

(55) 公園地下に建設した大阪市中央体育館の大スパンシェル屋根の設計と施工

(株) 日建設計 大阪本社 構造部 原 克己  
 同 上 ○阿波野昌幸  
 (株) 大林組 本店 工務 田淵博昭  
 (株) ピー・エス 大阪支店 建築部 正会員 戸潤 隆

1. はじめに

本年5月に完成した新しい大阪市中央体育館は、大量の観客が容易にアクセスでき、スポーツ施設の集積も図られる八幡屋公園に計画された。同公園は、大阪市の中心部梅田から南西に7kmほどの距離に位置し、地下鉄中央線の朝潮橋駅からは徒歩で1~2分である。本建物の計画は緑地の少ない大都市圏において、緑につつまれた公園と大規模な建築物を融合させる目的から、メインアリーナ、サブアリーナなど全ての施設が公園地下に設けられた。特に直径110m、高さ30mのメインアリーナを覆う屋根は、プレストレストコンクリート球形シェル構造とした。屋根面の盛土・植栽等の荷重(平均5~6t/m<sup>2</sup>)を支持するシェルドームに対し、その裾野部とテンションリングには約2万tonの緊張力を導入している。またそのシェルドーム部はプレキャストPC部材と現場打ちコンクリートの合成構造としている。本論文は、シェルドームの構造設計、およびシェルドーム裾野部・テンションリングへの大容量テンドンによるプレストレスカの導入、緊張管理、グラウト管理などについて報告する。

2. 建築概要

建物名称: 大阪市中央体育館  
 所在地: 大阪市港区田中3丁目八幡屋公園内  
 建築面積: 442m<sup>2</sup>  
 延床面積: 38425m<sup>2</sup>  
 階数: 地下3階  
 高さ: (基準階高さをSGL=OP+1.6mとしたとき)  
 ・軒高 SGL +26.6m(地盤面 +4.0m)  
 ・最高部高 SGL +30.0m(地盤面 +7.4m)  
 ・基礎深さ SGL -11.5m  
 ・B3FL SGL -9.5m(アリーナ床レベル)

構造種別:  
 ・基礎 RC連続地中壁、場所打ちコンクリート杭  
 ・架構(アリーナ屋根)  
     プレストレストコンクリート球形シェル構造  
     (上記以外)  
     鉄筋コンクリート造及び  
     一部プレストレストコンクリート造  
 発注者: 大阪市教育委員会事務局  
 設計監理: 大阪市都市整備局営繕部・(株)日建設計  
 施工: 大林・西松・浅沼共同企業体(建築)  
 メインアリーナPC施工: (株)ピー・エス  
 サブアリーナ基礎PC施工: フドウ建研(株)

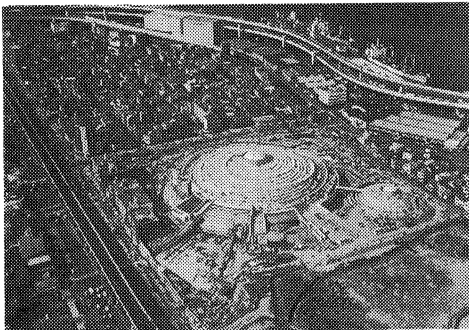


写真-1 全景

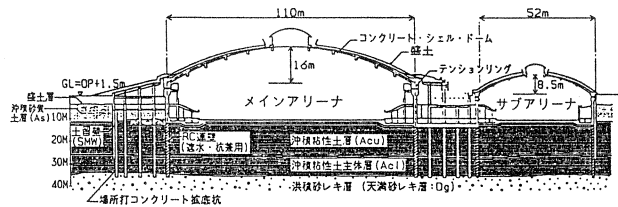


図-1 構造断面図

### 3. 構造計画

#### 3-1 球形シェルの構造計画

##### (1) 球形シェルの構造上の特徴

本建物のアリーナ屋根に採用したコンクリート球形シェルには、次のような構造上の特徴がある。

- 1) メインアリーナは直径が110m、ライズが16m、サブアリーナは直径が52m、ライズが8.5mのいずれも大スパンのコンクリート球形シェルである。
- 2) シェルの主構造は鉄筋コンクリート造とし、その最外周部のテンションリングは現場打ちのプレストレストコンクリート造とし、メインアリーナが約2万ton、サブアリーナが約3千tonの緊張力を導入している。
- 3) シェル部分は施工性および経済性等を考慮して、プレキャストPC版およびプレキャストPC梁と現場打ちコンクリートによる合成構造とした。

##### (2) 球形シェルの構造計画

球形シェルの‘力の流れ’の概念図を図-2に示す。

この図に示されるように、球形シェルに鉛直荷重が加わると放射方向(半径方向)に圧縮力が流れテンションリングに伝達し、テンションリングとシェルの外周縁を膨らませるような引張力が作用する。この引張力に対し、テンションリング及びシェル裾野部に合計30本の大容量テンドンを配置し引張力に抵抗させた。本計画のような大荷重を支持する大スパン屋根構造の場合、応力状態がテンションリング部分を除いて、圧縮応力状態となる球形シェル構造とし、圧縮力に強いコンクリート造にすることで、非常に経済的かつ合理的な構造となる。テンションリングにプレストレスを導入することにより、コンクリートの材料特性である引張耐力の小さい特性を補うことができ、コンクリートを圧縮材として全断面有効に活用できることとなる。また、コンクリート打込みや盛土を載せるといった施工段階において、段階的にプレストレスを導入することにより、コンクリートの応力・変形を各施工段階でコントロールすることができる利点がある。

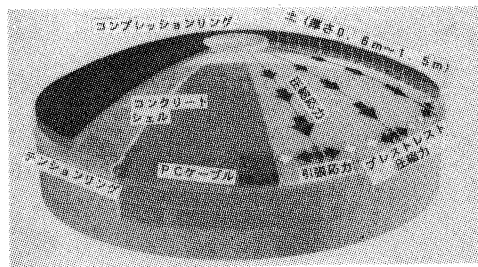


図-2 球形シェルの(力の流れ)概念図

メインアリーナの屋根は、厚さ480~1200mmの球形シェル部と、最外周部のテンションリング梁(縦5.24m×横3.0mの長方形断面の現場打ちコンクリート梁)と頂部に配した直径16mのコンプレッションリング梁(プレキャストPC梁)から構成されている。球形シェル部分は、図-3に示すように、円周方向にリング状に5重に配したプレキャストPC梁と、そのプレキャストPC梁間に敷き並べたプレキャストPC版(DT版)および現場打ちコンクリートによる合成構造とした。

プレキャストPC版およびプレキャストPC梁を採用したのは次のような理由による。プレキャストPC版が現場打ちコンクリートの型枠となるため、足場製作作業および型枠工事が簡素化される。また、そのPC版を支持する部材を剛性の高いプレキャストPC梁にすることにより、支保工がPC梁の端部の支持点に集約され、そのPC梁のたわみ量が小さいためスパン(支保工間隔)も十分に確保することができる。

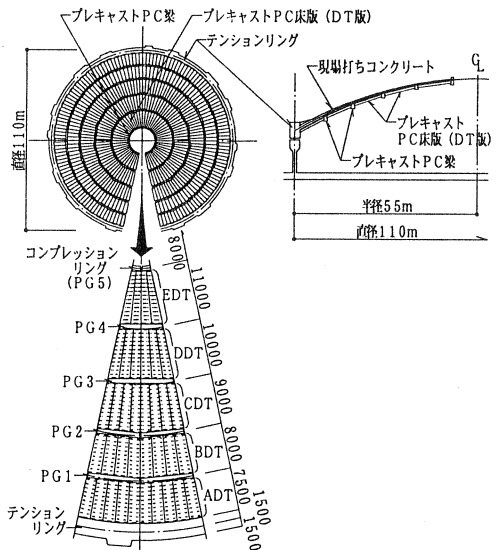


図-3 球形シェル概念図

(3) シェルの支承部の構造

アリーナ屋根の球形シェルは、図-4に示すように、テンションリングの下端において、半径方向に変形可能な積層ゴムの支承により支持されている。このゴム支承は、球形シェルの鉛直荷重および上下動の地震荷重をテンションリング下の円筒形の耐震壁(リングウォール)に伝達する一方、プレストレスを導入した場合や、鉛直荷重の変動による半径方向の水平変形、さらに長期間のクリープ変形を拘束しないための半径方向ローラー機構の役割を持たせている。また、球形シェルの円周方向の変形は、テンションリングおよび下部リングウォールと一体としたコンクリート造のシアキーにより拘束し、地震時に生じる球形シェルの水平力はそのシアキーを介して下部リングウォールに伝達させる構造とした。

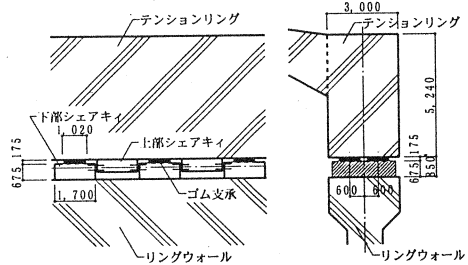


図-4 支承部詳細図

3-2 設計方針

(1) 長期荷重時応力に対する方針

長期荷重に対して球形シェルの現場打ちコンクリート部分は約20~40kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮応力度とし、引張応力が生じないようにした。特にテンションリングにおいては、約20kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮応力度となるようにプレストレスを導入した。また、球形シェルドーム部分の現場打ちコンクリートと一体となっている型枠兼用の本設使用のプレキャストPC版およびプレキャストPC梁は、引張応力の生じないフルプレストレスのPCとし、圧縮応力度も長期許容圧縮応力度 ( $F_c/3=166.7\text{kgf/cm}^2$ ) 以下におさめることとした。このように、球形シェルを構成するコンクリート部材は長期荷重に対してはコンクリートに引張応力を発生させない設計とした。また、終局時に対する設計として、長期荷重時応力の1.7倍の荷重  $[1.7(G+P)]$  に対して球形シェルの現場打ちコンクリート部分の圧縮応力が短期許容圧縮応力度 ( $F_c \times 2/3=240\text{kgf/cm}^2$ ) 以下におさまり、引張応力はひび割れ発生引張応力度 ( $F_c/10=36.0\text{kgf/cm}^2$ ) 以下におおむねおさまるように断面を決めた。また、この荷重時のプレキャストPC版およびプレキャストPC梁は、圧縮応力が短期許容圧縮応力度 ( $F_c \times 2/3=333.3\text{kgf/cm}^2$ ) 以下、引張応力がひび割れ発生引張応力度 ( $F_c/10=50.0\text{kgf/cm}^2$ ) 以下となるようにした。

なお、施工段階を追った球形シェルの応力については、圧縮応力が施工時許容圧縮応力度(現場打ちコンクリート部:  $0.45F_c=162.0\text{kgf/cm}^2$ 、プレキャストPC部:  $0.45F_c=225.0\text{kgf/cm}^2$ ) 以下となり、引張応力は施工時許容引張応力度(現場打ちコンクリート部:  $0.07 \times 0.45 \times F_c=11.34\text{kgf/cm}^2$ 、プレキャストPC部:  $0.07 \times 0.45 \times F_c=15.75\text{kgf/cm}^2$ ) 以下となるように設計した。

(2) 地震荷重時応力に対する方針

設計用の地震荷重として水平震度 0.3の水平力に対し、シェルのコンクリートの圧縮応力が長期許容圧縮応力度 ( $F_c/3$ ) 以下に納まり、引張応力が生じないように設計した。また、大地震荷重として設計用地震荷重の1.5倍の水平力  $[G+P+1.5K]$  に対して圧縮応力が短期許容圧縮応力度 ( $F_c \times 2/3=240\text{kgf/cm}^2$ ) 以下に納まり、引張応力がひび割れ発生応力度 ( $F_c/10=36.0\text{kgf/cm}^2$ ) を超えないことを確認している。また、上下動の地震荷重の検討として、長期荷重の1.7倍の荷重  $[1.7(G+P)]$  に対してコンクリートの圧縮応力が短期許容圧縮応力度以下に、引張応力がひび割れ発生応力度以下となるように設計した。さらに、球形シェルに対し時刻歴応答解析を行い、各部の応力度検討を行っている。応答解析は、水平1方向入力、上下1方向入力および水平2方向・上下1方向同時入力の3ケースについて行った。なお、採用地震波は、EL CEN TRO NS, EW, UD波、T A F T NS, EW, UD波およびO S A K A 206 EW波を採用し、地震動の大きさはレベル2地震動を40cm/secとした。応答解析結果より、レベル2地震動でもシェルのコンクリートの圧縮応力は短期許容圧縮応力度以下に、引張応力はひび割れ発生応力度以下に納まる結果となった。

### 3-3 球形シェルの 施工手順

テンダンの緊張は  
施工段階の荷重に応  
じて3段階に分けて  
行うこととした。そ  
の手順を図-5に示  
す。

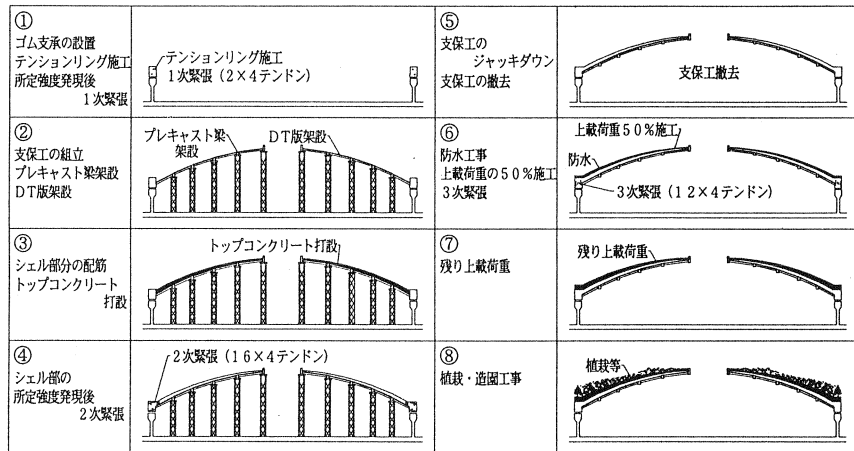


図-5 球形シェルの施工手順

### 3-4 テンダンの配置設計

テンダンはテンションリング部に24本、シェル部分に  
6本で合計30本配置し、1テンダンの緊張力は807tf(0.  
85Py)とした。これから摩擦ロス等を考慮すると導入力  
は合計約20000tfとなり、これを鉛直荷重による引張力  
に抵抗させた。球面シェルの外周は約350mあるため、30  
本のPCテンダンは平面的に均等に4分割し、引き出し  
の直線部を入れて、1テンダンの長さは約110mとした。  
テンダンの断面配置およびその引き出し方法を図-6に  
示す。テンションリング部(A~D列)については、1  
テンダンの4分の1周した後、

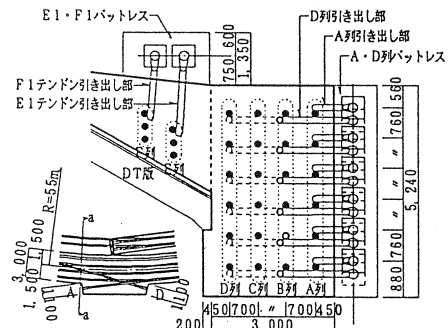


図-6 断面配置図

接線方向へ直線的にテンシ  
ョンリング側面のバットレスに  
引き出す方法とした。また、  
シェル裾野部のテンダ (E  
・F列) については曲線にて  
シェル上部のバットレスへ曲  
げ上げて引き出す方法とし  
た。写真-2にテンションリ  
ングの施工状況を、写真-3  
に定着部を示す。

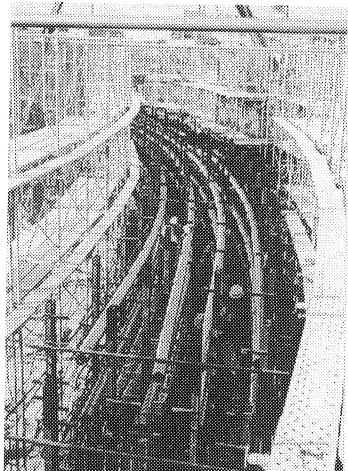


写真-2 テンションリング施工状況

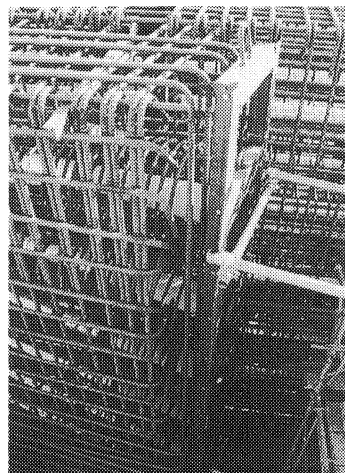


写真-3 定着部

## 4. PC工事

### 4-1 緊張工事

#### (1) 概要

緊張作業は、8台の1100tf級ジャッキを使用して行った。シェルに対し均等に荷重を作用させるためには、  
緊張作業の進行状態を各ジャッキ間で同調させる必要があった。そこで、各オペレーター間のポンプ操作の

歩調を合わせるため、図-7に示すように計測管理室を基点とし、各ジャッキ間に有線による同時通話可能な通信システムを採用した。また、テンドンの伸び量(700mm)とジャッキストローク量(300mm)との関係より、緊張作業中2回のジャッキの盛替え作業が必要であったが、このシステムにより細かな作業指示の伝達、確認が可能となり作業を円滑に行うことができた。

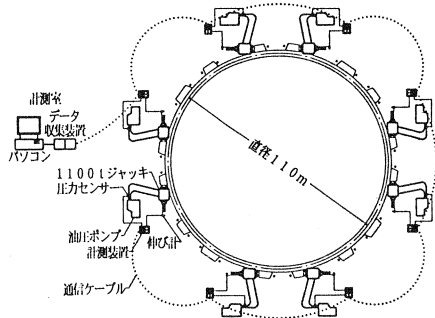


図-7 計測システム概要図

(2) 緊張管理要領

今回の緊張においては、テンションリングの必要断面導入力 20000tfを確保するため、全テンドンの伝達荷重を把握し摩擦係数を算出する必要があった。設計値において $\mu=0.25(1/\gamma a$

$d)$ 、 $\lambda=0.001(1/m)$ と $\lambda$ 値を低く設定したため、摩擦係数の算出については、両変数である $\mu$ 、 $\lambda$ の内 $\lambda$ 値を0.001と固定して $\mu$ 値の算出を行った。この $\mu$ 値が0.25を上回った場合はテンションリング各断面位置での導入力を計算し、最終的に断面導入力 20000tfを超えることを確認することとした。このため、テンドンの両端にセットされた2台のジャッキをそれぞれ加圧側、受圧側と設定し緊張を行った。加圧側ジャッキを100tfきざみで加圧したときの受圧側ジャッキへの伝達荷重は、計測管理室のパソコンにリアルタイムにデータ収集され、各4本のテンドンの摩擦係数が計算表示された。また、荷重データはあらかじめキャリブレーションを行った圧力センサーにより測定し、デジタル値にて表示した。また、テンションリング内に設置した鉄筋計の計測データにより算出される軸力の増加分、および変位計により計測されるテンションリングの変形量を解析値と比較し、確実に緊張力が導入されていることを確認した。

(3) 緊張管理結果

図-8に $\mu$ 値の計測結果及び断面導入力の一例を示す。 $\mu$ 値はおおむね0.25以下となつてはいるが、テンションリング部分(A~D列)とシェル裾野部(E・F列)のテンドンとを比較すると、シェル裾野部の方が大きい値となり0.25を超えるものも見られた。その理由としては、テンションリング部のテンドンは接線方向に直線的に引き出しているのに対し、シェル裾野部のテンドンでは、シェル上部へ小さい曲げ上げ半径により引き出しているためと推測される。しかし、テンションリング部の24本のテンドンの $\mu$ 値が小さく必要断面導入力の 20000tfは問題なく確保することができた。

A1	B1	C1	D1	E1	F1
0.118	0.159	0.147	0.132	0.267	0.236
A2	B2	C2	D2	E2	F2
0.168	0.104	0.126	0.150	0.234	0.239
A3	B3	C3	D3	E3	F3
0.147	0.148	0.150	0.102	0.336	0.304
A4	B4	C4	D4		
0.151	0.154	0.172	0.140		
A5	B5	C5	D5		
0.138	0.119	0.137	0.139		
A6	B6	C6	D6		
0.138	0.150	0.133	0.139		

A1	B1	C1	D1	E1	F1
683	747	727	722	593	606
615	745	690	689	602	598
A2	B2	C2	D2	E2	F2
656	748	725	717	667	673
A3	B3	C3	D3	E3	F3
667	747	699	730	698	693
A4	B4	C4	D4	E4	F4
615	745	690	689	686	684
A5	B5	C5	D5		
665	747	717	720		
A6	B6	C6	D6		
672	748	725	720		
615	745	690	689		
A6	B6	C6	D6	E6	F6
672	747	717	720		
615	745	690	689		

Σ = 21001 t (20395 t)

実測 $\mu$ 値  
 :1次緊張  
 :2次緊張  
 :3次緊張

上段は実測 $\mu$ による導入力  
 下段は設計導入力( $\mu=0.25$ )

図-8  $\mu$ 値計測結果および断面導入力

4-2 グラウト工事

(1) 配合試験および注入実験

本工事のグラウトは、大口径(内径147φ)、約110mの長さのシースにより注入量が約1.5m<sup>3</sup>となること、注入時期が冬期から夏期に渡ることなどから、品質および施工性の良好なグラウトの選定のため、冬期・夏期の各配合試験、実物大の試験体による注入実験を行った。

配合試験は、現場での注入時における施工性を考慮し、良好なコンシステンシーを120分以上保持した上で所要の品質を確保できる配合を選定することを目的とした。その結果、グラウトの水セメント比を冬期40%、夏期42%と決定し、双方とも高性能AE減水剤を1.4%使用するものとした。膨張剤は適度な膨張が得

られるよう夏期用と冬期用の2種類を使用した。表-1に配合表を示す

注入実験では、①配合試験により選定された配合による実際の施工性の確認、②施工時間(タイムスタディ)の把握、③注入必要量の把握、④実際の充填状態の確認、⑤中間部エア抜きの位置の選定を目的とし約110mの長さで実際のシースを配置し、ストランド(E6-42)を挿入して行った。なお、試験体はエア抜き間隔の異なる2タイプとした。写真-4に試験状況を示す。

結果として、施工性については特に問題はなく、本試験をもとにきめ細かな作業手順を確立し実施工に反映した。また、養生期間をおき試験体の切断を行い、実際にシース内のグラウト充填状況を確認した。また写真-5に示すように十分な充填状況が確認され、中間部エア抜きの間隔を20~30mと決定した。なお、今回の施工に際し、通常トランペットシース部に設けるグラウト注入口、排出口をアンカーヘッドにかぶせたキャップに設け、アンカーヘッドに設けた2つの孔(17.6φ)よりシース内にグラウトを注入する方法を採用したが、充填状態は非常に良好であった。

	W/C (%)	セメント (Kg)	水 (Kg)	減水剤 (Kg)	1バッチ当たり	
					膨張剤 (Kg)	膨張率
夏	42	80	33.6	1.12 [C×1.4%]	0.8 [C×1.0%]	小
冬	40	80	32.0	1.12 [C×1.4%]	0.8 [C×1.0%]	大

表-1 グラウト配合表

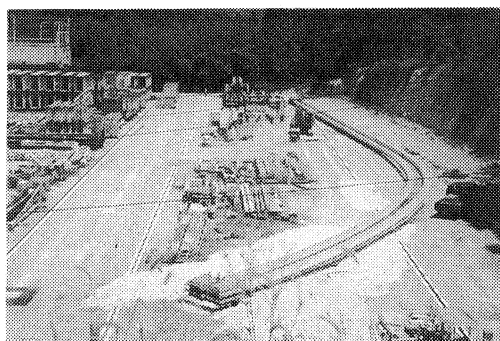


写真-4 グラウト注入実験



写真-5 グラウト充填状態

## (2) 注入工事

グラウト量が大容量であることから現場内にミニプラントおよびアジテーター(0.5m<sup>3</sup>)を設置し、グラウト供給量の確保をはかった。品質管理上、練り混ぜ直後、注入開始直前、さらに排出口から排出されたグラウト材についてコンシステンシー試験を行い品質の確保につとめた。また、シースが大口径であるため、グラウト充填後、約15分間シース内のエアがエア抜き部へ上昇するのを待って、再注入によりエアの排出を行い、必要圧力まで加圧し注入完了とした。

結果として大容量のグラウト注入にもかかわらず、注入実験により作業手順を確立したため、順調に作業が進み、また、エア抜き状況およびアンカーキャップ取り外し後のアンカーヘッド部の充填状況より、シース内におけるグラウト充填状況が良好なことが推測された。

## 5. おわりに

本建物は緑地の少ない大都市圏において、緑につつまれた公園とその公園地下に建設された大規模なスポーツ施設を融合させた画期的な大空間構造物であり、本報告はその中のPC施工技術を中心に報告したものである。本建物の基本設計終了後、実施設計を進めるにあたり、大容量のプレストレストコンクリートおよびハーフプレキャストPC部材の設計・施工の問題点など、数多くの点について熱心な御指導、御助言を頂いた大阪大学工学部建築工学科鈴木計夫教授に対し深く感謝の意を表します。また施工ならびに実験、解析等に対し、多くの御協力、御尽力を頂いた大林組技術研究所を始め関係各位に対し厚く御礼申し上げます。