

O J 1 2 工 区 の 設 計

(曲面フランジを有する隅角部の設計)

石川 貴雄¹⁾ 中本 啓介²⁾

近年、都市内景観を考慮して高架橋の鋼製脚の隅角部に曲面フランジを採用する例がいくつか見られるようになってきた。本橋梁の鋼製脚も景観を考慮したワイングラス型構造で曲面フランジを有する。この形式に対しての設計法は確立されたものがなく、実験もしくはFEM解析により設計が行われているのが現状である。本文では立体FEM解析を用いた横リブの形状検討ならびに、奥村およびBeedleの方法¹⁾(以下、慣用設計法)を適用するにあたっての補正方法について述べる。

まえがき

O J 12工区は、首都高速板橋足立線と首都高速5号池袋線とを結ぶ連結路の一部を成すものである。構造としては、ワイングラス型鋼製脚に上層および下層の3径間連続鋼床版箱桁(1主桁2シェル)を剛結したものである。デザイン的には周辺環境の景観を考慮して、ラケット型橋脚の上段柱と下層横梁の張り出しに丸みをつけたワイングラス的な曲線を有し、また、上部工は下フランジが鋼床版に平行となったスリムな形をしている。図-1に位置図、図-2, 3に上部および下部一般図を示す。

曲面フランジを有する隅角部の設計としては同一断面の柱と梁が直角もしくは鈍角に剛結され、外側のフランジが曲面構造となる形式についていくつか例がみられる。この場合、その特殊な構造のため明確な設計法が確立されておらず、FEM解析^{1), 2), 3)}または構造実験を行うことで一般に設計が行われている。

本橋脚の隅角部も、異なる幅をもつ下層横梁と上段柱が鋭角に結合し、外側フランジが曲面となる特殊な構造(以下、曲面隅角)であるため、慣用設計法を直接適用できない。本文ではFEM解析を用いて検討し、次の内容を設計に反映したの

で報告する。

- ①横リブの有無による曲面フランジの応力状態
- ②直角に折れ曲がる隅角(以下、直交隅角)と曲面隅角の応力状態を比較し、慣用設計法を適用するための補正係数

1. 隅角部構造詳細および検討項目

一般的な隅角部は柱と梁のフランジが直角に交差し、横梁と柱の腹板高が同一幅であり、これに対する慣用設計法は確立されている。本橋脚の隅



図-1 位置図

1) 東京設計部設計一課係長 2) 東京設計部設計二課

角部の場合、鋭角フランジと曲面フランジ（曲率半径 $R=2,000\text{m}$ および $6,000\text{m}$ ）を併せてもっている。さらに、横梁と柱の腹板高が異なり、過去に施工された隅角とは構造的に異なる。そのため、慣用設計法を適用するにはいくつかの問題があった。そこで以下に示す項目について検討を行った。

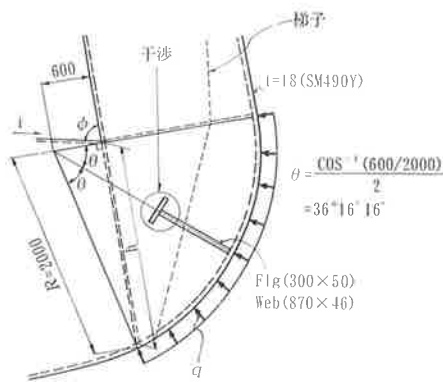
1) 曲面フランジ部のリブ配置

隅角部の曲面フランジには直交フランジ構造とは異なり、板の面外変形による応力度（以下、板曲げ応力）が生じる。そこで、フランジ断面を経済的に設計するために、板曲げ応力を抑えるリブを配置することが考えられる。

例えば、図-4の考え方で隅角内の横リブを設計すると、内部の脚内梯子および脚内排水に干渉するため、横リブを設置できない。そこでFEM解析を行い、曲面隅角の横リブが曲面フランジに及ぼす影響および横リブ自体に発生する応力度を調べる。

2) 慣用設計法を適用するための補正係数

曲面隅角の設計は、直交隅角の設計に用いられる慣用設計法を用いる。慣用設計法は直交隅角の



軸力（フランジ面内方向力）
 $N=2100\text{kgf/cm}^2 \times 1.8\text{cm}=3780\text{kgf/cm}$

フランジ面外方向発生力（側差力の算出）

$$q = \frac{N}{R} = \frac{3780}{2000} = 18.9\text{kgf/cm}^2$$

横リブが $36^\circ 16' 16''$ の範囲の上記発生力に抵抗するものと考えると上図の横リブ断面となる。

図-4 横リブ設計例

表-1 隅角部形状

	横梁幅 (mm)	左隅角部			右隅角部		
		i (%)	ϕ	h (mm)	i (%)	ϕ	h (mm)
P1	2200	9.0000	85° 8' 34"	1908	1.5000	79° 8' 26"	1908
P2	2000	8.9828	85° 7' 59"	1908	1.5000	//	1908
P3	2000	5.1537	82° 57' 1"	1908	1.5000	//	1908
P4	2200	1.5010	80° 51' 36"	1908	1.5010	79° 8' 24"	1908
P5	2000	1.5160	80° 52' 7"	1908	1.5160	79° 7' 53"	1908
P6	2000	4.0000	82° 17' 26"	1908	4.0000	77° 42' 34"	1908

内側フランジ部の応力集中について考慮したものである。したがって、鋭角交差フランジ、曲面フランジおよび梁柱幅の違いによる特性が慣用設計法では考慮されていない。そこで、曲面と直交隅角の両タイプのFEM解析による応力度および応力分布を比較することにより、未考慮の構造特性に関する補正係数を求め慣用設計法に反映する。設計照査式としては下記のようなになる。

①直応力度

$$\Sigma \sigma = \alpha \times (\sigma_n + \sigma_{by} + \sigma_{ys}) + \sigma_{bz} + \sigma_{zs} < \sigma_a \quad (1)$$

ここに

- α : 直応力に関する補正係数
- σ_n : 軸力による応力度
- σ_{by} : 橋脚面内曲げモーメントによる応力度
- σ_{yz} : 橋脚面外曲げモーメントによる応力度
- σ_{ys} : 橋脚面内に関するせん断遅れ応力度
- σ_{zs} : 橋脚面外に関するせん断遅れ応力度
- σ_a : 許容軸方向応力度

②せん断応力度

隅角域

$$\Sigma \tau = \beta \times \tau_z + \tau_y + \tau_t < \tau_a$$

隅角内

$$\Sigma \tau = \beta \times (\text{Beedleの式}) < 0.45 \sigma_a$$

ここに

- β : せん断応力度に関する補正係数
- τ_z : 橋脚面内せん断応力度
- τ_y : 橋脚面外せん断応力度
- τ_t : ねじりによるせん断応力度
- τ_a : 許容せん断応力度

2. 曲面フランジを有する隅角部の設計

2.1 FEMモデル

前出の項目についてFEM解析を行う。解析には汎用プログラムCOSMOS/Mを用いる。

(1) 解析対象

設計対象となる橋脚は6基あり、表-1で最も鋭角となるP6橋脚の右隅角（ $\theta=77$ 度）について解析する。

横梁幅は奥村の式を用いて比較し、応力集中の程度が大きくなる2,200mとした。

フランジおよび腹板の板厚は、6基の橋脚の平

均値 ($t=20\text{mm}$) とした。

(2) 解析モデル

解析モデルは図-5に示す2種類の実構造に基づく曲面構造と直交構造のものを対象にした。なお、曲面構造においては、設計上配置可能な横リブを考慮したモデルを含む。

境界条件は下層横梁を固定、上段柱を自由とする。各部材の長さは、境界条件が着目領域の解析値に影響を及ぼさないように、フランジ幅の2倍程度確保する。

モデル化に用いる要素は、面内回転自由度を有する1節点6自由度の3節点三角形薄肉シェル要素を用いる。

(3) 荷重ケース

荷重としては、立体骨組解析結果を基に本隅角において支配的となる橋脚面内荷重を考えた。ここでは荷重ケースとして軸力、せん断力、曲げモーメントの各単位荷重とする。また、補正係数の算定では実際の応力状態で比較するために実荷重の組み合わせケースも考える。この実荷重ケースは各断面力のそれぞれについて最大となる同時性のある組み合わせケースを考え、3ケースを用いる。各荷重ケースを表-2に示す。

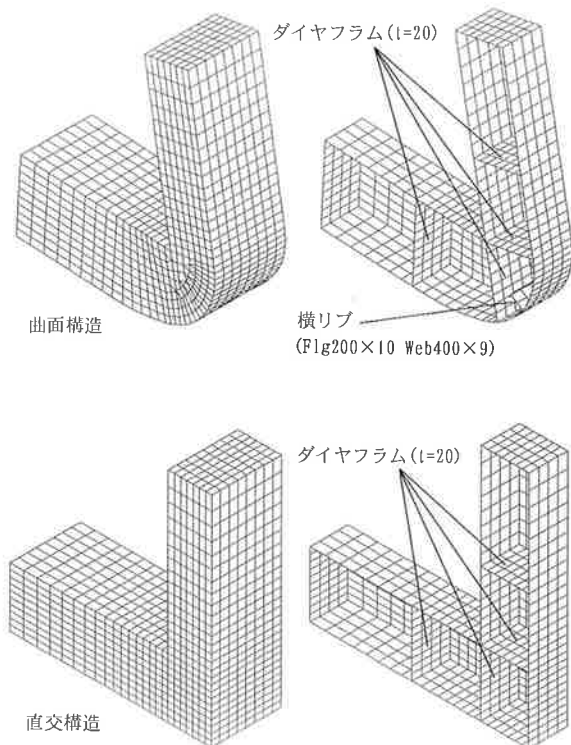


図-5 要素分割図

表-2 荷重ケース

ケース	荷重	直角フランジ	曲面フランジ
1	軸力単位荷重		
2	曲げ単位荷重		
3	せん断力単位荷重		
4	実荷重(軸力最大)		
5	実荷重(せん断力最大)		
6	実荷重(曲げ最大)		

※はせん断力による曲げを考慮したもの

2.2 FEM解析による検討

直交隅角と曲面隅角との構造の違いが着目領域の応力度に及ぼす影響を調べるため、各荷重ケースの要素毎の板表面(板曲げ+膜)の応力および膜応力を求めた。

慣用設計法は応力集中する隅角の内側フランジについて考えている。ここでは、曲面フランジに関する比較も行うため、図-6および図-7に示す①から⑩の領域ごとに絶対値が最大となる応力度を抽出する。

(1) 曲面フランジ部のリブの検討

曲面隅角の横リブが曲面フランジに及ぼす影響および横リブ自体に発生する応力度を調べた。

表-3にリブのある場合とない場合の単位荷重ケースでの応力度を示す。これは、各モデルの曲面フランジと横リブの各応力度の最大値を抽出したものである。

表-3より、図-5に示す横リブに生じる応力度(直応力度, せん断応力度, Von. Mises相当応力)は曲面フランジの応力度の20~30%程度となる。したがって、前章の“1) 曲面フランジ部のリブ配置”で計算されたような大きい横リブは必要ないことがわかる。また、曲面フランジ(領域⑦)付き横リブの有無による各応力度は、設計上ほぼ一致する値となった。このことより、補正係数算定に用いるFEMモデルには横リブを考慮しないこととする。

(2) 補正係数の算定

表-4に各荷重ケースごとの解析値と補正係数を示す。表-4に示す補正係数には、設計では考慮しないフランジ交差部の局所的な応力集中などが含まれる。そのため、慣用設計法に反映する適切な補正係数は以下の手順に従って求めた。

表-3 曲面フランジ部の応力度に及ぼすリブの配置

直応力度 σ (kgf/cm²) (方向は設計時に対応)

荷重ケース	モデル	Flg応力度	Rib応力度	比率(Rib/Flg)
1(軸力)	リブ無	119.0		26.1%
	有	120.7	31.1	25.8%
2(曲げモーメント)	リブ無	2.1		29.1%
	有	2.2	0.6	27.8%
3(せん断力)	リブ無	1089.2		30.3%
	有	1106.5	329.7	29.8%

せん断応力度 τ (kgf/cm²) (方向は設計時に対応)

荷重ケース	モデル	Flg応力度	Rib応力度	比率(Rib/Flg)
1(軸力)	リブ無	75.4		21.6%
	有	76.0	16.3	21.4%
2(曲げモーメント)	リブ無	1.5		20.0%
	有	1.5	0.3	20.0%
3(せん断力)	リブ無	680.1		24.5%
	有	686.4	166.8	24.3%

Von-Mises 相当応力 (kgf/cm²)

荷重ケース	モデル	Flg応力度	Rib応力度	比率(Rib/Flg)
1(軸力)	リブ無	166.7		21.5%
	有	169.6	35.9	21.2%
2(曲げモーメント)	リブ無	3.2		21.9%
	有	3.2	0.7	21.9%
3(せん断力)	リブ無	1521.6		23.2%
	有	1541.7	353.5	22.9%

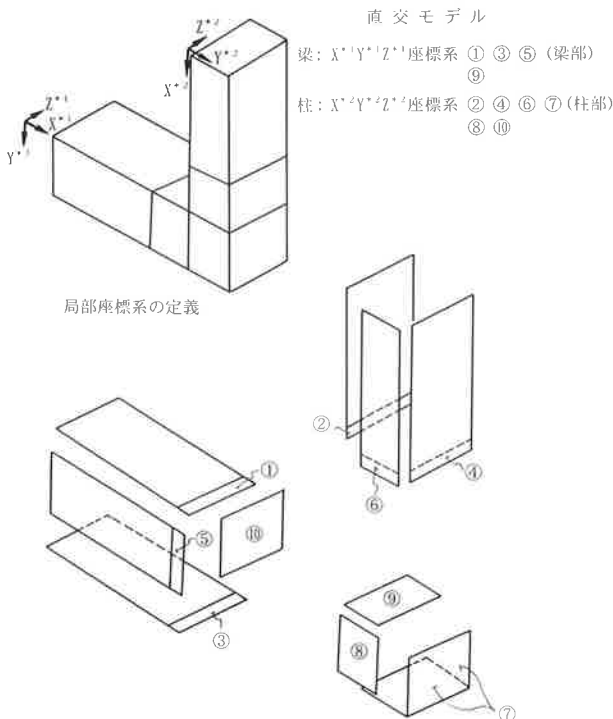


図-6 直交隅角部の着目領域

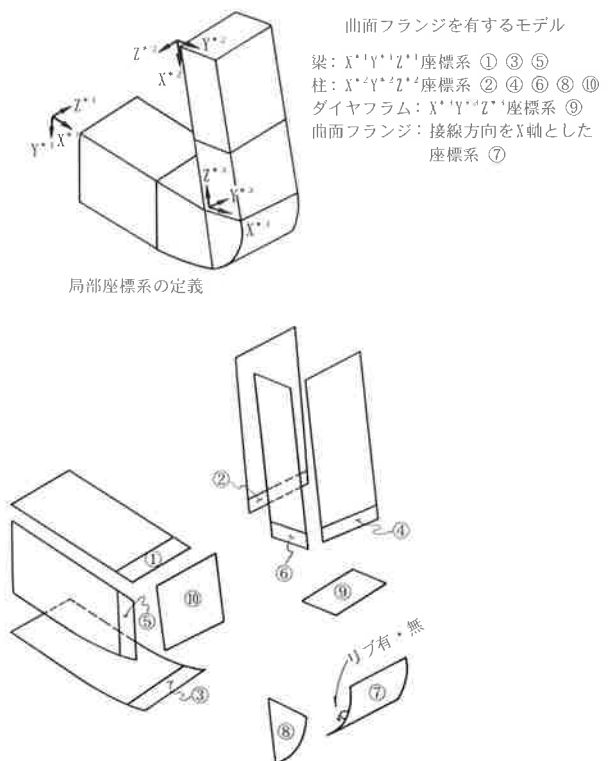


図-7 曲面隅角の着目領域

表-4 FEM解析値による補正係数の算出

1. 直応力度(kgf/cm²)

板表面(板外面着目, 板曲げ考慮)について

フランジ部		直応力度			
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数	
単位荷重 軸力	1	①	169	118	1.35
		②	-86	-103	0.83
		③	-96	-110	0.87
		④	-126	-94	1.34
単位荷重 曲げモーメント	2	①	-2	-2	1.23
		②	-2	-2	1.16
		③	1	1	1.14
		④	2	2	1.29
単位荷重 せん断力	3	①	1291	1091	☆ 1.18
		②	1251	1082	☆ 1.16
		③	-727	-635	1.14
		④	-1134	-901	1.26
実荷重 軸力最大	4	①	384	327	1.17
		②	-930	-928	☆ 1.00
		③	-178	-312	0.57
		④	-41	-43	0.94
実荷重 せん断力最大	5	①	-459	-516	0.89
		②	-1028	-968	☆ 1.06
		③	196	252	0.78
		④	369	312	1.18
実荷重 曲げモーメント最大	6	①	285	-342	0.83
		②	-1047	-1024	☆ 1.02
		③	-156	-250	0.62
		④	-110	109	1.00

ウェブ部		直応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑤	-146	90	1.62
	⑥	-136	-109	1.24
2	⑤	-2	-2	1.06
	⑥	-3	-2	1.18
3	⑤	1234	1203	1.03
	⑥	1368	1164	1.19
4	⑤	300	-339	0.89
	⑥	-1019	-988	1.03
5	⑤	-456	-636	0.72
	⑥	-1125	-1031	1.09
6	⑤	216	-477	0.45
	⑥	-1148	-1091	1.05

隅角部		直応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑦	-126	-94	1.34
	⑧	-167	-101	1.65
	⑨	100	74	1.35
	⑩	-28	-68	0.41
2	⑦	2	2	1.30
	⑧	3	2	1.88
	⑨	-1	-1	1.28
	⑩	-2	-1	1.18
3	⑦	-1134	-902	1.26
	⑧	-1555	-888	1.75
	⑨	884	719	1.23
	⑩	919	767	1.20
4	⑦	-41	-186	0.22
	⑧	-574	-686	0.84
	⑨	217	142	1.53
	⑩	-530	-638	0.83
5	⑦	372	312	1.19
	⑧	-640	-650	0.99
	⑨	-347	-330	1.05
	⑩	-658	-673	0.98
6	⑦	106	142	0.75
	⑧	-648	-713	0.91
	⑨	-170	-210	0.81
	⑩	-624	-706	0.88

板中立軸(膜応力)について

フランジ部		直応力度			
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数	
単位荷重 軸力	1	①	155	120	1.29
		②	-84	-97	0.86
		③	-92	-113	0.81
		④	-104	-91	1.15
単位荷重 曲げモーメント	2	①	-2	-1	1.20
		②	-2	-2	1.14
		③	1	1	0.83
		④	2	2	1.12
単位荷重 せん断力	3	①	1080	937	1.15
		②	1079	949	1.14
		③	-503	-606	0.83
		④	-942	-855	1.10
実荷重 軸力最大	4	①	389	303	1.28
		②	-845	-805	☆ 1.05
		③	-201	-330	0.61
		④	-32	-48	0.66
実荷重 せん断力最大	5	①	-331	-297	1.11
		②	-913	-768	☆ 1.19
		③	129	187	0.69
		④	310	274	1.13
実荷重 曲げモーメント最大	6	①	308	254	1.21
		②	-944	-830	☆ 1.14
		③	-135	-289	0.47
		④	93	89	1.06

ウェブ部		直応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑤	134	90	1.50
	⑥	-134	-102	1.32
2	⑤	-2	-2	1.05
	⑥	-2	-2	1.17
3	⑤	1148	1126	1.02
	⑥	1283	1099	1.17
4	⑤	282	-322	0.87
	⑥	-949	-932	1.02
5	⑤	-437	-698	0.73
	⑥	-1051	-975	1.08
6	⑤	-199	-452	0.44
	⑥	-1070	-1030	1.04

隅角部		直応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑦	-101	-88	1.14
	⑧	-144	-98	1.46
	⑨	91	74	1.24
	⑩	-40	-77	0.51
2	⑦	2	2	1.12
	⑧	2	2	1.50
	⑨	-1	-1	1.26
	⑩	-2	-1	1.20
3	⑦	-908	-837	1.08
	⑧	-1248	-865	1.44
	⑨	820	681	1.20
	⑩	870	711	1.22
4	⑦	-32	-202	0.16
	⑧	-582	-667	0.87
	⑨	228	159	1.43
	⑩	-560	-652	0.86
5	⑦	298	287	1.04
	⑧	-649	-633	1.02
	⑨	-299	-293	1.02
	⑩	-660	-662	1.00
6	⑦	90	-166	0.54
	⑧	-657	-742	0.89
	⑨	171	-170	1.01
	⑩	-646	-713	0.91

2. せん断応力度(kgf/cm²)

フランジ部		せん断応力度			
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数	
単位荷重 軸力	1	①	90	86	1.06
		②	30	33	0.92
		③	47	84	0.56
		④	70	30	2.35
単位荷重 曲げモーメント	2	①	0	0	0.90
		②	1	0	1.07
		③	0	0	0.90
		④	1	1	2.39
単位荷重 せん断力	3	①	215	252	0.85
		②	183	155	1.18
		③	233	259	0.90
		④	534	190	2.81
実荷重 軸力最大	4	①	334	336	0.99
		②	213	213	1.00
		③	108	309	0.35
		④	66	45	1.47
実荷重 せん断力最大	5	①	208	186	1.12
		②	199	189	1.05
		③	52	152	0.34
		④	145	38	3.78
実荷重 曲げモーメント最大	6	①	314	311	1.01
		②	226	223	1.02
		③	89	279	0.32
		④	29	44	0.65

ウェブ部		せん断応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑤	137	147	☆ 0.94
	⑥	20	4	4.79
2	⑤	1	1	1.37
	⑥	1	0	1.64
3	⑤	525	380	☆ 1.38
	⑥	594	441	☆ 1.35
4	⑤	741	719	☆ 1.03
	⑥	238	213	1.11
5	⑤	647	589	☆ 1.10
	⑥	359	289	☆ 1.24
6	⑤	765	735	☆ 1.04
	⑥	303	260	1.17

隅角部		せん断応力度		
荷重ケース	位置	曲面構造	直交構造	補正係数
1	⑦	75	70	1.08
	⑧	105	98	☆ 1.07
	⑨	73	57	1.28
	⑩	18	33	0.57
2	⑦	1	1	2.08
	⑧	2	1	1.49
	⑨	1	1	1.13
	⑩	1	1	1.15
3	⑦	681	353	1.93
	⑧	859	595	☆ 1.44
	⑨	391	357	1.10
	⑩	340	282	1.21
4	⑦	26	232	0.11
	⑧	276	214	1.29
	⑨	184	111	1.65
	⑩	230	267	0.86
5	⑦	224	117	1.92
	⑧	285	191	1.49
	⑨	68	85	0.81
	⑩	265	267	0.99
6	⑦	70	200	0.35
	⑧	212	144	1.47
	⑨	143	86	1.65
	⑩	264	290	0.91

☆は2-4の条件により消去した結果得られる補正係数

1) 直応力度の補正係数 α

表-4の内側フランジ部 (図-6, 7の①および②の領域), 外側フランジ部 (③, ④および⑦の領域) およびダイヤフラム部 (⑨および⑩) を荷重毎に比較すると, 内側フランジ部に応力が集中する傾向があることがわかる。

一方, 慣用設計法の奥村の式によって求める応力度は, 内側フランジの交差部近傍 (①および②の領域) の直応力度に着目したものである。これらのことから, 着目領域は①および②の領域とする。

ここで実荷重と単位荷重を同じ応力度レベルで比較するために換算率を用いる。このとき, 実荷重ケースでの各設計断面力 (軸力, 曲げモーメントおよびせん断力) の最大値を基に換算する。

ここに換算率 μ は,

軸力について

$$\mu = \frac{\text{実荷重ケースでの軸力最大値}}{\text{単位荷重}} \\ = 433.9/100 = 4.339$$

曲げモーメントについて

$$\mu = \frac{\text{実荷重ケースでの曲げモーメント最大値}}{\text{単位荷重}} \\ = 356.1/100 = 3.561$$

せん断力について

$$\mu = \frac{\text{実荷重ケースでのせん断力最大値}}{\text{単位荷重}} \\ = 62.7/100 = 0.627$$

となる。

この結果, 各荷重ケースに対して次の条件を満たす補正係数は無視する。

①実荷重ケースについて

許容応力度の50%以下は支配的応力にならないと考え, $700\text{kgf/cm}^2 (= \sigma_a/2)$ 以下を無視する。

②単位荷重ケースについて

- ・軸力ケース
 $160\text{kgf/cm}^2 (= 700/4.339)$ 以下を無視する。
- ・曲げモーメントケース
 $200\text{kgf/cm}^2 (= 700/3.561)$ 以下を無視する。
- ・せん断力ケース

$1100\text{kgf/cm}^2 (= 700/0.627)$ 以下を無視する。

①および②の領域において, 上記の条件を考慮すると,

単位荷重ケースに関する表より

ケース 3 [せん断力ケース] : $\alpha = 1.18$

板中立軸に関する表から

ケース 5 [せん断力ケース] : $\alpha = 1.19$

が求まる。これらから, $\alpha = 1.2$ とした。

2) せん断応力度の補正係数 β

設計基準⁴⁾の規定に従うと隅角部のフランジは腹板厚以上になるため, 腹板以外の領域の係数は無視する。

慣用計算法では, 次の2種類の方法で計算している。

- a) Beedleの方法: 隅角内腹板 (領域⑧) に働くせん断応力度の照査
- b) せん断流理論: 隅角域腹板 (領域⑤および⑥) に働くせん断応力度の照査

このことから, ⑤, ⑥および⑧の領域に着目し, 直応力度の補正係数の算定と同じ換算率を用いる。したがって, 次の条件を満たす補正係数は無視する。

①実荷重ケースについて

$315\text{kgf/cm}^2 (= \tau_a/2 = 0.45 \sigma_a/2)$ 以下を無視する。

②単位荷重ケースについて

- ・軸力ケース
 $70\text{kgf/cm}^2 (= 315/4.339)$ 以下を無視する。
- ・曲げモーメントケース
 $90\text{kgf/cm}^2 (= 315/3.561)$ 以下を無視する。
- ・せん断力ケース
 $500\text{kgf/cm}^2 (= 315/0.627)$ 以下を無視する。

上記の条件を考慮すると,

単位荷重ケースに関する表より,

ケース 3 (領域⑧) : $\beta = 1.44$

実荷重ケースに関する表より

ケース 5 (領域⑥) : $\beta = 1.24$

が求まる。単位荷重ケースは極端な荷重状態であるため, 実荷重ケースを重視して $\beta = 1.3$ とした。

以上, 慣用設計法に適用する補正係数の算定について示した。

3. まとめ

本文では、O J 12工区の鋭角交差フランジならびに曲面フランジを有する鋼橋脚隅角部と一般直交隅角部とを比較したF E M解析結果に基づいて検討を行い、設計に次の内容を反映した。

- ①横リブと曲面フランジの直応力度の最大値を比較すると、荷重ケースによらず横リブに発生する応力度は曲面フランジの応力度に対して20～30%程度である。このことから、曲面フランジの面外変形を抑えるために設けた横リブには、実際大きな応力が発生しておらず、Flg200×10およびWeb400×9の横リブ断面で十分である。
- ②直交隅角と鋭角フランジおよび曲面フランジを併せもつ曲面隅角の構造の違いを示す補正係数は次のとおりである。

直応力度の補正係数 $\alpha = 1.2$

せん断応力度の補正係数 $\beta = 1.3$

あとがき

今後、景観手法がますます取り入れられ、本橋脚のような曲線美を生かした鋼構造物が増えるものと思われる。本文が、そのような設計をするときの一つの参考資料になれば幸いである。

参考文献

- 1) 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，1968. 5.
- 2) 佐藤省三・熊谷健二・山崎啓子：鋼橋脚梁部の曲面フランジを有する隅角部の検討，首都高速道路公団技報第23号，1991.
- 3) 高田 寛・金子俊一：箱断面湾曲フランジ応力の簡易計算法の提案，横河ブリッジ技報，No. 22，1993. 1.
- 4) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準（平成4年4月）.