

80 キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH
OF 80 kg/mm²-STEEL STIFFENED PLATES小松 定夫*・吉川 紀**・牛尾 正之***
By Saduo Komatsu, Osamu Yoshikawa and Masayuki Ushio

1. ま え が き

南港連絡橋は、3 径間ゲルバートラス形式の世界でも有数の大規模な橋梁である。本橋の特色として、従来の橋梁ではあまり例をみない超厚板の 80 キロ鋼、70 キロ鋼が定着トラス部（中央支点付近）の主要弦材に使用されていることがあげられる。これらは、引張部材というまでもなく圧縮部材にも用いられている。後者の場合、設計許容応力の決定に際しては、溶接組立時に発生する初期たわみ、残留応力などのいわゆる初期不整を加味して、座屈に対する安全性の検討がなされた。しかしながら、80 キロ鋼、70 キロ鋼を使用した板構造物の圧縮耐荷力試験の資料は十分とはいえず、また補剛材を有する板（以下補剛板という）については皆無に近いというのが現状である。したがって、本研究では、

- (1) 南港連絡橋上部工設計基準（昭和 46 年）のうち、80 キロ鋼、70 キロ鋼の補剛板の座屈に関する規定の妥当性の検討
 - (2) 南港連絡橋の 80 キロ鋼、70 キロ鋼を使用した弦材の局部座屈に対する安全性の確認
- を目的として、80 キロ鋼による 供試体を対象に圧縮耐荷試験を実施した。

2. 南港連絡橋上部工設計基準および
その考え方

南港連絡橋の主要弦材は 図一1 に示すように、長方形断面の補剛材を各 1 本ずつ有する補剛板で構成された箱形断面になっている。このような補剛板では、

- (1) 補剛材間（もしくは補剛材と側辺との間）の板

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科
** 正会員 工修 阪神高速道路公団南港連絡橋建設部
*** 正会員 日立造船（株）技術研究所

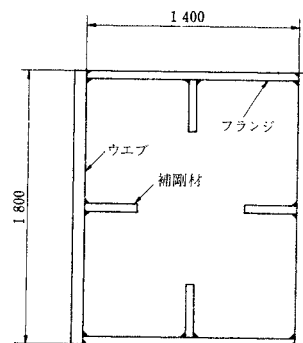
の局部座屈

- (2) 補剛板の全体座屈
- (3) 補剛材のみの局部座屈

の 3 つの座屈現象に対する安全性を確認しなければならない。南港連絡橋上部工設計基準では、現行道路橋示方書⁷⁾（昭和 47 年 3 月）とほぼ同様な考え方に基づいて規定が設けられており、残留応力の影響を含めても降伏点まで上記 3 つの座屈が起こらないという条件になっている。しかし、補剛板の残留応力に関する資料および座屈実験資料が十分でないことを考慮し、(2)、(3) については安全側になるように配慮されている。80 キロ鋼に対しては公称降伏点を 7000 kg/cm² として、具体的に次のような基準が設けられた。

- (1) 板幅 b の板の n 等分線付近におのおの 1 本の補剛材を有する場合

$$\frac{b}{t} \leq 23n$$



80 キロ鋼を使用した断面寸法の例

	最大断面の部材	最小断面の部材
フ ラ ン ジ	1 400×48	1 400×32
ウ エ ブ	1 800×75	1 800×52
補 剛 材 (フランジ)	350×50	250×40
ウ (ウエブ)	350×50	350×50

(単位: mm)

図一1 主要弦材の断面概要

を満足する板厚 t でなければならない。

- (2) 補剛材の断面 2 次モーメントは次の値以上でなければならない* (t_0 は (1) で規定した最小板厚)。

$$I = \frac{1}{11} b t_0^3 r$$

横方向に十分な剛性を持つ補剛材がない場合

$$r = \frac{1}{n} [\{2(1+n\delta)n^2 - 1\}^2 - 1]$$

ただし、

$$\delta = \frac{F}{b t_0}$$

F : 補剛材 1 本の断面積

- (3) 補剛材の高さ h は

$$h \leq 7 t_r$$

でなければならない (t_r : 補剛材の板厚)。

3. 供試体および試験方法

(1) 供試体の選定

供試体の寸法は、使用する試験機の载荷能力、寸法制限および製作加工性を考慮して、実橋の約 1/5 程度の規模をまず想定した。図-2 に供試体の周辺支持条件および载荷状態などを示すが、供試体の aspect ratio a/b および载荷辺の支持条件は次のような考え方に基づいた。実橋では a/b は非常に大きく、支持条件は単純支持と固定の中間的なものと考えられる。一方、供試体では前述したように実験可能な a の大きさ、すなわち、 a/b に限界がある。また、载荷辺の支持方法も固定が実験技術上最も信頼性があると考えられる。そこで、 a/b がある程度大きくなれば、その影響および载荷辺の支持条件の影響が非常に小さくなることを考えて、 $a/b=3.3$ および载荷辺固定の条件で実験を行なうことにした。これは長方形板で側辺単純支持の場合、 $a/b \geq 3.3$ であれば、载荷辺の支持条件のいかにかわからず、その屈

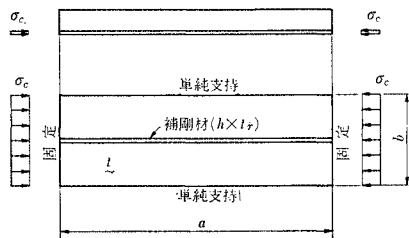


図-2 供試体の概要

* $t_0 = b/n$ なる板厚を使った場合、上記 (1), (2) の座屈が同時に起こるように補剛材の剛度を決めた。したがって、実際は $t \geq t_0$ となっているので安全側の規定になっている。

係数が一定値に近づき、 $a/b = \infty$ の場合との差が数パーセント以下になり、耐荷力が最小となる a/b の単純支持板と同じである。したがって、実橋における条件を十分に再現していると考えられることになる。

以上のような配慮のもとで、2. の設計基準で要求する最小剛度を有する供試体を選定した。その概要を図-3 に示すが、寸法は原材の状態で超音波厚み測定器で板厚を測定し、その値をもとにして決めた。使用した鋼材は新日本製鉄(株)八幡製鉄所の NANKO-HT-80 である。

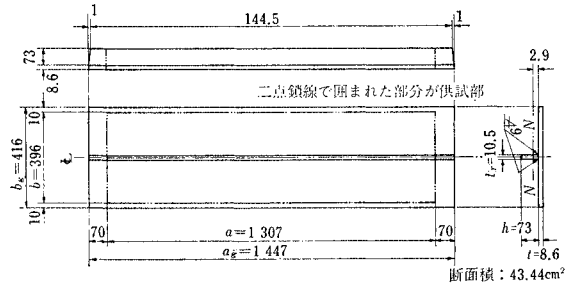


図-3 供試体の形状および寸法

(2) 供試体の製作

供試体は、载荷試験用として 3 体、残留応力測定用として 1 体の合計 4 体製作した。

実橋での補剛板では、その側辺部は角溶接されている。供試体でも、これによる残留応力分布への影響を再現するために、両側辺にビード盛り溶接を行なうこととした。その溶接条件を表-1 に示すが、これは溶接作業性から決定されたものである。また、補剛材のすみ肉溶接条件も合せて表-1 に示す。これらはすべて手溶接の一層盛りであり、予熱を行っていない。さらに、寸法比などを考慮すると、実橋の場合に比べて熱容量に対する入熱比の関係はきびしくなっている。

また、溶接による変形を防止するために、面内収縮は自由で、面外変形にのみ抵抗する拘束治具を使用し、溶接順序は残留応力の分布が均等になるよう留意した。

(3) 試験方法

使用した試験機は、日立造船(株)技術研究所の 400 t アムスラ型万能試験機である。供試体の周辺支持条件

表-1 供試体製作における溶接条件

	補剛材すみ肉	側辺ビード盛
溶接棒	L-80	L B-52
棒径	φ 5 mm	φ 3.2 mm
溶接電流	225 A	90 A
溶接電圧	24 V	24 V
溶接速度	130 mm/min	70 mm/min
入熱量	24 900 J/cm	18 500 J/cm

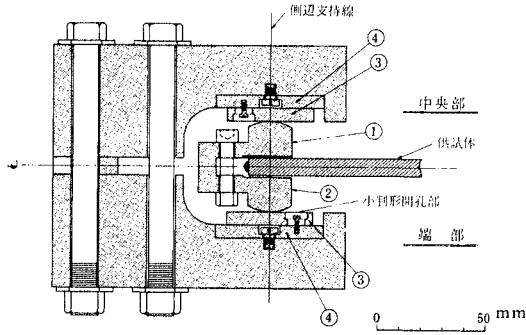


図-4 側辺(単純)支持治具概要

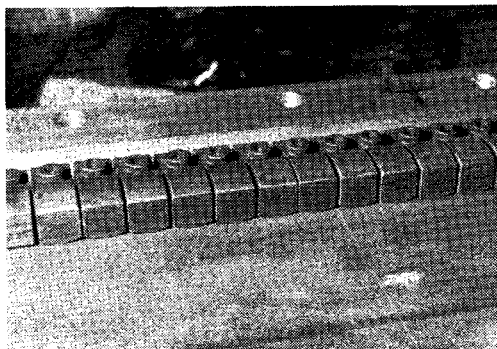


写真-1 側辺支持治具

は前述したように、側辺は回転および面内横方向変位が自由な単純支持、載荷辺は固定支持であり、上記試験機に合わせて治具を製作した。そのうち、側辺支持治具の概要を図-4、写真-1に示す。図-4は中央部と端部とを分けて示しているが回転用具①および②の形状が異なっていること以外は同一である。供試体の回転および横方向の変位はすべて①と③との間の滑りで吸収するように各表面を仕上げて①の曲率を決めた。しかし、安全を期して、③と④の間でも滑動できるように④の表面を仕上げグリースを挿入した。②についても同様である。また、側辺と載荷辺の交差部近傍の側辺では機構上どうしても自由辺が存在し、いわゆる腰折れ現象発生の原因となる。②はこれを避けるために①より大きくしナイフエッジを載荷方向とし、ねじり変形を拘束するようにした。これに対して中央部の①は側辺付近のねじり変形を拘束しないように横方向にナイフエッジを設けた。一方、載荷辺は型わくの中に供試体をはめ、くさびを入れてボルトで締め付けた。写真-2に供試体に治具類をセットした状況を示す。

載荷の方法について、予備試験をしたところ、補剛板の中立

軸に荷重を載せると、どうしても補剛材に過大に作用することが確認され、このような載荷は困難となった。ここでは、板の端面に載荷した。

載荷試験時には、各荷重段階ごとに、供試体の縮み量および各点の面外変形、さらには各点のひずみ量を計測した。

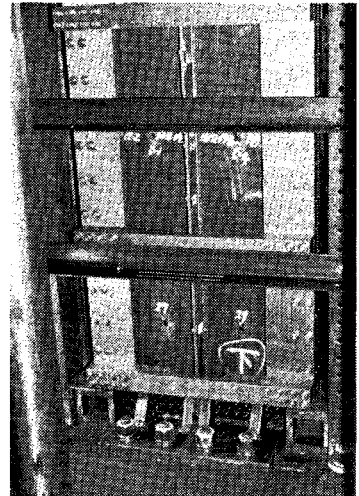


写真-2 供試体を試験機にセットした状況

4. 予備試験結果

(1) 材料試験

わが国における70キロ級以上の高張力鋼の開発、実用化は約20年ほど前から進められ、圧力容器ではかなりの実績を示し、橋梁関係でも一部試用されている。日本溶接協会および日本高圧力技術協会ではこれら超高張力鋼板に対して規格を設けており、市販の鋼板はほとんどこの規格に準拠して製造されているようであるが、JISは制定されていない。したがって、阪神高速道路公団では南港連絡橋を建設するにあたって、70キロ級以上の調質鋼の持つ問題点、橋梁用としての独自の問題点などに留意した上で、新たに「南港連絡橋に使用する70キロ、80キロ鋼板の規格」⁹⁾を定めた。

本試験の供試体用鋼板として、同規格に準じて $t=8$ mmと $t=10$ mmの薄板を製造した。これに対してJIS1号試験片による引張試験を実施した。得られた機械的性質を表-2に、また、ミルシートより抜粋した化学成分を表-3に示す。また、おのおのの応力ひずみ曲線のうち一例を図-5に示す。引張試験は50tアムスラ型万能試験機を使用し、抵抗線ひずみ計により動的ひ

表-2 NANKO-HT-80材の機械的性質(1号試験片:引張試験結果)

	弾性係数 $E(\times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$	ポアソン比 ν	降伏点 $\sigma_y(\text{kg/cm}^2)$	引張強さ $\sigma_B(\text{kg/cm}^2)$	一様伸び (%)	伸び (%)
$t=8$ mm	2.11	0.262	7900	8410	4.9	25*
$t=10$ mm	2.11	0.267	7750	8360	5.8	26*

* ミルシートより

表-3 NANKO-HT-80 材の化学成分 (%)

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Ceq
t = 8mm	0.12	0.27	0.86	0.015	0.006	0.24	0.95	0.52	0.44	0.04	0.001	0.51
t = 10mm	0.12	0.22	0.86	0.015	0.006	0.23	0.90	0.49	0.42	0.04	0.001	0.50

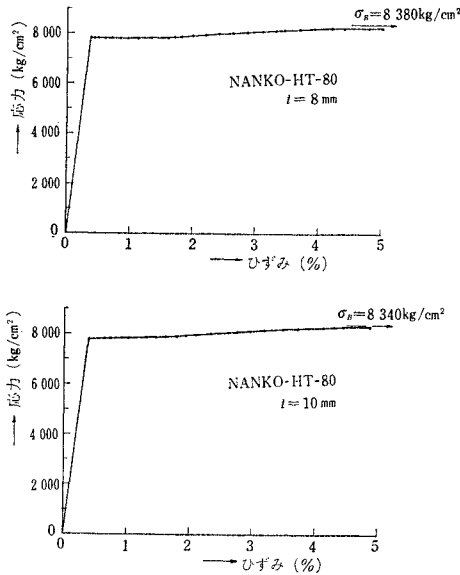


図-5 NANKO-HT-80 材の応力とひずみの関係 (実験結果)

ひずみ測定器を介してひずみを測定した。

これらの結果、従来の 80 キロ鋼でいわれてきた性質と少々異なった傾向が観察された。まず、図-5 から明らかなように弾性限度、比例限度と降伏点とはほぼ一致しており、降伏したあとひずみ量が 0.5~1.5% 程度の踊り場が存在している。また、破断までの伸びも 25% 程度ある。ただ、降伏比とか最高応力に達するまでの伸び(一様伸び)などは従来のデータと変わらない。

(2) 残留応力

残留応力の測定は、载荷試験用供試体と同一の条件で製作したものを対象とした。測定方法は、機械的分割法による応力解放方式とし、供試体中央部付近の 2 つの帯状ゾーンでそれぞれ 2 方向抵抗線ひずみ計を中心とした測定とコンタクトゲージを中心にした測定とを行なった。これはコンタクトゲージによる測定は簡便であるが、1 方向のひずみ量しか対象にできないこと、一方、抵抗線ひずみ計の場合、2 方向ひずみ計を用いれば直角方向のひずみ量も考慮できることなどから両者を併用した。コンタクトゲージは標点距離を 100 mm とした。また、測定はすべて板の表裏を対象にした。

測定結果を図-6 に示す。コンタクトゲージ

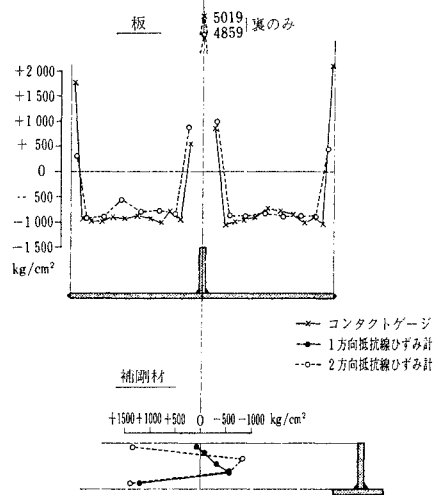


図-6 残留応力分布 (溶接線方向)

による結果と抵抗線ひずみ計による結果はほぼ一致しているが、補剛材先端での 2 方向ひずみ計による結果と 1 方向ひずみ計による結果とは差がある。

まず、板部分の結果は、溶接部近傍で引張応力、中央部ではフラットな圧縮応力が存在しており、多くの板要素の測定例とほぼ同様な状況である⁹⁾。引張応力の大きさは降伏点まで達していない¹⁰⁾。また、圧縮応力 σ_r の大きさは平均すると約 870 kg/cm² となり、実降伏点との比は 0.11 である。一方、補剛材部分も、板要素の片方側面にビードを盛った場合の測定例とほぼ同じ傾向を示している。

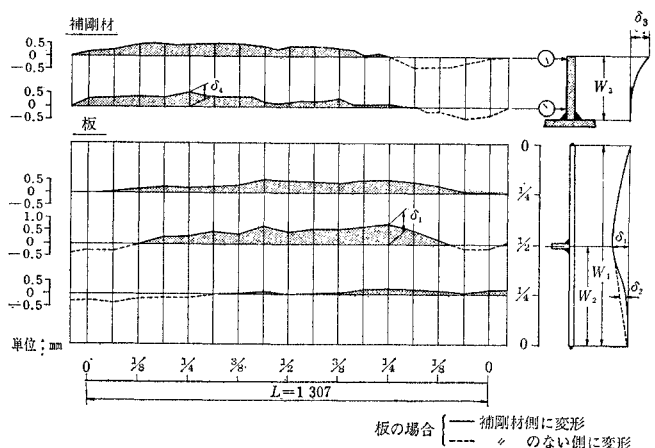


図-7 初期たわみ (供試体 I)

(3) 初期たわみ

溶接によって生じる初期たわみが供試体の耐荷力に影響をおよぼすことは周知のとおりであるが、本試験ではこの影響を最小限にとどめる目的で、道路橋示方書（昭和47年3月）で規定する板の平面度： $W/150$ （ W ：溶接線間隔）以下および圧縮部材の曲り： $L/1000$ （ L ：部材長さ）以下を目標に最善の努力をして製作した。その結果、図-7 に示す程度のたわみにおさまった。すなわち、補剛板の最大たわみは $\delta_{1,max}=0.7\text{ mm}$ （ $\equiv W_1/595$, $\equiv L/1870$ ），板の局部最大たわみは $\delta_{2,max}=0.5\text{ mm}$ （ $\equiv W_2/416$ ），補剛材と同じく $\delta_{3,max}=0.2\text{ mm}$ （ $W_3/365$ ）， $\delta_{4,max}=0.6\text{ mm}$ （ $\equiv L/2180$ ）で上記規定をほぼ満足していた。

5. 試験結果および考察

(1) 荷重とひずみの関係

代表的な測点で得られた荷重-ひずみ曲線を図-8、図-9 に示す。図中、 ϵ_y は材料試験から求められた降伏ひずみであり、 ϵ'_y は圧縮残留ひずみ ϵ_r を引いた比例限界ひずみである。また、 $\bar{\sigma}$ は荷重 P を断面積で割った平均応力である。

図から明らかなように、いくつかの測点において、低

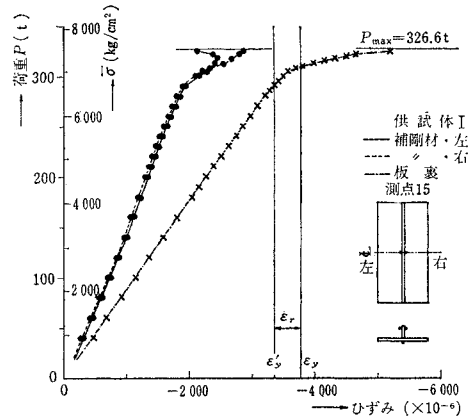


図-9 荷重-ひずみの関係（補剛材）

荷重時で板の表裏でひずみ量に差があり、曲げ成分の存在が確認される。すなわち、荷重増加に伴って、ひずみ量および表裏のひずみの差が比例的に増大している。たとえば、供試体Iの場合、測点5、13、17は裏側が表側より常に大きなひずみ量を示す。それに対して、測点21は表側のほうが大きい。これは板の初期たわみによる影響と考えられる。また、補剛材においては測点15から明らかなように偏心載荷の影響が加わったものと考えられる。いずれの測点でもひずみが ϵ'_y 付近になると、これらの初期不整の影響が顕著に現われ、耐荷力の現象に大きく影響しているように思われる。

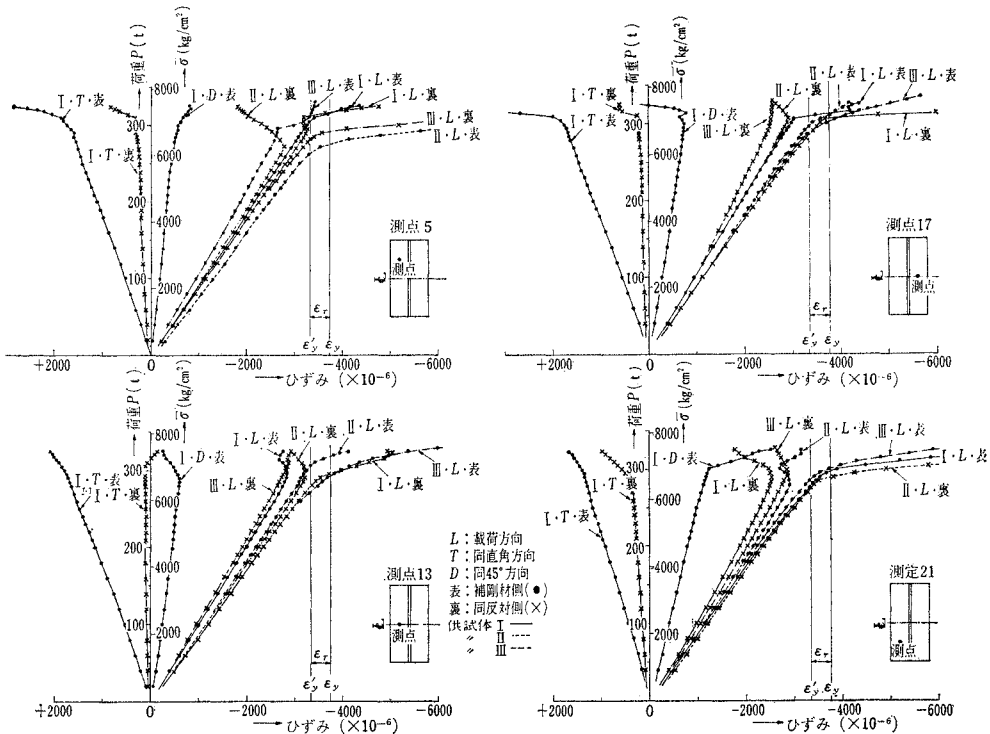


図-8 荷重-ひずみの関係（板）

また、板の表裏の平均ひずみが直線性を失う荷重を弾性限界荷重 P_y とすると、この P_y は各測点で多少のずれがあるが、 P_y に達したあと、 P_y の約 1 割程度の耐荷余力を持って最大荷重 P_{max} になる。後述する縮み量と荷重の関係からこの P_y を求めると、いずれの供試体も約 290 t である。

(2) 荷重と変位の関係

変位のうち荷重方向の縮み量と荷重の関係を 図-10 に示す。これは比較的明確な曲線で、弾性限界荷重 P_y を越えると各部の塑性変形量が蓄積されて大変形となり、ついに最大荷重 P_{max} に達している。

次に、板部分および補剛材の面外変形と荷重の関係を中央断面について 図-11 に示す。板は荷重の増加に伴って補剛材側にたわみ、弾性限界荷重 P_y 付近からその量も急激に大きくなり最大荷重 P_{max} となる。一方、

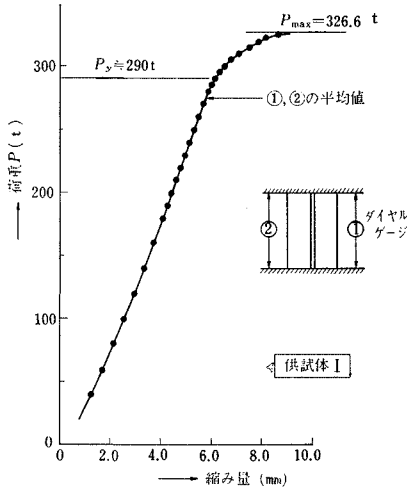


図-10 荷重と縮み量の関係

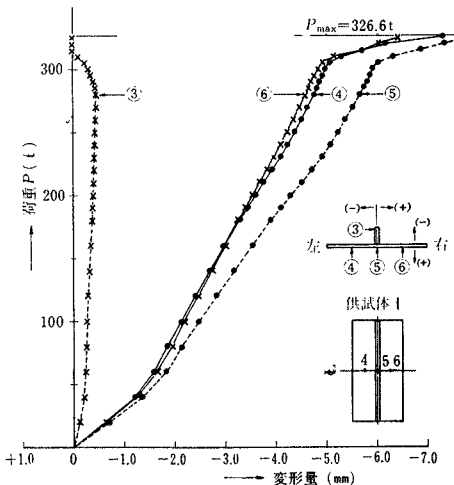


図-11 荷重と面外変形の関係

補剛材直下のたわみが両側の板のたわみより大きいのは 図-7 に示す初期たわみの影響を受けているようである。

(3) 最終耐荷力と座屈波形

実験では降伏限界荷重を越えて最大荷重 P_{max} まで顕著な変形は見られず、 P_{max} に達すると同時に座屈変形が生じ、著しく荷重が低下してその変形が増大した。座屈変形の状況は 図-12 に示すように、補剛材のみおよび板の局部座屈に加えて、補剛板全体にも補剛材側にふくらんだ波形が観察された。この結果、最大荷重 P_{max} をもって極限荷重 P_{kr} と見なし、各供試体の最終耐荷力と考える。

各供試体で得られた最終耐荷力を表-4 に示す。最大平均応力 $\bar{\sigma}_{max}$ は最大荷重を断面積で除した値である。その次の欄に、 $\bar{\sigma}_{max}$ と材料試験で得られた実降伏点 σ_y との比を示している。さらに、公称降伏点 σ_Y との比を求めると最後の欄のようになる。

冒頭に述べたように南港連絡橋の設計基準では残留応力の影響を加味した上で公称降伏点まで耐荷力を失わないという考え方になっている。たとえば、板の局部座屈に着目した場合、板の幅厚比の制限 $b/t \leq 23n$ は、80 キロ鋼の降伏点を 7000 kg/cm^2 として安全側に決められている。厳密に、 $b/t = 23n$ とすれば、本試験のように実降伏点が 7900 kg/cm^2 の場合、残留応力の影響を考慮すると座屈応力は 図-13 に示すように降伏点より低い値となる²⁾。もし、この材料について降伏点まで座

表-4 最終耐荷力一覧

供試体番号	最大荷重 P_{max} (t)	最大平均応力 $\bar{\sigma}_{max}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$	$\bar{\sigma}_{max}/\sigma_Y$
I	326.6	7520	0.95	1.07
II	324.2	7460	0.94	1.07
III	331.2	7630	0.97	1.09

σ_y : 実降伏点 (7900 kg/cm²) σ_Y : 公称降伏点 (7000 kg/cm²)

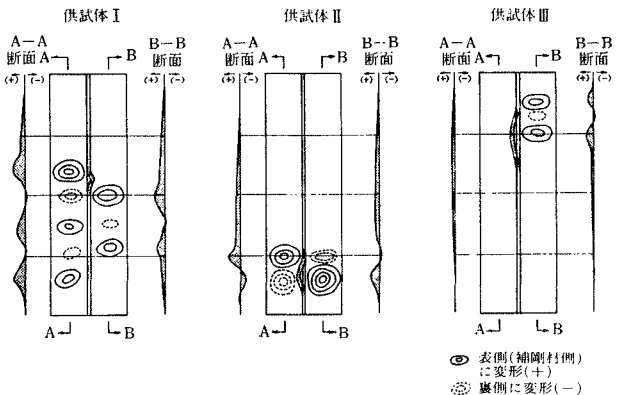
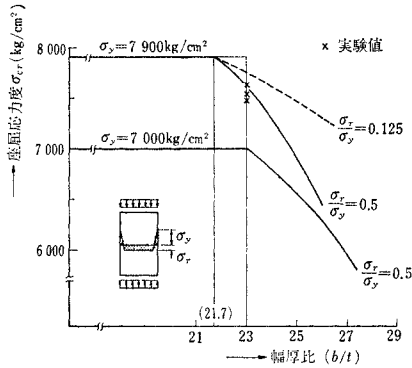


図-12 座屈変形の状況



注：文献 2) より引用 (total strain theory)

図—13 座屈応力度と幅厚比の関係

屈応力を上げようとするれば、 $b/t=21.7$ 以下にしなければならない。本試験の結果、表—4 に示すように、極限応力は実降伏点に対して数パーセント低下しているが、公称降伏点に対しては 100 パーセント以上になっていることが図からも明らかである。また、供試体の製作誤差、実験誤差などが含まれるが、定量的には不明な点を含んでいる。しかし、総合的に試験結果を判断すれば、設計基準は妥当であると判断される。

6. 結 言

本試験では、南港連絡橋の建設に関連して、80 キロ鋼の補剛板の極限強度を調査する目的で、設計基準で要求する最小剛度を有する供試体を対象に圧縮荷重試験を行なった。試験の結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 各供試体の極限強度は残留応力度のみを考えた板の弾塑性座屈応力度の理論値²⁾よりわずかに低い目の値となり、実降伏点の約 95%、公称降伏点の 110% 弱であった。
- (2) いずれの供試体でも、補剛材のみの局部座屈および板のみの局部座屈は、補剛板全体の座屈時まで起こらなかった。

したがって、供試体では実橋において生じると推定される程度の残留応力を有し、また、初期たわみは道路橋

示方書の基準（実橋の初期たわみはこれよりはるかに小さい）以下であること、さらには、実験誤差（偏心荷重の影響など）などを考え合わせると、座屈に対して十分な耐荷力を有していることがわかった。また、80 キロ鋼の補剛板に対する上記設計基準は妥当であり、かつ、同基準に基づいて設計された実橋の各部材も座屈に対して十分に安全であることが確認された。

最後に、本試験の実施に際して、日立造船（株）近藤淳、植田利夫、竹下治之の諸氏および大阪大学工学部助手 北田俊行氏（当時同大学院生）および新日本製鉄（株）金田典夫氏（同）の協力があつたことを付記し、心から感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 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，313 号，1962。
- 2) Nishino, F.: Buckling strength of columns and their component plates, Fritz Engineering Laboratory Report, No. 290.10, 1964.
- 3) Nishino, F. and L. Tall: Residual stress and local buckling strength of steel columns, Proc. of JSCE, No. 172, Dec. 1969.
- 4) 伊藤敏一・成岡昌夫訳 (H. Beer and G. Schulz): 不完全性を考慮した中心圧縮部材の終局耐荷力，橋梁と基礎，May 1973.
- 5) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱型断面柱の局部座屈強度，第 18 回橋梁・構造工学研究発表会「構造物およびその構造要素の強度と安全性」，p. 179~186, Dec. 1971.
- 6) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫・長浜正考：差分法によるリブ付板の弾塑性座屈解析，第 27 回土木学会年次学術講演会講演概要集 I，p. 219~222, Oct. 1972.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書（解説），Feb. 1973.
- 8) たとえば，JSSC 誌，Vol. 7, No. 63, Mar. 1971, Vol. 7, No. 66, June 1971, Vol. 8, No. 79, July 1972.
- 9) Odar E., F. Nishino and L. Tall: Residual stresses in T-1 constructional alloy steel plates, WRC Bulletin, No. 121, Apr. 1967.
- 10) 佐藤邦彦・松井黎明・町田 隆：高張力鋼溶接部における熱応力発生過程と残留応力，溶接学会誌，35 巻，90 号，p. 16~25, 1966.
- 11) Dwight, J.B. and K.E. Moxham: Welded steel plates in compression, The Structural Engineer, Vol. 47, No. 2, p. 49~66, Feb. 1972.

(1973. 2. 28・受付)