

§ 4. 「隅角部の設計法」 成果報告書

標 題

鋼製橋脚隅角部の設計上の問題点とその対策

目 次

1. まえがき
2. 隅角部の設計法の現状調査
 - (1) 調査項目
 - (2) 調査方法
 - (3) 調査結果
3. 隅角部の試設計とFEMモデルの作成
 - (1) 設計条件
 - (2) 一般形状寸法
 - (3) FEMモデル
4. 隅角部の設計法の検討
 - (1) 面外力の評価方法の検討
 - (2) 重なり合う隅角部の設計法の検討
 - (3) 合成応力度の評価法の検討
5. あとがき(含む分科会の委員構成)

参考文献

鋼製橋脚隅角部の設計上の問題点とその対策

鋼橋技術研究会
 示方書研究部会
 国内設計基準研究分科会
 隅角部の設計法W.G.

1. まえがき

都市内に造られる鋼製橋脚はラーメン構造形式をとることが多い。ラーメン構造の隅角部に注目すると、応力方向の急変、はり柱の接合面での応力集中およびせん断おくれ等により隅角部の応力状態は初等はり理論とは大きく異なる。このため、設計にあたっては十分な配慮が必要である、とされている。しかしながら、我が国の道路橋示方書には隅角部の設計細目に関する具体的な規定が見られず、各公団・公社ごとに独自の設計基準を定めているのが現状である。

基本とする設計思想は各基準とも同じであるものの、合成応力度の照査方法が微妙に違っているため、設計された隅角部の寸法諸元が適用基準によって異なることも指摘されている。また、各基準に見られる奥村・石沢の方法¹⁾(以後、文献1)の方法を奥村・石沢の方法と呼ぶ)をそのまま利用することができない特殊な隅角部が数多く出現し、設計技術者がその対応に迷うことも少なくない。

このような現状に鑑み、鋼橋技術研究会(会長 伊藤学 東京大学教授)示方書研究部会国内設計基準研究分科会に設けられた隅角部の設計法ワーキンググループ(構成員4名)では、1986年7月隅角部の設計法に関する調査研究活動を開始した。活動の目標は、現在隅角部の設計法として広く利用されている奥村・石沢の方法を用いた慣用設計法の問題点の抽出と対症療法的な意味での対応策の検討にあった。第1回の会合において、具体的な設計例を調べ隅角部の設計法の現状分析から始める必要性を認め、国内設計基準研究分科会の会員各社にアンケート調査を依頼した。アンケートの集計結果は、2節で報告するが、現行の隅角部の設計上の問題点として抽出できた項目は、以下の通りである。

- ①照査点における同時載荷状態の断面力の抽出方法が立体構造の場合煩雑である。
- ②奥村・石沢の方法では、面外力に対する設計法が明示されていない。
- ③奥村・石沢の方法では板曲げによる応力度を無視している。
- ④合成応力度の評価方法に対する明確な規定がなく、評価方法が公団・公社ごとに異なる。
- ⑤残留応力や疲労が隅角部の強度に及ぼす影響の程度が不明である。
- ⑥特殊な形状をした隅角部の設計法が整備されていない。
- ⑦隅角部内の板座屈の照査方法および補剛材の設計方法が不明確である。

- ⑧溶接施工性に配慮した構造細目の規定がない。
- ⑨FEM解析を実施すると、要素分割の仕方によっては奥村・石沢の方法を用いて計算された応力度よりも大きな応力度が隅角部に発生することがあり、また算出された応力度の評価方法が明確でない。

本報告は、上記の問題点を念頭に、鋼製橋脚隅角部の設計上の検討課題を整理し、若干の考察を加えたものである。

2. 隅角部の設計法の現状調査

隅角部の設計法の現状を調べるために、我が国の鋼製橋脚隅角部を対象に、下記の項目についてアンケート調査を行った。

(1) 調査項目

- ①適用基準、②隅角部の構造、③断面力の抽出方法、④面外力の評価方法、
- ⑤合成応力度の検討方法、⑥FEM解析の実施の有無、など

(2) 調査方法

アンケート用紙を分科会会員各社に送付し、鋼製橋脚隅角部について必要事項を記入していただくとともに、適宜図面等を添付していただき、それらを回収するアンケート調査方式により調査を行った（1986年7月～9月実施）。

(3) 調査結果

アンケート調査で対象とした会社は28社であり、42体の隅角部モデルに関するデータを回収した。紙面の都合上、図面等の詳細なデータの掲載は省略する。

隅角部の設計に適用されている設計基準を発注者である公団・公社名で代表させ、図-1に示す。図-1のデータ中首都高速道路公団の数が多いため、アンケート調査が関東圏を中心に行なわれたことも影響していると思われる。図-2、図-3より、隅角部を立体構造として扱っている例が多く、立体骨組構造が増えたのに伴い、面外力を評価しなければならない機会が増加していることが分かる。図-4は、合成応力度の照査を行っているかどうかを調べたものである。合成応力度の照査方法が、照査をしない場合も含めて設計基準ごとに微妙に違っていることが問題と思われる。特殊な形状の隅角部が増えているが、現状では、FEM解析が用いられるケースは少ないことが図-5より分かる。

アンケート調査の結果を検討したところ、現行の隅角部の設計法にはいくつかの問題点が含まれているとはいうものの、隅角部の設計にあたっては設計技術者がそれぞれの立場から対応策を講じており、多種多様な解決方法が施されていることが分かった。そこで、アンケートの結果を参考に、問題点を次の3点に絞ることとした。

- ①面外力が作用するときどのような隅角部の設計方法が考えられるか。
- ②隅角部が重なり合う場合の設計はどのように行えばよいか。
- ③合成応力度の評価方法が設計結果にどのような影響を及ぼすか。

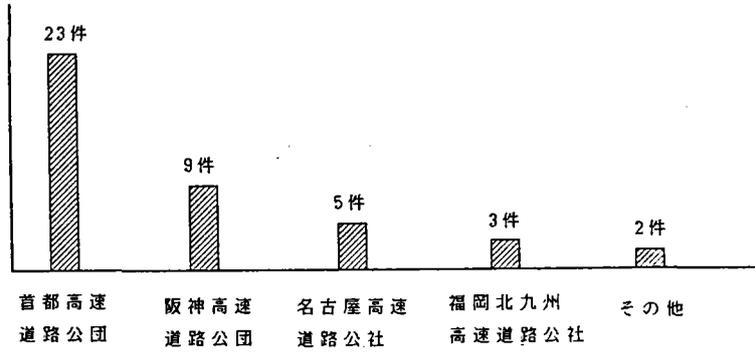


図-1 発注者(通用設計基準)

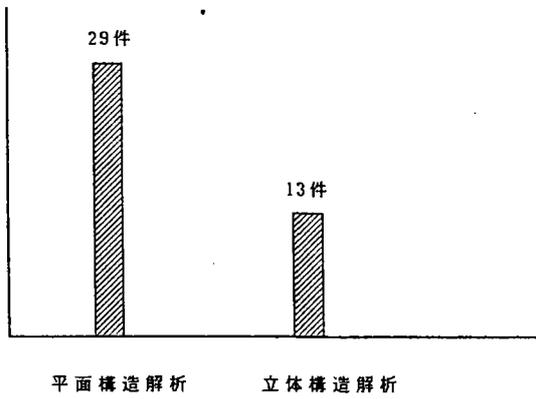


図-2 構造解析の種類

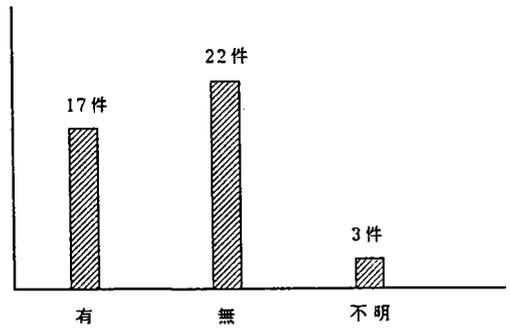


図-3 面外力の評価の有無

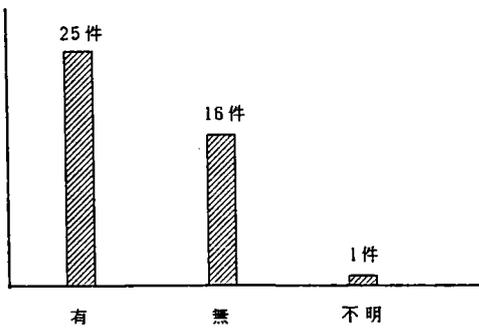


図-4 合成応力度の照査の有無

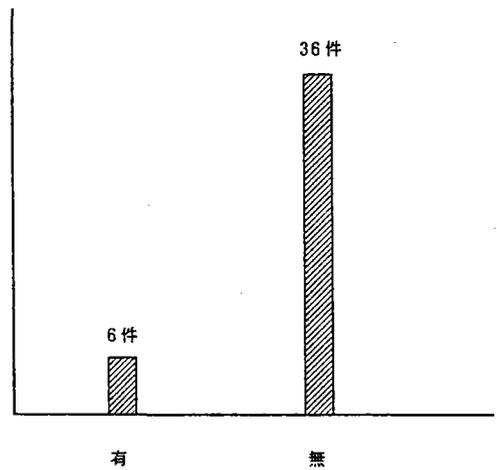


図-5 FEM解析実施の有無

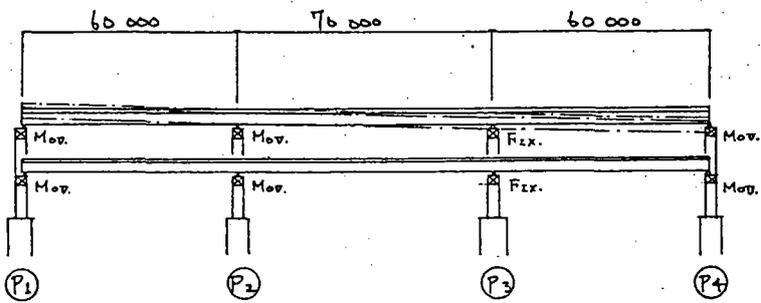
3. 隅角部の試設計とFEMモデルの作成

この節では、典型的な鋼製橋脚を想定し、隅角部の試設計を行い、現行設計法を検討するためのFEMモデルの作成を試みる。

(1) 設計条件

設計条件は表-1に示す通りである。

表-1 設計条件

橋 格	一等橋 (TL-20)
形 式	3径間連続箱桁 (2本主桁×2、4本主桁×1) 2層式鋼製ラーメン橋脚
支 間 割	60.0m+70.0m+60.0m 
	(P ₃) 橋脚を試設計の対象とした。
幅 員	上層 : 2 @ (0.5m+9.25m+0.5m) 下層 : 0.5m+9.25m+1.0m+9.25m+0.5m
舗 装	アスファルト舗装 8cm厚
床 版	RC床版 24cm厚
高 欄	RC壁式高欄……710kg/m
設計震度	$K_h = 0.33$
設計荷重	死荷重、活荷重、温度変化(±35℃)、地震荷重(橋軸方向・橋軸直角方向)

(2) 一般形状寸法

橋脚の形状寸法は図-6に示す通りである。試設計は、表-1の設計条件をもとに設計荷重を求め、同時載荷状態の断面力を抽出し、荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮して断面決定を行った。ただし、詳細設計は行っていない。

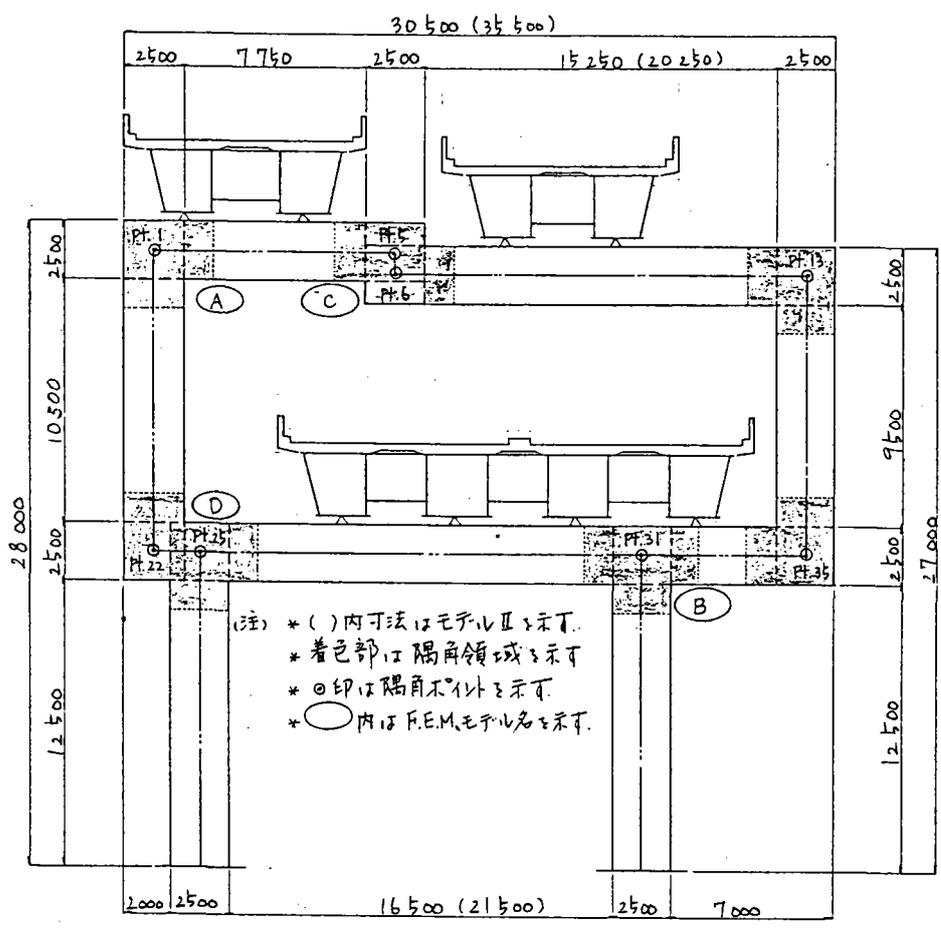


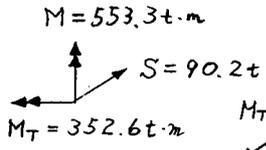
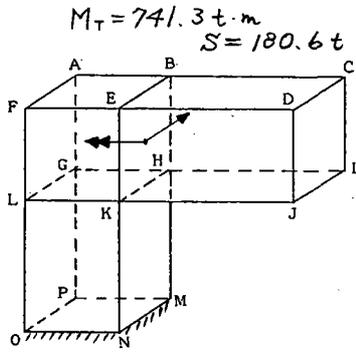
図-6 鋼製橋脚の一般図 (P₃ 橋脚)

(3) FEMモデル

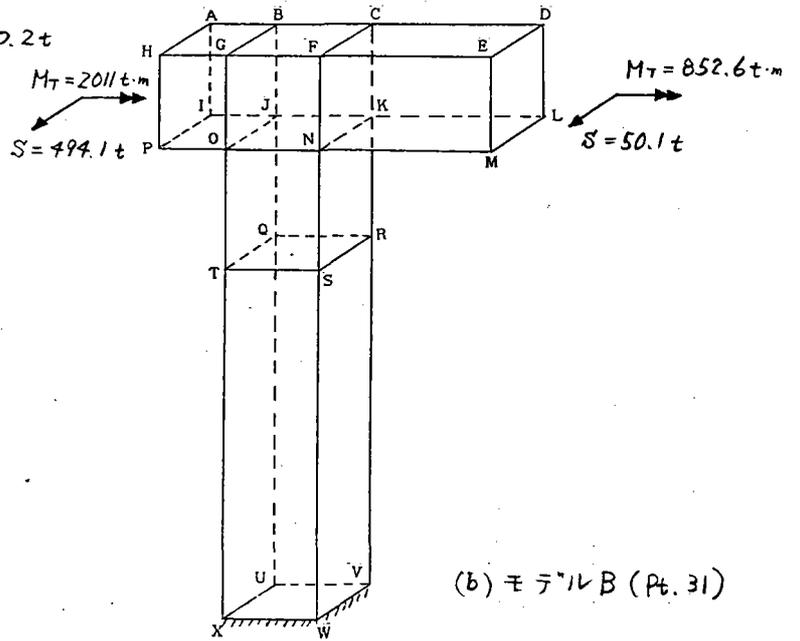
ここでは、試設計された断面と断面力を用いて、FEM解析を実施するための隅角部モデルと要素分割について述べる。

①対象とした隅角部モデル

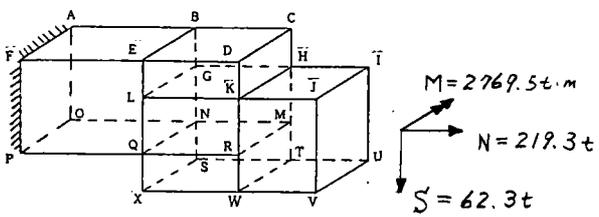
解析モデルを図-7に示す。荷重状態としては面内荷重と面外荷重の2つのケースを考え、図-6の全体構造系の中から取り出した図-7の解析モデルの自由端に構造物に発生する内力を外力として作用させた。モデルA、Bは両外力評価用のモデルであり、モデルC、Dは重なり合う隅角部の検討用モデルである。



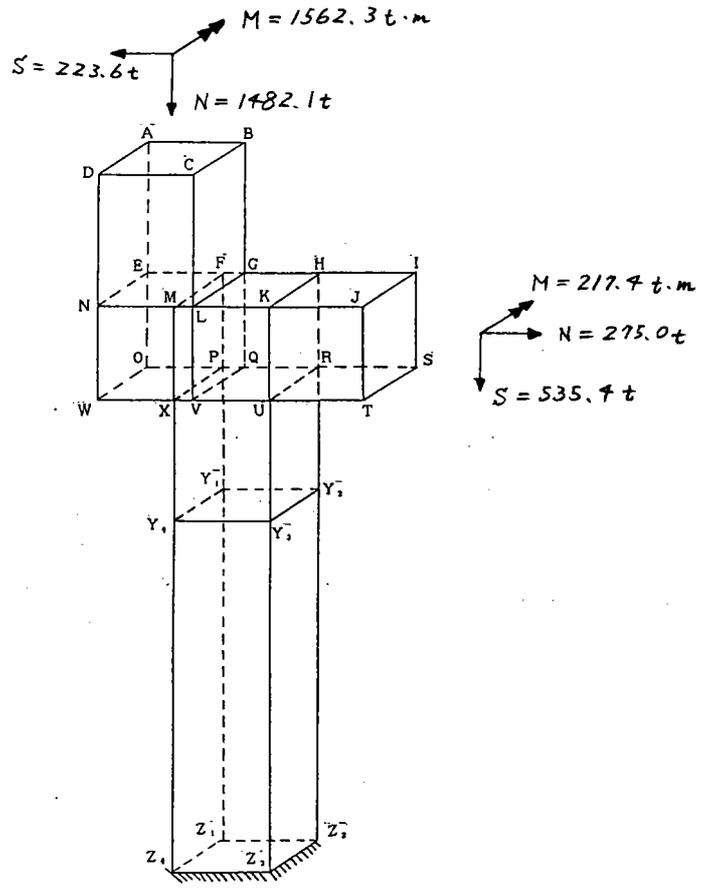
(a) モデル A (Pt. 1)



(b) モデル B (Pt. 31)



(c) モデル C (Pt. 5, Pt. 6)



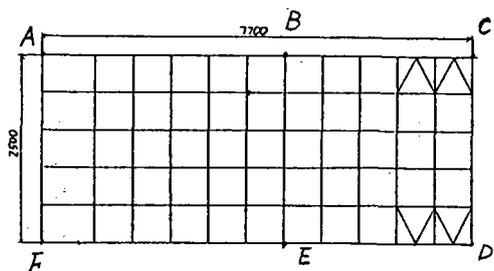
(d) モデル D (Pt. 22, Pt. 25)

図-7 解析モデル

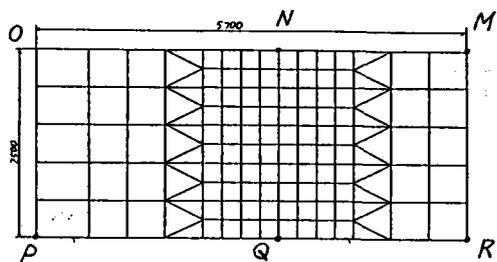
②要素分割

モデルCを例に、ウェブとフランジの要素分割図を図-8に示す。

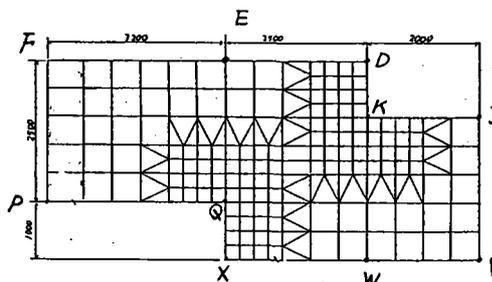
要素分割にあたっては、既往の研究成果⁴⁾を参考に、梁・柱とも断面のコーナー部からフランジ幅または腹板高のそれぞれ5%離れた位置で応力評価が行えるよう配慮した。



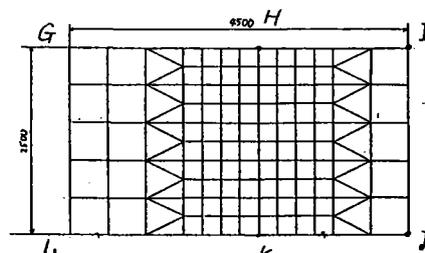
(d) 梁上フランジ(左)



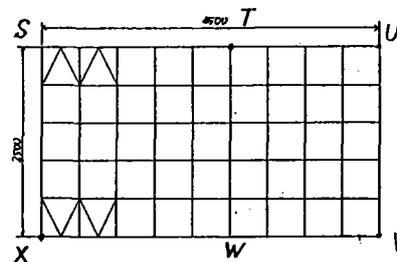
(e) 梁下フランジ(左)



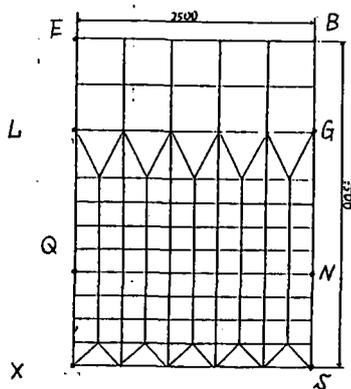
(a) ウェブ



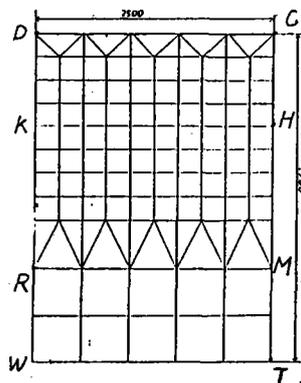
(b) 梁上フランジ(右)



(c) 梁下フランジ(右)



(f) 柱フランジ(左)



(g) 柱フランジ(右)

図-8 要素分割図

4. 隅角部の設計法の検討

(1) 面外力の評価方法の検討

隅角部の設計法において奥村・石沢の方法が良く用いられることは前述のとおりであるが、この方法は構造物の面内方向力に対する設計法で、所謂面外力に対する設計法については、現状では統一的な方法はない。

このため、従来は設計技術者の判断でケースバイケースで設計されてきた。

これは従来の構造物が単純で面外断面力が支配的となるケースがすくなかったことによるものと考えられる。アンケート結果もこの辺の事情を反映したものと思われる。

面外力を考慮する場合でも、全断面有効として、あるいは何らかの有効巾を考えて、通常の断面計算を行って応力度を求め面内応力に加算しており、面内応力で考えられるシアラグ応力や面外力の場合特有な応力の偏りは考慮されないケースが多かった。

最近の構造物の複雑化によって設計上面外力に対する何等かの評価をしなければならないケースも見られる。このため、本節では、面外力が作用する場合の応力分布性状を把握し応力値を推定するためパラメータ解析を試みた。

パラメータ解析は通常に見られる構造諸元の範囲内で実施したが、これは応力分布が非常に多くのパラメータに左右されるため解析的に求めることは現状では不可能であることからおおよその応力分布を求め、設計に必要であればその値を算出することを可能にするためである。

図-9 に面外力の伝達の様子を示す。

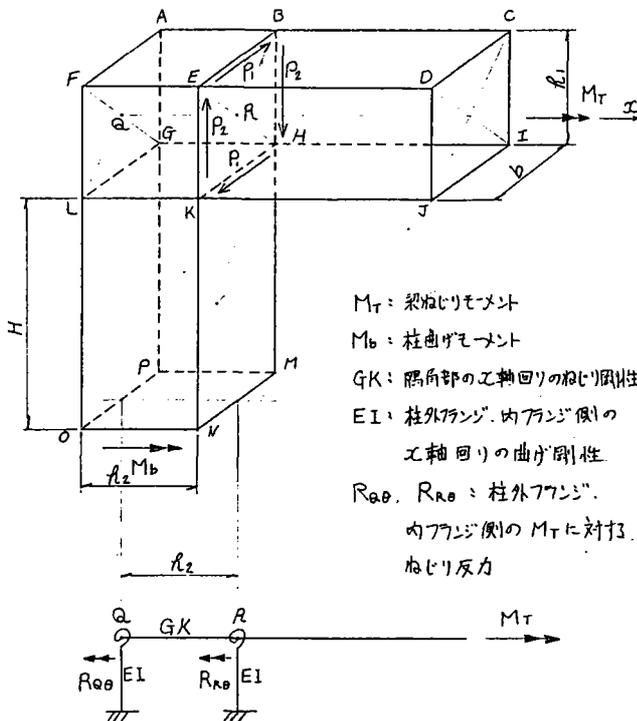


図-9 ねじりモーメント-曲げモーメントの伝達モデル

梁から柱への面外力の伝達の要点は梁ねじりモーメントが柱曲げモーメントへ伝達される部分にある。

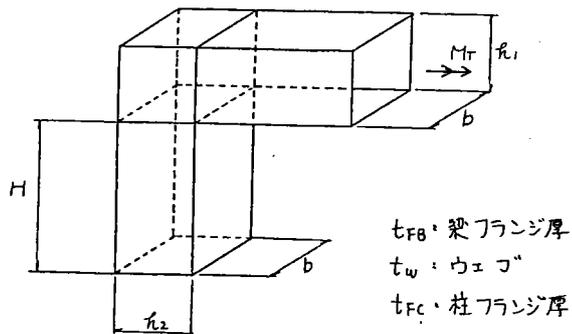
図に示すようにねじりモーメント M_T は梁ウェブより伝達される $P_2 \cdot b$ と梁フランジより伝達される $P_1 \cdot h$ の2つの偶力の加算されたものとして M_b へ伝達されるものと考えられる。

また柱右フランジ側の応力と左フランジ側の応力は隅角部の梁としてのねじり剛性と柱の曲げ剛性によっても影響を受けると考えられる。

従って柱の応力分布は次のパラメータに影響されるものと思われる。

- h_1, h_2, b
- t_{FB}, t_w, t_{FC}
- H

これらのパラメータに対し図-10に示すケースについてFEM解析を実施した。



単位 cm

case	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
r_1	300	300	300	300	300	300	150	150	150	150	300	300	300	150	300
r_2	300	300	300	300	150	150	300	300	150	150	300	300	300	300	150
b	300	300	300	150	300	150	300	150	300	150	300	300	300	300	150
t_{FB}	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3	2	3
t_w	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2
t_{FC}	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3	2
H	50	300	600	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300

図-10 解析パラメータ

図-11に解析結果の一部を示す。図-11はウェブの垂直応力 σ とセン断応力 τ の分布であるが、柱の内側フランジ、外側フランジ^(逆)の応力分布と梁のセン断応力の分布に特徴がある。また明らかにシアラグ応力の存在も認められる。

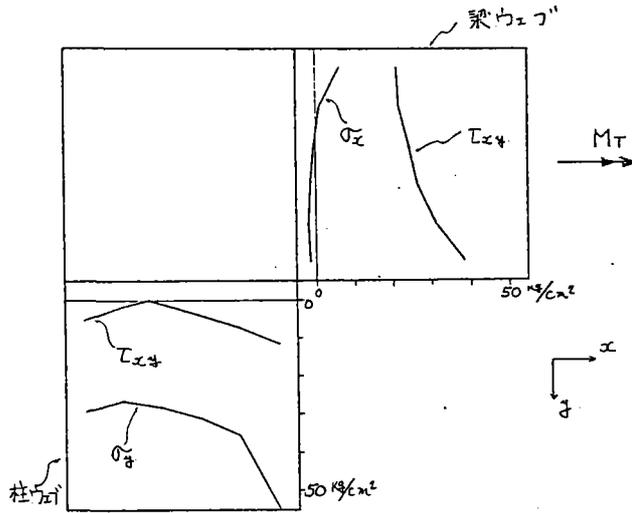


図-11 FEM解析の結果 (CASE 2)

図-12は $\alpha = GK/h_2/EI/H$ による応力の偏りの比率を示したものである。これより α が 2.0以上では応力の比率は一定値に近くなる。2.0以下の場合ばらつきが大きくなりH以外のパラメータの影響が大きくなるものと推測される。

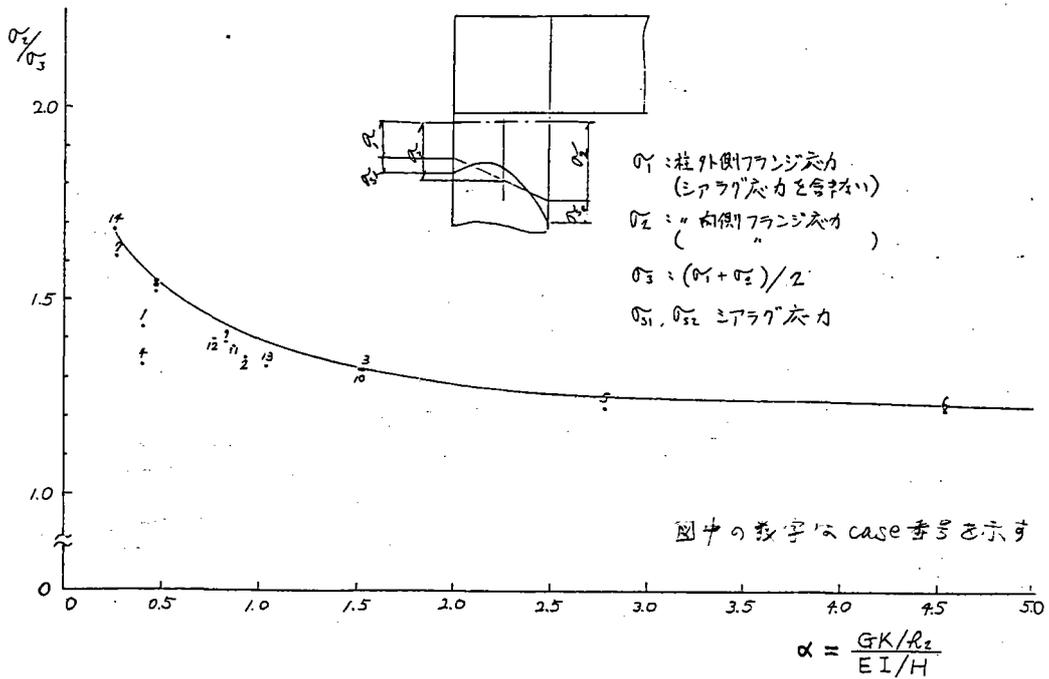


図-12 応力分布の比率 (1)

α の小さい部分での $\beta = GK/EI$ と応力比率の関係を図-13に示す。破線はほぼ平均値、実線はほぼ上限値である。

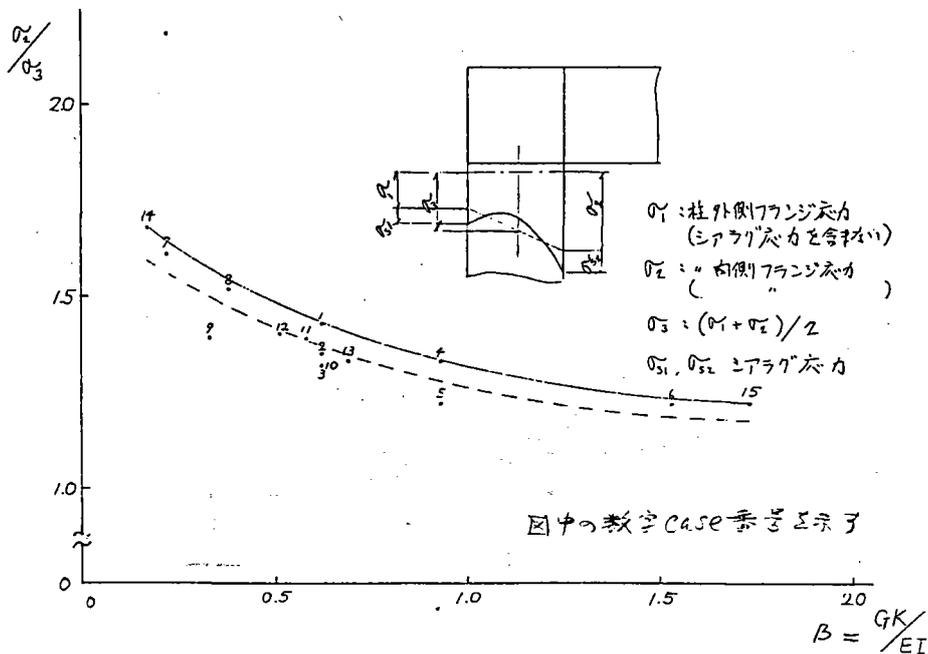


図-13 応力分布の比率 (2)

これらをまとめると次のことが云えるようである。

1. h_1/h_2 の影響が大きい。
2. b/h_2 も影響がある。
3. t_{FB}/t_W も影響がある。

影響の小さいものを無視して応力の比率を求めると概ね次式で表わされるようである。

$$\sigma_2 / \sigma_3 = (1.35 + \gamma + \delta + \epsilon) \times \eta \dots\dots\dots (1)$$

$\gamma, \delta, \epsilon, \eta$ は図-14、15、16、17 による。

従来、応力の偏りを考慮しないで設計されている例も多く、その必要性は議論の別れる所であるが、特にねじりモーメントが重要な役割を占める構造においては上式によりおおむねその分布比率を把握することができる。

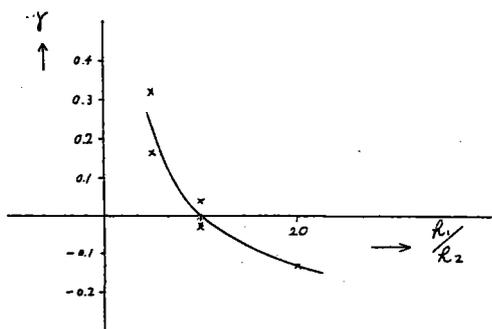


図-14 h_1 / h_2 による補正

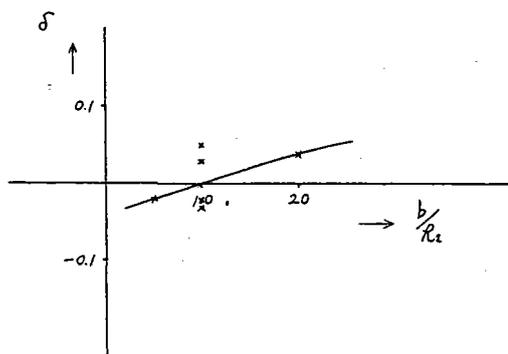


図-15 b / h_2 による補正

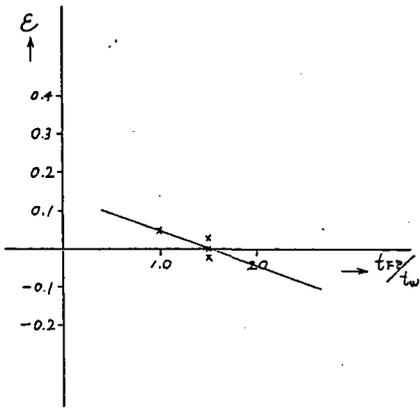


図-16 t_{FB}/t_w による補正

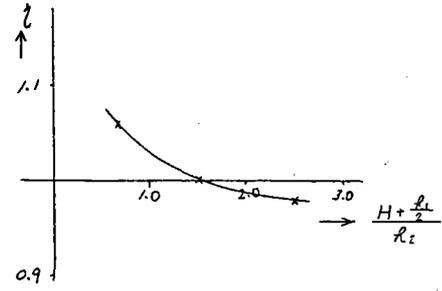


図-17 柱高による補正

T形、十字形隅角部に関しては次のように考えればほぼ安全側と考えられる。

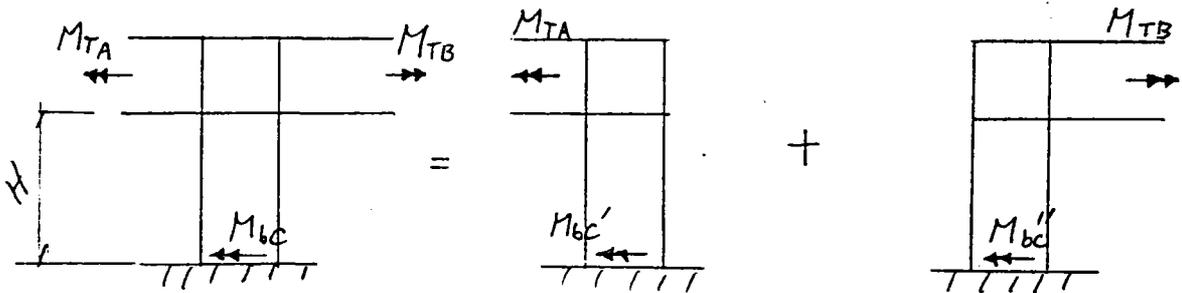


図-18 隅角部のモデル化

(2) 重なり合う隅角部の設計法の検討

モデル橋脚の重なり合う隅角部として、上層梁部の段違い部 ($\gamma + \beta$) モデルCと左側の芯ズレ柱部 ($\beta + \gamma$) モデルDについて検討をする。

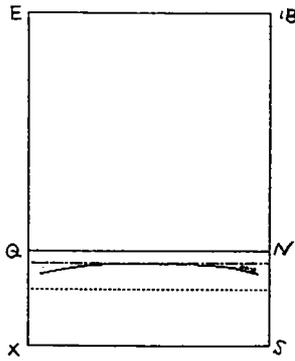
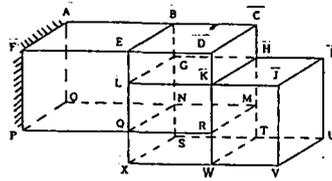
この型の隅角部の設計は、一般的には以下の三通りの方法が用いられてきた。

- ① 単独の型どうしの組み合わせられたものとして各々の型について奥村・石沢の方法により板厚を算定し重なり合う部分は、板厚の大きい方を用いる。
- ② 腹板をのぞいて①の方法によるが、腹板にたいしては、それぞれ単独の型のフランジ力と剪断力を足し合わせた断面力を用いて板厚を決定する。
- ③ ①又は②の方法によるが、FEM解析により応力度を照査する。

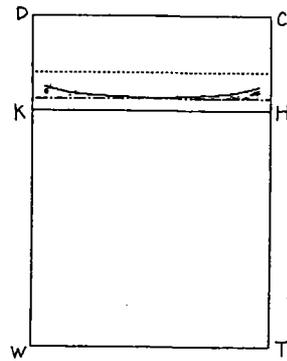
ここでは、②の腹板の設計方法についてFEM解析の結果と比較し検討を試みる。

図-19, 20 に、モデルC, DをFEM解析した結果を示す。

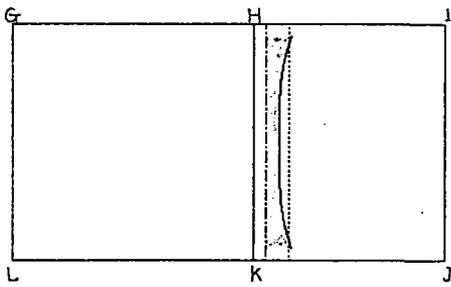
表-2 に、モデルC, DをFEM解析した結果と奥村・石沢の方法により計算した場合との応力度の比較を示す。



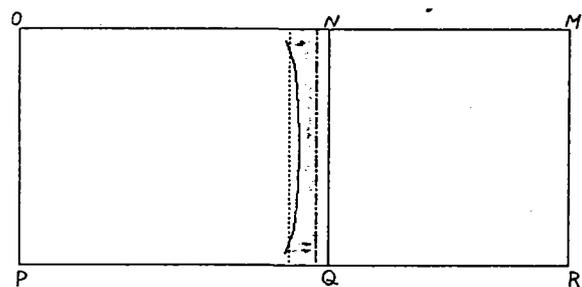
(a) 柱左フラングの σ_x



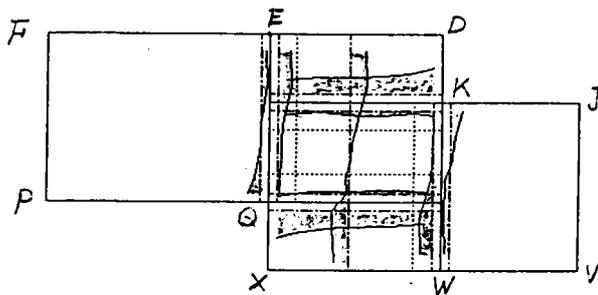
(b) 柱右フラングの σ_x



(c) 右梁上フラングの σ_x



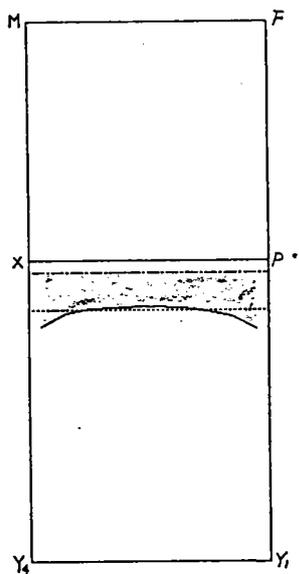
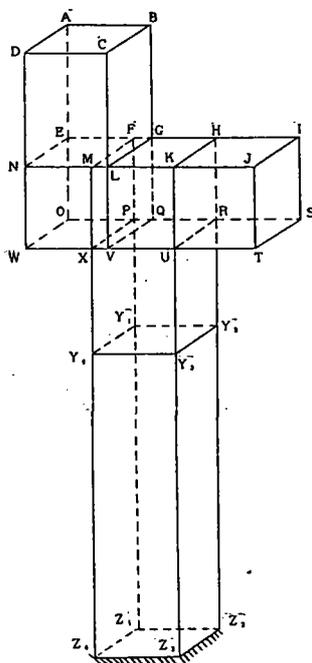
(d) 左梁下フラングの σ_x



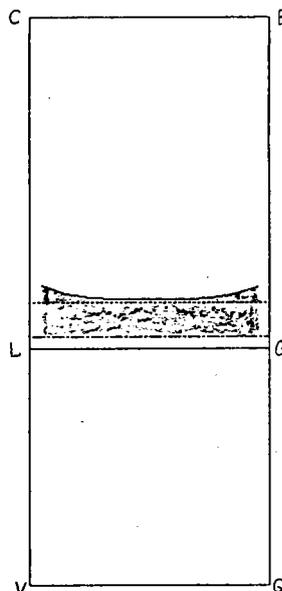
(e) 接板の σ_x

(注) 点線は奥村・石沢の方法による値

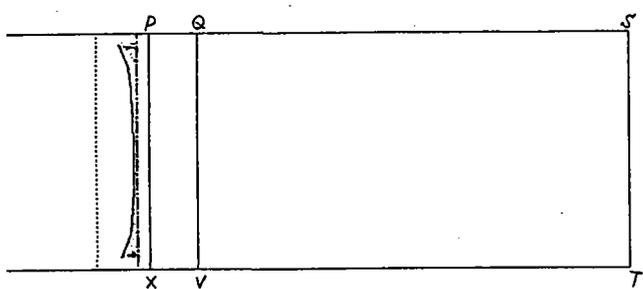
図-19 FEM解析の結果(モデルC)



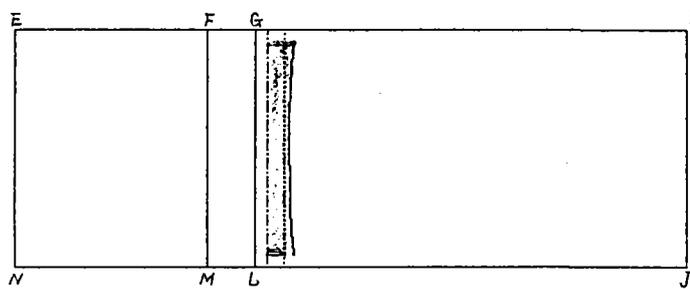
(a) 柱左フランジの σ_x



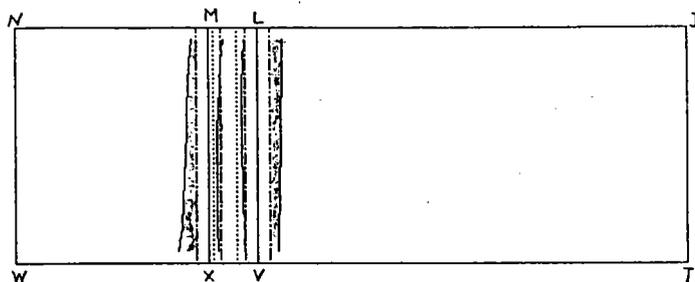
(b) 柱右フランジの σ_x



(c) 互梁下フランジの σ_x



(d) 左梁上フランジの σ_x



(e) 腹板の τ_{xy}

(注) 点線は奥村石沢の方法による値

図-20 FEM解析の結果 (モデルD)

表-2 FEM解析と奥村・石沢の式との作用応力度の比較

(単位 kg/cm)

モデル	作用応力度	パネル	FEM③	奥村方法①	③/①
C	max σ_x	左梁下フランジ N-Q	-2719	-2410	1.13
		右梁上フランジ H-K	2259	2083	1.08
		柱左フランジ N-Q	-1031	-2203	0.47
		柱右フランジ H-K	1009	2291	0.44
	max τ_{xy}	隅角内腹板 Q	-130	*2 -64 -1192	2.03 0.11
		隅角内腹板 K	-28	*2 -64 -1128	0.44 0.02
		隅角柱腹板 Q	1725	*3 1192 1841	1.45 0.94
		隅角柱腹板 K	-1612	*3 -1128 -1699	1.43 0.95
D	max σ_x	左梁上フランジ G-L	484	972	0.50
		左梁下フランジ P-X	-321	-522	0.61
		下柱左フランジ P-X	-1010	-843	1.20
		上柱右フランジ G-L	-927	-1042	0.89
	max τ_{xy}	隅角左腹板 M-X	627	*1 1022 *3 529	0.61 1.19
		隅角中腹板 M-X	81	*2 38 259	2.13 0.31
		隅角中腹板 L-V	15	*2 38 297	0.39 0.05
		隅角右腹板 L-V	456	*1 1022 *3 525	0.45 0.87

*1 初等梁理論による平均剪断応力度

*2 重ね合わせによる剪断応力度

*3 フランジ力を三角形分布荷重に置き換えた場合の最大剪断応力度

FEM解析の結果は、剪断遅れ現象を考慮した奥村・石沢の式による応力度の算出結果に対しフランジと腹板の交差部でフランジの垂直応力度 σ_x がモデルCでMAX 1.13倍、モデルDでMAX 1.20倍となっている。隅角内剪断応力度 τ_{xy} はモデルCでMAX 1.45倍、モデルDでMAX 2.11倍となっている。

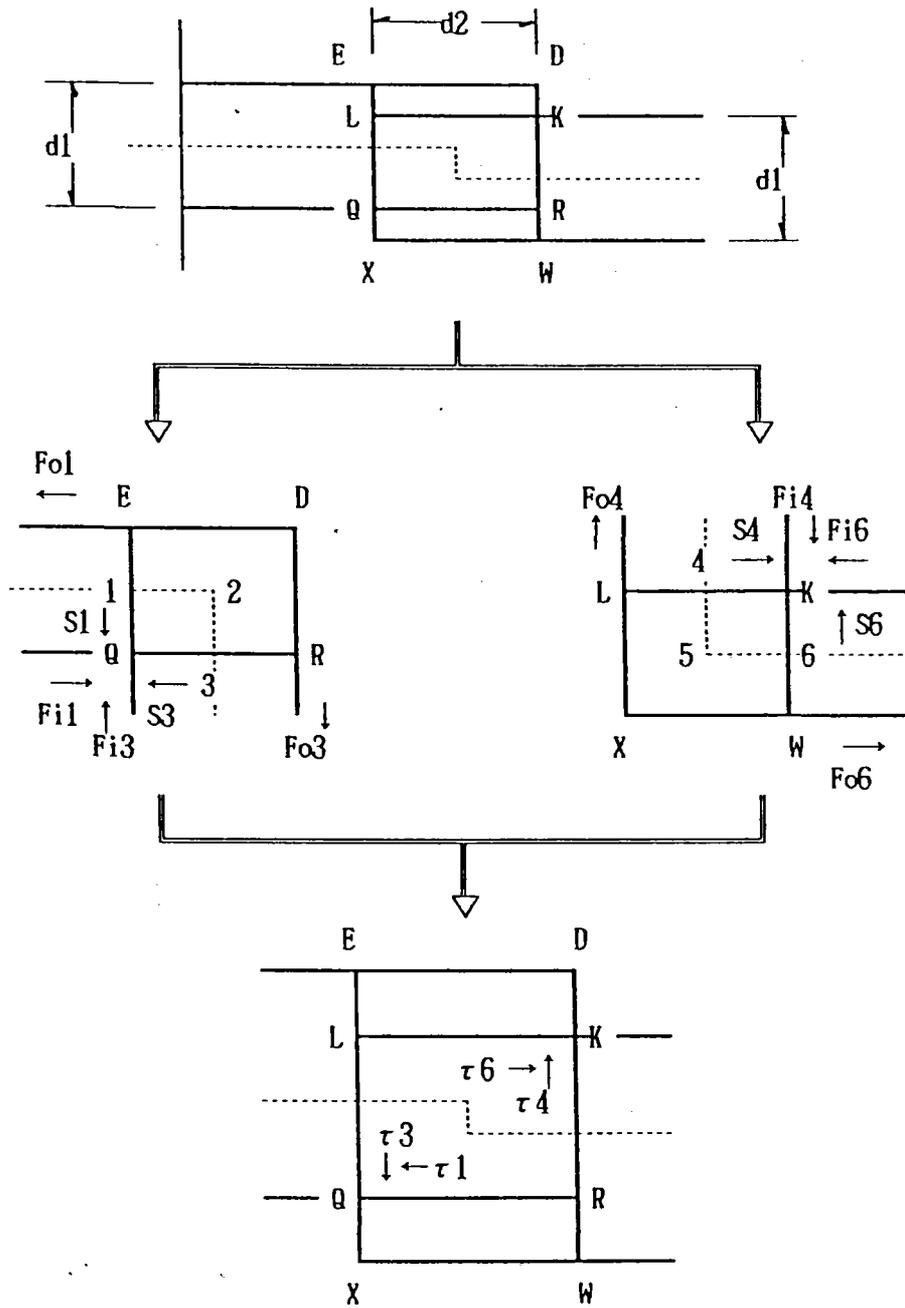
L型の隅角部にあつては、奥村・石沢の方法による垂直応力度の計算値はFEM解析の結果とほぼ一致することが知られている²⁾。モデルCではフランジと腹板の交差部近傍で剪断遅れ現象が顕著にあらわれているがその範囲は10%程度であり本モデル特有の傾向は認められないことから文献^{3), 4)}等より応力集中の再配分効果を考慮に入れれば許容できる範囲と推定される。

隅角部内腹板の剪断応力度 τ_{xy} は、モデルCのQ、K点付近で右梁下フランジに働くフランジ力に拠り腹板パネルQ-R-W-Xに剪断変形にともなう応力が発生していると考えられる。モデルDの腹板パネルN-M-X-Wについても同じ現象と推定される。

隅角部内の重なり合う腹板パネル(モデルCの場合L-K-R-Q)にあつては差し込まれるフランジ力が剪断変形を拘束する方向に働く為に発生応力は、標準のL型隅角部の場合に比べ遞減されていると推定される。

梁部腹板パネルは、モデルCの場合については奥村・石沢の方法により決定される隅角部内の板厚を用いれば安全側の数値を与える。モデルDの場合は初等梁理論による平均剪断応力度を用いれば良い。

隅角部腹板の剪断応力度 τ_{xy} は、以下の簡易方法で照査することを検討する。



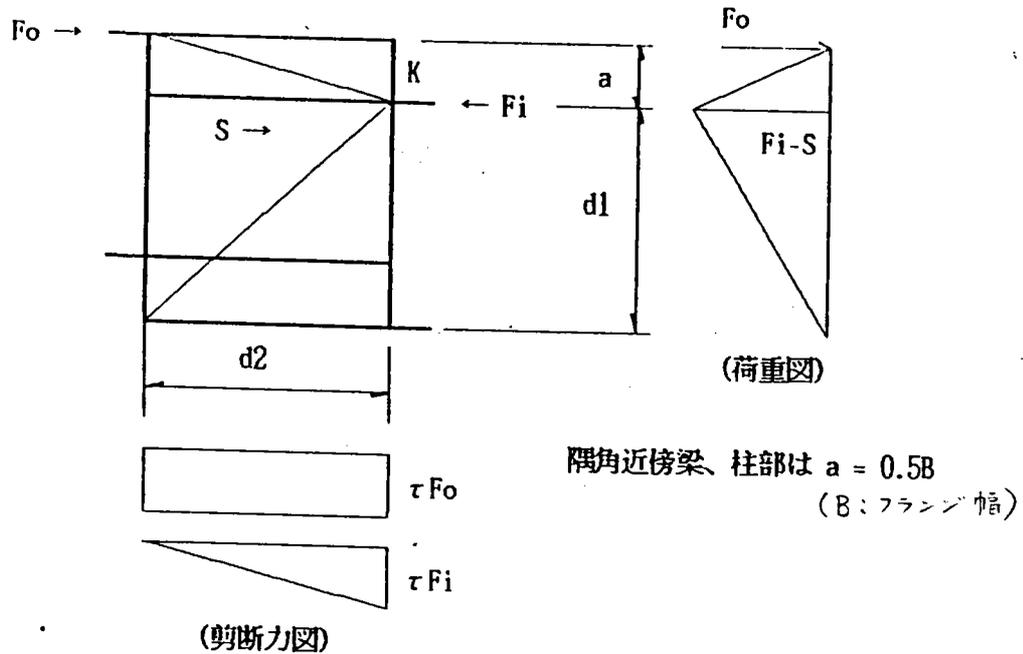
$$\tau_1 = \frac{F_{i1} - S_3}{2 \times d_2 \times t}$$

$$\tau_6 = \frac{F_{i6} - S_4}{2 \times d_2 \times t}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{i3} - S_1 + F_{o4}}{2 \times d_1 \times t}$$

$$\tau_4 = \frac{F_{i4} - S_6 + F_{o3}}{2 \times d_1 \times t}$$

図 - 21 (簡易方法 1) 作用断面力の重ね合わせによる方法



$$\tau_{Fi} = \frac{a \cdot (Fi - S)}{d2 \cdot t2 \cdot (d1 + a)} \quad \tau_{F0} = \frac{Fo}{2 \cdot d2 \cdot t2}$$

$$\Sigma \tau_k = \tau_{Fi} + \tau_{F0}$$

図 - 22 (簡易方法 2) フランジ力を三角形分布荷重に置き換えた方法

簡易方法1 は、奥村・石沢の式に対して外側梁フランジ力 F_0 とを加算している。これにより算出される隅角部内剪断応力度は、モデルCの場合 $\tau_{xy} = 64 \text{ kg/cm}^2$ で FEM 解析の結果に対し 0.49 倍で危険側の数値をあたえるので重ね合わさっている隅角部板厚の決定には各々の型より算出される剪断応力度を用いるのが良い。

簡易方法2 は、着目する腹板に直交するフランジ力を三角形分布荷重に置き換え且つ、これに拠る剪断応力が三角形に分布すると仮定して最大剪断応力度を求めている。

以上の検討結果より本モデル例の場合に対しては

- ① フランジ垂直応力度は、奥村・石沢の方法の適用が可能である。
- ② 腹板の剪断応力度は、奥村・石沢の方法により決定される隅角部内の板厚と、簡易方法2 による板厚との大なる方を用いれば安全側の数値を与える。

(3) 合成応力度の評価法に対する検討

1) 現行の基準について

隅角部の応力照査を設計基準として成文化している公団・公社は表-3に示す3公団2公社に代表される。また、道路橋示方書にも規定されてはいるが、定性的な表現に留められている。

応力度の算出方法および考え方の大要は共通しており、いずれの基準においても奥村・石沢の方法に基いているが、垂直応力度とせん断応力度とによる合成応力度の取り扱いには各者各様の規定を設けている。

垂直応力度およびせん断応力度の算出方法は共通しているもので、その算出値の持つ意義は同一のはずであり、首都公団と阪神公団の基準には「垂直応力はフランジおよび腹板の両方で分担する」との共通条文があるので、フランジおよび腹板には垂直応力とせん断応力が同時に作用することを示している。

すなわち、

- ①フランジにはせん断遅れによる応力を考慮した垂直応力度 (σ) とせん断流理論によるせん断応力度 (τ_1) とが作用し、
- ②腹板にはフランジと同様の垂直応力度 (σ) とせん断応力度 (τ_1) およびフランジ力を考慮したせん断応力度 (τ_2) が作用する。

よって、「道示」の規定に従い合成応力度の照査を行う必要があると考えられる。

奥村・石沢の方法が提案された当時は、鋼製橋脚自体も隅角部も比較的典型的な構造が採られていたので、隅角内における許容せん断応力度を制限することにより、合成応力度の照査を包括できるとしていた。現在でもこの考え方が踏襲できるとの判断のもとに合成応力度の照査を省略するケースが生じているものと思われる。

また、合成応力度の照査を行った場合でも各々の照査式の差異によって板厚差が生じているのも実情となっている。

表-3 基準比較表

公団・公社	合成応力度に対する規定	
日本道路公団	特に規定なし	
首都高速道路公団	特に規定なし	
阪神高速道路公団	$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.0$	
名古屋道路公社	常時	$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/0.45\sigma_a)^2 \leq 1.2$
	地震時	$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/0.45\sigma_a)^2 \leq 1.0$
北九州道路公社	$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.0$	

2) 各基準の差異についての分析

合成応力度の照査式は下記を基本としているが、各基準の差異は照査値 μ と許容せん断応力度 τa の採り方にある。

$$(\sigma / \sigma a)^2 + (\tau / \tau a)^2 = \mu \dots\dots\dots (2)$$



許容せん断応力度の上限値または $0.45 \sigma a$

現在設計計算上で用いられている合成応力度の照査方法をA B C Dの4種類に分けてグラフ化すると図-23となる。

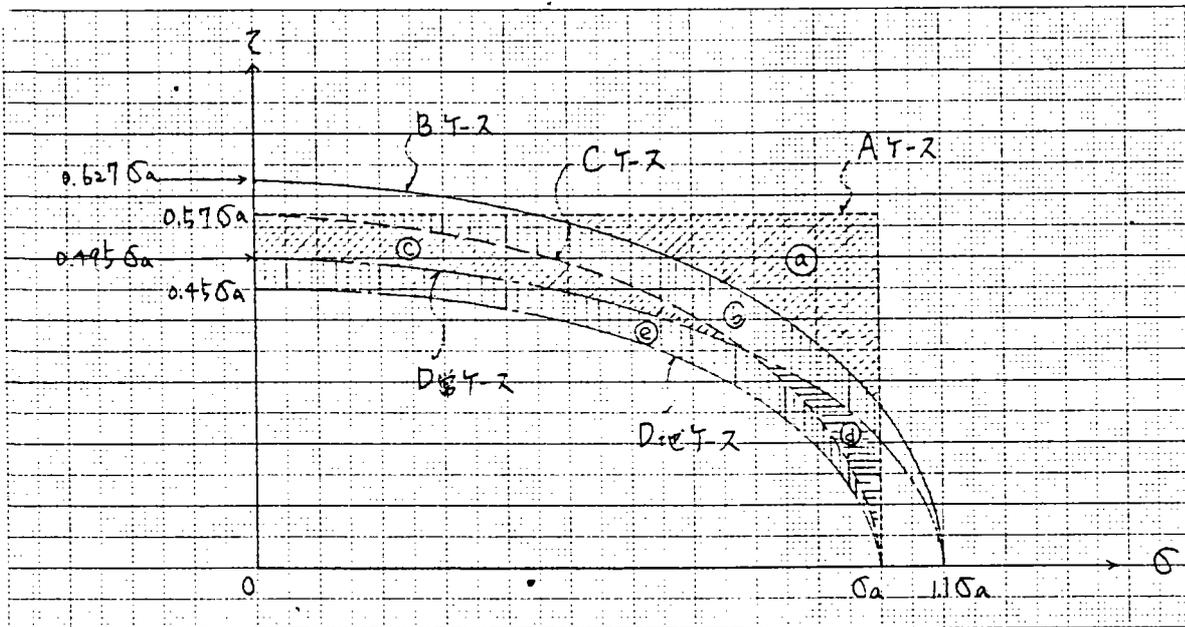


図-23 各ケースの応力分布範囲

A ; 合成応力度の照査を行わない場合

B (「道示」基本式を遵守) ; $\tau a = 0.57 \sigma a$ 、 $\mu = 1.2$

C (阪神公団の基準) ; $\tau a = 0.57 \sigma a$ 、 $\mu = 1.0$

D (名公社の基準) ; $\tau a = 0.45 \sigma a$ 、 $\mu = 1.0$ または 1.2

(ただし、“ $0.57 \sigma a$ ” は許容せん断応力の上限値を示す)

図に示すように、⊙a~⊙の領域の応力状態にある場合にそれぞれの決定断面に差が生じることとなる。(⊙領域は地震時のみに存在する。)

ここで、隅角断面が決定される応力状態を区分すると、

①Aケースでは合成応力度の照査をしないので σ 、 $\tau_{1C}(>\tau_{1F})$ 、および τ_2 の許容応力度比較によって断面決定される。

②B、C、Dのケースでは合成応力度の照査値 μ および τ_{1C} にて断面決定される。

(σ 、 τ_{1F} 、 τ_{1E} 、および τ_2 は許容応力度の上限値をとれない)

よって、A～Dの断面が同一となるのは、どのケースも

τ_{1C} にて断面決定された場合のみとなる。

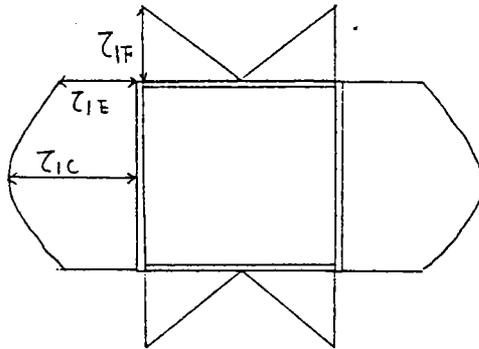


図-24 せん断応力の分布

3) 決定断面の差異

図-6に示すモデルラーメンを用いて、各基準の差異によって決定断面にどの程度の影響が生じるかを試算する。

周知のとうり、隅角部の断面計算には決定要素が多く、その板厚選定は設計者個々の意図が左右されがちな面を持っている。よって、その個人差を極力避けるために、下記の断面決定条件を設けることとする。

①腹板厚はフランジ厚以下とする。 $TW \leq TF$

②溶接施工性を考慮し、腹板とフランジの板厚差は20mm以内、かつ2倍以内とする。

$$TW - TF \leq 20\text{mm}, \quad TF / TW \leq 2$$

③応力度は許容値に対して99%以上とする。

④部材板厚0.1 mm単位にて決定し、各基準による差異をより明確にする。

⑤実設計の断面構成上にて生じる隣接断面とのバランス整合は考慮しないものとする。

試算結果は表-4, 5に示すが、その内容から次のことが言える。

1)合成応力度の評価の有無により、最大1.45倍程度の重量差^{かん}生じることとなる。

2)また、評価した場合においてもその評価法にて最大1.25倍の差がでる。

隅角部の板厚構成が溶接施工性や隣接断面の板厚を制約するケースも少なくないので、
 今後は、基準の統一化に向けた取り組みが望まれる。

本文では16断面の試算にて「各基準による差異」の性状を求めてみたが、平面解析における隅角断面は6または9個の断面力構成状態にて決定されるのでその組み合わせは無数にあり、試算数としては充分ではないが各基準の差異がある程度示されたものと判断できる。

表-4 設計断面力表

		モデルⅠ			モデルⅡ		
		梁部(左)	梁部(右)	脚柱部	梁部(左)	梁部(右)	脚柱部
PT. 1 ┌	M(T.M)		-1515.6	3071.3		-1405.4	3038.8
	S(TON)		1466.9	-223.6		1457.5	-152.0
	N(TON)		-223.6	1471.2		-152.0	-1461.7
PT. 5 └	M(T.M)	-2243.7		2556.8	-2288.7		2519.3
	S(TON)	72.8		223.6	59.8		157.3
	N(TON)	-223.6		68.5	-157.3		55.6
PT. 6 └	M(T.M)		2641.0	-2333.3		2587.3	-2362.0
	S(TON)		66.1	223.6		53.2	157.3
	N(TON)		-223.6	70.4		-157.3	57.5
PT. 13 └	M(T.M)	2752.5		-3265.9	2905.9		-3538.8
	S(TON)	-648.7		239.2	-662.4		157.3
	N(TON)	-239.2		-653.0	-157.3		-666.6
PT. 22 └	M(T.M)		-1418.2	-723.9		-736.0	-1306.5
	S(TON)		-1491.5	-223.6		-1483.4	-152.0
	N(TON)		223.6	-1486.9		152.0	-1478.8
PT. 25 └	M(T.M)	1554.3	-3502.9	1455.8	1538.2	-3572.5	1437.3
	S(TON)	789.3	787.1	-392.0	-781.8	668.7	-364.5
	N(TON)	262.5	-129.6	-1581.2	249.2	-115.4	-1455.3
PT. 31 └	M(T.M)	3640.4	-3601.7	275.1	4287.5	-5574.9	1267.3
	S(TON)	-1180.7	1432.1	-0.4	-931.0	1451.6	-85.2
	N(TON)	239.6	239.2	-2621.1	242.5	157.3	-2955.2
PT. 35 └	M(T.M)	9.2		1104.5	-862.8		1905.3
	S(TON)	668.8		223.6	683.4		152.0
	N(TON)	223.6		-664.1	152.0		-678.7

表 - 5 最大応力度及び部材板厚の比較表

照査式 モジュール	応力度の照査				部材板厚			隅角部 の重量 kg	重量 比較 (/ A)	照査式 モジュール	応力度の照査				部材板厚			隅角部 の重量 kg	重量 比較 (/ A)
	最大 応力部	応力度 kg/cm ²	許容値 kg/cm ²	TFB mm	TV mm	TFC mm	最大 応力部				応力度 kg/cm ²	許容値 kg/cm ²	TFB mm	TV mm	TFC mm				
PT. 1 S150Y	A	梁 r1	1198	1200	27.8	27.8	28.3	13,713	1.0	PT. 1 S150Y	A	梁 r1	1199	1200	27.6	27.6	27.6	13,541	1.0
	B	梁 r1	1198	1200	27.8	27.8	28.3	13,713	1.0		B	梁 r1	1199	1200	27.6	27.6	27.6	13,541	1.0
	C	梁 r1	1198	1200	27.8	27.8	28.3	13,713	1.0		C	梁柱 μ	0.99	1.0	27.6	27.6	29.7	13,850	1.023
	D	梁 r1	1198	1200	27.8	27.8	28.3	13,713	1.0		D	梁 r1	1199	1200	27.6	27.6	27.6	13,541	1.0
	最大板厚差及び最大重量差				0	0	0	0				最大板厚差及び最大重量差				0	0	2.1	309
PT. 5 S150Y	A	柱 r2	941	945	21.8	21.8	21.8	10,606	1.0	PT. 5 S150Y	A	柱 r2	945	945	21.4	21.4	21.4	10,409	1.0
	B	梁柱 μ	1.20	1.2	25.7	21.8	26.2	11,917	1.114		B	梁柱 μ	1.19	1.2	24.8	22.0	25.0	11,647	1.109
	C	梁柱 μ	1.00	1.0	28.3	24.0	28.5	13,070	1.222		C	梁柱 μ	1.00	1.0	33.9	22.0	34.5	14,385	1.370
	D	梁柱 μ	1.20	1.2	29.5	25.0	30.5	13,738	1.284		D	梁柱 μ	1.20	1.2	28.0	25.0	29.0	13,296	1.266
	最大板厚差及び最大重量差				7.7	3.2	8.7	3,042				最大板厚差及び最大重量差				12.5	3.6	13.1	3,886
PT. 6 S150Y	A	梁 r2	943	945	20.8	20.8	20.8	10,205	1.0	PT. 6 S150Y	A	梁 r2	943	945	20.9	20.9	20.9	10,254	1.0
	B	梁柱 μ	1.20	1.2	27.6	22.0	24.4	11,971	1.173		B	梁柱 μ	1.19	1.2	26.8	22.0	24.7	11,898	1.160
	C	梁柱 μ	0.99	1.0	37.1	22.1	33.1	14,670	1.438		C	梁柱 μ	0.99	1.0	36.6	22.0	33.9	14,604	1.433
	D	梁柱 μ	1.20	1.2	31.5	25.0	27.5	13,580	1.332		D	梁柱 μ	1.20	1.2	30.5	25.0	27.8	13,487	1.315
	最大板厚差及び最大重量差				16.3	4.2	12.3	4,465				最大板厚差及び最大重量差				15.7	4.1	17.3	4,440
PT. 13 S150Y	A	梁柱 σ	*209G	2100	26.7	21.5	31.9	12,845	1.0	PT. 13 S150Y	A	梁柱 σ	2100	2100	26.6	23.8	33.0	13,443	1.0
	B	梁柱 μ	1.20	1.2	27.7	26.8	33.4	14,253	1.110		B	梁柱 μ	1.20	1.2	35.2	26.0	42.7	16,568	1.232
	C	梁柱 μ	1.00	1.0	35.0	27.2	41.2	16,554	1.284		C	梁柱 μ	0.99	1.0	40.0	28.2	48.0	18,487	1.375
	D	梁柱 μ	1.20	1.2	34.3	28.0	40.8	16,549	1.288		D	梁柱 μ	1.19	1.2	38.0	30.0	46.0	18,251	1.358
	最大板厚差及び最大重量差				8.3	6.5	9.1	3,709				最大板厚差及び最大重量差				13.4	6.2	15.0	5,044
PT. 22 S150Y	A	梁 r1	1197	1200	28.3	28.3	28.3	13,885	1.0	PT. 22 S150Y	A	梁 r1	1199	1200	28.1	28.1	28.1	13,787	1.0
	B	梁 r1	1197	1200	28.3	28.3	28.3	13,885	1.0		B	梁 r1	1199	1200	28.1	28.1	28.1	13,787	1.0
	C	梁 r1	1197	1200	28.3	28.3	28.3	13,885	1.0		C	梁 r1	1199	1200	28.1	28.1	28.1	13,787	1.0
	D	梁 r1	1197	1200	28.3	28.3	28.3	13,885	1.0		D	梁 r1	1199	1200	28.1	28.1	28.1	13,787	1.0
	最大板厚差及び最大重量差				0	0	0	0				最大板厚差及び最大重量差				0	0	0	0
PT. 25 S150Y	A	梁 r2	944	945	31.0	21.3	21.3	13,938	1.0	PT. 25 S150Y	A	梁柱 σ	209G	2100	34.2	17.0	22.1	13,541	1.0
	B	梁 μ	1.20	1.2	32.3	21.5	21.5	14,248	1.020		B	梁 μ	1.20	1.2	32.8	21.0	21.0	14,101	1.041
	C	梁柱 μ	1.00	1.0	38.5	22.0	23.5	15,675	1.122		C	梁柱 μ	1.00	1.0	39.3	21.0	25.2	15,882	1.173
	D	梁 μ	0.99	1.0	38.3	25.0	25.0	16,676	1.194		D	梁 μ	0.99	1.0	38.0	25.0	25.0	16,632	1.228
	最大板厚差及び最大重量差				7.5	3.7	3.7	2,708				最大板厚差及び最大重量差				6.5	8.0	4.2	3,091
PT. 31 S15R	A	梁 σ	2600	2600	23.5	21.7	21.7	13,041	1.0	PT. 31 S15R	A	梁 σ	2599	2600	42.0	22.5	22.5	16,117	1.0
	B	梁 μ	1.19	1.2	33.0	21.7	21.7	14,439	1.107		B	梁 μ	1.20	1.2	46.0	26.5	26.5	18,472	1.146
	C	梁 μ	0.99	1.0	40.2	23.0	23.0	16,073	1.233		C	梁 μ	0.99	1.0	47.6	30.5	30.5	20,474	1.270
	D	梁 μ	1.20	1.2	35.2	25.0	25.0	16,220	1.244		D	梁 μ	1.20	1.2	47.8	30.0	30.0	20,282	1.258
	最大板厚差及び最大重量差				16.7	3.3	3.3	3,179				最大板厚差及び最大重量差				5.8	8.0	8.0	4,357
PT. 35 SS41	A	梁 r1	797	800	19.0	19.0	19.0	9,322	1.0	PT. 35 SS41	A	柱 σ	1400	1400	19.4	19.4	25.3	10,387	1.0
	B	梁 r1	797	800	19.0	19.0	19.0	9,322	1.0		B	柱 μ	1.19	1.2	20.0	20.0	26.8	10,813	1.041
	C	梁 r1	797	800	19.0	19.0	19.0	9,322	1.0		C	梁柱 μ	1.00	1.0	23.0	20.0	32.1	12,035	1.159
	D	梁 r1	797	800	19.0	19.0	19.0	9,322	1.0		D	梁柱 μ	1.19	1.2	21.0	21.0	29.3	11,525	1.110
	最大板厚差及び最大重量差				0	0	0	0				最大板厚差及び最大重量差				3.6	1.6	6.8	1,649

(注) 1) 附註 2) の地震研で決定し、他は合定常研で決定
 2) 研容値の欄に 1.0 と 1.2 の数字は、(1) の応力比が
 超過した場合は 1.2 と表示し、それ以上の場合は、

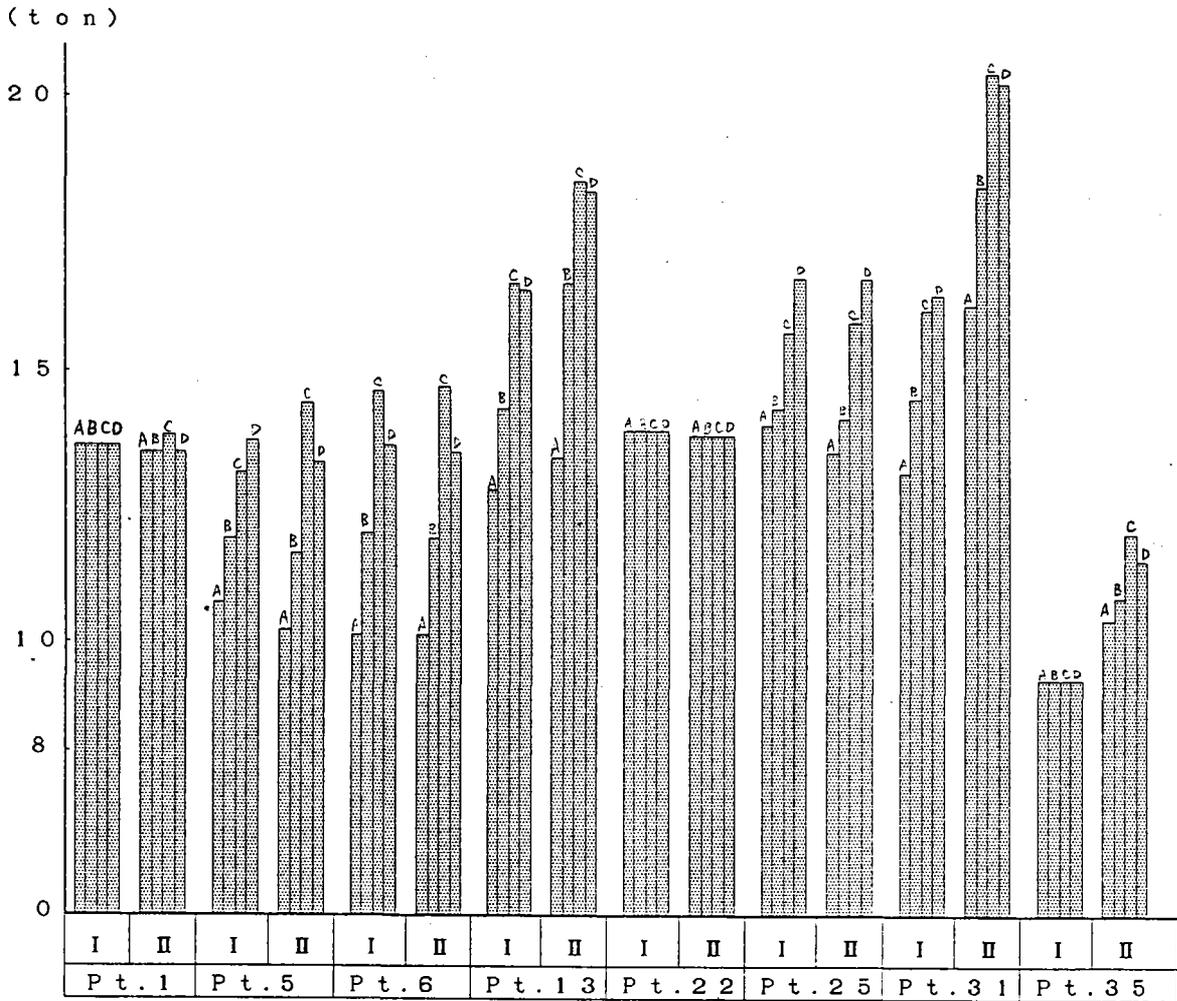


図-25 重量比グラフ

5. あとがき

まえがきでも述べたように、都市内での鋼製ラーメン橋脚が増加するにつれて、従来の奥村・石沢の方法をそのまま踏襲するだけでは対応に窮するタイプの隅角部が多く見られるようになり、隅角部の設計法の整備に対する要望の声が大きくなってきている。本文は、隅角部の設計法の見直しにあたっての問題点と課題を整理し若干の考察を加えたものである。鋼製橋脚隅角部の設計法を整備する上での基礎資料となれば幸いである。しかしながら、本文では限られた隅角部しか扱っていないので、必ずしも一般性のある結論が導き出されたとは言えない。下欄な点も多々あると考えている。読者からのご意見ご叱正をいただければ幸いである。

おわりに、本文をまとめるにあたり、ご多忙の折にもかかわらず、アンケート調査の趣旨をご理解いただき、ご協力いただきました鋼橋技術研究会に属する会員各社の関係各位に、心から厚くお礼申し上げます。また、FEM解析の結果の整理にあたっては早稲田大学大学院生の谷田豊氏の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

なお、国内設計基準研究分科会の構成委員およびワーキンググループの委員は以下のようであった。

分科会長：長谷川彰夫、委員：赤松洋一、板橋啓治、伊藤賢一、入部孝夫、江頭慶三、梶田順一、梶山昭克、葛西俊一郎、金原愼一、熊谷洋司、黄逸鴻、小林徳寿、小宮山正一、近藤膺舒、笹井知弘、鳥村浩、清水敏男、志村勉、武野優、津国幸治、中田隆、永吉延考、能勢卓、花里久、原茂樹、別所俊彦、堀井秀之、増田陳紀、松本繁、松本純、盛川勉、森田仁、森本千秋、山岸俊之、吉田一真、依田照彦（平成元年3月15日現在）

ワーキンググループ委員：石橋和美（松尾橋梁）、小林徳寿（川鉄鉄構工業）、森本（本文の執筆担当） 千秋（川崎重工業）、依田照彦（早稲田大学）

参考文献

- 1) 奥村・石沢：薄板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、（1969.5）
- 2) 牛尾：ラーメン橋脚隅角部、小松編「鋼構造の補剛設計」、森北出版、（1982）
- 3) 中井・河井・北田・酒造・吉川：鋼製高橋脚の設計上の諸問題、橋梁と基礎、（1983.2）
- 4) 三橋・萩原・青山・佐野・石丸：菱形柱を有するラーメン隅角部の力学的特性(上)、橋梁と基礎、（1983.10）
- 5) 小松・田井戸監修：鋼製ラーメン橋脚の設計と解説、理工図書、（1979.11）
- 6) 武内・松浦・増川：立体ラーメン隅角部の応力計算法、第32回土木学会年次学術講演会概要集、（1977.10）
- 7) 秋山成興：部材連結部の構造、岡本編「鋼構造の研究」、奥村敏恵教授還暦記念会、（1977.6）
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編）（1980.2）
- 9) 日本道路公団：設計要領、第2集（1980.4）
- 10) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準、（1981.9）
- 11) 阪神高速道路公団：構造物設計基準、第2部（1980.4）
- 12) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準、（1984.2）
- 13) 福岡北九州高速道路公社：鋼構造物設計基準、（1982.1）