

繰り返しせん断力を受ける斜め補剛パネルの強度と変形能

A numerical study on the behavior of diagonally stiffened plates in cyclic shear

葛西昭*, 宇佐美勉**, 水谷正樹***

Akira Kasai, Tsutomu Usami and Masaki Mizutani

*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)

**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)

***修士(工学) 大成建設株式会社 (〒163-0690 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

This study is aimed at grasping the cyclic behavior of diagonally stiffened shear panels. For this purpose, formulas for computing the buckling coefficient and optimum stiffener rigidity of diagonally stiffened shear panels are developed. A parametric study is carried out for comparing the seismic capacities of diagonally stiffened plates with those of horizontally stiffened plates. As a result, it is obtained that the enhancing effects of seismic performance with installing diagonal stiffeners are superior to horizontal stiffeners under the condition that the stiffener rigidity of diagonally stiffened plate is as the same as the horizontally stiffened plate. Finally, an analytical model to predict the cyclic behavior of bolted stiffened-plates is developed.

Key Words : *diagonally stiffened plate, strength, ductility, shear loading, optimum rigidity*

キーワード : 斜め補剛板, 強度, 変形能, せん断載荷, 最適剛比

1. 緒言

構造物の2次設計では地震時の破壊形態を想定した設計が重要で、地震終了後にどうしても避けなければならない被害状態に応じた設計が必要になる場合がある。都市内高速道路に多用される鋼製ラーメン橋脚に対しては、大地震終了直後における路線の緊急使用性や補修の容易性の観点から、橋脚基部の補修を行う方が、はりの補修を行うよりも望ましい場合がある。例えば、立地上の制約から出入路としてセンターランプ方式をとる場合、はり部に位置する出入路を地震時の緊急経路として利用するためには、はり部が先行して損傷するのは望ましくない。このような場合、はり腹板に所要の強度および変形能がない場合には、補剛材を設置するなどによって強度及び変形能の増大を必要とする。文献1)では、このような背景を受け、はり中央部腹板のせん断破壊も照査することのできる手法を開発している。その中でははり腹板における水平補剛材に関して種々のパラメトリック解析を行い、破壊形態を柱先行型にするための必要条件をまとめるに至った。

新規に建設される鋼製ラーメン橋脚の場合には、上記の水平補剛材を用いて柱先行型条件を満足させることは容易であるが、既存の鋼製ラーメン橋脚の場合、水平補剛材の設置以外の方法、例えば、本研究で対象とする斜め補剛などを状況に応じて使い

分ける必要がある。しかし、補剛材位置の違いが梁腹板の強度と変形能にどの程度影響を及ぼすのかを定量的に定めたものはなく、強度及び変形能の条件を満足する補剛方法を選択するには基礎データに乏しい。

水平補剛材を有する腹板のせん断耐荷力に関する研究は既に数多く行われ、例えば文献2), 3)などに成果がまとめられている。また、変形能については著者らが解析的検討^{4)~7)}を行っている。一方、対角線上に補剛材を有する板のせん断座屈に関しては、Kromm⁸⁾が種々の検討を行っている。また、国内では、三上ら⁹⁾による斜め補剛材を有するプレートガーダーのせん断座屈実験や、米沢ら¹⁰⁾の斜め補剛板のせん断座屈に対する解析的研究が行われている。ただし、これらの研究では、補剛材は一方の対角線上のみに配置された場合を取り扱っている。そのため、プレートガーダーのように、せん断力が1方向に卓越的な場合には効果を発揮するが、地震時のような繰り返し荷重を受ける場合には、十分な効果を発揮できないと考えられる。繰り返し荷重にも対応し得るためには両対角線に補剛材を配置することが容易に想像できるが、このような斜め補剛板を対象とした研究例はあまりない。そこで、本研究では、両対角線に補剛材を配置した斜め補剛板がせん断変形を受ける際の強度及び変形能を数値解析的にまとめ、せん断補強法としての考察を行うことを目的とする。

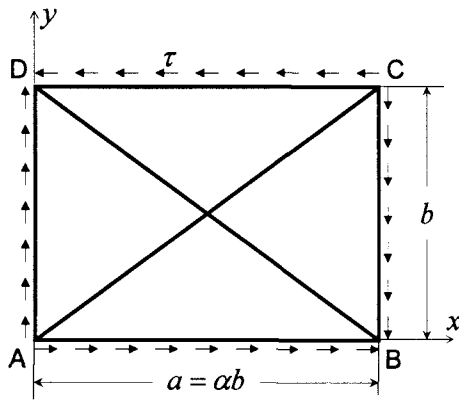


図-1 セン断を受ける斜め補剛板

表-1 境界条件

	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, Fix=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 ただし、点Aのみ y 方向にも拘束						

さらに本研究では、既設橋への補強の観点から、補剛材の取り付け方法として溶接およびボルト接合に着目した検討も行う。具体的には、ボルト接合を簡易に想定した解析モデルを用いてせん断载荷に伴う強度と変形能を溶接時の場合と比較する。

2. 補剛材最適剛比

斜め補剛板の強度と変形能を求める前に、まず、斜め補剛板のせん断弾性座屈係数についてまとめ、斜め補剛材の最適剛比を提案する。図-1 に示されるアスペクト比 $\alpha (= a/b)$ の斜め補剛板が解析対象である。解析は汎用構造解析プログラムABAQUS¹¹⁾を用いて行い、シェル要素 (S4R) を用いてモデル化する。

2.1 境界条件の設定

図-1 に示される補剛板にせん断力が作用するとき、純せん断状態になるような境界条件を設定する必要がある。本研究の境界条件の設定は文献 4) と同様としている。すなわち、4 辺は単純支持状態を仮定し、各辺は直線性を保つような境界条件とした。境界条件を表-1 にまとめて示す。詳細は文献 4) を参照されたい。なお、板の角部においては、補剛材の節点と板の要素の節点は共有しないものとしている。即ち、せん断力は補剛材には直接伝達されないようにしてある。

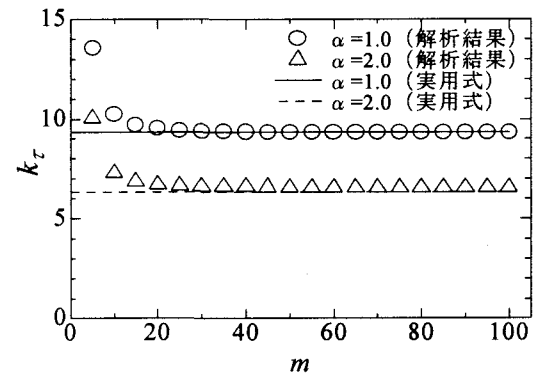


図-2 メッシュ分割数

表-2 メッシュ分割数の違いによる実用式(1)との差

アスペクト比 α	座屈係数 k_τ				
	式(1)	1 辺のメッシュ分割数 m			
		15 (誤差%)	20 (誤差%)	25 (誤差%)	30 (誤差%)
1.0	9.34	9.71 (3.96)	9.54 (2.14)	9.46 (1.28)	9.41 (0.75)
1.5	7.12	7.38 (3.65)	7.24 (1.69)	7.18 (0.84)	7.14 (0.28)
2.0	6.34	6.86 (8.20)	6.72 (5.99)	6.66 (5.05)	6.62 (4.42)
2.5	5.98	6.33 (5.85)	6.20 (3.68)	6.14 (2.68)	6.10 (2.01)

2.2 セン断弾性座屈係数の算定

解析を行うにあたって、まず、解析モデルのメッシュ分割数について論じる。無補剛板の座屈係数 k_τ を求めるために線形固有値解析を行い、その際にメッシュ数に関するパラメトリック解析を行うことで、式(1)との比較によって本解析のメッシュ分割数を定める。

$$k_\tau = \begin{cases} 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha \geq 1.0) \\ 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1.0) \end{cases} \quad (1)$$

図-2 は、縦軸に座屈係数を示し、横軸に 1 辺のメッシュ数 m をプロットしたものである。この図より、概ね $m = 30$ で収束していることが読みとれる。具体的には表-2 にまとめるように、 $m = 30$ ではアスペクト比 $\alpha = 1.0$ のとき 1% 以内の誤差におさまり、 $\alpha = 2.0$ でも 5% 以内の誤差に収まっているので、本研究ではメッシュ分割を 30×30 として解析を行う。

座屈係数は、補剛材位置を単純支持条件にすることで得ることができる。そこで、補剛材位置の面外方向への変形を拘束し、固有値解析を試みる。アスペクト比をパラメータとして得られた結果をまとめると図-3 のようにまとめられる。アスペクト比を 1 から 2.5 まで変化させ、せん断変形における対称性から、0.4 から 1 までの結果も同時に得ている。同図には解析結果から非線形最小 2 乗法で得られる実用式もプロットしており、文

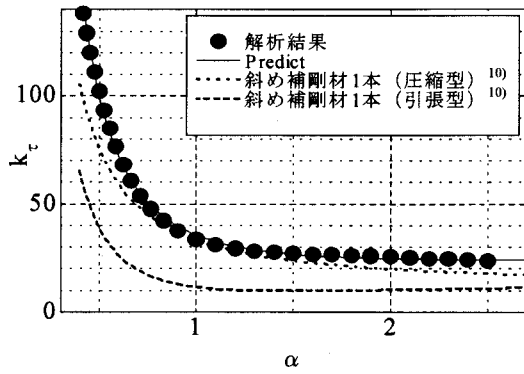


図-3 座屈係数-アスペクト比関係

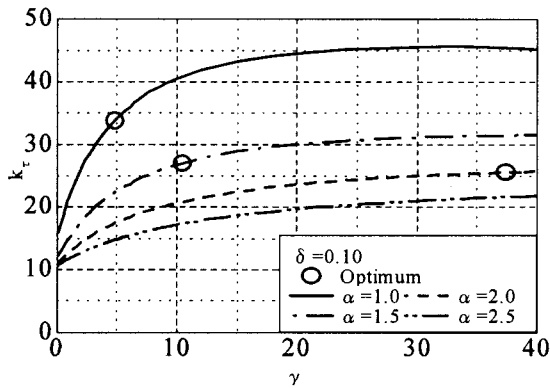


図-4 座屈係数-補剛材剛比関係

献 10)に記載の斜め補剛材が 1 本の時の実用式もプロットされている。この図によると、本研究で想定する斜め補剛は、斜め補剛 1 本の時の圧縮型に近くかつ若干高い強度を有していることが分かる。なお、本研究で提案する式は式(2)であり、参考までに米沢ら¹⁰⁾の提案式(式(3))もあげておく。

$$k_r = 28.0 - 21.0/\alpha + 28.5/\alpha^2 \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} k_r &= 11.9 + 10.1/\alpha + 10.9/\alpha^2 \quad (\text{圧縮型}) \\ k_r &= 17.2 - 22.5/\alpha + 16.7/\alpha^2 \quad (\text{引張型}) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

次に、次式で定義される補剛材の剛比を種々に与え、斜め補剛板の座屈係数を算定する。

$$\gamma = \frac{EI_s}{bD} \quad (4)$$

ここで、 EI_s =補剛材の曲げ剛度、 D =板の曲げ剛度である。計算された座屈係数が、式(2)のせん断座屈係数に一致する剛比が最適剛比となる。剛比をパラメトリックに与えた解析結果をまとめたものが、図-4 である。縦軸は座屈係数、横軸は補剛材剛比である。また、同図には最適剛比に相当するプロットを丸印で示してある。ただし、補剛材の断面積比 $\delta(=b_s t_s / b t)$ は 0.10 とした場合についてプロットしてある。なお、 b_s =補剛材幅、 t_s =補剛材板厚、 t =母材板厚である。得られた最適剛比を各

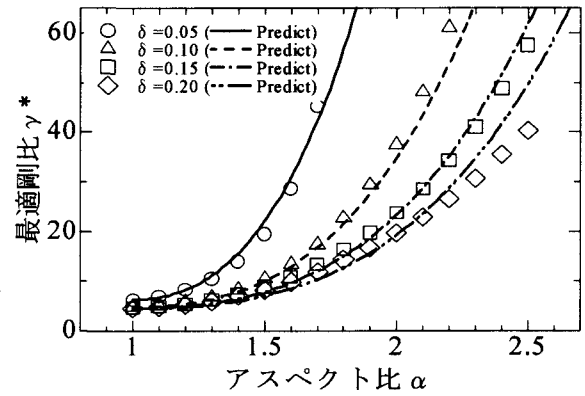


図-5 最適剛比-アスペクト比関係

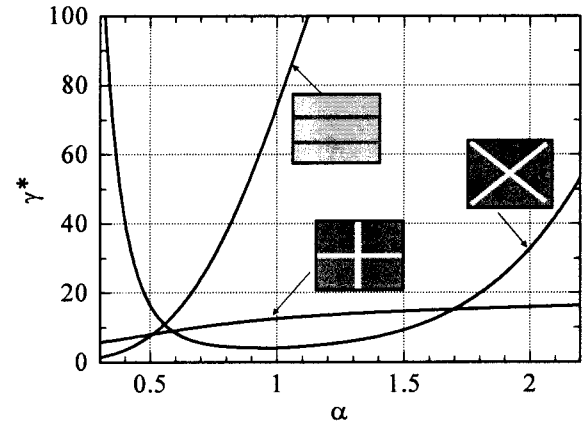


図-6 各種補剛板の最適剛比の比較

アスペクト比、各断面積比でまとめたものが図-5 である。同図には解析結果から非線形最小 2 乗法で近似した曲線(式(5))もプロットしてある。なお、解析は $1.0 \leq \alpha \leq 2.5$ として行っているが、せん断変形の対称性から $0.4 \leq \alpha \leq 1.0$ にも対応した式を得ることができる。

$$\gamma^* = \begin{cases} \left(1.08 + \frac{0.0225}{\delta^2} \right) (1 - \alpha^2)^2 + \left(4.38 + \frac{0.00485}{\delta^2} \right) & (1.0 \leq \alpha \leq 2.5) \\ \left(1.08 + \frac{0.0225}{\delta^2} \right) \alpha \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right)^2 + \alpha \left(4.38 + \frac{0.00485}{\delta^2} \right) & (0.4 \leq \alpha \leq 1.0) \end{cases} \quad (5)$$

ただし、 $0.05 \leq \delta \leq 0.20$ である。

次に、斜め補剛、水平補剛 2 本、および十字(水平、垂直)補剛の場合の最適剛比を比較したものを図-6 に示す。斜め補剛は $\delta = 0.10$ の場合についてである。水平補剛および十字補剛に対する最適剛比は文献 12)の式を用いた。この図より、アスペクト比が 0.6~1.7 の範囲で、斜め補剛が最も効率の良い補剛方法であることが分かる。

表-3 解析モデル諸元

解析モデル名	補剛材位置	本数	α	b_s (mm)	t_s (mm)	γ	γ/γ^*	R_r
P75-U	無補剛	—	0.75	—	—	—	—	1.24
P75-H1-G1	水平	1本		33.6	10	8.32	0.90	0.856
P75-H1-G3				48.4		19.2	2.08	
P75-H1-G5				57.4		32.1	3.47	
P75-H2-G1		2本		56.2		30.1	1.00	0.615
P75-H2-G3				81.1		90.5	3.00	
P75-H2-G5				96.1		151	5.00	
P75-H3-G1		3本		61.6		39.7	1.00	0.475
P75-H3-G3				88.9		119	3.00	
P75-H3-G5				105		199	5.01	
P75-D2-G1	斜め	両対角線		36.0		7.92	1.03	0.641
P75-D2-G2				38.9		9.99	1.41	
P75-D2-G3				48.0		18.8	3.16	
P75-D2-G6				56.2		30.1	5.63	
P75-D2-G19				80.0		86.9	19.1	

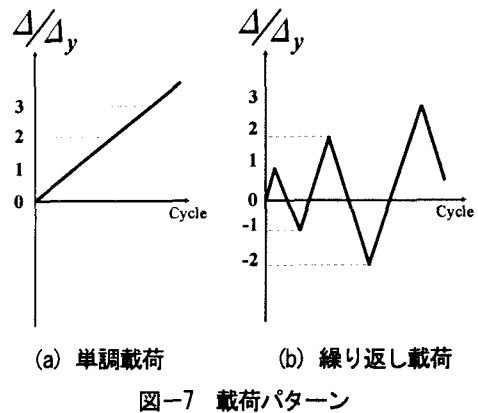
3. セン断変形解析

3.1 解析概要

上記のシェル要素で分割された解析モデルに対して、せん断変形を与える弾塑性有限変位解析を行う。数値解析には、先ほどと同様汎用構造解析プログラム ABAQUS を用い、使用要素は S4R である。また、繰り返し載荷解析を行う上で必要となる構成則は、名古屋大学で開発された修正 2 曲面モデル¹³⁾を用いる。また、鋼材は SS400 材（降伏応力：235MPa、ヤング率：200GPa）を使用することを仮定した。なお、母材および補剛材ともにシェル要素を用いている。

3.2 解析モデルの諸元

本研究では、主に斜め補剛パネルの強度と変形能について述べるが、比較のために水平補剛された場合の解析も行っている。本研究では、補剛方法の違いによる影響に着目するため、母材のアスペクト比は $\alpha = 0.75$ に限定し、水平補剛材 1〜3 本を等間隔に配置した補剛板、母材の両対角線上に補剛材を配置した補剛板を解析モデルとして準備した。各解析モデルの諸元を表-3 に示す。モデル名は、パネルの意味の P のあとにアスペクト比を 100 倍した数字を示し、続いて水平補剛の場合は H、斜め補剛の場合は D、そして補剛材本数、補剛材補剛比と最適剛比との比の整数部分を表している。なお、表中の b_s は補剛材幅を表し、種々与えることで剛比が強度及び変形能に及ぼす影響を検証する。分割数は水平補剛については、サブパネル数に応じて設定し、 $10n \times 10n$ (n はサブパネル数) とし、斜め補剛パネルについては、前述の通り 30×30 分割とし、補剛材については、長さ方向にはパネルの分割数に応じた分割数とし、幅方向にはどちらのモデルも 6 分割とした。なお、表中の R_r は幅



厚比パラメータを表しており、式(6)に示される。

$$R_r = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_r}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_y}{E}} \quad (6)$$

ここで、 $\tau_y (= \sigma_y / \sqrt{3})$ = せん断降伏応力、 σ_y = 降伏応力、 E = ヤング率である。

3.3 セン断変形履歴および強度と変形能の算出方法

本解析は上記の解析モデルに対し、単調載荷解析および繰り返し載荷解析を行う。載荷方法は図-1 の辺 BC を載荷辺とし、面内変位を与える変位制御で行う。載荷パターンは、図-7 に示される (a) 単調載荷と (b) 正負交番の $1 \Delta y$ ずつ漸増する繰り返し載荷 (Δy = 降伏変位 = $a \cdot \tau_y$) の 2 種類である。また、解析結果をまとめる際の平均せん断応力および平均せん断ひずみは、式(7)、(8)とする。

$$\bar{\tau} = P/(bt), \quad \bar{\gamma} = \Delta/a \quad (7), (8)$$

ここで、 P =変位制御点における反力（復元力）、 Δ =変位制御点の変位量である。なお、繰返し载荷については、折り返し点を結んだ包絡線で判断する。

解析によって得られた平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係から強度に関してはピーク時の応力を、変形能に関してはピークから 95%まで応力が低下した点の平均せん断ひずみを用いることとする。

3.4 初期不整

斜め補剛パネルの初期たわみは、载荷方向、载荷直角方向ともに、半正弦波を仮定し、式(8)のようにする。ただし、検証のために解析する水平補剛パネルの初期たわみは式(9)で示されるように局所系の初期たわみも考慮する。

$$\delta = \delta_{Gp} \sin(\pi \cdot \frac{x}{a}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{y}{b}) \quad (\text{斜め補剛の場合}) \quad (8)$$

$$\delta = \delta_{G0} + \delta_{L0} \quad (\text{水平補剛の場合}) \quad (9)$$

$$\delta_{G0} = \delta_{Gp} \sin(\pi \cdot \frac{x}{a}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{y}{b}) \quad (10)$$

$$\delta_{L0} = \delta_{Lp} \sin(\pi \cdot \frac{x}{a/n}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{y}{b/n}) \quad (11)$$

ここで、 δ_{G0} は全体系の初期たわみ（式(10)に記載）、 δ_{L0} は局所系の初期たわみ（式(11)に記載）、 $\delta_{Gp} = a/1000$ 、 $\delta_{Lp} = (b/n)/150$ 、 n =サブパネル数である。なお、斜め補剛における局所系の初期たわみは、現状では実測データに乏しいため、本研究では考慮しなかった。今後の課題とさせていただきたい。

なお、溶接等による残留応力は、母材の強度および変形能を評価する上で影響を及ぼす可能性はあるが、本研究では、補剛方法の違いに着目するため、特に考慮はしなかった。

3.5 単調载荷解析における補剛効果の比較

まず、単調载荷解析の結果を通じて、水平補剛と斜め補剛による挙動の違いおよび強度と変形能の増大効果をまとめる。

まず、平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係の 1 例を図-8 に示す。縦軸は平均せん断応力を降伏せん断応力で、横軸は平均せん断ひずみを降伏せん断ひずみで無次元化している。なお、ここでの解析例は、無補剛板を除いて、全て補剛材剛比が最適剛比となる場合の例を掲載している。

当然の事ながら、補剛材を導入することで強度および変形能は増大することとなる。ただし、強度の増加は斜め補剛が著しい。これはせん断変形に伴う斜張力場形成によって、補剛材にも荷重がかかるためである。

そこで、解析によって得られた結果のうち、強度と変形能を

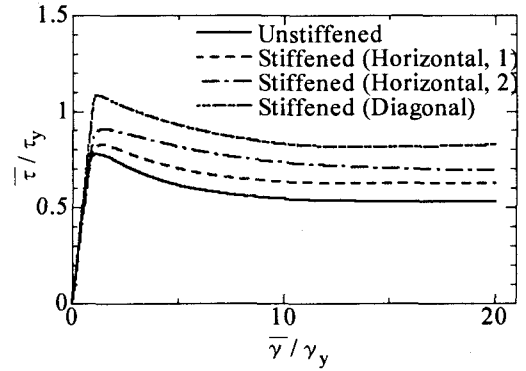
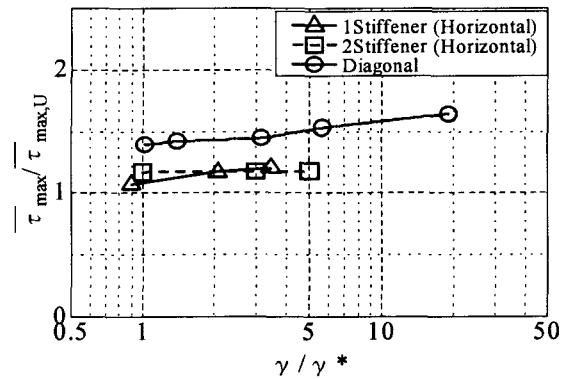
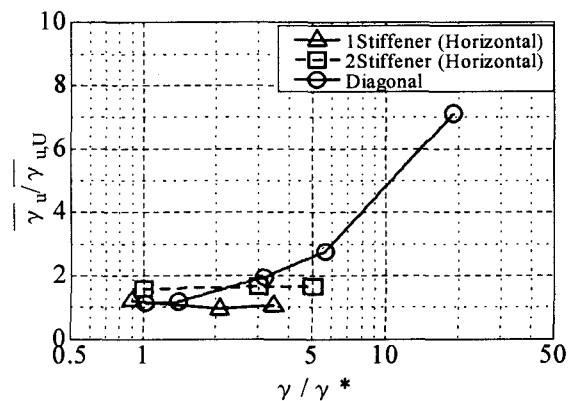


図-8 平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係
(補剛材剛比を最適剛比とした例)



(a) 強度増加率-剛比関係



(b) 変形能増加率-剛比関係

図-9 補剛効果の検証

剛比に対してまとめてみると、図-9のように表される。(a)は強度の増加率と剛比の関係を示したもので、縦軸は無補剛時の強度で除してあり、(b)は変形能の増加率と剛比の関係で、縦軸は無補剛時の変形能で除したものを示してある。なお、剛比の関係で横軸は対数軸となっているので注意されたい。この図によると、強度に関しては、水平補剛材を導入した場合、本数に関係なく、若干の強度増加にとどまっている。しかし、斜め補

表-4 水平補剛板及び斜め補剛板の強度と変形能

解析モデル名	補剛材位置	補剛材本数	単調載荷		繰り返し載荷	
			強度 τ_{max}/τ_y	変形能 γ_u/γ_y	強度 τ_{max}/τ_y	変形能 γ_u/γ_y
P75-U	—	—	0.779	2.10	0.779	1.53
P75-H1-G1	水平	1	0.830	2.51		
P75-H1-G3			0.911	1.97		
P75-H1-G5			0.935	2.20		
P75-H2-G1		2	0.909	3.30		
P75-H2-G3			0.915	3.46		
P75-H2-G5			0.916	4.56		
P75-H3-G1		3	1.04	19.2		
P75-H3-G3			1.05	—*		
P75-H3-G5			1.06	—*		
P75-D2-G1	斜め	両対角線	1.08	2.33	1.08	2.23
P75-D2-G2			1.10	2.47	1.10	2.38
P75-D2-G3			1.12	4.09	1.12	3.67
P75-D2-G6			1.19	5.79	1.21	3.91
P75-D2-G19			1.28	14.9	1.35	6.48

*20 γ_y では終局まで達しなかったため

剛は剛比が上昇するにつれて強度も上昇しており、最適剛比の19倍となるP75-D2-G19では、1.6倍程度に強度上昇している。

変形能に関しては、水平補剛の場合、剛比の違いによる変形能の違いは余り現れず、1本による水平補剛の場合は、無補剛の場合とそれほど変化がないが、本数が増えるにつれて、変形能が増大している。一方、斜め補剛の場合、剛比が大きくなるにつれて、変形能が大きく増大することが確認できる。これらは、せん断変形を受ける際に、斜め補剛材自身にも荷重がかかることが要因としてあげられる。この図において、斜め補剛の補剛材剛比と最適剛比との比が極端に大きくなっているが、斜め補剛の19 γ^* に相当する補剛材の補剛材幅 b_s は、2本で水平補剛とした場合の3 γ^* と同等の幅となっていることから、極端に幅の大きい補剛材を選択しているわけではないことに注意していただきたい。

3.6 繰り返し載荷解析における補剛効果の比較

繰り返し載荷における挙動の傾向は、単調載荷解析時とそれほど大きな差異はなく、強度と変形能に関しては文献5)に述べられている水平補剛の場合と傾向は変わらない。

なお、以上の成果のうち強度と変形能を表-4にまとめる。以上を受けて、水平補剛に比べて、斜め補剛の効果は非常に大きく、効果的な補剛方法であることが立証されたことになる。大きな要因は、前述の通り斜張力場形成による補剛材の荷重分担である。なお、繰り返し解析は斜め補剛のみ行った。

4. ボルト接合の模擬

4.1 ボルト接合のモデル化

前節では補剛材を溶接で接合する方法を解析によって再現した結果である。しかし、緒言でも述べているように、補強とい

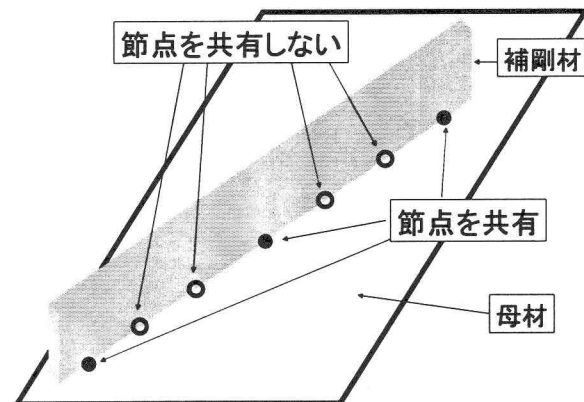


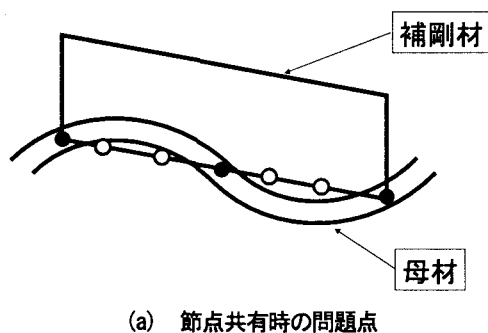
図-10 ボルト接合の簡易解析モデルの概念図

う観点からは、ボルト接合を接合方法として選択する場合がある。そこで本節では、補剛方法として検討しているボルト接合を簡易に解析できるモデルを構築し、せん断変形解析を通じて、腹板のせん断変形に対する強度と変形能について論ずる。なお、ボルト接合に関しては、文献14)で実験的研究として論じられている。本研究では、このようなボルト接合を非常に簡易に扱うことで、数値解析を行う。また、ボルト接合位置等も設置上の観点からではなく、数値解析的な立場からアプローチしたものであり、例えば、以下で述べる2点接合は、実際には用いることのないパターンであるのは明らかであるが、現象を説明するために行ったものであることに留意していただきたい。

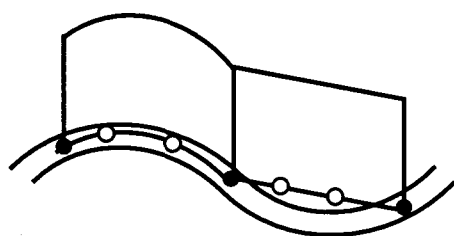
ボルト接合を数値解析的に模擬する場合の重要な論点は、溶接と異なり、ボルト接合されていない部分に関しては母材に必ずしも付着している必要がない点をどのように考慮するのかに帰着される。本研究ではこの点を簡易に取り扱うモデルとして図-10に示すような解析モデルを構築した。これは、ボルト接合する箇所に対応する節点のみを母材の節点と共有し、その他の補剛材-母材上の節点は、共有することなく定義するものである。なお、節点の共有とは、共有すべき2節点の自由度すべ

表-5 ボルト接合評価解析モデルの諸元

解析モデル名	補剛材配置位置	α	b_s [mm]	t_s [mm]	R_r	γ	γ/γ^*
BP75-U	無補剛	0.75	—	—	1.24	—	—
BP75-H1	水平2本	0.75	56.2	10	0.608	30.2	1.0
BP75-D1	斜め2本	0.75	38.9	10	0.641	10.0	2.06
BP75-D2	斜め2本	0.75	56.2	10	0.641	30.2	6.20
BP75-D3	斜め2本	0.75	80.0	10	0.641	87.0	17.9



(a) 節点共有時の問題点



(b) 潜り込みの改善

図-11 接触解析の適用

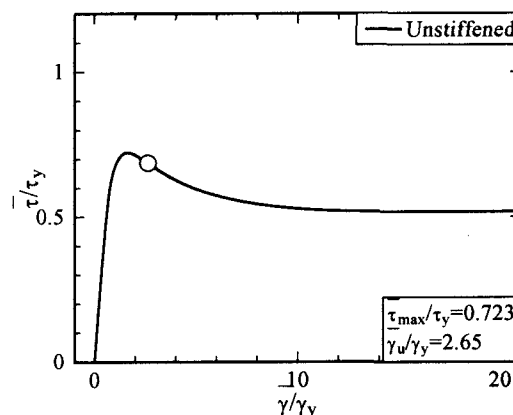
ての変位量が一致することを意味している。しかし、この仮定では、図-11(a)にあるような母材の変形に対し、図中の右にあるような浮き上がりは考慮できるものの、左にあるような補剛材が潜り込むような場合を制御できない。ここで、図-11は補剛板を側面から見た状況を概念的に表したものである。そこで、この問題点を解消するために、本研究では接触解析手法を採用した。これは、母材の補剛材側の面を接触面と定義し、この接触面に補剛材を示す要素の節点が潜り込むことのない様に設定するものである（図-11(b)が概念図）。

4.2 ボルト接合補剛板解析の諸元

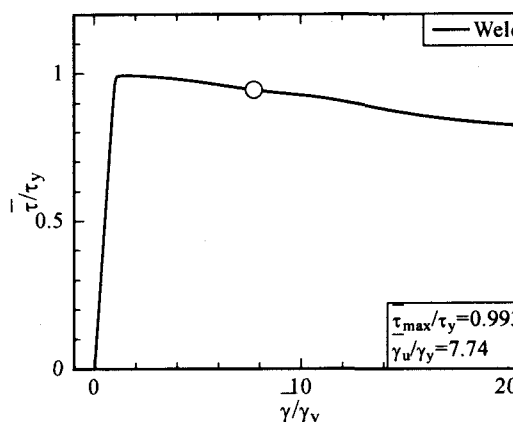
本節で取り扱う数値解析モデルの諸元を述べておく。本節では、ボルト接合の効果を検証するために、前節で用いられた解析パターンの中のいくつかを対象に行う。水平補剛材に関しては、腹板に2本の補剛材を導入したモデルを準備し、斜め補剛材に関しては補剛材幅を3種類に設定した。表-5に本解析モデル諸元をまとめる。

4.3 水平補剛材の場合のボルト接合効果（単調載荷解析）

まず、水平補剛材を設置する場合について、本解析モデルを



(a) 無補剛時



(b) 水平補剛（溶接）

図-12 水平補剛（溶接）と無補剛の比較

用いた単調載荷解析結果を通じて溶接とボルト接合での挙動を述べていく。図-12は、母材に対して、(a)補剛をしていない場合と(b)溶接による水平補剛をした場合の単調載荷解析による平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係である。結果より、補剛効果がはっきりと現れている。なお、図中の丸印は終局点を示している。補剛材を導入することによる変形能の増大は前述の通りである。この結果を基本として、以下でボルト接合の際の強度及び変形能を検証していく。

図-13は、補剛材をボルト接合したことを仮定したモデルの解析結果である。なお、本例は端部2点で接合した場合の結果であり、図中の l_B はボルトピッチを示し、 l_s は補剛材長を示す。図-12の結果と比較すると、無補剛の状態に近いと言える。従って、端部2点での接合では、補剛効果が発揮されないこと

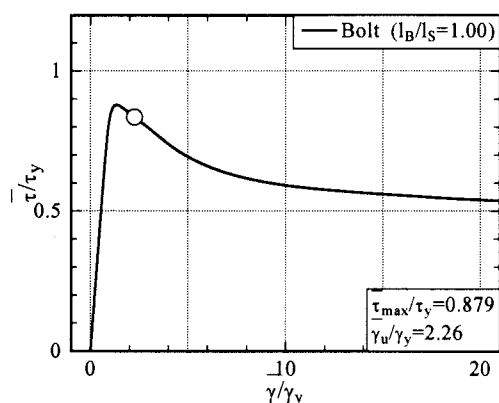


図-13 ボルト接合の場合 (2点接合)

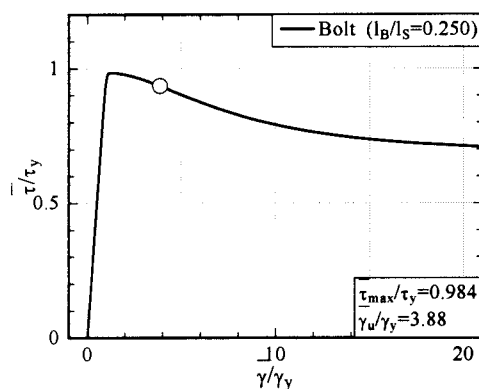


図-15 5点ボルト接合の場合

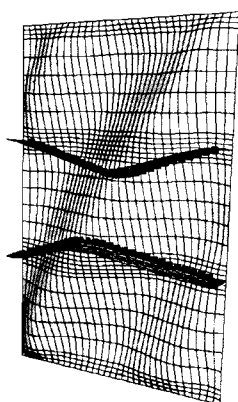


図-14 2点ボルト接合時の変形図 ($20\gamma_y$)

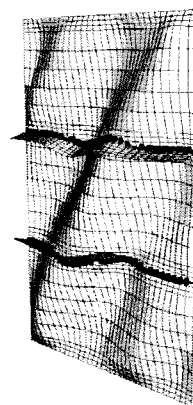


図-16 5点ボルト接合時の変形図 ($20\gamma_y$)

が分かる。これは、変形図を見ることによっても立証できる。図-14は、平均せん断ひずみが $20\gamma_y$ となったところにおける変形状態を示した図である。面外方向へのたわみが補剛材によって遮蔽されることなく、全体的な座屈モードとなっており、無補剛時の変形状態に近い。従って、補剛効果がないと言える。若干、ボルト接合部数を増やし、均等に5点でボルト接合した場合の結果が、図-15である。強度に関してはほぼ溶接時と変わらない程度まで上昇している。ピーク後の強度低下はボルト接合の場合は速く、変形能は劣っていることが分かる。ただし、無補剛時と比べれば、上昇していることは言うまでもない。変形図である図-16を見ると、変形能が溶接時に比べて劣る原因が分かる。すなわち、ボルト接合部以外において、面外方向のたわみを拘束する力が無く面外たわみが全体的に及んでいく傾向があるため、早期に強度低下が生じることとなる。ただし、2点接合に比べると補剛材自体の変形が小さく面外変形はサブパネル内で発生する傾向は強くなっている。

4.4 斜め補剛材の場合のボルト接合効果 (単調荷重解析)

上記の成果は水平補剛材を設置した際の成果である。同様のことを斜め補剛材の場合にも検証を行った。斜め補剛材に関しては、効果を検証するために補剛材幅として3種類設定して、

パラメトリック解析を行った。まず、パラメトリック解析の結果として、平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係を図-17に示す。当然のことながら、剛比が大きくなるにつれて、ボルトピッチに対する強度増加の敏感度は高い。また、溶接時で特徴的なのは、剛比が大きいくほど、ピーク後の強度低下が小さく、強度が一定となる領域がしばらく続く。ボルト接合はボルトピッチが小さくなるほど、溶接に近づく傾向が水平補剛の時と同様にあるため、剛比が大きいくほど、溶接時と似た挙動を示す。図-18は変形状態を示したものである。パネル正面から見た変形図であり、向かって右側の辺が荷重辺である。中央の対角線にある線が補剛材を示しており、ボルト接合の接合点数によって大きく補剛材の変形状態が異なっている様子が分かる。図-18(a)に示すように2点ボルト接合では、せん断変形によって生じる斜張力場によって、斜め補剛材は圧縮材と引張材に分けられ、圧縮材に相当する補剛材は、母材上で大きなたわみが確認できる。なお、図中の右側が荷重辺で単調荷重時は図の上向きに荷重している。その他ボルト接合数が多くなるにつれて補剛材のたわみは小さくなる (b), (c)を参照)。このことから、補剛材のたわみを制限するためにチャンネル型といった形状の有効性は立証できるが、数値解析的な検討については今後の課題とさせて頂きたい。

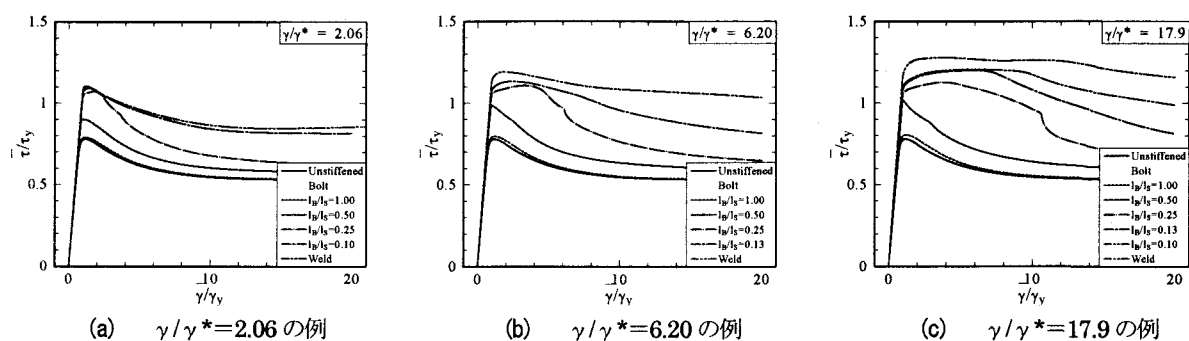


図-17 平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係 (斜め補剛)

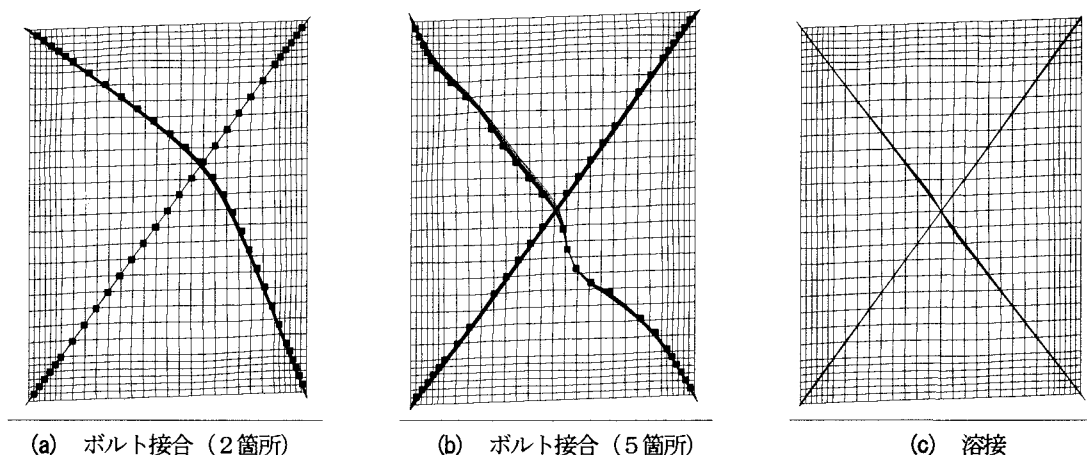


図-18 斜め補剛材を有する補剛板の変形図 ($20\gamma_y$)

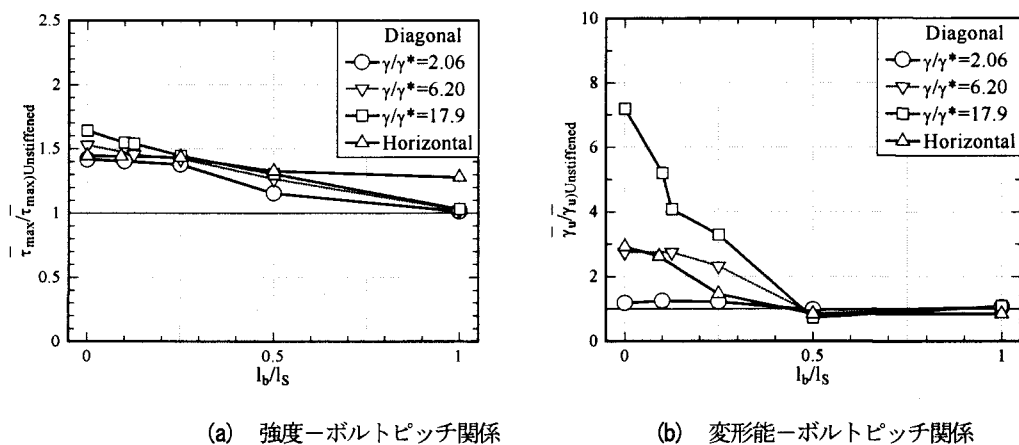


図-19 ボルトピッチの違いが強度、変形能に及ぼす影響 (斜め補剛の場合)

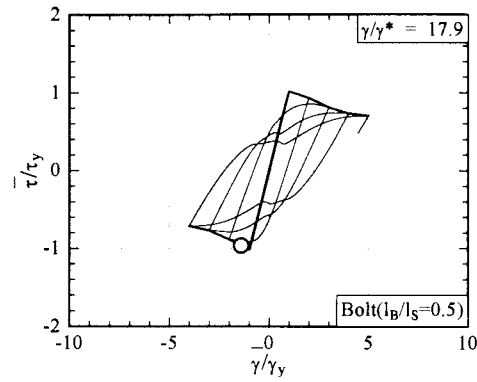
4.5 ボルト接合時の変形能予測

図-19 はボルトピッチをパラメトリックに変化させた場合の成果を強度と変形能の観点でまとめたものである。(a)は強度-ボルトピッチ関係を示したもので、縦軸が各ボルトピッチ時の強度を無補剛時の強度で除したもので、すなわち、強度増加率を示し、横軸はボルトピッチを補剛材長で除したものである。この図より、ボルトピッチが短くなるほど強度上昇があることが分かる。ただし、極端に大きく変わるようなことはない。(b)は変形能-ボルトピッチ関係を示したものである。縦軸は変形

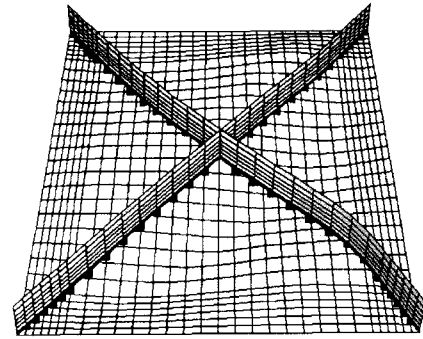
能を無補剛時の変形能で除したもので、変形能増大率を示している。横軸は(a)と同様である。変形能は強度の時に比べて変化が大きいことが分かる。また、ボルトピッチが $0.5l_s$ で無補剛時と同レベルの変形能となっており、ここからボルトピッチが短くなるにつれて、直線的に変形能が増大していることが分かる。すなわち、変形能に関しては以下のような簡便式を提案できる。

$$\gamma_B = (\gamma_U - \gamma_W) \frac{2l_B - l_s}{l_s} + \gamma_U \geq \gamma_U \quad (12)$$

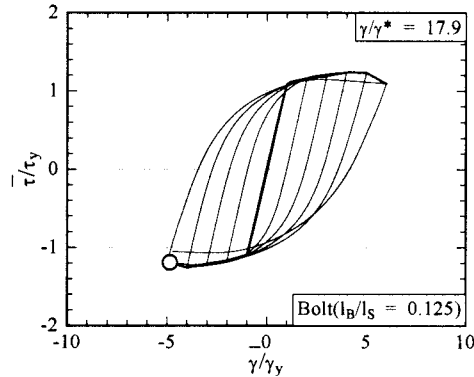
ここで、 γ_B = ボルト接合時の変形能、 γ_U = 無補剛時の変形能、



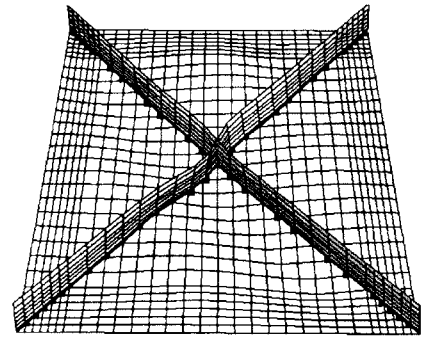
(a) ボルト接合, 3節点時



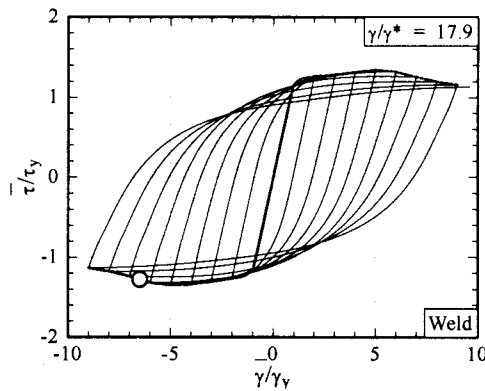
(b) 変形図 (+5 γ_y)



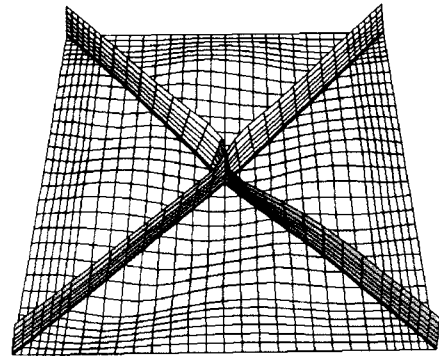
(c) ボルト接合, 9節点時



(d) 変形図 (-5 γ_y)



(e) 溶接



(f) 変形図 (-9 γ_y)

図-20 平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係および最終変形図

γ_w = 溶接時の変形能, l_B = ボルトピッチ, l_S = 補剛材長である。本式によれば, 施工上どうしてもボルト接合する必要がある場合に, 必要条件として決まっているボルト接合時の必要変形能に対し, ボルトピッチを定めることによって, 溶接時を仮定した等価な必要変形能が算出できる。この等価変形能を満たす補剛材断面を決定することで, 所定のボルトピッチに対応した補剛材を設計することが可能である。

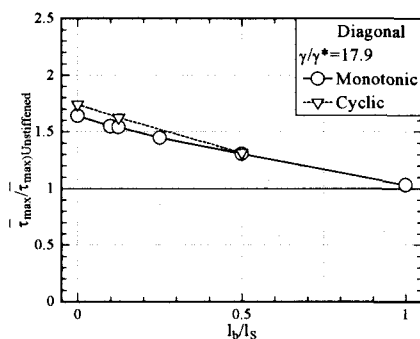
4.6 斜め補剛材の場合のボルト接合効果 (繰返し載荷解析)

本節では, 斜め補剛材を有する補剛板の繰返し載荷解析の結果についてまとめる。本節で行った解析の諸元は, 前節単調載荷解析における斜め補剛板のうち, BP75-D3 を対象とした。

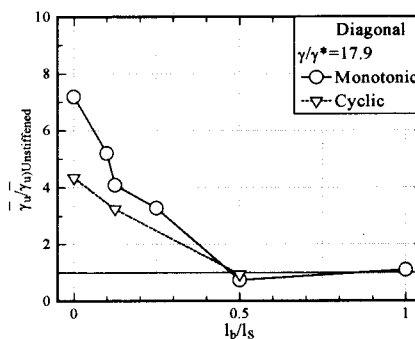
まず, 平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係をまとめると, 図-20 のようになる。(a)はボルト接合かつ3点で接合した場合の解析結果である。 $2\gamma_y$ のループで既に強度低下を起こしており, 強度及び変形能ともに非常に小さい結果となった。(b)が最終変位(+5 γ_y)の時の変形図で, 斜め補剛材の右下部分を見れば分かるように補剛材の面外方向へのたわみが確認できる。また, 座屈波形は補剛材でとどまることなく, 全体的な変形モードに近い。(c)は9点でボルト接合した解析結果である。3点のボルト接合よりも安定した平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係を示しているが, $5\gamma_y$ を超えたところで, 強度低下が起きている。(d)が変形図で-5 γ_y のときであるが, (b)に見られるような補剛材の面外変形は見られない。また, 斜め補剛材

表-6 ボルト接合を模擬した斜め補剛板の強度と変形能

単調載荷時				
補剛形態	解析モデル名	ボルトピッチ l_B/l_S	強度 τ_{max}/τ_y	変形能 γ_u/γ_y
水平補剛	BP75-H1	溶接時	0.993	7.74
		0.091	0.992	6.94
		0.250	0.984	3.88
		0.500	0.912	2.24
		1.000	0.879	2.26
斜め補剛	BP75-D1	溶接時	1.104	2.49
		0.100	1.093	2.64
		0.250	1.073	2.58
		0.500	0.900	2.06
		1.000	0.789	2.22
	BP75-D2	溶接時	1.19	5.78
		0.125	1.13	5.79
		0.250	1.11	4.88
		0.500	0.986	1.77
		1.000	0.796	2.25
	BP75-D3	溶接時	1.28	15.2
		0.100	1.21	11.0
		0.125	1.20	8.63
		0.250	1.13	6.94
		0.500	1.02	1.54
		1.000	0.80	2.31
繰り返し載荷時				
斜め補剛	BP75-D3	溶接時	1.35	6.48
		0.125	1.26	4.86
		0.500	1.02	1.39



(a) 強度-ボルトピッチ関係



(b) 変形能-ボルトピッチ関係

図-21 単調載荷と繰り返し載荷の違いが及ぼす影響

が重なる中央部分で、ねじれが生じ始めている。(e)は斜め補剛を溶接で行ったことを仮定したもので、非常に安定した平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係を示している。(f)が最終変位($-9\gamma_y$)における変形図であり、サブパネルで座屈波形が発生していることが分かる。なお、(d)と同様、補剛材中央でねじれが生じている。単調載荷時と同様にボルト接合による強度および変形能の上昇程度を評価するために、図-21を準備した。図-21(a)は強度に関してまとめたもので、繰り返し載荷と単調載荷ではほとんど差がないことが分かる。また、図-21(b)は変形能についてまとめたものである。傾向は前項と同様であり、ボルトピッチが小さくなると溶接時の変形能に近づくことが分かる。なお、繰り返し載荷については解析例に乏しいためさら

に検討を要すが、本論文における解析例では、強度及び変形能ともに増加率とボルトピッチとの間の関係は単調載荷と全く一緒と言って良い。すなわち、式(12)は、ボルトピッチ時の変形能を推定するに簡便ではあるが概ねの値を評価できる。

最後に、本節で得られた強度と変形能をまとめたものを表-6にまとめる。

5. 結言

本研究は、斜め方向に補剛材を有するはり腹板がせん断変形を受ける際の強度と変形能について数値解析的な検討を行ったものである。また、既設の鋼製ラーメン橋脚はり腹板の補強という観

点から、補剛材の設置法を溶接とボルト接合の2種類を取り上げ、簡易に解析的に表現したモデルを用いて耐震性能の評価を試みた。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- 1) せん断力を受ける斜め補剛板のせん断屈服係数を数値解析的に求め、推定式を提案した。
- 2) せん断力を受ける斜め補剛板の最適剛比推定式を提案した。
- 3) 斜め補剛材を取り付けた補剛板では、斜張力場の影響により補剛材が荷重を受け持つことで極限強度が大幅に上昇し、補剛材の座屈により急激な強度劣化が生じる。
- 4) 斜め補剛板では補剛材が荷重を受け持ち、高い極限強度を示す。
- 5) 斜め補剛板では、補剛材剛比の強度及び変形能に及ぼす影響が非常に大きい。
- 6) 斜め補剛材では、補剛材が荷重を受け持つことから、補剛材の座屈が補剛板全体の強度と変形能を左右する。
- 7) ボルト接合を簡易に模擬する解析モデルを構築し、斜め方向に補剛材を有する腹板の強度と変形能を算定した。
- 8) 強度に関しては、ボルトピッチを変えてもそれほど大きな差異は確認されない。若干の差としては、溶接時が最も高く、ボルトピッチが短くなればなるほど溶接時の値に近づく。
- 9) 変形能に関しても、ボルトピッチが短くなるほど、変形能が上昇し、溶接時の値に近づく。ただし、ボルトピッチが補剛材長の半分以上の場合には補剛効果が無く、無補剛時とほぼ同等の値を得る。
- 10) ボルト接合された斜め補剛材のうち圧縮側の補剛材は、面外方向へのたわみを生じる。
- 11) ボルト接合された斜め補剛板の変形能を無補剛板および溶接時の補剛板変形能を用いた簡易推定式を提案した。
- 12) ボルト接合された斜め補剛板の繰り返し弾塑性挙動を解析的に表現した。

謝辞

本研究は、名古屋高速道路公社から名古屋大学への委託研究（平成14年度）として行われたもの¹⁵⁾の一部である。本解析的研究と平行して実験も行われたが、結果は別報にて報告されている。また、関西大学 三上市蔵教授には斜め補剛に関する貴重な資料を提供していただいた。種々ご協力を頂いた関係各位に感謝する。

参考文献

- 1) 水谷正樹, 葛漢彬, 葛西昭, 宇佐美勉: せん断変形の照査を考慮した鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に

関するシンポジウム講演論文集, pp.285-292, 2003.

- 2) Galambos, T. V., ed.: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structure, 5th Ed., Wiley, New York, 1998.
- 3) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ2, 1987.
- 4) 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.
- 5) 葛西昭, 渡辺智彦, 天野麻衣, 宇佐美勉: 繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.47A, pp.761-770, 2001.
- 6) 葛西昭, 渡辺智彦, 宇佐美勉, Chusilp, P.: せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.129-140, 2002.
- 7) Chusilp, P., 葛漢彬, 宇佐美勉: せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.48A, pp.657-666, 2002.
- 8) Kromm, A.: "Kritische Schubspannung rechteckiger Platten mit Diagonalaussteifungen", Der Stahlbau, 21, H. 10, pp.177-184, 1952.
- 9) 三上市蔵, 松下貞義, 中原久, 米沢博: プレートガーダー斜め補剛腹板の座屈, 土木学会論文報告集, 第192号, pp.45-54, 1971.
- 10) 米沢博, 三上市蔵, 堂垣正博, 宇野裕恵: 斜め補剛腹板を有するプレートガーダーのせん断耐荷力, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.17-27, 1978.
- 11) Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 6.3, 2003.
- 12) Chusilp, P., Usami, T.: Stability of Multiple-Stiffened Shear Panels, Proc. of 1st international Conference on Structural Stability and Dynamics., Taipei, Taiwan, pp.315-320, 2000.
- 13) 板野茂, 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, pp.1-15, 1995.
- 14) 杉浦裕幸, 森下宣明, 前野裕文, 葛西昭, 岡本隆, 長山秀昭: ボルト止め補剛材を用いたラーメン橋脚の梁腹板補強に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol.50A 掲載予定.
- 15) 名古屋高速道路公社・名古屋大学: 斜め方向に補剛材を有するせん断パネルの耐震性能評価に関する研究 (報告書), 2003.

(2003.9.12 受付)