

曲げが支配的な主塔を有する 長径間斜張橋の耐荷力に関する研究

LOAD CARRYING CAPACITY OF A LONG-SPANNED CABLE-STAYED BRIDGE

崎元達郎* 奈良 敬** 小松定夫*** 北沢正彦****
Tatsuro SAKIMOTO, Satoshi NARA, Sadao KOMATSU, Masahiko KITAZAWA

The Higashi-Kobe-Ohashi Bridge, which is going to be built on the express way along the coast of the Osaka bay by Hanshin Expressway Public Corporation, is a large scale bridge with central span length of 485 m, side span length of 200m each and pylon height of 150m. The special feature of this bridge is the improvement of dynamic response against wind and seismic forces by allowing longitudinal movements of the trussed main girder. In contrast to this advantage, the pylons have to sustain large bending moments in addition to axial compressive forces. In this paper, the ultimate strength of this bridge was evaluated by using the results of ultimate strength analysis for a framed model of the whole bridge and for component plates with multiple stiffeners. Further, requirements for ultimate strength design and the values of load factors are evaluated for a future load factor design of this kind of bridges.

1. 緒言

阪神高速道路公団において建設中の大阪湾岸線は、神戸、大阪、堺を中心とする港湾地帯および工業地域に発生する交通量の増加、並びに大都市圏通過交通に対処するための広域幹線高速道路である。本湾岸道路が神戸市域に進入する位置に、マルチケーブル型長径間斜張橋が建設されることになった。本橋の支間長は、200m+485m+200mであり、現時点では、世界でも有数の長大斜張橋である。その一般図を図-1に示す。

本橋は、柔構造的な考え方を応用したオールフリータイプの斜張橋で、主桁(トラス)は、四つの橋脚において図-2に示すペンデル支承で支えられ、二つの主塔からは図-3に示すケーブル支承で吊り下げられた構造をもっており、基本的には、橋軸方向変位が自由な構造となっている。したがって、支配荷重となる地震や風荷重に対する動特性に有利な構造となっているが、一方では、主桁の大きな橋軸方向変位により、主塔に大きな曲げが作用するので、これまでの斜張橋とは異なった挙動や破壊形態をとると考えられる。

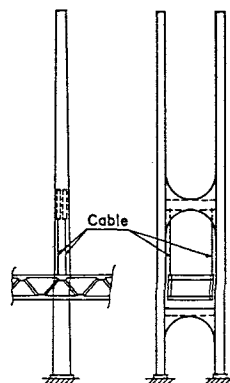
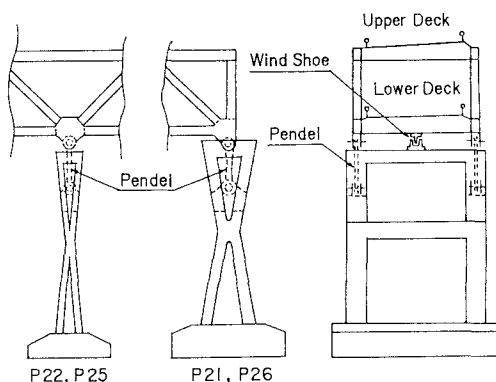
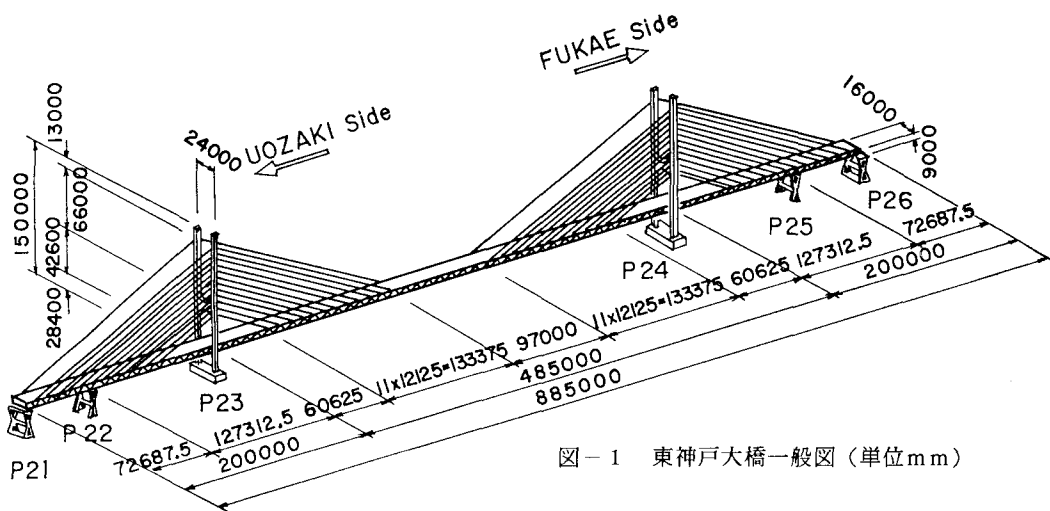
本論文の目的のひとつは、許容応力度法で設計されたこの様な長大橋の全構造としての終局強度を求めて、部材レベルで強度が照査される許容応力度法の設計結果と構造系全体の耐荷力とのバランスを比較検討する

* 工博 熊本大学教授 土木環境工学科

** 工博 岐阜大学助教授 土木工学科

*** 工博 大阪産業大学教授 土木工学科

**** 阪神高速道路公団 課長補佐 神戸建設部設計課



ことにより、許容応力度法の問題点や設計法の合理化の可能性等について検討を行うことである。

そこで、まず、文献 1) を基礎に開発した三次元骨組解析プログラムを用いて、構造全体系が種々の設計荷重の組合せを受ける場合について、その極限荷重を計算した。次に、骨組解析の結果、極限状態に達していると考えられる部材について、補剛板パネルの局部座屈の安定性を照査した。最後に、これらの解析結果を総合して、本橋の設計荷重に対する荷重係数を評価し、構造全体としての安全性についての考察を行った。

2. 三次元骨組としての弾塑性有限変位解析

2. 1 解析モデル

骨組解析には、文献 1) に示す弾塑性有限変位解析法を用いる。用いた仮定などについての詳細は、原論文に譲るが、本解析法の特徴は、せん断流理論の拡張により弾塑性ねじりを考慮できることで、von Mises の降伏条件と Plandtl-Reuss の塑性流れ理論を、断面分割法と組合せ、直応力度とせん断応力度の組合せ応力に対して、断面内、及び部材長さ方向の降伏を判定し、塑性域を追跡しつつ座屈不安定現象を含む崩壊荷重を求めることができる。

さて、実橋は細部も含めると非常に複雑な構造であるので、これをあるがままに解析することは、現時点での計算機の能力と経済性を考えると、相当の困難を伴う。ここで用いる骨組解析法は、具体的に断面内の

降伏を考慮できる薄肉はり要素を用いるものの、あくまで線構造物としての解析であるので、断面の広がりを持つ現実の部材と部材の結合は、軸線（図心線）と軸線の交差としてモデル化せざるを得ないし、また面（板）構造は取り扱えない。従って、計算機的能力や経済性と解析法上の制約を考慮しつつ、実橋の基本的性状をできるだけ損なわないよう、以下のように解析モデルを設定した。

a) 主塔及びケーブル支承

主塔は図-4（a）に示すように、柱と上下部水平材と斜支材からなる。上下部の水平材は、柱との結合点の大きなモーメントに抵抗するために、斜支材で補強された構造となっているが、美観上の配慮から両側面に円弧上のウェブ板を設け、斜支材は外からは見えない構造となっている。これらの部材を線材に置き換えることによる部材交点の不一致を考慮するため、部材の広がり分だけの剛なダミー部材を挿入して、結局、図-4（b）に示すように骨組としてのモデル化を行った。

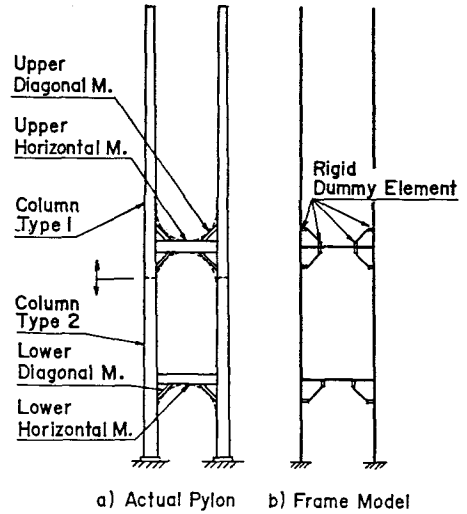


図-4 主塔のモデル化

主塔部材の断面形状は、上部の柱断面である柱タイプ1と下部の柱断面である柱タイプ2、及びその他（上下部水平材、上下部斜支材）の三種類に分類される。柱タイプ1と柱タイプ2は三室箱形断面であるが、内側ウェブのみ縦リブをならした等価板厚とした（溶接残留応力度分布には縦リブの影響を考慮）以外は、縦リブも断面要素として考慮した。その他の部材の断面は一室箱形断面であるが、縦リブを考慮したものとした。それぞれの断面形状を図-5に示している。

この際、上下部の水平材は、円弧状に高さの急変する張り出しウェブを有する変断面部材であるが、剛性の最小の中央断面で評価した等断面部材としてモデル化し、それに斜支材が取り付けられたものとした。また実際には、橋軸方向に同一の二部材を並列した構造である上部水平材は、

等価な一本の箱形断面部材としてモデル化した。ケーブル支承は、図-3に示した様に、橋軸方向に並列した上部水平材の各々からケーブルを下げ、橋軸方向に2点でトラス上弦材を吊る構造となっているが、解析モデルでは、全体に及ぼす影響は小さいと考えて、橋軸方向には1点で吊るよう単純化した。

b) 主桁

実橋の主桁は、図-6（a）に示すように、ワレントラスの上弦材間と下弦材間に横桁、縦桁を配し、鋼床版を設けた複床構造であるが、板と骨組の混合構造のモデル化が困難であること、主塔の耐荷力が解析の主眼であることを考慮して、諸剛性の等価な一本の薄肉箱形断面部材に置換することにした。すなわち、複床トラス桁は、図-6（b）に示すように、トラス組と鋼床板で構成される断面の図心を連ねた軸線位置の

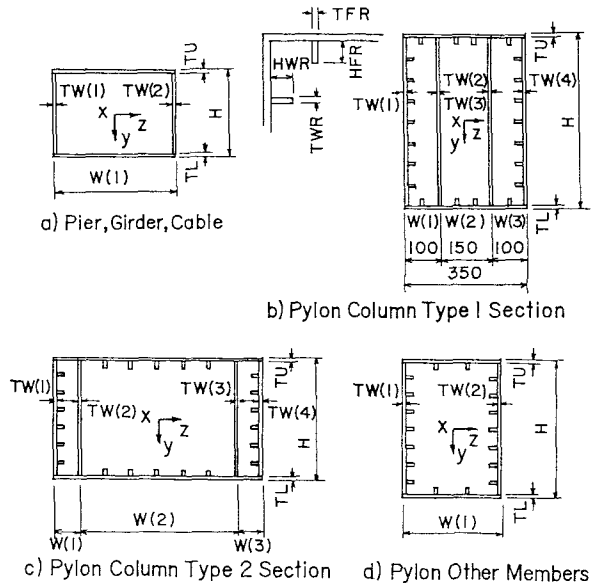
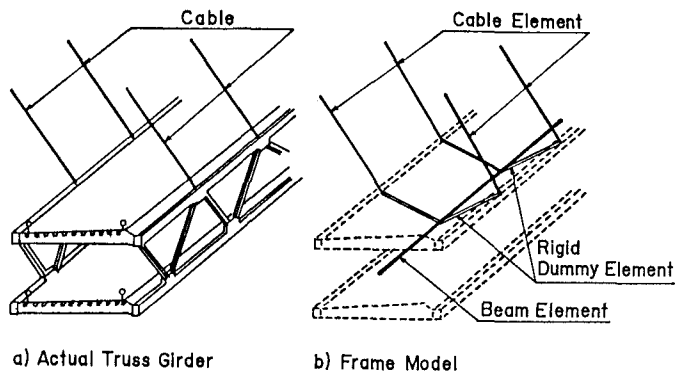


図-5 断面形状

はり部材と、その両側に突き出た十分剛なダミー部材でモデル化し、ダミー部材の両端にケーブル部材を結合する構造とする。等価な箱形断面は、トラス弦材とデッキプレート（Ｕリブ、縦桁を含む全幅有効）を有効断面とした断面積と断面二次モーメントを有し、デッキプレート（ $t=12\text{mm}$ ）を上下フランジとしトラスの斜材を等価な厚さの板に置換したウェブを持つ一室箱形断面としてのねじり定数を持つものとして作成した（図－５（ａ）参照）。

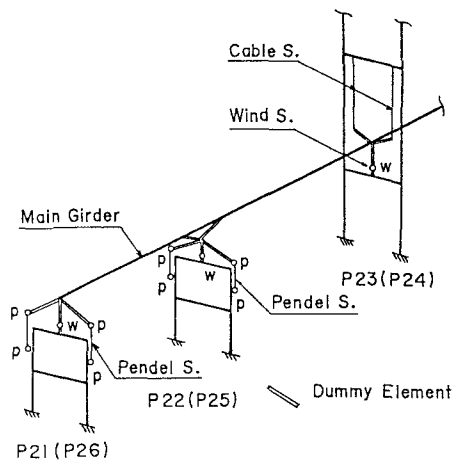


図－６ 複床トラス主桁のモデル化

このように定めた等価断面が妥当であるかあらかじめ検証するために、この断面を有する立体棒モデルを作成し、微小変位弾性計算によりたわみを計算し、他の計算法によるたわみ値と比較した。その結果、鉛直たわみについては、平面トラスモデルに比較して97.4%，風荷重に対する水平横たわみについては、立体FEMモデルと比較して94.3%，風荷重に対するねじれ角については、立体FEMモデルと比較して102.7%なる結果を得たので、妥当と判断した。

c) 橋脚、ペンデル支承、ウィンド沓

橋脚は図－２に示した様に、橋軸方向から見ると二層門型ラーメンであるが、側方から見るとX型の柱を有しており、断面形状も補剛リブを有する複雑なものであるが、全体の耐荷力にはその剛性のみが主に関係すると考え、一本の柱を有する単純な二層門型ラーメンにモデル化し、断面は、実部材と剛性が等価な一室箱形断面（補剛リブなし）に置換した（図－５（a）参照）。



図－７ 主桁の支持方法を示すモデル図

トラス桁は、ペンデル支承、ウィンド沓を介して橋脚（ $p21, p22, p25, p26$ ）に、ケーブル支承とウィンド沓を介して主塔（ $p23, p24$ ）に支持される。ペンデル支承では図－２に示した様に、橋軸方向変位と橋軸を含む鉛直面内での回転が自由であり、ウィンド沓では、橋軸に直角な水平横方向変位のみが拘束される。

図－７は、主桁が、ペンデル支承とウィンド沓とケーブル支承を介して橋脚と主塔に支持される構造をモデル化した骨組図を示している。解析においては、節点 p でペンデルの拘束条件を、節点 w でウィンド沓の拘束条件を満足するよう、部材端の境界処理を行った。

d) ケーブル

ケーブルは、非抗圧トラス部材として扱うこととし、部材との連結は剛結とした。断面は、設計値と同一断面積の中実正方形断面でモデル化することにする。

e) ダミー部材

ダミー部材は、主として主桁の断面の広がり性を考慮するために、主桁の剛性の2～4倍の剛性を有するダミー部材（ $A=5\text{m}^2$ ， $I_x=150\text{m}^4$ ， $I_y=I_z=100\text{m}^4$ ）と、その他の部材の断面の広がりを処理するために、剛性が一桁小さいダミー部材（ $A=2\text{m}^2$ ， $I_x=15\text{m}^4$ ， $I_y=I_z=10\text{m}^4$ ）を適宜用いた。

f) 初期応力

主塔を構成する部材の断面はできるだけ忠実にモデル化したので、構成板と縦リブの溶接による残留応力

を比較的忠実に考慮し、主桁部材については縦桁溶接による残留応力のみを近似的に考慮し、他の部材については単一箱形断面としての残留応力を近似的に考慮した。残留応力の大きさと分布については、文献2)を参照して、表-1のように仮定した。

死荷重(D)、プレストレス(P S)、支点沈下(S D)、製作・架設誤差(E)、地震時荷重(L E_q)および温度(T₁₅)による荷重は、節点外力として扱うのが困難なものもあるので、これらの影響を考慮して別途求めた断面力を荷重係数倍した断面力を計算し、初期応力として導入する。初期応力は、上記の残留応力と重ね合わせたものとなる。

g) 主塔の初期たわみと初期節点座標値

次の三段階を考えて、各荷重ケースの初期状態(漸増節点荷重載荷前)の節点座標を求めた。

i) 1.0 (D + P S) で製作キャンバーを考慮した完成系の形状(座標)になったものとする。

ii) S D, E, T₁₅, L E_qの各荷重は、所定の荷重係

数倍された初期応力状態として考慮するので、i)の状態に後述の荷重ケースに応じて 0.1 (D + P S) の初期断面力を加えた後、さらに

1.0 (S D₁ + E), 1.0 (S D₂ + E₂ + T₁₅), 1.0 (S D₂ + E₂ + T₁₅ + L E_q)

1.0 (S D₃ + E₂ + T₁₅ + L E_q) を初期断面力として付加し、導入後の座標を求める。

iii) 塔の初期たわみとしては、塔頂で橋軸方向及び橋軸直角方向の二方向に対して H / 1 5 0 0

(= 1 0 0 mm) の製作・架設誤差が生じるものとした時の弾性変形値を初期座標値として考慮する。

以上のことを考慮して得られる骨組解析モデルは、節点総数 4 1 5、部材総数 5 4 2、部材の種類総数 5 1 となる。節点番号の割付は、別プログラムで隣接節点番号の差が最小になるよう最適化して行った。結局、隣接節点番号の差の最大値は 2 0 で、帯マトリクスの幅の半分は 1 2 6 となり、解くべき全体剛性マトリクスの次数はほぼ 1 2 6 列 x 2 4 0 0 行となる。

2. 2 荷重の種類とその算出法

荷重の種類とその算出法の概略は以下の様である。

- 死荷重(D): 概略設計に用いた分布死荷重に対して別途計算した断面力を荷重係数倍して、初期断面力として導入する。
- プレストレス(P S): ケーブル支承を含む全ケーブル部材に、温度応力を考えた場合の軸力を計算し、荷重係数倍して初期断面力として考慮する。
- 製作・架設誤差(E₁, E₂): 塔頂で H / 1 5 0 0 = 1 0 0 mm のたわみが製作・架設誤差により生じると考え、この強制変位に対する断面力を荷重係数倍して初期断面力として導入する。柱の塔面内のたわみが共に内側に生じる場合を E₁、共に同じ側(山側)に生じる場合を E₂ とする。
- 支点沈下と支点回転(S D₁, S D₂, S D₃): 支点沈下は 5 0 mm、支点回転は 0.0015 radian 生じると考え、常時、風時、地震時の 3 ケースに対して、着目部材の応力が最大になるよう発生位置と方向を定めたものを、それぞれ S D₁, S D₂, S D₃ とする。支点沈下、回転は、海側及び山側の両支点を同時に変位させ、その時生じる断面力を計算し、荷重係数倍したものを初期断面力として考慮する。

表-1 残留応力度分布と強度・係数

鋼種	σ_y kgf/cm ²	σ_{rt} (T _R)	σ_{rc} (C _R)	σ_{rc-r} (R _c)	σ_{rt-r} (R _t)	C ₁	C ₂	C ₃
SS 41 SM 41	2400	2376 (0.99)	-720 (0.30)	-480 (0.2)	1440 (0.6)	0.767	0.160	0.767
SM 50Y	3600	3420 (0.95)	-830 (0.23)	-580 (0.16)	2160 (0.6)	0.810	0.168	0.748
SM 58	4600	4140 (0.90)	-920 (0.20)	-690 (0.15)	2760 (0.6)	0.828	0.172	0.742

- e) 温度荷重 (T_{15}): 全部材に -15.0°C の温度変化が生じた時の断面力を別途計算し、それらの値を荷重係数倍したものを初期断面力として導入する。
- f) 地震時活荷重 (L_{EQ}): 全支間に分布活荷重を満載した場合について、断面力を別途計算し、それらの値を荷重係数倍したものを初期断面力として導入する。
- g) 常時活荷重 (L_1): 塔の断面決定に支配的な場合として、中央径間に設計活荷重を満載した場合を考え(衝撃係数 1.05 の衝撃荷重を含む)、これを節点荷重に置換して漸増載荷する。
- h) 風荷重 (W_s): 設計荷重として与えられている静的荷重を載荷する。載荷方法は全橋一様載荷として、主塔の断面決定に支配的となった「斜風時 ($\theta = 60^{\circ}$)」の荷重強度を採用する。風荷重 W_s は、等価な節点荷重に変換し、漸増載荷する。
- i) 地震荷重 (EQ_L , EQ_T , EQ_{S1} , EQ_{S2}): 地震時の設計断面力は、スペクトル法による動的応答解析により求めている。地震波入力方向として $\theta = 0^{\circ}$ (橋軸方向), 30° , 60° , 90° (橋軸直角方向) について検討した結果、応力度と安定照査が最も厳しくなる地震の作用方向は着目部材により異なるので、塔断面が決定される $\theta = 30^{\circ}$, 60° を基本にし、必要に応じて $\theta = 0^{\circ}$, 90° の場合も考えることにする。地震荷重を $\theta = 0^{\circ}$, 30° , 60° , 90° に対して、それぞれ EQ_L , EQ_{S1} , EQ_{S2} , EQ_T とする。橋軸方向地震 ($\theta = 0^{\circ}$) については、一次モードが卓越しており、その変位モードと等価な強制変位を生じさせた時の節点反力を節点外力として評価する。

また数種のモードが含まれる、橋軸直角方向地震 ($\theta = 90^{\circ}$) については、動的解析結果の変位の R.M.S. (二乗和の平方根平均) 値と等価な強制変位に対する節点反力として、節点外力を評価する。

斜方向地震 ($\theta = 30^{\circ}$, 60°) についても、本橋の振動特性として橋軸方向と直角方向は連成しないので、それぞれの変位モードを独立と考えて、 $\sin$, $\cos$ のベクトル分解にて変位を評価し、同様に節点外力を算出した。

2. 3 荷重係数と荷重条件

荷重係数と荷重条件は以下のように定めた。

a) 死荷重 (D) の荷重係数

死荷重の内、主構鋼重と舗装自重が大きく他の重量は小さいが、架設時点で載荷される荷重は、全て設計に考慮してある。溶接及び塗料による重量増、HTB 孔による重量減等により死荷重の算定誤差が 5% ありとし、舗装の施工誤差及び 10mm のオーバーレイを考慮した試算を行うと、全死荷重に対する変動は 5.2% となるが、本橋の死荷重比率が大きいことも考慮して、安全側に $+10\%$ 見込む。すなわち死荷重に対する荷重係数を 1.1 とする。

b) プレストレス (PS) の荷重係数

架設時、管理ケーブル張力に対する誤差は、既往の斜張橋において 5% である。この誤差は、鋼重、架設機材、製作・架設精度等の種々の誤差を含んでおり、細分することはできない。本橋は架設しながらケーブル張力を管理するため、架設機材、温度等の誤差を考慮して、プレストレス (PS) にも 10% の変動を考える。従って、荷重係数を 1.1 とする。

c) その他の荷重 (SD , E , T , L_{EQ}) に対する荷重係数

支点沈下、回転 (SD) に対する荷重係数、製作・架設誤差 (E) に対する荷重係数、暴風時温度 (T) に対する荷重係数、地震時活荷重 (L_{EQ}) に対する荷重係数については、各荷重とも十分安全側に評価しており、変動はないものとして全て 1.0 とする。

d) 荷重条件

上記の固定荷重部の荷重係数を考慮して、本橋の安全性を検討すべき荷重条件を、以下の 6 ケースとした。

- 1) 活荷重 : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_1 + E_1) + \alpha_g \cdot L_1$
 - 2) 風荷重 : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_2 + E_2 + T_{15}) + \alpha_g \cdot W_s$
 - 3) $\theta = 30^\circ$ 地震荷重 : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_2 + E_2 + T_{15} + L_{EQ}) + \alpha_g \cdot EQ_{S1}$
 - 4) $\theta = 60^\circ$ " : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_3 + E_2 + T_{15} + L_{EQ}) + \alpha_g \cdot EQ_{S2}$
 - 5) $\theta = 90^\circ$ " : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_2 + E_2 + T_{15} + L_{EQ}) + \alpha_g \cdot EQ_T$
 - 6) $\theta = 0^\circ$ " : $1.1 (D+PS) + 1.0 (SD_2 + E_2 + T_{15} + L_{EQ}) + \alpha_g \cdot EQ_L$
- ここで、破線より前の項を固定荷重とし、後の項を漸増荷重とする。

2. 4 解析結果

2.1節g)項のように設定した座標値を有する系に対して、2.3節d)項で示した荷重条件の固定荷重を初期断面力として導入し、最終項の荷重を漸増する。荷重増分なしに変位が急増する荷重を耐力力とし、設計基準荷重との比 α_g の最大値を最大荷重係数 α_{gu} として求める。各荷重段階での各節点の変位、変形モード、断面内の塑性域の分布が求められる。

各ケースの最大荷重係数 α_{gu} と、崩壊状況をまとめたものを表-2に示す。ケース1の最大荷重係数が $\alpha_{gu} = 7.30$ と大きくなったのは、主た

表-2 骨組の耐力解析における終局荷重係数 α_{gu}

ケース	着目荷重	荷重条件	α_{gu}	崩壊状況
1	中央径間満載活荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_1+S_{D1})+\alpha L_1$	7.30	主桁支間中央に塑性ヒンジ
2	斜風時風荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_1+S_{D2}+T_{15})+\alpha W_s$	2.60	塔の面外曲げによる塔基部の降伏による変位急増
3	橋軸30°方向地震荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_2+S_{D2}+T_{15}+L_{EQ})+\alpha EQ_{S1}$	3.55	主塔基部、上下水平材、P22,P25基部に塑性ヒンジ、ケーブル破断
4	橋軸60°方向地震荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_2+S_{D3}+T_{15}+L_{EQ})+\alpha EQ_{S2}$	2.55	主塔及び橋脚の上下水平材、P21,P25,P26基部に塑性ヒンジ
5	橋軸直角方向地震荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_2+S_{D2}+T_{15}+L_{EQ})+\alpha EQ_T$	2.25	両主塔上下水平材両端に塑性ヒンジ、塔面内の機構崩壊
6	橋軸方向地震荷重	$1.1(D+PS)+1.0(E_2+S_{D2}+T_{15}+L_{EQ})+\alpha EQ_L$	3.65	両主塔基部に塑性ヒンジ 橋軸方向変位の急増

る部材断面が活荷重ではなく、風荷重または地震荷重で決定されているためである。ケース5の橋軸直角方向地震荷重($\theta = 90^\circ$)の場合に、最小の最大荷重 $\alpha_u = 2.25$ を得た。ケース5の崩壊は、上下水平材両端の斜支材取付け点に塑性ヒンジを発生した塔面内の機構崩壊と考えられるが、これは先に述べたように、長さ方向に断面寸法が急変する水平材断面を最小断面としてモデル化したため、実構造を過小評価したことにも原因があり、実際はもう少し耐力力は大きいとも考えられる。

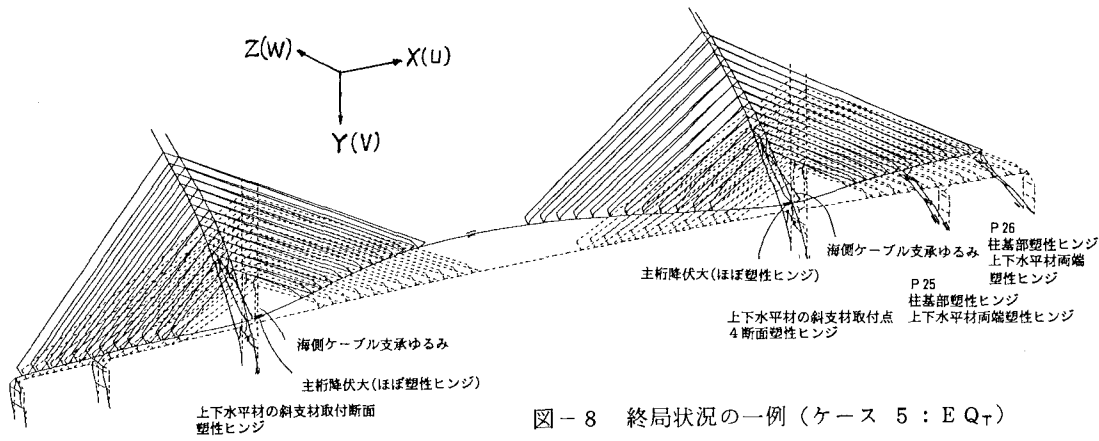


図-8 終局状況の一例 (ケース 5 : EQ_T)

崩壊時の変形図に、特徴的な現象を書き込んだものの一例を、ケース5（橋軸直角方向の地震）について図-8に示す。図-9は、同じケースの荷重たわみ曲線を代表的な節点について描いたものであるが、p23の塔頂変位(W192)は、上部水平材の降伏の増大に伴って $\alpha=1.5$ あたりから直線性を失うが、それ以外の点の変位は $\alpha=2.0$ 付近まではほぼ線形である。全ての点の変位は $\alpha=2.0$ を過ぎる付近から急増するが、これは、上部水平材が中立軸上の断面要素を残して、全断面降伏する荷重 $\alpha=2.05$ に対応しており、塔内の機構崩壊が形成されつつあることが確認される。

3. 補剛板パネルの弾塑性有限変位解析

3. 1 目的

本橋の構成板要素の局部座屈による強度低下を定量的に把握するために、補剛板パネルの弾塑性有限変位解析を実施した。本来、局部座屈を考慮した全体解析を行うことが理想であるが、それは現実問題として不可能である。また、すべての断面について局部座屈の安定性照査をおこなうことは工学的に無意味である。そこで、本橋全体を立体骨組モデルとして弾塑性有限変位解析を実施した2章の結果に基づいて、極限状態に達していると考えられる断面についてのみ、補剛板パネルの局部座屈の安定性を照査することとした。

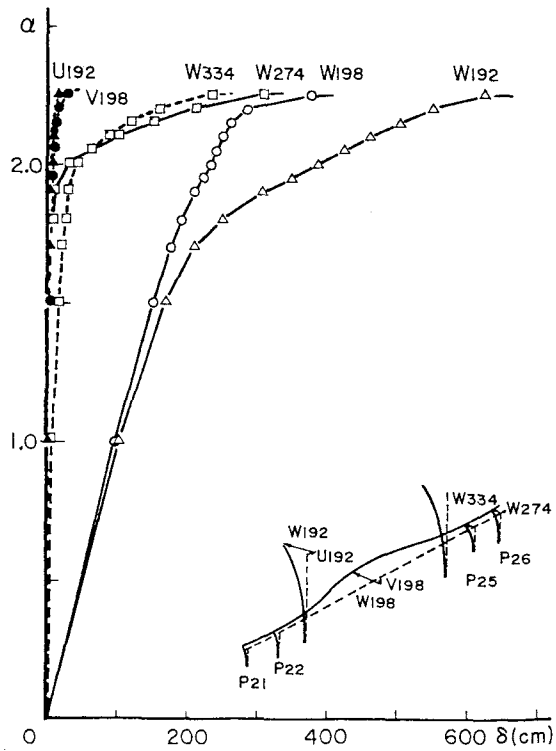


図-9 荷重-変位曲線（ケース5：EQ）

3. 2 解析モデル

本解析では、文献3)に示す弾塑性有限変位解析法を用いる。解析にあたっての仮定は次の通りである。(1) 等方等質性材料とする。(2) ひずみ硬化のない完全弾塑性体とする。(3) von Misesの降伏条件に従う。(4) Plandtl-Reussの塑性流れ理論に従う。(5) 変形前において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。(6) 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たわみとして考える。

本橋の主塔基部に着目すれば、図-10および表-3に示すように、最大6本の縦補剛材で補剛された板で構成されている。このように多くの補剛材をもつ板の極限強度については一般的

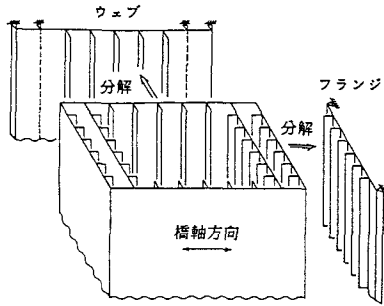


図-10 箱型断面部材と補剛板パネル

表-3 補剛板パネルの縦補剛材本数

部材位置	基 部			中間部	上部水平材			下部水平材	
部材番号	105	106	154	21	36	88	189	149	198
フランジ	6			4	2			7	
ウェブ	5			7	4			2	

な評価式がない上、構成板要素の極限強度を箱形断面部材のままで解析することは現時点では難しい。そこで、全体解析の結果、本橋の耐荷力に支配的であると判断された部材の補剛板パネルに面内曲げモーメント

Mと圧縮力Nが作用する場合について、弾塑性有限変位解析を実施する。

図-10に示すように、4枚の補剛板パネルに分解された面内曲げと圧縮を受ける補剛板の解析モデルについて以下に述べる。

a) 境界条件

面外の境界条件については周辺単純支持とする。面内荷重、すなわち面内曲げ圧縮応力の導入方法については、図-11に示すように、載荷辺 $X = \pm a/2$ に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、応力勾配 $\phi < 2$ の場合は偏心圧縮変位、 $\phi = 2$ の場合は剛棒の中心に回転変位を与える変位増分法とした。なお、実際の解析には変形の対称性から $X \geq 0$ の領域だけを対象としている。また、 ϕ は次式で与えられる。

$$\phi = \frac{2 (M/My)}{(N/N_y) + (M/My)} \quad (1)$$

ここに、 N_y および M_y はそれぞれ降伏圧縮荷重および降伏モーメントを表す。

b) 初期不整

初期たわみについては、縦補剛材の初期たわみの最大値 δ_0 と板パネルの初期たわみの最大値 W_{10} により与える。 δ_0 と W_{10} は道示に規定される製作誤差の許容値を導入する。すなわち、次式の通りである。

$$\delta_0 = a/1000, W_{10} = b/150 \quad (2)$$

残留応力については、文献2) による実物大の模型実験による測定結果に従うことにする。その分布形状は図-12に示す通りである。鋼種による残留応力度の大きさは次の通りである。

(i) SM58の場合

$$\begin{aligned} \sigma_{rt} &= 0.9\sigma_y, \sigma_{rt,r} = 0.6\sigma_y, \\ \sigma_{rc} &= -0.20\sigma_y, \sigma_{rc,r} = -0.15\sigma_y \end{aligned} \quad (3)$$

(ii) SM50Yの場合

$$\begin{aligned} \sigma_{rt} &= 0.95\sigma_y, \sigma_{rt,r} = 0.6\sigma_y, \\ \sigma_{rc} &= -0.23\sigma_y, \sigma_{rc,r} = -0.16\sigma_y \end{aligned} \quad (4)$$

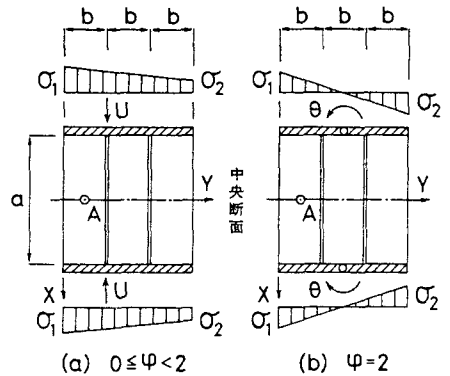


図-11 解析モデルと載荷方法

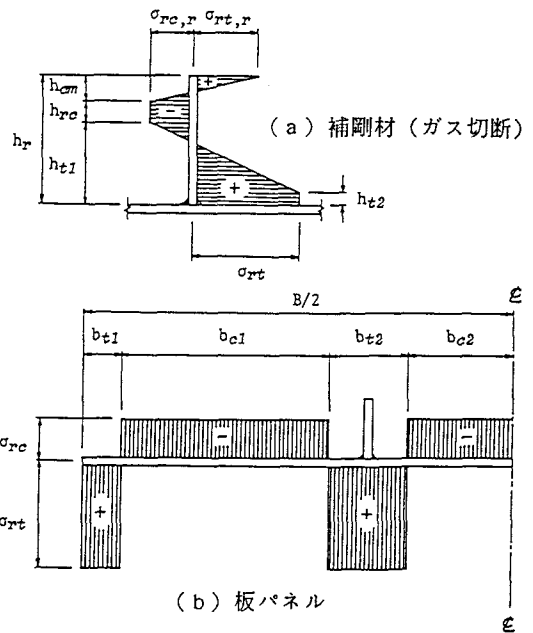


図-12 残留応力分布

3. 3 解析結果

本橋の全体モデルについて弾塑性有限変位解析を実施した結果、主塔基部ならびに主塔水平材において崩壊時の断面力が大きいことがわかった。そこで、最大荷重係数 α_{gu} が大きい荷重ケース1を除き、主塔基部（部材番号105、106、154）、主塔中間部（部材番号21）、主塔上部水平材（部材番号36、88、189）および主塔下部水平材（部材番号149、198）について、補剛板パネルの弾塑性有限変位解析を行った。その結果を以下に示す。

a) たわみ波形

極限状態におけるたわみ波形の一例を図-13に示す。図中、 W は付加たわみ、 W_0 は初期たわみである。

既に、文献3)において明らかにされているが、縦補剛材の剛比を圧縮補剛板の最小剛比にとっても縦補剛材が板パネルのたわみを十分に拘束することはできない。この傾向は縦補剛材が多くなるほど顕著になる。図-13からも明らかのように、 ϕ の値にかかわらず、5本以上の縦補剛材を有する主塔基部の補剛板パネルは、補剛板パネル全体のたわみ波形が卓越して崩壊に至っている。この他の補剛板パネルについても、同様の挙動を示した。

b) 極限強度

数値計算により得られた補剛板パネルの極限強度を表-4に示す。表中、 K_u は面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度を表す指標で、次式で与えられる。

$$K_u = (N_u / N_y) + (M_u / M_y) \quad (5)$$

ここに、 N_u および M_u はそれぞれ極限状態の圧縮荷重および面内曲げモーメントを表す。

縦補剛材が4本以上の補剛板パネルの場合、 K_u はほぼ1に等しい。2本の縦補剛材をもつ

主塔上部水平材のフランジは、純圧縮状態に近く、 K_u は若干1を下回る。2本の縦補剛材をもつ主塔下部水平材のウェブは、ほぼ純曲げ状態となるケース4とケース5の場合、 $K_u=1.3$ 程度になる。

c) 極限強度の相関曲線

主塔基部の補剛板パネルの極限強度の相関曲線を図-14に示す。その他の場合についても、縦補剛材の多い実的な補剛板パネルの極限強度の相関曲線は、おおよそ次式で与えられる。

$$(N_u / N_y) + (M_u / M_y) \approx 1 \quad (6)$$

ただし、上式で極限強度を評価した場合、 $\phi < 0.5$ の荷重状態では危険側の評価となることがある。また、 $\phi > 1.0$ では、逆に安全側の評価となる。

4. 橋梁全体構造の耐荷力の評価

4.1 全体構造の終局荷重係数 α_u

2章で述べた三次元骨組としての耐荷力解析の結果には、当然ながら断面構成板の局部座屈は考慮されていないので、終局強度 α_{gu} に達する前に、ある部材は局部座屈を生じている可能性がある。

そこで3章で求めた局部座屈強度を考慮して、橋梁全体構造の耐荷力を評価することを考える。ほとんどのケースで極限状態に達している主塔基部の断面に着目し、主塔基部の断面の補剛板パネルが局部座屈した時点を全体構造の耐荷力と考えることにして、以下のように計算した。

a) 骨組の耐荷力解析で得られる部材の弾塑性応力度分布を、各補剛板毎に板面内で数値積分し、補剛板に作用する軸力と面内曲げモーメントの組合せ(N , M)を求める。

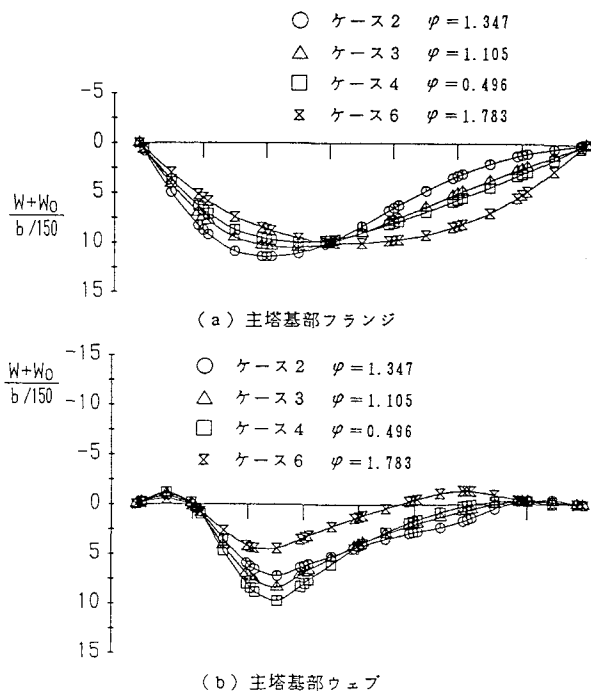


図-13 極限状態におけるたわみ波形

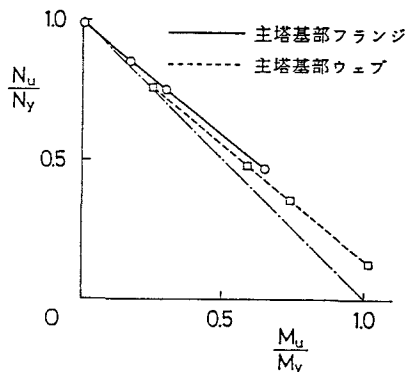


図-14 極限強度の相関曲線

b) これを荷重段階 α_g 毎に行い (N, M)_i の変動経路を求め、3.3節c) で求めた

補剛板の極限強度の相関曲線上に重ねて描くと、各ケースについて図-15のような線図が得られる。

c) ここで (N, M)_i の変動経路が、相関曲線を横切った点の荷重係数を α_{lu} とする。

d) 以上の検討を極限状態に達していると考えられる各部材について行い、 α_{lu} を求め、その内の最小値を 全体構造の終局荷重係数 α_u とする。

各荷重ケースに対する終局荷重係数 α_u を整理して表-5に示す。(ただし、ケース1は問題なしとして計算を省略した。)

4. 2 荷重係数設計法の観点からの考察

本橋は、道路橋示方書に準拠した許容応力度法に、耐風、耐震、有限変位等、種々の検討を加えながら設計されたものであるが、将来、この種の大規模橋梁に対して、荷重係数設計法を適用する可能性も考えられる。まだ種々検討すべきことも残されているが、ここでは支配的な荷重ケースである風荷重と地震荷重について、次のような照査式を考えた。

$$R > 1.1 (D + PS) + 1.0 (E + SD + T) + \gamma_g \alpha_{req} \cdot W$$

$$\text{および } R > 1.1 (D + PS) + 1.0 (E + SD + T + LEQ) + \gamma_g \alpha_{req} \cdot EQ$$

ここに、

R : 全体モデルの弾塑性有限変位解析による局部座屈を考慮した極限強度相当の荷重効果

γ_g : 全体と局部の連成座屈の影響、解析誤差などの影響を考慮した安全係数で1.1とする。

α_{req} : 風荷重 (W) の場合は、阪神公団式極値I型図で再現期間を約300年とした風速より求められる荷重係数で1.4とする。地震荷重 (EQ) の場合は、設計加速度応答スペクトルの平均値+2 σ 程度の巨大地震を想定して定まる荷重係数で、やはり1.4とする。

これらの値は、東神戸大橋技術委員会上部構造分科会 耐風設計幹事会 (主査 白石成人 京都大学教授) 及び、耐震設計幹事会 (主査 山田善一 京都大学教授) において定められたもので、詳細について

表-4(a) 補剛板パネルの極限強度 (その1)

荷重ケース	部材番号	2		3				
		105	154	105	154	106	21	36
フランジ	Nu/Ny	0.8532	0.8534	0.7819	0.7505	0.8237	0.5717	0.9098
	Mu/My	0.1702	0.1700	0.2586	0.2989	0.2014	0.4322	0.0093
	Ku	1.0234	1.0234	1.0414	1.0494	1.0251	1.0039	0.9191
ウェブ	Nu/Ny	0.3462	0.3568	0.4511	0.4782	0.4098	0.5330	0.0970
	Mu/My	0.7491	0.7363	0.6225	0.5898	0.6183	0.5463	0.9567
ブレース	Ku	1.0953	1.0931	1.0736	1.0680	1.0281	1.0793	1.0537

表-4(b) 補剛板パネルの極限強度 (その2)

荷重ケース	部材番号	3			4			
		189	149	198	154	36	88	149
フランジ	Nu/Ny	0.8836	0.8323	0.8637	0.4689	0.9039	0.9128	0.8791
	Mu/My	0.0514	0.1265	0.0885	0.6515	0.0187	0.0044	0.0698
	Ku	0.9350	0.9588	0.9522	1.1205	0.9227	0.9173	0.9489
ウェブ	Nu/Ny	0.0990	-1.1533	0.1364	0.7593	0.0708	0.0470	-3.124
	Mu/My	0.9541	1.3289	1.1422	0.2505	0.9912	1.0226	1.3289
ブレース	Ku	1.0530	1.1756	1.2786	1.0098	1.0620	1.0696	1.0165

表-4(c) 補剛板パネルの極限強度 (その3)

荷重ケース	部材番号	4	5			6	
		198	105	88	198	105	154
フランジ	Nu/Ny	0.8722	0.3703	0.9121	0.9320	0.9886	0.9856
	Mu/My	0.0721	0.7751	0.0056	0.0059	0.0007	0.0044
	Ku	0.9493	1.1454	0.9177	0.9378	0.9892	0.9900
ウェブ	Nu/Ny	0.1358	0.9093	0.0495	0.0208	0.1285	0.1238
	Mu/My	1.1430	0.0694	1.0193	1.3004	1.0119	1.0175
ブレース	Ku	1.2789	0.9787	1.0688	1.3212	1.1404	1.1414

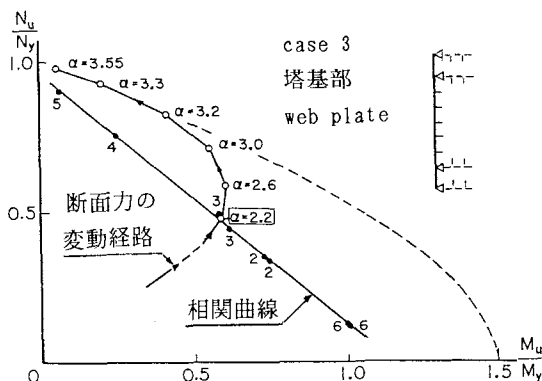


図-15 断面力の変動経路

ては、別途報告される
ものと思われる。

表-5 終局荷重係数 α_u

これらの必要荷重係数 $\gamma_g \cdot \alpha_{req}$ と前節4.1の解析結果を、表-5の最右欄に比較して示す。本橋の全体構造としての終局荷重係数は、必要荷重係数より全般に大きめの値となっているが、その最大の理由は、許容応力度法では、箱断面の隅に生じる最大応力度に対して許容応力度を満足するように断面決定されていることにあると考えられる。

荷重 ケース	骨組解析 荷重係数 α_{gu}	Fig. Webの別	局部座屈 荷重係数 α_{lu}	終局荷重係数 $\alpha_u = (\alpha_{lu})_{min}$	必要荷重係数 $\gamma_g \cdot \alpha_{req}$
2 (Ws)	2.60	Fig. Web	2.60 1.88	1.88	> 1.54
3 (EQ _{s1})	3.55	Fig. Web	3.20 2.20	2.20	> 1.54
4 (EQ _{s2})	2.55	Fig. Web	2.21 2.21	2.21	> 1.54
5 (EQ _r)	2.25	Fig. Web	2.19 2.25	2.19	> 1.54
6 (EQ _L)	3.65	Fig. Web	3.00 2.20	2.20	> 1.54

5. 結論

本研究の結論は以下のようにまとめられる。

- 1) まず、できるだけ実橋の性状を損なわないように三次元骨組モデルを作成し、有限変位弾塑性解析を行い、6つの荷重ケースについて、橋脚も含めた橋梁全体系の耐力を計算した。
- 2) 次に骨組解析の結果、極限状態に達していると考えられる部材について補剛板パネルを取り出し、弾塑性有限変位解析を行い、補剛板パネルの局部座屈に対する安定性を照査すると共に、多数の縦リブを有する板パネルが、軸力と面内曲げを受ける場合の極限強度の相関曲線を求めた。
- 3) 三次元骨組の耐力解析に局部座屈の影響を考慮するひとつの手法を提示し、それを用いて構成板の局部座屈を考慮した構造全体の耐力を求めた。
- 4) この種の大規模橋梁に対して、荷重係数設計法を適用する際の一試案として、照査式を提案した。
- 5) 以上の結果を総合して、本橋の全体構造としての耐力が、十分に安全であることを確認した。

謝辞

本論文は、阪神高速道路公団に設置された、東神戸大橋技術委員会上部工分科会（主査 小松定夫教授）で検討された、静的耐力に関する部分の一部をまとめたものである。有意義な御討議をいただいた委員各位に心から謝意を表します。また、解析にあたっては、J Vの山上哲示氏、松谷範彦氏初め、多くの皆様の御協力をいただいた。記して謝意を表します。数値計算は、骨組解析については、CRC センチュリリサーチセンタの電子計算機CRAY X-MP で行ない、補剛板パネルの解析は、岐阜大学計算機センターの FACOM M-760 にて実施した。

参考文献

- 1) 小松定夫、崎元達郎：Nonlinear Analysis of spatial frames consisting of members with closed cross sections, 土木学会論文報告書 No.252, pp.143-157, 1976.
- 2) 小松定夫、牛尾正之、北田俊行：補剛板の溶接残留応力及び初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.265, pp.25-35, 1977.
- 3) 奈良 敬、山田浩幸、松永泰男、小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度に関する研究、構造工学論文集、Vol.33A, pp.151-160, 1987.

(1989年10月2日受付)