任意方向せん断力を受ける角形鋼管柱梁接合部パネルの全塑性耐力

FULL PLASTIC STRENGTH OF SQUARE HOLLOW SECTION PANEL ZONE
UNDER ARBITRARY DIRECTIONAL SHEAR FORCE荒木田 稜太^{*1}, 陳 逸鴻^{*2}, 聲 高 裕 治^{*3}

Ryota ARAKIDA, Iathong CHAN and Yuji KOETAKA

Firstly, this paper presents elasto-plastic behavior of square hollow section panel zone under arbitrary directional shear force by cyclic loading test and finite element analysis. The major parameters are aspect ratio, axial force ratio, and loading direction. As a result, it is revealed full plastic strength largely depends on aspect ratio and axial force ratio when loading direction is near 45 degrees. Secondly, evaluation method of the full plastic strength of square hollow section panel zone is proposed. While aspect ratio is less or equal to 2, validity of proposed method is verified through parametric study by finite element analysis.

Keywords : Panel zone, Cyclic loading test, Finite element analysis, Full plastic strength, Loading direction, Aspect ratio

柱梁接合部パネル, 繰返し載荷実験, 有限要素法解析, 全塑性耐力, 載荷方向, アスペクト比

1. 序

鋼構造ラーメンの接合部パネル(以下, パネル)は, 地震時に, 柱や梁と同様に塑性化する部位であり^{1), 2)}, 柱や梁と同等以上の高い塑性変形能力を有する^{3), 4)}ことが知られている。パネルの弾塑性挙動を設計で考慮するためには, 弾性剛性と耐力を数式等によって比較的容易に算定できることが求められる。本論は, 日本の鋼構造ラーメンに最も多く用いられる角形鋼管柱とH形断面梁による通しダイアフラム形式のパネル(角形鋼管の全断面をパネルとよぶ)を対象として, 任意方向入力に対応する全塑性耐力の算定法を提案するものである。

これまでに, 角形鋼管のパネルを対象として全塑性耐力の算定法を提案した研究は複数存在するが, 代表的なものとして田中・田渕ら⁵⁾, Tanakaら⁶⁾, 伊藤ら⁷⁾, 桑原ら⁸⁾の研究があげられる。このうち田中・田渕ら⁵⁾は, 軸力とせん断力を考慮した全塑性耐力の算定法を提案しており, この結果は鋼構造接合部設計指針³⁾に取り入れられている。田中らの提案式(以下, 指針式)は, 0°方向入力(構面と平行な力を受ける場合)と45°方向入力(直交2方向の構面から等しい力を受ける場合)に対して定式化されており, 既往の実験や解析とも良く対応している上, 算定式が比較的平易である利点を有する。しかし, 全塑性耐力に及ぼす曲げモーメントの影響を考慮しておらず, パネルのアスペクト比(パネルの長さや鋼管外径の比)が大きくなると評価精度が低下するため, 角形鋼管の場合, 適用できるアスペクト比は1.6以下の範囲に限定されている³⁾。

一方, Tanakaら⁶⁾, 伊藤ら⁷⁾はアスペクト比が大きなパネルで

も適用できるように, 軸力とせん断力だけではなく, 曲げモーメントの影響を考慮した全塑性耐力の算定法を提案している。このうちTanakaらの研究⁶⁾では0°方向入力だけを対象として, 極限解析により全塑性耐力の算定式を誘導している。しかし, 文献6)における軸力を考慮した場合の算定式は陰関数表示となる上, 任意方向入力に対応するように修正することは困難である。また, 伊藤らの研究⁷⁾では, 0°方向入力のほかに45°方向入力を対象として, パネルの中心から長さ1/3の位置で全塑性耐力を評価しているが, 耐力評価位置は根拠に乏しい。

以上の研究では, 0°方向や45°方向といった特定の入力方向を対象としているが, 実際の骨組では, パネルに取り付く梁の断面寸法やスパン, 骨組全体の剛性や耐力などが, 直交2方向で必ずしも一致しないため, パネルに作用する2方向の力は同一とは限らない。したがって, パネルの耐力算定式は, 柱⁹⁾と同様に, 軸力と任意方向のせん断力・曲げモーメントに対して構築する必要がある。この問題に対して桑原らは, せん断力と曲げモーメントが任意方向から作用するパネルの全塑性耐力をTanakaらの提案する崩壊機構¹⁰⁾に基づいて誘導し, その上で軸力の影響を近似的に導入している⁸⁾。ただし, 桑原らの提案式は, パネルのアスペクト比が小さい場合に降伏曲面の凸性を満たしていない。

以上の観点から, 本論ではまず, 全塑性耐力に及ぼす曲げモーメントの影響を確認するために, パネルだけを取り出した要素試験体に対してパネルのアスペクト比と水平力の載荷方向を主なパラメータとした繰返し載荷実験を実施する。これは文献11)において, パ

^{*1} JFE スチール 修士(工学)(元・京都大学大学院生)

^{*2} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 研究員・博士(工学)

^{*3} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

JFE Steel Corp., M.Eng. (Former Grad. Student, Kyoto Univ.)

Researcher, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

ネル単体のせん断荷重実験と十字形部分架構の荷重実験とて、パネルが全塑性耐力に達するまでに概ね同様な弾塑性挙動が見られているためである。次に、実験では網羅的に実施できない荷重方向と軸力比を主なパラメータとした有限要素法解析を実施し、パネルの全塑性耐力に及ぼす荷重方向の影響を考察する。有限要素法解析モデルの妥当性は、先に述べた実験との対比を通じて検証する。最終的には、軸力および任意方向からのせん断力と曲げモーメントを考慮した全塑性耐力の算定法を構築し、実験結果と解析結果と比較することでその妥当性を確認する。ただし本論では、パネルに取り付く梁せいがすべての方向で同一であり、梁の段差がない場合に対象を限定する。

2. パネル単体の繰返し荷重実験

2.1 試験体とパラメータ

パネルの全塑性耐力に及ぼす曲げモーメントの影響を確認するために荷重実験を行う。試験体は、図1に示す冷間プレス成形角形鋼管を用いたパネル単体である。角形鋼管は鋼種をSN490Bとし、角部の外側曲率半径を板厚 t の3.5倍となるように曲げ加工し、2シーム溶接により製作されたものである。パネル上下端に取り付けたエンドプレートとの溶接詳細は、開先角度を 35° 、ルートギャップを6mmとしている。溶接金属にはYGW18、裏当て金には $9 \times 25\text{mm}$ (SN490B)を用いる。余盛高さの上限値は $t/4+3\text{mm}$ とし、グラインダーで余盛を平滑に仕上げている。これは、余盛形状の違いによって溶接止端部における応力三軸度、応力集中係数、歪集中率が試験体ごとに異なるのをできるだけ避けて、延性亀裂の発生時期に及ぼす余盛形状の影響を排除するためである。また、エンドプレートの表面には摩擦面処理を施している。

実験パラメータは表1に示すように、幅厚比 D/t 、アスペクト比 l/D 、軸力比 n 、荷重方向 θ である。角形鋼管の外径 D は200mmとし、板厚 t を12, 9, 6mmとすることで、幅厚比を16.7, 22.2, 33.3と変化させる。また、パネル長さ l (上下エンドプレート間の距離)を

Fig. 1 Specimen (unit: mm)

Fig. 2 Test setup

200, 300, 400mm とすることで、アスペクト比を1.0, 1.5, 2.0と変化させる。表1中の○は実験を行ったものを表しており、特に文献11)で対象としていないアスペクト比が大きい場合($l/D=2.0$)を含めている。表2に鋼材の機械的性質を示す。なお、本実験の角形鋼管は文献12)と同一材料のため、表2には文献12)の引張試験結果を引用して示している。

2.2 荷重方法

図2に荷重装置を示す。5000kN油圧ジャッキと500kN油圧ジャッキの合力をパネルに作用する軸力とみなし、この値を一定に保ちつつ、荷重梁が水平を保つように5000kNジャッキと500kNジャッキのストロークを増減を一致させた。その上で、1500kNジャッキで荷重梁に水平力を与えることで、試験体に逆対称曲げを作用させた。また、構面外変形を抑えるために変形拘束治具を取り付けた。

荷重履歴は、全塑性変形角 γ_p を基準とし、 γ_p で1サイクル、 $2\gamma_p$ で2サイクル荷重した後、 $4\gamma_p$, $8\gamma_p$, $12\gamma_p$, $16\gamma_p$...と $4\gamma_p$ ずつ変形角を増やしながらかそれぞれ正負交番に2サイクルずつ荷重を行う。ここで、 γ_p はパネル平板部が純せん断状態で降伏せん断応力 $\sigma_y/\sqrt{3}$ に到達するときの変形角(せん断歪)とし、(1)式により算定している。

$$\gamma_p = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}G} \quad (1)$$

ただし、 σ_y は降伏応力、 G はせん断弾性係数である。(1)式による γ_p の値は、表2の実測値を用いると、板厚12mmで0.00266rad、板厚9mmで0.00267rad、板厚6mmで0.00273radであり、いずれも差が小さいため、実験ではすべての試験体で $\gamma_p=0.0025\text{rad}$ として上述の荷重履歴を決定した。荷重は、最大耐力到達後に耐力が最大耐力の90%に低下するまで、もしくは、荷重装置が荷重能力の限界に達するまで継続した。

2.3 実験結果

図3に代表的な8体の試験体のせん断力 Q -変形角 γ の関係を示す。図3に示す試験体のパラメータは、幅厚比を22.2に限定し、アスペクト比を1.0または2.0、軸力比を0.0または0.6、荷重方向を 0° または 45° の組合せとしたものである。図中の黒線は実験結果であり、

Table 1 List of test specimen

Width-thickness ratio D/t (Thickness [mm])	Axial force ratio n	Aspect ratio l/D (Length[mm])					
		1.0 (200)		1.5 (300)		2.0 (400)	
		0°	45°	0°	45°	0°	45°
16.7 (12)	0.0	○	○	○	○	○	○
	0.3	—	○	—	○	—	○
	0.6	—	—	○	—	○	—
22.2 (9)	0.0	○	○	○	○	○	○
	0.3	—	—	—	—	—	—
	0.6	○	○	—	—	○	○
33.3 (6)	0.0	○	—	—	—	—	—
	0.3	—	—	—	—	—	—
	0.6	—	—	—	—	—	—

Table 2 Mechanical property of steel¹²⁾ (JIS Z 2241)

Thickness [mm]	Steel grade	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	el. [%]	ϕ [%]
12	SN490B	363	528	25	30
9		365	536	25	32
6		373	528	24	41

σ_y : Yield strength, σ_u : Tensile strength, el.: Elongation after fracture, ϕ : Reduction of area after fracture

灰色線は3章で後述する有限要素法解析結果である。また、図中に、実験における最大耐力に到達したときを○で、最大耐力の90%まで初めて低下したときを◇で示す。

図3より、○で示す試験体の最大せん断耐力に着目すると、アスペクト比と軸力比がそれぞれ小さいほど最大耐力が大きく、0°方向載荷より45°方向載荷の最大耐力が大きい傾向が見られる。また、同じく図3より、◇で示す最大耐力の90%まで耐力が低下したときの変形角に着目すると、アスペクト比と軸力比がそれぞれ小さいほど変形角が大きく、45°方向載荷より0°方向載荷の変形角が大きい傾向が見られる。

図4に、図3のせん断力－変形角関係から作成した骨格曲線を示す。ただし、正側と負側の骨格曲線が概ね同様であるため、図4には正側の骨格曲線を示している。図3と同様、図中の黒線は実験結果であり、灰色線は3章で後述する有限要素法解析結果である。図中には全塑性耐力に相当するオフセット耐力を●で示す。ここでオフセット耐力は、文献3)に基づいてオフセット値を0°方向載荷時

は0.35%、45°方向載荷時では0.5%として算出している。図4より、●で示すオフセット耐力に着目すると、アスペクト比が小さいほどオフセット耐力が大きく、軸力比の小さいほどオフセット耐力が大きく、0°方向載荷より45°方向載荷のオフセット耐力が大きい傾向が見られる。

表3に実験で得られた各試験体の弾性剛性 K 、オフセット耐力 Q_{offset} 、最大耐力 Q_{max} 、最大耐力の90%まで耐力が低下した時点での累積塑性変形角 $\sum \gamma_p$ 、耐力低下の主な要因を示す。剛性および耐力は、正負それぞれの平均値である。なお、幅厚比16.7、アスペクト比1.0、軸力比0.0の2体の試験体は、最大耐力に達する前に載荷能力の限界に達したため、最大耐力と累積塑性変形角は参考値としてカッコ付で示しており、耐力低下の主な要因にその旨を記載している。また、幅厚比16.7、アスペクト比1.0、軸力比0.3、45°方向載荷の試験体、および幅厚比16.7、アスペクト比2.0、軸力比0.0、45°方向載荷の試験体は、最大耐力の90%まで耐力が低下する前に載荷を終了したため、累積塑性変形角は参考値としてカッコ付で示

Fig. 3 Shear force Q -deformation angle γ relationship (Width-thickness ratio: 22.2)

Fig. 4 Skeleton curve (Width-thickness ratio: 22.2)

Table 3 List of test result

Test parameter				Test result				
D/t	l/D	θ	n	K [kN/rad]	Q_{offset} [kN]	Q_{max} [kN]	$\Sigma\gamma_p$ [rad]	Main reason of strength degradation
16.7	1.0	0°	0.0	229200	888.5	(1546)	(1.119)	Maximum strength not reached
			0.6	248800	901.4	1478	0.577	(d) Local buckling
		45°	0.0	275700	1055	(1566)	(0.356)	Maximum strength not reached
			0.3	249900	1154	1593	(0.472)	(a) Ductile crack at panel corner
	1.5	0°	0.0	187200	861.7	1539	1.996	(a) Ductile crack at panel corner
			0.6	236100	791.3	1295	0.618	(d) Local buckling
		45°	0.0	182900	1025	1448	0.981	(a) Ductile crack at panel corner
			0.3	207300	1003	1500	0.567	(a) Ductile crack at panel corner
	2.0	0°	0.0	158600	717.6	1092	1.049	(b) Ductile crack at end plate
			0.6	186500	736.2	1245	0.737	(d) Local buckling
		45°	0.0	161500	705.1	1106	(0.518)	(b) Ductile crack at end plate
			0.3	174600	905.4	1314	0.799	(a) Ductile crack at panel corner
22.2	1.0	0°	0.0	168700	691.4	1233	4.691	(c) Shear buckling at panel web
			0.6	211600	664.0	1024	0.451	(d) Local buckling
		45°	0.0	164700	874.7	1302	1.962	(a) Ductile crack at panel corner
			0.6	200500	813.7	1234	0.628	(d) Local buckling
	1.5	0°	0.0	154900	648.7	1149	3.994	(c) Shear buckling at panel web
			0.0	181500	710.2	1096	1.052	(a) Ductile crack at panel corner
		45°	0.0	164200	679.7	1093	2.910	(c) Shear buckling at panel web
			0.6	173700	588.6	845.9	0.265	(d) Local buckling
	2.0	0°	0.0	154000	762.3	1013	0.637	(a) Ductile crack at panel corner
			0.6	162200	640.0	854.9	0.153	(d) Local buckling
		45°	0.0	154000	762.3	1013	0.637	(a) Ductile crack at panel corner
			0.6	162200	640.0	854.9	0.153	(d) Local buckling
33.3	1.5	0°	0.0	125500	450.0	649.5	0.698	(c) Shear buckling at panel web

D/t : Width-thickness ratio, l/D : Aspect ratio, θ : Loading direction, n : Axial force ratio, K : Elastic stiffness, Q_{offset} : Offset strength, $\Sigma\gamma_p$: Cumulative plastic deformation

している。耐力低下が確認された試験体の終局状態は、図 5 に示す 4 種類に分類できる。このうち図 5(a) は鋼管角部の溶接止端部の延性亀裂、図 5(b) はエンドプレートの延性亀裂、図 5(c) はせん断座屈、図 5(d) は軸力と曲げモーメントによる局部座屈の発生状況であり、それぞれ表 3 の最右欄の記号と対応している。

表 3 において、軸力比のみが異なる試験体どうしをそれぞれを比較すると、幅厚比 16.7、アスペクト比 1.0、45° 方向载荷の試験体を除くすべての試験体で軸力を作用させた試験体のほうが弾性剛性が大きい。また、幅厚比 16.7 で軸力比のみが異なる試験体どうしをそれぞれを比較すると、アスペクト比 1.0 および 2.0 の試験体で軸力を作用させた試験体のほうがオフセット耐力および最大耐力が大きい。これは、軸力を作用させていない試験体では、図 6(a) のようにエンドプレートに面外変形が生じ、弾性剛性および耐力が低下したためである。

表 3 において、耐力低下の主要因や最大耐力の 90% に耐力が低下するまでの累積塑性せん断変形角 $\Sigma\gamma_p$ を比較すると、幅厚比 16.7、アスペクト比 2.0 で軸力比 0.0 の試験体はいずれもエンドプレートの延性亀裂によって耐力が低下した。これは、幅厚比が小さく、アスペクト比が大きい試験体ではパネル端部に作用する曲げモーメントが大きく、図 6(a) に示すようにエンドプレートの面外変形が顕著だったことに起因するものと考えられる。なお、通しダイアフラム形式で上下の柱の外径が同一であれば、図 6(a) のような変形は生じないため、実際のパネルの塑性変形能力は表 3 の値よりも向上するものと思われる。

また、軸力比 0.0 で幅厚比 22.2 または 33.3 のうち、0° 方向载荷の試験体はいずれもウェブのせん断座屈により耐力が低下した。こ

Fig. 5 Classification of ultimate state of specimen

Fig. 6 Out-of-plane deformation of end plate

れらの試験体では、 $\Sigma\gamma_p$ の値が他の破壊形式の試験体より大きい傾向が見られる。軸力比が 0.3 以下で 45° 方向载荷の試験体では、ほとんどの場合で角部の延性亀裂により耐力が低下しており、载荷方向が 0° の試験体に比べて $\Sigma\gamma_p$ の値が小さい。軸力比 0.6 の試験体では、载荷方向に関わらず局部座屈で耐力が低下しており、軸力比 0.0 の試験体に比べて $\Sigma\gamma_p$ の値が小さくなっている。

3. 実験の再現解析

3.1 解析方法

本章では、実験で網羅的に実施できていない载荷方向と軸力比を主なパラメータとした有限要素法解析(4章)を行うために、2章の実験結果を再現できる解析モデルの構築を試みる。解析には非線形有限要素法解析プログラム Abaqus(Version 6.14)を用いる。対象は図 3 に示す幅厚比が 22.2、アスペクト比が 1.0 または 2.0、軸力比が 0.0 または 0.6、载荷方向が 0° または 45° の試験体、合計 8 体である。

解析モデルは、図 7 に示すようにパネル母材(角形鋼管)、溶接金属、裏当て金、エンドプレート、载荷梁、基礎梁で構成されている。

0°方向荷重の場合では力とモデルの対称性を利用して幅方向(y方向)に2分割したハーフモデルを用いる。45°方向荷重の場合では局部座屈性状が隣り合う平板部で凹凸になる場合があるため、形状の対称性を利用できず、試験体全体をモデル化している。要素はソリッド要素とし、メッシュサイズは、板面内方向を10mm四方とし、板厚方向には2分割とする。

載荷梁および基礎梁は剛体とし、塑性化を許容しない。パネル母材、溶接金属、裏当て金、エンドプレートの材料特性について、弾性域ではヤング係数を205000N/mm²、ポアソン比を0.3とする。塑性域では、平板部・角部・溶接金属から採取した丸棒試験片の軸方向繰返し載荷試験から得た真応力-真塑性歪関係(材料特性1)と、単調引張載荷試験から得た真応力-真塑性歪関係(材料特性2)の2種類を用いる(図8参照)。ここで、材料特性1は、バウシinger効果を考慮するため、繰返し載荷試験の引張側2サイクル目以降の応力-歪関係より作成した骨格曲線である。エンドプレートと裏当て金の塑性域の材料特性には、常に平板部と同一のものを用いている。降伏条件にはMisesの降伏条件を、硬化則には混合硬化則を適用する。

エンドプレートと載荷梁または基礎梁との間の接触については、接線方向の摩擦係数を0とし、法線方向に剛接触として分離を許容する。パネル上下端のエンドプレートに設けたボルト孔(座金の外径を想定:図7参照)の内径部分を基礎梁と載荷梁に固定する。境界条件として、基礎梁は完全固定とし、載荷梁はy軸まわりの回転のみを拘束する。

3.2 解析結果

図3にせん断力-変形角関係の実験結果(黒線)と有限要素法解析結果(灰色線)の比較を示す。なお、図3の有限要素法解析の材料特性には、バウシinger効果を再現するため材料特性1を用いている。ここで、図3の軸力比0.0で45°方向荷重の結果に着目すると、変形角が0.02rad以降では解析のせん断力が、実験より1割程度低くなっている。この差は、実験では角部の延性亀裂により耐力が低下したのに対して有限要素法解析では延性亀裂を再現できないことと、有限要素法解析においてはボルト接合部を剛接合、載荷梁と基礎梁を剛体としており、ボルト、載荷梁、基礎梁などの変形を無視したことにより起因すると考えられる。このように、図3に示した実験と解析の結果を比較すると、角部の延性亀裂により耐力が低下した試験体(軸力比0.0, 45°方向荷重)には差が見られるものの、本論の解析モデルによる結果が実験結果を概ね追跡できていることがわかる。

次に、図3のせん断力-変形角関係から求めた骨格曲線について、実験(黒実線)と有限要素法解析(黒破線)を図4に示して比較する。図4には有限要素法解析による単調載荷の結果(灰色点線)を併記する。ただし、図4の範囲ではバウシinger効果の影響が小さいと考えられ、有限要素法解析では単調引張要素試験から得られた材料特性2を用いている。

図4で示す実験と解析の骨格曲線を比較すると、軸力比0.6の4体の試験体(図4下段)では、軸力によりエンドプレートの面外変形が抑制されているため、全塑性耐力に到達するまでの範囲において解析が実験を精度よく追跡できていることがわかる。一方、軸力比0.0の4体の試験体(図4上段)では、実験で早期に剛性の低下が見られ、オフセット耐力が解析よりもやや小さい。これは、実験では、図6(a)に示すエンドプレートの面外変形に起因して、エンドプレ

(a) Loading direction 0°(half-model) (b) Loading direction 45°
Fig. 7 Outline of finite element analysis model

Fig. 8 Material properties (Thickness: 9mm)

ートの塑性化が解析より早期に生じたためであると考えられる。エンドプレートの塑性化時期の差異は、軸力を作用させていない試験体ではエンドプレートの面外変形が大きいことと、解析ではボルト接合部を剛接合としており、実験のほうがボルトの伸びによってエンドプレートの面外変形が顕著であることに起因している。また、解析による骨格曲線と単調載荷結果を比較すると、両者がほぼ一致していることから、オフセット耐力を把握するためにはより簡易な単調載荷で良いと言える。

4. 任意方向入力を受けるパネル単体の有限要素法解析

4.1 解析方法

角形鋼管パネルの全塑性耐力に及ぼす諸因子の影響を確認するため、本章では実験よりも広範囲なパラメータに対して有限要素法解析を行う。3.2節の検討より、3章の有限要素法解析結果は実験結果と概ね良い対応を示しているため、3章と同様の手法で構築した解析モデルを用いる。ただし、2.3節で述べたとおり、通しダイアフラム形式の場合、エンドプレートの面外変形に相当する挙動は生じないため、本章の検討では図9に示すようにエンドプレートを設けないモデルを用いる。

解析パラメータはアスペクト比 l/D 、幅厚比 D/t 、軸力比 n 、載荷方向 θ 、断面形状、材料特性である。角形鋼管の外径 D は200mmとし、幅厚比、アスペクト比、軸力比、載荷方向の組合せは表4に示す値を採用する。この他の解析パラメータのうち、断面形状は図9に示す箱形断面とプレス成形断面の2種類を対象とする。図9(a)の

Table 4 Analysis Parameter

Width-thickness ratio D/t (Thickness[mm])	Aspect ratio l/D (Length [mm])		
	1.0 (200)	1.5 (300)	2.0 (400)
16.7 (12)	—	$n: 0.0, 0.6$ $\theta: 0^\circ \sim 45^\circ$	—
22.2 (9)	$n: 0.0 \sim 1.0$ $\theta: 0^\circ \sim 45^\circ$	$n: 0.0 \sim 1.0$ $\theta: 0^\circ \sim 45^\circ$	$n: 0.0 \sim 1.0$ $\theta: 0^\circ \sim 45^\circ$
33.3 (6)	—	$n: 0.0, 0.6$ $\theta: 0^\circ \sim 45^\circ$	—

Fig. 9 Outline of finite element analysis model

Fig. 10 Strain hardening model

Fig. 11 Cross section

箱形断面では溶接部をモデル化せず、図9(b)のプレス成形断面では角部の外側曲率半径を板厚 t の3.5倍として、溶接金属や裏当て金をモデル化する。溶接金属の形状は、ルートギャップを6mm、開先角度を 35° とし、余盛高さを $t/4+1.5\text{mm}$ とする。裏当て金の断面寸法は $9 \times 25\text{mm}$ とする。3章の再現解析と同様に、いずれのモデルもソリッド要素を用い、メッシュサイズは板面内方向を10mm四方とし、板厚方向に2分割する。

材料特性には、図9(a)の箱形断面では完全弾塑性型だけを用い、図9(b)のプレス成形断面では完全弾塑性型または歪硬化を考慮したものを用いる。完全弾塑性型の降伏応力には、全要素で490N級鋼の降伏応力の規格下限値 325N/mm^2 の1.1倍(357.5N/mm^2)を与える。歪硬化を考慮したときの応力 σ –歪 ε 関係は、(2)式のRamberg–Osgood曲線と与える。

$$\varepsilon/\varepsilon_y = \sigma/\sigma_y + a(\sigma/\sigma_y)^b \quad (2)$$

(2)式において、平板部・裏当て金では降伏応力 σ_{yp} を 357.5N/mm^2 、 $a=10.0$ 、 $b=4.0$ とし、角部・溶接金属では、降伏応力 σ_{yr} を平板部降伏応力の1.3倍に相当する $\sigma_{yr}=464.75\text{N/mm}^2$ 、 $a=6.0$ 、 $b=6.0$ とする。これらの値に基づく真応力–真塑性歪関係を図10に示す。

図9のいずれのモデルについても、図7とは異なりエンドプレートを設けず、下面は完全固定、上面はすべての軸まわりの回転と y 軸方向変位を拘束している。また、3.2節の知見に基づいて載荷履歴は単調載荷とし、パネル上面に、図11の x 軸方向へ強制変位を与える。軸力は、軸力比 n に応じて、次式で計算される一定軸力 N （圧縮）を与える。

$$N = n(A_p \sigma_{yp} + A_r \sigma_{yr}) \quad (3)$$

ただし、 A_p は平板部断面積、 σ_{yp} は平板部降伏応力、 A_r は角部断面積、 σ_{yr} は角部降伏応力とする。

本論では文献3)を参考に、 θ 方向載荷において $(0.35/\cos\theta)\%$ 時のオフセット耐力を、パネルの全塑性耐力 $Q_{p\theta}$ と定義する。 $Q_{p\theta}$ の X 軸方向、 Y 軸方向成分をそれぞれ Q_{pX} 、 Q_{pY} とする。以下では(4)式で

Material property	Sectional shape	
	Box section	Press-formed square section
Perfect elasto-plastic model	—	----
Strain hardening model

Fig. 12 Strength interaction curve (Width-thickness ratio: 22.2) (Effect of material property, sectional shape, aspect ratio and axial force ratio)

Fig. 13 Strength interaction curve (Effect of width-thickness ratio)

表される軸力比0、載荷方向 0° のパネルにおいて、パネル全体が純せん断応力状態となると仮定したときのせん断耐力 Q_{ps} によって Q_{pX} と Q_{pY} を無次元化する。

$$Q_{ps} = 2(D-t-2r)t\sigma_{yp}/\sqrt{3} + 4tr\sigma_{yr}/\sqrt{3} \quad (4)$$

ただし、 r は角部板厚中心曲率半径である。

4.2 解析結果

図12に断面形状、材料特性、アスペクト比(1.0, 1.5, 2.0)、軸力比(0.0, 0.6)を変化させたときの Q_{pX}/Q_{ps} – Q_{pY}/Q_{ps} 関係(以下、耐力

相関曲線)を示す。ただし、図中の実線は箱形断面で材料特性が完全弾塑性型の場合、破線はプレス成形断面で材料特性が完全弾塑性型の場合、点線はプレス成形断面で材料特性が歪硬化を考慮した場合の結果である。材料特性が完全弾塑性型のパネルについて、断面形状が箱形断面の場合とプレス成形断面の場合を比較すると、プレス成形断面の方が全体的に無次元化耐力が若干小さいが、その差は5%以内であり、耐力相関曲線に及ぼす断面形状の影響は小さいことがわかる。また、プレス成形断面のパネルについて、材料特性が完全弾塑性の場合と歪硬化を考慮した場合で比較すると、軸力比0.0では歪硬化を考慮した場合の方が無次元化耐力が若干小さい。これは、歪硬化によって $Q_{p\theta}$ の値が増大するが、角部の塑性加工による降伏応力の上昇についても再現したことで Q_{ps} の値も大きくなっているからである。一方、軸力比0.6では、歪硬化の影響が顕著になり、歪硬化を考慮した場合の方が無次元化耐力が若干大きくなる。

アスペクト比と軸力比の影響に着目すると、軸力比とアスペクト比がともに小さいとき、耐力相関曲線は45°方向に向けて角張った形となる。これは、軸力比とアスペクト比がともに小さいパネルでは、パネルがほぼ全長にわたってせん断降伏して全塑性耐力に達しており、载荷方向が0°から45°に変化すると有効断面積が大きくなり、全塑性耐力 Q_{ps} が増大するためである。一方、軸力比またはアスペクト比が大きいとき、耐力相関曲線は円に近い形となる。これは、アスペクト比または軸力比が大きいパネルでは、载荷方向が0°付近のときは主にフランジに相当する平板部が垂直応力を負担するため、せん断力を受ける有効断面積がほとんど変化せずに全塑性耐力があまり低下しないが、载荷方向が45°に近づくとパネル両端において垂直応力を負担する断面積が最外縁から広がることでせん断力を受ける有効断面積が減り、結果的に有効断面積が载荷方向が0°の場合と同程度になるためである。

図13に幅厚比を16.7, 22.2, 33.3と変化させたときの耐力相関曲線を示す。ただし、対象はアスペクト比1.5、軸力比は0.0または0.6、箱形断面で材料特性を完全弾塑性型とした場合である。図13より、耐力相関曲線に及ぼす幅厚比の影響は極めて小さいことがわかる。

図14にアスペクト比を1.0, 1.5, 2.0、载荷方向を0°, 45°と変化させたときの $Q_{p\theta}/Q_{ps}-n$ 関係を示す。対象は幅厚比が22.2で、材料特性を完全弾塑性型とした箱形断面パネル、または材料特性に歪硬化を考慮したプレス成形断面パネルである。また、図中に鋼構造接合部設計指針³⁾に基づくパネルの全塑性耐力を灰色太線で併記する。材料特性が完全弾塑性型の箱形断面パネルでは、载荷方向が0°でアスペクト比が1.0の解析結果が指針式に最も近く、いずれの解析結果も指針式を下まわっている。一方、材料特性に歪硬化を考慮したプレス成形断面パネルでは、低軸力下において材料特性が完全弾塑性型の箱形断面パネルとほぼ同様の $Q_{p\theta}/Q_{ps}-n$ 関係を示しているが、高軸力下になると図12について考察したとおり、歪硬化の影響が顕著に表れて、軸力比1.0の解析結果は指針式を上まわっている。

5. 任意方向入力を受ける角形鋼管パネルの全塑性耐力の評価法

5.1 評価法の概要

本章では、任意方向入力時におけるパネルの全塑性耐力 $Q_{p\theta}$ の評価法を構築する。ただし、1章で述べた既往の手法の問題点を解消す

るため、以下で述べるように全塑性耐力を評価する断面と応力分布を仮定する。

まず、全塑性耐力を評価する断面については、4章の検討結果に基づいて、アスペクト比と軸力比がともに小さい場合にはパネル全長にわたってせん断降伏が生じ、アスペクト比または軸力比が大きい場合にはパネル端部に垂直応力とせん断応力の組合せによる降伏が生じることを考慮する。すなわち、パネルの全塑性耐力 $Q_{p\theta}$ は、パネル中央部が主にせん断力によって全塑性状態に達した際の全塑性耐力 $Q_{p\theta}$ と、パネル端部が曲げモーメントとせん断力の組合せによって全塑性状態に達した際の全塑性耐力 $Q_{p\theta}$ のうち、いずれか小さい方と定める。

次に、全塑性耐力を評価するためのパネルの応力分布は、図15に示すように外力ごとにわけて考える。4章で述べたように無次元化した全塑性耐力に及ぼす角部の影響が小さいことに基づいて、角部を考慮せずに4枚の平板だけで構成される箱形断面を考える。また、板幅に対して板厚が十分に小さく、各板要素が板厚の中心に集中すると考えて、板厚方向のせん断応力は無視する。図15に示すように、X軸に平行な平板部を平板部1 (Plate 1)、Y軸に平行な平板部を平板部2 (Plate 2)と呼び、各平板部で垂直応力、せん断応力がそれぞれ

Fig. 14 $Q_{p\theta}/Q_{ps}-n$ relationship (Width-thickness ratio: 22.2) (Effect of loading direction)

Fig. 15 Assumption of stress distribution against each external force

れ一様に作用すると仮定する。平板部 1, 2 のどちらかが Mises の降伏条件を満たすときを全塑性状態とする。

図 15(a) のせん断応力分布より, せん断力の X 軸方向成分 Q_x は平板部 1 のせん断応力の合力と, Y 軸方向成分 Q_y は平板部 2 のせん断応力の合力とそれぞれ釣合う。同様に図 15(b) の垂直応力分布より, X 軸まわりの曲げモーメント M_x は平板部 1 の垂直応力の合力による偶力モーメントと, Y 軸まわりの曲げモーメント M_y は平板部 2 の垂直応力の合力による偶力モーメントとそれぞれ釣合う。また, 全塑性状態に達したとき, 後述するように断面内の垂直応力が再配分されて平板部 1 と平板部 2 で負担する軸力が異なると考える。平板部 1, 2 の断面積が等しいことから, パネル全体の軸力比 n と n_1, n_2 との関係は (5) 式で表される。

$$n = \frac{n_1 + n_2}{2} \quad (5)$$

5.2 全塑性耐力の導出

以下では, パネル中央部の全塑性耐力 ${}_cQ_{p\theta}$ とパネル端部の全塑性耐力 ${}_eQ_{p\theta}$ の算定法を詳述する。ただし, 各全塑性耐力は, 次式で定める Q_{ps} によって無次元化して表す。

$$Q_{ps} = 2d_c t \sigma_y / \sqrt{3} \quad (6)$$

(6) 式は, 図 15 の箱形断面に, (4) 式で定義するせん断耐力 Q_{ps} を適用したものである。 d_c は対向する平板部の板厚中心間距離 ($=D-t$) である。

(1) パネル中央部の全塑性耐力 ${}_cQ_{p\theta}$

パネルは逆対称曲げを受けると考え, パネル中央部では曲げは考慮せず, せん断力と軸力のみを考慮して ${}_cQ_{p\theta}$ を導出する。平板部 1 および平板部 2 に Mises の降伏条件を適用することで, パネル中央部の全塑性耐力 ${}_cQ_{p\theta 1}, {}_cQ_{p\theta 2}$ は (7) 式で求められる。

$$\frac{{}_cQ_{p\theta 1}}{Q_{ps}} = \frac{\sqrt{1-n_1^2}}{\cos \theta} \quad (7.a)$$

$$\frac{{}_cQ_{p\theta 2}}{Q_{ps}} = \frac{\sqrt{1-n_2^2}}{\sin \theta} \quad (7.b)$$

${}_cQ_{p\theta}$ は ${}_cQ_{p\theta 1}$ と ${}_cQ_{p\theta 2}$ のうち小さい方の値となる。ここで, n_1, n_2 の定め方を解説するために, $\theta=30^\circ$ のときのパネル中央部における ${}_cQ_{p\theta}$ - 軸力比 n 関係を図 16 に例示する。

まず, 図 16(a) において, 軸力比 n が一定値を保ってせん断力が増加するとき, 平板部 1 の応力が図中の○に到達して (7.a) 式を満足する。このとき平板部 2 は弾性に保たれており, 全塑性状態に至るまで余力を有していることになる。その後, (5) 式の関係を保ちつつ, 平板部 1 の軸力比 n_1 が低下し, 平板部 2 の軸力比 n_2 が増加することでせん断力が増大していき, 最終的には平板部 1 の軸力比 n_1 が 0 になり●に達する。本論では, この時点パネル中央部の全塑性状態と定義し, 全塑性耐力は ${}_cQ_{p\theta} = {}_cQ_{p\theta 1}$ となる。

一方, 図 16(b) では, 軸力に関する応力再配分によって (7.a) 式と (7.b) 式を同時に満足し, ${}_cQ_{p\theta 1} = {}_cQ_{p\theta 2}$ となるときをパネル中央部の全塑性状態とする。図 16(a) と図 16(b) の場合分けは, 軸力比 n の大小で定められ, (5), (7) 式に $n_1=0$ かつ ${}_cQ_{p\theta 1} = {}_cQ_{p\theta 2}$ の条件を適用することで, 場合分けの境界となる軸力比 ${}_cn_b$ が (8) 式で求められる。

$${}_cn_b = \sqrt{1 - \tan^2 \theta} / 2 \quad (8)$$

以上より, パネル中央部の全塑性耐力 ${}_cQ_{p\theta}$ は (9) 式で表される。

$$0 \leq n \leq {}_cn_b : \frac{{}_cQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \frac{1}{\cos \theta} \quad (9.a)$$

$${}_cn_b < n \leq 1 : \frac{{}_cQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \frac{2\sqrt{n(-n + \sqrt{n^2 \sin^2 2\theta + \cos^2 2\theta})}}{\cos 2\theta} \quad (9.b)$$

ここで, $\theta=0^\circ$ のとき (9) 式は (10) 式で表される。

$$0 \leq n \leq 0.5 : {}_cQ_{p\theta} / Q_{ps} = 1 \quad (10.a)$$

$$0.5 < n \leq 1.0 : {}_cQ_{p\theta} / Q_{ps} = 2\sqrt{n(1-n)} \quad (10.b)$$

また, $\theta=45^\circ$ のとき (9) 式は (11) 式で表される。

$${}_cQ_{p\theta} / Q_{ps} = \sqrt{2(1-n^2)} \quad (11)$$

(10) と (11) 式は文献 3) の全塑性耐力式 (指針式) と同一であり, (9) 式は文献 3) と同じ仮定のもとで導出した任意方向入力に対する全塑性耐力とみなせる。

(2) パネル端部の全塑性耐力 ${}_eQ_{p\theta}$

${}_eQ_{p\theta}$ の導出においては, パネル端部に作用する軸力, せん断力, 曲げモーメントを考慮する。ここで, パネル端部は通しダイアフラムによって周方向の歪が完全に拘束されると考える。

平板部 1 について周方向を X 軸, 板厚方向を Y 軸, 材軸方向を Z 軸とし, 5.1 節で仮定したように板厚方向のせん断応力および垂直応力を無視すると, Mises の降伏条件は (12) 式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \sigma_x^2 + \sigma_z^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{zx}^2 &= 2\sigma_y^2 \\ \rightarrow \sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_z + \sigma_z^2 &= \sigma_y^2 - 3\tau_{zx}^2 \end{aligned} \quad (12)$$

図 17 の右側は, (12) 式を周方向の垂直応力 σ_x と材軸方向の垂直応力 σ_z の関係として示したものである。上述のようにパネル端部において周方向の塑性歪増分 $\Delta \epsilon_{px}$ が完全に拘束されているとき, 塑性流れの法線則より応力点は図 17 右側の●の位置に定まり, このとき σ_x と σ_z は常に (13) 式の関係を満たす。

$$\sigma_x = \frac{\sigma_z}{2} \quad (13)$$

Fig.16 Outline to determine axial force ratio of each plate

Fig. 17 Yield condition at panel end

(13) 式を (12) 式に代入すると、材軸方向垂直応力 σ_z と周方向せん断応力 τ_{zx} の関係式が (14) 式のように導かれる。

$$\frac{3}{4}\sigma_z^2 + 3\tau_{zx}^2 = \sigma_y^2 \quad (14)$$

(14) 式は平板部 2 でも成り立ち、平板部 1 と平板部 2 に (14) 式の関係を適用し、さらにパネルが逆対称曲げを受けている ($M_x=0.5Q_y \cdot l$, $M_y=0.5Q_x \cdot l$ の関係が成り立つ) を考慮することで、パネル端部の全塑性耐力 ${}_eQ_{p\theta 1}$, ${}_eQ_{p\theta 2}$ は (15) 式で求められる。

$$\frac{{}_eQ_{p\theta 1}}{Q_{ps}} = \frac{-\frac{\sqrt{3}}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)n_1\sin\theta + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\sin^2\theta + \left(1 - \frac{3}{4}n_1^2\right)\cos^2\theta}}{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\sin^2\theta + \cos^2\theta} \quad (15.a)$$

$$\frac{{}_eQ_{p\theta 2}}{Q_{ps}} = \frac{-\frac{\sqrt{3}}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)n_2\cos\theta + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\cos^2\theta + \left(1 - \frac{3}{4}n_2^2\right)\sin^2\theta}}{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\cos^2\theta + \sin^2\theta} \quad (15.b)$$

パネル中央部と同様に、 ${}_eQ_{p\theta}$ は ${}_eQ_{p\theta 1}$ と ${}_eQ_{p\theta 2}$ のうち小さい方の値となる。パネル材端部における平板部 1 と平板部 2 の軸力の負担割合は、パネル中央部と同様に ${}_eQ_{p\theta}$ を最大化するように決定される。以上より、 ${}_eQ_{p\theta}$ に関する (16) 式を得る。

$0 \leq l/d_c \leq 2$ かつ $0 \leq n \leq {}_en_{b1}$ のとき

$$\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\sin^2\theta + \cos^2\theta}} \quad (16.a)$$

$2 < l/d_c$ かつ $0 \leq n \leq {}_en_{b2}$

$$\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\cos^2\theta + \sin^2\theta}} \quad (16.b)$$

${}_en_{b1} < n \leq 1$ または ${}_en_{b2} < n \leq 1$ のとき

$$n = -\frac{l}{2\sqrt{3}d_c}(\sin\theta + \cos\theta) \frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \left\{ \sqrt{1 - \left(\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}}\right)^2\sin^2\theta} + \sqrt{1 - \left(\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}}\right)^2\cos^2\theta} \right\} \quad (16.c)$$

ただし、 ${}_en_{b1}$, ${}_en_{b2}$ は (17) 式で示される。

$${}_en_{b1} = \frac{-\frac{1}{2}\left(\frac{l}{d_c}\right)\cos\theta + \sqrt{\left\{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 - 1\right\}\sin^2\theta + \cos^2\theta}}{\sqrt{3\left\{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\sin^2\theta + \cos^2\theta\right\}}} \quad (17.a)$$

$${}_en_{b2} = \frac{-\frac{1}{2}\left(\frac{l}{d_c}\right)\cos\theta + \sqrt{\left\{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 - 1\right\}\cos^2\theta + \sin^2\theta}}{\sqrt{3\left\{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2\cos^2\theta + \sin^2\theta\right\}}} \quad (17.b)$$

(16.c) 式は ${}_eQ_{p\theta}$ についての陽関数表示が困難であるが、 0° および 45° 方向入力に限っては ${}_eQ_{p\theta}$ についての 2 次方程式となり、陽関数表示が可能である。 $\theta=0^\circ$ のとき (16) 式は (18) 式となる。

$0 \leq l/d_c \leq 2$ かつ $0 \leq n \leq {}_en_{b1}$ のとき

$${}_eQ_{p\theta}/Q_{ps} = 1 \quad (18.a)$$

$2 < l/d_c$ かつ $0 \leq n \leq {}_en_{b2}$

$${}_eQ_{p\theta}/Q_{ps} = 2d_c/l \quad (18.b)$$

${}_en_{b1} < n \leq 1$ または ${}_en_{b2} < n \leq 1$ のとき

$$\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \frac{-\frac{1}{2}\left(\frac{l}{d_c}\right)(\sqrt{3}n-1) + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 - 3n^2 + 2\sqrt{3}n}}{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 + 1} \quad (18.c)$$

また、 $\theta=45^\circ$ のとき、(16.a) ~ (16.c) 式の場合わけは不要となり、(19) 式で表せる。

$0 \leq n \leq 1$ のとき

$$\frac{{}_eQ_{p\theta}}{Q_{ps}} = \sqrt{2} \frac{-\frac{\sqrt{3}}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)n + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 - \frac{3}{4}n^2 + 1}}{\frac{1}{4}\left(\frac{l}{d_c}\right)^2 + 1} \quad (19)$$

図 18 にアスペクト比 1.5、幅厚比 22.2、 0° または 45° 方向载荷のパネルの $Q_{p\theta}/Q_{ps}$, ${}_eQ_{p\theta}/Q_{ps}$, ${}_cQ_{p\theta}/Q_{ps}$ と軸力比 n の関係を例示する。このケースでは軸力比 n が $0.0 \sim 0.9$ 程度のときパネル端部で全塑性耐力が決定され、軸力比 n が 0.9 程度以上のときパネル中央部で全塑性耐力が決定される。

5.3 評価法と解析結果との比較

$Q_{p\theta}$ の計算結果と 4.2 節に示した有限要素法解析結果を比較する。解析対象は幅厚比 22.2 の箱形断面で材料特性を完全弾塑性としたパネルである。

Fig.18 Relationship between $Q_{p\theta}$, ${}_eQ_{p\theta}$ and ${}_cQ_{p\theta}$

Fig.19 Comparison of FEA and evaluation method

Fig.20 $Q_{p\theta}/Q_{ps}$ - aspect ratio relationship

図 19 に、アスペクト比を変化させたときの軸力比 n と無次元化耐力の関係を表す。ただし、図 19(a) は 0° 方向、図 19(b) は 45° 方向載荷の結果である。図 19 中のプロットは解析結果を表し、実線・点線・破線は計算結果を表す。図 19(a) の 0° 方向載荷では、解析値と計算値が良い対応を示す。図 19(b) の 45° 方向載荷では、軸力比 $0.2 \sim 0.6$ の範囲で計算値が解析値を 1 ～ 2 割程度過小評価する。

図 20 にアスペクト比を $0.0 \sim 4.0$ と変化させたときのアスペクト比と無次元化耐力の関係を有限要素法解析結果と計算結果を比較して示す。ただし、図 20(a) は 0° 方向載荷、図 20(b) は 45° 方向載荷の結果である。図 20 中のプロットは解析結果を示し、実線、点線は計算結果を示す。図 20 より、 0° 方向載荷で軸力比 0.0 の場合、アスペクト比が 2.5 以上になると計算値が解析値を 2 ～ 3 割程度過小評価する傾向が見られる。これは、計算ではフランジ（載荷方向と直交する平板部）でしか曲げを負担しないと仮定したが、実際にはフランジだけでなくウェブ（載荷方向と平行する平板部）でも曲げを負担することに起因すると考えられる。ただし、実際の鋼構造ラーメンでは、大半のパネルのアスペクト比は 2 程度以下であり、図 20 より 0° 載荷方向でアスペクト比 2.0 以下のパネルにおいては計算値と解析値が概ね合致しており、 45° 方向載荷ではアスペクト比によらず、計算値と解析値の差が 1 割前後と良い対応を示している。

6. 結論

本論では、パネル単体要素の繰返し載荷実験と有限要素法解析により、パネルの全塑性耐力に及ぼす諸因子の影響を確認した。また、任意方向せん断力を受けるパネルの全塑性耐力の評価法を提案した。得られた主な知見を以下に示す。

- [1] 軸力比とアスペクト比が小さいパネルでは、 0° 方向載荷よりも 45° 方向載荷の方が全塑性耐力が大きく、耐力相関曲線が 45° 方向載荷に向けて角張った形となる。これは、パネルがほぼ全長にわたってせん断降伏したためである。一方で、軸力比やアスペクト比が大きい範囲では、パネル端部がせん断応力と垂直応力の組合せによって降伏するため、 0° 方向載荷と 45° 方向載荷の全塑性耐力の差が小さく、耐力相関曲線が円に近い形となる。
- [2] 耐力相関曲線に及ぼす断面形状の影響について、箱形断面とプレス成形断面とで差はほとんど見られない。また、耐力相関曲線に及ぼす歪硬化の影響は、軸力の増大に伴って顕著になるが、低軸力下ではほとんど影響が見られない。
- [3] 提案した全塑性耐力の評価法は有限要素法解析と良い対応を示しており、 0° 方向載荷の場合、アスペクト比 2.0 以下の範囲では両者がほぼ合致しており、 45° 方向載荷の場合、アスペクト比によらず 1 割前後の差を有する。

なお、本論では紙面の都合上、提案した全塑性耐力の評価法をパネル単体の有限要素法解析結果と比較するに留めている。既往の研究の評価法との比較、および部分架構を含めた既往の実験結果との比較については今後の課題とする。

謝辞

本研究は日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」の助成を受けた。また、中野達也先生（宇都宮大学・准教授）より貴重なご助言を賜った。付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Tabuchi, M., et al.: Practical design of moment resisting steel frames of several stories, Strength ratios between columns, beams and joint panels, AIJ Kinki Branch Research Meeting, No.33, pp.221–224, 1993.6 (in Japanese)
田淵基嗣, 金谷弘, 金田興熙: 中低層鉄骨造骨組における設計の実状, 柱、梁、接合部パネルの耐力比, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 33 号・構造系, pp.221–224, 1993.6
- 2) Inoue, K., et al.: Elastic deformation ratio of members of structural steel frame and strength ratio of column to panel, AIJ Kinki Branch Research Meeting, No.33, pp.225–228, 1993.6 (in Japanese)
井上一朗, 多田元英, 桑原進, 柳原秀和: 角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 33 号・構造系, pp.225–228, 1993.6
- 3) AIJ: Recommendation for Design of Connections in Steel Structures, 3rd Edition, 2012.3 (in Japanese)
日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 第 3 版, 2012.3
- 4) AIJ: AIJ Recommendation for Plastic Design of Steel Structures, 3rd Edition, 2017.2 (in Japanese)
日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 第 3 版, 2017.2
- 5) Tanaka, T., et al.: Shear strength of column-to-beam joint panel, AIJ Kinki Branch Research Meeting, No.40, pp.193–200, 2000.6 (in Japanese)
田中剛, 田淵基嗣, 桑原進, 伊藤茂樹: 鋼構造柱・梁接合部パネルの耐力評価, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 40 号・構造系, pp.193–200, 2000.6
- 6) Tanaka, H. and Shigenobu, T.: Limit analysis of beam-column connection (VII-1), Connections of wide-flange beam to box-column subjected to bending and thrust, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.165, pp.33–37, 1969.11
- 7) Itoh, S., et al.: Yield strength of beam-to-column joint panel of hollow sections (Results of FEM analysis and a proposal of equations of yield strength), AIJ Journal of Technology and Design, No.1, pp.173–178, 1995.12 (in Japanese)
伊藤茂樹, 岡本晴仁, 加村久哉: 各種断面鋼管柱の柱梁接合部パネル耐力 (FEM 解析結果と耐力評価式の提案), 日本建築学会技術報告集, 第 1 号, pp.173–178, 1995.12
- 8) Takeuchi, K., et al.: Strength of joint panels with H-beam to Box-column steel structures subjected to bi-directional force, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.783–784, 2013.8 (in Japanese)
竹内賢太郎, 桑原進: 二方向加力を受ける鋼構造角形鋼管柱梁接合部パネルの耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.783–784, 2013.8
- 9) Morris, G. A. and Fenves, S. J.: Approximate yield surface equations, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, EM4, pp.937–954, 1969.8
- 10) Tanaka, H. and Shigenobu, T.: Limit analysis of beam-column connection (V), Connections of box-column to wide-flange beam subjected to anti-symmetrical bending, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.163, pp.41–50, 1969.9
- 11) Kuwahara, S., et al.: The Shear Force Loading Test for The Beam-to-column Joint Panels of Rectangular and Circular Hollow Section, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 502, pp.149–156, 1997.12 (in Japanese)
桑原進, 井上一朗: 鋼管柱・梁接合部パネルのせん断加力実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 502 号, pp.149–156, 1997.12
- 12) Kuwada, R., et al.: Plastic Deformation Capacity of Cold Press-formed SHS Columns Determined by Local Buckling and Fracture, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.718, pp.1961–1970, 2015.12 (in Japanese)
桑田涼平, 聲高裕治, 吹田啓一郎: 局部座屈と破断をともなう冷間プレス成形角形鋼管柱の塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 718 号, pp.1961–1970, 2015.12

FULL PLASTIC STRENGTH OF SQUARE HOLLOW SECTION PANEL ZONE UNDER ARBITRARY DIRECTIONAL SHEAR FORCE

Ryota ARAKIDA^{*1}, *Iathong CHAN*^{*2} and *Yuji KOETAKA*^{*3}

^{*1} JFE Steel Corp., M.Eng. (Former Grad. Student, Kyoto Univ.)

^{*2} Researcher, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

^{*3} Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

In Japan, steel moment frames, which consist of H-shaped beams and square hollow section columns with through diaphragms, are often used for building structures. It is commonly known that panel zones of these steel moment frames often yield under strong ground motion and have high deformation capacity. In order to take into account high deformation capacity of panel zone for seismic design, it is needed to calculate the full plastic strength of panel zone. Several methods for calculating the full plastic strength of panel zone have been proposed by previous researches [Ref. 5]-[7]]. For example, in the most frequently used method, which is adopted in the recommendation [Ref. 3]], only axial force and shear force is considered, and the effect of bending moments which act upon the top and bottom of panel zone is ignored. Thus, this method can only be applied to the panel with aspect ratio up to 1.6 [Ref. 3]]. On the other hand, most methods proposed by previous researches can not correspond to arbitrary directional shear force. Therefore, this paper proposes a new method to calculate the full plastic strength of square hollow section panel zones with through diaphragms under axial force, bi-directional shear forces and bi-axial bending moments.

Firstly, cyclic loading test was conducted in order to investigate effects of aspect ratio, axial force and input direction of shear force on elasto-plastic behavior of square hollow section panel zones, as described in Chapter 2. From the test results, it is clarified that ultimate states are classified as ductile crack, shear buckling, and local buckling. And the deformation capacity with shear buckling is larger than the cases with other ultimate states. Furthermore, it is verified that maximum strengths of panel with small aspect ratio and small axial force ratio under 45 degrees input are larger than those in other cases.

Secondly, finite element analysis (FEA) was conducted in order to verify full plastic strengths with various parameters more than the cyclic loading test. The validity of FEA model is confirmed by comparing between FEA results and loading test results, as discussed in Chapter 3. Strength interaction curves of bi-directional shear force, which are obtained by FEA, are shown in Fig. 12-14. From these figures, while the aspect ratio and axial force ratio are small, the strength interaction curve looks like square with a bit round at corner because shear yielding mainly occurs at all over the panel. On the other hand, while either aspect ratio or axial force ratio is large, the strength interaction curve is circlelike due to yielding under shear stress and normal stress at ends of panel.

Finally, a method to estimate the full plastic strength of square hollow section panel with through diaphragms, considered with correlation among axial force, arbitrary bi-directional shear force and bi-axial bending moment, is proposed. The full plastic strength is obtained as the smallest one between strength at center section and strength at end section. In Fig. 19 and 20, calculation results by the proposed method are compared to analysis results from Chapter 4. From these figures, in case aspect ratio is over 2.5 and input direction of 0 degrees without axial force, calculation results by proposed method underestimates full plastic strength of panel as much as 20%. However, aspect ratio of panel zones, which is used in steel moment frames, are usually under 2.0, in this case, calculation results by proposed method corresponds well to finite elements analysis results.

(2018年4月10日原稿受理, 2018年10月1日採用決定)