

繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価

Strength and ductility evaluation of stiffened steel plates subjected to cyclic shear loading

葛西昭*・渡辺智彦**・天野麻衣***・宇佐美勉****

Akira Kasai, Tomohiko Watanabe, Mai Amano and Tsutomu Usami

* 正会員 修士(工学) 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 修士(工学) 三菱重工株式会社機械事業本部(〒220-0012 神奈川県横浜市西区みなとみらい3-3-1)

*** 正会員 修士(工学) 日本技術開発株式会社(〒450-0003 名古屋市中村区名駅南1-27-2)

**** フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

This study is aimed at offering fundamental data needed for development of an ultimate earthquake-resistant design method for steel frame structures. Nonlinear analyses under monotonic and cyclic shear loading are conducted on stiffened and unstiffened panels modeling web plates with flange plates of beam or panel zone. In this analysis, a two-surface plasticity model incorporated in the ABAQUS program is employed. It is found that there is a good correlation between the ductility and the width-thickness ratio parameter. The proposed formulas are expected to be found useful to engineers in determining the ductility of unstiffened steel plates.

Key Words : steel bridge pier, stiffener, strength, ductility, shear loading

キーワード : 鋼製橋脚, 補剛材, 強度, 変形能, せん断載荷

1. 緒言

鋼製橋脚の地震時保有耐力および変形性能を評価する場合に、橋脚頂部にかかる水平荷重を単調に増大させていき、頂部における水平荷重-水平変位関係を弾塑性有限変位解析によって求める方法(Pushover解析)がある¹⁾。この方法では、終局状態に対応する変位および荷重(想定破壊点)がある適切に定められた破壊条件から定められている¹⁾。従来までの検討¹⁾では、主に単柱式橋脚(コンクリートが部分的に充填された橋脚も含む)を対象としたため、鋼断面の破壊照査は、橋脚基部におけるフランジ板の平均圧縮ひずみが、板パネルの圧縮解析より算定された破壊基準に到達したときを破壊点と評価するものであった。しかし、鋼製ラーメン橋脚などでは、隅角部や梁腹板において、曲げモーメントよりもせん断力が卓越する²⁾。従って、1995年1月の兵庫県南部地震で観測されているように、写真-1に見られるような梁中央部腹板でのせん断座屈被害を生ずる恐れがある³⁾。ゆえに、せん断力が変形性能に与える影響を評価することは不可欠である。また、隅角部は、従来では非常に剛な設計がなされているが、ラーメン構造に対して損傷を分散させ、構造物の変形性能を向上させることを考えれば、せん断力が卓越する隅角部においての変形性能を正しく評価し、より合理的な設計を行う必要がある。

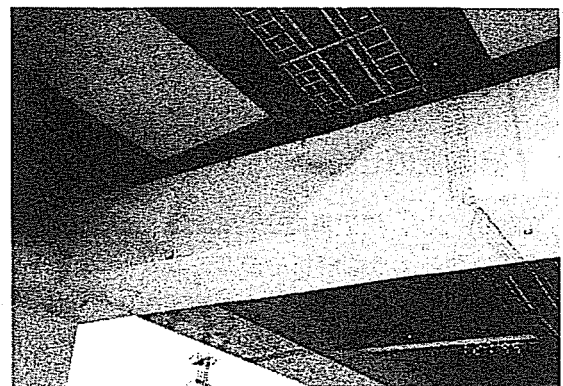


写真-1 鋼製ラーメン梁腹板のせん断座屈被害例

このような背景にもかかわらず、せん断パネルに関する研究は強度に関するもの⁴⁾がほとんどであり、変形能に着目した研究例は数少ない⁵⁾。梁腹板に関して言えば、実験的研究としては、文献5)~8)などがあげられよう。著者らも、隅角部および梁腹板に着目し、一枚のパネルでモデル化し、繰り返しせん断変形下の弾塑性挙動に関する解析的研究を行っている⁹⁾。この研究では、無補剛板を対象としており、板パネルのモデル化に際し、フランジは十分に剛であるとして、周辺が直線性を保つように拘束している。また、このような拘束条件は、板パネルに対して準せん断状態を仮定するものであり、実際の腹板等のせん断挙動解明への基礎的アプローチとなる。

本研究では、文献9)を補剛材を有する板パネルにま

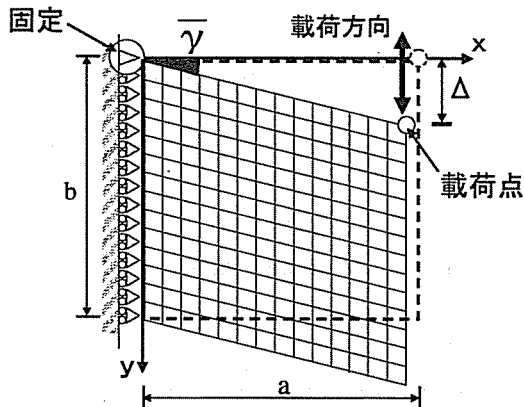


図-1 無補剛板の解析モデル

表-1 境界条件

Edge	u	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
$x=0$	1	0	1	1	0	1
$x=a$	0	0	1	1	0	1
$y=0$	0	0	1	0	1	0
$y=b$	0	0	1	0	1	0

- ・ free=0, fixed=1
- ・ $u, v, w = x, y, z$ 方向変位
- ・ $\theta_x, \theta_y, \theta_z = x, y, z$ 軸まわりの回転角

で拡張している。すなわち、補剛板の繰り返しせん断変形解析を通じて、強度と変形能に対する検討を行い、せん断変形を受ける際の限界せん断ひずみ推定式を作成することを目的としている。

2. 補剛板のせん断変形解析

文献9)では、周辺単純支持の無補剛板がほぼ純せん断状態になるような解析モデルを構築している。本研究は、このモデルと同一条件で補剛板の解析を行う。

2.1 解析モデル

a) 無補剛板

文献9)の解析モデルを図-1に示す。ここで、 a は板の長さ(x 軸方向)、 b は板幅(y 軸方向)である。メッシュ数は、载荷方向(y 軸方向)、载荷直角方向(x 軸方向)ともに14分割としている。また、ABAQUS¹⁰⁾に用意されている4節点シェル要素のS4Rを使用した。

境界条件

境界条件は、表-1に示すように面外変形に対して4辺単純支持とし、面内変形に対しては载荷点の変位に合わせて、各辺が直線性を保持しながら変形するような拘束とした。すなわち、4辺の曲げ剛性が無限大となるように拘束している。ただし、各辺の伸縮に関しては拘束しない。

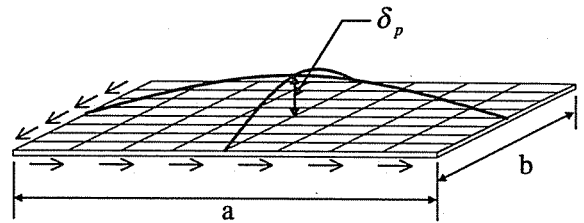


図-2 無補剛板の初期たわみ

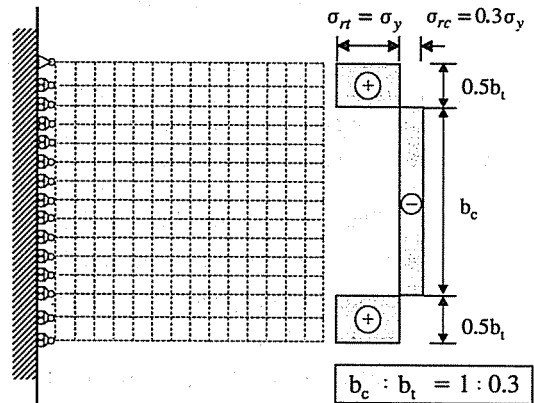


図-3 無補剛板の残留応力分布

初期たわみ

初期たわみ δ は、図-2に示すように、载荷・载荷直角方向ともに半正弦波を仮定し、式(1)のようになる。また、最大初期たわみ δ_p は $b/150$ とした。

$$\delta = \delta_p \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{a}\right) \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{y}{b}\right) \quad (1)$$

残留応力

非载荷辺の溶接によって生じることを想定した残留応力は、図-3に示すような矩形分布を用い、溶接部近傍の要素に引張残留応力として降伏応力 σ_y を、それ以外の要素に圧縮残留応力 σ_{rc} を与えた。なお、 σ_{rc} は $0.3\sigma_y$ とした。自己釣り合いを保つように $b_c : b_t = 1 : 0.3$ とし、メッシュ分割は、引張残留応力部に各2要素、圧縮残留応力部に10要素とした。なお、隅角部では、溶接が2方向となるため、このような仮定に疑問が生ずるが、文献11)によると、残留応力が強度および変形能に及ぼす影響は小さいため、このような仮定とした。この点に関しては、今後さらに検討を要す。

b) 補剛板

本解析における補剛板の解析モデルの概略図を図-4に示す。メッシュ数は、载荷方向(y 軸方向)は18分割、载荷直角方向(x 軸方向)については14分割としている。ここで、 b_s 、 t_s は、それぞれ補剛材幅、および補剛材厚、 n は補剛材に囲まれたサブパネル数である。また、解析に用いた要素は、無補剛板のときと同様にABAQUSに用意されている4節点シェル要素のS4Rである。

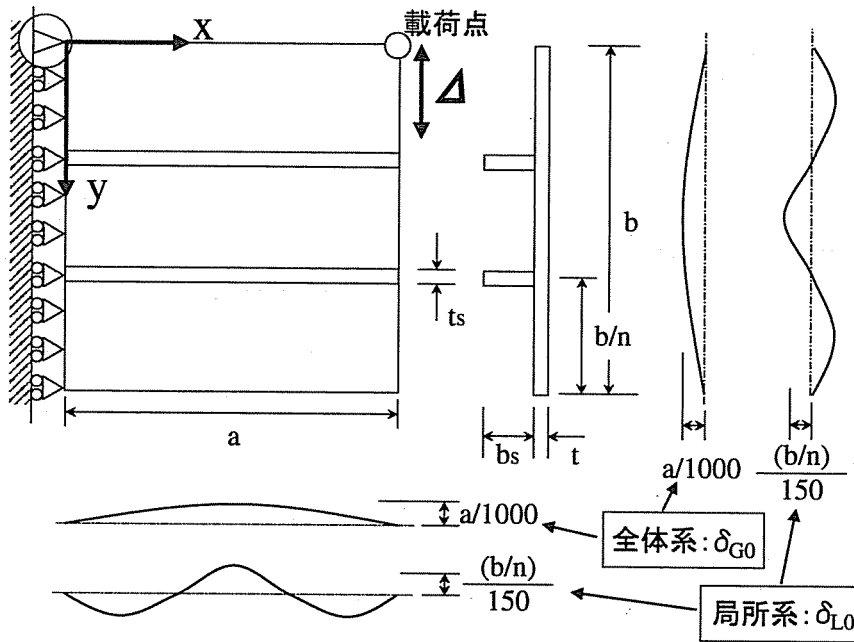


図-4 補剛板の解析モデル

境界条件

境界条件については、無補剛板と同様とする。

初期たわみ

補剛板の初期たわみ δ については、荷重・荷重直角方向ともに、図-4に示すような、全体的なたわみモード δ_{G0} と、局所的なたわみモード δ_{L0} の和として与える。すなわち、式(2)~(4)のようになる。その形状を図-5に示す。なお、図-5は、初期たわみ形状を実際の解析モデルの40倍に拡大している。

$$\delta = \delta_{G0} + \delta_{L0} \quad (2)$$

$$\delta_{G0} = \delta_{Gp} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{a}\right) \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{y}{b}\right) \quad (3)$$

$$\delta_{L0} = \delta_{Lp} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{a/n}\right) \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{y}{b/n}\right) \quad (4)$$

ここに、 $\delta_{Gp} = a/1000$ 、 $\delta_{Lp} = (b/n)/150$ とし、初期たわみの符号は、補剛材の突出側を正としている。

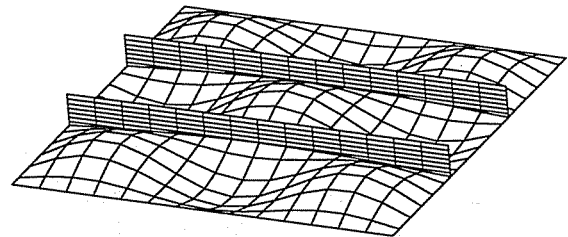


図-5 補剛板の初期たわみ (たわみ形状を40倍に拡大)

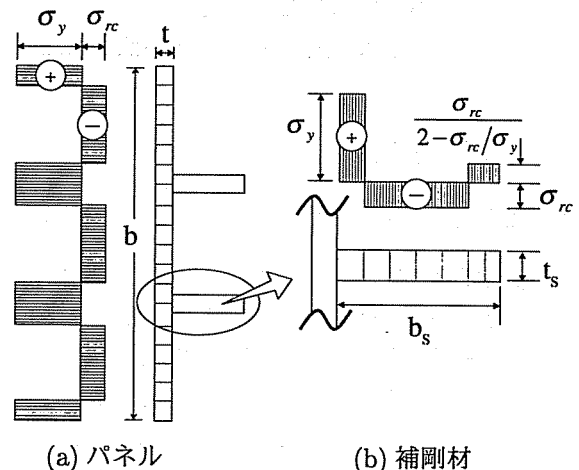


図-6 補剛板の残留応力

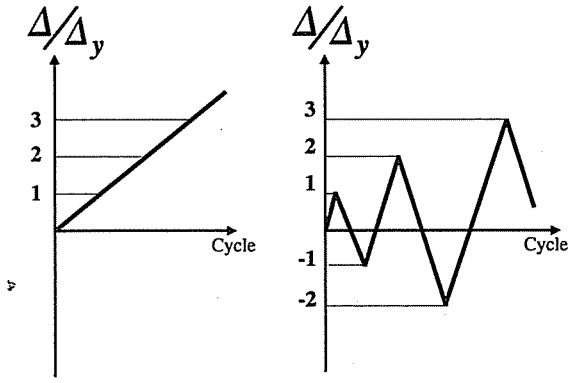
残留応力

残留応力は、図-6に示す矩形分布とした¹²⁾。パネル部分は、図-6(a)のように溶接部近傍の要素に引張残留応力として σ_y を、それ以外の要素に圧縮残留応力 σ_{rc} を与えた。補剛材は、図-6(b)に示す矩形分布とした。なお、図-6において正が引張応力、負が圧縮応力であり、 σ_{rc} は $0.3\sigma_y$ とし、自己釣り合いを保つようにメッシュ分割も設定している。

2.2 荷重方法

図-1あるいは図-4に示すように、 $x = a, y = 0$ の点を荷重点とし、その y 方向の面内変位 Δ を変化さ

せる変位制御解析とした。本解析で用いた荷重パターンは2パターンであり、図-7に示す。図-7(a)の単調荷重は、荷重点の変位を一様に単調増大させていく荷重方法である。(b)の両振り繰り返し荷重は、荷重点にせん断変位を与えた後にそのせん断変位と同じ幅の逆方向のせん断変位を与え、1サイクルごとにその変位幅が Δ_y (降伏せん断ひずみ $\gamma_y \times$ パネル長さ a) ずつ増加する荷重方法である。なお、降伏せん断ひずみ γ_y



(a) 単調荷重 (b) 両振り繰り返し荷重
図-7 荷重パターン

は、以下で求められる。

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G}, \quad \tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5)$$

ここで、 τ_y はせん断降伏応力、 G はせん断弾性係数、 E は弾性係数、 ν はポアソン比である。

2.3 構成則

構成則には、名古屋大学で開発された修正2曲面モデル¹³⁾を用いる。このモデルは、繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験結果に極めて近い挙動を予測でき、従来の構成則モデルなどによる解析と比較しても非常に精度の良いものであることが文献¹³⁾によって検証されている。詳細は文献¹³⁾、¹⁴⁾を参照されたい。

2.4 解析モデルの諸元

a) 無補剛板の解析パラメータ

無補剛板の解析モデルの諸元を表-2に示す。解析に用いた鋼材は、SS400材である。なお、参考までに式(5)から算定されるせん断降伏応力、せん断降伏ひずみも載せてある。板幅は $b = 2000\text{mm}$ とし、アスペクト比 α によって板の長さ a を決める。また、アスペクト比 $\alpha (= a/b)$ により、補剛材で区切られたサブパネルのアスペクト比を示す $\alpha_{sub} = a/(b/n) = \alpha \cdot n$ (無補剛板では $n = 1$ であるため、 $\alpha_{sub} = \alpha$)が決定し、座屈係数 k_s が式(7)から決まる¹⁶⁾ため、鋼材諸量と式(6)に示すせん断幅厚比パラメータ R_τ から、板厚 t が決定できる。

$$R_\tau = \frac{b}{n \cdot t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_s \pi^2}} \cdot \frac{\tau_y}{E} \quad (6)$$

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + 4.0/\alpha_{sub}^2 & (\alpha_{sub} \geq 1) \\ 4.0 + 5.34/\alpha_{sub}^2 & (\alpha_{sub} \leq 1) \end{cases} \quad (7)$$

表-2 無補剛板の解析諸元

せん断幅厚比パラメータ	R_τ	0.3 ~ 1.3
板幅	$b(\text{mm})$	2000
アスペクト比	α_{sub}	1.0
弾性係数	$E(\text{GPa})$	206
降伏応力	$\sigma_y(\text{MPa})$	235
せん断降伏応力	$\tau_y(\text{MPa})$	136
ポアソン比	ν	0.3
降伏ひずみ	ϵ_y	1.14×10^{-3}
せん断降伏ひずみ	γ_y	1.71×10^{-3}

b) 補剛板のせん断に関する最適補剛材剛比

補剛板の重要なパラメータに、補剛材剛比 γ と最適補剛材剛比 γ^* との比 γ/γ^* がある。解析モデルの諸元を決定するにあたり、まず、 γ/γ^* についてまとめる。なお、 γ は、次式で示される。

$$\gamma = \frac{t_s b_s^3 / 3}{bt^3 / 11} \quad (8)$$

また、 γ^* として、圧縮に関する最適剛比 γ_c^* と、せん断に関する最適剛比 γ_s^* を考える。圧縮に関しては道路橋示方書¹⁵⁾より、せん断に関しては文献¹⁶⁾より、それぞれ式(9)、(10)から求められる。

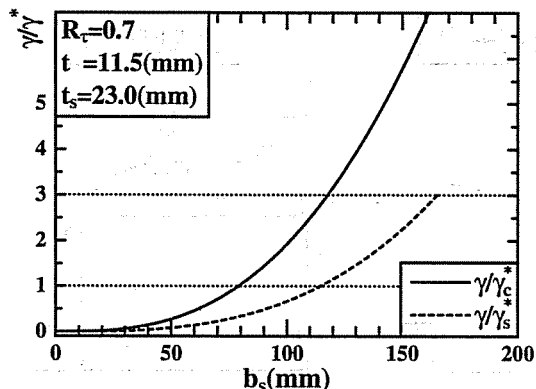
$$\gamma_c^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \frac{1}{n} [\{2n^2(1+n\delta_l) - 1\}^2 - 1] & (\alpha_0 \leq \alpha) \end{cases} \quad (9)$$

$$\gamma_s^* = \begin{cases} 5.4\alpha^2(2\alpha + 2.5\alpha^2 - \alpha^3 - 1) & (n=2, 0.5 \leq \alpha \leq 2.0) \\ 12.1\alpha^2(4.4\alpha - 1) & (n=3, 0.3 \leq \alpha \leq 1.0) \end{cases} \quad (10)$$

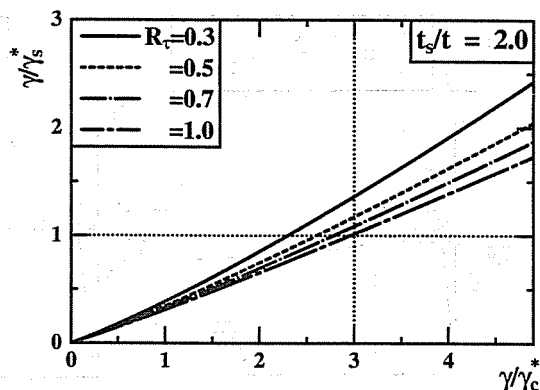
ここに、 δ_l は補剛材1本と補剛板の断面積比(= $(b_s \cdot t_s)/(b \cdot t)$)、 α_0 は限界アスペクト比(= $\sqrt[3]{1+n\gamma}$)である。

補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐荷力について、文献¹⁷⁾によって定められている算定法では、せん断座屈強度 σ_{cr} は、水平・垂直補剛材で囲まれた部分(単一パネルと呼ぶ)に対して求め、その最小値を部分パネルのせん断座屈強度としている。しかし、そのような算定法を用いるためには、補剛材が十分な剛性を持ち、補剛板が全体座屈を起こさないことが重要である。そのため、せん断補剛材剛比 γ/γ_s^* を少なくとも1.0以上にすることが必要である。

また、圧縮を受ける補剛板に関して、著者ら¹⁸⁾は、 γ/γ_c^* を1.0から3.0に上げることで強度・変形が大きく上昇し、 γ/γ_c^* は少なくとも3.0以上にすることを提案している。



(a) $\gamma/\gamma^* - b_s$ 関係 ($R_\tau = 0.7$ の例)



(b) $\gamma/\gamma_s^* - \gamma/\gamma_c^*$ 関係

図-8 γ/γ_c^* と γ/γ_s^* との相関関係

表-3 補剛板の解析諸元

Model-No.	R_τ	γ/γ_s^*	γ/γ_c^*	b_s (mm)	t (mm)	t_s (mm)
[1]	0.3	0.39	1.00	147	26.9	53.7
[2]		1.38	3.02	224		
[3]		3.02	5.88	291		
[4]	0.5	0.35	1.00	101	16.1	32.2
[5]		1.17	3.02	151		
[6]		3.02	6.86	207		
[7]	0.6	0.35	1.03	89	13.4	26.9
[8]		1.13	3.01	132		
[9]		3.01	7.17	183		
[10]	0.7	0.33	1.00	79	11.5	23.0
[11]		1.10	3.03	118		
[12]		3.00	7.43	165		
[13]	1.0	0.33	1.04	62	8.06	16.1
[14]		1.02	3.03	91		
[15]		3.06	8.20	131		

$\alpha = 1.0$ $b = 2000\text{mm}$

図-8(a)は、 $b = 2000\text{mm}$ 、 $R_\tau = 0.7$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $n = 3$ 、 $t_s/t = 2.0$ で、補剛材幅 b_s のみを変化させたときの γ/γ_c^* と γ/γ_s^* の変化を示している。図-8(a)より γ/γ_c^* の方が γ/γ_s^* に比べて大きく3倍程度である。また、横軸に γ/γ_c^* 、縦軸に γ/γ_s^* とした図-8(b)より、 R_τ に関してすべて同様の傾向を持っていることが分かる。ここで重要となるのは、 $R_\tau \leq 1.0$ では、 $\gamma/\gamma_c^* \geq 3.0$ としておけば、 $\gamma/\gamma_s^* \geq 1.0$ を満足することである。

c) 補剛板の解析パラメータ

補剛板の解析モデルの諸元を表-3に示す。解析に用いた鋼材は、無補剛板と同様SS400材とし、板幅 $b=2000\text{mm}$ 、補剛板全体のアスペクト比 $\alpha = 1.0$ とした。また、 $n=3$ 、式(7)から座屈係数 k_s を求め、せん断幅厚比パラメータ R_τ から、板厚 t を定める。

補剛材寸法については、補剛材厚 t_s をパネル厚 t の2倍とし、補剛材幅 b_s を前節の結果を参考に補剛材剛比から定める。具体的には、 $\gamma/\gamma_c^*=3.0$ 程度の解析モデル([2][5][8][11][14])を基本として、 $\gamma/\gamma_c^*=1.0$ 程度のモデル([1][4][7][10][13])、 $\gamma/\gamma_s^*=3.0$ 程度のモデル([3][6][9][12][15])を定めた。

3. 解析結果および考察

3.1 強度と変形能の定義

a) 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線

解析結果を評価する際に、文献9)と同様に、平均せん断応力-平均せん断ひずみ($\bar{\tau} - \bar{\gamma}$)曲線を用いる。 $\bar{\tau}$ 、 $\bar{\gamma}$ は次式(11)によって定義される。

$$\bar{\gamma} = \frac{\Delta}{a}, \quad \bar{\tau} = \frac{P}{A} \quad (11)$$

ここで、 P = 載荷点での反力、 $A = b \cdot t$ である。このように定めると、文献9)のようにおおよそ3つのパターンに分類できる。その模式図を図-9に示す。図-9で、 $\bar{\tau}_{max,1}$ は第1ピーク時の平均せん断応力、 $\bar{\tau}_{max,2}$ は第2ピーク時の平均せん断応力、 $\bar{\tau}_u$ は限界せん断ひずみ、 $\bar{\tau}_u$ は限界せん断ひずみ時における平均せん断応力である。以下で、強度および変形能の定義を行う。

b) 強度(耐荷力)の定義

図-9より、強度(耐荷力) $\bar{\tau}_m$ としては、第1ピーク時の平均せん断応力 $\bar{\tau}_{max,1}$ を基本とする。ただし、

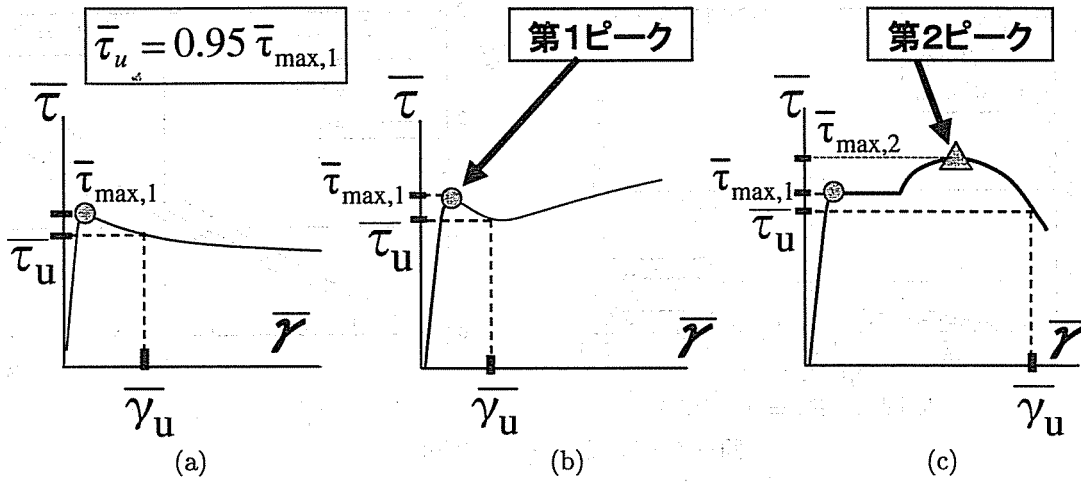


図-9 限界せん断ひずみ γ_u の定義

図-9(c)のように第2ピークが現れるような場合には、第2ピーク時の平均せん断応力 $\bar{\tau}_{max,2}$ とする。すなわち、ピークとなった平均せん断応力のうち最も大きい応力を強度 ($\bar{\tau}_m = \max\{\bar{\tau}_{max,1}, \bar{\tau}_{max,2}\}$) とする。

c) 変形能 (限界せん断ひずみ) の定義

変形能の定義は、限界せん断応力 $\bar{\tau}_u$ の定義に基づく。

図-9(a)のように、 $\bar{\tau}-\bar{\gamma}$ 曲線において、強度上昇が生じないようなときには、 $\bar{\tau}_{max,1}$ から95%まで低下したときの応力を $\bar{\tau}_u$ とし、対応するひずみを限界せん断ひずみ $\bar{\gamma}_u$ とする。

図-9(b)のように強度上昇したもので、その後に強度劣化まで至らないが、強度上昇が始まる前の10~15 γ_y の時点で $\bar{\tau}_{max,1}$ から95%まで低下している場合には、(a)と同様に $\bar{\tau}_u$ 、 $\bar{\gamma}_u$ を定める。

図-9(c)のように降伏棚が現れひずみ硬化が起こり、その後に強度劣化が生じて、 $\bar{\tau}_{max,1}$ から95%まで劣化したときには、その時点のひずみを $\bar{\gamma}_u$ とする。

すなわち、最初のピークにあとに、 $\bar{\tau}_u (= 0.95\bar{\tau}_{max,1})$ に対応するひずみを限界ひずみとする。なお、解析範囲内において95%まで応力が低下することがなければ、限界に達しないと判定する。

3.2 無補剛板の解析結果

本研究で取り上げる補剛板の解析に先立って、無補剛板の解析結果⁹⁾をまとめておく。

図-10は、 $R_r = 0.5$ における変形モードを图示したものである。(a)は単調荷重を行ったときのものであり、(b)は片振り繰り返し荷重、(c)は両振り繰り返し荷重を行ったときのものである。いずれも $\Delta_y = 15\gamma_y$ における図である。なお、補剛板の解析では片振り繰り返し荷重は行わないが参考までに載せてある。(a)よ

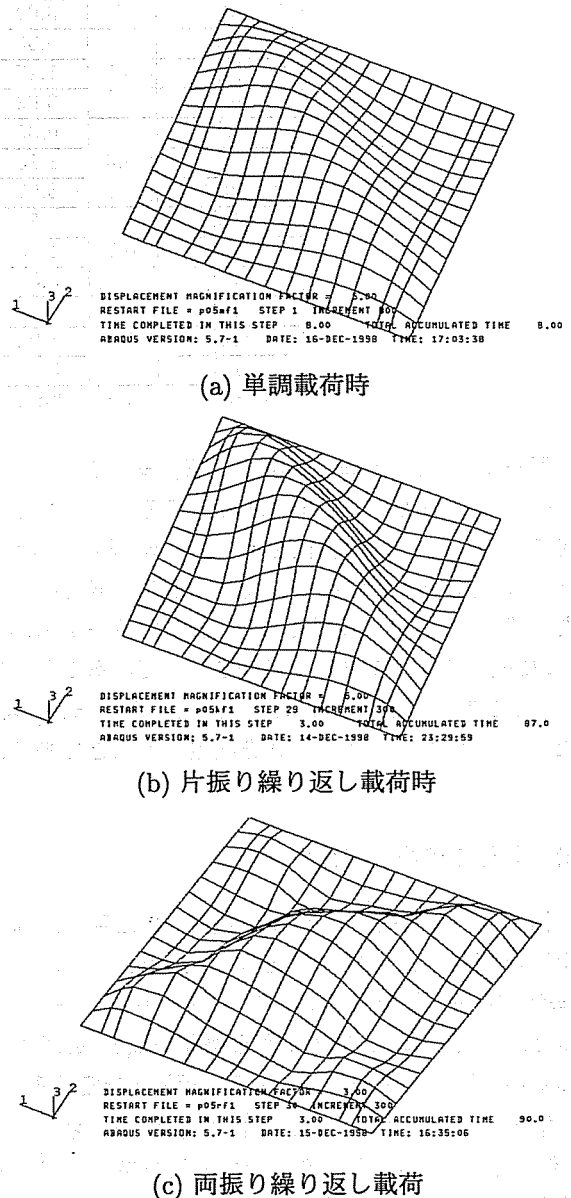
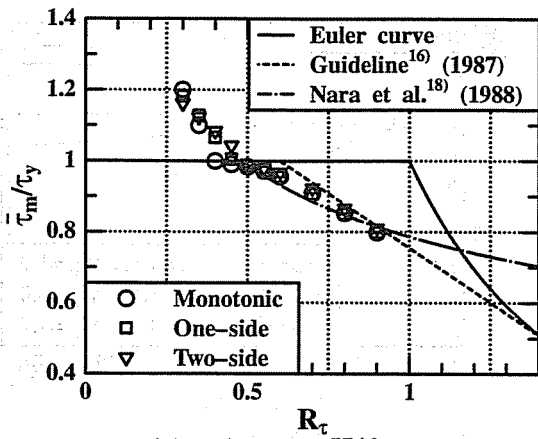
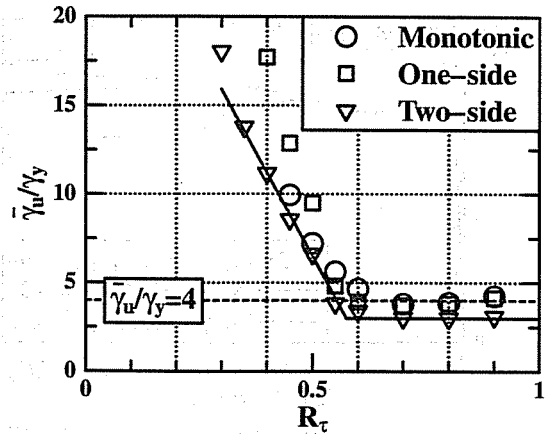


図-10 無補剛板の変形モード ($R_r = 0.5$)



(a) $\bar{\tau}_m/\tau_y - R_\tau$ 関係



(b) $\bar{\gamma}_u/\gamma_y - R_\tau$ 関係

図-11 無補剛板の強度と変形能⁹⁾

り、単調荷時には変形モードが1次の座屈モードに類似していることが読みとれる。しかし、写真-1に見られるようなせん断座屈は、むしろ、(b)もしくは(c)に見られる両振り繰り返し荷を受けるときの方が類似しており、地震時の変形性能を評価するには、両振り繰り返し荷の考慮が必須である。

図-11は、無補剛板の強度と変形能をグラフにまとめたものである。(a)は強度に関するグラフで縦軸は $\bar{\tau}_m/\tau_y$ 、横軸は R_τ である。また同図にはオイラー曲線、文献17)に記載の提案式、奈良らの提案式¹⁹⁾がプロットされている。なお、奈良らの提案式は、

$$\frac{\bar{\tau}_m}{\tau_y} = \left(\frac{0.486}{R_\tau} \right)^{0.333} \leq 1.0, \quad 0.486 \leq R_\tau \leq 2 \quad (12)$$

である。(b)は変形能に関するグラフで縦軸は $\bar{\gamma}_u/\gamma_y$ 、横軸は R_τ である。同図には文献9)で提案されている限界ひずみの推定式(13)もプロットされている。

$$\frac{\bar{\gamma}_u}{\gamma_y} = \begin{cases} -47R_\tau + 30 & (R_\tau < 0.575) \\ 3.0 & (R_\tau \geq 0.575) \end{cases} \quad (13)$$

3.3 補剛板の解析結果

a) 単調荷荷

ここでは、せん断幅厚比パラメータ R_τ および補剛材剛比 γ/γ^* の影響について考察する。

なお、 $\bar{\tau} - \bar{\gamma}$ 曲線には、図-9で定義された限界せん断ひずみ $\bar{\gamma}_u$ が○、△、□印により示されている。また、本文中および図中に示される括弧内の数字[*]は、表-3のモデルNo.に対応する。

せん断幅厚比パラメータ R_τ の影響

図-12に、 $\gamma/\gamma_c^* = 3.0$ で、 $R_\tau = 0.3 \sim 1.0$ (モデルNo.[2][5][8][11][14])とした場合の $\bar{\tau} - \bar{\gamma}$ 曲線を示す。なお、縦軸は平均せん断応力を τ_y で無次元化し、横軸は平均せん断ひずみを γ_y で無次元化してある。

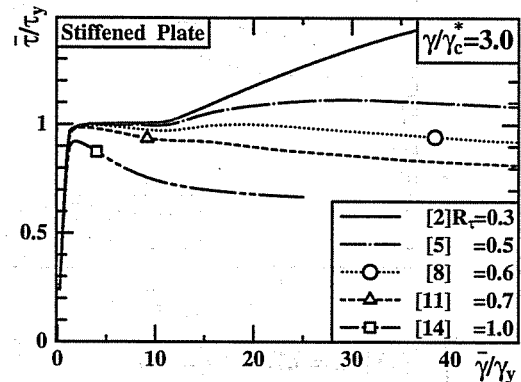


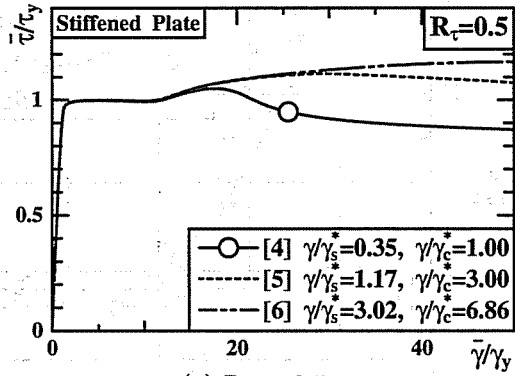
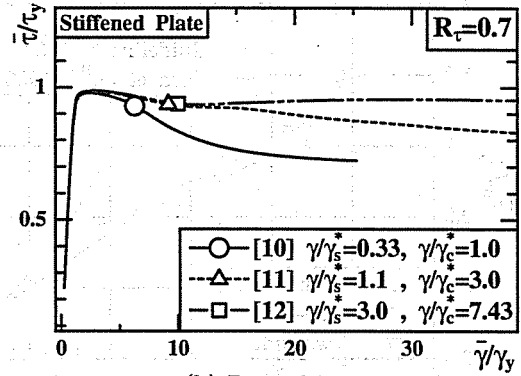
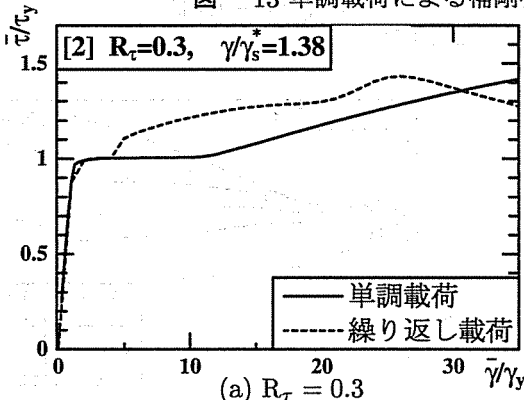
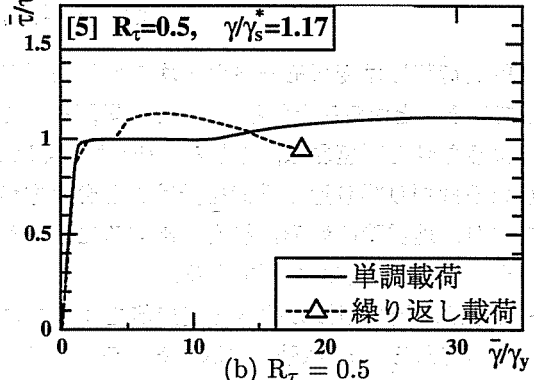
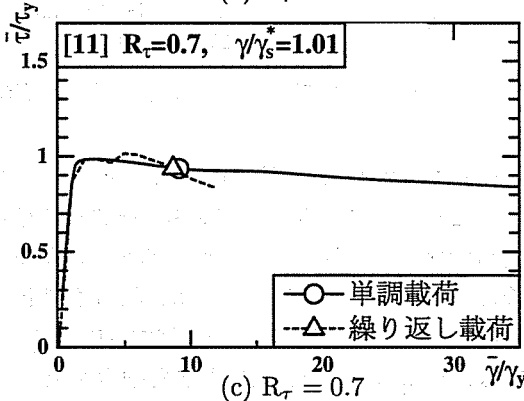
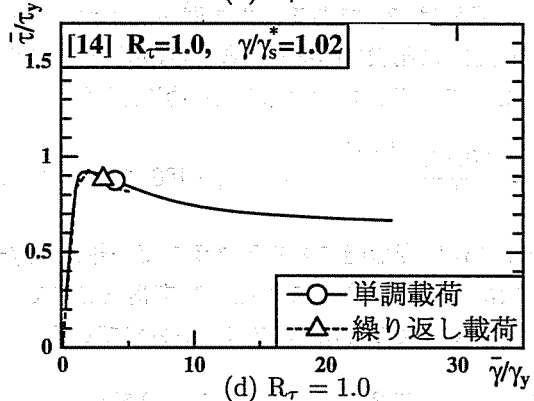
図-12 単調荷荷時における R_τ の影響(補剛板)

図-12より、比較的薄肉な $R_\tau = 0.7, 1.0$ ではピーク後に緩やかに強度劣化が進み、その後の強度上昇は見られない。それに対し、比較的厚肉になるとピーク後にひずみ硬化によるものと思われる強度上昇が生じ、厚肉になるほど、その度合いは増す。 $R_\tau = 0.3$ にいたっては、 $\bar{\gamma}/\gamma_y = 40$ を超えてもまだ強度が上昇している。従って、 $\bar{\gamma}_u$ に関しては、比較的厚肉な $R_\tau \leq 0.5$ では、 $40\gamma_y$ 以上に達しても $\bar{\gamma}_u$ に至らず高い変形能を示している。それに対し、 $R_\tau = 0.6$ では、 $\bar{\gamma}_u = 38.5\gamma_y$ であるが、 $R_\tau = 0.7, 1.0$ になると、限界せん断ひずみは $\bar{\gamma}_u = 9.15, 4.51$ となり、 R_τ が大きくなり薄肉になるほど極端に変形能は小さくなる。ただし、斜張力場の働きにより、劣化後の強度は一定を保つ状態になる。

補剛材剛比 γ/γ^* の影響

図-13は、 $R_\tau = 0.5, 0.7$ に対して、 γ/γ^* を種々に変えた解析結果をまとめたものである。

比較的厚肉な $R_\tau = 0.5$ では、図-13(a)より、補剛材剛比の大小にかかわらず、降伏棚が存在し、ひずみ硬化現象による強度の上昇が起き始めるまでの挙動はほぼ一致している。しかし、 $\gamma/\gamma_c^* \geq 1.0$ を満たしているが、 γ/γ_c^* が1.0を大きく下回るモデル[4]は、 $18\gamma_y$ 程度のせん断ひずみから強度が劣化するのに対し、 γ/γ_c^* が1程度の[5]では、 $\bar{\gamma}/\gamma_y = 30$ 程度になってから強度

(a) $R_t = 0.5$ (b) $R_t = 0.7$ 図-13 単調荷重による補剛板の $\bar{\tau}-\bar{\gamma}$ 曲線 (γ/γ^* による影響)(a) $R_t = 0.3$ (b) $R_t = 0.5$ (c) $R_t = 0.7$ (d) $R_t = 1.0$ 図-14 荷重パターンの相違による $\bar{\tau}-\bar{\gamma}$ 曲線の比較

劣化が起き始め、[4]に比べて緩やかに劣化する。さらに、 γ/γ_s^* を3程度にした[6]では、全く強度劣化が起きず、非常に高い強度をもっている。また、限界せん断ひずみについては、[4]では、 $\bar{\tau}_u = 25.5\gamma_y$ であるが、[5]、[6]に関しては、 $\bar{\tau}_u \geq 40\gamma_y$ と非常に高い。

比較的薄肉な $R_t = 0.7$ の場合では、図-13(b)より、補剛材剛比に関わらず、どのモデルも降伏棚は見られず、ピーク後に強度劣化が起きている。しかし、強度劣化の度合いには違いがあり、 γ/γ_s^* が1に満たない[10]では、[11]、[12]と比べて早い段階で劣化している。また、[11]と[12]を比較すると、[11]は緩やかに強度劣化が進展していくのに対して、[12]はせん断ひずみが $10\gamma_y$ 程度になると強度は横ばいになり、強度劣化はほとんどない。ただし、本研究で定める限界せん断ひずみ $\bar{\tau}_u$ については、[12]においても $10\gamma_y$ の時点でピーク強度の95%まで劣化しているため、[11]と[12]

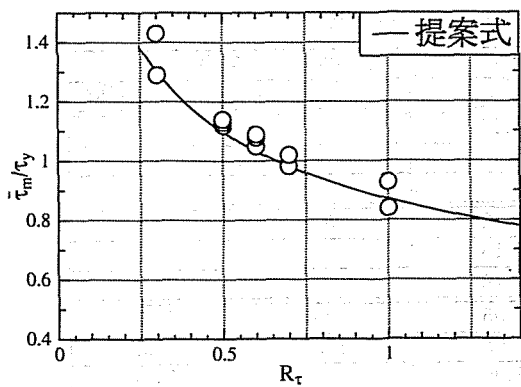
の相違は小さい。

以上より、強度の早期劣化を防ぐためにも $\gamma/\gamma_s^* \geq 1.0$ すなわち $\gamma/\gamma_c^* \geq 3.0$ を確保することが望ましい。

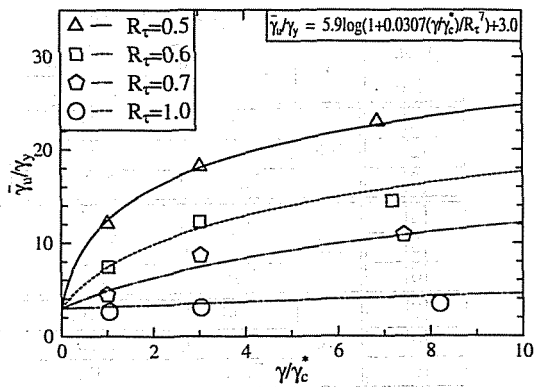
b) 繰り返し荷重

図-14に各 R_t についての平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線を、単調荷重、繰り返し荷重の結果と比較する。なお、繰り返し荷重に関しては、折り返し点を結んだ包絡線をプロットしている。

比較的厚肉な場合、図-14(a)、(b)より、繰り返し荷重を受けると、降伏棚が短くなり、ひずみ硬化現象が早い段階から始まる。さらに、繰り返しひずみ硬化後に、単調荷重では見られなかった強度劣化が生じている。また、限界ひずみに関しては、 $R_t = 0.3$ の場合は、繰り返し荷重を行っても、 $\bar{\tau}_u \geq 40\gamma_y$ であるが、 $R_t = 0.5$



(a) $\bar{\tau}_m/\tau_y - R_\tau$ 関係



(b) $\bar{\gamma}_u/\gamma_y - \gamma/\gamma_c^*$ 関係

図-15 補剛板の強度と変形能

では、繰り返し荷重を受けることで、単調荷重時の $\bar{\gamma}_u \geq 40\gamma_y$ から、 $\bar{\gamma}_u = 18\gamma_y$ 程度と大きく低下する。

上記のように、比較的厚肉の場合は荷重パターンにより大きく挙動が異なるのに対して、比較的薄肉になると、図-14(c)の $R_\tau = 0.7$ の場合、繰り返しひずみ硬化は起きるが、その度合いは非常にわずかなものであり、限界せん断ひずみも荷重パターンの違いによる変化はほとんどない。さらに、図-14(d)の $R_\tau = 1.0$ になると、ひずみ硬化現象は見られず、強度劣化の度合いおよび限界せん断ひずみとも、単調・繰り返し荷重でほとんど差がない。従って、 R_τ が大きくなるほど（本研究では $R_\tau \geq 0.7$ ）、荷重パターンの違いによる影響は小さい。この現象は、圧縮荷重を受ける補剛板においても共通する現象であり、その詳細は文献11)が詳しい。理由としては、比較的厚肉な場合には局部座屈が生じにくいために、降伏棚が現れ、ひずみ硬化域まで達するが、比較的薄肉になると、局部座屈が生じやすくなるため、ひずみ硬化域に達する前に、局部座屈による強度劣化が生じる点があげられる。

c) 補剛板の強度と変形能

図-15に、繰り返し荷重より得られた補剛板の強度と変形能をプロットする。(a)は強度に関するもので、縦軸に $\bar{\tau}_m/\tau_y$ 、横軸に R_τ をとっている。また、(b)は縦軸に $\bar{\gamma}_u/\gamma_y$ 、横軸に γ/γ_c^* をとっている。

図-15(a)より、補剛板の強度に関しては、無補剛板の強度と同様の傾向を持っていることが読みとれる。また、 γ/γ_c^* の違いによる差は小さく、 R_τ が同一であれば、ほぼ同程度の強度を有する。ただし、 γ/γ_c^* を1.0から3.0にあげることによって、若干の強度増加は見込める。そこで、本研究では、最も強度の低い $\gamma/\gamma_c^* = 1.0$ のものに対して、最小2乗法を適用して、強度に関する提案式(式(14))を作成した。なお、式の形状は、奈

良らの式¹⁹⁾を参考にしている。

$$\frac{\bar{\tau}_m}{\tau_y} = \left(\frac{0.662}{R_\tau} \right)^{0.333} \quad (14)$$

上式は、強度が τ_y を越えるものも取り入れている。また、標準偏差は0.0214であった。

図-15(b)より、 $R_\tau = 1.0$ では、3点のプロットがほぼ一定値で、 γ/γ_c^* を大きくしても変形能の上昇はほとんど期待できないことがわかる。しかし、 R_τ が比較的小さくなると、 γ/γ_c^* を大きくすることで変形能は緩やかに上昇し、 R_τ が小さくなるほど、上昇の度合いは大きくなる傾向が見られる。そこで、この傾向を取り入れた推定式を示す。

$$\frac{\bar{\gamma}_u}{\gamma_y} = 5.9 \log \left(1 + 0.0307 \frac{\gamma/\gamma_c^*}{R_\tau} \right) + 3.0 \leq 20.0 \quad (15)$$

式(15)は、 R_τ および γ/γ_c^* を与えることで $\bar{\gamma}_u$ が得られる推定式である。なお、標準偏差は0.752であり、降伏せん断ひずみの20倍を上限值としている。これは、これ以上ひずみが大きくなると解析精度の劣化、および鋼材の低サイクル疲労の影響が無視できなくなるため、文献20)を参考にしている。

ここで得られた補剛板の強度と変形能について、表-4に具体的な数値を示しておく。

4. 結言

本研究の主目的は、曲げ圧縮による応力よりせん断応力が卓越するラーメン橋脚隅角部および梁中腹部のうちウェブパネルに着目し、解析的検討を行うことであった。特に、文献9)の結果に、補剛板の解析結果を加え、統一的に限界ひずみを推定すべく、算定式を提案することが具体的な目的であった。本研究によって得られた知見をまとめると、以下のようなものである。

- ① $\alpha = 1.0$, $n=3$, $t_s/t = 2.0$, $R_\tau \leq 1.0$ のとき、 $\gamma/\gamma_c^* \geq 3.0$ で、せん断補剛材剛比 $\gamma/\gamma_s^* \geq 1$ を確保できる。

表-4 補剛板の極限強度と限界せん断ひずみ

Model - No.	R_r	γ/γ_c^*	極限強度 ($\bar{\tau}_m/\tau_y$)		限界せん断ひずみ ($\bar{\gamma}_u/\gamma_y$)	
			単調載荷	繰り返し載荷	単調載荷	繰り返し載荷
[1]	0.3	1.00	***	1.29	—	—
[2]		3.02	***	1.43	—	—
[3]		5.88	***	***	—	—
[4]	0.5	1.00	1.05	1.12	25.7	12.1
[5]		3.02	1.11	1.13	—	18.2
[6]		6.86	1.17	1.14	—	23.0
[7]	0.6	1.03	0.991	1.05	12.6	7.47
[8]		3.01	1.00	1.08	38.4	12.3
[9]		7.17	1.04	1.09	—	14.5
[10]	0.7	1.00	0.978	0.982	6.27	4.44
[11]		3.03	0.985	1.02	9.15	8.69
[12]		7.43	0.987	1.02	53.3	10.9
[13]	1.0	1.04	0.867	0.841	2.07	2.63
[14]		3.03	0.921	0.929	3.99	3.09
[15]		8.20	0.934	0.929	4.51	3.46

*** 強度劣化が無く極限值が得られなかったもの
 — 限界せん断ひずみに達しなかったもの

- ② $R_r \leq 0.6$ において, $\gamma/\gamma_c^* < 1.0$ では, $\gamma/\gamma_c^* \geq 1.0$ に比べて $\bar{\gamma}_u$ が極端に小さくなる.
- ③ $R_r \geq 0.7$ で, 繰り返し載荷の包絡線は単調載荷に非常に近い挙動を示す.
- ④ R_r が比較的大きいときには限界せん断ひずみ $\bar{\gamma}_u/\gamma_y$ は, γ/γ_c^* にあまり敏感ではないが, R_r が小さくなると敏感になる.
- ⑤ 補剛板に対する強度および変形能の推定式 (式 (14), (15)) を提案した.

本研究は, さらに, フランジパネルについての検討も加え, より隅角部や梁中腹部に忠実な解析モデルによって, すでにいくつかの知見を得ている. そこで, 今回の解析結果とを統合して, さらに検討を加えることで, 本研究をまとめていく予定である.

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525, pp.69-82, 1995.
- 2) 土木学会: 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析, 1999.5.
- 3) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて, 1997.
- 4) Chern, C.: Ultimate Strength of Transversely and Longitudinally Stiffened Plate Girders, Ph. D thesis, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa, 1969.
- 5) 福本 昶士, 上野谷実, 中村雅樹, 小林泰男: 繰り返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.143-150, 2000.3.
- 6) 河合輝雄, 藤井堅: プレートガーダー腹板の繰り返しせん断挙動, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, pp.254-255, 1998.
- 7) 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦, 福本 昶士, 岡本隆, 松井鋭一: 中間はり有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.831-840, 2000.3.

- 8) 中井博, 北田俊行, 西岡敬治, 狩野正人, 迫田治行, 森昭紀: 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷シミュレーション, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.223-230, 1997.5.
- 9) 天野麻衣, 渡辺智彦, 宇佐美勉, 葛漢彬: 繰り返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能, 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.57-62, 2000.1.
- 10) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc : ABAQUS User's Manual, version 5.7, Vol.2, 1999.
- 11) 渡辺智彦, 葛漢彬, 宇佐美勉: 繰り返し載荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.185-195, 1999.3.
- 12) Usami, T., Wada, M., Kato, M. and Ge, H. B. : Ultimate compressive strength of plate assemblies, Proc., Int. Conf. on Steel and Aluminum Struct., Elsevier Applied Science, Singapore, pp.471-480, 1991.
- 13) 坂野茂, 宇佐美勉, 水野英二: 修正二曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析, 土木学会論文集, No.525/I-33, 1-15, 1995.
- 14) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T. : Futher Study on Two-surface Model for Structural Steels under Uniaxial Cyclic Loading, Structural Eng., Proc. of JSCE, Vol.9, No.4, pp.59-62, 1993.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 丸善, 1996.
- 16) 関西橋梁鉄骨溶接研究会: プレートガーダーの座屈に関する調査と研究, 1969.
- 17) 福本 昶士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 18) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 19) 奈良敬, 津田真, 福本 昶士: 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.259-271, 1988.4.
- 20) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 土木学会・日本鋼構造協会, 2000.4.

(2000年9月14日 受付)