

多数の補剛材を有する腹板の極限強度に関する研究

ULTIMATE STRENGTH OF WEB PLATES WITH MULTIPLE HORIZONTAL STIFFENERS

小松定夫*・奈良 敬**・中林正司***・奥田嘉久****

By Sadao KOMATSU, Satoshi NARA, Masashi NAKABAYASHI and Yoshihisa OKUDA

The object of this paper is to present a practical method of designing the web plates with multiple horizontal stiffeners and discuss the ultimate strength of the plates designed with the method. The present method mainly consists of the concept of ideal equivalent stress based on Chwalla's interaction formula and the basic strength curve of compressive stiffened plates specified by JSHB. Taking the stiffened web plates of Syohrenji River Bridge as an example, the ultimate strength of the web segments, such as the plate panels between horizontal and vertical stiffeners, the stiffened web plates between vertical stiffeners, and the orthogonally stiffened web plates are examined. Finally, it is recognized that the web plates designed by the present simple design method have sufficient safety margin against plate buckling.

1. まえがき

最近の製作架設技術の進歩に伴う鋼橋の大型化には目を見張るものがある。しかし、これらの設計における問題点について、慎重に調査研究が行われる必要がある。

長大箱桁橋について見ると、腹板高が非常に大きくなり、水平補剛材の本数は大変多い。このような腹板の極限強度に関する研究例については、大阪市土木局が尻無川新橋の架設に先立ち実施した調査研究¹⁾などわずかししか見られない。しかも、これらの設計法については、統一的に明確な指針がないのが現状である。

阪神高速道路公団において大阪湾沿いの高速湾岸線が正連寺川を渡る地点において図-1に示すような3径間連続変断面鋼箱桁橋(118.5 m + 235.0 m + 179.4 m)の架設が計画されている。その中央径間は鋼箱桁橋としては最大級である。本橋の腹板に着目すると、ほぼ等間隔に配置された垂直補剛材およびダイヤフラムにはさまれた格間の高さおよび応力状態に応じて、水平補剛材の本数は1本から5本まで変化している。本橋の基本設計においては、Chwallaの座屈相関式と相当応力度の考え方より誘導される理想相当座屈応力度に、道路橋示方書の圧縮補剛板の基本耐荷力曲線を導入した簡易座屈照査法が採用されている²⁾。しかし、実際にはこれらの腹板は弾塑性有限変位挙動を呈して破壊に至るものであるから、極限強度に対して定量的に厳密な安全性の照査を行うことが重要である。腹板の座屈安定性照査を行うには、補剛材等で囲ま

* 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科、大阪大学名誉教授 (〒573 大東市中垣内3-1-1)

** 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸1-1)

*** 阪神高速道路公団工務部設計課技術係長 (〒541 大阪市東区北久太郎町 4-68)

**** 正連寺川橋梁JV設計部会長 (〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島 8)

れた単一パネルについて面内組合せ応力を受ける場合の検討はもちろんのこと、腹板全体について座屈安定性の検討を行うことが必要である。ところが、わが国の設計基準である道路橋示方書³⁾(以下、「道示」と呼ぶ)には、この種の鋼板に対する明確な規定がないのが現状であり、実務設計において大きな問題点となっている。

本研究は、弾塑性有限変位理論に基づく数値解析法を用いて、多数の水平補剛材を有する腹板の実例として取り上げた本箱桁橋の中間支点近傍における高さ約 9.4m の腹板パネルならびに上記の簡易照査法で算出された安全率が比較的低いパネルを対象として、垂直補剛材を含む腹板パネル、垂直補剛材の間の補剛板パネルおよび縦横補剛材の間の単一パネルの極限強度を明らかにすると共に、それらの座屈安定性を照査し、座屈に対する安全性を考察することを目的とする。

2. 腹板の補剛設計

腹板は、次のような手順で設計された。

(1) 格点における垂直応力度とせん断応力度

図-2に示す格点(分配横桁位置)における応力度を次のように計算した。

- ①垂直応力度とせん断応力度は腹板の面内断面力に対応する値とする。
- ②2軸非対称断面(図-3)として計算した2枚の腹板の垂直応力度のうち、大きな圧縮応力度が生じる側の値を採用する。
- ③せん断応力度は平均応力度とする。

(2) 水平補剛材位置と垂直補剛材位置

補剛材の位置については、次のようにして決定した。

- ①強度設計の対象とする腹板は2枚のうち背の高い側とする。
- ②水平補剛材の配置は2段までは道示Ⅱ8.6に従う。2段を越える腹板高については、簡易座屈照査法²⁾に従い求められた補剛材間の単一パネルの座屈安全率 ν_B と所要座屈安全率 $\nu_{B, req}$ の比が同等になるように配置する。
- ③垂直補剛材は、図-2に示すように、横リブ間隔の1/2の間隔で配置する。

(3) 単一パネルの座屈照査式および座屈安全率

a) 座屈照査式

水平補剛材と垂直補剛材に囲まれた単一パネルに、垂直応力度とせん断応力度が同時に作用するときの理想座屈相当応力度 σ_{uk} と降伏応力度 σ_Y を用いて、次式のように幅厚比パラメータ R が定義される。

$$R = \sqrt{\sigma_Y / \sigma_{uk}} \quad (1)$$

この R を用いて、道示の圧縮補剛板の基本耐荷力曲線により相当極限応力度 σ_{uk} を与える。すなわち、一般応力状態における単一パネルの基本耐荷力曲線を次式で表す。

$$\sigma_{uk} = \begin{cases} \sigma_Y, & R \leq 0.5 \\ (1.5 - R) \sigma_Y, & 0.5 < R \leq 1.0 \\ 0.5 \sigma_Y / R^2, & R > 1.0 \end{cases} \quad (2)$$

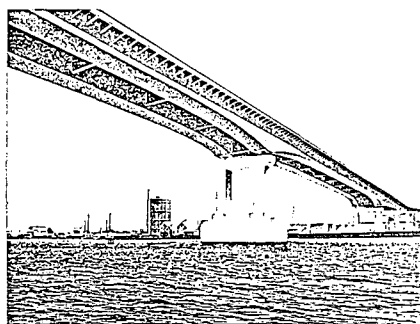


図-1 正蓮寺川橋梁概観図

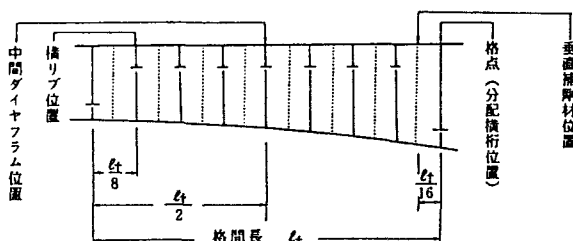


図-2 腹板の概略図

なお、本照査式の詳細については、文献2)を参照されたい。

b) 座屈安全率

座屈安全率 ν_B は相当極限応力度 σ_{uk} と相当作用応力度 σ_U の比で与えられる。所要安全率 $\nu_{B,req}$ は道示Ⅱ8.4に規定されるプレートガーダー腹板の座屈安全率に従う。すなわち、

$$\nu_{B,req} = 1.25 + (0.30 + 0.15\psi) e^{-4.3\eta} \quad (3)$$

ここに、 ψ は上下辺の縁応力度の比、 η はせん断応力度と縁圧縮応力度の比である。

(4) 補剛材断面

a) 水平補剛材

水平補剛材は原則として腹板と同じ材質とし、腹板添接位置において連続した構造とする。断面設計については、道示Ⅱ8.6.2に規定される断面2次モーメントを満足すると共に、腹板の垂直応力による偏心圧縮力を受ける柱として設計する。このときの許容応力度は道示Ⅱ2.2.1.によるものとする。

b) 垂直補剛材

垂直補剛材はSM41を基本とし、道示Ⅱ8.5.2に規定される断面2次モーメントを満足するように設計する。

(5) 全体パネルの座屈照査

横リブを含む横ラーメンと上下フランジで囲まれた腹板パネルについて Klöppel-Scheer⁴⁾ が導いた方法により水平補剛材および垂直補剛材の影響を考慮した座屈係数を計算する。この座屈係数を用いて理想座屈相当応力度 σ_{uki} を求め、式(1)～(2)より極限相当応力度 σ_{uk} を求める。所要安全率は式(3)で与えられる。

なお、腹板の補剛設計の過程を図-4に示す。

3. 解析モデル

弾塑性有限変位理論に基づき、Hybrid displacement model により定式化された有限要素法を適用した数値解析法を適用する^{5), 6)}。幾何学的ならびに材料力学的非線形性の取り扱い方については文献7)による方法を応用した。

(1) 解析仮定

用いた解析手法において設けられた仮定を列挙する。対象とする鋼材は以下に示す材料を仮定する。

- ① 等方等質性である。
- ② von Mises の降伏条件に従う。
- ③ Prandtl-Reuss の塑性流れ理論に従う。
- ④ ひずみ硬化領域では、等方性ひずみ硬化則に従う。

また幾何学性に関する仮定は次の通りである。

- ① 変形前、板の中央面に垂直であった線素は変形後も中央面に垂直である。

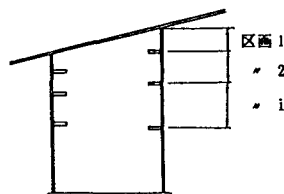


図-3 箱桁の断面図

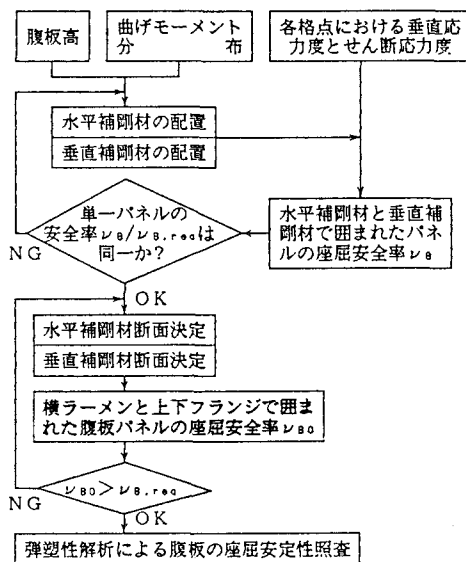


図-4 腹板の補剛設計の流れ図

②各荷重の増分段階のはじめにおいては、そのときの節点変位に基づく平面三角形有限要素で構成される折板構造を初期形状とする。

(2) 断面寸法に関するパラメータ

座屈安定性の照査を行う腹板を対象とし、境界ならびに横桁位置で単純支持された補剛板の解析モデルを用いる。ただし、寸法諸元については実橋と同じ値を用いる。なお、解析の対象とする実橋の腹板の詳細については次節で述べる。解析モデルの要素分割については、精度の検証を行って決定した。

(3) 初期不整に関するパラメータ

a) 初期たわみ

板パネルおよび水平補剛材の初期たわみの最大値は、道示の製作誤差の許容値とする。

b) 残留応力

解析にあたって導入する残留応力の分布形状を図-5に示す。図中において、残留応力に関する記号は、圧縮補剛板の実物大模型実験⁹⁾により、SM58の場合には、次式のように報告されている。

$$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y} = -0.2, \quad \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_y} = 0.9, \quad \frac{\sigma_{rc,r}}{\sigma_y} = -0.15, \quad \frac{\sigma_{rt,r}}{\sigma_y} = 0.6 \quad (4)$$

本研究ではこの値を採用することにする。また、水平補剛材にはSM58の他にSM50YとSS41も使用されているので、表-1に鋼種別に水平補剛材の残留応力の大きさを示す。

(4) 面内力の組合せに関するパラメータ

設計荷重により腹板に作用する面内力の組合せを考慮して、次に示すパラメータを用いる。

$$\Omega = \frac{M}{M_y} \frac{Q_y}{Q} \quad (5)$$

ここに、Mは面内曲げモーメント、Qはせん断力である。また、 M_y および Q_y は次式で表される。

$$M_y = \sigma_y W_H \quad (6)$$

$$Q_y = \tau_y A_H$$

ただし、弾性状態においては、腹板パネルに作用する曲げ応力度 σ_B およびせん断応力度 $\bar{\tau}$ は次式の通りである。

$$\sigma_B = M / W_H \quad (W_H = B^2 t / 6) \quad (7)$$

$$\bar{\tau} = Q / A_H \quad (A_H = B t)$$

上式において、Bは腹板高、tは腹板パネルの板厚である。

4. 解析結果とその考察

(1) 垂直補剛材の剛度の検証

図-6に、中間支点上の腹板パネルの離散化された解析モデルを示す。腹板高は 9279~9408mm、腹板厚は 25mm、水平補剛材は 210mm×22mmの矩形断面、垂直補剛材は 584mm×22mmのウェブと 450mm×22mmのフランジから成るT形断面である。計算の結果、垂直補剛材が十分な剛性を持ち、極限状態におけるたわみ波形が垂直補剛材位置で節となることを確かめた。その結果を図-7に示す。極限状態における垂直補剛材のたわみWは、純曲げ時に最大で0.42B/1000であったが、平均すると0.17B/1000程度である。

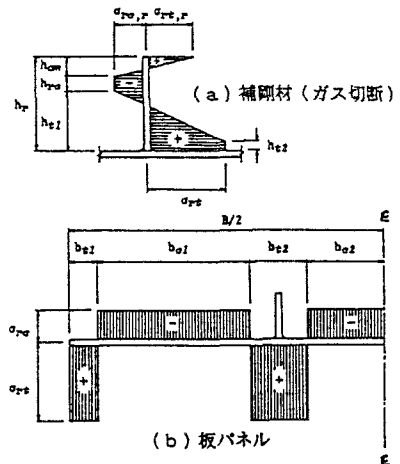


図-5 残留応力分布

表-1 残留応力度の大きさ

鋼種	SM58	SM50Y	SS41
$\frac{\sigma_{rc,r}}{\sigma_y}$	-0.15	-0.16	-0.20
$\frac{\sigma_{rt,r}}{\sigma_y}$	0.60	0.60	0.60

(2) 垂直補剛材間の補剛板パネルの解析

a) 中間支点上の腹板パネル

フランジと垂直補剛材位置で単純支持された補剛板パネルをモデルとして、弾塑性有限変位解析を行い、極限強度を算定した。

図-8 (a)～(d)に極限状態における

水平補剛材および板パネルのたわみの一例を示す。図示したたわみ波形は図中の解析モデル図において矢印で示した位置におけるものである。図-8 (a)に示す純曲げ ($\Omega = \infty$)、図-8 (b)に示す $\Omega = 4$ および図-8 (c)に示す $\Omega = 2$ の場合には、腹板パネル全体のたわみ波形が若干認められるが、どちらの場合にも水平補剛材間の板パネルの局部的なたわみ波形が卓越して破壊していることがわかる。 $\Omega = \infty$ のときは水平補剛材③と④の間の板パネル、 $\Omega = 4$ のときは水平補剛材④と⑤の間の板パネルの局部的なたわみ波形が特に顕著である。図-8 (d)に示す $\Omega = 1$ の場合には、全体的にも局部的にも大きなたわみ波形は生じなかった。これより、道示Ⅱ8.6.2に従い偏心圧縮材として設計された水平補剛材の剛性および強度は十分であることが理解できる。

極限状態における板パネル表面の塑性域の分布図からは次のようなことがわかった。純曲げの場合には、曲げ応力度により上下フランジに近い板パネルで塑性領域が認められる。純せん断 ($\Omega = 0$) の場合には、斜め張力場の発生によりほぼ全断面が塑性化する。曲げせん断状態 ($\Omega = 1$) のとき、せん断力による塑性化は残留引張応力が導入されている部分で生じる。

また、図-9には、極限状態における水平補剛材の塑性域の分布図の一例を示す。水平補剛材は両端の対傾槽 (FR-100)

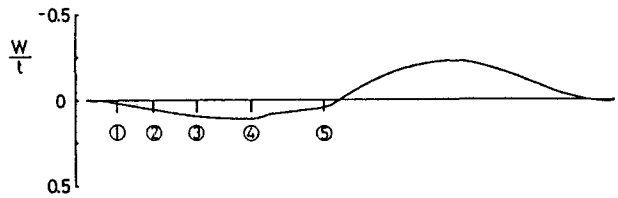


図-7 極限状態における垂直補剛材のたわみ波形 ($\Omega = \infty$, 純曲げ)

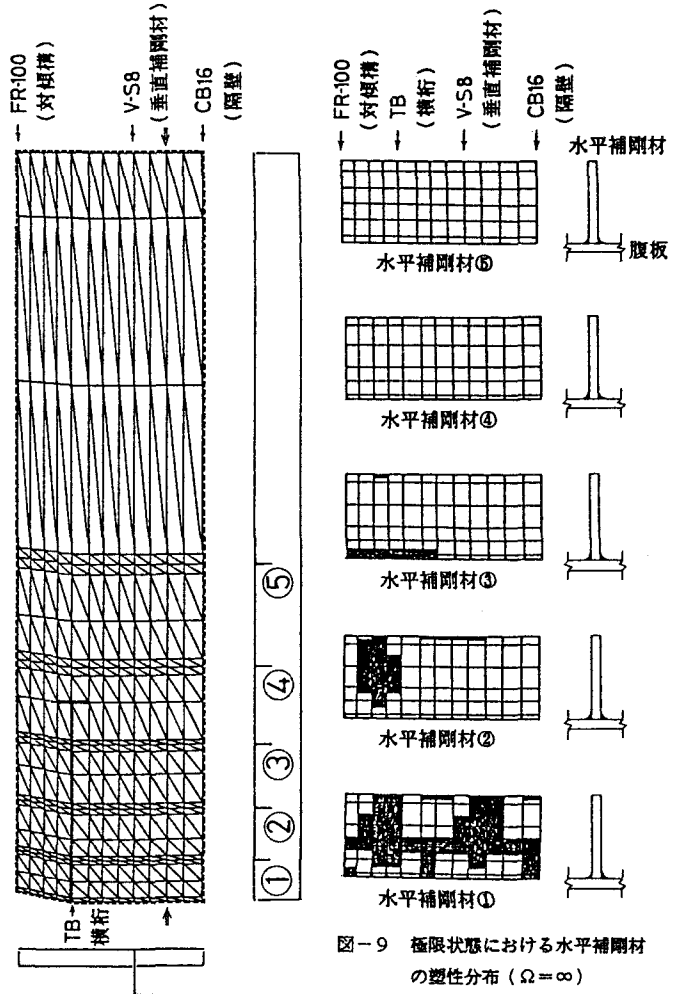


図-9 極限状態における水平補剛材の塑性分布 ($\Omega = \infty$)

図-6 解析モデルの要素分割 (中間支点上の腹板パネル)

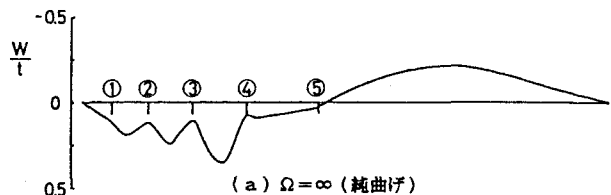


図-8 極限状態における板パネルのたわみ波形

および隔壁 (CB16) で支持されているが、図中の説明図に示すように、下から3段目の水平補剛材③から最下段の水平補剛材①までは、その間に横桁 (TB) と垂直補剛材 (V-S8) で支持された構造となっている。したがって、これらの影響が純曲げの場合に現れている。一方、せん断力が導入される ($\Omega = 1, 0$) と、板パネルの斜め張力場の影響を受けて、残留引張応力が導入されている部分で塑性化が生じる。なお、塑性域の分布図において、黒く塗りつぶした部分は要素が塑性状態にあることを示している。

b) 側径間上の腹板パネル
(腹板厚変化部)

図-10に示す側径間上の腹板パネルを、上下フランジと垂直補剛材位置で単純支持された解析モデルとして、弾塑性有限変位解析を行い、極限強度を算定した。解析モデルの寸法については、腹板高が 7092~7410mm、腹板厚は 22mm、水平補剛材は 220mm×22mmの矩形断面である。なお、垂直補剛材は 380mm×19mmのウェブと 400mm×22mmのフランジから成るT形断面である。

図-11(a)、(b)に極限状態における水平補剛材および板パネルのたわみを示す。図示したたわみ波形は、図-10の解析モデル図において矢印で示した位置におけるものである。図-11(a)に示す純曲げ ($\Omega = \infty$) の場合には、腹板パネル全体のたわみ波形が大きく認められるが、水平補剛材のたわみは引張側に比べると1/2程度である。それ以外の場合 ($\Omega < \infty$) には、水平補剛材間の板パネルの局部的なたわみ波形が卓越して破壊していることがわかった。特に、上フランジに接する板パネルの局部的なたわみが大きく、 Ω の値が小さくなるに従い、図-11(b)に示すように、せん断パネル特有のたわみ波形が顕著に認められる。

また、極限状態における板パネルの塑性域の分布図から次のことがわかった。純曲

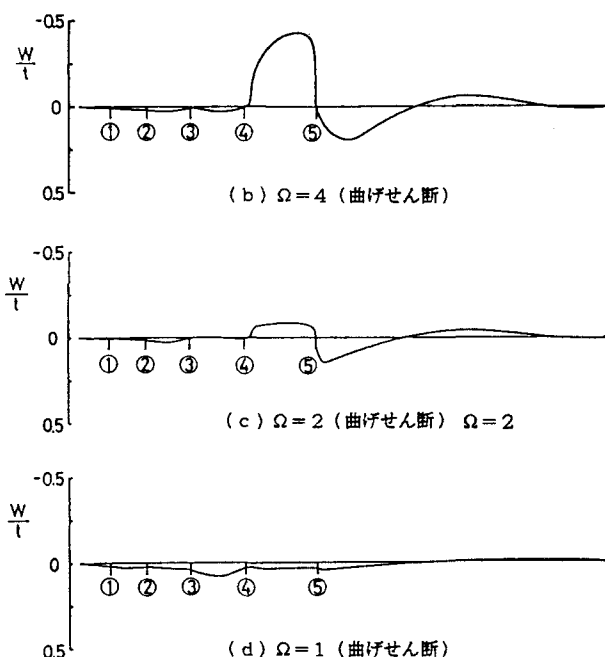


図-8 極限状態における板パネルのたわみ波形

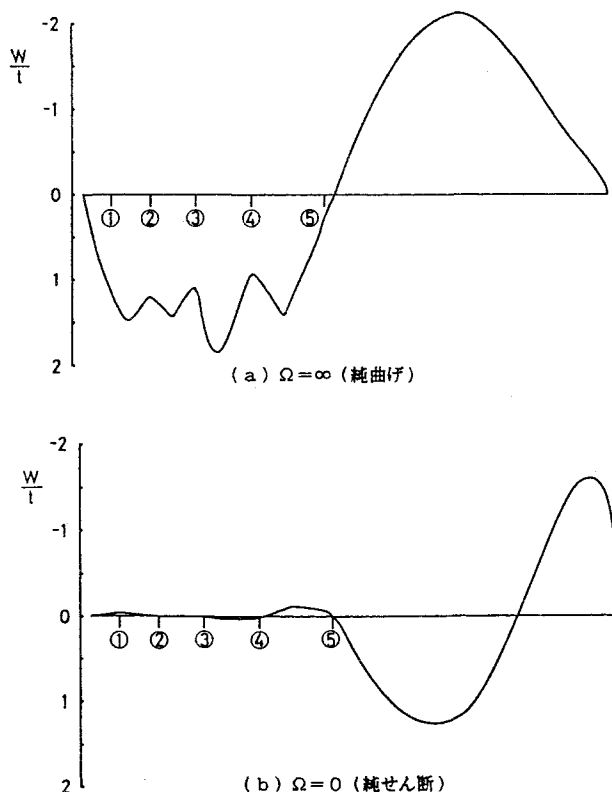


図-11 極限状態における板パネルのたわみ波形

げの場合には、曲げ応力度により上下フランジに近い板パネルで塑性領域が認められる。純せん断 ($\Omega = 0$) の場合には、斜め張力場の発生によりほぼ全断面が塑性化する。曲げせん断状態 ($\Omega = 3/2, 1, 1/4$) のときは、せん断力による塑性化は残留引張応力が導入されている部分で生じる。

図-12には純曲げの場合の極限状態における水平補剛材の塑性域の分布図を示す。水平補剛材の先端部分は引張で降伏し、板パネルとの接合部では圧縮で降伏した。一方、せん断力が導入される ($\Omega = 3/2, 1, 1/4, 0$) と、板パネルの斜め張力場の影響を受けて、残留引張応力が導入されている部分で塑性化が生じる。

c) 中央径間上の腹板パネル (純曲げ作用パネル)

前項において、側径間上の腹板パネル (腹板厚変化部) の解析を行った結果、純曲げを受ける場合に、極限状態において水平補剛材の曲げ変形が認められたので、腹板全体の耐力に及ぼす悪影響がないかを明らかにする

ため、作用荷重により純曲げ状態となる腹板パネルの座屈安定性を検討することにした。図-13に示す中央径間上の腹板パネルを、上下フランジと対傾構および垂直補剛材位置で単純支持された解析モデルとして、弾塑性有限変位解析を行い、純曲げ時の極限強度を算定した。解析モデルの寸法については、腹板高が 4774mm、腹板厚は 14mm、水平補剛材は 160mm×16mmの矩形断面である。なお、垂直補剛材は 350mm×28mmのウェブと 250mm×28mmのフランジから成る T形断面である。

図-14に極限状態における水平補剛材および板

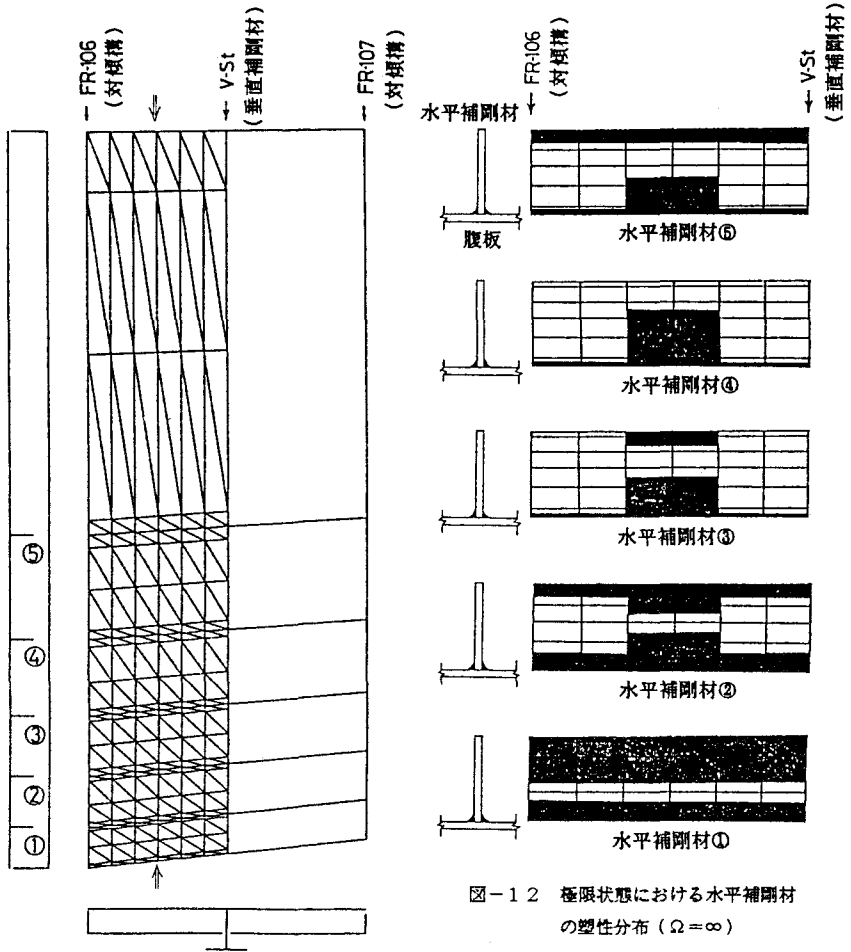


図-12 極限状態における水平補剛材の塑性分布 ($\Omega = \infty$)

図-10 解析モデルの要素分割 (側径間上の腹板パネル)

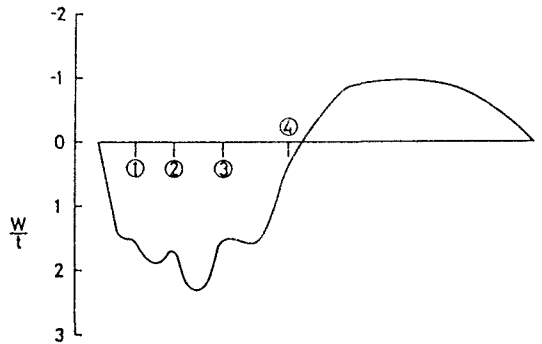


図-14 極限状態における板パネルのたわみ波形 ($\Omega = \infty$)

パネルのたわみを示す。図示したたわみ波形は、図-13の解析モデル図において矢印で示した位置におけるものである。腹板パネル全体のたわみ波形が図-11の場合と同程度と認められるが、水平補剛材間の板パネルの局部的なたわみ波形も大きく成長して破壊していることがわかる。特に、上フランジに接する板パネルの局部的なたわみが顕著に認められる。しかし、水平補剛材は偏心圧縮材として設計されているので、耐荷力は十分期待できる。また圧縮縁の板パネルの幅厚比が大きいこともこの原因とわかった。

また、図-15 (a) ~ (b) には極限状態における板パネルの塑性域の分布図を示す。それぞれ図中に示した▽印側および▽▽印側の表面の板パネルの塑性状態を表している。曲げ応力度により上下フランジに近い板パネルで塑性領域が認められる。また、板パネルの局部座屈により残留圧縮応力度が導入されている

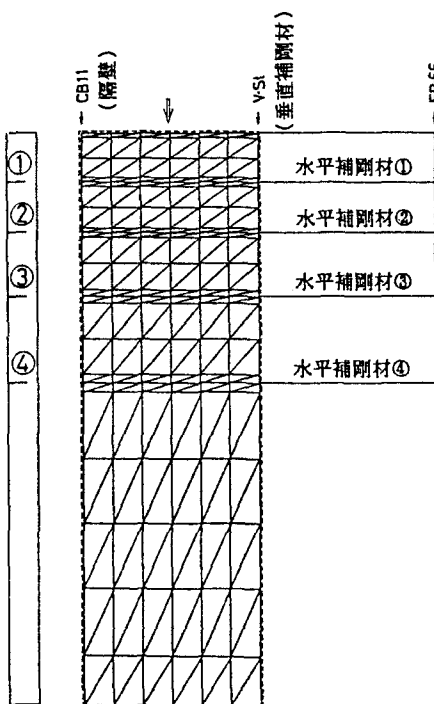


図-13 解析モデルの要素分割
(中央径間上の腹板パネル)

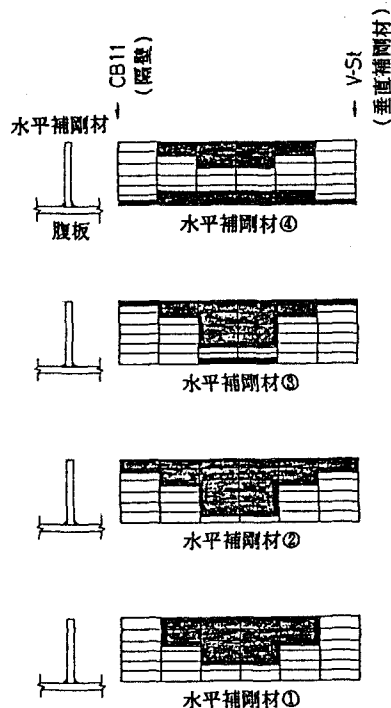
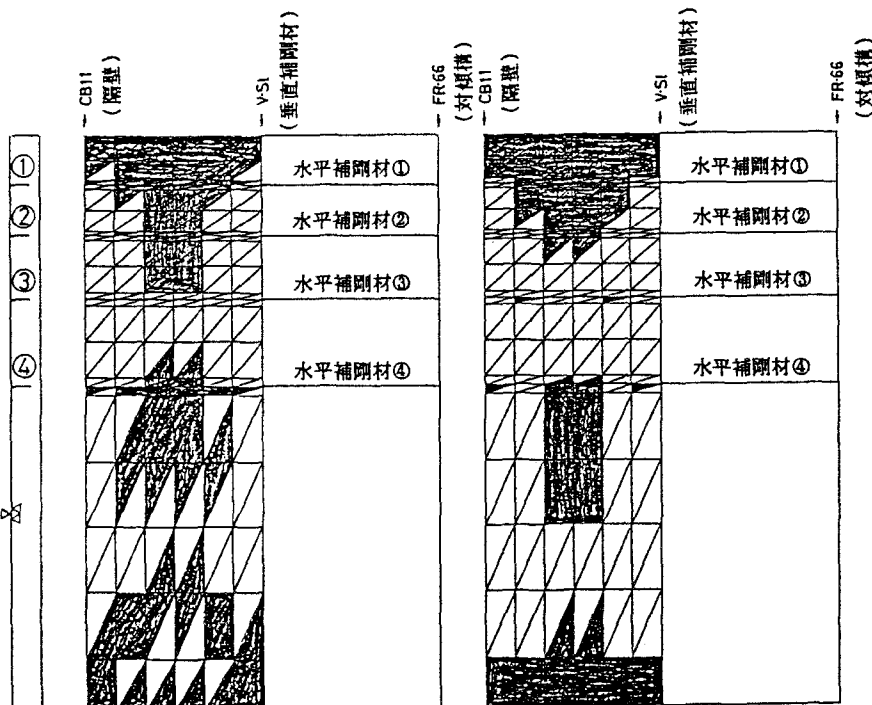


図-16 極限状態における水平補剛材の塑性分布 ($\Omega = \infty$)



(a) 板パネル側 (▽印側)

(b) 水平補剛材側 (▽▽印側)

図-15 極限状態における板パネルの塑性分布 ($\Omega = \infty$ (純曲げ))

板パネル中央部にまで塑性域が広がっている様子がわかる。

図-16には極限状態における水平補剛材の塑性域の分布図を示す。純曲げの場合には、圧縮縁側の水平補剛材①および②では、その先端部分は引張で降伏し、板パネルとの接合部では圧縮で降伏した。一方、水平補剛材③および④では、引張応力の影響を受けて、残留引張応力が導入されている部分で塑性化が生じる。

上述の3つの腹板パネルの解析結果より、純曲げを受ける場合 ($\Omega = \infty$) を含め、水平補剛材は十分な強度をもち、また垂直補剛材は十分な剛性をもち、主として単一パネルの局部座屈により極限状態に達していることがわかった。

5. 座屈安定性の照査

本節においては、弾塑性有限変位解析法を用いた数値計算により得られた極限強度に基づいて、座屈安定性の照査を行った。

(1) 単一パネルの照査

実務設計においては、補剛材で囲まれた単一パネルについて座屈安定性照査を行う。本橋においても、他の鋼橋の場合と同じように、Chwallaの座屈相関式と相当座屈応力度の概念に基づいて、照査を実施している。

ここでは、上述の方法で照査された単一パネルのうち、 ν_B と所要安全率 $\nu_{B, req}$ の比が比較的小さいパネルについて、極限強度に基づいて照査した。その結果の一部を表-2に示す。表中、 σ_1 および τ は、それぞれ設計断面力から計算される最大縁圧縮応力度およびせん断応力度である。 σ_v は作用相当応力度で、次式で定義される。

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \quad (8)$$

表-2 極限強度に基づく単一パネルの座屈安定性の照査

照査位置		設計応力度			降伏応力度	相当極限応力度	$\nu_B = \sigma_{uk}/\sigma_v$	ν_{B*}	$\nu_{B, req}$
断面	パネル番号	σ_1	τ	σ_v	σ_y	σ_{uk}			
CB 1	③	63	917	1590	3600	2047	1.29	1.86	1.25
J 5	③	-571	647	1258	3600	1761	1.40	2.02	1.28
	①	1815	590	2083	3600	3046	1.46	1.63	1.35
CB 5	②	1439	590	1765	3600	2524	1.43	1.72	1.32
	③	950	590	1395	3600	2218	1.59	2.09	1.27
J 15	①	1901	658	2216	3600	3417	1.54	1.66	1.34
	②	1490	658	1876	3600	2964	1.58	1.78	1.31
CB11	①	2324	326	2392	4600	3746	1.57	1.79	1.48
	①	2229	595	2456	4600	3988	1.62	1.82	1.39
CB12	②	1861	595	2127	4600	3382	1.59	1.89	1.35
	③	1400	595	1738	4600	2695	1.55	2.06	1.31
	①	2289	691	2583	4600	4010	1.55	1.73	1.37
J 26	②	1908	691	2252	4600	3423	1.52	1.77	1.34
	③	1431	691	1866	4600	2742	1.47	1.90	1.30
CB13	①	1645	736	2081	4600	3272	1.57	1.82	1.31
	②	1214	736	1760	4600	2729	1.55	1.99	1.28
J 30	①	2269	726	2594	4600	3986	1.54	1.71	1.36
	②	1750	726	2155	4600	3319	1.54	1.84	1.32
	①	2478	583	2676	4600	4600	1.72	1.76	1.41
CB16	②	2235	583	2453	4600	4145	1.69	1.91	1.39
	③	1936	583	2184	4600	3628	1.66	1.91	1.37
	④	1572	583	1868	4600	3031	1.62	1.74	1.33
	⑤	1121	583	1509	4600	2377	1.58	2.22	1.29
CB17	①	2253	686	2547	4600	3661	1.44	1.75	1.36
	②	1855	686	2203	4600	3062	1.39	1.82	1.33
	③	1363	686	1808	4600	2459	1.36	2.01	1.29
J 37	①	2352	18	2352	4600	4288	1.82	2.01	1.67
	②	2073	18	2074	4600	3761	1.81	2.17	1.66
	③	1735	18	1735	4600	3106	1.79	2.41	1.65
	④	1317	18	1317	4600	2318	1.76	3.00	1.62
	⑤	789	18	789	4600	1246	1.58	5.46	1.45
J 40	①	1925	274	1983	4600	3209	1.62	2.12	1.48
	②	1594	274	1663	4600	2594	1.56	2.40	1.45
	③	1198	274	1289	4600	1936	1.50	3.00	1.40
	④	712	274	855	4600	1158	1.35	4.72	1.30
CB22	①	2236	495	2395	4600	3591	1.50	1.75	1.41
	①	1789	712	2173	3600	3201	1.47	1.60	1.33
J 44	②	1464	712	1914	3600	3139	1.64	1.75	1.30
	③	1118	712	1665	3600	2580	1.55	1.81	1.28

(応力度の単位はkgf/cm²)

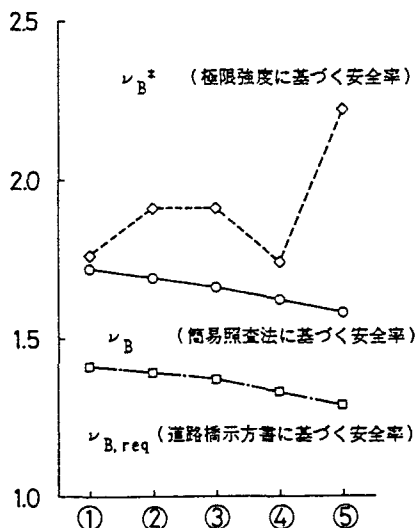


図-17 単一パネルの座屈安全率の比較

σ_{ux} は式(2)に示した簡易照査法に基づく極限相当応力度、 σ_v は降伏応力度である。また、 ν_B は表中の式に示されるように、簡易照査法を用いたときの安全率である。 ν_{B*} は極限強度に対する安全率で、次式で表される。

$$\nu_{B*} = \frac{N_{Pu}}{N_{Pl}} = \frac{M_{Pu}}{M_{Pl}} = \frac{Q_{Pu}}{Q_{Pl}} \quad (9)$$

ここに、 N_{Pl} ：設計荷重による軸方向力、 M_{Pl} ：設計荷重による面内曲げモーメント、 Q_{Pl} ：設計荷重による面内せん断力、 N_{Pu} ：設計断面力と同様に比例載荷した場合の極限軸方向力、 M_{Pu} ：設計断面力と同様に比例載荷した場合の極限面内曲げモーメント、 Q_{Pu} ：設計断面力と同様に比例載荷した場合の極限面内せん断力。すなわち、表中の ν_{B*} は設計断面力を ν_{B*} 倍した断面力によって、単一パネルが破壊することを意味する。また、所要安全率 $\nu_{B,req}$ については、式(3)に示されるように、道示におけるプレートガーダーに適用される式を用いて計算される。断面位置CB16（中間支点上）において、 ν_B 、 ν_{B*} および $\nu_{B,req}$ の関係を図-17に示す。 ν_{B*} は水平補剛材③と④の間の板パネル④で最小値をとる。このときの面内力は $\Omega=2.5$ であるから、 ν_{B*} の値は図-8(b)～(c)の結果と符合する。また、簡易照査法が安全側であることが認められる。

(2) 補剛板パネルの照査

a) 中間支点上の腹板パネル

極限強度に基づき、対象とする腹板の座屈安定性の照査ならびに設計荷重に対する安全率を求める。

図-18に本解析法により得られた極限強度の相関曲線を示す。図中に実線で示された相関曲線は次式で与えられる。

$$(M^*)^p + (Q^*)^q = 1 \quad (10)$$

$$p=1.501, \quad q=0.824 \quad (11)$$

ここに、

$$M^* = M_u / (M_u)_{q=0} \quad (12)$$

$$Q^* = Q_u / (Q_u)_{M=0}$$

$(M_u)_{q=0}$ ： $Q=0$ のときの極限面内曲げモーメント、

$(Q_u)_{M=0}$ ： $M=0$ のときの極限面内せん断力。

また、図中の一点鎖線は次式で示されるように、道示に基づいた許容断面力の相関曲線を表している。

$$(M^*)^p + (Q^*)^q = 1 / \nu_{B,req} \quad (13)$$

図中に示した荷重ケースに対する安全率を求めた結果を表-3に示す。なお、安全率 ν_u は次式を用いて算定した。

$$\nu_u = \frac{M_u}{M_l} = \frac{Q_u}{Q_l} \quad (14)$$

表-3 各荷重ケースに対する腹板の安全率
(中間支点上の腹板パネル)

荷重ケース		11, 12	13, 15	14, 16	17	18	19
設計	M_l / M_v	0.467	0.480	0.493	0.373	0.403	0.380
荷重	Q_l / Q_v	0.194	0.197	0.196	0.156	0.160	0.158
極限	M_u / M_v	0.731	0.732	0.738	0.730	0.738	0.731
強度	Q_u / Q_v	0.303	0.301	0.294	0.305	0.294	0.303
安全	ν_u	1.566	1.527	1.497	1.957	1.832	1.922
率	$\nu_{B, req}$	1.349	1.350	1.351	1.349	1.351	1.349

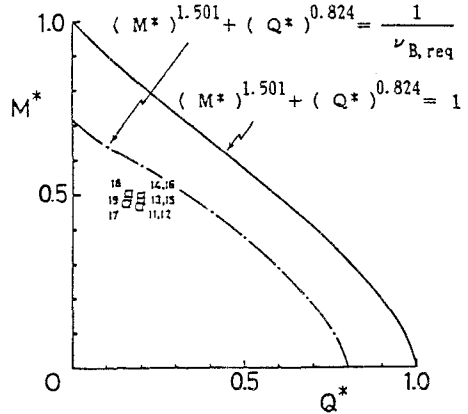


図-18 極限強度の相関曲線
(中間支点上の腹板パネル)

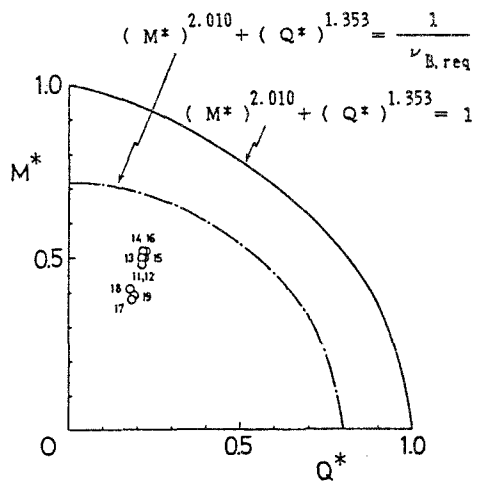


図-19 極限強度の相関曲線
(側径間上の腹板パネル)

表中、 M_1 および Q_1 はそれぞれ設計面内曲げモーメントおよび設計面内せん断力である。

b) 側径間上の腹板パネル（腹板厚変化部）

極限強度に基づき、対象とする腹板の座屈安定性の照査ならびに設計荷重に対する安全率を求める。

図－１９に極限強度ならびに

表－４ 各荷重ケースに対する腹板の安全率（側径間上の腹板パネル）

許容断面力の相関曲線をそれぞれ実線ならびに一点鎖線で示す。図中に実線で示された相関曲線は式(10)の通りであるが、指数は次式で与えられる。

荷重ケース		1 1	1 2	1 3	1 4	1 5	1 6	1 7	1 8	1 9
設計荷重	M_1/M_y	0.479	0.479	0.498	0.517	0.498	0.517	0.379	0.410	0.390
	Q_1/Q_y	0.213	0.214	0.215	0.217	0.220	0.222	0.185	0.179	0.191
極限強度	M_u/M_y	0.798	0.798	0.803	0.807	0.799	0.804	0.784	0.801	0.783
	Q_u/Q_y	0.355	0.356	0.347	0.338	0.353	0.345	0.382	0.350	0.383
安全率	ν_u	1.667	1.667	1.612	1.561	1.605	1.555	2.068	1.955	2.048
	$\nu_{a...}$	1.346	1.346	1.347	1.349	1.346	1.348	1.342	1.347	1.342

$$p = 2.010, \quad q = 1.353 \quad (15)$$

図中に数字で示された荷重ケースに対する安全率を求めた結果を表－４に示す。いずれも所要安全率より大きい。

c) 中央径間上の腹板パネル（純曲げ作用パネル）

純曲げ作用時の極限強度に基づき、対象とする腹板の座屈安定性の照査ならびに設計荷重に対する安全率 ν_u を求める。純曲げ作用時の腹板パネルの極限強度は次の通りであった。

$$M_u/M_y = 1.171 \quad (16)$$

設計せん断力の最大値 $(Q_1)_{\max}$ は 143 ton、 Q_y は 1775 ton であるから、せん断力の影響は次式に示すように十分小さいものと考えられる。

$$(Q_1)_{\max}/Q_y = 0.086 \quad (17)$$

純曲げ作用時の場合、水平補剛材は若干変形するが、偏心圧縮材として設計してあるので、腹板パネル全体の安全率は $\nu_u = 2.16 \sim 3.45$ となり、極限強度は設計曲げモーメントに対して十分な安全率をもっていることがわかる。

6. 結論

弾塑性有限変位解析結果より、本橋の腹板の座屈に対する安全性が十分確保されていることがわかったが、その座屈安定性照査の過程で得られた事柄を列挙する。

(1) 補剛材に囲まれた単一パネルについては、簡易照査法で得られた安全率と道示の所要安全率との比が比較的小さいものについて、極限強度に基づいて座屈安定性の照査を行い、その結果を表－２および図－１７に示した。そこで、次のことがわかった。

(a) 弾塑性有限変位解析により得られた極限強度に基づいて座屈安定性の照査を行った場合、基本設計における簡易照査式は十分安全性を有する。

(b) 今後設計架設される鋼桁橋の腹板パネルの座屈安定性照査法としては、本簡易設計法が使用できる。その場合、簡易照査法で得られた安全率と、道示の所要安全率の比が 1 に近いパネルについては、念のため弾塑性有限変位解析法に基づいて、その安全性を照査することが推奨される。

(c) 今後設計架設される鋼桁橋についても、本簡易照査法を用いて水平補剛材の位置、本数を決定することが推奨される。今後、相当数の橋梁について (b) による安全性照査を実施し、簡易法の妥当性を確立することが期待される。そのような意味において、現時点での弾塑性有限変位解析法の重要性が認識される。

(2) 補剛板構造になっている腹板パネルについては、図－６、図－１０および図－１３に示す解析モデルと要素分割を用いて、対象とする腹板の弾塑性有限変位解析を実施して、それぞれ図－１８および図－１９に示す極限強度の相関曲線と表－３および表－４に示す安全率を求めた。その結果、次のことがわかった。

(a) 本簡易照査法を適用し、かつ道示Ⅱ 8.6.2 に従い道示Ⅱ 2.2.1 の偏心圧縮材として水平補剛材を設計

する手法を併用した場合、腹板パネル全体の座屈に対して十分な安全性が確保されることが確認された。

(b) 本簡易照査法によって得られた安全率は、弾塑性有限変位解析法により計算された安全率より小さいので安全側であるが、両者の比は必ずしも一定ではない。したがって、今後種々のパラメータの組合せを有する相当数の橋梁について、本法と同じような安全性照査法を続けることにより、本簡易法の適用性が拡張されるものと思われる。

(c) これに関連して両者の比をすべての板パネルについてできるだけ一様にし1に近づけることが理想的である。

謝 辞

本研究に際し、種々ご便宜を賜った阪神高速道路公団の職員、ならびに本計算に必要な入力データの作成にご協力して頂いた正蓮寺川橋梁J Vのスタッフの方々に謝意を表する次第である。また、数値計算の実施ならびに出力データの整理には、当時大阪大学大学院の松永康男君（現在、運輸省勤務）および岐阜大学工学部の石川 孝君（現在、松尾橋梁(株)勤務）の協力を得た。ここに謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 大阪市土木局：尻無川新橋調査研究報告書，1979年 4月。
- 2) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982年。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，1980年 2月。
- 4) Klöppel, K. und Scheer, J. : Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, Band 1, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- 5) 小松定夫・奈良 敬・山口博章：初期不整を有し面内荷重を受ける板の混合法による弾塑性有限変位解析，昭和58年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I - 32，1983年 5月。
- 6) 奈良 敬・出口恭司・小松定夫：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol. 33A, pp. 141-150, 1987年 3月。
- 7) 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，pp. 1-14, 1975年10月。
- 8) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 205号，pp. 25-35, 1977年 9月。

(1989年10月12日受付)