

【論文・報告】

# 送電用鉄塔における 2, 3 の試案

## Tentative Plan on Transmision Angle Tower

藪 勉\*  
Tsutomu YABU

長井常満\*\*  
Tsunemitsu NAGAI

宮本隆三\*\*\*  
Ryuzou MIYAMOTO

鍛治清志\*\*\*  
Kiyoshi KAJI

西土隆幸\*\*\*\*  
Takayuki NISHIDO

### 1. まえがき

電力業界において、設備投資の効果的運用にあたっては、工事費の節減、工期の短縮、工法の改善等により徹底した設備コストの低減がはかられている。今回その一環として、次の二項目について載荷試験および試作による検証を行った。

#### (1) 鉄塔連結基礎の載荷試験

送電線沿線地域の開発に伴い、電線路下空間の確保を狙った、送電線路の嵩上げ工事の要望が多い。その対処法として、新規の用地取得の困難性、活線施工による工期の短縮ならびに工事費の節減を計るため、既設鉄塔位置を利用した、鉄塔嵩上げ工法が採用される例が多い。鉄塔嵩上げ工法の基礎形式として、従来よりマット基礎が多く採用されているが、その設計手法は鉄塔嵩上げ前の既設基礎の耐荷力を考慮しないものとなっている。

しかるに、例えば公称電圧 66 K V の 6 W 6 型標準鉄塔を 5 m 嵩上げた場合、反力の増加は嵩上げ前と比較すると 5 パーセント程度の増加に止まっており、既設基礎の耐荷力を有効に利用する合理的な構造が求められた。

そこで既設鉄塔の逆 T 字型基礎の上部に新設基礎の床版を設け、両者を連結した基礎形式（以下連結基礎と称す）を検討した。検討結果では新旧基礎が有効に荷重分担すると推定されたので、廃線鉄塔基礎を利用して連結基礎を施工し有効性を確認するための載荷試験を行った。以下に、基礎形式の概要と実験結果を報告する。

#### (2) 山形鋼鉄塔におけるガセット形式の一試案

従来、山形鋼鉄塔の節点部がセットプレートは、控えボルトを用いて固定する方法がとられている。その結果、1 例として 66 K V の標準的な耐張鉄塔においては、全

体重量が 13.3 t に対して部材総数（ボルト類除く）は約 870 個と多く、建方時において取付け箇所の確認が非常に複雑な作業となっていた。その一解決法としてガセットを突合せ溶接接合により固定することにより、重量の軽減、孔明工数の削減および部材数の減少による全体建設コストの低減を狙うものである。しかしながら、溶接接合とするには、コーナ部の応力集中、溶接による変形、溶接施工性等の力学上および製作上の問題がある。そこで、力学的な問題に対しては供試体を製作し応力集中ならびに応力伝達を実験と数値解析によって検討し、製作上の問題に対しては、試作および溶接施工試験により検討したので結果を報告する。

### 2. 鉄塔連結基礎の載荷試験

#### (1) 連結基礎の概要

連結基礎は逆 T 字型基礎上に新設の床版を設け、両者を連結させるものであり、次の利点がある。①既設逆 T 字型基礎の耐荷力を有効利用することにより新設基礎の荷重分担率を低下させる。②新設基礎部分は根入が浅いため作業性が良く、既設基礎の撤去がないので施工費が低減される。③新設基礎施工時は送電線の活線施工とすることができる。④マット基礎と比べ掘削土量およびコンクリート量が少いため、経済性に優れ、特に山地部の片継足の基礎部分においては一層の効果が期待できる。図-1 にマット基礎と連結基礎の概略図を示す。

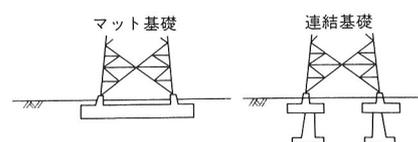


図-1 マット基礎と連結基礎

\* 川田工業(株)富山本社技術部開発課課長 \*\* 川田工業(株)富山本社技術部開発課係長 \*\*\* 川田工業(株)富山本社技術部開発課  
\*\*\*\* 川田工業(株)技術本部中央研究室

試験場所は富山県婦負郡婦中町下井沢地内であり、表-1に鉄塔諸元、図-2に概要図をそれぞれ示す。

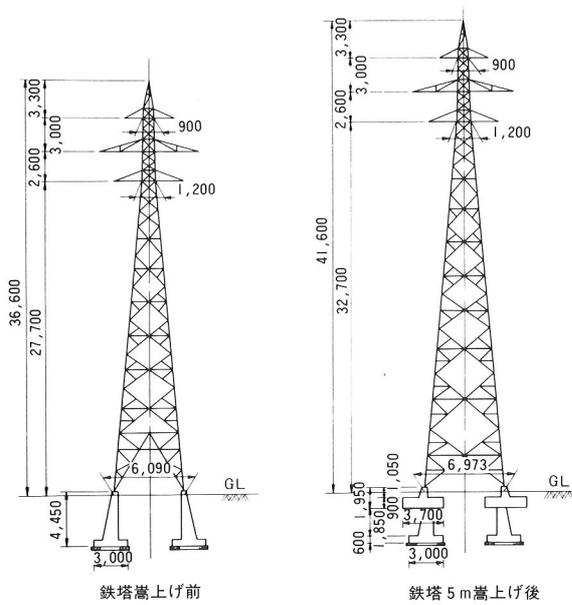


図-2 鉄塔概要図

表-1 鉄塔諸元

設 計 条 件		単 位	
公 称 電 圧	項 目	kV	66
回 線 数			2
荷 重 径 間		m	300
水 平 角 度		度	90°引留
垂 直 角 の 影 響			+0.2T
電 種 類	種 類		ACSR 160mm <sup>2</sup>
	成 成		Al 30+St 7/2.6
線 外 自 重	外 径	mm	18.2
	自 重	kg/m	0.7328
	最大使用張力	kg	2,520
	高 温 季 節 低 温 季 節	kg	2,730
架 種 類	種 類		GSW 70mm <sup>2</sup>
	成 成		7/3.5
	外 径	mm	10.5
	自 重	kg/m	0.5350
地 線 最大使用張力	高 温 季 節 低 温 季 節	kg	1,830
		kg	2,190
が い し 重 風 圧	種 類		250mm クレビス型懸垂がいし
	数	個/連	8 (2連)
	量	kg/連	140
設 計 風 圧	鉄 塔	kg/m <sup>2</sup>	290
	電 力 線	kg/m <sup>2</sup>	100
	架 空 地 線	kg/m <sup>2</sup>	100
被 水(比 重)	mm		9.0(0.90)

(2) 載荷試験の目的

実際の鉄塔を用いて連結基礎の施工を行い、次の目的で載荷試験を実施した。①新設および既設基礎の荷重分担の把握。②基礎の変位性状の把握。③荷重載荷時の新設および既設の内部応力の把握。

なお、新設と既設の接合部は施工法を考慮して、新設基礎下面で既設基礎の軸力筋を切断するピン結合と軸力筋を切断しないで新設基礎に埋込んだ剛結合の2種類を検討する。

(3) 供試体および載荷概要図

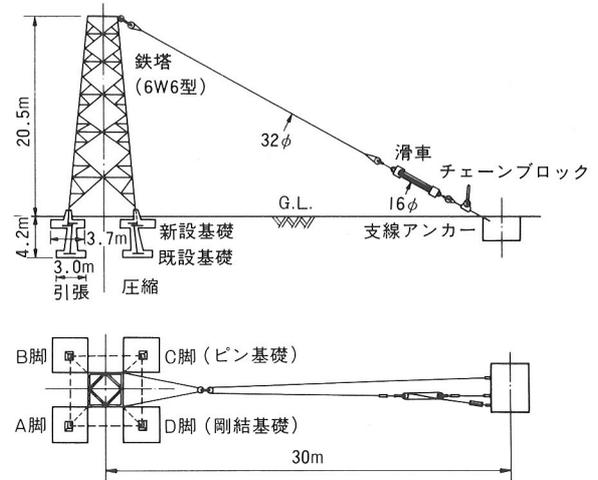


図-3 載荷概要図

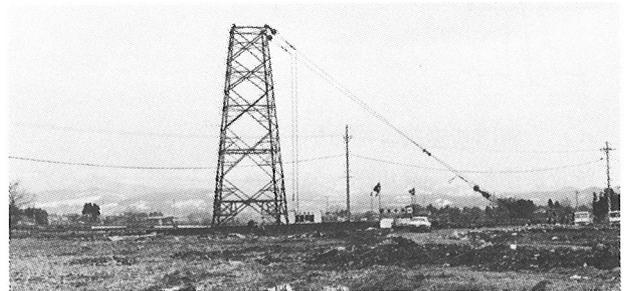


写真-1 実験の全景

(4) 測定項目と測定方法

a) 新設基礎底面の土圧

新設基礎底面の反力分布測定を目的として、土圧計 (KD-2A 2kg/cm<sup>2</sup>容量 東京測器製)を新設基礎の均しコンクリート下面に配置し、静歪計で測定した。

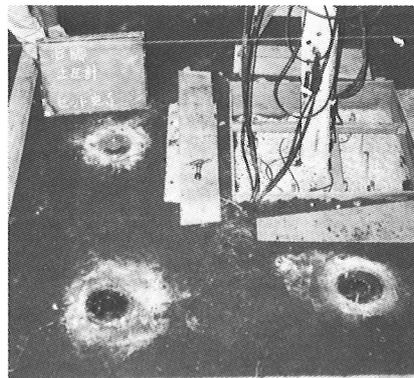


写真-2 土圧計の設置状況

b) 新設基礎の変位

新設基礎上面の変位量測定を目的として、歪ゲージ式変位計 (CDP-10, 25 10mm 20mm容量 東京測器製)を不動点間に渡した高さ700mm長さ21mのHビームに固定し、変位量を静歪計で測定した。

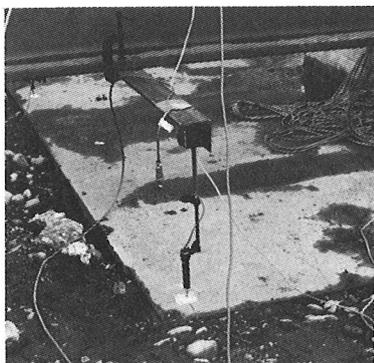


写真-3  
新設基礎変位量の測定

c) 新設基礎の内部応力

新設基礎と既設基礎のの両礎材間のせん断応力を調べるため、埋込みゲージ (KM-100A 東京測器製) を下図の位置に設置し、静歪計で測定した。

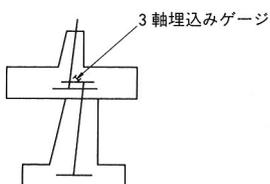


図-4 埋込みゲージの配置

d) 新旧基礎接合部の応力伝達

新設基礎から既設基礎への応力伝達を測定するため、既設基礎柱体部コンクリートを新設基礎底面下30cmまではつり、埋込みゲージ (KM-100A) を新設基礎底面下20cmの位置に設置した。同位置の礎材には、箔ゲージ (WFLA-6-1L 東京測器製) を貼付た。ピン結合基礎にはロードセル (CLP-20A 20t容量) を設置した。各計器の載荷時の測定は静歪計で測定した。

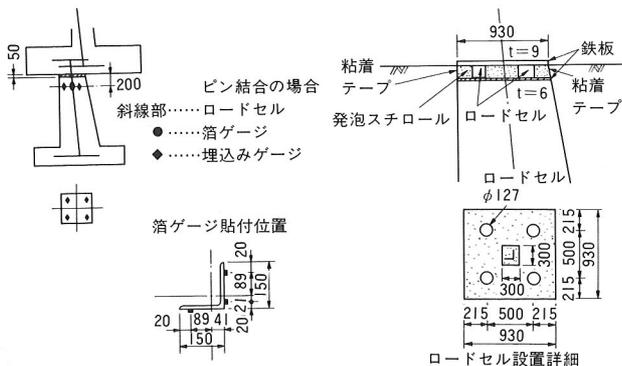


図-5 新旧基礎接合部の応力伝達測定

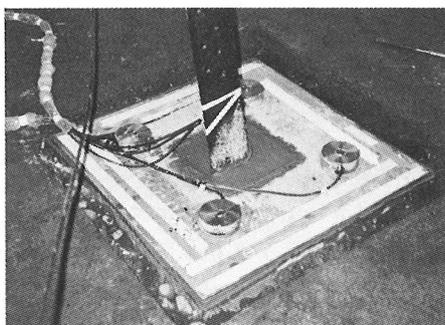


写真-4  
新旧基礎接合部のロードセル設置状況

e) コンクリート弾性係数の測定

測定値の数値解析用として、既設および新設基礎のコンクリートの弾性係数を求めるため、既設基礎についてはコアカッターにより上部はつり部分からφ100×200各3本、打ち直しコンクリートおよび新設基礎コンクリートについては、各打設時毎にφ100×200を各9本採取し現場養生とした。圧縮強度と弾性係数の測定は材令7日、28日、実験時に各回3本ずつ測定した。既設コンクリートについては実験時に3回測定した。

f) 地質調査

地盤により、基礎の変位や荷重分担率が変動すると推定されるため、次の地質調査を実施した。

- ・ 機械ボーリングおよび標準貫入試験
- ・ 地盤の横方向K値測定
- ・ 平板載荷試験

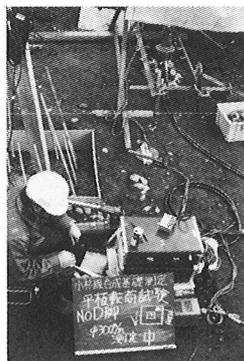


写真-5  
平板載荷試験

(5) 載荷装置

載荷概要図に示すように、地上から20.5mの高さまで鉄塔を組み上げ、天端に補強フレームを設置した。30m離れた位置にコンクリートアンカーブロックを打設し、ワイヤーロープ、滑車、チェーンブロックを用いて載荷した。載荷荷重の管理は荷重載荷用ワイヤーロープの中間部で滑車を連結しているアイバーにセットした箔ゲージの測定値より軸力に換算して行い、鉄塔脚部の主柱材および斜材には箔ゲージを貼付て載荷荷重の均等性、妥当性を照査する方法とした。

測定システムは、パソコン制御システムを採用し、載荷状態と事前解析結果を画面でリアルタイムにチェックでき、同時にフロッピーディスクに測定データを収録する方法とした。測定は2日に分けて3回行った。

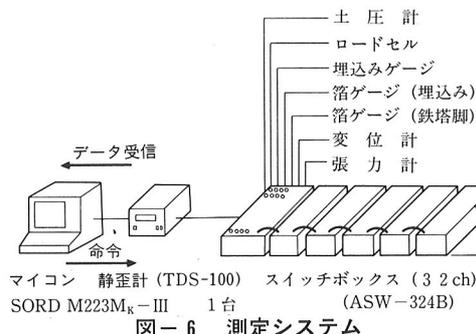


図-6 測定システム

(6) 試験結果の整理方法

a) 山形鋼の断面力

山形鋼の断面力は、1箇所で3点の歪を測定し、次の式を解いて求めた。

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} \left( \frac{N}{A} - \frac{M_V}{I_V} k_{1V} - \frac{M_U}{I_U} k_{1U} \right)$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E} \left( \frac{N}{A} + \frac{M_V}{I_V} k_{2V} + \frac{M_U}{I_U} k_{2U} \right)$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E} \left( \frac{N}{A} - \frac{M_V}{I_V} k_{3V} + \frac{M_U}{I_U} k_{3U} \right)$$

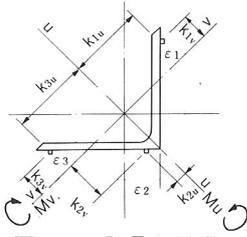


図-7 記号の説明

b) 新設基礎の土圧分布, 変位

新設基礎底面の土圧分布は測定結果より対角方向に分布しているため、対角方向の平均土圧を求めた。変位についても同様に、対角方向の変位を求めた。

(7) 試験結果

a) 地質調査

調査地は富山県の中央部に位置し、地形は平坦面をなす扇状地で、県有数の河川である神通川による形成面である。標高は20~30mである。地質は扇状地堆積物である礫質土が厚く分布しており、100m位の層厚を有する。表-2に土質柱状図を示す。地盤の横方向K値測定は礫層を対象にGL-2.0~3.0m, GL-5.0~6.0mの2箇所で実施し、その結果を表-3に示す。平板載荷試験はC脚, D脚の新設基礎底面で実施し、その結果を表-4に示す。

表-2 土質柱状図

層番号	層名	層厚(m)	土質記号	試験結果	備考
1	表層	0.00~0.10	表層	...	...
2	砂質土	0.10~0.30	砂質土	...	...
3	砂質土	0.30~0.50	砂質土	...	...
4	砂質土	0.50~0.70	砂質土	...	...
5	砂質土	0.70~0.90	砂質土	...	...
6	砂質土	0.90~1.10	砂質土	...	...
7	砂質土	1.10~1.30	砂質土	...	...
8	砂質土	1.30~1.50	砂質土	...	...
9	砂質土	1.50~1.70	砂質土	...	...
10	砂質土	1.70~1.90	砂質土	...	...
11	砂質土	1.90~2.10	砂質土	...	...
12	砂質土	2.10~2.30	砂質土	...	...
13	砂質土	2.30~2.50	砂質土	...	...
14	砂質土	2.50~2.70	砂質土	...	...
15	砂質土	2.70~2.90	砂質土	...	...
16	砂質土	2.90~3.10	砂質土	...	...
17	砂質土	3.10~3.30	砂質土	...	...
18	砂質土	3.30~3.50	砂質土	...	...
19	砂質土	3.50~3.70	砂質土	...	...
20	砂質土	3.70~3.90	砂質土	...	...
21	砂質土	3.90~4.10	砂質土	...	...
22	砂質土	4.10~4.30	砂質土	...	...
23	砂質土	4.30~4.50	砂質土	...	...
24	砂質土	4.50~4.70	砂質土	...	...
25	砂質土	4.70~4.90	砂質土	...	...
26	砂質土	4.90~5.10	砂質土	...	...
27	砂質土	5.10~5.30	砂質土	...	...
28	砂質土	5.30~5.50	砂質土	...	...
29	砂質土	5.50~5.70	砂質土	...	...
30	砂質土	5.70~5.90	砂質土	...	...
31	砂質土	5.90~6.10	砂質土	...	...
32	砂質土	6.10~6.30	砂質土	...	...
33	砂質土	6.30~6.50	砂質土	...	...
34	砂質土	6.50~6.70	砂質土	...	...
35	砂質土	6.70~6.90	砂質土	...	...
36	砂質土	6.90~7.10	砂質土	...	...
37	砂質土	7.10~7.30	砂質土	...	...
38	砂質土	7.30~7.50	砂質土	...	...
39	砂質土	7.50~7.70	砂質土	...	...
40	砂質土	7.70~7.90	砂質土	...	...
41	砂質土	7.90~8.10	砂質土	...	...
42	砂質土	8.10~8.30	砂質土	...	...
43	砂質土	8.30~8.50	砂質土	...	...
44	砂質土	8.50~8.70	砂質土	...	...
45	砂質土	8.70~8.90	砂質土	...	...
46	砂質土	8.90~9.10	砂質土	...	...
47	砂質土	9.10~9.30	砂質土	...	...
48	砂質土	9.30~9.50	砂質土	...	...
49	砂質土	9.50~9.70	砂質土	...	...
50	砂質土	9.70~9.90	砂質土	...	...

表-3 K値測定結果

測点	測定深度 GL-m	対象土層	N値	測定結果					設計K値	
				降伏応力 P <sub>v</sub>	初期半径 r <sub>0</sub>	中間半径 r <sub>0</sub>	地盤反力係数 k <sub>m</sub>	変形係数 D <sub>30</sub>	今回の方法による基礎幅 B=5mのK値(推定)	道路橋示方書等による基礎幅 B=5mの補正K値
1	2.00~3.00	Dg	46	34.50	3.865	3.970	164.29	978.35	15.92	7.40
2	5.00~6.00	Dg	50/22	54.00	4.220	4.2725	514.29	3,295.96	28.40	24.94

表-4 平板載荷試験結果

測点	対象土層	最大試験荷重	載荷板直径 D	測定結果		一次下量		地盤変位係数		
				降伏荷重	最大試験荷重	最大下量	残留下量	計算に用いた荷重レベロ	地盤反力係数 k <sub>30</sub>	変形係数 D <sub>30</sub>
%C脚	砂礫	2.8	30	—	40	1.180	0.925	0~40	3.354	59.2
%D脚	砂礫	3.5	30	—	50	0.675	—	0~50	7.407	130.7
								0~20	3.604	63.6

b) 載荷試験

載荷は3回行った。1回目は鉄塔、載荷装置および構造物と地盤とのなじみが低荷重時に十分ではなく、ならし載荷的な結果となったため報告は省略し、2, 3回目の結果を報告する。3回目は2回目の2日後に載荷試験した。

① B基礎 (ピン結合 引上げ荷重時)

図-8の試験No.2とNo.3では、載荷重の既設基礎への伝達力が83%から98%に増加している。図-9の変位は主柱材と基礎材の偏心の影響から対角方向に回転変位しており、試験No.3の変位の方が大である。図-10の土圧は変位と同傾向を示しており、圧縮力が増加している。図-11より、ヒンジ部の礎材に曲げモーメント0.24t・mが発生している。試験No.2よりNo.3の伝達力が増加したのは、基礎周辺の摩擦力が地盤の塑性変形のため低下したものと考えられる。

② C基礎 (ピン結合 押し込み荷重時)

図-8の載荷荷重の既設基礎への伝達力が47%~72%となっており、30%程度が新設基礎底面の地盤および新設基礎周辺地盤が分担しているものと考えられる。引上げ荷重時と同様に載荷回数の増加が、地盤の塑性変形を招き分担力を低下させている。図-9の新設基礎の変位は主柱材と基礎材の偏心で三角形分布している。図-10の試験No.2とNo.3では鉛直荷重が増加しているにもかかわらず土圧が減少している。その原因は、地盤が玉石混り砂礫土であり、土圧計を玉石を避けて設置したが、玉石が土圧計より大きな反力を受け持ったと推定される。図-11よりヒンジ部の礎材に曲げモーメント0.05t・mが発生している。

③ A基礎 (剛結合 引上げ荷重時)

図-8の載荷荷重の既設基礎への伝達力は98~140%となっており、てご作用の影響が考えられる。図-9の新設基礎の変位はB基礎と似た性状となっているが、基

礎の回転中心が内側に移り、沈下領域が小さくなっている。図-10の土圧分布は変位と同様となり、載荷荷重による土圧は引張領域が主体となっている。図-12より剛結基礎のため上、下基礎の接合部分に曲げモーメントが発生している。この部分には構造的に曲げモーメントに抵抗する鉄筋量が無いことから、終局的にはコンクリートにひびわれが発生し、ヒンジとして働くものと考えられる。

④ D基礎 (剛結合 押し込み荷重時)

図-8の載荷荷重の既設基礎への伝達力は4箇の埋込みゲージの平均値より求めた値では75%~55%である。図-9, 10の変位および土圧はC基礎と似た性状を示すが、C基礎より回転変位が少い。図-12よりA基礎と同様に上、下基礎の接合部に曲げモーメントが発生し、終局的にはコンクリートにひびわれが発生し、ヒンジとして働くものと考えられる。

表-5 基礎の荷重分担

測定脚	B 脚					C 脚				
	10	20	30	40	40(3+11)	10	20	30	40	40(3+11)
載荷荷重 (ton)	9.41	18.91	28.61	38.31	38.81	9.41	18.91	28.61	38.31	38.81
鉄塔脚軸力 (ton)	10.4	20.6	31.1	41.0	41.8	-12.8	-25.9	-39.1	-51.7	-52.6
旧基礎への伝達力 (ton)	4.1	11.2	20.8	33.3	34.5	-5.5	-11.3	-17.1	-25.4	-26.9
旧基礎の軸力 (ton)	11.4	4.2	24.0	33.7	34.9	1.3	-12.8	-14.4	-20.3	-36.4
下の鉛直反力 (ton)	1.77	2.51	1.03	-0.27	0.14	-0.69	-1.25	-2.06	-2.32	-1.90

測定脚	A 脚					D 脚				
	10	20	30	40	40(3+11)	10	20	30	40	40(3+11)
載荷荷重 (ton)	9.41	18.91	28.61	38.31	38.81	9.41	18.91	28.61	38.31	38.81
鉄塔脚軸力 (ton)	10.4	20.5	31.3	41.7	42.3	-13.2	-26.4	-40.0	-52.7	-53.4
旧基礎への伝達力 (ton)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
旧基礎の軸力 (ton)	12.3	9.5	16.2	44.2	40.8	-8.8	-20.5	-25.4	-30.0	-39.1
下の鉛直反力 (ton)	1.90	4.71	5.89	6.17	6.18	-1.43	-2.57	-4.05	-4.53	-3.94

測定脚	B 脚				C 脚			
	10	20	30	40	10	20	30	40
載荷荷重 (ton)	9.61	19.71	29.81	38.51	9.61	19.71	29.81	38.51
鉄塔脚軸力 (ton)	10.3	21.7	32.1	42.8	-12.1	-27.0	-41.1	-53.4
旧基礎への伝達力 (ton)	5.7	15.1	27.9	40.7	-5.7	-11.9	-18.8	-25.1
旧基礎の軸力 (ton)	4.7	20.0	0.5	41.9	7.2	-16.6	-27.7	-37.8
下の鉛直反力 (ton)	0.69	-0.67	-1.70	-4.67	-0.73	-0.91	-1.31	-2.19

測定脚	A 脚				D 脚			
	10	20	30	40	10	20	30	40
載荷荷重 (ton)	9.61	19.71	29.81	38.51	9.61	19.71	29.81	38.51
鉄塔脚軸力 (ton)	11.0	21.3	32.5	41.5	-13.8	-27.9	-42.3	-53.0
旧基礎への伝達力 (ton)	-	-	-	-	-	-	-	-
旧基礎の軸力 (ton)	8.6	13.4	30.2	57.7	-4.8	-14.8	-25.4	-29.0
下の鉛直反力 (ton)	3.15	4.57	4.70	4.18	-1.16	-2.78	-3.35	-5.10

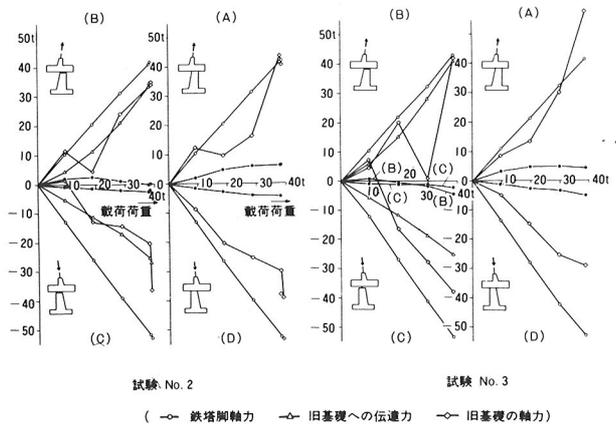


図-8 基礎の荷重分担

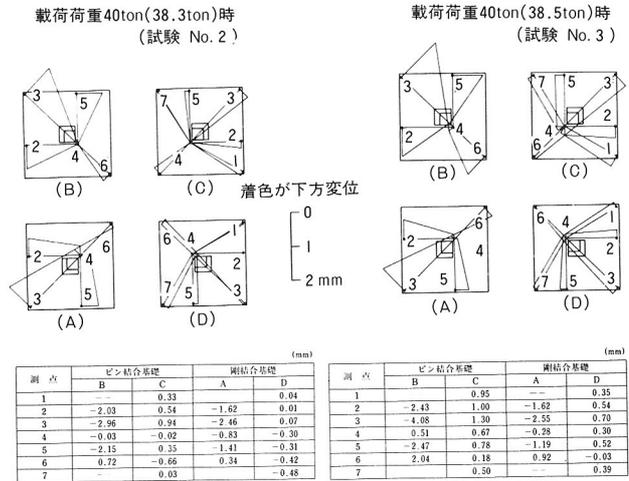


図-9 新設基礎の変位

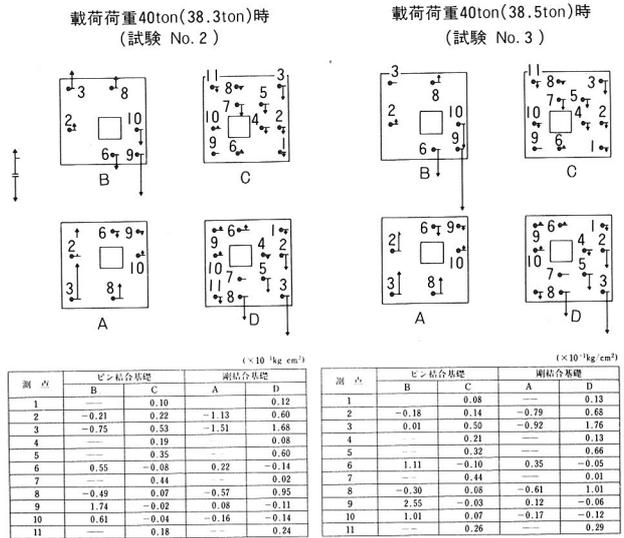


図-10 新設基礎の土圧分布

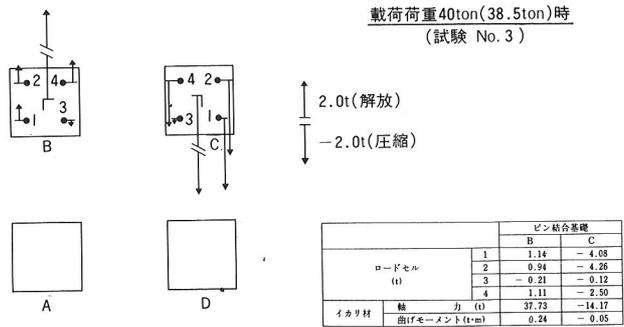


図-11 ピン結合接合部の測定値

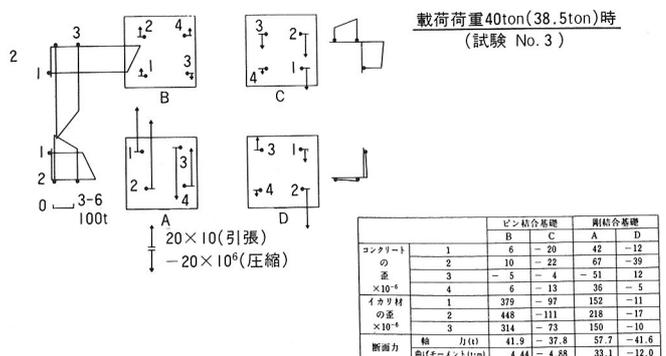


図-12 新旧基礎接合部の測定値

⑤ 新設基礎の内部応力

新設基礎のコンクリート内の新旧の碇材間の内部応力を表-6に示す。コンクリートは $\sigma_{ck}=210\text{kg/cm}^2$ を使用した。

測定結果より設計応力に換算すると、引張応力 $\sigma_t = 9.9\text{kg/cm}^2 < \sigma_{ta} = 10.5\text{kg/cm}^2$ 、せん断応力 $\tau = 6.8\text{kg/cm}^2 < \tau_a = 10.5\text{kg/cm}^2$ で各々、許容値内にある。

表-6 新設基礎コンクリート応力測定結果

		(kg/cm <sup>2</sup> )			
応力の種類		B(ピン)	C(ピン)	A(剛)	D(剛)
試験 No.2	最大主応力	6.0	2.4	5.0	0.5
	最小主応力	-2.6	-4.9	-2.3	-4.7
	最大せん断応力	4.3	3.6	3.7	2.6
試験 No.3	最大主応力	6.7	1.8	6.4	0.7
	最小主応力	-2.5	-4.8	-0.7	-4.9
	最大せん断応力	4.6	3.3	3.5	2.8

(8) FEM解析

新設および既設基礎底面の地盤反力、既設基礎の柱部部の断面力、および周辺地盤の荷重分担の比率を調べるため、FEM解析を行い、実験結果と照合する。

a) 解析上の仮定条件

i) 地盤を弾性体と考え、平面ひずみ問題として2次的に扱う。平面板の解析を行う一般のFEMプログラムは、平面応力(薄板の面内力に対する応力状態)を仮定しているの、次式によりヤング係数Eとポアソン比 $\nu$ を変換して $E'$ 、 $\nu'$ として解析し、平面ひずみを導入した。

$$E' = \frac{E}{1-\nu^2} \quad \nu' = \frac{\nu}{1-\nu}$$

ii) 解析領域およびその境界での支持条件を図-13に示す。左右の境界および下端の境界は構造物への荷重によって境界の地盤がほとんど変化しない位置まで拡張した。支持条件は左右の境界を水平方向に固定、鉛直方向に可動とし、下端の境界は水平、鉛直とも固定とした。

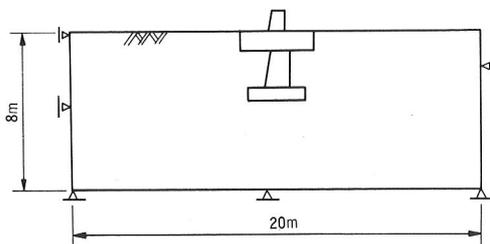


図-13 解析領域および支持条件

iii) 使用した各部の諸定数を表-7に示す。コンクリートは弾性測定結果を用いた。地盤は横方向K値測定結果を基にした範囲の値を用いた。

b) 解析ケース

解析モデルはピン結合と剛結合の2種類とした。それぞれのモデルについて、地盤の弾性係数を均一にした場合と、埋戻し地盤の弾性係数を $\frac{1}{2}$ に低減した場合について作成した。載荷荷重は新設基礎の天端に100トンの引上げ力と押込み力を碇材の軸方向に作用させた。以上の組合せの8ケースについて解析した。図-14に解析結果の例を示す。

表-7 材料定数

材質	弾性係数 E	ポアソン比 $\nu$
新設基礎 コンクリート	$2.3 \times 10^6 (\text{t/m}^2)$	$\frac{1}{6}$
既設基礎 コンクリート	$2.3 \times 10^6 (\text{t/m}^2)$	$\frac{1}{6}$
地盤	$1.0 \times 10^4$ $\sim 3.0 \times 10^4 (\text{t/m}^2)$	0.35

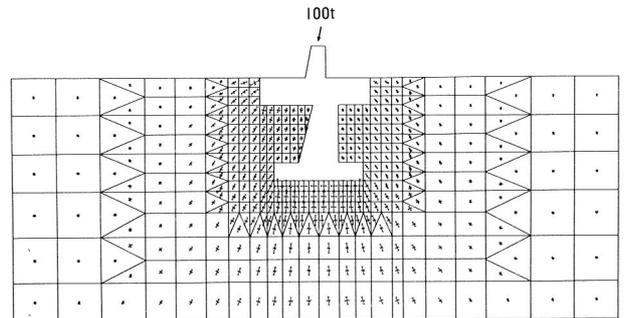
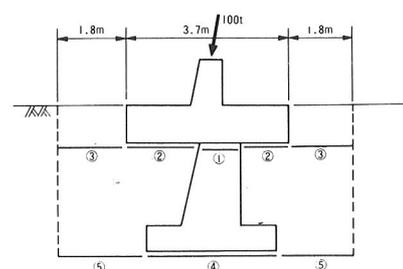


図-14 解析例(その1)

c) 解析結果

FEM解析結果の応力分布より地盤および基礎の荷重分担(押込みの場合)を求めると表-8となった。表-8の結果より、地盤の弾性係数を埋戻し部について $\frac{1}{2}$ に低減した場合は既設基礎への伝達力が6~7%程度の増加した変動にとどまった。既設基礎に伝達される軸力は、載荷荷重に対して剛結合に対して67~75%ピン結合で61~69%となっており、剛結合で25%、ピン結合で30%程度は新設基礎底面地盤および新設基礎周辺地盤に伝達している結果となった。既設基礎底面下の反力の合計結果は、剛結合とピン結合の間ではほとんど差がなかった。引上時については、弾性解析のため、押込み時と符号が逆で同値の結果となった。

表-8 FEM解析による地盤の基礎の荷重分担



(鉛直力 ton)

地盤定数	地盤の弾性係数(E=2,000kg/cm <sup>2</sup> )を一定としたケース		埋め戻し部の弾性係数を $\frac{1}{2}$ (E=1,000kg/cm <sup>2</sup> )としたケース	
	剛結合基礎	ピン結合基礎	剛結合基礎	ピン結合基礎
①	67.0	60.5	75.0	69.2
②	16.1	22.5	11.7	17.0
③	14.3	14.9	11.9	12.6
④	50.7	50.3	57.9	57.3
⑤	32.9	35.0	29.2	29.7
新設基礎部地盤反力(②+③)	30.4	37.4	23.6	29.6
旧基礎柱の軸力(①)	67.0	60.5	75.0	69.2
旧基礎部地盤反力(④+⑤)	83.6	85.3	87.1	87.0
旧基礎底部地盤反力(④)	50.7	50.3	57.9	57.3

(9) まとめ

載荷試験結果とFEM解析結果の比較を表-9に示す。結果をまとめると以下ようになる。

a) 押し込み

剛結合およびピン結合の載荷試験とFEM解析の各々の結果が比較的近似した傾向を示しており、FEM解析の信頼性が高いものと考えられる。

b) 引上げ

FEM解析は、地盤の塑性変形を扱っていないため、載荷試験との比較はできないが、載荷荷重を既設基礎と新設基礎が共働して抵抗すると考えるのが妥当である。

以上の結果、連結基礎は嵩上げ工法鉄塔基礎には有効であると考えられるが、次の問題点について今後の検討が残されている。

- ① 地質条件が変化した場合の荷重分担率。
- ② 上、下基礎の深さと底面積の比率と荷重分担率。
- ③ 基礎が回転変形した場合の鉄塔上部構造への影響と回転変形の許容値。
- ④ 設計手法。
- ⑤ 基礎細部構造および施工法。

①、②の押し込みに対しては、今回の実験結果からFEM解析手法が有効であると考えられる。

表-9 載荷試験とFEM解析の比較

測定部	B 脚(引上げ)				C 脚(押し込み)			
	測定結果		FEM解析結果		測定結果		FEM解析結果	
	No. 2 (40t)	No. 3 (40t)	地盤定数一定	埋め戻し部 $\frac{1}{2}$	No. 2 (40t)	No. 3 (40t)	地盤定数一定	埋め戻し部 $\frac{1}{2}$
田基礎への伝達力	80	90	61	69	50	47	61	69
田基礎の軸力	80	100	61	69	67	72	61	69
土の鉛直反力	0.3	11	23	17	4	4	23	17
測定脚	A 脚(引上げ)				D 脚(押し込み)			
	測定結果		FEM解析結果		測定結果		FEM解析結果	
	No. 2 (40t)	No. 3 (40t)	地盤定数一定	埋め戻し部 $\frac{1}{2}$	No. 2 (40t)	No. 3 (40t)	地盤定数一定	埋め戻し部 $\frac{1}{2}$
田基礎への伝達力	—	—	67	75	—	—	67	75
田基礎の軸力	98	140	67	75	75	55	67	75
土の鉛直反力	15	10	16	12	7	10	16	12

3. 山形鋼鉄塔におけるガセット形式の一試案

(1) 目的

山形鋼鉄塔の一試案として、ガセット溶接鉄塔の可能

性について検討することを目的とした。検討事項は下記とした。

- ① ガセット溶接の応力伝達
- ② 溶接による変形量
- ③ 溶融亜鉛メッキによる変形量
- ④ 含有炭素比率の高いSS55の溶接施工試験
- ⑤ 経済性の比較

(2) ガセット溶接の応力伝達

応力伝達の検討は供試体の載荷試験とFEM解析による方法により行った。供試体は従来のガセットと支柱材をボルト接合するタイプ(モデル-1)、モデル-1と同形状でガセットと支柱材を溶接接合するタイプ(モデル-2)、ボルト孔の材端不足を補うため支柱材にプレートを溶接するタイプ(モデル-3)の3種類とした。図-15に供試体を示す。供試体には3軸歪ゲージを貼付け、主応力分布を求めるようにした。載荷荷重は斜材に取付けた油圧ジャッキによって手動で荷重を加え、荷重の管理はロードセルで行った。載荷装置および載荷状態を写真-6に示す。載荷は2.5トンピッチで、10トンまでの増減を3サイクル繰返して行った。測定システムは、連結基礎実験時と同様である。測定結果のまとめを図-16に示すが、モデル-2、3のコナ部に応力集中が発生している。局所的な応力集中は疲労が問題となるが、鉄塔の寿命に対する制限は各電力会社の自主基準では0.5P<sub>0</sub>~1.5P<sub>0</sub>を全振巾とする繰返し荷重3000回の疲労試験に耐えることが一般的に規定されている。ASMEの低サイクル疲労のピーク荷重に対する許容限界を考慮すると、今回の載荷試験で発生した応力集中に対しては、安全であると考えられる。図-17にFEM解析した結果の例を示す。

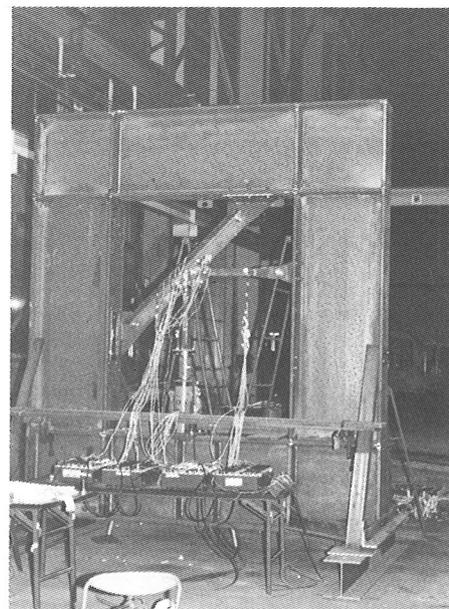


写真-6 ガセット応力伝達実験全景

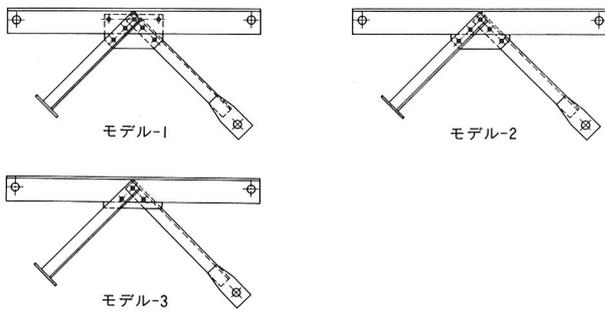


図-15 供試体

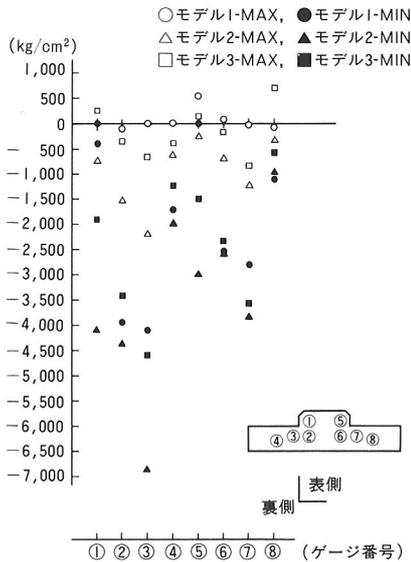


図-16 各モデルの主応力

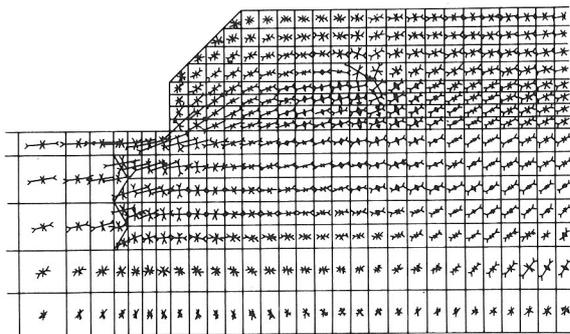


図-17 FEM解析の例

(3) 溶接および溶融亜鉛メッキによる変形量

ガセットと主柱材を溶接接合する場合、溶接に伴う収縮、ねじれ、角変形が発生する可能性がある。さらに、溶融亜鉛メッキ後にも、残留応力による変形の可能性がある。それらの変形量を測定するため、供試体を3組製作し、各製作段階毎に測定した。測定結果は、収縮量、ねじれ量、角変形量は共に小さく問題とならなかった。又、溶融亜鉛メッキ後の変形量も問題とならない程の小さな値であった。写真-7に供試体を示す。



写真-7 溶融亜鉛メッキ供試体

(4) 溶接施工試験

含有炭素比率の高いSS55材の溶接施工試験を行った。試験項目は、引張試験、型曲げ試験、衝撃試験、マクロ試験、放射線透過試験とし、試験片の形状と試験方法はJISによった。試験結果は各々の判定基準を十分に満足するものであった。写真-8に試験終了後の試験片を示す。



写真-8 溶接施工試験片

(5) 経済性の検討

当社製作の鉄塔を例にとって経済性の試算を行った。対象とした鉄塔はF型である。設計条件を表-10に示す。試算結果を表-11に示す。溶接接合の長所、短所は次のようである。

長所；

- ① 材料費の減少
- ② 孔明製作工数の減少
- ③ 建方部材数の減少
- ④ 建方時のボルト締付本数の減少
- ⑤ 輸送重量の減少
- ⑥ ステップボルトの取付間隔を等間隔にでき、作業時の安全性が増す。

短所；

- ① 溶接材料の増加
- ② 溶接製作工数の増加
- ③ 溶融亜鉛メッキ空体積の増加

④ 輸送体積の増加

表-10 設計条件 (F型)

設 計 条 件				
項 目	単 位			
公 称 電 圧	kV		66	
回 線 数			2	
荷 重 径 間	m		300	
水 平 角 度	度		45	
垂 直 角 の 影 響			±0.2T	
電 線	種 類		ACSR 330mm <sup>2</sup>	
	構 成		Al 26/4.0+St 7/3.1	
	外 径	mm	25.3	
	自 重	kg/m	1,320	
	最大使用張力	高 温 季	kg	3,800
		低 温 季	kg	4,000
架 空 地 線	種 類		AW 70mm <sup>2</sup>	
	構 成		7/3.5	
	外 径	mm	10.5	
	自 重	kg/m	0.4482	
	最大使用張力	高 温 季	kg	2,000
		低 温 季	kg	2,400
が い し	種 類		250mmクレビス型けんすいがいし	
	個 数	個/連	7	
	重 量	kg/連	65	
	風 圧	kg/連	30	
支 が い し	種 類		長幹支持がいし (LC-8021相当)	
	個 数	個/連	1	
	重 量	kg/連	35	
	風 圧	kg/連	20	
設 計 風 圧	鉄 塔	kg/m <sup>2</sup>	310	
	電 力 線	kg/m <sup>2</sup>	100	
	架 空 地 線	kg/m <sup>2</sup>	100	
被	水(比重)	mm	6(0.9)	

- ④ 溶接施工試験においては、SS41, SS55とも欠陥は見当らなかった。
- ⑤ 経済性においては、製作から建方までを含めた建設トータルコストで考える必要がある。

4. あとがき

電力会社、各社では設備の拡充にあたり、新技術、新工法を積極的に導入して工期の短縮などを計り、徹底した建設コストの低減を旨としている。本報告で述べた2例の試案が今後の合理化に向けての一助となれば幸いである。最後に連結基礎の載荷実験にあたっては、北陸電力(株)本店工務部、富山支店送電担当の皆様にも多大の御指導と助言をいただいた。又、北陸電気工事(株)の入念な施工のもと、載荷実験を行うことができた。ガセット溶接鉄塔にあたっては、北陸電力(株)本店工務部の皆様にも多大の御指導と助言をいただいた。ここで、あらためて関係者の皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大地洋三：土木のための有限要素法入門，オーム社，1982。
- 2) 電気学会編：送電用支持物設計標準 J E C - 127 - 1979，電気書院，1980。
- 3) 土質工学会編：土質調査法，土質工学会，1972。
- 4) 電気協同研究会編：送電用鉄塔特殊基礎，電気協同研究，Vol.30, No.2, 1974。

表-11 経済比較 (F型)

比較項目	単位	(A)	(B)	(B)-(A)	(%)	
		従来鉄塔	溶接鉄塔			
重 量	山形鋼	kg	10,312.6	10,312.6	0	0
	プレート	kg	2,080.3	1,758.8	-322.3	-15.5
	ボルト	kg	898.4	789.1	-109.3	-12.2
	合 計	kg	13,291.3	12,859.7	-431.6	-3.2
ボルト本数	M16	本	2,238	1,849	-389	-17.4
	M20	本	408	345	-63	-15.4
	M24	本	453	453	0	0
	合 計	本	3,099	2,647	-452	-14.5
孔明加工数	M16	個	4,748	4,100	-648	-13.6
	M20	個	818	698	-120	-14.7
	M24	個	1,168	1,168	0	0
	合 計	個	6,734	5,966	-768	-11.4
運 搬 部 材 数	個	871	641	-230	-26.4	
溶 接 延 長	m	—	219.27	219.27	—	

(6) まとめ

今回の種々の実験結果、計算結果をまとめると以下のようになる。

- ① ボルト接合と溶接接合の応力伝達に大きな違いはない。
- ② 溶接接合の場合のガセットプレートの応力集中は、耐力上問題が無いと推定されるが、疲労試験により確認する必要がある。
- ③ 溶接接合による部材の変形の影響は認められなかった。