箱形断面柱—H形断面はり接合部に接続するはりフランジの
有限要素法による弾性応力解析ELASTIC STRESS DISTRIBUTION OF BEAM FLANGE CONNECTED
TO THE BOX TYPE STEEL COLUMN TO H BEAM CONNECTION
USING FINITE ELEMENT METHOD

岡本 隆之祐*

Ryunosuke OKAMOTO

This paper presents the analytical studies to estimate the elastic stress distribution of beam flange connected to the box type steel column to H beam connections using finite element method, when the connection is subjected to the severe earthquake loading. In this paper 44 various cases about beam to column connection are calculated by FEM analysis. It is found that stress distribution of beam flanges is affected by not only shear lag phenomenon but also local flange deformation by bending moment and axial stress of column. Finally, suitable design formulas are recommended.

keywords: steel structure, earthquake resistant design, column to beam connections, beam flange, elastic stress analysis, finite element method

鋼構造, 耐震構造, 柱はり接合部, はりフランジ, 弾性応力解析, 有限要素法

1. はじめに

日本における超高層ビルは、集合住宅を除き、ほとんどが鉄骨構造であり、柱は箱形断面、はりはH形断面のものが一般的である。このような構造物が水平力を受けた場合、柱梁接合部および接合部に接続する部材にどのような応力が生じるかは、まだ不明な点が多い。前報にて、このような構造物が水平力を受けた場合の柱はり接合部の内ダイアフラム¹⁾およびシャパネル²⁾の弾性応力解析について述べた。本論文は、実際に計画された高層建築物の下層部の柱はり接合部をとり出し、有限要素法により接合部近傍のはりフランジの弾性範囲の応力集中に関する研究について述べたものである。図1には、はりフランジの外面、内面、中央面、外縁、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} の定義を示している。はりフランジについて、柱が箱形断面の場合、ウェブ芯から離れた外縁にどの程度の応力が集中するか、又、水平力を受けると接合部がせん断変形を生じ、その結果はりフランジに局部的な曲げ変形が生じ、はりフランジの内面と外面で応力度に差が出る、さらに柱の軸力により、接合部が上下方向に変形し、はりフランジの応力も影響を受けること等を検討

図-1 柱はり接合部とその近傍
(外面、内面、中央面、外縁、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} の定義)

した。はりフランジには σ_x のみならず、 σ_y 、 τ_{xy} も生じることや、この場合の降伏条件にもふれた。現在の日本建築学会鋼構造設計規準(1973年改訂)には、接合部に近接するはりフランジの応力集中について考慮されていないが、溶接止端部の破断に繋がる恐れもあり、無

* 俣山下設計構造設計オフィス 統括部長・工修

Structural Design Dept, YAMASHITA SEKKEI INC. M. Eng.

視できないと考えられる。有限要素法による解析は8シリーズ合わせて44ケースについて検討を行った。

2. モデル化

2.1 柱はり接合部のモデル化

計画建物の構造図を図2に、軸組図を図3に示す。

3階のY3通りとX5通りの接合部をとり出し、長辺方向に、左から右地震力が加わった場合について検討を行う。一次設計時における地震荷重時応力を図4(a)に示す。要素分割モデルの1例を図5に示す。図5(a)は解析モデルのパスで、図5(b)～図5(e)は各断面図を示す。はりフランジの1要素のメッシュ長さは5cmで、板厚(2.5～5cm)の1.0～2.0倍となっている。最小メッシュ長さの定説はないが、文献³⁾によれば、板厚の2～4倍としているものもあり、本解析ではそれ以下としている。又、このモデルに加わる外力を図4(b)に示すが、接合部に於いて、図4(a)の応力と等価になる。柱、はりに加わる外力は柱の軸力を除き、各ケースとも同じとする。図5の場合、節点数は2648、部材数は1344である。解析モデルの支持条件は2枚のシャパネルの中央の節点が支持されており、他は自由としているが外力自体が釣り合っているため、支持点には反力が生じていない。但

図-4 地震荷重時の外力

し、柱とはりが偏心する場合には、はりの横方向への変形を拘束する。なお、図4(b)のモデル化に於いて、柱はりの長さを部材せいの7割以上としているが、これは部材の応力は接合部から、せいの4割以上離れば、理論値に充分近づくからである。

2.2 有限要素法による解析

はりのウェブは四角形の膜要素として解析する。膜要素は面内の剛性だけを持ち、変形自由度は U_x 、 U_y の2自由度で、応力としては図6に示すように面内応力のみで、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 、 σ_1 (最大主応力)、 σ_2 (最小主応力)、 τ_{max} を考慮している。はりのウェブ以外は全てシェル要素とし、面内剛性、面外剛性を持ち、変形自由度は U_x 、 U_y 、 U_z 、 θ_x 、 θ_y の5自由度とする。

応力は図7に示すようにシェル要素の板厚方向の上端、中央、下端について求められる。面外力として、 M_x 、 M_y 、 M_{xy} 、 Q_x 、 Q_y が要素の中央で、又、面内応力度として σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 、 σ_1 、 σ_2 、 τ_{max} がそれぞれ要素の上端(top)、中央(middle)、下端(bottom)で求まる。使用プログラムはKANSAS⁴⁾でNASTRANを参考に作成されたもので、シェル要素は四辺形アイソパラメトリック要素QUAD4⁵⁾を用いている。

(a) 解析モデルパース

(b) 立面図

(c) A-A立面図

(d) B-B平面図

(e) C-C平面図

図-5 要素分割モデル

図-6 膜要素の応力（はりウェブの場合）

図-7 シェル要素の応力（はりウェブ以外）

2. 3 解析ケース

解析を行ったシリーズは8シリーズで、各シリーズ4～8ケース行ない、合計44ケースについて計算した。

表1に解析したケースの一覧表を示す。表1においてNシリーズは柱の軸力比を0から0.8まで変えており、N3-5とN3-10は軸力比を0.3とし、はりの偏心距離を変えている。GB1シリーズは、はりのフランジ巾のみを30cmから60cmまで変えている。GB2シリーズは、はりのフランジ巾を30cmから60cmに変えているが、はりフランジ断面積を一定とし、ダイアフラムの厚さとはりフランジ厚さを同じにしている。Dシリーズはダイアフラムの厚さのみを0.01cmから25cmまで変化させている。

GFシリーズは、はりフランジ厚さを2.5cmから5.0cmまで変えている。ダイアフラムの厚さは、はりフランジ厚さと同じにしている。CFシリーズは、柱のフランジおよび柱のウェブ厚さのみを1.6cmから6.5cmまで変えている。Wシリーズは、はりウェブの厚さのみを0.01cmから2.5cmまで変えている。Eシリーズは、はりの偏心距離を0～15cmまで変えており、はり巾は30cmと40cmの2つとしている。なお、各ケースに共通しているのは、はりフランジ中心間距離が84cm、柱フランジ中心間距離および、柱ウェブ中心間距離が60cmとなっていることである。又、基本となっているケースは、はりがH-876×400×16×36、柱が□-640×640×40×40で、ケース名称の右肩に*印をつけてあるものはケース名称は異なる。

表 1. 解析ケースの 1 覧表および解析結果

シリーズ	名 称	柱板厚 (cm)	梁 巾 (cm)	梁フランジ厚さ (cm)	ダイヤフラム厚 (cm)	梁ウェブ厚 (cm)	柱軸力比 N/N _y	梁偏心の心 (cm)	解 析 結 果								備 考
									梁フランジ応力集中係数								
									α ₁	α ₂	α ₃	α ₄	α ₅	β ₁	β ₂		
N (軸力)	N 0 *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	N 2	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.2	0	1.42	1.20	0.10	0.47	2.05	0.53	0.09		
	N 3	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.3	0	1.42	1.20	0.10	0.47	2.09	0.53	0.09		
	N 4	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.4	0	1.42	1.20	0.10	0.47	2.13	0.53	0.09		
	N 6	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.6	0	1.42	1.20	0.10	0.47	2.21	0.53	0.09		
	N 8	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.8	0	1.42	1.20	0.10	0.47	2.29	0.53	0.09		
	N 3-5 **	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.3	5	1.50	1.19	0.09	0.48	2.20	0.55	0.08		
	N 3-10***	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.3	10	1.42	1.20	0.10	0.49	2.09	0.53	0.09		
GB(1) (44フランジ巾)	GB 6(1)	4.0	60	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.67	1.19	—	0.35	2.19	0.50	—		
	GB 5(1)	4.0	50	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.57	1.20	—	0.50	2.18	0.58	—		
	GB 4(1) *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	GB 3(1)	4.0	30	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.25	1.20	—	0.43	1.73	0.46	—		
GB(2) (44フランジ巾)	GB 6(2)	4.0	60	2.4	2.4	1.6	0.0	0	1.66	1.11	—	0.33	2.02	0.50	—		
	GB 5(2)	4.0	50	2.88	2.88	1.6	0.0	0	1.56	1.15	—	0.46	2.06	0.56	—		
	GB 4(2) *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	GB 3(2)	4.0	30	4.8	4.8	1.6	0.0	0	1.28	1.26	—	0.48	1.88	0.48	—		
D (ダイヤフラム)	D 0	4.0	40	3.6	0.01	1.6	0.0	0	3.70	1.24	—	1.14	5.87	1.97	—	ダイヤフラム無し	
	D 2 8	4.0	40	3.6	2.8	1.6	0.0	0	1.47	1.19	—	0.49	2.05	0.56	—		
	D 3 2	4.0	40	3.6	3.2	1.6	0.0	0	1.44	1.19	—	0.48	2.0	0.54	—		
	D 3 6 *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	D 4 0	4.0	40	3.6	4.0	1.6	0.0	0	1.40	1.20	—	0.47	1.95	0.51	—		
	D 4 5	4.0	40	3.6	4.5	1.6	0.0	0	1.38	1.20	—	0.46	1.92	0.50	—		
	D 2 5 0	4.0	40	3.6	25.0	1.6	0.0	0	1.20	1.22	—	0.37	1.63	0.36	—	ダイヤフラムが厚い	
GF (44 フランジ厚さ)	GF 2 5	4.0	40	2.5	2.5	1.6	0.0	0	1.38	1.13	—	0.42	1.79	0.50	—		
	GF 2 8	4.0	40	2.8	2.8	1.6	0.0	0	1.39	1.15	—	0.43	1.85	0.51	—		
	GF 3 2	4.0	40	3.2	3.2	1.6	0.0	0	1.41	1.17	—	0.45	1.92	0.52	—		
	GF 3 6 *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	GF 4 0	4.0	40	4.0	4.0	1.6	0.0	0	1.42	1.23	—	0.49	2.04	0.53	—		
	GF 4 5	4.0	40	4.5	4.5	1.6	0.0	0	1.43	1.26	—	0.52	2.11	0.54	—		
	GF 5 0	4.0	40	5.0	5.0	1.6	0.0	0	1.44	1.28	—	0.54	2.18	0.55	—		
CF (柱フランジ厚さ)	CF 1 6	1.6	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.27	—	0.61	2.23	0.59	—		
	CF 1 9	1.9	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.41	1.26	—	0.58	2.17	0.58	—		
	CF 2 2	2.2	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.41	1.24	—	0.56	2.13	0.57	—		
	CF 2 5	2.5	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.41	1.23	—	0.54	2.09	0.56	—		
	CF 3 0	3.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.41	1.22	—	0.51	2.04	0.55	—		
	CF 4 0 *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	CF 4 5	4.5	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.46	1.95	0.51	—		
	CF 6 5	6.5	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.40	1.17	—	0.41	1.85	0.47	—		
W (44 ウェブ厚さ)	W 0	4.0	40	4.0	4.0	0.01	0.0	0	1.39	1.22	—	0.90	2.0	0.53	—	ウェブなし	
	W 9	4.0	40	4.0	4.0	0.9	0.0	0	1.45	1.23	—	0.50	2.08	0.54	—		
	W 1 2	4.0	40	4.0	4.0	1.2	0.0	0	1.44	1.23	—	0.50	2.06	0.53	—		
	W 1 9	4.0	40	4.0	4.0	1.9	0.0	0	1.41	1.23	—	0.49	2.02	0.53	—		
	W 2 2	4.0	40	4.0	4.0	2.2	0.0	0	1.40	1.22	—	0.49	2.01	0.53	—		
	W 2 5	4.0	40	4.0	4.0	2.5	0.0	0	1.39	1.22	—	0.49	2.0	0.53	—		
E (偏心接合)	E 0 *	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	0	1.42	1.20	—	0.47	1.97	0.53	—		
	E 5(40)	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	5	1.50	1.19	—	0.48	2.06	0.55	—		
	E 1 0(40)	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.0	10	1.41	1.19	—	0.49	1.98	0.53	—		
	E 5(30)	4.0	30	4.8	4.8	1.6	0.0	5	1.28	1.26	—	0.47	1.89	0.47	—		
	E 1 0(30)	4.0	30	4.8	4.8	1.6	0.0	10	1.30	1.26	—	0.44	1.89	0.48	—		
	E 1 5(30)	4.0	30	4.8	4.8	1.6	0.0	15	1.27	1.27	—	0.47	1.87	0.46	—		
	E 5(40-3)**	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.3	5	1.50	1.19	0.09	0.48	2.20	0.55	0.08		
	E 10(40-3)***	4.0	40	3.6	3.6	1.6	0.3	10	1.42	1.20	0.10	0.49	2.09	0.53	0.09		

注) 1. 左右のはりせいはフランジ中心間距離を84cmとする。
 2. 柱のせい、柱の巾は、板厚中心間距離を60cmとする。
 3. *, **, ***はそれぞれ同一のケースを示している。

図-8(a) はりフランジとダイアフラムの変形 ケース : N3-5

図-8(b) はりフランジ主応力度 (kg/cm^2)
ケース : N3-5 (外面)

図-8(c) はりフランジ軸方向応力度
ケース : N3-5 (kg/cm^2) (外面)

っていても同一のものである。なお、全てのケースともはりウェブのスカラップは考慮していない。

3. 解析結果の1例

NシリーズのN3-5についての解析結果の一部を図8に示す。N3-5は、はりの偏心距離が5cmで、はり巾が40cm、柱の軸力比が0.3の場合である。図8は上部フランジ(図5でいえばC-C平面図)の変形と応力を示している。図8(a)は、はりフランジとダイアフラムの変形を示しているが、ダイアフラムの面内変形は無視できない。図8(b)は外面の主応力を示す。図8(c), (d), (e)は外面, 中央面, 内面の軸方向応力 σ_x と σ_y を示す。はりフランジの応力は中心(ウェブ芯)より外縁にいくに従って応力が大きくなること、外面の応力が内面の応

力より大きいことが分かる。又、柱の軸力が0のときは、左右のはりフランジの応力是对称となるが、柱の軸力の影響により、対称性がくずれ、軸力の影響が出ている。外力は許容応力度設計時を想定しているが、はりフランジの応力は短期許容応力度 $3300\text{kg}/\text{cm}^2$ を超えている。

図8(f)には、はりフランジの面内せん断応力図を示すが、無視できない値となっている。

4. はりフランジの応力集中に関する考察

4.1 概略

箱形断面柱-H形断面はり接合部が水平力を受けると接合部に接続するはりフランジには応力集中が生じることはよく知られている。有限要素法の解析結果を検討すると、応力集中は以下の三つの原因により生じる。

①せん断遅れ現象によりはりフランジ軸方向力の応力

図-8(d) はりフランジ軸方向応力度 (中央部)
ケース : N3-5

図-8(e) はりフランジ軸方向応力度 (内面)
ケース : N3-5

集中が生じ、はり芯（ウェブ芯）より外縁にいくに従い応力が大きくなる。その結果、はりフランジ面にせん断応力が生じ、その影響は無視出来ない。

②はりフランジが接合部のせん断変形により、局部的な曲げ変形を生じ、内面よりも、外面の応力が大き

図-8(f) はりフランジ面内せん断応力度
ケース : N3-5 (kg/cm²)

A-A中央面のフランジ応力

図-9 せん断遅れによるはりフランジ
軸方向応力

くなる。

③柱が軸力を受けると柱はり接合部も上下方向に変形し、その結果はりフランジの応力に影響を与える。柱の軸力に比例して、その影響が大きくなる。以下、各々の原因について、さらに詳しく述べる。

4. 2 せん断遅れ現象によるはりフランジ軸方向応力
箱形断面柱にとりつくH形断面はりフランジには図9に示すようにフランジプレートのせん断遅れにより、軸方向力の応力集中が生じる。鋼製ラーメン橋梁の隅角部のように柱とはりが共に箱型断面については、中井博⁶⁾らが「フランジプレート内の軸方向変位は2次放物線で近似できる」というReisnerの仮定を用い、フランジプ

レート内の軸方向変位に関する基礎方程式を導き、フランジの断面積とウェブの断面積の比をパラメーターとしてフランジプレートの軸方向応力を提案している。

また、奥村らの方法^{7), 8)} をとり入れ、設計法に採り入れているところ⁹⁾ もある。

図9において、はりフランジの平均軸方向応力度を σ_{x0} とすると、 σ_{x0} は次式による。

$$\sigma_{x0} = \frac{M_{b1}}{d_b \cdot A_f} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 M_{b1} ; はりのフェースモーメント
 d_b ; はりフランジの中心間距離
 A_f ; はりフランジの断面積

平均軸方向応力度として、(1)式を採用したのは、解析結果によれば、 M_{b1} のうち約95%をはりフランジが負担しているからで、はりウェブの負担する曲げモーメント

図-10 Nシリーズ、はりフランジ応力集中係数

図-11 GB1シリーズ、はりフランジ応力集中係数

図-12 GB2シリーズ、はりフランジ応力集中係数

図-13 Dシリーズ、はりフランジ応力集中係数

図-14 GFシリーズ、はりフランジ応力集中係数

図-15 CFシリーズ、はりフランジ
応力集中係数

図-16 Wシリーズ、はりフランジ
応力集中係数

が少ないのは、はりウェブとシャパネルが同一平面上にない為と考えられる。

図9において、はりフランジの中立軸断面における最大軸方向応力度を σ_{x1} とすると、 σ_{x1} はウェブから最も離れた外縁において最大値となる。 σ_{x1} と σ_{x0} との比を α_1 とすると、 α_1 は次式による。

$$\alpha_1 = \frac{\sigma_{x1}}{\sigma_{x0}} \dots\dots\dots (2)$$

有限要素法による解析結果による α_1 を表1に、又、各シリーズ毎の α_1 を図10から図16に示す。図11, 12からは、はりフランジ巾が大きい程、図13からはダイアフラムの厚さがうすい程、図14からは、はりフランジが厚い程、図16からは、はりウェブがうすい程それぞれ α_1 が大きくなる事が分かる。又、 α_1 の値は1.4前後である。なお、表1において、D1のようにダイアフラムの厚さが0に近いと、はりフランジには極めて大きな応

(a) 柱はり接合部の変形

(b) A部はりフランジの変形 (c) 附加曲げ応力度
図-17 地震時はりフランジの局部曲げ
変形と応力

図-18 はりフランジ軸応力度 (t/cm^2)

力集中が起こること、又、D5のようにダイアフラムの厚さを25cmと厚くしても α_1 の値は1.2となり、1.0以上になっている。

4. 3 はりフランジの局部曲げによるはりフランジの軸方向応力の集中

柱はり接合部は、地震力を受けると図17(a)に示すように、せん断変形を生じる。その結果、はりフランジが局部的な曲げ変形を生じ、はりフランジに附加曲げモーメントを生じ、中央面の応力に比べ、外面の応力は大きく、内面の応力は小さくなる。はりフランジの外面、中央面、内面の応力分布 σ_x の計算例を図18に示す。

図18において、外面における σ_x の最大値を σ_{x2} とし中央面における σ_x の最大値を σ_{x1} とすると、既に述べたように σ_{x1} 、 σ_{x2} ともフランジの外縁に生じ、その比

図-19 柱の軸力によるはりフランジの変形と応力

を α_2 とすると、 α_2 は次式で表すことができる。

$$\alpha_2 = \frac{\sigma_{x2}}{\sigma_{x1}} \dots\dots\dots (3)$$

α_2 の結果を表1に、又、各シリーズの α_2 を図10から図16に示す。 α_2 に大きな影響を与えるのは、はりフランジ厚さと柱のフランジ厚さで、はりフランジが厚い程、又、柱フランジがうすい程、 α_2 が大きくなる傾向にある。又、 α_2 の値は約1.2程度である。

4. 4 柱軸力がはりフランジ応力に与える影響

図19に示すように、柱に軸力が作用すると柱はり接合部が上下方向に変形し、その結果、はりフランジの外面に圧縮応力 σ_{x3} 、内面に引張応力 σ_{x3}' が作用する。

柱軸力がはりフランジの軸方向応力に与える影響を α_3 とすると、 σ_{x3} は、 α_3 と柱の軸方向応力度(柱の軸力を柱の断面積で除したもの)および、はりフランジ厚さ t_f により、次式のように表すことができる。

$$\sigma_{x3} = \alpha_3 \cdot t_f^{0.7} \cdot \frac{N_c}{A_c} \dots\dots\dots (4)$$

σ_{x3} : 柱軸力の影響によりはりフランジに生じる応力

N_c : 柱の軸力(kg)

A_c : 接合部における柱の断面積(cm^2)

t_f : はりフランジ厚さ

α_3 を表1に示すが、その値はほぼ0.1となっている。

以上より、はりフランジの σ_x の最大値 $\sigma_{x(\max)}$ は次式で表すことができる。

$$\sigma_{x(\max)} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{x0} \pm \alpha_3 \cdot \frac{N_c}{A_c} \dots\dots (5)$$

(5)式に於いて、+は、はりフランジが圧縮側、-は引張側を示す。

σ_{x0} は(1)式、 α_1 は(2)式、 α_2 は(3)式、 α_3 は(4)式によるが、各ケースの α_1 、 α_2 、 α_3 の値を表1に示す。

なお、柱軸力が作用すると左右のはりフランジ応力に乱れが生じるが、 α_1 、 α_2 を求める場合、左右の平均の値をとっている。

4. 5 はりフランジの材軸方向に直交する応力 σ_y

はりフランジに生じる面内応力度 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} はすでに図1において定義されている。図8(c)、(d)、(e)に示すようにはりフランジには材軸方向に直交する面内応力度 σ_y が生じており、無視できないことが分かる。

σ_y の最大値 $\sigma_{y(\max)}$ とx方向の平均応力度 σ_{x0} との関係を次式のように表す。

$$\sigma_{y(\max)} = \alpha_4 \cdot \sigma_{x0} \dots\dots\dots (6)$$

σ_{x0} は(1)による。有限要素法による α_4 の計算値を表1に示す。表1によれば、 α_4 の値はほぼ0.5前後で、はりフランジが厚い程、柱フランジがうすい程、 α_4 の値は大きくなっている。

4. 6 はりフランジの最大主応力について

図8(b)にはりフランジの外面の最大主応力の計算結果を示してあるが、設計荷重時を対象としているのに、かなり大きな値になっていることがわかる。はりフランジの最大主応力を $\sigma_{\max}$ とし、平均応力度 σ_{x0} との比を α_5 とすると、 α_5 は次式で表すことができる。

$$\alpha_5 = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{x0}} \dots\dots\dots (7)$$

σ_{x0} は(1)式による。

α_5 の解析結果を表1と図10～図16に示す。 α_5 の値は柱の軸力が大きい程、ダイアフラムの板厚がうすい程はりフランジが厚い程、柱フランジがうすい程、大きくなっている。又、D₀(ダイアフラムの厚さが0.01cm)、D25(ダイアフラムの厚さが25cm)を除き、 α_4 の値は約2.0前後の値となっている。

4. 7 はりフランジの面内せん断応力度について

はりフランジにはせん断遅れ現象により、面内せん断応力度が発生する。せん断応力度の解析結果を図8(g)に示してある。面内せん断応力度 τ_{xy} の最大値 $\tau_{xy(\max)}$ と平均軸方向応力度 σ_{x0} との比を β_1 とすると、 $\tau_{xy(\max)}$ は柱に軸力がない場合、次式で表すことができる。

$$\tau_{xy(\max)} = \beta_1 \cdot \sigma_{x0} \dots\dots\dots (8)$$

σ_{x0} は(1)式による。

β_1 の解析結果を表1と図10～図16に示す。

β_1 の値はダイアフラムの板厚がうすい程、はりフランジの板厚が厚い程、柱フランジの板厚がうすい程、大きくなるといえる。 β_1 の値はD₀、D250を除き、ほぼ0.5前後の値となっている。柱に軸力が作用する場合の $\tau_{xy(\max)}$ は次式で表すことができる。

$$\tau_{xy(\max)} = \beta_1 \cdot \sigma_{x0} - \beta_2 \cdot \frac{N_c}{A_c} \dots\dots\dots (9)$$

ここで N_c は柱の軸力で A_c は接合部における柱の断面積を示す。 β_2 の計算結果を表1に示す。表1によれば、 β_2 は0.09で、柱の軸力に比例している。なお、(9)式右辺の第2項の影響は小さいので無視してもよい。

5. はりフランジの降伏条件

5. 1 Von Mises の降伏条件

柱はり接合部が水平力を受けると、応力の集中が起こり、はりフランジには σ_x のみならず、 σ_y 、 τ_{xy} が生じ、これらの応力の最大値 $\sigma_{x(max)}$ 、 $\sigma_{y(max)}$ 、 $\tau_{xy(max)}$ はそれぞれ、はりフランジの外面でウェブ芯から離れた外縁に生じている。この場合の降伏について、Von Misesの降伏条件を用いて検討する。平面応力状態におけるMisesの降伏条件は次式で表すことができる。

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \leq \sigma_y^2 \quad \cdots (10)$$

(10)式において、 σ_x の代わりに(5)式の $\sigma_{x(max)}$ 、 σ_y の代わりに(6)式の $\sigma_{y(max)}$ 、 τ_{xy} の代わりに(8)式の $\tau_{xy(max)}$ を代入すれば、降伏条件式が次式のように求まる。

$$\begin{aligned} & (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{x0} + \alpha_3 \cdot t_f^{0.7} \cdot \frac{N_c}{A_c})^2 + \\ & (\alpha_4 \cdot \sigma_{x0})^2 + 3(\beta_1 \cdot \sigma_{x0})^2 - (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{x0} + \\ & \alpha_3 \cdot t_f^{0.7} \cdot \frac{N_c}{A_c}) \times (\alpha_4 \cdot \sigma_{x0}) \leq \sigma_y^2 \quad \cdots (11) \end{aligned}$$

但し、 σ_y は材料の降伏強度とする。応力集中係数を表1を参考にして、以下のように仮定する。

$$\alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1.5 \quad \alpha_3 = 0.1 \quad \alpha_4 = 0.45$$

$$\beta_1 = 0.5$$

(12)式に代入し、整理すると、

$$\begin{aligned} & 2.53\sigma_{x0}^2 + 0.255 \cdot t_f^{0.7} \cdot \frac{N_c}{A_c} \sigma_{x0} + \\ & 0.01 \cdot t_f^{1.4} \cdot \left(\frac{N_c}{A_c}\right)^2 \leq \sigma_y^2 \end{aligned}$$

左辺の第3項は小さいので無視すると、

$$\sqrt{2.53\sigma_{x0}^2 + 0.255 \cdot t_f^{0.7} \cdot \frac{N_c}{A_c} \sigma_{x0}} \leq \sigma_y \quad \cdots (12)$$

5. 2 計算例

はりの断面がH-876×400×16×36、はりのフェースモーメント $M=259t \cdot m$ 、柱の断面を640×640×40($A_c=960 \text{ cm}^2$)、柱の軸力を950t(柱の降伏比0.3)、はりの材質をSN490Bとする。

$$\sigma_{x0} = \frac{259 \times 10^5}{84 \times 40 \times 3.6} = 2141 \text{ kg/cm}^2 \text{ を代入すると、}$$

$$(12) \text{式の左辺} = 3594 \text{ kg/cm}^2$$

σ_y は実際の降伏点強度をとってよいので、建築基準法で定められた材料強度の1.1倍と仮定すると、

$$(12) \text{式の右辺} = \sigma_y = 1.1 \times 3300 = 3630 \text{ kg/cm}^2$$

(12)式を満足しているので、仮定した断面でよい。

6. まとめ

箱形断面柱-H形断面はり接合部が水平力を受けた場

合の接合部に接続するはりフランジの応力を有限要素法により解析した。柱の軸力、はりフランジ巾、ダイアフラムの厚さ、はりフランジ厚さ、柱フランジ厚さ、はりウェブ厚さ、柱芯とはり芯が異なる偏心接合の場合等、合計44ケースについて計算を行った。はりフランジの応力はせん断遅れ現象によりはり芯から離れ、外縁にいくに従い、応力が集中すること、接合部のせん断変形により、はりフランジは局部的な曲げ変形を生じ、内面より外面の応力が大きくなること、柱の軸力により接合部が上下方向に変形し、はりフランジの応力も影響を受けることが判明した。又、はりフランジ外縁には σ_x のみならず、 σ_y や τ_{xy} が生じ、この場合の降伏条件を(11)、(12)式に示した。このように、多軸応力状態となる部分は脆性破断の起点となり易いと言える。はりフランジの応力度については今後さらに実験等により比較検討する必要がある。

謝 辞

本研究を進めるに当たりご指導頂きました、早稲田大学名誉教授 松井源吾先生、武蔵工業大学教授 望月重先生に感謝致します。

参考文献

- 岡本隆之祐；箱形断面柱-H形断面はり接合部における内ダイアフラムのフーリエ級数による弾性応力解析，日本建築学会構造系論文報告集，第461号，PP. 100～110，1994年7月
- 岡本隆之祐；箱形断面柱-H形断面はり接合部のシャパネルの複素応力関数による弾性解析，日本建築学会構造系論文報告集，第468号，PP. 127～136，1995年2月
- 財団法人日本鋼構造協会編；鋼構造物の疲労設計指針・同解説，PP. 284
- 清水弘道他4名；汎用構造解析システムKANSAの開発と適用研究，日本建築学会第10回電子計算機利用シンポジウム論文集，PP. 217～222，1988年
- R.H. MacNeal；A Simple quadrilateral Shell Element, Computer & Structure, vol.8 Pergamon Press 1987, PP. 175～183
- 中井博他2名；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，土木学会論文報告集，No. 455, PP. 95～104，1992年10月
- 奥村敏恵他1名；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. 1～8，1968年5月
- 岡本瞬三編集；鋼構造の研究，奥村敏恵教授還暦記念会，技報堂，PP. 463～559，1977年5月
- 首都高速道路公団；鋼構造物設計基準，1981年9月

(1994年9月9日原稿受理，1995年3月1日採用決定)