]より10～20% 程度下回る。ＡＳＣＥでは角数により異なった基準耐荷力式を用いるとしているが、第２章で述べているように２２角形までは角数による局部座屈強度の有意な差は認められないので耐荷力式を式（３．２ａ)、（３．２ｂ）としてよいものと考えられる。

(6) 最大荷重時のひずみ($\varepsilon_u/\varepsilon_y$)～Ｒ 曲線、ひずみエネルギー（Ｕ／$U_0$）～Ｒ 曲線とはほぼ同じ曲線形状を示す。

(7) 最大荷重時のひずみ($\varepsilon_u/\varepsilon_y$)～Ｒ曲線として式（３．４）が求めら、ひずみエネルギー（Ｕ／U_0）～Ｒ曲線として式（３．５）が求められる。

参 考 文 献

1）日本道路協会編：道路橋示方書・同解説II（鋼橋編），1980.

2）日本道路協会編：道路橋示方書・同解説II（鋼橋編），1990.

3）AISC：Specifications for the design, fabrication and erection of structural steel for bulding, 1969.

4）Deutscher Ausschuss für Stahlbau(DASt.)：Beulsicherheitsnachweise für Platten, DASt−Richtlinie, 012, 1978.

5）前田幸雄・村田広治ほか２名：ドイツの新しい鋼板の座屈安全率計算指針
−ＤＡＳｔ−指針　０１２−、橋梁と基礎、Vol.15、No.3、pp.16～22、1981年.

6）次の３編に多くの研究成果がまとめられている。

(1) 福本唀士：研究展望、座屈設計研究に関する現状と課題、土木学会論文集、第380号／I−7、PP.1−12、1987年4月.

(2) 福本唀士編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987年.

(3) 総合研究（A）グループ（代表者、福本唀士）：鋼骨組構造の極限強度の統一評価に関する総合的研究、平成元年度科学研究費補助金（総合研究A）、研究成果報告書、1990年3月.

7）秋山　宏：建築物の耐震極限設計、第２版、東京大学出版会、1987年9月.

8）建設省住宅局建築指導課監修：構造計算指針・同解説、１９８８年版、
日本建築センター、1988年.

9）内藤多仲監修、鶴田明・寺田貞一・尾形素臣著：建築構造学５、鉄骨構造、
鹿島出版会、1986年.

10）若林実：耐震構造−建物の耐震性能−、森北出版、1981年.

11）運輸省港湾局編集：港湾構造物設計基準、日本港湾協会、1972年.

12）日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説、丸善、1975年.

13）日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、丸善、1980年.

14）日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、丸善、1990年.

15）宇佐美勉・福本唀士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第308号、pp.47～58、1981年4月.

16）Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T.：Ultimate strength of thin−walled box stub-columns, Proc. of JSCE Structural Eng.／Earthquake Eng., Vol.2,

No.1, pp.25～35, April, 1985.

17) 西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり－柱部材の強度評価式、土木学会論文集、第416号、pp.385～393、1990年4月.

18) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計、森北出版、1982年.

19) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式、構造工学論文集、Vol.33A、pp.171～182、1987年3月.

20) Karren, K.W. : Coner properties of cold－formed steel shapes, Proc. ASCE., Vol.93, No.ST1, pp.401～432, Feb., 1967.

21) 加藤　勉・青木博文：電気抵抗溶接鋼管のひずみ履歴と残留応力－短柱の圧縮試験における見掛けの応力～ひずみ関係への影響について－、日本建築学会論文報告集、第230号, pp.43～51, 1975年4月.

22) 青木徹彦・福本唀士：小口径電縫鋼管の統計的材料強度特性と残留応力分布の評価、土木学会論文報告集、第314号、pp.39～51, 1981年10月.

23) Weng,C.C., and White, R.N., : Residual stresses in cold－bent thick steel plates, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.1, pp.24～38, 1990.

24) Weng, C.C., and White, R.N., : Cold-bending of thick high-strength steel plates, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.1, pp.40～54, 1990.

25) Standard Specifications for Highway Bridges, 12th ed.,(1877), American Association of State Highway and Transportations(AASHTO).

26) Bulson,P.S : The strength of thin-wall tubes formed from flat elements, Int.J.Mech.Sci., Vol.11, pp.613～62, 1969.

27) ASCE : Design of steel transmission pole structures, 2nd ed., ASCE manual and reports on engineering practice No.72, 1990.

28) 伊藤義人・福本唀士：座屈実験データベースによる鋼板の圧縮基準強度に関する実証的研究、構造工学論文集、Vol.32A, pp.373～386, 1986年3月.

29) 加藤　勉・福知保長：板要素の変形能力について、日本建築学会論文報告集、第147号、pp.19～25、1968年5月.

31) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針、技報堂、1980年.

32) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説、丸善、1990年.

33) 越智健之・黒羽啓明：冷間成形円形断面鋼管部材の耐力と変形能の統計的評価、日本建築学会構造系論文集、第391号、pp.59～71、1988年9月.

34) 中井博ほか4名：半径500mmの曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工、橋梁と基礎、Vol.21, No.2, pp.17～22, 1987年2月.

35) 北田俊行ほか3名：長円形断面を有する薄肉断面の耐荷力に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.35A, pp.135～144, 1989年3月.

36) 渡邊英一ほか4名：コーナー部に曲率を有する箱型断面はり－柱の繰り返し変形特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36A, pp.33～40, 1990年3月.

37) 三上市蔵・辻 省悟・中野唯史：鋼円筒パネル要素のダクティリティーと幅厚比制限、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp.182～183,1991年9月.

38) 森脇良一・林健治・中澤隆史：切欠き材の変形能力に及ぼす素材の機械的性質の影響、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp.186～187, 1991年9月.

39) 伊原　茂・半野久光・中込秀樹・高尾道明：曲面コーナーを有する鋼橋脚耐荷力実験、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp.206～207, 1991年9月.

40) 矢田彰男・右田泰弘・青木徹彦：鋼多角形断面部材の初期変形と残留応力分布、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp.156～157, 1989年10月.

41) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：正四、五、六、七、八角形断面鋼短柱の圧縮試験、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp.158～159, 1989年10月.

42) Aoki,T., Migita,Y. and Fukumoto,Y.：Local buckling strength of closed ploy－gon folded section columns, Internatinal colloquium, Stability of steel structures, Hungary, Budapest, April 25～27, Preliminary report, pp. III／219～III／226, 1990.

43) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、土木学会論文集、No.422／I－14, pp.255～263, 1990年10月.

44) ASCE：Design of stell transmission pole structures, 2nd ed., ASCE manual and reports on engineering practice No.72, 1990.

45) Itou,Y.：Ulitimate strength variations of structural steel members, 名古屋大学学位申請論文、1984.

46) Migita,Y., Aoki,T. and Fukumoto,Y.：Local and interaction buckling of poly－gonal section steel columns, J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 118, No, 10, pp. 2659～2676. OCT., 1992

47) 長大鋼橋研究委員会訳：DASt 指針012板の座屈安全度の照査（1978年10月）、（社）建設コンサルタンツ協会近畿支部、1982年2月.

48) 吉田宏一郎：帯板要素による平板構造解析、日本造船学会論文集、第130号、
pp.161～171、1971年2月.

表３．１　供試体の諸元

（シリーズ　A）

Series	Number of Sides	Name of Specimen	b (mm)	t (mm)	L (mm)	A (cm^2)	b/t	R	r (mm)	L/r	$\bar{\lambda}$
A	4	REC20-A	200	4.5	1500	36.0	44.4	0.88	83	9.1	0.11
		REC25-A	250			45.0	55.6	1.11	103	7.3	0.09
		REC30-A	300			54.0	66.7	1.33	124	6.1	0.07
	5	PEN24-A	240			54.0	53.3	1.06	128	5.9	0.07
		PEN24-1-A	240			54.0	53.3	1.06	128	5.9	0.07
	6	HEX20-A	200			54.0	44.4	0.88	130	5.8	0.06
		HEX25-A	250			67.5	55.6	1.11	162	4.6	0.05
		HEX30-A	300			81.0	66.7	1.33	195	3.9	0.07
	7	HEP17-A	171			54.0	38.1	0.76	131	5.7	0.07
	8	OCT15-A	150			54.0	33.3	0.66	133	5.6	0.07
		OCT20-A	200			72.0	44.4	0.88	176	4.3	0.05
		OCT25-A	250			90.0	55.6	1.11	220	3.4	0.04
		OCT30-A	300			108.0	66.7	1.33	264	2.8	0.03
		※ OCT15-2-A	150			54.0	33.3	0.66	133	4.6	0.07

※ All corners were welded.

Note : b = width of a panel

t = thickness

L = length of member

A = cross sectional area

R = width-thickness ratio

r = radius of gyration

$\bar{\lambda}$ = slenderness ratio

表３．２　圧縮試験結果（シリーズＡ）

Series	Number of Sides	Name of Specimen	b (mm)	t (mm)	L (mm)	A (cm^2)	b/t	R	r (mm)	L/r	$\bar{\lambda}$	σ_{max}/σ_y	σ_{max}/σ_c
A	4	REC20-A	195.9	4.52	1449.5	34.8	43.3	0.85	80.6	9.3	0.11	0.90	1.08
		REC25-A	244.8	4.49	1499.9	43.4	54.5	1.07	100.6	7.5	0.09	0.70	1.00
		REC30-A	295.1	4.51	1500.0	52.7	65.4	1.28	121.0	6.2	0.07	0.73	1.19
	5	PEN24-A	236.7	4.53	1499.7	43.1	52.3	1.02	125.4	6.0	0.07	0.74	1.01
		PEN24-1-A	238.0	4.44	1499.5	52.5	53.6	1.05	126.0	6.0	0.07	0.71	1.00
	6	HEX20-A	198.4	4.49	1500.1	53.1	44.2	0.87	128.5	5.8	0.07	0.87	1.06
		HEX25-A	246.0	4.51	1499.8	66.2	54.6	1.07	159.2	4.7	0.05	0.71	1.01
		HEX30-A	295.4	4.54	1500.0	80.1	65.1	1.28	191.1	3.9	0.05	0.62	1.01
	7	HEP17-A	167.1	4.50	1499.8	52.4	37.1	0.73	128.5	5.8	0.07	0.94	1.00
	8	OCT15-A	147.0	4.50	1500.0	52.7	32.7	0.64	129.3	5.8	0.07	0.96	0.93
		OCT20-A	195.8	4.49	1499.8	70.1	43.6	0.85	172.1	4.4	0.05	0.86	1.03
		OCT25-A	264.3	4.52	1500.0	88.8	54.6	1.07	216.5	3.5	0.04	0.73	1.04
		OCT30-A	296.1	4.51	1500.0	106.7	65.6	1.29	260.1	2.9	0.03	0.61	1.00
		OCT15-2-A	148.3	4.50	1499.7	53.4	33.0	0.65	130.1	5.8	0.07	0.96	0.94

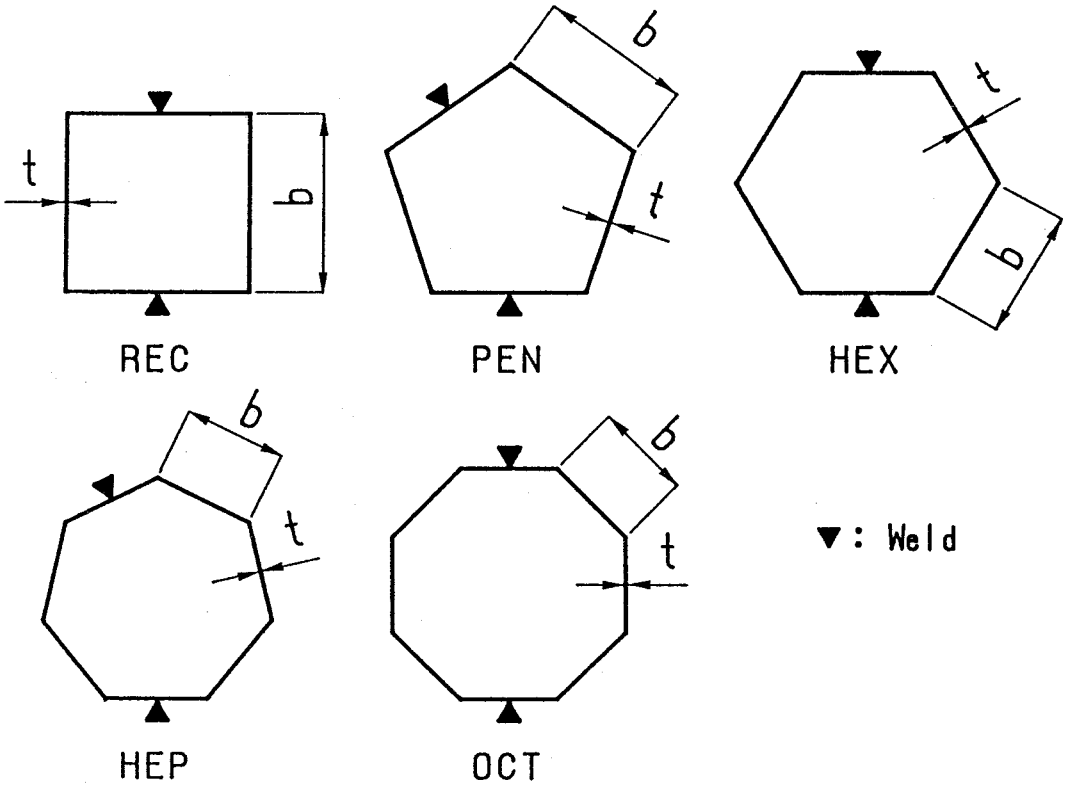
σ_c：式（3．2）

表3．3　板　要　素　の　幅

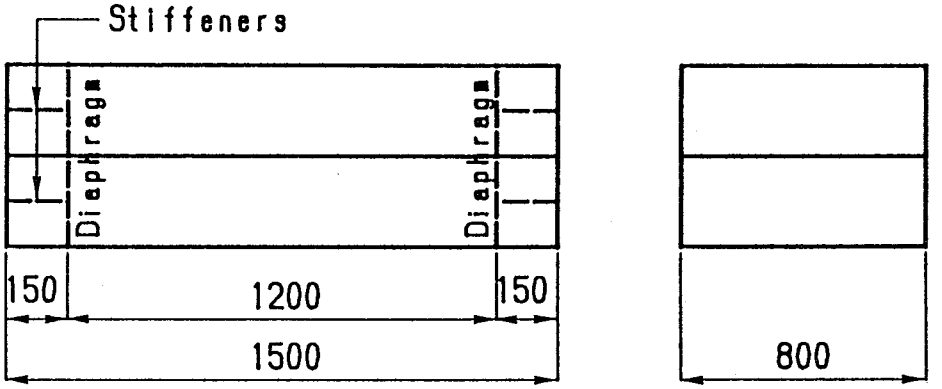
(unit : mm)

Name of Specimen	Nominal Length	r	b	w	R	R′
REC20-A	200	5.6	195.9	180.1	0.85	0.78
REC25-A	250	5.5	244.8	229.4	1.07	1.00
REC30-A	300	4.7	295.1	281.3	1.28	1.22
PEN24-A	240	7.4	236.7	222.6	1.02	0.96
PEN24-1-A	240	5.7	238.0	226.6	1.05	1.00
HEX20-A	200	12.1	198.4	184.5	0.87	0.81
HEX25-A	250	11.4	246.0	233.0	1.07	1.01
HEX30-A	300	11.5	295.4	282.2	1.28	1.22
HEP17-A	171	12.5	167.1	155.0	0.73	0.68
OCT15-A	150	15.1	147.0	134.7	0.64	0.59
OCT20-A	200	16.0	195.8	182.7	0.85	0.79
OCT25-A	250	15.7	246.3	233.7	1.07	1.02
OCT30-A	300	14.6	296.1	284.3	1.29	1.24

R　: Width-thickness ratio (width of a panel = b)
R′ : Width-thickness ratio (width of a panel = W)



(a) Cross Section



b.1 b.2

b.1 : For Compression Test (unit:mm)
b.2 : For Measurement of Residual Stress

(b) Length of Test Specimen

図３．２　供試体の形状・寸法

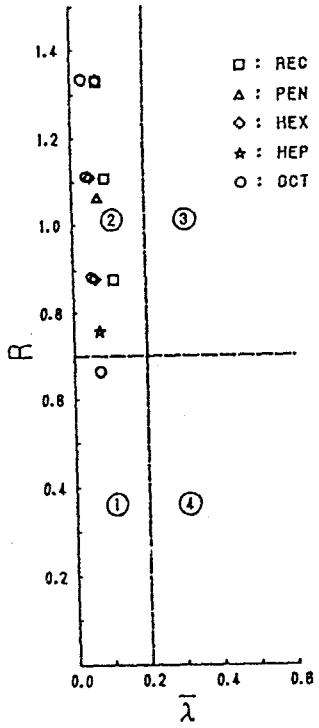
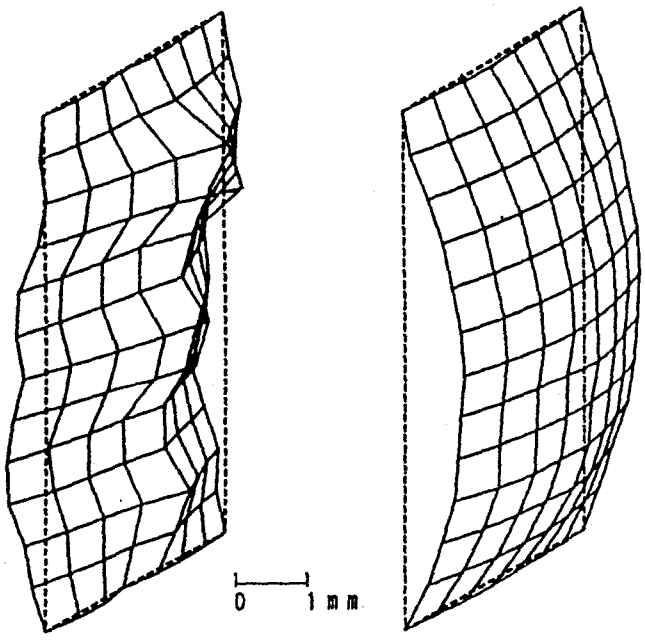


図３．３　λ̄～Ｒ座標における供試体



welded panel　　non-welded panel

(a)　　(b)

図３．４　初期変形の例（ＯＣＴ２０－Ａ）

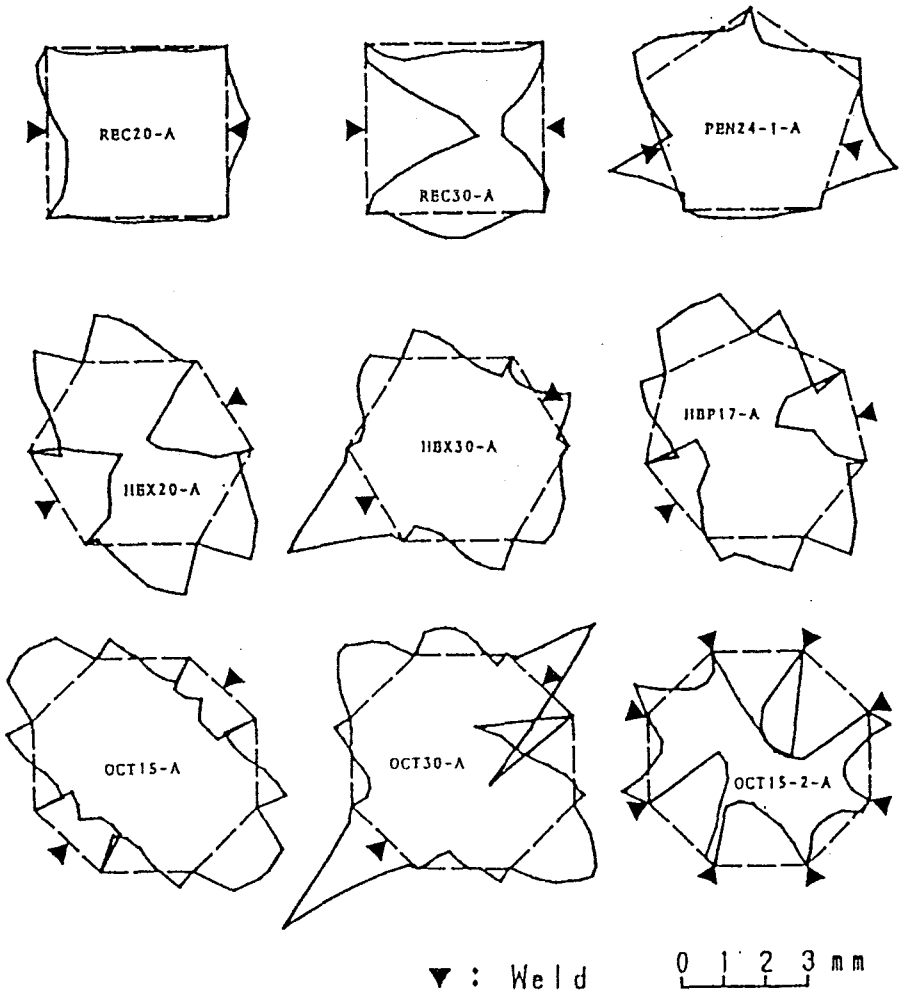


図３．５　初期変形（供試体中央断面）

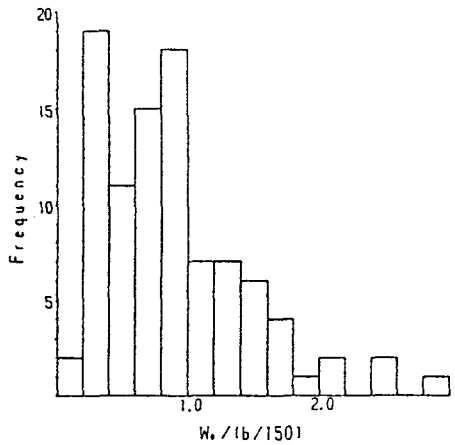


図３．６　最大初期変形の分布状態

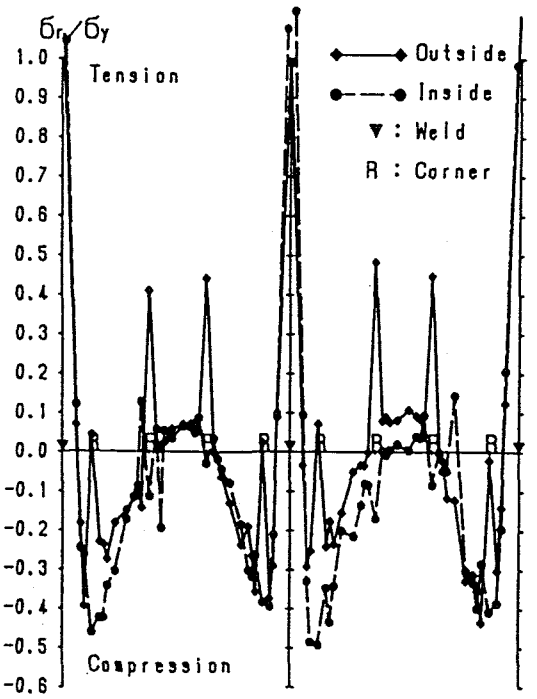


図３．７　残留応力分布例（ＯＣＴ１５－Ａ）

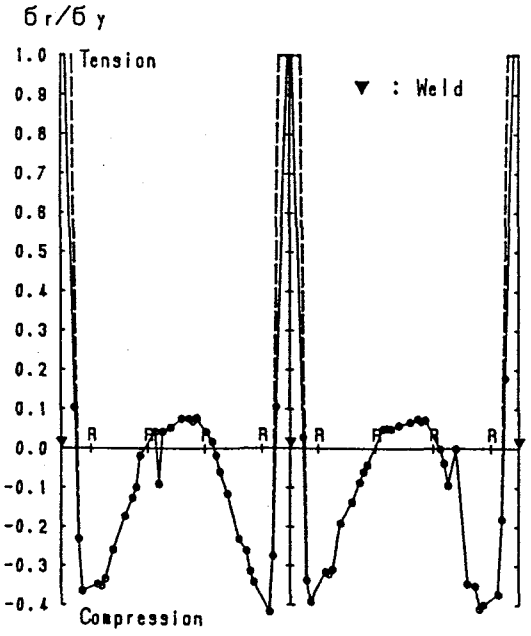


図３．８　残留応力分布（ＯＣＴ１５－Ａ）

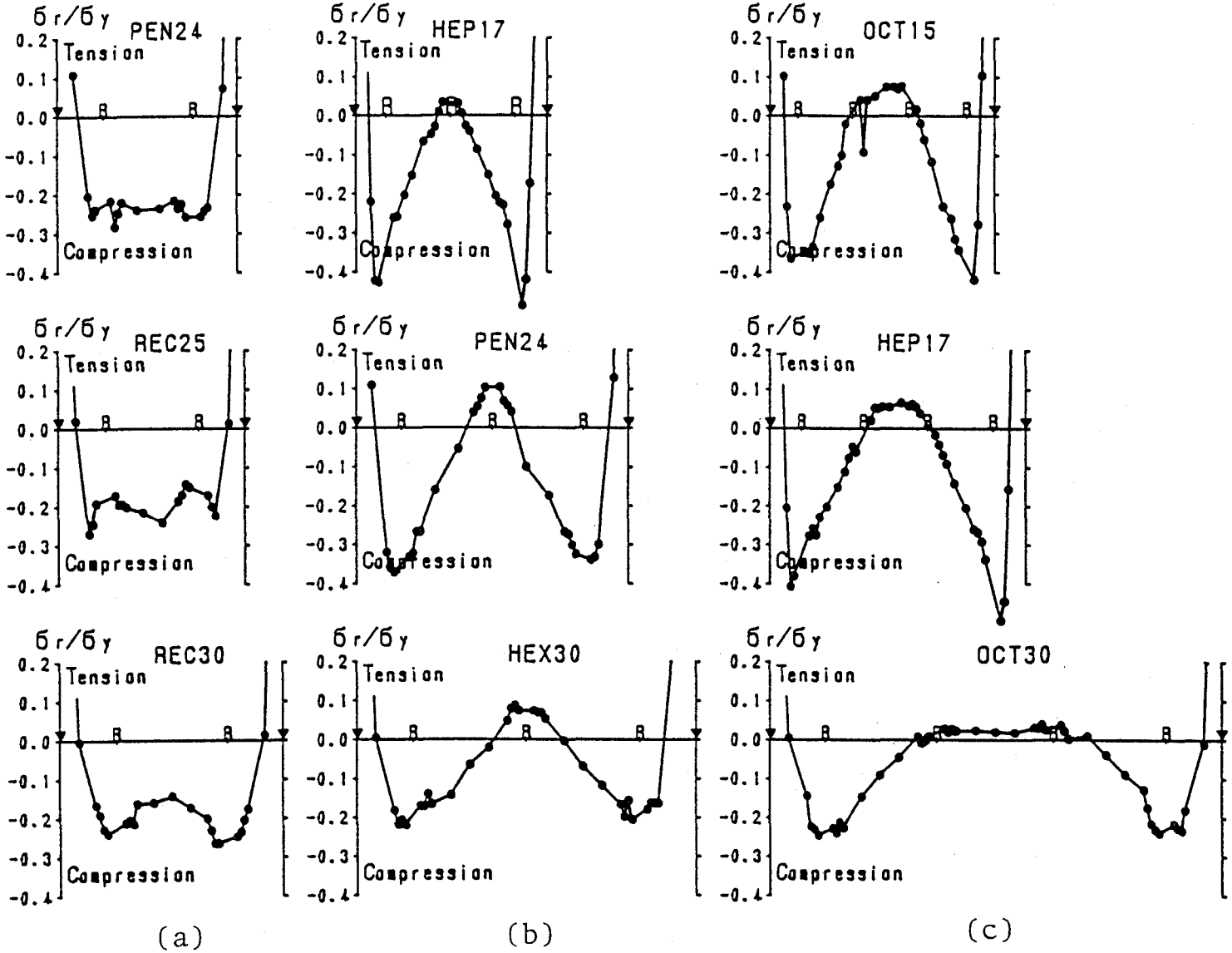
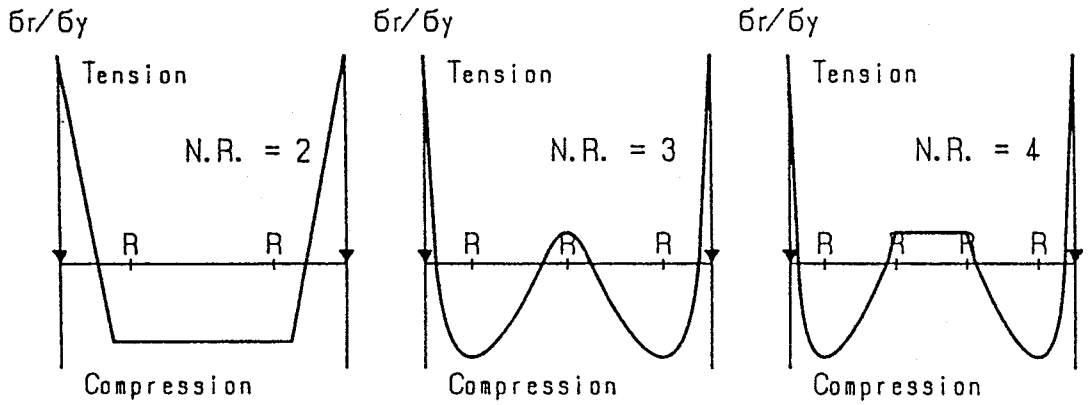


図３．９　隅角部の数と残留応力分布



N.R. = Number of corners between the weld lines

図３．１０　残留応力分布モデル

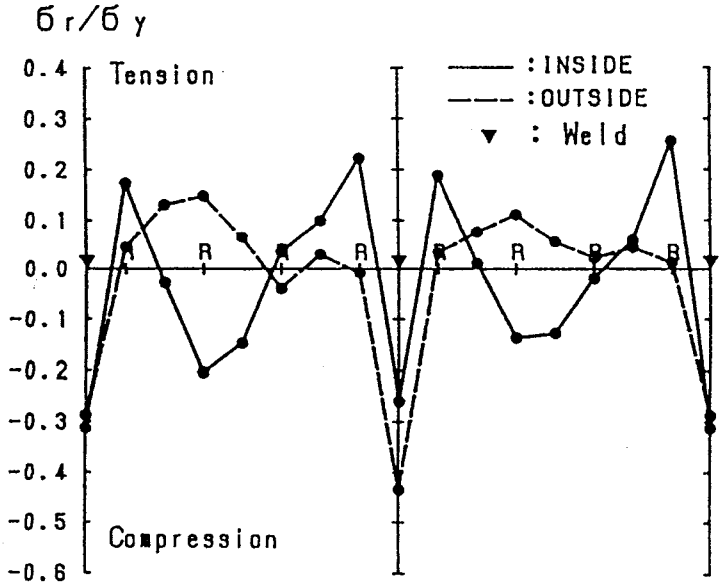
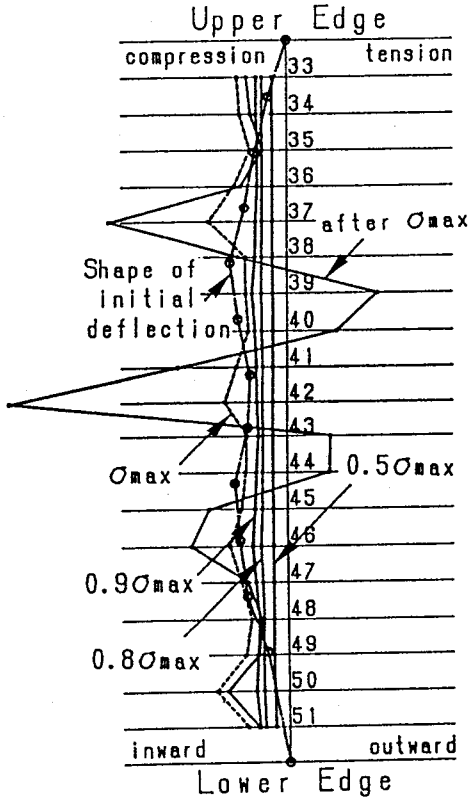
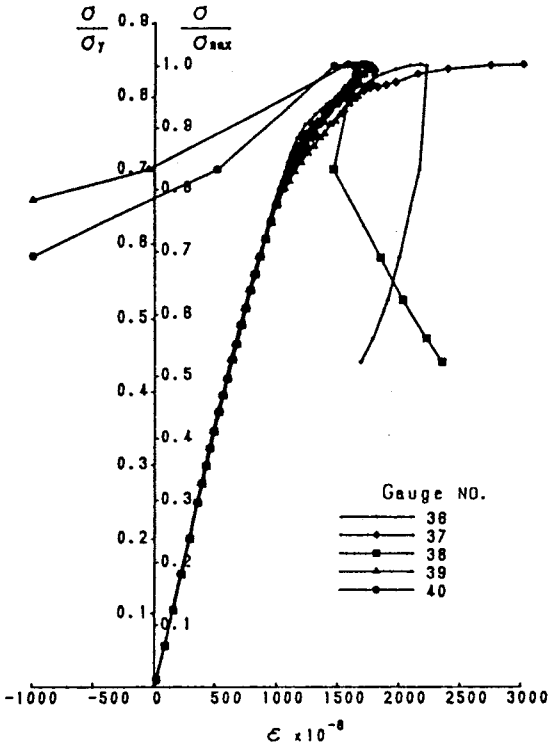


図３．１１　周方向残留応力分布例（ＯＣＴ１５－Ａ）

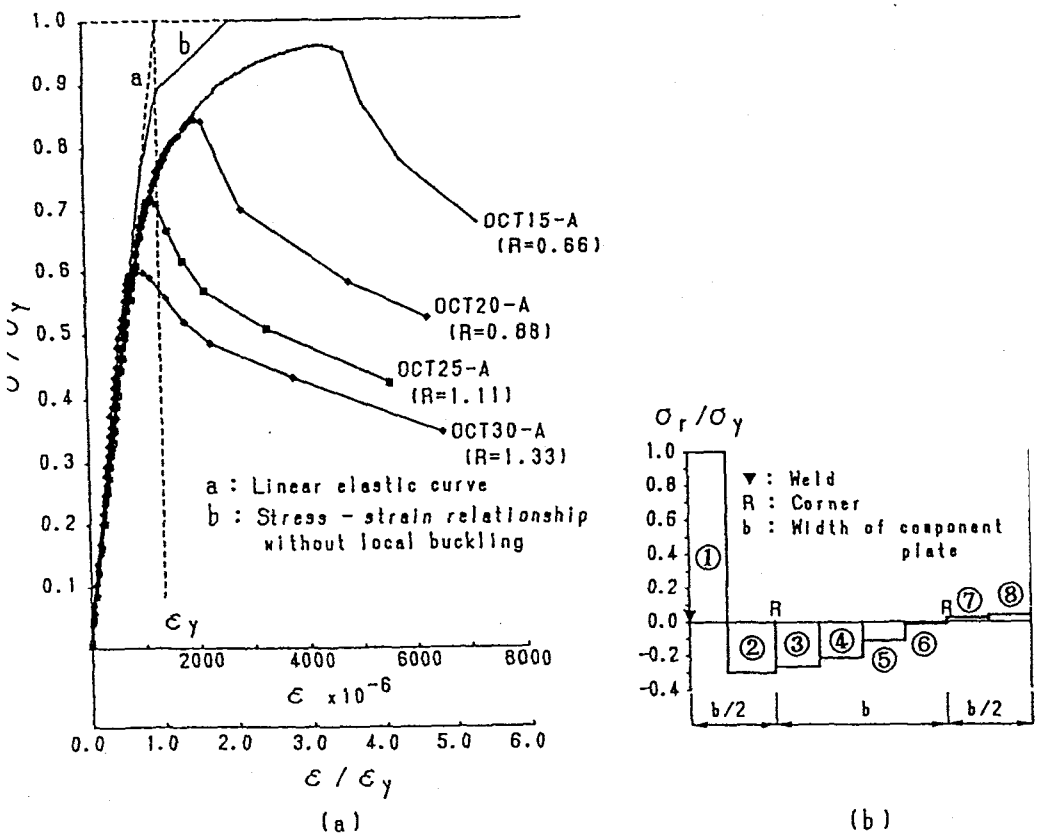


(a)



(b)

図３．１２　ひずみ分布例（ＯＣＴ２０－Ａ）



① $\sigma_x/\sigma_y=-1.00$, $b_1=0.22b$　② $\sigma_x/\sigma_y=0.30$, $b_2=0.28b$

③ $\sigma_x/\sigma_y=0.26$, $b_3=0.25b$　④ $\sigma_x/\sigma_y=0.21$, $b_4=0.25b$

⑤ $\sigma_x/\sigma_y=0.11$, $b_5=0.25b$　⑥ $\sigma_x/\sigma_y=0.01$, $b_6=0.25b$

⑦ $\sigma_x/\sigma_y=-0.03$, $b_7=0.25b$　⑧ $\sigma_x/\sigma_y=-0.04$, $b_8=0.25b$

図３．１３　平均応力～ひずみ曲線（８角形断面）

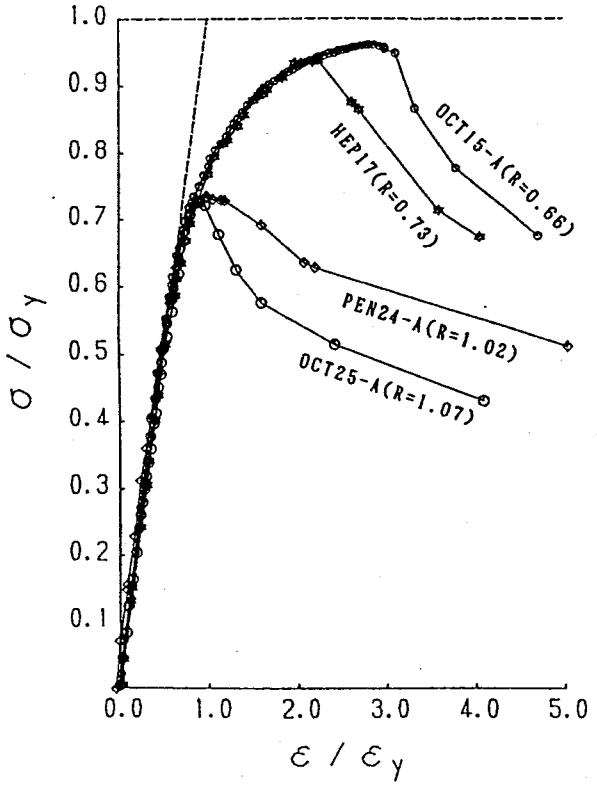


図３．１４　平均応力～ひずみ曲線（５、７、８角形断面）

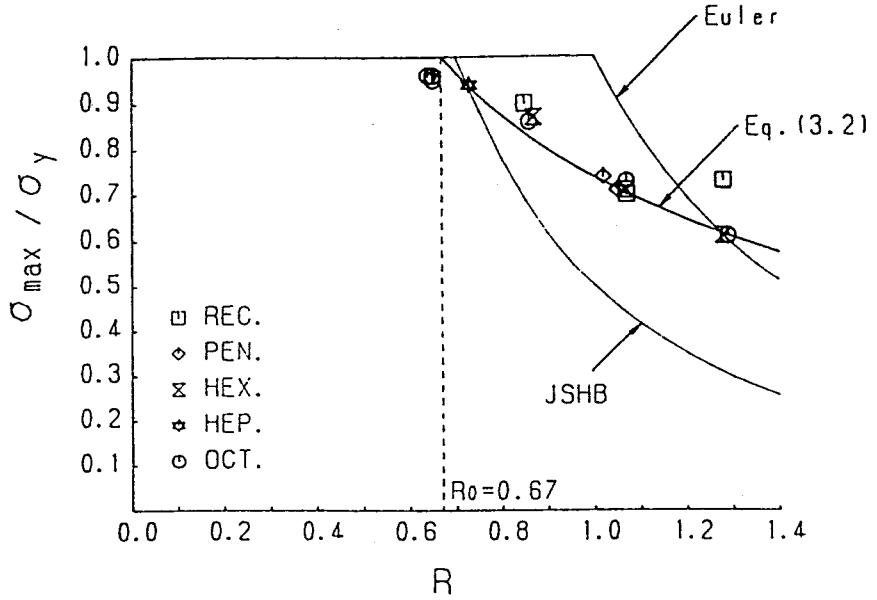


図３．１５　平均最大応力

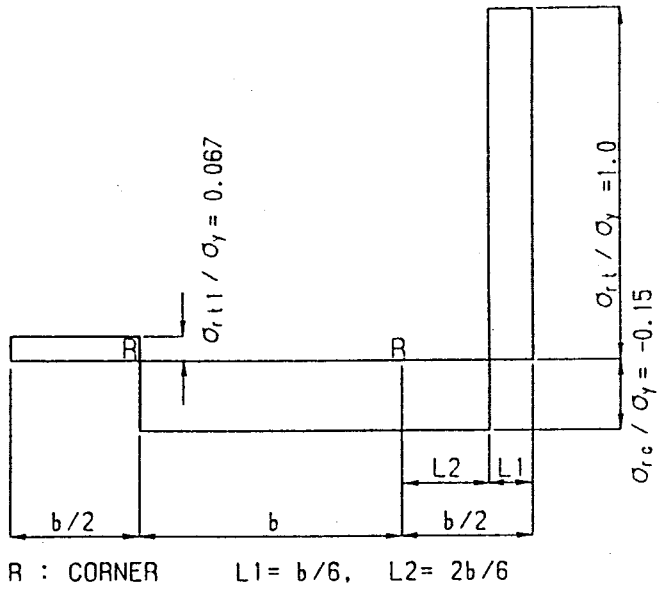


図３．１６　残留応力分布モデル（８角形断面）

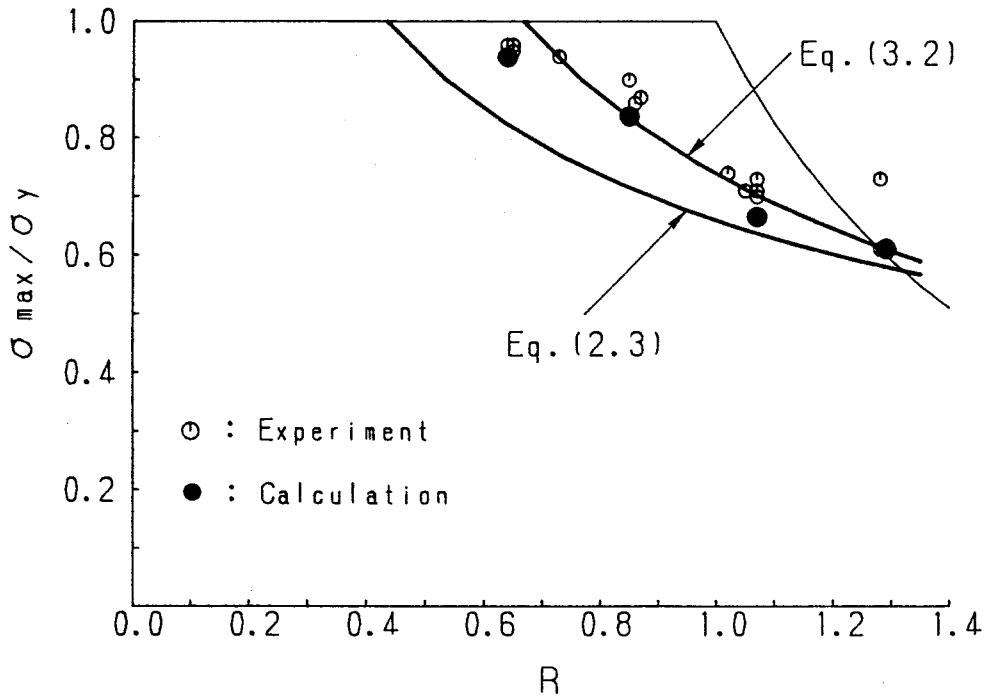


図３．１７　解析結果との比較

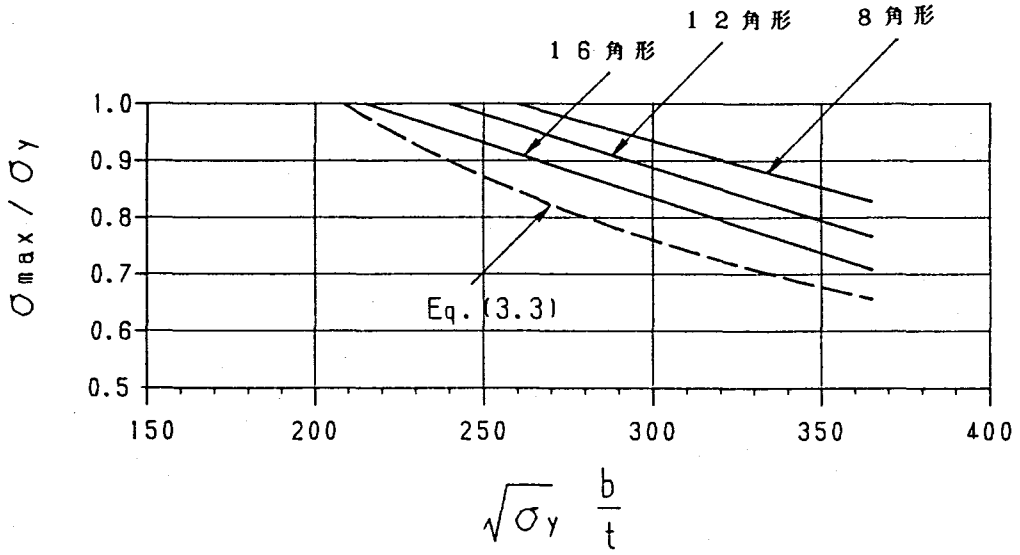


図３．１８　ＡＳＣＥ基準との比較

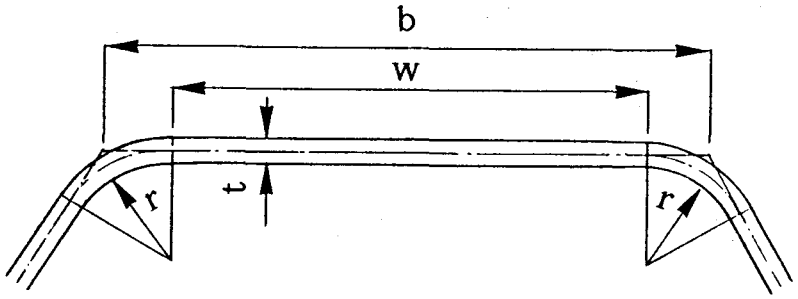


図３．１９　板要素の幅

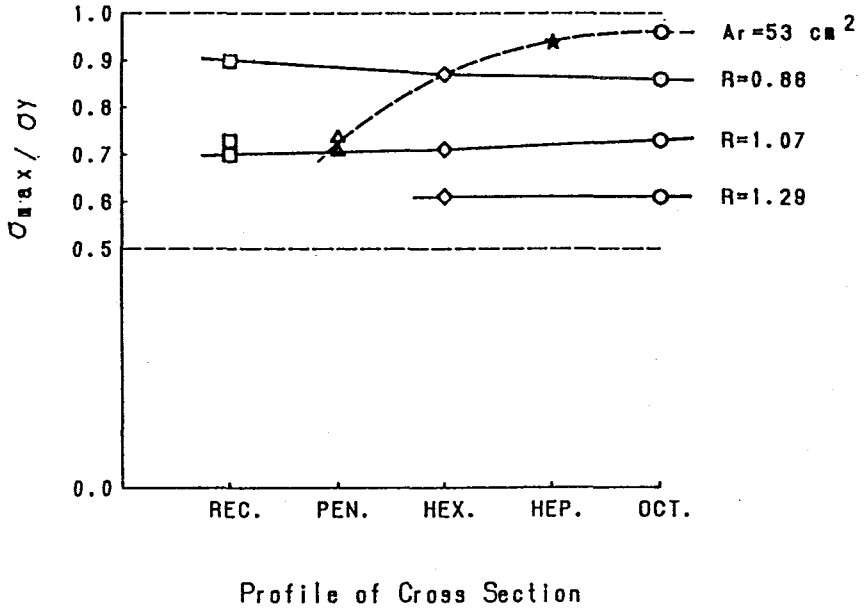


図３．２０　最大平均応力と断面形状

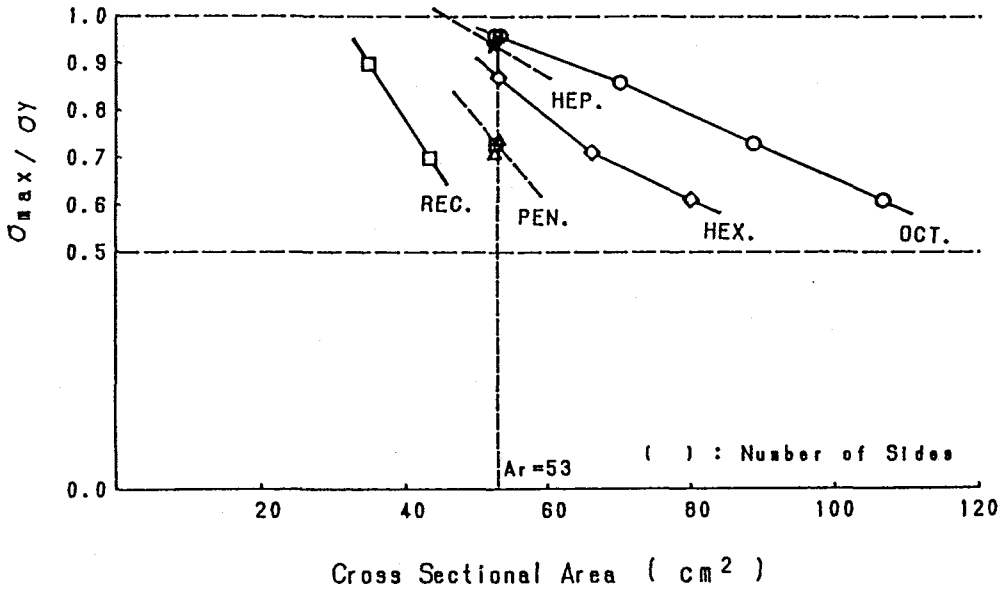


図３．２１　最大平均応力と断面積

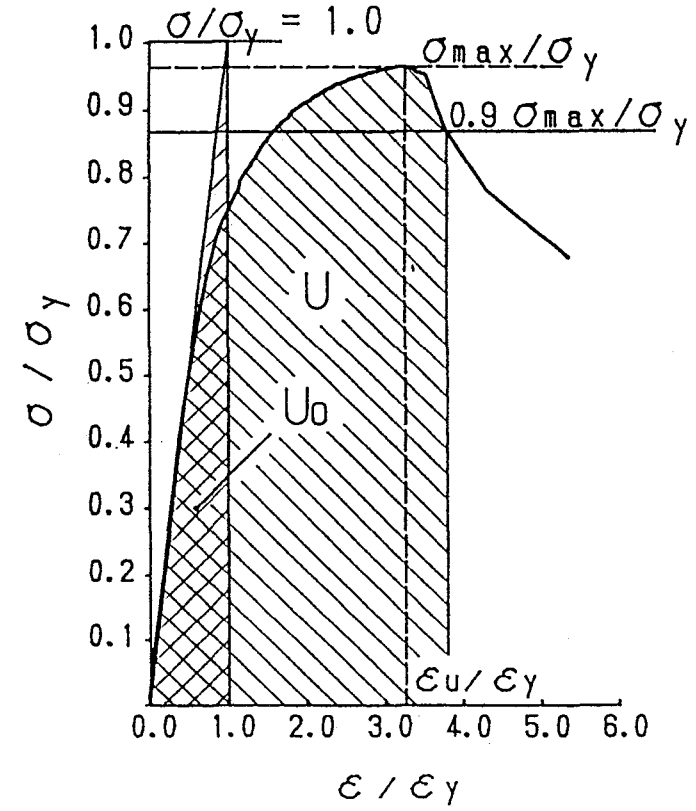


図３．２２　ひずみエネルギーの基準

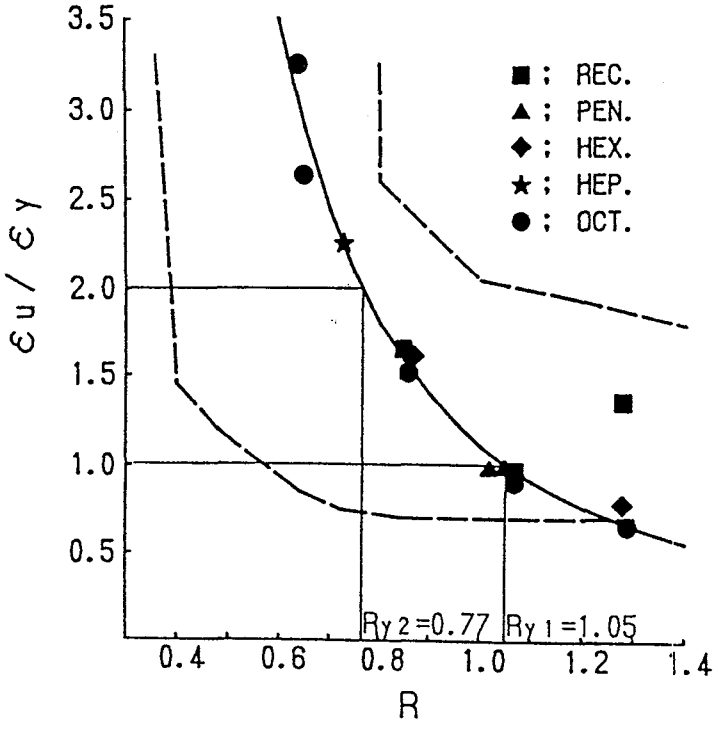


図３．２３　最大平均応力時のひずみ曲線

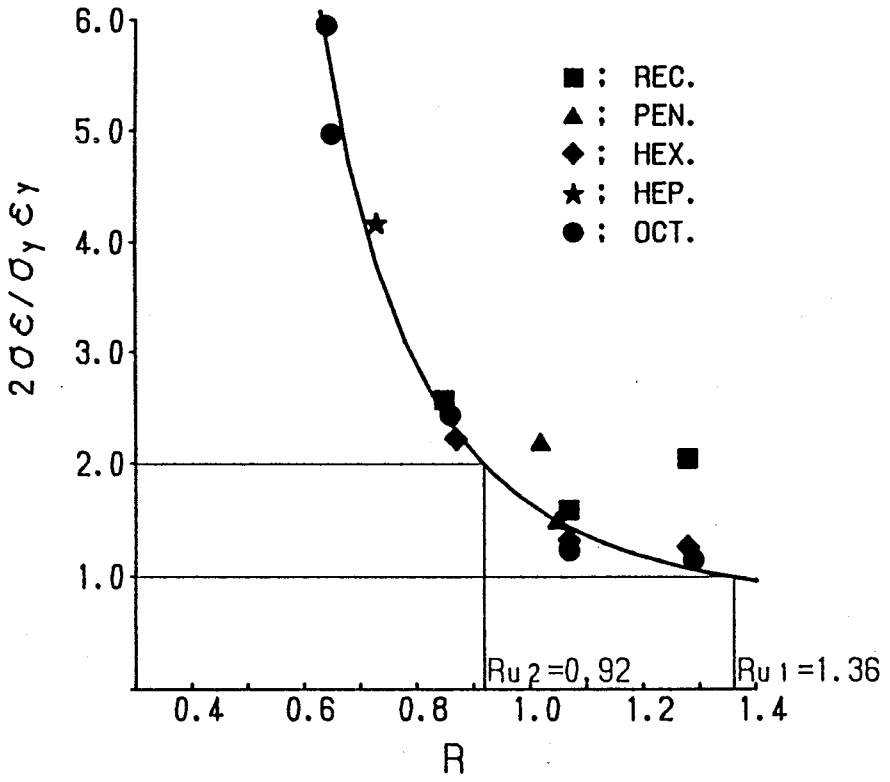


図３．２４　ひずみエネルギー曲線

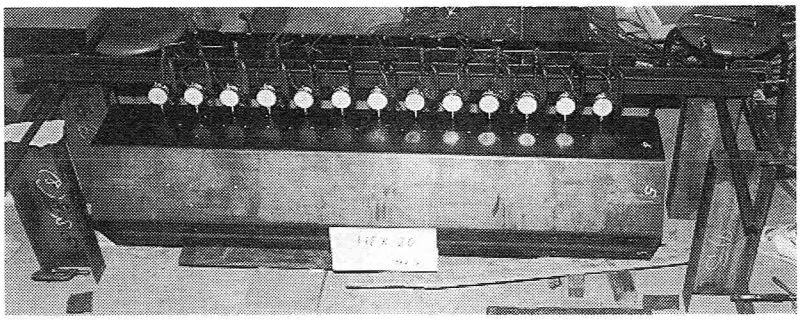
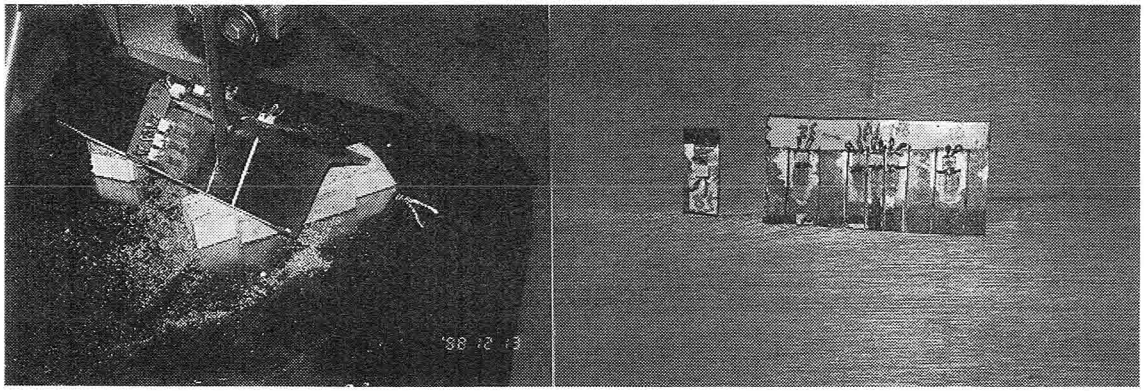


写真３．１　初期変形測定状況



（ａ）　供試体の切断　　（ｂ）　切断後の供試体

写真３．２　残留応力測定状況

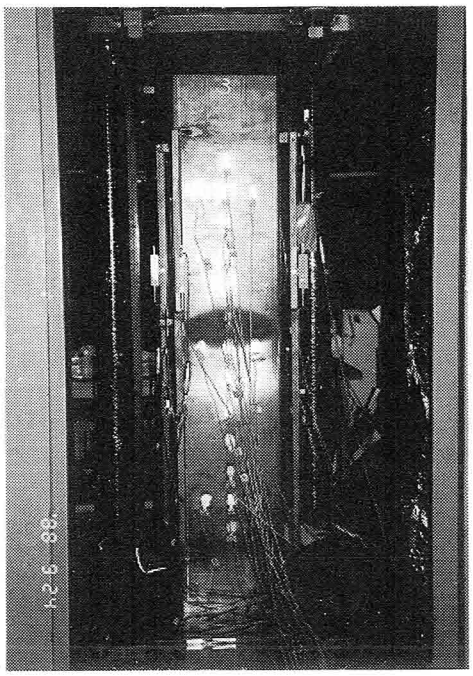
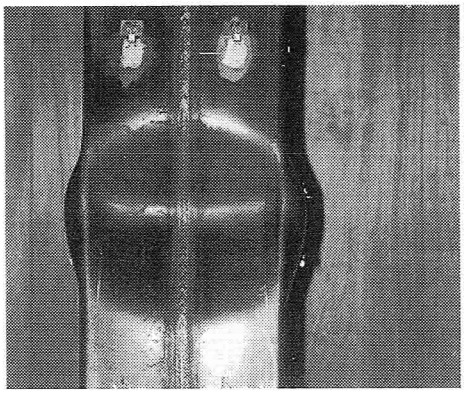
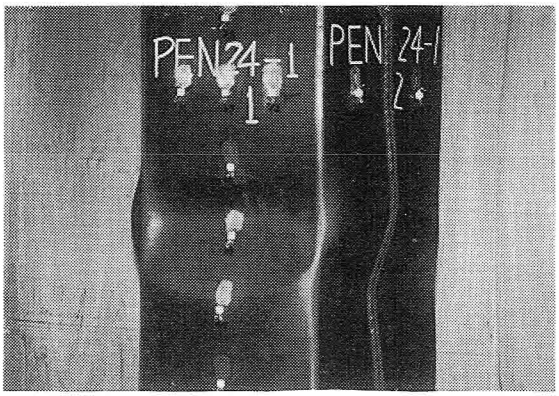


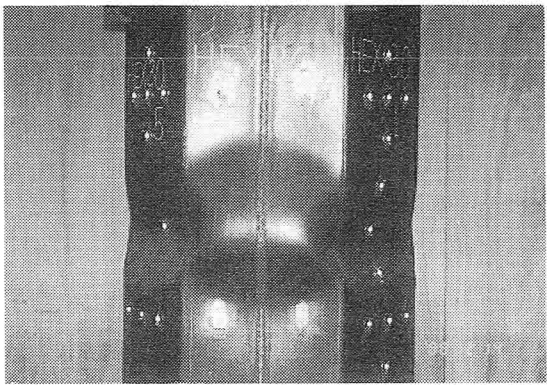
写真３．３　圧縮試験状況



（ａ）　４角形断面

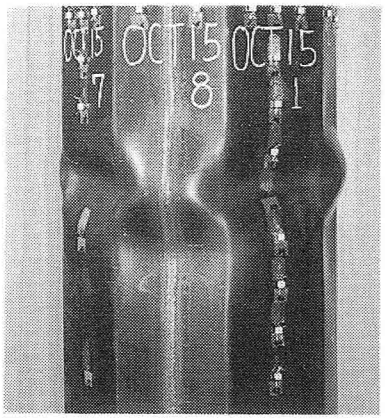


（ｂ）　５角形断面



（ｃ）　６角形断面

（ｄ）　７角形断面



（ｅ）　８角形断面

写真３．４　座屈変形形状

第４章　８角形断面鋼部材の曲げ耐荷力に関する実験的研究

４．１　緒　言

構造部材が中心軸荷重のみを受けるのは特殊な場合であり、一般の構造部材は曲げや偏心荷重を受け、偏心荷重は中心軸荷重と曲げ荷重との組み合わせ荷重となる。したがって、多角形断面部材についても、中心圧縮荷重を受ける場合の耐荷力の評価とともに曲げを受ける場合の耐荷力の評価が必要である。

本章では、多角形断面のうち最も実用的と考えられる８角形鋼断面の曲げ試験を行い、その耐荷力と変形性能を求めた。供試体の断面形状は正８角形と偏平８角形とした。

第１、３章において、地震荷重などの短期的な荷重に対しては構造部材の変形性能の評価が必要であることを述べているが、本章では、この変形性能の評価基準を最大曲げモーメント時の曲率とひずみエネルギーとして、実験結果に基づいてこれらについても考察している。

曲げを受ける薄肉断面部材の研究としては、ねじり剛性の小さい薄肉開断面部材の横倒れ座屈強度に関する研究が主であるが、ねじり剛性の大きい薄肉閉断面部材が曲げを受ける場合の研究としては、箱形断面部材ついての宇佐美・福本[1]、中井・北田[2)~4),7)]、西村[5)]の研究がある。宇佐美・福本は軸力と曲げを受ける部材の相関式における曲げ強度の修正式を提案しており、中井・北田は終局曲げモーメトを全塑性曲げモーメントで無次元化した値を、文献６）から求まる箱形断面梁が純曲げにより弾性座屈を起こす時の圧縮フランジの応力度を用いて計算された幅厚比パラメータに対して求めている。西村らは、等価幅厚比を導入して、純曲げ強度と圧縮強度の統一表示を行っている。また、石原・奈良・森脇ら[27)]は単一板の極限強度で曲げの極限強度を推定している。

圧縮力を受ける場合と同じように、多角形断面の曲げ耐荷力に関する研究は少なく、調査した範囲ではCurrence[8)]およびFiss[9)]の実験的研究がある。したがって、今後使用されると考えられる多角形断面については、初期不整量の測定も含めた、曲げ耐荷力に関する設計資料の蓄積が必要である。

鋼部材の曲げ耐荷力を評価する場合のパラメータも中心軸圧縮荷重を受ける場合と同じように、構成板要素間の相互作用を考慮して修正された等価な幅厚比パラメータが用いられている[1)~5),7)]。圧縮応力が勾配を有しているという点では中心軸荷重を受ける場合と異

なるが、曲げ耐荷力も基本的には、最大圧縮応力を受ける板要素の局部座屈強度が支配的と考えられること、また多角形断面の曲げ耐荷力に関するデータが非常に少ないことなどから、本章では曲げ実験結果の評価のためのパラメータを最大圧縮応力を受ける板要素の幅厚比パラメータとした。この幅厚比パラメータに対して最大曲げモーメトを降伏曲げモーメントで無次元化した値、最大曲げモーメント時の曲率とひずみエネルギーを求めている。また、有効幅の概念を援用して終局曲げモーメントを求め、実験結果と比較している。

4．2　実験内容

4．2．1　供試体の製作

供試体は、文献１０）で行なわれた圧縮試験の供試体と同一のものであり、ＳＳ４００材で板厚 t=4.5mm、6.0mm、9.0mm の鋼板を用いて正８角形断面と偏平８角形断面の供試体を各板厚について各1本計 6 本用意した。断面形状・寸法は図4．１に示すとおりである。供試体の製作は断面の半分の形に曲げ加工し、これを図4．１に示す位置で半自動溶接で組み立てた。溶接部には 32×6mm の裏あて鋼板が付いているが、断面剛性の算定にはこれの影響は無視している。また、断面形状保持のため両端部の裏あて鋼板間には丸棒のステーが取り付けられている。供試体番号は正８角形断面をType Ａ、偏平８角形断面をType Ｂとし、これに板厚を付しA45（板厚4.5mmの正８角形断面)、Ｂ60（板厚6.0mmの偏平８角形断面）などとした。供試体の長さはいずれも Ｌ ＝ 2000mm である。供試体の諸元を表4．１に示す。

4．2．2　曲げ試験

曲げ試験の載荷方法、計測機器の配置・取り付け方法、および、ひずみ・変位の測定方法などについて慎重に検討し、数回の改良を加えた結果、載荷装置は 図4．２とした。この装置は①載荷板（球座)、②H型鋼（載荷ビーム)、③上部コロ、④下部コロ、⑤載荷用箱桁から構成されている。供試体と載荷用箱桁を結合するため、供試体の両端に継手板（800×800×22 mm）を、圧縮側にはすみ肉溶接で、引張り側には開先溶接で取り付け、また引張り側には継手板の変形防止と溶接部の破壊防止のため一辺が100 mmで、厚さ10 mmの二等辺三角形リブを4枚配置した。継手板を写真4．１に示している。箱桁に高力ボルトで結合された供試体を下部コロ④に載せ、供試体の中心が載荷板の中心に一致するように調整し下部コロ④と L_0=1500mm 離れた所に上部コロ③をセットし、供試体と載

荷板の中心位置および L_0 を再度チエックして荷重を加え、上部コロ間に純曲げの状態を作る。作用曲げモーメントMは　$M=PL_0/2$（P:載荷重）で算定出来る。回転軸は図4．1に示す水平軸とした。偏平8角形断面については幅厚比パラメータを大きくとるため、弱軸曲げとした。

ひずみゲージは、図4．3に示すように Type A について 圧縮面に31枚、引張り面に9枚、溶接面に6枚、他の面に3枚貼付し、荷重～ひずみ関係を求めた。Type Bのひずみゲージの配置は、板幅の広い圧縮面に37枚貼付した以外はType Aと同じとした。また、1／300、1／100mm精度のダイヤルゲージを図4．2のように設置して軸方向と軸直角方向の変位およびコロの移動量を測定した。使用した試験機は愛知工業大学所有の300t長柱試験機である。実験状況を写真4．2に示す。

4．3　測定、曲げ試験結果と考察

4．3．1　初期変形，材料定数および残留応力分布

初期変形量は第3章の方法と同じ方法で測定した。最大初期変形量は平均値で4mm程度であり、これは板要素の幅の約1／40、長さの約1／500程度である。また、初期変形形状は図3．4および図3．5のOCT15－A、OCT30－Aと類似の形状であった。

材料定数は、JIS 14B 号比例試験片を各板厚について4本用意し引張試験を行った結果、平均値として弾性係数 $E=2.10\times10^6$kgf／cm²(206GPa)，ポアソン比 $\nu=0.3$，降伏点応力 $\sigma_y=3020$kgf／cm²(296MPa,t=4.5mm)，$\sigma_y=3160$kgf／cm²(310MPa,t=6.0mm)，$\sigma_y=2570$kgf／cm²(252MPa,t=9.0mm)となり、また、降伏ひずみは $\varepsilon_y=1438\times10^{-6}$(t=4.5mm)，$\varepsilon_y=1505\times10^{-6}$(t=6.0mm)，$\varepsilon_y=1224\times10^{-6}$(t=9.0mm) であった[10)]。残留応力分布を図4．4に示している[10)]。この残留応力の分布は第3章の8角形断面の残留応力の分布とほぼ同じである。

4．3．2　変形形状とひずみ分布

最高荷重後の変形形状を写真4．3、またスケッチしたものを 図4．5に示しているが、A60以外は中央部で大きな変形が生じている。

ひずみ分布は全供試体についてほぼ同じ傾向であるから、ここでは A45 について述べる。ダイヤルゲージの配置は図4．2に、ひずみゲージの配置は図4．3に示している。

図4．6は圧縮面(NO.45)から引張り面(NO.51)にかけて配置したひずみゲージの読

みを降伏ひずみε_yで無次元化した値$\varepsilon / \varepsilon_y$と作用モーメントを降伏曲げモーメント$M_y$（$=\sigma_y W$、 W:断面係数）で無次元化した値 M/M_y との関係を示しており、曲げを受ける部材のひずみ分布の典型的なものとなっている。

図4．7は圧縮面の中心線上に配置したひずみゲージの読みを荷重段階ごとに示している。作用モーメントが $0.75M_y$ 程度以下まではひずみは一定であり、作用モーメントがそれ以上になるとひずみが乱れ、最終的には最大応力を受ける板要素の中央付近で局部座屈を生じ耐荷力を失うことを示している。図4．8は長さの中央に周方向に配置したひずみゲージの変化を荷重段階ごとに示したもので、図4．6とともに曲げ部材のひずみ分布の典型的なものである。

図4．9は長さの中央部の軸直角方向の変位を測定するために取り付けたダイヤルゲージ、NO.78（引張側）、NO.79（圧縮側）の変位を示しており、この両者の差(N0.78－NO.79)は圧縮面と引張り面の距離dの変化である。図4．9より供試体は $0.5M_y$ 付近までは一旦膨らみ、$0.8M_y$ 付近で元にもどり、その後徐々に縮み最高荷重に達した直後急速に縮むことが分かる。

図4．10は引張り側(NO.76)と圧縮側(NO.77)の軸方向変位であり、これらから算定した平均ひずみより計算した曲率ϕを降伏曲率ϕ_y（$=2\sigma_y/(Ed)$、d:上下面の外側の距離）で無次元化した値の変化も同図に示している。図4．9、10より引張り側(NO.76,78)では、$0.5M_y$ 付近までは軸直角方向に変位し、軸方向の変位は認められないが、圧縮側(NO.77,79)では逆に軸直角方向に変位せず、軸方向に変位することが分かる。

4．3．3　曲げモーメントと曲率の関係

ダイヤルゲージNO.76とNO.77で測定された変位量から各供試体の曲率ϕを求め、図4．11に曲率の始点をずらして、$M/M_y \sim \phi/\phi_y$ 関係を示している。曲率は $0.4 \sim 0.5M_y$ 付近までは破線で示した直線 $(M/M_y)/(\phi/\phi_y)=1$ の勾配より離れるが、これは図4．10に示すように $0.5M_y$ 付近までは引張側の軸方向変位が生じていないためである。$0.5M_y$ から $1.0 \sim 0.8M_y$ までの勾配はこの直線勾配にほぼ平行になっている。

各曲線は最高荷重までは緩やかな曲線であるが、最大荷重に達した後は幅厚比パラメータRの大きさによって、(1)急速に除荷域に入り、大きな曲率を生じる(B45(R＝0.99)，B60(R＝0.83))、(2)緩やかに除荷域に入る(A45(R＝0.71)，A60(R＝0.60))、また(3)最大荷重に達するまで大きな曲率を生じる(B90(R＝0.35)，A90(R＝0.46))の3グループに大別できる。また、最高荷重に達した後の除荷曲線の勾配はRが大きくなるに従って急になっている。このことは4．3．6のひずみエネルギーにも大きく影響している。

図４．１２には $M/M_y \sim \phi/\phi_y$ 曲線をＡ４５、Ａ９０について、残留応力を考慮しない場合（ａ曲線）と図３．１３（ｂ）に示す残留応力を考慮した場合（ｂ曲線）を示している。曲線ａと曲線ｂの差異は残留応力によるものであり、$0.6 \sim 0.8M_y$ 程度から残留応力の影響が現れている。Ａ４５についての曲線ｂと実験曲線の差異は構成板要素の局部座屈による耐荷力の低下を示すものである。Ａ９０では幅厚比が小さいので、全塑性状態に達しており、また、$\phi/\phi_y = 11$ からひずみ硬化の影響が現れると考えられる。

４．３．４　最大曲げモーメント

曲げ試験結果の詳細を表４．２、図４．１２に示している。実験データが少なく、範囲が限定されるが、最大曲げモーメントから求めた最大曲げモーメントM_{max} を降伏曲げモーメントM_yで無次元化した値 M_{max}/M_y と最大圧縮応力を受ける板要素の幅厚比パラメータＲとの関係を最小自乗法で求めると直線式として式（４．１）が得られる。式（４．１）を図４．１２に実線で示している。

$$\frac{M_{max}}{M_y} = 1.82 - 0.87\ R < 1.3 \qquad (0.50 < R < 0.99) \tag{4.1}$$

４．３．５　有効幅を考慮した最大曲げモーメント

構造部材の終局強度を有効幅[19)~26)]を考慮して求められている場合も多く、有効幅の概念は構造部材の終局強度評価の有効な手段の一つである。ここでは文献２４）に示されいる有効幅の概念を援用して、最大曲げモーメトを求める。ここで終局状態での圧縮板要素のひずみを実験で得られた最大荷重時の平均ひずみ（表４．３中のα）とした。

図４．１３に示す有効幅 b_e、b_1 および b_2 を式（４．２）で求める[24)]。

$$b_e = b \qquad (\lambda \leqq 0.673) \tag{4.2a}$$

$$b_e = \rho b \qquad (\lambda > 0.673) \tag{4.2b}$$

$$\rho = \frac{1.0 - 0.22/\lambda}{\lambda} \tag{4.2c}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \tag{4.2d}$$

$$k = 4+2(1-\psi)^3+2(1-\psi) \tag{4.2e}$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \tag{4.2f}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3-\psi} \tag{4.2g}$$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} \qquad (\psi \leqq -0.236) \tag{4.2h}$$

$$b_2 = b_e - b_1 \qquad (\psi > -0.236) \tag{4.2i}$$

σは圧縮の時（＋)、引張の時（－）とし、$\sigma_1 > \sigma_2$とする。また、式（４．２ｄ）のσは図４．１４のσ_1をとる。

文献２４）ではｂを板要素の平板部分の幅をとっているが、これは板の座屈強度を高めにとることになり、また折れ曲げ角によっても異ってくるので、ここでは板要素の中心線間隔をとっている。

各供試体について最大荷重時の圧縮板要素のひずみ（表４．３のα参照）を与え

1. 引張側のひずみを仮定し、中立軸を求め、応力を計算する
2. 圧縮力と引張力を求める
3. 圧縮力＝引張力であれば、４．、でなければ、１．～３．を繰り返す
4. 曲げモーメントの算定

このようにして求められた終局曲げモーメントを M_u として表４．３に示している。板厚が 4.5、6.0mmの供試体Ａ４５、Ａ６０、Ｂ４５、およびＢ６０については M_u と M_{max} の差は４％以内であるが、板厚が9.0mmの供試体Ａ９０、Ｂ９０では９％、１７％大きくなっている。Ａ９０、Ｂ９０については、形状係数 が f=1.30, 1.24 に対して、M_{max}/M_y = 1.53、1.36であり、図４．１２に示すように、これらは全塑性状態に達していると考えられ M_u と M_{max} の差は材料試験に若干の誤差が含まれているため生じたものと考えられる。

表４．３には式（３．４）から求めた最大荷重時のひずみをα'として示している。Ａ９０、Ｂ９０については、前述のようなことからαとの差が大きいが、他については良い近似値となっている。

4．3．7 最大荷重時の曲率

図4．15には最大荷重時の曲率ϕ_uをϕ_yで無次元化した値ϕ_u/ϕ_yを幅厚比パラメータRに対してプロットしている。同図の実線はϕ_u/ϕ_yとRの関係を最小自乗法で近似したもので、式（4．3）である。

R＝0.4～0.7間にϕ_u/ϕ_yの急激な減少がみられる。同図に破線で示している曲線は第3章で得られた多角形断面短柱の圧縮試験における最大荷重時のひずみ$\varepsilon_u/\varepsilon_y$とRとの関係式（3．4）である。両曲線は同じ傾向を示している。

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = -\frac{0.91}{R} + \frac{1.39}{R^2} + \frac{0.13}{R^3} \qquad (4.3)$$

4．3．6 ひずみエネルギー

中心軸方向圧縮を受ける場合の図3．7のσ、εをM、ϕに置き換え、同図と同じように、M_{max}を過ぎてから$0.9M_{max}$までひずみエネルギーを求め、これをM～ϕ関係が線形として$M=M_y$、$\phi=\phi_y$のときのひずみエネルギー（$M_y\phi_y/2$）で無次元化した値（$2M\phi/M_y\phi_y$）を図4．16にプロットしている。図中の破線は圧縮試験で求められたひずみエネルギー式（3．5）である。

求められた点が少なく、ばらつきも認められるが全体的には破線で示される式（3．5）と同じの傾向を示しており、図4．15とはほぼ一致した傾向でR＜0.7～0.8の範囲で急激なひずみエネルギーの減少がみられる。

4．4 結 論

正8角形と偏平8角形断面鋼部材の曲げ試験行って得られた主な結果は次のとおりである。

(1) 作用モーメントが$0.75M_y$程度で圧縮面にひずみの乱れが生じる。この傾向は圧縮試験の場合とほぼ同じである。

(2) M/M_y～ϕ/ϕ_y関係は$0.5M_y$付近までは直線的に変化し、最大荷重までは緩やかな曲線であるが、その後の挙動はRの大きさで

(a)急速に除荷域に入り、その後大きな曲率を生じる(R＝0.99～0.83)

(b)徐々に除荷域に入る(R＝0.71～0.60)

(c)最高荷重に達するまで大きな曲率を生じる(R＝0.46～0.35)

の３グループに大別できる。

(3) 曲げ耐荷力を幅厚比パラメータＲで評価し、式（４．１）を得た。

(4) 有効幅の概念を援用して、終局曲げモーメントを求め、板厚が9.0mm(b／t＝19.3、26.9) 以外の供試体では実験で求められた最大曲げモーメントとの差が４％であり、有効幅の概念は終局曲げモーメントを求める場合でも有効であると考えられる。

(5) ϕ_u / ϕ_y～Ｒ関係を式（４．３）として求め、この曲線と圧縮試験における$\varepsilon_u / \varepsilon_y$～Ｒ曲線がほぼ同じ傾向であることを示した。

(6) 曲げ試験より求まるひずみエネルギーとＲとの関係も、圧縮試験におけるひずみエネルギーと幅厚比パラメータＲの関係とほぼ同じ傾向である。

(7) 圧縮試験から得られた最大荷重時のひずみ～Ｒの関係式（式（３．４））から求めた曲げ試験における最大荷重時のひずみは実験結果を十分な精度で表しており、式（３．４）は有効な式である。

参考文献

1）宇佐美勉・土屋信洋・福本唀士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究、土木学会論文集、第382号／I－4，pp.303～312，1985年10月.

2）中井博・村上泰男・北田俊行・高田佳彦：曲げとねじりを受ける薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36A ,pp.63～70,1990年3月.

3）中井博・北田俊行・國広昌史ほか２名：組合わせ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36A，pp.89～100，1990年3月.

4）岸田和人・北田俊行・中井博・國広昌史：圧縮、曲げ、および、ねじりを受ける箱形断面部材の終局強度相関曲線に関する実験的研究、土木学会第４４回年次講演会概要集、pp.152～153、1989年10月.

5）西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり－柱部材の強度評価式、土木学会論文集、第416号／I－13，PP.385～393，1990年4月.

6）米沢博・三上市蔵：箱桁の弾性座屈について、土木学会論文集、第120号，pp.8～13，1965年8月.

7）Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T.：Ultimate strength of thin－walled box stub-columns, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, pp.25～35, April, 1985.

8）Currence, W.C : Local buckling satbility of polygonal cross section in bending, presented at Jan.21～25, 1974, ASCE National Water Resources Meeting, held at Los Angeles, Calif.

9）Fiss, R.A. :Local buckling of tubular steel poles in bending, presented at the Oct.18～22, 1971, ASCE Annual and National Environmental Enginnering Meeting, held at St.Louis, Mo.

10）小瀬古信博・青木徹彦・福本唀士：八角形断面鋼柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集、第330号，pp.27～36，1983年2月.

11）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　II（鋼橋編)、丸善、1980年6月.

12）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、土木学会論文集、第416号／I－13，pp.255～264、1990年4月.

13）右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、

土木学会論文集、第422号／I－14，pp.255～263、1990年10月.
14) 福本唀士編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987年.
15) 総合研究（A）グループ（代表者、福本唀士）：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合研究、平成元年度科学研究費補助金（総合研究A)、研究成果報告書、1990年3月.
16) Galambos,T.V.(ed)：Guide to stability to design criteria for metal structures, 4th ed., John Wiley & Sons, 1988.
17) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：八角形断面鋼部材の曲げ試験、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.130～131，1990年9月.
18) 伊原茂・半野久光・中込秀樹・高尾道明：曲面コーナーを有する鋼橋脚耐荷力実験、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.206～207，1991年9月.
19) 福本唀士：新体系土木工学９　構造物の座屈・安定解析、土木学会、１９８２.
20) 長谷川彰夫・宇佐美勉：鋼板要素の座屈後における有効幅理論と設計への適用、土木学会論文報告集、第３１５号、pp.157～160,1981年11月.
21) 宇佐美勉・福本唀士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析、土木学会論文報告集、第３２６号、pp.41～50,1982年10月.
22) Usami,T. and Fukumoto,Y.：Local and overall buckling of welded box columns, ASCE, Vol.108, No.ST3, PP.525～542,1982.
23) Usami,T.：Post－buckling of plates in compression and bending, ASCE, Vol.108, No.ST3, pp.591～609, 1982.
24) ASCE Standard：Specification for the design of clod－formed stanless steel structural members, ANSI／ASCE－8－90, 1991.
25) 天雲宏樹・宇佐美勉：圧縮と曲げを受ける板要素の有効幅公式について、土木学会第４４回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.170～171，1989年10月.
26) 天雲宏樹・宇佐美勉：圧縮と曲げを受ける板要素の有効幅公式について、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.110～111，1990年9月.
27) 石原宏幸・奈良敬・森脇良一：曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度の関する研究、土木学会第４４回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.142～143，1989年10月.

表４．１　供試体諸元

（長さ = 2000 mm）

NO.	b(mm)		t(mm)	A(cm²)	b/t	I(cm⁴)
A45	165.7		4.5	59.65	36.8	12428
A60	165.7		6.0	79.54	27.6	14993
A90	165.7		9.0	119.30	18.4	22485
B45	165.7	230.9	4.5	65.52	51.3	14730
B60	165.7	230.9	6.0	87.36	38.5	17826
B90	165.7	230.9	9.0	131.04	25.7	26684

I = 図４．１の水平軸に関する断面２次モーメント

表４．２　供試体断面諸量測定結果

NO.	b(mm)		t(mm)	b/t		I(cm⁴)	W(cm³)	Z(cm³)	f	R	
A45	162.5		4.54	35.8		11748	587.4	754.3	1.28	0.71	
A60	162.3		5.50	29.5		14436	721.8	919.2	1.27	0.60	
A90	161.0		8.36	19.3		21168	1058.4	1375.3	1.29	0.35	
B45	164.0	225.2	4.55	36.0	49.5	14335	716.8	884.2	1.23	0.72	0.99
B60	162.3	224.3	5.53	29.3	40.6	16960	848.0	1059.5	1.25	0.60	0.83
B90	161.3	224.8	8.36	19.3	26.9	25618	1280.9	1587.4	1.24	0.35	0.49

I, W, Z ： 曲げ軸に関する断面２次モーメント、断面係数、塑性断面係数
f (=Z/W) ： 形状係数

表４．３　曲げ試験結果

NO.	P_{max}(tf)	M_{max}(tf･m)	M_y(tf･m)	M_{max}/M_y	α	α'	M_u(tf･m)	M_u/M_y	M_{max}/M_u
A45	29.32	21.99	17.74	1.24	2.40	2.37	22.47	1.27	0.98
A60	38.85	29.14	22.81	1.27	3.36	3.51	28.78	1.26	1.03
A90	55.59	41.69	27.20	1.53	16.90	13.35	35.53	1.31	1.17
B45	27.32	20.49	21.65	0.95	1.17	1.14	21.29	0.98	0.96
B60	38.55	28.91	26.80	1.08	1.17	1.65	28.16	1.05	1.03
B90	59.71	44.78	32.90	1.36	8.51	5.72	40.86	1.24	1.09

ε_u（最大荷重時の圧縮板要素の平均ひずみ）$=\alpha(\alpha')\varepsilon_y$
α：実験値　　α'：式（３．４）より算定

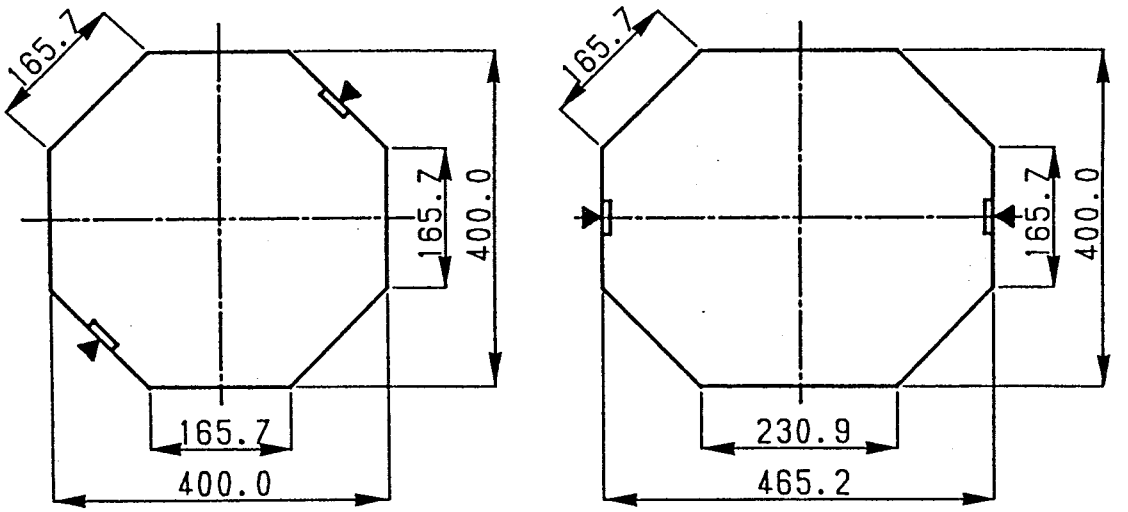


図４．１　供試体断面形状

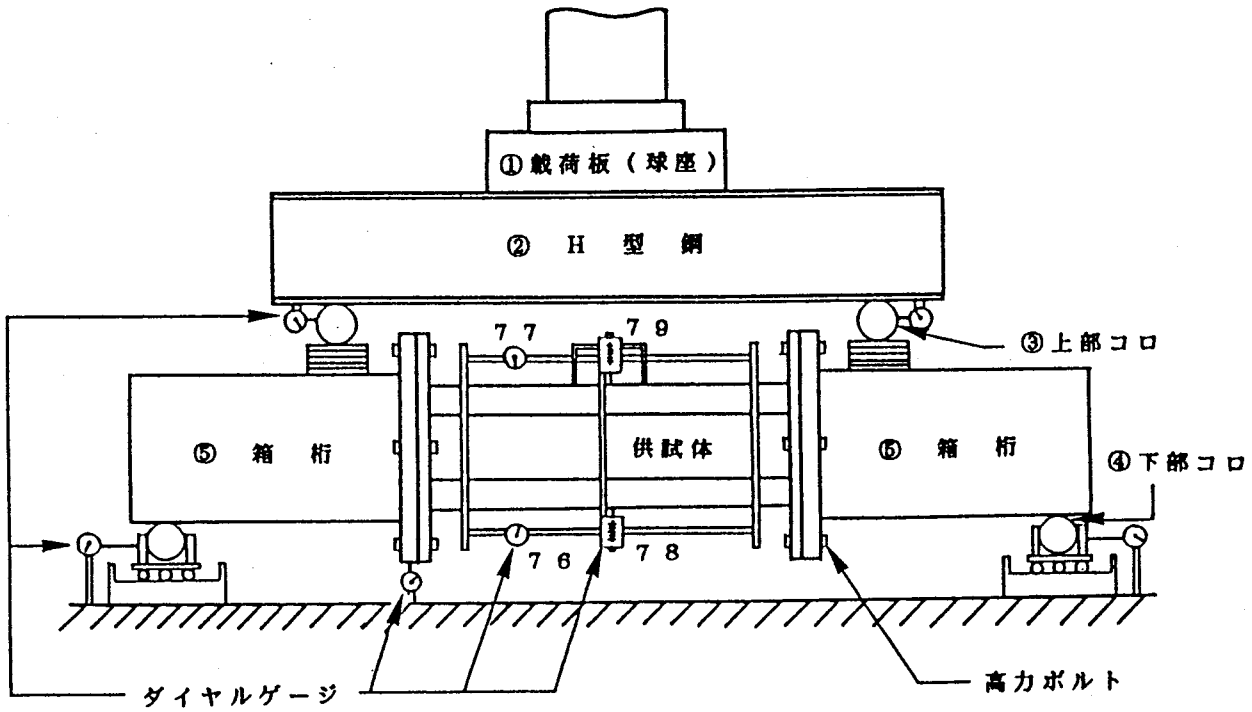


図４．２　載　荷　装　置

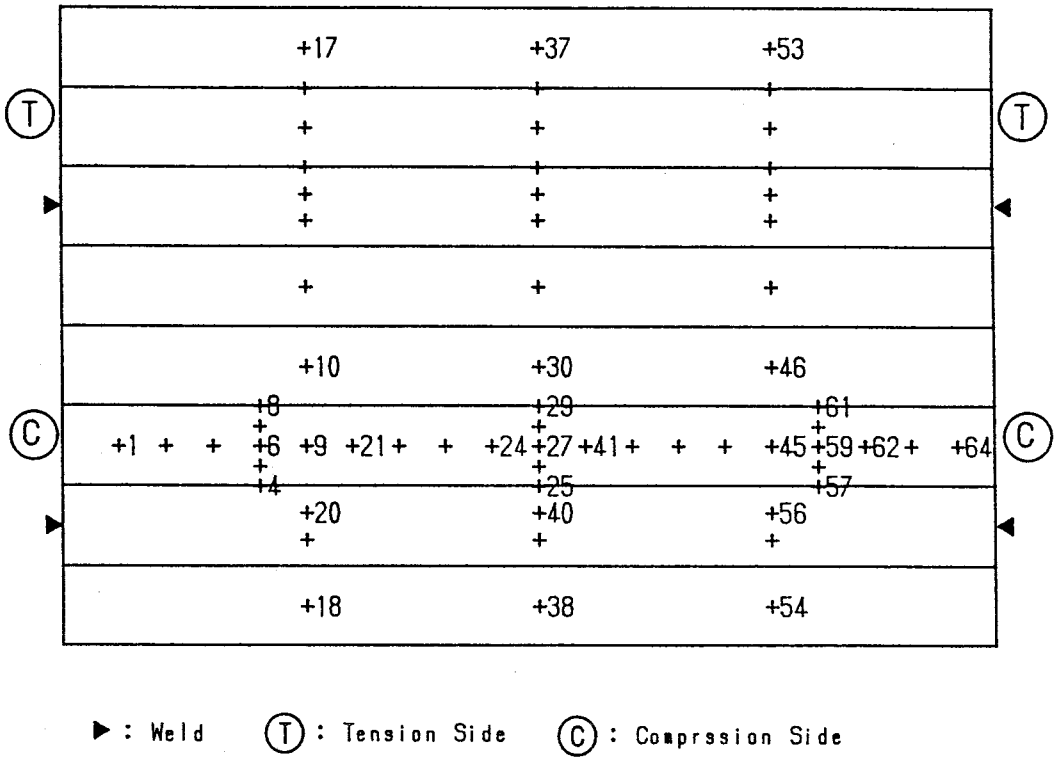


図４．３　ひずみゲージ配置（Ｔｙｐｅ　Ａ）

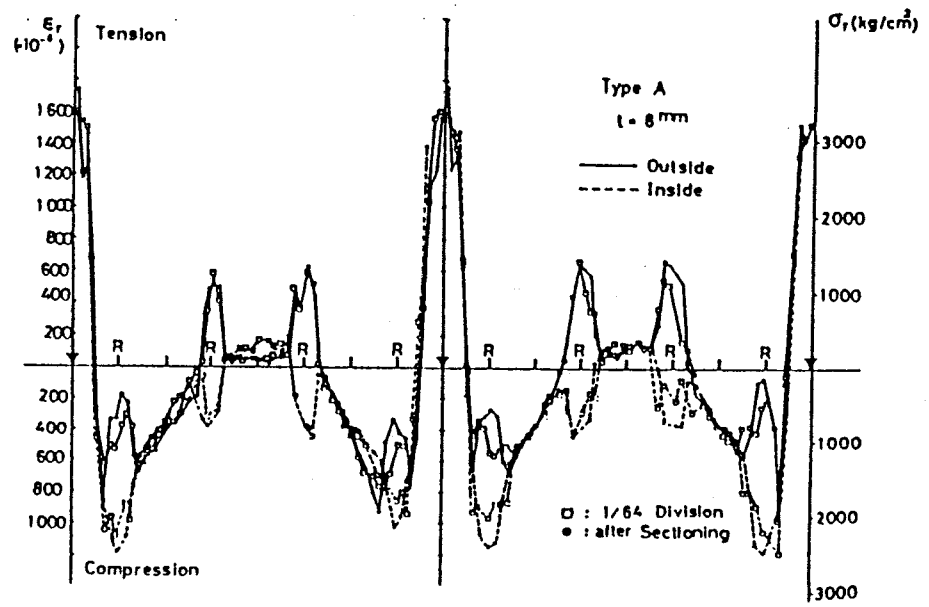


図４．４　残留応力分布[10)]

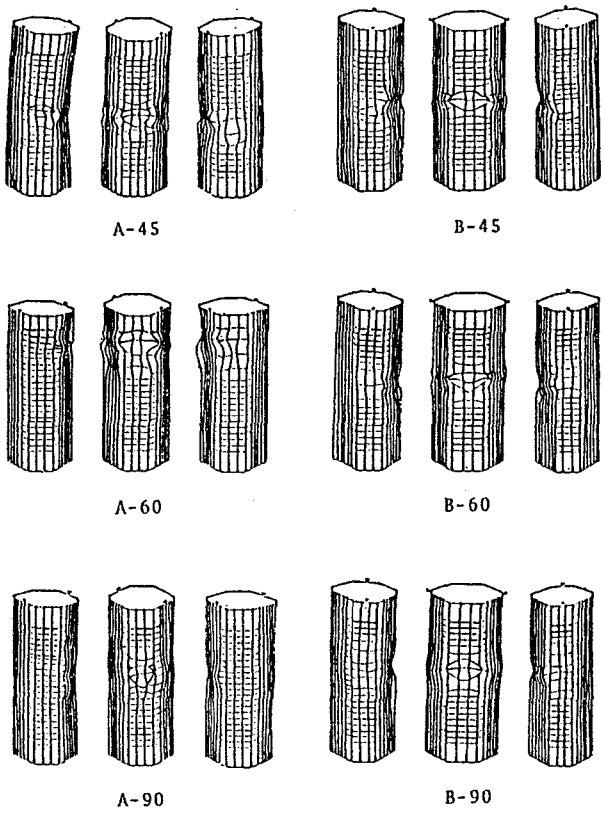


図４．５　最高荷重後の供試体変形形状

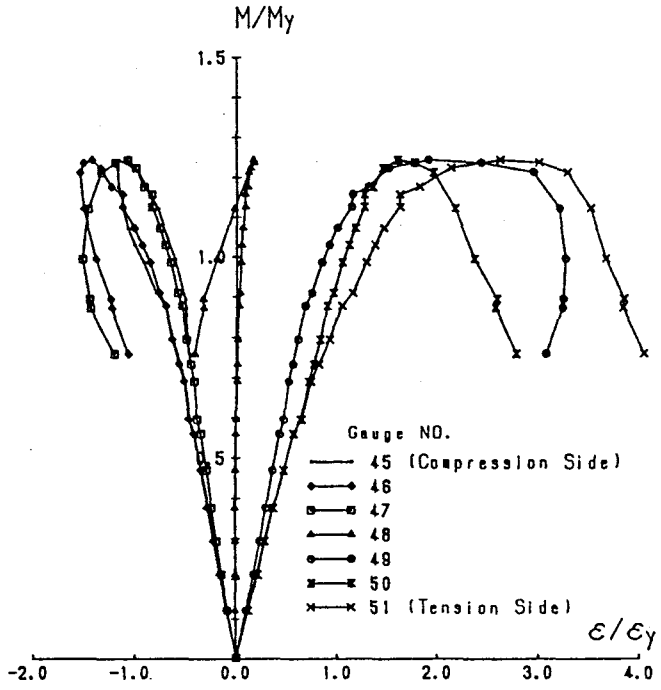


図４．６　曲げモーメント～軸方向ひずみ曲線

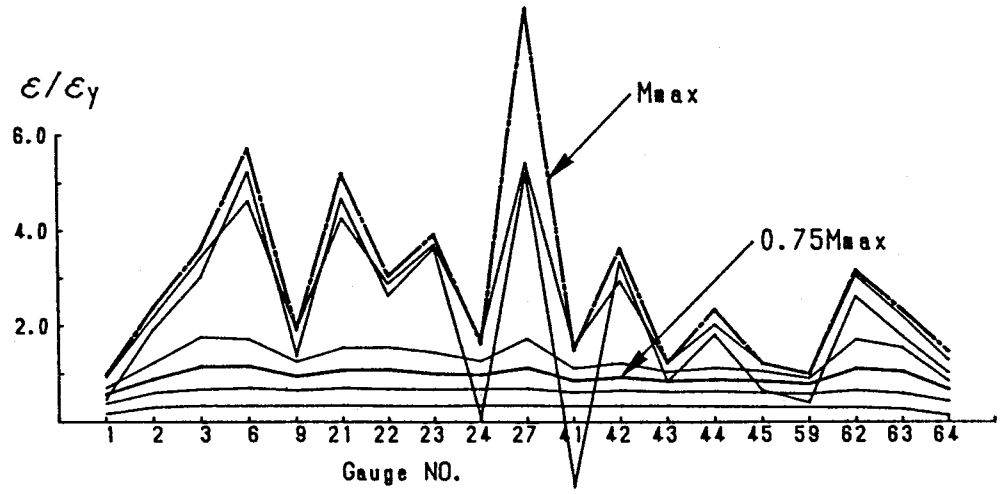


図４．７　圧縮を受ける板要素のひずみ分布

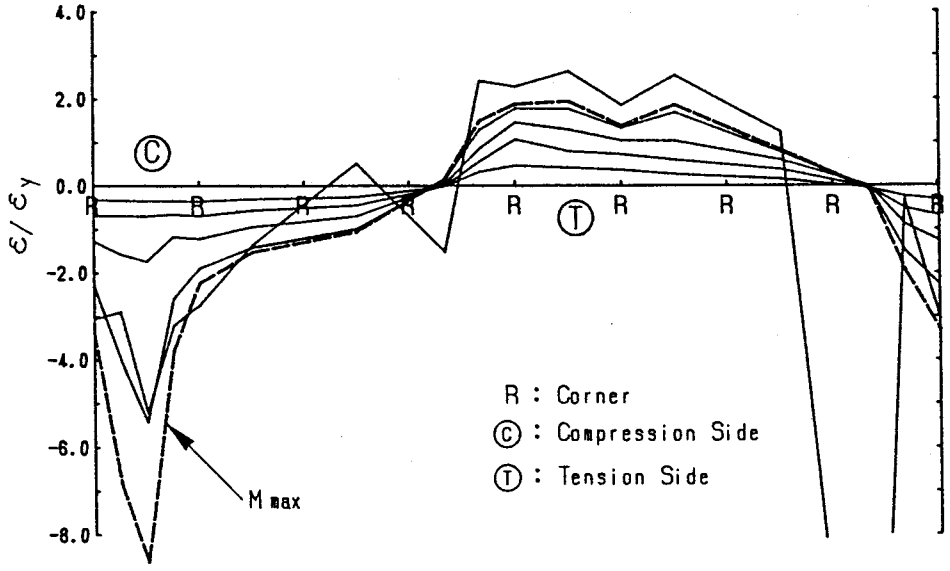


図４．８　周方向のひずみ分布

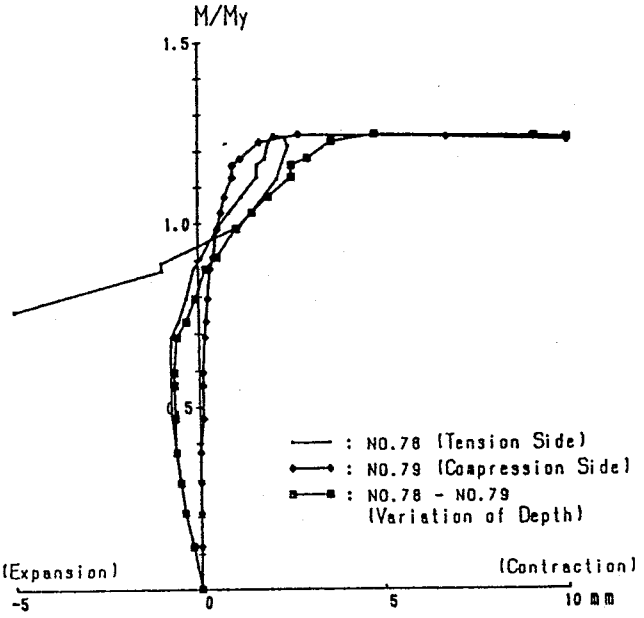


図４．９　上下端面間の距離の変化

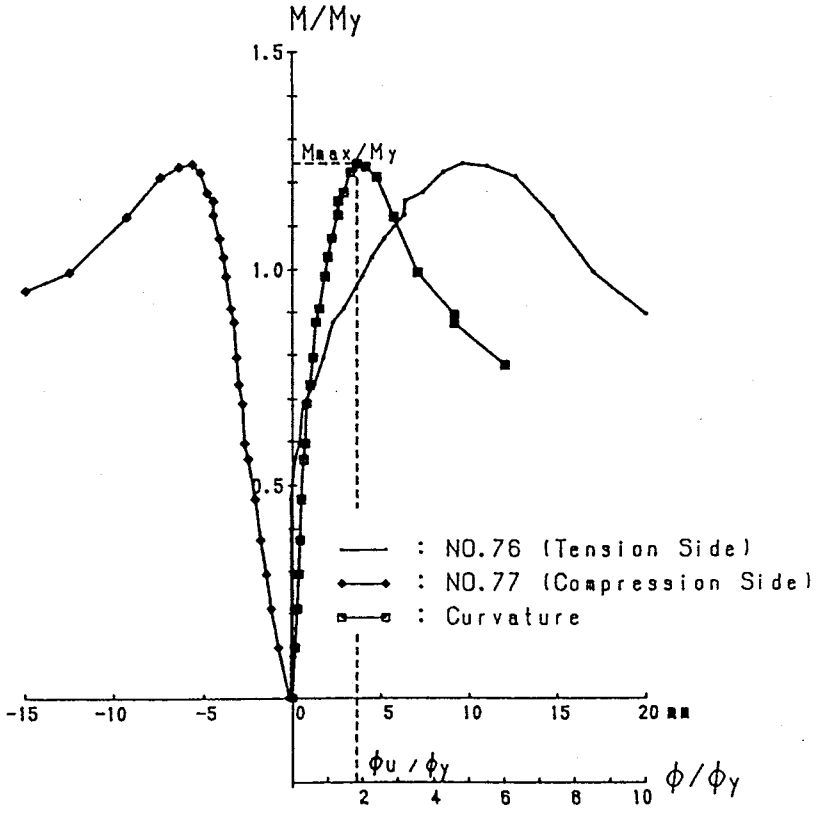


図４．１０　上下端面の軸方向変位と曲率

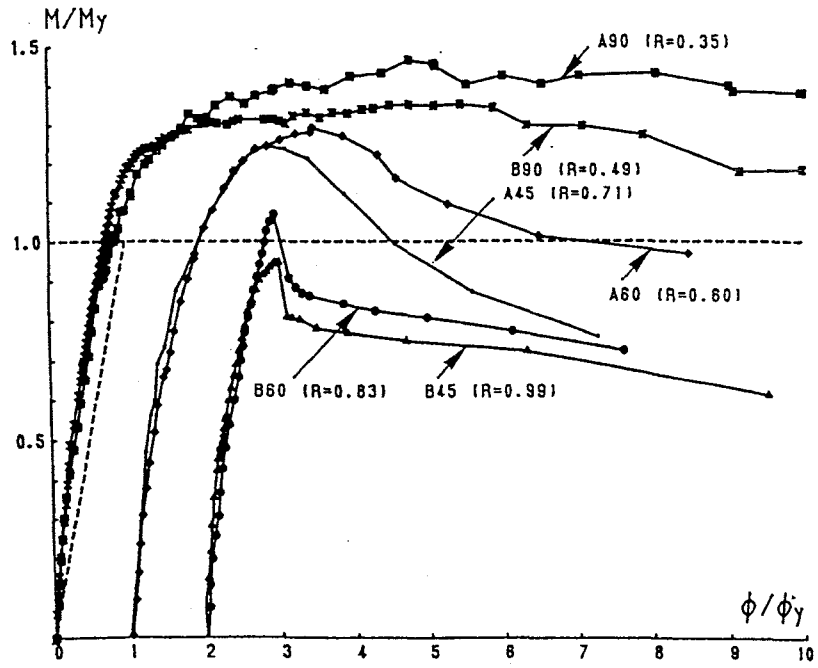


図４．１１　曲げモーメント～曲率関係（１）

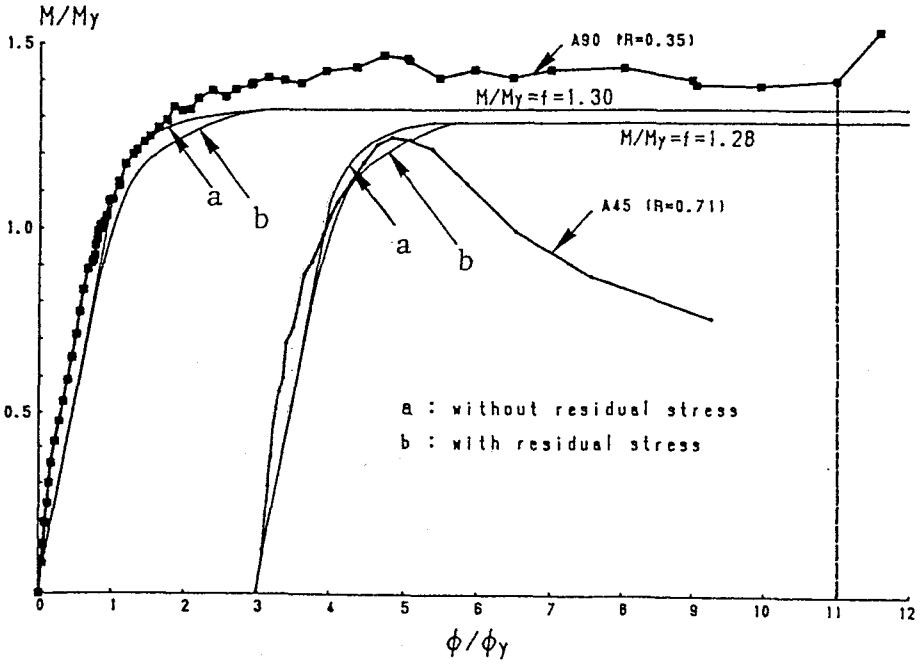


図４．１２　曲げモーメント～曲率関係（２）

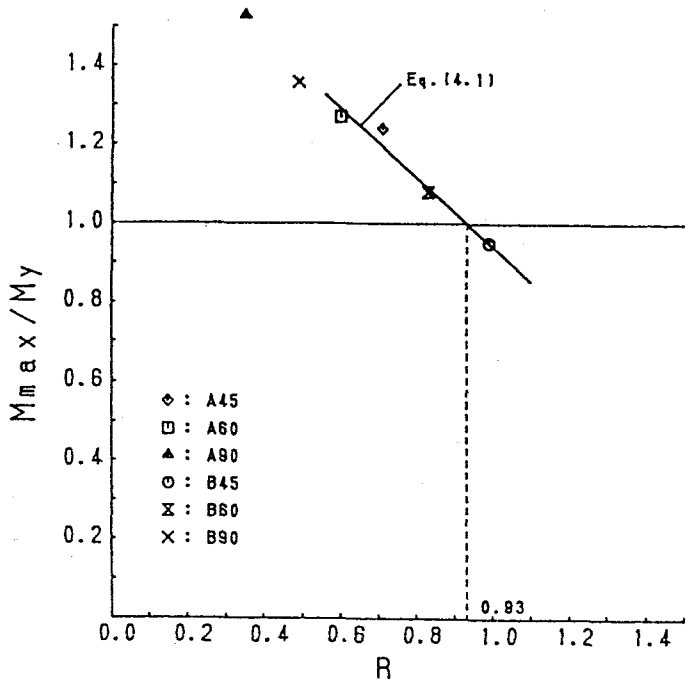


図４．１３　最大曲げモーメント

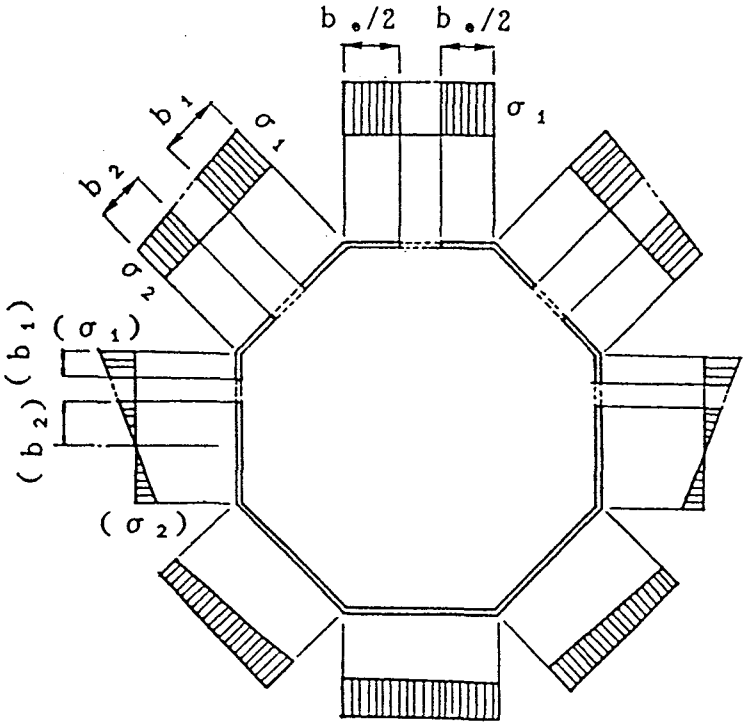


図４．１４　曲げ部材の有効幅

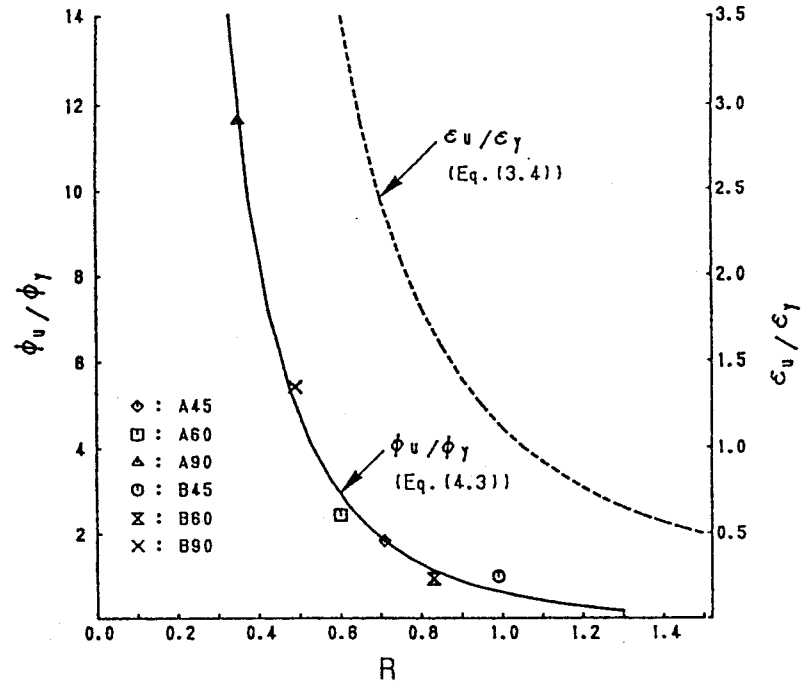


図４．１５　最大曲げモーメント時の曲率

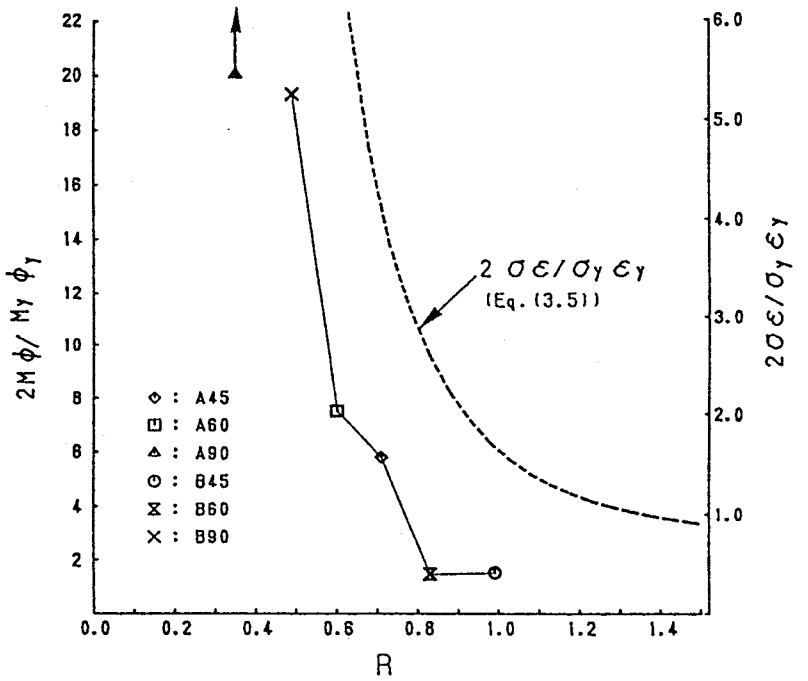


図４．１６　ひずみエネルギー分布

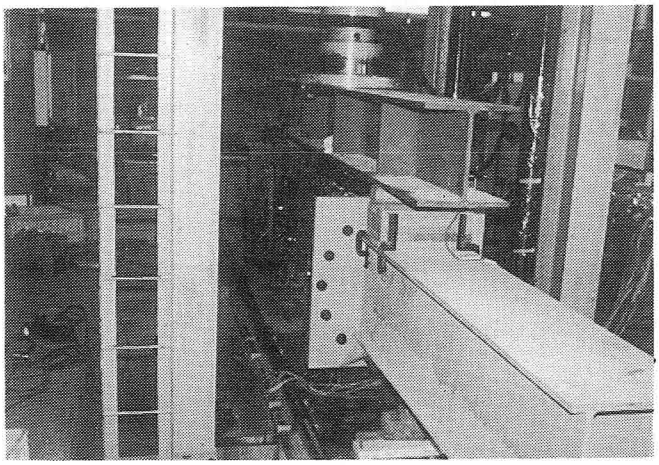


写真４．１　継　手　板

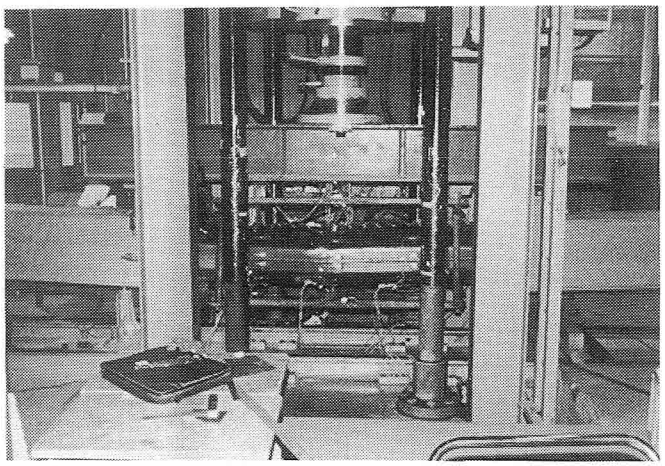
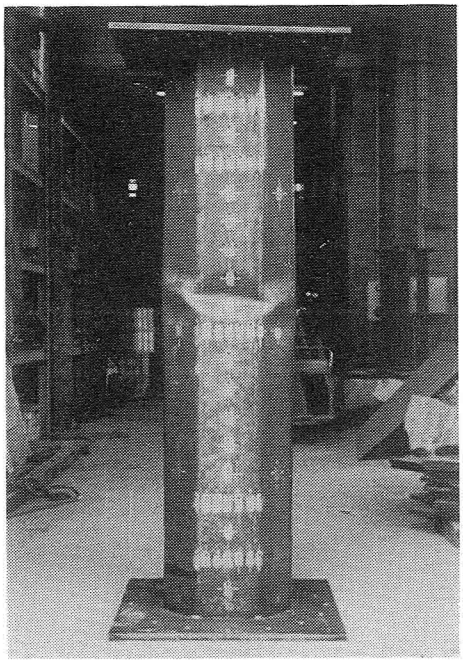
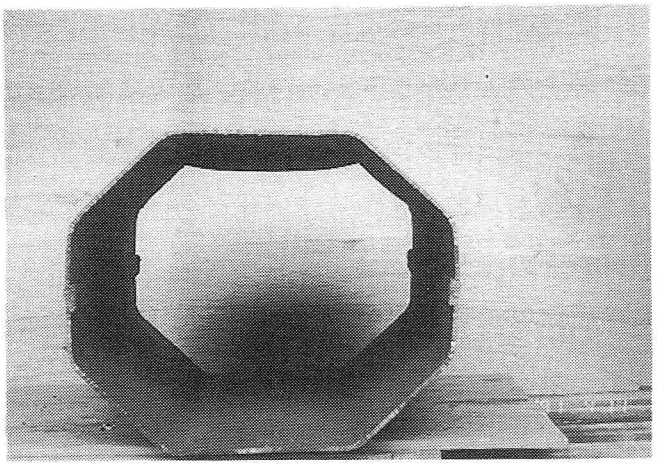


写真４．２　曲げ試験状況



（ａ）　全体



（ｂ）　断面

写真４．３　最大荷重後の変形形状

第５章　全体・局部座屈が連成する多角形断面鋼柱の耐荷力に関する実験的研究

５．１　緒　言

第１章１．１および第３章３．１で述べているように、薄板を構成要素とする構造部材の設計において、構成板要素の局部座屈を考慮した形での設計法が採用されている。したがって、部材を構成する板要素の局部座屈強度を精度よく評価することが非常に重要であり、同時に実際に用いられている長い柱の全体座屈と局部座屈との連成座屈強度を精度よく評価することが重要な課題である。連成座屈強度の設計のための評価式としては、ＡＩＳＣ設計示方書[1]、ＤＡＳｔ指針０１２[2]、わが国の道路橋示方書[3]などに示されいる設計式がある。このうちＡＩＳＣ設計示方書の考え方は降伏応力を局部座屈強度を考慮して低減する方法であり、この考え方に基づいて宇佐美ら[4),5]は溶接箱形断面の設計強度式を提案している。また、円形断面についてもＡＩＳＣ設計示方書の考え方が合理的であると考えられている[6]。

柱が偏心荷重を受ける場合は、中心軸方向荷重に加え曲げ荷重が作用するので、軸方向圧縮強度と曲げ強度の相関強度を求める必要がある。

そのようなことから、第２章では多角形断面鋼柱の局部座屈強度を解析的に求めており、第３章では多角形断面鋼短柱の局部座屈強度を、第４章では多角形断面のうち最も実用的と考えられる８角形断面部材の曲げ強度を実験的に求め、これらの強度をいずれも構成板要素の幅厚比パラメータで評価し、式（３．２）、（４．１）を得た。この２式は局部座屈を考慮した形で構造部材の耐荷力を評価する場合重要となる。

第３章は、多角形断面鋼短柱についての実験的研究で、その強度を支配する主パラメータは構成板要素の幅厚比パラメータであり、柱の強度に及ぼす長さの影響が考慮されていないので、本章では細長比パラメータが 0.3、0.5 の中間的な長さを有する正４、６、８角形断面鋼柱の中心軸および偏心圧縮試験を行い、柱の連成座屈強度と偏心荷重を受ける場合の圧縮と曲げとの相関強度を式（３．２）および式（４．１）を用いて評価した。また、第３、４章では、部材の能力を最大平均応力のみでなく最大平均応力時のひずみ（または曲率）および、ひずみエネルギーといった部材の変形性能も含めて評価することを述べ、これらと構成板要素の幅厚比パラメータとの関係を示しているが、本章では最大平均応力時のひずみとひずみエネルギーを幅厚比パラメータ、細長比パラメータの２パラメー

タおよび偏心量に対して求め、これらについて考察を加えている。

局部座屈と全体座屈の連成座屈強度についての研究も,積極的に行われている[4)~13)]が、短柱の場合と同様に研究対象断面形状は箱形断面が主である。多角形断面鋼柱の座屈強度に関する研究は第１章の参考文献に挙げている程度であり、箱形断面部材の座屈強度に関する研究に比べると非常に少ない。

このような現状から、本章では多角形断面鋼柱の連成座屈強度、偏心荷重を受ける場合の相関強度および変形性能について実験的に検討したものである。

圧縮試験は本章の中間的な長さを有する柱についてと、第３章の短柱について行っているので、第３章の圧縮試験をシリーズＡ、本章の圧縮試験をシリーズＢとする。

５．２　実験内容

５．２．１　実験計画

供試体の断面形状・寸法は図５．１に示すとおり正４、６、８角形とし、断面諸量、長さおよび幅厚比パラメータＲ、細長比パラメータ $\overline{\lambda}$ を表５．１示す。鋼柱の崩壊形式は第３章で述べたようにＲと $\overline{\lambda}$ によって、図５．２に示すように①全断面降伏、②構成板要素の局部座屈、③連成座屈および④柱の全体座の４領域に分けることができる。図５．２の領域区分は道路橋示方書[12)]によるものであり、他の基準や提案式によってこの領域区分は多少異なる[6)]。本章で用いる供試体は 表５．１に示すように Ｒ＝ 0.66、0.88、1.10、また $\overline{\lambda}$ =0.3、0.50 としたので、これらを Ｒ～$\overline{\lambda}$ 座標に表すと図５．２に示す位置となる。また領域①～②の供試体は基準強度を得るための短柱供試体である。

短柱供試体以外は両端ピン支持とし、中心軸および偏心荷重載荷時の回転軸を図５．１に示すとおりとした。短柱供試体の寸法、形状は図３．１と同一とし、$\overline{\lambda}$ ＝ 0.07～0.09（両端固定としたので座屈長さＬは試体の長さの 1／2 とする）である。

５．２．２　供試体の製作

供試体の断面は 図５．１に示すように正４、６、８角形断面であり各角形断面について，$\overline{\lambda}$ =0.3 、0.5 の供試体を各２本計１２本、また短柱の圧縮試験用供試体を各１本計３本、合計１５本を t=4.5mm の ＳＳ４００材で製作した。$\overline{\lambda}$ =0.3、0.5 の供試体の各１本は中心軸圧縮試験用供試体、他の各１本は偏心軸圧縮試験用供試体とした。図５．

1示すように、供試体の両端面から 50mm の位置と中央にダイヤフラムを入れた。供試体の諸元を 表5．1に示す。供試体は3．2．2に述べているように、断面の半分の形に曲げ加工しこれを 図5．1に▼で示す位置で溶接して製作した。また供試体を製作したと同一の鋼板を使用し、供試体の製作方法と同一方法で長さ 800mm の残留応力測定用の供試体を各1本計3本製作した。

供試体番号は断面は短柱については角数を表す英文名の頭三文字につづいて一辺の長さをｃｍ単位で付して表し、中間的な長さの柱については頭三文字につづけて$\overline{\lambda}$の値、その後にCで中心軸載荷、Eで偏心載荷を表すこととし、最後尾にシリーズ名を付した。例えば、REC25－B（4角形断面一辺の長さ250mmの短柱)、REC03C(E)－B（4角形断面、$\overline{\lambda}$＝0.3、中心軸載荷（偏心載荷））などとした。

5．2．3　素材試験、初期変形の測定、残留応力の測定

供試体の製作に使用した鋼板から JIS 5 号試験片を6本製作し、引張り試験を行って材料定数を求めた。

初期変形と残留応力の測定方法は3．2．3の測定方法によった。すなわち、初期変形は柱軸方向には上下のダイヤフラム間を12等分した点、周方向には6等分した点および隅角部の初期変形量を1／100のダイヤルゲージで測定して求めた。また、隅角部もダイヤフラム間を12等分した点の初期変形を測定した。残留応力は供試体の長さの中央位置で各板要素の表裏に、10～50mm間隔に、104～228 枚のひずみゲージを貼付し、機械的切断法で残留ひずみを測定して求めた。

5．2．4　圧縮試験

短柱の圧縮試験は中心軸載荷、両端固定、平押しとし、整置および載荷方法は3．2．4の方法によった。

中間的な長さの柱の圧縮試験は両端にピン支持装置を用い、中心軸載荷と 偏心量 r／4（r＝断面2次半径）の偏心載荷とした。ピン支持装置を写真5．1示す。中心軸載荷方法は3．2．4の方法に準じて行い、偏心軸載荷は、一旦中心軸載荷方法によって整置した後、上下載荷板に設置した調整ネジで偏心量だけ移動して載荷した。残留応力の測定結果から溶接面には引張りの、その隣りの面には圧縮の残留応力が生じていることが分かったので ピン支持の回転軸を 図5．1に示すようにし、A面には5枚、他の面には2枚のストレンゲージを長さの中央部に貼付して荷重～ひずみ関係を求めた。また1／100 mm のダイヤルゲージで上下のダイヤフラム間の柱軸方向変位と柱中央および上下のダイヤフ

ラムの位置の横方向変位を測定した。横方向変位測定用のダイヤルゲージは構成板要素の局部座屈の影響を受けないように、隅角部の近くに設置した。さらに上下端面には2個のダイヤルゲージを設置して、回転軸まわりの回転量を測定した。使用した試験機は愛知工業大学の300t長柱試験機である。圧縮試験の状況を写真5．2に示す。

5．3　測定結果と考察

5．3．1　素材試験、および　残留応力測定結果

JIS 5号試験片の引張り試験結果、平均値として降伏点応力σ_y =3127 kgf／㎟ (307 MPa)、弾性係数 E =2.20×10^6 kgf／㎟(216 GPa)、ポアソン比 ν =0.3、のび率 36%を得た。また降伏ひずみは$\varepsilon_y=1421\times10^{-6}$である。

残留応力分布は3．3．2の短柱とほぼ同程度であった。

5．3．2　初期変形の測定結果

短柱の初期変形は変形形状、最大変位量とも図3．4、3．5および3．3．1の短柱とほぼ同程度であった。

図5．3はOCT05Eの初期変形形状を示したもので、図5．3（a）は溶接面であり、図5．3（b）は溶接されていない面である。溶接面が他の面に較べやや複雑な変形となっている。これらの傾向は短柱の場合と同じである。図5．4に中間的な長さを有する柱の各角形断面供試体の中央断面の代表的な初期変形形状を示しているが、溶接面で凹凸に変形し、それに伴って他の面が膨らんでいる。中間的な長さを有する柱の各面の最大変形量の平均値は　b／245、L／3600（4角形、b：板要素の中心線間の長さ　L：初期変形の測定間隔)、b／145、L／3000（6角形)、b／86、L／2500（8角形）となり、角数が増えるに従って大きくなる傾向がある。また、溶接面は他の面に較べやや複雑な変形となっているが、初期変形形状はほとんどはｓｉｎｅの半波モードであった。

5．4　圧縮試験結果と考察

5．4．1　座屈変形　および　ひずみ分布

短柱の座屈変形およびひずみ分布は3．4．1とほぼ同じ結果であった。

写真5．3に中間的な長さを有する柱の最大荷重後の断面の座屈変形形状例を示す。8角形断面の変形形状（写真5．3（b））は曲げ試験の場合の変形形状（写真4．3（b））

とほとんど同じである。

図５．５（ａ）は OCT05C の中央断面近傍に軸方向に貼付したストレンゲージのひずみ量の荷重ステップごとの変化であり、同図（ｂ）は中央断面に周方向に貼付したストレンゲージのひずみ量の荷重ステップごとの変化である。図５．５より周方向では 0.43 σ_{max} 付近からひずみの乱れが認められるが、軸方向では 0.55 σ_{max} 付近まではひずみの乱れが認められない。

図５．６には全８角形断面鋼柱の応力～ひずみ曲線を、供試体ごとにひずみの始点をずらして示している。これから幅厚比パラメータＲおよび細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が増加することによって最大荷重が減少し、また OCT15－B($\bar{\lambda}$ =0.07) と OCT03C($\bar{\lambda}$ =0.30) とは、最大平均応力はほぼ等しいが最大平均応力に達した後の除荷曲線の勾配は細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きいOCT03Cの方が急になることが分かる。このことは、変形性能を部材の能力の評価基準の一つとする場合は、$\bar{\lambda}$ の影響も十分考慮すべきことを示唆するものである。

図５．７は OCT03C～OCT05E の中央断面の横方向変位を示したものである。OCT03Cの曲線が他の曲線と異なり、最大荷重後急に除荷状態になっているのはダイヤルゲージが移動しためだと考えられる。

OCT03C（$\bar{\lambda}$ =0.3、中心軸圧縮）は 0.95 σ_{max} 程度まで、OCT05($\bar{\lambda}$ =0.5、中心軸圧縮）は 0.5 σ_{max} 程度までは横方向変位は生じていないが、偏心荷重を加えた OCT03E($\bar{\lambda}$ = 0.3)、OCT05E($\bar{\lambda}$ =0.5)では載荷当初から横方向の変位が生じている。

図５．８に供試体の上端面の回転角を示した。偏心荷重を受ける供試体OCT03E、OCT05Eが載荷当初から回転角が生じているのに対して、中心軸圧縮の場合はOCT03Cの場合が 0.95 σ_{max} 程度まで、OCT05C の場合が 0.5 σ_{max} 程度までは回転角が生じていない。これらは、図５．７の横方向変位の場合に対応している。

５．４．２　連成座屈強度 および 相関強度

供試体の実測断面諸量を表５．２に示し、表５．３には圧縮試験で得られた最大荷重 P_{ex} とし、最大荷重から求めた最大平均応力 σ_{ex} として示している。

ａ）．連成座屈強度

図５．９に第３章の短柱の局部座屈に対する耐荷力式（３．２）とともに最大平均応力を幅厚比パラメータＲに対してプロットしている。$\bar{\lambda}$ =0.30 についての最大平均応力は式（３．２）の周りに分布しているが、$\bar{\lambda}$ =0.5 の最大平均応力は、0.6<R<1.0 で式（３．２）より下回っている。このことは、$\bar{\lambda}$ >0.3～0.5 では最大平均応力をＲのみで

は評価できないことを意味する。したがって、この範囲では最大平均応力をRと$\bar{\lambda}$の関数として、すなわち連成座屈として評価しなければならないことを意味する。

連成座屈強度の評価式はいくつか提唱されている[4)~13)]が、宇佐美・福本[4),5),9)]らはAISC示方書の規定[1)]に基づき連成座屈強度を評価し、この規定が有効であるとしている。AISC示方書の規定は、冷間加工部材に対するAISIの規定[21)]の考え方を採用しているので、その考え方を概説する。

補剛された板要素で構成された細長比が小さい柱は、降伏によって崩壊する。したがって、板要素の厚さが十分厚ければ、最大荷重は

$$P=A\sigma_y \tag{5.1a}$$

あるいは

$$P/A=\sigma_y \tag{5.1b}$$

で与えられる。ここでAは全断面積である。

板が十分に厚くなければ、Winterの有効幅の考え方[22),23)]を導入し

$$P=\sigma_y A_{eff} \tag{5.2}$$

と表される。ここにA_{eff}はσ_yに対応する有効幅から計算される有効断面積である。
式（5．2）は

$$P/A=\sigma_y(A_{eff}/A)=Q_a\sigma_y \tag{5.3a}$$

$$Q_a=A_{eff}/A \tag{5.3b}$$

となる。

一方、断面が補剛されていない板要素で構成されている場合には、局部座屈後の余剰耐力は期待出来ないので、最大荷重は

$$P=\sigma_{cr} A \tag{5.4a}$$

あるいは、

$$P/A=\sigma_y(\sigma_{cr}/\sigma_y)=Q_s\sigma_y \tag{5.4b}$$

$$Q_s = \sigma_{cr} / \sigma_y \tag{5.4c}$$

となる。σ_{cr}は局部座屈強度（局部座屈応力）である。

断面が補剛されている板要素と補剛されていない板要素とで構成されている場合は、最大平均応力は、補剛されていない板要素の局部座屈強度であると安全側に仮定する。逆に、補剛されている板要素の局部座屈強度が補剛されていない板要素の局部座屈強度より小さい場合は最大荷重はσ_{cr}に対して求まる有効断面積A'_{eff}を用いて

$$P = \sigma_{cr} A'_{eff} \tag{5.5a}$$

または、

$$P / A = \sigma_{cr}(A'_{eff} / A) = Q'_a \sigma_{cr} \tag{5.5b}$$

$$Q'_a = A'_{eff} / A \tag{5.5c}$$

と表される。

式（5．4C）と式（5．5）より

$$P = Q'_a Q_s A \sigma_y = Q \sigma_y A \tag{5.6a}$$

$$Q = Q'_a Q_s \tag{5.6b}$$

が得られる。ここに、Qは形状係数（form factor）または低減係数と呼ばれている。

式（5．1）と式（5．6）を比較すると、細長比が小さい柱に及ぼす局部座屈の影響は式（5．1）のσ_yの代わりに$Q\sigma_y$をとることにより考慮されることになる。

以上のAISIの考え方に基づき、中心軸圧縮柱の連成座屈強度は次のようにして求めることができる。局部座屈がないときの中心軸圧縮柱の強度σ_{cr}^cは、細長比パラメータ$\bar{\lambda}$の関数として

$$\sigma_{cr}^c = f(\bar{\lambda})\, \sigma_y \tag{5.7}$$

で表される。局部座屈を考慮する場合は、柱と同一断面の短柱の局部座屈強度、すなわち式（5．6）よりもとまる$Q\sigma_y$をσ_yの代わりに使用し、連成座屈強度σ_{cr}^{cp}を求めれば

$$\sigma_{cr}^{cp} = Qf(\sqrt{Q}\ \bar{\lambda})\sigma_y \tag{5.8}$$

として求めることができる。以上がAISCの考え方である。

宇佐美・福本[4),5),9)]らはこのようなAISCの考え方に基づき、連成座屈強度式として式（５．９）～（５．１１）を提唱している。

宇佐美・福本らは式（５．６ｂ）の低減係数Qを、Q＝C／R の形で表し、溶接箱形柱について C＝0.7 とし、山尾[13)]は薄肉H形鋼の等価幅厚比パラメータについて C＝0.77としている。

$$\frac{\sigma_{cr}^{cp}}{\sigma_u} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}' \leqq 0.2) \quad (5.9a) \\ 1.109-0.545\bar{\lambda}' & (0.2 < \bar{\lambda}' \leqq 1.0) \quad (5.9b) \\ 1.0/(0.773+\bar{\lambda}'^2) & (\bar{\lambda}' > 1.0) \quad (5.9c) \end{cases}$$

$$\sigma_u = Q\sigma_y \tag{5.10}$$

$$\bar{\lambda}' = \sqrt{Q}\ \bar{\lambda} \tag{5.11}$$

式（５．９）は道路橋示方書[3)]の基準耐荷力曲線における $\bar{\lambda}$（式（３．１））を $\bar{\lambda}'$（式（５．１１））に置き換えることによって得られる。

本実験結果についても、宇佐美・福本らの提唱している式（５．９）～（５．１１）を用いて連成座屈強度を評価することとする。

これらの評価式を用いる場合の Qの式として第３章および本章での短柱(REC25－、HEX20－、OCT15－B)の圧縮試験結果の最大平均応力も十分表し得る式（３．２）の σ_{max} を σ_u とした次式を用いた。

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 0.74/R^{0.75} = Q \tag{5.12}$$

式（５．１２）を用いて計算した式（５．９）の結果を表５．３の σ_{max} 欄に示し、図５．１０にプロットしている。図５．１０中□、◇、○は $\bar{\lambda}$、$\sigma_u = \sigma_y$ に対してプロットしたもので、■、◆、●は式（５．１０）、（５．１１）に対してプロットしたものである。同図にはＥｕｅｒ、道路橋示方書[3)]の柱の基準耐荷力曲線(JSHB) および SSRC NO.1[14)] 曲線を示している。実験値の範囲がやや狭いが、図５．１０より 実験値は JSHB曲線と SSRC NO.1曲線の間に位置している。また、山尾・崎元ら[7)]のＳＳ４００で製作した箱形断面の圧縮試験結果を、式（５．９）を用いてプロットとした結果、ＪＳＨＢ

曲線は下限であることを確認している。

b）．　相関強度

等偏心圧縮柱の面内強度を推定する式として次の相関式がある[10]。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{Pe}{M_u(1-P/P_E)} = 1.0 \qquad (5.13)$$

ここに、P：軸方向圧縮力、e：偏心量、P_u：中心軸圧縮柱の強度、M_u：柱が面内に等曲げのみを受けるときの強度、P_E：オイラーの座屈荷重である。

ここで式（５．１３）の P_u、M_u として、前項ａ）と同様な概念に基づき式（５．１２）に断面積を乗じた式（５．１４）と第４章で求めた式（４．１）の M_{max} を M_u とした式（５．１５）を用いることにする。この考え方は宇佐美・福本ら[4),5),9)]によっても示されている。

$$\frac{P_u}{P_y} = 0.74/R^{0.75} \qquad (5.14)$$

$$\frac{M_u}{M_y} = 1.82 - 0.87\ R \qquad (5.15)$$

式（５．１５）は式（５．１２）と同じ意味を持つから、曲げモーメントに関する低減係数と言える。式（５．１３）より求められる P_{max} と実験結果の最大荷重 P_{ex} との比較を表５．３で行っている。P_{ex}/P_{max}=0.91～1.05であり式（５．１３）～（５．１５）は十分な精度で実験値を示している。また、図５．１１に式（５．１３）に対して実験結果をプロットしている。図中□、◇、○は $P_u=P_y$、$M_u=M_y$ としてプロットしたもの、■、◆、●は式（５．１４）、（５．１５）を用いてプロットしたものである。□、◇、○は広い範囲に分布しているが、■、◆、●は式（５．１３）の周りの狭い範囲に分布している。実験値の範囲が狭いが、このことは式（５．１３）で曲げと軸力を受ける部材の相関強度を評価する場合、圧縮および曲げ強度を式（５．１４）、（５．１５）などで修正する必要があるものと考えられる。

５．４．３　最大平均応力時のひずみとひずみエネルギー

前にも述べているように、部材の耐荷能力は最大平均応力で評価されてるが、部材の持つ変形性能やひずみエネルギーも部材の能力を評価する上で重要な指標である。ここでは、

変形性能の評価基準として図３．２２に示す最大平均応力時をのひずみと、ひずみエネルギーを考える。ひずみエネルギーは最大平均応力を過ぎて $0.9\sigma_{max}$ までのひずみエネルギーとする。図５．１２には最大平均応力時のひずみ、図５．１３にはひずみエネルギーを幅厚比パラメータＲに対してプロットし、短柱の場合の最大応力時のひずみ、および、ひずみエネルギーを表す式（３．４）、（３．５）を示している。また、これらの図には、偏心荷重を受ける場合についてもそれらをプロットしている。

最大平均応力は細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leqq 0.3$の範囲では、図５．９に示すように幅厚比パラメータＲのみの関数とみなすことができるが、最大平均応力時のひずみやひずみエネルギーは図５．１２、５．１３に見るように $\bar{\lambda}=0.3$ においても $\bar{\lambda}=0.03$～0.11（第３章の短柱）より低下している。最大平均応力時のひずみとひずみエネルギーの低下傾向はほぼ同じであり、概略Ｒ＜0.7～0.8までが非常に急である。このことは同一最大荷重を有する部材でも変形性能やエネルギー吸収能力は異なることを意味するものであり、地震時のように一時的に大きな荷重を受ける場合などには、十分考慮すべき事項である。

５．５　結　論

細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.3$、0.5 の中間的な長さを有する鋼柱の中心軸圧縮と偏心載荷試験を行って、次ぎのような結論を得た。

(1) 最大平均応力については、$\bar{\lambda}=0.3$ 程度までは短柱の挙動であり、$\bar{\lambda}>0.3$ の範囲では連成座屈挙動と考えられる。

(2) 中心軸圧縮強度は式（５．１２）で降伏応力を低減すれば、式（５．９）とSSRC NO．１曲線の間にある。

(3) 偏心荷重を受ける場合の相関強度は、中心軸圧縮柱の強度を式（５．１４）で、柱が面内に等曲げのみを受けるときの強度を式（５．１５）で表すと、式（５．１３）で評価できるものと考えられる。

(4) 最大平均応力時のひずみとひずみエネルギーは幅厚比パラメータＲの増加に伴って減少し、両者の傾向はほぼ同じであり、減少の割合は概略Ｒ＜0.7～0.8の範囲が非常に急である。

(5) $\bar{\lambda}<0.11$までは、最大平均応力時のひずみ、および、ひずみエネルギーを単一曲線で表すことができるが、$\bar{\lambda}>0.3$の範囲からは$\bar{\lambda}$の増加に伴うこれらの減少がみられる。

(6) 荷重の偏心による最大平均応力時のひずみ、および、ひずみエネルギーの減少の割合を示した。

参考文献

1) AISC : Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings, 1969.

2) Deutscher Ausschus für Stahlbau(DASt): Beulsicherheitsnachweise für Platten, DASt−Richtlinie 012, 1978.

3) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説II（鋼橋編)、丸善（株)、1980.

4) 宇佐美勉・福本啸士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成座屈に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第308号、pp.47～58, 1981年4月.

5) 宇佐美勉・福本啸士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析、土木学会論文報告集、第326号, pp.41～50, 1982年10月.

6) Ellinas,C.P., Supple,W.J. and Walker,A.C.: Buckling of Offshore Structures, GRANADA,1984.

7) 山尾敏孝・崎元達郎：溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験、土木学会論文報告集、第335号、pp.195～198、1983年7月.

8) 長谷川彰夫・安保秀範・西野文雄：鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推のための一モデル解析、構造工学論文集、Vol.31A, pp.51～63, 1985年3月.

9) 宇佐美勉・土屋信洋・福本啸士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究、土木学会論文報告集、第362号／I−4, pp.303～312, 1985年10月.

10) 西村宣男・小松定夫ほか２名：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式、構造工学論文集、 Vol.33A, pp.171～182, 1987年3月.

11) 西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり−柱部材の強度評価式、土木学会論文集、第416号、pp.385～393、1990年4月.

12) Nakai,H., Kitada,T. and Miki,T.: Ultimate strength of thin-walled box stub-columns, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, pp.25～35, April, 1985.

13) 山尾敏孝：薄肉H形断面鋼柱の連成座屈に関する研究、名古屋大学学位申請論文、1986年10月.

14) Galambos,T.V.(ed) : Guide to stability design criteria for metal structures, 4th. ed., John Wiley & Sons, 1988.

15) Shanmugam,N.E., Richard Liew,J.Y. and Lee,S.L. : Thin-walled steel box

columns under biaxial loading, Journal of Structual Engineering, Proc. of ASCE, Vol.115, No.11, pp.2706～2726, 1989.

16) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第422号／I－14, pp.255～263, 1990年10月.

17) 宇佐美勉・福本唀士・青木徹彦・松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度の関する実験的研究、土木学会論文集、第350号／I－2号、pp.197～205、1984年10月.

18) Aoki,T., Migita,Y. and Fukumoto,Y.: Local buckling strength of closed ploygon folded section columns, International colloquium, Stability of steel structures, Hungary, Budapeset, April 25～27, Preliminary report, pp. III／219～III／226, 1990.

19) Migita,Y., Aoki,T. and Fukumoto,Y.: Local and interaction buckling of polygonal section steel columns, Journal of Structual Engineering, Proc. of ASCE, Vol.118, No.10, pp.2659～2675, 1992.

20) 右田泰弘・青木徹彦・福本唀士：多角形断面鋼柱の圧縮試験、土木学会第４６回年次学術講演会講演概要集、第１部、pp.190～191, 1991年9月.

21) AISI : Cold－formed steel design Manual, Pt. I －Specification, 1968, Pt. V －Commentary, 1970.

22) Winter,G. : Strength of thin steel compression flanges, Trans., ASCE, Vol.112, Paper No.2305, pp.527～576, 1947.

23) Winter,G. : Thin walled structures －theoretical solutions and test esults., Preliminary Publication of Eighth Congress, Internationa Association for Bridge and Structual Engineering, pp.101～112, 1968.

表５．１　供試体断面諸量（シリーズＢ）

Number of Sides	Name of Specimen	b (mm)	t (mm)	L (mm)	A (cm^2)	b/t	R	r (mm)	L/r	$\bar{\lambda}$
4	REC25-B	250	4.5	1500	45.0	55.6	1.10	102	7.4	0.09
	REC03C	250	4.5	2550	45.0	55.6	1.10	102	25.0	0.30
	REC03E									
	REC05C	250	4.5	4250	45.0	55.6	1.10	102	41.7	0.50
	REC05E									
6	HEX20-B	200	4.5	1500	54.0	44.4	0.88	129	5.8	0.07
	HEX03C	200	4.5	3230	54.0	44.4	0.88	129	25.0	0.30
	HEX03E									
	HEX05C	200	4.5	5300	54.0	44.4	0.88	129	41.1	0.50
	HEX05E									
8	OCT15-B	150	4.5	1500	54.0	33.3	0.66	132	5.7	0.07
	OCT03C	150	4.5	3300	54.0	33.3	0.66	132	25.0	0.30
	OCT03E									
	OCT05C	150	4.5	5300	54.0	33.3	0.66	132	40.2	0.50
	OCT05E									

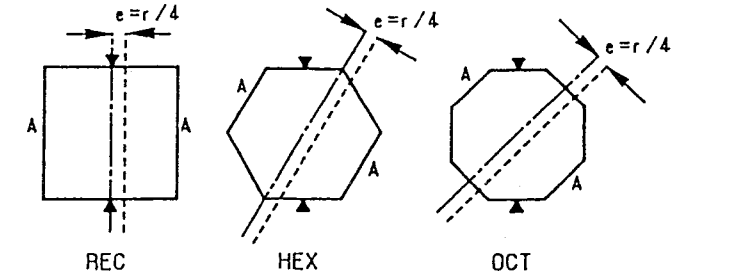
表５．２　供試体断面諸量測定結果（シリーズ B）

Number of Sides	Name of Specimen	b (mm)	t (mm)	L (mm)	A (cm^2)	b/t	R	r (mm)	L/r	λ
4	REC25-B	246.6	4.43	1500.1	43.0	55.6	1.10	101.6	7.4	0.08
	REC03C	245.6	4.61	2550.1	44.5	53.8	1.06	101.1	25.2	0.30
	REC03E	245.5	4.65	2550.0	44.9	52.8	1.05	101.1	25.2	0.30
	REC05C	245.5	4.44	4250.1	42.8	55.4	1.10	101.1	42.0	0.51
	REC05E	245.6	4.43	4250.8	42.7	55.5	1.10	101.2	42.0	0.50
6	HEX20-B	198.0	4.41	1500.0	51.8	44.9	0.89	128.5	5.8	0.07
	HEX03C	197.6	4.41	3230.2	51.8	44.8	0.89	128.2	25.2	0.30
	HEX03E	167.6	4.43	3230.0	52.0	44.6	0.89	128.2	25.2	0.30
	HEX05C	197.3	4.45	5299.8	52.1	44.4	0.88	128.0	41.1	0.50
	HEX05E	197.5	4.44	5300.1	52.1	44.4	0.88	128.2	41.3	0.50
8	OCT15-B	148.0	4.42	1500.4	51.9	33.5	0.66	130.5	5.7	0.07
	OCT03C	147.2	4.41	3300.3	51.5	33.4	0.66	129.6	25.5	0.31
	OCT03E	147.6	4.43	3300.0	51.9	33.3	0.66	130.0	25.4	0.31
	OCT05C	148.0	4.45	5300.0	52.4	33.2	0.66	130.3	40.7	0.49
	OCT05E	147.6	4.45	5299.6	52.1	33.2	0.66	130.0	40.8	0.49

表5．3　圧縮試験結果　（シリーズ B）

Number of Sides	Name of Specimen	P_{ex} (tf)	σ_{ex} (kgf/cm^2)	σ_{ex}/σ_y	σ_{max} (kgf/cm^2)	σ_{ex}/σ_{max}	P_{max} (tf)	P_{ex}/P_{max}
4	REC25-B	94.30	2193	0.70	2158	1.01	—	—
	REC03C	97.29	2186	0.70	2158	1.01	—	—
	REC03E	73.37	1634	0.52	—	—	78.98	0.93
	REC05C	91.78	2144	0.69	1907	1.13	—	—
	REC05E	67.95	1591	0.51	—	—	70.97	0.96
6	HEX20-B	137.57	2656	0.85	2533	1.05	—	—
	HEX03C	136.12	2628	0.84	2439	1.08	—	—
	HEX03E	105.66	2032	0.65	—	—	103.85	1.02
	HEX05C	121.78	2337	0.75	2220	1.06	—	—
	HEX05E	97.29	1867	0.60	—	—	100.57	0.97
8	OCT15-B	153.37	2955	0.95	3127	0.94	—	—
	OCT03C	152.90	2969	0.95	2970	1.00	—	—
	OCT03E	125.38	2416	0.77	—	—	127.40	1.01
	OCT05C	133.23	2543	0.81	2658	0.95	—	—
	OCT05E	111.26	2136	0.68	—	—	120.05	0.92

P_{ex} ： 最大荷重（実験値）
σ_{ex} ： 最大平均応力（実験値）
P_{max} ： 式（5．13）より求められる最大荷重
σ_{max} ： 式（5．9）より求められる最大平均応力

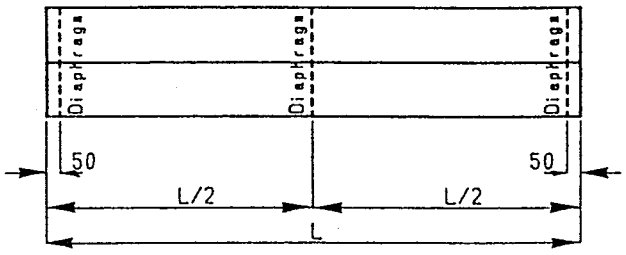


▼ : Weld

——·—— : Rotation Axis (Centrally loaded coluan)

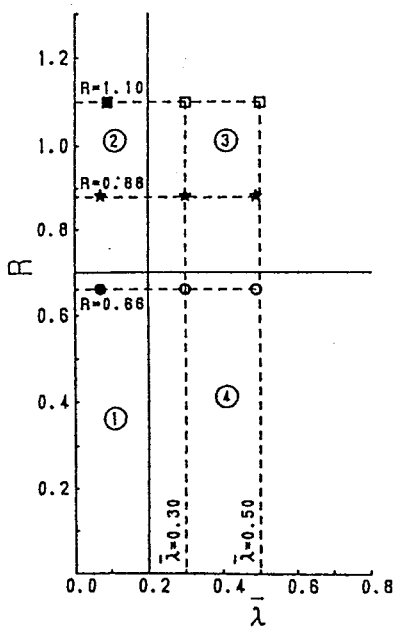
------- : Rotation Axis (Eccentrically loaded coluan)

(a) Cross Section and Rotaion Axis



(b) Length of Test Specimen

図５．１　供試体の断面形状、寸法



■,□ :REC, ★,☆ :HEX, ●,○ :OCT

■,★,● : Stub Coluan

図５．２　供試体のＲ～λ座標における位置

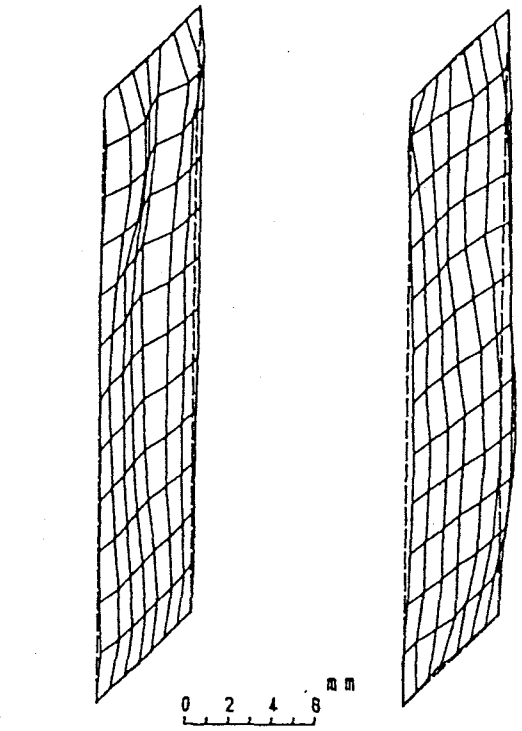


図５．３　初期変形の例（ＯＣＴ０５Ｅ）

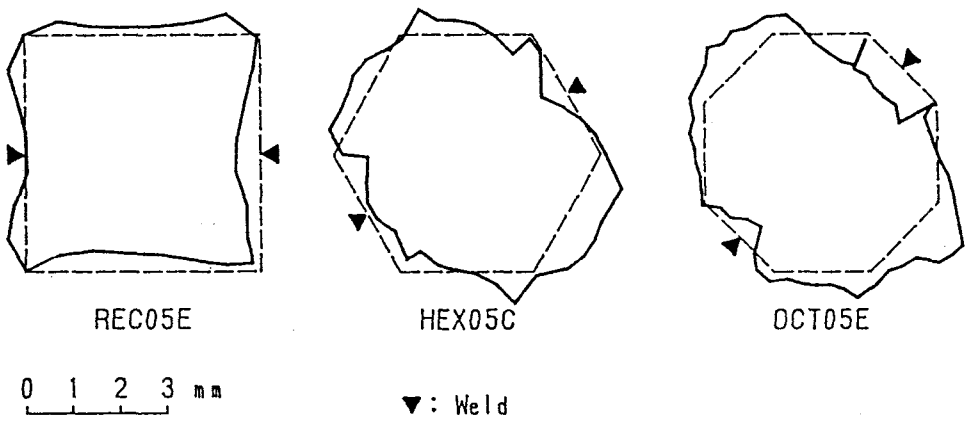


図５．４　初期変形（断面中央部）

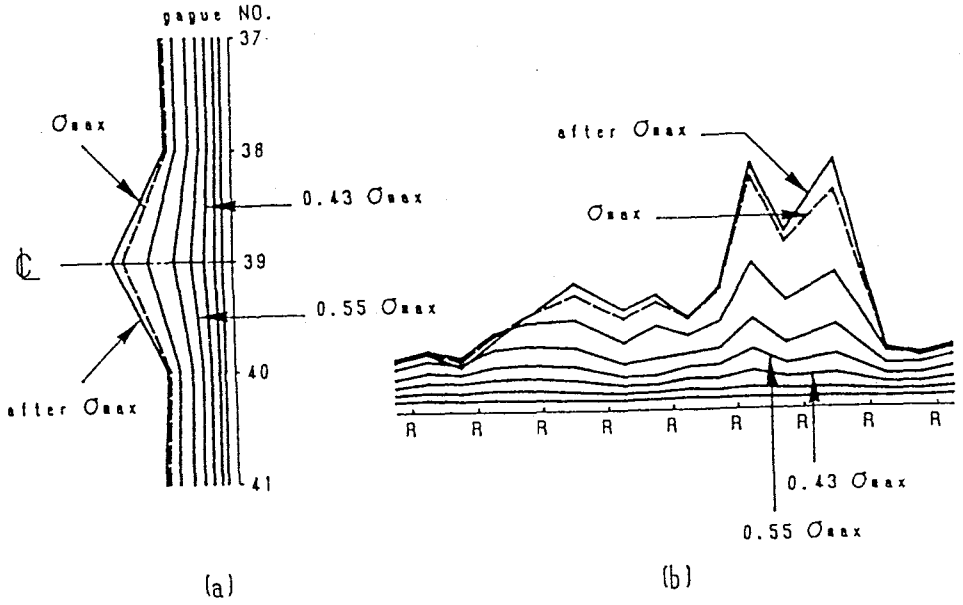


図５．５　応力～ひずみ曲線（ＯＣＴ０５Ｃ、供試体断面中央部）

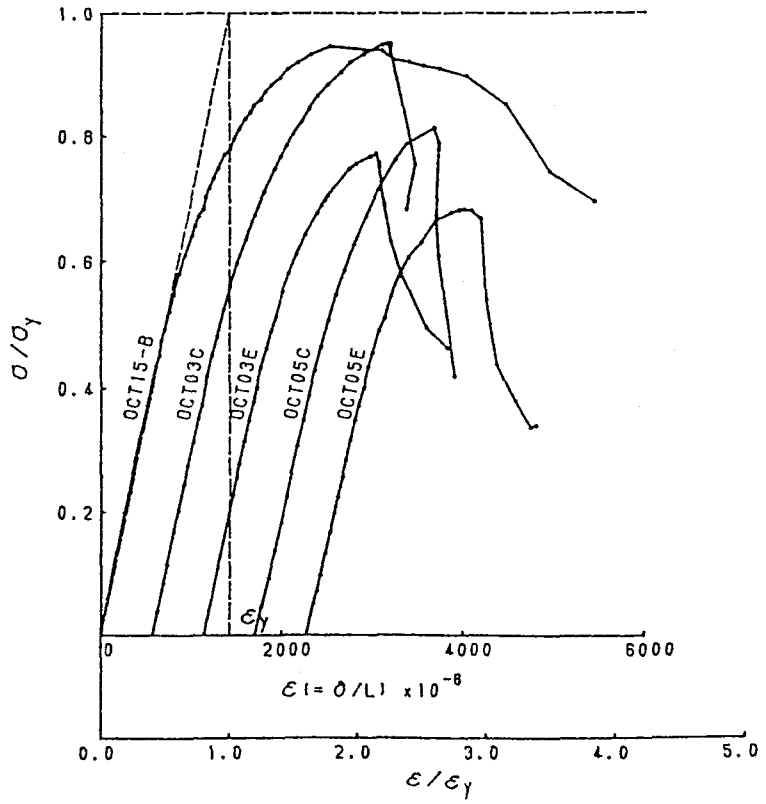


図５．６　８角形断面の応力～ひずみ曲線

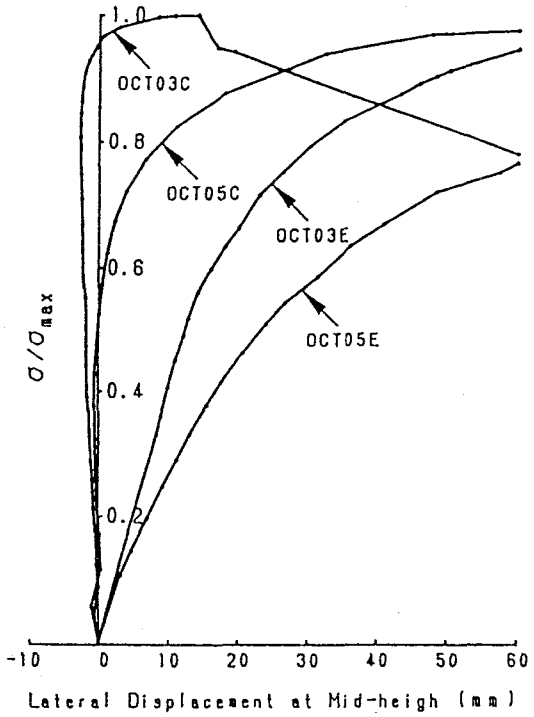


図５．７　８角形断面の横方向変位

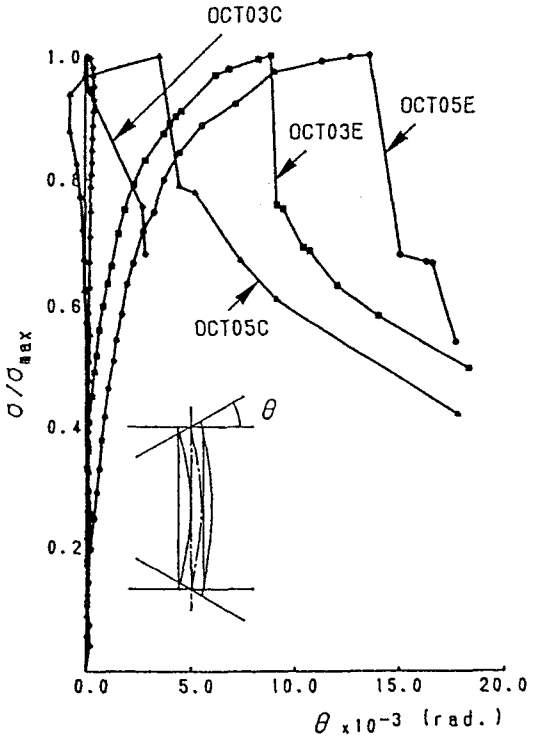


図５．８　８角形断面上端面の回転角

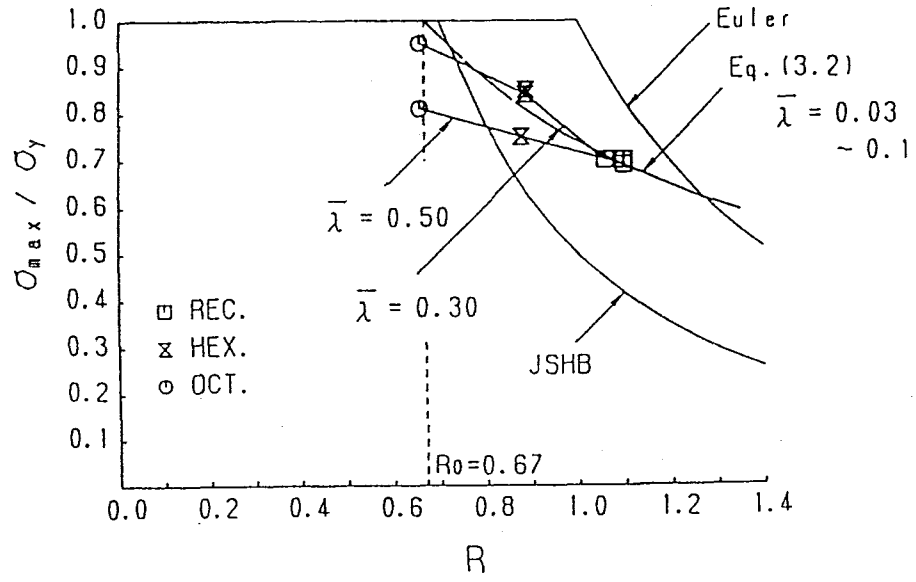


図５．９　最大平均応力～Ｒ曲線

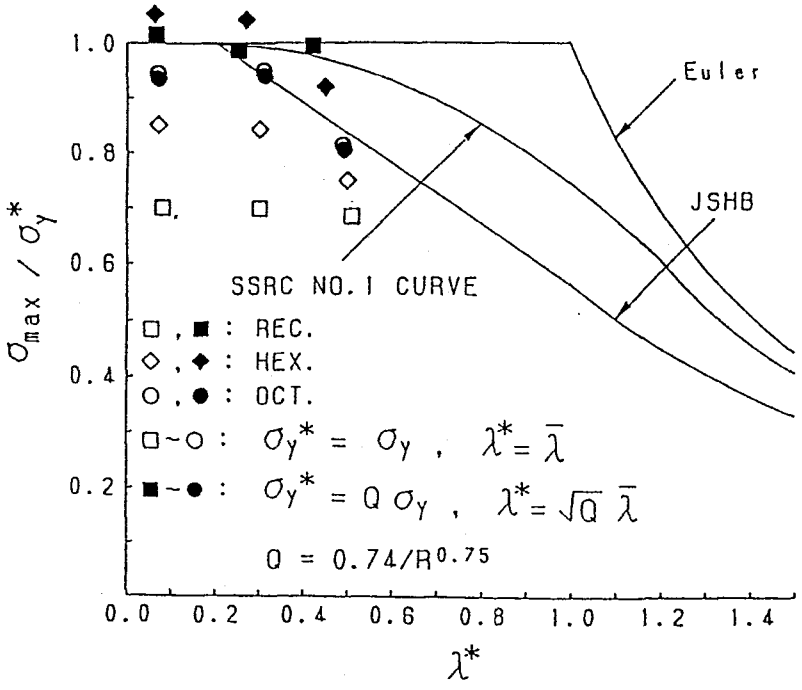


図５．１０　最大平均応力～λ曲線

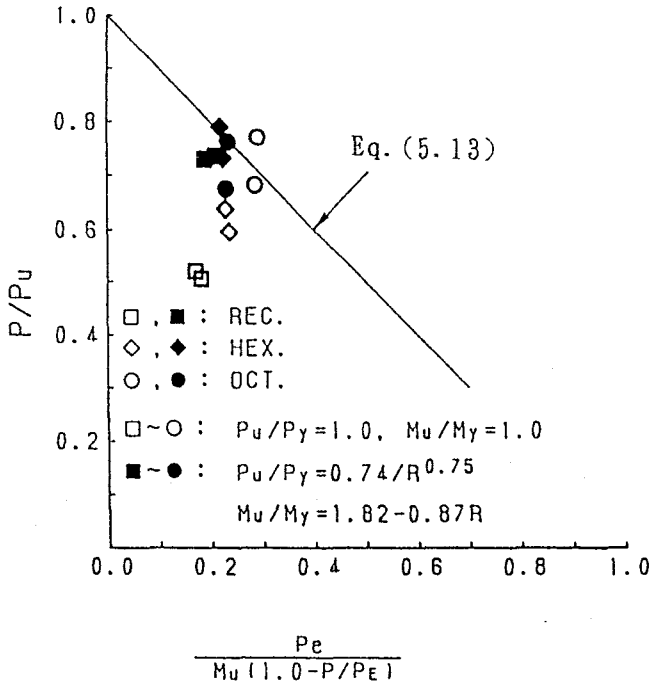


図５．１１　軸力と曲げモーメントの相関曲線

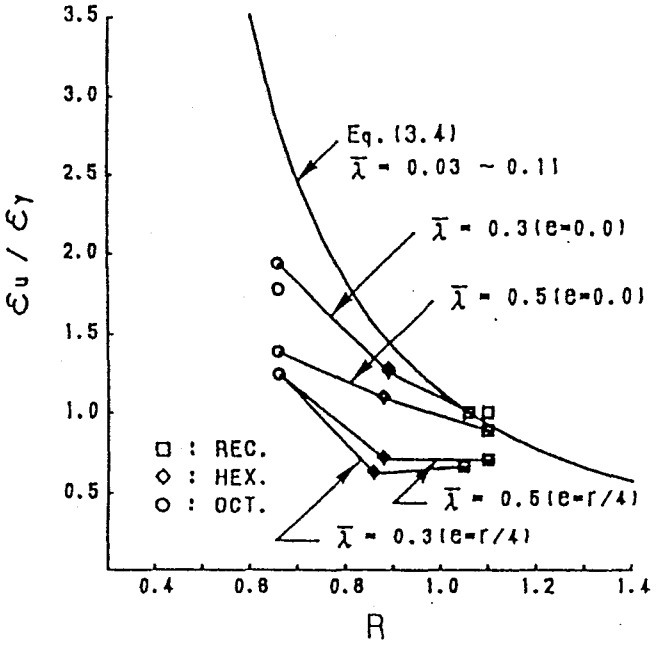


図５．１２　最大平均応力時のひずみ～Ｒ曲線

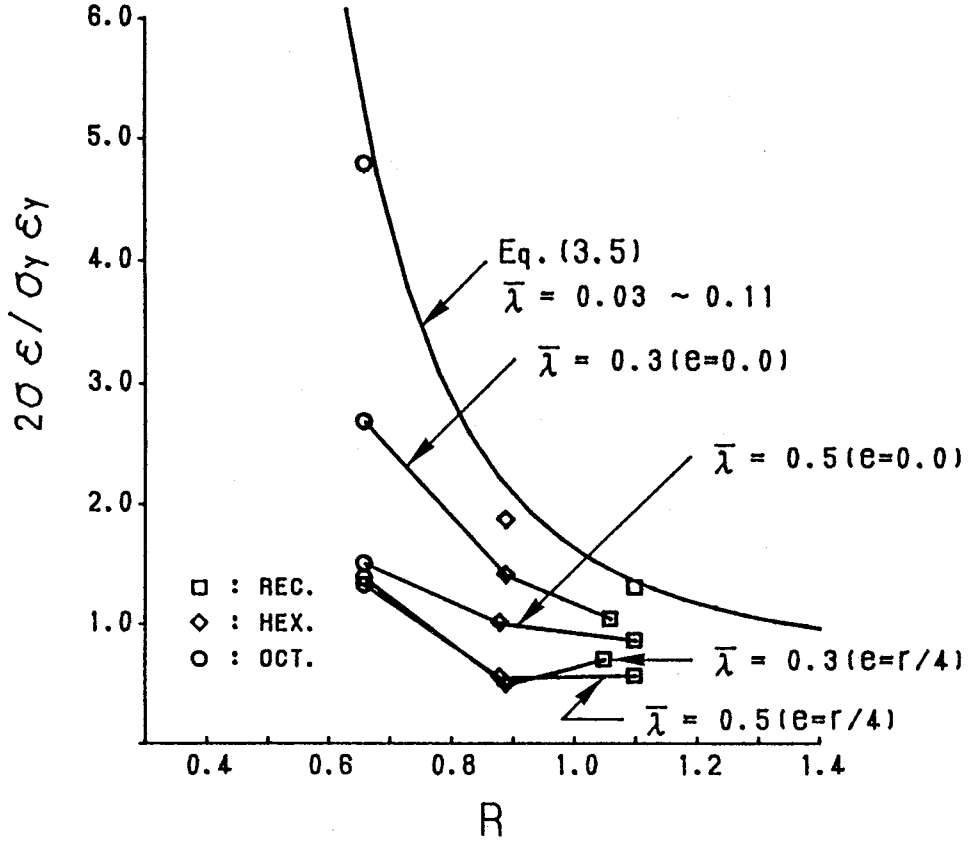


図５．１３　ひずみエネルーギー～Ｒ曲線

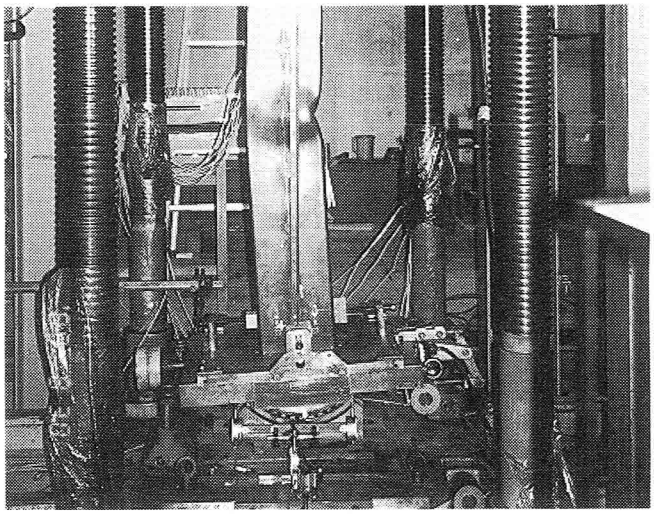


写真５．１　ピン支持装置（４角形断面鋼柱載荷中）

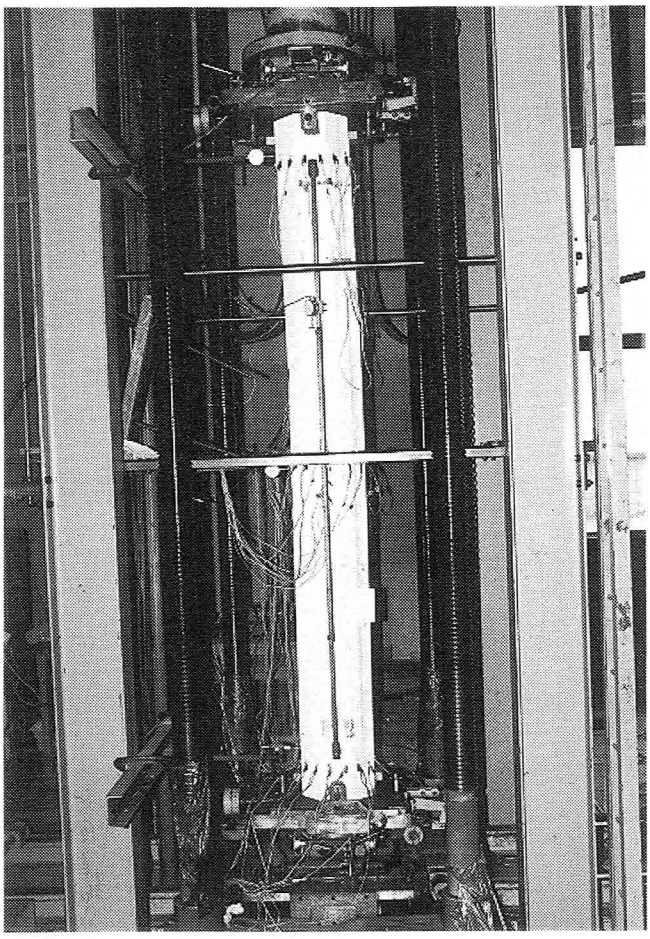
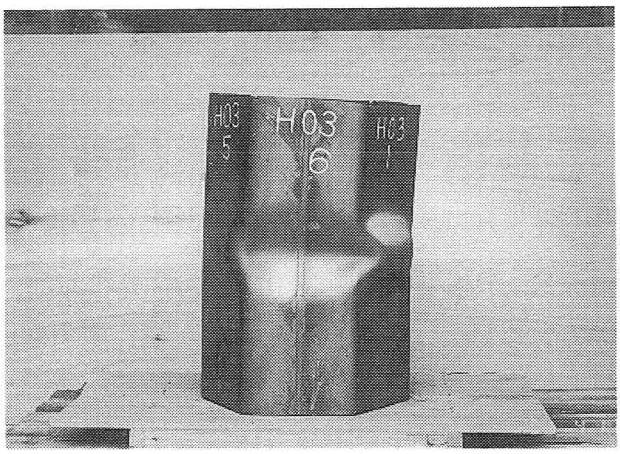
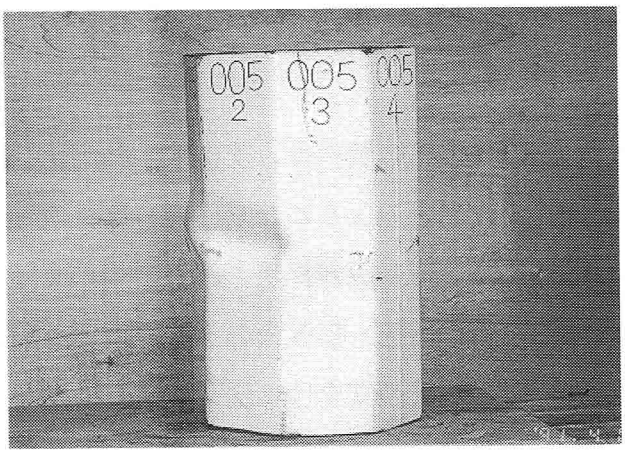
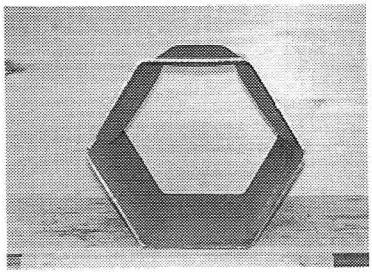


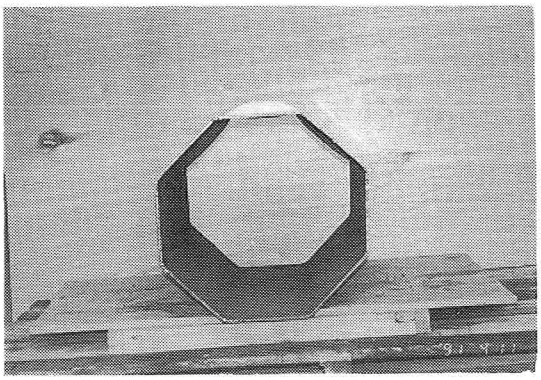
写真５．２　圧縮試験状況







（ａ）　６角形断面



（ｂ）　８角形断面

写真５．３　座　屈　変　形

第6章　結　論

土木構造物の要件は、安全性、機能性、耐久性、経済性であるが、近年特に、景観的要素が要求されるようになり、構造部材の断面形状として、コーナ部に曲面を有する4角形断面や長円形断面が採用されるようになった。また、4角形断面と円形断面の中間に位置する多角形断面も斜張橋のタワーなどに用いられるようになりつつある。しかし、多角形断面についての安全性に関する研究は少なく、多角形断面が構造部材として積極的に用いられる段階にまでは至っていないが、多角形断面鋼部材は今後吊橋や斜張橋のタワー、送電線鉄塔あるいは市街地の高架橋の橋脚として有望な構造形式である

このようなことから、本研究では今後多く用いられると考えられる多角形断面鋼部材の安全性に関する研究を行った。研究の結果は各章で結論として述べているが、それらの結論を要約するとつぎのようである。

第1章では、多角形断面の耐荷力に関する既往の研究について述べ、本論文の目的を示した。

第2章では、大阪大学西村宣男教授研究室で開発された有限要素法による弾塑性有限変位解析プログラムＮＡＰＬＡＴを用いて、2枚の折れ板と多角形断面鋼短柱の解析を行い、つぎの結論を得た。

(1) 2枚の折れ板弾塑性解析から

(1.1) 軸方向の座屈モードがｓｉｎｅの半波に対しては a／b=0.7、ｓｉｎｅの3半波に対しては a／b=2.0 で、また5半波に対しては a／b=3.5 で最大平均応力が最小となる。a／b=0.7 の最大平均応力の最小値と a／b=2.0、3.5 の最大平均応力の最小値との差は3％程度である。

(1.2) 折れ曲げ内角が 60° ～170° の間は最大平均応力はほぼ一定である。

(1.3) 折れ曲げ内角が小さい間（60° 程度）までは、コーナ部および端部の変形により最大平均応力が減少する。

(1.4) 折れ曲げ内角が 160° ～170° 近傍で最大平均応力の不連続点がある。

(2) 多角形断面の弾塑性挙動解析から

(2.1) 軸方向初期たわみｓｉｎｅの1、3、5半波に対してアスペクト比 a／b=0.5～0.7、1.3～1.7、2.3～3.0 の範囲で σ_{max}/σ_y は最小となり初期たわみ形状

によるσ_{max}/σ_yの変化は３％～４％程度である

(2.2) １４角形以下の断面では構成板要素の単一板としての座屈挙動が支配的でり、局部座屈強度は周辺支持板の局部座屈強度と同一とみなせる。

(2.3) １６～２２角形断面の座屈挙動は構成板要素の単一板としての座屈挙動と円形断面の座屈挙動が混在する。

(2.4) ２２角形までの局部座屈強度は、角数による有意な差は認められず、下限値として式（６．１）と考えられる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leqq 0.44) \quad (6.1a) \\ 0.67/R^{0.5} & (0.44 < R \leqq 1.3) \quad (6.1b) \end{cases}$$

$$R = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (6.2)$$

σ_y ： 降伏応力(kgf／㎠)

b ： 板幅(cm)

（構成板要素の中心線の幅とする）

t ： 板厚(cm)

E ： ヤング係数(kgf／㎠)

ν ： ポアソン比

k ： 座屈係数(＝ 4.0)

(2.5) ２４角形以上の断面の座屈挙動は円形断面の座屈挙動とみなせる。

(2.6) 多角形断面の局部座屈強度は２４～２６角形断面で円形断面の局部座屈強度の評価式に近づき、２６～２８角形断面の局部座屈強度の評価式で同一断面積の円形断面の局部座屈強度を近似的に評価できると考えられる。

第３章～第５章は、断面の半分を曲げ加工した後、それらを半自動溶接で組み立てた正４、５、６、７、８角形断面および偏平８角形断面供試体を用いた耐荷力、変形性能に関する実験的研究である。

第３章では、正４、５、、６、７、８角形断面鋼短柱の初期たわみ、残留応力分布を測

定し、圧縮試験を行って、次のような知見を得た。

(3) 残留応力の分布は、溶接線間にある隅角部の個数によって大別され、溶接線間にある隅角部の個数が同じであれば、溶接線間の距離が長くなるにしたがって残留応力の最大値は小さくなる。

(4) 圧縮残留応力の最大値は $0.22 \sim 0.45 \sigma_y$ である。

(5) 局部座屈強度については角数の差異による顕著な差異は認められない。

(6) ２２角形までの正多角形断面の局部座屈強度の平均値として式（６．３）を提唱する。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leqq 0.67) \quad (6.3a) \\ 0.74/R^{0.75} & (0.67 < R < 1.3) \quad (6.3b) \end{cases}$$

σ_{cr} ： 局部座屈強度(kgf／㎠)

また、部材の耐荷能力の評価基準に、最大平均応力のみでなく、最大平均応力時のひずみおよび最大平均応力を過ぎてから $0.9\sigma_{max}$ までのひずみエネルギーを加え、

(7) 最大平均応力時のひずみ、および、ひずみエネルギーは幅厚比パラメータＲの関数とみなすことができ、この両者はほぼ同じ傾向を示し、Ｒが大きくなると減少し、特に、$R<0.7 \sim 0.8$ の範囲ではその割合が大きい。

(8) 最大平均応力時のひずみとひずみエネルギーは式（６．４）、（６．５）で表される。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.244}{R} + \frac{0.510}{R^2} + \frac{0.364}{R^3} \quad (6.4)$$

$$\frac{U}{U_0} = \frac{2.81}{R} - \frac{4.21}{R^2} + \frac{3.04}{R^3} \quad (6.5)$$

ε_u ： 最大平均応力時のひずみ

ε_y ： 降伏ひずみ

Ｕ ： ひずみエネルギー

U_0 ： 基準ひずみエネルギー$(= \varepsilon_y \sigma_y / 2)$

第４章では、正８角形と偏平８角形の曲げ試験を行い

(9) 最大曲げモーメントを最大圧縮応力を受ける板要素の幅厚比パラメータＲで評価し、式（６．６）を得た。

$$\frac{M_{max}}{M_y} = 1.82 - 0.87\,R < 1.3 \qquad (0.50 < R < 0.99) \qquad (6.6)$$

M_{max} ： 最大曲げモーメント(tf・m)

M_y ： 降伏曲げモーメント(tf・m)

(10) $M/M_y \sim \phi/\phi_y$ 関係は最大圧縮応力を受ける板要素の幅厚比パラメータRの影響が顕著であり、次のような傾向を示す

a）R＝0.49～0.35 では徐々に除荷域に入り、その後大きな曲率を生ずる。M_{max}＝1.3～1.5M_y 程度となる。ϕ/ϕ_y＝11 からひずみ硬化の影響が現れる。

b）R＝0.71～0.60 では最大モーメント時には 3～4.5ϕ_y の曲率が生ずる。

c）R＝0.99～0.83 では最大モーメントが生じた後、急激な除荷が生じ、その後棚状に曲率が大きくなる。

(11) 有効幅の概念を用いて求められる最大曲げモーメントと実験で求められた最大曲げモーメントとの差が、b/t ≧ 30 では4％程度であり、最大曲げモーメントを求める場合も有効幅の概念は有効である。

(12) 最大モメーント時の曲率と幅厚比パラメータRとの関係は式（6．7）で表され、中心軸圧縮荷重を受ける場合の最大応力時のひずみと幅厚比パラメータRとの関係とほぼ同じ傾向を示す。また、ひずみエネルギーもこれらとほぼ同じ傾向を示す。

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = -\frac{0.91}{R} + \frac{1.39}{R^2} + \frac{0.13}{R^3} \qquad (6.7)$$

ϕ_u ： 最大モメーント時の曲率

ϕ_y ： 降伏曲率

(13) 最大曲げモーメント時の最大圧縮応力を受ける板要素のひずみは式（6．4）で精度よく計算できる。

(14) 設計上、変形性能（ひずみ、曲率およびひずみエネルギー）を考慮する場合は幅厚比パラメータR＝0.7 が一つの基準になると考えられる。

第5章では、細長比パラメータ$\bar{\lambda}$＝0.3、0.5 の中間的な長さを有する正4、6、8角形断面鋼柱の中心軸圧縮試験と偏心圧縮試験を行って

(15) 幅厚比パラメータR、細長比パラメータ$\bar{\lambda}$の増加による最大平均応力の減少と最大平均応力後の除荷曲線の勾配の増加を示した。

(16) 細長比パラメータ $\bar{\lambda}<0.3$ の範囲では、最大平均応力は幅厚比パラメータRのみの関数として式（6．3）で表され、$\bar{\lambda}>0.3$では$\bar{\lambda}$の影響を入れ、連成座屈としての評価が必要である。

(17) ２２角形断面までの正多角形断面の連成座屈強度式として式（6．8）を提唱する。

$$\frac{\sigma_{cr}^{cp}}{\sigma_u} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}' \leqq 0.2) \quad (6.8a) \\ 1.109-0.545\bar{\lambda}' & (0.2 < \bar{\lambda}' \leqq 1.0) \quad (6.8b) \\ 1.0/(0.773+\bar{\lambda}'^2) & (\bar{\lambda}' > 1.0) \quad (6.8c) \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\frac{L}{r} \quad (6.9)$$

$$\sigma_u = Q\sigma_y \quad (6.10)$$

$$\bar{\lambda}' = \sqrt{Q}\ \bar{\lambda} \quad (6.11)$$

$$Q = 0.74/R^{0.75} \quad (6.12)$$

σ_{cr}^{cp} ：連成座屈強度(kgf／㎠)

r ：断面二次半径(cm)

L ：座屈長さ(cm)

(18) 式（6．8）で表される基準耐荷力を用いれば、柱の耐荷力は道路橋示方書の基準耐荷力曲線と SSRC NO.1 曲線の間にあり、道路橋示方書の基準耐荷力曲線が下限と考えられる。

(19) 等偏心軸荷重を受ける鋼柱の相関強度は式（6．3）を軸力表示した式（6．１３）と式（6．6）の M_{max} を M_u に置き換えた 式（6．１４）を用いて、式（6．１５）で評価できる。

$$\frac{P_u}{P_y} = 0.74/R^{0.75} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_u}{M_y} = 1.82 - 0.87\ R \quad (6.14)$$

$$\frac{P}{P_u} + \frac{Pe}{M_u(1-P/P_E)} = 1.0 \qquad (6.15)$$

e ： 偏心量(m)

P ： 軸方向圧縮力(tf)

P_E ： オイラーの座屈荷重(tf)

(20) 最大平均応力時のひずみを幅厚比パラメータRに対して求めた結果、最大平均応力は細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leqq 0.3$ 範囲ではRのみの関数として評価できるのに対して、最大平均応力時のひずみは $\bar{\lambda}=0.3$ においても、$R<1.1$ では $\bar{\lambda} < 0.11$ の範囲における最大平均応力時のひずみより低下することを示した。また、偏心荷重による最大応力時のひずみの低下割合を示した。

(21) ひずみエネルギーを幅厚比パラメータRについて求め、ひずみエネルギーに対する細長比パラメータ$\bar{\lambda}$および偏心量の影響が最大平均応力時のひずみの場合とほぼ同であることを示した。

以上のように、本論文は多角形断面鋼部材の局部座屈と連成座屈、および偏心荷重を受ける場合の相関強度についての基礎的研究であり、多角形断面鋼部材の設計の基礎資料を提示したものである。しかし、多角形断面鋼部材のより合理的な設計法な確立には、補剛形式、不等辺多角形断面の力学的挙動、あるいは本文にもその端緒を述べているが変形性能を考慮した総合的な耐荷能力の評価に関する検討が必要であると考えられる。

謝　　辞

本研究を行うに際し、福本唷士教授には大阪大学への内地留学の機会を与えていただき、終始懇切なる、そしてこの上もなくご忍耐強くご指導と激励を賜ったことに対し深甚なる感謝の意を表するとともに、心から厚くお礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、研究の細部にわたり得がたい御助言と御教示をいただいた大阪大学上田幸雄教授に深甚なる感謝の意を表するとともに、心から厚くお礼申し上げます。有限要素法のプログラムＮＡＰＬＡＴは大阪大学西村宣男教授研究室で開発されたプログラムであり、これを使用させていただいた。また構造物の弾塑性挙動についてご指導いただいた西村宣男教授に深甚なる感謝の意を表するとともに、心から厚くお礼申し上げます。

実験は愛知工業大学の青木徹彦教授のご指導の下に、同大学永田技官と昭和６３年、平成元年の卒研生の協力で行われた。青木徹彦教授に深甚なる感謝の意を表するとともに、心から厚くお礼申し上げ、同大学永田技官と昭和６３年、平成元年の卒研生に厚くお礼申し上げます。

東海大学遠田良喜教授には終始懇切なるご指導とご援助をいただいた。遠田良喜教授に深甚なる感謝の意を表するとともに、厚くお礼申し上げます。

短柱の供試体の製作には（株）総合エンジニアリング　坂本啓氏の協力を得た。中間的な柱の供試体の製作には、大阪大学松井繁之教授、（株）横河橋梁研究所所長寺田博昌氏からのご指導とご協力を得た。坂本啓氏、松井繁之教授、寺田博昌所長に厚くお礼申し上げます。

大阪大学滞在中には、川谷充郎助教授、大倉一郎助教授、大谷恭弘助手（現神戸大学）からは貴重なご助言をいただいた。ここに、記して厚くお礼申し上げます。

（財）私学研究福祉会からは、昭和６３年度国内研修員の援助金、東海大学大学院運営委員会からは昭和６３年度学位論文作成援助金の交付を受けた、ここに関係機関に厚くお礼申し上げます。

また、本研究を行うにあたり陰に陽にご指導いただいた多くの方々に厚くお礼申し上げます。