

# 補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE ULTIMATE STRENGTH OF STIFFENED PLATES

小松 定夫\*・牛尾 正之\*\*・北田 俊行\*\*\*

By Sadao KOMATSU, Masayuki USHIO and Toshiyuki KITADA

### 1. まえがき

オーストリアのダニューブ河に架せられた新ウィーン・ドナウ橋の落橋事故<sup>1)</sup>をはじめ、イギリスのミルフォード・ヘブン橋<sup>2)</sup>、オーストラリアのウエスト・ゲイト橋<sup>3)~5)</sup>、西ドイツのコプレンツ橋<sup>6)~7)</sup>などのような1969年から1971年に起きた海外の橋梁事故<sup>8)~11)</sup>は経済性を追求して薄肉・軽量化を推進する現在の橋梁設計にしゆん厳な警告を与えた。これらの箱桁橋の大事故は圧縮フランジあるいはダイヤフラムの座屈が直接原因して起こったものと考えられている。ウエスト・ゲイト橋やコプレンツ橋のように明らかに設計上の初等的誤りあるいは施工上の欠陥が事故の原因になったと思われるものもあるが、新ウィーン・ドナウ橋とミルフォード・ヘブン橋の場合はヨーロッパ各国の旧設計基準<sup>12)</sup>が十分な安全率を確保していないかったことに起因しているものと思われる。

最近は溶接工法の進歩により断面の薄肉合理化が可能となり、構造物の軽量化が図られるようになってきた。この薄肉構造物には補剛板を組合せた力学的に極めて合理的な構造形式が多用されている。しかし、溶接により軽量でかつ合理的な構造系が可能になってきた反面、そのために生じる残留応力や初期たわみなどのいわゆる初期不整はどうしても避けることができない。しかも微小であっても薄肉構造物の極限強度に重大な影響を及ぼすことが理論的<sup>13)~16)</sup>にも実験的<sup>17)</sup>にも明らかにされている。

板の座屈に対する安全率は最初 Timoshenko によって 1.8 と提案された。DIN 4114(1952)<sup>12)</sup>においては後座屈強度が期待できるという理由でそれを 1.35 に低

下させている。ところが、最近の溶接構造物では上述のような初期不整の不利な影響が顕著に現われ、そのため、後座屈強度が期待できなくなる傾向がある。

残留応力と初期たわみが併存するような圧縮板および圧縮補剛板は、極限状態付近で弾塑性現象と有限たわみ現象の達成した非常に複雑な挙動を呈し、それを理論解析により解くのは極めて難しい問題である。したがって、DIN, AASHO<sup>18)</sup>, 道路橋示方書<sup>19)</sup>（以下道示といふ）などにおける規定は上記の非線形な解析法による極限強度を基準にしたものでなくして、線形座屈理論（固有値問題）による座屈強度を基にしている。しかし最近、こういった初期不整が圧縮板および圧縮補剛板の極限強度に及ぼす影響を実験的あるいは理論的に明らかにし、これらの板の設計法の合理化を推進しようとする気運が高まってきた。

まず、圧縮補剛板の実験的研究に関する歴史的背景および現在の各国の圧縮板構造の設計規定の改正に関する動向について述べる。

わが国においても圧縮補剛板の実験的研究はすでに数多くなされている。橋梁の分野においては 1962 年、本州四国連絡橋上部構造に関する試験の一環として伊藤・田島<sup>20)</sup>によって補剛材を持つ高張力鋼板からなる溶接中空箱形短柱の圧縮試験が行われている。また造船部門においては比較的早くから圧縮補剛板の研究が行われており、1944 年の吉識の研究<sup>21)</sup>、1958 年の吉識・秋田・長沢の研究<sup>22)</sup>、吉識・藤田の研究<sup>23)</sup>などがある。また航空部門においては 1962 年の川井・江川の研究<sup>24)</sup>などがある。これらの造船および航空部門における研究は主として局部座屈後の板パネルに有効幅の概念を導入した近似理論を検証するための実験的研究であった。一方、ヨーロッパ各国では圧縮補剛板の耐荷力を線形座屈問題として取扱った研究が多く、たとえば 1944 年の Kromm<sup>25)</sup>、Chwalla<sup>26)</sup>、Torre<sup>27)</sup>、1949 年の Seide-Stein<sup>28)</sup>、1956 年から 1960 年の Klöppel-Scheer<sup>29)</sup>、1964 年の Gienc-

\* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科教室

\*\* 正会員 日立造船(株) 技術研究所

\*\*\* 正会員 工修 大阪大学助手 工学部土木工学科教室

ke<sup>30)</sup>, 1965 年の Klöppel-Möller<sup>31)</sup> の研究などがある。その中で Giencke の研究成果が現行の道示の補剛板の規定の基礎となっている。また、Timoshenko (Der Eisenbau, Vol. 12, 1921 年)<sup>32)</sup>, Chwalla, Kromm の研究成果は DIN 4114 の補剛板の規定の一部となっていいる。

ところが近年、前述の落橋事故を契機として、再び、初期不整を有する圧縮補剛板の極限強度に関する研究に目が向けられるようになった。その結果、現在では多くの実験的研究や理論的研究が各国で行われつつある。実験的研究の代表的なものとしては 1971 年の Dubas の研究<sup>17)</sup>を挙げることができる。Dubas は、補剛材つき圧縮フランジを持つ  $\pi$  形断面の桁の純曲げ試験を行い、圧縮フランジの座屈現象について考察している。その結果、補剛材位置で節となるような局部座屈が起こるためにには、現行の DIN 4114 で規定されている必要最小剛比の 4 ないし 5 倍の剛比を有する補剛材が必要であるという結論に至っている。さらに同年、Sherbaurne-Liau-Marsh<sup>33)</sup> の研究がある。ここでは波板および補剛板について、塑性破壊機構 (Plastic mechanism) を考える極限解析法を用いた理論を展開し実験も行っている。この実験では、4 枚の補剛板パネルを箱形断面柱に組み立て圧縮実験を行っている (以下これを圧縮柱実験という)。1973 年には Dowling-Chatterjee-Frieze-Moolani<sup>34)</sup> の箱桁に組んだ実験 (以下箱桁実験といふ)、補剛板パネルのみを取り出しそれに軸方向圧縮力を与える Dorman-Dwight<sup>35)</sup> の実験 (以下補剛板パネル実験といふ)、Massonnet-Maquoi<sup>36)</sup> の箱桁実験、小松・吉川・牛尾<sup>37)</sup> の超高張力鋼板 (HT 80) の補剛板パネル実験、Murray<sup>38), 39)</sup> の補剛板パネル実験などがある。1974 年には Andrä-Beyer-Wintergerst<sup>40)</sup> の実験的研究、福本・宇佐美・岡本<sup>41)</sup> の実験かつ理論的研究がある。これらの研究では補剛板パネル実験が行われている。さらに 1975 年の長谷川・長浜・西野<sup>42)</sup> の実験的かつ理論的研究では箱形柱実験が行われている。後の 2 つのわが国における研究においては、初期不整として残留応力のみを有する補剛板の耐荷力を弾塑性座屈問題として取扱っている<sup>43), 44)</sup>。同年、Horne-Narayanan<sup>45)</sup> の有効幅の概念を用いた近似的解析法に関する研究がある。同時に理論を検証するため補剛板パネル実験も行われている<sup>64)</sup>。同じく 1975 年、山田・渡辺・豊田<sup>46)</sup> の箱桁実験、藤原・原・雨宮<sup>47)</sup> の箱形柱実験が挙げられる。

最近、欧米各国では箱桁の圧縮フランジに関する規定の暫定的な改正が行われている。英国では 1969 年のミルフォード・ヘブン橋の落橋事故に関連して Merrison を委員長とする特別技術委員会を構成し、1973 年に箱桁橋の設計・製作に関する暫定規定 (I.D.R.<sup>48)</sup>) を公表

している。また 1975 年にこの暫定規定の作成に関与した Dowling<sup>50)</sup> がこの新しい設計基準の基礎となった研究の中から浮び上がってきた種々の重要な問題点や今後の問題について貴重な示唆を与えている。また西ドイツでもコブレンツ橋の事故の後、板の座屈に関する DIN 4114 の規定<sup>12)</sup>を改正するために “Unterausschuss für Platten Stabilität” なる委員会が組織された。そして 1973 年に暫定的な規定<sup>51)</sup>とその解説<sup>52)</sup>が出されている。この暫定規定では座屈に対する安全率を 1.35 から 1.71 に高めている。またヨーロッパ全体の委員会として 1973 年に ECCS (European Convention of Constructional Steelwork) の Commission VII (不安定部門) の内部に “Task Group VII-3” が組織された<sup>53)</sup>。この委員会の報告も近々出されることになっている。

一方アメリカでも 1971 年 11 月に鋼箱桁と合成箱桁の極限強度に関する現在までの研究成果を取り入れ、そしてこの分野における研究の調整、能率化をはかるために、ASCE と AASHTO が中心になり箱桁の極限強度に関する小委員会 (The Subcommittee of Box Girder) が組織された<sup>54)</sup>。また 1974 年 11 月には ASCE の Structural Division の Committee on Metals が中心になって、鋼橋に関する専門会議が St. Louis で行われた<sup>55)</sup>。わが国においても道示の圧縮補剛板の設計規定に対する種々の示唆が長谷川・太田・西野<sup>44)</sup>、福本・宇佐美・山口<sup>56)</sup>、長谷川・長浜・西野<sup>42)</sup>などによってなされている。そしてこれらの研究成果は本四連絡橋上部構造の補剛板の設計要領案<sup>61)</sup>の基礎となっている。さらに、1975 年 9 月には長谷川・太田・西野の研究成果により、鋼鉄道橋設計標準<sup>62)</sup>の一部が改正されている<sup>63)</sup>。

上述のようなすう勢の中にあって、次に示すような目的で著者らが 1974 年<sup>57)</sup>～1975 年<sup>58)</sup>に行った一連の実験的研究をまとめてここに報告する。

- 1) 理論的研究の基礎的資料を得る。
- 2) 補剛材の必要最小剛比について実験的に検討する。
- 3) 道示の圧縮補剛板の規定に対して実験結果より考察を加える。
- 4) 諸外国の設計示方書の補剛板規定について実験結果により考察を加える。
- 5) 補剛板の合理的設計に必要な基礎的資料を提供する。

そこで、本実験では無次元幅厚比  $R (= b/t \sqrt{\sigma_y/E} \cdot 12(1-\nu^2)/\pi^2 k)$  が 0.55～1.66 と非常に広範囲にわたる補剛板供試体について残留応力および初期たわみをできるだけ正確に測定するとともに、それらの圧縮強度試験を行い考察を加えている。

## 2. 供試体の設計および製作

### (1) 供試体の形状および材質

本実験の供試体は図-1に示すように圧縮力方向に平行で、かつ、等間隔に配置された3本の長方形断面の補剛材を有する長さ140 cmの補剛板とする。最近のトラス橋やアーチ橋は規模が大きくなり、その圧縮部材やアーチリブ材などは1ないし2本の補剛材で補強された板パネルで構成されることが多い。また、箱桁の圧縮フランジは非常に多くの補剛材で補強されている。これらのいずれの場合においても本実験結果が有用な資料となりうるよう補剛材の本数を3本とした。

供試体の材質はSS41とし、使用板厚はなるべく実際の構造物に近いものという理由で4.5 mm以上とした。無次元幅厚比Rを用いて無次元圧縮強度( $\sigma_{max}/\sigma_y$ )をプロットすることにより本実験結果は高張力鋼材にも適用しうるものと考える。

### (2) 供試体の幅厚比(b/t)の決定

図-2<sup>19)</sup>に示すように供試体の幅厚比としてAシリーズ:30, Bシリーズ:40, Eシリーズ:55, Cシリーズ:60, Dシリーズ:80の5ケースを選んだ。供試体の設計時、幅厚比の決定にSS41の降伏点として2400 kg/cm<sup>2</sup>(公称降伏点)を用いたのでAシリーズでは無次元幅厚比Rが0.53, Bシリーズでは0.7となり、いずれも道示の規定を満足しており、Bシリーズが道示の限界値 $R_{cr}=0.7$ に一致している。また、Eシリーズは $R=1.0$ となり弾性座屈強度が降伏点になる幅厚比、Cシリーズ( $R=1.1$ )は弾塑性座屈領域の幅厚比、Dシリーズ( $R=1.4$ )は弾性座屈領域の幅厚比を有する。A, B

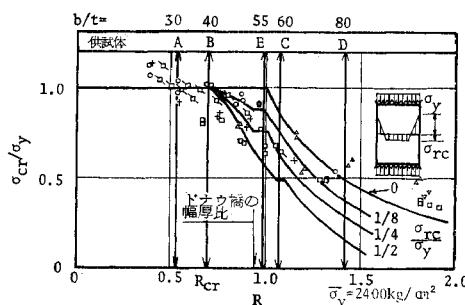


図-2 供試体の幅厚比

シリーズの幅厚比はわが国で、Eシリーズの幅厚比は歐米の橋梁で一般によく用いられる。たとえば落橋した新ウィーン・ドナウ橋の場合、 $b=58$  cm,  $t=1.2$  cm,  $\sigma_y=2900$  kg/cm<sup>2</sup>で $b/t=48$ ,  $R=0.945$ となる(図-2参照)。Dシリーズの幅厚比は実橋ではほとんど用いられず、他に実験例も見ないが、幅厚比の大きい場合として選んだ。材料試験により実測された各材料の降伏点 $\sigma_y$ は公称降伏点 $\sigma_y$ よりかなり大きな値となり、各供試体シリーズのRの実測値が大幅に変化することになった。その取り扱いについては後で述べる。

### (3) 補剛材寸法の決定

幅厚比に関する道示の規定を満足するAシリーズの供試体の補剛材剛度の決定は、道示規定3.4.2<sup>19)</sup>に定められている必要最小剛比 $r_N$ を基準にして行った。すなわち、

$$r_N = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^2 \cdot (1 + n \cdot \delta) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\alpha=a/B$ は縦横比、 $a$ :補剛板長、 $B$ :補剛板幅、 $\delta=F/Bt$ 、 $F$ :補剛材1本の断面積、 $n$ :パネル数、 $t_0$ :道示の最小板厚。

実降伏点が公称降伏点よりかなりばらついたため、式(1)の最小板厚 $t_0$ は、次式で示すように実測した降伏点 $\sigma_y$ を用い、道示の考え方から従って新たに算定した。

$$t_0 = \frac{b}{R_{cr}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k}}, \quad R_{cr}=0.7 \quad \dots \dots \dots (2)$$

実降伏点ばらつきのためBシリーズについては当初の計画0.7より若干R値が大きくなっている( $R=0.9$ )。したがってB, E, C, DシリーズについてはDIN 4114<sup>20)</sup>の考え方を基礎にして弾性座屈理論に基づく必要最小剛比 $r^*$ を基準にして補剛材の寸法を決定した。 $r^*$ の計算には以下に示すGiencke<sup>30)</sup>の理論式を用いた。

$$r^* = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot (1 + n \cdot \delta) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad \dots \dots \dots (3)$$

A, Eシリーズでは補剛材の必要最小剛度をいくらにすればよいかを実験的には握るために剛比 $r$ を種々変化させている。補剛材の幅厚比( $h_r/t_r$ )は道示規定3.2.2( $h_r/t_r \leq 13$ )をなるべく満足するようにした。

以上のようにして決めた補剛材の寸法、剛比などを表-1に示す。

### (4) ビード断面の設計

図-3に示すように残留応力分布を理想化しDwight-Moxham<sup>59)</sup>の考え方からビード断面積を求めた。すなわち、

$$(b-2 \cdot \eta t) \cdot \sigma_{rc} = \sigma_y \cdot 2 \cdot \eta t \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$A_{w1} = \eta t \cdot (2t + t_r) \cdot \sigma_y / C \quad : \text{補剛材取り付け部} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$A_{w2} = \eta t \cdot t \cdot \sigma_y / C \quad : \text{側辺部} \quad \dots \dots \dots (6)$$

表-1 供試体の諸元

供試体 条件	$b$ (cm)	$t$ (mm)	$\frac{b}{t}$	$R$ ( $k=4$ )	$t_0$ (mm)	$h_r$ (cm)	$t_r$ (mm)	$I_s$ ( $\text{cm}^4$ )	$r$	$\delta$	$r_N$	$r^*$	$\frac{r}{r_N}$	$\frac{r}{r^*}$	$k^2$	$R^2$	$r_R$	$\frac{r}{r_R}$	
A <sub>1</sub>	A <sub>1</sub> -1 S	24	8.3	28.9	0.551	6.5	7.3	8.3	107.6	21.6	0.076	25.4	41.9	0.85	0.52	1.114	1.044	127	0.17
	A <sub>1</sub> -2 S	"	"	"	0.554	"	8.0	"	141.7	28.4	0.083	"	"	1.12	0.68	1.221	1.003	"	0.22
A	A-1 F	"	7.8	30.8	0.706	7.9	7.3	7.8	101.1	24.4	0.076	11.0 <sup>1)</sup>	10.5 <sup>1)</sup>	2.22 <sup>1)</sup>	2.32 <sup>1)</sup>	1.161	1.310	55.0	0.44 <sup>1)</sup>
	A <sub>0</sub> -1 S	"	"	"	0.693	7.7	"	"	"	"	"	43.0	41.9	0.57	0.58	"	1.286	215	0.11
	A <sub>0</sub> -2 S	"	"	"	0.687	"	8.9	"	183.3	44.3	0.093	"	"	1.03	1.06	1.416	1.155	"	0.21
	A <sub>0</sub> -3 S	"	"	"	0.689	"	11.2	"	365.3	88.2	0.117	"	"	2.05	2.11	1.782	1.032	"	0.41
B	B-1 F	"	6.1	39.3	0.897	—	7.4	6.1	82.4	41.7	0.077	—	10.2 <sup>1)</sup>	—	4.09 <sup>1)</sup>	1.387	1.523	—	—
	B <sub>0</sub> -1 S	"	"	"	0.896	—	"	"	"	"	"	—	42.2	—	0.99	"	1.522	—	—
E	E <sub>0</sub> -1 S	"	4.4	54.5	1.135	—	5.9	4.4	30.1	40.5	0.061	—	39.9	—	1.01	1.375	1.936	—	—
	E <sub>0</sub> -2 S	"	"	"	1.114	—	7.0	5.8	66.3	89.2	0.094	—	44.7	—	2.24	1.788	1.666	—	—
	E <sub>0</sub> -3 S	"	"	"	1.119	—	8.0	8.3	141.7	190	0.154	—	53.0	—	4.77	2.304	1.474	—	—
C	C-1 F	35	5.7	61.4	1.269	—	6.1	5.7	43.1	18.3	0.044	—	4.3 <sup>1)</sup>	—	4.26 <sup>1)</sup>	—	—	—	—
	C <sub>0</sub> -1 S	"	"	"	1.311	—	"	"	"	"	"	—	17.8	—	1.02	—	—	—	—
D	D-1 F	"	4.4	79.5	1.636	—	5.1	4.4	19.5	17.9	0.036	—	4.2 <sup>1)</sup>	—	4.16 <sup>1)</sup>	—	—	—	—
	D <sub>0</sub> -1 S	"	"	"	1.656	—	"	"	"	"	"	—	17.3	—	1.03	—	—	—	—

条件 S: 載荷辺単純支持, F: 載荷辺べた押し, 1): 供試体の要さを  $1/2$  として計算, 2): AASHTO の規定に基づいて求めた座屈係数.

3): AASHTO の  $k$  を用いた時の  $R$ , —: 規定外の幅厚比を有する供試体

表-2 供試体のビード寸法

供試体	$W_c$ (mm)	$W_s$ (mm)
A	6	4
B	5	4
E	4	4
C	4	4
D	4	4

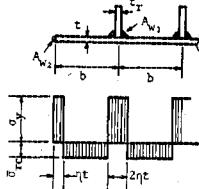


図-3 残留応力分布の理想化

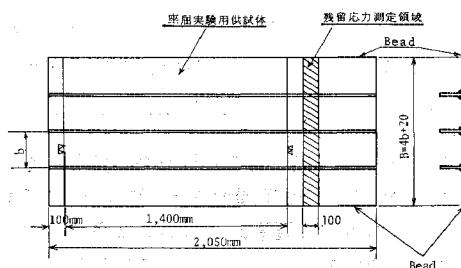
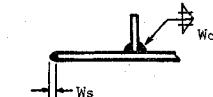


図-4 供試体の製作

ここに、 $A_{w1}, A_{w2}$  は、それぞれ、すみ肉溶接部および側辺溶接部のビード断面積。式(4)～(6)に  $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2, C = 600 \text{ kg/mm}^2, \bar{\sigma}_{rc} = 0.4 \sigma_y$  なる仮定値を代入して  $A_{w1}, A_{w2}$  を求めた。さらに、 $A_{w1}, A_{w2}$  よりビード寸法  $W_c, W_s$  を求め表-2に示す。供試体においてはこのビード寸法を目標にして溶接を実施した。なお、実橋での補剛板はその側辺部が、かど溶接されていていることを考慮して、図-3に示すように供試体の側辺に

ビード盛りを行い、実際の場合の残留応力分布を再現した。

#### (5) 供試体の製作

図-4 に示すように、長さ 2,050 mm の補剛板を作製し、このうち長さ 1,400 mm の部分を座屈実験用供試体とし、残りの部分を残留応力測定用供試体とした。残留応力測定領域にコンタクトゲージ用ホールを打込み、コンタクトゲージで初期値を測定してから各供試体の切断を行った。補剛材と板のすみ肉溶接および側辺ビード溶接はすべて手溶接の一層

盛りとした。溶接に際して予熱は行っていないが、残留応力分布が均等になるように溶接順序に留意した。また、供試体の構成部材である板および補剛材の端面は機械仕上げとした。特に補剛材の製

作は図-5 に示すように、まず、幅  $(h_r + 2d)$  の帯板を原板からガス切断で取り出し、その後、機械切断で所定の寸法  $h_r$  に仕上げた。その場合、補剛材先端でのガス切断による熱の影響をなくすために切りしろを  $d \geq 60 \text{ mm}$  とした。使用した鋼板の厚さが実構造物の場合より若干小さく、溶接によって生ずる初期変形が実際の場合より大きくなることが予想されたため、補剛板の初期たわみが示方書(道示、I.D.R.)で規定されている許容値以下に収まるように、プレスによるひずみ取りを行うことにした。

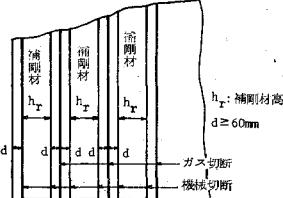


図-5 補剛材の製作

表-4 溶接条件

## 3. 予備実験とその考察

## (1) 引張試験

各供試体の板および補剛材の部分から JIS 5 号試験片を 2 本ずつ作製し、引張試験を行った。その試験結果を表-3 に示す。表中、区分の欄で空白の部分は、板、補剛材ともに同材質であることを示す。使用鋼材はすべて、降伏点および引張強さ  $\sigma_T$  とも SS 41 に対する JIS 規格 ( $\sigma_y \geq 25 \text{ kg/mm}^2$ ,  $\sigma_T = 41 \sim 52 \text{ kg/mm}^2$ ) を満足している。

道示では公称降伏点として SS 41: 2400 kg/cm<sup>2</sup>, SM 50: 3200 kg/cm<sup>2</sup>, SM 50 Y: 3600 kg/cm<sup>2</sup> と規定している。供試体の中には SM 50, SM 50 Y の公称降伏点を越えるものも含まれていることがわかる。

## (2) 残留応力度の測定

## a) 溶接条件

溶接には直径が 3.2 mm および 4.0 mm の溶接鋼棒を用いた。その溶接条件およびビード断面積の測定値を

表-3 引張り試験結果

供試体	区分	$\sigma_y$	$\sigma_T$	E	v	$\delta$	t
A <sub>1</sub> -1		2760	4410	2.15	0.24	43	8.3
A <sub>1</sub> -2		2790	4300	2.11	0.30	44	8.3
A-1		3990	5110	2.17	0.28	30	7.8
A <sub>0</sub> -1		3840	4920	2.15	0.29	30	7.8
A <sub>0</sub> -2		3770	4960	2.27	0.27	31	7.8
A <sub>0</sub> -3	板	3790	4930	2.29	0.24	31	7.8
	補剛材	3770	4960	2.27	0.27	31	7.8
B-1		3950	4850	2.32	0.27	28	6.1
B <sub>0</sub> -1		3940	4790	2.14	0.17	30	6.1
E <sub>0</sub> -1	板	3290	4560	2.13	0.24	34	4.4
	補剛材	3250	4360	2.17	0.27	34	4.4
E <sub>0</sub> -2	板	3170	4560	2.29	0.29	32	4.4
	補剛材	3340	4590	2.13	0.25	38	5.8
E <sub>0</sub> -3	板	3200	4290	2.13	0.29	36	4.4
	補剛材	2750	4500	2.13	0.30	41	8.3
C-1		3240	4550	2.13	0.27	36	5.7
C <sub>0</sub> -1		3460	4660	2.19	0.31	34	5.7
D-1		3210	4560	2.12	0.24	32	4.4
D <sub>0</sub> -1		3290	4560	2.13	0.24	34	4.4

 $\sigma_y$ : 下降伏点 (kg/cm<sup>2</sup>) $\sigma_T$ : 引張強さ (kg/cm<sup>2</sup>)E: ヤング係数 (10<sup>6</sup>kg/cm<sup>2</sup>)

v: ポアソン比

 $\delta$ : 伸び率 (%)

供試体	すみ肉溶接							側辺ビード溶接						
	D	A	V	v	Q	$A_w$	k	D	A	V	v	Q	$A_w$	k
A <sub>1</sub> -1	4	185	30	3.1	1.79	25	14	4	105	25	2.0	1.31	28	21
A <sub>1</sub> -2	"	184	32	3.9	1.51	18	12	"	105	28	2.0	1.47	32	22
A-1	"	182	30	3.2	1.71	21	12	"	79	25	2.1	0.94	16	17
A <sub>0</sub> -1	"	185	30	3.1	1.79	27	15	"	105	25	2.2	1.19	25	21
A <sub>0</sub> -2	"	180	31	3.8	1.47	19	13	"	108	25	2.0	1.35	30	22
A <sub>0</sub> -3	"	182	32	3.9	1.49	19	13	"	108	23	1.9	1.31	31	24
B-1	"	172	30	3.5	1.47	22	15	"	75	25	3.2	0.59	13	22
B <sub>0</sub> -1	"	190	32	4.5	1.35	20	15	3.2	85	25	2.2	0.97	18	19
E <sub>0</sub> -1	"	192	32	5.2	1.18	17	14	"	85	25	2.6	0.82	19	23
E <sub>0</sub> -2	"	184	32	5.7	1.03	15	15	"	79	26	2.9	0.71	17	24
E <sub>0</sub> -3	"	182	32	5.9	0.99	16	16	"	84	26	2.2	0.99	17	17
C-1	"	190	30	3.1	1.84	23	13	4	92	25	2.0	1.15	20	17
C <sub>0</sub> -1	"	186	32	4.5	1.32	23	17	"	85	25	2.3	0.92	20	22
D-1	"	190	30	3.7	1.54	17	11	"	79	25	2.3	0.86	16	19
D <sub>0</sub> -1	"	186	32	5.6	1.06	22	21	"	85	25	2.5	0.85	16	19

溶接鋼棒: 神戸製鉄 TBI-24

D: 溶接棒径 (mm)

V: 電圧 (V)

k:  $A_w/Q(10^{-3}\text{mm}^3/\text{J})$ 

A: 電流 (A)

Q: ジュール熱 (10<sup>8</sup>J/mm)v: 運棒速度 (mm/sec<sup>2</sup>) $A_w$ : ビード断面積 (mm<sup>2</sup>)

表-4 に示す。ビード断面積  $A_w$  と入熱量  $Q$  との比  $k$  は  $(12 \sim 24) \times 10^{-3}\text{mm}^3/\text{J}$  となっている。Moxham<sup>59)</sup> は軟鋼で手溶接の場合  $k=16 \times 10^{-3}\text{mm}^3/\text{J}$  を与えており、以前著者ら<sup>60)</sup>の HT 60 材に対して行った実測結果では  $k=14 \times 10^{-3}\text{mm}^3/\text{J}$  となっている。

## b) 残留応力度

端部の影響を受けないように端部からパネル幅  $b$  以上内側に残留応力測定区域を設けた。また、溶接の始終端部（クレータ部）の近傍では残留応力が乱れるため同部が測定区域内に含まれないようにした。残留応力の測定はコンタクトゲージを用いて機械切断法により行った。測定に用いたゲージレンジスは 10 cm であり、切断片の幅は 12~30 mm である。また、同じ材料からなるダミー片を作製し、測定値の温度補正を行うための基準値とした。

## i) 板パネルの残留応力度

補剛板の板パネルの残留応力測定結果の一例（供試体 C-1）を図-6 に示す。他の供試体もほぼ同様な傾向を示していた。表-5 の中の図に示すように圧縮残留応力分布を実測値の面積に等しい面積を有する長方形分布と

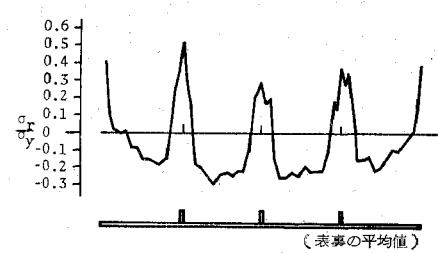
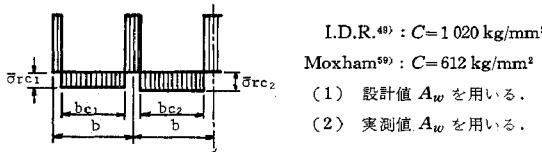


図-6 板の残留応力分布 (C-1)

して理想化する。そして、そのときの平均圧縮残留応力  $\bar{\sigma}_{rc}$  を表-5に掲げる。また Moxham の論文<sup>59)</sup>および I.D.R. で用いられている係数  $C (= F_c/A_w, F_c: 溶接による圧縮力)$  を求めると表-5のようになる。Moxham は  $C = 612 \text{ kg/mm}^2$ , I.D.R. は  $C = 1020 \text{ kg/mm}^2$  とかなり安全側の値を与えていることがわかる。

表-5 圧縮残留応力測定結果(板)

供試体	$\frac{b_{c1}}{b}$	$\frac{\bar{\sigma}_{rc1}}{\sigma_y}$	$\frac{b_{c2}}{b}$	$\frac{\bar{\sigma}_{rc2}}{\sigma_y}$	$\frac{\bar{\sigma}_{rc}}{\sigma_y}$ (I.D.R.)		C kg/mm <sup>2</sup>
					(1)	(2)	
A <sub>1</sub> -1	X	X	X	X	0.52	0.77	X
A <sub>1</sub> -2	0.67	0.15	0.63	0.23	0.51	0.61	206
A-1	0.75	0.19	0.79	0.23	0.38	0.44	307
A <sub>o</sub> -1	0.71	0.30	0.71	0.14	0.40	0.60	215
A <sub>o</sub> -2	0.79	0.11	0.79	0.16	0.39	0.48	169
A <sub>o</sub> -3	0.75	0.15	0.71	0.16	0.36	0.46	176
B-1	0.79	0.19	0.79	0.28	0.37	0.55	272
B <sub>o</sub> -1	0.75	0.23	0.63	0.16	0.37	0.55	203
E <sub>o</sub> -1	0.79	0.24	0.63	0.16	0.40	0.85	144
E <sub>o</sub> -2	0.58	0.08	0.71	0.14	0.38	0.72	80
E <sub>o</sub> -3	0.63	0.12	0.63	0.16	0.33	0.66	90
C-1	0.63	0.13	0.74	0.21	0.24	0.61	173
C <sub>o</sub> -1	0.80	0.16	0.74	0.23	0.23	0.57	239
D-1	0.71	0.14	0.74	0.25	0.30	0.61	206
D <sub>o</sub> -1	0.66	0.14	0.57	0.10	0.29	0.74	93



注) 中央線に関して対称位置にある左右の残留応力度の平均値を  $\bar{\sigma}_{rc1}, \bar{\sigma}_{rc2}$  とする。

表-6 ビード近傍における最大引張残留応力度

供試体	$\frac{\sigma_{rt1}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt2}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt3}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt4}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt5}}{\sigma_y}$
A <sub>1</sub> -1	X	X	X	X	X
A <sub>1</sub> -2	0.81	0.34	0.48	0.50	1.00
A-1	0.73	0.47	0.46	0.44	0.72
A <sub>o</sub> -1	0.61	0.49	0.44	0.29	0.59
A <sub>o</sub> -2	0.77	0.31	0.40	0.55	0.78
A <sub>o</sub> -3	0.77	0.44	0.39	0.36	0.75
B-1	0.72	0.68	0.42	0.55	0.75
B <sub>o</sub> -1	0.65	0.33	0.39	0.49	0.63
E <sub>o</sub> -1	0.17	0.44	0.43	0.65	0.24
E <sub>o</sub> -2	1.00	0.47	0.43	0.46	0.57
E <sub>o</sub> -3	0.62	0.41	0.43	X	0.52
C-1	0.40	0.52	0.30	0.39	0.40
C <sub>o</sub> -1	0.73	0.44	0.45	0.47	0.42
D-1	0.66	0.55	0.33	0.46	0.67
D <sub>o</sub> -1	0.33	0.39	0.15	0.36	0.22



る。たとえば、I.D.R. の規定にしたがって圧縮残留応力度を計算してみると表-5の(I.D.R.)の欄のようになる。この計算においては、表-2に示す設計値および表-4に示す実測値のビード断面積  $A_w$  をそれぞれ用いた。また、ビード付近における引張残留応力度の最大値を表-6に示す。補剛材のすみ肉溶接部の引張残留応力度 ( $\sigma_{rt2}, \sigma_{rt3}, \sigma_{rt4}$ ) が側辺溶接部のそれ ( $\sigma_{rt1}, \sigma_{rt5}$ ) より小さいのは側辺溶接をすみ肉溶接より後で行

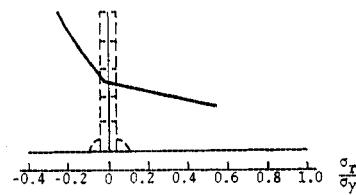


図-7 補剛材の残留応力分布(B-1)

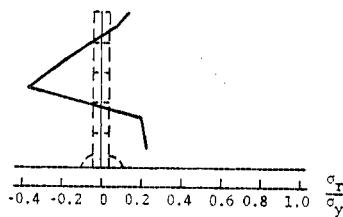
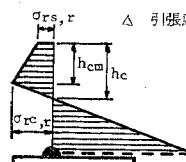


図-8 補剛材の残留応力分布(Eo-3)

表-7 補剛材の残留応力度の代表値

供試体	$\frac{\sigma_{rs,r}}{\sigma_{ys}}$	$\frac{\sigma_{rc,r}}{\sigma_{ys}}$	$\frac{h_{cm}}{h_r}$	$\frac{h_c}{h_r}$
A <sub>1</sub> -1	0.19	0.18	0.31	0.49
A <sub>1</sub> -2	0.00	0.24	0.50	0.59
A-1	0.12	0.19	0.31	0.52
A <sub>o</sub> -1	0.15	0.15	0.00	0.53
A <sub>o</sub> -2	0.03	0.16	0.59	0.64
A <sub>o</sub> -3	△ 0.08	0.12	0.64	0.68
B-1	0.25	0.25	0.00	0.51
B <sub>o</sub> -1	0.18	0.18	0.00	0.46
E <sub>o</sub> -1	0.07	0.15	0.36	0.47
E <sub>o</sub> -2	△ 0.22	0.29	0.50	0.63
E <sub>o</sub> -3	△ 0.14	0.36	0.50	0.63
C-1	0.38	0.38	0.00	0.41
C <sub>o</sub> -1	0.22	0.23	0.13	0.46
D-1	0.10	0.17	0.12	0.37
D <sub>o</sub> -1	0.26	0.26	0.00	0.37



$\sigma_{rs,r}$ : 補剛材先端での残留応力度

$\sigma_{rc,r}$ : 最大圧縮残留応力度

$h_{cm}$ : 先端から  $\sigma_{rc,r}$  の生じている点までの距離

$h_c$ : 先端から残留応力が0なる点までの距離

ったため側辺の溶接による圧縮力が影響してすみ肉溶接部の引張残留応力が軽減されたためと思われる。これは、極限強度に実質的な影響を与えないものと考える。

### ii) 補剛材の残留応力度

3本の補剛材の残留応力度の平均値について考察を行う。補剛材の残留応力分布の代表的な2例(供試体B-1, E<sub>0</sub>-3)を図-7および8に示す。補剛材の残留応力度が補剛板全体の極限強度に及ぼす影響がかなり大きいものと考えられるので、参考のため補剛材先端の残留応力度および補剛材内の最大圧縮残留応力度を表-7に掲げる。

### (3) 初期たわみの測定

写真-1に示すような初期たわみ測定専用のジグを作成し補剛板の初期たわみを測定した。測定にあたって



写真-1 初期たわみ測定ジグとそのキャリブレーション

は、まず、この専用ジグを定盤上に置きジグに取り付けた変位計のキャリブレーションを行い、次に、写真-2に示すように補剛板を後述する側辺支持ジグにセットし、鉛直に立てた状態での初期たわみを測定した。その測定結果の一例(A-1)を

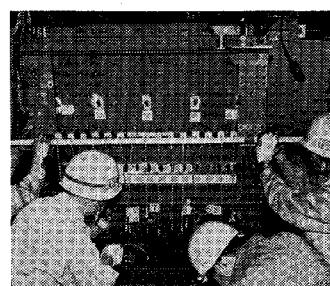


写真-2 初期たわみ測定風景

図-9に示す。なお、補剛板全体の初期たわみ( $\delta_2$ )は補剛板の両側辺を結ぶ直線からの偏差量とした。初期たわみ $\delta_2$ の最大値が存在する横断面のたわみ分布を図-10に示す。この初期たわみは供試体C-1のように大きな値を示していても縦方向の変化は少なく筒状になっているものが多かった。

補剛材の初期たわみ( $\delta_2$ )および補剛

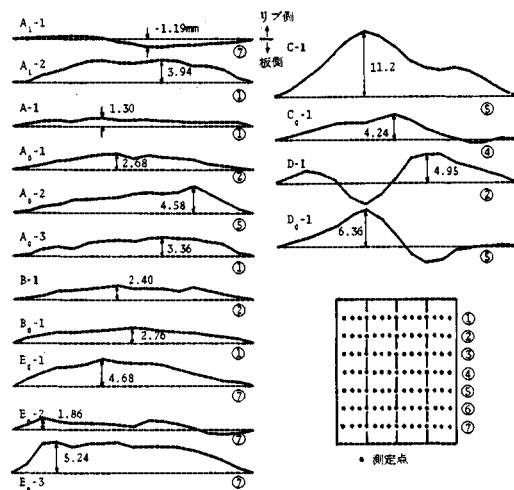


図-10 横方向の初期たわみ分布

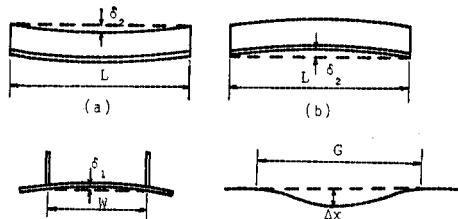


図-11 初期たわみの規定

表-8 供試体の初期たわみ

供試体	$\delta_2/b$	$\delta_2/L$		$\delta_2$ cm	$\frac{2b}{30t} \left( 1 + \frac{b}{5000} \right)$
		(1)	(2)		
A <sub>1</sub> -1	0.0021	0.00067	-0.00067	1.0	2.02 cm
A <sub>1</sub> -2	0.0029	0.00124		1.2	2.02
A-1	0.0025	0.00014		1.3	2.15
A <sub>0</sub> -1	0.0038	0.00114		1.0	2.15
A <sub>0</sub> -2	0.0042	0.00076		0.8	2.15
A <sub>0</sub> -3	0.0046	0.00076	-0.00029	0.8	2.15
B-1	0.0035		-0.00053	2.2	2.75
B <sub>0</sub> -1	0.0025	0.00095		0.8	2.75
E <sub>0</sub> -1	0.0079		-0.00011	0.1	3.81
E <sub>0</sub> -2	0.0058	0.00086	-0.00029	1.1	3.81
E <sub>0</sub> -3	0.0117	0.00076	-0.00057	1.7	3.81
C-1	0.0083	0.00080		1.4	4.38
C <sub>0</sub> -1	0.0023	0.00210		1.2	4.38
D-1	0.0120		-0.00086	4.1	5.67
D <sub>0</sub> -1	0.0100	0.00124	-0.00234	2.9	5.67
道示	0.0067	0.00100	-0.00100		I.D.R.
I.D.R.		0.00143	-0.00143		

(1) : 補剛材側に変形, (2) : (1) の反対側に変形

図-9 初期たわみ分布 (A-1)

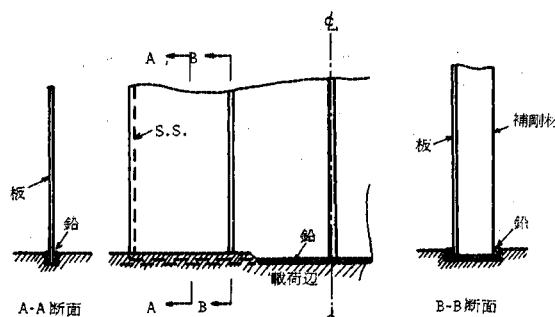


図-12 べた押しの場合の載荷辺

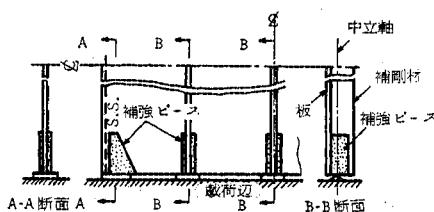


図-13 載荷辺単純支持機構

材間の板パネルの初期たわみ ( $\delta_1, \Delta_X$ ) についての道示と I.D.R. の規定を図-11 に示す。これらの規定に対応する実測値を表-8 に示す。供試体 A, B シリーズは道示の幅厚比の規定を満足することを対象としたものである。都合のよいことには初期たわみについてもほぼ道示の規定を満足していることが表-8 よりわかる。また、供試体 C<sub>0</sub>-1, D<sub>0</sub>-1 の補剛材を除いて I.D.R. の規定も満足している。

#### 4. 座屈実験とその考察

##### (1) 座屈実験装置

以前に著者らの開発した側辺支持ジグ<sup>37)</sup>を用いて補剛板の側辺を支持した。このジグは、供試体の側辺の回転、ねじりおよび縦・横方向の面内変位が自由になるように工夫した装置である。供試体 A-1, B-1, C-1, D-1 の載荷辺は、図-12 に示す「べた押し機構」とした。べた押しの場合は、載荷板に溝を掘り、供試体をはめ、それと載荷板の間に鉛を埋め、荷重が均等に供試体に作用するようにした。上述の 4 つの供試体以外については図-13 に示すような単純支持機構を採用し載荷辺で単純支持になる。



写真-3 座屈実験の風景

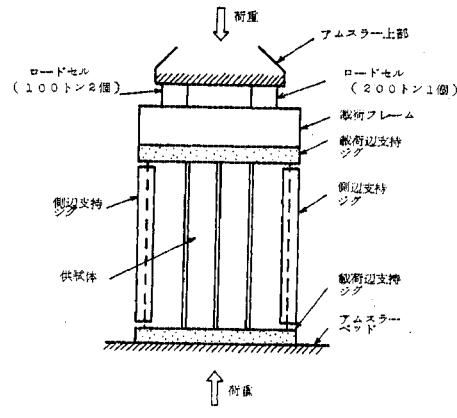


図-14 載荷状況

ようにした。その際の載荷位置は補剛板全体の中立軸の位置とした。また、載荷点近傍で局部的な塑性化が生じないように、その近傍を図-13 に示すように補強を行った。

##### (2) 座屈実験

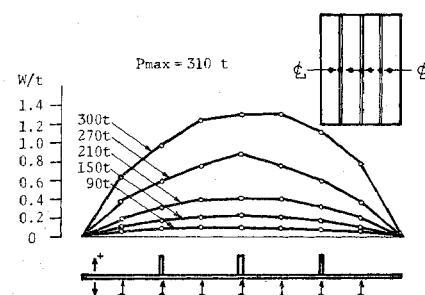
実験には 400 ton アムスラー型万能試験機を用いた。その実験風景を写真-3、載荷状況を図-14 に示す。供試体の各部のひずみ、面外変位および軸方向変位を各荷重段階でデジタル静ひずみ計、動ひずみ計、データレコーダ、XY レコーダなどを用いて計測記録した。

実験においては、破壊実験を行う前に予備実験として弾性域での供試体のひずみ分布を調べ一様載荷になるよう調整した。

##### (3) 実験結果とその考察

###### a) 横たわみ波形

供試体の横方向のたわみ波形および補剛材のたわみ波形が得られるように変位計を格子点にセットした。その測定結果の一例 (A<sub>0</sub>-2) を図-15, 16 に示す。これらの図より供試体 A<sub>0</sub>-2 では補剛材間の板パネルの局部座屈は認められず、補剛板全体が 1 波形でたわむ全体座屈のみが生じていることがわかる。すべての供試体につい

図-15 中央断面の横たわみ波形 (A<sub>0</sub>-2)

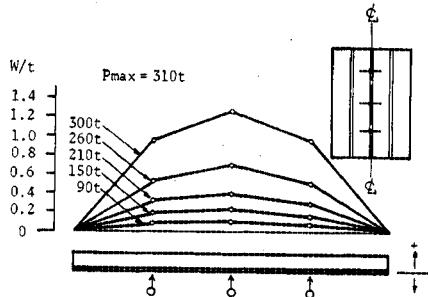


図-16 中央補剛材のたわみ波形 (A₀-2)

ての同様のたわみ波形図より全体座屈および局部座屈の有無を読み取り 表-9 に示す。供試体 B-1, C₀-1 を除いてすべて 1 波形の全体座屈波形が出ていた。供試体 B-1 では補剛材位置で節線をもつ 4 波形の局部座屈モード、供試体 C₀-1 では中央補剛材位置で節線をもつ逆対称 2 波形の座屈モードが認められた。しかし、C₀-1 の場合、最大荷重  $P_{max}$  の付近で大きな音をたてて飛移り現象が起り一波形となって破壊した。また、供試体 E₀-2, E₀-3, C-1, D-1, D₀-1 では局部座屈と全体座屈が連成した座屈波形となっている。

#### b) 補剛材の荷重-ひずみ曲線

中央補剛材の中央断面の荷重-ひずみ曲線の一例 (A₀-2) を図-17 に示す。この図より、供試体 A₀-2 の中央補剛材は荷重増加とともに曲げ応力度が漸増していることがわかる。すなわち、補剛材位置で節線となる局部座屈が起こっていないことがわかる。いま、この種の荷重-ひずみ曲線を  $\gamma$  タイプと名付ける。そのほかにも  $\gamma$  タイプ

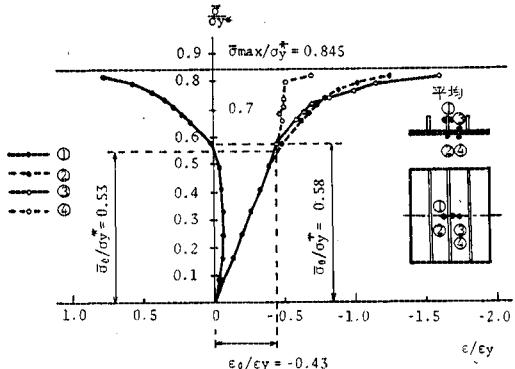


図-17 平均圧縮応力度とひずみの関係 (A₀-2)

$\nu$  タイプ,  $\nu$  タイプ,  $P$  タイプ,  $T$  タイプとタイプ分けを行い 表-9 に分類を示す。またそれぞれのタイプを 表-9 の右側の図に示す。これらの図の縦軸は平均圧縮応力度  $\bar{\sigma}$  を式(7)で定義する換算降伏点  $\sigma_y^*$  で無次元化したもの  $\bar{\sigma}/\sigma_y^*$  であり、横軸は軸方向ひずみの測定値  $\varepsilon$  を降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  で無次元化したもの  $\varepsilon/\varepsilon_y$  である。そして  $\tau$  タイプでは縦軸とひずみ曲線との交点、 $Y$  タイプでは表裏のひずみ曲線が離れ始める点、 $P$  タイプではひずみが急に流れ出す点、 $T$  タイプではひずみの逆転が起こった点の縦軸の値をすべて  $\bar{\sigma}_0/\sigma_y^*$  と記す。供試体 B-1, C₀-1 を除いてすべて全体座屈を起こしている。

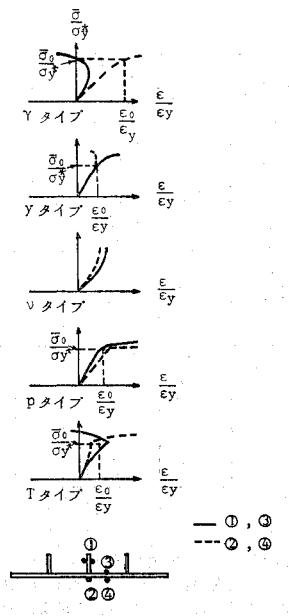
#### c) 板パネル中央の荷重-ひずみ曲線

同じく一例を 図-17 に示す。この図より、供試体 A₀-2 の板パネルでは無次元平均応力度 ( $\bar{\sigma}/\sigma_y^*$ ,  $\bar{\sigma}=P/A$ ,  $A$ : 補剛板断面積) が 0.58 あたりから局部座屈を

表-9 供試体の座屈挙動

供試体	横たわみ		ひずみ分布		補剛材位置のひずみ			板パネルのひずみ				
	全	局	全	局	タイプ	$\frac{\bar{\sigma}_0}{\sigma_y^*}$	$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_y}$	全	タイプ	$\frac{\bar{\sigma}_0}{\sigma_y^*}$	$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_y}$	局
A₁-1	○	×	×	△ $\wedge$	$\gamma$	0.65	-0.65	○	p	0.80	-0.57	×
A₁-2	○	×	×	△ $\wedge$	$\gamma$	0.64	-0.72	○	p	0.83	-0.51	×
A-1	○	×	×	△ $\wedge$	$\gamma$	0.84	-1.37	○	y	0.59	-0.58	△
A₀-1	○	×	×	× $\wedge$	$\gamma$	0.47	-0.45	○	p	0.67	-0.48	×
A₀-2	○	×	×	× $\wedge$	$\gamma$	0.53	-0.43	○	y	0.57	-0.47	△
A₀-3	○	×	×	△ $\wedge$	$\gamma$	0.65	-0.62	○	p	0.82	-0.60	×
B-1	×	○	×	△	y	0.74	-0.70	△	v	—	—	×
E₀-1	○	×	×	× $\wedge$	$\gamma$	0.37	-0.35	○	r	0.52	-0.49	○
E₀-2	○	×	×	△	$\gamma$	0.27	-0.26	○	v	—	—	×
E₀-3	○	△	×	△ $\wedge$	$\gamma$	0.00	-0.76	○	r	0.63	-1.26	○
C-1	○	○	×	△	$\gamma$	0.49	-0.63	○	r	0.48	-0.67	○
C₀-1	×	○*	△	△	y	0.41	-0.24	△	π	—	—	×
D-1	○	○	×	○	$\gamma$	0.33	-0.56	○	r	0.00	0.00	○
D₀-1	○	○*	△	△	$\gamma$	0.16	-0.14	○	T	0.22	0.13	○

全: 全体座屈、局: 局部座屈、○: 全体座屈あるいは局部座屈の傾向が読み取れる、×: 全体座屈あるいは局部座屈の傾向が読み取れない、△: 補剛材位置より板パネル中央の平均ひずみの方が大きくなる現象を呈するもの、△: 途中から局部座屈あるいは全体座屈の傾向が見られるもの、\*: 最初は 2 波形で変形が進み、最後には 1 波形となったもの。



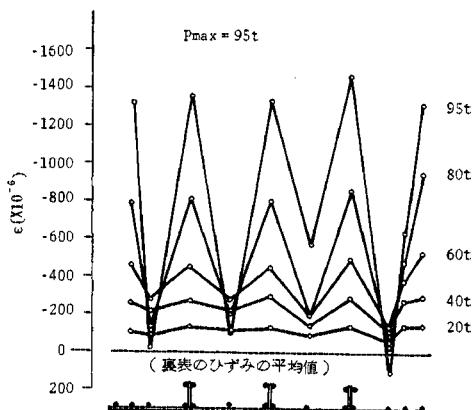


図-18 中央断面のひずみ分布図(D-1)

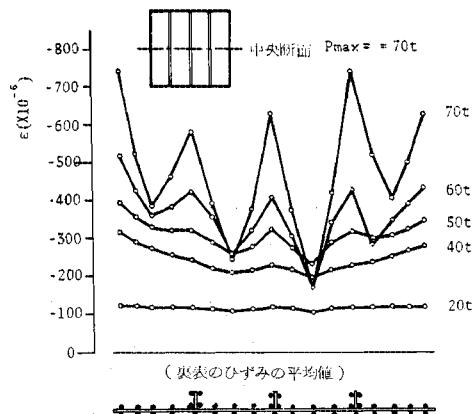


図-19 中央断面のひずみ分布図(D₀-1)

生じていることがわかる。この場合も前項 b) と同様のタイプ分けを行い、表-9 の右欄に示す。供試体 B<sub>0</sub>-1, E<sub>0</sub>-3, C-1, D-1 では r タイプとなり局部座屈が起こり、供試体 A-1, A<sub>0</sub>-2, E<sub>0</sub>-1 では途中から局部座屈の現象が現われていることがわかる。また、供試体 D<sub>0</sub>-1 の板パネルではひずみの逆転が認められた。

#### d) ひずみ分布図

中央断面の裏表の平均ひずみ分布の一例を図-18 (D-1), 図-19 (D<sub>0</sub>-1) に示す。これらの図より、供試体 D-1 では最大荷重まで補剛材が十分剛に働いていることがわかる。また、供試体 D<sub>0</sub>-1 では全体座屈と局部座屈が連成していることがわかる。すべての供試体についての同様の図より、全体座屈および局部座屈の現象の有無を読み取り表-9 に示す。表中、記号 ▲ は次のようなひずみ分布を呈した供試体を示す。すなわち、補剛材位置におけるひずみより板パネル中央のひずみの方が大きい傾向を示すような板パネルが存在する供試体である。

#### e) 極限強度

各供試体の極限状態における平均応力度 ( $\sigma_{max} = P_{max}/A$ ) を、式(7)に定義される補剛板の換算降伏点  $\sigma_y^*$  で無次元化して表-10 および図-23 に示す。補剛材と板の降伏点が異なる場合には次式で供試体の換算降伏点  $\sigma_y^*$  を求める。

$$\sigma_y^* = \{\sigma_y \cdot (B + 2 \cdot C) \cdot t + \sigma_{ys} \cdot (n - 1) \cdot F\} / A \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、C は側辺支持ジグをセットするために必要な板幅 (10 mm)。

また、べた押しの場合には載荷辺が固定の座屈波形となつたため、圧縮材としての有効座屈長を用いる方法に

表-10 実験結果および各国示方書による設計極限強度

供試体	実験結果			道示		鋼鉄道標準 <sup>3)</sup>		DIN 4114		AASHTO		P II <sup>1)</sup>		P III <sup>2)</sup>	
	$P_{max}$ (t)	$k_g^*$	$\bar{k}_g$	$k_g$	$\mu$	$k_g$	$\mu$	$k_g$	$\mu$	$k_g$	$\mu$	$k_g$	$\mu$	$k_g$	$\mu$
A <sub>1</sub> -1	225	0.82	0.94	×	×	×	×	×	×	××	××	0.67	1.22	0.62	1.32
A <sub>1</sub> -2	235	0.83	0.97	°1.00	°0.83	1.00	0.83	×	×	××	××	0.70	1.19	0.65	1.28
A-1	325	0.87	1.44	0.98	0.89	0.98	0.89	0.97	0.90	××	××	※	※	※	※
A <sub>0</sub> -1	280	0.78	1.25	×	×	×	×	×	×	××	××	0.57	1.37	0.54	1.44
A <sub>0</sub> -2	310	0.85	1.33	°1.00	°0.85	1.00	0.85	°0.97	°0.88	××	××	0.71	1.20	0.61	1.39
A <sub>0</sub> -3	330	0.85 <sup>3)</sup>	1.34	1.00	0.85	1.00	0.85	0.97	0.88	××	××	0.72	1.18	0.61	1.39
B-I	244	0.84	1.39	—	—	—	—	0.93	0.90	××	××	※	※	※	※
B <sub>0</sub> -1	210	0.73	1.19	—	—	—	—	°0.93	0.78	××	××	0.48	1.52	0.53	1.38
E <sub>0</sub> -1	95	0.57 <sup>2)</sup>	0.78	—	—	—	—	°0.77	°0.74	××	××	0.42	1.36	0.54	1.06
E <sub>0</sub> -2	104	0.59 <sup>2)</sup>	0.78	—	—	—	—	0.80	0.74	××	××	0.50	1.18	0.51	1.16
E <sub>0</sub> -3	125	0.65 <sup>2)</sup>	0.83	—	—	—	—	0.80	0.81	0.45	1.44	0.50	1.30	0.58	1.12
C-1	170	0.57	0.78	—	—	—	—	0.62	0.92	—	—	※	※	※	※
C <sub>0</sub> -1	140	0.44	0.64	—	—	—	—	°0.58	°0.76	—	—	0.38	1.16	0.40	1.10
D-1	95	0.43	0.57	—	—	—	—	0.37	1.16	—	—	※	※	※	※
D <sub>0</sub> -1	75	0.33	0.45	—	—	—	—	°0.36	°0.92	—	—	0.31	1.06	0.29	1.14

1) : I.D.R. の規定の Part II, Part III, 2) : 板と補剛材の降伏点が異なるもの, — : 規定外の幅厚比, × : 所定の補剛材剛度を有しないもの, ×× : 座屈係数  $k$  が 2 以下のもの (AASHTO), ○ : 規定の必要最小剛度の補剛材を有するもの,  $k_g$  : 無次元極限強度,  $k_g^*$  :  $k_g$  の実験値 (実測の降伏点で無次元化),  $\bar{k}_g$  :  $k_g$  の実験値 (公称降伏点で無次元化), 3) : 1974 年の必要最小剛比の規定を満足するもの。

より必要最小剛比 ( $\gamma_N$ ,  $\gamma^*$ ) を算出した。すなわち、その座屈波形が 図-20 に示すような形となつた場合の有効座屈長  $a'$  を次式で仮定する。

$$a' = a/2 \quad \dots \dots \dots (8)$$

補剛板の縦横比  $\alpha$  は

$$\alpha = a'/B = a/2B \quad \dots \dots \dots (9)$$

この  $\alpha$  を用いて必要最小剛比の計算を行つた。

#### f) 破壊後の供試体の変形状態

代表例を 図-21 (A<sub>0</sub>-2), 写真-4 (B<sub>0</sub>-1) に示す。供試体 B-1 を除くすべての供試体においては、図-21 に示すような大きな 1 波形で補剛材側に変形した破壊モードを示していた。補剛材側に変形して破壊したのは圧縮残留応力の存在により局部塑性化が起り、板パネルの有効部分が大幅に減少し補剛板全体の中立軸が補剛材の先端の方向に移動し、それが荷重の偏心として作用したためと思われる。また、すべての供試体には大きな 1 波形の全体変形とともに 図-22 に示す小さな局部変形も共存して生じていた。

## 5. 補剛板に関する各国の設計規定の検討

### (1) 各国示方書における設計極限強度および許容応力度

#### a) 道路橋示方書 (1973)<sup>19)</sup>

道示規定の考え方から従うと、補剛板の無次元極限強度 ( $k_{\bar{\sigma}} = \bar{\sigma}_{\max}/\sigma_y$ ) および無次元許容応力度 ( $\sigma_a/\sigma_y$ ) は以下のようになる。

i)  $R = b/t \sqrt{\sigma_y/E} \cdot 12(1-\nu^2)/\pi^2 k \leq 0.7$  の場合 ( $k=4$ )  
 $k_{\bar{\sigma}} = 1.0, \sigma_a/\sigma_y = 1/1.7 \quad \dots \dots \dots (10, 11)$

ii)  $0.7 < R \leq 0.7 \times 1.2 = 0.84$  の場合 ( $k=4$ )  
 $k_{\bar{\sigma}} = 0.49/R^2, \sigma_a/\sigma_y = 0.288/R^2 \quad \dots \dots \dots (12, 13)$

#### b) 鋼鉄道橋設計標準<sup>62), 63)</sup>

1974 年の鋼鉄道橋設計標準<sup>62)</sup> (以下鉄道標準といふ) および 1975 年の鋼橋設計内規<sup>63)</sup>に従うと、

i)  $R \leq 0.7$  の場合 ( $k=4$ )  
 $K_{\bar{\sigma}} = 1.0, \sigma_a/\sigma_y = 1/1.9 \quad \dots \dots \dots (13, 14)$

ii)  $0.7 \leq R \leq 0.7 \times 1.2 = 0.84$  の場合 ( $k=4$ )  
 $K_{\bar{\sigma}} = 0.49/R^2, \sigma_a/\sigma_y = 0.258/R^2 \quad \dots \dots \dots (15, 16)$

また補剛材の必要最小剛比  $\gamma_R$  は、1974 年の規定では式(1) で与えられる道示の  $\gamma_N$  と同じであるが 1975 年

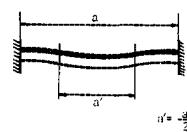


図-20 載荷辺べた押しの場合の有効座屈長  $a'$

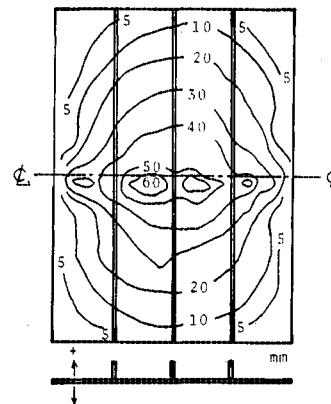


図-21 破壊後の残留変形 (A<sub>0</sub>-2)

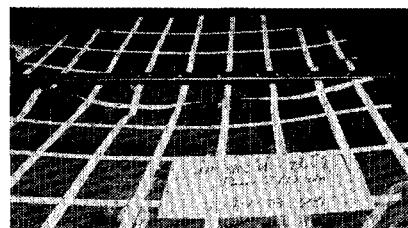


写真-4 破壊後の供試体 (B<sub>0</sub>-1)

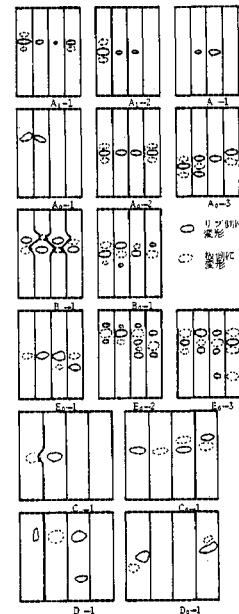


図-22 破壊後の供試体の局部座屈破形のスケッチ

の内規では

$$\gamma_R = 5 \gamma_N \quad \dots \dots \dots (17)$$

と改正している。

#### c) DIN 4114 (1952<sup>12)</sup>, 1973<sup>51)</sup>

DIN の規定に従うと

$$k_{\bar{\sigma}} = \sigma_{VK}/\sigma_y \quad \dots \dots \dots (18)$$

ここで、 $\sigma_{VK}$  は DIN 4114 の中の図表で示されている座屈強度である。また、許容応力度  $\sigma_a$  は次式で与えられる。

#### i) 1952 年の規定

$$\sigma_a = \sigma_{VK}/\nu_B \quad \dots \dots \dots (19)$$

ここで、 $\nu_B$  は DIN で定める安全率であり、幅厚比が大きい領域では 1.35 となる。

#### ii) 1973 年の暫定規定

$$\sigma_a = \sigma_{VK}/\nu_B, (\nu_B = 1.71) \quad \dots \dots \dots (20)$$

#### d) AASHO (1973)<sup>18)</sup>

設計極限強度は同規定の 1.7.129 節「合成箱桁 (Composite box girder)」に示されている荷重強度設計法のための耐荷力曲線により求める。また、許容応力度に対しては、1.7.105 節「ボトムプレートの設計 (Design of bottom flange plates)」に定められている許容応力度曲線を用いる。すると

#### i) $R \leq 0.59$ の場合 ( $k \leq 4$ )

$$k_{\bar{\sigma}} = 1.0, \sigma_a/\sigma_y = 0.55 \quad \dots \dots \dots (21, 22)$$

#### ii) $0.59 < R \leq 1.28$ の場合 ( $k \leq 4$ )



剛材の剛比の増加による補剛板全体の極限強度の増加はあまり期待できないことが同図よりわかる。また、道示の限界の剛比を有する供試体 A<sub>o</sub>-2 とそれより大なる剛比を有する供試体 A<sub>o</sub>-3 の強度が全く同であることから、道示で規定されている必要最小剛比よりも少々剛比の高い補剛材を用いても極限強度の増加はほとんど望めないことがわかる。さらに同図には、I.D.R. に基づく設計極限強度も示している。これも実験結果と同様の傾向を示しており、その曲線が道示の必要最小剛比の付近で折れ曲がっていることは、道示の必要最小剛比の規定が適切であることを示している。

表-10 より、道示規定を満足する供試体の極限強度は降伏点に達しておらず、その実験値に対する比  $\mu$  が 0.83~0.89 になっていることがわかる。道示の必要最小剛比を有する供試体 A<sub>o</sub>-2, A<sub>o</sub>-3 において、それらの極限強度の降伏点からの低下量は約 15% となり、実安全率  $\nu^*$  は約 1.4 となっている。このように安全率  $\nu=1.7$  のうち初期不整により 0.3 に相当する部分の耐荷力の低減があるが、この低減量は安全率 1.7 の中に完全に吸収されることが明確になった。

### (3) 鋼鉄道橋設計標準の検討

表-1 より、この規定の幅厚比を満足する供試体は A<sub>o</sub>-1, A<sub>o</sub>-2, A-1, A<sub>o</sub>-1, A<sub>o</sub>-2, A<sub>o</sub>-3 の 6 体であるが、1975 年の内規<sup>63)</sup>で定められている必要最小剛比の規定を満足する供試体は一体もないことがわかる。そこで、1974 年の鉄道標準の必要最小剛比の規定を満足する供試体である A<sub>o</sub>-2, A-1, A<sub>o</sub>-2, A<sub>o</sub>-3 の 4 体について考察を行う。

表-10 より、その設計極限強度  $k_{\sigma}$  の実験値に対する比  $\mu$  は、一番小さいもので 0.83 であり道示と全く同じであることがわかる。しかし、実安全率  $\nu^*$  は 1.55 となり道示の  $\nu^*=1.41$  より若干安全であることが表-11 よりわかる。これは、鉄道標準では安全率  $\nu$  を 1.9 と道示より大きくしているためである。

### (4) DIN 4114 の検討

図-25 に  $R=1.1$  の供試体 E<sub>o</sub> シリーズについて、補剛材の剛比と無次元極限強度の関係を示す。供試体 E<sub>o</sub>-3 ( $r/r^*=4.8$ ) の極限強度は供試体 E<sub>o</sub>-1 ( $r/r^*=1.0$ )

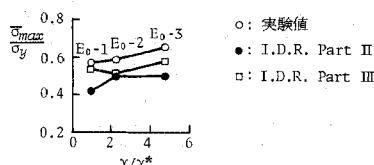


図-25 無次元極限強度と補剛材剛度との関係 (E<sub>o</sub> シリーズ)

の値より 10% 程度しか向上していないことがこの図よりわかる。換言すれば、補剛材の剛度をこの程度大きくしても極限強度の飛躍的な向上は望めないことを意味している。1973 年の DIN 4114 の暫定規定<sup>64)</sup>では Dubas<sup>17)</sup>のように補剛材の剛度を高めるという案ではなく、安全率  $\nu$  を 1.71 と大きくし不可避の初期不整に対処する方法を採用している点については本実験結果の考察からも十分うなづける。1952 年に定められた旧規定に基づく許容応力度の実安全率  $\nu^*$  は 0.98~1.54 となり 1.0 を下まわるものもあることが表-11 よりわかる。さらに同表より、安全率  $\nu=1.71$  の暫定規定の実安全率  $\nu^*$  は最も低い場合で 1.26 となっていることがわかる。

### (5) AASHTO の検討

座屈係数  $k$  が 2~4 の範囲にあり、かつ幅厚比規定  $b/t < 60$  を満足するような供試体は E<sub>o</sub>-3 のみである。表-10 および表-11 より、供試体 E<sub>o</sub>-3 では  $\mu=1.44$ ,  $\nu^*=2.71$  となり非常に安全側の規定であることがわかる。また AASHTO に基づく座屈係数  $k$  を用いて求めた  $R$  によって実験結果をプロットすると図-26 のようになる。この図からも AASHTO の規定が非常に安全側であることが認められる。

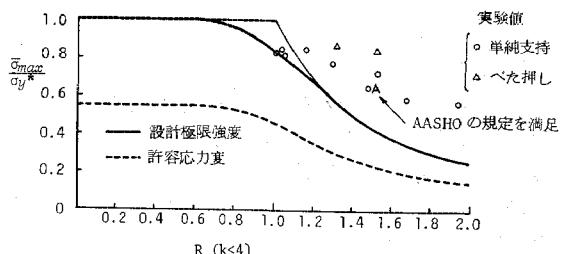


図-26 無次元幅厚比と無次元極限強度 (AASHTO の座屈係数  $k$  を用いたプロット)

### (6) I.D.R. の検討

表-10 に示す  $\mu$  の値がすべて 1 より大となっていることから I.D.R. は Part II, Part III とも十分安全側の規定であることがわかる。ただし、I.D.R. では、荷重係数設計法と許容応力設計法を併用し、各荷重に対する荷重係数が異なっているため、具体的な設計例が与えられないと、どの程度の実安全率および実荷重係数を有するかを具体的に議論することはできない。

## 6. 結 論

本研究の結果、次のような結論が得られた。

(1) 圧縮補剛板の理論解との対比およびその合理的設計に必要な基礎的資料として、種々の無次元幅厚比お

および補剛材剛度を有する 15 体の補剛板の初期不整（残留応力、初期たわみ）の実測値および極限強度の実験値を統一的に提示した。

（2）補剛材の剛比を現行の道示あるいは DIN 4114 で規定されている必要最小剛比より数倍程度大きくしても極限強度の大幅な増加は期待できない。

（3）道示に規定されている補剛板の許容圧縮応力度の実験値に対する実安全率  $\nu^*$  は約 1.4 となっている。安全率 1.7 のうち初期不整により 0.3 に相当する部分の耐荷力の低減があるが、この低減量は安全率 1.7 の中に完全に吸収されていることが明確になった。

（4）鋼鉄道橋設計標準の場合、この実安全率  $\nu^*$  は 1.55 となり道示より若干安全率が高いことがわかった。ただし、比較検討に用いた供試体の補剛材は、1975 年の内規で定められている必要最小剛度の規定を満足しないが 1974 年の鉄道標準の規定を満足している。

（5）DIN 4114 については、1952 年の旧規定では実安全率  $\nu^*$  が 0.98 となるものもある。しかし、1973 年の暫定規定では  $\nu=1.71$  と改正しているので、一番危険な幅厚比領域で実安全率  $\nu^*$  が 1.27 となった。

（6）AASHO の規定を満足する供試体 E<sub>0-3</sub> では、実安全率  $\nu^*$  が 2.71 となり非常に安全側の規定であることがわかった。

（7）英国の暫定規定 (I.D.R., 1973 年) も十分安全側の規定であることがわかった。

今回の報告では紙面の都合上、過去および現在における種々の理論的研究のまとめおよび本実験結果に対する理論的な考察はすべて割愛した。しかし、これらについては本論文に引き続き理論的立場からの研究報告として発表する予定である。

## あとがき

本実験は“初期不整を有する補剛された板の極限強度に関する研究”という題目で昭和 48 年度に文部省から補助された科学的研究費を基にして始めたものであり、ここに感謝の意を表します。

本実験の実施に際して常に親切に御協力いただいた日本造船（株）の牧本氏、柴田氏、前川氏、白石氏および当時大阪大学学生の宮崎氏（三菱重工（株）勤務）、矢野氏（電々公社勤務）さらに大阪大学大学院生の岡田君に対して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) New Danube Bridge Sags, Buckles, Engineering News Record, November 13, 1969.
- 2) Loading in Collapse Range, The Consulting Engineering, October, 1970.
- 3) Australian Box Girder Span and Pier Collapse, Engineering News Record, October 22, 1970.
- 4) 田原保二：Yarra 河 West Gate Bridge 落橋事故の現場をたずねて、道路、1972 年 3 月。
- 5) 調査報告書抄訳グループ：West Gate Bridge 落橋事故調査報告書（その 1）～（その 4），道路、1972 年 4, 6, 8, 9 月。
- 6) 伊藤鉱一・成岡昌夫：Koblenz の落橋事故に関するイギリスの新聞記事の 2, 3 から、橋梁と基礎、6-6, June 1972.
- 7) 成岡昌夫・伊藤鉱一訳：Wulf Hinrich Bischof "Zur Ursache des Stahlbrücken-Absturzes Koblenz-Hochheim, Der Tiefbau, H.1, 1973." (Koblenz-Hochheim ライン橋（鋼箱げた橋）の落橋事故の原因), 橋梁と基礎、1975 年 2 月。
- 8) 前田幸雄：海外における最近の落橋事故について、生産と技術、25 卷、3 号、1973 年。
- 9) 近年の鋼橋の事故と問題点、JSSC, Vol. 9, No. 86, 1973.
- 10) 前田幸雄：架設中の安全性、JSSC, Vol. 10, No. 98, 1974.
- 11) 菊池洋一：鋼橋の架設、橋梁と基礎、1974 年 8 月。
- 12) DIN 4114 Blatt 1: Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Vorlesungen, Juli 1952, Blatt 2, Richtlinien, Februar 1953.
- 13) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第 244 号、1975 年 12 月。
- 14) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：圧縮板の極限強度特性に関する研究、土木学会第 30 回年次学術講演会概要集、1975 年 10 月。
- 15) 小松定夫・北田俊行・岡田純一：初期不整をもつ圧縮板の極限強度と設計幅厚比について、昭和 51 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集、1976 年 5 月。
- 16) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度解析について、昭和 51 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集、1976 年 5 月。
- 17) Dubas, P.: Essai sur le comportement postcritique de ponts en caisson raidies, Publication préliminaire, Colloque AIPC, Londres, 25 et 26 mars 1971.
- 18) AASHO : Standard Specifications for Highway Bridges, 11th Edition, Washington, D.C., 1973.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、昭和 48 年 12 月。
- 20) 伊藤文人・田島二郎：補剛材をもった高張力鋼板による溶接角型短柱の圧縮試験、鉄道技術研究所報告、No. 313, 1962 年 6 月。
- 21) 吉識雅夫：圧縮を受ける船体構造部分の挫屈並に圧縮強度の研究、造船協会会報、第 75 号、1953 年 11 月。
- 22) 吉識雅夫・秋田好雄・長沢 準：高張力鋼材を用いた薄板構造の挫屈および圧壊強度について、造船協会論文集、第 104 号、1958 年 11 月。
- 23) 吉識雅夫・藤田 譲：圧縮力を受ける補剛板の最高荷重について、造船協会論文集、第 104 号、1958 年 11 月。
- 24) 川井忠彦・江川幸一：補剛板の圧縮強度に関する一解析、航空技術研究所報告、TR-32, 1962 年 11 月。
- 25) Kromm, A. : Zur Frage der Mindeststeifigkeiten von Plattenaussteifungen, Der Stahlbau, 17 Jahrgang, Heft 18/20, September 1944.
- 26) Chwalla, E. : Über die Biegebeulung der längsversteiften Platte und das Problem der Mindeststeifigkeit, Der Stahlbau, 17 Jahrgang, Heft 18/20, September 1944.
- 27) Torre, K. : Vorschlag über die plastische Beulbere-

- chnung versteifter Rechteckplatten, Der Stahlbau, Heft 10/11, Mai 1944.
- 28) Seide, P. und M. Stein : Compressive buckling of simply supported plates with longitudinal stiffeners, NACA, TN. No. 1825. 1949.
- 29) Klöppel, K. und J. Scheer : Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatte, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- 30) Giencke, E. : Über die Berechnung regelmäßiger Konstruktionen als Kontinuum, Der Stahlbau, 2/ 1964.
- 31) Klöppel, K. und K.H. Möller : Ein Beitrag zur Erhöhung der Beulwerte längsausgesteifter Rechteckplatten durch eine entsprechende Verteilung der Steifen, Der Stahlbau 10/1965.
- 32) Timoshenko, S.P. and J.M. Gere : Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961.
- 33) Sherbourne, A.N., C.Y. Liaw and C. Marsh : Stiffened plates in uniaxial compression, IABSE Publications 31-1, 1971.
- 34) Dowling, P.J., S. Chatterjee, P.A. Frieze and F.M. Moolani : The experimental and predicted collapse behaviour of rectangular stiffened steel box girders, International Conference on Steel Box Girder Bridges, London, 13-14, February 1973.
- 35) Dorman, A.P. and J.B. Dwight : Tests on stiffened compression panels and plate panels, Int. Conf. on Steel Box Girder Bridges, 1973.
- 36) Massonnet, C. and R. Maquoi : New theory and tests on the ultimate strength of stiffened box girders. In. Conf. on Steel Box Girder Bridges, 1973.
- 37) 小松定夫・吉川紀・牛尾正之 : 80 キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験, 土木学会論文報告集, 第 218 号, 1973 年。
- 38) Murray, N.W. : Buckling of stiffened panels loaded axially and in bending, The Structural Engineer, Vol. 51, No. 8, 1973.
- 39) Murray, N.W. : The behaviour of the stiffened steel plates, IABSE, Vol. 33-1, 1973.
- 40) Andrä, W., E. Beyer und L. Wintergerst : Beulversuche mit Bodenblechen von stählernen Hohlkästen, Der Bauingenieur, 49, H 10, 1974.
- 41) Fukumoto, Y., T. Usami and Y. Okamoto : Ultimate compressive strength of stiffened plates, the ASCE Specialty Conference on Metal Bridge, St. Louis, November 12-13, 1974.
- 42) 長谷川彰夫・長浜正孝・西野文雄 : 圧縮を受ける補剛された板の座屈強度, 土木学会論文報告集, 第 236 号, 1975 年 4 月.
- 43) 宇佐美勉 : 補剛材つき板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度, 土木学会論文報告集, 第 228 号, 1974 年 8 月.
- 44) 長谷川彰夫・太田孝二・西野文夫 : 補剛された板要素の座屈強度に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文報告集, 第 232 号, 1974 年.
- 45) Horne, M.R. and R. Narayanan : An approximate method for the design of stiffened steel compression panels, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Sept., 1975.
- 46) 山田善一・渡辺英一・豊田巖 : 鋼箱桁の耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第 30 回年次学術講演会概要集, 1975 年 10 月.
- 47) 藤原稔・原道彦・雨宮栄一郎 : 補剛された板の圧縮耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第 30 回年次学術講演会概要集, 1975 年 10 月.
- 48) British Standard Institution : BS 153, Specification for Steel Girder Bridges, London, 1958.
- 49) Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Interim Design and Workmanship Rules, Part I ~ III, Department of the Environment, Scottish Development Department, Welsh Office, 1973.
- 50) Dowling, P.J. : Strength of Steel Box-Girder Bridges, ASCE, St. 9, 1975.
- 51) DIN 4114, Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), RdErl. d. Innenministers v. 30.5, 1973, Der Stahlbau, 2/1974.
- 52) Eggert, H. : Erläuterung zum Ergänzungserlaß zu DIN 4114, Mitteilungen Institut für Bautechnik, 5/1974.
- 53) Massonnet, C.E. and R. Maquoi : Design of steel plate and box-girder bridges, ASCE, Technical notes, St. 12, 1975.
- 54) Steel Box Girder Bridges-Ultimate Strength Considerations, "by the Subcommittee on Ultimate Strength of Box Girders of the ASCE-AASHTO Task Committee on Flexural Members of the Committee on Metal, ASCE, ST 12, 1974.
- 55) 伊藤学・福本勝士・山田健太郎 : ASCE 鋼橋に関する専門会議報告, 橋梁と基礎, 1975 年 4 月.
- 56) 福本勝士・宇佐美勉・山口康一 : リブつき圧縮板の基本耐荷強度について, 土木学会第 30 回年次学術講演会概要集, 1975 年 10 月.
- 57) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行 : 補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会第 29 回年次学術講演会概要集, 1974 年 10 月.
- 58) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行 : 補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究(第 2 報), 昭和 50 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, 1975 年 4 月.
- 59) Dwight, J.B. and K.E. Moxham : Welded steel plates in compression, The Structural Engineer, Vol. 47, No. 2, 1969.
- 60) 小松定夫・金田典夫・吉川紀・牛尾正之・植田利夫 : 補剛材を有する板要素の溶接残留応力に関する研究, 土木学会第 27 回年次学術講演会概要集, 1973 年.
- 61) 本州四国連絡橋上部構造に関する調査研究報告書・別冊 1 “補剛材つき圧縮板の設計要領(案)”, 土木学会本州四国連絡橋上部構造連絡委員会座屈分科会, 昭和 49 年 3 月.
- 62) 鋼鉄道橋設計標準解説, 土木学会, 1974 年改訂版.
- 63) 国鉄構造物設計事務所・鋼橋設計内規 8-1 A ; 板要素の幅厚比と補剛材, 昭和 50 年 9 月 25 日制定.
- 64) Horne, M.R. and R. Narayanan : Ultimate capacity of longitudinally stiffened plates used in box girders, Proc. Instn. Civ. Engr., Part 2, Vol. 61, June, 1976.

(1976.4.15・受付)