

◆ 長大橋特集 ◆

超長大橋基礎の断面のコンパクト化および 主塔との新しい結合方法に関する検討

福井次郎* 貴志友基** 大越盛幸*** 古荘伸一郎****

1. はじめに

現在検討されている新交通軸の一部を形成する超長大橋建設を実現するために必要な技術的課題の一つとして大水深基礎の建設技術がある。基礎研究室ではこれまでの検討の結果、明石海峡大橋で採用された設置ケーソン基礎を改良したツインタワー基礎(図-1 参照)や鋼殻を使用して剛性を大きくしケーソンの内部を中空にした中空剛体基礎を現実可能な基礎形式として提案してきた。

提案した新形式基礎を実現させるため、新たな技術的課題として、大規模水中鉄筋コンクリートの設計・施工技術の開発、外洋における施工効率の向上等が挙げられている。また、断面のコンパクト化、施工合理化等も含め、コスト縮減に関する技術を開発する必要がある。さらに、経費削減を図るために革新的な基礎形式のコンセプトも求められている。

本報文では、これらの課題のうち鋼製主塔と基礎の接合部のコンパクト化および主塔と下部構造の新しい結合方法について検討を行ったので報告する。

2. 基礎の断面のコンパクト化に関する検討

現在計画中である東京湾口道路試設計^{1),2),3)}の2Pツインタワー基礎の下部構造柱部(以下「柱部」という)を対象に試算を行い、断面のコンパクト化について検討を行った。

試算にあたって考慮する入力地震動としては2つのレベルを考慮する。橋の供用期間中に発生する確率が比較的高い地震動(東京湾口レベル1地震動)については、過去に実施した応答スペクトル解析の結果を用いた。この地震動の規模は、道路橋示方書・同解説の地震時保有水平耐力法レベルの地震動のうちタイプIにはほぼ相当し(図-3 参照)、これに対しては許容応力度レベルの設計を実施した。また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが規模の大きい地震動(東京湾口レベル2地震動)については設定がなされていないので、発生確率の低い大規模地震動はタイプIIに相当する規模とみなすこととして、前述の地震動をタイプIとタイプIIの比率で補正した。この地震動に対しては耐力レベルの設計を実施した。また、基礎の浮上りを考慮したエネルギー一定則により補正⁴⁾

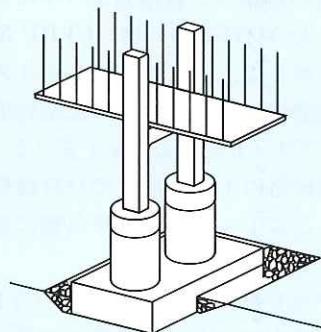
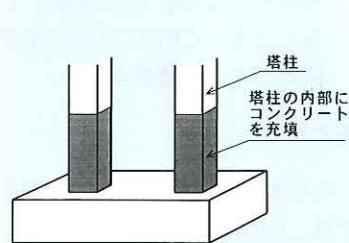
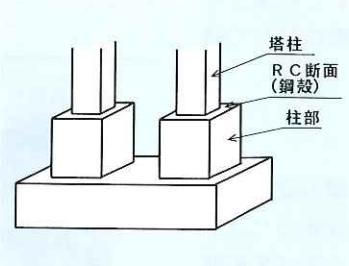
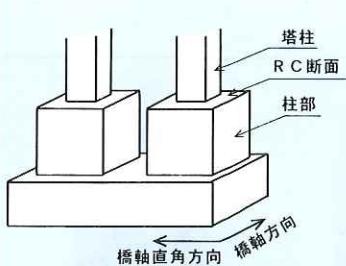


図-1 ツインタワー基礎



ケース1 RC断面(試設計例)

ケース2 鋼殼+RC断面

ケース3 鋼製主塔内部コンクリート

図-2 試算ケース

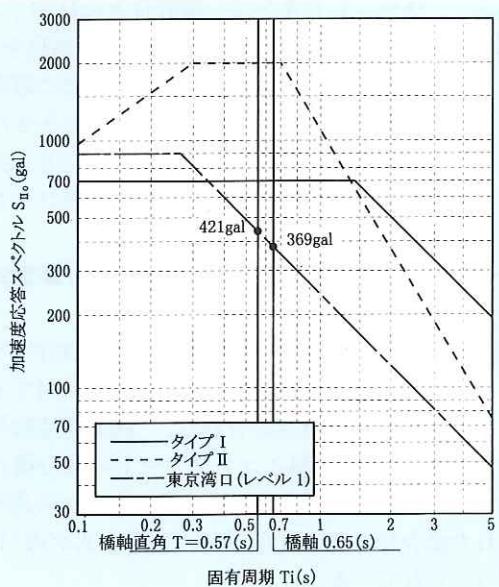


図-3 加速度応答スペクトル

を行った。その結果、東京湾口レベル 2 地震動は橋軸方向で東京湾口レベル 1 地震動の 1.5 倍、橋軸直角方向で 1.8 倍となり、これを用いて断面力の算出を行うこととした。

柱部の構造断面を試算した結果を表-1 に示す。

表-1 合理的構造断面計算結果

	ケース 1 (RC 断面)	ケース 2 (RC+鋼殻断面)	ケース 3 (主塔内部コンクリート充填)
在来材料	<p>断面形状</p> <p>$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ SD345 D51 - 3段</p> <p>注) 東京湾口レベル 2 地震動を満足しない</p>	<p>注) 鋼殼の板厚は最大 100mm まで考慮</p> <p>$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ SD345 SM490Y</p> <p>鋼殼 $t = 98 \text{ mm}$ SM490Y</p>	
	<p>数量</p> <p>コンクリート $V = 37,800 \text{ m}^3$</p> <p>鉄筋 $W = 16,671 \text{ kN}$</p> <p>—</p>	<p>コンクリート $V = 22,835 \text{ m}^3$</p> <p>鉄筋 $W = 11,768 \text{ kN}$</p> <p>鋼殼 $W = 40,737 \text{ kN}$</p>	<p>$V = \text{---} \text{ m}^3$</p>
高強度材料	<p>断面形状</p> <p>$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 鉄筋 D51-3段 $\sigma_{sy} = 980 \text{ N/mm}^2$</p>	<p>注) アンカーフレームが設置可能な最小寸法</p> <p>注) 鋼殼の板厚を 40mm に固定</p> <p>$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ 鉄筋 D51-3段 $\sigma_{sy} = 835 \text{ N/mm}^2$</p> <p>鋼殼 $t = 40 \text{ mm}$ $\sigma_{sy} = 835 \text{ N/mm}^2$</p>	<p>$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ 鉄筋 D51-3段 $\sigma_{sy} = 785 \text{ N/mm}^2$</p> <p>鋼殼 $t = 75 \text{ mm}$ $\sigma_{sy} = 785 \text{ N/mm}^2$</p>
	<p>数量</p> <p>コンクリート $V = 31,286 \text{ m}^3$</p> <p>鉄筋 $W = 14,710 \text{ kN}$</p> <p>—</p>	<p>コンクリート $V = 20,370 \text{ m}^3$</p> <p>鉄筋 $W = 10,787 \text{ kN}$</p> <p>鋼殼 $W = 15,396 \text{ kN}$</p>	<p>コンクリート $V = 15,468.4 \text{ m}^3$</p> <p>鉄筋 $W = 9,316 \text{ kN}$</p> <p>鋼殼 $W = 24,517 \text{ kN}$</p>

全ケースとも東京湾口レベル 2 地震動を考慮した場合の橋軸直角方向で断面が決定された。

ケース 1 の鉄筋コンクリート構造で在来の材料を使用した場合、柱部の断面が試設計寸法 $16 \times 21\text{m}$ (最大 D51 を 3 段配筋) でも東京湾口レベル 2 地震動を満足しない結果となり、さらに断面を大きくする必要がある。しかし、高強度鉄筋 (鋼材の降伏点強度 (以下「 σ_{sy} 」という) が 980 N/mm^2 の鋼材) D51、3 段配筋を使用することにより、断面寸法を縮小化することが可能であり、試設計の断面構造でも満足する結果となった。在来の材料を使用した場合と比較して断面を 2 割程度縮小することができる。

次に、ケース 2 の柱部の周面に鋼殼を配置し、鋼殼の抵抗を考慮した鋼とコンクリートの複合構造の場合について試算を行った。図-4 は鋼殼 ($\sigma_{sy} = 210 \text{ N/mm}^2$) の板厚をパラメーターとし、断面形状と降伏モーメントの関係を示したものである。図に東京湾口レベル 2 の作用モーメントも併せて示す。鋼殼の板厚を約 100mm まで厚くすれば最大 $11 \times 16\text{m}$ まで柱部の断面を縮小することが可能である。

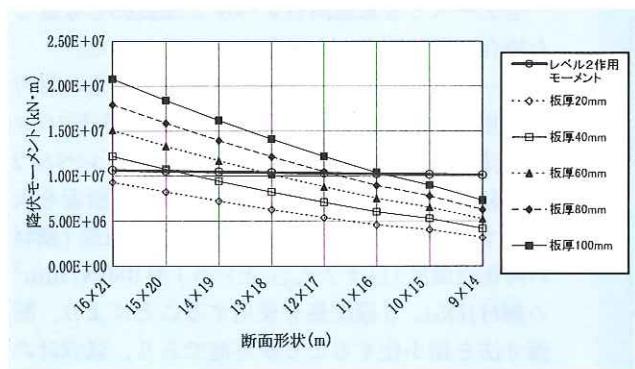


図-4 橋軸直角方向照査結果(ケース2)
(東京湾口レベル2地震動)

さらに、主塔を定着させるためのアンカーフレームが設置可能な最小寸法 $10 \times 15\text{m}$ まで断面を絞るためには高強度材料(コンクリートの設計基準強度(以下「 σ_{ck} 」といふ)を 40N/mm^2 、 $\sigma_{sy} = 835\text{N/mm}^2$ 、板厚 40mm)を使用すればこの寸法に収まることを確認した。

最後にケース3の鋼製主塔の内部にコンクリートを充填した構造を実現させるためには、コンクリート充填部の鋼製主塔の板厚を 75mm まで増したとしても $\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{sy} = 785\text{N/mm}^2$ の高強度材料が必要となる。

3. 鋼製主塔と柱部との結合部の検討

3.1 ソケット方式の結合方法の検討

長大橋における鋼製主塔の柱(以下「塔柱」という)と下部構造柱部の結合方法は、我が国ではこれまでアンカーフレームとアンカーボルトを用いて結合させる構造が一般的であった。この構造では、引抜力は無筋コンクリートとしてせん断抵抗させることとなり、アンカーフレーム端部から柱部端部までの距離はアンカーフレームの埋込深さと同程度以上必要となる。したがって、アンカーフレームの埋込深さも大きくなり、柱部の構造寸法も大きくならざるを得ず、下部構造の経済性、施工性に大きく影響を及ぼす。そこで、コンパクトで施工性に優れた結合方法を提案するために、アンカーフレーム構造に替わる結合方法として、鉄道等で使用されているソケット方式の結合方法に着目し、その設計法が超長大橋吊橋の主塔、下部構造に適用が可能であるか検証を行った。

ソケット方式とは、鋼殻付きの柱部(ソケット)にコンクリートを充填した塔柱を、所定の深さまで埋込み、塔柱と柱部の隙間にコンクリートを充填して一体化させた構造である。主塔に作用する軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力は充填コンクリートを介して柱部に伝達される。

3.2 ソケット方式結合部の耐荷力算定式の検討

現在、ソケット方式の結合部の設計法としては、塔柱、柱部とも円形断面に対する耐荷機構の研究が行われ、「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物」⁵⁾に図-5に示すような力の釣り合いから誘導された結合部の曲げ耐力(M_{ud})の算出式が式(1)で与えられている。

$$M_{ud} = T \frac{2\sqrt{2}}{\pi} d - \frac{LP^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \frac{L(5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (1)$$

M_{ud} : ソケット方式の結合部の曲げ耐力

T : 塔柱と柱部の接合部に作用する摩擦力の合力の最大値

L : 根入れ深さ

P : 柱部に作用する支圧力の合力の最大値

Q : 塔柱に作用する水平力

d : 塔柱の外径

式(1)は、塔柱、柱部とも円形断面に対して行った実験および解析から求められたものである。長大橋で想定している塔柱の形状は矩形であるため、式(1)をそのまま適用することはできない。そこ

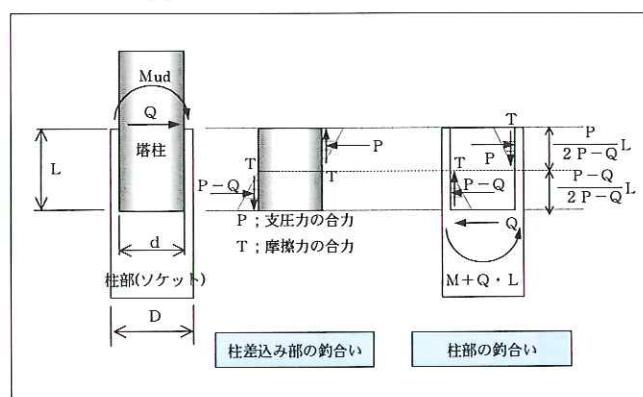


図-5 ソケット方式結合部の耐荷モデル

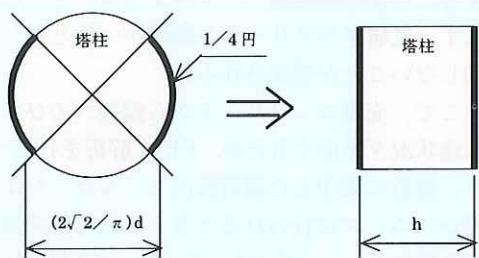


図-6 断面の変換

で、式(1)を修正し矩形断面に対する耐荷力算定式の誘導を行った。修正においては、円形断面の性状を評価している項目を矩形断面に置き換えるため、式(1)に示される $((2\sqrt{2}/\pi)d)$ に着目した。円形断面において円の $1/4$ に作用する圧縮、引張りの摩擦力を考慮しており、着目項は円の $1/4$ に均等な摩擦力が働くときの等価モーメントを表している。そのため、この項を図-6 右図のように、矩形断面の抵抗する面として考え、アーム長を h として評価することとした。

誘導仮定の詳細は割愛するが、矩形断面における

耐荷力算定式は以下のように定義される^{6),7)}。

$$M_{ud} - T \cdot h = \frac{LP^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \frac{L(5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (2)$$

h : 塔柱の荷重作用方向の断面長

3.3 ソケット方式の結合部の試算

ソケット方式の結合部の耐力算定を矩形断面に置き換えた式(2)において根入れ長(L)を変化させて P を算出し、鋼殻部材の必要板厚を算出した。

検討では、塔柱断面を $13m$ (橋軸方向) $\times 7.6m$ (橋軸直角方向)、柱部(鋼殻断面)の寸法を $15m \times 9.6m$ 、塔柱と柱部の縁端距離を $1m$ とし、鋼殻の設計引張降伏強度を $340N/mm^2$ と仮定して比較、検討を行った。

塔柱の柱部への根入れ長(L)と鋼殻部材の必要板厚(t)との関係について示したもののが図-7である。試算は橋軸直角方向について行っており、軸力変動については考慮していない。根入れ長は橋脚の短辺長(橋軸直角方向)との比(以下「根入れ比」とする)で評価している。これによれば、根入れ比を大きくすれば所要鋼殻部材が徐々に薄くなるという結果となっているが、その傾向が著しいのは根入れ比が 1.0 程度までである。それ以上の根入れ比では板厚の減少率が小さくなり、 1.5 付近ではほとんど変化しない結果となった。柱の根入れ長さと断面寸法の比は板厚の減少率、経済性から 1.5 前後が妥当ではないかと考えられる。鉄道構造物等設計標準の断面算定方法においてもソケット部への根入れ比を 1.5 以上と規定している。

図-8 は塔柱と柱部の縁短距離(コンクリートが充填される部分の厚さ)を変化させた場合、柱部の所要鋼殻板厚について示したものである。これによれば、塔柱と柱部の間隔が $2.5m$ のときに鋼殻の所要板厚が最も薄くなった。間隔が $2.5m$ 以上となると逆に所要板厚が増加する傾向となる。要因としては、コンクリート充填部分の断面が大きくなると鋼殻に柱を埋め込むソケット方式ではなく、無限長の厚さのある部材に柱を埋め込むような方式、すなわち通常用いられてきて

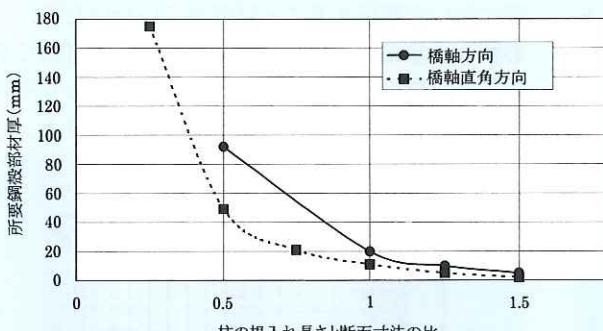


図-7 根入れの影響

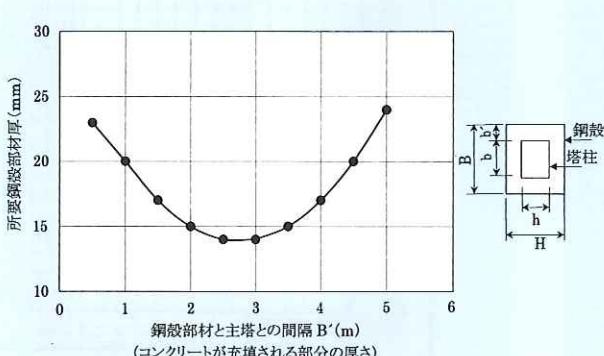


図-8 コンクリート充填部分の厚さの影響

るアンカーフレーム方式としての挙動を示すものと考えられる。以上の結果から式(2)は設計の適応に限界があると思われる。

3.4 FEM 解析による応力伝達現象の確認

ソケット方式の柱部での破壊形態は円形断面で行われた実験の結果から⁸⁾、

第一段階(弾性域)

柱部上部圧縮側の充填コンクリートに周方向ひずみが卓越し、半径方向にひび割れが発生する。

第二段階(塑性域)

荷重の増加と共に圧縮側の充填コンクリートおよびそこに接する鋼殻の周方向ひずみが急増する。鋼殻の側面に生じたせん断ひずみの増大が顕著となる。

第三段階(破壊域)

以降、塔柱の変位の増加と共に引張側の抜け出しが起こり、充填コンクリートが鋼殻から抜け出す挙動を示す。

と、考察されている。

この破壊形態では、柱部の鋼殻断面が円形で曲率が一定であるため、圧縮側の充填コンクリートの周方向ひずみがそこに接する鋼殻に伝達され、さらに側面周方向に伝達され、充填コンクリートと鋼殻が一体となって抵抗すると考えることによって説明でき、設計でもこの様な段階を経た破壊を結合部の標準的な破壊と想定している。これに対し、鋼殻が矩形断面の場合は、コーナー部が存

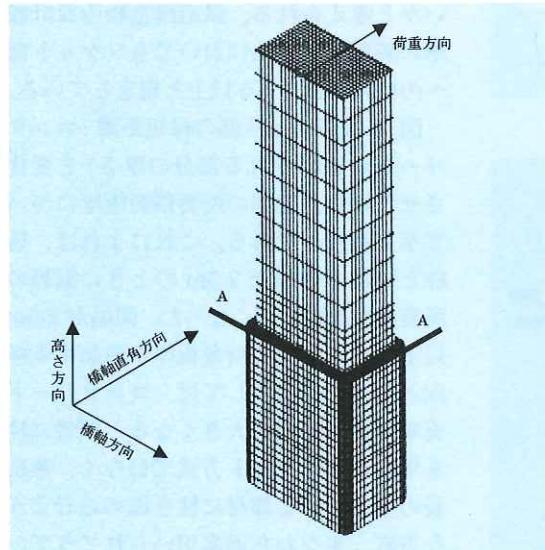


図-9 解析モデル

在するため鋼殻側面部へひずみがスムーズに伝達されず、充填コンクリートと鋼殻が一体となって挙動しないことが懸念される。

そこで、充填コンクリートから鋼殻へのひずみの伝達状況を把握するため、FEM 解析を行った。なお、解析に使用した鋼殻断面モデルは、ひずみ伝達がスムーズに行われると考えられる隅角部に曲率を保たせたハンチ(サークルハンチ)付き矩形断面とした。

解析モデルを図-9に、断面の応力状態を図-10に示す。

解析結果によれば、円形断面のように鋼殻側面部までスムーズにひずみが伝達されるような結果は得られなかった。しかし、ハンチ部分を介して側面にもひずみが伝達されており、矩形断面においても充填コンクリートと鋼殻が一体となって抵抗する傾向が確認できた。

これにより、破壊形態の第一段階の現象がほぼ確認されたと考えられ、矩形断面においてもその応力状態を再現できる可能性を示唆している。

しかし、第二段階以降の破壊現象の確認は現段階において把握することはできていないため、矩形断面を算定するために提案された式が有効であることを根拠づけるため、今後、実験によりその挙動を明確にしていく必要があると思われる。

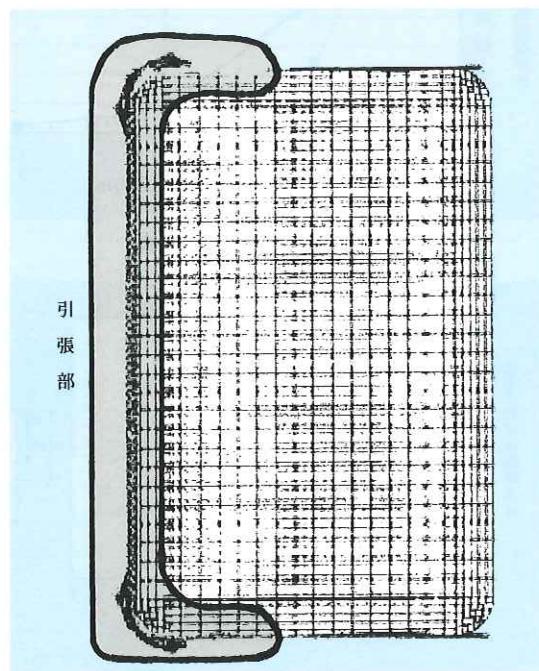


図-10 応力ベクトル図 (A-A 断面)

3. まとめ

超長大橋の下部構造の断面を縮小できる合理的な基礎構造、また、鋼製主塔と下部構造柱部の結合方法について検討するため、現在計画中である東京湾口道路の試設計 2P 橋脚をモデルとして、断面のコンパクト化およびソケット方式の検討を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 通常用いられてきたアンカーフレーム形式で使用する鋼材やコンクリートに高強度材料を用いることで、従来に比べ 2 割程度断面を小さくできることを確認した。
- (2) 鋼製主塔の塔柱と下部構造柱部の合理的な結合方法としてソケット方式の結合について FEM 解析を行った。この結果、既に基準化されている円形断面と同様、柱部鋼殻上部圧縮側で周方向ひずみが卓越していくことが確認され、ソケット方式が矩形断面でも有効な結合方法であるとの見通しを得た。しかし、その有効性を明確にするためには、破壊性状などを把握するための実験が必要である。
- (3) 円形断面においては、曲率が一定のため鋼殻側面へスムーズにひずみが伝達されるが、矩形断面の場合はコーナー部が存在するため、円形断面のようにひずみが鋼殻側面へ伝達しない。そのため、コーナー部をサークルハンチとして FEM 解析を行った結果、ハンチ部分を介して側面にひずみが伝達されることを確認した。今後、ひずみの伝達機構を確認するため、さらに検討を行う必要がある。

4. 最後に

本研究を行うに際し、(財) 海洋架橋調査会、本州四国連絡橋公団並びに関係各所で行われました実験、解析結果等を参考とし、試算、解析を行いました。関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 建設省関東地方建設局、平成 8 年東京湾口道路技術調査報告書、平成 9 年 3 月
- 2) 建設省関東地方建設局、平成 9 年東京湾口道路技術調査報告書、平成 10 年 3 月
- 3) 建設省関東地方建設局、平成 10 年東京湾口道路技術調査報告書、平成 11 年 3 月
- 4) 本州四国連絡橋公団、大規模地震時の長大橋の点検・健全度評価に関する基礎資料、平成 9 年 3 月
- 5) 運輸省鉄道局 鉄道構造物等設計基準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物
- 6) 木下、沖本：異径コンクリート充填鋼管差込継手の実験及び解析について、土木学会第 50 回年次学術講会、I-123, p.245~246, 1994.9
- 7) 築島、野澤、鷹野、木下：コンクリート充填鋼管柱のソケット結合部の耐力評価について、土木学会第 52 回年次学術講演会、V-224, p.448-449, 1996.9
- 8) 鷹野、石橋、鎌田、木下：柱と杭をコンクリート充填鋼管とした接合部の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18, No.2, 1996.

福井次郎*



建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室長
Jiro FUKUI

貴志友基**



本州四国連絡橋公団
長大橋技術センター
(前 基礎研究室)
Yuuki KISHI

大越盛幸***



建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室
研究员
Moriyuki OKOSHI

古庄伸一郎****



同 基礎研究室交流研究员
Shinichiro FURUSYO