

名古屋鉄道株式会社納
犬山ラインパークモノレール線の建設について

On the Construction of the Rhine Park Monorail Line
 Supplied to the Nagoya Railway Co., Ltd.

網本克己* Katsumi Amimoto	川喜田 効* Isao Kawakita	庄山佳彦* Yoshihiko Shōyama
三枝和夫* Kazuo Saegusa	栗野 弘* Hiroshi Awano	大川明男* Akio Ōkawa
渡辺史郎** Shirō Watanabe		

内 容 梗 概

このたびわが国最初の遊覧を兼ねた実用モノレールとして、名古屋鉄道株式会社犬山ラインパークに日立-アルウェーグが完成した。このモノレールは全長 1,399 m の軌道構造物のほか、3両1編成の全アルミ製の日立-アルウェーグカー2編成で自動列車停止装置および誘導無線を備えたもので、日立製作所において初めての総合建設工事である。

日立-アルウェーグの実用化は都市交通機関として、切迫した交通事情の緩和に有効なものであり、実用化第一号の日立-アルウェーグとして完成した犬山ラインパークモノレール線の諸設備の工事について概要を述べてある。

1. 緒 言

ラインパークモノレール線は犬山自然公園内の名古屋鉄道株式会社犬山本線犬山遊園駅と子供動物園を結ぶ全長 1,399 m のモノレール鉄道である。

犬山自然公園は観光都市犬山の東北部一帯約 9,900 アールの広大な地域を擁し、日本モンキーセンターで知られる所で景勝日本ライン(木曾川)をはさんで岐阜県鶯沼市と対峙している自然の風光に恵まれたところである。犬山本線の次駅新鶯沼は国鉄高山線と接続し、さらに名古屋鉄道株式会社各務原線によって岐阜市と結ばれているこの付近における交通の要所である。

この自然公園の地形は起伏はなほなだしく施設の拡張整備に伴い年々増加する利用者を公園中心部である子供動物園へ輸送するのに苦慮していたが、日立製作所が西ドイツアルウェーグ社との技術提携により開発した、日立-アルウェーグ(跨座式)の出現により地形的に不可能と考えられてきた鉄道輸送の諸問題が一挙に解決され、遊覧用を兼ねた本格的なモノレール鉄道ラインパークモノレール線が建設された。このモノレール線の建設は昭和36年8月より着手し、昭和37年3月に完成した。

以下この建設工事の概要について述べる。

2. 計画および設計

2.1 路線の選定

このモノレール鉄道のルートとしては、当初第2図に示すAルートが考えられた。これは犬山遊園駅より成田山駅および、ラインパーク駅の中間駅を経て動物園駅に至る 1,575 m で当時自然公園の中心的存在であったラインパークを中心に考えられたものである。このルートによれば非常に高所を通過する関係上視野を妨げるものがなく展望にすぐれ、遊覧を兼ねた遊園地内の輸送機関として好適であり、着々と計画が進められたが、その後事業計画の変更により子供動物園が自然公園の一大中心として拡張整備されることになったこと、さらにAルートにおけるラインパーク



第1図 ラインパークモノレール線全景

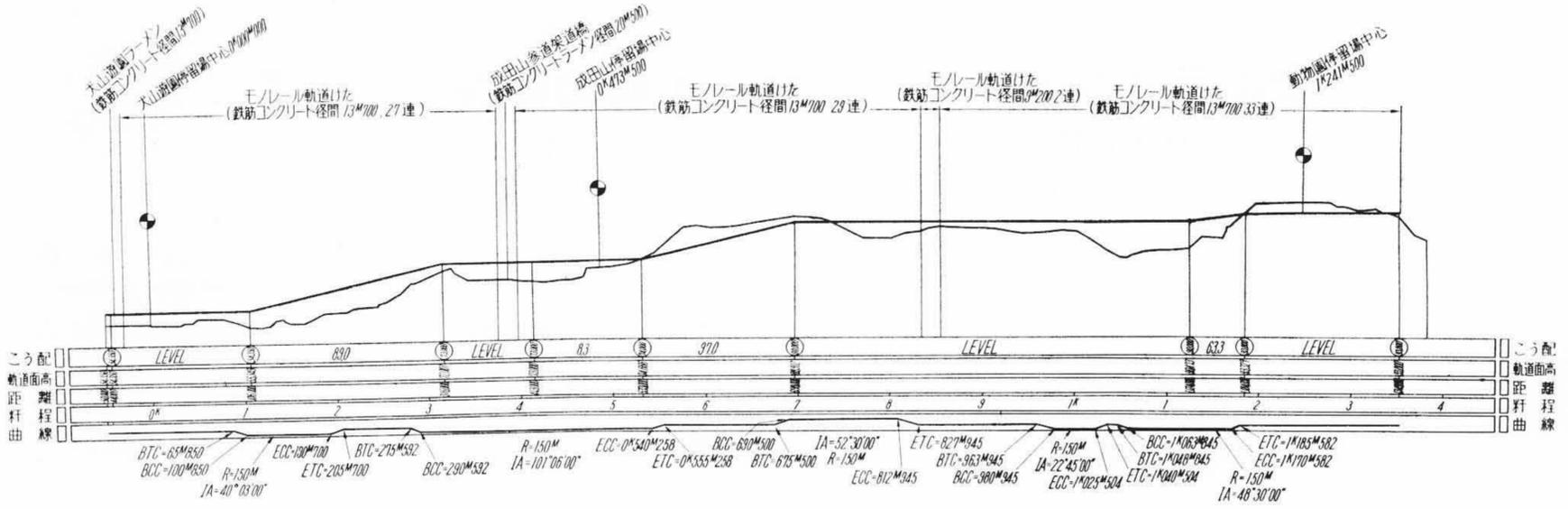


第2図 線路平面図

駅と動物園駅間はその距離にしても 350 m 足らずで、しかもラインパーク駅はラインパークの中心部に位置しないこと、および動物園の拡張整備と同時に動物園とラインパーク間に跨道橋を設けることなどを考えた場合ラインパーク駅が不要のものとなった。したがっ

* 日立製作所本社

** 日立モノレールコンサルタント株式会社



第 3 図 線 路 縦 断 図

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
標尺	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
図表	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形	土質形
M	砂利混り赤土	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
2	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
3	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
4	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
5	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
6	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
7	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
8	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
9	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂

第 4 図 土 質 柱 状 図

てラインパーク駅を廃止し、建設費を安くするため第 2 図に示す B ルート (1,399 m) が選ばれた。

2.2 地質状況

2.2.1 概況

ラインパークモノレール線建設予定地は、木曾川沿いの山地で、地層は大体表面沖積層、その下は洪積層、深部は火成岩質よりなっている。モノレール工事の基礎が施工される個所は大体礫混り赤褐色粘土層から玉石混り砂質層、場所によっては風化岩層よりなっている。

地質調査は A ルート (廃案) に沿って犬山遊園駅より動物園駅に至る延長 1,575 m にわたって昭和 35 年 12 月および昭和 36 年 8 月に実施した。この調査は A ルートに約 50 m おきにハンドオーガーによるボーリングと標準貫入試験を行ない、さらに支柱 No. 12 において地耐力試験、支柱 No. 31 において試験杭(くい)打を行なった。ボーリングの結果は場所によってかなり相違があるが、おおむね表層 1~2 m 間は表土または砂質粘土で、N 値も 10 程度、深さが 2~7 m 程度までは大体赤褐色れき混り砂質層で、場所によって風化岩層であり地表より 4~7 m 間では N 値は 40~70 程度となっている。各測点におけるボーリングの結果は第 4 図に示すとおりである。この資料ではさらに深い部分の調査がなく、また N 値もれき質岩片などにぶつかって大きな値が出たと思われるふしも多分にあるので、支柱 No. 31 において試験杭打を行なった。杭打試験の結果は第 1 表のとおりである。さらに支柱 No. 12 において地耐力試験を行なったが、その結果地表より 2 m の面において極限荷重が 49 t/m² であった。

2.2.2 杭基礎施工上の方針

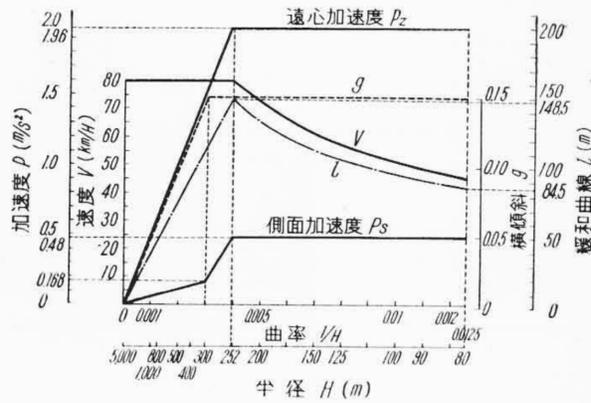
基礎はすべて杭基礎を標準として設計計算することにした。この場合杭先端の到達部分は一般に 7 m 以上になると考えられ、N

第 1 表 試 験 杭 成 績

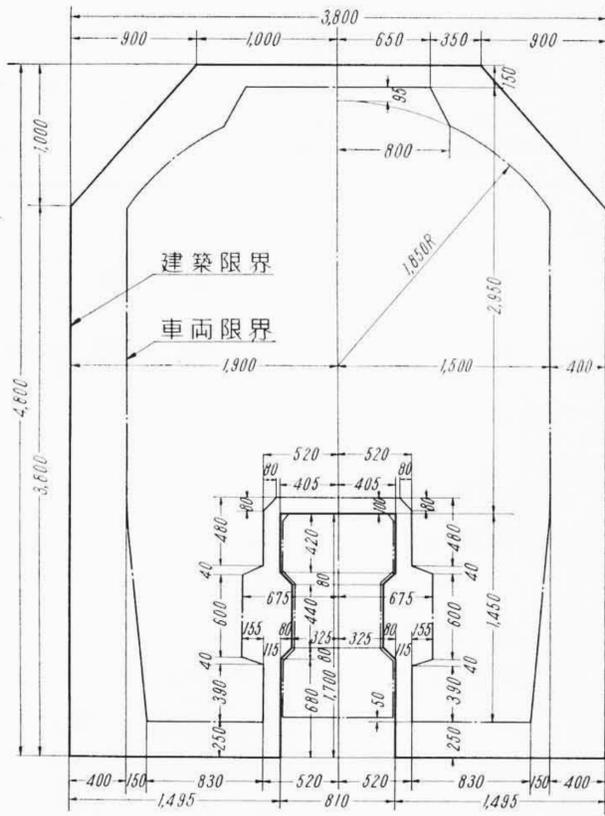
ヶ 所	支 柱 番 号	距 離 (m)	コンクリート杭 (mm) φ=300 mm, l=1,000 m の貫入量			
			No.1	No.2	No.3	No.4
No.31		1	15	15	13.5	20
		2	13	11	12.5	11
		3	13	10	12.5	8
		4	12	9	6	5
		5	12	7.5	7.5	6.5
		6	7	4.5	4	3
		7	1	1	2	0
			杭頭破損			杭頭破損

値も 55~70 程度と考えられたが、安全のため先端支持力計算には N=55 とし、なおボーリングの結果地下水位が非常に低いことが認められたので、地下水位による補正はしないこととした。しかし従来この付近にて施工された構造物や工事の実例より総合判断して、特に現場施工に当たって杭の打設困難な場所が非常に多いと予測されたのでその際の処置については次によることとした。

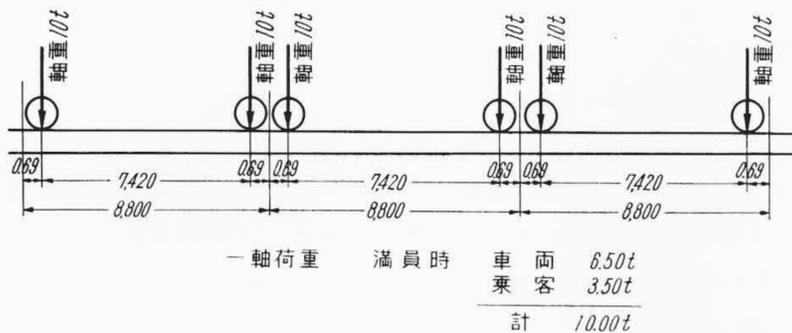
- (1) 一部に切取土工実施の結果岩盤の露出が予想されるが、ここでは岩盤を基礎工平面形状に合わせて壺掘りのうえ基礎杭を廃し、ならしコンクリートのみを施して支柱を施工するものとする。
- (2) 支柱ごとに最初の杭打ちの際岩盤に到達して杭の破損を生ずるものについては、その深さが 1.5 m 程度までの場合は杭を廃し掘り下げて岩盤を出し、上記 (1) の工法を採用するものとする。
- (3) ボーリングの結果より判明しているとおり玉石や砂利混りの堅固な地盤または岩盤に到達して杭の破損を生ずるものについては杭頭の破損 (キャップの存置が不可能となったとき) をもって打ち止めるものとする。



第5図 速度，曲率，横傾斜，遠心加速度，側面加速度，緩和曲線の整理図



第6図 建築限界および車両限界図



第7図 活荷重

(4) さらに打止め支持力がこの標準支持力に満たないものが発生したときには，増し杭あるいは継ぎ杭などを施して所定の支持力が保てるよう施工するものとする。

2.3 設計基準

- 最小曲線半径 100m
- 最小曲線半径 (乗降場部分) 150m
- 緩和曲線長 (第5図参照) $L = V^3/14 R$
 [L=緩和曲線長 (m)
 V=走行速度 (km/h)
 R=曲線半径 (m)]
- 縦曲線半径 (最小) 500m
- カントの最大 $\tan \theta = 0.15$
- カント不足の許容値 $\tan \theta = 0.05$

- 最急こう配 100%
- 最急こう配 (乗降場部分) 10%
- 建築限界および車両限界 第6図のとおり
- 活荷重 第7図のとおり
- 衝撃係数 $i = 20/50 + l \leq 0.3$
 [l=スパン (m)]
- 遠心荷重 (作用点は軌道上面60cm)
 $F = (V^2/127 R) \cdot W$
 [F=遠心荷重 (t)
 V=速度 (km/h)
 R=曲線半径 (m)
 W=活荷重 (t)]
- 風荷重 (車両の通過しない場合) 300 kg/m²
- 風荷重 (車両の通過する場合，車両側面に対し) 80 kg/m²
- 横荷重 (作用点は軌道けた上面60cm) 一軸荷重の15%の一軸集中移動荷重
- 地震荷重 $k_h = 0.2 g, k_v = 0.1 g$
- 温度変化の範囲 30°C
- 合成許容応力度

荷重の組合せ	割増率(%)
(1) 主荷重+風荷重+横荷重	0
(2) 主荷重+制動荷重	0
(3) 死荷重+地震荷重	50
(4) 死荷重+活荷重+地震荷重	100
(5) 偏心荷重時	50
(6) (1) or (2)+温度変化の影響	15

[ただし主荷重=死荷重，活荷重，衝撃荷重，遠心荷重]

許容応力度

- 鉄筋 SS-41
 - 許容曲げ引張応力度 1,400 kg/cm²
 - 許容曲げ圧縮応力度 1,400 kg/cm²
- コンクリート
 - 許容曲げ圧縮応力度
 - 軌道けた，ラーメン 80 kg/cm²
 - 支柱，基礎 60 kg/cm²
 - 許容せん断応力度
 - コンクリートのみの場合 けた 7 kg/cm²
版 8.5 kg/cm²
 - 斜め引張鉄筋無視の場合 20 kg/cm²
 - 許容付着応力度 8 kg/cm²

2.4 設計

2.4.1 基礎

さきに地質状況において述べたとおり基礎はすべて杭基礎を標準として設計した。

(1) 杭の許容支持力

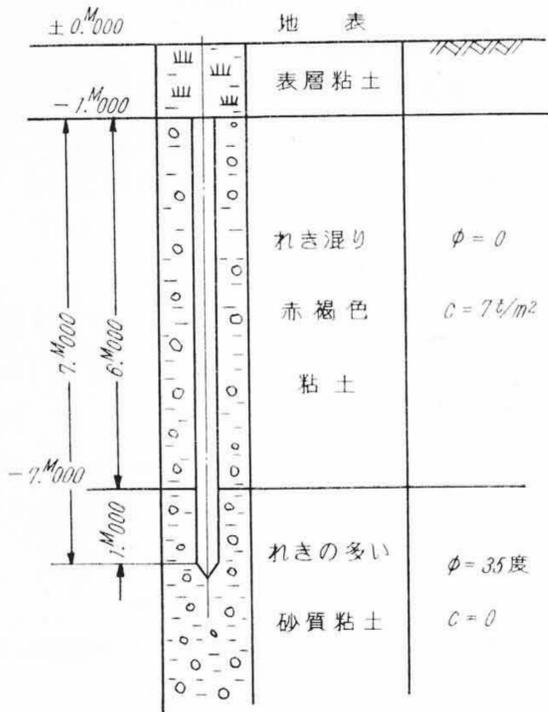
杭の許容支持力は下記の計算にあるとおり直径300，長さ7mの鉄筋コンクリート杭1本当たり36t(安全率2倍)であり，また試験杭の結果からは54tであった。したがってこれらの数値より安全側をとって常時の許容支持力を35t/本とした。

(2) 杭の支持力の計算

(i) 静力学的公式による計算(Terzaghiの支持力公式による)

$$Q = \pi \cdot r^2 \cdot q + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot f \cdot D_f$$

ただし Q: 杭の極限支持力 (t)



第8図 標準土質

- r : 杭の半径 (m)
- D_f : 杭の支持層中の根入長 (m)
- f : 単位面積当りの摩擦力 (t/m^2)
- q : せん端抵抗土圧 (t/m^2)

Terzaghiによると杭のせん端抵抗土圧 q は

$$q = 1.3 \cdot C \cdot N_c + r \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot r \cdot \gamma \cdot N_r$$

- ただし C : 粘着力 (t/m^2)
- γ : 土の単位重量 (t/m^3)

- N_c :
 - N_q :
 - N_r :
- 支持力係数でいずれも土の内部摩擦角 ϕ の関数である。

地質調査の結果によると各個所の地質はそれぞれ異なっているが、今代表的なものとして第8図のような場合が多いので地質をこのように仮定して杭の支持力を Terzaghi 公式により算出すると下記ようになる。

杭の先端抵抗土圧 q は

$$q = 1.3 \cdot C \cdot N_c + r \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot r \cdot \gamma \cdot N_r$$

において $C=0$, $\phi=35^\circ$ の層においては $N_q=40$, $N_r=40$, また $\gamma=1.6 t/m^3$, $r=0.15 m$, $D_f=7 m$ ならば

$$q = 1.6 \times 7 \times 40 + 0.6 \times 0.15 \times 1.6 \times 40 = 454 t/m^2$$

ゆえに杭の極限支持力は

$$Q = (3.14 \times 0.15^2 \times 454) + (2 \times 3.14 \times 0.15 \times 7 \times 6) = 32 + 39 = 71 t$$

したがって常時における杭の許容支持力は安全率を2とすれば

$$Q_a = 71/2 = 36 t$$

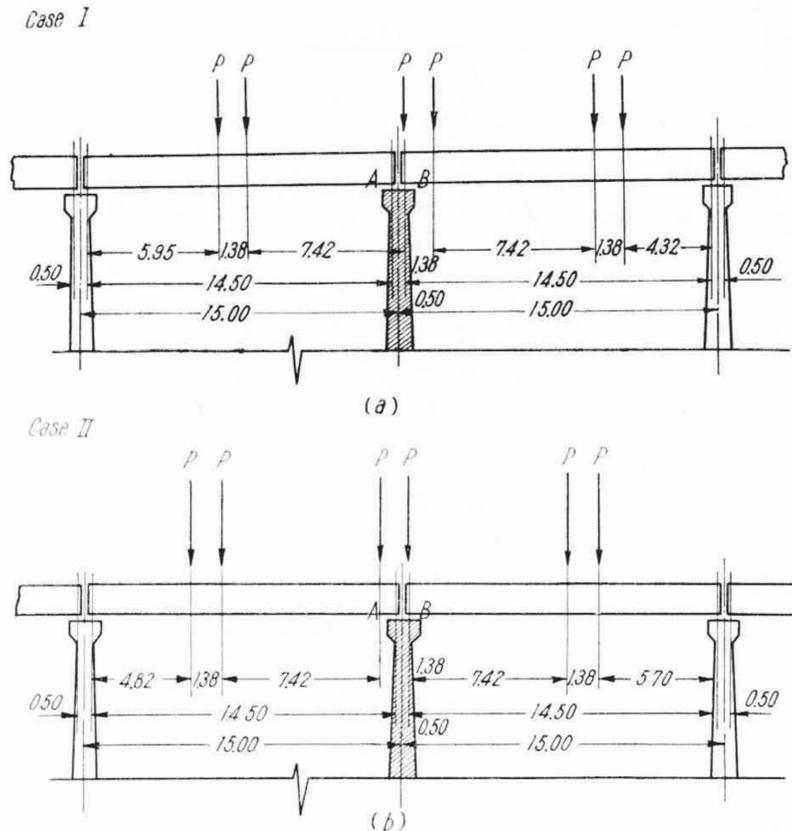
(ii) 杭打公式による杭の支持力

試験杭として直径300mm, 長さ7mのコンクリート杭を打った結果は前述の杭打ち試験結果表(第1表)のとおりである。打ち込みに使用した機械はトラッククレーンに重量1,380kgのモンケンをつるして落下高1mで打込み試験を行なったものである。この杭打試験結果より杭の支持力を算出してみると、

(a) Engineering News 公式

$$R_a = \frac{Wh}{S+C}$$

- ただし R_a : 杭の安全支持力 (t)
- W : おもりの重量 (t) 1.38 t
- h : おもりの落下高 (cm) 100 cm
- S : 杭の貫入量 (cm) 0.1 cm



第9図 活荷重負荷方法

C : キャップ, 杭, 土の弾性損失 (cm) 2.54 cm

$$\therefore R_a = \frac{1.38 \times 100}{0.1 + 2.54} = 52.5 t/本$$

(b) 日本建築学会公式

$$R_a = \frac{0.18 W(h-h_0)}{S} \cdot \frac{W}{W+W_p}$$

- ただし R_a : 杭の安全支持力 (t)
- W : おもりの重量 (t) 1.38 t
- h : おもりの落下高 (cm) 100 cm
- h_0 : おもりの落下損失高 (cm) [仮りに0とする]
- W_p : 杭の重量 (t) 0.82 t
- S : 杭の貫入量 (cm) 0.1 cm

$$\therefore R_a = \frac{0.18 \times 1.38 \times 100}{0.1} \times \frac{1.35}{1.38 + 0.82} = 156 t/本$$

2.4.2 支柱

(1) 設計の方針

支柱の種類としては $H=1.50 m \sim H=15.60 m$ の12種類で、これらはさらに直線用と曲線用に分けられるが、設計の煩雑を避けるため安全側をとりすべて曲線用支柱として設計した。

(2) 荷重の組合せ

線路方向

- ① 死荷重+活荷重+衝撃荷重+制動荷重
- ② 死荷重+地震荷重

線路直角方向

- ③ 死荷重+活荷重+衝撃荷重+風荷重+遠心荷重
- ④ 死荷重+空車荷重+風荷重+遠心荷重
- ⑤ 死荷重+地震荷重
- ⑥ 死荷重+風荷重

上記組合せに対しけたの受けるねじりモーメントを下記により加算する。

$$\text{③に対して } M_T = 2(M_{Td} + M_{Ti}) = 2 \times (1.59 + 2.86) = 8.90 t$$

$$\text{④に対して } M_T = 2 \left(M_{Td} + \frac{6.5}{13.0} M_{Ti} \right) = 6.04 t$$

$$\text{⑤⑥に対して } M_T = 2 M_{Td} = 3.18 t$$

(3) 活荷重負荷の方法

活荷重負荷の方法は第9図(a)および(b)に示す2とおりにつ

第2表 支柱の安定に対する安全係数

H(m)	フーチングの大きさ	Sign	①	②	③	④	⑤	⑥
3.00	3.00×3.60	M_0 (t·m)	72.58	22.15	48.41	41.34	30.11	30.16
		M_R (t·m)	98.32	46.99	128.38	98.12	61.09	67.87
		s, f	4.4	2.1	2.7	2.4	2.0	2.2
5.00	3.40×4.40	M_0 (t·m)	36.58	37.72	63.63	54.98	45.68	44.75
		M_R (t·m)	131.98	68.99	187.70	148.14	97.73	158.58
		s, f	3.6	1.8	2.9	2.7	2.1	2.4
7.15	3.70×4.80	M_0 (t·m)	49.48	57.70	80.39	70.04	65.65	62.02
		M_R (t·m)	169.67	96.69	214.39	147.83	121.75	135.27
		s, f	3.4	1.7	2.7	2.5	1.9	2.2
9.30	4.00×5.20	M_0 (t·m)	62.38	81.30	97.55	85.51	89.25	80.68
		M_R (t·m)	217.32	133.35	276.07	231.88	168.91	187.66
		s, f	3.5	1.6	2.8	2.7	1.9	2.3
12.45	4.60×6.30	M_0 (t·m)	81.28	124.24	123.42	108.89	132.20	110.95
		M_R (t·m)	332.87	224.89	454.13	397.12	306.10	340.11
		s, f	4.1	1.8	3.7	3.6	2.3	3.4
13.45	4.60×6.30	M_0 (t·m)	87.28	138.97	131.85	116.53	146.92	121.29
		M_R (t·m)	342.47	233.58	467.19	410.18	317.87	353.17
		s, f	3.9	1.7	3.5	3.5	2.2	2.9
15.60	5.00×6.80	M_0 (t·m)	100.18	178.11	159.48	133.46	186.06	145.30
		M_R (t·m)	438.17	313.42	607.85	545.02	433.97	482.19
		s, f	4.3	1.8	4.0	4.1	2.3	3.3

注: M_0 =転倒モーメント
 M_R =抵抗モーメント
 s, f=安全係数

第3表 支柱断面応力度

断面	荷重状況	N (t)	M (t)	e (cm)	h (cm)	b (cm)	d' (cm)	$A_s = A_s'$ (cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)
B/B	①	126.42	100.18	79.2	132	194	5	45.61	30.9	733
	②	72.28	150.09	207.7	132	194	5	45.61	47.0	2,100
	③	126.85	148.60	117.1	194	132	5	49.41	30.0	695
	④	103.58	131.58	127.0	194	132	5	49.41	26.1	646
	⑤	72.28	158.05	218.7	194	132	5	49.41	33.4	1,269
	⑥	80.31	138.29	172.2	194	132	5	49.41	28.5	932
C/C	①	78.06	12.88	16.5	80	90	9	15.20	22.8	34
	②	28.76	7.62	26.5	80	90	9	15.20	12.3	76
	③	78.49	33.73	43.0	90	80	5	22.81	43.6	581
	④	55.22	28.20	51.1	90	80	5	22.81	37.4	643
	⑤	28.76	15.57	54.1	90	80	5	22.81	20.5	368
	⑥	31.95	16.47	51.5	90	80	5	22.81	21.6	371
D/D	②	33.64	25.75	76.5	90.5	111.0	6	6φ22 = 22.81	27.9	803
	③	83.98	53.56	63.8	111.0	90.5	9	9φ22 = 34.21	39.8	636

いて考慮し、上記①②に対しては case I, ③~⑥に対しては case II を採用した。

(4) 安定および応力度

(i) 安定

第11図に示す基礎杭の配置にしたがって転倒に対する安全係数を求めた結果は第2表のとおりである。

(ii) 鉄筋量および応力度

代表的な支柱として高さ 15.60 m の支柱についての結果を述べる。

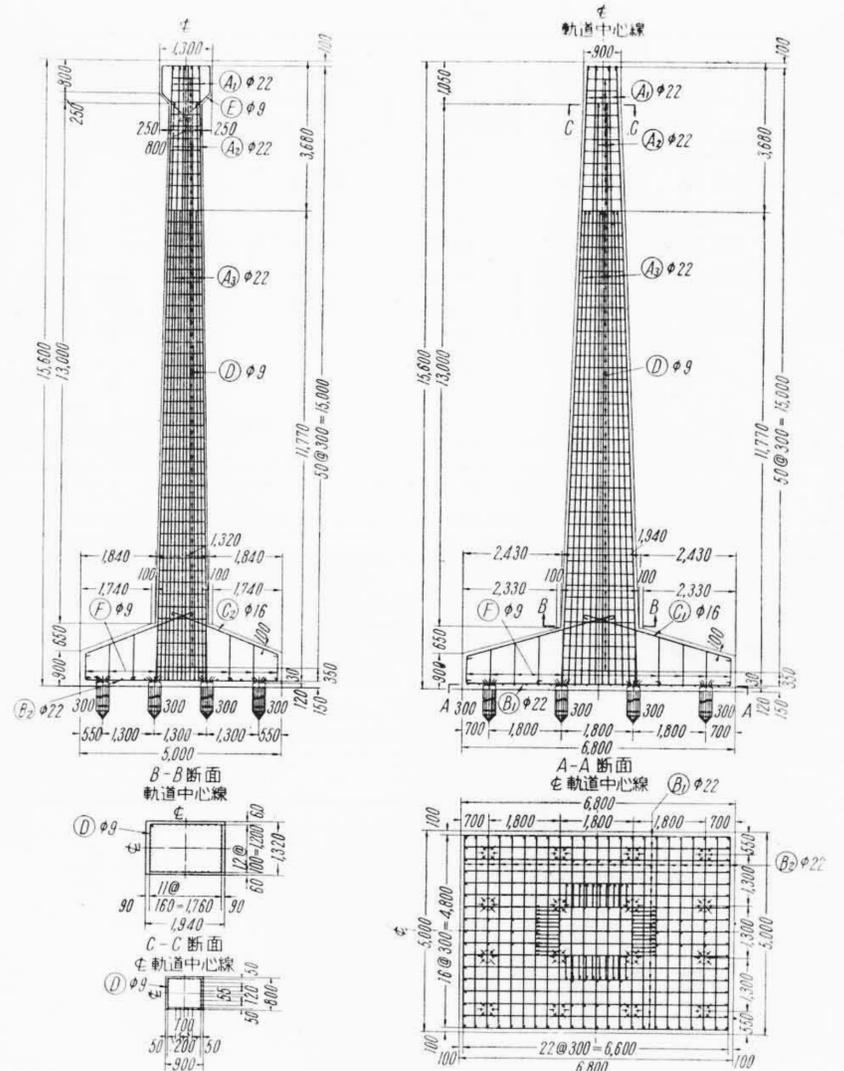
構造の詳細は第10図に示すとおりであり、設計断面としてはB~B断面(支柱の最下部)、C~C断面(支柱の頸部)について各荷重状況に対して計算され、D~D断面(中間部)はチェック断面として曲げモーメントについては最も危検と考えられる②および③の荷重状況についてチェックし、せん断力については②および⑤の荷重状況についてチェックした計算結果は第3表に示す。

(iii) 基礎

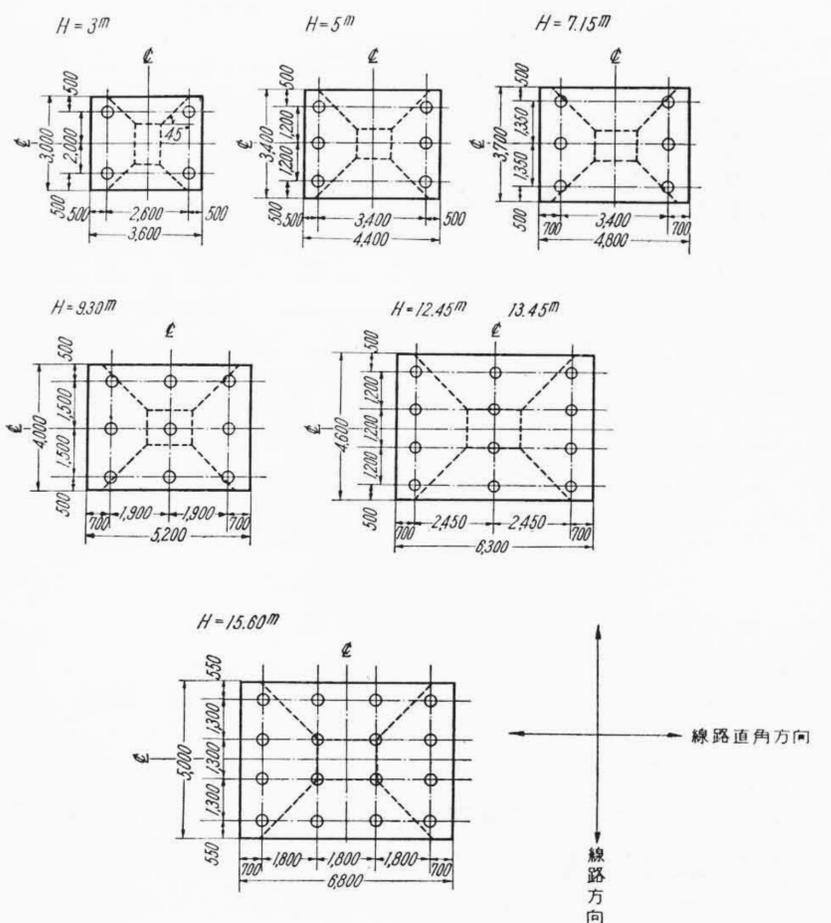
基礎杭の配置は第11図に示すとおりであるが、一般に杭にかかる荷重は次式によって表わされる。

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W_p}$$

- ただし N: 鉛直荷重 (t)
 M: 曲げモーメント (t·m)
 n: 杭の本数 (本)
 W_p : 杭の断面係数 (m)
 P: 杭1本当りの荷重 (t)



第10図 支柱 (15.60 m)



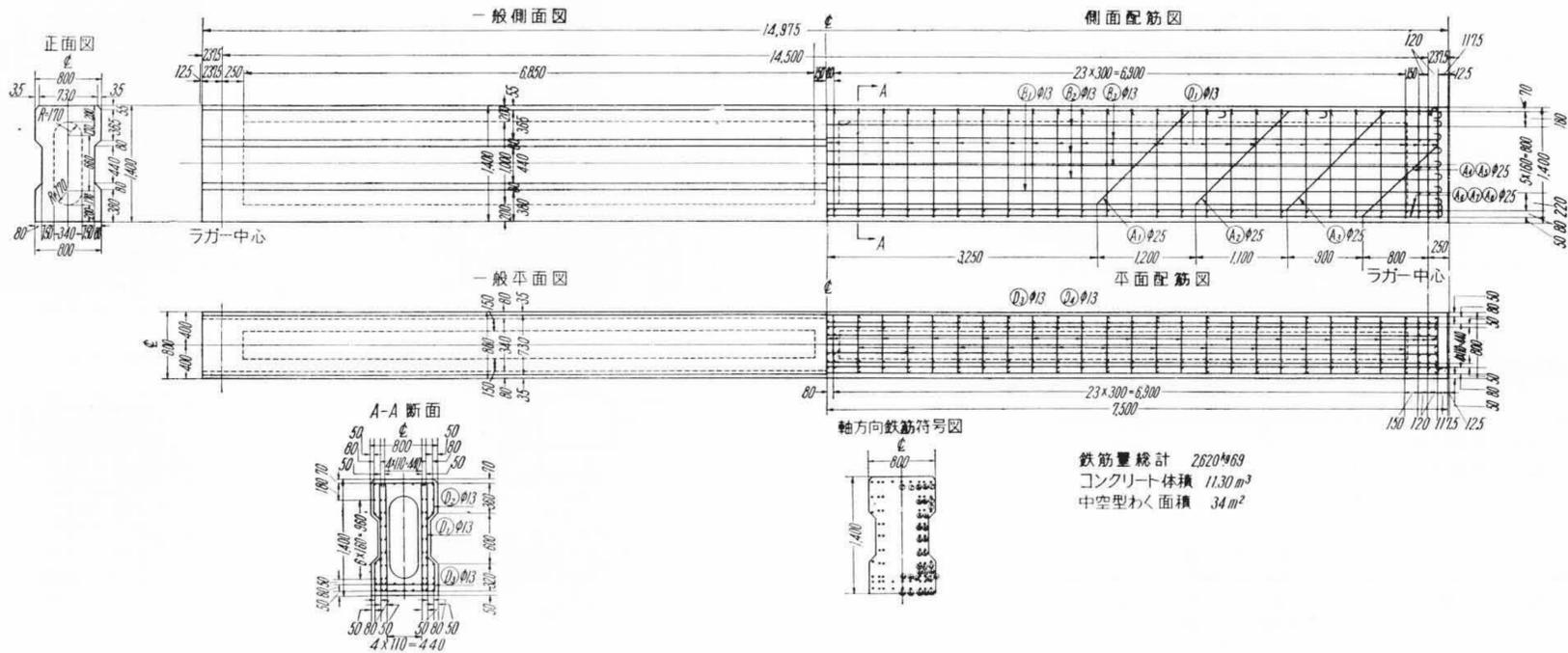
第11図 基礎杭配置図

第4表 基礎杭にかかる荷重

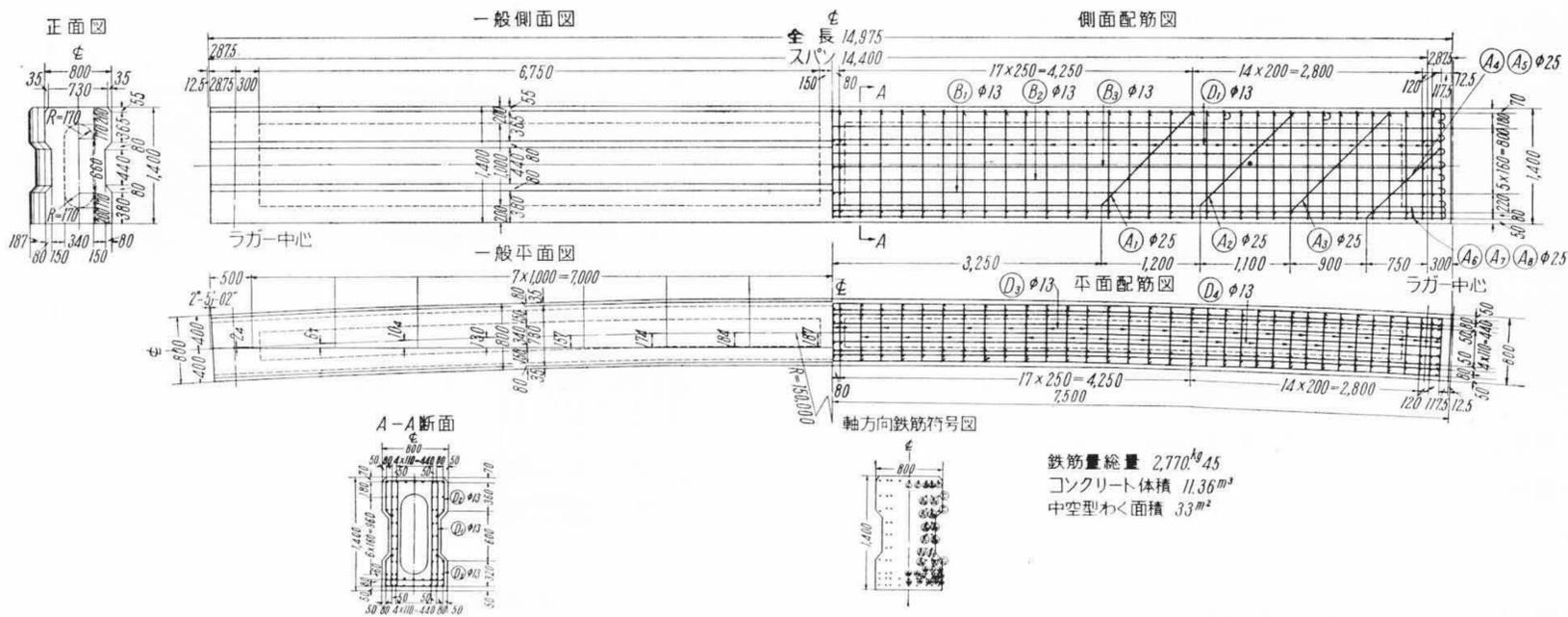
荷重状況	N (t)	M (t)	N/n	M/W _p	P _p (t)	
					最大	最小
①	224.76	100.18	14.04	5.78	19.82	8.26
②	196.45	178.11	12.28	10.28	22.56	2.00
③	225.13	150.48	14.07	6.27	20.34	7.80
④	201.13	133.46	12.62	5.56	18.18	7.06
⑤	196.45	186.06	12.28	7.75	20.03	4.53
⑥	78.59	145.30	11.16	6.05	17.21	5.11

第5表 軌道けたの種類

	けた長 (m)	直線けた数 (連)	曲線けた数 (連)	備 考
標準けた	15.0	34	53	
特殊けた	8.5	1		移動側線けた トラバサ 遊園駅・ラーメン 成田山・ラーメン
	10.0	1		
	10.5	3		
	11.5	1		
	21.0	1		
	22.0		1	



第12図 15m 軌道けた (直線) 図



第13図 15m 軌道けた (曲線) 図

各種の荷重状況により基礎杭にかかる荷重を高さ15.60mの支柱について示せば第4表のとおりであり、なおフーチングは基礎杭反力より明らかなように②⑤⑥の荷重状況においては許容割増しがありこれを勘案すれば①③の荷重状況が最大圧力を生ずるのでこれにつき設計した。

2.4.3 軌道けた

(1) 軌道けたの種類および構造

軌道けたの種類は本線軌道内における長さ15.00m、11.00m、10.50mの直線けた、長さ15.00mの曲線けたおよび側線における車両取卸し設備の長さ10.00mの直線けたの5種である。

この内本線軌道内における(11.00m)直線けたは本線路終端部に設けられた検修設備の側線にわたるためのトラバサ用のものである。軌道けたの種別表は第5表に示すとおりである。

軌道けたはすべて鉄筋コンクリート構造で、その詳細は第12図および第13図に示すとおりである。またその断面は中空のI形断面となっている。この空洞はけたの自重を軽減するために設けられている。また側面中央部のくぼみは電車線収容のために設けられているものである。けたの中央部および両端部はコンクリートにて充腹されているが、両端部の充腹は支承のアンカボルトの定着のために設けられたものである。

なお軌道けた相互の接続部には第21図に示すようにフィンガープレートが走行面、案内面および安定面に取り付けられ、継目部における車両の走行を円滑ならしめるようになっている。またけたの支持方法は一端固定(ヒンジ)、他端可動(ローラ)の単純支持である。

(2) 荷重の組合わせ

荷重の組合わせは次の四つの場合とする。

- ① 死荷重+活荷重+衝撃荷重+制動荷重
- ② 死荷重+活荷重+衝撃荷重+風荷重+横荷重 (または遠心荷重)
- ③ 死荷重+風荷重
- ④ 死荷重+地震荷重

ただし死荷重を下記のとおりとする。

コンクリートの体積 $V=11.30 \text{ m}^3/\text{本}$, 集電装置など金具類, 中空型わくなどの重量 $1.00 \text{ t}/\text{本}$ とすれば

$$W=11.30 \times 2.4 + 1.00 = 28.12 \text{ t}/\text{本}$$

$$\therefore w=28.12/15=1.88 \text{ t}/\text{m}$$

(3) 応力

軌道けたの種類には第5表に示すとおり種々の形状寸法のものがあるが, ここでは長さ 15.00 m の直線けたおよび曲線けたについて述べる。

直線けた, 曲線けたとも前項の荷重組み合わせに対して計算を行なったが, 曲線けたの場合その曲がりの影響について検討した結果, 垂直および横荷重による曲げモーメント, せん断力は同スパン直線けたの値と大差がないので上記荷重に対しては直線けたとして計算し, 曲がりの影響としてはねじりモーメントにおいて考慮した。なおカントは $V=25 \text{ km}/\text{h}$ に対応して設置し, 遠心荷重は $V=35 \text{ km}/\text{h}$ の設計速度によって計算しこの遠心荷重と横荷重とを比較してそのうち大きな影響を与える方の荷重を採用した。

(4) 鉄筋量および応力度

(i) 主鉄筋

設計は安全性をみて中央部の中空断面で行ない, 断面は上面において 10 mm , 側面において各々 5 mm の摩耗代を考慮して計算した。

$$I_x=137.82 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_y=24.90 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} x$$

$$\sigma_s = \frac{M_x}{I_x} n(d-x) \quad [n=15]$$

$$\sigma_s' = \frac{M_x}{I_x} n(x-d')$$

応力度の計算値は第6~8表のとおりであるが, 合成応力度は垂直および水平方向の荷重を別々に作用せしめ, 結果を重ねたもので, ②の荷重状況における鉄筋の合成応力度は許容応力度を超過する結果となった。しかし合成された荷重によって一度に応力度を求めれば次の計算のように許容応力度を超過しない。

今直線けたについて $M_x=134.68 \text{ t}\cdot\text{m}$, $M_y=14.69 \text{ t}\cdot\text{m}$ の荷重条件のもとにコンクリートが圧縮を受けるのは第14図に示す斜線部分であり, 断面二次モーメントはそれぞれ

$$I_x=136.60 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_y=35.36 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

第6表 主鉄筋応力度(x軸方向)

	M (t·m)	x (cm)	I_x (cm ⁴)	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_s' (kg/cm ²)
①	137.21 (65.64+19.69+49.35+2.53)	60.6	137.82×10^5	60.3	1,090	810
②	(134.18)	60.6	137.82×10^5	(59.2)	(1,080)	(800)
③	49.35	60.6	137.82×10^5	21.7	390	290
④	54.29 (49.35×1)	60.6	137.82×10^5	23.9	430	320

したがって σ_c および σ_s は

$$\sigma_c = \frac{M_x}{I_x} x + \frac{M_y}{I_y} y$$

$$= \frac{134.68 \times 10^5}{136.60 \times 10^5} \times 61.2 + \frac{14.69 \times 10^5}{35.36 \times 10^5} \times 38.2$$

$$= 60.3 + 15.9 = 76.2 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 80 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_x}{I_x} n(d-x) + \frac{M_y}{I_y} n(d-y)$$

$$= \frac{134.68 \times 10^5}{136.60 \times 10^5} \times 15 \times 72.8 + \frac{14.69 \times 10^5}{35.36 \times 10^5} \times 15 \times 36.3$$

$$= 1,080 + 230 = 1,310 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 1,400 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

(ii) 鉄筋の曲げ上げ

鉄筋の曲げ上げの計算は最大の応力を生ずる②の場合の荷重組合せについて行なった。その結果は第15図に示すとおりである。

(iii) スターラップ

せん断力によるせん断応力度 (τ_Q) およびねじれによるせん断応力度 (τ_T) の計算結果は第16図および第17図に示すとおりである。

ただし, ねじれによるせん断応力度 τ_T は次式により計算した (第18図参照)。

$$\tau_{Tx} = \frac{M_T}{2 b_1 h_1 t_1}$$

$$\tau_{Ty} = \frac{M_T}{2 b_1 h_1 t_2}$$

なお, 曲線けたにおいては垂直荷重によってもねじりモーメントを受けるが, 支点および中点における影響線を描けば第19図(a)および(b)のとおりである。

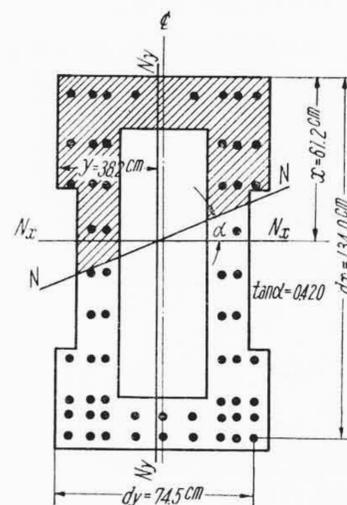
以上の計算によって決定されたスターラップは, 第12, 13図

第7表 主鉄筋応力度(y軸方向)

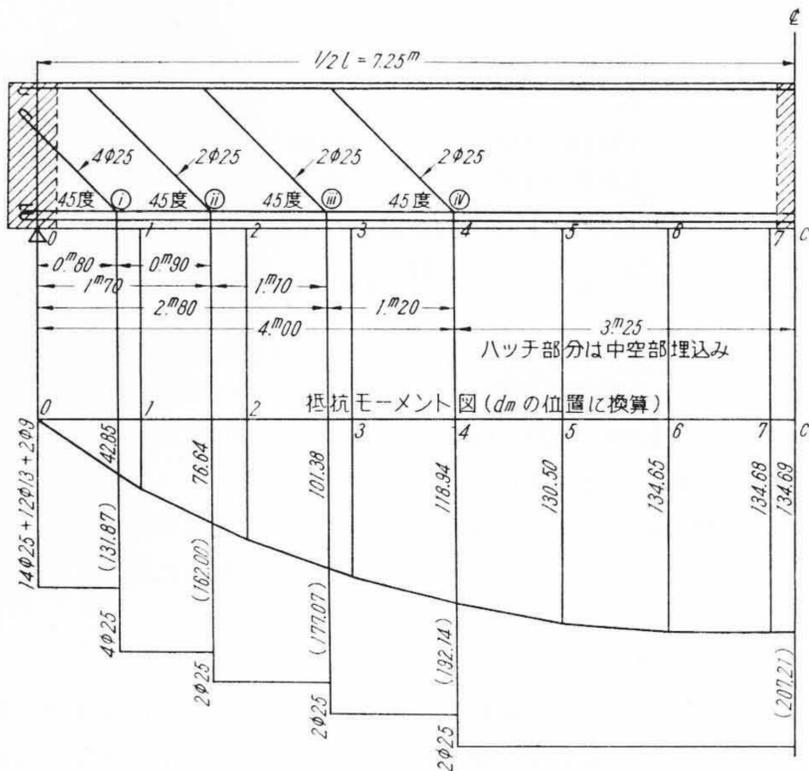
	M (t·m)	y (cm)	I_y (cm ⁴)	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_s' (kg/cm ²)
①	—	—	—	—	—	—
②	13.04 14.69 (9.26+5.43)	25.3	24.90×10^5	(13.2) 14.9	(390) 440	(160) 180
③	11.03	25.3	24.90×10^5	11.2	330	140
④	9.87 (49.35×0.2)	25.3	24.90×10^5	10.0	290	120

第8表 主鉄筋応力度(合成応力)

	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_s' (kg/cm ²)
①	60.3	1,090	810
②	(72.4)	(1,470)	(960)
③	32.9	720	430
④	33.9	620	440

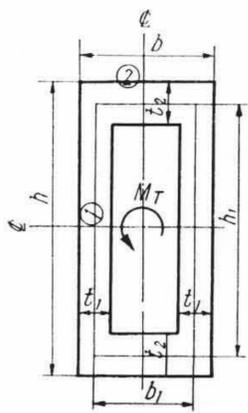


第14図 合成応力に対する有効断面



第15図 抵抗モーメント図

第15図 抵抗モーメント図



第18図 ねじりせん断に対する假定断面

に示すとおりである。

(5) キャンバ

キャンバは死荷重および1/4活荷重によるたわみに対処し設置するものとし、死荷重によるたわみにおいては、弾性たわみのほかにコンクリートのクリープによるたわみも考慮した。

(i) クリープによるたわみ (δ_{cx})

いま ϵ_c = コンクリートのクリープ度
 σ = コンクリートに起こっている応力度
 E_c = コンクリートのヤング係数

$$\phi = \text{コンクリートのクリープ係数} \left(= \frac{\text{クリープ度}}{\text{弾性ひずみ度}} \right)$$

とし、 $\epsilon_c = \frac{\sigma}{E_c} \phi$ の式が成立すると、仮定するとクリープによるたわみは弾性たわみの ϕ 倍である。

いま $\phi = 2.00k$, $k = 0.8$ とすると $\phi = 1.6$ となるが諸般の状況を考慮して $\phi = 1.0$ を採用した。

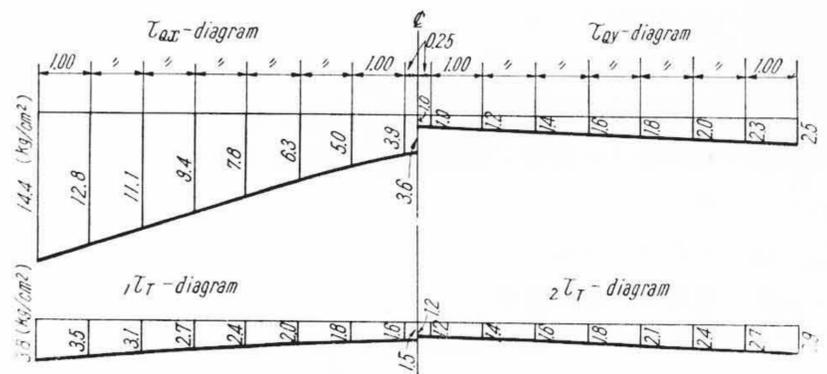
(ii) 死荷重によるたわみ (δ_{dx})

$$\delta_{dx} = \frac{Wl^4}{24EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right)$$

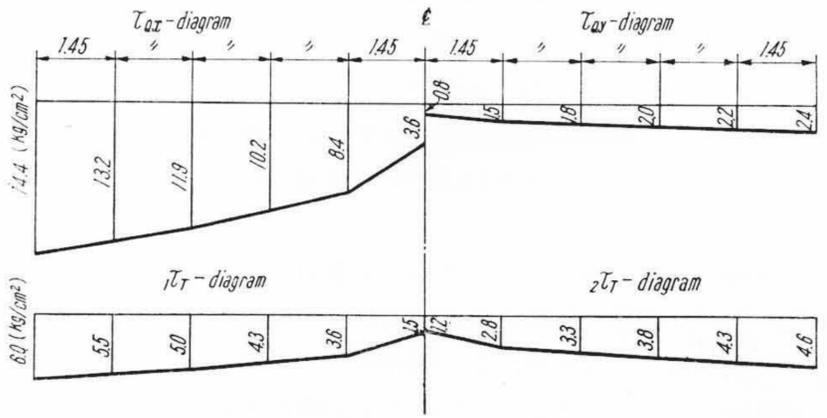
$w = 1.88 \text{ t/m}$
 $l = 14.50 \text{ m}$
 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
 $I = 0.166 \text{ m}^4$

(iii) 活荷重によるたわみ (δ_{lx})

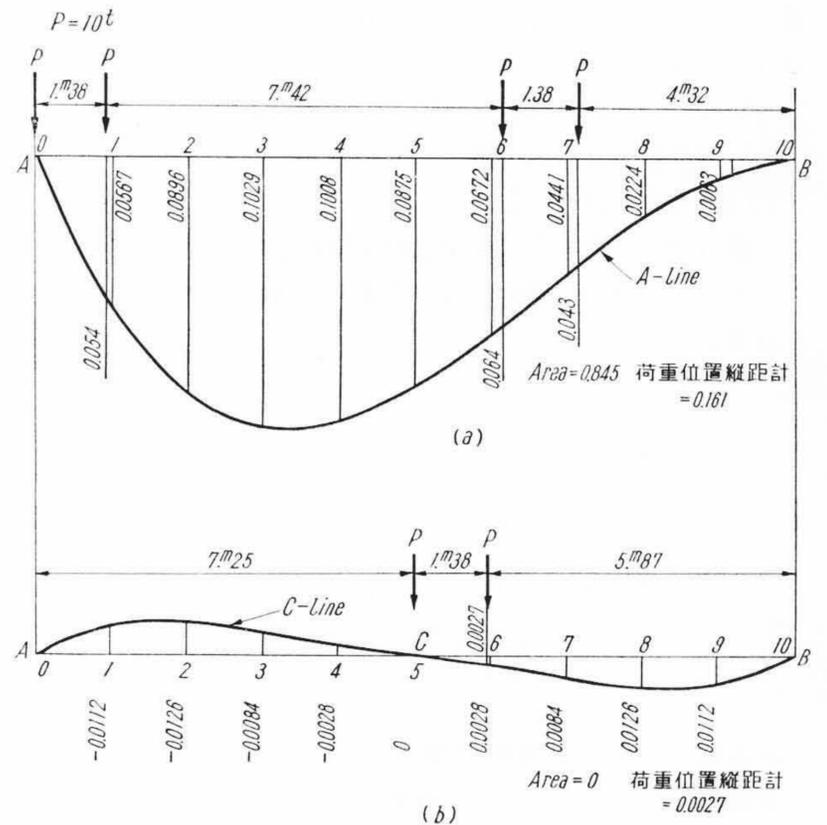
第20図において



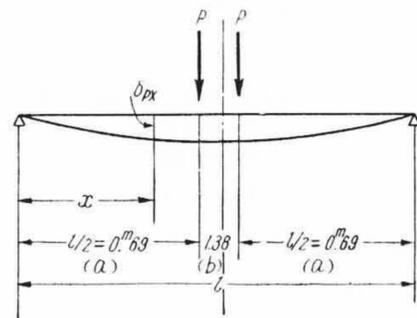
第16図 せん断応力度(直線けた)



第17図 せん断応力度(曲線けた)



第19図 ねじれモーメント影響線図



第20図 たわみ曲線図

$$\delta_{lx} = \frac{Pa^2(a+b)^2}{6lEI} \left(\frac{3x}{a} + \frac{3x}{a+b} - \frac{x^3}{a^2(a+b)} - \frac{x^3}{(a+b)^2 a} \right)$$

$$P = 10 \text{ t} \times \frac{1}{4} = 2.5 \text{ t}$$

(iv) 総たわみ (δ)

けたの総たわみ量 (δ) は $\delta = \delta_{cx} + \delta_{dx} + \delta_{lx}$ で、各点における

パータイプとしたため参道における空頭が少なくなり所要の空頭を得ようとすれば計画高(軌道けた上面)を上げなければならず、これにつれて参道前後のほかの支柱高も高くなり美観上もあまり好ましくないのでカンチレバータイプの支柱案は断念した。また軌道けたを22mのPCけたとすることが考えられたがその数が一本のみのため工場において製作運搬するとしても重量が大きく非常に割高となり、さらにこの部分は半径150mの曲線部分でPCけたにした場合の技術的な問題もあるので、施工上仕上り精度の技術的問題もあったが第22図に示すような門形ラーメン構造とした。

(2) 車 止 め

(i) 衝 突 荷 重

車止めに作用する衝突荷重は下記計算のとおり30tとして車止め構造物を設計した。

車止めには第23図に示すようなバネ常数 $k=150$ の緩衝器を

取り付け衝撃を緩和するようになっている。今緩衝力を $F(t)$ としバネの変位量を x (cm), 車両の重量を W (t), 速度を V (km/h), 重力の加速度を g (m/s²) とすれば

緩衝のエネルギー=運動のエネルギー

より

$$\frac{1}{2} kx^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \left(\frac{V}{3.6} \right)^2$$

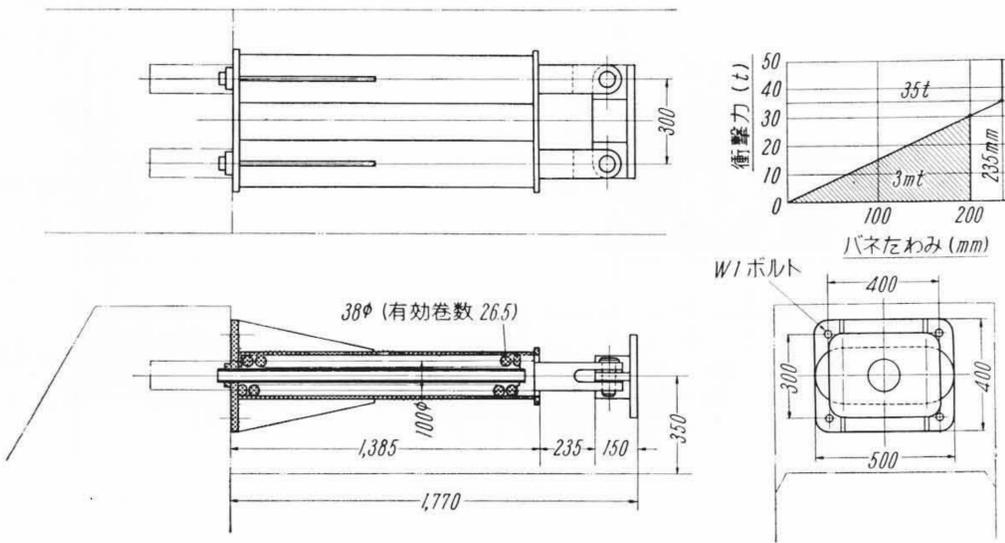
$$x = \sqrt{\frac{W \cdot V^2}{150 \times 9.81 \times 3.6^2}}$$

$$\therefore F = kx = \sqrt{1.18 W \cdot V}$$

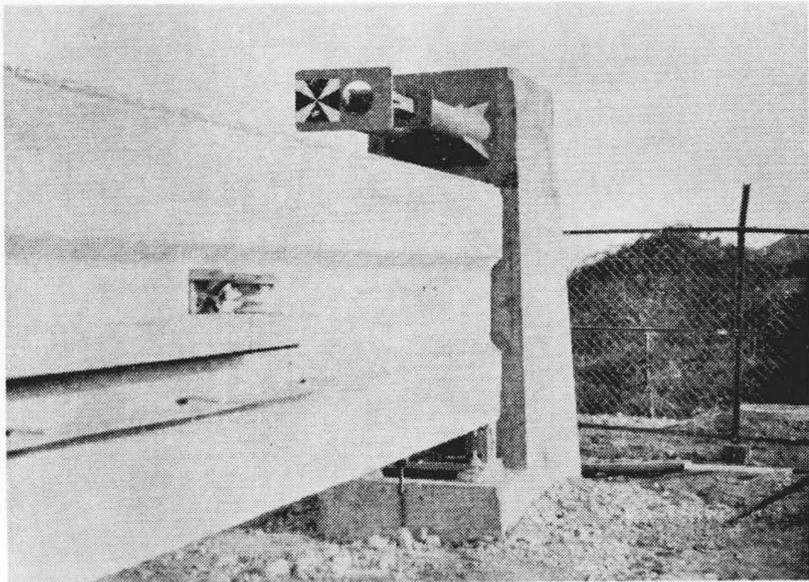
このモノレール線では非常列車停止装置の働きによって車止めに衝突することなく、衝突する可能性は車両の入替え、引き上げのためホーム部分より車止め方向に走行するときである。しかしこの場合は速度も非常に低く3km/h以下でしかも車両荷重は空車時に限られる。いま3両編成 ($W=39.3$ t), および6両編成 ($W=78.6$ t) の場合について衝突荷重を算出すれば、3両編成の場合 $F=20.4$ t, 6両編成の場合 $F=28.9$ t (<30t) となる。

(ii) 車 止 め

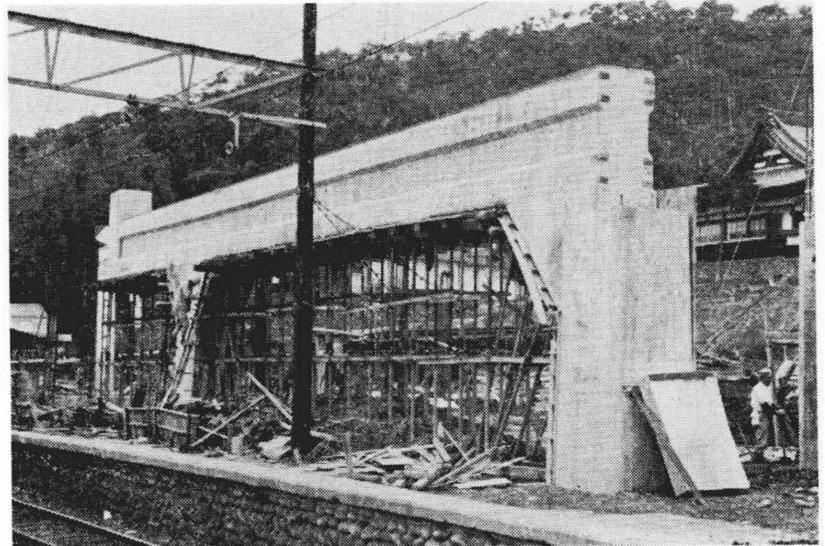
最も普通のタイプの車止めは第24図に示すような構造であり、この車止めは本線路終点側端末に設けられたものである。しかし起点側においてはその端末は犬山本線上下ホーム上にあり、このような大きな構造物をホーム上に設けることはいたずらにホームの有効面積を減少し、客扱いの点においてもまた美観の点においても好ましくなく、またこの地点は犬山本線上下ホームの連絡地下道の壁に接近し、車止め基礎に技術的問題があったので第25図に示すようなラーメン構造とした。



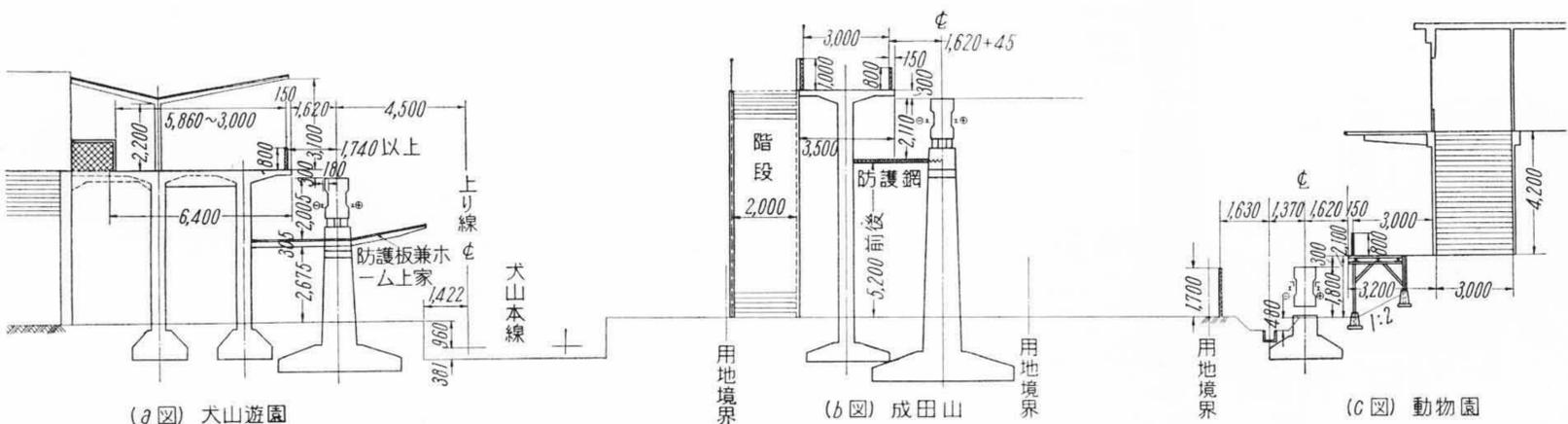
第23図 緩 衝 器



第24図 車 止 支 柱



第25図 車 止 ラ ー メ ン



第26図 乗降場横断面図

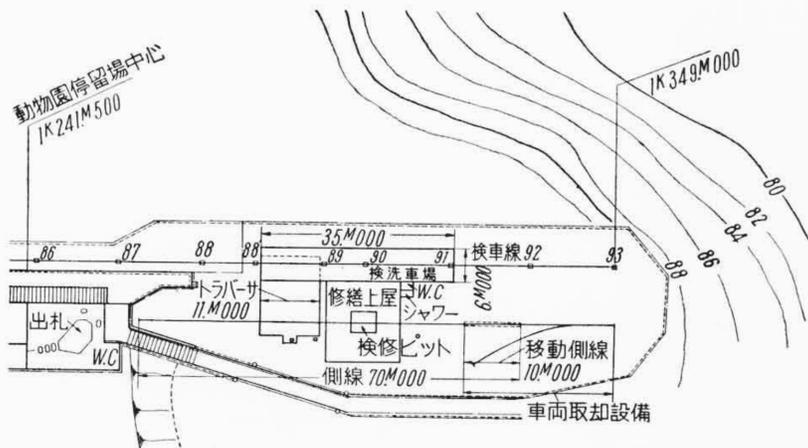
2.4.5 停留場および検修設備

(1) 停留場

各停留場の横断面は第26図に示すとおりで、犬山遊園停留場は2本柱タイプ一部1本柱タイプ、成田山停留場は1本柱タイプ、ともに全長65.00m、柱間7.50mの鉄筋コンクリート構造の高架式、動物園停留場は全長61.00mでレール栈橋構造としてプレキャストコンクリート板を並べた。

乗降場と軌道中心との間隔は車両の事故時(たとえばタイヤパンク)においてもプラットホーム内に車両が入り得るよう車両の傾斜角6度に対応して1,620mmとし成田山停留場では曲線による車両の偏倚量45mmを加算した。

乗降場には安全設備として周囲に柵を設け、前面には最初のころみとして乗降口を除く他の部分に高さ800mmの手すりを設けた。また軌道と乗降場との間に防護板および防護網をホーム上面より2.30~2.40mの高さに設け、万一乗降客が乗降場より転落した場合の安全を図った。犬山遊園においては犬山本線上りホームの部分は防護板として本線上りホームの上屋と兼用させその他の部分および成田山停留場は全部防護網とした。



第27図 検修設備配置図

(2) 検修設備

本設備は本線路終点側軌道末端部に設けられた日常点検、および小機器の取りはずし小修理を対象としたもので、その概要は第27図に示すようにトラバサ、側線、修繕上屋、洗車・検車設備および側線端部に設けられた車両取却し設備よりなっている。

当初この検修設備にはトラバサに代わるものとして本線と側線を連絡する門形クレーンを計画したが、美観上あまり好ましくないとの意見によりクレーン案を廃しトラバサ方式とした。このため検修庫内において車体つり上げ設備並びに車両搬入搬出のための設備が必要となった。

トラバサは常時は本線軌道内にあり、側線より本線へあるいは本線より側線への車両の移動のために設けられたものである。その構造は11mの軌道けたを支間10.15mとして両フランジの車輪各2個を有する台車にて支持された移動速度毎分3mの電動式のものである。

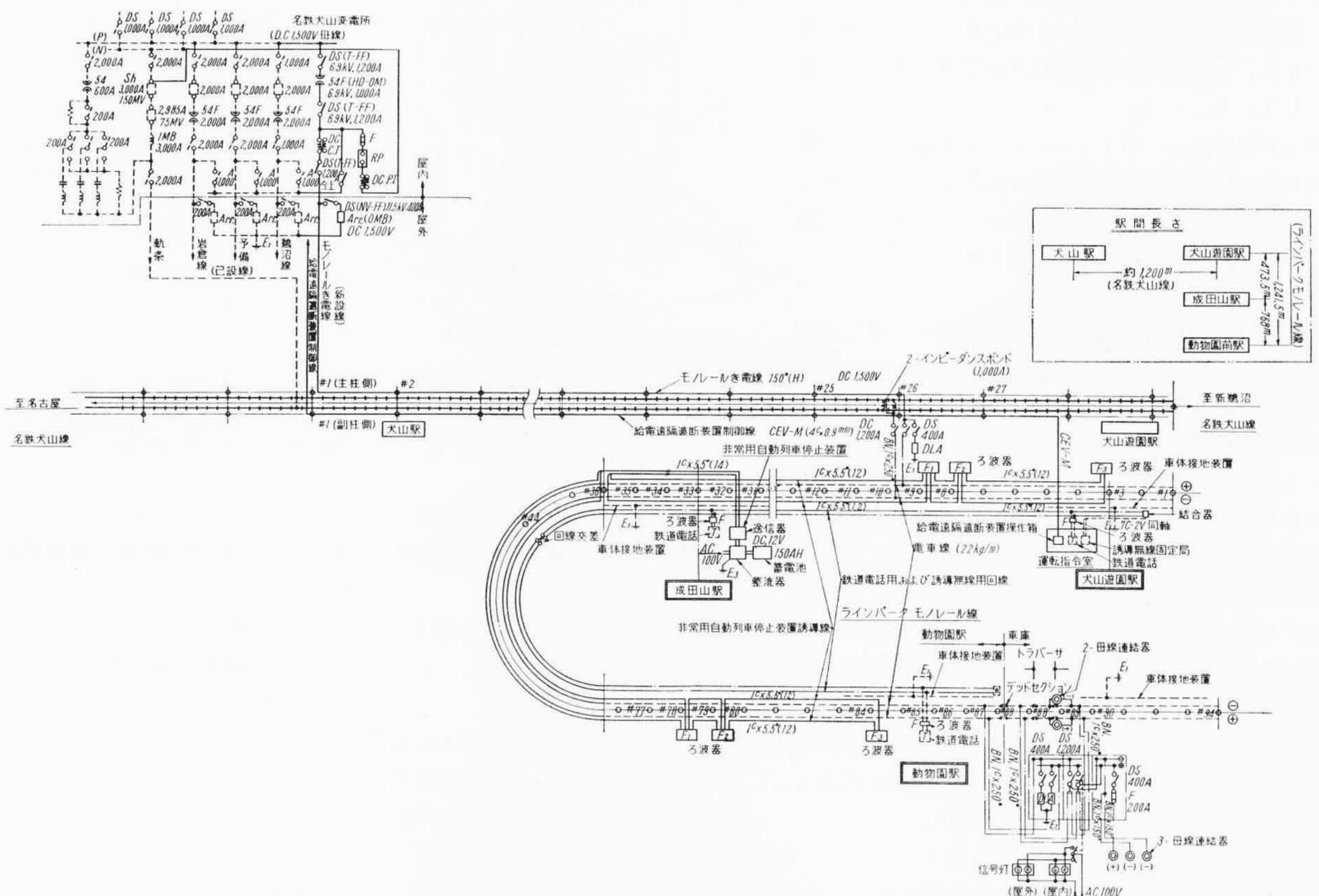
側線はトラバサ部分および移動側線部分を含めて全長70mで固定部は幅0.80m、高さ地上1.80mの鉄筋コンクリート壁式構造および上屋内検査ピット部分の長さ5.00m、幅0.80m、高さ0.50mの鉄製ガードよりなっており、車両の検修および入れ換え、留置に用いる。

洗車・検修設備は本線軌道内に幅6.00m、長さ35.00mの範囲に軌道をはさんで両側に手動式の洗車台車を設け洗車を容易ならしめるとともに日常点検をここで行なうようにした。

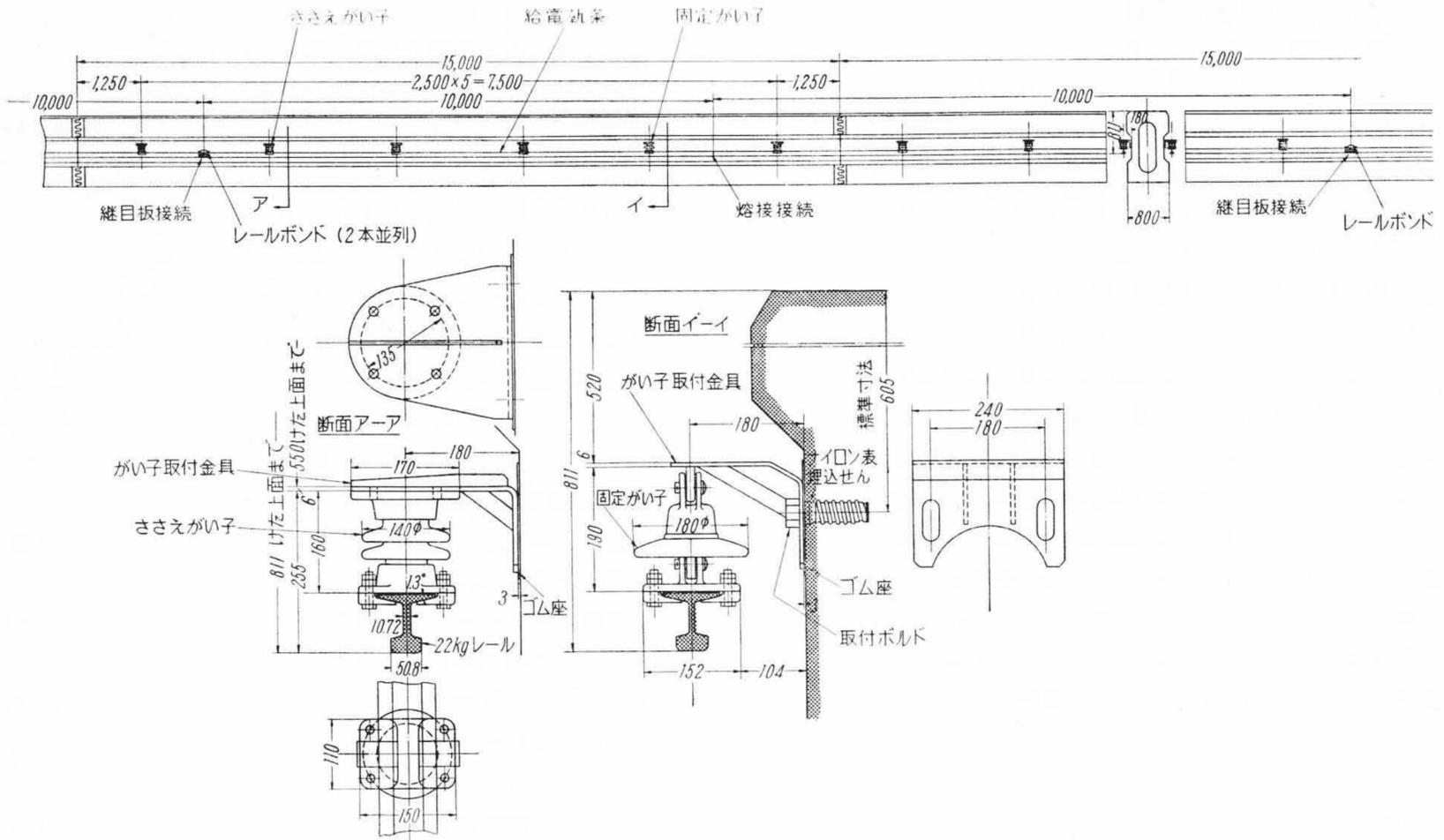
車両取却し設備は側線端部の軌条設備とその上を走行する移動側線台車よりなっており車両の搬入、搬出のために使用する。また検修上屋内には車体つり上げ設備、ホークリフト、コンプレッサ、電源設備などその他特殊、一般工具を設備した。

2.4.6 電気設備

電気設備の概要は次のとおりであって第28図に系統図を示す。



第28図 電気設備系統図



第 29 図 給電軌条取付図

(1) 受電設備

モノレールカー運転用電力としては特に専用変電所を設けず、既設名鉄犬山変電所より直流 1,500 V を分岐し、受電している。犬山変電所内には、モノレール線の回路開閉および事故電流遮断のため高速度遮断器を新設し、非常の際に犬山遊園駅のモノレール運転指令室より操作して遮断できる給電遠隔遮断装置を設けた。また高速度遮断器の投入は、変電所において行うが、給電遠隔遮断装置が「入」のときのみ投入できるものとし、運転指令者の確認のうえで送停電を行うようにしている。

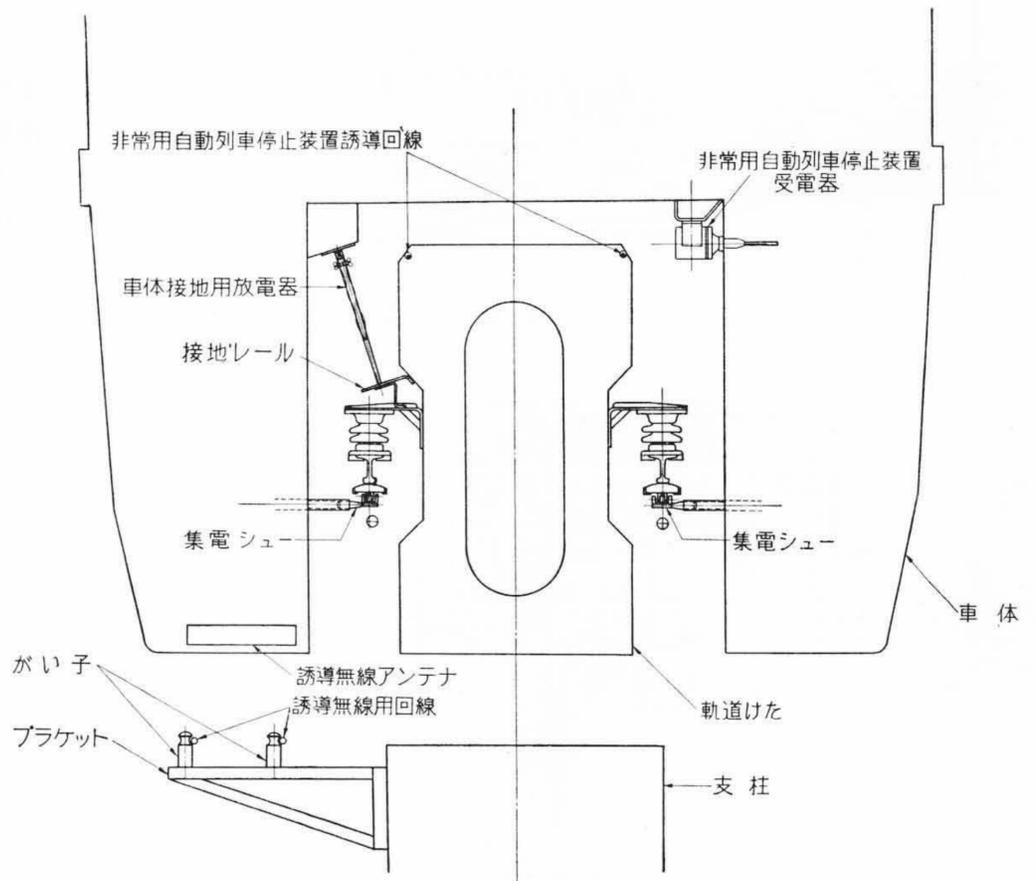
犬山変電所より、モノレールの⊕電車線までの電線は名鉄犬山線の電車線用鉄骨を利用した架空単線であって、帰線は犬山線の鉄道軌条にアースボンドを通して接続し、犬山線の帰線を共用している。

(2) 電車線

電車線は 22 kg 軌条を使用し、軌道けたの両凹側面に⊕線⊖線を別々にかい子で懸架している。けた側面には埋込せんを埋め、取付金具とけた間にゴム座をはさんで取り付け、漏えい電流によるけたの電食を防いでいる。給電軌条の長さは 10 m であるが保守を容易にするため溶接して 15 m および 20 m で使用し、相互の接続に継目板を用いて、温度による伸縮の逃げをとっており、軌条ボンドで電氣的に接続している。軌条のしゅう動による移動を防ぐため 1 本の軌条の中央付近に固定がい子を設け軌条を固定し、他のがい子はささえがい子として膨張収縮による軌条の移動を許している。

給電軌条の仕様は次のとおりであって、地下鉄の第 3 軌条と同材質のものを使用し、電圧降下を考慮し 22 kg 軌条とした。

形状および寸法	JIS E 1101, 22 kg レール	
化学成分	炭素 0.06% 以下	マンガン 0.25% 以下
	イオウ 0.04% 以下	リン 0.03% 以下
	ケイ素 0.03% 以下	銅 0.25% 目標



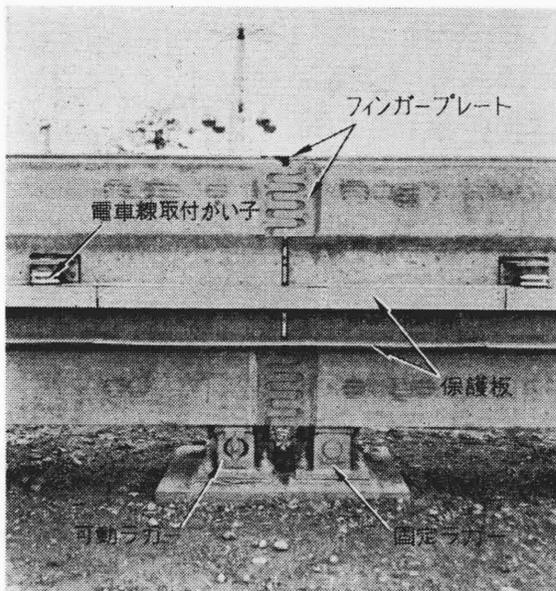
第 30 図 軌道けた周りの電気設備

電気抵抗	31.5 μΩ/m (20°C において)
20m 軌条の膨張量	温度は最高 58.2°C, 最低 -18.3°C として約 18.25 mm

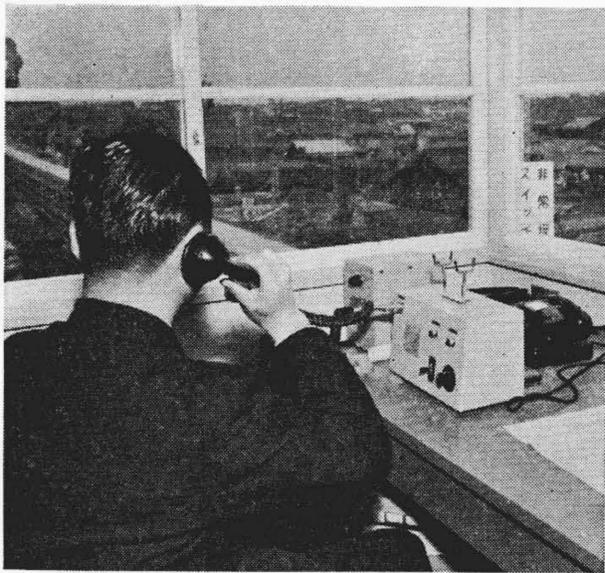
がい子の仕様は次のとおりである。

性能	JIS C 3811 2号 180 mm 懸垂がい子に準拠
標準乾燥せん絡電圧	54 kV
標準注水せん絡電圧	33 kV
標準 50% 衝撃電圧	80 kV
曲げ破壊荷重	245 m-kg
引張破壊荷重	2,000 kg

集電方式には下面接触式を採用しているが、次のような利点を



第31図 保 護 板



第32図 誘導無線(指令室)

持っている。

- (i) 集電器の接触力ががい子に加算されない。
- (ii) ダストががい子にかかりにくい。
- (iii) しゅう動面を雨霧冰雪泥などから防ぐ。
- (iv) 走行輪パンク時の車体沈みに対し集電器に無理な力がかからない。

しゅう動部は従来の地下鉄で十分実績のある铸铁(集電シュー)と鉄(軌条)にした。

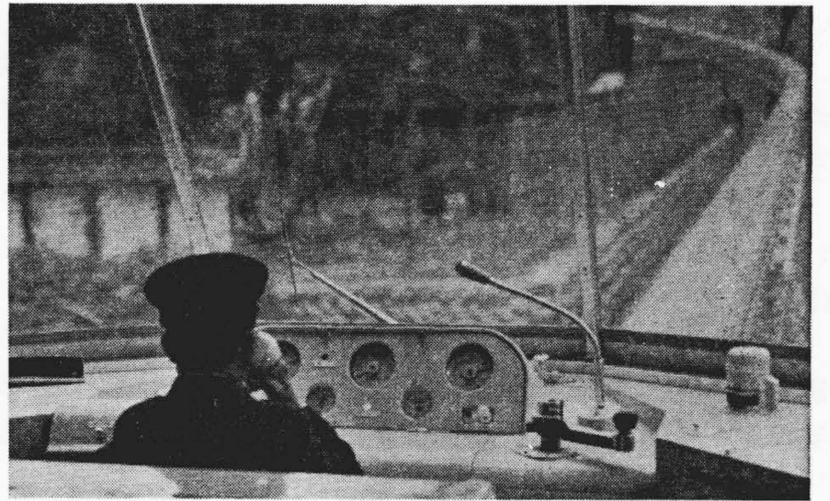
当初カーボンと銅のしゅう動につき検討されたが、アルウエーグ社の経験などから、カーボンの摩耗が多く、保守に手数を要するので、実績のある铸铁と鉄のしゅう動とした。

電車線が地上3.5m以下になる個所には、危険防止のために保護さくを設け、関係者以外の出入を禁止しているが、さらに電車線が地上5m以下になる個所には、保安のために保護絶縁板を取り付けた。保護板には硬質ビニル板を使用し、上面および側面保護板は絶縁物を介し、直接軌条に取り付け、取り付けスペースを小さくしている。

(3) 非常用自動列車停止装置

本装置は列車が端末駅に停止する際、運転士が操作を誤って過走せんとするとき、自動的に非常制動機を動作させ、列車を定められた保安距離内に停止させるものである。また端末駅付近以外の一般走行においても、40 km/h以上に列車が過走した際、同様に非常ブレーキをもって列車を制御する過速防止の機能をも合わせ持っている。

軌道端の保安装置としてトレンストップを軌道端に設ける案、速度照査式のトレンストップを設ける案などが検討されたが、地形上保安軌道を長くすることができないこと、軌道延長による経



第33図 誘導無線(運転室)

済性、さらに保安装置の信頼性を考慮し、最も確実な連続誘導式の本装置を採用したものである。

本装置は地上送信機、誘導線路ろ波器および車上の受電器、列車停止制御装置からなり、送信機はモノレール線のほぼ中央の成田山駅舎内に設け、誘導線は軌道けた上面、両肩部にビニル管をとおして埋設した。

(4) 誘導無線電話装置

誘導無線はモノレールの運転指令者と走行する車両の乗務員との相互通信連絡に使用し、指令者側よりの連絡および音楽などを車内に放送することもできるようになっている。また給電遠隔遮断装置を利用することにより車上より、電車線への給電を停止することができる。本装置は移動局と固定局間で同時に送受話できる方式であって通話は誘導回線を媒介として確保している。誘導線は1回線(2線)を支柱頭部側面にブラケットによって架線しているがこれは鉄道電話運転回線の線路を共用している。

(5) 車体接地装置

車両の走行中に生ずる漏えい電流から乗客を安全に保護するために、車両が乗降場に入ると同時に車体を接地する車体接地装置を設けている。接地レールは⊖電車線の上部に乗降場の全長に渡って設け、第1種接地工事を施している。車体側ではスカート部より車体と電氣的に結合した放電器を設け車両がホームに入ると接触させて、乗客の感電を防止している。

3. 工事の施工

3.1 支柱および基礎

本線路の支柱はすべて一本建ての支柱で、その諸元は第2表に示すとおりである。基礎は独立フーチングに杭基礎を施すように計画され、つぼ掘りによる基礎工事の結果、支柱番号でNo. 2~10ではよく締った玉石混りの砂利層であり、またNo. 38~72では計画基礎面においてあるいはそれよりも多少掘り下げることにより軟岩層あるいは硬岩層に到達する非常に良好な地盤であったので、この部分については基礎杭を廃止し、基礎面の深くなった部分については捨てコンクリートを施し基礎面の計画高さまでかさ上げを行なった。

基礎杭にはφ=300, l=5, 7, 10 mの3種類の鉄筋コンクリート杭(東海コンクリート製規格品)を使用し、前半(No. 0~37)を2本子打(モンケン重量1.0 t)、後半(No. 73~93)をトラッククレーンによる2本子打(モンケン重量1.5 t)で行なった。この杭打作業の進行速度は地質の硬軟にもよるが、大体2本子による場合6本/日、トラッククレーンによる場合12本/日程度であった。

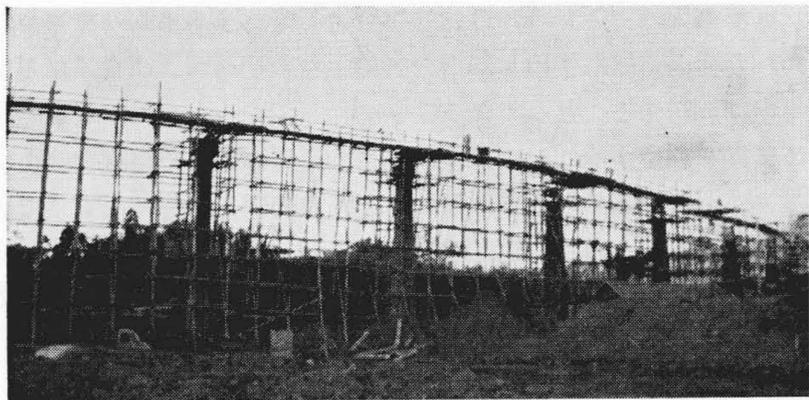
支柱の型わくには高さ10.30 mのものまでメタルホームを使用した。それ以上の高さの支柱には下部を木製型わくとし、上部はH=10.30 mのメタルホームを使用し、コンクリート打設に対してはフーチング、ボデー(頸(けい)部まで)頭部の3段階に分け、高

い支柱においてはさらにボデーを2~3段階に分けて行なった。

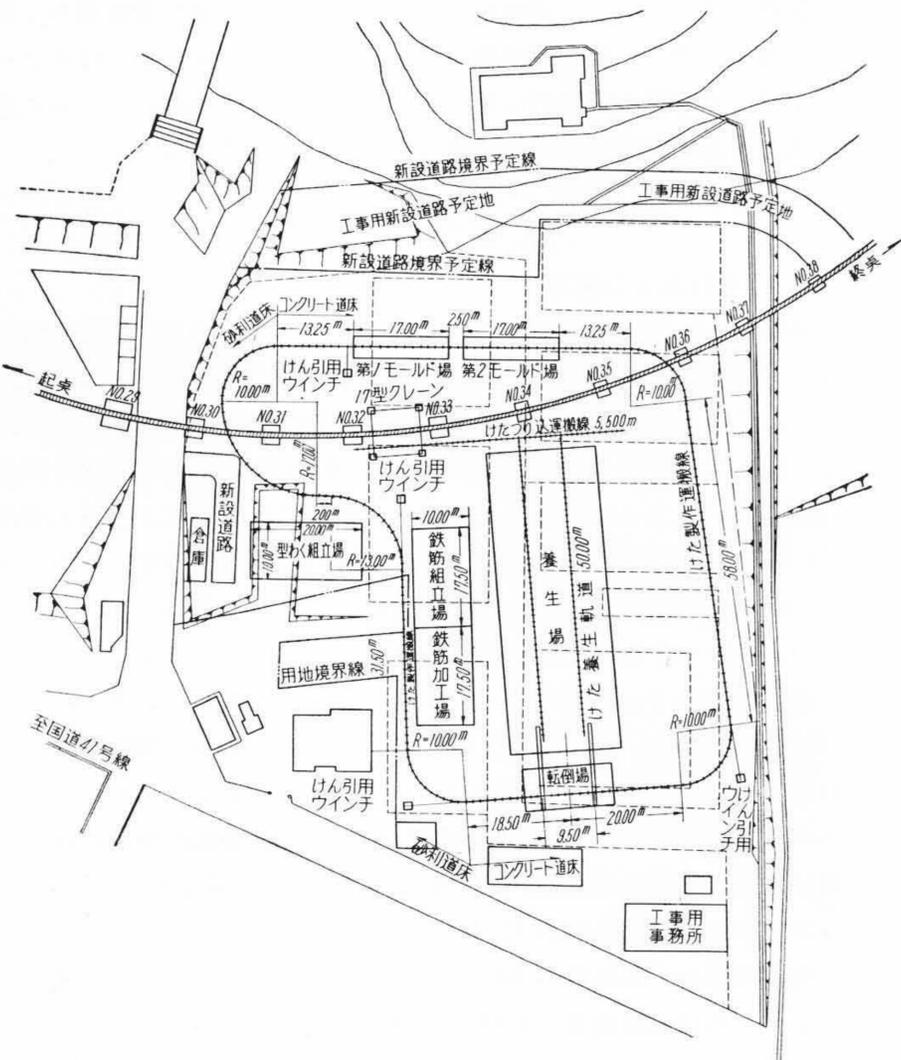
支柱頭部の支承座の据え付けに当っては再測量を行ない、この据え付けが完了すると約15~20kg/基の鉄筋を使用して、支承座のアンカー鉄筋を支柱に熔接して支承座の移動を防いだ。

この据え付けは支承座のアンカ鉄筋と支柱鉄筋が交錯し、カントおよび縦断こう配に対応して支承座を傾斜させるため非常に困難を伴った。

支柱のコンクリートは総量的1,900m³(フーチング1,400m³柱部分500m³)、一基平均21m³で地上より相当の高さを有するものが多く(最高高さ14.0m平均高さ4.0m)、かつ地形は起伏多く、大部分アジテーターカーによる直接地上運搬は不可能であった。そのため現場におけるコンクリートの運搬は延長約800mにわたり第34図に示すような足場丸太による平均高さ8mの棧橋を構築し、アジテーターカーよりネコ車あるいはナベトロに積み換え運搬した。切取部の約200mは地上に線路を敷設してナベトロ運搬、そのほかはベルトコンベヤの使用あるいは車の進入可能な場所においてはアジテーターカーによって直接運搬した。これらの運搬方法によって行なわれた現場におけるコンクリートの平均運搬距離は概略次のようであった。



第34図 コンクリート足場組立状況



第35図 モールド場平面図

- ① 棧橋を設けネコ車あるいはナベトロによったもの
コンクリート量 750m³
平均運搬距離 57m
- ② 地上に線路を設けナベトロによったもの
コンクリート量 80m³
平均運搬距離 105m

コンクリートはすべて西枇杷島にある名窯コンクリートより生コンクリートを購入し、昭和36年8~12月末に完成した。

3.2 軌道けたの製作

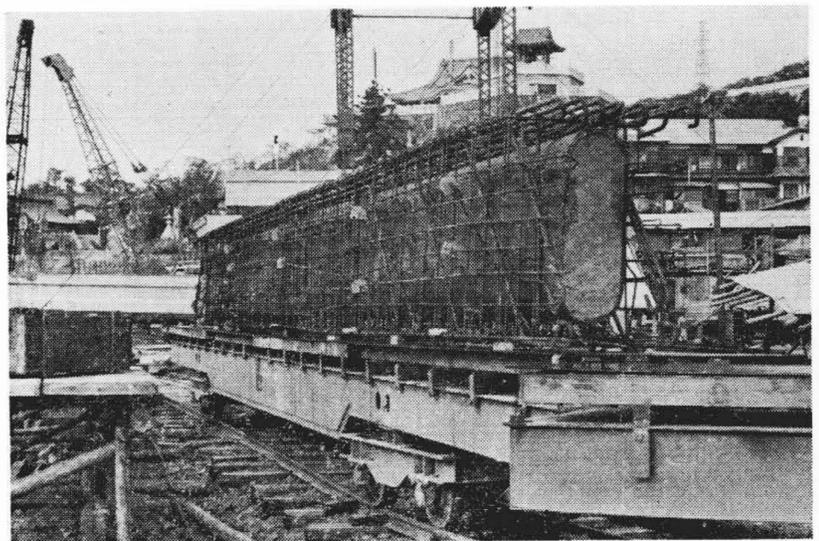
軌道けたの製作はモノレール軌道建設において最も脚光をあびた重要なものの一つであり、その製作は第35図に示すような諸設備を支柱番号No.30~36にわたる約6,000m²の面積に配置し、鉄筋組立から架設作業まで一貫した流れ作業を行なうように計画した。この作業工程にしたがって区分すればほぼ次のようであり、最大1日2連平均1日1.5連で架設の工程に従い11月1日より1月18日の間に製作が行なわれた。

- (1) 底型わくの据え付け
- (2) 鉄筋組立および中子そう入、支承金具仮すえ付け
- (3) モールド場
- (4) 第一次養生
- (5) 転倒場
- (6) 第二次養生
- (7) けた架設用門形クレーン

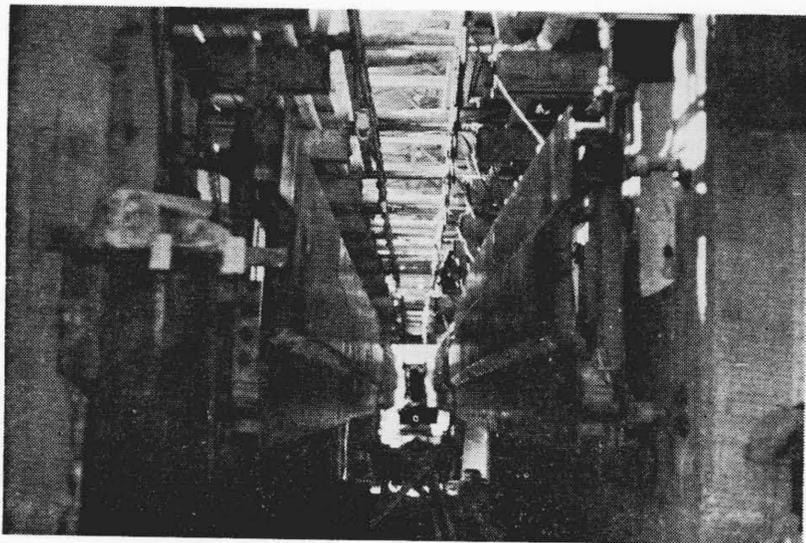
まず転倒場でけたの転倒を完了すると底板を清掃の上底板設置場において所定のカントおよび縦曲線をつけるため木製(堅木)のくさびをそう入して底板が据え付けられる。この底板据え付けが完了するとそのモールド台車が鉄筋組立場に回送され第36図に示すように鉄筋を組立て中子をそう入、端部に上側支承金具を仮据え付けしモールド場にモールド台車ごとそう入される。

モールド場は第35図に示すような第1、第2の二つのモールド場よりなっており、二つのモールドは性能全く同一であり、第1モールドはおもに直線用、第2モールドは曲線用に区別された。一日の作業は前日打設された軌道けたの脱型より型わく組立、コンクリート打設までである。また軌道けたの製作5連ごとに1回モールド場を休ませ型わくの零調整を行ない製作誤差を取り除くよう考慮した。この5連に1回の零調整は第1、第2モールド場を交互に行なうからモールド場全体としては3日に1回となった。

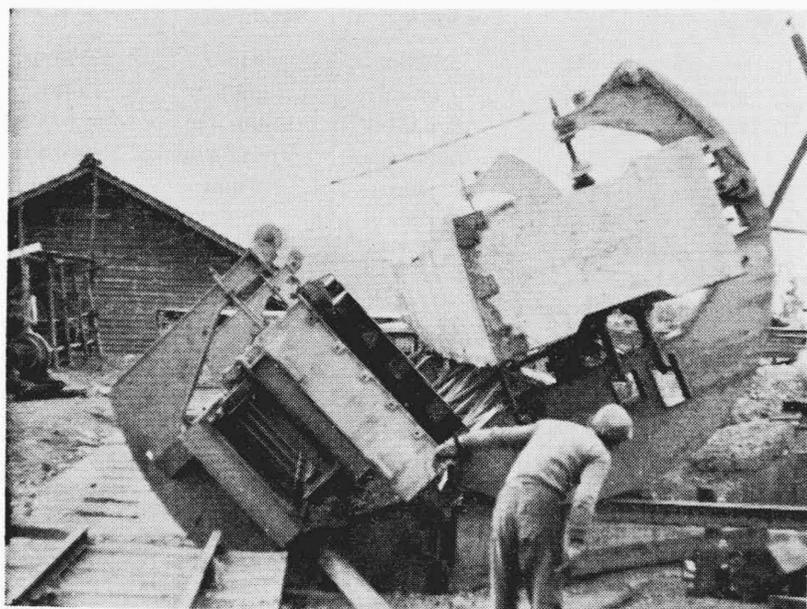
型わく装置は第37図に示すようなもので、一つのモールドについて18本の太さ700mm角の鉄筋コンクリート支柱(両側に9本ずつ両側支柱の間隔は2.90m)およびその支柱に内蔵された寸法表示目盛付きのジャッキ(支柱1本につき上下2段)、支柱上部



第36図 モールド台車上の鉄筋かご



第37図 型 わ く 装 置



第38図 け た 転 倒 装 置

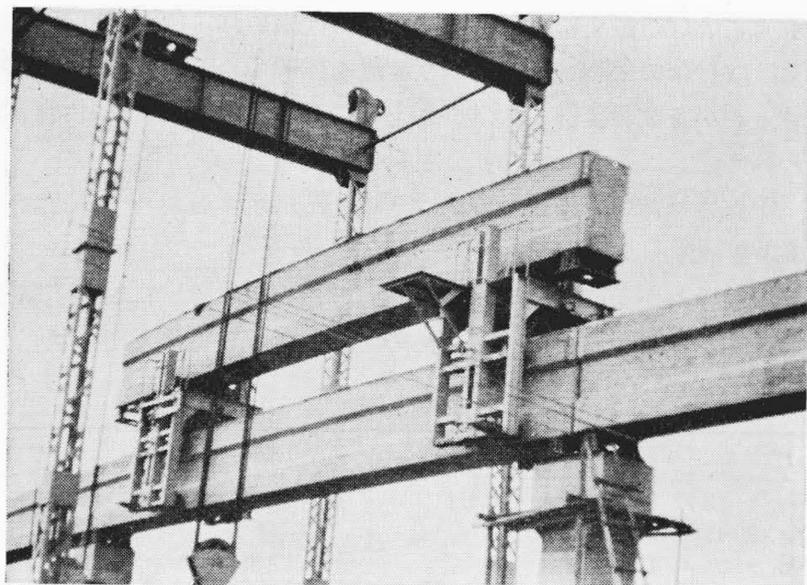
に取り付けられた側型わくおよび端型わく、側型わくに取り付けられた18個の型わくパイププレート、鉄筋つり上げ装置よりなっている。側型わくは指示された寸法（直線、曲線によってそれぞれ異なる）に調整用ジャッキによりその形状が決定される。端型わくは側型わくの端部に取り付けられたターンバックル装置により長手方向の寸法を決定して固定される。また端型わくの周囲には外向きのみぞの幅にゴムチューブが装てんされており、型わく組立完了後空気を圧入し型わく合せ目よりのセメントペーストの漏れを防ぐよう考慮された。鉄筋つり上げ装置は鉄筋が所定の位置に入るようつり上げて底板より浮かせるためのものであり、上側支承金具の据え付けは端わくに設けられた取付装置によって行なわれた。

コンクリートはすべて生コンクリートによりまかなわれ、冬期はストーブによりモールド場内を12°Cに保つようにした。コンクリート打設が完了し7～8時間放置後翌朝脱型作業が行なわれ、モールド場外に引き出される。脱型後の1日間は簡易な蒸気養生が行なわれた。この簡易蒸気養生は台車に形鋼で骨を組みシートで完全におおいを施し、その中に6個（けた両側各2個、両端各1個）の鋼製水槽を配置し、各水槽の中に1kWヒータのニクロム線3本を入れ、蒸気を発生させた。これによりシート内温度は11～16°C平均13°Cに保たれた。この養生を24時間行ない、次に南京袋を掛け散水養生がなされた。脱型後3日間で第1次養生を終わり転倒装置にかけ正常位にして豆台車に乗せ養生場に送り2～3週間の第2次養生を行なった。この養生期間中に下側支承金具の組み立てを行ない、寸法検査を受けて次の架設工程に回される。

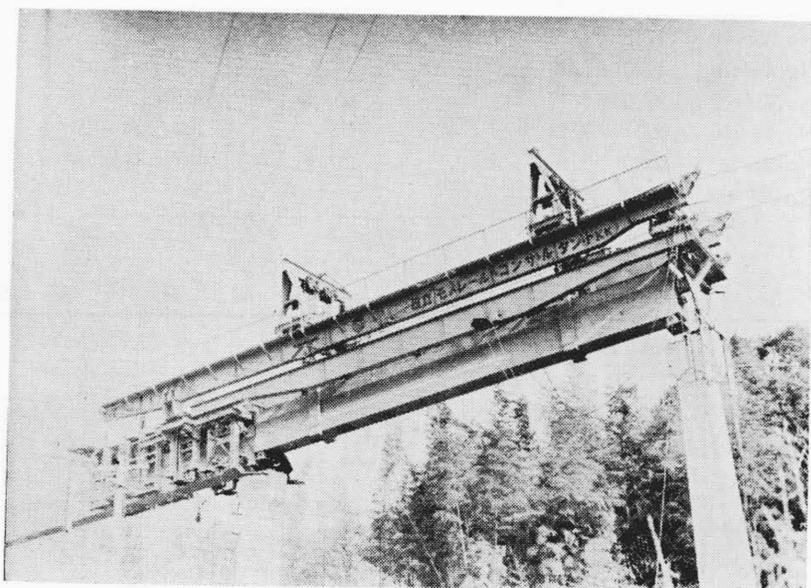
3.3 軌道けたの架設および調整

3.3.1 架 設

軌道けたの架設作業は当初 No. 32～33 の区間に設置した門形



第39図 け た 運 搬 台 車



第40図 け た 架 設 車

クレーンによりけたを既設けた上につり込み、軌道けた運搬台車により運搬し、架設車により架設する計画であったが現場の状況および架設工程が短縮されたため次の三つの工法により行なわれた。

- (1) 架設車による架設
- (2) クローラクレーン(あるいはトラッククレーン)による架設
- (3) 軌道敷設による豆トロ運搬によるサンドル架設

軌道高が地上10m以下でかつトレーラ、クローラクレーン(あるいはトラッククレーン)が自由に出入できるか、あるいは仮設道路が設けられる区間では(2)の工法を採用した。軌道高が10m以上あるいは軌道下の地面が使用できない区間では架設車により架設された。また切取部においては軌道高が低く幅員の狭い区間であったので軽便トロを敷設し橋りょう運搬用豆トロにより運搬し油圧ジャッキとサンドルを使用して架設した。

架設作業はクレーンによるものが最も簡単でかつ迅速にでき、平均1日に2連程度の進行度であった。次はサンドルによるもので1日に1～2連(平均1.5連)程度であった。架設車によるものは作業の熟練度にもよるが平均2日に1連の進行度(23連/38日)でこれらの架設作業は11月15日より開始し2月13日に完了した。架設車は第40図に示すように上側ガーダと下側ガーダ、その上にのせられたけたつり装置およびそれらを支持するモノレール台車よりなっている総重量32tのもので、架設は下側ガーダを前に出した状態で移動し架設スパンに下側ガーダが据え付けられる。下側ガーダの先端部は先端支持装置により支承のアンカーボルトを利用して支柱に固定され、上側ガーダが下側ガーダをガイドにして前進して第40図の状態に固定される。一方けたは第39図に

示すような運搬車により既設けた上を運搬され、けたつり装置に受け取られて架設される。つり装置には10tのトロリ付チェーンロックが各2個装置され、つり上げつり下げはすべて手動で行なわれた。

実施された架設作業の内訳は第10表に示すとおりである。

3.3.2 調 整

軌道けたが架設されると支柱上(けたの継目部)において軌道の性能を発揮するため第11表のような架設目標に基づき軌道の

第10表 架 設 作 業 内 訳

けた番号	期 間	架設の種類	備 考
No. 1~8	1/8~1/18 (夜間)	架 設 後	犬山線に併設のため
No. 9~17	12/22~12/26	ク レ ーン	仮設道路を設ける
No.18~21	1/27~1/31	架 設 車	墓地の上で高いため
No.22~23	12/8	ク レ ーン	
No.24~26	11/24~12/1	架 設 車	架設車試験のため
No.27	11/22	ク レ ーン	
No.29~37	11/15~11/22 12/18~12/26	ク レ ーン	
No.38~48	1/10~1/15	サ ン ド ル	切取部のため
No.49~70	1/20~1/30	ク レ ーン	仮設道路を設ける
No.71~77	2/5~2/13	架 設 車	軌道高が高いため
No.78~80	2/11~2/13	ク レ ーン	仮設道路を設ける
No.81	2/13	架 設 車	地形が急傾面のため
No.82~92	12/21~12/23	ク レ ーン	

高低, 通り(上下, 左右の通り), 水準, 継目部の食い違いなどについて調整を行なった。調整作業はあらかじめ再測量によってだされた支柱中心に基づき, カントおよび緩和曲線の影響によるけたの移動量を計算してフィーリングセンタの軌跡が規定の線形になるよう行なった。この作業が終わると15m弦に対する正矢を測定し軌道全体(軌道けたの製作誤差を含めた)としての通りをチェックし, スムーズな線形になるよう調整した。これらの作業は工作車を使用し, けたの移動はすべて豆オイルジャッキ(容量20t, ストローク5cm)によって行ない, けた調整完了後支承座に取り付けられたダボと下側支承の角孔の間にくさびを打ち込み, 溶接して支承座と下側支承とを固定した。

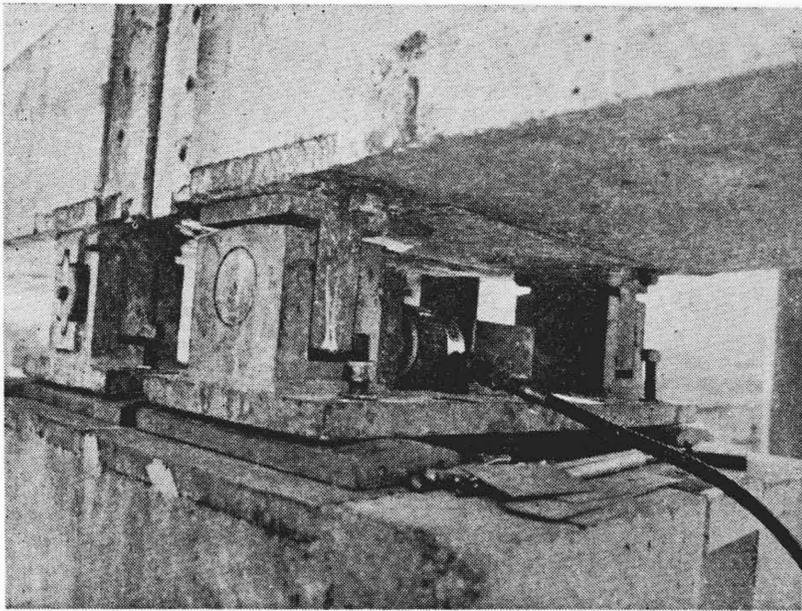
軌道の通り(上下, 左右の通り)についての検測結果を第12表

第11表 架 設 基 準 値 (目 標)

項 目	軌道製備基準(案)	運研許容限度	架設目標
1. けた幅	±10mm	±9mm	±4mm
2. 走行面の水準狂い	10mm	0.9%	7mm
3. 走行面の高低狂い	9mm/4m	9mm/4m	7mm/4m
4. 通り狂い	9mm/4m	9mm/4m	7mm/4m
5. 継目の食い違い	3mm	9mm	2mm
6. 遊 間	25±20mm		25± ²⁰ ₅ mm
7. 波状摩耗の波高	5mm		

第12表 軌 道 継 目 部 分 の 通 り

安定面	案内面	走行面(右)	支柱番号	走行面(左)	案内面	安定面	安定面	案内面	走行面(右)	支柱番号	走行面(左)	案内面	安定面
			0				-2	+1	+6	47	+4	-1	-1
-1	-2	0	1	-1	+3	+3	+6	+3	+2	48	+2	-8	-2
+1	0	+2	2	-2	0	+2	-1	+1	+2	49	+1	+3	-2
+3	+1	+2	3	-1	+1	+4	+7	-3	+5	50	-1	0	+3
+2	+2	0	4	+2	0	+3	+3	+1	-4	51	-2	+3	+2
+3	+4	0	5	+2	0	+4	-4	+1	+2	52	+2	+2	+4
+4	+2	0	6	0	-3	+3	+3	+1	-1	53	-3	-1	-3
+4	+2	0	7	0	+4	+5	-3	-3	-3	54	-3	+3	-2
+4	+5	-3	8	-3	0	+4	+3	0	-3	55	-3	-1	+4
	+7	-5	9	-6	-2		-4	-3	-3	56	-5	+1	-3
+3	+4	0	10	0	-2	+2	+3	+3	-1	57	-1	-7	-8
+3	+4	0	11	0	+1	+3	-5	-3	-5	58	-5	+6	-4
+8	+3	-3	12	+1	-3	+3	+4	+3	-6	59	-6	-3	+1
-4	+2	-4	13	-5	+3	-4	0	0	-1	60	-1	0	-1
+5	+8	-2	14	+2	-1	+5	0	+2	+2	61	+3	0	0
+6	-2	-2	15	-3	-3	+5	+2	0	0	62	+2	0	+3
+2	0	-3	16	-3	-2	-2	+1	+2	-1	63	+2	0	+1
+2	+2	+1	17	0	+2	-1	+2	+1	0	64	0	-1	-2
-3	-4	0	18	-1	0	+2	-2	+1	+1	65	+3	-3	-2
+4	0	-1	19	-1	-3	+1	0	0	-1	66	+2	-3	-8
-2	-3	-2	20	-2	-3	-3	+4	+5	-3	67	-1	-5	-4
+4	+5	-3	21	-2	+4	-4	+7	+9	+2	68	0	-4	-1
+2	+3	+1	22	+1	+6	-5	+8	+7	-1	69	-3	-7	-3
+1	-3	-2	23	0	-7	+6	+1	+3	-3	70	-1	-2	+3
+8	+9	-4	24	+2	-9	-7	+3	+5	-3	71	-2	+8	+5
-2	-3	+1	25	-1	+1	-3	+8	+6	+2	72	0	-9	-7
-1	+1	+5	26	+5	-5	-3	0	-2	-1	73	+3	+3	+3
-1	+5	-1	27	-1	-5	-3	+5	+5	-5	74	-1	+3	+3
-5	+7	-1	28	+1	+3	+4	-5	-4	+1	75	-2	+6	+7
+4	+9	-1	29	-1	-3	+3	+5	+2	-3	76	-3	+1	-2
+3	+1	-8	30	-8	+2	-2	-3	-4	-3	77	-3	+4	+4
+3	+7	0	31	0	-4	-2	-3	-5	-5	78	-4	+4	+7
+2	-3	+1	32	+3	+3	-2	+5	+2	-4	79	-2	-4	-1
0	+5	0	33	+4	-1	+2	+4	-3	-1	80	-1	+3	+3
+1	+1	+2	34	0	-2	+1	+6	-2	+1	81	-4	-4	+3
+2	+3	-2	35	-1	+4	+4	+1	+5	+3	82	+3	+2	+2
	-2	-4	36	-2	+7		+2	+4	+4	83	+4	+1	+2
+3	+3	-6	37	-6	-2	-2	+4	+1	+2	84	+1	+1	+2
-4	-2	-5	38	-4	+3	+2	+2	+2	+2	85	0	-2	-2
+2	+5	-5	39	-5	-5	-2	+2	-1	-2	86	+1	+2	+4
-1	+5	0	40	0	-4	-1	+2	+2	+2	87	+2	-2	-2
+2	+1	-2	41	+1	-3	+6	+1	+3	-3	88	-2	+4	+3
-3	0	0	42	+3	-1	-1				88'			
+2	+1	+4	43	+4	-2	+3				89			
+3	+1	+2	44	+4	+3	+1	+2	-3	-2	90	-2	-2	+1
-2	0	0	45	-2	+2	-2	+1	-2	+4	91	-3	+2	0
-2	+3	+1	46	-2	+2	-2	+3	+4	0	92	+2	-4	-2



第41図 ジャッキによるけたの調整

第13表 小野田CX-Aモルタル試験結果

供試体 No.	重量 (g)	シハエリス荷重 (kg)	耐圧 (t)	圧縮 (kg/cm ²)	適要
1	550	6.83	5.6 5.0	332	材令 51日
2	545	6.83	5.4 5.4	344	材令 51日
3	550	6.77	5.4 5.6	344	材令 51日
4	545	7.26	5.4 4.9	322	材令 51日
5	540	5.96	4.4 4.9	290	材令 51日
6	550	6.53	6.1 5.7	368	材令 51日

第14表 車両動揺の加速度比

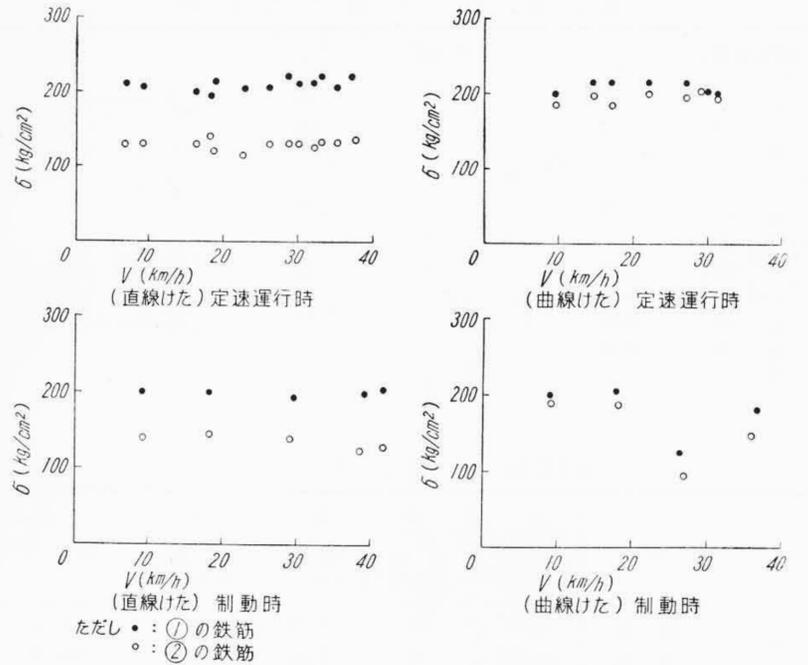
	名称	列車番号	速度 (km/h)	位置 (km)	動揺加速度 (g)
全線試験	加速度比 (K)	下り 35	31	0.518	0.105
		下り 33	35	0.428	0.105
		下り 33	44	0.959	0.105
	左右動の加速度	下り 35	32	0.488	0.090
		下り 35	31	0.518	0.090
	上方動の加速度	下り 35	35	0.121	0.092
下り 35		33	0.788	0.093	
下り 33		37	0.843	0.093	
区間試験	加速度比 (K)	(直線) 上り 72	31	0.959	0.075
		(曲線) 上り 60	39	1.139	0.101
	左右動の加速度	(直線) 上り 72	31	0.959	0.067
		(曲線) 上り 60	39	1.139	0.098
	上方動の加速度	(直線) 上り 72	31	0.959	0.078
		(曲線) 上り 72	25	1.139	0.083

に示す。

ただし、測定値は弦長4mの糸張りによる中央正矢の誤差(mm)で走行面においては上に凸の通り(打れ角)を正とし、上に凹の通りを負とした。案内面、安定面においてはけた側面より外側に凸の通りを正とし凹の通りを負とし表中()内の左右は起点より終点に向った方向を示す。

3.4 成田山参道ラーメン

成田山参道ラーメンは半径150m、カント $\alpha=1^\circ\sim 53'$ 、径間20.60m(脚中心間隔22m)高さ9.20mの曲線門形ラーメンで、基礎および脚部の施工は他の支柱におけると全く同様で、軌道(けた)部分の施工には木製型わくを使用して行ない、コンクリート打設においては第1段階としてコンクリートの打設高をけた高さ90%の程度におさえ型わくの沈下を待って上面を再測量し軌道高を決定して最後のコンクリート打設を行なった。しかし曲線であること、木製型わくであること、また場所的に横方向への支保がとれなかったこ



第42図 けた応力度測定結果

となどにより結果は満足すべきものではなかった。生じた寸法の最大誤差は下記のとおりである。

- (1) 中心線の狂い 50 mm
- (2) 側面カント狂い $\tan \theta=0.03$
- (3) 高低の狂い 20 mm

したがって軌道部については全面的に修正することとし、使用材料および修正工法についていろいろ検討した結果

- (1) 材 料 小野田CX-A (配合1:3:0.45)
- (2) 工 法 多層塗り左官仕上げ

と決定し昭和37年1月14日よりコンクリートはつりを開始し2月27日に完成した。小野田CX-Aのモルタル試験結果は第13表に示すとおりである。

4. 試 験

初めての实用モノレールであるので慎重を期す意味において、土木構造物および車両、電気設備保安装置などに関するいろいろの性能試験を行なった。これらのうち特に土木構造物に関係のあるものとして定員荷重(8.5t/1軸)による車両の動揺、軌道けたおよび支柱関係の試験結果(昭和37年3月14日および15日実施)は次のとおりである。

4.1 動揺試験

車両の動揺試験として行なわれた全線試験および区間試験の結果は第14表に示すとおりである。

4.2 軌道けた

軌道けたの試験は直線けた(No.62)、曲線けた(No.51)の鉄筋の応力、支承部の応力、たわみなどで、定速運行および制動時について動的に行なった。

おもなるものの結果は次のとおりである。

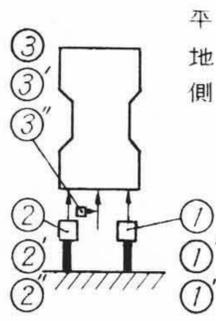
鉄筋の応力度は抵抗線ひずみ計とオッシュロにより主鉄筋および曲げ上げ鉄筋について行なった。主鉄筋の測定位置はスパン中央部における最下部の両側主鉄筋と上部補助鉄筋および主鉄筋曲げ上げ部の各2本で、スパン中央部における主鉄筋の最大応力は第42図に示すとおりである。軌道けたのたわみは変位計によりスパン中央における上下方向および水平方向の変位を動的に測定した。なお参考のため支承部の支柱との相対変位をダイヤルゲージによって補助的に測定した。測定結果の最大値は第15表に示すとおりである。

4.3 支 柱

支柱の試験はNo.72(直線)、No.76(曲線)について支柱頭部の加速度、支柱頸部および中間部、下部の応力、支柱頭部の変位などで

第 15 表 けたの最大たわみ

直線	測定位置	たわみ (mm)		曲線	測定位置	たわみ (mm)	
		①	②			①	②
中央	①	2.35		中央	①	2.65	
	②	2.35			②	2.65	
	③	+0.06, -0.02			③	+0.25, -0.20	
固定端	①'	0.25		固定端	①'	0.25	
	②'	—			②'	+0.01, -0.02	
	③'	0.23			③'	0.30	
自由端	①''	0.23		自由端	①''	0.65	
	②''	0.06			②''	+0.01, -0.01	
	③''	—			③''	0.42	



第 16 表 支柱の最大変位

区 分	走 行 時		制 動 時		適 要	
	変 位 (mm)	速 度 (km/h)	変 位 (mm)	速 度 (km/h)		
縦 方 向	直 線	0.12	17	1.25	27	No.72
	曲 線	0.60	9	1.90	24	No.76
横 方 向	直 線	0.61	36	0.16	31	No.72
	曲 線	0.78	31	0.43	23	No.76

動的に測定した。この結果頸部コンクリートの応力の最大値は No.76 の支柱で、制動時軌道軸方向 6 kg/cm^2 直角方向 5 kg/cm^2 で下部の応力の最大値は軸方向 7.5 kg/cm^2 、直角方向 5 kg/cm^2 であった。支柱頭部の加速度測定値より求めた加速度比は第 43 図に示すとおりであり、変位の最大値は第 16 表のとおりである。

4.4 考 察

以上の試験結果より判断するに、まず主鉄筋の定員荷重による最大応力は 220 kg/cm^2 であるが同荷重に対する計算値は 580 kg/cm^2 ($M=72.5 \text{ t}\cdot\text{m}$, $I=138 \times 10^5 \text{ cm}^4$) であり十分安全である。また第 15 表より最大たわみは 2.1 mm となり、計算値 3.7 mm ($E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $I=138 \times 10^4 \text{ cm}^4$, $l=14.5 \text{ m}$) の約 60% である。これより軌道けたの弾性係数を求めると

$$E = \frac{3.7 \times 2.1}{2.1} = 370,000 \text{ kg/cm}^2$$

となり鉄筋コンクリートとして非常に良い品質である。

支柱頭部の変位より逆算された縦荷重は 1.03 t 横荷重は 1.0 t であるがこれらより制動荷重および横荷重の活荷重 (26.4 t or 8.5 t) に対する割合を検討してみると

制 動 荷 重 $P_b = 1.03 / 26.4 = 3.9\% < 15\%$

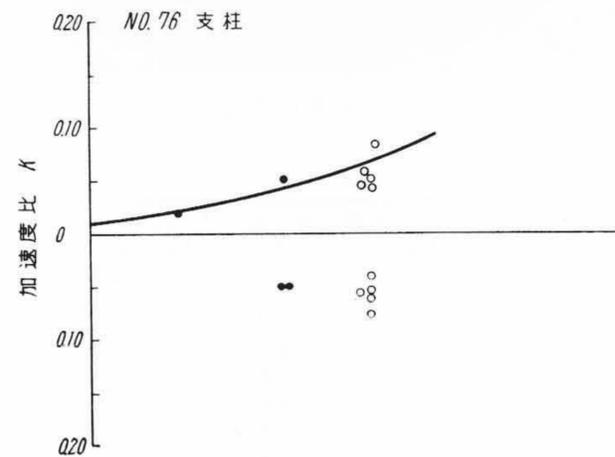
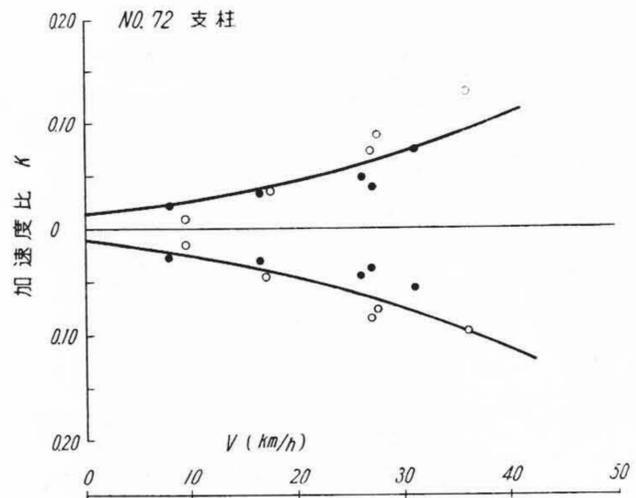
横 荷 重 $P_{ta} = 1.0 / 8.5 = 11.7\% < 15\%$

で仮定に対して安全である。

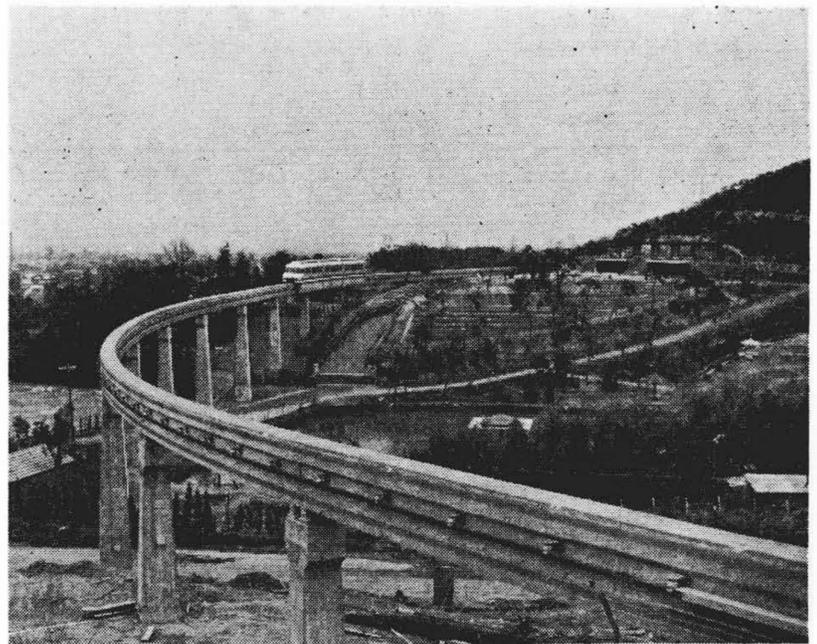
5. 結 言

このモノレール鉄道は、遊戯施設としてのモノレールと異なり、わが国最初の地方鉄道法による本格的な実用モノレールで、すべてが最初のものである。

特に設計基準においては他に例がなく、日立-アルウェーグ独自のものを作らなければならなかった。中でも車両限界および建築限界は議論的になったもので、モノレールシステムの特異性より、その考え方も従来の鉄道とは根本的に異なったものであった。しかしこれら初めての試みである設計基準も関係者各位のご協力により、今後開発しなければならぬものあるいは改善しなければならぬ点が多少あるとしても、一応完成することができ、営業開始に



第 43 図 支柱の動揺の加速度比曲線



第 44 図 軌道完成状況

先だち行なわれた試験の結果、設定された基準が適当なものであることが確認された。

施工面においては、軌道けたの製作および電車線の架設は日立製作所笠戸工場が担当し、その他は日立製作所本社モノレール工事課が担当、現場監理は日立モノレールコンサルタントが行ない、現在 1 日約 2 万人を輸送している。最後に工事全般にわたりご指導とご協力をいただいた運輸省民営鉄道部、名古屋陸運局、運輸技術研究所、名古屋鉄道株式会社および工場の関係者各位に対し、紙上を借りて謝意を表わす次第である。

注： Alweg Corporation のモノレールに関する特許は 100 有餘件（ドイツ本国のみのもの含む）あるが軌道けたの製作および架設工法の特許はその顕著なものである。