

鋼製ラーメン橋脚 T 形隅角部の弾塑性挙動に関する研究

Study on elasto-plastic behavior of T-shaped beam-to-column connections on steel rigid-frame piers

美島雄士*, 宮田亮**, 小野潔***, 西村宣男****, 三好崇夫*****

Yuji Mishima, Ryo Miyata, Kiyoshi Ono, Nobuo Nishimura, Takao Miyoshi

*工修, 日立造船株式会社, 機械・インフラ本部 (〒559-8559 大阪市住之江区南港北 1-7-89)

**修(工), 阪神高速道路株式会社 (研究当時大阪大学大学院学生) (〒650-0041 神戸市中央区新港町 16-1)

***博(工), 東京工業大学准教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 目黒区大岡山2-12-1)

****フェロー, 工博, 大阪大学名誉教授

*****博(工), 大阪大学大学院助教, 工学研究科 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

This paper describes the seismic performance of T-shaped beam-to-column connections on steel rigid-frame piers. To examine the limit state for this performance and evaluation methods thereof based on the elasto-plastic behavior of beam-to-column connections, elasto-plastic FEM was used to parametrically analyze models of actual structures. Consequently, the damage process and buckling modes for beam-to-column connections were clarified, and it was noted that the limit state of these connections in seismic design could be set according to the damage process. Furthermore, this paper proposes yield stress evaluation methods for web panels that take into consideration the limit state of beam-to-column connections and confirms the validity of these methods by comparing analytical and experimental results with calculations obtained by the proposed methods.

Key Words: T-shaped beam-to-column connections, strength, ductility, elasto-plastic finite displacement analysis

キーワード: T形隅角部, 強度, 変形性能, 弾塑性有限変位解析

1. はじめに

都市高速道路などで採用実績の多い鋼製ラーメン橋脚は, 大規模地震において強度と変形性能が重要視される構造物である. 鋼製ラーメン橋脚の中でもはりと柱の接合部である隅角部は, 応力の伝達機構が複雑で, 地震時には大きな断面力が作用する部位であることから, 橋脚の耐震性に影響を与える重要な部位である.

隅角部の設計^{1),2)}は, 常時やレベル1地震時に対して奥村・石沢³⁾や中井ら⁴⁾の提案した方法により算出した局所的なピーク応力を用いた弾性設計法が未だ適用されており, レベル2地震に対する設計法が確立されていない状況である. 従来の設計法をレベル2に適用することも考えられるが, この方法は隅角部の板厚が一般部と比べて大きくなるため, 今まで以上に板厚の増大が必要となり経済性や施工性の悪化を招くことが予想される. このようなことから, 隅角部に対しては隅角部の弾塑性挙動を適切に考慮した合理的な耐震設計法の確立が求

められている.

ところで, 鋼製ラーメン橋脚における隅角部は, 図-1に示す2層ラーメン橋脚を例にすると, L形隅角部とT形隅角部に大別される. L形隅角部はラーメン橋脚に必然的に見られる隅角形状であり, T形隅角部は都市高速などで狭いスペースを有効利用する目的で建設される多層ラーメン橋脚に多く見られる隅角形状である.

2つの隅角部形状を比較すると, 力学的には図-2に示す2層ラーメン橋脚に面内方向の地震が作用した場合の曲げモーメント形状からわかるように, T形隅角部は上側柱一はり一下側柱の3つの部材間で力が伝達するため, 隅角部に作用する分布性状がL形隅角部とは異なる. また, 構造的にはL形隅角部が2方向の部材で構成されるのに対し, T形隅角部は3方向の部材で構成されるため, 隅角部ウェブパネルの変形特性に影響する支持条件(境界条件)がL形隅角部とは異なる. これらの差は隅角部の塑性域での挙動特性に影響を与える可能性が考えられる.

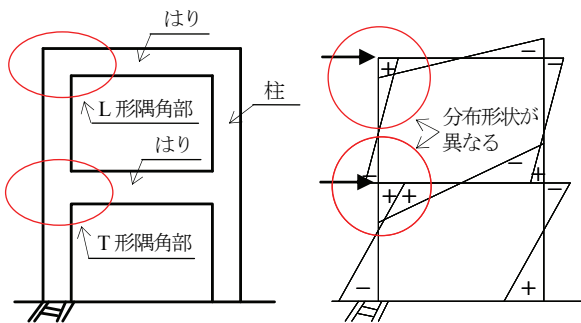


図-1 2層ラーメン橋脚の隅角部

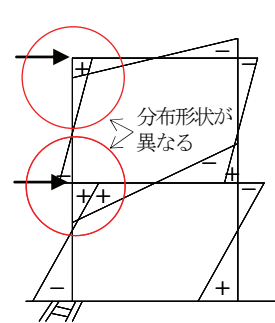


図-2 2層ラーメン橋脚曲げモーメント性状

鋼製ラーメン橋脚の隅角部に関しては、これまでも弾塑性挙動に着目した様々な研究が実施されている^{5)~11)}。しかし、そのほとんどがL形隅角部に対するものであり、T形隅角部に対しては、佐々木ら⁸⁾の研究以外はほとんど例がない。佐々木ら⁸⁾の研究では、主としてラーメン橋脚の隅角部の補剛構造や幅厚比パラメータ等が隅角部の弾塑性挙動に与える影響に着目して検討が行われ、耐震性能向上に資する情報を提供している。その一方で、研究で対象とした鋼種、補剛材剛比等の座屈パラメータが実際のT形隅角部と異なっており、さらに、近年、応力集中緩和のために設置されるフィレットなどの細部構造が反映されていないことなどから、実構造物の強度および変形性能、そして細部構造を含めた隅角部の損傷プロセスを十分に再現できていない可能性もある。

そこで、本研究では、2層鋼製ラーメン橋脚のT形隅角部に着目し、弾塑性有限変位解析により実構造物の諸特性の影響を考慮した弾塑性挙動、それに基づく限界状態とその評価方法に関する検討を目的とした。そのため、実験結果との比較により妥当性を検証した解析手法を用い、実績調査を反映して解析モデルの設定を行った。そして、鋼製ラーメン橋脚のT形隅角部ウェブパネルの辺長比、フランジとウェブパネルの幅厚比パラメータに着目したパラメトリック解析を実施した。解析結果から、T形隅角部の弾塑性挙動として強度と変形性能に与える各種パラメータの影響を把握するとともに、損傷プロセス並びに終局状態を迎える座屈形式を明らかにした。さらに、それらの結果から、T形隅角部に対する限界状態の1つの考え方とその評価方法について提案を行った。

2. パラメトリック解析による検討

2.1 解析プログラム

本研究では、鋼材の繰返し塑性履歴特性を精度良く再現できる構成則^{12)~14)}を用いた弾塑性有限変位解析プログラムCYNASを使用した。構成則の詳細については文献13)を参照されたい。CYNASではUpdated Lagrangian法に基づいて定式化された8節点アイソパラメトリックシェル要素を用いている。

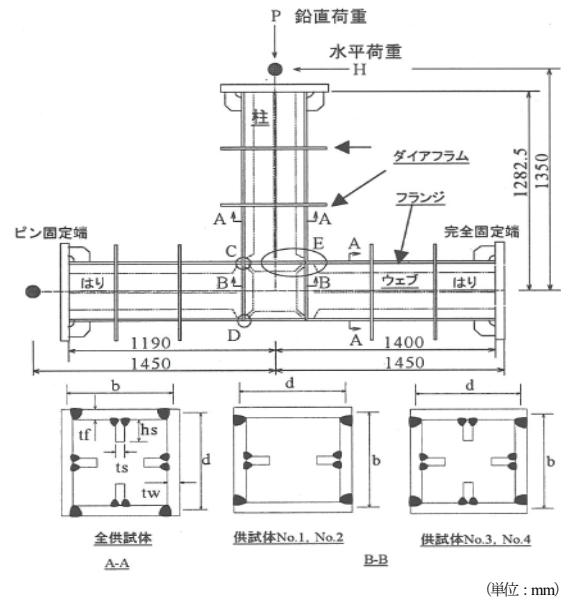


図-3 文献8)における載荷実験の概要
(文献8)より抜粋)

表-1 文献8)の実験供試体諸元

供試体	No.1	No.3
隅角部パネル上のリブの設置	無し	有り (断続)
せん断遅れの影響考慮の有無	無し	無し
フランジ幅 (ウェブ中心間隔) b (mm)	312	312
ウェブ高さ d (mm)	309	309
補剛材の自由突出幅 h_s (mm)	80	80
板厚 (mm)	フランジ t_f	9
	ウェブ t_w	8
	リブ t_s	10
幅厚比パラメータ R	フランジ	0.336
	ウェブ	0.373
	パネル	0.382
	リブ	0.485
γ/γ^*	フランジ	4.65
	ウェブ	6.16
軸力比 P/P_y (%)	9.0	9.0

2.2 解析プログラムの妥当性の確認

解析の妥当性を確認するため、文献8)で実施された実構造物の約1/6のスケールのT形隅角部の試験体を対象とした正負交番載荷実験の再現解析を行った。図-3に載荷実験の概要と供試体の概要図を示す。詳細は文献8)を参照されたい。

載荷実験⁸⁾は、はり・柱および隅角部の板厚、隅角部ウェブパネルの補剛構造などをパラメータとして設定した4ケースの供試体に対して実施された。再現解析では、供試体のうち隅角部ウェブパネルに補剛リブが設置されず、繰返し載荷による終局時の座屈形式がせん断座屈卓越形となる供試体 No.1 と、隅角部ウェブパネルの補剛構造が実構造物と同じで座屈形式が曲げ座屈卓越形となる供試体 No.3 の代表的な2ケースを対象とした。表-1に再現解析に用いた実験供試体の諸元を示す。以下に解析モデルおよび解析の諸条件について示す。

(1) 解析モデル

再現解析に用いた解析モデルを図-4に示す。部材は全

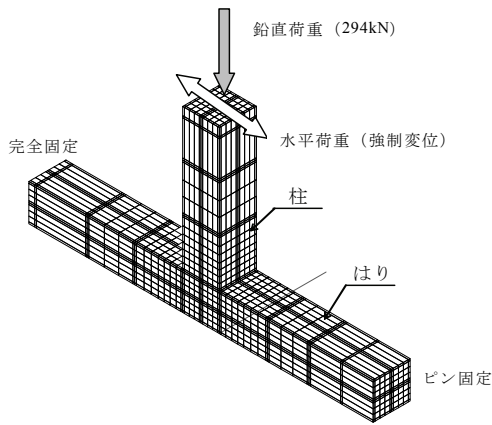


図-4 再現解析モデル図

でシェル要素とし、境界条件は実験を再現できるよう柱の一方の端部を固定、他方をピン固定とした。

(2) 材料定数

部材の材質はSS400材で、解析に用いた構成則の材料定数を表-2に示す。材料定数の定義については文献13)を参照されたい。鋼材の降伏応力は文献8)を参考に、その他の定数については、SS400材の引張試験結果および繰り返し材料試験結果¹⁵⁾により決定している。

(3) 初期不整

初期不整は文献8)に詳細データが示されていないことから既往の研究などにより設定した。具体的には、残留応力は文献16)、17)を参考とし、フランジとウェブは引張残留応力を $1.0\sigma_y$ 、圧縮残留応力を $0.3\sigma_y$ とし、縦リブ縁端には $0.6\sigma_y$ の引張残留応力を図-5に示す分布で設定した。また、初期たわみは式(1)に示す全体系初期たわみ W_G と局所系初期たわみ W_L を重ね合わせ、図-6に示す正弦波で導入した。たわみ量は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編¹⁸⁾(以下、道示Ⅱという)の製作時の部材精度の規定を準用し、全体系最大縦距 W_1 を圧縮材の曲がりの許容誤差 $a/1000$ とし、同様に局所系最大縦距 W_2 を板の平面度についての許容誤差 $(b/n)/150$ として設定した。

$$\left. \begin{aligned} W_G(x, y) &= W_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{\pi y}{b} \\ W_L(x, y) &= W_2 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、

a : ダイアフラム間隔

b : 補剛板幅

n : 補剛板分割数

W_1 : 全体系最大縦距

W_2 : 局所系最大縦距

(4) 荷重条件

載荷方法は図-4に示すように、水平荷重を変位制御で与え、鉛直荷重は294kNを鉛直下向きに載荷した。

載荷パターンは図-7に示す漸増変位正負交番載荷とした。なお、折り返しの基本降伏変位 δ_{ye} は文献8)で用いられた隅角部付近の柱フランジにおけるひずみが降

表-2 構成則に含まれる材料定数

	σ_y MPa	ϵ_{st}^p	E_{st}^p MPa	a	b
No.1ウェブ	299	0.0125	5194	0.0000	34.60
No.1フランジ	293	0.0125	5194	0.0000	34.60
No.1リブ	288	0.0125	5194	0.0000	34.60
No.3ウェブ	283	0.0125	5194	0.0000	34.60
No.3フランジ	299	0.0125	5194	0.0000	34.60
No.3リブ	282	0.0125	5194	0.0000	34.60

	c	d	e	f	g
SS400	0.581	0.32	0.20	6.09	-0.24

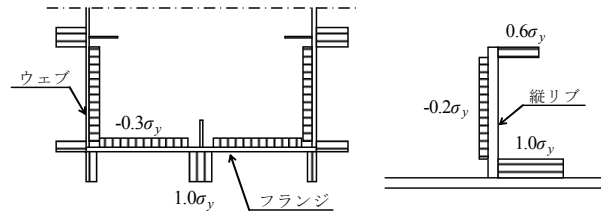


図-5 解析に導入した残留応力分布図

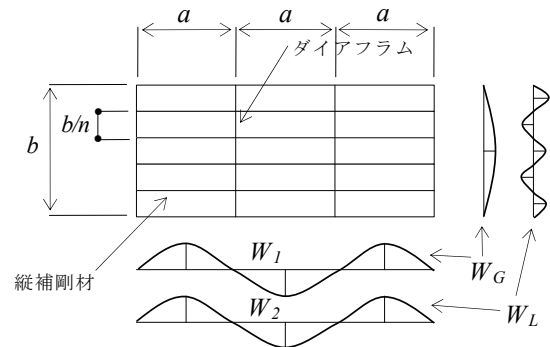


図-6 解析に導入した初期たわみ

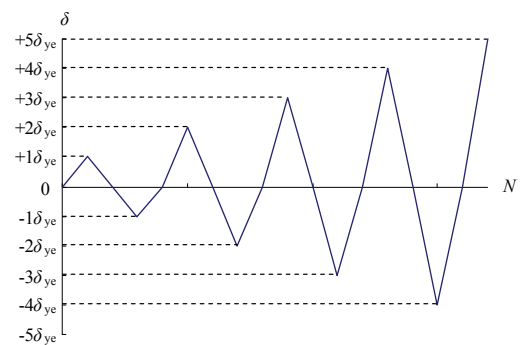
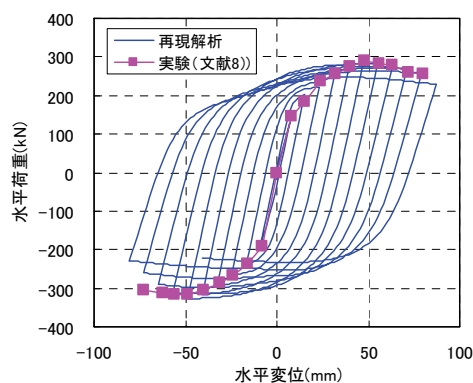


図-7 再現解析の載荷パターン

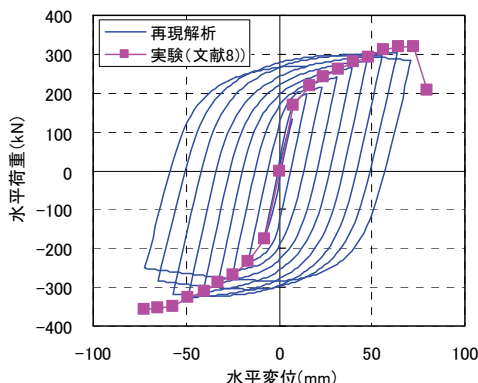
伏ひずみに達した時の変位 $\delta_{ye}=8.0\text{mm}$ を用いた。

(5) 解析結果

水平荷重と水平変位の関係について、実験値と再現解析による結果の比較を図-8に示す。図中の実験結果の包絡線は、文献8)の図から読み取ったものである。本図より、供試体No.1およびNo.3において解析値と実験値は概ね一致している。なお、No.3の負方向載荷において最大荷重以降に実験値との差が見られるが、文献8)における同様の比較でも同じ傾向が見受けられる。

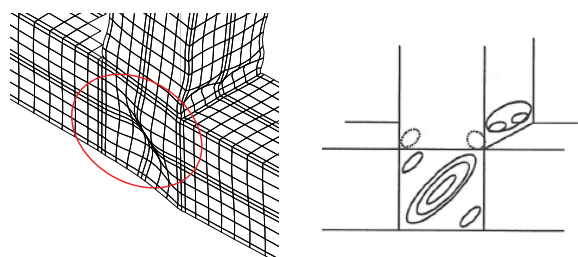


(a) No.1



(b) No.3

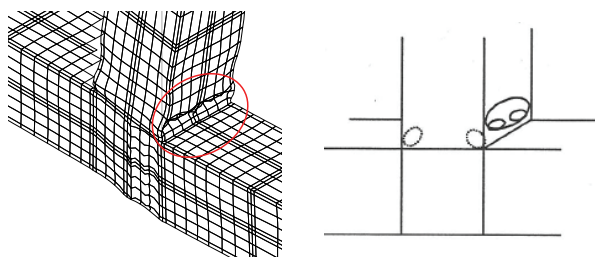
図-8 解析結果と実験結果の比較



解析

実験(文献8)より抜粋

(a) No.1 (せん断座屈卓越型)



解析

実験(文献8)より抜粋

(b) No.3 (曲げ座屈卓越型)

図-9 最大荷重時の変形状の比較

図-9には最大荷重時の変形状について、解析結果と実験結果を示す。図-8、図-9の再現解析の結果より、No.1では最大荷重を迎えた $6\delta_{ye}$ を越えるとウェブパネルの面外変形が急増し、この面外変形により荷重低下が見られる。また、No.3では $7\delta_{ye}$ を超えると柱フランジの局部座屈が進行し、これにより荷重低下が生じている。つまり、解析においても実験と同様、No.1が隅角部ウェブパネルのせん断座屈、No.3が柱フランジの座屈で終局状態を迎えた。

以上の結果から、解析プログラムの妥当性を確認した。

2.3 パラメトリック解析における解析条件

パラメトリック解析で設定したモデルの構造諸元やパラメータは、実構造物を再現するため兵庫県南部地震以降に改訂された道路橋示方書・同解説II 鋼橋編⁹⁾およ

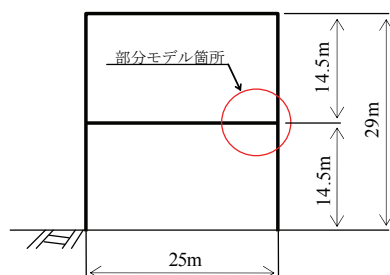
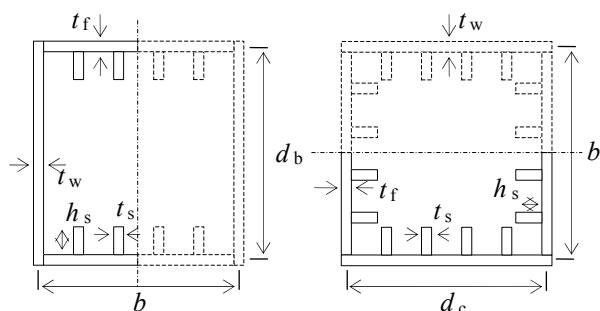


図-10 対象とする2層ラーメン橋脚の骨組み図



(a) はり断面

(b) 柱断面

図-11 パラメトリック解析モデル標準断面図

びV耐震設計編²⁰⁾に基づき設計された2層ラーメン橋脚30基の実績調査の結果に基づき決定した。以下に、具体的な内容を示す。

(1) 解析モデル

解析モデルに用いた骨組み寸法は、実績調査において最大程度となる支間長(L)25m、高さ(H)29mとした。また、はり、柱の断面寸法は2.4mを基本とした。骨組み図と、はり・柱の標準断面を図-10および図-11に示す。

解析に用いたモデルは、解析プログラムが扱える部材要素の都合から2層ラーメン構造のうち図-10の丸枠で囲んだT形隅角部を取り出した部分モデルとした。図-12に部分モデルの範囲を示すが、はりと柱の長さは後述する図-17に示すように、死荷重と橋脚面内方向に地震時水平荷重が作用した場合に生じる曲げモーメント分布の変曲点までとした。

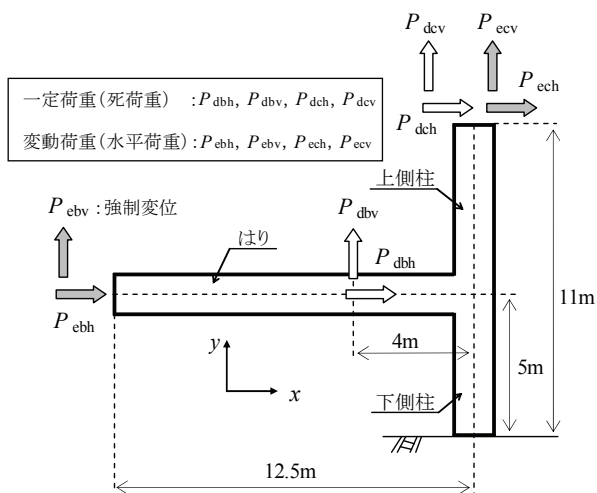


図-12 解析モデルの範囲と荷重載荷図

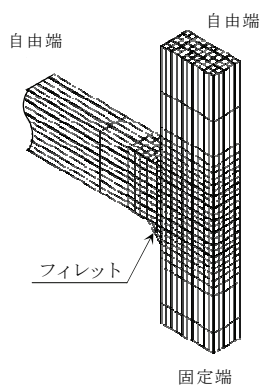
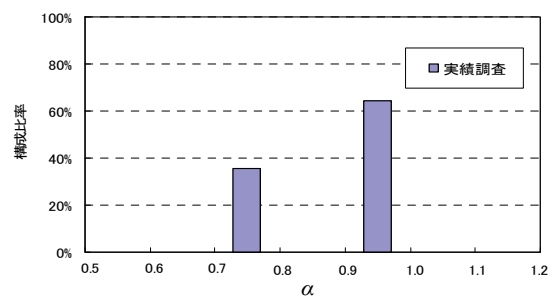


図-13 解析モデル

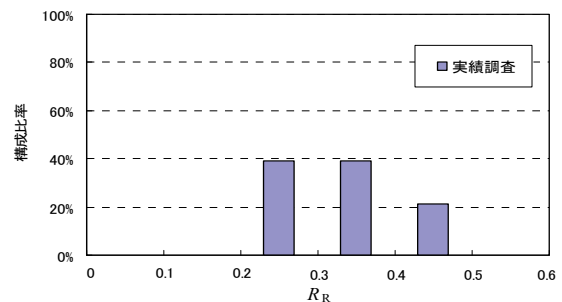
解析モデルは解析時間の短縮を目的として、鉛直面に対する構造の対称性を考慮し、別途フルモデルとの比較によって精度を確認した 1/2 モデルを用い、部材は全てシェル要素、境界条件は柱下端を固定とした。また、はり・柱との交差部にはフィレットを設置して実構造物の構造詳細を反映した。解析モデルを図-13 に示す。なお、フィレットの形状は文献 1) により決定した。

(2) 解析パラメータ

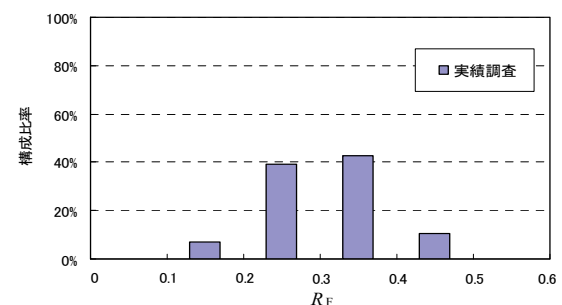
T 形隅角部の構造パラメータに関する実績調査の結果を図-14 に示す。解析で対象としたパラメータは、隅角部ウェブパネルの辺長比($\alpha=d_b/d_c$, d_b : はりウェブ高さ, d_c : 柱ウェブ幅)(図-15), はり・柱フランジの幅厚比パラメータ (R_R , R_F) および隅角部ウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_w) で、実績調査を基に決定した。変動値の範囲は実績調査の分布を考慮して、 α は 1.0 と 0.75, R_R , R_F は 0.3 と 0.5, そして R_w は 0.2 と 0.4 程度とした。縦補剛材剛比 γ/γ_1^* は、橋脚柱の耐震設計では変形性能向上のため $\gamma/\gamma_1^*=3$ を推奨する考えもある。しかし、 $\gamma/\gamma_1^*=3$ を採用していた設計要領²¹⁾でもその値を緩和する方向にあり、本解析では変形性能の評価にとって安全側で、実績や実設計¹⁸⁾²²⁾を考慮して $\gamma/\gamma_1^*=1$ を基本とした。材質は隅角部に多く用いられる SM570 材とした。また、実際の隅角部の補剛材配置を反映させるため、補剛材とダイアフラム



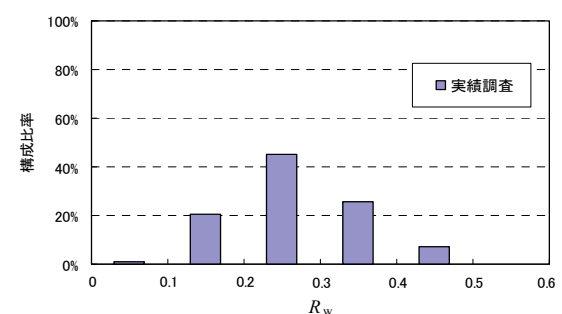
(a) 隅角部ウェブパネルの辺長比 α



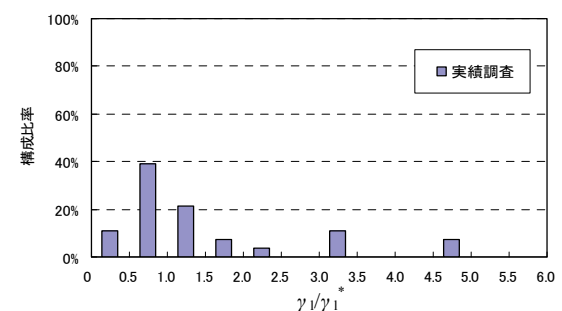
(b) はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R



(c) はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_F



(d) 隅角部ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w



(e) 縦補剛材剛比 γ/γ_1^*

図-14 T 形隅角部の実績調査結果

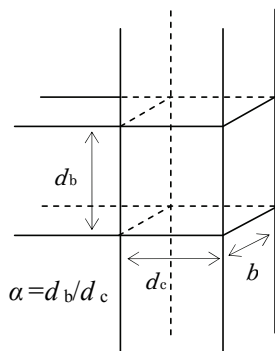


図-15 隅角部パネル辺長比

表-3 パラメトリック解析モデル

model		1	2	3	4	5
b	mm	2400	2400	2400	2400	2400
d_b	mm	2400	1800	2400	2400	2400
d_c	mm	2400	2400	2400	2400	2400
d_b/d_c		1.00	0.75	1.00	1.00	1.00
t_f (はり)	mm	39.2	39.2	29.4	29.4	39.2
t_w (はり)	mm	39.2	39.2	29.4	29.4	39.2
t_f (柱)	mm	39.2	39.2	29.4	29.4	39.2
t_w (柱)	mm	39.2	39.2	29.4	29.4	39.2
t_s (補剛材)	mm	29.0	29.0	16.9	29.0	29.0
h_s (補剛材)	mm	204	204	161	202	204
一般部フランジパネル	R_R	0.300	0.300	0.500	0.500	0.300
	R_F	0.300	0.300	0.500	0.300	0.300
	γ/γ_{req}	3.620	3.620	1.178	3.427	3.620
	γ/γ^*	1.000	1.000	1.000	2.916	1.000
隅角部パネル	R_w	0.226	0.222	0.218	0.218	0.361

は接続させず、断続させてモデル化を行った。

以上の条件より、解析モデルは表-3に示す5つのモデルを設定した。

(3) 材料定数

解析に用いた構成則の材料定数を表-4に示す。材料定数は、SM570材に対する引張試験および繰返し材料試験の結果から決定している。なお、降伏応力は道示Ⅱ¹⁸⁾に示される基準降伏点として、 $\sigma_y=450\text{MPa}$ とした。

(4) 初期不整

残留応力は、筆者らの行った正負交番載荷実験¹¹⁾に用いたSM570材の試験体で計測した結果と、文献16)および17)を参考に、引張残留応力をフランジとウェブに対して $0.7\sigma_y$ 、縦リブ縁端には $0.6\sigma_y$ として、図-16に示す分布で設定した。また、初期たわみは再現解析と同様、式(1)と図-6により導入した。

(5) 荷重条件

荷重は上下部工の死荷重と橋脚面内の地震を想定した水平荷重を考慮した。本解析ではT形隅角部のみ取り出した部分モデルを用いることから、モデル近傍の曲げモーメント、せん断力および軸力の分布が2層ラーメン橋脚の断面力分布を再現できるよう荷重値および載荷方法を決定した。図-17に例として曲げモーメントに対する目標の分布を示す。また、図-12には荷重載荷図を示す。

荷重の載荷要領は、死荷重についてははりと柱の曲げモーメントの変曲点に対して一定荷重として水平およ

表-4 構成則に含まれる材料定数

	σ_y MPa	ε_{st}^p	E_{st}^p MPa	a	b
SM570	450	0.0000	12445	0.3600	132.73

	c	d	e	f	g
SM570	0.660	0.85	0.52	2.47	-4.64

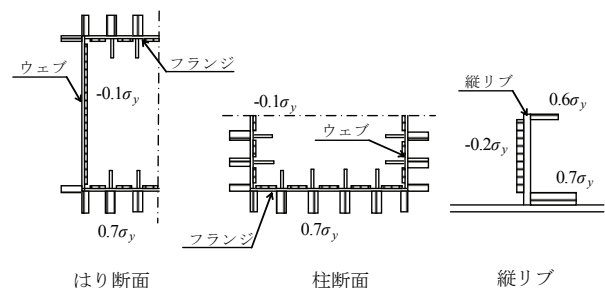
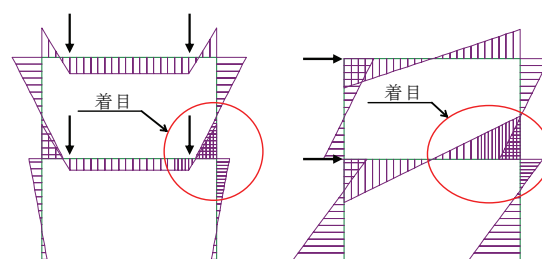


図-16 解析に導入した残留応力分布



(a) 死荷重 (b) 地震時水平荷重

図-17 目標とする曲げモーメント分布

表-5 各モデルに載荷した一定荷重 (kN)

	はり		柱上部	
	水平方向 P_{dbh}	鉛直方向 P_{dbv}	水平方向 P_{dch}	鉛直方向 P_{dcv}
model-1	-1120	-6300	1750	-6300
model-2	-750	-4200	1170	-4200
model-3	-750	-4200	1170	-4200
model-4	-750	-4200	1170	-4200
model-5	-1120	-6300	1750	-6300

び鉛直方向に P_{dbh} 、 P_{dbv} 、 P_{dch} および P_{dcv} をそれぞれ載荷する。一定荷重の値は死荷重と設計水平震度0.2を想定したレベル1地震荷重が橋脚に作用した場合に、はり・柱断面が許容応力度以内になるよう決定した。表-5に各モデルに対して載荷した一定荷重値を示す。

水平荷重については、変動荷重としてはりと柱の端部に P_{ebh} 、 P_{ebv} 、 P_{ech} および P_{ecv} を載荷するが、 P_{ebv} は後述する載荷パターンを制御するための強制変位とした。 P_{ebh} 、 P_{ech} および P_{ecv} の3成分は、強制変位 P_{ebv} によって生じる断面力と重ね合わせることで目標とする断面力分布を再現できるよう、 P_{ebv} との関係から載荷ステップ毎に荷重値を決定している。

載荷履歴は、単調載荷および正負交番繰返し載荷の2種類とした。図-18に正負交番繰返し載荷の制御パターンを示す。正負交番繰返しに用いる折り返しの変

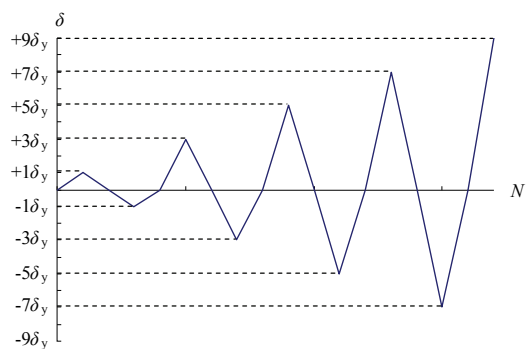


図-18 正負交番漸増荷の荷重パターン

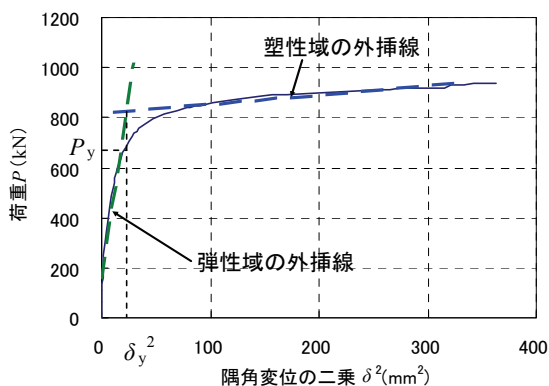


図-19 隅角部の剛性変化点の定義

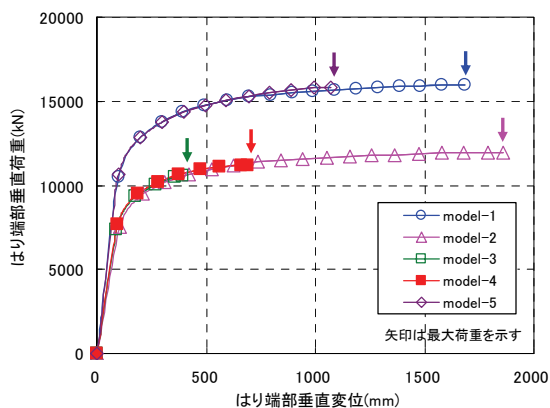


図-20 はり端部の垂直荷重と垂直変位の関係（単調荷重）

位 δ_y は単調荷重解析から得られたはり端部の垂直荷重 P と垂直変位 δ の関係において、隅角部の剛性が線形から非線形に移行するときの変位とし、文献 6) を参考に図-19 に示すように P と δ の二乗の関係から算出した。

(6) 着目項目

単調荷重解析では隅角部の最大荷重までの損傷プロセスと終局状態を迎える座屈形式に着目した。また、正負交番繰り返し荷重解析では地震時における最大荷重までの強度上昇および変形性能に着目した。

2.4 解析結果および考察

(1) 損傷プロセス、座屈形式

単調荷重解析によるはり端部の垂直荷重と垂直変位の

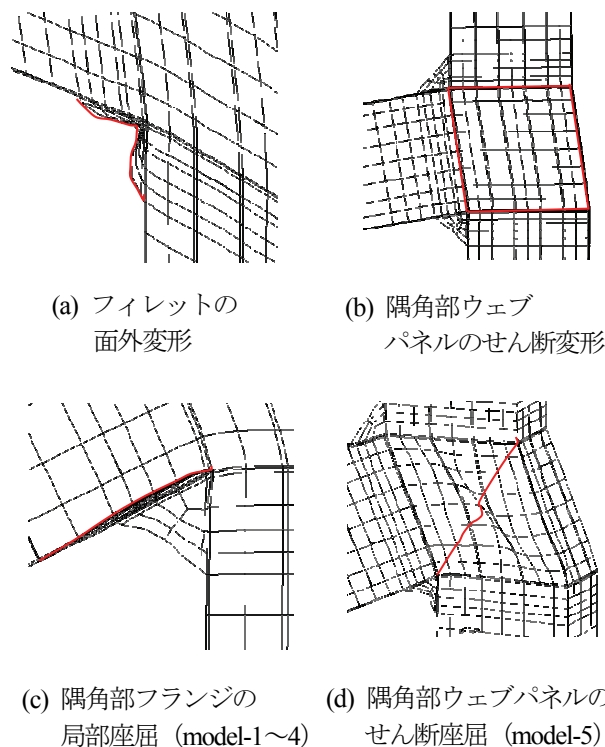


図-21 解析モデルの損傷プロセス

関係を図-20 に示す。同図には最大荷重の位置を矢印で示している。ここでは、最大荷重に至る迄の損傷プロセスと終局時の座屈形式について考察する。

全てのモデルは、荷重が増加し、隅角部ウェブパネルの変形が増すにつれ、まずフィレットに面外変形が生じる(図-21(a))。さらにウェブパネルの変形が増大するとウェブパネルが降伏し、隅角部のせん断剛性が変化(非線形化)する(図-21(b))。なお、ウェブパネルの降伏と剛性変化の関係については後述する。その後、最大荷重を迎えるが、終局時の座屈形式はモデルにおけるウェブパネルの補剛程度により2つのタイプに分かれる。一つは、はり下フランジの局部座屈が卓越するタイプ(図-21(c))、もう一つは、隅角部ウェブパネルのせん断座屈が卓越するタイプ(図-21(d))である。フランジの局部座屈が卓越するタイプは、ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w が 0.2 程度の model-1, 2, 3, 4 である。せん断座屈が卓越するタイプは、ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w が 0.4 程度で補剛パネルの間隔が他のモデルより大きい model-5 である。このように、 R_w により座屈形式が分かれるのは、筆者らが行った L 形隅角部に対する正負交番荷重試験¹¹⁾と同じ結果である。

フィレットについては、解析結果から隅角部を構成する部材の中で最初に損傷を受けることが明らかとなった。フィレットの損傷自体は隅角部の強度や変形性能には大きな影響を与えるものではないと考えられるが、隅角部の限界状態を考える上で重要な事象であると言える。現在のところ、フィレットについては文献 1) に応力

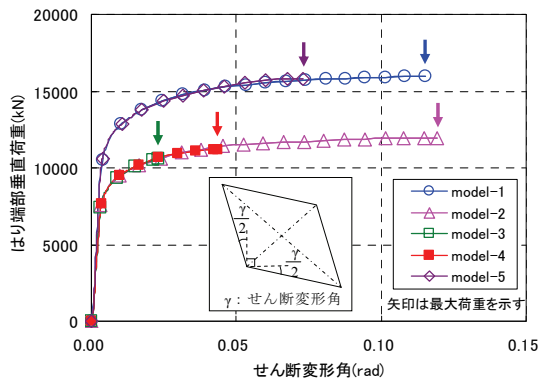


図-22 はり端部の垂直荷重とせん断変形角の関係 (単調載荷)

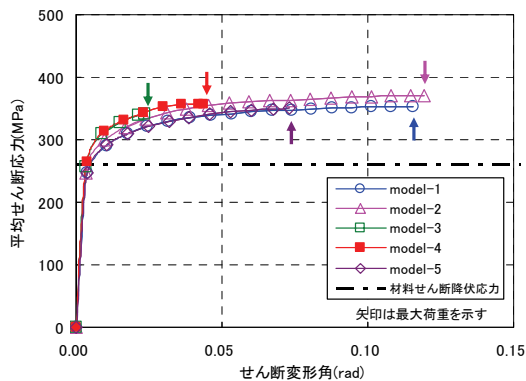


図-23 平均せん断応力とせん断変形角の関係 (単調載荷)

集中の緩和に対する要求性能が示されているだけで、地震時に求められる性能および限界状態については明確にされていない。そのため、隅角部の耐震設計法の確立には、地震時におけるフィレットの要求性能を明確にした上で限界状態の設定とその評価法の開発が必要となる。

(2) 隅角部ウェブパネルの応力および変形特性

図-22 に単調載荷時のはり端部の垂直荷重と隅角部のウェブパネルのせん断変形角との関係を示す。同図にはせん断変形角の定義を記載している。図-23 には隅角部の平均せん断応力とウェブパネルのせん断変形角との関係を示す。平均せん断応力は文献 3)により算出した。同図には一点鎖線で鋼材のせん断降伏応力を併記している。

図-20、図-22 より、全てのモデルにおいてはり端部の垂直変位と隅角部ウェブパネルのせん断変形角が非線形挙動を示し始める荷重が概ね一致している。さらに、図-23 より、せん断変形角は平均せん断応力がせん断降伏応力程度になると非線形性を呈していることがわかる。これらのことから、全てのモデルにおいてウェブパネルのせん断剛性の変化はウェブパネルの降伏に起因して生じ、ウェブパネルの降伏がはりの変形に大きな影響を与えることが明らかとなった。従って、ウェブパネルの初期降伏が隅角部の非線形挙動、延いてはラーメン

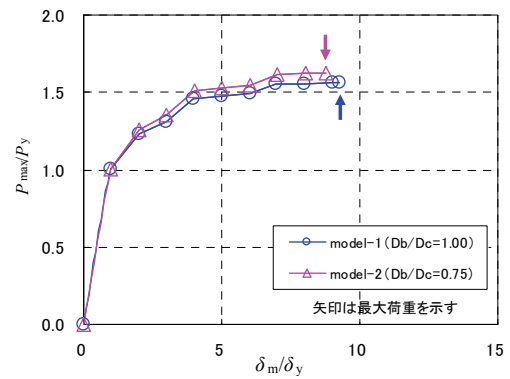


図-24 ウェブパネルの辺長比 α の影響 (繰返し載荷)

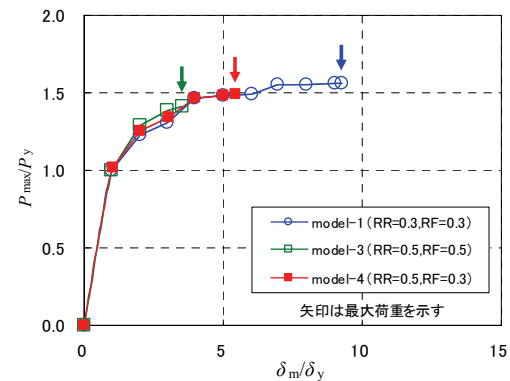


図-25 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R, R_F の影響 (繰返し載荷)

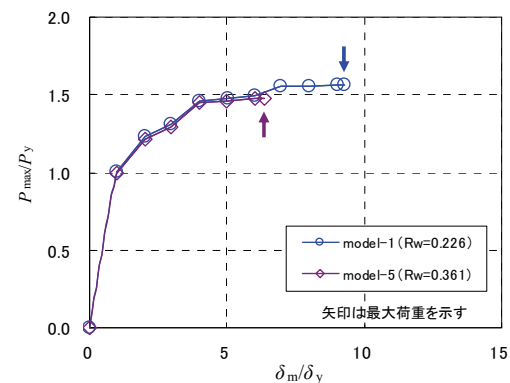


図-26 ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w の影響 (繰返し載荷)

橋脚の変形に大きな影響を与えることから、隅角部の限界状態を設定する上で初期降伏を適切に評価することが重要となる。ここでは、ウェブパネルの降伏の時期を鋼材のせん断降伏応力と比較して考察を行ったが、ウェブパネルにはせん断応力だけでなく、直応力も作用することから、初期降伏を精度良く評価するためには作用応力を適切に考慮する必要がある。初期降伏の評価手法については3章で詳しく述べる。

(3) 解析パラメータによる影響

正負交番載荷による繰返し解析結果を model-1 ($\alpha=1.0$),

$R_R, R_F=0.3, R_W=0.23$)を基本として、パラメータ毎に比較した結果を図-24～図-26に示す。なお、解析結果には履歴ループから得られた包絡線を用いている。各図の縦軸には最大荷重 P_{max} を隅角部の降伏荷重 P_y で無次元化した強度 P_{max}/P_y を示し、横軸には最大荷重時のはり端部の垂直変位 δ_m を降伏変位 δ_y で無次元化した変形能 δ_m/δ_y を示している。ここで、 P_y, δ_y は先述の図-19に示す方法で算出した隅角部の剛性が線形から非線形に移行するときの荷重と変位のことである。

以下では、各解析パラメータが隅角部の強度および変形能に与える影響について考察する。

a) 隅角パネルの辺長比 (α)

図-24にmodel-1($\alpha=1.0$)とmodel-2($\alpha=0.75$)の比較結果を示す。同図より、実構造物の実績における辺長比の範囲では強度および変形能にほとんど差がないことがわかる。

b) はり・柱フランジの幅厚比パラメータ (R_R, R_F)

図-25にmodel-1($R_R, R_F=0.3$), model-3($R_R, R_F=0.5$)およびmodel-4($R_R=0.5, R_F=0.3$)の比較結果を示す。全てのモデルの R_R, R_F は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編²²⁾ (以下、道示 V という) に基づき弾性座屈しない範囲 (0.5 以下) で設定している。このため、強度については R_R, R_F が大きくなるほど若干低下していく傾向が見られるもののあまり差は見られない。一方、変形能については、 R_R, R_F が大きくなるほど低下が著しい。特に、 R_R を変化させたmodel-1($R_R=0.3$)とmodel-4($R_R=0.5$)との比較において顕著な差が見られる。この結果から、変形能に対してはフランジパネルの幅厚比パラメータ R_R の影響が大きいことがわかる。

c) 隅角部ウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_W)

図-26にmodel-1($R_W=0.23$)とmodel-5($R_W=0.36$)の比較結果を示す。同図より、強度については顕著な差は見られないが、変形能については、下フランジの座屈が卓越するmodel-1よりもウェブパネルのせん断座屈が卓越するmodel-5の方が著しく劣ることがわかる。このことから、変形能に対しては、ウェブパネルを十分補剛してせん断座屈を防ぐことにより、ウェブパネルのせん断変形能を十分発揮させることが有利になると言える。

3. 隅角部ウェブパネルの初期降伏評価方法の提案

3.1 ウェブパネルの初期降伏と隅角部の限界状態

隅角部の変形は、構造上ラーメン橋脚の横ばりや支持する上部工の変形に対して大きな影響を及ぼす。そのため、レベル2地震時においても剛性の変化による過大な残留変形を発生させないことが望ましい。つまり、この考えに基づくと、隅角部のレベル2地震動に対する限界状態としては、道示V²²⁾に示される「損傷を限定された範囲にとどめ、損傷の修復を容易に行い得る状態」とすることが考えられる。

現状、隅角部の設計法は道示II¹⁸⁾では具体的な方法が示されておらず、高速道路株式会社等の設計基準¹⁾²⁾に示されているだけである。しかし、このような設計基準にしてもレベル2に対する具体的な設計法は示されていない。一方、本研究で実施したパラメトリック解析の結果では、隅角部ウェブパネルのせん断降伏とほぼ同時に隅角部の剛性の変化が発生しており、隅角部の剛性変化に対してウェブパネルの初期降伏が支配的であることが明らかとなった。このため、隅角部の限界状態の設定においては、ウェブパネルの初期降伏を推定することが重要になる。

隅角部ウェブパネルの初期降伏は、FEM解析や一定せん断流パネル解析²³⁾²⁴⁾などの解析的手法により推定することが可能である。しかし、鋼製ラーメン橋脚の構造計画では、構造の最適化を図るためは、柱および隅角部の寸法を変化させる必要がある。このような解析的手法を用いて断面変更を多く行うことは、要素分割の修正等が逐次必要となり煩雑さを伴う。そこで、実務上は簡便でより精度の高い推定方法により初期断面を決定し、その後、決定した断面に対してFEM解析や一定せん断流パネル解析で照査するといった手法の方が望ましいと考える。また、簡便で精度の高い推定法を開発することで、FEM解析や一定せん断流パネル解析により断面変更を行うことが必要となった場合でも、その解析の回数を削減することも可能となる。

実設計において、隅角部ウェブパネルは隅角部の形状に拘わらずBeedleら²⁵⁾や奥村ら³⁾の研究に基づき、ウェブパネルがせん断応力のみ受け持つものとして照査している。この照査では鋼材の降伏条件が最大せん断応力説に従うものとし、さらにウェブパネルのせん断応力分布を考慮した許容値 $\tau_a = 0.45\sigma_a$ (τ_a :許容せん断応力度, σ_a :許容引張応力度)を用いている。また、中井ら²⁶⁾はウェブパネルの使用限界状態における照査法として、卓越するせん断応力に対する照査法を提案している。この照査ではMisesの降伏条件から得られる降伏せん断応力度を用いた許容値 $\tau_a = \sigma_y/(\sqrt{3}\nu)$ (σ_y :降伏引張応力度, ν :使用限界状態に対する安全係数)を採用している。しかし、これらの方法はいずれもせん断応力のみに対する照査であるため、実際にウェブパネルに作用している直応力を考慮していないことから、作用応力の評価精度に対する問題が考えられる。

一方、既往の研究において、ウェブパネルの初期降伏の評価方法はL形隅角部に対して黄ら⁶⁾⁷⁾がBeedleら²⁵⁾や奥村ら³⁾の研究成果に基づいた方法を提案している。この方法は、曲げモーメントおよび軸力をフランジのみに受け持たせ、ウェブパネルが純せん断状態と仮定したものであるため、フランジよりもウェブの板厚が小さい場合は精度良く評価できることが確認されている。しかし、大抵の実構造物のようにフランジとウェブが同厚の場合には、ウェブパネルが受け持つ曲げモーメントや軸力に

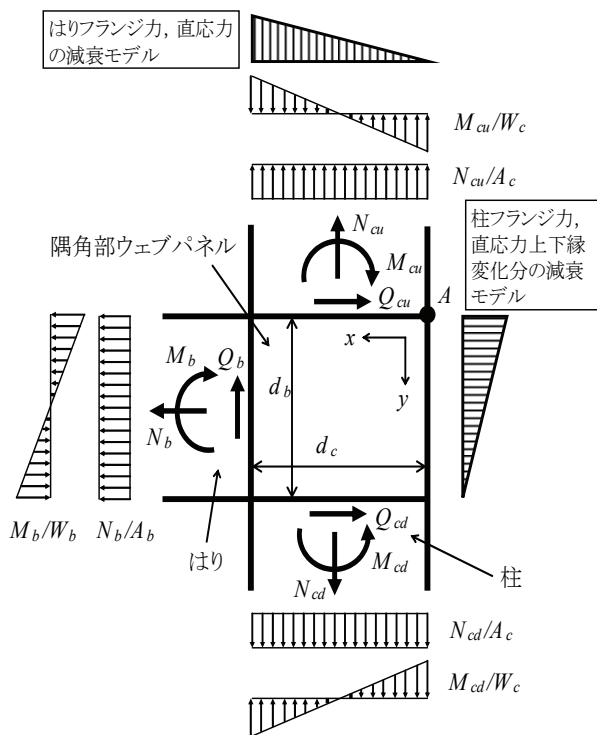


図-27 T形隅角部に作用する応力度のモデル化

よる直応力の影響が無視できなくなることから、評価方法の精度に問題が生じることが筆者らの研究¹¹⁾で明らかとなった。そこで筆者らは、L形隅角部に対して隅角部に作用する応力状態をモデル化し、ウェブパネルの降伏に直応力の影響を考慮した簡便で精度の高い初期降伏評価方法を提案した。詳細は文献11)を参照されたい。

このような背景から、本研究ではT形隅角部について初期降伏を簡便で精度良く評価できる方法を提案する。具体的には、筆者らの提案したL形隅角部に対する評価方法の考え方¹¹⁾を拡張してT形のウェブパネルに作用する直応力の影響を考慮した評価方法を提案する。提案する評価方法の適用性は、本研究で行ったパラメトリック解析の結果と比較することにより確認する。さらに、実設計の照査式などと比較することにより提案式の有効性について言及する。

3.2 T形隅角部に対する初期降伏評価方法の提案

(1) 隅角部ウェブパネルの応力状態のモデル化

はりおよび柱の上下縁の3方向から作用する断面力に対して作用状態をモデル化する。具体的には、隅角部ウェブパネルの応力伝達について以下の仮定を行い、この仮定を再現するため、はりと柱に作用する断面力により部材内に生じる応力について図-27に示すモデル化を行う。

a) はり上フランジが分担する力は、柱内縁から外縁方向にいくにつれ減少し外縁で0となるが、これを柱フランジ間隔 d_c の間で平均的にせん断流として作用するものと仮定する。

- b) 柱外側フランジが分担する柱上縁側と柱下縁側のフランジ力の差による力は、順次はりフランジ間隔 d_b の間で隅角パネル下端にいくにつれ減少し、平均的にせん断流として作用するものと仮定する。
- c) 隅角部ウェブパネルが分担するはり直応力度 $M_b/W_b + N_b/A_b$ は、順次柱フランジ間隔 d_c の間で外縁方向にいくにつれ減少し、平均的にせん断流として作用するものと仮定する。
- d) 隅角部ウェブパネルが分担する柱上側に作用する直応力度 $M_{cu}/W_c + N_{cu}/A_c$ と、柱下側に作用する直応力度 $M_{cd}/W_c + N_{cd}/A_c$ の差による直応力度は、順次はりフランジ間隔 d_b の間で隅角パネル下端にいくにつれ減少し、平均的にせん断流として作用するものと仮定する。

図-27に示す記号の定義は以下のとおりである。

M_b, M_{cu}, M_{cd} : 隅角部ウェブパネル境界辺に作用するはりおよび柱の曲げモーメント(kN・m)

N_b, N_{cu}, N_{cd} : はりおよび柱に作用する軸力(kN)

Q_b, Q_{cu}, Q_{cd} : はり、柱上側および柱下側から伝えられるせん断力(kN)

W_b, W_c : はりおよび柱の断面係数(m³)

A_b, A_c : はりおよび柱の断面積(m²)

(2) 隅角部ウェブパネルの任意の点の応力度成分

前項に示したモデル化に対し、隅角部ウェブパネル内の任意の位置の応力度を考えるため、図-27のA点を原点とする x および y 座標を新たに定義する。この座標系における任意の点 (x, y) における直応力度およびせん断応力度は式(2a)~(2c)のようになる。

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c} \quad (2a)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{N_{cu} - N_{cd}}{A_c} - \frac{M_{cu} - M_{cd}}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{y}{d_b} \right) + \frac{N_{cd}}{A_c} - \frac{M_{cd}}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \quad (2b)$$

$$\tau_{yx} = \frac{F_{bu}}{2 \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{x} \cdot \int_0^y \sigma_x dy \quad (2c)$$

ここに、

σ_x : x 方向 (はり軸方向) 直応力度(MPa)

σ_y : y 方向 (柱軸方向) 直応力度(MPa)

τ_{yx} : せん断応力度(MPa)

F_{bu} : 式(3)に示す、はり外側フランジが負担する橋軸方向断面力の和(kN)

$$F_{bu} = -\frac{M_{bf}}{d_b} + \frac{N_{bf}}{2} - Q_{cu} \quad (3)$$

M_{bf} , N_{bf} : 式(4a), (4b)に示す, はりのフランジが分担する曲げモーメント(kN・m)および軸力(kN)

$$M_{bf} = \rho_{bf}^M M_b \quad (4a)$$

$$N_{bf} = \rho_{bf}^N \quad (4b)$$

ρ_{bf}^M , ρ_{bf}^N : 式(5a), (5b)に示す, はりに作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\rho_{bf}^M = \frac{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2}}{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2} + A_{bw} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d_b}{2}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{3A_{bf}}} \quad (5a)$$

$$\rho_{bf}^N = \frac{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b}}{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b} + A_{bw} \cdot \frac{N_b}{A_b}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{A_{bf}}} \quad (5b)$$

A_{bf} , A_{bw} : はりフランジおよびウェブ断面積 (mm²)

(3) 初期降伏の判定

本研究では, 図-27 で定義したウェブパネル内の任意点に作用する直応力度およびせん断応力度を式(2a)～(2c)により算出し, それらが式(6)の条件を満たす場合は隅角部ウェブパネルの初期降伏と定義する.

$$\sigma_{YW} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{yx}^2} = \sigma_Y \quad (6)$$

ここに,

σ_{YW} : ウェブパネルの初期降伏応力度(MPa)

σ_Y : 鋼材の降伏点(MPa)

3.3 初期降伏評価方法の適用性および有効性

新たに提案した応力度算出式(2a)～(2c)と式(6)により, 2章で示したパラメトリック解析モデルに対して初期降伏荷重を算出し, 解析値との比較を行った. また, 提案式の有効性を示すため, ウェブパネルにはせん断応力のみ作用するとした奥村ら³⁾の設計照査式 $\tau_y = 0.45\sigma_y$, 並

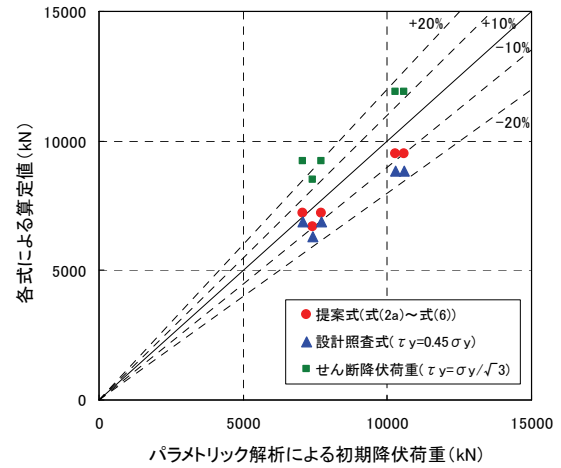


図-28 提案方法と解析値との比較

びに鋼材のせん断降伏応力 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ から算出した降伏荷重との比較を併せて行った. 結果を図-28に示す. 図-28より, 提案式による初期降伏荷重算定値は, 解析値と概ね誤差10%程度でよく一致している. また, 提案式の精度は設計照査式や鋼材のせん断降伏応力から算出した降伏荷重に比べて十分高いことがわかる.

以上の結果より, 本研究で提案した直応力の影響を考慮した T 形隅角部ウェブパネルの初期降伏評価方法は, 十分有効であることが確認できた.

4. 結論

本研究では, 2 層鋼製ラーメン橋脚の T 形隅角部を対象に, 弾塑性挙動の把握, 限界状態の設定およびその評価方法に関する検討を目的として, 実構造物の諸特性を反映させた隅角部の解析モデルによる弾塑性有限変位解析を実施した. 本研究で得られた結論を以下に示す.

- 1) T 形隅角部の損傷プロセスは, まずフィレットの面外変形が発生し, 次に隅角部ウェブパネルの剛性変化が生じる. 最終的に, 隅角部近傍のはり下フランジまたは隅角パネルの座屈により終局を迎える.
- 2) T 形隅角部の座屈形式は, ウェブパネルが十分補剛されていれば下フランジの局部座屈が卓越し, そうでなければウェブパネルのせん断座屈が卓越して終局を迎える.
- 3) フィレットは隅角部を構成する部材の中で最初に損傷を受けることが明らかとなった. そのため, 隅角部の耐震設計法を確立するには, 地震時におけるフィレットの要求性能を明確にした上で, 限界状態の設定とその評価法の開発が必要となる.
- 4) 隅角パネルの辺長比は強度および変形性能にほとんど影響を与えない. 一方, はりと柱のフランジやウェブパネルの幅厚比パラメータは, 強度に対してはほとんど影響しないが, 変形能に対しては影響が大きく, 幅厚比パラメータが大きくなるほど変形能

が低下する。特に、ウェブパネルの補剛の程度は座屈形式にも影響を与えるため、変形性能を向上するにはウェブパネルを十分補剛してせん断座屈を防ぐことが有利となる。

- 5) T 形隅角部ウェブパネルのせん断剛性の変化（非線形性）は、ウェブパネルの降伏とほぼ同時に生じる。ウェブパネルの降伏は、隅角部の非線形挙動、延いてはラーメン橋脚の変形に大きく影響することから、隅角部の限界状態を設定する上で初期降伏を適切に評価することが重要となる。
- 6) T 形隅角部ウェブパネルの初期降伏に対して、ウェブパネルに作用する直応力を考慮した、簡便で精度の高い評価方法を提案した。

参考文献

- 1) 首都高速道路公団：首都高速道路橋梁構造物設計要領，Ⅱ 鋼橋編，2003.5.
- 2) 阪神高速道路公団：設計基準第 2 部，構造物設計基準（橋りょう編）第 2 編鋼構造，2000.4.
- 3) 奥村敏恵，石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第 153 号，pp.1-18，1968.5.
- 4) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.33A，pp.193-206，1987.3.
- 5) 酒造敏廣，事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.
- 6) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊：鋼製ラーメン隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.201-214，1994.3.
- 7) 黄元燮，西村宣男，西野滋博：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp.215-226，1994.3.
- 8) 佐々木栄一，高橋和也，市川篤司，三木千壽，名取暢：鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.201-214，2001.10.
- 9) 池田学，市川篤司，山田正人，安原真人：鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験，鉄道総研報告，Vol.13，No.4，pp.41-46，1999.4.
- 10) 三木千壽，四十沢利康，穴見健吾：鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.273-281，1998.4.
- 11) 田原潤，小野潔，西村宣男，宮田亮，田中耕太郎，美島雄士：鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 A，Vol.65 No.1，pp.98-116，2009.2.
- 12) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線を基にした繰返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.4.
- 13) 鈴木雄大，小野潔，池内智行，岡田誠司，西村宣男，高橋実：実用的な鋼材の構成式の開発，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.351-358，2003.1.
- 14) N.Nishimura, T.Ikeuchi and N.Taniguchi : Numerical simulation on damage to pipe piers in Hyogoken-Nanbu earthquake, Engineering Structures, Vol.20, No.4-6, pp.291-299, 1998.
- 15) 池内智行：鋼材の塑性履歴構成式の定式化と繰返し外力を受ける鋼構造物の変形能の評価への応用に関する研究，大阪大学学位論文，1998.
- 16) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 255 号，pp.47-61，1976.11.
- 17) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛板の残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 265 号，pp.25-35，1977.9.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，2002.3.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，1996.12.
- 20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，1996.12.
- 21) 名古屋高速道路公社：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領，2002.4.
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，2002.3.
- 23) 尾下里治，江川定利：鋼床版合成形式橋梁の解析方法に関する一提案，土木学会論文集，No.516/IV-27，pp.197-206，1995.6.
- 24) 大村武馬，下山田孝志，江川定利，玉越隆史：鋼製橋脚隅角部の解析手法の一提案，構造工学論文集，Vol.51A，pp.23-32，2005.3.
- 25) Beedle, L. S., Topractsoglou, A. A., and Johnston, B. G.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, Welding Research Supplement, Progress Report No.4, Part 11, pp.543-560, 1952.11.
- 26) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95-104，1992.10.
(2009 年 9 月 24 日受付)