

松山市総合コミュニティセンター新築工事

—こども館のプレキャストドームの設計と施工—

世 良 耕 作*
藤 井 忠 義**

1. 建物概要

こども館は一部地下を有する地上2階建の鉄筋コンクリート造の建物である。延床面積は約3400m²で、トップライトのあるユーティリティ広場を介して、その周辺に展示コーナー、プレイルーム、および座席300個のスペースシアターを持ったこども達の夢の館である。文化ホール、図書館および格子梁屋根のあるプラザ広場とは、本誌別途報告“プラザ屋根のプレキャスト格子梁の設計と施工”掲載の図-1でわかるように、スパン

32mの渡廊下で連絡している。スペースシアターは屋根が球形ドームで、天井全体がオムニマックス映像システムの球形凹面のスクリーンとなっている。ここではこのドームの設計と施工および計測について報告するものである。図-1にスペースシアターの断面図を示す。

2. 構造設計概要

2.1 構造計画および建方計画

オムニマックスのスクリーンは、精度的に完全な球形凹面が要求されていることから、構造躯体をそのままス

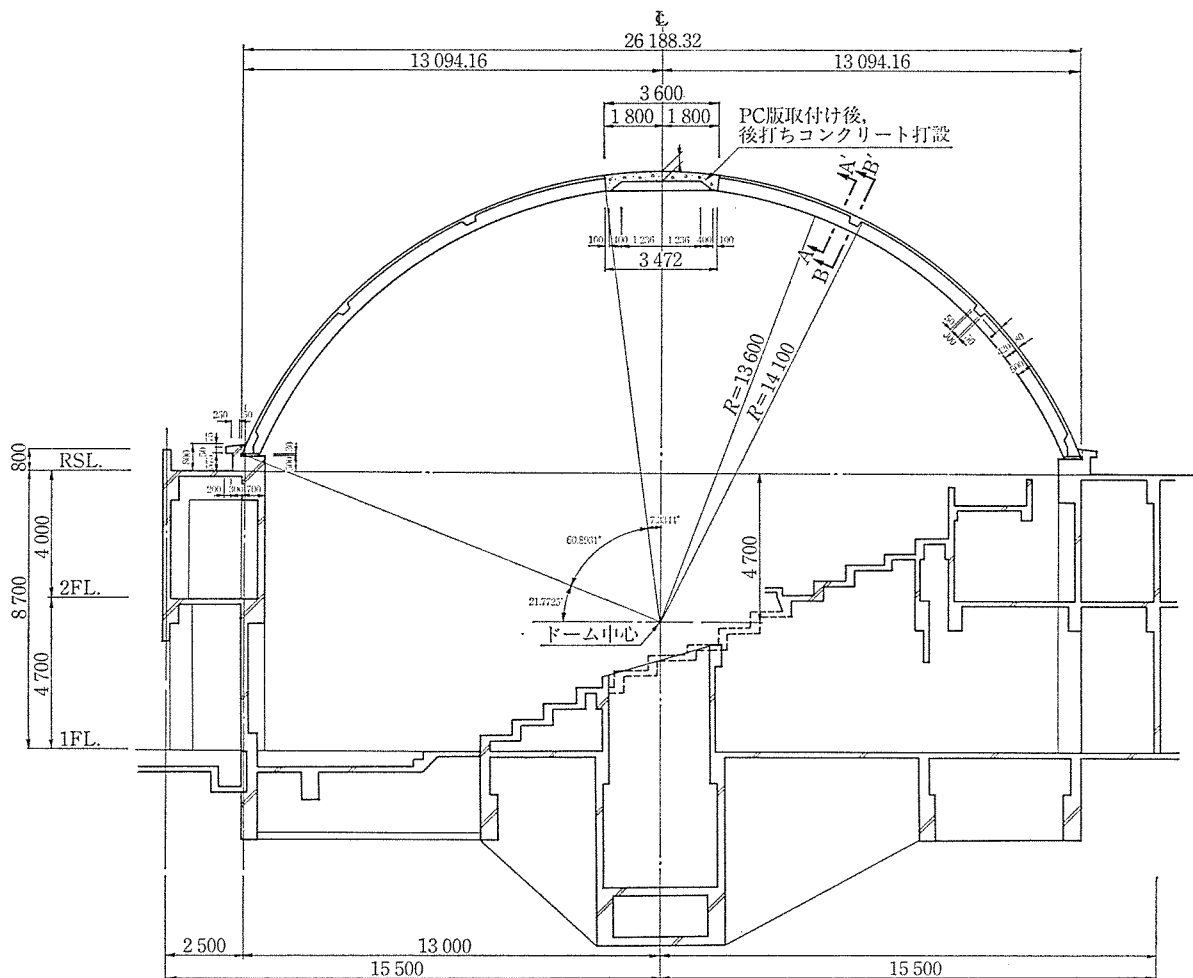


図-1 スペースシアターの断面図

* (株) 日本設計事務所取締役設計本部副本部長兼構造設計部長 ** 清水建設(株) 技術研究所主任研究員

クリーンに利用することが難しいことがわかり、屋根躯体の内側にスクリーン専用の球形ドームを造ることにした。このスクリーンは純鉄骨造の球形ドームでアーチ構造として扱っているが、躯体工事外として責任施工とした。施工順序として、屋根躯体を施工してからスクリーンの鉄骨建方をすることが困難であり、先にスクリーンの鉄骨アーチを建てることになる。そうすると、屋根躯体はスクリーン用の鉄骨があっても施工できるような工法を採用しなければならなくなる。さらにオムニマック

スは遮音性が厳しく、外部からの騒音を断たなければならないことからコンクリート系が好ましくなる。このようなことから総合的に判断して、現場作業が少なく、仮設足場も最少限で済ませることが出来るプレキャストの組立式 PC 構造を採用することになった。

ドームの屋根は直径約 26 m の球殻で、運搬、建方等を考慮して図-2のごとく、平面的に 36 等分した PCa 部材で、1 ピースの重量はプラザ広場の格子梁と同様に約 10 トンとしている。形状は弯曲したシングル T が平

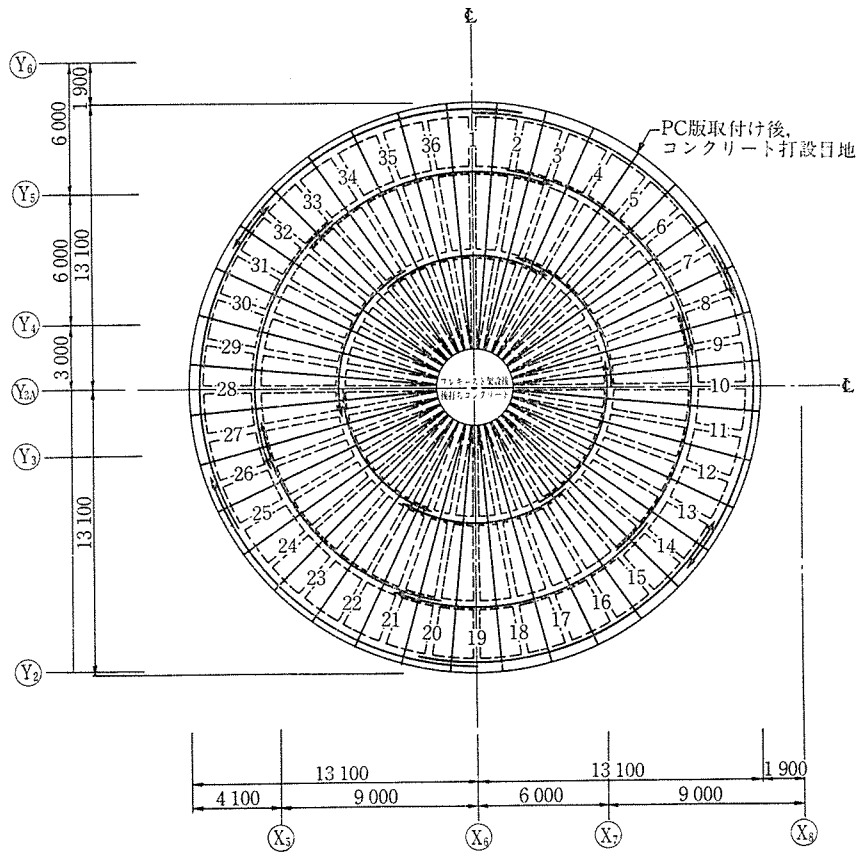


図-2 PCa 部材の割付図

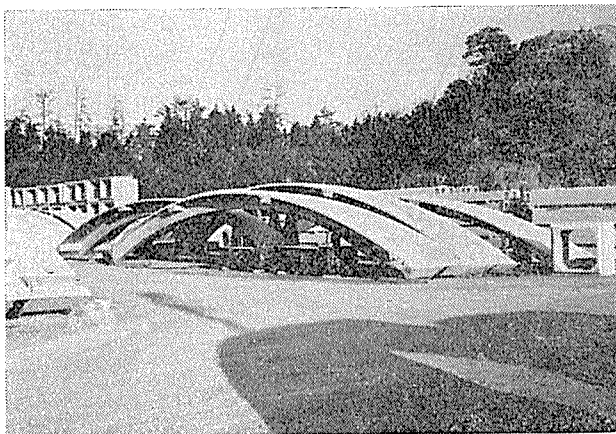


写真-1 プレキャスト PC 部材の工場での仮置き状況



写真-2 プレキャスト PC 部材の建方時仮受け構台（遠景）

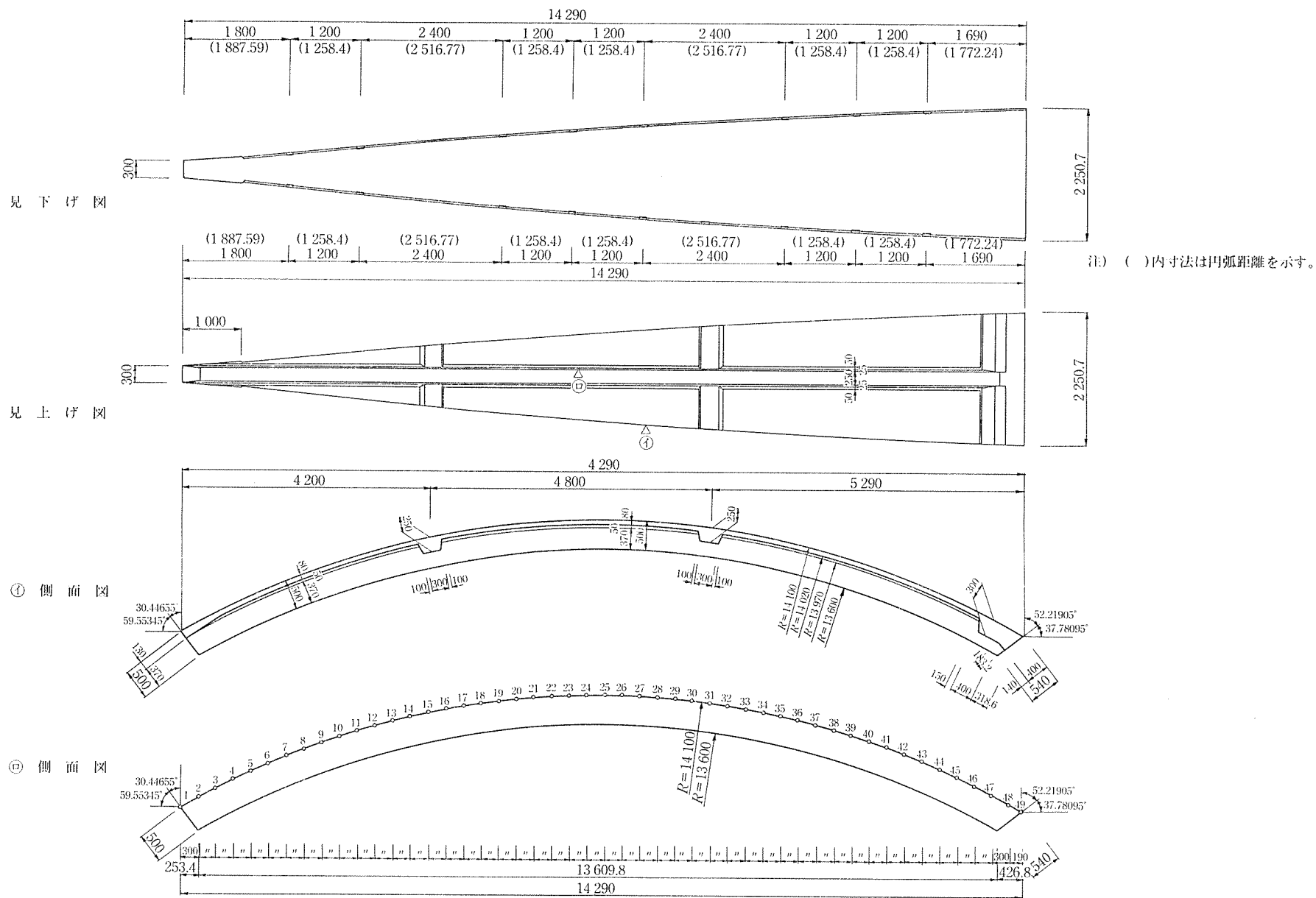


図-3 プレキャスト部材の形状

面的に楔状になっている（図-3）。なおドームの頂部直径 3.6m 部分は、プレキャスト化が困難なことから、PCa 部材建方時の仮受け台の仮支柱がくることから現場打ちのコンクリート造とした。PCa 部材の製作は、まず、スチール型枠にコンクリートを打設する。次に蒸気養生後、所定の強度を確認して、T形の梁型部分にプレストレスを導入してから脱型する。この繰返しで 36 ピース

を工場製作したものを現場に搬入する。

次に PCa 部材の建方について記す。

PCa 部材の脚部は取付け金物により、現場打ち鉄筋コンクリート造の縁梁の上に仮置きする。また、PCa 部材の頂部はドームの中央部に地上から建てられた鋼製の仮受け台に載せる。この時、偏荷重をさけるために常に対称になるように建方をしていく。PCa 部材全部が所

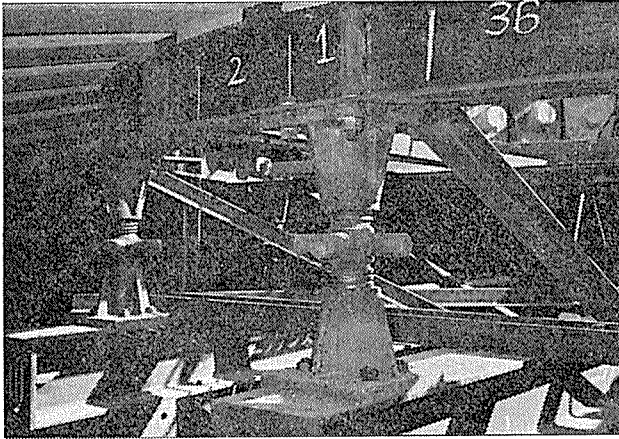


写真-3 プレキャスト PC 部材の建方時
仮受け構台（近景）

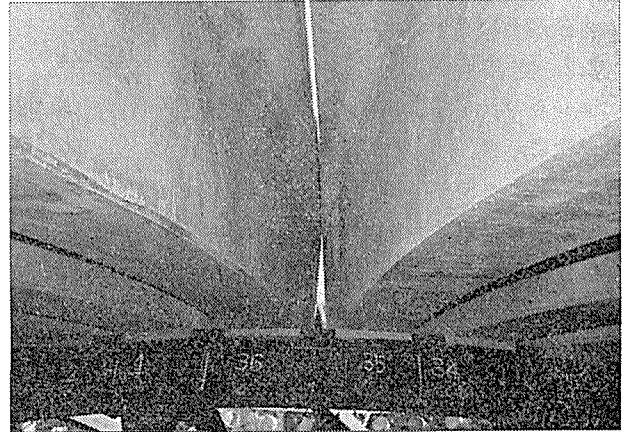


写真-6 プレキャスト PC 部材の建方完了
状況（内観—頂部仮受け部分）



写真-4 プレキャスト PC 部材の建方状況

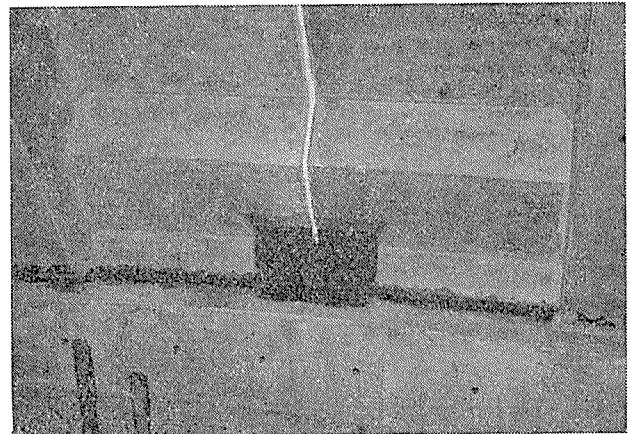


写真-7 プレキャスト PC 部材の建方
状況（内観—脚部）

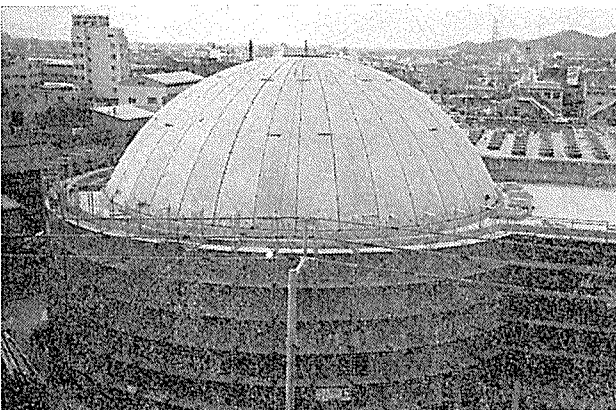


写真-5 プレキャスト PC 部材の建方
完了状況（外観—遠景）

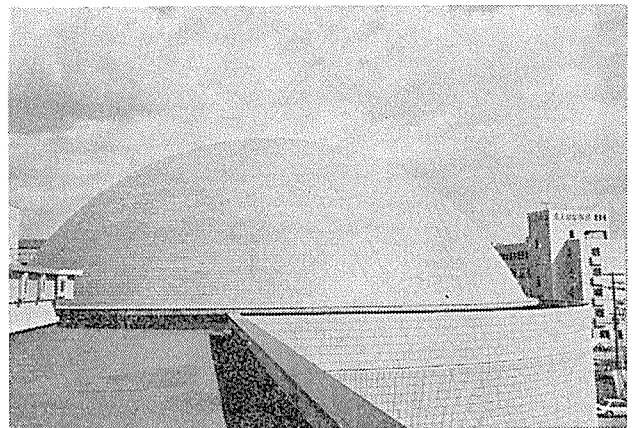


写真-8 完成したプレキャストドーム屋根
（仕上げは銅板）

定の位置にセットされてから、シングルT相互に目地モルタルを詰め、頂部の空いている所のコンクリートを打設する。次に緯度線方向にプレストレスを導入して脚部の本締めをしてスラストを止める。最後に中心部の仮支柱を撤去してプレキャストの球形ドームが完成する。ドームの脚部は剛強なリングビームに支えられており、地震時の水平力はこの梁を介して周辺フレームに流して処理している。周辺に流れるまでの水平力はもちろんドーム自体が負担している。

2.2 使用材料

プレキャスト PC 構造のドーム屋根に使用した材料強度を次に示す。

1) コンクリート

- コンクリートの設計基準強度 $F_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$
- プレストレス導入時圧縮強度 $F_{28}'=300 \text{ kg/cm}^2$
- 許容圧縮強度 導入時 $f_c'=0.45 F_{28}=157.5 \text{ kg/cm}^2$
- 設計時 $f_c=1/3 \cdot F_{28}=116.7 \text{ kg/cm}^2$
- 引張強度 $\sigma_t=0.07 F_{28}=24.5 \text{ kg/cm}^2$
- 許容引張強度 導入時 $f_t'=0.07 f_c'=11.0 \text{ kg/cm}^2$
- 設計時 $f_t=0$ (フルプレストレッシング)
- 曲げ引張強度 $\sigma_b=5/3 \cdot \sigma_t=40.8 \text{ kg/cm}^2$
- 許容斜張応力度 $f=0.07 f_c=8.2 \text{ kg/cm}^2$
- 弾性係数 $E_{pc}=2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

2) PC 鋼材

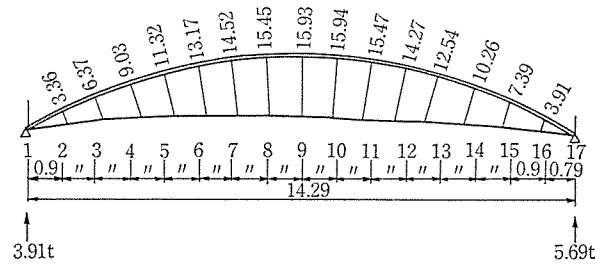
表—1 に使用 PC 鋼材の諸元を示す。

2.3 応力解析

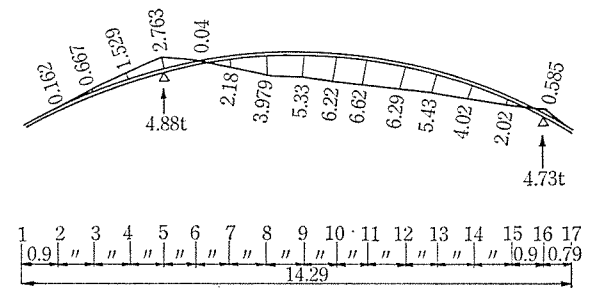
応力解析は、製作時（仮置き時）、運搬時、建方時、

表—1 使用 PC 鋼材の諸元

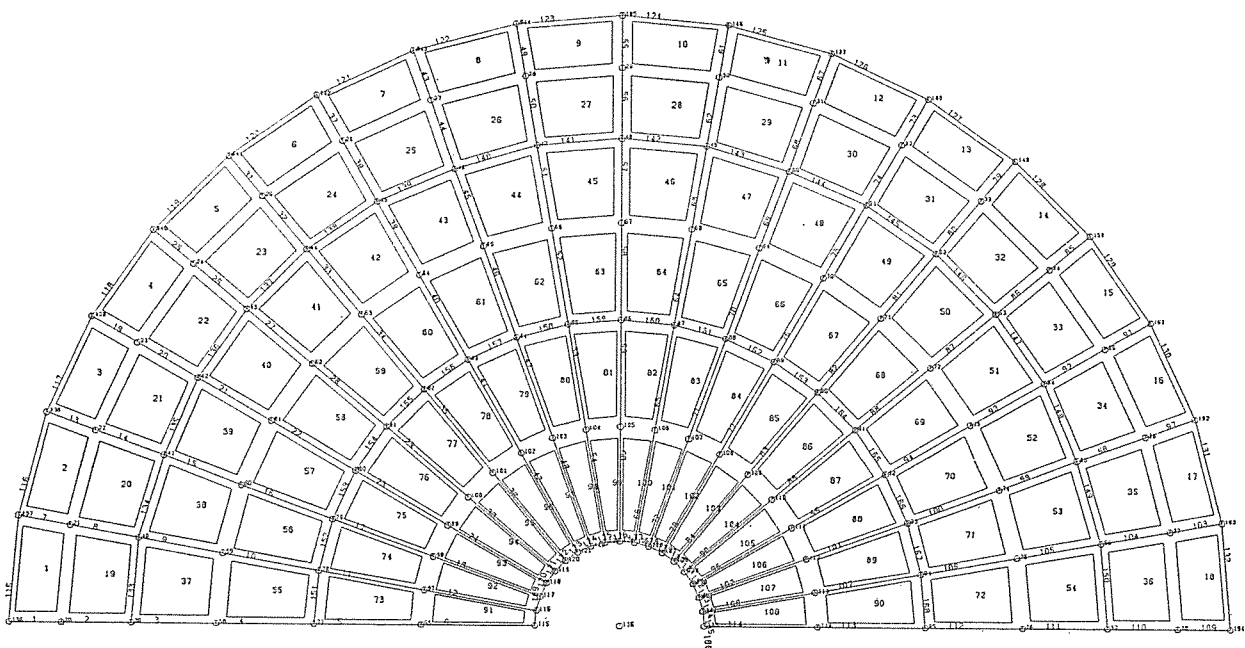
使用鋼材	PC 鋼より線	
	5 本×12.7φ ストランド	1 本×21.8φ ストランド
断面積 A_p	4.936 cm ²	3.129 cm ²
引張荷重 P_u	93.5 t	58.4 t
降伏点荷重 P_y	79.5 t	50.5 t
導入荷重 P_c	63.5 t	40.88 t
破断時伸び リラクゼーション	3.5% 以上 3.0% 以上	
弾性係数 E_s	1.95×10 ⁶ kg/cm ²	



図—4 仮置き時の曲げモーメント (tm)



図—5 吊揚げ時の曲げモーメント (tm)



図—6 ドームのモデル化 (梁要素と板要素)

完成時の各段階で行っている。製作時から建方時までは手計算、完成時は鉛直時、水平時ともに U.C. パークレーの SAP-4 を改良して使用している。SAP-4 は板要素と梁要素により解析した。図-4 に PCa 部材の仮置き時の応力図を、図-5 に建方の吊揚げ時の応力図を示す。いずれも曲げモーメントを示す。図-6 に SAP-4 で応力解析する場合のドームの要素を示す。図-7, 8 にその解析結果を示す。前者は鉛直時の応力、後者は地震時水平力による応力である。両者ともに SAP-4 の出力をそのまま掲載しているが、紙面の関係で縮小して見づらいことをお断りしておく。解析の結果、完成時の応力

は非常に小さいことがわかった。特に曲げモーメントは小さく、面内の軸応力が支配的となっている。しかし断面を決定するまでには至っておらず、製作時の応力の方が大きい。表-2, 3 に SAP-4 による 梁要素と板要素の応力表の一部を示す。

2.4 断面算定

前項で求めた応力から断面設計をしているが、製作時の仮置き時の応力が最も厳しいことから、断面はすべてこの段階で決まった。したがって完成したものについては十分な余力がある。この余力については、この種の構造は先に記したように応力は軸応力は大きい曲げ

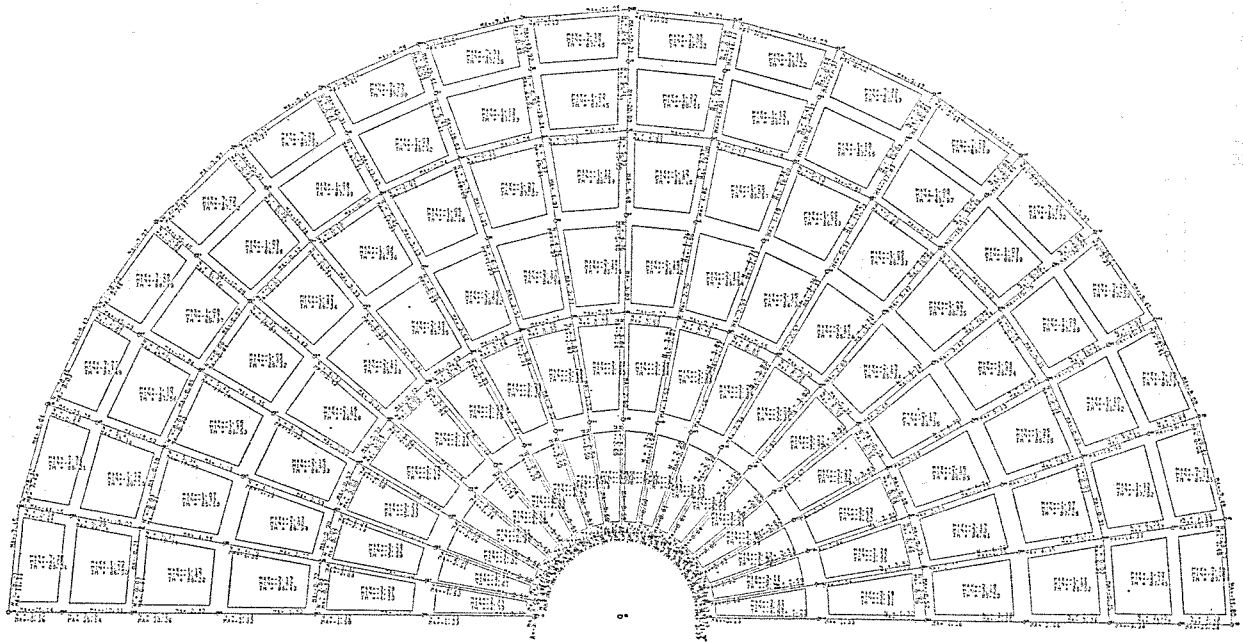


図-7 SAP-4 による応力解析の結果 (鉛直時応力)

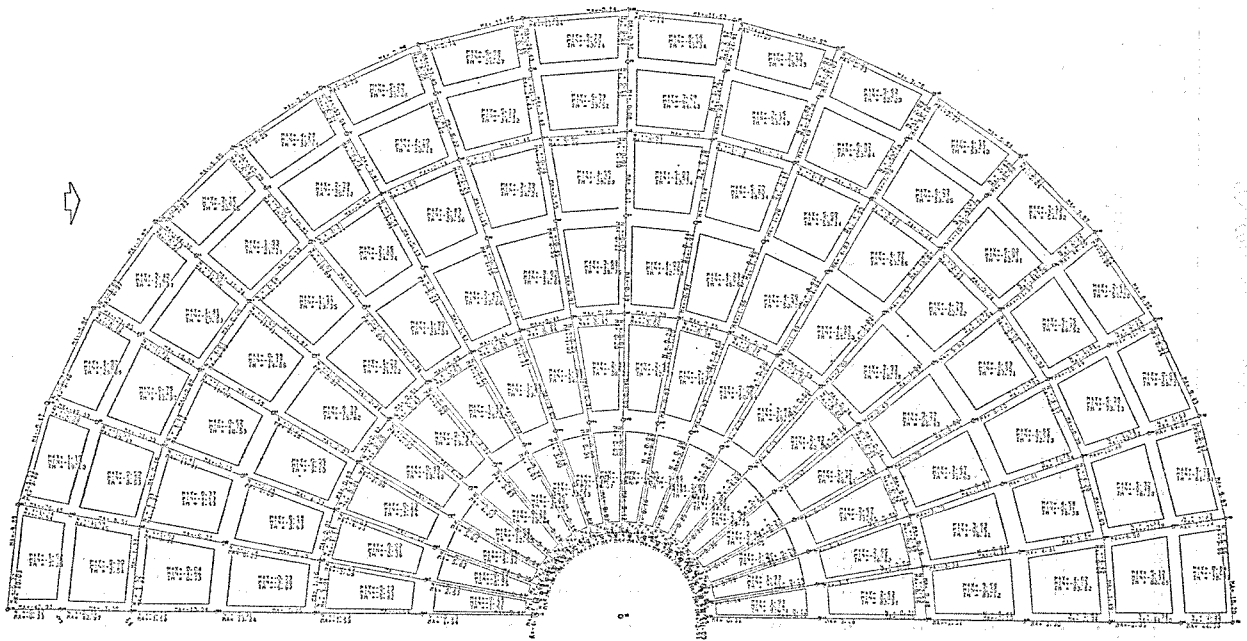



図-8 SAP-4 による応力解析の結果 (水分荷重時応力)

表-2 SAP-4 の梁要素の応力表

.....BEAM FORCES AND MOMENTS



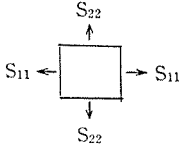
BEAM NO.	LOAD NO.	AXIAL R1	SHEAR R2	SHEAR R3	TORSION M1	BENDING M2	BENDING M3
1	1	3.803D+00 -3.803D+00	-1.031D-01 1.031D-01	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	-3.636D-01 -2.514D+01
2	1	3.160D+00 -3.160D+00	6.072D-02 -6.072D-02	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.514D+01 -1.011D+01
3	1	2.696D+00 -2.696D+00	5.213D-02 -5.213D-02	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	1.006D+01 2.821D+00
4	1	2.379D+00 -2.379D+00	5.264D-03 5.264D-03	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	-2.821D+00 1.518D+00
5	1	1.917D+00 -1.917D+00	-1.063D-03 1.063D-03	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	-1.556D+00 1.293D+00
6	1	1.289D+00 -1.289D+00	-6.438D-03 6.438D-03	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	-1.293D+00 -2.996D-01
7	1	7.580D+00 -7.580D+00	-1.806D-01 1.806D-01	-2.008D-05 2.008D-05	-4.383D-03 4.383D-03	1.489D-03 3.475D-03	-4.816D-01 -4.415D+01
8	1	6.287D+00 -6.287D+00	1.014D-01 -1.014D-01	2.029D-05 -2.029D-05	4.379D-03 -4.379D-03	-3.474D-03 -1.545D-03	4.415D+01 -1.907D+01
181	1	1.177D+01 -1.177D+01	-3.640D-03 3.640D-03	-1.440D-06 1.440D-06	-9.780D-09 9.780D-09	-8.138D-06 5.332D-05	3.482D+00 -3.597D+00
182	1	1.177D+01 -1.177D+01	-1.330D-02 1.330D-02	3.645D-07 -3.645D-07	-1.410D-07 1.410D-07	2.971D-05 -4.120D-05	3.598D+00 -4.017D+00
183	1	1.178D+01 -1.178D+01	1.450D-02 -1.450D-02	1.096D-06 -1.096D-06	1.001D-07 -1.001D-07	-4.676D-05 1.254D-05	4.018D+00 -3.566D+00
184	1	1.177D+01 -1.177D+01	-2.651D-03 2.651D-03	-1.296D-06 1.296D-06	2.316D-08 -2.316D-08	3.222D-05 8.381D-06	3.565D+00 -3.648D+00
185	1	1.177D+01 -1.177D+01	8.153D-03 -8.153D-03	-2.078D-06 2.078D-06	8.584D-08 -8.584D-08	1.651D-05 4.870D-05	3.647D+00 -3.391D+00
186	1	1.177D+01 -1.177D+01	-1.942D-03 1.942D-03	-2.288D-06 2.288D-06	-6.078D-08 6.078D-08	4.742D-05 2.447D-05	3.390D+00 -3.452D+00

48

フラストラストコンクリート

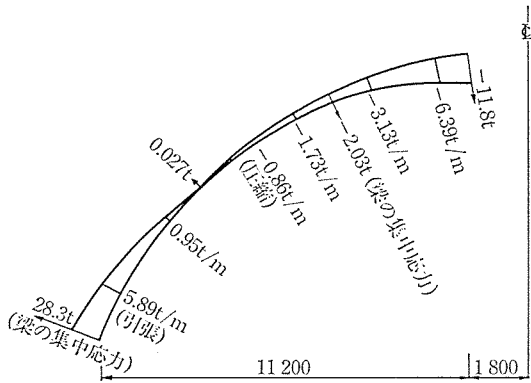
表-3 SAP-4 の板要素の応力表

TWO-DIMENSIONAL FINITE ELEMENTS



1. CENTROID STRESSES REFERENCED TO LOCAL Y-Z COORDINATES.
2. MID-SIDE STRESSES ARE NORMAL AND PARALLEL TO ELEMENT EDGES.

ELEMENT ()	LOAD	LOC	S11	S22	S33	S12	S-MAX	S-MIN	ANGLE
ELEMENT (1)	1	CEN	-0.40458D-02	0.73667D-02	0.0	0.39647D-03	0.73805D-02	-0.40596D-02	88.01
ELEMENT (2)	1	CEN	-0.41113D-02	0.73033D-02	0.0	0.35630D-03	0.73144D-02	-0.41224D-02	88.21
ELEMENT (3)	1	CEN	-0.40849D-02	0.72775D-02	0.0	0.49869D-03	0.72994D-02	-0.41068D-02	87.49
ELEMENT (4)	1	CEN	-0.40833D-02	0.72685D-02	0.0	0.35866D-03	0.72798D-02	-0.40946D-02	88.19
ELEMENT (5)	1	CEN	-0.41284D-02	0.72134D-02	0.0	0.45168D-03	0.72313D-02	-0.41463D-02	87.72
ELEMENT (106)	1	CEN	-0.31593D-02	-0.79900D-02	0.0	-0.40313D-03	-0.31259D-02	-0.80234D-02	-4.74
ELEMENT (107)	1	CEN	-0.31541D-02	-0.79824D-02	0.0	-0.43877D-03	-0.31146D-02	-0.80220D-02	-5.15
ELEMENT (108)	1	CEN	-0.31475D-02	-0.79906D-02	0.0	-0.40613D-03	-0.31137D-02	-0.80244D-02	-4.76



図—9 球殻緯度線方向の軸応力図

応力は微少であることから当然のことであるが、一懸生命球形シェルの解析をしたことに対して、何か淋しい感じがしている。ただし、緯度線方向にプレストレスを導入する場合は、この解析結果から導入力を決めた。図—9 に経度線方向の軸応力分布を示す。これによると、脚部から上方へ向かって 1/3 ぐらいの所に反曲点があり、反曲点から下が引張力、上が圧縮力となっている。緯度線方向のプレストレスの導入箇所は上段の脚部、中段、および上段の三箇所としている。その緊張力は脚部最下段で 66 トン、中、上段で 42.5 トンとした。最下段は、引張応力に対してほぼキャンセルさせているが、中上段に対しては、応力分布からは圧縮側であり、プレストレスの導入の必要はないが、本工法が PCa 部材の組立式であることから全体の一体化を図りたいこともあって緊張をした。図—10 に PCa 部材の配筋詳細図を示す。

3. 施 工

3.1 施工計画

こども館ドームの施工については 2.1 “構造計画および建方計画” の中に概略記されているが、その施工フローを 図—11 に示す。

3.2 プレキャスト部材の製作

プレキャスト部材の製作は工場で行った。製作ピースは基部に向かって拡大する形の扇形のピース 36 体で、ピースの長さは直線長さで 14.29 m (曲線長さで 15 m)、幅は頂部 30 cm、基部 2.26 m で、3 次元曲面で厚さ 8 cm のスラブを持ち長手方向に縦リブ 1 本、短手方向に上段、中段、基部のリブ 3 本があり、リブのせいは縦リブ 50 cm、横リブ 25 cm で、これらのリブ中を緊張用ストランドが貫通する。

1 ピースの重量は 9.6 t で 1 体ずつ製作した。

コンクリートの材料は、

セメント：普通ポルトランドセメント

細骨材：海砂（丸亀沖）寸法 5 mm、

比重（表乾）2.55

粗骨材：砕石（香川県大川郡多尾町多和産）

寸法 20 mm、比重（表乾）2.57

混和剤：減水剤遅延型（ポゾリス No. 8）

であり、その調合は、

$F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ （設計基準強度）

$W/C=41.1\%$ 、 $S/a=43.1\%$

セメント量 436 kg/m^3 、単位水量 179 kg/m^3

スランプ=8 cm、空気量=4%

である。なお鉄筋は SD 30 D 10, 13, 16 を使用した。

製作のフローを 図—12 に示す。

コンクリートの打設に当たっては硬練りのコンクリートを下方から上方に向かって打設して行った（写真—9 参照）。

蒸気養生は最大 60°C 、6 時間持続で行い、翌日、強度が 300 kg/cm^2 以上発現しているのを確認して緊張を行った。

緊張は縦リブ方向 2 段の PC ケーブルについて行ったもので、基部を固定端、頂部を緊張端とする片引き緊張にて行った。緊張は先に下段ケーブルを、次に上段ケーブルを緊張し、緊張の詳細は下記のようなのである。

定着工法：VSL 工法、片引き

ストランド：SWPR 7B 7本より $\phi 12.7 \text{ mm}$

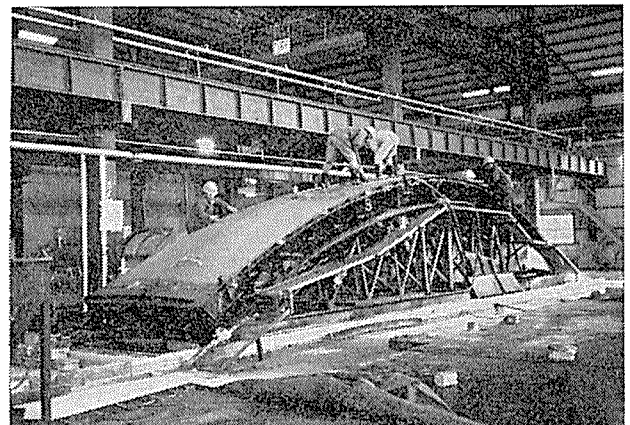
ケーブル： $5 \times \phi 12.7-2$ ケーブル

緊張力：63.5 t（緊張端）

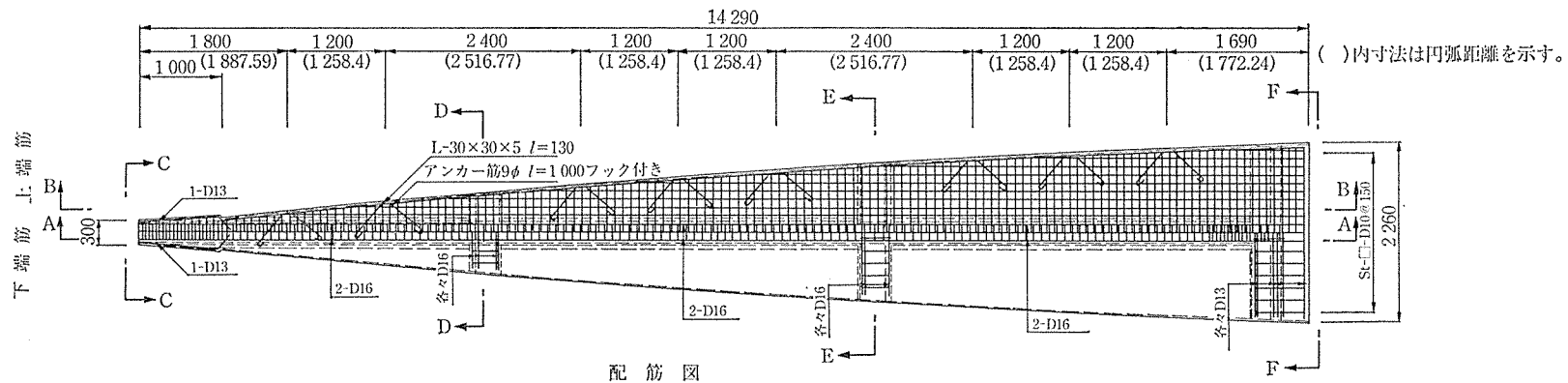
緊張後、吊り上げ脱型し、緊張端をモルタルで包み、セメントグラウトを行い、以後、出荷時点までストックヤードにて養生した。

3.3 プレキャスト部材の運搬、揚重、架設

プレキャスト部材の運搬はトレーラートラックで行い、ピース 2 体を一時に運搬した。揚重は能力 150 t のクローラークレーン 1 台で行い、プレキャスト部材セット時の荷重のアンバランスを避け、常に対称形となるよ



写真—9 ドーム用プレキャストピースのコンクリート打設状況



配筋図

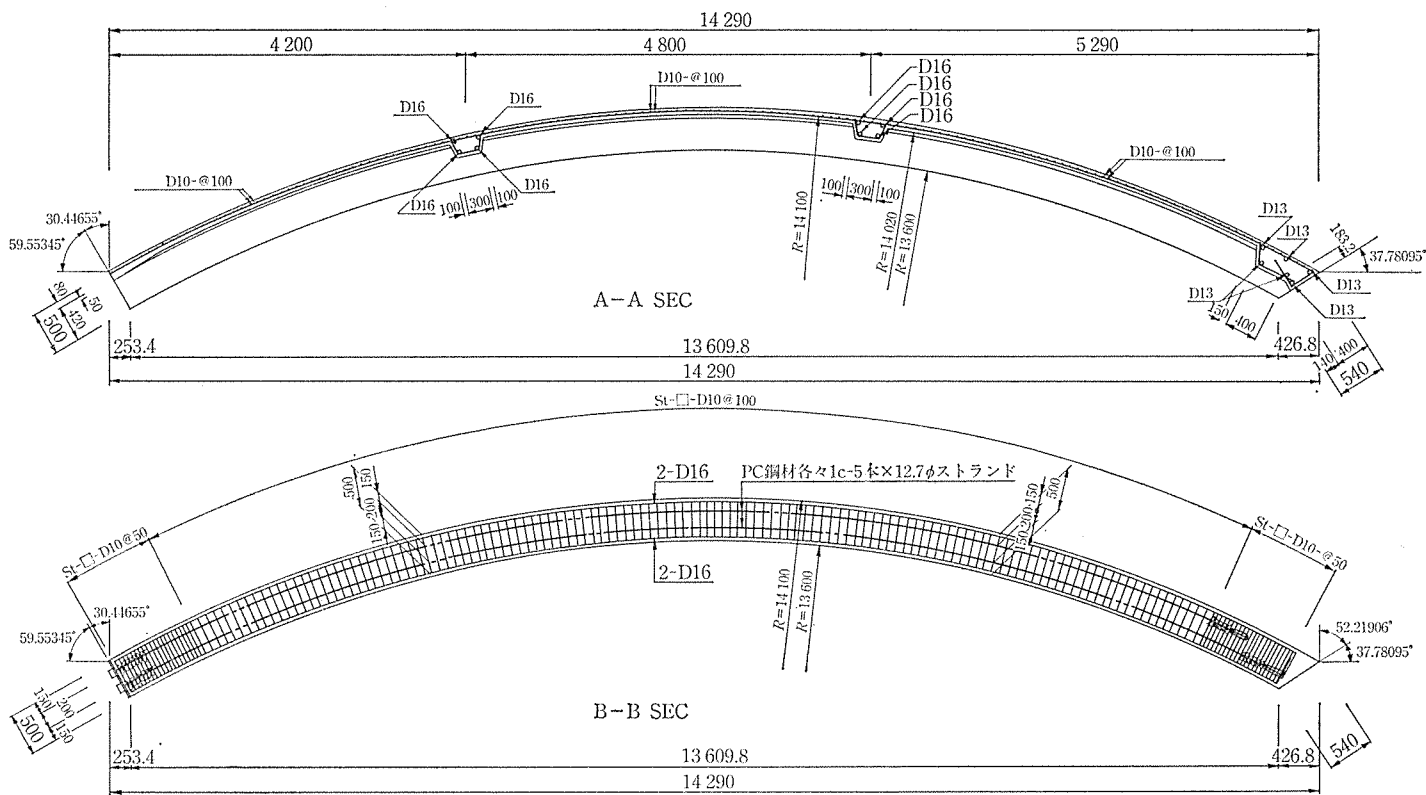


図-10 プレキャスト部材の配筋・配線詳細図

うに部材を架設した。

ドームピースの支持架台は鋼製の特設構台を高さ 15 m まで組み立て、その上にジャッキを据え、さらにその上に直径約 4 m の鋼製リングビームを載せ、プレキャスト部材の頂部がこのリングビーム上に載るようにした。

3.4 PC ケーブルの配線、緊張

36 体のドーム用プレキャストピースを支持架台上にセット後、フープ方向の PC ケーブルの配線を行った。

PC ケーブルは、

上段、中段横リブ：SWPR 19 ϕ 21.8 mm
(17 本より)

基部横リブ：SWPR 7B ϕ 12.7 mm
(7 本より) \times 5

で、各ケーブルはドームを 6 分割する形で配置した。

プレキャスト部材相互間の目地詰めをモルタルで行った後、上段ケーブル、中段、基部の順にプレストレスの導入を行った。縦リブ方向は工場製作時点でプレストレスが導入されており、現場ではフープ方向の 3 段の横リブについてプレストレスの導入を行っている。

フープ方向の緊張位置図は 図-13 に示されており、その緊張の詳細を以下に示す。

定着方法と緊張力

上段、中段：KCL モノストランド工法、片引き、
 $P=42.5$ t

基部：VSL 工法、片引き、 $P=66.0$ t

3.5 支保工撤去とグラウト

水平方向の PC ストランドの緊張が完了後、ドームピースを支持している架台を撤去した。

架台の撤去は、受け架台のリングビームを支持しているジャッキを全体にわたって少しずつゆるめ、この操作を 3 回ほど繰り返して支持架台を撤去した。架台撤去後はドームは自立しており、この状態で PC ケーブルを無収縮セメントでグラウトした。

3.6 ドーム頂部円孔の現場打ちコンクリート施工

ドーム頂部には直径 3.6 m の円形の穴が残っている。この穴を利用して仮設支持構台を外部に取り出した。その後、この残った穴部分の配筋をし、現場打ちコンクリート ($F_c=350$ kg/cm²) を打設して、閉塞した。

4. 計 測

4.1 目 的

こども館ドームはプレキャストコンクリート部材をプレストレスで接合する組立構造で、過去に前例が極めて少ない特殊構造である。ドームは直径 26 m、高さ約 9 m で重量 9.6 t のアーチ状のプレキャストピース 36 体で構成されている。

プレキャスト部材の長手方向には縦リブを介して工場製作時にプレストレスが導入されており、現場で支持架台上にセット後、フープ方向 3 段にプレストレスを導入し、一体化を行った。

工場でのプレキャスト部材製作時のプレストレス導入による挙動、および現場でのフープ方向のプレストレス導入による組立時の応力挙動および支持架台撤去後の自立時の応力、変位挙動を計測し、構造的特徴およびその安全性を明確にした。

4.2 計測項目と位置

計測項目はプレキャストピースのコンクリート内部ひ

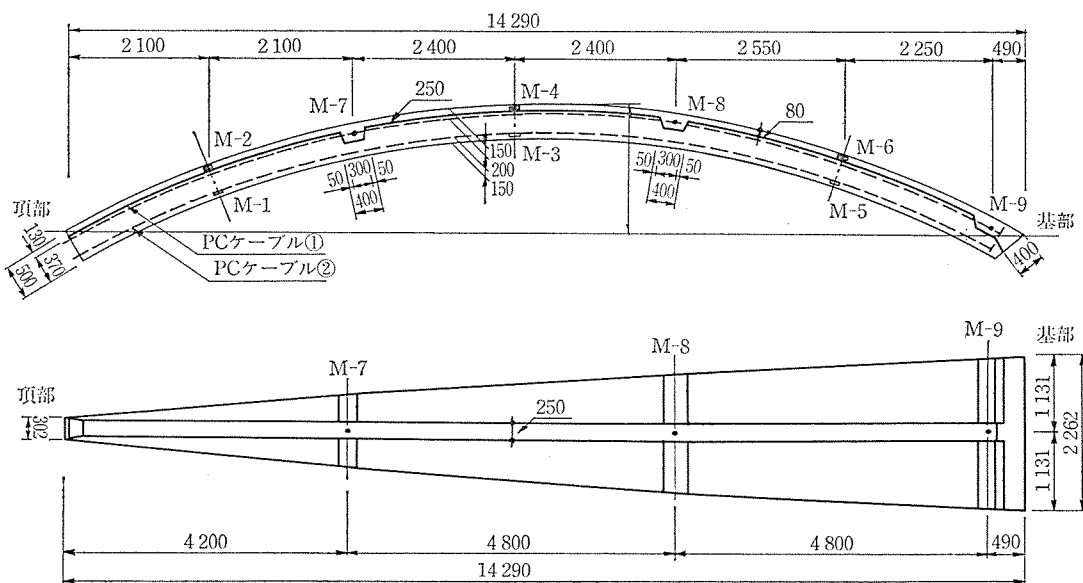


図-14 プレキャストピースの形状と計測用ゲージ位置

表—4 工場および現場での緊張，支保工撤去時のひずみ，変位の測定結果

	工 場			現 場					
	昭和61年1月23日			61年3月26日			3月27日	3月28日	
	緊張前	①ケーブル緊張後	②ケーブル緊張後	架台上セット後	上段緊張後	中段緊張後	下段緊張後	架台撤去前	架台撤去後
M-1	+462	+417	+202	0	+10	+12	+1	-5	-59 μ
2	+542	+376	+314	0	-11	-10	-8	+7	+26
3	+281	+200	+126	0	+61	+37	+12	+1	-28
4	+454	+377	+292	0	0	-3	-6	+11	+12
5	+407	+350	+243	0	+20	+15	+11	+7	+3
6	+261	+200	+151	0	+7	-2	-12	+4	+1
7	-73	-53	-32	0	+1	-18	-15	-16	-6
8	-68	-51	-33	0	+7	-27	-33	-29	-14
9	-168	-173	-167	0	+6	-7	-15	-14	-11
V-1	—	—	—	0	0	0	0	0	-2.52 mm
2	—	—	—	0	0	0	0	0	-2.28

ずみ9点とドーム頂部の鉛直変位2点である。

コンクリート内部ひずみは No. 12 のプレキャストピースのコンクリート内部に埋設したもので、縦リブ方向6本、横リブ方向3本である。縦リブ方向は縦リブの上下主筋位置で、横リブ方向は横リブの図心位置に埋設した。これらの位置を 図—13, 14 に示す。

このひずみ計により、工場での縦リブのプレストレス導入，現場での支持架台上へのセット，横リブ方向のプレストレス導入と支持架台撤去に至る間のひずみの経時変化を測定することができた。

ドーム頂部の鉛直変位（2点）はプレキャストピースを支持架台上にセット後にピース頂部に取り付け、フープ方向の緊張時と支持架台撤去時のたわみを計測した。

4.3 計測結果と考察

工場および現場でのひずみ，変位の測定結果を 表—4, 図—15, 16 に示す。

(1) 工場での縦リブの緊張

緊張による圧縮ひずみ（応力）は M-1, 2（頂部と上段横リブの中間位置のゲージ）の平均で 244 μ ($E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると 73.2 kg/cm^2)，M-3, 4（上段横リブと中段横リブの中間位置）の平均で 159 μ (47.7 kg/cm^2)，M-5, 6（中段横リブと基部横リブの中間位置）の平均で 137 μ (41.1 kg/cm^2) である。各々のゲージ位置における $\mu=0.4$, $\lambda=0.25$ で摩擦損失を考慮した緊張力およびスラブも含めたリブ断面積から求めた応力は、

M-1, 2 位置

$$\sigma = P/A = 117 \times 10^3 / 1663 = 70.3 \text{ kg/cm}^2$$

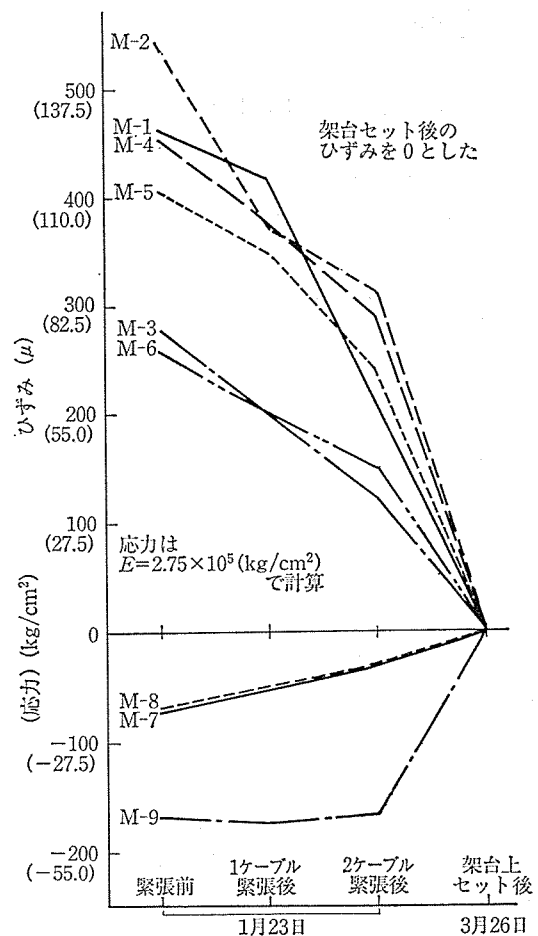
M-3, 4 位置

$$\sigma = P/A = 108 \times 10^3 / 2279 = 47.3 \text{ kg/cm}^2$$

M-5, 6 位置

$$\sigma = P/A = 100 \times 10^3 / 2750 = 36.4 \text{ kg/cm}^2$$

であり、計測値と良く一致している。



図—15 縦リブのプレストレス導入によるひずみ挙動（工場）

また、緊張後約60日間のクリープによる圧縮ひずみは 126~314 μ であり、プレストレス導入時の弾性圧縮ひずみが 45~162 μ であることから、クリープ係数は 0.8~1.4 である。この値は60日間のクリープ係数としては多少大きすぎるようであるが、プレストレス導入が材令1~2日と初期材令に実施されているためクリープが大きく現われているものと判断される。

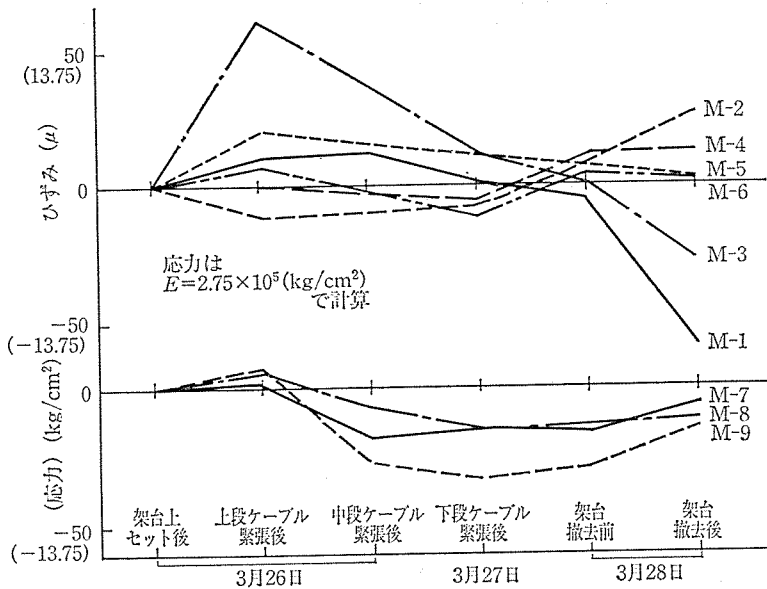


図-16 横リブのプレストレス導入によるひずみ挙動 (現場)

(2) 現場での横リブの緊張

フープ方向の緊張により、縦リブ方向にも過渡的に曲げが作用する様子が見られるものの、最終的にはひずみは約 10 μ 以下と小さく、横リブの緊張により縦リブに及ぼす影響は殆んどないと言える。

横リブに導入される圧縮ひずみ(応力)は最大 33 μ (9.9 kg/cm²) で、これは横リブのみが緊張力を負担すると考えた場合の応力約 49 kg/cm² ($\sigma = P/A = 42.5 \times 10^3 / (40+30) \div 2 \times 25 = 49 \text{ kg/cm}^2$)、ひずみ $\epsilon = \sigma/E = 49 / 3.0 \times 10^5 = 163 \times 10^{-6} = 163 \mu$ よりかなり小さい。

このことからフープ方向のプレストレスは単に横リブに作用するだけでなく、フープ方向のスラブにも伝達されており、シェル全体がプレストレスによる圧縮応力状態にあると判断される。

(3) 支持架台撤去前後の挙動

1) たわみ

支持架台撤去によりドーム頂部は V-1, V-2 の平均で約 24 mm のたわみを示す。これはピース頂部に横リブがなく、ピースの頂部から中央部の横リブにかけてカンチレバー状態で下方にたれ下がっていることを示す。

2) 縦リブのひずみ

縦リブの頂部は曲げを受けた状態にあるが、頂部上端の曲げ引張ひずみの最大は M-2 で 19 μ で引張応力は $\sigma = \epsilon \times E = 19 \times 10^{-6} \times 3.0 \times 10^5 / \text{kg cm}^2 = 5.7 \text{ kg/cm}^2$ にすぎず、縦リブ方向に導入されたプレストレス (約 70 kg/cm²) に比べ小さく問題はない。

また、中段横リブから基部にかけての縦リブには、支保工撤去に伴う応力が殆んど働いていないと言える。

3) 横リブのひずみ

支持架台を撤去した自立状態では横リブが曲げを受け、最大 15 μ (約 5 kg/cm²) の引張ひずみ(応力)が作用するものの、横リブに導入されたプレストレス 9 kg/cm² より小さく、支保工撤去後も横リブは圧縮応力状態にあり問題ない。

4.4 まとめ

こども館ドームの緊張時、支保工撤去時の計測を通して得られた点をまとめると以下のようである。

- 1) 縦リブには工場製作時にプレストレスが導入されており、リブだけでなくスラブにもプレストレスが導入されている。これは縦リブの導入ひずみから求めた応力が、スラブも含めたリブ断面に働く応力の計算値に等しいことから判断される。
 - 2) 縦リブの緊張後、現場搬入までの約 60 日間にクリープによる圧縮ひずみの増大が見られる。クリープ係数(クリープひずみ/緊張時の弾性ひずみ)は 0.8~1.4 と大きいのが、緊張時の材令が 1~2 日と若いことを考慮するとほぼ妥当なものと思われる。
 - 3) フープ方向の緊張時に縦リブ方向にも過渡的な曲げによるひずみ変動が見られるが、緊張完了後は小さく、フープ方向の緊張は縦リブには殆んど影響しない。
 - 4) フープ方向の緊張により横リブには約 10 kg/cm² の圧縮応力を生じるが、この応力は横リブのみが緊張力を受けると考えた場合の応力 (49 kg/cm²) より小さく、フープ方向の緊張力はスラブにも伝達していると考えられる。
 - 5) 支持架台撤去によるドーム頂部のたわみは約 2.4 mm である。このたわみに伴う最大引張ひずみ(応力)は 19 μ (5.7 kg/cm²) であるが、導入プレストレス (約 70 kg/cm²) に比べて小さく、問題ない。
 - 6) ドームの自立状態では縦リブ、横リブ、スラブは経線方向、緯線方向ともに圧縮を受けており、ドームシェルは全面圧縮応力状態にあり、構造上良好な状態と言える。
- 以上の点から、本ドームはプレストレスにより全面圧縮状態にあり、構造上安全なことがわかった。

参考文献

- 1) 世良耕作, 藤井忠義, 友時照俊, 斎藤 修: プレキャストドームのプレストレス導入に伴う挙動, 日本建築学会大会梗概集 (北海道大会), 昭和 61 年 6 月

【昭和 63 年 3 月 14 日受付】