

鋼殻と鉄骨鉄筋コンクリートとの結合構造に関する研究

森本精洋¹・森河 久²・伊東 昇³

¹正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部機械工学科 (〒577 東大阪市小若江 3-4-1)

²正会員 工修 首都高速道路公団 保全施設部保全企画課長 (〒100 東京都千代田区霞が関 1-4-1)

³正会員 工修 首都高速道路公団 第一建設部設計課長補佐 (〒101 東京都千代田区岩本町 3-2-4)

斜長橋である鶴見つばさ橋の主塔は、上部は鋼殻、基部は鉄骨鉄筋コンクリート構造となっている。これら異種部材間を結合するための新しい構造を考案し、実用化するための実験的研究を行った。まず、せん断基礎実験で結合部のせん断耐荷機構を解明し、結合部構造模型実験で荷重伝達機構など結合部全体の挙動を把握し、実用構造形式を選定した。さらに、実大に近い構造模型実験で耐荷安全性を確認し、設計検討を行った後、提案構造を実用化した。

Key Words : *Tsurumi Tsubasa Bridge, steel shell, steel reinforced concrete, mixed structure, composite structure, connecting structure*

1. まえがき

本研究の対象である Fig. 1 に示す鶴見つばさ橋は、将来、東京湾環状道路の一部を構成する首都高速道路高速湾岸線の主要橋梁である¹⁾。Fig. 2 に示すその主塔要部は、上部の軽量化と基部の維持管理さらに景観を考慮し、上部を鋼殻構造、基部橋脚を鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造としている。これら異種部材間の荷重伝達機構は、上部からの圧縮荷重を結合部上端に設置した支圧板で SRC 部に、また地震の際、主塔に作用する引張荷重を上部鋼殻と連結した SRC 部の鉄骨に伝えることとしている。そこで具体的な結合部構造として、図に示すように鋼殻とコンクリートとの密着を計り、かつ上部鋼殻に発生する軸力をジベル筋のせん断抵抗力によって、下部 SRC 部に伝達させよう形式を採用することとした。その構造に関し、3 種類の形式について載荷実験により検討した結果、荷重を一樣かつ確実に伝達でき、また施工性にも優れる差し込み鉄筋構造が適していることが判明した²⁾。

本論文は、差し込み鉄筋構造についてとりまとめ、さらに実用化するうえで、実大結合部構造模型実験による耐荷安全性の検証および詳細構造を決めるための構造解析を行い、実施工を行った結果についてまとめあげたものである。

2. 結合部の構造

混合構造である斜張橋主塔結合部には、交通荷重や地

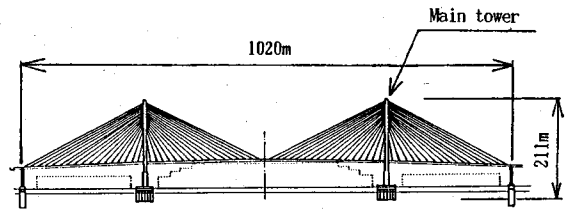


Fig. 1 Side-view of Tsurumi Tsubasa Bridge

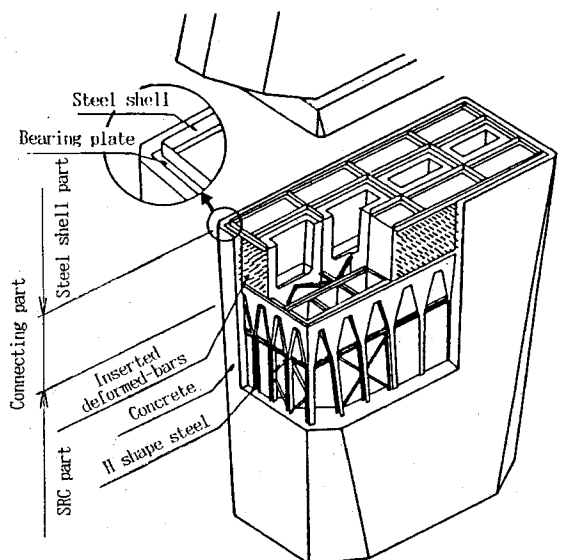


Fig. 2 Connecting structure of main tower

震荷重などの大きな荷重が作用するため、上部の鋼殻構造部と基部の SRC 構造部の間に荷重伝達を確実にする構造が要求される。従来の異種部材間の結合構造として斜張橋横梁に用いられる PC 鋼線による締結方式³⁾、鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管矢板壁の結合に用いられる鉄筋差し込み方式⁴⁾などが提案され実用に供されている。

基礎実験の結果、結合部の基本構造として、鋼殻に孔を明け、鉄筋をその孔に差し込み、この鉄筋を鋼殻に巻きつけたコンクリートに定着させる差し込み鉄筋方式と支圧板との併用構造が有効と判明した。荷重の伝達機構として、

- 1) 結合部に生ずる鋼殻部からの圧縮荷重は、結合部上端の鋼殻に設けた支圧板および差し込み鉄筋で下部 SRC 構造に伝達する。
- 2) 地震時結合部に生ずる鋼殻からの引張荷重については、鋼殻に連結した SRC 構造の鉄骨に直接伝達させるとともに、一部差し込み鉄筋でコンクリートに荷重を伝達する。

が考えられる。しかし支圧板、差し込み鉄筋の荷重分担割合を解明し、結合部の詳細を決める必要がある。このため、

- 1) 差し込み鉄筋のせん断実験 (せん断基礎実験)
- 2) 結合部の構造模型実験 (結合部構造模型実験)
- 3) 実大に近い結合部の構造模型実験 (実大結合部構造模型実験)

を実施した後、結合部のせん断耐荷変形機構の解明および実構造物の強度検討を行い、実施工を実施した。

3. 実験概要

(1) せん断基礎実験

実験に用いた供試体は、実橋想定結合部の一部を取り出した縮尺長さ 1/2 モデルであり、差し込み鉄筋量をパラメータとする 4 体とした。本供試体を A 供試体と称し、その種類および形状を Fig. 3(a) に示す。なお差し込み鉄筋比とは、鋼殻とコンクリートの接着面積に対する差し込み鉄筋のせん断面積の百分率であり、鋼殻が 2 面せん断の状態にあるものとして算出した。また本実験では差し込み鉄筋自体のせん断耐荷機構を把握することが目的であることから、鋼殻の剛性を高くし、かつ差し込み鉄筋へのせん断伝達を確保するために、鋼殻板厚を実橋の縮尺板厚に比べて厚くし、鋼殻とコンクリートの接着長さを 500 mm と短くした。さらに鋼殻の下方には空洞を設け、鋼殻のずれが可能な形状とした。なお鋼殻の孔径は、差し込み鉄筋径の約 1.4 倍 ($\phi 18$) とし、供試体を立てて普通コンクリートを打設した。

載荷方法は、鋼板に差し込まれている鉄筋が 2 面せん

断を受けるよう油圧ジャッキを用いて鉛直一方方向に圧縮載荷した。また計測については、加力時の荷重をジャッキ先端に取り付けたロードセルにより検出したほか、鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位を変位計により検出し、さらに差し込み鉄筋にひずみゲージを貼付け、この部分に発生するひずみも計測した。

(2) 結合部構造模型実験

実験に用いた供試体は、実橋想定結合部の縮尺長さ 1/2.5 モデルとし、載荷方向および支圧板剛性をパラメータとする 3 体とした。本供試体を B 供試体と称し、その種類および形状を Fig. 3(b) に示す。なお本供試体において差し込み鉄筋比を 1.06%、結合部長さを 2 m としたが、これはせん断基礎実験から得られた差し込み鉄筋のせん断抵抗特性、および実橋での施工性を考慮して設定したものであり、鋼殻の孔径は差し込み鉄筋径の約 1.4 倍 ($\phi 18$) とした。また本供試体も鋼殻下端に空洞を設け、鋼殻のずれが可能な形状とし、普通コンクリートを使用し、供試体を立ててコンクリートを打設した。

載荷方法は油圧ジャッキにより鋼殻上部部に引張、または圧縮荷重を鉛直一方方向に載荷した。また計測については、加力時の荷重をジャッキ先端に取り付けたロードセルにより検出したほか、鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位を変位計により検出し、さらに差し込み鉄筋、鋼殻、コンクリートにひずみゲージを貼付し、この部分に発生するひずみも計測した。

(3) 実大結合部構造模型実験

実験に用いた供試体は実橋想定結合部の鋼殻を補強するために、垂直方向に設けられた縦リブ 2 区間 (実橋でのリブのピッチは約 822 mm) を対象とした縮尺長さ 1/1.67 (60%) モデルで、載荷方向をパラメータとする 2 体であり、本供試体を C 供試体と称し、その種類および形状を Fig. 3(c) に示す。結合部長さは 2.9 m で、せん断基礎実験および結合部構造模型実験の結果を考慮し、上部 2.2 m についての平均差し込み鉄筋比は 0.7%、下部 0.7 m についての平均差し込み鉄筋比は 0.4% とし、鋼殻の孔径は差し込み鉄筋径の約 1.4 倍 ($\phi 18$) とした。また実橋結合部内の鋼殻は主塔基部である SRC の鉄骨と結合されていることから、本供試体の鋼殻は供試体下端に配置した基板まで延ばし接合した。なお普通コンクリートを使用し、供試体を立ててコンクリートを打設した。

載荷方法は油圧ジャッキにより鋼殻上端に引張、または圧縮荷重を鉛直一方方向に載荷した。また計測については、加力時の荷重をジャッキ先端に取り付けたロードセルにより検出したほか、鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位を変位計により検出し、さらに差し込み鉄筋、鋼殻、

Specimen	Percentage of inserted deformed bars (%)
A1	0
A2	1.45
A3	0.80
A4	0.64

Specimen	Bearing plate	Loading direction
B1	No	Tension
B2	Yes (Actual model)	Compression
B3	Yes (High rigidity)	

Specimen	Loading direction
C1	Tension
C2	Compression

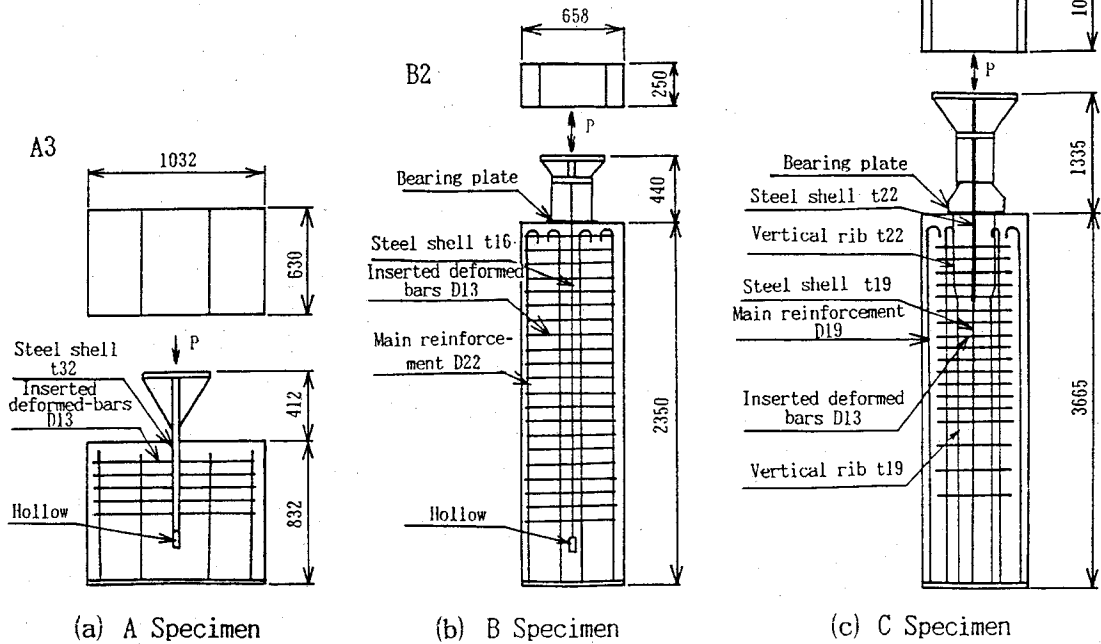


Fig. 3 Specimen configurations

コンクリートにひずみゲージを貼付し、この部分に発生するひずみも計測した。

(4) 使用材料の性状

実験に用いた主な鋼材、およびコンクリートの性状を Table 1 に示す。

4. 実験結果および考察

(1) せん断基礎実験

荷重 P (P を鋼殻とコンクリートの接着面積で除したせん断応力 τ も併記) と、せん断面での鋼殻とコンクリートとの相対ずれ変位 δ の関係を Fig. 4 に示す。また荷重と相対ずれ変位の関係図において非線形性が顕著となる降伏荷重 P_v および最大荷重近傍 $0.9 P_{max}$ (ひずみゲージの測定可能範囲を考慮) での差し込み鉄筋に生じたひずみ分布を Fig. 5 に示す。これらより以下のことが判明した。

Table 1 Mechanical properties of materials

Materials	Name	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	True tensile strength (MPa)	Elongation (%)	Specimen
Deformed bars	D13	370	509	972	16.4	A
		344	496	805	22.7	B
		343	509	1010	20.6	C
Steel plate	t16	347	496	945	27.3	B
	t19	346	534	975	28.5	C
	t22	355	539	940	27.7	C
	t32	327	496	990	32.0	A
Materials		Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Slump (cm)	Maximum size of aggregate (mm)	Specimen
Concrete		32.0	1.9	11.0	15	A
		34.2	2.2	13.5	15	B
		34.0	2.5	13.8	15	C

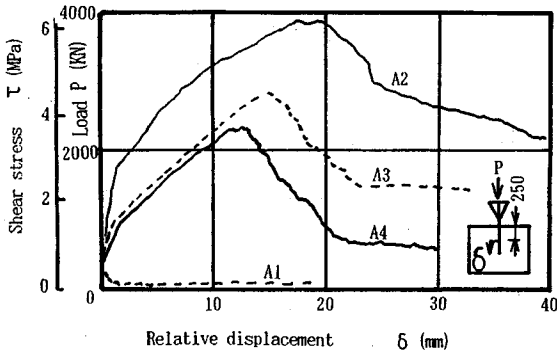


Fig. 4 Load displacement relationship (A Specimen)

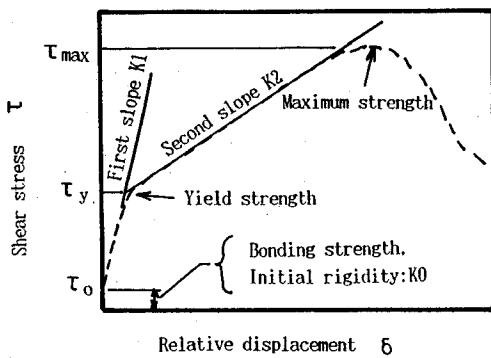


Fig. 6 Schematic relationship between shear stress and relative displacement

- 1) 差し込み鉄筋のない A 1 供試体において、鋼殻とコンクリートの付着が切れる前のせん断応力 τ_0 は、0.35 MPa であった。またずれが生じた後は、ずれ量に拘らずほぼ一定の 0.098 MPa を示した。
- 2) 差し込み鉄筋を有する A 2~A 4 供試体の耐荷変形特性は、いずれも Fig. 6 に示すように、初期剛性の大きな部分、鋼殻とコンクリートの付着が切れた τ_0 以降の第 1 勾配 K 1 と、降伏応力 τ_y 以降の第 2 勾配 K 2 が明瞭に現れた。またこの第 1、第 2 勾配の大きさと降伏応力および最大応力は差し込み鉄筋比に依存する傾向を示した。これらのことから、本構造は差し込み鉄筋のせん断抵抗力に依存する耐荷特性を有していたことが明らかとなった。このことは、差し込み鉄筋の終局状態を示した Fig. 7 において、鉄筋が破断して破壊に至っている状況からも確認できる。
- 3) 差し込み鉄筋のせん断面での軸ひずみは、降伏時で 400μ 程度、最大荷重近傍時で $1,500\mu$ 程度となった。一方、曲げひずみはばらつきがあるものの降伏時で $2,000\mu$ 前後であった。これより降伏時の差し込み鉄筋は曲げ引張外縁近傍で降伏応力状態になっていると考

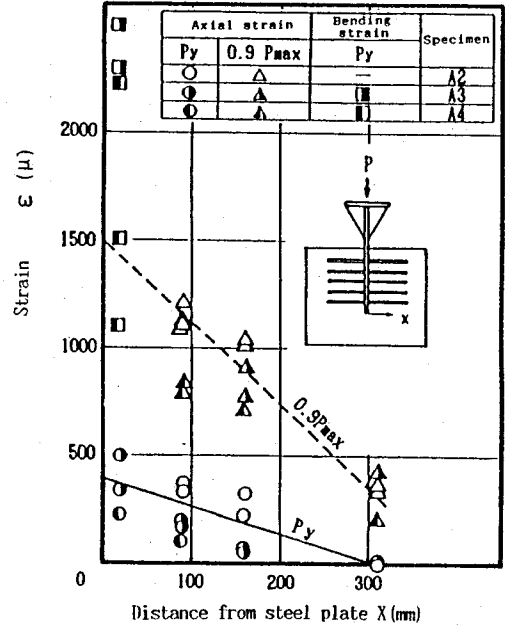


Fig. 5 Strain distributions of inserted deformed-bars

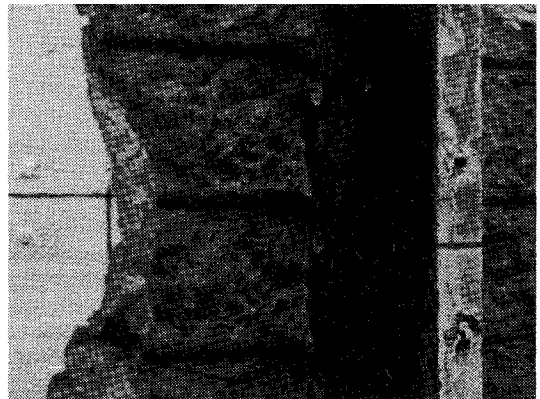


Fig. 7 Braking state of inserted deformed-bars

えられ、また最大荷重では、完全塑性曲げ応力状態にあるものと推察できる。

(2) 結合部構造模型実験

荷重 P と鋼殻とコンクリートのずれ変位が最も大きくなる結合部上方での相対ずれ変位 δ との関係を図. 8 に、地震時許容荷重載荷時(引張: 588 kN, 圧縮: 1177 kN)の供試体深さ方向のせん断応力分布(鋼殻から差し込み鉄筋を介してコンクリートに伝達された応力であり、実際にひずみゲージで計測した上下方向の鋼殻軸力の変化分を、その区間のコンクリートに接する鋼殻面積で割った値)を図. 9 に、それぞれ後述の解析結果と

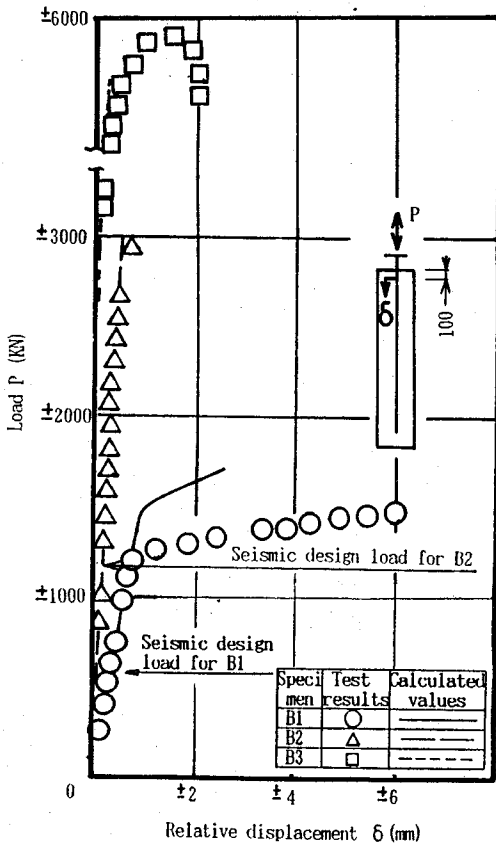


Fig. 8 Load displacement relationship (B Specimen)

共に示す。なお地震時許容荷重とは、実橋において地震時に上部鋼殻から結合部に伝達される設計荷重をモデル換算した値である。これらの結果から以下の事が判明した。

- 1) 降伏荷重は、引張荷重の B 1 供試体で差し込み鉄筋の降伏により 1177 KN であり、圧縮荷重でモデル化された支圧板を有する B 2 供試体で支圧板の降伏により 2452 KN であった。地震時許容荷重の降伏に対する安全率は圧縮、引張荷重ともに約 2 倍であった。なお支圧板剛性の高い B 3 供試体は 5766 KN でコンクリートが圧壊した。
- 2) 地震時許容荷重重載荷時でのずれ量は、いずれの供試体とも結合部上端付近で 0.5 mm 以下の小さな値であり、実用上ずれ量に関しては特に問題ないと考えられる。
- 3) B 1, B 2 供試体とも、引張、圧縮の両荷重に対して差し込み鉄筋によるせん断力伝達効果が確認できた。また実験では鋼殻下端に空洞を設けたため、供試体上端からの載荷荷重に対する反力が供試体下端から作用し、鋼殻とコンクリートに相対変位が生じ、深さ 1,000

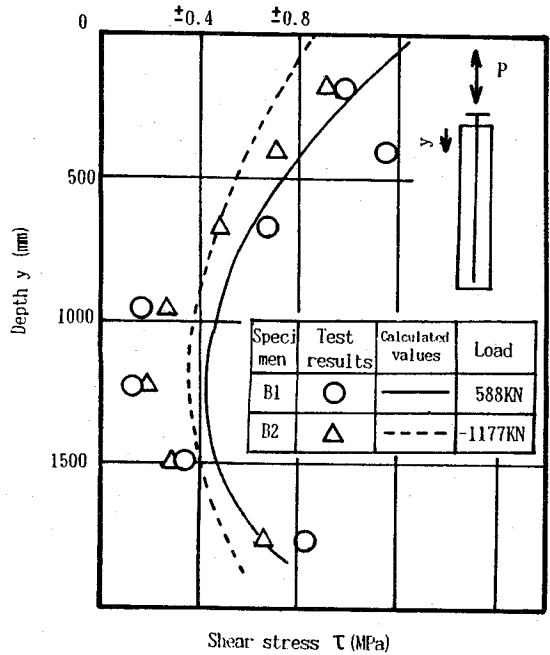


Fig. 9 Shear stress distributions (B Specimen)

mm 以深で、せん断応力の増加現象が認められる。しかし、実橋では結合部の鋼殻下端が SRC 部の鉄骨に連結されていることから、結合部下方ではせん断応力が 0 に推移していくこと、および深さ 1,000 mm でのせん断応力が鋼殻とコンクリートの基本付着応力 τ_0 (4 章(1)節, 1) 項参照) より小さな値を示していたことから、必要結合部長さは 1 m (実橋では 2.5 m) 程度と考えられる。

- 4) 1177 KN の圧縮荷重した B 2 供試体において、支圧板直下の鋼殻に 600μ のひずみが生じていた。このひずみ値から鋼殻に伝達された荷重を算出すると 490 KN となり、全荷重の 60% が支圧板を介してコンクリートに伝達され、残りの 40% が鋼殻から差し込み鉄筋を介してコンクリートに伝達されたものと考えられる。なお B 3 供試体では、全荷重の 70% が支圧板を介してコンクリートに伝達された。

(3) 実大結合部構造模型実験

荷重 P と鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位が最も大きくなる結合部上方でのコンクリートの絶対変位 δ_1 、および鋼殻とコンクリートとの相対ずれ変位 δ_2 の関係を Fig. 10 に示す。地震時許容荷重(引張: 3982 KN, 圧縮: 7379 KN) が作用した時のせん断応力分布を Fig. 11 に、それぞれ後述の解析結果と共に示す。これらの結果から以下の事が判明した。

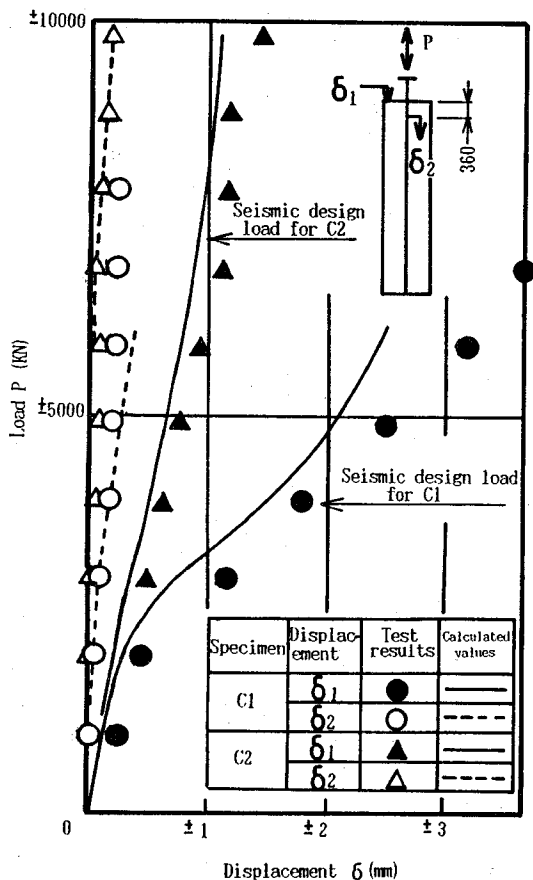


Fig. 10 Load displacement relationship (C Specimen)

- 1) 各供試体とも設計荷重において降伏に至っていない。引張載荷のC1供試体では、2452 kNでコンクリート部のほぼ中央で水平方向に初期亀裂が認められたが、この亀裂幅は4904 kNで0.2 mm、7846 kNで0.3 mmとさほど大きくならなかった。
- 2) 各供試体ともずれ変位、せん断応力は深さ2 m以深では小さく、鋼殻部とRC部は十分一体化されている。なお、深さ1.2 mでのせん断応力が鋼殻とコンクリートの基本付着応力 τ_0 より小さくなっていることから、必要結合部長さは1.2 m(実橋では2.0 m)程度と考えられる。この値は、結合部構造模型実験の結果と若干差異があるが、縦リブの有無、差し込み鉄筋比の差異によるものと思われる。
- 3) 7379 kNの圧縮載荷したC1供試体で60%の荷重が支圧板を介してコンクリートに伝達されており、結合部構造模型実験の結果と一致した。

これらの結果から、本構造で引張、圧縮とも十分な耐荷安全性のあること、および荷重伝達の確実、円滑なこと、ならびに必要な結合部長さと支圧板の荷重分担割合などが

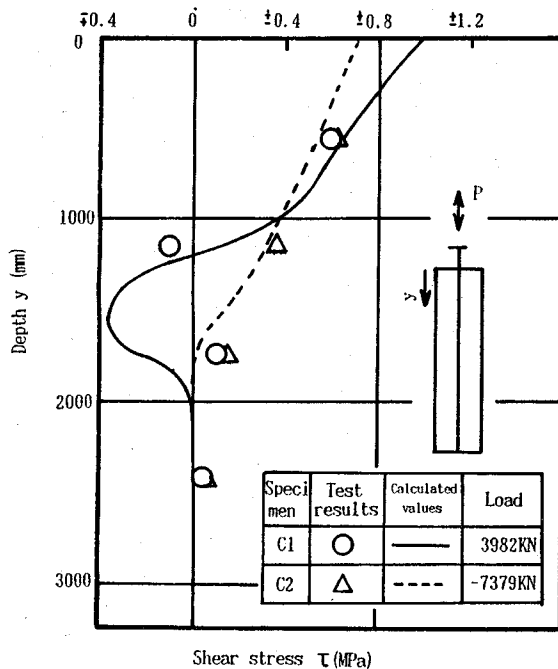


Fig. 11 Shear stress distributions (C Specimen)

判明した。

5. 差し込み鉄筋構造のせん断耐荷変形特性の評価

せん断基礎実験の結果から、差し込み鉄筋構造の差し込み鉄筋量とせん断応力の関係ならびにその変形特性の解明を試みた。

(1) せん断応力の評価

降伏時および最大荷重時における、差し込み鉄筋比 ρ とせん断応力 τ の関係を以下の仮定に基づいて推定した。

- 1) せん断応力は、鋼殻とコンクリートの基本付着応力 τ_0 と差し込み鉄筋のせん断抵抗応力に分離できる。
- 2) 差し込み鉄筋の降伏および破壊は、von Misesの条件に従う。
- 3) 差し込み鉄筋の破断応力の基準値は、真破断応力を適用する。

なお、上記3)は、Fig. 7より差し込み鉄筋が破断したとき、絞られる量が引張破断に比べ非常に少なかったことによる。上記仮定に基づき、降伏せん断応力 τ_y 、最大せん断応力 τ_{max} の推定を式(1)、(2)に示す。

$$\tau_y = \tau_0 + \rho \sqrt{(\sigma_y^2 - \sigma_1^2)} / 3 / 100 = 0.35 + 1.85\rho \quad (1)$$

$$\tau_{max} = \tau_0 + \rho \sqrt{(\sigma_2^2 - \sigma_2^2)} / 3 / 100 = 0.35 + 5.12\rho \quad (2)$$

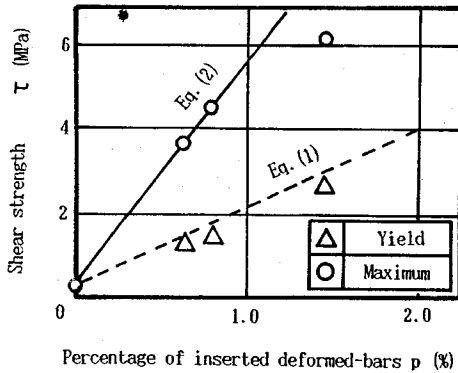


Fig. 12 Relationship between shear strength and percentage of inserted deformed-bars

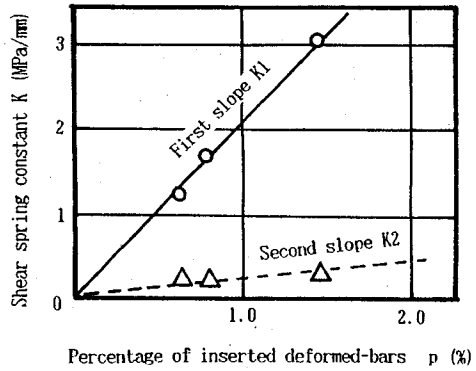


Fig. 13 Relationship between shear spring constant and percentage of inserted deformed-bars

- τ_y : 降伏せん断応力 (MPa)
- τ_{max} : 最大せん断応力 (MPa)
- τ_0 : 鋼殻とコンクリートとの基本付着応力 (0.35 MPa)
- p : 差し込み鉄筋比 (%)
- σ_y : 差し込み鉄筋の降伏応力 (370 MPa)
- σ_t : 差し込み鉄筋の真破断応力 (972 MPa)
- σ_1 : 降伏時の差し込み鉄筋に生じた軸方向応力 ($\int \sigma_1^2 dA/A = \sigma_y^2/4$, 4章(1)節, 3)項より鉄筋の応力状態が曲げ引張外縁で σ_y となる三角形分布を仮定)
- σ_2 : 最大荷重時の差し込み鉄筋に生じた軸方向応力 ($\int \sigma_2^2 dA/A = \sigma_y^2$, 4章(1)節, 3)項より, 鉄筋の応力状態が全断面 σ_y となる四角形分布を仮定)

式(1), (2)より得られたせん断応力 τ と差し込み鉄筋比 p との関係を実験結果と共に Fig. 12 に示す。これより, 本評価式は実験結果との対応が良好であり, 差し込み鉄筋比によってせん断応力の評価が十分可能であることが判明した。なお実用設計などでは, 基本付着応力 τ_0 は微少でかつ不確実なもので, これを無視しうるものと見なし得るが, ここではこの項の寄与分も考慮した。

(2) 変形特性の評価

4章(1)節, 2)項より差し込み鉄筋構造の耐荷変形特性は, τ_0 までの差し込み鉄筋比 p によらない初期剛性の大きな部分, τ_0 以降の第1勾配 $K1$ と τ_y 以降の第二勾配 $K2$ から成り立つため, その勾配であるせん断ばね定数 $K1, K2$ と差し込み鉄筋比 p との関係を調査した結果, Fig. 13 のようになった。これより, せん断ばね定数 K は差し込み鉄筋比 p に1次比例すると考えられ, その関係式は, 初期剛性 $K0$ も含め式(3), (4), (5)と表される。

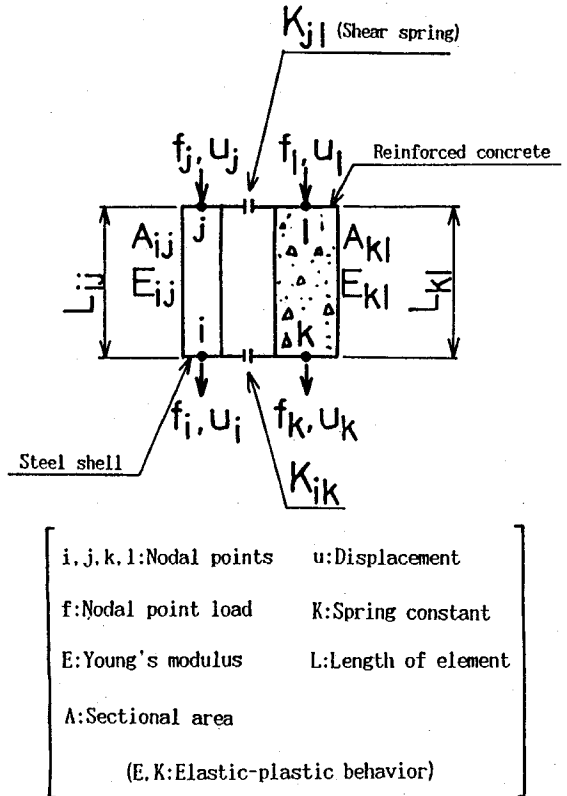


Fig. 14 Calculation model

$$K0 = 108 \quad (\tau \leq \tau_0) \quad (3)$$

$$K1 = 2.06p \quad (\tau_0 < \tau \leq \tau_y) \quad (4)$$

$$K2 = 0.235p \quad (\tau_y < \tau \leq \tau_{max}) \quad (5)$$

なお, ばね定数の単位は MPa/mm とした。

また, ここで示した式(1)~(5)は, 応力場が引張と

圧縮ではコンクリートに発生する亀裂の状態などにより、その値は若干異なるものと思われるが、ここではその差異はないものとした。

(3) 結合部の耐荷変形特性の解析

結合部の応力伝達機構および耐荷変形特性を検討するため、Fig. 14のような解析モデルを構築し、解析値と実験値の対比を行った。なお解析の際、以下の仮定を設定した。

- せん断ばね定数は弾塑性要素とし式(3),(4),(5)で4節点直線近似した。なお、その適用範囲は式(1),(2)を用いた。
- 実験供試体は、2面せん断状態であるが、モデルでは1面せん断状態とし、せん断ばね定数を2倍して解析した。
- 鋼殻部は弾塑性要素とし、変形特性を2節点直線近似した。またコンクリート部の要素については、引張荷重の場合、鉛直方向引張力に対してひび割れが発生した際、主鉄筋のみによって引張荷重が伝達されるものとした。
- 荷重増分法により解析を行う。その増分量は、コンクリートのひび割れ、鋼殻の降伏および差し込み鉄筋の弾塑性せん断ばね定数の変化が1要素毎に生じるような値とした⁵⁾。
- 結合部上端に位置する支圧板のせん断ばね定数については、検討の余地はあるが、該当する部分の鋼材(支圧板、縦リブ、補強リブ)が差し込み鉄筋に相当するものとして、以下のように差し込み鉄筋比を求め、この値を式(4)に代入することにより設定した。
<C2 供試体支圧板の相当差し込み鉄筋比>

$$p = \frac{(t_9 * h_{270} * 2 + t_{16} * h_{270} * 3 + t_{30} * w_{1000})}{(h_{300} * w_{1000})} = 15.9\%$$

本モデルによる節点荷重と節点変位の関係は、式(6)のように表せる。

$$\begin{bmatrix} f_i \\ f_j \\ f_k \\ f_l \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{A_{ij}E_{ij}}{L_{ij}} + K_{ik} & -\frac{A_{ij}E_{ij}}{L_{ij}} & -K_{ik} & 0 \\ -\frac{A_{ij}E_{ij}}{L_{ij}} & \frac{A_{ij}E_{ij}}{L_{ij}} + K_{jl} & 0 & -K_{jl} \\ -K_{ik} & 0 & \frac{A_{kl}E_{kl}}{L_{kl}} + K_{ik} & -\frac{A_{kl}E_{kl}}{L_{kl}} \\ 0 & -K_{jl} & -\frac{A_{kl}E_{kl}}{L_{kl}} & \frac{A_{kl}E_{kl}}{L_{kl}} + K_{jl} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ u_l \end{bmatrix} \quad (6)$$

式(6)を用い、構造要素全体のマトリックスを作成し、境界条件を考慮して節点変位を求めた。Fig. 15に要素分割列、Table 2に解析に用いた材料定数を示す。解析結果は実験結果と共にFig. 8~Fig. 11に示しているが、これらより以下のことが明らかになった。

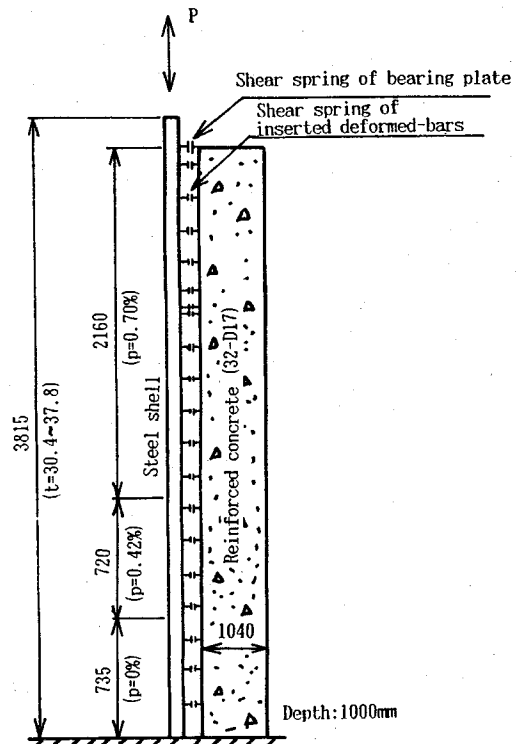


Fig. 15 Example of element division (C2 Specimen)

Table 2 Example of used material constants (C Specimen)

Part	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (MPa)
Steel shell	355	—	206000
Main reinforcement	—	—	206000
Concrete	—	2.5	26600
Part	Percentage of inserted deformed bars (%)	Limit (MPa)	Spring constant (MPa/mm)
Inserted deformed bars	0.7	$\tau \leq 0.35$	108
		$0.35 < \tau \leq 1.57$	1.47
		$1.57 < \tau \leq 4.22$	0.17
	0.42	$4.22 < \tau$	0
		$\tau \leq 0.35$	108
		$0.35 < \tau \leq 1.08$	0.86
Bearing plate	—	$1.08 < \tau \leq 2.65$	0.098
		$2.65 < \tau$	0
Bearing plate	—	—	32.8

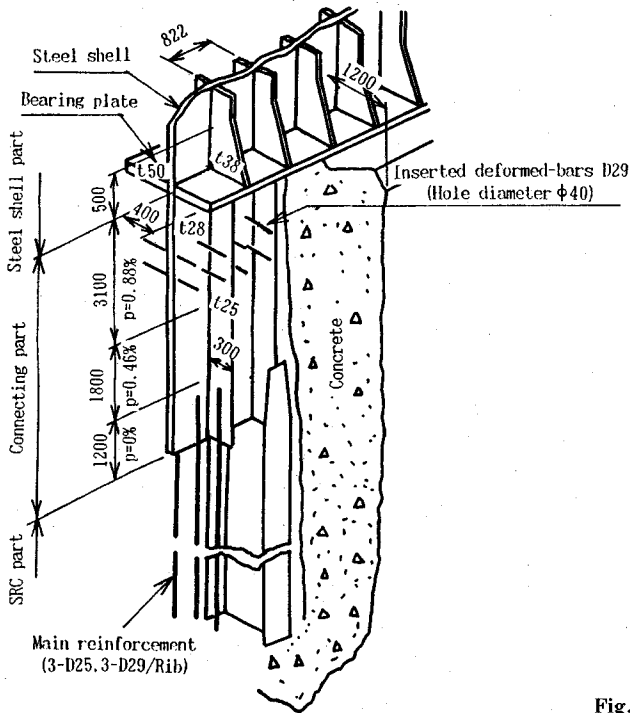


Fig. 16 Connecting structure of actual bridge

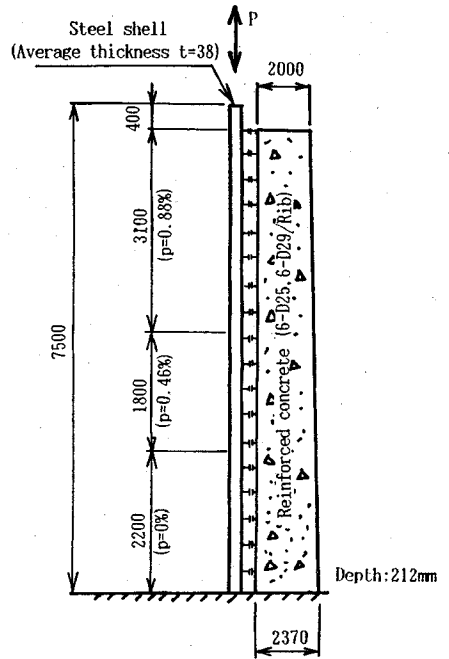


Fig. 17 Element division of connecting part of actual bridge

Table 3 Design condition

Item	Allowable stress of steel shell (MPa)
Normal condition	-147
Seismic condition	-240
	83

- 1) 鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位およびせん断応力などの解析値と実験値の対応は良好であり、本解析モデルの実設計への適用は有効と考えられる。
- 2) これらの事から、相似則もほぼ成立するものと考えられ、結合部構造模型実験および実大結合部構造模型実験から実橋での挙動を推定できることが確認できた。

6. 実橋結合部構造の強度検討と施工

上記実用化実験の結果から、実施結合構造の詳細を決定し、設計強度検討を行い、耐荷安全性を確認後、結合部の施工を行った。それらの結果を以下に示す。

Table 4 Used material constants

Part	Young's modulus (MPa)		
Steel shell	206000		
Concrete	27000		
Part	Percentage of inserted deformed bars (%)	Limit (MPa)	Spring constant (MPa/mm)
Inserted deformed bars	0.88	$\tau \leq 0.35$	108
		$0.35 < \tau \leq 1.98$	1.81
		$1.98 < \tau \leq 4.93$	0.21
		$4.93 < \tau$	0
	0.46	$\tau \leq 0.35$	108
		$0.35 < \tau \leq 1.21$	0.95
		$1.21 < \tau \leq 2.74$	0.11
		$2.74 < \tau$	0
Bearing plate	—	—	28.1

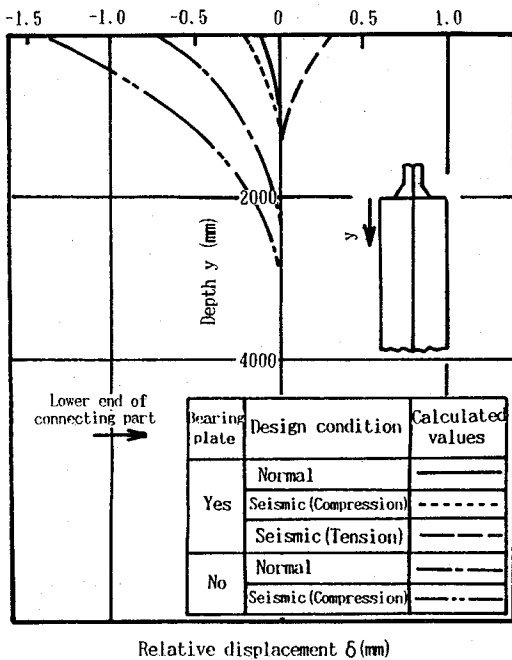


Fig. 18 Relative displacement between steel shell and concrete

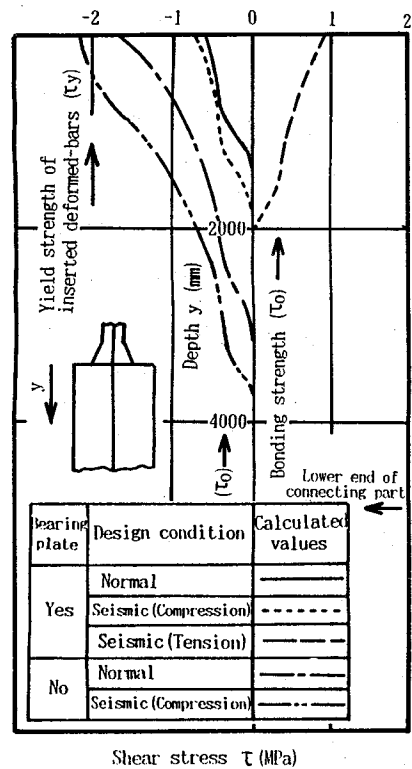


Fig. 19 Shear stress distributions

(1) 結合部構造の強度検討

実橋の結合部に発生する変位および応力を検討するため、Fig. 16 に示す実施結合部の差し込み鉄筋 1 列分を含む範囲を Fig. 17 に示すようにモデル化し解析した。なお実大結合部構造模型実験などより、支圧板下端より 7,500 mm 程度下方では、鋼殻とコンクリートがほぼ一体的な挙動をする状態にあるものと考えられるため、この部分の境界条件として固定とした。

解析条件として結合部上端に支圧板を設置した場合と、しない場合について Table 3 に示す設計荷重が鋼殻上端に作用した場合について検討した。解析に用いたばね定数などは Table 4 に示す通りである。鋼殻とコンクリートの相対変位分布を Fig. 18, せん断応力分布を Fig. 19, 鋼殻およびコンクリートの応力分布を Fig. 20, 21 に示す。これらより以下のことが判明した。

- 1) 支圧板を設置することにより、支圧板無しの場合にくらべ、地震時には上端の鋼殻とコンクリートの相対変位は 1/7, せん断応力は 1/3 となる。
- 2) 支圧板を設置しないと地震時には、結合部上端 50 cm の区間で差し込み鉄筋が、せん断降伏応力を越える部分が生ずる。
- 3) 支圧板によるコンクリートへの荷重伝達率は、常時荷重が作用した時は 50%, 地震時荷重が作用した時は 60% であり、模型実験結果と一致していた。
- 4) コンクリートに発生する応力は、圧縮応力で 3.73

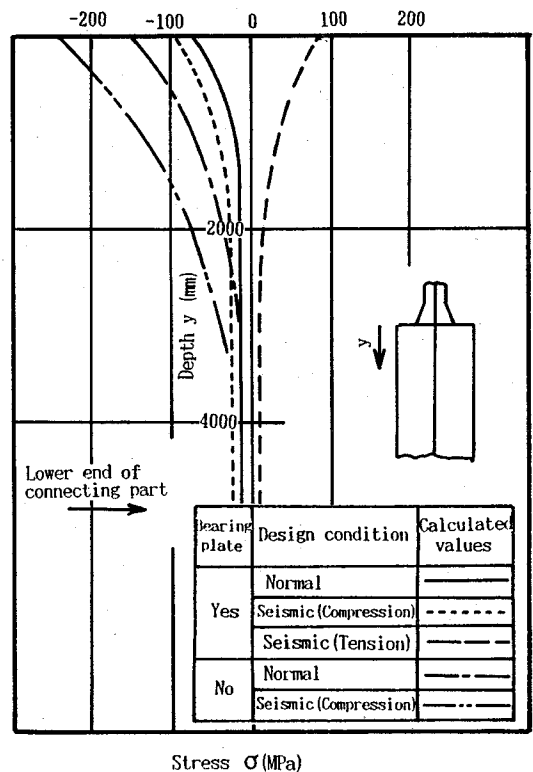


Fig. 20 Stress distributions of steel shell

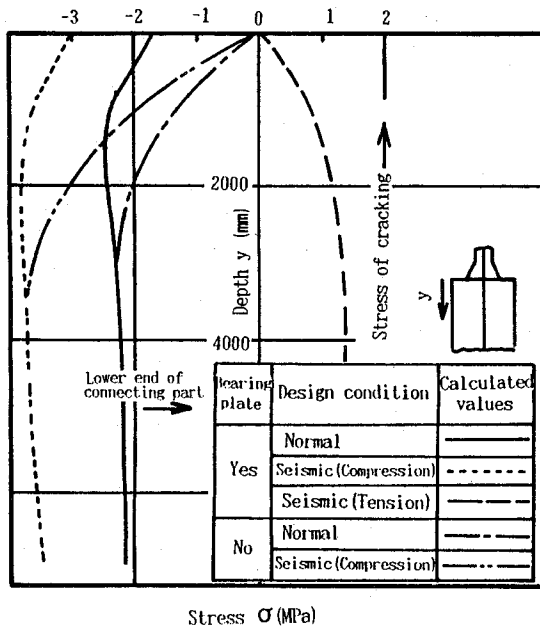


Fig. 21 Stress distributions of concrete

MPa, 引張応力で1.7 MPaで、いずれの場合も、問題となるような大きな値となっていない。

5) 必要結合部長さは、コンクリートと鋼殻の基本付着応力0.35 MPa以下となる部分までと考えると、支圧板が有る場合は1.6 m, 支圧板の無い場合は3.2 mとなる(模型実験では支圧板有りて、2.0~2.5 m)。これら実験値と解析値の差異は、主に縦リブの表面積に占める割合および差し込み鉄筋比が若干模型と異なっていたためと思われる。

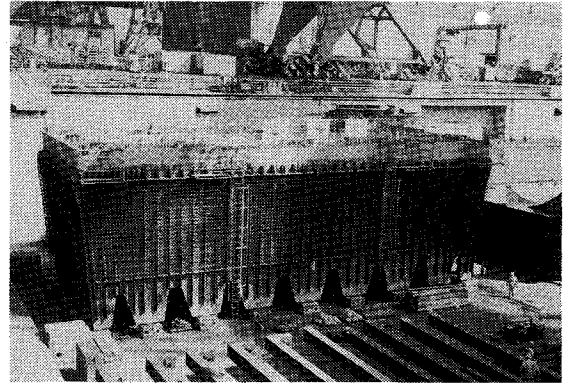
これらのことから、支圧板を設けることにより、差し込み鉄筋の応力も小さくなり、かつ本解析モデルの構造形状で鋼殻からコンクリートへ円滑かつ確実に荷重伝達が可能となることが判明した。結合部長さについては、若干安全側と思われるが、詳細は本構造で施工する事となった。

(2) 施工状況

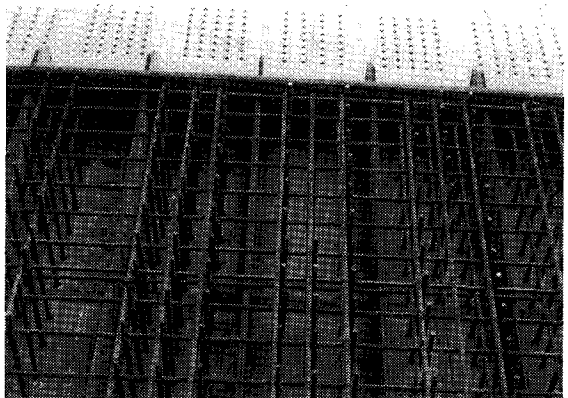
実結合部構造は、Fig. 22 に示すように、地組立ヤードで鋼殻に差し込み鉄筋が取り付けられた後、本鋼殻がクレーン船にて搬送され橋脚下部のSRCの鉄骨と結合された。実橋では、支圧板下部には無収縮モルタルが打設され、平成6年12月に本斜張橋が完成した。

7. 結 論

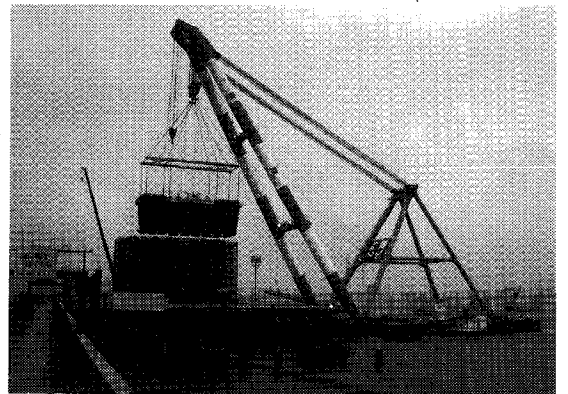
斜張橋主塔が、上部は鋼殻、基部は鉄骨鉄筋コンクリー



(a) Connecting part



(b) Inserted deformed-bars



(c) Installation

Fig. 22 Constructing condition

トとなっている混合構造結合部の模型実験を行い、この部分の荷重伝達機構を解明するとともにその構造を実用化した。その結果をまとめると以下のようである。

1) 結合部構造は、支圧板と差し込み鉄筋の併用した構造により、結合部に作用する引張、圧縮の両荷重に対して良好な荷重伝達効果が得られる。

- 2) 差し込み鉄筋構造のせん断応力は、von Mises の条件を用いて推定可能であり、変形特性におけるせん断ばね定数は差し込み鉄筋比に1次比例する。
- 3) 今回用いた支圧板形状で、地震時許容圧縮荷重が作用した場合、約60%の荷重が支圧板を介してコンクリートに伝達される。
- 4) 結合部の耐荷変形特性を解析した結果、実験値との対応は良好であり、提案解析モデルで結合部の力学挙動の推定が可能と判明した。
- 5) 上記解析モデルで、実施結合部の設計検討を行い、耐荷安全性を確認した後、施工を行い斜張橋を完成させた。

謝辞：本研究を行うに当たり貴重な御意見、御指導を頂いた「鶴見つばさ橋の設計施工に関する調査研究委員会（委員長：伊藤學東京大学名誉教授、埼玉大学教授）」の諸先生方および関係者の方々、ならびに実験、検討に携

わった多くの方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 入山潔：首都高速湾岸線鶴見航路橋基礎工事の施工，建設の機械化，pp.11-18，1990年11月。
- 2) 森河久，伊東昇，森本精洋，阿部幸夫：鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 39 A，pp.1335-1346，1993年3月。
- 3) 森邦夫，帆足博明，木村一也：生口橋接合部実験報告，本四技報，Vol. 13，No. 49，pp.48-52，1989年1月。
- 4) 安孫子敏雄，鯨井裕嗣，和泉公比古，森本精洋：鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管との結合構造に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.47-56，1988年2月。
- 5) 山田嘉昭：マトリックス法の応用，東京大学出版会，p. 174，1972年6月。

(1995.4.20 受付)

STUDIES ON CONNECTING STRUCTURE BETWEEN STEEL SHELL AND STEEL REINFORCED CONCRETE

Akihiro MORIMOTO, Hisashi MORIKAWA and Noboru ITO

The main tower of the Tsurumi Tsubasa Bridge consists of the steel shell structure for the upper part and the steel reinforced concrete structure for the lower part. To connect these two parts, a new type structure has been developed on the basis of experimental study. The shear basic test of the connection reinforcement was carried out. Then the structural model test and the large-scale structural model test on the connecting part of the main tower were carried out. It was recognized that the proposed connecting structure had enough load carrying capacity and deformation characteristic. Besides, the estimating method of shear strength and deformation characteristic of the connecting part was obtained.

Consequently, the proposed connecting structure has been applied successfully at the Tsurumi Tsubasa Bridge of Metropolitan Expressway.