

# 鋼・コンクリートサンドイッチ部材における 圧縮鋼板の終局強度特性

園田恵一郎<sup>1</sup>・鬼頭宏明<sup>2</sup>・柳原康男<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)  
<sup>2</sup>正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)  
<sup>3</sup>正会員 工修 三菱重工業(株) 高砂製作所プラント建設部 (〒676 高砂市荒井町新浜2-1-1)

本研究で対象とする鋼・コンクリートサンドイッチ部材とは、外殻としての薄肉鋼板の間にコア材であるコンクリートを充填しシアコネクタを介して両者を一体化したもので、沈埋トンネル函体等の大型断面を有する構造物に適用例が見られる。本研究は、サンドイッチ部材の耐荷性能に関与する一要因である圧縮鋼板パネルの局部座屈現象に着目し、パネル縦横比と初期応力度・たわみ量を因子とした計20体のモデル供試体の静的曲げ載荷実験と非線形有限要素法等の数値解析により、その変形と圧縮力分担性状等の終局強度特性を検討したものである。また広範な因子に対するパラメトリック解析を行い、既存の土木学会・鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)での圧縮鋼板の終局強度評価法の妥当性を検証した。

**Key Words :** composite structure, sandwich beam, immersed tunnel, skin steel plate, buckling, ultimate strength under compression

## 1. 緒言

本研究で対象とする鋼・コンクリートサンドイッチ(以下、サンドイッチ)部材は、外殻材としての薄肉鋼板の間にコア材としてのコンクリートを充填し、外殻組立時に補剛材として設けられる型鋼リブ等のシアコネクタを介し両者を一体化し、それらが共働して曲げ、せん断および軸力等の作用断面力に抵抗する合成構造部材である。この種のサンドイッチ構造<sup>1)3)</sup>は、その優れた耐荷力特性・耐久性に加えて施工の省力化に伴う経済性が認識され、現在土木構造物に広範に用いられている鉄筋コンクリート(以下、RC)構造に代替するものとして、研究・開発が推進されている構造形式<sup>1)6)</sup>である。その施工事例は、沈埋トンネル<sup>7)9)</sup>を始め、地中連壁<sup>10)</sup>、防波・護岸堤ケーソン<sup>11)</sup>等に見られ、近年の土木構造物の大型化ならびに急速施工の必要性和相まって今後その需要は更に高まるものと考えられる。

上述のようにその有用性を評価されたサンドイッチ構造であるが、その耐荷力性能を損なう要因<sup>2)</sup>として、①コアコンクリートのせん断破壊、②シアコネクタの局所破壊そして③外殻鋼板の局部座屈等の

課題があり、それらの機構解明ひいては合理的な終局強度評価法の確立が望まれている。これらの内、①に対応する体系的な研究例としてはサンドイッチはりのせん断破壊に関する実験<sup>12)</sup>・解析<sup>13)</sup>等が、②には板鋼シアコネクタの荷重-変形関係に関する実験<sup>14)15)</sup>等が挙げられるが、③に主眼を置いた研究報告例は数少なく<sup>16)</sup>、この課題に対する検討が急務とされている。

本研究は、沈埋トンネル函体上床版部や側壁部に見られるような曲げを受けるサンドイッチ板を対象に、その圧縮側外殻鋼板パネルの局部座屈現象に関連する終局強度特性を実験ならびに数値解析的手法により検討し、サンドイッチ構造の合理的設計手法の開発に資することを目的としている。

実験的手法としては、シアコネクタを兼ねる補剛リブにて境界づけられた圧縮側鋼板矩形パネルを着目座屈パネル(以下、パネル)とし、その形状(縦横比と幅厚比)、初期応力度ならびに初期たわみ量を因子とした計20体のサンドイッチはり供試体を作成し、静的2点載荷方式によりパネル設置スパンに純曲げを与えその挙動、特にパネルの座屈開始以降の変化を観察・計測した。一方、数値解析的手法とし

表-1 供試体の諸元

No.	Name	Mat [1]	Steel Plate ( $t=3.2\text{mm}$ )											Re- Bar	PC Bar			
			View Panel			Initial Deflection; $\delta_0$				Initial Stress; $\sigma_0$								
			$B^*$	$b^*$	$a^*$	$\frac{a}{b}$	$\frac{b}{t}$	$\delta_0^*$	[2]	$\frac{\delta_0}{t}$	$\frac{\delta_0}{b}$	$\sigma_0^{**}$	[3]			$\frac{\sigma_0}{f_y}$	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{sa}}$	$P_s$ (%)
1	N2025	A	350	250	200	0.80	78	0.0	C	0.00	0.00	—	—	—	—	3.18	1.09	—
2	N2040	A	450	400	200	0.50	125	0.0	C	0.00	0.00	—	—	—	—	2.95	0.85	—
3	N3030-2	E	400	300	300	1.00	94	-1.5	M	-0.47	-5.0	—	—	—	—	3.05	0.96	—
4	N3030-1	C	400	300	300	1.00	94	-1.0	M	-0.31	-3.3	—	—	—	—	3.05	0.96	—
5	N3030-0	E	400	300	300	1.00	94	0.0	M	0.00	0.00	—	—	—	—	3.05	0.96	—
6	N3030+1	D	400	300	300	1.00	94	0.7	M	0.22	2.33	—	—	—	—	3.05	0.96	—
7	N3030+2	E	400	300	300	1.00	94	1.5	M	0.47	5.00	—	—	—	—	3.05	0.96	—
8	N3035	A	450	350	300	0.88	109	0.5	C	0.16	1.43	—	—	—	—	2.95	0.85	—
9	N4020	A	300	200	400	2.00	63	0.5	C	0.16	2.50	—	—	—	—	3.36	1.27	—
10	N4025	A	350	250	400	1.60	78	1.0	C	0.31	4.00	—	—	—	—	3.18	1.09	—
11	N4040-1	C	450	400	400	1.00	125	-3.0	M	-0.94	-7.5	—	—	—	—	2.95	0.85	—
12	N4040-0	A	450	400	400	1.00	125	0.5	C	0.16	1.25	—	—	—	—	2.95	0.85	—
13	N4040+1	D	450	400	400	1.00	125	1.0	M	0.31	2.50	—	—	—	—	2.95	0.85	—
14	P2030	B	400	300	200	0.67	94	0.0	C	0.00	0.00	850	F	0.23	0.84	3.05	0.96	0.71
15	P3020	B	300	200	300	1.50	63	1.0	C	0.31	2.50	950	L	0.26	0.49	3.36	1.27	0.95
16	P3030-1	C	400	300	300	1.00	94	-1.0	M	-0.31	-2.5	320	F	0.09	0.37	3.05	0.96	0.71
17	P3030-0	B	400	300	300	1.00	94	0.0	C	0.00	0.00	569	C	0.16	0.66	3.05	0.96	0.71
18	P3030+1	D	400	300	300	1.00	94	0.7	C	0.22	2.33	790	F	0.25	0.91	3.05	0.96	0.71
19	P4040-1	C	450	400	400	1.00	125	-2.0	M	-0.63	-5.0	270	C	0.08	0.57	2.95	0.85	0.63
20	P4040+1	D	450	400	400	1.00	125	3.3	M	1.03	8.25	526	F	0.15	1.12	2.95	0.85	0.63

[1] Material Constants Index ; See Table 2

[2] Position of Initial Maximum Deflection ; Midspan / Corner

[3] Shape of Distribution of Initial Stress ; Flat / Linear / Concave ; See Fig.3

Notation;  $B$  is breadth of steel plate ;  $a$ ,  $b$  and  $t$  are length, breadth and thickness of view panel, respectively ;  $p$  is ratio of steel area to concrete area.

Unit; \* in mm ; \*\* in  $\text{kgf/cm}^2$  ;  $\delta_0/b$  ( $\times 10^{-3}$ )

では、上記パネルをモデル化した板部材の弾性解析<sup>17),18)</sup>ならびに弾塑性有限変位解析<sup>19),20)</sup>による座屈解析を行い実験結果に考察を加えた。更に、神戸港港島トンネル沈埋部等の実構造設計<sup>8)</sup>を対象とした広範なパラメトリック解析から、既存の鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)<sup>1)</sup>におけるパネルの終局強度評価法の妥当性を吟味した。

## 2. サンドイッチはり供試体

### (1) パネルの形状設定

パネルの形状は、設計例<sup>2)</sup>等で用いられる鋼板厚( $t_d = 9 \sim 12\text{mm}$ )と横または縦補剛材間隔( $a_d = 600 \sim$

1500mm:  $b_d = 600 \sim 3000\text{mm}$ )を勘案し、その縦横比と幅厚比の範囲( $a_d/b_d = 0.4 \sim 1.7$ ,  $b_d/t_d = 50 \sim 333$ )を目標に設定した。すなわちパネルを含む外殻鋼板厚( $t$ )を補剛材としての形鋼の溶接可能な最小厚の3.2mmとし、それに準じ上記目標値を基に補剛材間隔( $a$  or  $b$ )を200~400mmとした。各供試体に対するパネル形状値とパネルを中央に設けた外殻鋼板の概略を各々表-1、図-1に、さらにパネルの詳細図を図-2に示す。以下横補剛材間隔( $a$ )を側辺長、縦補剛材間隔( $b$ )を(圧縮)載荷辺長と呼び、供試体名称番号は両者の組合せとした。

なお、補剛材にはコンクリート部からの拔出しを防ぐためにL形鋼( $h_L 40 \times b_L 20 \times t_L 5$ )を用い、その寸法は設計例での $h_{Ld} = 100 \sim 250\text{mm}$ ,  $b_{Ld} = 75 \sim 150\text{mm}$ ,

表-2 材料の特性値

Index	Steel Plate			Concrete		
	$f_{sy}$	$E_s$	$f_{su}$	$f_c$	$E_c$	$\nu_c$
A	3266	2.04	4609	288	2.53	0.21
B	3659	2.10	4337	261	2.63	0.20
C	3446	1.95	4077	289	1.85	0.20
D	3518	2.10	4127	306	2.19	0.20
E	3178	1.97	4558	347	2.42	0.21

Notation;  $f_{sy}$ ,  $f_{su}$  are yielding point and ultimate strength, respectively :  $E$  is elastic modulus :  $\nu$  is Poisson's ratio

Unit in  $\text{kgf/cm}^2$ :  $E_s$  ( $\times 10^6$ ):  $E_c$  ( $\times 10^5$ )

$t_{LP}=7\sim 15\text{mm}$ に対し、上述の供試体外殻鋼板と設計例に対する寸法比率に概ね対応している。

(2) 供試体の形状諸元と使用材料の特性

前述の外殻鋼板2枚をその両端に設置するエンドプレート( $t=12\text{mm}$ )2枚とせん断補強材を兼ねる $\phi 16$ 鋼棒16本(図-3側面図内8本の縦点線参照)により鋼板間隔、すなわちコアコンクリート充填厚 $293\text{mm}$ で組立てた後、レディミクスト早強コンクリートを打設し供試体を製作した。その概要を図-3に示すが、供試体の外形は全長(L)1800mm、全幅(B)300~450mm、全高(H)300mmである。

補強材として、引張鉄筋D19をかぶり70mmで4本、上記組立用鋼棒に加えてスターラップ筋D16を両せん断スパンに4本ずつ平均間隔140mmで配置した。縦補剛材を含む鋼板断面比( $p_s$ )と引張鉄筋による主鉄筋比( $p$ )を表-1に、外殻鋼板(SS400相当)の降伏点( $f_{sy}$ )、弾性係数( $E_s$ )、引張強度( $f_{su}$ )とコアコンクリートの圧縮強度( $f_c$ )、弾性係数( $E_c$ )、ポアソン比( $\nu_c$ )を表-2に記す。なお、鋼板の定着端の破壊を防止するため供試体の端部は鋼製枠(エンドプレート)で補強されており、本供試体は鋼板の着目パネルのある純曲げ区間で破壊するように設計されている。

(3) パネルへの初期応力の導入

パネルの初期応力は、外殻鋼板の設計に考慮する施工時応力(主としてフレッシュコンクリートの側圧による鋼殻応力)の検討に係わる項目である。ここでは全20体の内7体の供試体のパネルを含む外殻鋼板にプレストレスによる初期応力の導入を行った。具体的には、コンクリート打設前に両端のエンドプレート間に $\phi 19$ のPC鋼棒3本(図-3側面図内の横点線参照)を圧縮縁からかぶり60mmで貫通させその両端をボルト締めし、外殻鋼板が局部座屈しない範囲内、すなわちパネルを周辺単純支持板とした

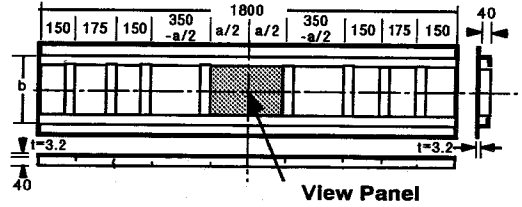


図-1 供試体の外殻鋼板

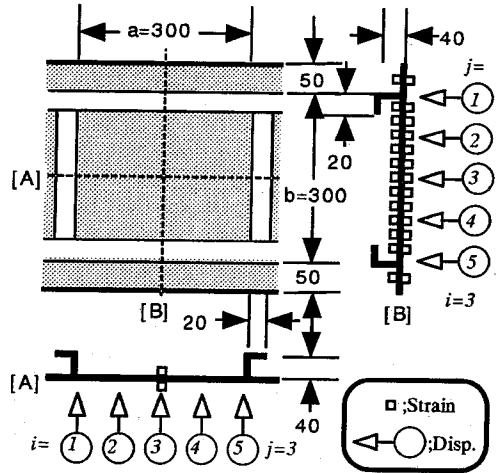


図-2 着目パネル詳細例と計測機器の配置

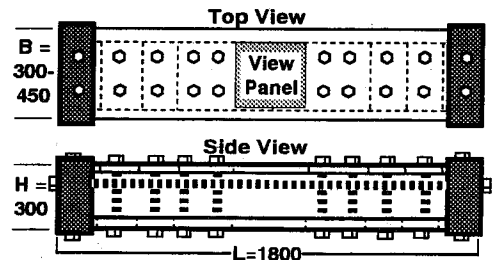


図-3 供試体外殻組立図

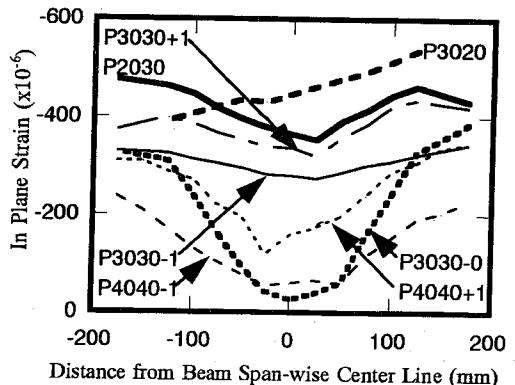


図-4 初期応力導入状況

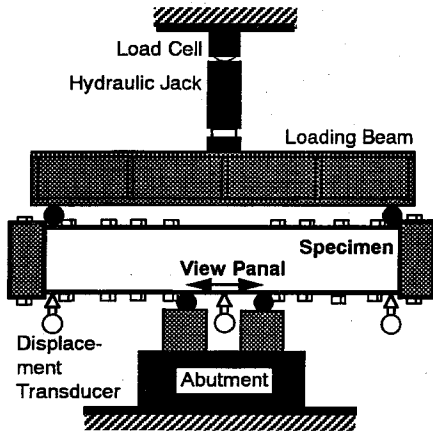


図-5 曲げ載荷形式

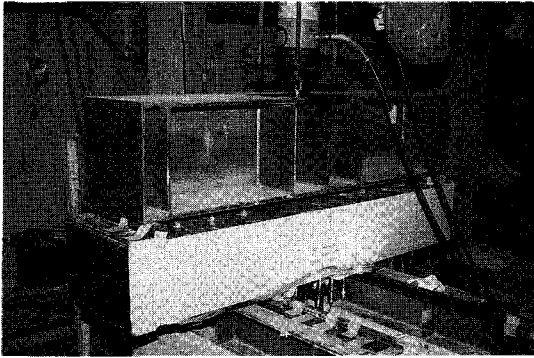


写真-1 実験風景

座屈応力( $\sigma_{ss}$ )以下で圧縮力を導入した。導入2日後での各供試体のパネル中央での面内圧縮のはり幅方向分布を図-4に、図から求めた平均初期圧縮応力度( $\sigma_0$ )とPC鋼棒設置による複鉄筋比( $p'$ )を表-1に記す。

#### (4) パネルの初期たわみ量

パネルの座屈挙動に関与する初期たわみ(変形)量は、コアコンクリート硬化後にパネル辺長を縦横各4等分割した計25交点にてレベル測量した。各パネルの最大初期たわみ値( $\delta_0$ )を反コアコンクリート面方向を正として表-1に示す。その発生位置はパネル中央部に限らず、パネル隅角部にも見られた。なお、供試体名末尾の数字は初期たわみ量の指標で、同一形状パネル群にてその絶対値が1mm以内で最も小さいものを"0"とし、それを基準に負値が増す程コアコンクリート面方向へ相対的に大きな初期たわみを有し、一方正値が増す程反コアコンクリート面方向へ大きなたわみを有することを示す。

### 3. 曲げ載荷実験方法

#### (1) 載荷・支持方式

載荷・支持装置の概要を図-5ならびに写真-1に示す。載荷源には容量100tonfの油圧ジャッキを用い、検力計、載荷はりとし丸鋼棒を介して、載荷スパン1600mmで2点載荷した。また支持方式はパネル側辺長( $a$ )の両端から100mm加えた距離で丸鋼棒による単純支持とした。すなわち、供試体中央の支持スパン内に一樣な負曲げを加えることによりその区間内の下面の外殻鋼板に設けた着目パネルに面内圧縮力を与えた。

#### (2) 測定項目

##### a) 鋼板のひずみ

着目パネルの圧縮力分担特性と座屈開始状況を調べるために、図-2(Strain)に示すようにパネル側辺中央線上はり幅方向に25mm間隔で鋼板の両面にひずみゲージを貼付した。なお上記1.(3)の初期応力の管理・計測にもこのゲージを用いた。また引張側鋼板の中央点の両面にも同様の処理を施した。

##### b) パネルの面外変位

鋼板とコンクリート間の肌離れ量と座屈変形形状を計測するために、図-2(Disp.)に示すようにパネル辺長を縦横各4等分割した計25交点に変位計を設置した。なお肌離れ量は、パネル辺上の補剛材の拔出量はなく補剛材位置での鋼板はコンクリートの変位に等しいとし、その値を基準に算出した。具体的には図-2にて各変位計の位置番号を側辺長( $a$ )方向に $i=1\sim 5$ 、また載荷辺長( $b$ )方向に $j=1\sim 5$ とした両指標の組み合わせで与え、計測された各たわみ量を $\Delta_{ij}$ 、それらから算定する各肌離れ量を $\delta_{ij}$ とすれば、パネル周辺の補剛材位置での $\delta_{ij} = 0$  ( $i=1,5$  or  $j=1,5$ )より、 $i=2\sim 4$ の各列に対して両者の関係は、 $\delta_{ij} = \Delta_{ij} \cdot \Delta_{i1} - (\Delta_{i5} - \Delta_{i1})(j-1)/4$ とする。

また、上記外の項目として、供試体の載荷端での下方変位、引張鉄筋とPC鋼棒の軸ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみの計測とコンクリートのひびわれ進展状況の観察を行った。

### 4. 座屈解析方法

サンドイッチ部材の一般的解析法としてコアコンクリート部を考慮し非線形有限要素法を用い供試体全体の挙動を解析することが考えられるが、現状ではモデル化を含めた解析手法自身に検討すべき課題が残されているとの指摘<sup>16)</sup>もあり、ここでは本研究の着目パネル単体をモデル化した面内圧縮力を受

表-3 各境界条件に対する式(4)の係数值

Boundary Condition	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
1) Simple - Simple	1.61	4.06	5.69
2) Simple - Clamped	3.33	15.1	13.9
3) Clamped - Clamped	0.813	4.46	3.39

when  $a=b$  &  $\nu=0.3$

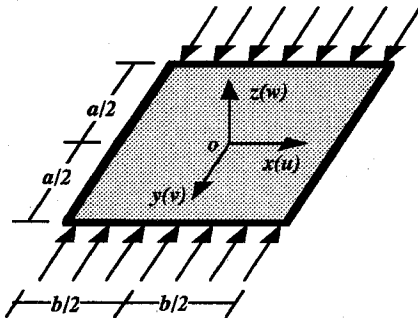


図-6 圧縮パネルとその座標系

ける板部材(以下、圧縮パネル)の座屈ならびに終局強度特性の解析を行った。

(1) 圧縮パネルの弾性座屈解析

図-6に示すような一方向一様圧縮を受ける弾性板の座屈荷重は周知のように固有値問題<sup>17)</sup>として取扱われるが、図-1の着目パネルの境界条件の取り方には検討が必要である。ここでは曲げに対して単純支持、固定、面内変形に対しては、図-6の側辺； $x=\pm b/2$ にて $x$ 方向変位 $u$ を自由または拘束の条件を組み合わせて解析し、実験結果との対応から妥当な境界条件を選択した。なお、面内変形に関する条件の前者は通常板曲げ問題にて採用されているもので、後者の条件に対しては以降側方拘束と呼称する。

(2) 圧縮パネルの座屈後解析(Mode)

座屈後の弾性板の大変形解析は簡単なモードの仮定に基づくエネルギー法がよく知られている<sup>18)</sup>。単純支持板に対する解析解は既に文献<sup>18)</sup>に与えられているので、これと他の境界条件を含めた解析法を以下に示す。

図-6に示す側辺長( $a$ )と載荷辺長( $b$ )から成る矩形板を考え、その中央に原点を置き、側辺直交方向に $x$ 軸を載荷辺直交方向に $y$ 軸を採る。ここで、 $x,y$ 方向の面内変位関数を $u,v$ 、 $z$ 方向面外変位関数を $w$ を次式により与える。4.(1)での検討項目内側方拘束条件より式(2)；側( $x$ )方向変位関数( $u$ )は、板の両端( $x=\pm b/2$ )で拘束された状態； $u=0$ を充たすものである。

$$v = C_1 \sin \frac{4\pi y}{a} \cos \frac{2\pi x}{b} - ey \quad (1)$$

$$u = C_2 \sin \frac{4\pi x}{b} \cos \frac{2\pi y}{a} \quad (2)$$

a) 周辺単純支持

$$w = f \cos \frac{2\pi x}{b} \cos \frac{2\pi y}{a} \quad (3a)$$

b) 載荷辺固定一側辺単純支持

$$w = \frac{1}{2} f \cos \frac{2\pi x}{b} \left( 1 + \cos \frac{4\pi y}{a} \right) \quad (3b)$$

c) 周辺固定

$$w = \frac{1}{4} f \left( 1 + \cos \frac{4\pi x}{b} \right) \left( 1 + \cos \frac{4\pi y}{a} \right) \quad (3c)$$

ここに、 $f$ は板中央での面外変位、 $C_1, C_2$ は定数で、 $e$ は強制変位方向の平均ひずみである。上記1次モードで構成された変位関数より $w$ に関する2次項を付加したひずみ成分を誘導し、面内力と曲げによる両ひずみエネルギーを算出した後ポテンシャルエネルギー極小の条件より定数を決定すれば、 $f$ と $e$ の関係が得られ、簡便な代数処理により板の座屈後挙動が求められる。一例として、 $\nu=0.3$ の正方形の解を式(4)と表-3に示す。

$$f = \sqrt{\frac{\alpha \Delta e - \beta^2}{\gamma}} \quad (4)$$

(3) 圧縮パネルの弾塑性有限変位解析(FEM)

鋼板の降伏点、初期導入応力分布形状ならびに初期たわみ量が座屈挙動に及ぼす影響を定量的に評価するために有限要素法による弾塑性有限変位解析を行った。

使用した解析手法<sup>19),20)</sup>；「補剛板構造の弾塑性有限変位解析のための専用プログラム・USSP」は、定ひずみ三角形要素にて離散化を行い、材料非線形性をPrandtl-Reussの関連流動則に従う等方完全弾塑性体として導入し、同時に幾何非線形性を移動座標法を用いて考慮するものである。

解析はパネルの形状と荷重の対称性よりその四半領域を対象とし、変位増分制御で求解した。解の収束性等に関する試行の結果、(1)要素分割方式は正方形板で $4 \times 4$ の等分格子状、(2)初期たわみ量( $w_0$ )は板厚( $t$ )の $1/50$ 、そして(3)変位増分量は圧縮方向に $2 \times 10^{-3} \text{mm}$ とした。なお、初期たわみ形状は境界条件を満たし最大値 $w_0$ を有する1次モードとした。

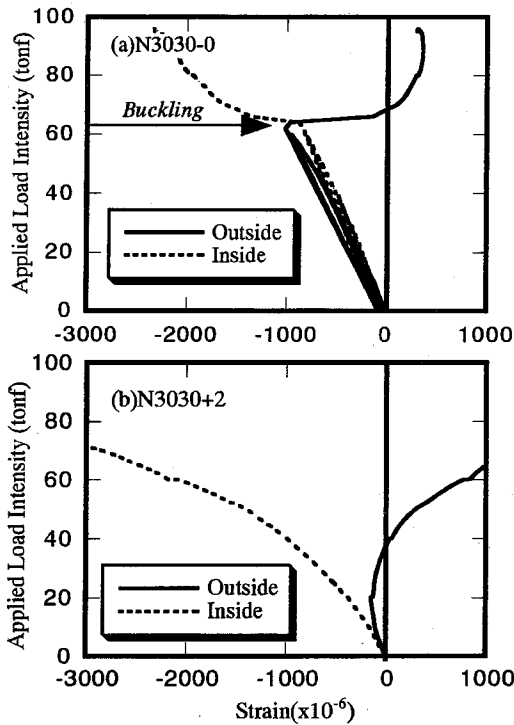


図-7 パネル中央でのひずみ挙動と座屈判定

## 5. 実験結果

### (1) パネルの座屈開始状況

実験でのパネルの座屈開始判定は、パネルの表裏の各ゲージ値の正負への分岐点すなわち一様圧縮状態に対し曲げ成分が急増する点にて行い、座屈応力はその際のパネルの平均圧縮応力とした。そのため反コアコンクリート面方向(正方向)に初期たわみを有するパネルの数例では載荷開始段階より曲げ成分が顕在し明確な座屈点が定義できなかつた。このような挙動はFEM解析にて大きな初期たわみを考慮した際にも発生した。上述の実例として、図-7にパネル形状が同一( $a=b=300$ )で初期たわみ量の異なる2例；a)  $\delta_0=0.0$ , b)  $\delta_0=+1.5$ に関するパネル中央表裏、すなわちコアコンクリート面に対して外側と内側のひずみ挙動を示す。

実験にて観察された座屈モードを図-8に例示する。描画は3(2b)に示した手法によりパネル周辺の面外変位を平面に基準化して行い、明度が上がる程つまり黒から白に近づくにつれて反コアコンクリート面方向へ相対的に大きな変形量が発生していたことを示している。図は座屈モードの次数(半波数)に関連が深い縦横比に着目して供試体中最大のものから最小のものへと3例を示した。注目すべき点は単一圧縮パネルでは縦横比の増加に伴い座屈モードの

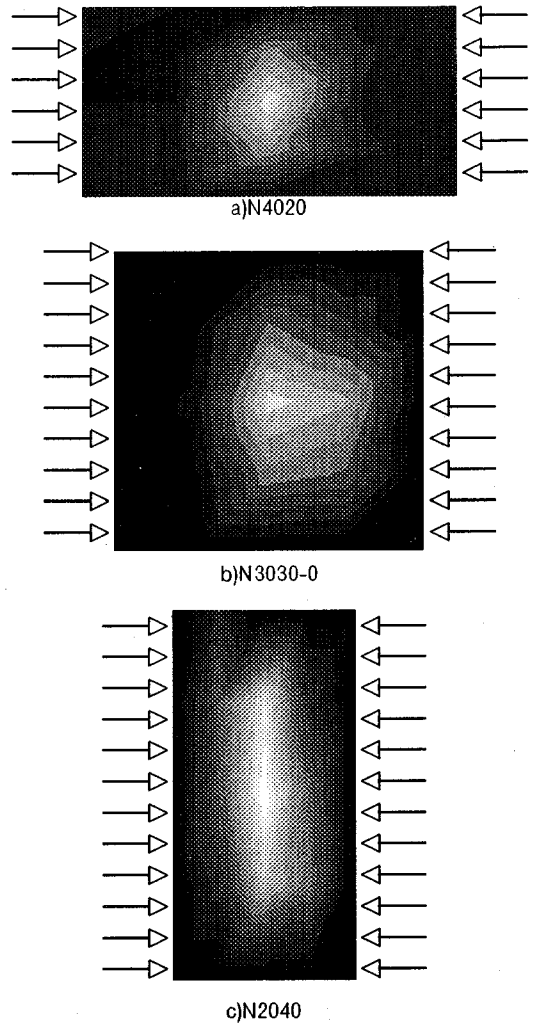


図-8 座屈時の面外変形モード

次数も増加し正負の面外変形が生じるが、ここではコアコンクリート側にパネルが変形できず結果として2次以上のモードが生じ得ないことにある。得られた全座屈モードは若干の偏心ならびに供試体全体の曲げ挙動に伴うパネル側辺に沿った反座屈方向の曲率が存在するもののこの3例に代表されるような1次モードと判断できた。なお、唯一異なる挙動を呈した供試体N3030-2については5.(3)にて後述する。

表-4に座屈応力( $\sigma_{cr}$ )の実験値と対応する各種解析値を列記する。FEM解析では面外変形(後述図-10,11内肌離れ量参照)の急増点での平均圧縮応力を示し、コアコンクリート面方向(負方向)の初期たわみを除く初期不整を定量的に導入した。除外理由はパネルを単一板としてモデル化したために、コアコンクリート面方向へのたわみの増大に抗するコン

表-4 パネルの座屈応力と終局強度

No.	Name	Buckling Stress $\sigma_{cr}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )										Ultimate Strength $\sigma_{ult}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )				
		Eigen Value Analysis <sup>7)</sup>					Present Analysis									
		[1]; Exp.	[1] $f_{\sigma}$	[2]; SS	[1] [2]	[3]; CC	[1] [3]	[4]; Mode CCR	[5]; FEM CCR	[1] [5]	[6]; Exp.	[6] $f_{\sigma}$	[7]; FEM CCR	[6] [7]	[8]; Theo. ref <sup>20)</sup>	[6] [8]
1	N2025	3266	1.00	1268	2.58	3203	1.02	2579	2299	1.42	3266	1.00	2740	1.19	1984	1.65
2	N2040	2215	0.68	636	3.48	2278	0.97	2077	1835	1.21	2215	0.68	2184	1.01	1240	1.79
3	N3030-2	3168	1.00	864	3.67	2021	1.57	1440	1534	2.07	3178	1.00	2268	1.40	1603	1.98
4	N3030-1	non	-	864	-	2021	-	1440	1676	-	3071	0.89	2405	1.28	1661	1.85
5	N3030-0	1824	0.57	864	2.11	2021	0.90	1440	1534	1.18	2330	0.73	2268	1.03	1603	1.45
6	N3030+1	488	0.14	864	0.56	2021	0.24	1440	0	-	2278	0.65	2424	0.94	1742	1.31
7	N3030+2	0	0	864	0	2021	0	1440	0	1.00	1659	0.52	1933	0.86	1603	1.03
8	N3035	1035	0.32	630	1.64	1550	0.67	1217	1227	0.84	2333	0.71	2103	1.11	1417	1.67
9	N4020	3266	1.00	1885 <sup>2</sup>	1.73	3865 <sup>3</sup>	0.85	2810	3129	1.04	3266	1.00	3130	1.04	2480	1.32
10	N4025	1864	0.57	1207 <sup>2</sup>	1.54	2594 <sup>2</sup>	0.72	1774	2071	0.90	2914	0.89	2511	1.16	1984	1.47
11	N4040-1	non	-	471	-	1099	-	810	918	-	2536	0.74	2017	1.26	1246	2.04
12	N4040-0	1115	0.34	471	2.36	1099	1.01	810	921	1.21	1099	0.34	1946	0.56	1240	0.89
13	N4040+1	622	0.18	471	1.32	1099	0.57	810	0	-	1981	0.56	2036	0.97	1306	1.52
14	P2030	2047	0.57	161	12.7	1925	1.06	1442	1602	1.28	3220	0.88	1814	1.78	1776	1.81
15	P3020	1642	0.45	994 <sup>2</sup>	1.65	3083 <sup>2</sup>	0.53	1830	2595	0.63	3289	0.90	2680	1.27	2665	1.23
16	P3030-1	non	-	294	-	1452	-	870	1221	-	3426	0.99	1863	1.84	1661	2.06
17	P3030-0	1469	0.40	544	2.70	1701	0.86	1120	1527	0.96	2588	0.71	2221	1.17	1776	1.46
18	P3030+1	1397	0.40	74	18.9	1231	1.14	650	0	-	3482	0.99	1582	2.19	1742	2.00
19	P4040-1	non	-	201	-	829	-	540	804	-	2479	0.72	1703	1.46	1246	1.99
20	P4040+1	137	0.04	<0	-	573	0.24	284	0	-	3348	0.95	1378	2.43	1306	2.56

Superscript on buckling stress value refers to the half wave number of the mode(m); m=1 where nothing is indicated. Boundary condition; SS(Simple-Simple) :CC(Clamped-Clamped) :CCR(Clamped-Clamped & inplane-wise Restricted) "non" in Column [1] shows no buckling has occurred.

"0" in [1] or [5] shows the additional bending moment due to initial deflection has been observed at the start of loading.

クリートと鋼板間の反力を評価し得なかったことによる。またその他の解析；表-4内[2,3,4]では初期不整の導入が難しく、各パネル形状に対して得られた座屈応力から表-1に示した平均初期応力( $\sigma_0$ )を先行載荷荷重として減じたものを示しており、初期たわみ量については考慮していない。

表-4に示すようにコアコンクリート面方向に初期たわみを有するものを除く全ての供試体においてパネルの座屈発生が確認されたが、それと同時に破壊に至ったものはなく、パネルは後述する後座屈挙動を呈し、耐力を保持した。なお、上記除外条件内で座屈発生したN3030-2については後述する。

表-4から、まず初期たわみ量が少なくかつ初期応

力のないパネルについて実験値と解析値の関係を概観すれば、通常参照される境界条件の下での固有値解析結果では周辺固定(表中[3];CC)が実験値に近い値を与えるものの若干過大な評価となった。一方、上述の境界条件(CC)に加えて側方拘束を付加した2種(表中[4];Mode CCRと[5];FEM CCR)は解析手法の違いがあるもののほぼ同等の値を示しかつ実験値に近く上述のように過大な評価を与える例も少なかった。ここで実験供試体でのパネルの側方すなわち圧縮軸直交方向への可動性を考えると、その側辺を構成する補剛材はコアコンクリートと一体化されており、コアコンクリートの側方変形は曲げ圧縮力に起因するポアソン比( $\nu_c$ )効果が挙げられるが、 $\nu_c$ はバ

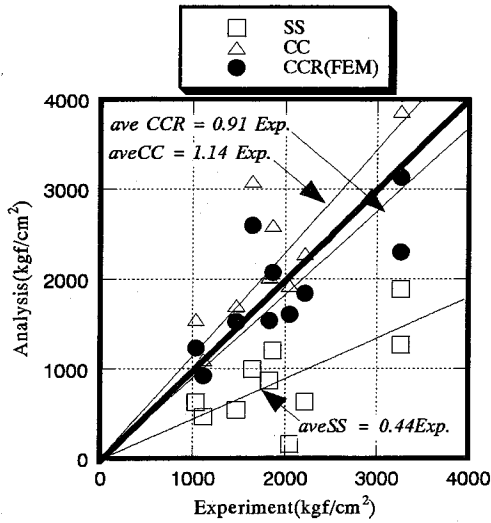


図-9 座屈応力に関する実験値と解析値の相関

ネルのそれ( $v_s$ )に比して小さく結果的に拘束作用が生ずるといった推察に後者の条件(CCR)が符合すると思われる。

図-9は表-4の座屈開始応力についての実験値と各解析値の相関を図化したものである。図中解析結果の実験結果に対する相関性の指標として、表-4内の各境界条件の下でのデータ群を原点を通過させて一次回帰した直線を併記する。以上座屈モードと座屈応力に関する実験値と解析値の整合性より、ここで用いたL型鋼の補剛材により境界づけられかつコンクリートと一体化された外殻鋼板パネルの境界条件は、圧縮載荷相対2辺が固定-固定、側2辺が固定-固定かつ側方拘束された2軸圧縮状態に相当した。なお、圧縮辺固定-側辺単純支持等の異なる境界条件下での解析も行い同様な検討を行ったが、より優れた相関性は得られなかった。よって以下の解析では前記の境界条件を用いた。

## (2) パネルの座屈後挙動

座屈後のパネルの挙動を典型的な供試体N3030-0を中心に解析結果を交えながら説明する。

### a) 鋼板とコンクリートの肌離れ

パネル中央での離間量、すなわち鋼板とコンクリートの肌離れ量とパネルの平均圧縮ひずみとの関係を図-10に示す。図中横軸はパネル圧縮辺間距離すなわち側辺長を単位としたひずみ量に相当し、実験値ではコンクリート圧縮縁ひずみの測定値、解析値(FEM)では変位増分量の総和をモデル側辺長で除した値そして解析値(MODE)では式(1)の $e_k$ に対応する。なお、コンクリートの圧縮縁ひずみは、供試体スパン中央すなわち着目パネル設定位置のコアコン

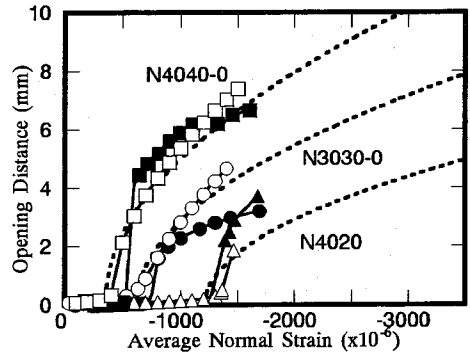


図-10 肌離れ量と平均圧縮ひずみ

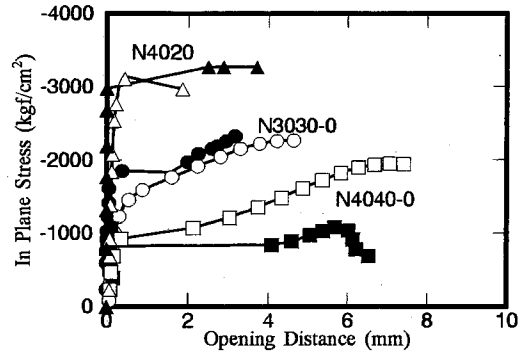


図-11 肌離れ量と面内応力

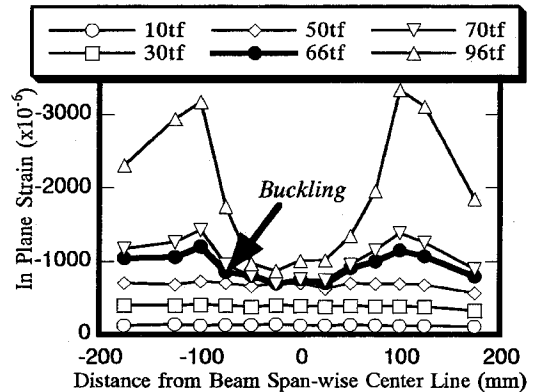


図-12 面内ひずみのはり幅方向分布 (N3030-0)

クリート側面上縁に貼付した60mm長のゲージにより測定したスパン方向すなわちパネル圧縮軸方向のひずみ量である。図には実験値(黒印)、解析値(FEM, 白印)と同(MODE, 点線)を、N3030-0を基準に縦横比の大きなN4020と幅厚比の小さいN4040-0の3例を示す。

図より縦横比が大きくなると肌離れ発生点すなわち座屈開始応力が大きくなり、幅厚比が小さくなると肌離れ量が大きくなる傾向が実験・解析の両値より分かる。N3030-0の実験値が両解析値を下回るのは図-8b)に示すように座屈モードの中心がパネル中



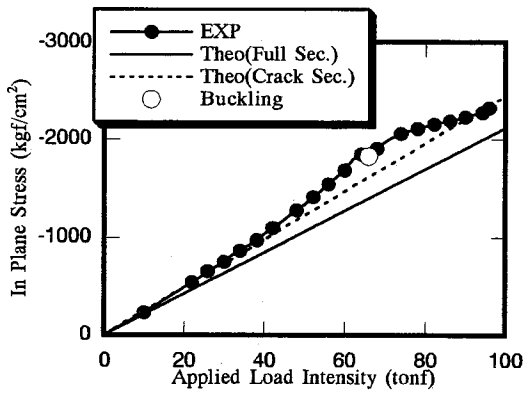


図-13 面内圧縮応力と載荷荷重(N3030-0)

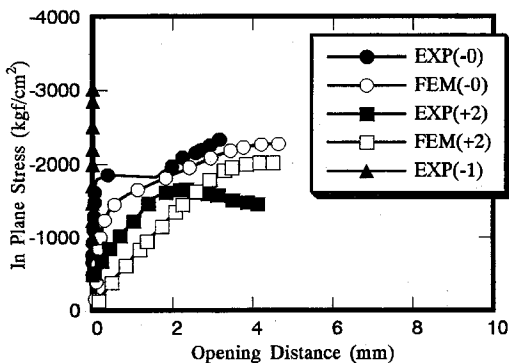


図-14 肌離れ量と面内応力(N3030シリーズ)

央点からずれていることに、またN4020の解析値(MODE)が他の2者より肌離れ量が小さいのは前者が弾性域を想定しているのに対し後者は表-4内No.9の $[1]f_{sy}$ が示すように座屈点は鋼材の降伏点に入り弾塑性域に存在していることによると推察できる。

更に図-11には図-10と同表記で肌離れ量とパネル面内応力の関係を示す。なお、パネル面内応力とはパネル本体のひずみ値から得られるもので図-10の横軸に用いた平均圧縮ひずみとは肌離れ発生後では独立な量であることを付記する。両図よりここで用いた両解析法(Mode, FEM)は実験での座屈後の挙動に及ぼすパネルの形状(縦横比・幅厚比)の影響を良好に評価しうるといえる。

### b) パネルの圧縮力分担特性

N3030-0のパネル中央での面内圧縮ひずみのはり幅方向分布の載荷段階に伴う変化を図-12に示す。座屈発生まではパネル全幅にわたり一様な圧縮状態にあるが、一旦座屈するとパネルの面外変形によりひずみはパネル中央で停留し、その不足分を補うように両端のそれが増加し、分布形状は凹型に遷移した。最終的には圧縮に抵抗し得ない中央部に対し、その両端部にある有効幅を持った圧縮束が形成され

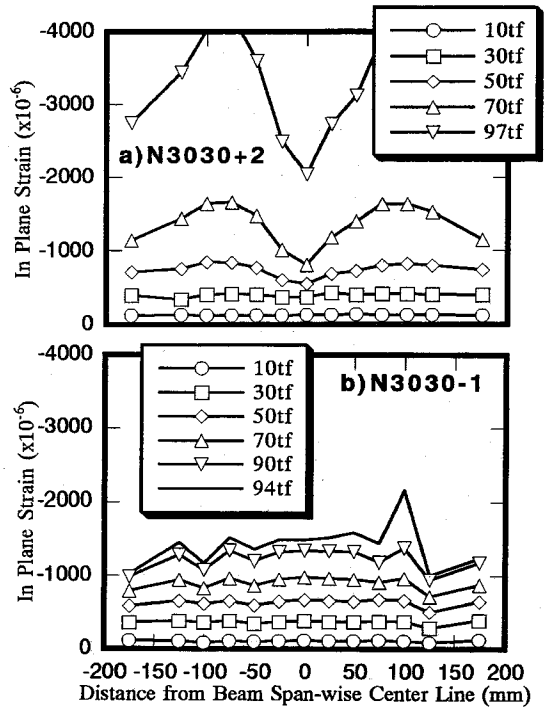


図-15 面内ひずみのはり幅分布

ていることが分かる。

更に、同図のひずみ分布を応力換算した後、はり幅方向に沿って数値積分した値すなわちパネルに作用する全圧縮力をはり幅断面積で除し平均化することにより得られたパネルの面内圧縮応力と載荷荷重との関係を図-13に示す。座屈点を過ぎてもパネルの圧縮力の増加傾向は急変することなく若干鈍化する程度であり、座屈発生後もパネルは圧縮部材として十分機能していたと言える。また、図中に平面保持の仮定の下に全断面有効ならびにひび割れ断面を想定した場合のはり理論値2例を示すが、実験値は概ねひび割れ断面を想定した理論値に沿って増加しており、巨視的に見ればパネルすなわち外殻鋼板とコアコンクリートの一体化が健全で両者間に有意なずれがなかったと推察できる。

### (3) 初期たわみが及ぼす影響

図-14に上述のN3030-0と同形状で正負の初期たわみを付加させた2例の肌離れ量とパネル面内応力の関係を示す。図より正(反コアコンクリート面方向)の初期たわみを有するN3030+2ではその初期たわみのために載荷初期よりパネルに付加曲げが作用し明確な座屈点を持たずほぼ一定傾きで肌離れ量が増加した。一方負(コアコンクリート面方向)の初期たわみを有するN3030-1では載荷終了まで肌離れすなわ

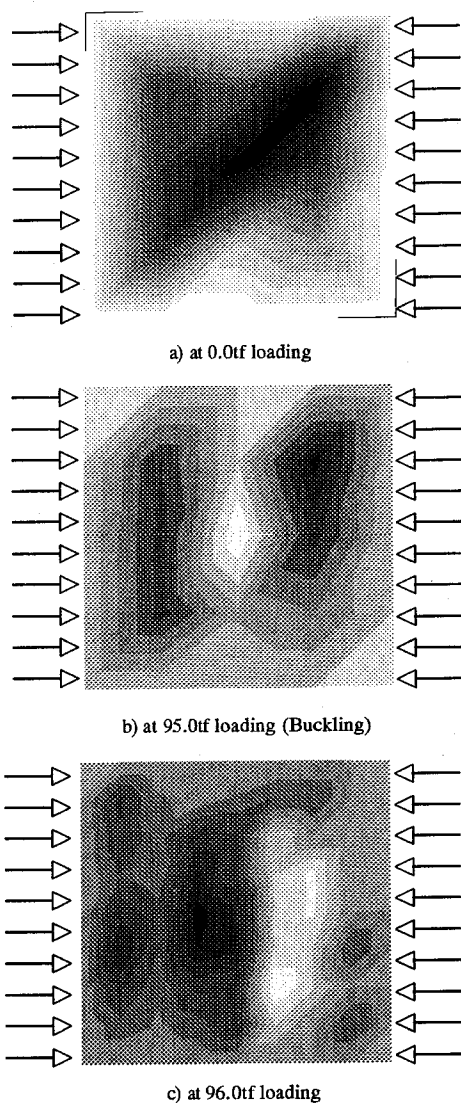


図-16 面外変形モード(N3030-2)

ち座屈現象を示さなかった。これは負の初期たわみにより圧縮下のパネルはコアコンクリート側へはらみ出そうとするがパネルの変形に抗するコンクリートの反力によりその面外変形が拘束されるためと考えられる。なお、他の初期たわみを有するパネルの挙動も概ねこの2例に代表されるものであり、全般にわたり初期たわみの量が正值へ増加するほど、パネルの終局強度は減少し一方肌離れ量は増加する傾向が見られた。なお、併記したFEM値は負の初期たわみは考慮できないものの正值に対しては良好に評価しえると言える。

N3030-0に対する図-12に相当するものを上述の2例に対して描いたものが図-15である。座屈発生を境にひずみ分布が平坦から凹形に遷移したN3030-0

に対し、正の初期たわみを有するN3030+2は載荷荷重の増加に伴い徐々に凹形状となり、一方負のN3030-1では一貫してパネル全幅にわたって圧縮力を分担する平坦な形状を保ち、初期たわみ値の差異により三者三様の様相を呈した。

最後に負の初期たわみを有した5例のパネルの内唯一座屈現象が観察されたN3030-2の面外変形モードを図-16に示す。初期たわみはやや右上がりではあるが中央で最大値を有する凹形状のものであった。座屈時には中央部が凸状にその両脇が凹状で見かけ上3次モードの変形が見られ、その後僅かな荷重の増加により凸部が右に移動し左に凹部を残した2次モードへと遷移した。周知のように正方形の座屈は1次モードに支配されるもので、上記のモードの遷移は初期たわみ形状に起因するコアコンクリートの反力に拘束されながらも高次のものから低次のものへと安定化する過程とも考えられる。このように初期たわみを有するパネルがたわみに則した方向への変形を拘束されながらも座屈しうるか否かは、理論的あるいは数値解析的な検証を要するが、それは今後の課題に譲りたい。

#### (4) 初期応力が及ぼす影響

初期たわみの影響が混在しないN3030-0とP3030-0の挙動を比較したものが図-17である。表-4の結果を併せ見れば、初期応力を付加した後者が前者より低い座屈応力値を示しているものの導入した平均初期応力度( $\sigma_0$ )に比してその差は小さい。また、終局強度から見れば初期応力の影響はほとんど確認できない。図-4に示された初期応力の分布形状から分かるように、パネル幅が大きくなるとShear lag現象により、中央部の応力が大きく低減している。このような分布形状が初期応力の座屈に与える影響を緩慢にしており、更に終局強度の近傍では座屈変形による応力の再分配も相まってこの傾向を助長したものと推察できる。

その他のパネルでは初期たわみが混在していて初期応力が与える影響のみを明確に言及できないが、実験値とFEM値を比べれば、表-4のように後者は前者の終局強度を低く評価しているが、その変形挙動は図-18に示すように追跡可能であった。

また、ここでもコアコンクリート側への初期たわみの影響は大きく、その種の不整を持つパネルは初期応力を導入しても座屈挙動を呈さなかった。

#### (5) パネルの終局強度

実験から得られたパネルの最大圧縮応力、サンドイッチ構造設計指針(案)<sup>1)</sup>(以下、指針案)での算定値の基礎となる理論値<sup>2)</sup>ならびに対応するFEM値の

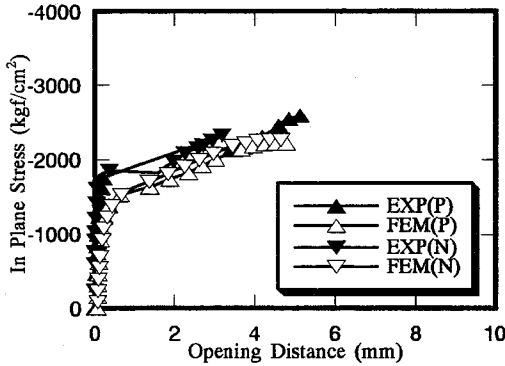


図-17 肌離れ量と面内応力(3030-0 シリーズ)

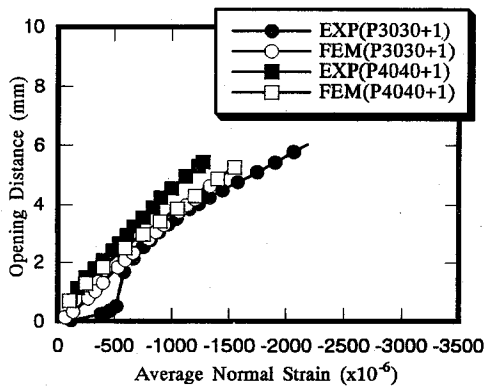


図-18 肌離れ量と平均圧縮ひずみ

関係を表-4と図-19に示す。

指針案での算定方法は5.(2)b)の図-12に示した特性に基づき終局時に圧縮力を分担するパネルの有効幅を設定することによりその終局強度( $\rho\sigma_{ult}$ )を決定するものであり、その基礎となる理論値( $\tau\sigma_{ult}$ )は次式により与えられる<sup>21)</sup>。

$$\tau\sigma_{ult} = \frac{P_{ult}}{bt} \leq f_{sy} : \tau P_{ult} = 1.90t^2 \sqrt{E_s f_{sy}} \quad (5)$$

なお、本式は周辺が面外方向に拘束された単純支持板を想定していることを付記する。この式内の係数1.9を1.0に低減評価したものが指針案の算定式である。

$$\rho\sigma_{ult} = \frac{t}{b} \sqrt{E_s f_{sy}} \leq f_{sy} \quad (6)$$

図-19より1点(N4040-0;表-4参照)を除きいずれの供試体から得られた結果も式(5)の理論値のそれより大きいことが分かる。唯一、理論値を下回ったN4040-0の終局強度は、同形状で初期不整を付加さ

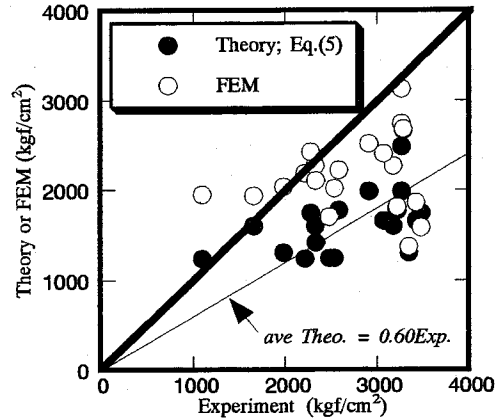


図-19 終局強度に関する実験値と解析値の相関

せた不利な条件下にあるN4040+1, P4040+1の2例が理論値を5割以上上回っていること(表-4[6]/[8]参照)より、特例として扱えると考えられる。図中に上記特例を除く全19体分の回帰直線を示すがその傾きより実験結果は式(5)の理論値に比し1.6倍程度となる。これは5.(1)で述べた実験での境界条件と理論値でのそれが異なるためと考えられる。指針案の評価では式(5)を式(6)のように低減していることを考慮すれば、結果として実験値は指針案に対し平均で約3.0、最低でも1.9程度の安全率を有すると言える。以上ここで得られたパネルの終局強度は初期応力、初期たわみといった初期不整量が存在しても指針案での算定値を上回ることが実証できた。

また実験値とFEM値との比較より後者は前者に対し同等もしくはやや低めで過大な値を与えることはなく、次章で展開するパラメトリック解析に同FEMを用いることの妥当性が裏付けられる。

#### (6) はり全体の挙動

図-20a)に全20供試体のパネル座屈時の荷重と実験終了時のそれを示す。図中横軸は表-1,4のNo.に対応する。両者が密接しているNo.1,3と9は、表-4の[1]/ $f_{sy}$ に示すようにパネルの座屈応力が鋼材の降伏点に等しく、座屈時に鋼材自身の圧縮強度を全て使用していた。その他では両者の間に有為な差が認められ、パネルの座屈後もはりとして荷重の増加に対処していたことが分かる。

図-20a)に示したはりとしての終局荷重に対し、既往の算定式による値(RCはり<sup>22)</sup>; rcDsgnとサンドイッチはり<sup>1)</sup>; scDsgn)との比を示したのが図-20b)である。前者では外殻鋼板を鉄筋に置換し、後者では更に圧縮側鋼板の強度を式(6)により低減させた。No.11と12の実験値がRCはりとしての算定値を1割程度下回るのは載荷装置の能力限(100tf)で実験

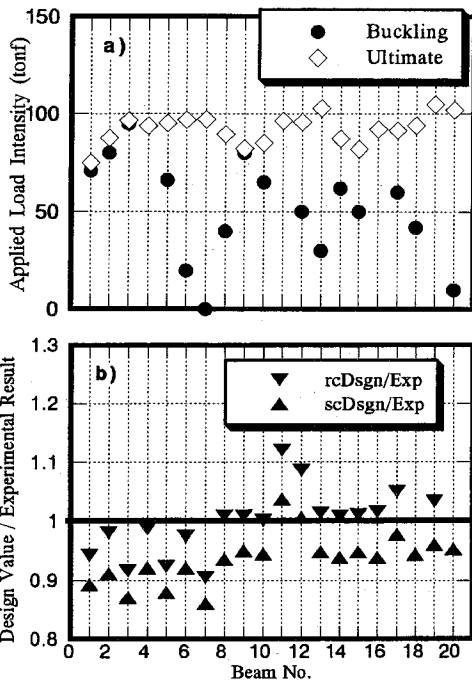


図-20 はりとしての終局強度特性

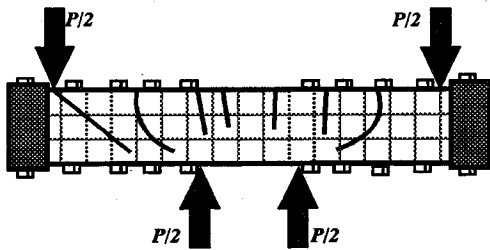


図-21 ひび割れ図(N3030-0)

を中止したためである。図中の各データを平均すれば前者は1.00, 後者は0.94となり, 結果として得られた終局荷重はRCはりのそれと同等で圧縮鋼板の座屈を考慮したサンドイッチはりのそれを上回っていた。

最後に典型的な供試体N3030-0のコアコンクリート部のひび割れ進展状況を図-21に示す。まず載荷荷重 $P=20\sim40\text{tf}$ で曲げスパン内に曲げひび割れが発生し鉛直方向に進展した。つづいてせん断スパン内に発生した同様のひび割れが $P=40\text{tf}$ 前後でスパン中央に向かって傾斜進展し始め,  $P=60\sim70\text{tf}$ で載荷点近傍に到達した。パネルの座屈はこの段階, すなわち $P=66\text{tf}$ で起きたが, それがひび割れ性状を変化させた様子はなかった。  $P=90\text{tf}$ で支点と載荷点を結ぶ線上に斜めひび割れが発生したが, 終局状態を支配するものではなかった。

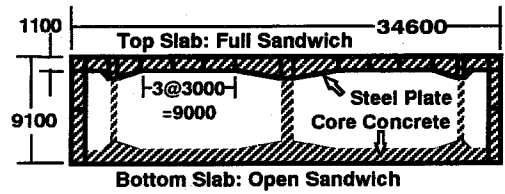


図-22 神戸港港島トンネル沈埋部断面

## 6. パラメトリック解析

本章では前章の結果を踏まえ, 実構造物例として図-22に示す神戸港港島トンネル沈埋部断面<sup>8)</sup>の上床版部を対象にFEMを用いた圧縮パネルのパラメトリック解析を展開し, 指針案の妥当性を吟味する。図より上床版の1隔壁幅の300(cm)をパネル幅の上限値とし, パネル厚は設計例から1.1(cm)を基準値とした。表-5に設定した計9ケースのパネル形状を示す。なお, 鋼材の降伏点と弾性係数は各々 $f_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$ ,  $E_s=2.1\times 10^4\text{kgf/cm}^2$ とした。

### (1) 幅厚比

まず, 基準パネル厚;  $t=1.1\text{cm}$ を半減した場合;  $t'=0.6\text{cm}$ を想定し圧縮パネルの挙動の変化を調べた。得られた強度特性値の一覧を表-5に, 3ケースの面内応力と面外変位(たわみ)の関係を図-23に示す。

板厚を半減した影響は大きくいずれのケースにおいても座屈応力( $\sigma_{cr}$ )と終局強度( $\sigma_{ult}$ )の明らかな低下が認められた。特にパネル辺長比( $a/b$ )が小さいケース, すなわちNo.3,6,9 においては, 基準厚では座屈応力と終局強度が同値となる剛な挙動を呈したのに対し, 半減厚では他のケースと同様に座屈発生後にその終局強度に到達する間にたわみの増加を伴う後座屈領域を持つ変形性に富んだ挙動を示した。全ケースに対し得られた終局強度は, 表-5ならびに図-23中点線にて示した指針案による算定値( $D\sigma_{ult}$ または $Dsgn$ )を十分に越えるものであり, また各ケースの指針案の値に対する比( $\sigma_{ult}/D\sigma_{ult}$ )がパネル厚を半減してもほぼ変動しないことより指針案でのパネル厚の評価がパネルの挙動に即したのもであるとも言える。なお, 表-5で示した $D\sigma_{ult}$ は初期不整量の如何を問わないので以下に続く6(2)と6(3)においても同じ値となる。

### (2) 初期たわみ量

つぎに表-5の9ケースからパネル長( $a$ )とパネル幅( $b$ )の最大値と最小値の組み合わせから成る4ケースに対し初期たわみを与えて解析を実行した。与えた

表-5 パラメトリック解析結果(パネル形状比が終局強度  $\sigma_{ult}$  に及ぼす影響)

Case No.	a (cm)	b (cm)	(0) $t=1.1(\text{cm})$						(1) $t'=0.6(\text{cm})$				
			$\frac{a}{b}$	$\frac{b}{t}$	$\sigma_{cr}$	$\sigma_{ult}$	$D\sigma_{ult}$	$\frac{\sigma_{ult}}{D\sigma_{ult}}$	$\frac{b}{t'}$	$\sigma_{cr}'$	$\sigma_{ult}'$	$D\sigma_{ult}'$	$\frac{\sigma_{ult}'}{D\sigma_{ult}'}$
1	150	300	0.50	273	369	1157	291	3.98	500	131	759	159	4.77
2	100	300	0.33	273	622	1348	291	4.63	500	242	838	159	5.27
3	60	300	0.20	273	2222	2222	291	7.64	500	678	1106	159	6.96
4	150	200	0.75	182	461	1454	436	3.33	333	154	912	238	3.83
5	100	200	0.50	182	692	1546	436	3.55	333	277	988	238	4.15
6	60	200	0.30	182	2270	2270	436	5.21	333	614	1204	238	5.06
7	150	100	1.50	91	1386	2127	873	2.44	167	492	1324	476	2.78
8	100	100	1.00	91	1520	2241	873	2.57	167	461	1507	476	3.17
9	60	100	0.67	91	2640	2640	873	3.02	167	768	1566	476	3.29

Notation;  $a$ ,  $b$  and  $t$  are length, breadth and thickness of view panel, respectively

Unit;  $\sigma$  in  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ,  $D\sigma_{ult}$ ; value by Eq.(6)

初期たわみ量( $w_0$ )は道路橋示方書<sup>23)</sup>に規定された鋼橋のデッキプレート等に対する値を準用して $b/100$ とした。なお実験供試体での最大値はここで用いた規定値の80%程度であった(表-1参照)。得られた結果と2ケースに対する応力変位関係を各々表-6(2)欄と図-24に示す。

5.(3)にて述べたように初期たわみを付加することにより、パネルは明確な座屈点を示さず載荷初期からたわみ量が漸増した。表-6の $\sigma_{ult}/D\sigma_{ult}$ を参照すれば、前節同様No.3,9において初期たわみのないものに対し30-40%と顕著な終局強度の低下が見られるものの、その他では10%程度の低下にとどまった。結果として初期たわみ量を $b/100$ 程度に管理すれば、指針案の与える終局強度は得られた値に対して安全側評価となることが分かる。

### (3)初期応力度とその分布形状

前節と同じ4ケースに対し初期応力を与えた場合の解析結果を表-6(3)欄に示す。与えた応力度はパネルの境界条件を周辺単純支持としたときの座屈応力( $\sigma_{ss\sigma_{cr}}$ )であり、これはコアコンクリートを充填する前すなわち鋼殻施工時の状況を考慮した条件下での最大値である。このような設定により導入初期応力の絶対値はパネル形状に依存し、鋼材の降伏点との比にして5-40%と幅のあるものとなった。なお表-1に示すように実験にて導入した初期応力は、最大値 $\sigma_{ss\sigma_{cr}}$ 程度で、降伏点に対して最大で26%であった。また、その分布形状は実験例; 図-4を参照して、パネル全幅にわたり一様に $\sigma_{ss\sigma_{cr}}$ を導入したもの(表中Flat)と、平均値を $\sigma_{ss\sigma_{cr}}$ としてパネル中央で零、パネル幅両端で最大値へと凹状に線形変化するもの(表中Concave)の2種を設定した。

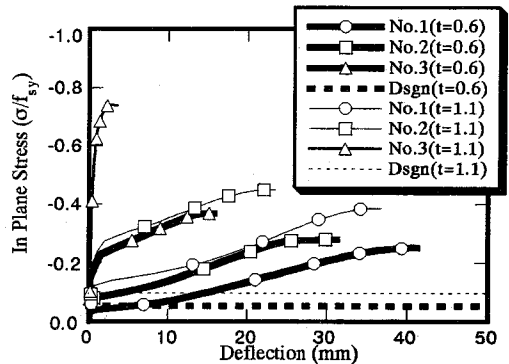


図-23 パラメトリック解析例(形状比の影響)

表-6(3)欄を概観すれば、初期応力度として与えた値と同程度の低下が得られた座屈応力ならびに終局強度に現れている。従って降伏点に比して40%程度の大きな初期応力を与えたNo.7,9では終局強度が半減した。また凹状の応力分布を与えたものは一様な分布のそれに対して1割程度大きな結果を示した。

最後に前例において初期応力を付加することにより終局強度が指針案の与える値に最も近づいたNo.7,9(一様応力分布)に対して、更に前節と同じ初期たわみ( $w_0=b/100$ )を付加した場合の解析(図-25参照)を行った。前節と同様に初期たわみ量の変化に鋭敏なNo.9では更なる終局強度の低下を招くものの同因子に鈍感なNo.7のそれには変動がなく、定量的には両不整を与えることによる終局強度の低下率は表-6に示した各不整の付加に伴う低下率の積に概ね相当した。結果としていずれのケースにおいても得られた終局強度は図中点線で併記した指針案の与える値を下回るものではなかった。

表-6 パラメトリック解析結果(初期不整が終局強度 $\sigma_{ult}$ に及ぼす影響)

Case No.	(2) $w_o = b/100$					(3) $\sigma_o = ss \sigma_{cr}$								
	a (cm)	b (cm)	$2^{\sigma_{ult}}$	$2^{\sigma_{ult}}$		Flat				Concave				
				$D^{\sigma_{ult}}$	$\sigma_{ult}$	$ss \sigma_{cr}$	$3^{\sigma_{cr}}$	$3^{\sigma_{ult}}$	$D^{\sigma_{ult}}$	$3^{\sigma_{ult}}$	$4^{\sigma_{cr}}$	$4^{\sigma_{ult}}$	$D^{\sigma_{ult}}$	$4^{\sigma_{ult}}$
1	150	300	992	3.41	0.86	159	183	999	3.43	0.86	184	1001	3.44	0.87
3	60	300	1219	4.19	0.55	690	1218	1447	4.97	0.65	1373	1605	5.52	0.72
7	150	100	1935	2.21	0.91	1077	614	1075	1.23	0.51	1042	1258	1.44	0.59
9	60	100	1741	1.99	0.66	1181	1372	1475	1.69	0.56	1540	1610	1.84	0.61

Notation;  $a$  and  $b$  are length and breadth of view panel, respectively :

$w_o$  and  $\sigma_o$  are initial deflection and stress imposed on the panel, respectively.

Unit;  $\sigma$  in  $\text{kgf/cm}^2$ ,  $D^{\sigma_{ult}}$ ; value by Eq.(6)

以上パラメトリック解析結果からも想定しうる初期応力ならびに初期たわみが混在する場合においても指針案の与える終局強度値は安全側の評価を与えることが確認できた。

## 7. 結論

本研究は、鋼コンクリートサンドイッチはりの終局強度特性に関与する圧縮を受ける外殻鋼板の局部座屈挙動を対象に、全20体の供試体に対する載荷実験、数値解析による実験の定量的評価そして実設計例に対するパラメトリック解析を行ったものである。以下に本研究で得られた結論を列記する。

- (1) L型補剛リブにて境界づけられかつコンクリートと一体化された外殻鋼板パネル(以下、パネル)の座屈に関する境界条件は圧縮辺固定、側辺固定かつ面内拘束の条件にはほぼ相当した。
- (2) 上記境界条件の下で実行した2方法(Mode法および有限要素法)による数値計算結果は、実験から得られたパネルの座屈後挙動；パネルとコアコンクリートとの肌離れやその圧縮力分担特性を良好に評価できた。
- (3) 実験パネルの初期応力の分布は、Shear lagの影響を受け、パネル幅が大きいと中央部が低減した凹な分布になった。その結果、初期応力の座屈応力に与える影響は緩慢になり、更に終局強度には顕著な影響を与えなかった。
- (4) 初期たわみの座屈応力への影響は顕著であった。反コアコンクリート面方向(正方向)に初期たわみを有する供試体は、載荷と同時に肌離れを起こし、終局強度も初期たわみのない供試体に比べて小さくなった。しかしながらコアコンクリート面方向

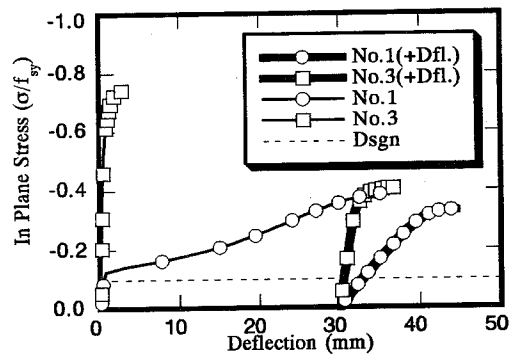


図-24 パラメトリック解析例(初期たわみの影響)

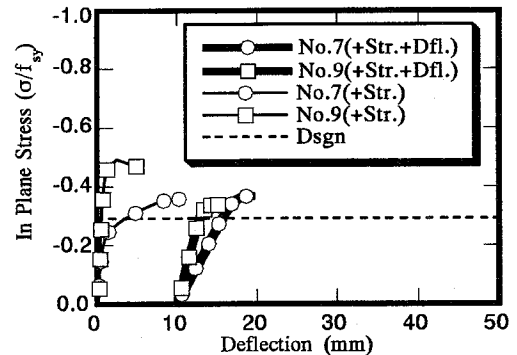


図-25 パラメトリック解析例(初期応力の影響)

(負方向)に初期たわみを有する供試体は1例を除いて座屈を起こさず、終局時までパネル全体にわたり一様な圧縮力を保持した。

(5) 座屈が発生した供試体において、圧縮パネルは座屈後も圧縮力を分担し、更なる作用荷重の増加に対しても安定した挙動を示した。得られた圧縮パネルの終局強度は、初期応力や初期たわみが存在する場合でも『鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指

針(案), 土木学会(1992)の算定値を上回ることを確認した。

(6)実設計例に見られる圧縮パネルを想定して, 板厚, 縦横比, 初期応力, 初期たわみを因子としたパラメトリック解析を行った結果, 終局強度に対する前記指針(案)による算定式は安全側の評価を与えることが確認できた。

謝辞:本研究は,(財)沿岸開発技術研究センタ「神戸港港島トンネル沈埋部施工時応力確認実験」ならびに文部省科学研究費補助金・試験研究(B)(1)(代表者・北海道大学上田多門助教授, No.06555123)の一環として行われたものである。非線形有限要素解析に関しては大阪市立大学北田俊行助教授にご教示を, また載荷実験では研究当時大阪市立大学工学部に在籍された中島一男(現大阪府庁), 山脇 学(現大阪市立大学大学院), 増尾和幸(現ショーボンド建設(株))各氏にご協力を頂きました。ここに記して関係各位に謝意を表する次第です。

#### 参考文献

- 1) コンクリートライブラリ73/鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 土木学会, p.100, 1992.
- 2) 上田多門, 塩屋俊幸: 鋼コンクリート系サンドイッチ構造, コンクリート工学, Vol.30, No.5, pp.5-20, 1992.
- 3) 園田恵一郎: 土木分野における合成構造の現状と課題, JSSC, No.10, pp.2-14, 1993.
- 4) 構造工学シリーズ3/鋼コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 土木学会, p.327, 1989.
- 5) Proc. of an Engineering Foundation Conf.: *Composite Construction in Steel and Concrete*, ASCE, Henniker, NH, U.S.A., p.819, 1988.
- 6) IABSE Symposium Brussels; *Mixed Structures, including New Materials*, p.712, 1990.
- 7) 合成構造沈埋函設計指針(案), 運輸省第三港湾建設局, 1990.
- 8) 神戸港港島トンネル沈埋部合成構造構造設計指針(案), (財)沿岸開発技術研究センタ, 1993.
- 9) Wright,H., Oduyemi,T. and Narayanan,R.: Full Scale Tests on Double Skin Composite Elements, *Proc. of the Third International Conf. on Steel-Concrete Composite Structures*, Fukuoka, JAPAN, pp.611-616, 1991.
- 10) 菅野良一, 小門武, 沖本真之, 伊佐隆善, 猪野完: 鋼とコンクリートのサンドイッチ型合成構造より構成される井筒基礎～鋼製連続地中壁工法～, 合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.287-296, 1986.
- 11) Kiyomiya,O. and Yokota,H.: Application of Composite Members to Marine Structures in Japan, *IABSE Symposium Brussels*, pp.377-382, 1990.
- 12) 上田多門, ナレスパンタラートン, アヌーアビンヤーヤ: サンドイッチタイプの合成構造部材の終局せん断強度, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.143-148, 1989.
- 13) Ueda.T. and Pantaraton,N.: An Analytical Investigation of Sandwich Composite Beams in Shear, *Proc. of the Third International Conf. on Steel-Concrete Composite Structures*, Fukuoka, JAPAN, pp.521-526, 1991.
- 14) 上田多門, チンチーキオング: 形鋼シアコネクタのせん断強度, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.149-156, 1989.
- 15) Chuah,C.L., Shima,H. and Virachi,R.: Load-Displacement Relationship of Plate Shear Connector in Steel-Concrete Composite Structures, *Proc. of JSCE*, No.433, pp.223-230, 1991.
- 16) 塩屋俊幸, 長谷川俊昭, 大野文良: 8.3 海洋構造物への適用, 鉄筋コンクリートの有限要素解析に関する第2回日米セミナー報告集, 日本コンクリート工学協会, pp.261-272, 1991.
- 17) Column Research Committee of Japan: *Handbook of Structural Stability*, Corona Publishing Co. Ltd., Tokyo, p.1048, 1971.
- 18) Timoshenko,S.P. and Gere,J.M.: *Theory of Elastic Stability* (2nd Ed.), McGraw-Hill, New York, pp.411-418, 1961.
- 19) 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, No.244, pp.1-14, 1975.
- 20) 小松定夫, 北田俊行: 補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一解析手法, 土木学会論文報告集, No.269, pp.1-12, 1980.
- 21) 18)pp.418-423.
- 22) コンクリート標準示方書・設計編, 土木学会, 1991
- 23) 道路橋示方書・同解説(I共通編, II鋼橋編), 日本道路協会, 1994.

(1995.1.23 受付)

## ULTIMATE STRENGTH OF THE SKIN STEEL PLATES UNDER COMPRESSION IN STEEL-CONCRETE SANDWICH MEMBERS

Keiichiro SONODA, Hiroaki KITOH and Yasuo YANAGIHARA

Steel-concrete sandwich members described herein consist of double skin steel plates and core concrete that have been applied to the structural members, for example, in immersed tunnels. In this paper, the local buckling behavior of the plates which could affect the ultimate strength of the members is examined both through the loading tests of 20 model beams having rectangular view plates with various aspect ratios and initial imperfections and through the numerical analyses of the corresponding compressed plates considering material and geometrical nonlinearity. Furthermore, a parametric study on real scale plates is also carried out to verify the validity of an existing design recommendation for sandwich constructions.