

半無限連続高架橋の研究

昭和59年4月

大 平 拓 也

目 次

第1章 序 論

1-1 概 説	1
1-2 高架橋の構造形式, その発展の概要と考察	2
1-3 多径間連続高架の必要性とそのアプローチ	7
1-4 半無限連続高架橋の発想	16
1-5 本研究の目的ならびに研究概要	17
1.5.1 本研究の目的	17
1.5.2 本研究の概要	17

第2章 実高架橋における温度変化の実態調査

2-1 概 説	18
2-2 実高架橋における温度変化と変位測定	18
2.2.1 測定方法	18
2.2.2 測定結果の考察	18

第3章 半無限連続高架の理論研究

3-1 概 説	24
3-2 従来のラーメン高架橋設計法における問題点	24
3-3 半無限連続高架の理論研究	25

第4章 半無限連続高架橋理論の実証模型実験

4-1 概 説	32
4-2 実験モデルの概要	32
4-3 計 測	38
4.3.1 温度管理	38
4.3.2 伸縮測定	38
4.3.3 計測回数	38
4.3.4 測定値の整理	38
4-4 実験結果の考察	43
4.4.1 計算値	43
4.4.2 実験結果の考察	43

第5章 50径間連続高架橋，実施設計施工上の問題点と研究

5-1	概説	47
5-2	高架橋横方向張出し部伸縮目地の研究	47
5.2.1	概説	47
5.2.2	モデル実験の概要	50
5.2.3	実験測定	50
5.2.4	モデルの理論解析	53
5.2.5	実験値と理論解析との比較	58
5.2.6	まとめ	58
5-3	基礎地盤の性状把握のための水平載荷試験	62
5.3.1	概説	62
5.3.2	試験方法	62
5.3.3	試験結果と考察	65
5-4	50径間連続高架橋の設計	69
5.4.1	設計条件	69
5.4.2	一般形状及びラーメン骨組	72
5.4.3	応力解析方法	72
5.4.4	設計	73
5-5	50径間連続高架橋の施工上の問題点	76
5.5.1	鉄骨架設	76
5.5.2	後打部の施工	77
5.5.3	最端部シュー	77

第6章 50径間連続高架橋の温度特性計測と考察

6-1	概説	78
6-2	計測項目と計器取付位置	78
6-3	簡易試算式による多径間連続高架橋の温度特性の研究	82
6.3.1	概説	82
6.3.2	簡易試算式	82
6.3.3	基本条件とパラメーター	83
6.3.4	考察	83
6-4	大気温度と高架橋の部材温度	85
6.4.1	部材別，位置別温度と平均部材温度	85

6.4.2	大気温度と平均部材温度の特性	88
6-5	計測結果の散布図および回帰計算	91
6.5.1	概説	91
6.5.2	散布図	92
6.5.3	回帰計算結果	92
6-6	設計計算結果との対比および考察	107
6.6.1	測定変位と理論変位との対比および考察	107
6.6.2	測定断面力と理論断面力の対比および考察	110
6.6.3	変位特性のロングレール理論との対比	112
6.6.4	基礎および柱の拘束度	113
6.6.5	鉄筋および鉄骨の応力分担について	115
6-7	本設計の安全性の評価	116
6-8	ひび割れ調査結果と考察	118
6-9	計測結果の総合評価	121

第7章	結論	123
------------	-----------	------------

第 1 章 序 論

1-1 概 説

高架橋とは、鉄道或は道路が河川等を横断するところに架設される本来の橋梁というものに対して、平地上に連続して建造される橋梁形式の路盤構造物のことである。

明治37年、総武鉄道の本所・両国間に我が国における最初の高架橋が出現して以来、既に80年の方月が流れている。この間、大正末期より昭和初期にかけて、東京、大阪、神戸などの大都市において、鉄道の高架化改良工事が活発に行われ、又戦後においては、復興工事に続く線増工事などに各種形式の高架橋が施工されたが、この時期までの高架橋は路盤の極く一部を占める特殊構造物と考えられるものであった。併し、昭和30年代半ばより始まった東海道新幹線、名神高速道路の建設に至って、高架橋は市街地の一部にとどまることなく、郊外へと大規模に採用されるようになり、東北、上越新幹線においては、ついにトンネル以外はほとんど高架橋であるというような状況となり、今や、高架橋は特殊構造物というようなものではなく、路盤の大半を占める基本的構造物といって過言でない状態となった。

この間において、高架橋の設計施工の技術は着実に進歩して来たことは勿論であるが、要求される社会的条件も激変して、初期の高架橋と較べればその面目は全く一新された観がある。併し、主として温度変化に対応する構造上の問題から、本来、細長く連続した路盤構造物であるべきものが、数十米毎に切れたブロックを単に連続的に連ねた状態であるという構造の本質に関しては、特段の進展がなかったというのが実状である。

このことは、往時においては何等の問題でなく、構造物サイドより考えれば、経済性、安定性上よりはむしろ当然といえることであった。併し、鉄道、道路とも高速、大量輸送時代を迎えて、使用目的サイトより考えると、高架橋のこの宿命的といえる不連続構造は大いに問題となって来たと考えざるを得ない。即ち、鉄道にあっては、軌道構造が往時の短尺レールに木枕木、バラス道床というようなものから、PC枕木にロングレールとなり、さらにメンテナンスフリーを狙ったフラブ軌道という固定道床化されて来ているのに対し、これを支持する高架橋が数十米毎に分離されたブロックを連ねたという矛盾状態、道路においても、交通量の増大、車輛の高速化、重量化により、高架橋のジョイント部の破壊は甚だしく、メンテナンス上より又乗心地上よりも重大な問題となって来ている。このように高架橋の構造上の切れ目である。ジョイントの数を減らせるべく、多径間連続高架橋の必要性は急速に高まって来ている。

筆者はつとに、高架橋におけるこの構造上の本質的問題に関心をもち、軌道構造が短尺レールより逐次長尺レールとなり遂には無限に連続可能なロングレール時代へと入った当時（昭和30年代前期）より、高架橋においても、この軌道の進展と同様に、連続化を進め、求極的には半無限連続化（現実的には無限はあり得ないので半無限と表現した）を計るべきであるという考え方をもち、種々の考察を試み、最終的には、高架橋においても、ロングレールと同様に、半無限に連続化が可能であるとの結論に達した。

本研究は、高架橋の多径間連続化に対して、上述の如き従来の設計概念と異った新しい発想による高架橋の半無限連続化の研究であり、今後の高架橋設計に対して一つの画期的な示唆を与えようとするものである。

1-2 高架橋の構造形式、その発展の概要と考察

現在までに我が国をはじめ世界の各地において建設された鉄道，道路，その他の高架橋は多種多様に亘っている。高架橋の構造形式をそれらの全てにつき論ずることは、本研究の意図するところではないので、ここでは、我が国の鉄道高架橋ということに範囲をしぼり、且つ、主旨とするところの高架橋構造の連続性に主眼を置いて、簡単にその概要を述べることにする。

我が国最初（明治37年）の高架橋（総武鉄道，本所 - 両国間，現総武線両国 - 錦糸町間）は図 1.2.1 の如くレンガ造橋脚に上路鉄桁を架設したシンプルビーム橋梁を連続したもので、河

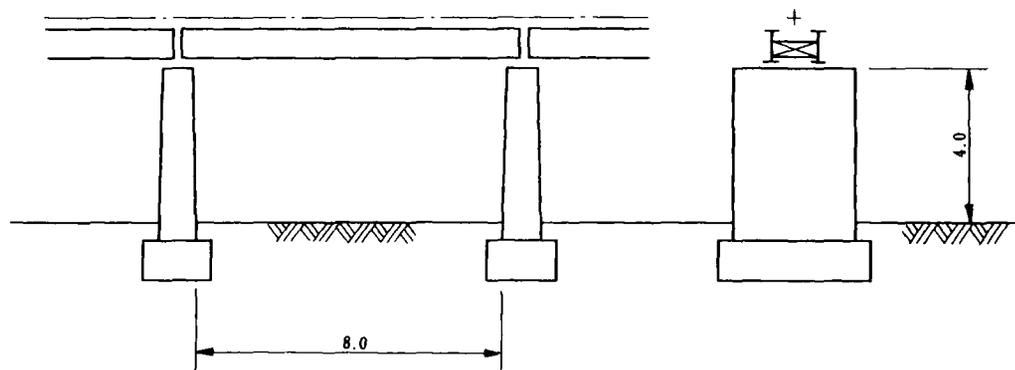


図-1.2.1

川等に架設する所謂橋梁を地平上に陸橋として用いた最も単純なものであった。

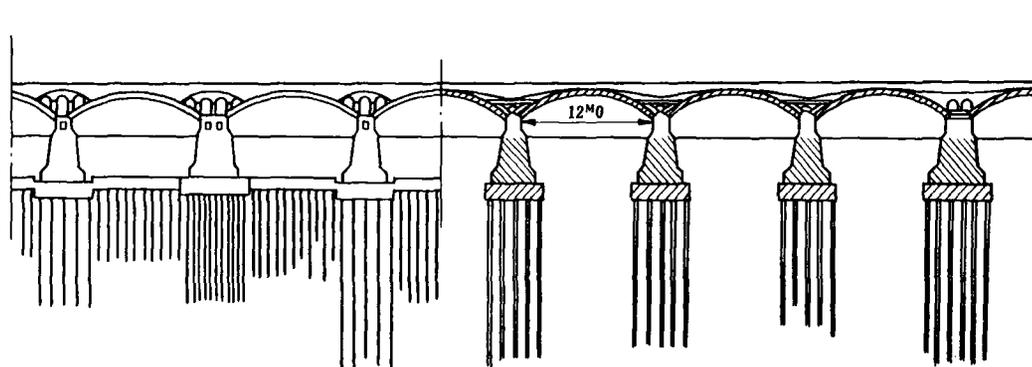


図-1.2.2

ついで、明治39年、東海道本線，東京 - 新橋間において図-1.2.2の如きレンガ造のアーチ橋を連続的に用いた連続アーチ式高架橋（21径間，連続長290m）が出現した。ローマ時代の水路橋に多く見られるこの連続アーチ橋は、鉄道高架橋としてもその安定性，連続性において極めて優れたものと思われるが、その後、東京 - 神田間に部分的に採用されたのを最後にその

姿を全く消すことになる。これは、主たる建設材料がレンガ、石などの抗压材しかなかった時代としての当然の考え方であるが、立体化という観点からは桁下空間、外観などに難点が多いためと思われる。併し、筆者は、鉄筋コンクリート、鋼構造時代の現在においても、連続アーチ構造は高架橋として極めて優れたものであることは間違いなく、再検討され研究されるべきものと思う。大正時代に入って、鉄筋コンクリートが開発され、桁が鉄筋コンクリート、スラ

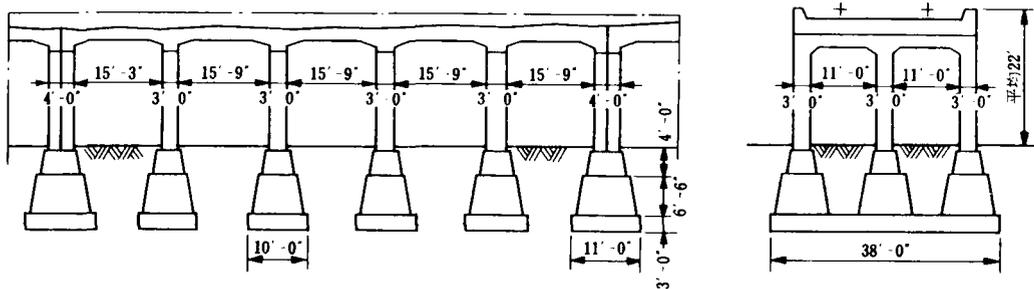


図-1.2.3

ブ桁に置きかわったシンプルビーム橋梁を連ねた高架橋とともに、図-1.2.3の如きラーメン式（5径間）の鉄筋コンクリート高架橋が初めて出現することになった。昭和時代に入って、大都市における鉄道の高架化改良工事が活発に進められ、各種のラーメン構造の高架橋が一気に開花出現することになった。

これらを整理、分類して

表現すると、図-1.2.4

の如く1径間のボックス、

ラーメン乃至門形ラーメ

ン間にシンプルビーム桁

を渡したもの、さらに、

図-1.2.5の如くこの1

径間ラーメンの両端に張

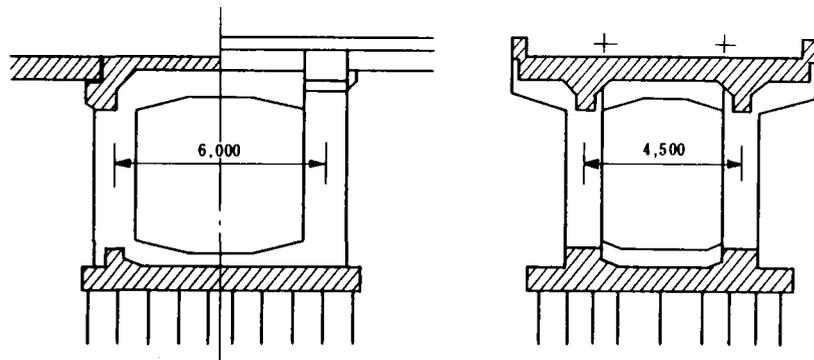


図-1.2.4

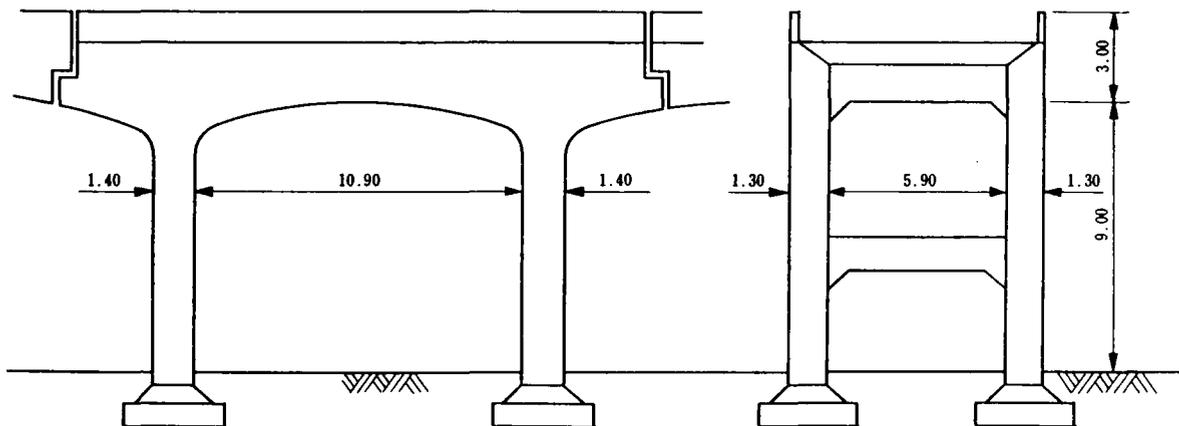


図-1.2.5

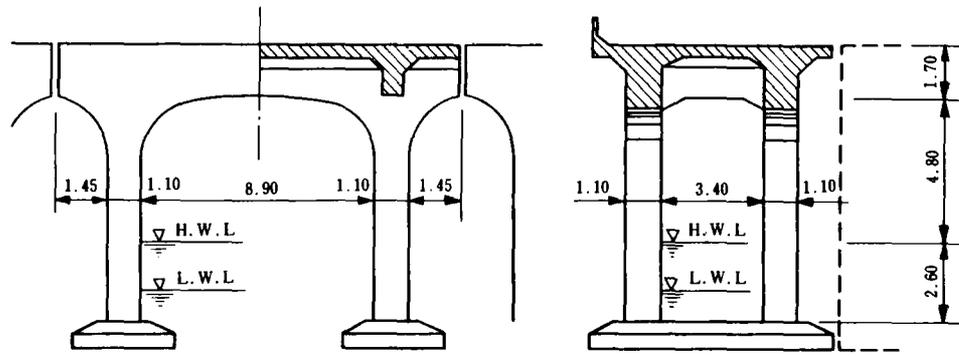


図-1.2.6

ね出し部を設け，これにゲルバー状にシンプルビーム桁を渡したもの，又図-1.2.6の如くこの1径間張ね出しラーメンを突き合せて並べたもの，図-1.2.7の如く3～4径間ラーメンにシンプルビームを挿入したもの，図-1.2.8の如くこのラーメン端部を若干はね出して，これにシンプルビームを入れたもの，さらに図-1.2.9の如く背割型と称せられる4～5径間ラー

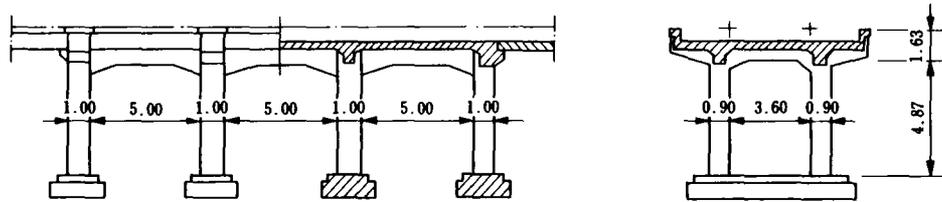


図-1.2.7

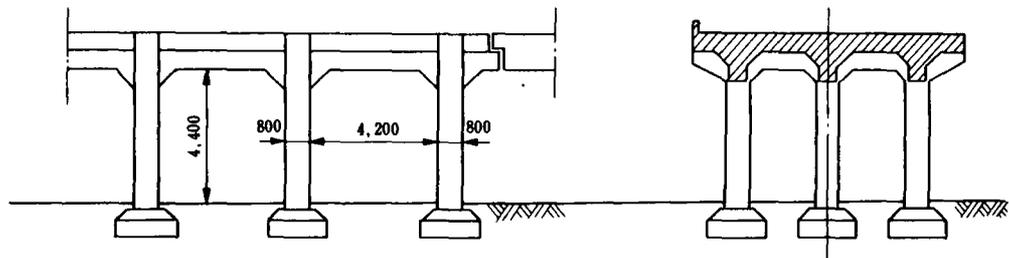


図-1.2.8

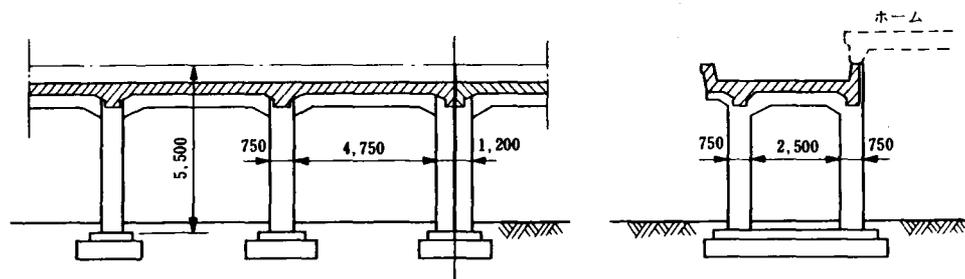


図-1.2.9

メンを背中合せに直接突き合せたタイプなどに整理される。

この間において、昭和3年の南武線に建設された図-1.2.10の1本脚と2本脚を組合せた高架橋（横揺れが激しく後に改築された）は当時としては極めて斬新なものであり、又、昭和7年、御茶ノ水、両国間に建設された14径間、266mの連続アーチ式鉄筋コンクリート高架橋な

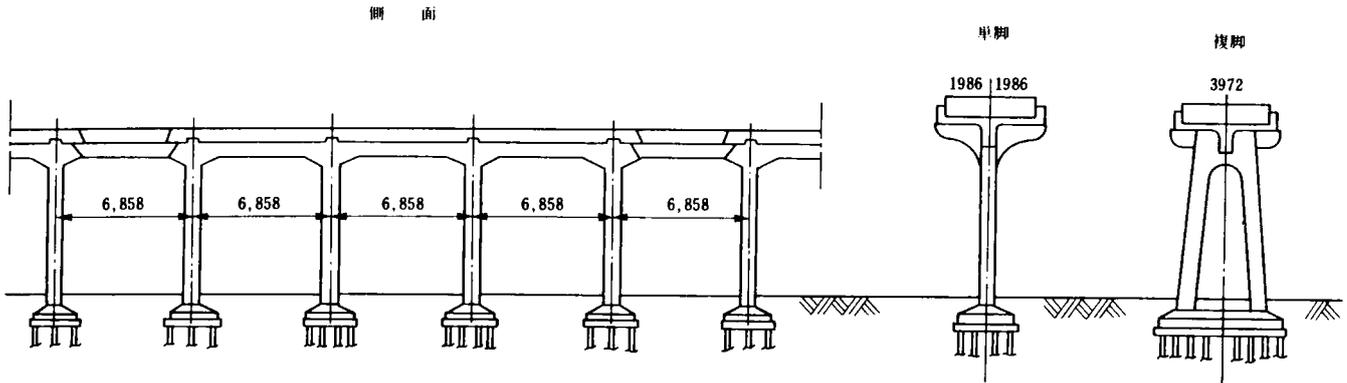


図-1.2.10

ど特筆すべきものが見られる。

戦争による長いブランクの後、昭和27年頃より線増、改良工事で再び高架橋の建設が始ったが、主たる構造形式は戦前と大差ないものであった。併し、特殊なものとしては、鉄筋コンクリートの脚柱を矩形断面としないで、線路方向と直角方向の壁体の組み合わせとし、縦、横の水平抵抗の増大を計った図-1.2.11の如き壁式剛性ラーメン高架橋、又図-1.2.12の如き連続した上床のスラブ版を脚柱で支えたフラットスラブ式高架橋などがある。

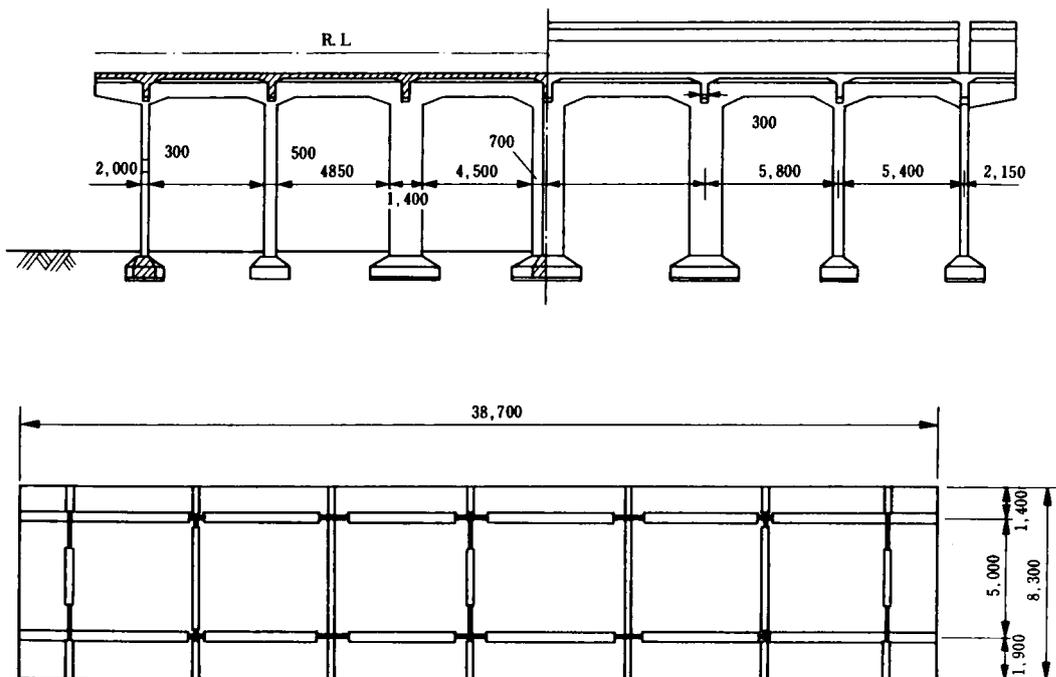


図-1.2.11

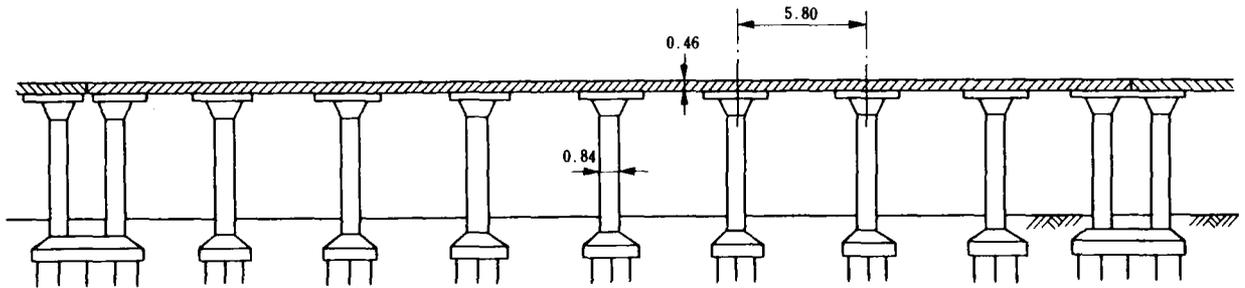


図-1.2.12

昭和34年より建設の始まった東海道新幹線は、在来の鉄道の概念を一変した超高速の電車式列車の鉄道で、その線路は全線にわたり完全に立体交差したものであり、高架橋の規模は一気に飛躍することになった。従来のケース・バイ・ケースで設計されていた高架橋設計を、経済性の面より徹底的に追及するとともに、設計、施工の簡素化迅速化をめざして諸種の標準設計なるものが生れた。その代表格の一つは図-1.2.13の如くブロック間を長い張り出し桁による

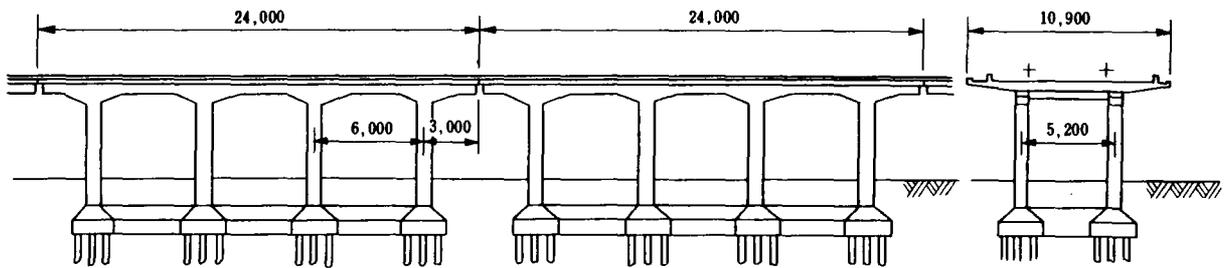


図-1.2.13

突き合せで等径間としたものである。又、特殊なものとしては、図-1.2.14の如く、中央にアンカー径間をおき、左右に壁式の曲げのかけらない脚柱により数径間にわたり、連続桁を支え、端部は共通の自立ピヤーにのせ合うという壁式高架橋なるものが出現した。これは一ブロック長65~85 mという多径間連続構造であり、形観の斬新さとともに特筆すべきものであったと

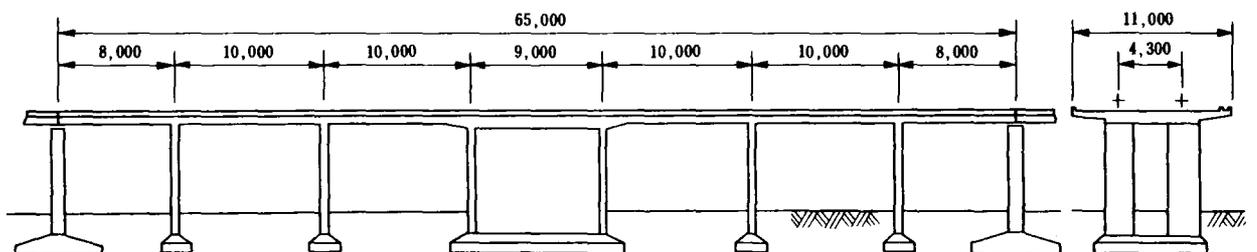


図-1.2.14

いえる。その外、大きな道路差においては、高架形式の構造を一たん切って所謂、橋梁形式で処理せざるを得ないが、中小道路交差においては、例えば図-1.2.15に示すような異径間のラーメン構造の高架として処理されることが多くなった。

東海道新幹線に続く山陽新幹線の建設、更に東北、上越新幹線の建設に至って、高架橋の規

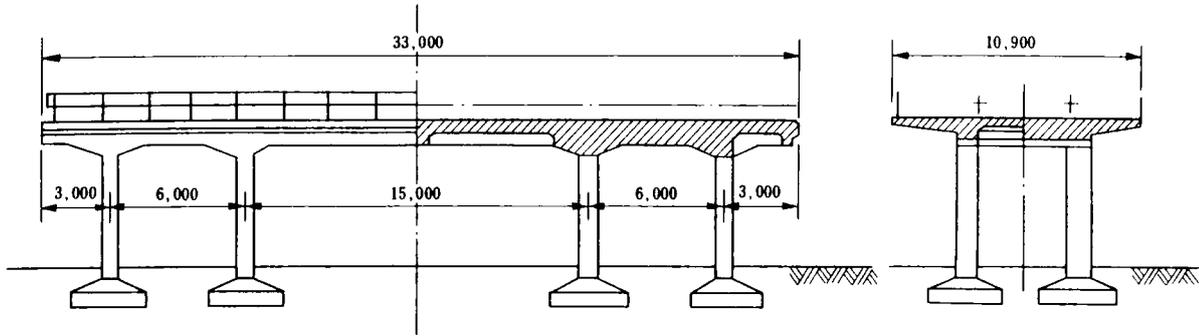


図-1.2.15

橋は更に拡がり，トンネル以外はほとんど高架橋といって過言でない程になり，騒音，振動などの新幹線公害問題がクローズアップされ，東海道時代の経済性の追求から一転して，極端な重構造になって行ったことが大きな特色である。長スパン（支間20mクラスの鉄筋コンクリート桁）のシンプルビームを連れた高架橋が可成り大規模に採用されたりしたこともその一つの現れであり，その施工方法として，図-1.2.16の如き，押し出し式移動足場などの新機軸が

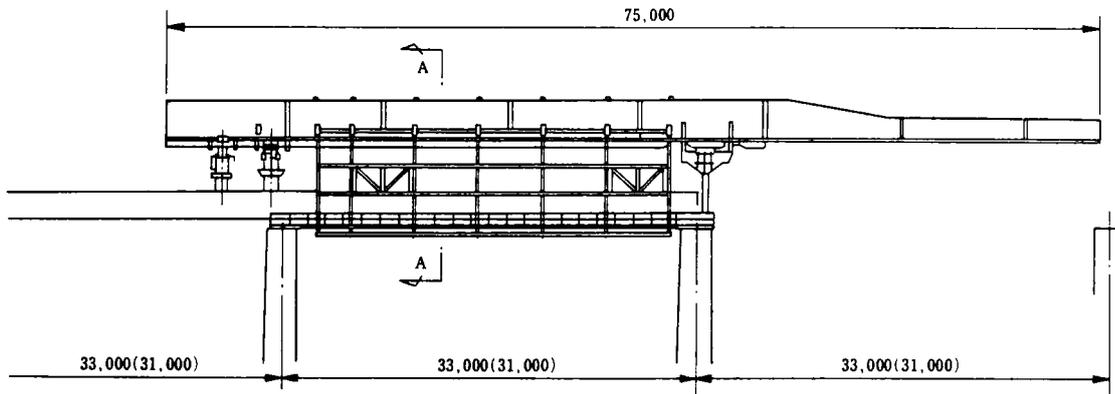
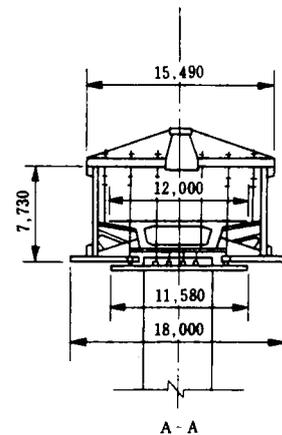


図-1.2.16

開発されたりしたが，高架橋そのものの構造形式には特筆すべきものは出現しなかったと云って良い。

以上が高架橋の構造形式の進展のあらましであるが，連続アーチを除けば，全ての高架橋は，特殊なもので最大80m程度で，多くは延長40m以下の極めて短いブロックに切れているものであり，単に見掛け上の連続体であるという構造の本質は一向に変わっていないと云うことが出来る。



1-3 多径間連続高架の必要性とそのアプローチ

鉄道，道路とも通過交通は高速化，重量化，過密化の一途をたどりつゝあり，又一方では騒音，振動等の環境問題なども発展し，高架橋に要求される使用条件は，往時に較べると格段に酷しくなると云える。

先にも述べたように、鉄道にあっては、高架橋上の軌道が短尺レールで木枕木、砂利道床、列車の運転速度、通過トン数とも低い時代においては、高架橋の設計は経済性を第一とし、不等沈下などについては、道床砂利により軌道を保守してゆくことを当然と考えそれで十分であったが、列車の高速化、輸送量増大に対して、レールの重量化、長尺化が進み、PC枕木、ロングレールへと発展するとともに、過密ダイヤと労働条件などより軌道の保守は刻々と困難となり、遂にはメンテナンスフリーを狙いとしたスラブ軌道時代を迎えるに到ったに抱らず、これを支える高架橋構造の本質は旧態然としている現状である。一方、道路においては、自動車の重量化、高速化、交通量の飛躍的な増大により、高架橋のジョイント部の破損は激しく、その保守は難渋を極めている。

このように、鉄道、道路とも高架橋は多径間連続化を計ってジョイントの数を減らす要請が急速に高って来た。

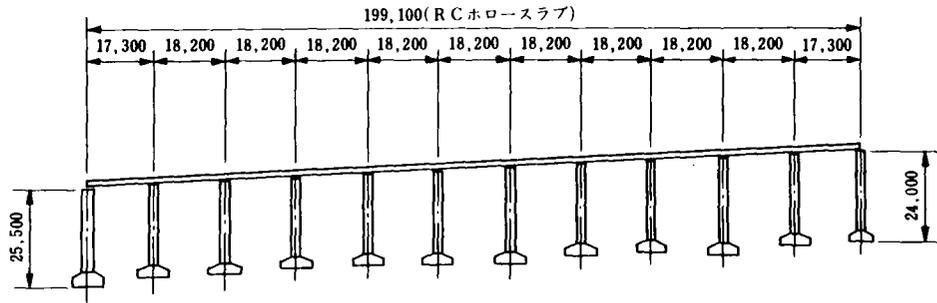
このような高架橋の多径間化へのアプローチとして、現在までに表-1.3.1のような多径間連続高架橋と見られる橋梁が建設されている。

表-1.3.1

橋 梁 名	別	上 部 工 形 式	橋長(m)	径間数	摘 要
金 沢 高 架 橋	道路	R Cホロースラブ	169.25	10	図-1.3.1
石 ヶ 谷 高 架 橋	"	R Cホロースラブ	199.10	11	図-1.3.2
K T 3 8 工 区 高 架 橋	"	鋼箱桁非合成R C床版	510.00	12	図-1.3.3
K S 4 4 工 区 高 架 橋	"	鋼箱桁非合成R C床版	500.00	10	図-1.3.4
吉 野 工 区 高 架 橋	"	鋼 I 型桁非合成R C床版	276.00	7	図-1.3.5
玉 川 工 区 高 架 橋	"	鋼 I 型桁非合成R C床版	260.00	6	"
大 河 原 高 架 橋	"	鉄筋コンクリート中空箱桁	221.00	11	図-1.3.6
仙 台 新 幹 線 基 地 高 架	鉄道	鉄筋コンクリート・ビームスラブラーメン	75.50	10	図-1.3.7
赤 野 高 架 橋	"	鉄筋コンクリート・ビームスラブラーメン	410.50	50	

これら高架橋は、従来の設計思想のもとにおいて多径間化を計ったものであり、今後これ以上に連続径間数の増大を期待するには自から限界があるが、本研究による赤野高架橋は、新しい考え方による多径間高架橋であり、本橋は現地の都合上50径間にとどまっているが、半無限に連続可能なものである。

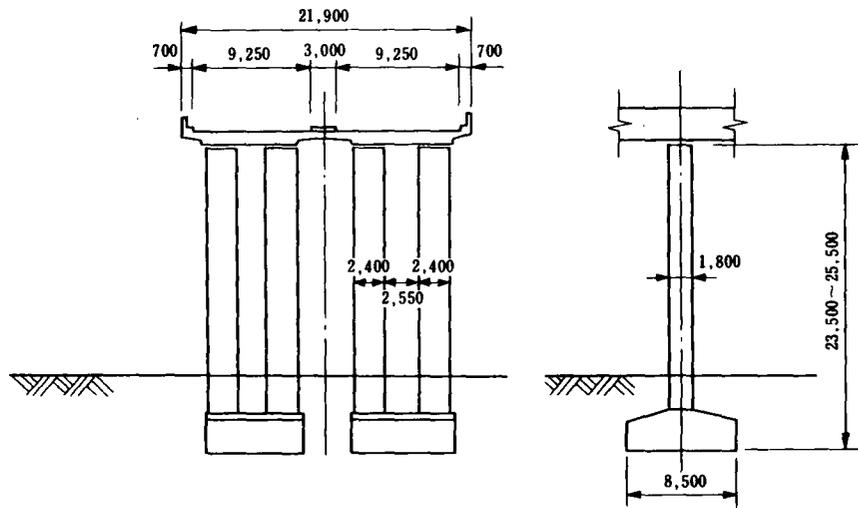
側面図 S 1/2,000



平面図 S 1/2,000

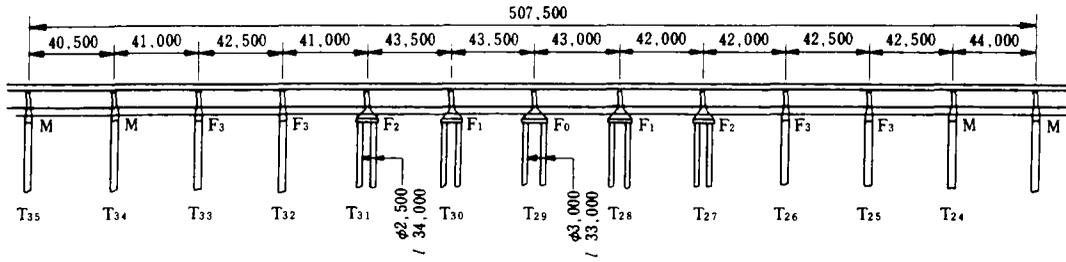


断面図 S 1/600

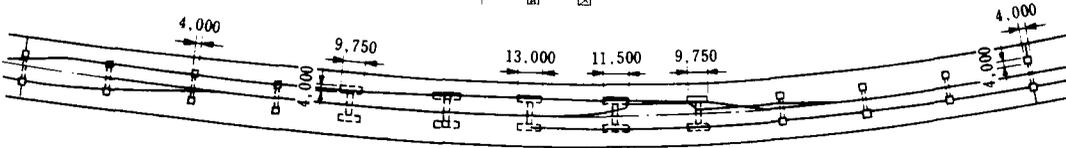


☒ - 1. 3. 2.

側面圖



平面圖



斷面圖

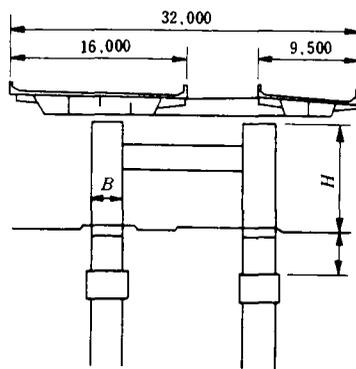


圖-1.3.3.

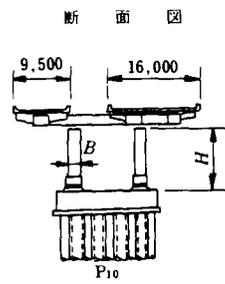
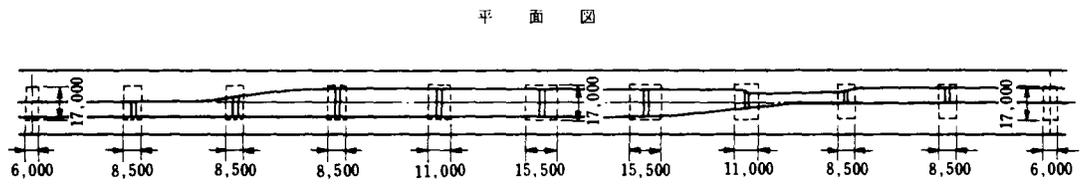
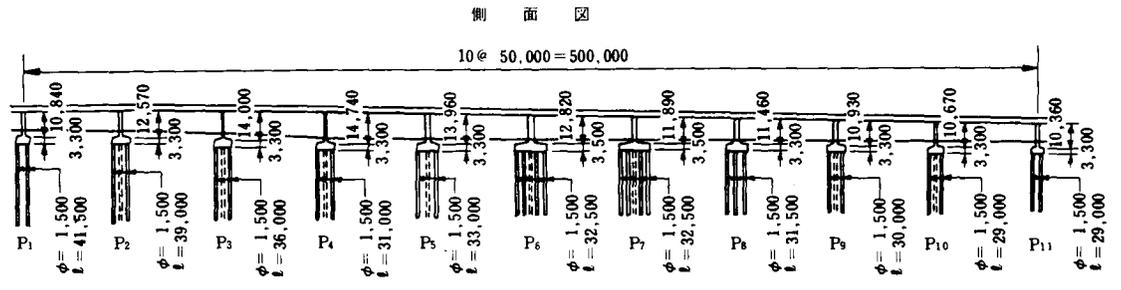
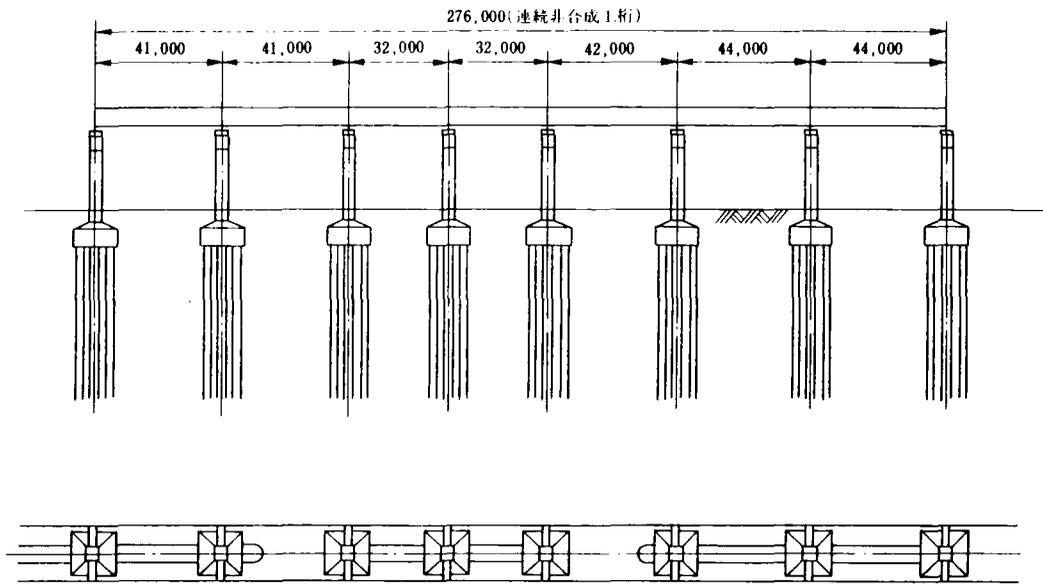


図 - 1. 3. 4.

側面図



断面図

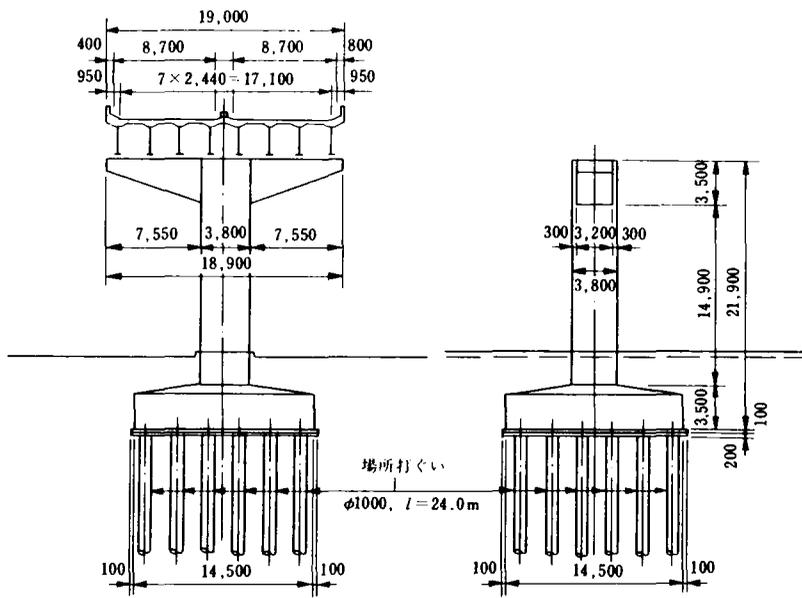
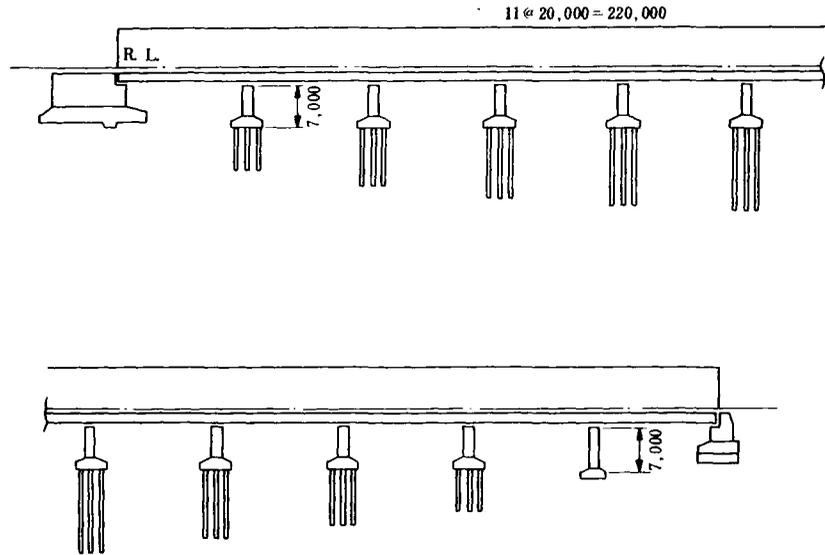


図-1.3.5.

側面図



断面図

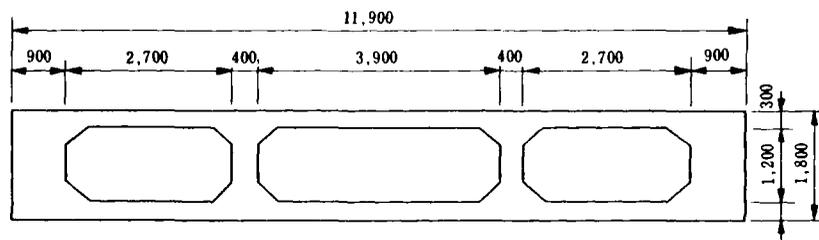
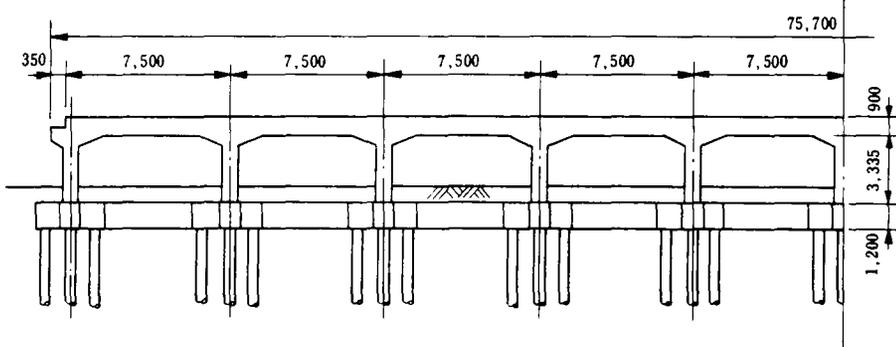
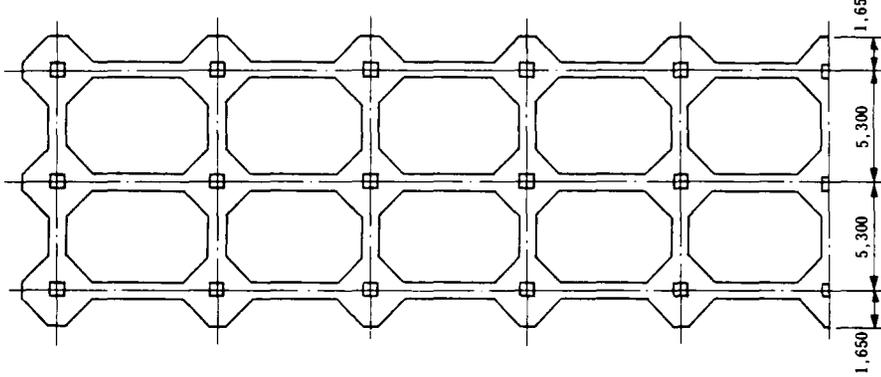


図- 1. 3. 6.

側面圖



平面圖



断面圖

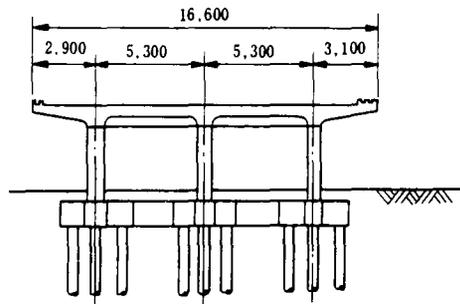


圖- 1. 3. 7.

1-4 半無限連続高架橋の発想

高架橋の多径間連続化に対する前節のアプローチとは全く別個に、筆者はかねてより、高架橋を半無限に連続化出来ないものかと考えを練っていた。

昭和48年、鉄道土木誌に発表した小論文“無限連続高架橋の可能性”において、筆者は、高架橋の多径間連続化の必要性と高架橋を半無限に連続し得る可能性について述べた。

このときの一つの考え方は、温度変化による上床桁の伸縮を自由に許すために、脚柱の曲げが巨大となり多径間の連続化が困難となるのであるから、高架橋の両端にアンカーを設け、これにより温度変化による上床桁の伸縮を完全に拘束することにより、この間の全脚柱群に温度変化による曲げを全く起さないようにすることで、いくらでも長く高架橋を連続化することが出来るという簡単な考え方であった。

アンカーに必要な拘束力は、連続する上床桁の全長、径間数には全く関係のない、上床桁のスパン長によって設計される桁の断面積と温度変化の巾とによって定まる一定値であり、その大きさもそれ程大きくなるものでなく、現実的に充分考え得るものであるから、出来るだけ多径間に連続すればする程その有利性が増すことになる。

実際問題として我が国における現実には、地形も複雑なうえ道路、水路、その他の条件が輻輳しており、長い区間にわたって一様の高架橋を続け得ることは或は少ないかも知れないが、アンカーの位置、設計などを十分に検討して、一对のアンカーで出来る限り長く高架橋を連続することが有利である。例えば、両端がトンネルにはさまれているような高架橋においては、アンカーとしての設計も容易であり、理想的条件といえる。

以上が、アンカー方式による半無限連続高架橋の考え方であるが、もう一つの考え方として、普通に考えられるラーメン式ないし連続桁式の高架橋を仮に無限に連続した場合には如何なることになるだろうか。

現行のような少径間数の場合には、上床桁の温度変化による伸縮量も微小であり、脚柱の曲げ抵抗による上床桁の伸縮に対する拘束力も極めて微小で、且つ脚柱の本数そのものも少ないので、脚柱の抵抗の影響は全く無視してよく、設計々算においても上床桁は温度変化により自由に伸縮するものとしている。併し、これが段々と多径間となってくれば、上床桁の伸縮量も段々と大きくなり、それに応じて脚柱の反力も大きくなるとともにその本数も増しており、上床桁の伸縮に対する拘束力の合計は大きくなり、それだけ伸縮量は拘束されて減少する。更に径間数が増え半無限大にまでに拡大された場合を考えると、拘束力の合計は上床桁の伸縮を完全に拘束するまでに大きくなり、中央部には伸びも縮みも出来ない区間が生じ、伸縮は両端部における或る一定区間のみに起り、その最端部における全伸縮量もある一定値におさまることが推論される。

丁度、軌道のロングレールにおいて、伸縮は両端のある一定区間内のみ起り、その最端部の全伸縮量も全長に関係なく温度変化量に対しての一定値であるのと同様である。

このようにロングレールと同様の考え方による高架橋の半無限連続化の可能性があるのではな

いかということ，小論文の末尾に述べておいた。

その後も高架橋の設計，その他につきいろいろなことを考えていたが，このロングレール理論による無限連続高架橋の発想は，単なる発想にとどめておかず研究する必要を感じ，理論研究，模型実験と始めたのが本研究である。

1-5 本研究の目的ならびに研究概要

1-5-1 本研究の目的

本研究の目的は，前3節にわたって述べた如く，高架橋の多径間連続化に関して，筆者の高架橋も軌道におけるロングレールと同様に半無限に連続し得るものであるという全く新しい発想を，理論的にも実験的にも確認するとともに，実際に50径間連続の高架橋を設計し，施工完成後の実態について観測，計測して考察し，従来の高架橋の設計思想，規準では考えられない半無限連続高架が実際上も十分に可能であることを証明し，高架橋の設計に対して大きな一つの転換的な示唆を与えようとするものである。

1-5-2 本研究の概要

本研究の概要は，上の研究の目的において略々述べたようなものであるが，各章別にその概要を述べる。

第1章において，高架橋の現状と多径間連続化の必要性と半無限連続高架の発想について述べ，第2章においては，高架橋の多径間連続をさまたげる温度変化による上床版伸縮の実態を，実際のラーメン高架橋において計測，調査した結果を先ずもって述べ，第3章において半無限連続高架橋がロングレールと同様に成立する理論について述べ，第4章において模型実験により理論の検証を行い，第5章においては，本理論による多径間連続高架橋を実際に設計，施工するに当たっての問題点について述べ，第6章において完成した高架橋（赤野高架橋，50径間連続，全長400 m）の温度特性を一年間にわたり計測した結果を考察し，半無限連続高架橋が理論通り実際上においても成立することを実証している。

結論として第7章において，高架橋は現地条件の可能な限り，出来るだけ長く連続化するよう設計思想の変革を求める筆者の考えを述べている。

第2章 実高架橋における温度変化の実態調査

2-1 概 説

多径間連続高架橋にとって、温度変化による上床桁の伸縮が設計上の支配的な要素であることは、前章において繰り返し述べたところである。

実際の高架橋構造物は野外において、単に外気温の変化にとどまらず日射、風、雨、雪などのきびしい天然条件下にさらされており、時間的にも刻々変化するこれらの影響を受ける構造物材の方においても、部材の場所、寸法などにより、その影響度合もいろいろと変ることなど実態は極めて複雑なものと思われるが、実際問題としては構造の全体としての影響は少ないものと簡単に考えざるを得ないと考える。建造物設計標準においても、温度変化を $\pm 10^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$ のように与えて、これによる上床桁の伸縮に対しての応力を計算するようになっている。

本研究を進めるに当たり、この考え方の妥当性を確認しておくことが必要と考え、実際の高架橋において温度変化の実態について調査した。

2-2 実際の高架橋における温度変化及び変位測定

2-2-1 測定方法

測定に使用した実際の高架橋は、智頭線における単線鉄道の3径間及び4径間ラーメン高架橋である。

測定は熱電対温度計およびワイヤ式変位計を用い図-2.2.1及び図-2.2.2の如く配置して、1年間に亘り次のような方法で行った。

(1) 連続測定

気温の日変化とそれに伴うラーメン高架橋の温度変化ならびに変位について、52年の夏期、53年の秋期および冬期の2回にわたり、それぞれ原則として10日間の連続測定を行った。

測定はアナログ式記録計を用いた自動記録方法とし、変位計および温度計の測定記録をアナログ式記録計の記録紙上に連続記録させた。

(2) 手動記録

季節の変化による気温の変化とそれに伴うラーメン高架橋の温度変化ならびに変形について測定を行った。測定は手動測定法により原則として1ヶ月間隔で行ったが、連続測定と重複する期間については連続測定記録を使用した。測定時間帯は、10～17時までとし、30分間隔で測定を行った。

2-2-2 測定結果の考察

(1) 気温と高架橋スラブの温度との関係

連続測定期間中の各測点の最高、最低温度を比較して示すと表-2.2.1の如くである。表-2.2.1によると、3径間、4径間ラーメンともにスラブ上面における夏期の最高温度

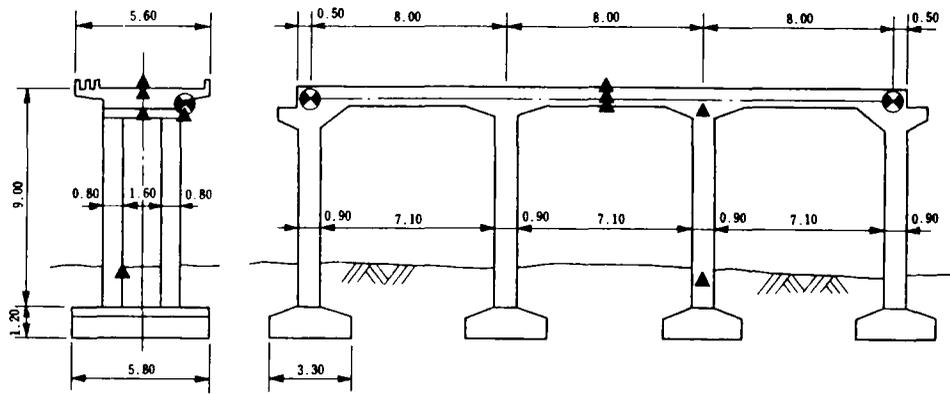


图 - 2.2.1

凡例
 ▲ 温度計
 ⊗ 变位計

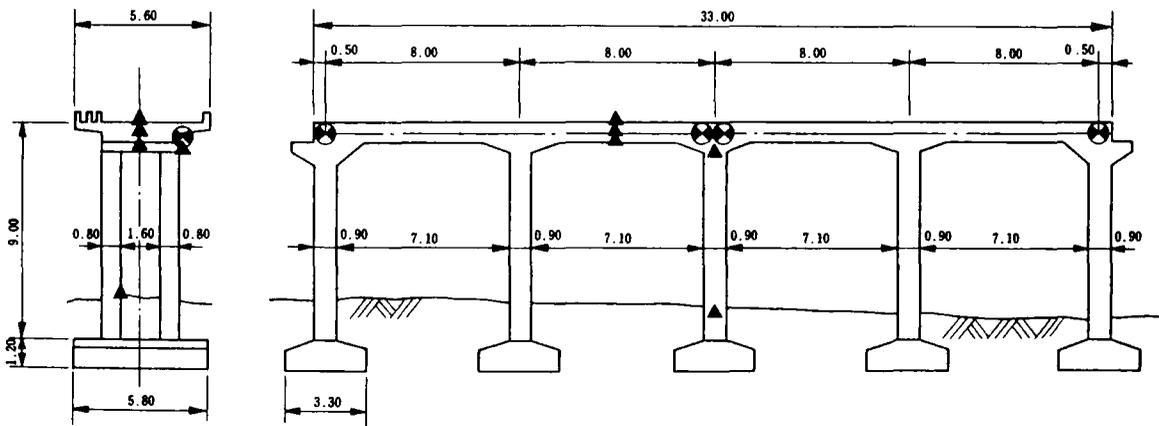


图 - 2.2.2

は気温に比べて約10℃高いが、他の測点の最高温度はいずれも最高気温よりも低い。一方、高架橋スラブの最低温度は全測点で最低気温よりも高くなっている。

これらの測定結果から判断すると、高架橋のコンクリートスラブ（厚さ75cm）は比熱が大きいために、昼間に気温が上昇してもスラブ表面の温度が内部まで伝達するのに時間がかかり、また、夜間の気温低下によってもスラブ内部の温度は気温の低下ほどには低下しないようである。

しかし、夏期のスラブ表面においては、晴天の日の昼間に太陽の輻射熱が大きいために、スラブ表面に熱エネルギーが蓄えられ表面の温度が気温より高くなり最高46℃にまで達している。

一方、夜間のスラブ各点の温度は、スラブの比熱が大きいために、気温よりも高くなり、また、スラブ中央の温度変化は、気温にくらべて約10時間程度の時間ずれがみられ、夜間に最高温度を示している。つぎに、全連続測定期間を通じての最高、最低温度の差をとると、表-2.2.2 のようになり、気温（40℃）にくらべて、スラブ上面（49℃）は大きい、スラブ下面（35℃）、中央（32℃）では小さくなっている。

表-2.2.1 連続測定時の最高・最低温度の比較

高架橋	季節	温度	気温	スラブ上面	スラブ下面	スラブ中央
3 径間	昭和52年 夏 期	max	35 (℃)	46 (℃)	34 (℃)	32 (℃)
		min	16	18	21	22
	秋 期	max	18	14	10	10
		min	-1	-1	2	1
	冬 期	max	15	11	9	7
		min	-5	-3	2	1
	昭和53年 夏 期	max	31	46	26	27
		min	13	22	17	18
4 径間	昭和52年 夏 期	max	34	45	34	33
		min	19	21	23	25
	秋 期	max	18	14	12	11
		min	-1	-1	0	2
	冬 期	max	15	14	15	8
		min	-5	-3	-1	2
	昭和53年 夏 期	max	31	44	30	29
		min	13	17	18	19

表2.2.2. 全期間を通じての最高・最低温度の比較

高架橋	温度	気温	スラブ上面	スラブ下面	スラブ中央
3 径間	max	35 (°C)	46 (°C)	34 (°C)	32 (°C)
	min	-5	-3	2	1
	差	40	49	32	31
4 径間	max	34	45	34	33
	min	-5	-3	-1	2
	差	39	48	35	31

(2) 高架橋スラブの温度変化と変位の関係

高架橋スラブの変位を測定するワイヤー式変位計は、ワイヤー（インバー線）を使用しているため、温度変化に伴ってワイヤー自体が伸縮する。そこで、高架橋スラブの変位量は温度変化に伴うワイヤーの伸縮量を次式で補正して求めた。

$$\Delta l = \Delta l' + \alpha \Delta t l$$

ここに、 Δl : 変位量

$\Delta l'$: 実測したみかけの変位量 (mm)

α : インバー線の熱膨張係数

〔試験結果より、次の値を使用した。〕
 $\alpha = 1.54 \times 10^{-6} \text{ (} t = 20^\circ\text{C} \sim 100^\circ\text{C)}$

Δt : 基準温度 (t_0) からの温度変化 (°C)

$$\Delta t = t - t_0$$

なお、変位については、昭和52年8月3日0時（気温24.5°C，インバー線の温度： $t_0 = 27.0^\circ\text{C}$ ）の測定値を基準にして経時変化の計算を行った。

昭和52年夏期，秋期，冬期および53年夏期の測定結果をもとに，気温とスラブ変位の日平均値との関係について図示したのが，図-2.2.3，図-2.2.4である。図中に示した直線は，気温 (x) とスラブ変位 (y) の回帰直線であり，それぞれ次式で表わされる。

(i) 4 径間高架橋

回帰直線 : $y = 0.39x - 11.32$

相関係数 : $r = 0.962$

(ii) 3 径間高架橋

回帰直線 : $y = 0.21x - 6.20$

相関係数 : $r = 0.980$

(3) 温度変化による変位の実測値と計算値との比較

実測による温度変化1°Cあたりの変位量は，図-2.2.3，図-2.2.4より

4 径間高架橋 : $0.39 \text{ (mm/}^\circ\text{C)}$

3 径間高架橋 : $0.21 \text{ (mm/}^\circ\text{C)}$

一方, 温度変化 1°C あたりの変位量の計算値は次式で与えられる。

$$\Delta l = l \times \beta$$

ここに Δl : 温度変化 1°C あたり的高架橋の変位量 (mm)

l : 高架橋の長さ (mm)

β : コンクリートおよび鉄筋の熱膨張係数

$$(\beta = 1 \times 10^{-5})$$

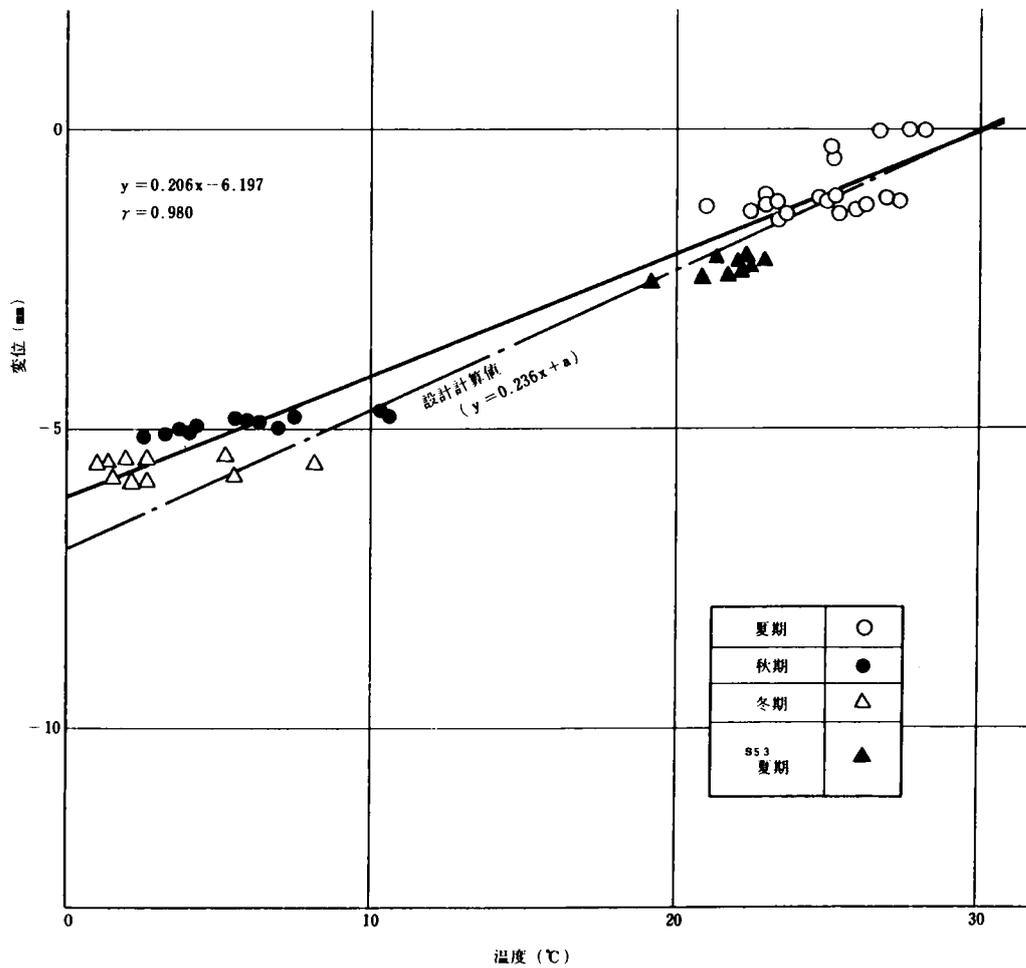
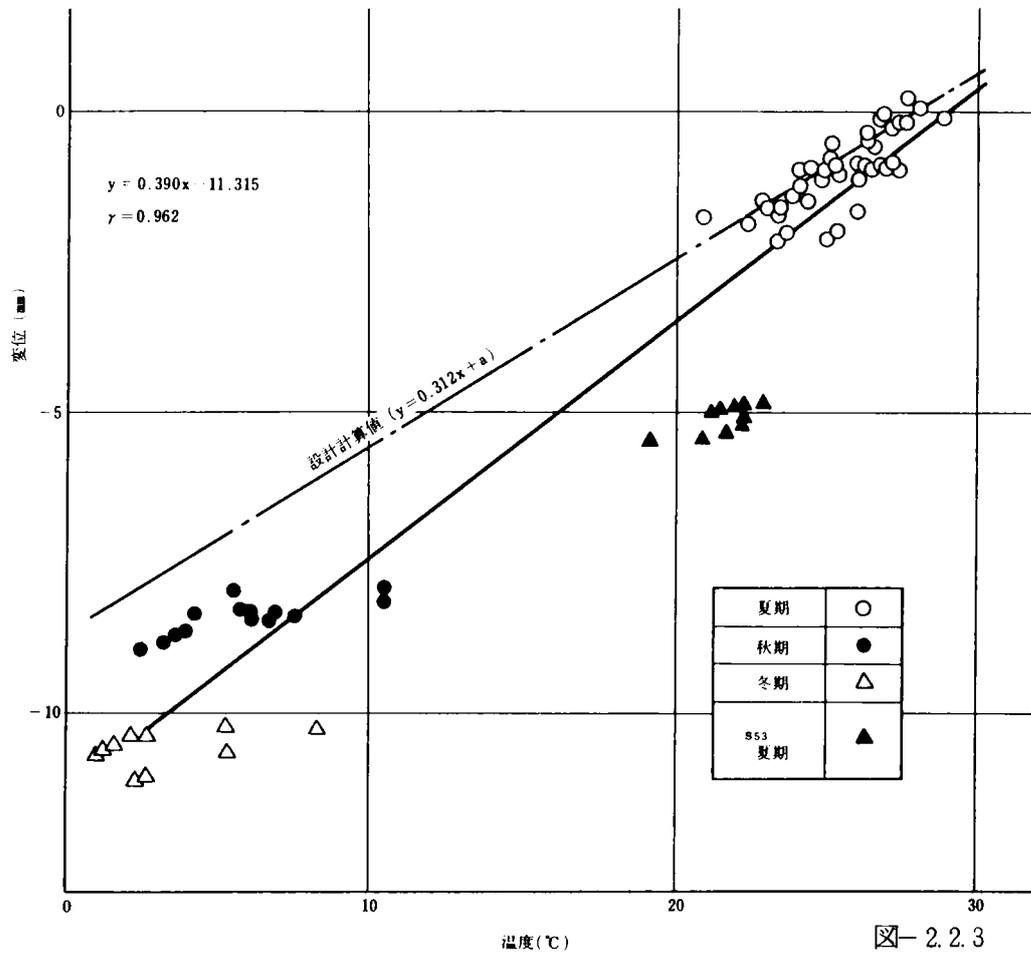
高架橋長の測定長 (変位計の長さ) は, 4 径間ラーメンでは 15.457 m と 15.767 m であるので,

$$\Delta l = (15.457 + 15.767) \times 1 \times 10^{-5} = 31.224 \times 10^{-5} = 0.312 \text{ (mm/}^\circ\text{C)}$$

また, 3 径間ラーメンでは変位計の測定長は 23.630 m であるので,

$$\Delta l = 23.630 \times 1 \times 10^{-5} = 0.236 \text{ (mm/}^\circ\text{C)}$$

となり, 実測値は計算値にくらべて, 4 径間では大きく (125%), 3 径間では小さい (87%) ことが分るが, 比較的よく対応していると云える。



第3章 半無限連続高架の理論研究

3-1 概 説

1-4 “半無限連続高架橋の発想”の最後の方に述べた如く、従来の数径間の場合においては、上床桁の伸縮に対する脚柱の抵抗は微々たるもので全く無視しているが、段々と連続径間数を増して行くと、脚柱の抵抗力も漸増するとともに、その数による累加としての全抵抗力も大きくなり、さらに連続数を増し、半無限連続を考えると、その大きさは上床桁の伸縮を完全に拘束するまでに大きくなり、中央部には完全拘束区間が生じ、伸縮は両端の一定区間にのみ起り、その末端の最大伸縮量も一定値におちつく。

以上の如き、ロングレールと同様の考え方の半無限連続高架の理論的説明をすると次節のとおりである。

3-2 従来のラーメン高架橋設計法における問題点

概説において、ラーメン式高架橋の多径間連続を阻んで来たものは、主として温度変化に対する構造上の問題であると簡単に述べたが、第1章の種々の構造形式に見られるように、高架橋を短ブロックに切ってシンプルビームを挿入するとか、突き合せにするとか、背割りにするとか状況に応じていろいろと考えられて来たことは、一つには不等沈下対策であることは確かである。併し、地盤条件が良く不等況下の恐れのない場合、或は基礎構造によって不等況下を防ぎ、その考慮をしなくて良いことも多いと思われるが、この場合においても同じく数径間をもって限度とするブロックに分けて来た原因は、温度変化による上床版の伸縮による部材の温度応力（特に脚柱の隅角部モーメント）が径間数（一ブロック長）とともに増大して設計上経済的でないと考えられたためである。

従って、高架橋の多径間連続化の問題は、温度変化に対する対応問題であると極言してよい。現行のラーメンの温度応力の計算法においては、温度変化による上床桁の伸縮は脚柱による拘束が僅かにしてもある筈であるが、これを無視し自由に伸縮することとして、これに対して各部の応力計算をすることになっている。ラーメンが数径間で上床桁の全長も大して長くはないものと考えているので、その伸縮量も僅かであり、これに対する脚柱の曲げ抵抗による反力も極めて微弱であり、ネグリジブルで無視する方が計算も簡略となり影響も極小でかつ安全サイドであるためである。1例として、図-3.2.1の如き2径間ラーメンに通常考えられる部材設計を入れて試算して示すと次の如くである。

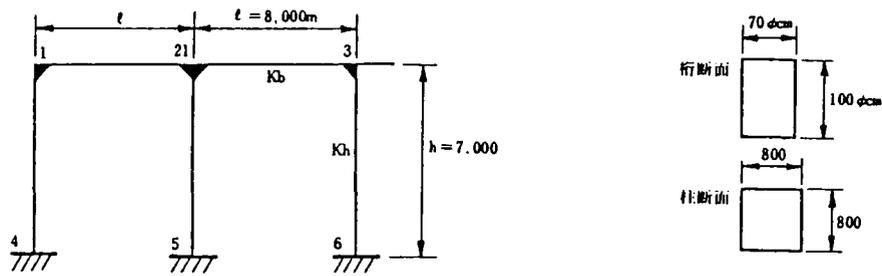


図-3.2.1

- u_3 : 格点 3 の横変位
- K_b : 桁の断面 2 次モーメント
- K_h : 脚柱の断面 2 次モーメント
- k_b : K_b / K_h
- A : 桁の断面積

温度変化による部材伸縮は脚柱はほとんど関係ないので桁のみに考え、自由に伸縮するとする従来の計算法による u_3, M_3, M_6 と脚柱の拘束を考慮した場合の u_3', M_3', M_6' を比較すると、

$$u_3' = \gamma u_3$$

$$M_3' = \gamma M_3$$

$$M_6' = \gamma M_6$$

$$\gamma = \frac{A h^2 (1 + k_b)}{3 \ell K_b \{ 2 (2 + \beta) (1 + k_b) - 3 \}}$$

$$\beta = A h^2 / 6 K_b \cdot \ell$$

となり、桁、柱の断面、部材長を上記の如く与えると、

$$\gamma = 0.9905 \dots$$

となり、略々 1% 程度しか影響がないことになる。

本研究の本質は、現行の上床桁の伸縮に脚柱による拘束を無視した点を、逆に考慮し利用して脚柱の拘束力により、半無限の連続を可能にしたものである。

3-3 半無限高架橋の理論研究

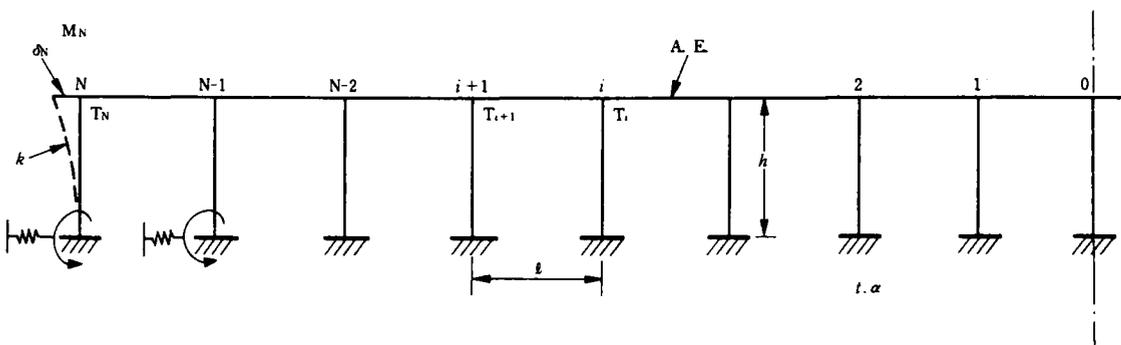
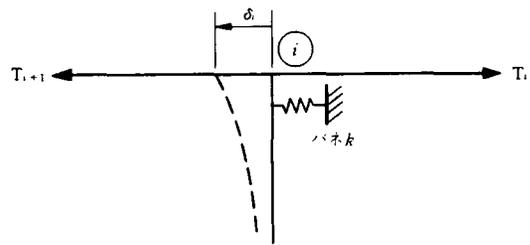


図-3.3.1

図-3.3.1の如き2N径間の連続高架につき考えると、

- k : 柱系のバネ（フーチングの水平，回転抵抗，柱の変形）
- δ_N : 2N径間の連続橋の両端部の変位量
- T_i : 中心からi番目の桁の軸方向力
- A : 桁の断面積
- E : 圧縮又は引張の弾性係数（桁の）
- t : 温度の上昇又は降下量（℃）（桁の）
- α : 桁材の温度による線膨張係数
- h : 柱高
- ℓ : スパン長
- i : 節点番号

節点iの力の釣合条件式



$$T_{i+1} + k \delta_i = T_i \dots\dots\dots (1)$$

T_i による桁の軸方向変形量

$$(\delta_i - \delta_{i-1}) = \alpha t \ell - \frac{T_i \ell}{EA} = \ell \left(\alpha t - \frac{T_i}{EA} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{\ell} = \alpha t - \frac{T_i}{EA} \dots\dots\dots (3)$$

同様に

$$\frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{\ell} = \alpha t - \frac{T_{i+1}}{EA} \dots\dots\dots (4)$$

(4)-(3)

$$\frac{\delta_{i+1} - 2\delta_i + \delta_{i-1}}{\ell} = - \left(\frac{T_{i+1} - T_i}{EA} \right)$$

$$\frac{EA}{\ell} (\delta_{i+1} - 2\delta_i + \delta_{i-1}) + (T_{i+1} - T_i) = 0 \dots\dots\dots (5)$$

(1)より

$$\frac{EA}{\ell} (\delta_{i+1} - 2\delta_i + \delta_{i-1}) - k \delta_i = 0 \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{EA}{\ell} \left\{ \delta_{i+1} - 2 \left(1 + \frac{k \ell}{2EA} \right) \delta_i + \delta_{i-1} \right\} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

$1 + \frac{k \ell}{2EA} = K$ とする。Kは桁，柱の構造寸法，材料基礎条件より決定されるもので，1より大きな一定値である。

(7)式より

$$\delta_{i+1} - 2K\delta_i + \delta_{i-1} = 0 \dots\dots\dots (8)$$

これは階差方程式であるから、その解を得るため $\delta_x = \lambda^x$ とおくと

$$\lambda^{x+1} - 2K\lambda^x + \lambda^{x-1} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

$$\lambda^2 - 2K\lambda + 1 = 0 \dots\dots\dots (10)$$

(10)式は(8)の階差方程式を解くための特性方程式であるから、この(10)式の根は

$$\lambda_{1,2} = K \pm \sqrt{K^2 - 1} \dots\dots\dots (11)$$

$K > 1$, $K^2 - 1 > 0$ で、 $K > \sqrt{K^2 - 1}$ であるから(11)の根は2根とも正の実根である。

ここで、 $\text{Cosh } \varphi = K$ とおくと

$$\lambda_{1,2} = e^\varphi, e^{-\varphi} \text{ となるから}$$

基本解は $e^{\varphi x}, e^{-\varphi x}$ となる。

したがって(8)式の一般解は

$$\delta_x = C_1 \text{Sinh } \varphi_x + C_2 \text{Cosh } \varphi_x \dots\dots\dots (12)$$

となる。(12)式に境界条件を用いて定数 C_1, C_2 を求めると、中心は左右対称で $\delta_0 = 0$ で、

$x = 0$ のとき $\delta_0 = 0$

$\varphi_x = 0$ のとき、 $\text{Sinh } \varphi_x = 0$, $\text{Cosh } \varphi_x = 1$ であるから、 $C_2 = 0$

$$\therefore \delta_x = C_1 \text{Sinh } \varphi_x \dots\dots\dots (13)$$

を得る。

$$\delta_N = C_1 \text{Sinh } \varphi_N$$

$$\delta_{(N-1)} = C_1 \text{Sinh } \varphi_{(N-1)}$$

(3)式より

$$\delta_N - \delta_{(N-1)} = \alpha t \ell - \frac{T_N \ell}{EA}$$

両端の条件より $T_N = k \delta_N$

$$\delta_N - \delta_{(N-1)} = \alpha t \ell - \frac{k \delta_N \ell}{EA}$$

$$\delta_N \left(1 + \frac{k \ell}{EA} \right) - \delta_{(N-1)} = \alpha t \ell$$

$$C_1 \text{Sinh } \varphi_N \left(1 + \frac{k \ell}{EA} \right) - C_1 \text{Sinh } \varphi_{(N-1)} = \alpha t \ell$$

$$C_1 \left\{ \text{Sinh } \varphi_N \left(1 + \frac{k \ell}{EA} \right) - \text{Sinh } \varphi_{(N-1)} \right\} = \alpha t \ell$$

\therefore

$$C_1 = \frac{\alpha t \ell}{\left(1 + \frac{k \ell}{EA} \right) \text{Sinh } \varphi_N - \text{Sinh } \varphi_{(N-1)}}$$

(13)式に代入

$$\delta_x = \frac{\alpha t l}{\left(1 + \frac{k l}{EA}\right) \operatorname{Sinh} \varphi_N - \operatorname{Sinh} \varphi_{(N-1)}} \operatorname{Sinh} \varphi_x \quad \dots\dots\dots (15)$$

(15)式より両端部の変位量は

$$\delta_N = \frac{\alpha t l}{\left(1 + \frac{k l}{EA}\right) \operatorname{Sinh} \varphi_N - \operatorname{Sinh} \varphi_{(N-1)}} \operatorname{Sinh} \varphi_N \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\operatorname{inh} \varphi_N \approx 0$$

$$\delta_N = \frac{\alpha t l}{\left(1 + \frac{k l}{EA}\right) - \frac{\operatorname{Sinh} \varphi_{(N-1)}}{\operatorname{Sinh} \varphi_N}} \quad \dots\dots\dots (17)$$

今、Nを無限大とすると、

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\operatorname{Sinh} \varphi_{(N-1)}}{\operatorname{Sinh} \varphi_N} = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{e^{\varphi_{(N-1)}} - e^{-\varphi_{(N-1)}}}{e^{\varphi_N} - e^{-\varphi_N}}$$

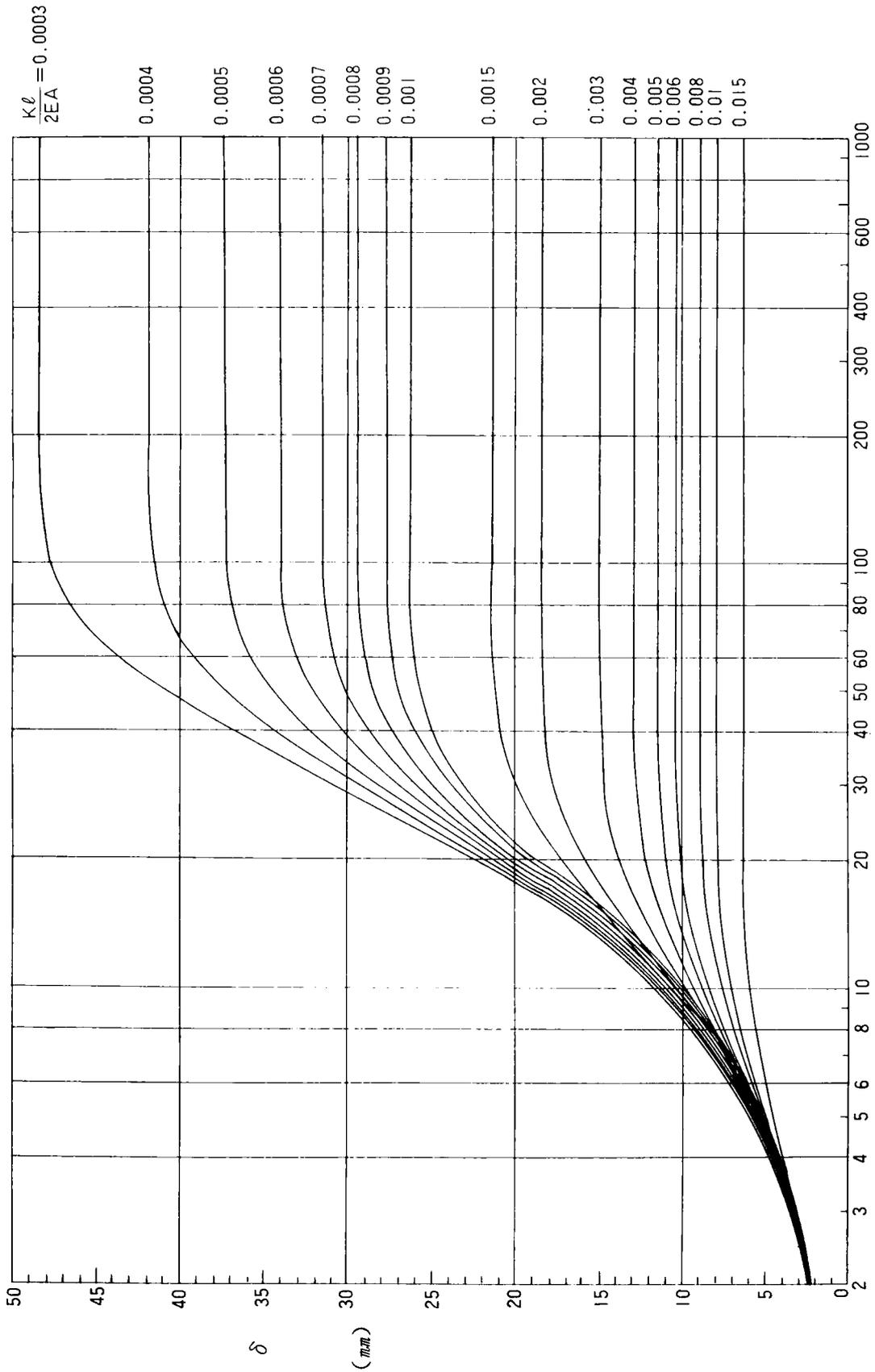
$$\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{e^{\varphi_{(N-1)}}}{e^{\varphi_N}} = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{e^{\varphi}} = \frac{1}{e^{\varphi}}$$

$$\therefore \lim_{N \rightarrow \infty} \delta_N = \frac{\alpha t l}{\left(1 + \frac{k l}{EA}\right) - \frac{1}{e^{\varphi}}} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$1 + \frac{k l}{EA}$, φ はある定まった数値なので、径間数がいくら増しても、両端の変位量は(18)による柱のスティックネスで定まる値に収れんし、これ以上の変位は定めない。

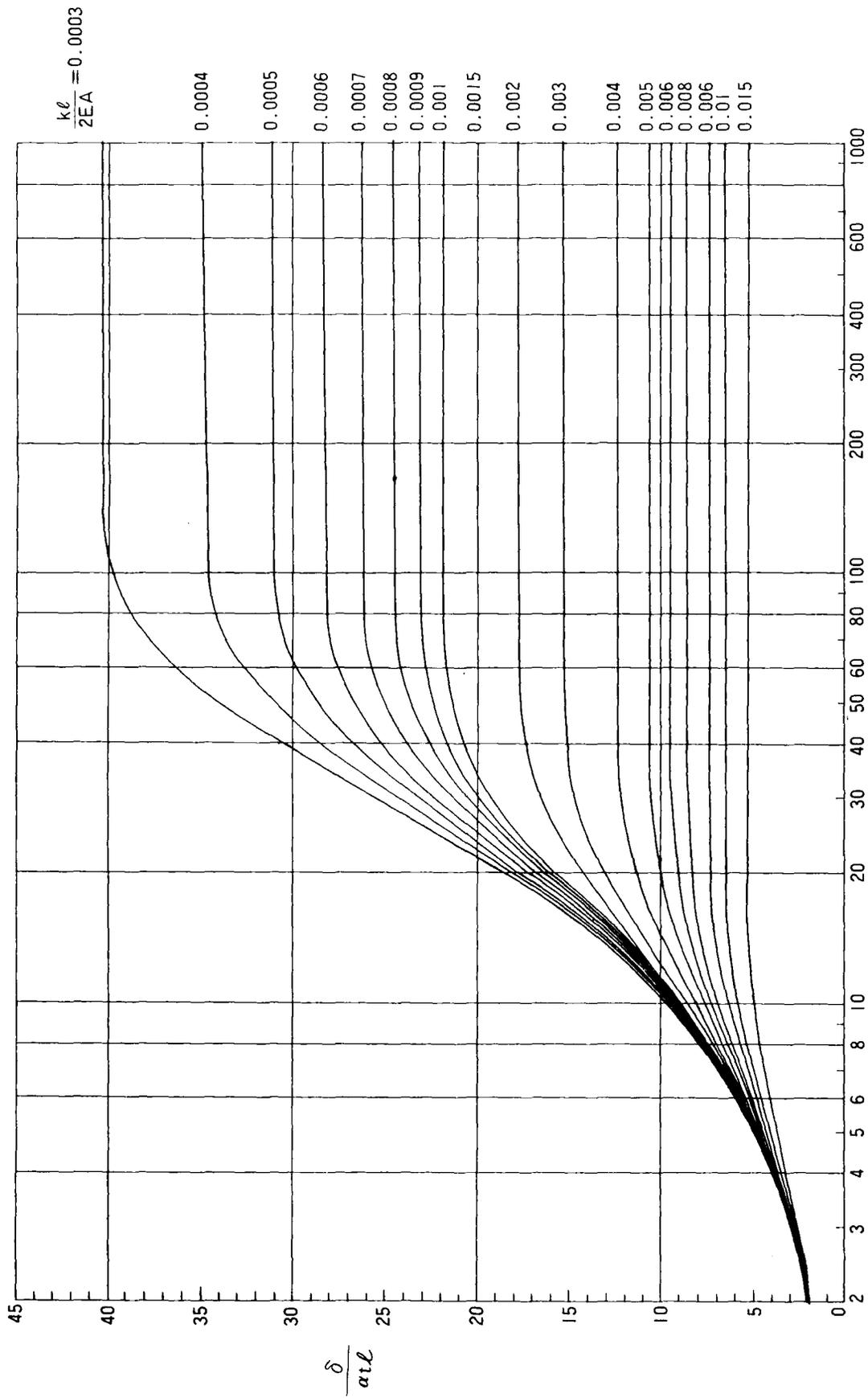
いま、 k, l, E, A, α, t を変化させ、つまり $\frac{k l}{2 EA}$ をパラメーターとして、 $\alpha t l = 0.12$ とした場合の両端の変位量をグラフで示すと、図-3.3.2の如くなり、またSを $\alpha t l$ で割った無次元表示とすると図-3.3.3の如くなり、中央よりの径間数が25,50,100,200の場合の軸力及び変位の分布の具体例である。

各径間数における端部変位



中央からの径間数 図-3.3.2

各径間数における端部変位 (無次元量)



中央からの径間数

図-3.3.3

各径間数における変位及び軸力

$$\frac{k\ell}{2EA} = 0.000653$$

$$k\theta = 123,000 \text{ t/m}$$

$$kH = 6,750 \text{ t/m}$$

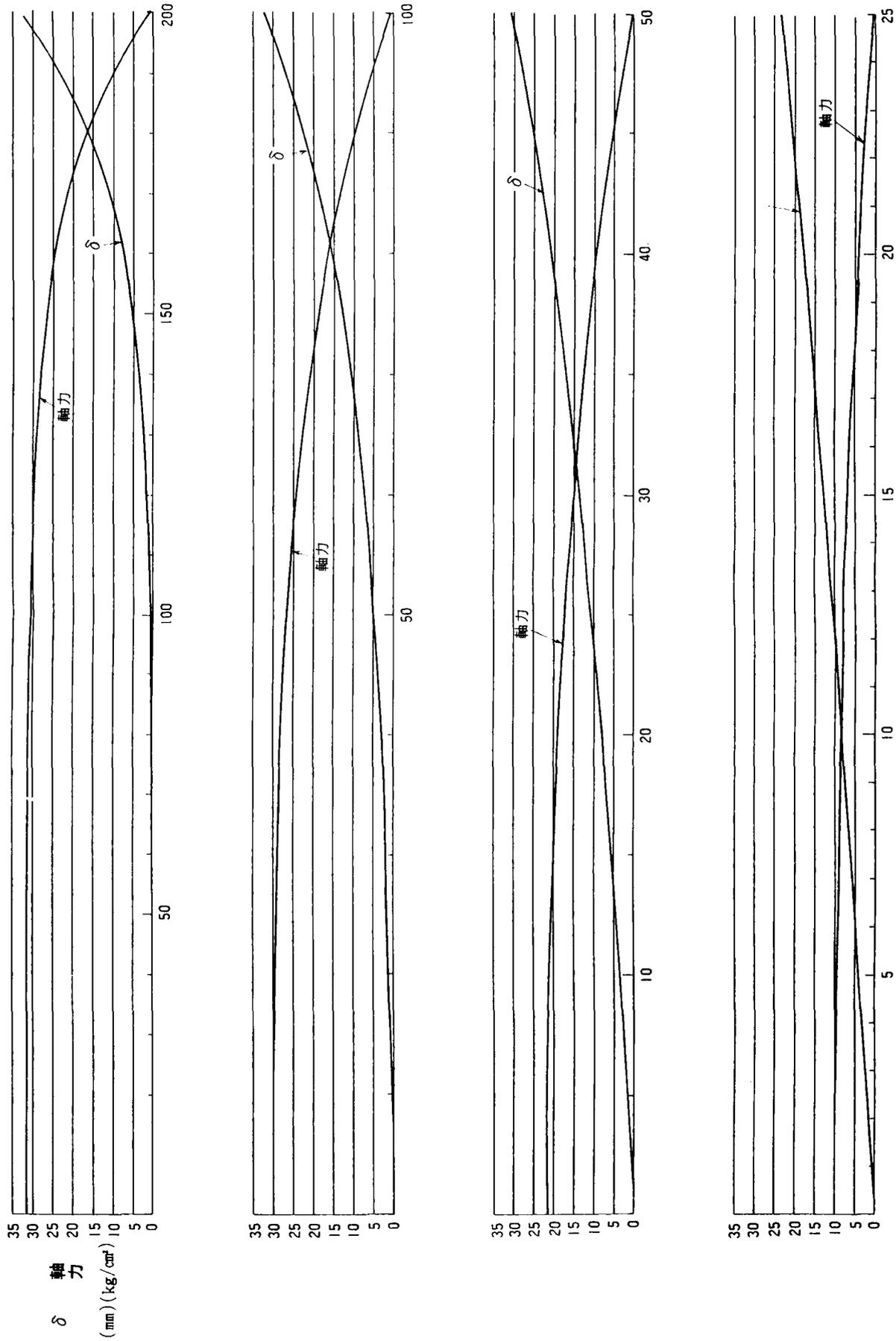


図-3.3.4

第4章 半無限連続高架橋理論の実証模型実験

4-1 概 説

前章の理論を確認し、且つ実際の高架橋の設計施工に関する基礎的な資料を得るために、アルミニウム合金製の多径間連続高架の模型を製作し、上床桁に温度変化を与えて、脚柱の拘束力が上床桁の伸縮に与える影響を調べる実験を行った。(昭和52年10月～12月)

4-2 実験モデルの概要

実験モデルの材料としては、構造物と同じコンクリート、プラスチック樹脂系の材料なども考えられるが、製作面及び物理的性質の明確さなどより考えれば、金属材料が最も適していると考えられ、且つ、本実験は温度変化による部材の僅かな伸縮量をダイヤル、ゲージで測定しようとするもので、線膨張係数になるべく大きく入手容易で加工性がすぐれている金属ということで、アルミニウム合金を使用することにした。

実験モデルのスケールについては、次のようなことを考えて決定した。連続径間数としては少くとも100径間位まで測定したいこと、室内実験で試験室の条件からモデル長としては5m程度が限度であること、伸縮は左右対称に起り中央点は変位しないので、モデルの片端を固定すれば、50径間で100径間の測定ができること、などよりスパン長10cmの50径間連続、全長5mのモデルと骨子を決めた。念頭におく実際の構造はスパン長8m、脚柱高8m程度の鉄道単線高架であるので、モデルの縮尺としては1/80といえる。モデルの脚柱高さも従って10cmとすべきであるが、ダイヤルゲージのセット、その他、測定の困難さを考え、脚柱の高さは15cmとし、巾員についても横座屈等の危険性を考え柱高と同じ15cmとした。

又、上床桁、脚柱とも実験の複雑さをさげ、断面は実際とは異なる簡単なる板形状のものとした。板厚については、柱の拘束による伸縮と自由伸縮との比が、実物とほぼ同じ位になるように考慮して計算し、上床桁については0.8cm、脚柱は1.2cmと決定した。

このような高架橋モデルの上床桁に温度変化を与えて伸縮量を測定するため、実験設備の全体としては図-4.2.1～3及び写真4.2.1の如く上床桁にはアクリライトの側板をつけて直接水槽となるようにし、基礎部も水槽につけ、水温の調節により温度コントロールするようにし、温度計、ダイヤルゲージを夫々配置したものとなった。

この50径間モデルを図-4.2.4、写真4.2.2の如き片側固定装置を用いることと、順次切り捨て、行くことにより、100径間より始まり80径間、60径間、50径間、30径間、20径間、10径間の測定を行うようにした。なお、使用アルミニウム合金の材料特性は次のようである。

なお、使用アルミニウム合金の材料特性は次のようである。

線膨張係数	2.04×10^{-5}	引張強さ	38 ~ 55 Kg/cm ²
弾性係数	7.0×10^5 Kg/cm ²	比 重	2.7 ~ 2.9
降伏点耐力	21 ~ 50 Kg/cm ²		

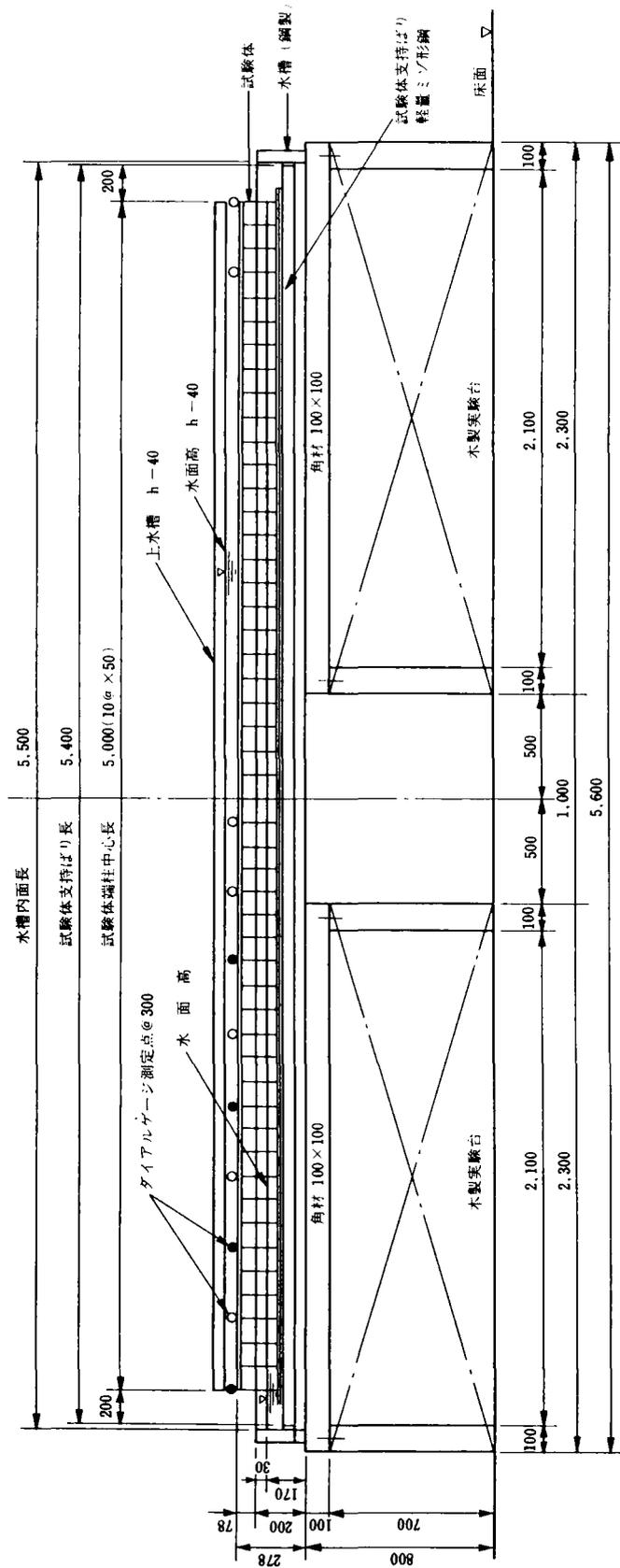


図-4.2.1

注) ダイヤルゲージ測定 計点
 ● 左右両面測定を示す。
 水槽は上下面共水抜き穴を設けること。

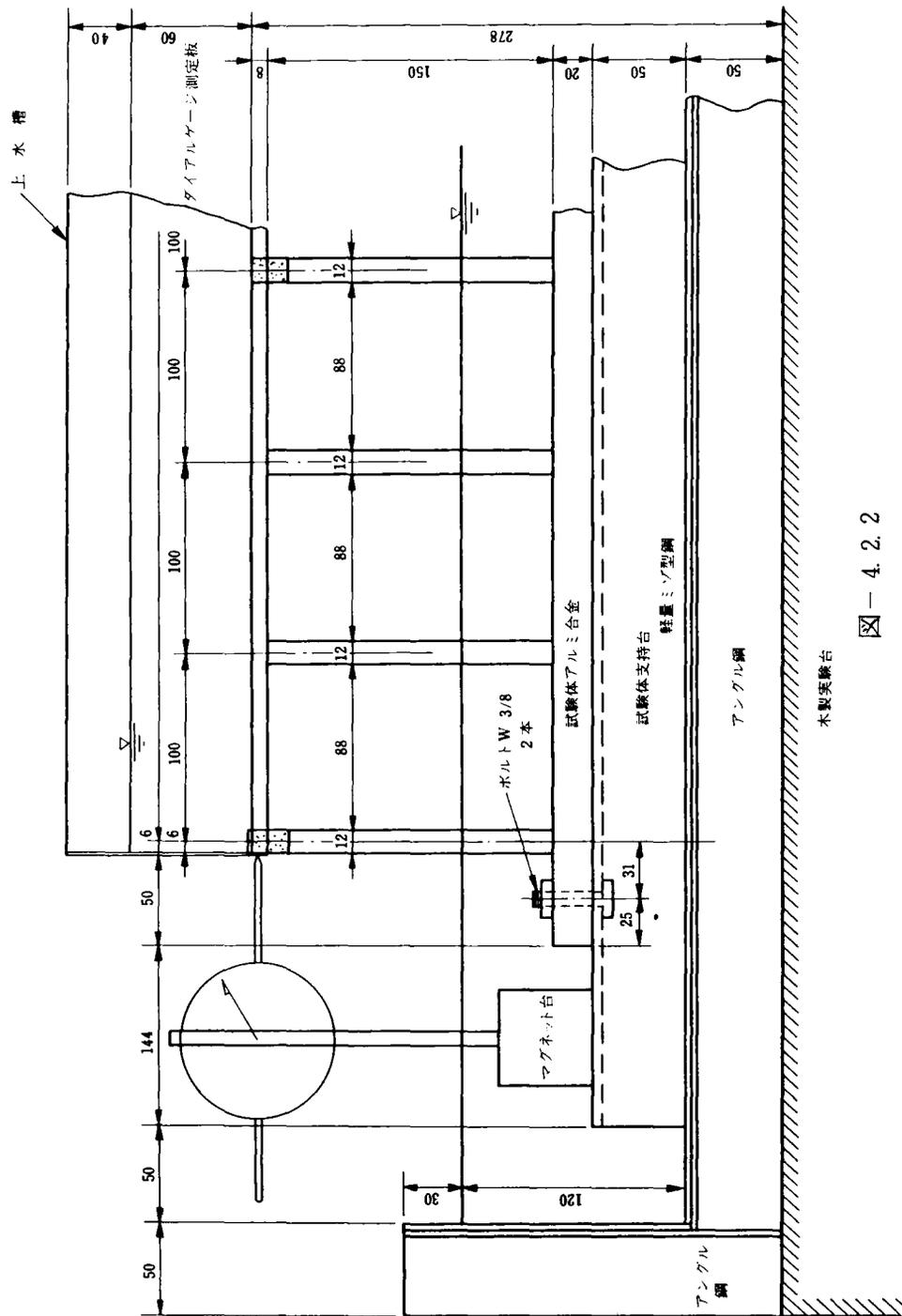


図-4.2.2

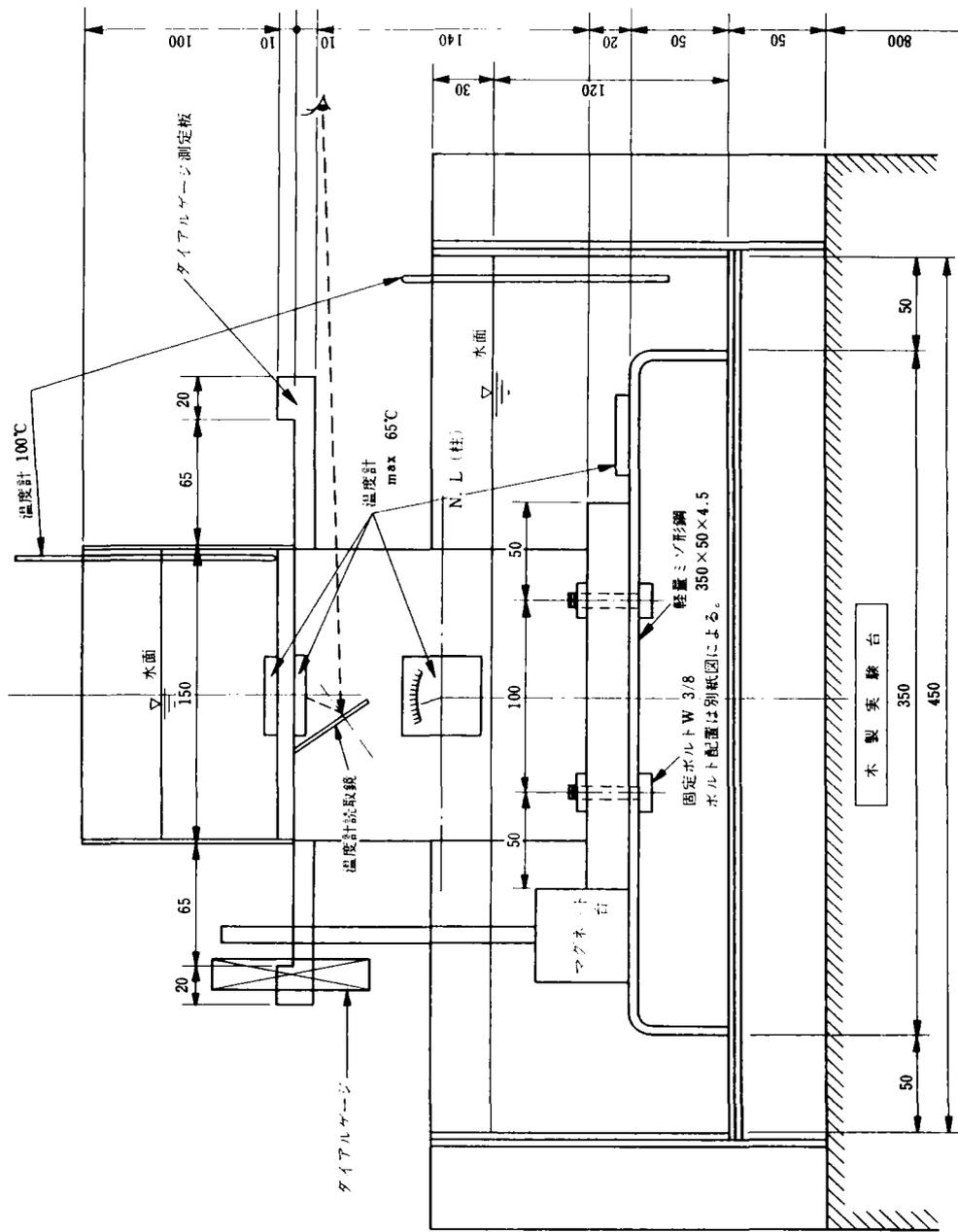


図 - 4. 2. 3

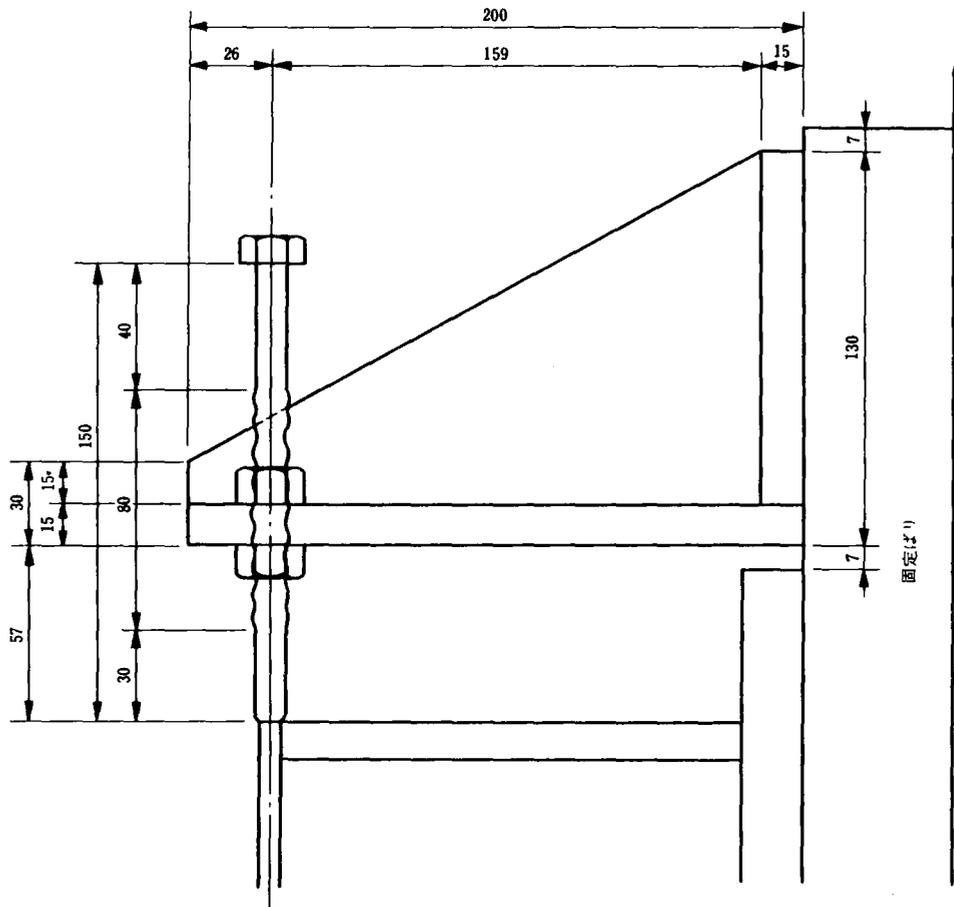
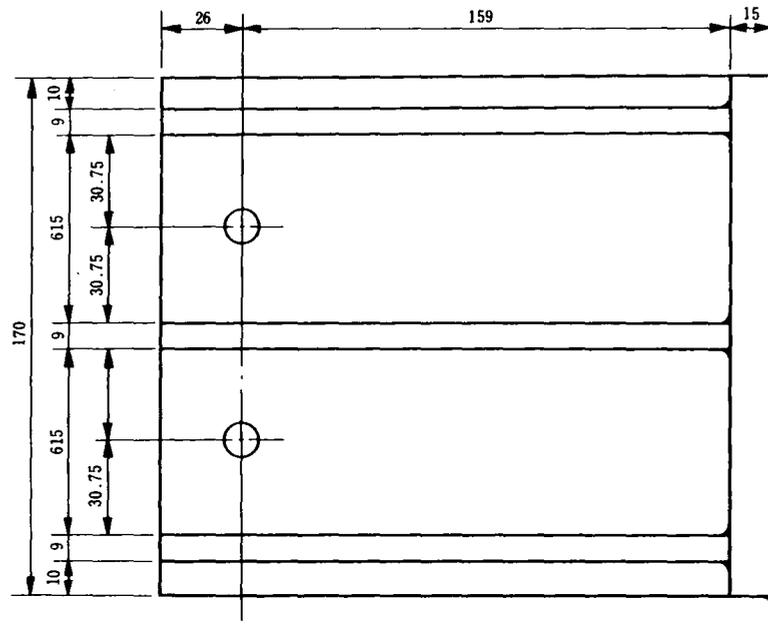


図 - 4. 2. 4

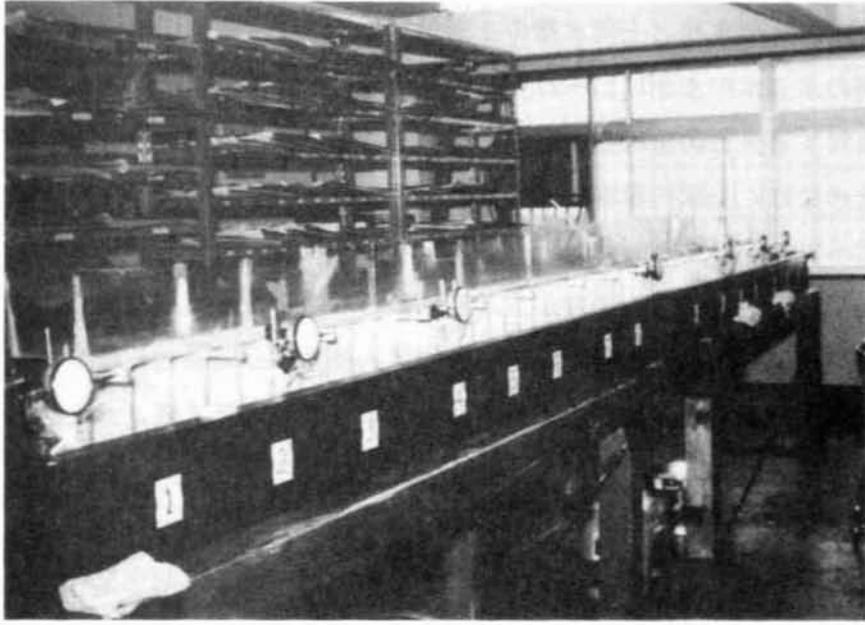


写真-4.2.1 実験設備の全景

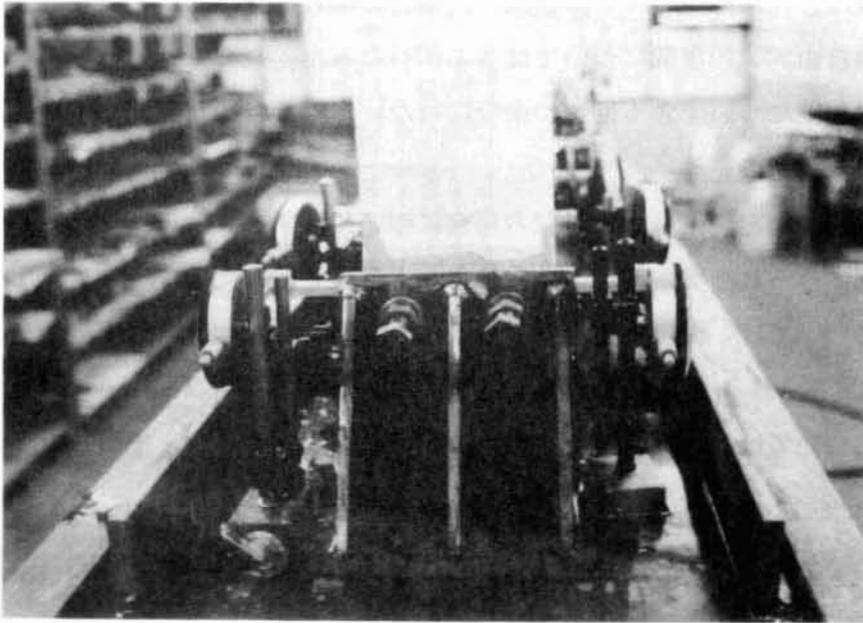


写真-4.2.2 片側固定装置

4-3 計 測

4-3-1 温度管理

必要温度は、下部水槽と上部水槽の2面所であり、下部水槽には水道水をそのまま使用した。この時の水道水の水面は21~22℃で大気温も約22℃でほぼ同温度であり、このことにより模型柱に対する先行荷重は無いものと思われる。上床桁に現行設計上の温度差10℃~15℃を与えるためには、上床桁温度を35~40℃とする必要があり、このためには上部水槽の注湯温度は75℃~80℃を必要とした。

上部水槽に……注湯後、温度が上床桁に伝わるのを待って(約3分)測定を開始した。初期には2分間隔にて測定を行ない、15分位経過後は5分間隔としたが、測定開始後約4分~10分の間で十分満足なる測定値が得られた。1回の測定終了後、上下部水槽の水を抜き、再度同様の測定を繰返した。

4-3-2 伸縮測定

模型に取付けられた測定版を1/100mmダイヤルゲージにて測定を行った。測定版の取付け位置は並びに測定位置については図-4.3.5のとおりである。ダイヤルゲージ基礎は、下床版を取付けている溝型鋼ウェブに設置した。

注湯前にダイヤルゲージ基準値として、0点調整を行ない、注湯後の変位量を伸びる方向に+、縮む方向に-として測定した。

4-3-3 計測回数

計測回数は、一端固定100,80径間,両端自由50,40径間については各2回,一端固定60径間,両端自由30,20径間については各1回行なった。なお,参考として一端固定60径間,両端自由30径間について各1回づつ余分に行ない,両端自由10径間も1回測定した。

4-3-4 測定値の整理

測定結果の一例を両端自由50径間の場合について示すと,表-4.3.1.a,bの如くである。このように得られた測定値につき次のような整理を行った。

温度差については,温度測定位置3箇所~2箇所の平均値を所要の温度差 $\Delta t = t - t_0$ (Δt :温度差, t :測定温度, t_0 :基準温度)とする。

伸縮量については, Δt に対する伸縮測定値の内より各3回を抽出して平均値を出し伸縮量 $\Delta \alpha$ とし, $\Delta \alpha$ について10℃換算を行う。

$$\Delta \alpha^{10^\circ\text{C}} = \Delta \alpha \times \frac{10^\circ\text{C}}{\Delta t}$$

1例として,両端自由50径間の場合につき示すと表-4.3.2の如くである。

表-4.3.1 a 50径間(その1)ダイヤルゲージ測定値

単位 1/100 mm

時間	測定回	測定値											
		1'	1'	16	16'	3	3'	14	14'	5	12	9	9'
基準値		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5分	1	64	61	48	45	40	40	32	28	9	16	4	-2
7 "	2	64	61	46	42	39	39	31	26	9	16	4	-2
9 "	3	55	51	41	35	35	34	27	21	8	13	3	-2
11 "	4	51	47	37	31	32	30	26	19	7	13	4	-2
13 "	5	50	46	35	28	31	30	25	17	6	13	4	-2
15 "	6	45	40	31	24	28	27	22	15	5	12	4	-2
20 "	7	38	34	25	18	23	23	18	11	4	9	4	-2
25 "	8	32	28	19	14	20	20	14	8	2	7	4	-2
30 "	9	28	25	16	11	17	18	12	6	1	6	4	-2
35 "	10	25	22	13	9	12	17	10	6	0	5	4	1
40 "	11	23	20	11	7	10	15	8	4	-2	4	4	1
50 "	12	19	17	9	6	8	13	7	3	-3	3	3	1
60 "	13	16	14	6	4	0.5	11	5	3	-4	2	3	1
70 "	14	13	12	5	3	-2	10	4	2	-5	1	3	0

50径間(その1)温度計測定値

単位 °C

時間	測定回	A点		B点		C点	
		上	下	上	下	上	下
基準温度		24	22	23	22	24	24
5分	1	41	41	40	40	41	39
7 "	2	40	39	38	38	40	39
9 "	3	38	38	37	37	38	37
11 "	4	37	36	36	36	37	36
13 "	5	36	36	35	35	36	35
15 "	6	35	35	34	34	35	34
20 "	7	33	33	31	31	33	32
25 "	8	32	31	29	29	32	31
30 "	9	31	30	28	28	30	29
35 "	10	30	29	27	27	29	28
40 "	11	29	28	27	26	28	28
50 "	12	28	27	26	25	27	27
60 "	13	27	26	25	25	27	26
70 "	14	26	25	25	24	26	25

表-4.3.1 b 50径間(その2)ダイヤルゲージ測定値

単位 1/100 mm

時間	測定回数	1	1'	16	16'	3	3'	14	14'	5	5'	12	9	9'
		基準値												
2分	1	82	84	68	64	51	50	42	41	20	22	17	0	0
4 "	2	75	75	58	52	46	46	37	34	19	21	16	-1	-1
6 "	3	66	65	52	45	42	42	32	28	19	20	14	-2	-2
8 "	4	59	57	46	38	37	37	29	23	19	18	13	-2	-3
10 "	5	51	49	40	31	33	32	25	19	18	16	12	-3	-3
15 "	6	39	36	27	20	26	25	18	11	16	13	9	-3	-3
20 "	7	32	30	22	15	22	22	14	8	15	12	7	-3	-3
30 "	8	22	20	12	8	16	16	8	3	12	11	4	-3	-3
40 "	9	15	15	7	5	12	13	5	1	10	8	0	-2	-3

50径間(その2)温度計測定値

単位 ℃

時間	測定位置回数	A点		B点			C点	
		上	下	上	横	下	上	下
基準温度		22	22	23	22	22	22	22
2分	1	43	45	41	25	40	43	43
4 "	2	45	45	42	28	41	42	42
6 "	3	44	42	40	30	40	40	40
8 "	4	42	40	39	31	38	38	38
10 "	5	39	38	37	30	37	36	36
15 "	6	34	34	33	29	32	32	32
20 "	7	32	32	32	28	30	30	30
30 "	8	28	28	29	27	27	27	27
40 "	9	26	26	27	25	25	25	25

表-4.3.2 50径間(その1) 温度差(測定温度-基準温度)

℃

回	A上	A下	B上	B下	C上	C下	合計
3	14	16	14	15	14	13	86
4	13	14	13	14	13	12	79
5	12	14	12	13	12	11	74
計	39	44	39	42	39	36	239

$$\Delta t = \frac{239}{18} = 13.3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

伸び量

(a) 25径間目

1/100mm 1

回	1	1'	16	16'	計
3	55	51	41	35	182
4	51	47	37	31	166
5	50	46	35	28	159
計	156	144	113	94	507

$$\Delta \alpha_a = \frac{507}{12} = 42.3$$

$$\Delta \alpha_a^{10^\circ\text{C}} = \frac{42.3}{1.33} = 31.8$$

(b) 19径間目

回	3	3'	14	14'	計
3	35	34	27	21	117
4	32	30	26	19	107
5	31	30	25	17	103
計	98	94	78	57	327

$$\Delta \alpha_b = \frac{327}{12} = 27.3$$

$$\Delta \alpha_b^{10^\circ\text{C}} = \frac{27.3}{1.33} = 20.5$$

(c) 12径間目

回	5	12			計
3	8	13			21
4	7	13			20
5	6	13			19
計	21	39			60

$$\Delta \alpha_c = \frac{60}{6} = 10$$

$$\Delta \alpha_c^{10^\circ\text{C}} = \frac{10}{1.33} = 7.5$$

(d) 1径間目

回	9	9'			計
3	3	-2			1
4	4	-2			2
5	4	-2			2
計	11	-6			5

$$\Delta d = \frac{5}{6} = 0.8$$

$$\Delta \alpha_d^{10^\circ\text{C}} = \frac{0.8}{1.33} = 0.6$$

50 径間 (その2)

温度差 (測定温度 - 基準温度)

回	A上	A下	B上	B下	C上	C下	合計
4	20	18	16	16	16	16	102
5	17	16	14	15	14	14	90
6	12	12	10	10	10	10	64
計	49	46	40	41	40	40	256

$$\Delta t = \frac{256}{18} = 14.2^{\circ}\text{C}$$

伸び量

(a) 25 径間目

回	1	1'	16	16'	計
4	59	57	46	38	200
5	51	49	40	31	171
6	39	36	27	20	122
計	149	142	113	89	493

$$\Delta \alpha_a = \frac{493}{12} = 41.1$$

$$\Delta \alpha_a^{10^{\circ}\text{C}} = \frac{41.1}{1.42} = 28.9$$

(b) 19 径間目

回	3	3'	14	14'	計
4	37	37	29	23	126
5	33	32	25	19	109
6	26	25	18	11	80
計	96	94	72	53	315

$$\Delta \alpha_b = \frac{315}{12} = 26.3$$

$$\Delta \alpha_b^{10^{\circ}\text{C}} = \frac{26.3}{1.42} = 18.5$$

(c) 12 径間目

回	5	5'	12		計
4	19	18	13		50
5	18	16	12		46
6	16	13	9		38
計	53	47	34		134

$$\Delta \alpha_c = \frac{134}{9} = 14.9$$

$$\Delta \alpha_c^{10^{\circ}\text{C}} = \frac{14.9}{1.42} = 10.5$$

(d) 1 径間目

回	9	9'			計
4	-2	-3			-5
5	-3	-3			-6
6	-3	-3			-6
計	-8	-9			-17

$$\Delta \alpha_d = \frac{-17}{6} = -2.8$$

$$\Delta \alpha_d^{10^{\circ}\text{C}} = \frac{-2.8}{1.42} = -2.0$$

4-4 実験結果の考察

4-4-1 計算値

実験結果と比較のため、模型（柱拘束）に+10℃の温度変化を与えた場合の変位量の理論値を、前章の理論式を用い、両端自由50径間、1端固定100径間のスペースについて電子計算機により行った結果は次の如くである。

この場合、アルミニウム合金の線膨脹係数： 2.04×10^{-5}

弾性係数： $7.0 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

両端自由50径間

単位；mm

伸び \ 径間	0	5	10	15	20	25
解析値	0	0.041	0.085	0.137	0.203	0.290
自由伸び	0	0.102	0.204	0.306	0.408	0.510

一端固定100径間

単位；mm

伸び \ 径間	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
解析値	0	0.012	0.025	0.039	0.055	0.075	0.101	0.134	0.178	0.239	0.324
自由伸び	0	0.102	0.204	0.306	0.408	0.510	0.612	0.714	0.816	0.918	1.020

4-4-2 実験結果の考察

測定結果を計算値と比較の上図示すると、図-4.4.1～4.4.5の如くなる。

1端固定の場合において、模型下部の溝形鋼に若干の変形が起り、一部において好しくない測定値も出ているが、全体的に実験値は計算値に極めてよく一致している。

端部の変位量に着目すれば図-4.4.5に見られる如く、模型径間数が60径間あたりからある漸近線に近づいていることがよく分り、半無限長においては一定値に収れんすることが十分認められ、本理論の正しさを証明しているといえる。

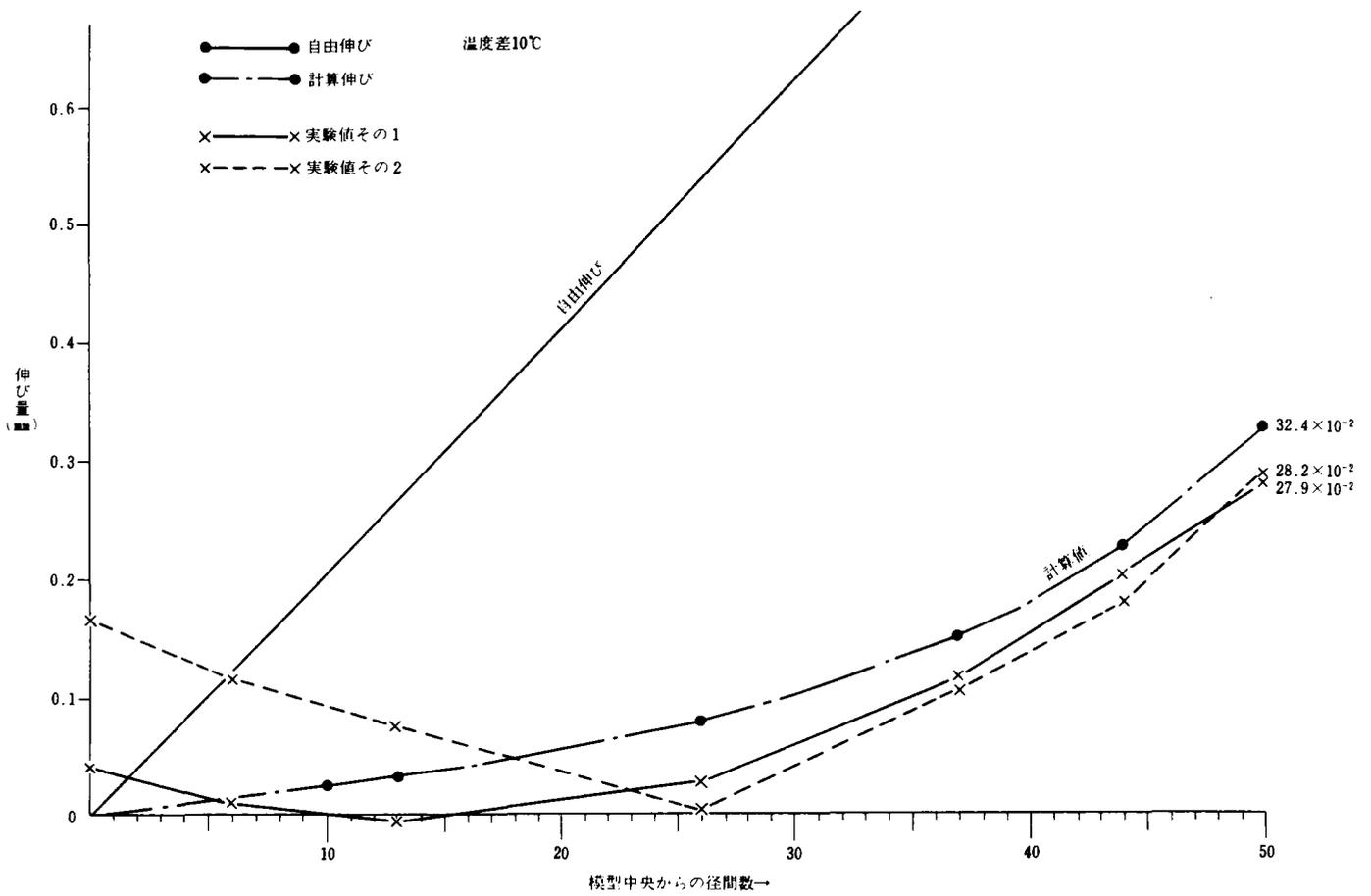


図-4.4.1 一端固定100径間の場合の伸び量

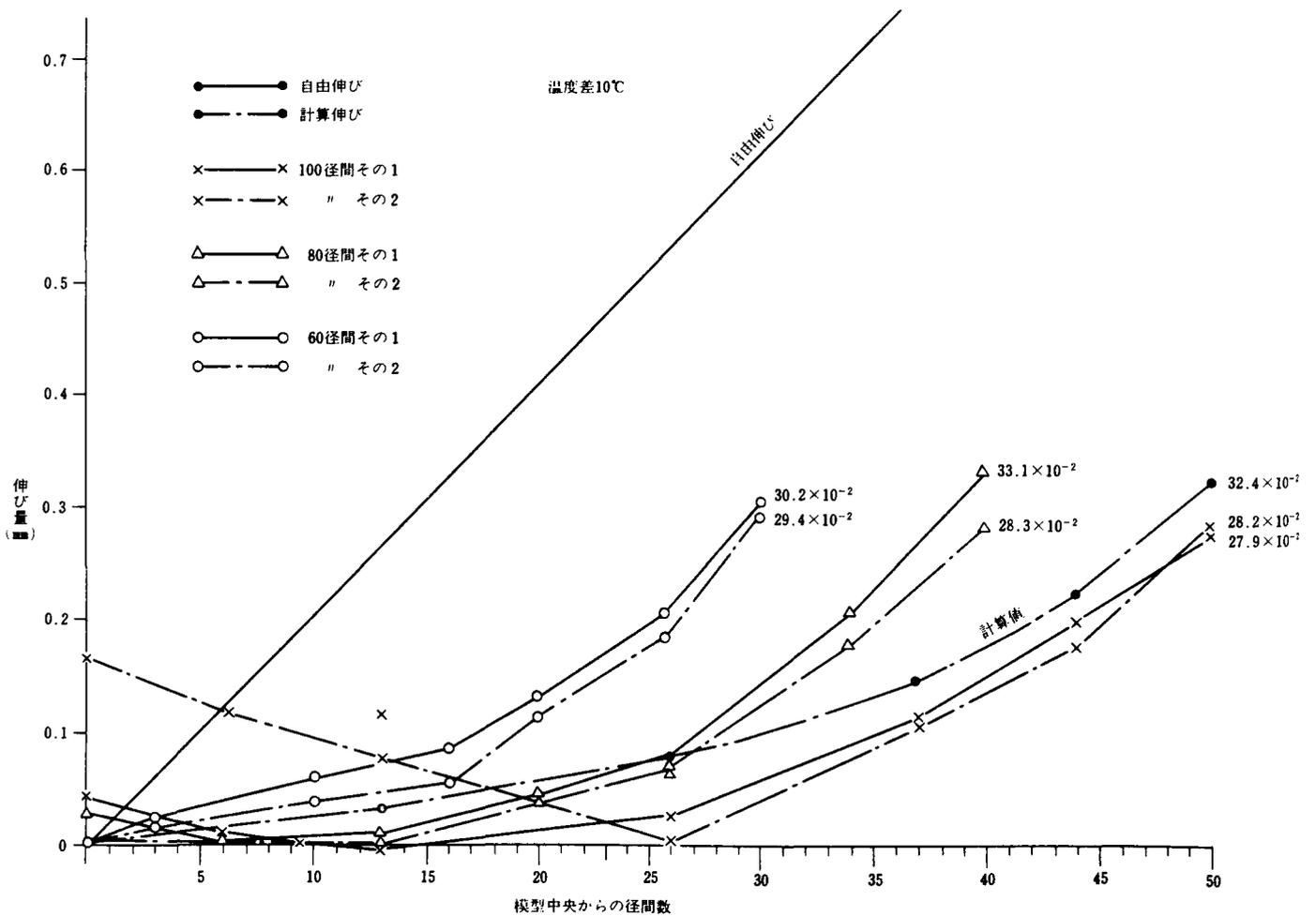


図-4.4.2 一端固定他端自由の場合の伸び量

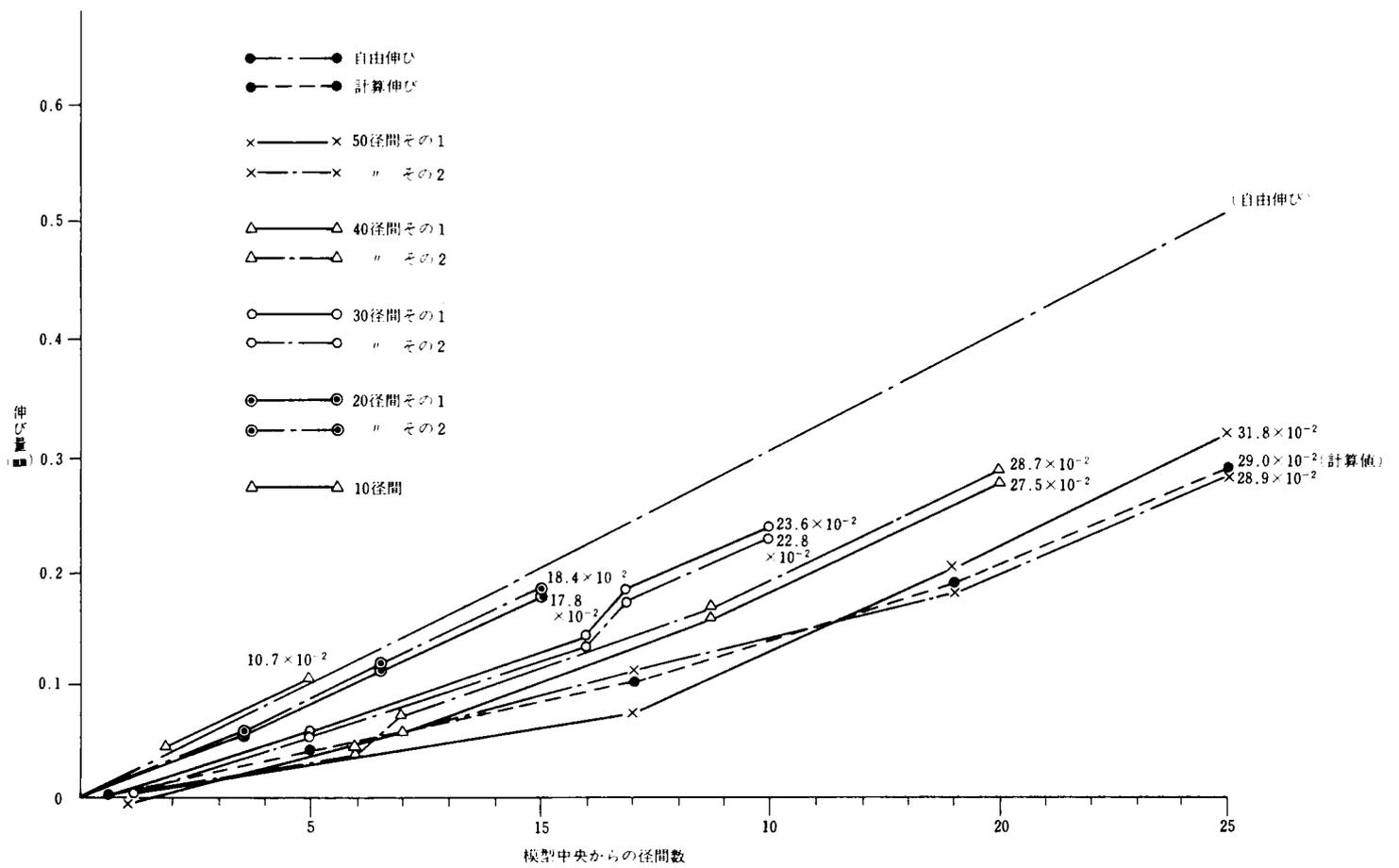


図- 4. 4. 3 両端自由の場合の伸び量

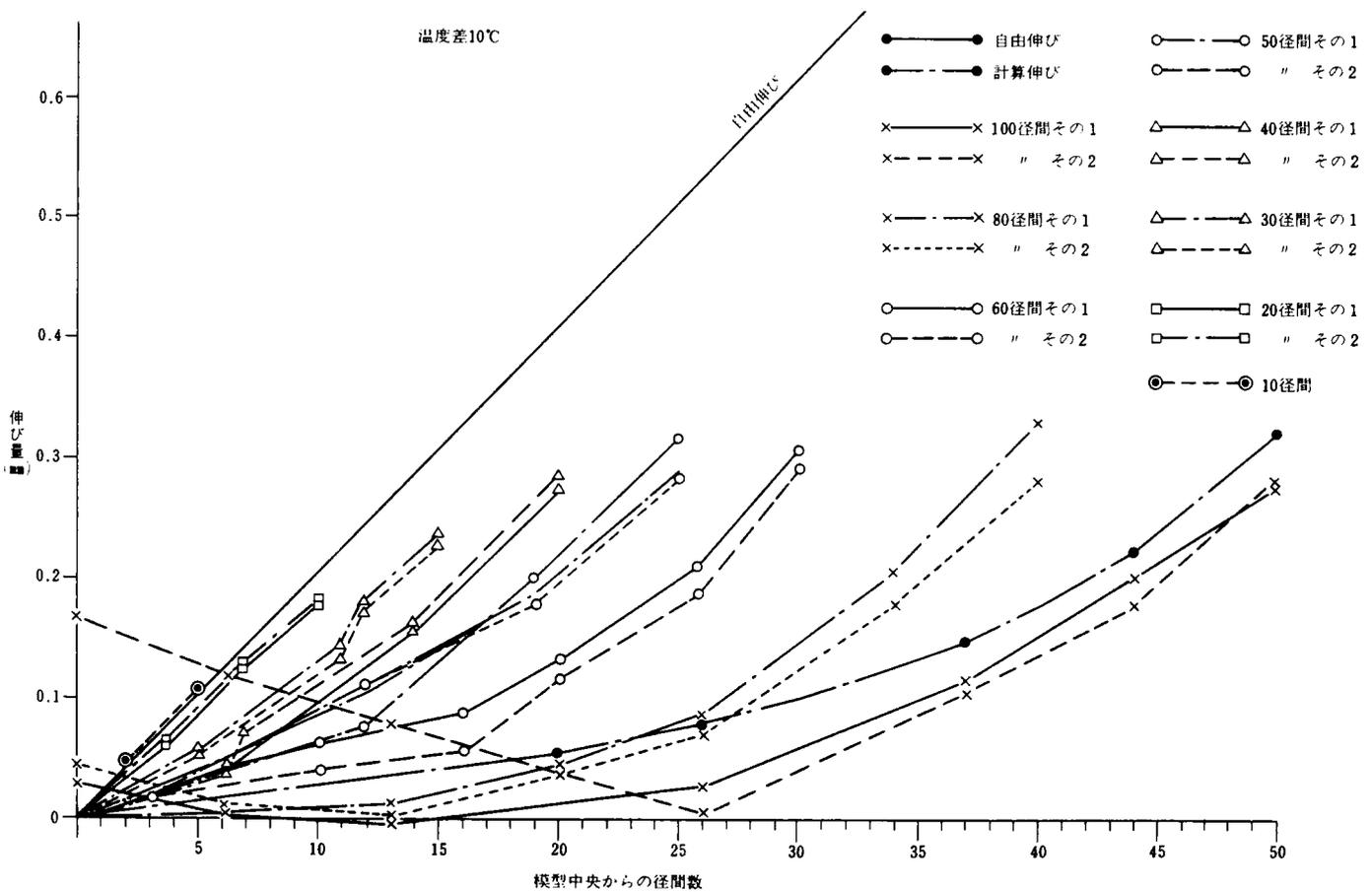


図- 4. 4. 4 径間数と伸び量の関係図

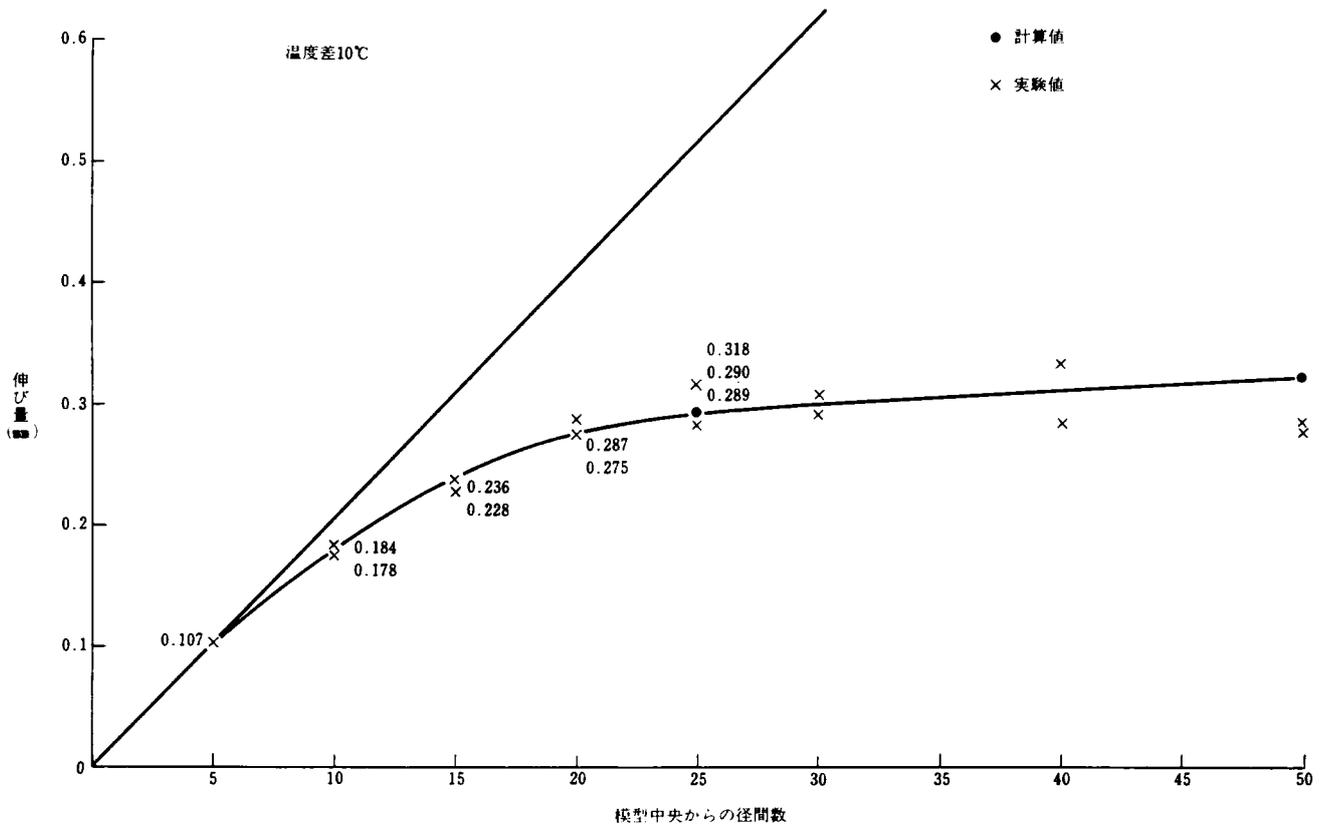


図- 4. 4. 5 端部伸び量と径間数との関係図

第5章 50径間連続高架橋、実施設計、施工上の問題点と研究

5-1 概 説

本理論による高架橋を実際に建設して、実物につき観測、測定を行い、かつ設計、施工上の技術的諸問題などについて更に研究を進めるべく、実施現場を慎重に選び設計、施工することとした。

選定に当っては次のようなことを考慮した。

- (1) 連続延長が出来るだけ長くとれること。少なくとも400～500米以上ほしい。
- (2) 地盤が良いこと。悪くても基礎杭，地中梁など適切なる処置により支障することはないが，最初のことでもあるので良い地盤が望まれる。
- (3) 直線で勾配変更も出来ればないこと。曲線，縦曲線とも別段支障することはないと考えるが，複雑になることを避けたい。
- (4) 供用開始までに十分の観測，測定などの期間がとれること。

以上の関点より種々検討の結果，阿佐線，後免起点19K 500 M付近，高知県安芸市赤野地区に連続延長400mの赤野高架橋を選定した。（8m×50径間）（図-5.1.1）

現場は，海岸線の防風林に沿った東西方向の直線路で，基礎地盤は砂礫質で粒径10～30mm程度，粘性土をほとんど含まない直接基礎で十分な良地盤である。図-5.1.2に代表的地質柱状図を示す。延長においてももう少し長いことが望まれたが，本理論の検証は略々可能であると考えた。

設計の記述に入る前に，設計上必要となった模型実験と現場試験につき述べることにする。

5-2 高架橋横方向張り出し部伸縮目地の研究

5-2-1 概 説

現実の高架橋の上床版は，軌道を支える桁と床版だけではなく，保守の為の通路や，遮音壁などが図-5.2.1の如く一体の張り出し構造として桁から左右に出ているのが通例である。特に最近では遮音壁の構造が段々と大きくなり，端部にかゝるその重量によって張り出し部の設計は極めて苦しくなるとともに高架橋全体の設計にも少なからぬ影響を与えている状況である。

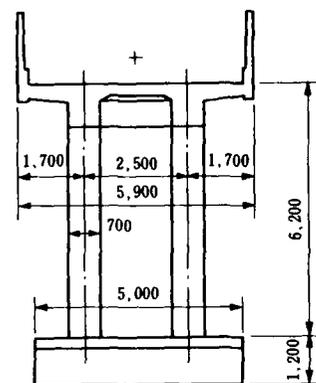
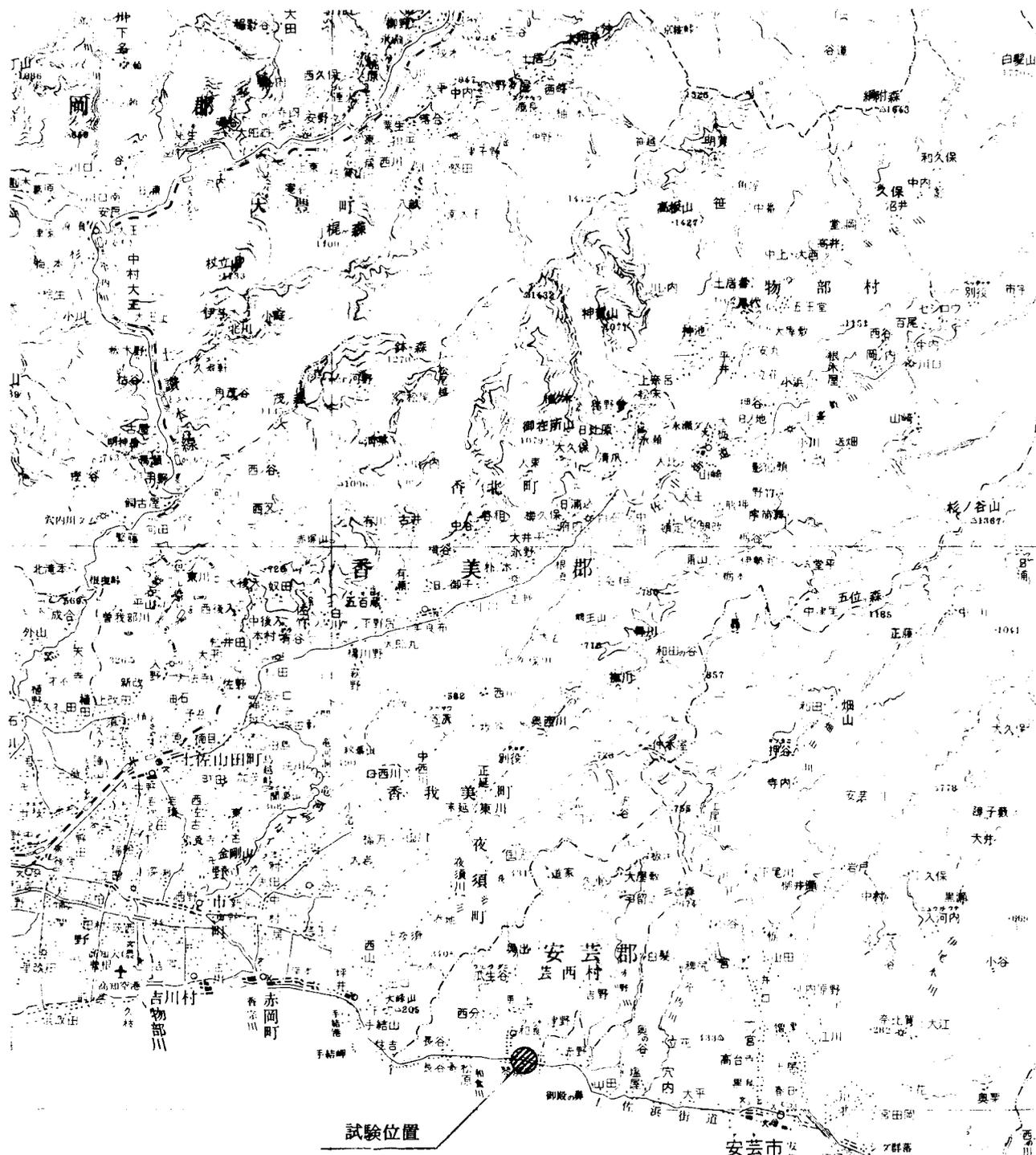


図-5.2.1

現行設計法においては，この張り出し部については，ラーメン計算上の上床桁の有効断面積問題と重量増としての問題であるが，本理論による高架橋においては，上床桁の温度変化による伸縮を脚柱が抵抗しようとするものであるから，この張り出し部の断面が温度応力に寄与する上床桁の断面にそのまま付け加っては，その影響は極めて大きなものとなる。

現行においても，これら張り出し部においては，クラック防止上，適宜伸縮目地を入れる



試験位置

安芸市

土佐湾

横断面図

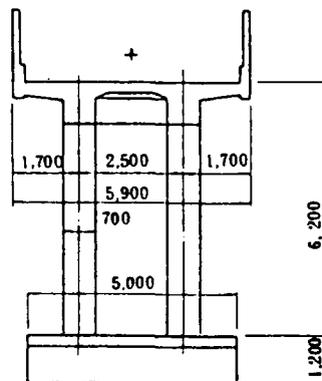


図-5.1.1

図-5.2.1

ことが行われているが、本高架橋においては、上床桁の温度応力の発生に寄与する断面積を出来る限り小さくすることが必要であり、この意味において伸縮目地を設けて、張り出し部の伸縮の影響がラーメン骨組としての上床桁に入って来ないようにする必要がある。

張り出し部に深く伸縮目地を設け、自由に伸縮するように考えても、その一辺はラーメン骨組に固定しているため、どうしてもその影響は伝達される。伸縮目地の間隔を密にすることにより、その影響を小さく出来ると考えられるが、設計上、その間隔と影響度について問題を定量的に解明しておく必要がある。

5-2-2 モデル実験の概要

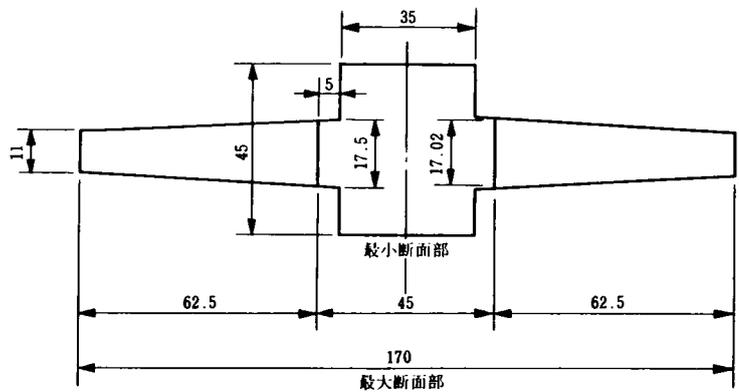
本実験は、高架橋の張り出し部に設ける伸縮目地間隔と温度応力に対する有効断面との関係を把握せんとするものである。

実験に用いた供試体は実高架橋のスパン 8 m の 1 径間をとりだした縮尺 1/20 のモデルで、伸縮目地は実高架橋で縦桁外側端面より 10 cm のところまで切り込んだ場合について考え、目地間隔を実高架橋で 8 m, 8/2 m, 8/3 m, 8/4 m の 4 種類とした。材料としては金属材料 (SS 41) を用い、温度変化に代わる外力としては引張力を用いる方法とした。

供試体の形状寸法は、図-5.2.2 の如くで、測定は箱ゲージと変位計を図-5.2.3 の如く配置して行った。

5-2-3 実験測定

供試体断面積



$$\begin{aligned} \text{最小断面積} \quad A_s &= 45 \times 35 + (17.02 + 17.5) \times 5 \\ &= 1747.6 \text{ mm}^2 = 17.476 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最大断面積} \quad A_L &= 45 \times 35 + (17.5 + 11) \times 67.5 \\ &= 3498.75 \text{ mm}^2 = 34.988 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

10℃ に対する供試体 ($l = 40 \text{ cm}$) の伸び量

$$\Delta l_1 = 10^\circ\text{C} \times 1.2 \times 10^{-5} \times 400 = 0.048 \text{ mm}$$

15℃ に対して $\Delta l_2 = 0.048 \times 1.5 = 0.072 \text{ mm}$

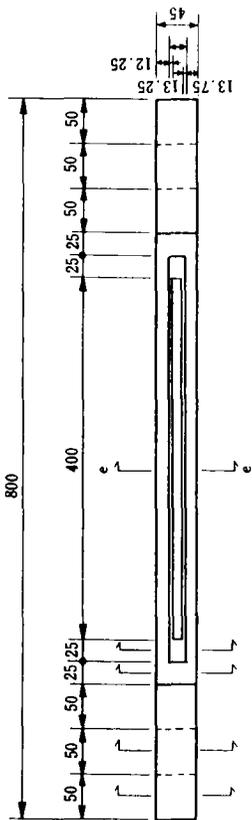
供試体の最大および最小断面における上記 Δl , Δl_2 に相当する引張荷重を求めると、

$$P_{s1} = 17.476 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.0048 / 40 = 4.404 \text{ Kg} = 4.4 \text{ t}$$

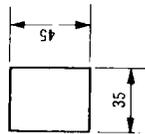
$$P_{s2} = 4.4 \times 1.5 = 6.6 \text{ t}$$

(1) 本体

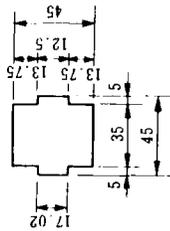
側面図 1/4



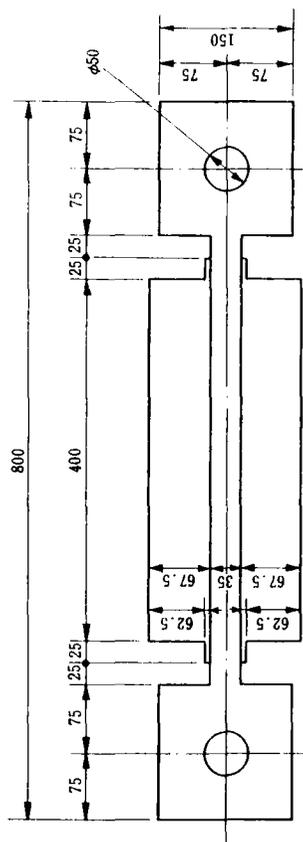
c - c 1/2



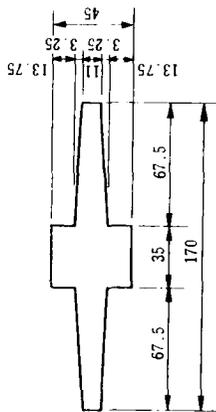
d - d 1/2



平面図 1/4

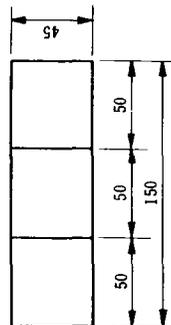


e - e 1/2

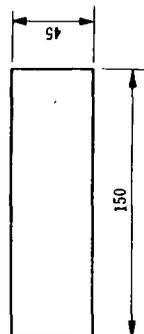


注・材質
一般構造用圧延鋼材 SS 41
仕上精度
呼び寸法に対する製作誤差
 $\pm 0.7\text{mm}$

b - b 1/2



a - a 1/2



☒ - 5.2.2

$$P\ell_1 = 34988 \times 21 \times 10^6 \times 0.0048 / 40 = 8817 \text{Kg} = 8.8 \text{t}$$

$$P\ell_2 = 88 \times 1.5 = 132 \text{t}$$

上記により、ひずみおよび変位は次表の荷重段階で測定する。

荷重段階	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
荷重(t)	2	4	4.4	6	6.6	8	8.8	10	12	13.2	14	16	18	19	20

SS41材の許容応力度 1400Kg/cm^2 とすると

$1400 \times 17.476 = 245 \text{t}$ で試験荷重は供試体の弾性範囲内である。

測定結果の一覧表を示すと、表 5.2.1 ~ 5.2.4 の如くである。

5-2-4 モデルの理論解析

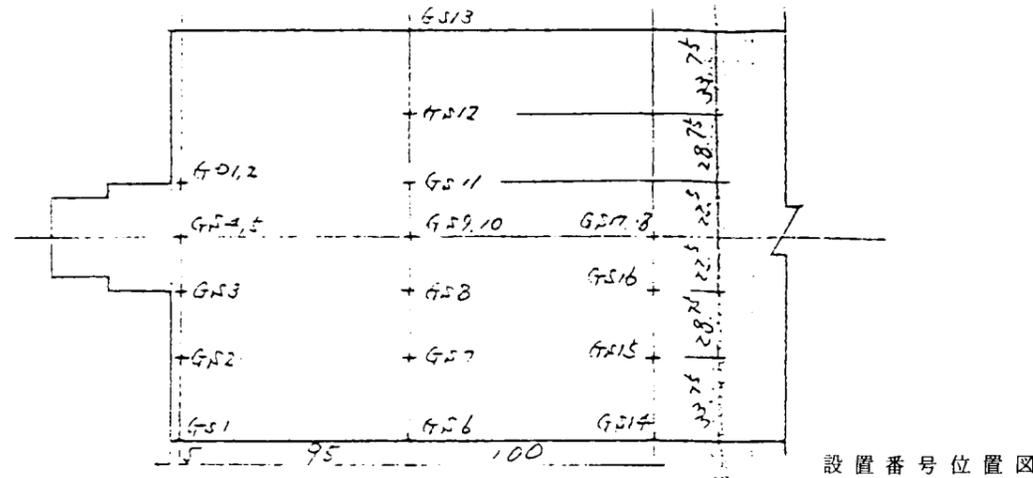
供試体の製作誤差、測定誤差などを含むと考えられる実験値の検証と、コンクリート材料の相異による応力状態の検討の意味で、有限要素法(FEM)による2次元の理論解析を行った。

即ち、目地間隔を実橋に換算して、 8m 、 $8/2$ 、 $8/3$ 、 $8/4 \text{m}$ の4ケースのモデルを考え、対称性を考慮して、 $1/4$ 部分を要素分割した。

実験用供試体は、金属材料で製作したため、実橋のコンクリート材料に対して厳密な比較が出来ない。そこで、FEMにより、ヤング率とポアソン比を変えて、コンクリートと鋼材についての理論解析を行った。

1例として、目地間隔 8m の場合の要素分割図を図-5.2.4に、又計算に用いる材料定数を表-5.2.5に示す。

表-5.2.1
供試体No.1



ゲージ番号	デジタル番号	設置番号
1	0 00	GS 1
2	0 01	2
3Y	0 02	3
4・5	0 03	4
	0 04	5
6(15)	0 05	6
7(12)	0 06	7
8(11)	0 07	8
9・10	0 08	9
	0 09	10
11(8)	0 10	11
12(7)	0 11	12
13(6)	0 12	13
14	0 13	14
15	0 14	15
16	0 15	16
17・18	0 16	17
	0 17	18
3Y	0 18	GD 1
3X	0 19	2
A	1 00	A
B	1 01	B

荷重(T) ゲージ番号	1	2	3	4	4.4	5	6	6.6	7	8	8.8	9	10	11	12	13	13.2	14	15	16	17	18	19	20
1	10 ⁻⁶ ₀	10 ⁻⁶ ₁	10 ⁻⁶ ₁	10 ⁻⁶ ₁	10 ⁻⁶ ₀	10 ⁻⁶ ₁	10 ⁻⁶ ₀	10 ⁻⁶ ₀																
2	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3Y	23	44	66	87	96	110	130	143	152	173	190	105	216	235	256	274	275	292	336	376	345	364	387	410
4・5	23	46	70	92	100	116	137	151	160	183	201	207	232	253	277	300	305	326	348	375	400	424	452	479
6(13)	9	3	6	12	14	21	25	29	31	39	46	47	56	65	72	80	82	89	97	106	113	120	128	137
7(12)	12	24	36	46	50	61	69	76	81	93	102	104	116	128	138	150	156	162	173	183	195	205	216	226
8(11)	13	28	42	58	61	71	84	94	100	113	123	127	143	157	171	184	187	100	215	229	242	256	271	287
9・10	15	32	47	62	68	78	94	102	108	123	136	139	156	171	186	201	205	219	234	250	266	281	298	315
11(8)	14	29	44	61	64	74	89	38	103	118	128	132	148	163	178	101	104	208	223	238	253	266	284	299
12(7)	12	24	37	48	53	64	73	80	84	97	106	109	126	134	146	157	160	170	182	193	205	218	228	242
13(6)	9	4	9	16	19	25	31	36	38	46	54	56	65	75	84	90	92	100	110	117	126	133	140	148
14	3	9	16	26	29	36	46	52	57	68	76	79	92	105	116	128	131	140	152	163	175	186	196	206
15	13	26	38	53	55	64	77	84	89	102	111	114	129	141	154	166	168	178	191	203	215	227	239	252
16	13	26	40	53	58	65	0	87	92	105	115	118	131	146	159	171	174	186	188	212	224	237	250	264
17・18	14	28	41	56	60	60	91	96	110	120	123	137	152	166	179	181	183	207	220	235	249	263	277	
3Y	21	43	67	4	102	118	141	156	164	189	207	212	137	262	285	305	336	324	343	361	378	386	416	437
3X	-10	-17	-22	-26	-27	-28	-36	-31	-30	-31	-31	-29	-20	-28	-28	-29	-30	-31	-34	-38	-40	-43	-47	-49
A	0.051	0.085	0.110	0.130	0.137	0.147	0.161	0.168	0.172	0.182	0.189	0.190	0.188	0.208	0.215	0.222	0.224	0.229	0.235	0.241	0.249	0.253	0.258	0.284
B	0.010	0.033	0.042	0.051	0.055	0.057	0.064	0.067	0.068	0.074	0.077	0.077	0.081	0.085	0.089	0.093	0.093	0.095	0.098	0.102	0.105	0.107	0.110	0.112

上記表中の値については、後述のアウトプット(21頁~30頁)の値を下記要領で補正したものである。

左図のうち $l_1 = 8.51 \text{ mm}$, $l_2 = 7.125 \text{ mm}$, $l_3 = 5.50 \text{ mm}$ である。

$$A'B' = (A+B)/2 \dots\dots(1) \quad C = C - \left\{ \frac{(A-A')}{22.5} \times l_0 \right\} \dots\dots(2)$$

ex1. ゲージ番号4.5について求める(荷重10.0t時)
後述のアウト・プット, 25頁よりデジタル番号3.4から $0.03 = 384 \mu$, $0.04 = 79 \mu$ を得る。

$$(1) \text{式より } A'B' = (384 + 79) / 2 = 232 \mu$$

ex2. ゲージ番号3Yについて求める(荷重10.0t時)
同様に, 25頁よりデジタル番号2から $0.02 = 274 \mu$ を得る。

$$(2) \text{式より } C = 274 - \left\{ \frac{(384 - 232)}{22.5} \times 8.51 \right\} = 216 \mu$$

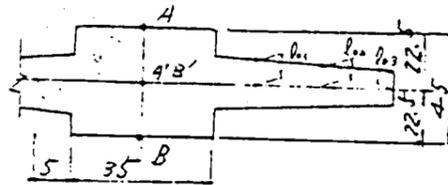
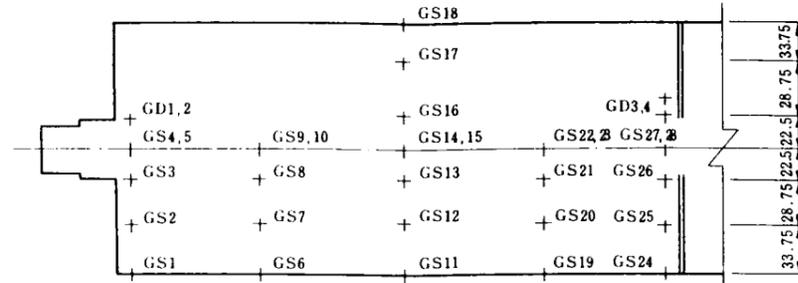


表-5.2.2
供試体No.2



設置番号位置図

ゲージ番号	デジタル番号	設置番号
1	0 00	GS 1
2	0 01	2
3Y	0 02	3
4・5	0 03	4
	0 04	5
6	0 05	6
7	0 06	7
8	0 07	8
9・10	0 08	9
	0 09	10
11(18)	0 10	11
12(17)	0 11	12
13(16)	0 12	13
14・15	0 13	14
	0 14	15
16(13)	0 15	16
17(12)	0 16	17
18(11)	0 17	18
19	0 18	19
20	0 19	20
21	0 20	21
22・23	0 21	22
	0 22	23
24	0 23	24
25	0 24	25
26Y	0 25	26
27・28	0 26	27
	0 27	28
3 Y	0 28	GD 1
3 X	0 29	2
26Y	0 30	3
26X	0 31	4
A	1 00	A
B	1 01	B
C(D)	1 02	C
D(C)	1 03	D

荷重(T) ゲージ番号	1	2	3	4	4.4	5	6	6.6	7	8	8.8	9	10	11	12	13	13.2	14	15	16	17	18	19	20
1	10 ⁻⁶ ₀	10 ⁻⁶ ₋₁																						
2	0	0	1	1	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3Y	21	42	63	83	91	114	123	135	143	164	179	183	203	223	243	262	267	283	301	320	339	355	372	387
4・5	24	47	71	94	103	118	141	154	163	186	205	210	233	257	279	302	308	326	349	372	395	418	442	466
6	1	2	3	4	4	5	5	5	6	1	7	7	7	7	8	8	0	8	9	0	9	9	9	9
7	7	14	21	28	31	36	43	47	50	58	65	65	72	81	88	94	96	103	110	117	123	131	138	144
8	16	31	47	65	70	86	86	106	112	128	142	145	159	177	192	207	212	225	241	256	272	289	304	321
9・10	20	40	60	80	87	100	120	131	139	158	175	179	198	219	238	259	264	280	300	320	340	361	381	402
11(18)	5	10	15	1	2	4	3	9	11	16	20	21	25	28	33	37	38	41	46	49	53	58	62	66
12(17)	10	21	30	42	47	52	61	67	72	82	91	91	101	111	121	131	134	141	151	162	171	181	191	201
13(16)	14	31	47	64	70	81	95	114	110	125	140	142	157	174	189	204	208	221	237	263	269	285	300	317
14・15	16	35	52	71	78	89	106	116	123	141	156	160	177	195	213	231	236	249	267	286	303	322	340	359
16(13)	14	31	46	63	69	79	94	103	110	125	138	141	157	173	188	204	208	221	237	256	268	284	300	317
17(12)	11	22	31	43	47	54	64	69	74	84	93	95	105	115	126	137	138	147	158	168	178	189	199	210
18(11)	4	9	14	1	2	4	4	11	13	18	23	23	27	32	37	42	43	47	52	57	61	66	71	75
19	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	-1	-2	-2	-2	-3	-4
20	6	12	20	26	29	34	41	44	47	54	61	62	68	75	82	89	91	95	103	110	115	123	129	137
21	15	31	47	62	69	79	93	103	110	126	137	141	157	172	189	205	207	219	236	252	266	282	298	313
22・23	20	40	60	79	88	110	169	131	139	160	196	180	200	220	241	260	265	231	303	323	343	365	385	406
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	-1	0	-1	0	0	0	-1
25	0	0	1	1	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	4	4	4	4	5
26	27	54	80	103	113	124	148	161	171	195	216	221	246	272	297	316	376	345	369	391	410	435	455	474
27・28	19	38	56	75	83	94	112	124	130	149	165	169	188	208	227	245	250	264	286	365	324	345	364	385
3 Y	14	30	48	66	74	85	154	117	123	145	160	165	185	204	223	241	245	260	278	295	311	276	334	354
3 X	-5	-9	-11	-12	-12	-12	-12	-11	-11	-8	-6	-5	-2	0	5	8	10	14	19	24	29	36	43	50
26Y	26	52	79	105	115	129	153	166	176	198	216	221	243	267	292	308	317	335	360	382	404	425	348	468
26X	-9	-16	-20	-23	-23	-24	-23	-22	-21	-17	-15	-13	-9	-4	0	3	4	7	10	11	12	13	13	13
A	0.048	0.083	0.106	0.125	0.131	0.139	0.152	0.159	0.162	0.172	0.181	0.181	0.190	0.200	0.210	0.220	0.221	0.229	0.238	0.249	0.258	0.268	0.277	0.288
B	0.018	0.030	0.038	0.046	0.050	0.053	0.059	0.061	0.064	0.069	0.073	0.074	0.077	0.084	0.088	0.092	0.093	0.098	0.102	0.107	0.111	0.115	0.120	0.125
C(D)	0.005	0.011	0.015	0.020	0.022	0.026	0.031	0.033	0.036	0.041	0.046	0.046	0.052	0.060	0.063	0.068	0.078	0.074	0.080	0.087	0.092	0.090	0.105	0.111
D(C)	0.002	0.006	0.009	0.014	0.016	0.018	0.022	0.022	0.026	0.032	0.037	0.038	0.042	0.047	0.053	0.057	0.058	0.062	0.066	0.072	0.076	0.081	0.085	0.090

上記表中の値の補正方法について;

前述の供試体No.1と同様に, $A'B' = (A+B)/2$ (1), $C' = C - \left\{ \frac{A-A'B'}{22.5} \times 10 \right\}$ (2)

ex1. ゲージ番号 22.23 について, 荷重 10 t 時について求める。

後述のアウト・プット, 35 頁よりデジタル番号 21.22 から $0.21 = 289 \mu$, $0.22 = 110 \mu$ $A'B' = (289+110)/2 = 200$

ex2. ゲージ番号 21 について

デジタル番号 20 から $0.20 = 191 \mu$, (2)式より $C' = 191 - \left\{ \frac{289-200}{-22.5} \times 8.51 \right\} = 157 \mu$

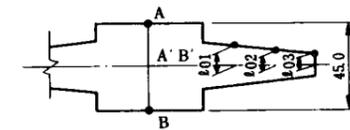
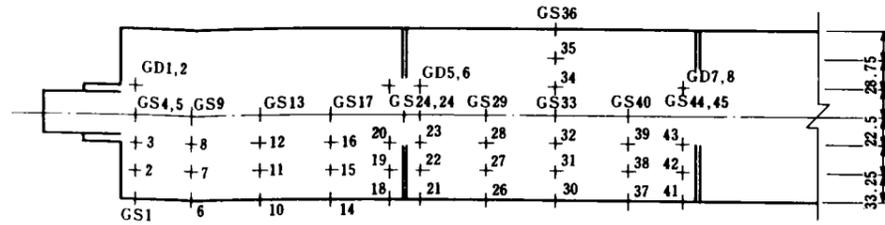


表-5.2.3

供試体No.3 (その1)

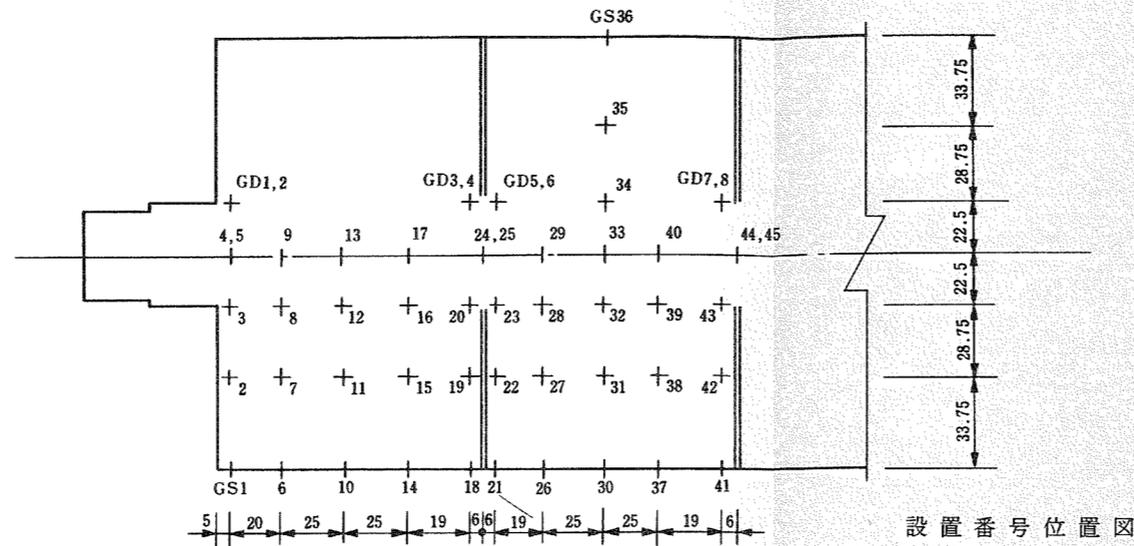
ゲージ番号	デジタル番号	設置番号
1	0 00	GS 1
2	0 01	2
3Y	0 02	3
4・5	0 03	4
	0 04	5
6	0 05	6
7	0 06	7
8	0 07	8
9	0 08	9
10	0 09	10
11	0 10	11
12	0 11	12
13	0 12	13
14	0 13	14
15	0 14	15
16	0 15	16
17	0 16	17
18	0 17	18
19	0 18	19
20Y	0 19	20
21	0 20	21
22	0 21	22
23Y	0 22	23
24・25	0 23	24
	0 24	25
26	0 25	26
27	0 26	27
28	0 27	28
29	0 28	29
30(36)	0 29	30
31(35)	0 30	31
32(34)	0 31	32
33	1 00	33
34(32)	1 01	34
35(31)	1 02	35
36(30)	1 03	36
37	1 04	37
38	1 05	38
39	1 06	39
40	1 07	40
41	1 08	41
42	1 09	42
43Y	1 10	43
44・45	1 11	44
	1 12	45



設置番号位置図

ゲージ番号	1	2	3	4	4.4	5	6	6.6	7	8	8.8	9	10	11	12	13	13.2	14	15	16	17	18	19	20
1	10 ⁻⁶ ₀																							
2	0	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	9	9	9	10	10	12	13	13	14	15
3Y	9	22	35	49	55	62	77	85	93	107	119	123	139	156	172	188	193	206	222	238	257	274	290	306
4・5	25	55	75	98	109	123	14	163	174	198	218	223	248	272	297	222	329	346	71	384	420	445	471	494
6	-30	-31	-33	-35	-36	-41	-41	-43	-43	-45	-46	-46	-47	-49	-50	-57	-57	-57	-58	-59	-61	-62	-63	-65
7	-1	-1	-1	-1	0	0	1	2	3	4	5	5	6	7	9	11	12	13	14	16	19	21	23	25
8	10	23	38	1	56	6	79	87	95	108	121	12	138	152	16	183	183	199	204	8	246	26	2	
9	2	43	28		105	1		158	168	182	212	218	241	265	289	313	218	238	361	383	410	434	46	
10	-6	-13	-20	-25	-27	-31	-26	-39	-40	-45	-50	-51	-55	-60	-64	-69	-70	-73	-77	-82	-86	-90	-94	-98
11	0	3	5	7	8	11	13	15	17	20	23	24	27	29	34	38	79	42	46	49	53	57	61	65
12	14	27	40	37	64	7	88	97	104	118	1 2	185	150	167	183	188		206	1		263	279	296	
13	21	44	66		98	111	135	147	158	180	199	204	225	248	271	294		319	441		387	410	434	456
14	-4	-9	-14	-19	-20	-21	-26	-28	-29	-34	-36	-36	-39	-41	-44	-47	-48	-50	-52	-55	-58	-61	-63	-65
15	3	6	8	11	12	18		17	17	20	21	21	23	25	26	28	7	9	10	11	13	15	17	18
16	12	25	39	54	59	68		91	99	113	125	128	144	154	17	190	195	207	223	237	256	271	288	304
17	1	45	66	88	88	111	13	148	1 9	181	200	204	226	250	273	296	302	319	343	363	389	413	436	460
18	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19		1	1	2	3	3	4	5	5	5	6	6	7	7	8	0	9	10	10	11	12	12	13	14
20Y	17	35	56	75	83	6	118	129	137	158	176	180	202	223	246	267	274	291	314	335	359	382	403	426
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	1	2	3	3	4	4	5	6	6	7	8	8	9	9	10	10	11	12	13	13	14	15	16	17
23Y		33	53	71	80	91	112	124	131	152	169	172	104	215	236	257	264	280	301	371	345	367	386	409
24・25	21	42	63	83	91	103	125	137	145	166	183	186	207	228	249	269	274	280	312	330	353	374	394	417
26	-4	-9	-14	-17	-19	-20	-24	-26	-27	-31	-34	-34	-37	-38	-41	-44	-44	-46	-49	-52	-54	-57	-58	-58
27	-2	-1	-1	0	0	0	2	2	2	3	4	5	6	7	8	10	10	11	13	14	16	18	20	23
28	13	27	41	57	62	72	86	95	103	117	130	133	148	165	180	196	200	213	230	244	263	279	294	312
29	23	47	70	92	103	116	14	153	163	186	204	209	233	256	279	301	305	325	349	370	396	419	442	467
30(36)	-6	-13	-19	-25	-28	-30	-35	-38	-40	-45	-50	-50	-55	-59	-64	-68	-69	-72	-78	-82	-87	-90	-93	-97
31(35)	0	4	6	10	11	12	16	17	19	22	26	27	30	33	36	41	42	45	49	52	56	60	65	69
32(34)	14	28	43	59	64	74	89	97	104	119	132	135	150	167	182	197	201	214	231	244	263	279	294	311
33	22	46	68	88	89	111	136	148	157	180	189	203	227	250	272	294	299	317	342	362	388	411	433	458
34(32)	20	40	60	80	87	99	119	130	139	157	173	176	196	217	236	329	258	273	294	311	332	352	369	389
35(31)	6	17	24	11	23	26	32	34	36	42	47	48	54	59	63	69	70	75	80	85	90	96	102	106
36(30)	-3	-7	-12	-16	-17	-20	-24	-25	-27	31	-35	-36	-40	-45	-48	-52	-53	-56	-61	-65	-69	-72	-76	-81
37	2	-1	-1	-1	-1	-2	-3	-3	-5	-6	-7	-9	-10	-12	-13	-15	-16	-18	-20	-22	-25	-27	-30	-32
38	-1	-1	0	0	2	1	2	2	2	4	5	5	7	8	9	11	12	13	14	16	18	20	23	25
39	14	27	42	57	63	72	87	85	102	117	129	132	148	164	180	194	198		229	242	261	277	291	308
40	22	45	67	89	99	112	136	148	158	181	200	204	227	251	273	296	360		344	363	389	413	425	459
41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0	0	1	2	2	2	3	4	4	4	5	5	5	6	7	8	7	8	9	9	10	10	10	12
43Y	20	42	64	86	96	109	133	147	155	178	195	200	225	249	273	296	301	320	347	368	394	418	439	463
44・45	21	42	62	83	92	104	125	136	145	166	182	185	207	228	248	268	272	289	311	330	352	373	391	413

表-5.2.4
供試体No.3 (その2)



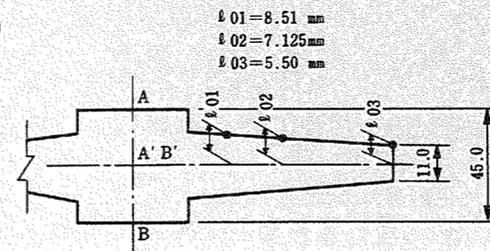
ゲージ番号	デジタル番号	設置番号
3 Y	1 13	GD 1
3 X	1 14	2
20Y	1 15	3
20X	1 16	4
23Y	1 17	5
23X	1 18	6
43Y	1 19	7
43X	1 20	8
A Y	2 00	A
B	2 01	B
C(D)	2 02	C
D(C)	2 03	D
E(F)	2 04	E
F(E)	2 05	F

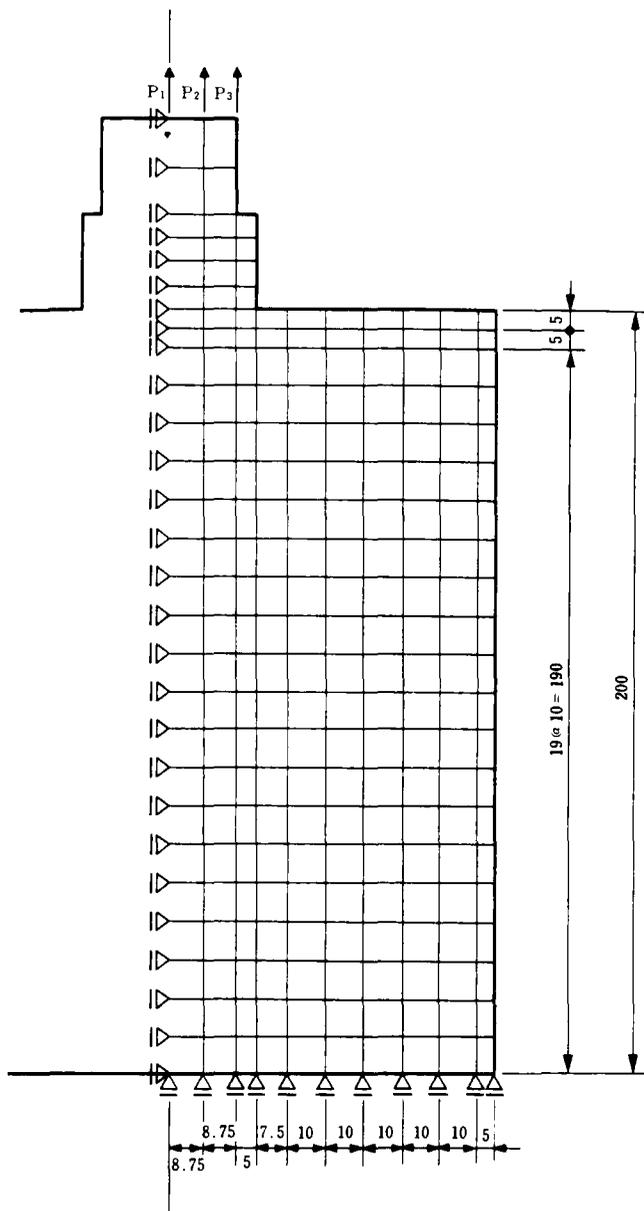
ゲージ番号	1	2	3	4	4.4	5	6	6.6	7	8	8.8	9	10	11	12	13	13.2	14	15	16	17	18	19	20
3 Y	$10^{-6} \frac{29}{29}$	$10^{-6} \frac{57}{57}$	$10^{-6} \frac{86}{86}$	$10^{-6} \frac{113}{113}$	$10^{-6} \frac{124}{124}$	$10^{-6} \frac{138}{138}$	$10^{-6} \frac{167}{167}$	$10^{-6} \frac{181}{181}$	$10^{-6} \frac{102}{102}$	$10^{-6} \frac{208}{208}$	$10^{-6} \frac{230}{230}$	$10^{-6} \frac{241}{241}$	$10^{-6} \frac{268}{268}$	$10^{-6} \frac{295}{295}$	$10^{-6} \frac{320}{320}$	$10^{-6} \frac{343}{343}$	$10^{-6} \frac{347}{347}$	$10^{-6} \frac{366}{366}$	$10^{-6} \frac{394}{394}$	$10^{-6} \frac{414}{414}$	$10^{-6} \frac{437}{437}$	$10^{-6} \frac{457}{457}$	$10^{-6} \frac{467}{467}$	$10^{-6} \frac{478}{478}$
3 X	-5	-11	-17	-22	-24	-26	-31	-33	-35	-40	-44	-44	-48	-51	-55	-59	-59	-62	-65	-68	-70	-69	-63	-57
20Y	34	66	100	130	143	161	194	212	224	255	278	283	314	344	374	402	407	429	462	486	515	541	564	592
20X	-11	-22	-31	-41	-45	-49	-57	-62	-66	-74	-80	281	-89	-96	-104	-111	-113	-119	-126	-132	-139	-144	-150	-158
23Y	35	69	04	135	148	167	200	220	231	264	289	292	325	356	387	416	421	445	477	503	532	560	583	603
23X	-9	-18	-28	-36	-40	-45	-52	-57	-61	-69	-75	-76	-85	-93	-100	-107	-108	-114	-122	-128	-134	-141	-145	-148
43Y	36	0	105	138	153	170	204	224	237	269	293	300	334	365	397	426	431	456	490	516	545	573	597	622
43X	-10	-20	-30	-39	-43	-48	-56	-61	-65	-72	-79	-80	-88	-95	-112	-109	-110	-106	-122	-128	-134	-138	-142	-145
A Y	0.050	0.085	0.110	0.127	0.134	0.141	0.153	0.159	0.163	0.172	0.170	0.181	0.189	0.197	0.206	0.213	0.214	0.221	0.229	0.238	0.247	0.255	0.264	0.272
B	0.026	0.045	0.059	0.070	0.075	0.081	0.091	0.096	0.099	0.108	0.115	0.116	0.124	0.132	0.140	0.149	0.149	0.155	0.164	0.172	0.180	0.187	0.195	0.203
C(D)	0.002	0.004	0.005	0.008	0.009	0.011	0.014	0.015	0.016	0.018	0.020	0.020	0.022	0.024	0.027	0.030	0.030	0.032	0.035	0.036	0.039	0.041	0.044	0.046
D(C)	0.005	0.008	0.012	0.016	0.018	0.019	0.023	0.025	0.026	0.030	0.032	0.033	0.036	0.038	0.042	0.046	0.046	0.049	0.053	0.056	0.058	0.062	0.065	0.067
E(F)	0.001	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012	0.014	0.015	0.018	0.019	0.020	0.022	0.026	0.029	0.032	0.033	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.052	0.055
F(E)	0.002	0.005	0.009	0.011	0.013	0.015	0.015	0.019	0.021	0.023	0.025	0.025	0.029	0.032	0.035	0.037	0.038	0.040	0.042	0.045	0.049	0.050	0.053	0.056

上記表中の値の補正方法について；

前述の供試体No.1, No.2と同様に, $A'B' = \frac{(A+B)}{2}$ (1) $C' = C - \left\{ \frac{A-A'B'}{22.5} \times 10 \right\}$ (2)

- ex 1. ゲージ番号 24, 25 について荷重 10t 時について求める。
後述のアウト・プット, 45頁よりデジタル番号 23, 24 から $0.23 = 265 \mu$, $0.24 = 149 \mu$
 $A'B' = \frac{(265+149)}{2} = 207 \mu$
- ex 2. ゲージ番号 23 について荷重 10t 時について求める。
後述のアウト・プット, 45頁よりデジタル番号 22 から $0.22 = 216 \mu$
 $C' = 216 - \left\{ \frac{265-207}{22.5} \times 8.51 \right\} = 194 \mu$





$$\begin{aligned}
 P &= P_1 + P_2 + P_3 = 5 \text{ ton} \\
 P_1 &= P_3 = P/4 = 1.25 \text{ ton} \\
 P_2 &= P/2 = 2.5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

図-5.2.4

表-5.2.5 材料定数

	材 料	項 目	値
Case 1	鋼 材	ヤング率	$E = 2.1 \times 10^6 \text{Kgf/cm}^2$
		ポアソン比	$\nu = 0.3$
Case 2	コンクリート	ヤング率	$E = 285 \times 10^5 \text{Kgf/cm}^2$
		ポアソン比	$\nu = 1/6 (= 0.167)$

5-2-5 実験値と理論解析との比較

ひずみ度の実験値と理論値を供試体別に比較した。実験値としては載荷重 $P = 10 \text{ tf}$ の時の値を採用した。

図-5.2.5~5.2.7 は実験値と理論値のひずみの分布状態を比較したものである。ひずみゲージの位置によって、ばらつきの大きい箇所もあるが、有効幅算定の要素である桁中心付近のひずみについては、ほとんど差がないことが判明した。

実験値と理論値の妥当性が確認されたので、以後、有効幅の算定は理論値を採用して行うことにした。

5-2-6 まとめ

変断面部材に軸力を作用させたとき、断面の応力度分布は一様とはならない。そこである断面で、ある荷重に対して、部材が同等の伸縮をするような部材幅を有効幅とする。

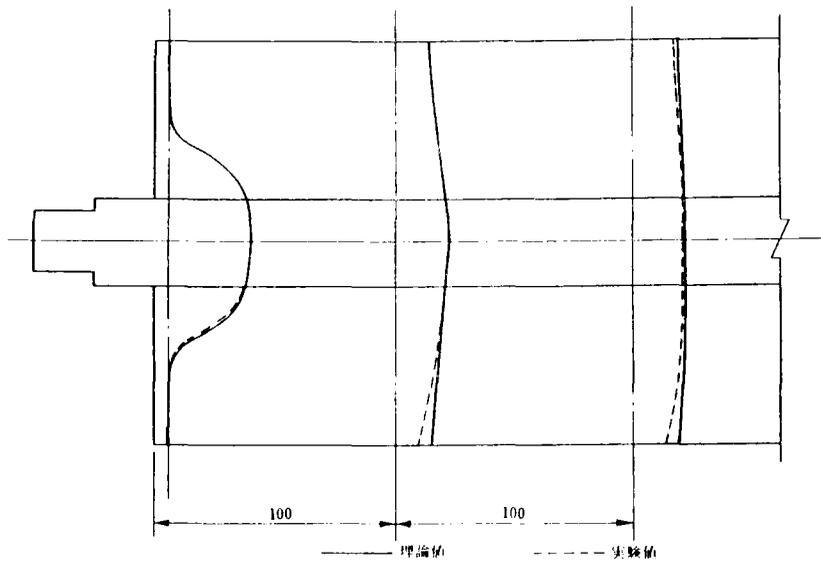


図- 5. 2. 5 ひずみ度分布モデル No. 1 (目地間隔 8 m)

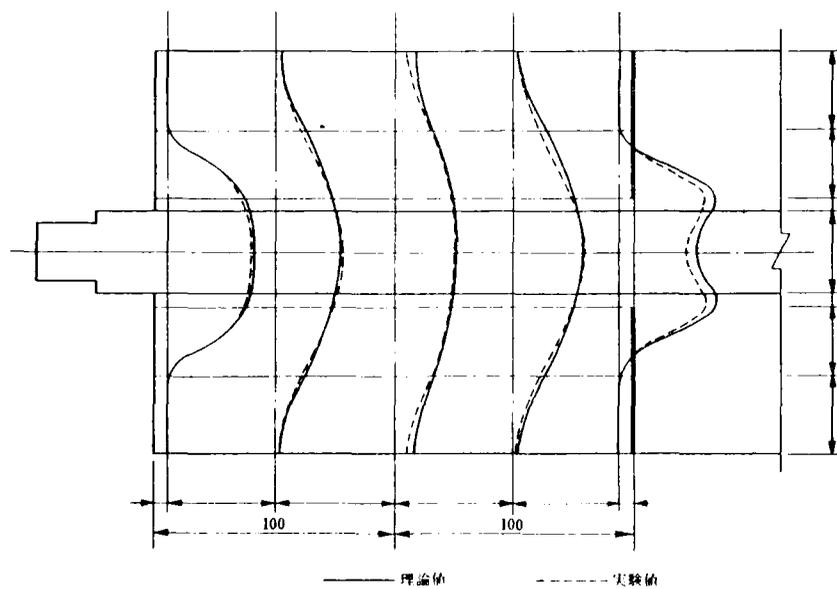


図- 5. 2. 6 ひずみ度分布モデル No. 2 (目地間隔 4 m)

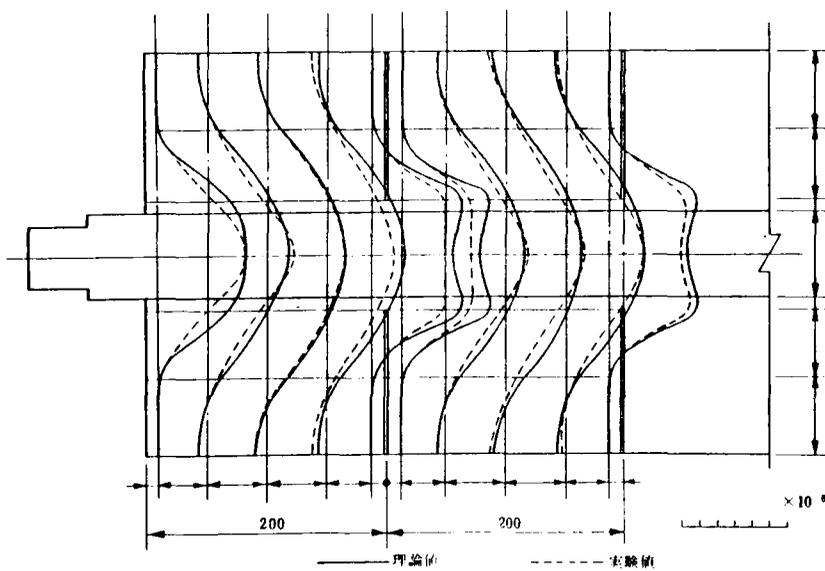


図- 5. 2. 7 ひずみ度分布モデル No. 4 (目地間隔 2 m)

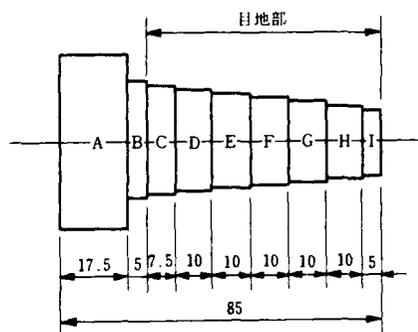
まず、FEMによる各要素の最大応力を求め、引張荷重（10 ton）に対応する有効抵抗面積を計算する。次に、この有効抵抗面積に相当する中心線から端部への距離を図- 5. 2. 8 のモデル断面に適用して算定した。

ここで、ひずみ量のFEMによる理論値とモデル実験による実測値の対比を行い、値の妥当性を確認した。

上記の有効幅算定方法によると、各点のそれぞれの有効幅が計算出来るため、最大応力が変化するにつれて有効幅も変化する。そこで、等断面の有効幅すなわち、換算有効幅を仮定するため、供試体端部の変位からこれを計算した。この方法により4ケースのモデルについて有効幅を計算した結果を図- 5. 2. 9 に示す。

又、コンクリートと鋼材の材料の違いをヤング率とポアソン比で表現して、それぞれの有効幅を比較したところ、これらは有効幅にほとんど影響しないことが分った（図- 5. 2. 10）。

以上の実験による検討の結果、実施設計においては、スパン8 mの1径間の張出し部を3分割する目地を設けることに決定した。



要素	面積 (累計面積)	要素	面積 (累計面積)
A	7.875 (6.)	F	1.3895 (14.444)
B	0.663 (6.738)	G	1.1.2925 (15.7365)
C	1.2495 (9.9875)	H	1.196 (16.9325)
D	1.5815 (11.569)	I	0.562 (17.4945)
E	1.4855 (13.0545)	—	—

図- 5. 2. 8

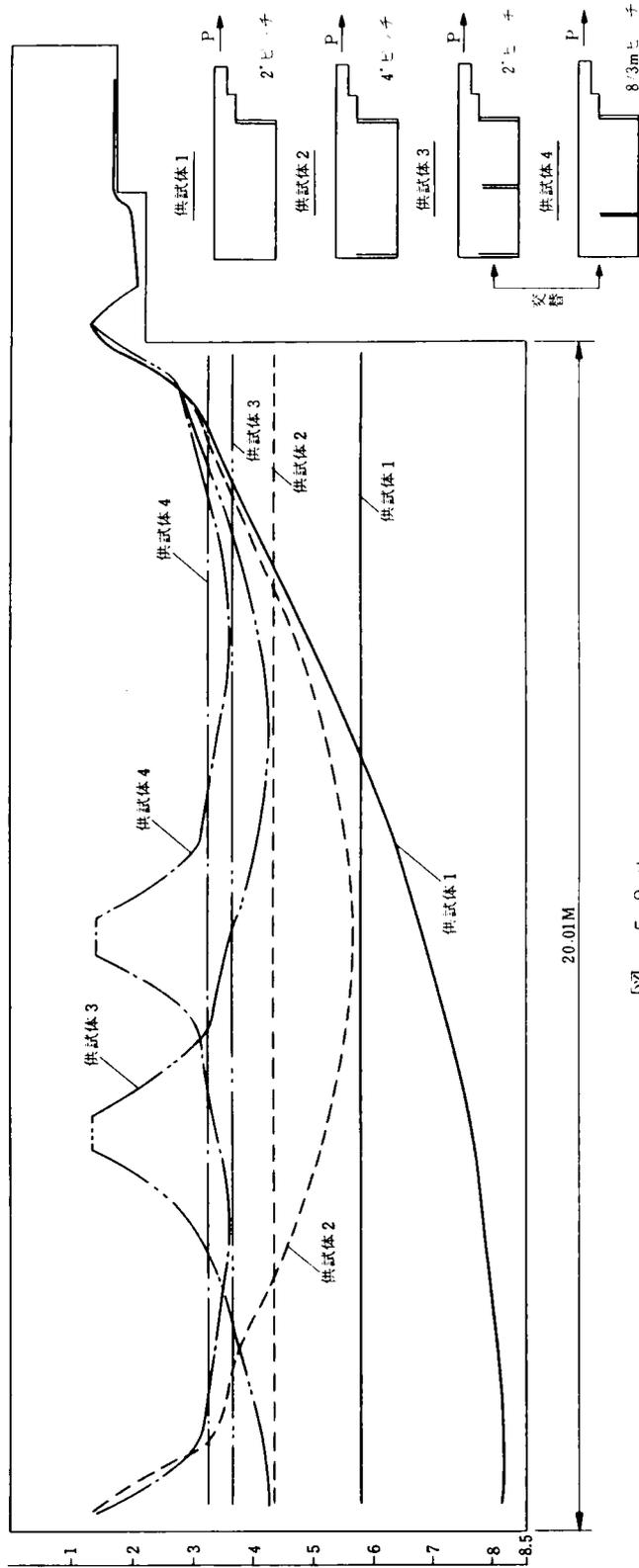


図-5.2.5

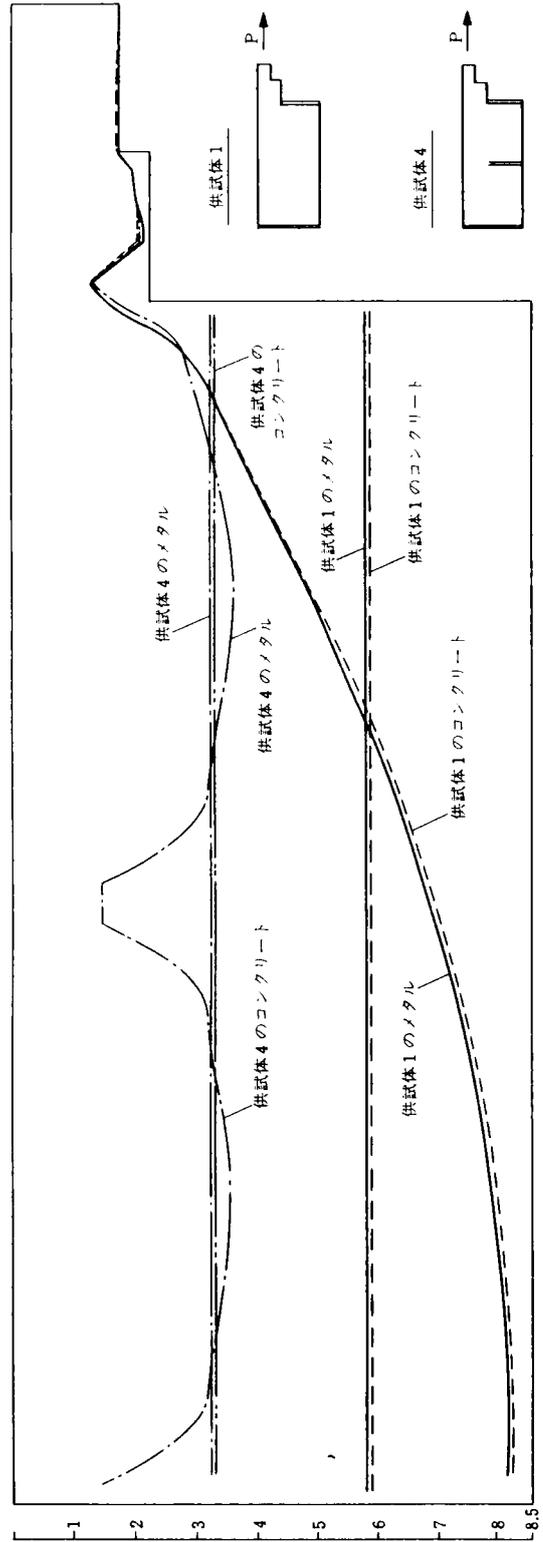


図-5.2.10 モデルNo.1, No.4における材料度数の違いによる有効幅の比較

5-3 基礎地盤の性状把握のための水平載荷試験

5-3-1 概 説

高架橋ラーメンの解析では、原則として柱下端を固定と仮定している。通常の3～5径間ラーメンにおいては、このように仮定しても実際との差異は極めて微小で問題はないと考えられるが、本高架橋の如く50径間に及ぶ多径間ラーメンにおいては、温度変化による大きな水平力のため、端部基礎には無視出来ない水平変位回転が発生することが予想される。

そこで、現実の基礎地盤の性状を正確に把握するため、施工予定地の隣接工区の実高架橋の基礎を使用して水平載荷試験を実施し、基礎地盤の諸定数を求めることにした。

また、平板載荷試験も併せて実施して鉛直地盤係数を求め、この結果からも地盤定数を算出し、上記結果と比較することとした。以下に、試験方法、試験結果およびその考察を述べる。

5-3-2 試験方法

水平載荷試験は図-5.3.1の如く、建設途上の隣接高架橋の2基の基礎の間にジャッキを設置して互に押し合う方法により行った。

基礎の直接基礎で、地盤はN値30～50の礫交い砂である。

試験は、せん断地盤係数 K_s および極根水平支持力 H_u を求めることを主目的とし、表5.3.1の3ケースにつき、荷重サイクルは3サイクル荷重段階は8段階以上として実施した。

変位量の測定には、変位計（型式SDP-50B、ストローク50mm、1/100目盛）を使用し、測定は自動デジタル測定器を用いプリントアウトする方式を採用した。各基礎について10基の変位計を図-5.3.2の如く水平移動測定基用に3基、側方変位測定用に3基、鉛直変位測定用に4基と設置した。

2基の基礎のうち、主として解析時に着目するのはA基礎であり、B基礎については、荷重伝達のためのコンクリート版による荷重ロスのため、データはサブデータとして参考程度にとどめた。

表-5.3.1

試験名	鉛直荷重の総和	推定最大水平力
NS-0	55.16 t (0)	50 t
NS-40	96.98 t (40)	90 t
NS-70	126.98 t (70)	120 t

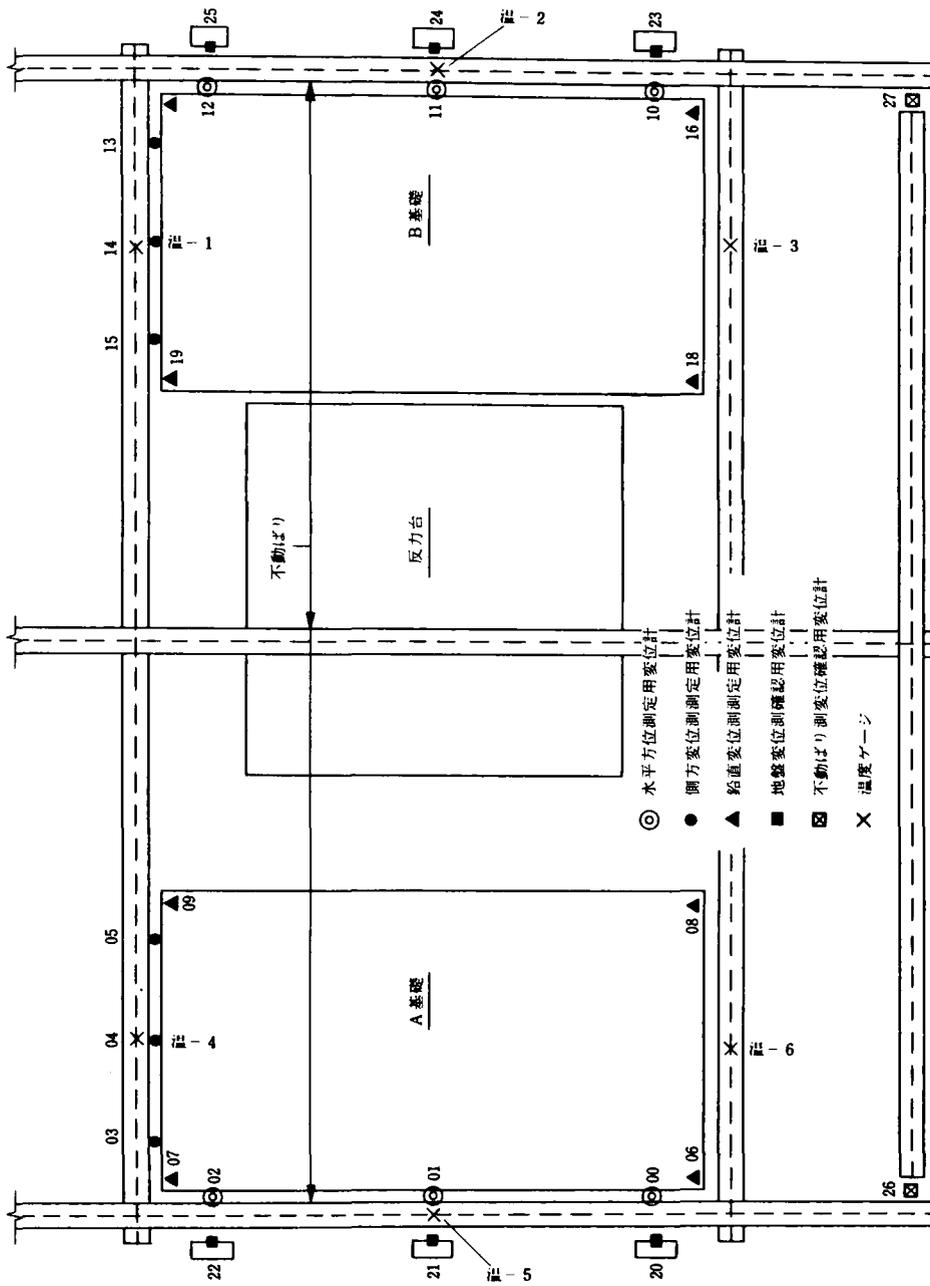


図 5. 3. 2

5-3-3 試験結果と考察

(1) せん断地 係数

水平荷重Hと変位 δ の関係を図-5.3.3に示す。せん断地盤係数 K_s は同図からH- δ 曲線の傾きとして求められる。

処女荷重による K_s とくり返し荷重による K_s とは明確な差が認められるが、基礎の変位は当然くり返しの要素が含まれるため、こゝではくり返し荷重に対する K_s を求める必要がある。図のほゞ弾性範囲内にあるH- δ 曲線から K_s を求めると表-5.3.2の如くになり、若干のバラツキがあるが平均値として $K_s = 218 \text{ Kgf/cm}^2$ を得た。

(2) 降伏および極限水平支持力

水平載荷試験結果から、① $\log H \sim \log \delta$ 曲線、② $\delta \sim \log t$ 曲線、③ $\Delta \delta / \log t \sim H$ 曲線を求め、これから降伏荷重 H_v を判読すると表-5.3.3の如くになり、ほぼ同等の値を得たが、こゝでは③ $\Delta \delta / \log t \sim H$ 曲線より得られた値を H_v とした。

図-5.3.4に $\Delta \delta / \log t \sim H$ 曲線を示す。

極限支持力 H_u については、曲線①②③と載荷ジャッキ加圧力が定常状態が保てなくなる状態、即ち、変位が急激に進行してジャッキ圧力が低下するときの荷重等を総合的に判断して、各試験毎に $H_u = 51 \text{ tf (NS-0)}$ 、 $H_u = 82 \text{ tf (NS-40)}$ 、 $H_u = 110 \text{ tf (NS-70)}$ とした。

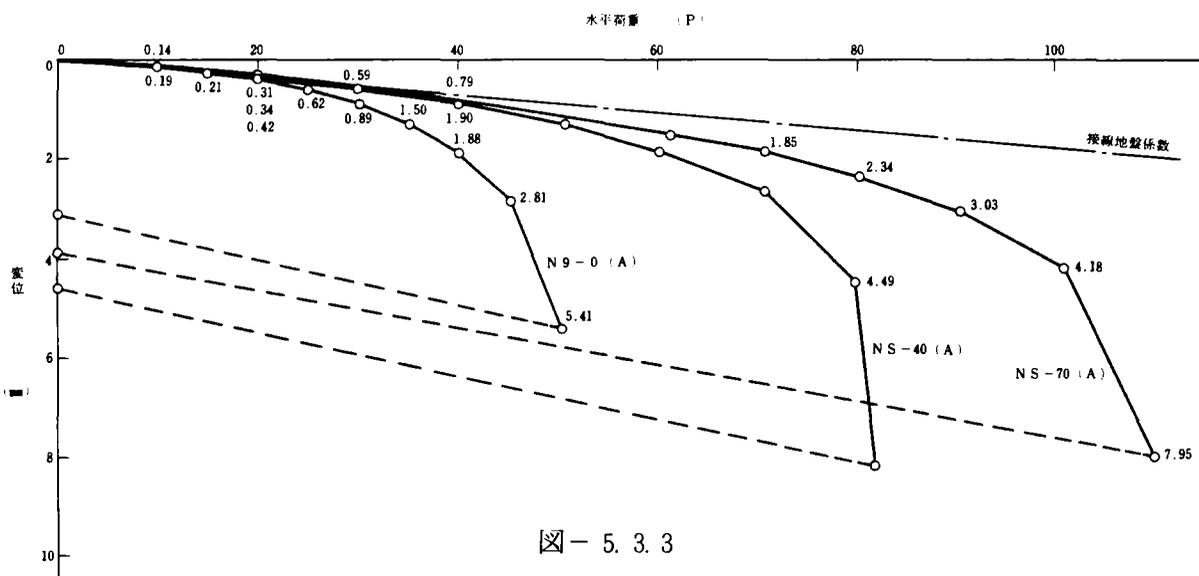


図-5.3.3

表-5.3.2 せん断地盤係数の算定

項目 試験	水平荷重 H (Kgf)	フーチング底 面積 A (cm ²)	荷重強度 h = H/A (Kgf/cm ²)	変位量			せん断地盤係数 Kh = h/△δ (Kgf/cm ²)
				載荷特変位置 δ ₁ (cm)	残留変位置量 δ ₂ (cm)	変位置量 △δ = δ ₁ - δ ₂ (cm)	
NS-0	30,300	179,200	0.169	0.089	0.018	0.071	2.38
NS-40	60,300	179,200	0.337	0.185	0.026	0.159	2.12
NS-70	90,500	179,200	0.505	0.303	0.054	0.249	2.03

表-5.3.3 降伏および極限水平支持力

項目		試験名	Ns-	Ns-40	Ns-70	摘要
降伏水平支持力 H_y	⊙ $\log H \sim \log \delta$		47 tf	76 tf	98 tf	H_y は⊙を採用, ⊙⊕は参考値
	⊕ $S \sim \log t$		45~50 tf	70~80 tf	90~100 tf	
	⊙ $\Delta \delta / \log t \sim H$		45 tf	69 tf	100 tf	
極限水平支持力 H_u			51 tf	82 tf	110 tf	
H_u / H_y			1.13	1.19	1.10	

次に、極限支持力度 h_u と鉛直荷重強度 P との関係を示すと図-5.3.5の如くなる。
 ○は水平載荷試験結果、直線は○から最小自乗法によって求めた h_u の P への回帰直線である。一般に h_u と P の関係は次式で与えられる。

$$h_u = P \cdot \tan \delta + C$$

h_u : 極限水平支持力度 (tf/m^2)

P : 鉛直荷重強度 (tf/m^2)

δ : フーチング底面と地盤の序擦角

C : フーチング底面と地盤の付着力度 (tf/m^2)

表-5.3.4 平板載荷試験結果

No.	区分	2 tf (2-829 Kgf/cm ²)			4 tf (5-658 Kgf/cm ²)			6.5 tf (9,190 Kgf/cm ²)		
		$\Delta \delta$ (cm)	E_o (Kgf/cm ²)	K_v (Kgf/cm ²)	$\Delta \delta$ (cm)	E_o (Kgf/cm ²)	K_v (Kgf/cm ²)	$\Delta \delta$ (cm)	E_o (Kgf/cm ²)	K_v (Kgf/cm ²)
1		0.0310	937	4.160	0.0685	848	3.765	0.1235	765	3.397
2		0.0430	676	3.001	0.0745	780	3.463	0.1195	790	3.508
3		0.0335	867	3.849	0.0725	801	3.556	0.1180	800	3.552
4		0.0395	736	3.268	0.0755	770	3.419	0.1252	754	3.348
5		0.0400	726	3.223	0.0778	747	3.317	0.1257	751	3.334

備考
 $P(p)$; 載荷量 (載荷重強度)
 $E_o = 13 \cdot p \cdot I_p$
 $k_v = 0.4 \alpha \cdot E_o \cdot Br^{-\frac{3}{4}}$
 こゝに E_o ; 地盤の反力係数 (Kgf/cm²) k_v ; 鉛直地盤係数 (Kgf/cm²)
 I_p ; 形状係数 (円形の場合 0.79)
 α ; E_o の算定方法および荷重条件に対する補正係数 ($cm^{-\frac{1}{4}}$) (平板載荷試験および常時荷重の場合 1.0)
 Br ; フーチングの換算幅 (cm) (円形以外の場合フーチング底面積の平方根)

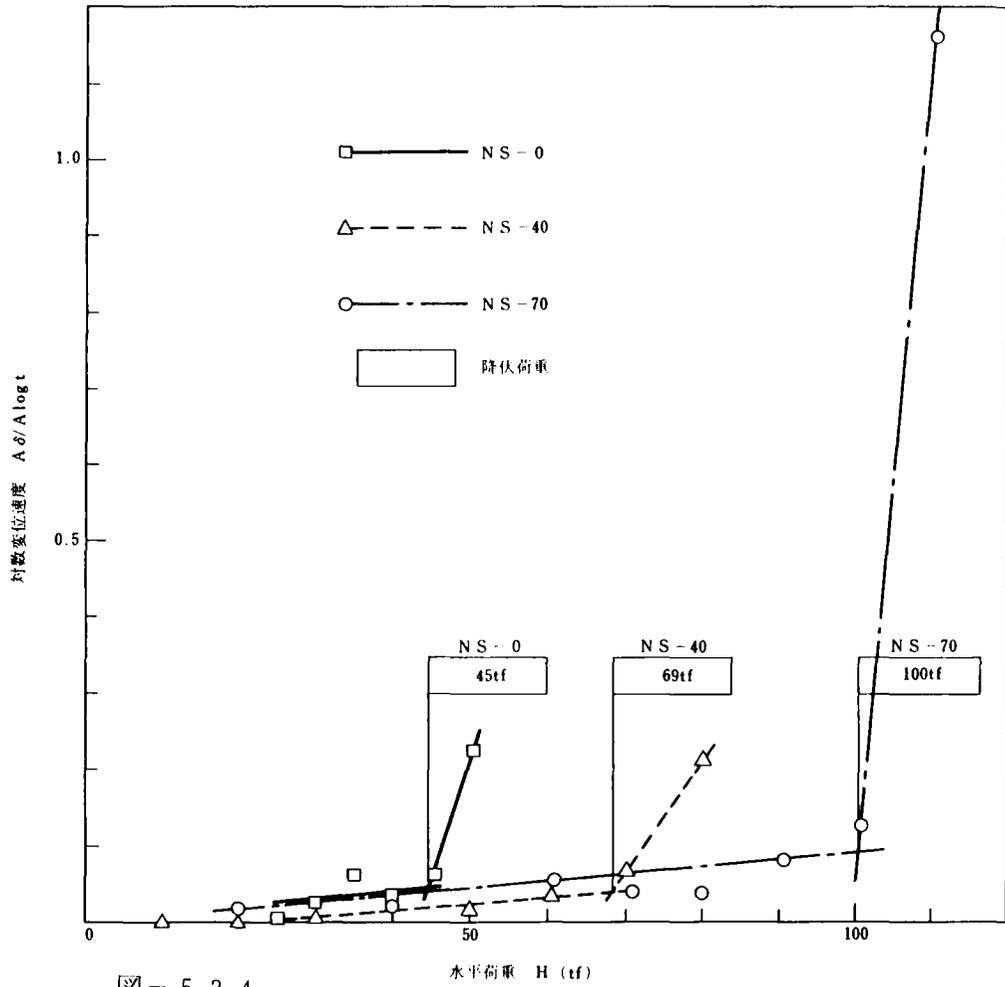


图 - 5. 3. 4

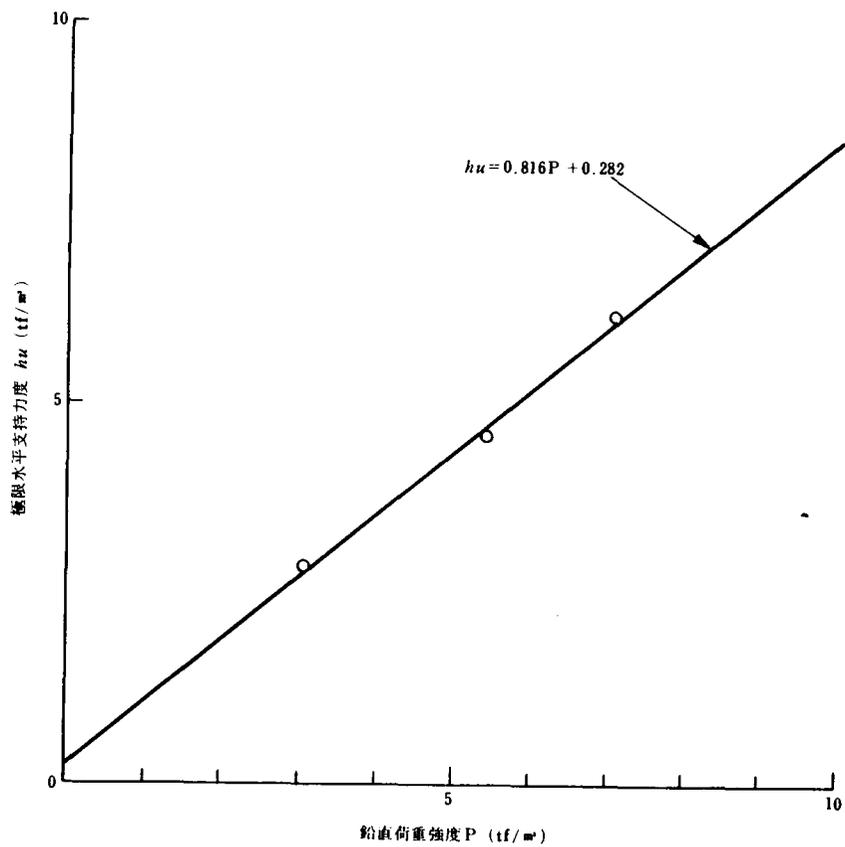


图 - 5. 3. 5

δ および c は回帰直線より $\delta = 39.2^\circ\text{C}$, $c = 0.282 \text{ tf}/\text{m}^2$ となり, h_u と P の関係は次式で表わされる。

$$h_u = P \cdot \tan 39.2^\circ\text{C} + 0.282$$

(3) 平板載荷試験結果

平板載荷試験の結果は, 表-5.3.4 に示す如くで, 鉛直地盤係数 k_v の値は $3 \sim 4 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$ の範囲にあり, 平均値として $3.48 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$ を得た。

この $k_v = 3.48 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$ を用い, せん断地盤係数 k_s および極限水平支持力度 h_u をそれぞれ文献¹⁾の方法により求めると次のとおりとなった。

$$k_s = 0.88 \sim 1.17 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$$

$$h_u = p \cdot \tan 37.2^\circ\text{C} (\text{Kgf}/\text{cm}^2)$$

表-5.3.5 は水平載荷試験および平板載荷試験の結果をまとめたものである。表中の水平バネ定数および極限水平支持力は, 50 径間連続高架橋の基礎条件 (底面積 17.92 m^2 , 鉛直

表-5.3.5 水平載荷試験と平板載荷試験結果の比較

項目 \ 算出根拠	実高架橋基礎を用いた水平載荷試験結果 ①	平板載荷試験結果から現行設計基準の方法で算出 ②	① / ②
せん断地盤係数 $k_s (\text{Kgf}/\text{cm}^2)$	2.18	0.88 ~ 1.17	1.9 ~ 2.5
水平バネ定数 $K_h (\text{Kgf}/\text{cm})$	390,000	158,000 ~ 210,000	1.9 ~ 2.5
極限水平支持力度 $h_u (\text{tf}/\text{m}^2)$	$h_u = p \cdot \tan 39.2^\circ + 0.282$	$h_u = p \cdot \tan 37.2^\circ$	—
極限水平支持力 $H_u (\text{tf})$	151	134	1.1

荷重 179 tf) に合せて算出したものである。

水平載荷試験で求めた水平バネ定数 $K_h = 390,000 \text{ Kgf}/\text{cm}$ は平板載荷試験で求めた $K_h = 158,000 \sim 210,000 \text{ Kgf}/\text{cm}$ よりかなり大きくなっているが, 極限水平支持力については, 水平載荷試験では $H_u = 151 \text{ tf}$, 平板載荷試験では $H_u = 134 \text{ tf}$ とほぼ同等の結果を得た。この値は, 文献¹⁾による安全率 2 で除しても 75 tf で, 最大水平荷重 70 tf より大きいので問題はないと考える。

5-4 50径間連続高架橋の設計

5-4-1 設計条件

構造形式および活荷重等の一般条件を表-5.4.1に示す。

また、本橋の設計、施工にあたり、従来の高架橋と比較して相違する条件について以下に述べる。

表-5.4.1 設計条件一覧表

項目	設計条件	備考
構造形式	ビームスラブ式RCラーメン高架橋	単線, 50径間×8.0m=400.0m
列車荷重	KS-14	
線路規格	4級線	
軌道構造	バラスト軌道	
線形	直線: 勾配4%	
基礎	直接基礎	

(1) 部材断面構成および材料

本高架橋においては、温度変化および乾燥収縮により上床桁には大きな軸引張力および軸圧縮力が作用するため、特に上床桁はI形鋼を用いたSRC構造とした。柱および基礎はRC構造である。

又、脚柱には大きな曲げモーメントが発生し、その値は変位の大きくなる高架橋端部で最大となる。このためコンクリートについては設計基準強度 270kgf/cm^2 と、 330kgf/cm^2 の2種類を使用することとし、鉄筋はSD35、鋼骨はSM50とした。

(2) ロングレール縦荷重

ロングレールによる縦荷重の最大値はレールに発生する最大軸力であり、次式で示される。

$$P = EA\beta t$$

P : レールに発生する軸力
 E : レールの弾性係数
 A : レールの断面積
 β : レールの線膨張係数
 t : 温度差

本設計においては、温度差を $\pm 50^\circ\text{C}$ と仮定し、 $P = 80tf (0.78\text{MN})$ をロングレール縦荷重とした。

(3) 制動荷重

制動荷重算出のための列車長としては150mとした。

(4) 温度変化

実高架橋における部材内部温度測定結果によると、部材温度の日平均最大値と最小値の差は $\pm 30^\circ\text{C}$ であり、建造物設計標準に規定されている値より大きくなっている。この傾向は他の測定結果とも合っており、コンクリート部材の内部温度は \pm 大気温の日平均値の差に近いといえる。しかし、設計に用いる値としては、温度変化が1年をサイクルとする持続荷重であること。さらに、温度変化に際し上床桁部材に作用する大きな軸力によっ

て生ずると考えられるクリープの影響を考慮して±10℃を採用した。

(5) 乾燥収縮

乾燥収縮の影響を緩和させる目的で、上床桁の3～4径間ごとに後打ちコンクリートは約9カ月後に施工することとし、これにより設上計考慮すべき乾燥収縮量の2/3が終了するものと仮定し、乾燥収縮量はひずみ換算値 5×10^{-5} とした。

(6) 許容応力度と荷重の組合せに対する割増係数

表-5.4.2と表-5.4.3の如くとする。

(7) 脚柱下端の支承条件

直接基礎の場合、通常脚柱下端固定として応力解析を行うが、本設計においては、フーチングの変位を考慮した解析を行った。即ち、載荷試験により得られた。鉛直地盤係数 $k_v = 3.48 \text{Kgf/cm}^2$ ，せん断地盤係数 $k_s = 2.18 \text{Kgf/cm}^2$ を夫々ラウンドにまるめて $k_v = 3 \text{Kgf/cm}^2$ ， $k_s = 2 \text{Kgf/cm}^2$ とし、これにより回転バネ係数およびせん断バネ係数を算出し、表-5.4.4に示す組合せについて解析を行った。

この組合せに対して、上床桁および脚柱については、すべての状態に耐えるように設計し、基礎については、大きな曲げモーメントが作用する高架橋端部は、固定の状態は考慮しないこととした。

(8) 上床スラブの有効幅

不静定応力解析時の上床スラブの有効幅は、一般にスラブ先端における伸縮目地部を除いて全幅有効とし、伸縮目地部分のスラブの影響は無視している。本設計においては、温度応力に寄与する部材の断面積を出来る限り小さくする目的で、上床桁外側端面より10cmの位置まで伸縮目地を設け、伸縮目地部分を除いた全幅を有効とした。前述の伸縮目地間隔が有効幅に及ぼす影響を検討した結果によると、2.5m～3.0mごと伸縮目地を設ければ、有効幅を通常どおり、伸縮目地部を除いて全幅有効としても問題がないことが判明したため、目地間隔は、線路方向8mの1スパン当り3カ所設けることとした。

表-5.4.2 許容応力度

基準の許容応力度	鉄筋の引張応力度		繰返し応力を受けない部分	2000 Kg/cm^2	
			通常の繰返し応力を受ける部材	1800 "	
	コンクリート	曲げ圧縮応力度			90 "
		支圧応力度			80 "
		せん断応力度	斜引張鉄筋の計算しない場合	はりの場合	7.5 "
				スラブの場合	9.5 "
			斜引張鉄筋の計算をする場合	ねじりを考慮しない場合	21 "
				ねじりを考慮する場合	27 "
付着応力度			17 "		
安全度	断面の破壊		水平部材	1.3 以上	
			鉛直部材	1.7 "	
鉄筋種類				SD 35	
コンクリート	σ_{ck}			270 Kg/cm^2	
	耐久性および水密性から定まる水セメント比の最大値			60 %	
	粗骨材の最大寸法		く 体	25 mm	
			フーチング	40 "	
鉄骨	鉄骨の許容応力度		繰返し応力を受けない部材	1900 Kg/cm^2	
			通常の繰返し応力を受ける部材	1710 "	
	せん断応力度			1100 "	
	種類			SM 50	

σ_{ck} は、A 区間では $\sigma_{ck} \geq 330 Kg/cm^2$

B, C, D 区間では $\sigma_{ck} \geq 270 Kg/cm^2$ とする。

基礎については全区間 $\sigma_{ck} \geq 270 Kg/cm^2$ とする。

表-5.4.3 荷重の組み合わせ及び許容応力度の割増係数

Case	組み合わせ荷重種別	割増係数
0	死荷重 + ロングレール縦荷重	1.0
1	死荷重 + 列車荷重 + 衝撃 + ロングレール縦荷重	1.0
2	死荷重 + 列車荷重 + 衝撃 + ロングレール縦荷重 + 制動荷重	1.15
3	死荷重 + ロングレール縦荷重 + 温度変化・乾燥収縮	1.15
4	死荷重 + 列車荷重 + 衝撃 + ロングレール縦荷重 + 温度変化・乾燥収縮 + 制動荷重	1.25
5	死荷重 + 死荷重地震 + 温度変化・乾燥収縮	1.65

5-4-2 一般形状及びラーメン骨組

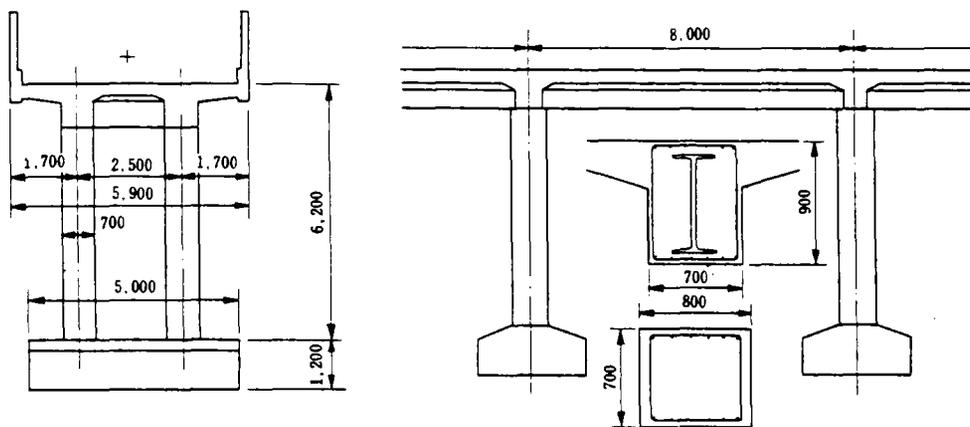


図-5.4.1 一般形状図

図-5.4.1に高架橋の一般形状図を示す。上床桁の断面は図-5.4.2の如くであり、その重心計算から、本高架橋のラーメン骨組図は図-5.4.3の如くなる。

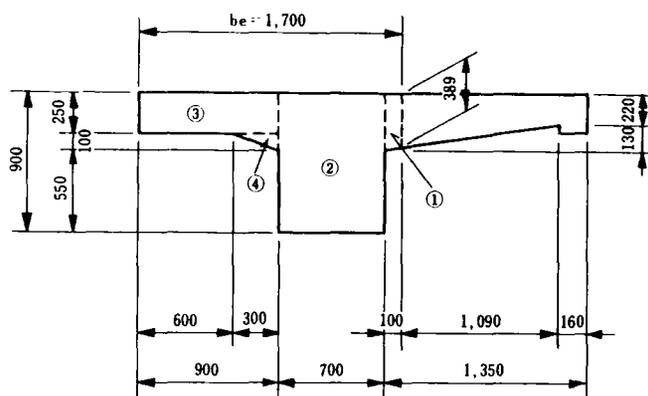


図-5.4.2 上床桁形状

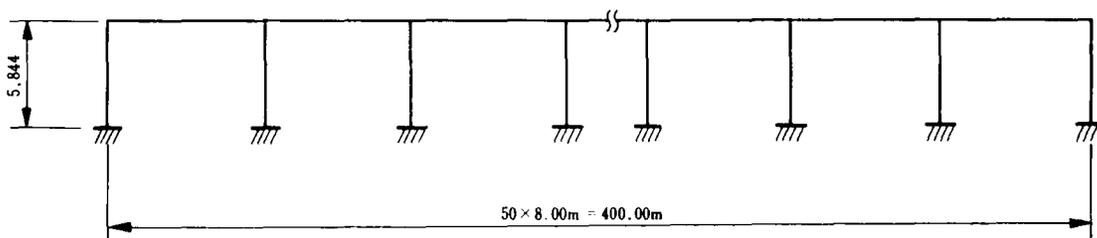


図-5.4.3 ラーメン骨組図

5-4-3 応力解析

(1) 不静定応力解析

不静定応力解析の骨組は、50径間連続ラーメンとし、解析は部材の軸変形を考慮した弾性解析法(変位法)によった。

(2) 断面応力度の計算

断面応力度の計算は、許容応力度法によった。また、SRC断面に関しては累加強度方式によった。

(3) 解析結果

不静定応力解析結果の一例として、図-5.4.4に温度降下時と乾燥収縮とを組合せた脚柱下端固定の場合の断面力図を示す。死荷重、活荷重あるいは地震の影響等による断面力図は、橋長全長にわたりほぼ一様な状態を示すのに対し、温度、乾燥収縮による曲げモー

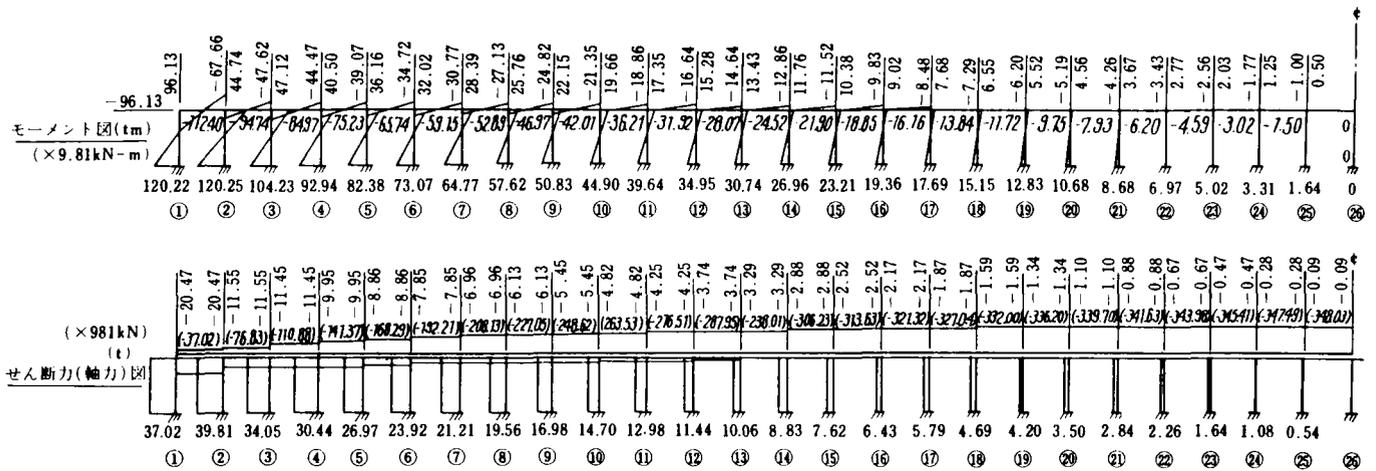


図-5.4.4 温度変化(-10℃)+乾燥収縮(5×10^{-5})の場合の断面力図

メント図は高架橋端部ほど大きく、軸力図は高架橋中央部において大きな値を示す。このため荷重状態を組合せた場合、高架橋端部では曲げモーメントが支配的となり、中央部においては軸力が支配的となる。

5-4-4 設計

このような断面力の傾向にかんがみ、部材断面の構成については図-5.4.5に示すようにA,B,CおよびDの4区間に分け、設計、施工の合理化上各区間とも同一断面とするが、軸力が支配的であるB,C,D区間については、I形鋼を使用したSRC断面とし、図-5.4.4に示される軸力の絶対値の差によって、鉄骨断面を変化させることとした。

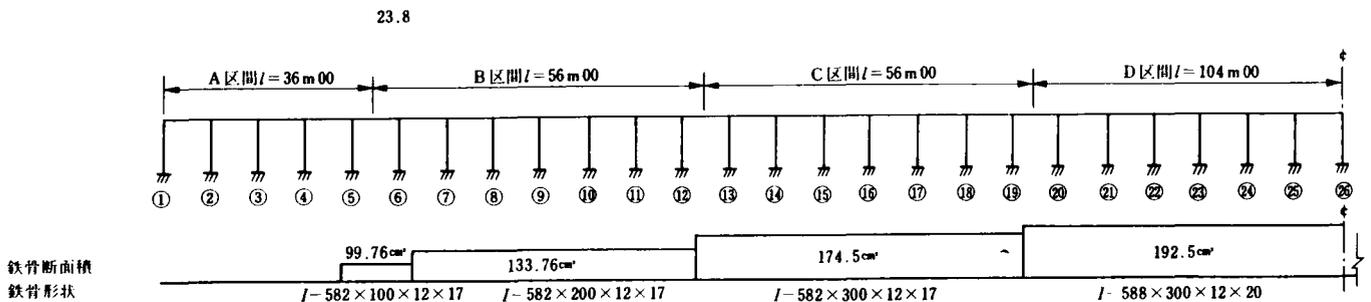


図-5.4.5 設計上の区間割および上床梁の鉄骨断面

表-5.4.4に区間別の断面構成および応力度一覧表を示す。この表で分るように、多径間連続高架橋においては、すべての部材において、温度変化および乾燥収縮を組合せた荷重状態で断面が決定される。

図-5.4.6に本高架橋の全体一般図を示す。

表-5.4.4 区間別断面構成および応力度一覧表

区 間		A		B	
部 材		梁	柱	梁	柱
断 面 構 成					
				I-582×100×12×17 I-582×200×12×17	
断面力	M tm (×9.81 kN·m)	-120.72	116.31	-76.22	77.67
	N t (×9.81 kN)	-27.07	41.85	-227.28	34.57
応力度	σ_{ss} kg/cm ² (×0.098 MPa)	—	—	1710	—
	σ_{sr} " (×0.098 MPa)	1685	1877	1665	1722
	σ_c " (×0.098 MPa)	84.7	107.5	66.4	83.9
荷 重 状 態		死+列+口+制+温・乾	死+地+温・乾	死+列+口+制+温・乾	死+地+温・乾
区 間		C		D	
部 材		梁	柱	梁	柱
断 面 構 成					
				I-588×300×12×20	
断面力	M tm (×9.81 kN·m)	-64.26	55.85	-63.08	40.88
	N t (×9.81 kN)	-271.43	34.39	-255.02	34.32
応力度	σ_{ss} kg/cm ² (×0.098 MPa)	1710	—	1710	—
	σ_{sr} " (×0.098 MPa)	1664	1839	1525	1538
	σ_c " (×0.098 MPa)	54.3	74.2	49.8	62.2
荷 重 状 態		死+列+口+制+温・乾	死+地+温・乾	死+列+口+制+温・乾	死+地+温・乾

注) 許容応力度: σ_{ss} =1710 kg/cm², σ_{sr} =梁 1800, 柱 2000 kg/cm², σ_c =A区間 110 kg/cm², B-D区間 90 kg/cm² (×0.098 MPa)

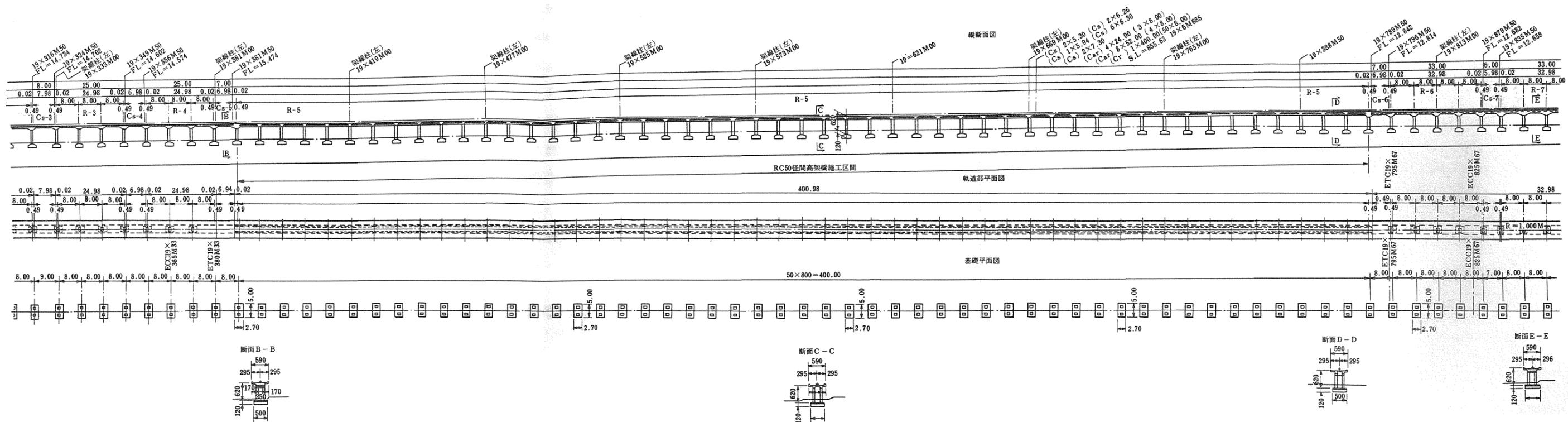


图-5.4.6 全体一般图

5-5 50径間連続高架橋の施工上の問題点

5-5-1 鉄骨架設

本高架橋は、上床ばりに鉄骨を使用しているため、通常の高架橋と比較して、柱位置に特に高い精度が要求される。そこで、柱コンクリート打設の際、柱型枠間に正確に柱間隔を保持するための建枠を使用し、柱間隔の施工精度の向上を図った。また柱主鉄筋の内4本を鉄骨下フランジに通す設計となっているので、鉄筋位置には高精度が要求される。したがって、図-5.5.1のように柱型枠内側に鉄筋位置を加工したアングルを用いて鉄筋を固定して、コンクリート打設を行った。鉄骨の架設時には、柱コンクリート打設時に鉄骨受用のアングルを図-5.5.2のように埋込んでおき、さらに所定の高さにアングルを溶接し、鉄骨受台を作って架設した。以上の方法により、鉄骨架設の施工精度は良好であった。鉄骨は、1本の長さが長い程添接箇所が少なくなり有利となるが、現実には、運搬や架設が困難となるので、1本を8mとした。架設はトラッククレーンにより、添接はハイテンションF11Tを用いた。

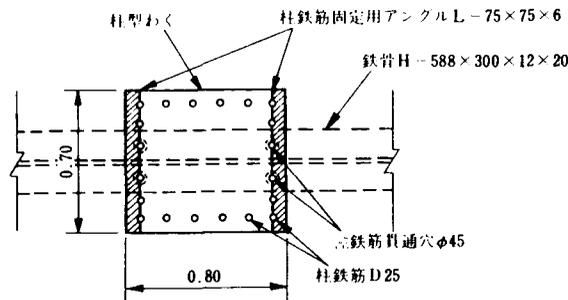


図-5.5.1 柱鉄筋固定用アングル詳細

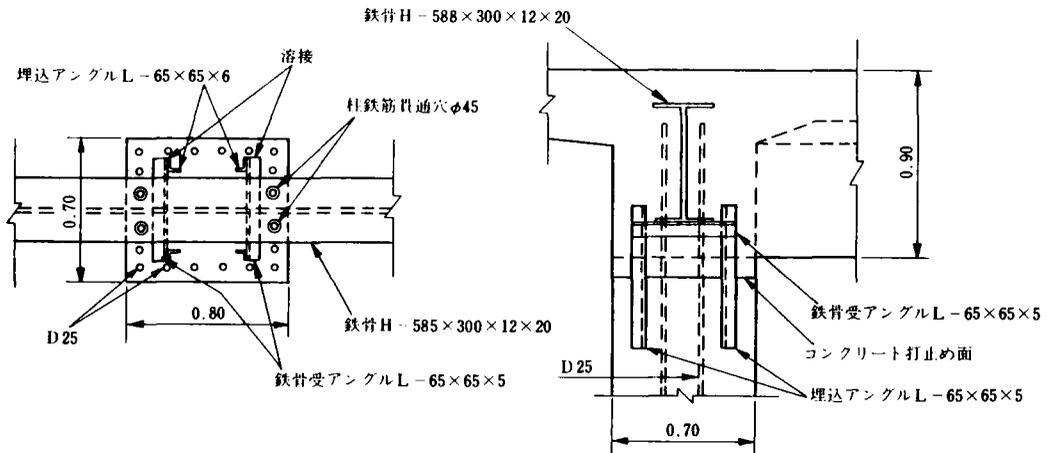


図-5.5.2 鉄骨受用アングル詳細

5-5-2 後打部の施工

乾燥収縮の影響を緩和させる目的で設けた図-5.5.3に示す後打部は、設計の考え方により、他のコンクリートより9ヶ月以上後に施工することが要求される。

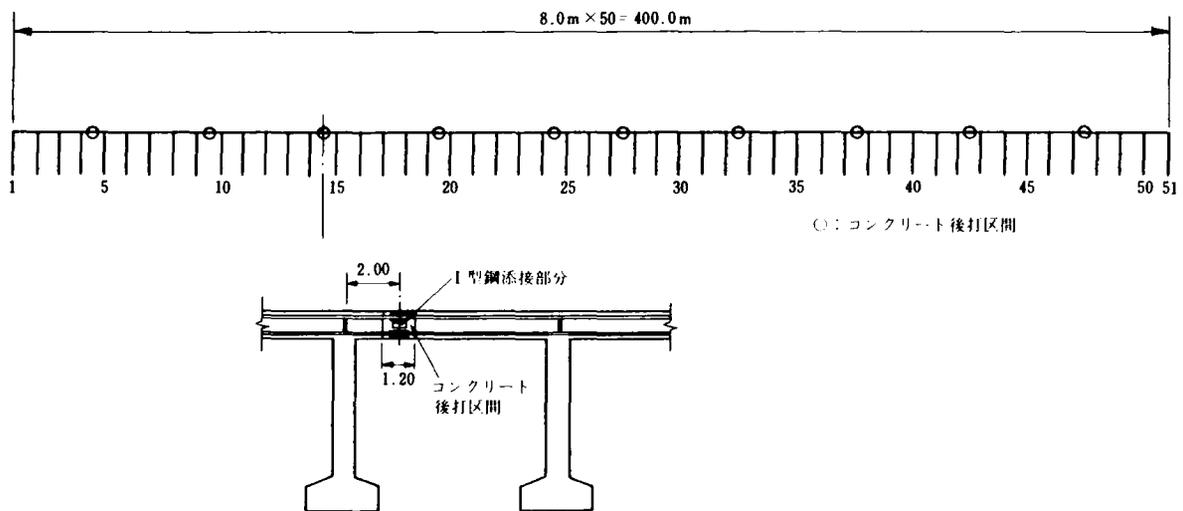


図-5.5.3 コンクリート後打区間

コンクリートの打設には、旧コンクリートとの一体化のため、ピッチングを充分に行ない、コンクリート用接着材を塗布した後に、膨脹性コンクリートを用いて打設した。

鉄筋は9ヶ月間露出した状態で放置されるので防錆処理が問題となるが、防錆効果の大きいセメントペースト塗布により防錆処理を行った。後打部における主鉄筋の継手については、種々検討の結果、SBR工法（アーク溶接突合せ継手の改良型）を採用し、充分な管理体制のもとで施工を行った。

5-5-3 最端部シュー

本高架橋の最端部の変位量は、通常の高架橋より大きく〔死荷重+温度+地震〕時の53.15mmが想定される最大値となる。

こゝにはシンプル桁が架設されるが、これを支えるシューとしては、支圧耐力は桁の自重と、活荷重のみで大きくはないが、大きな移動量に対応する必要がある。鉄道橋においては、これに適するものがないので、道路橋に使用されている。設計移動量70mmシュー反力50tの密閉ゴム支承枝支承を採用した。

第6章 50径間連続高架橋の温度特性計測と考察

6-1 概 説

新理論により設計施工されたこの記録的な多径間連続高架橋の，温度変化による挙動を設計値と対比して解明し，理論を確認するとともに，今後の多径間連続高架橋の合理的設計のための基礎資料を得るため，以下の如き計測計画をたて，1年間の計測を行った。

6-2 計測項目と計器取付位置

計測項目は，大別すると6項目で，その内容は表-6.2.1の如くである。

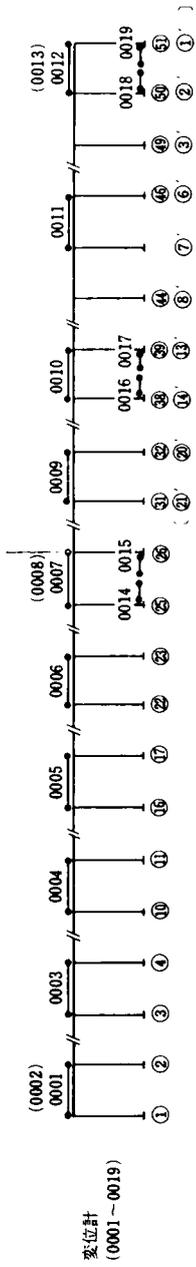
使用計器及びその配置は図-6.2.1のとおりであり，各測定の詳細は図-6.2.2に示す手順で行った。

表-6.2.1 計測項目(その1)

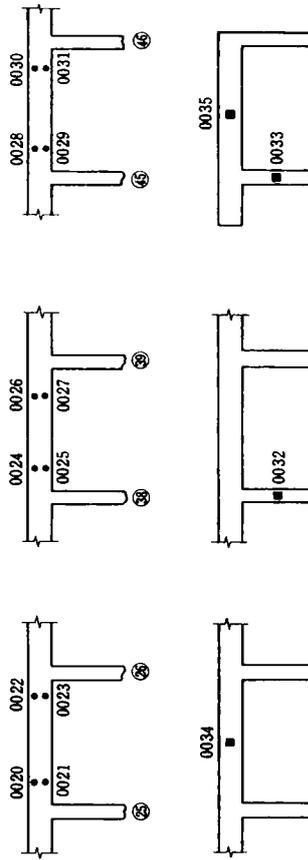
No.	計 測 項 目	計 測 の 内 容
①	気 象 観 測 (環 境 調 査)	気温，日射を主とした気象条件の把握のために行うもので，気温測定として，直射日光を避け，風通しのよい百葉箱内に熱電対を設置した。
②	構 造 物 変 状 測 定	<p>構造物の変位に関する測定項目を次の1～5の5種類に分け，測定結果の対比が可能なように，できる限り多方面からの測定とした。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. ワイヤ式変位計による部材変位の測定 2. 傾斜計による柱部材の傾斜測定 3. さげ張りによる水平部材の変位測定 4. トランシットによる柱部材の変位測定 5. スケールによる鉄骨目地部分の遊間測定
③	構 造 物 温 度 測 定	本構造物の部材は，主として温度応力により決定されているため，構造物の部材内部温度を詳細に確認することを目的として，水平部材である，はりの上，中，下の3段と，柱部材について測定している。

表-6.2.1 計測項目 (その1)

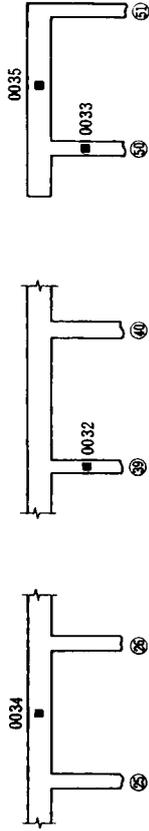
No	計測項目	計測の内容
④	部材内部応力測定	<p>部材内部に発生するひずみを測定するため柱，はりの鉄筋については，鉄筋計はりの鉄骨については，鋼材表面ひずみ計を設置した。</p> <p>なお，コンクリートの応力は鉄筋計および鋼材表面ひずみ計の併用によって間接的に推定するものとした。</p> <p>一方，乾燥収縮，温度によるひずみ（外力に起因しない無効ひずみ）を測定してコンクリートの線膨張係数を推定するために，コンクリート無応力計を用いた。</p>
⑤	構造物健全度調査	<p>通常の鉄筋コンクリートの設計においては，ひびわれ巾を 0.2 mm 程度まで許している。</p> <p>0.2 mm 程度のひびわれは，目視によって観察することができ，コンクリートの健全度（0.2 mm 以上のひびわれは，鉄筋の腐蝕につながり，鉄筋コンクリートの劣化の原因となる）を判定する上での大きな指標となる。</p> <p>多径間高架橋の設計計算書によれば，温度応力を受ける通常の荷重状態において，鉄筋応力度が許容応力度付近に達しているため，計算上からは，ひびわれ発生が予想される。</p> <p>従って，目視によるひびわれ調査を 2 回/月のペースで行った。</p>
⑥	コンクリートの物性調査	<p>コンクリートの物理的性質のうち，解析上，必要とするコンクリートの圧縮強度および静セグ係数を得るために，コンクリートの破壊試験を行った。</p>



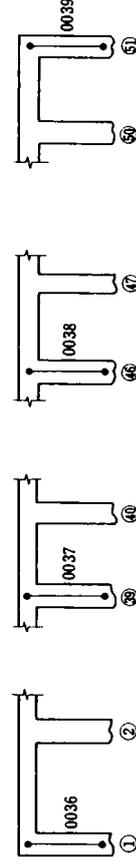
鋼材表面ひずみ計
(0020~0031)



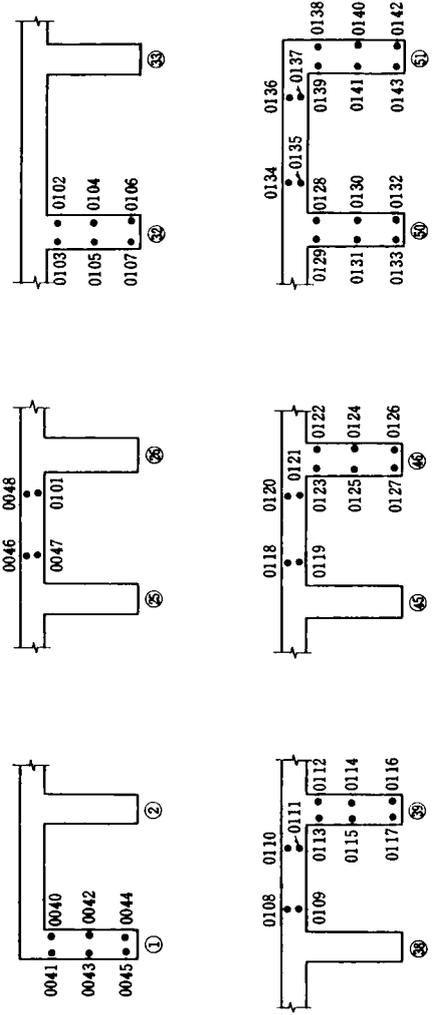
コンクリートひずみ計
(0032~0035)

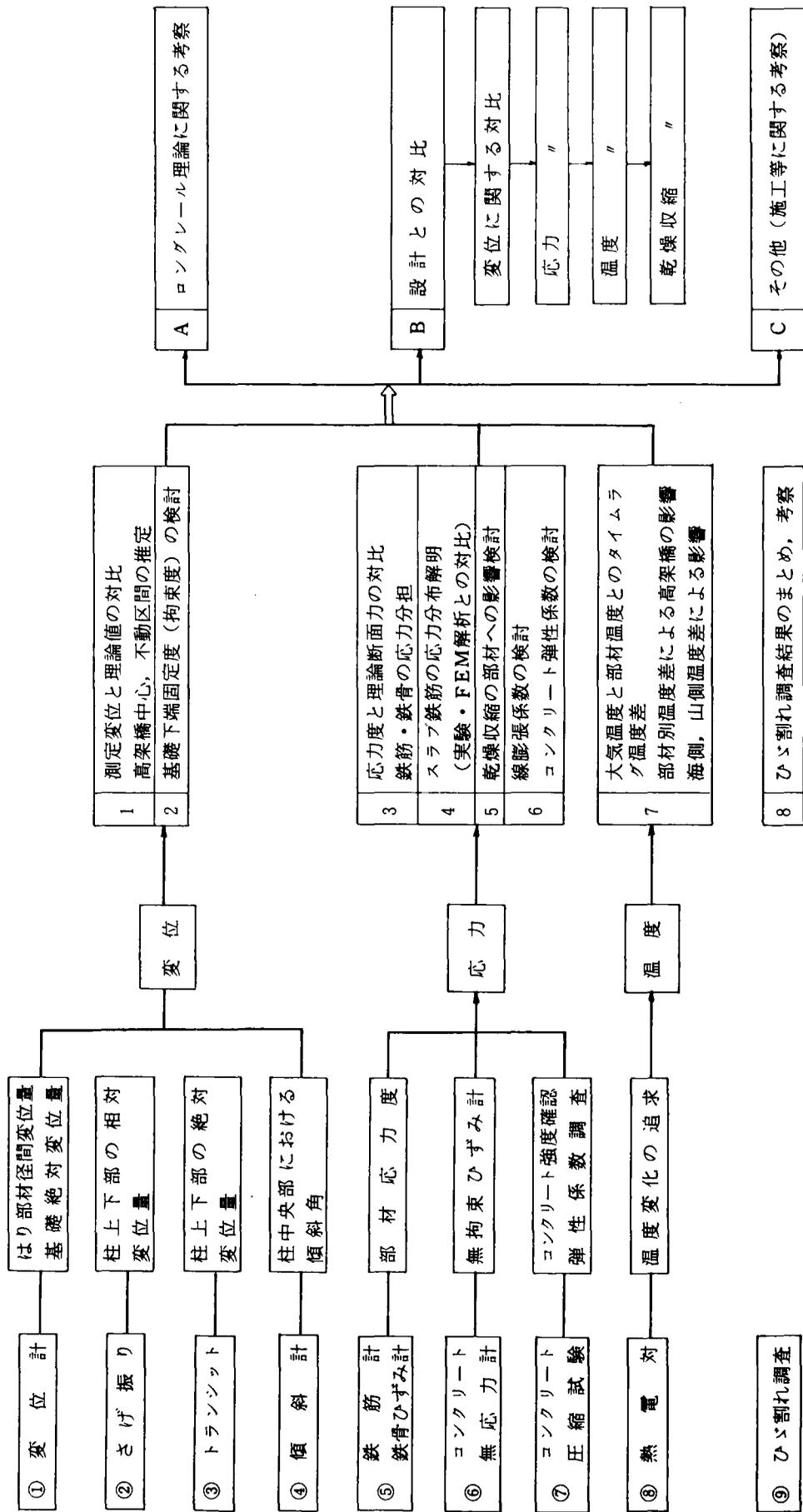


傾斜計
(0036~0039)



鉄筋計
(0040~0143)





図一6.2.2 測定種別ごとの解析手順

6-3 簡易試算式による多径間連続高架橋の温度特性の研究

6-3-1 概 説

多径間連続高架橋の設計においては、最も重要である温度特性，定確に把握して比較検討してゆくために多量の試算が必要である。これら試算を厳密なる解法によっているのでは，時間と試算書用の面で極めて問題である。従って，簡易にして精度ある略算式が望まれるところである。

種々調査したところ，次に述べる「多径間連続高架橋の調査研究報告書」(S.57.6 建設コンサルタント協会近畿支部編)において提案された簡易試算式があり，検討したところ，簡易で且つ精度もあるので，この簡易試算式を用いて本連続高架橋の温度特性を解析し，次節以下の実測結果と対比し考察してゆくことにする。

6-3-2 簡易試算式

$$\text{床版最大軸力} \quad N_o = EA \alpha t \left(1 - \frac{1}{\cosh \sqrt{n} Pl} \right)$$

$$\text{床版最大軸応力度} \quad \sigma_o = \frac{N_o}{A} = E \alpha t \left(1 - \frac{1}{\cosh \sqrt{n} Pl} \right)$$

$$\text{端柱水平変位} \quad U_n = \frac{\alpha t}{\sqrt{n} P} \tanh \sqrt{n} Pl$$

$$\text{端柱柱頭モーメント} \quad MN = n' k U_n h$$

$$\text{端柱下端モーメント} \quad MN' = -6 \left(1 - \frac{1}{6kb + 2} \right) \frac{EK h}{h} U_n$$

$$\text{ここに} \quad P = \sqrt{\frac{K}{EA}} \quad K = \frac{k}{L}$$

$$n = 4 - \frac{12}{12kb + 4} \quad Kb = \frac{Ib}{L} \quad Kh = \frac{Ih}{h}$$

$$n' = 2 - \frac{4}{6kb + 2} \quad kb = \frac{Kb}{Kh}$$

EA : 床版の軸剛性

α : 線膨脹係数

t : 温度変化量

$2L$: 橋 長

Ib : 床版の断面2次モーメント

Ih : 柱の断面2次モーメント

k : 橋脚1本のバネ $\left(\frac{3EIh}{h^3} \right)$

L : 1径間長

h : 橋脚高

6-3-3 基本条件とパラメーター

上記試算式に基本条件として本高架橋の設計条件を入れ，下記のパラメーターにつき，温度特性を考える。

(A) 基本条件

ヤング係数	$E = 2.85 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$
線膨脹係数	$\alpha = 1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/deg}$
温度変化	$t = +10 \text{ deg}$
橋長	$2L = 400 \text{ m}$
柱高さ(軸線長)	$h = 5.844 \text{ m}$
柱寸法	$b \times h = 70 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$
上床架の有効断面積	$A = 0.904 \text{ m}^2 \text{ (1柱当り)}$

(B) パラメーター

- ヤング係数
- 上床梁の有効断面積
- 橋長
- 柱高さ

6-3-4 考察

温度特性としては，応力，変位等があるが，こゝでは1例として多径間連続高架橋として最も問題である上床梁の軸応力についての温度特性について考察することにする。

各パラメーターと軸応力度との相関図を示すと，図-6.3.1～図-6.3.4の如くなる。

(E) 各パラメーターと軸応力度の相関図

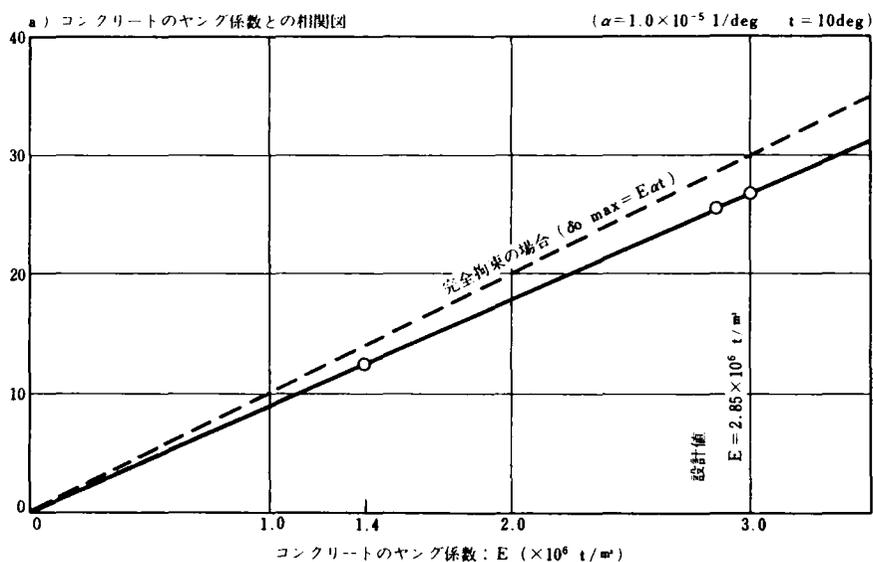


図-6.3.1 コンクリートのヤング係数との相関図

軸応力度（軸力）は、ヤング係数（ E ），熱膨脹係数（ α ），温度変化（ t ）に1次比例する。上床梁の有効断面積（ A ）については、軸力はほゞ1次比例しているが、軸応力度は逆に断面積が大きくなると、減少する傾向にある。

また、橋長（ $2l$ ）については、 $2l = 200m$ で完全拘束の軸応力度（軸力）のほゞ1/2になり、 $2l = 600m$ でほゞ最大となる。

柱高さについては、低くなるほど軸応力度（軸力）は大きくなり、高くなるほど小さくなる。

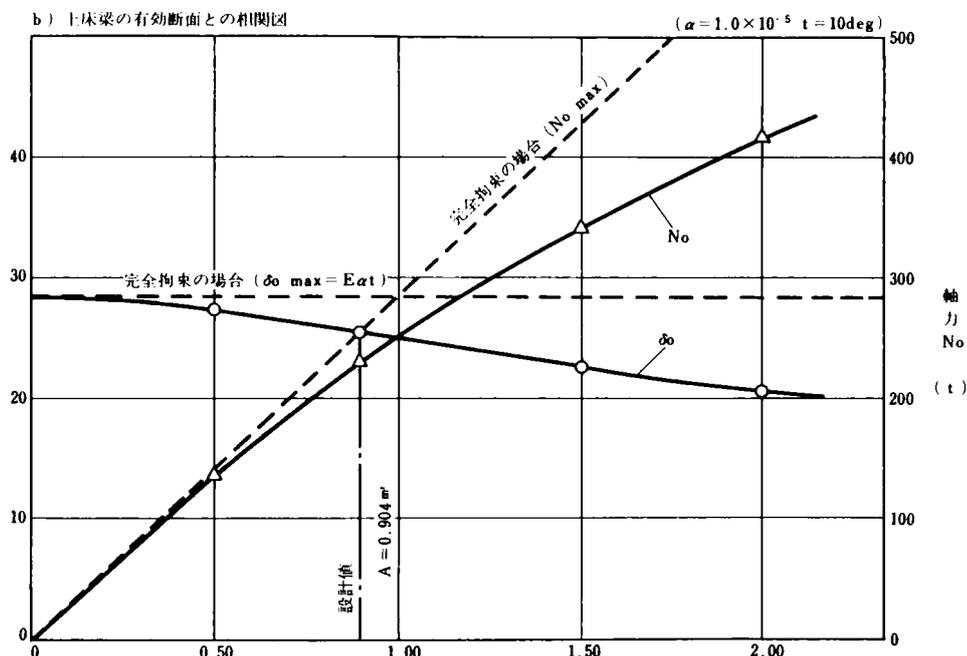


図-6.3.2 上床梁の有効断面との相関図

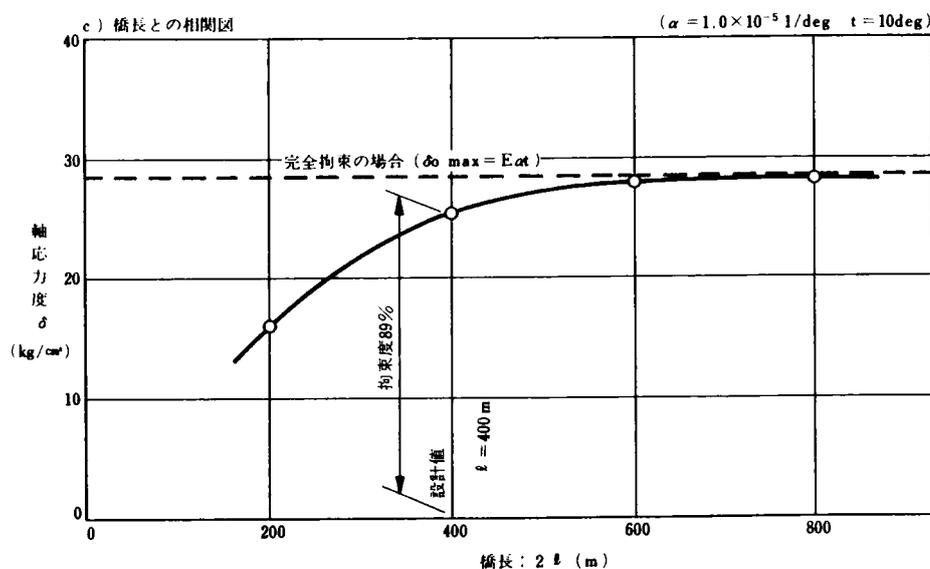


図-6.3.3 橋長との相関図

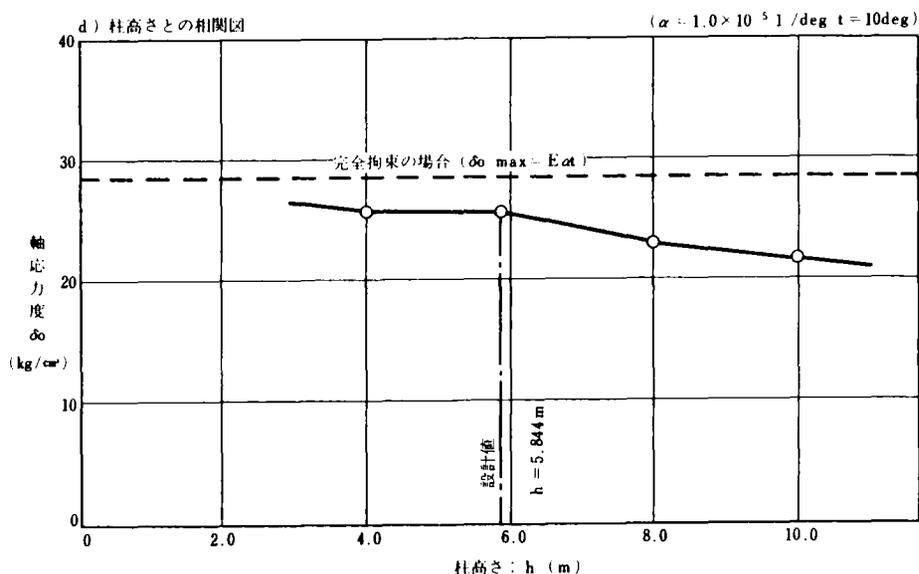


図-6.3.4 柱高さとの相関図

6-4 大気温度と高架橋の部材温度

6-4-1 部材別、位置別温度と平均部材温度

本高架橋の部材温度計測は、部材別、位置別にその特性を知るため32箇所について熱電対を設定して測定を行ったが、これらの部材温度に応じて本高架橋の温度特性を解析することは、データ量が膨大なものとなり、極めて煩雑となるため、解析に用いる部材温度を、以下の如く各部材別位置別温度との相関々係を検討の結果、25-26部材の平均部材温度とした。

(A) スラブ温度 (25-26部材) と平均部材温度との関連

スラブの測定箇所である海側、山側、中央の3ヶ所のうち、部材温度の最も高いのは中央部であり、山側、海側の順となる。

これは、直射日光による影響が、スラブ中央部で最も大きく、山側、海側では高欄によって、ある程度遮断された結果によるものと思われる。中央部での温度変動は大気温度の変動と似ており、変動巾は非常に大きく、特に高温時のデータは最高38℃を示し、データのばらつきも多い。

しかし、3ヶ所のA.M 6:00 とP.M 2:00の全データに対する年平均温度と平均部材温度の年平均とを比較すると、表-6.4.1のとおりで比較的良好に合致している。(図-6.4.1参照)

表-6.4.1 スラブの年間平均温度

箇所 項目	スラブ中央	スラブ山側	スラブ海側	スラブの平均	平均部材温度
年平均温度	17.9℃	17.5℃	16.7℃	17.4℃	17.2℃

(B) はり温度 (25-26部材) と平均部材温度との関連

はりの海側、山側の2ヶ所においては、測定位置がスラブに比して、かなり部材の内側

6時のスラブ年平均温度 15.7℃
14時のスラブ年平均温度 17.6℃

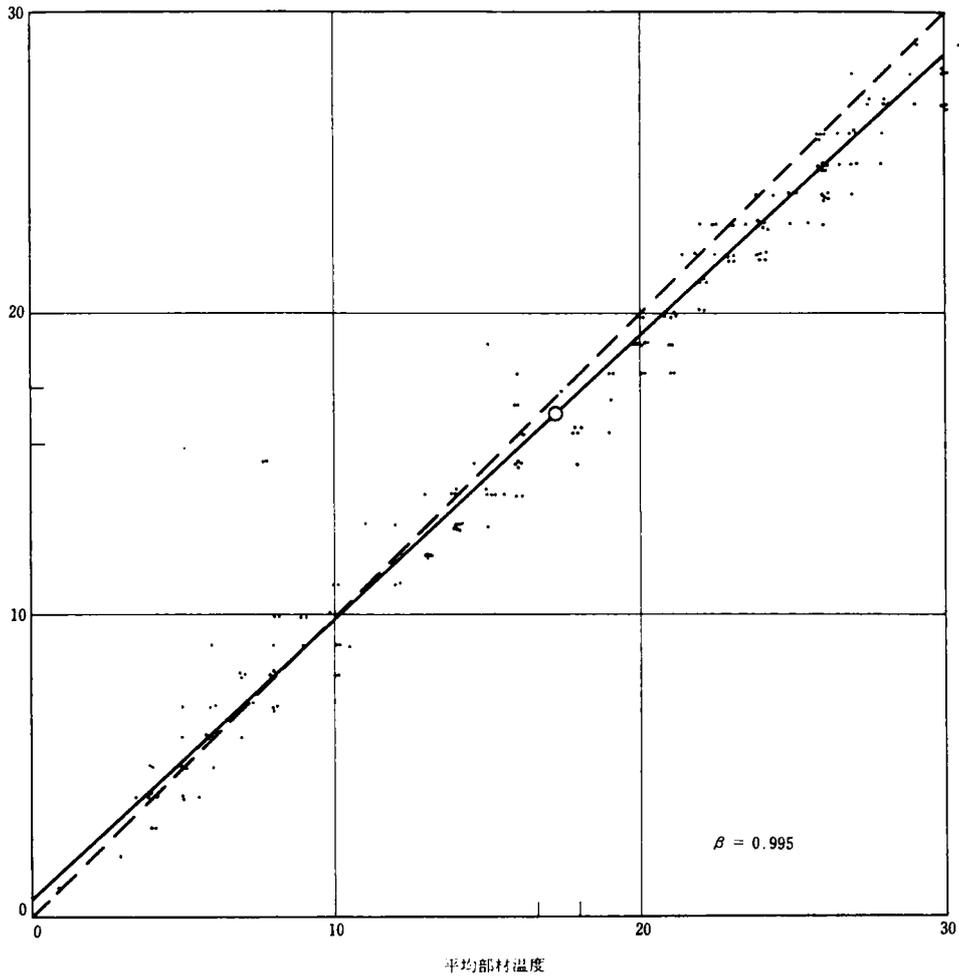


図-6.4.1 スラブ(25~26)海側-平均部材温度(25~26)

に設置されているため、直射日光の影響は少ない。従って、

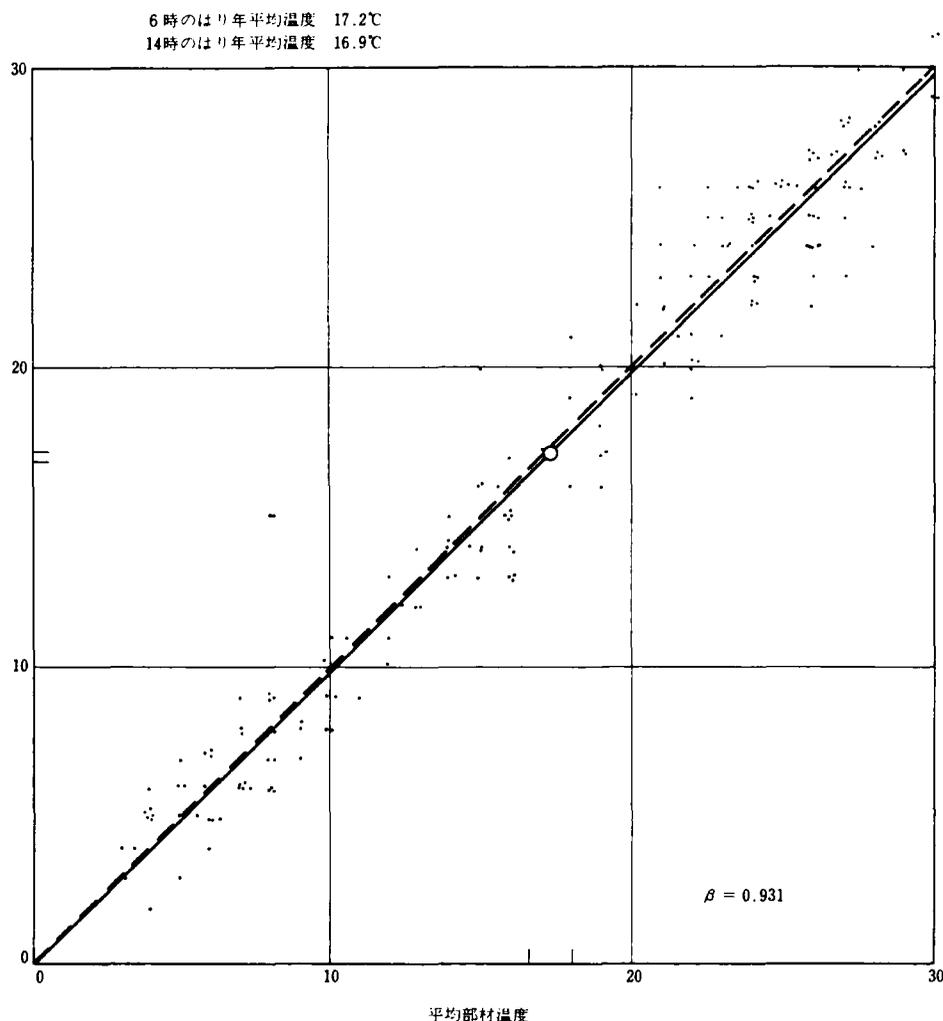


図-6.4.2 はり(25-26)海側-平均部材温度(25-26)

(C) 端部(50-51部材)と平均部材温度(25-26部材)

50径間高架橋の端部と中央部での部材温度を比較すると、年平均の温度は端部で平均部材温度17.8℃、中央部で17.2℃で、若干端部の方が高くなっている。しかし、1次回帰直線式の傾きを表わす β は0.967であり、端部と中央部の部材平均温度の相関々係はほぼ1:1の関係にあるものと判断してよい。

温度の変動幅も小さく、海山側の位置別の温度差も僅少であり、表-6.4.2の如く、平均部材温度との定量的な関係もよく合致している。

(図-6.4.2参照)

表-6.4.2 はりの年間平均温度

項目	箇所	はりの平均	平均部材温度
	はり海側		
年平均温度	17.1℃	16.9℃	17.2℃

以上のごとく、50径間高架橋の部材別、位置別温度と25-26部材の平均部材温度との関連性は定量的にも合致している。

6-4-2 大気温度と平均部材温度の特性

昭和56年11月1日（本高架橋完成）～57年10月27日までの1年間の大気温度と部材平均温度との関係を経日変化図（A.M 6:00, P.M 2:00の2回/日のデータを3日間隔の経日変化）で示すと、図-6.4.3の如くである。これらの結果をまとめると表-6.4.3の如くなる。

表-6.4.3 大気温度と平均部材温度の関連

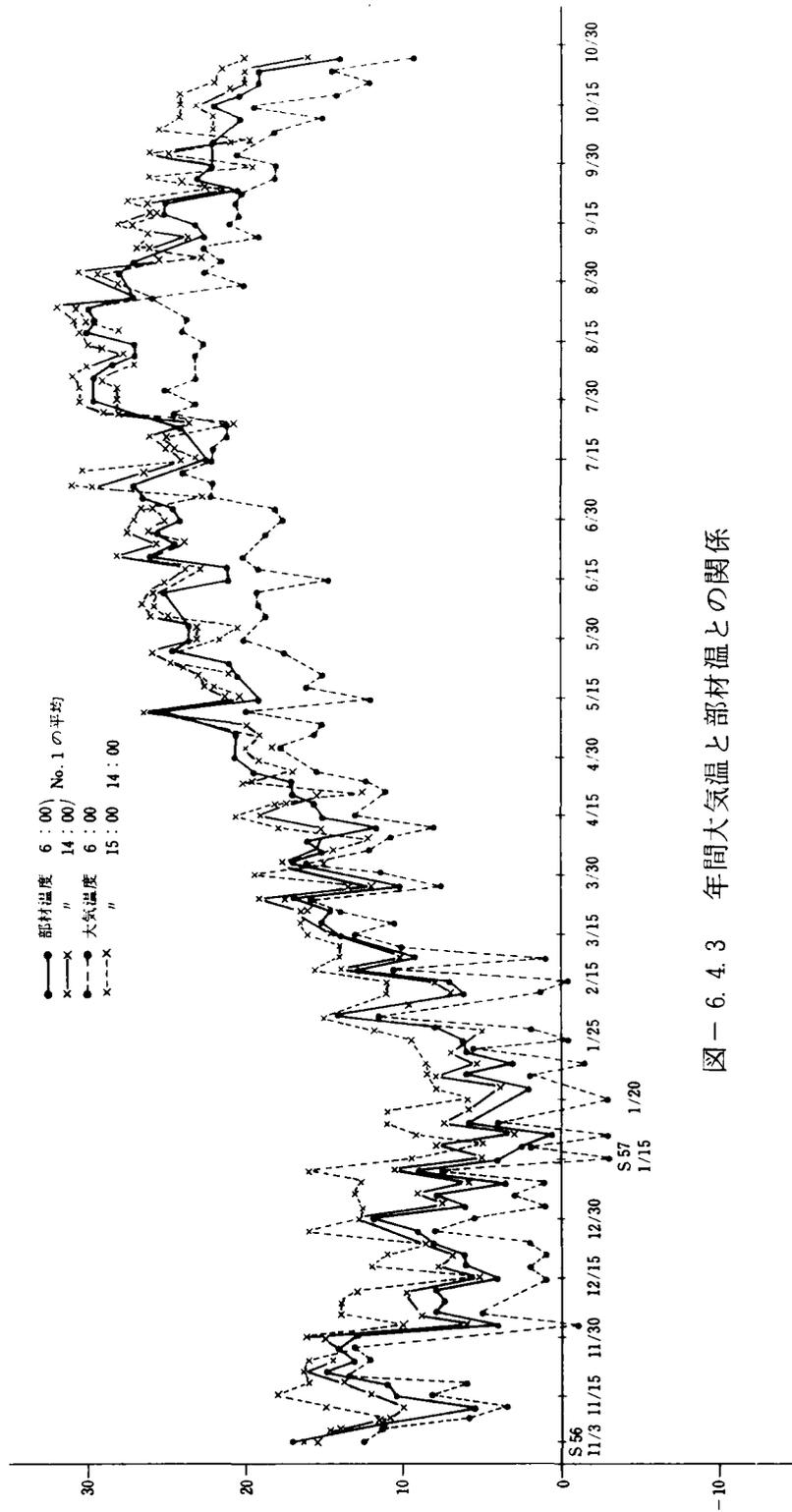
	大気温度 (°C)		部材温度 (°C)	
	6:00	14:00	6:00	14:00
最高温度		32.0		31.0
最低温度	-1.0		1.0	
春季平均温度	10.2	15.9	13.8	15.3
S.57.3~5	13.1		14.6	
夏季平均温度	20.5	25.8	24.6	26.3
S.57.6~8	23.2		25.5	
秋季平均温度	18.9	23.2	21.2	23.3
S.56.11, 57.9~10	21.1		22.3	
冬季平均温度	3.8	10.7	5.7	7.1
S.56.12~57.2	7.3		6.4	
年間平均温度	13.3	18.9	16.3	18.0
	16.1		17.2	

(A) 大気温と部材温の経日変化

表-6.4.3より大気温の最高は32°C，部材温の最高は31°Cである。経日変化から、温度の変動状態をみると大気温の温度差よりも部材温の温度差の方が若干小さく、それぞれの年間平均温度を基準とした最高、最低温度との差は表-6.4.4の如くなる。

表-6.4.4 年平均温度と最高、最低温度

項 日	大気温°C	部材温度°C
年平均温度 ①	16.1	17.2
最高温度 ②	8/24 P.M 4:00 34.0	8/24 P.M 2:00 31.0
最低温度 ③	1/21 A.M 6:00 -3.0	1/21 A.M 6:00 1.0
② ~ ①	17.9	13.8
① ~ ③	19.1	16.2



図一6.4.3 年間大気温と部材温との関係

設計上では±10℃としているが、実測値と比較するとかなりの差があるが、変位および応力の面からみると、必ずしも設計値より大きな値とはなっておらず、温度に関する設計条件へのフィードバックについては、単に温度差のみのデータで判断することは出来ない。

(B) 大気温と平均部材温度との相関性

一般に設計上の温度荷重の設定は、各地域特性を考えた大気温のデータが基準となる。

図-6.4.4, 図-6.4.5に大気温と平均部材温度との相関図を示すが、これによる1次

回帰直線式は、A.M. 6:00 で $y = 4.31 + 0.98x$ (1)

P.M. 2:00 で $y = -3.44 + 1.16x$ (2)

となり、大気温 = 平均部材温度の場合の

$$y = x \text{ (3)}$$

に比して、比較的によく合致しているものと判断できる。

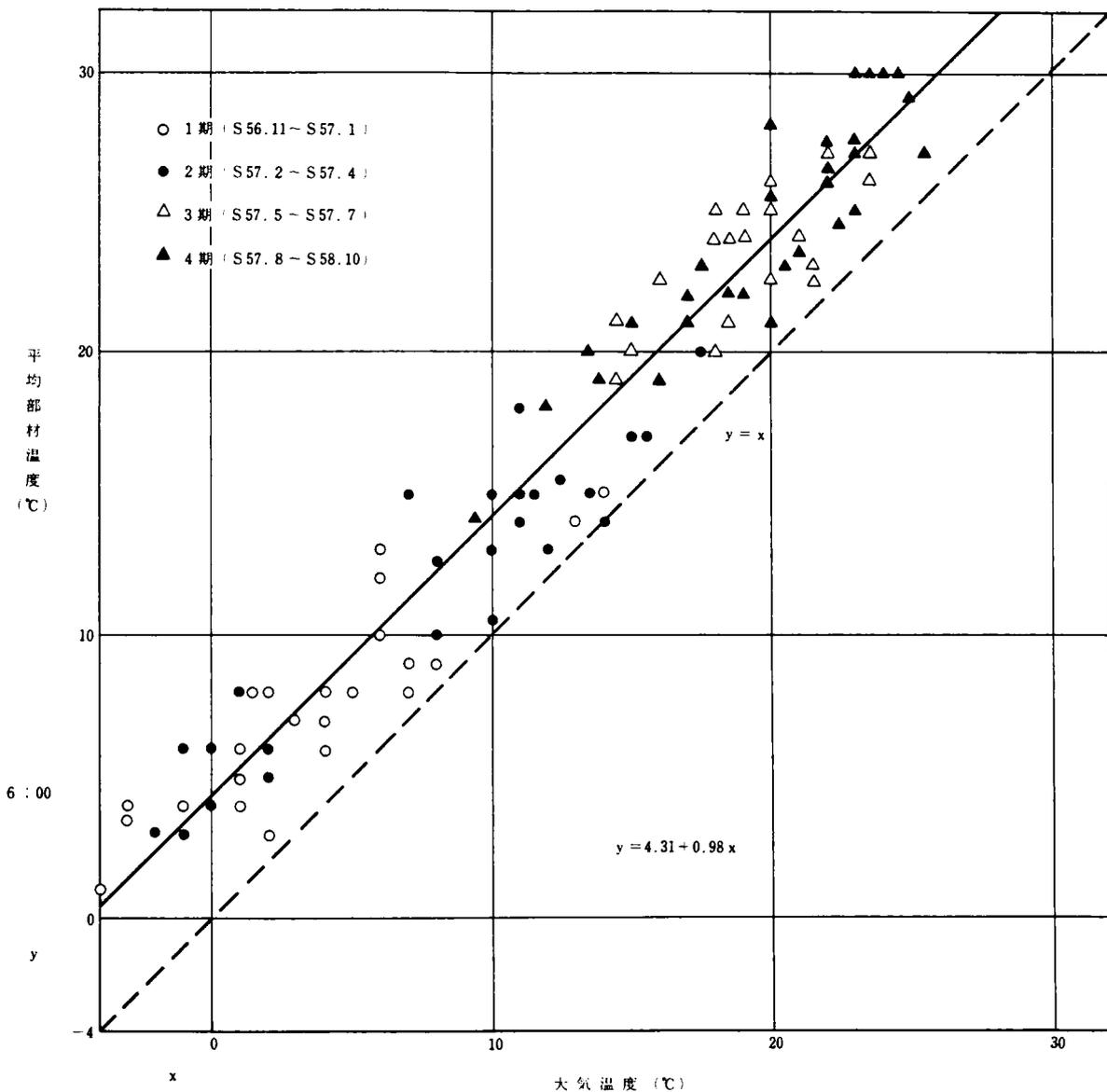


図-6.4.4 大気温と部材温度との相関図 (A.M 6:00)

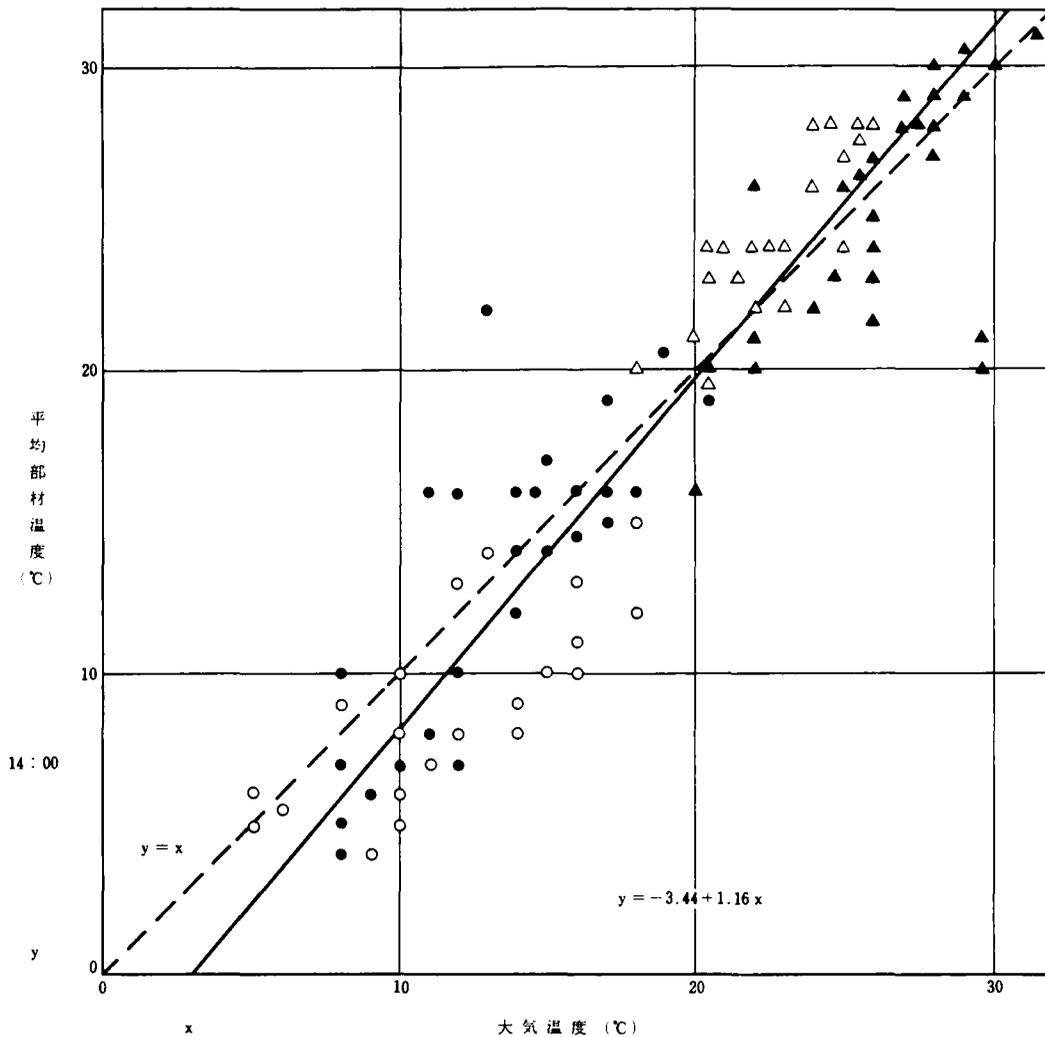


図-6.4.5 大気温度と部材温度との相関図 (P.M 2:00)

(1), (2)式の切片は 4.31 ~ -3.44 に符号が反転しているが、これは大気温度と部材温度とのタイムラグによるものであり、A.M. 6:00から P.M. 2:00の間で切片が0になる時間帯が存在するものと思われる。

6-5 計測結果の散布図および回帰計算

6-5-1 概 説

解析には多量のデータの処理に有効な回帰計算を行う。回帰計算には直線回帰、多重回帰、曲線回帰等があるが、温度変化に対する挙動は直線的に比例(相関)すると予想されるため次の直線回帰を採用する。

$$y = \alpha + \beta x$$

y は構造物の差動(変位, 応力)の計算値であり、 x は部材の温度である。また β は構造物の挙動と部材の温度の相関々係を表わす回帰係数であり、 α は切片である。

回帰計算の結果は、基礎の変位計を除き、全体的に計測期間の4期において計測値のパラッキが大きいが、このデータを除いて回帰直線式を計算すれば、計測値は回帰直線に比較的によくなっており、相関係数も大半の計器で0.90以上となり、計測の解析のデータとし比較

的信頼性のあるものとする。

以下、温度変化に対する構造物の挙動計測の代表的な散布図および回帰係数を示す。

6-5-2 散布図

(A) 径間変位（変位計）

(1) №0001（1～2） 図-6.5.1

(2) №0004（10～11） 図-6.5.2

(3) №0007（25～26） 図-6.5.3

(B) 基礎変位

変位計 №0017 図-6.5.4

(C) 傾斜計

№0036 (1) 図-6.5.5

(D) 鋼材表面ひずみ計

№0020（25～26） 図-6.5.6

(E) コンクリートひずみ計

№0032（柱39） 図-6.5.7

(F) 鉄筋計

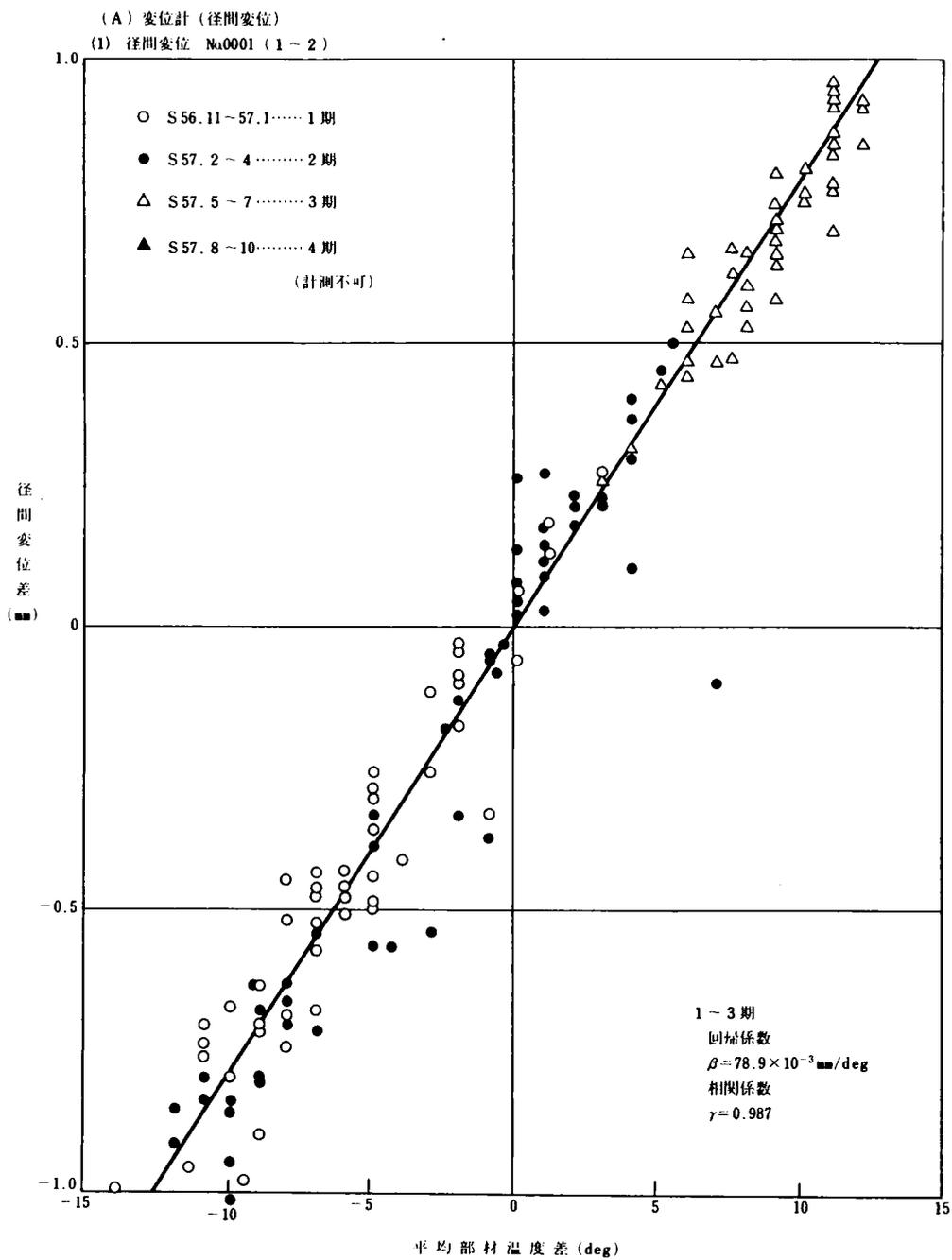
№0046（25～26）， №0047（25～26） 図-6.5.8

№138（51）， №139（51） 図-6.5.9

6-5-3 回帰計算結果

(A) 回帰係数の総括表 表-6.5.1

(B) 各変位総括表 表-6.5.2



注) 基準値は1年間の平均値とした。

図- 6.5.1

(2) 径間変位 No.0004 (10-11)

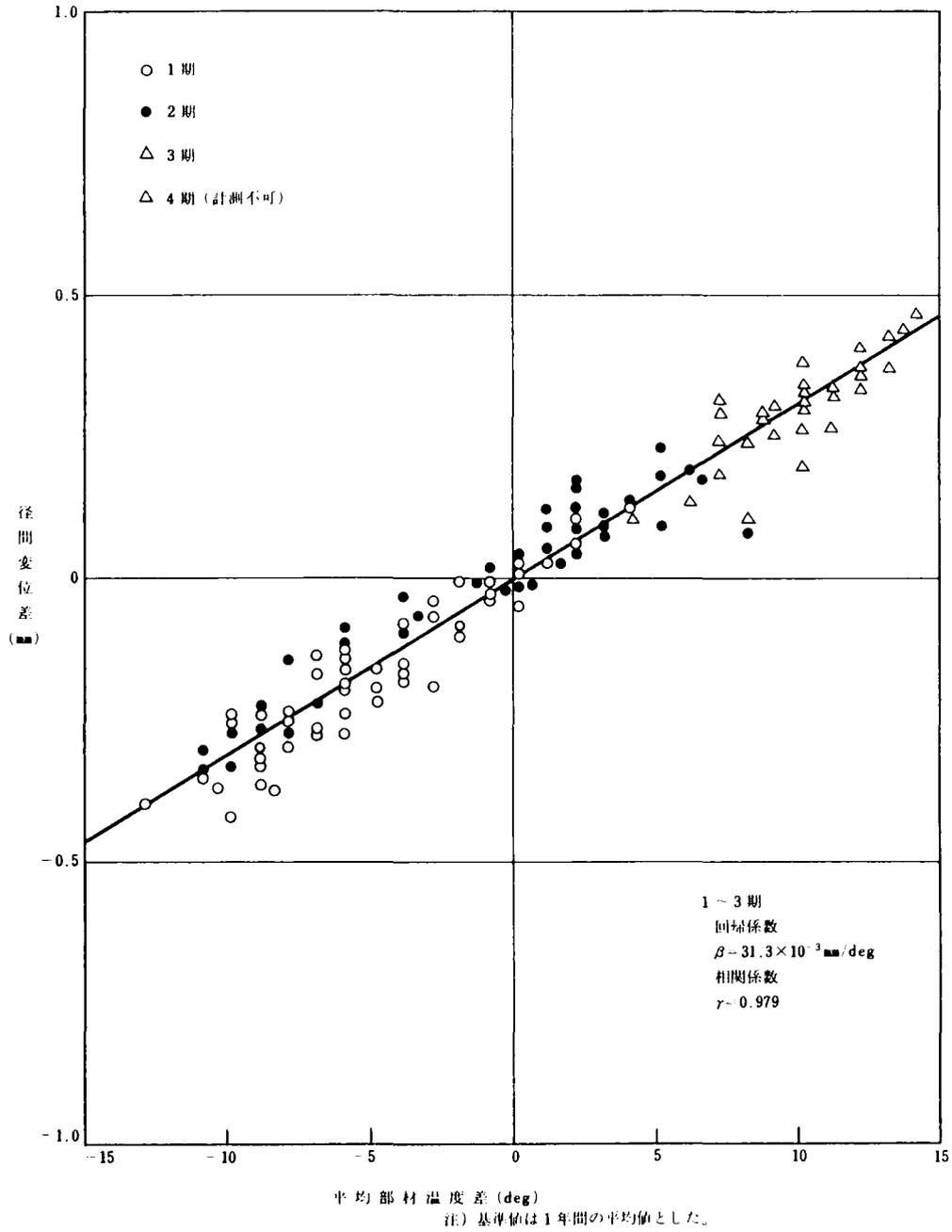


図-6.5.2

(3) 径間変位 No0007 (25-25)

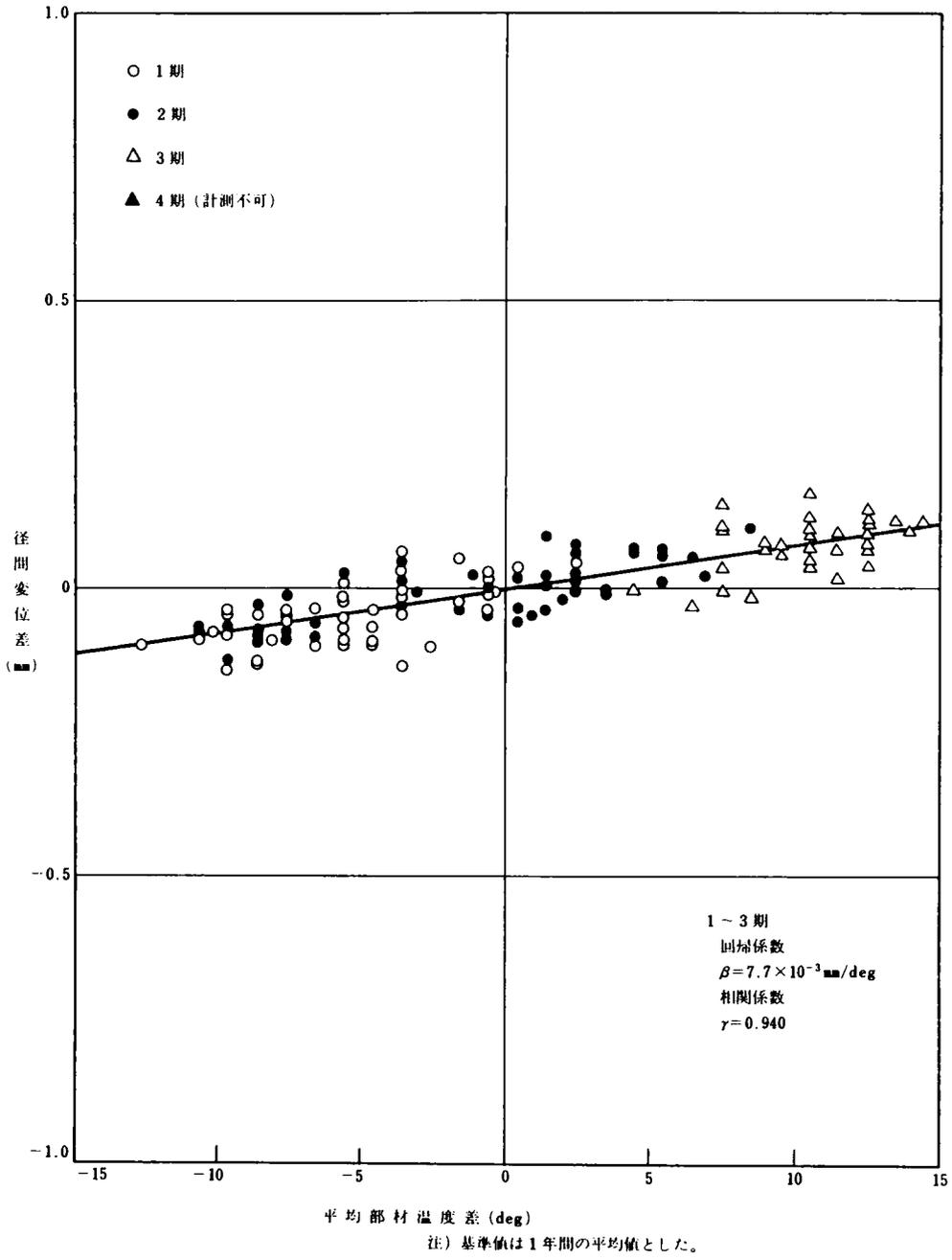


図 - 6. 5. 3

(B) 基礎変位
変位計(基礎) No0017 (39)

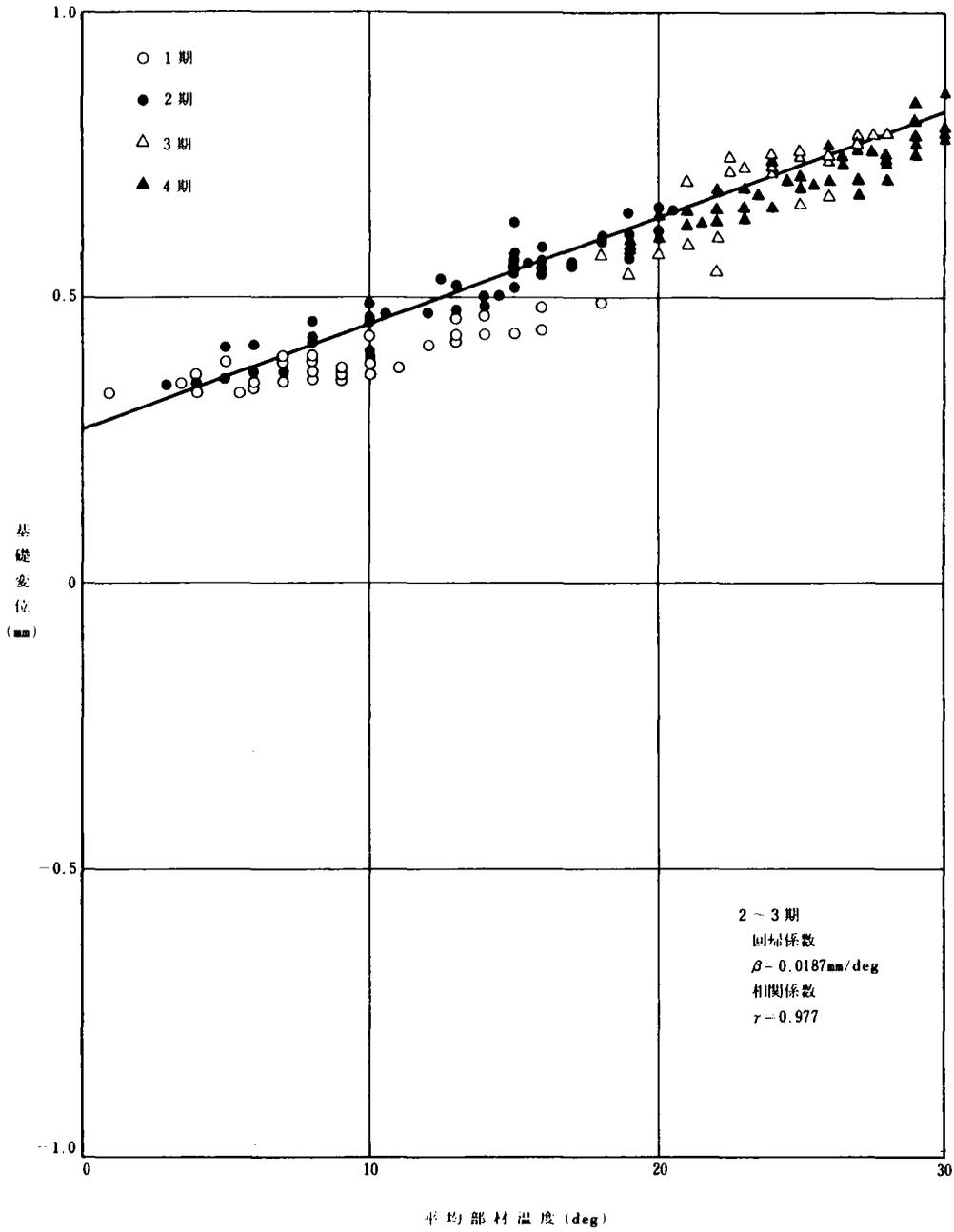
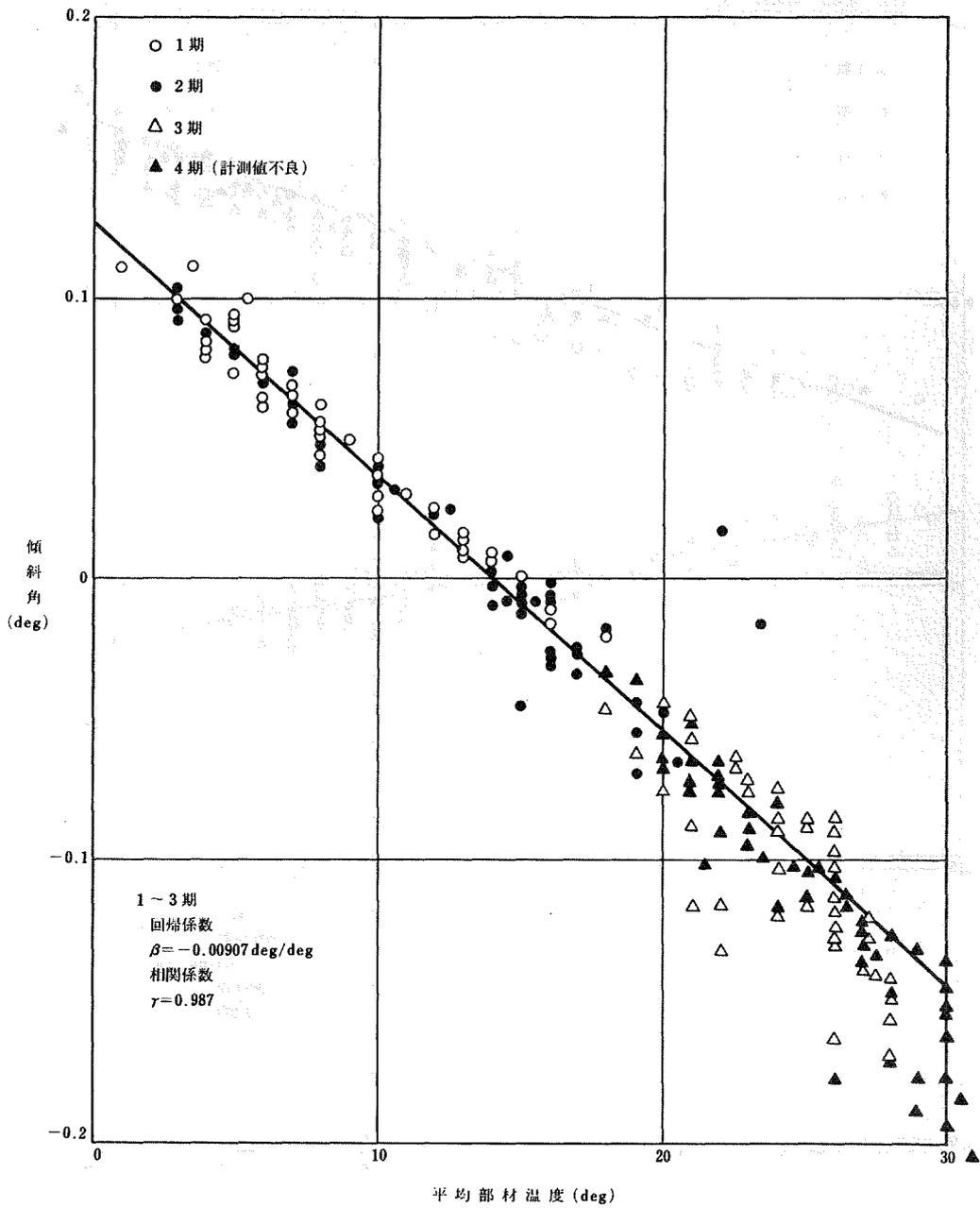


図-6.5.4

(C) 傾斜計
傾斜計 No.0036 (1)



☒ - 6. 5. 5

(D) 鋼材表面ひずみ計

鋼材表面ひずみ計 No0020 (25~26)

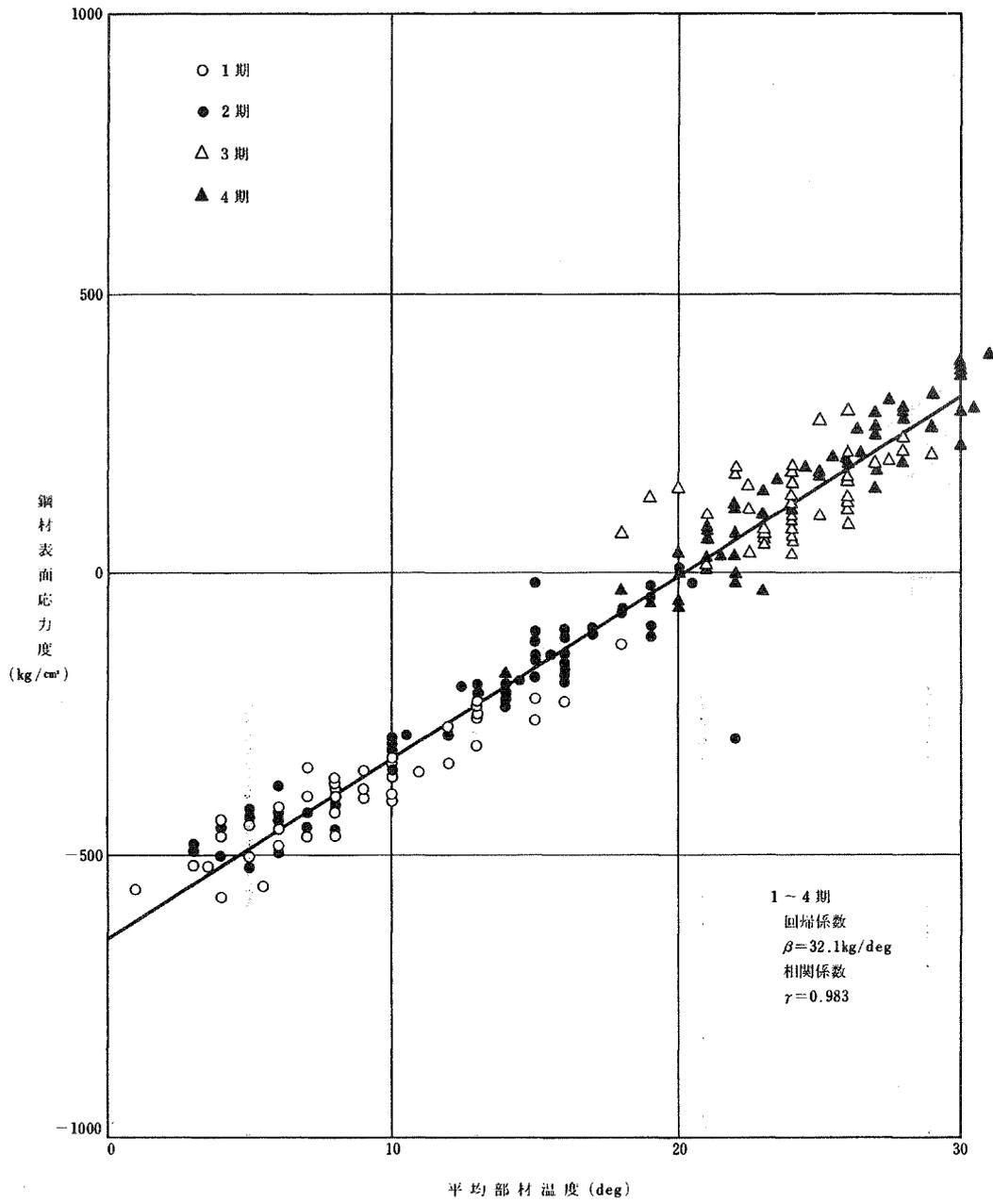


図 - 6.5.6

(E) コンクリートひずみ計
 コンクリートひずみ計 No.0032 (柱 39)

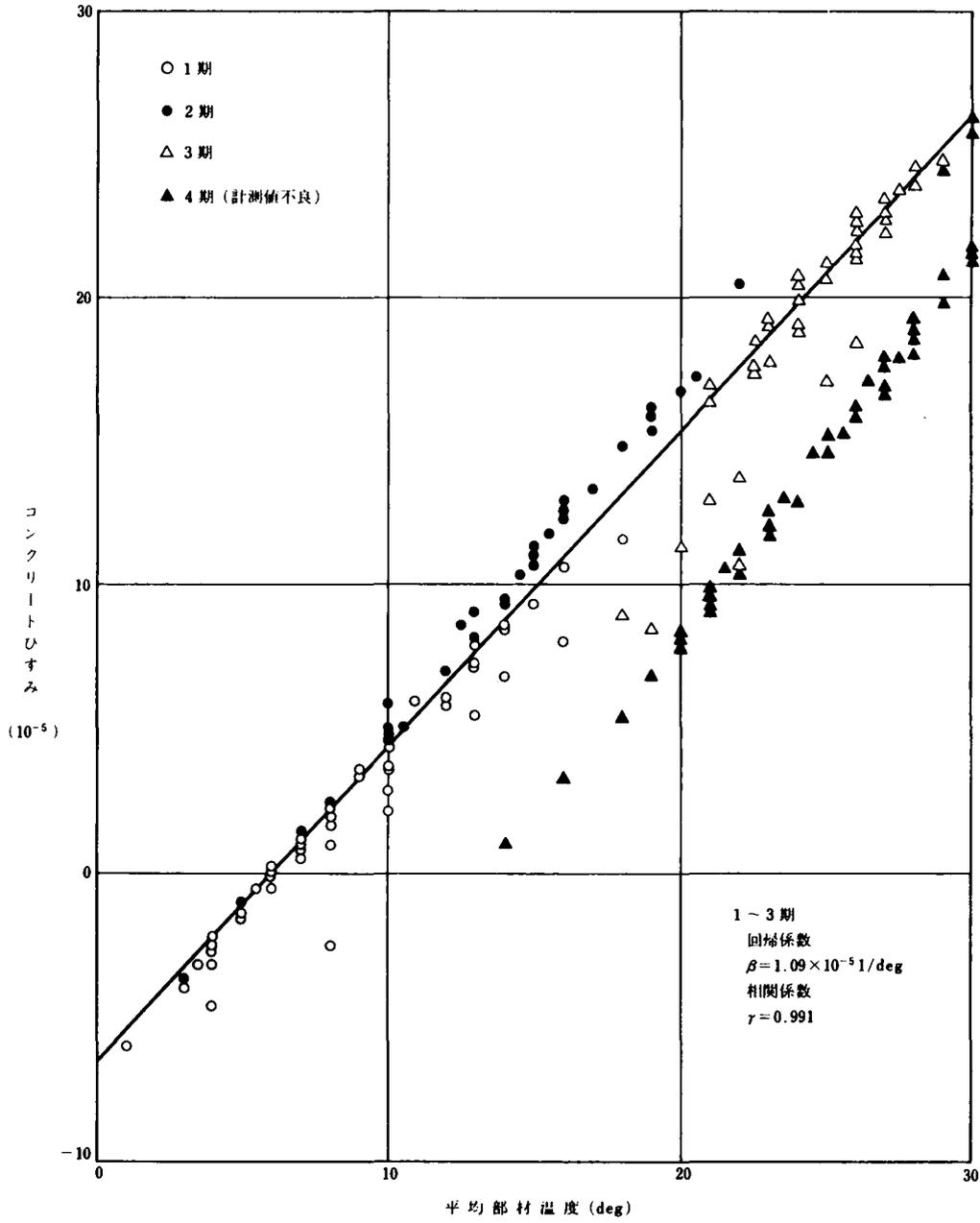
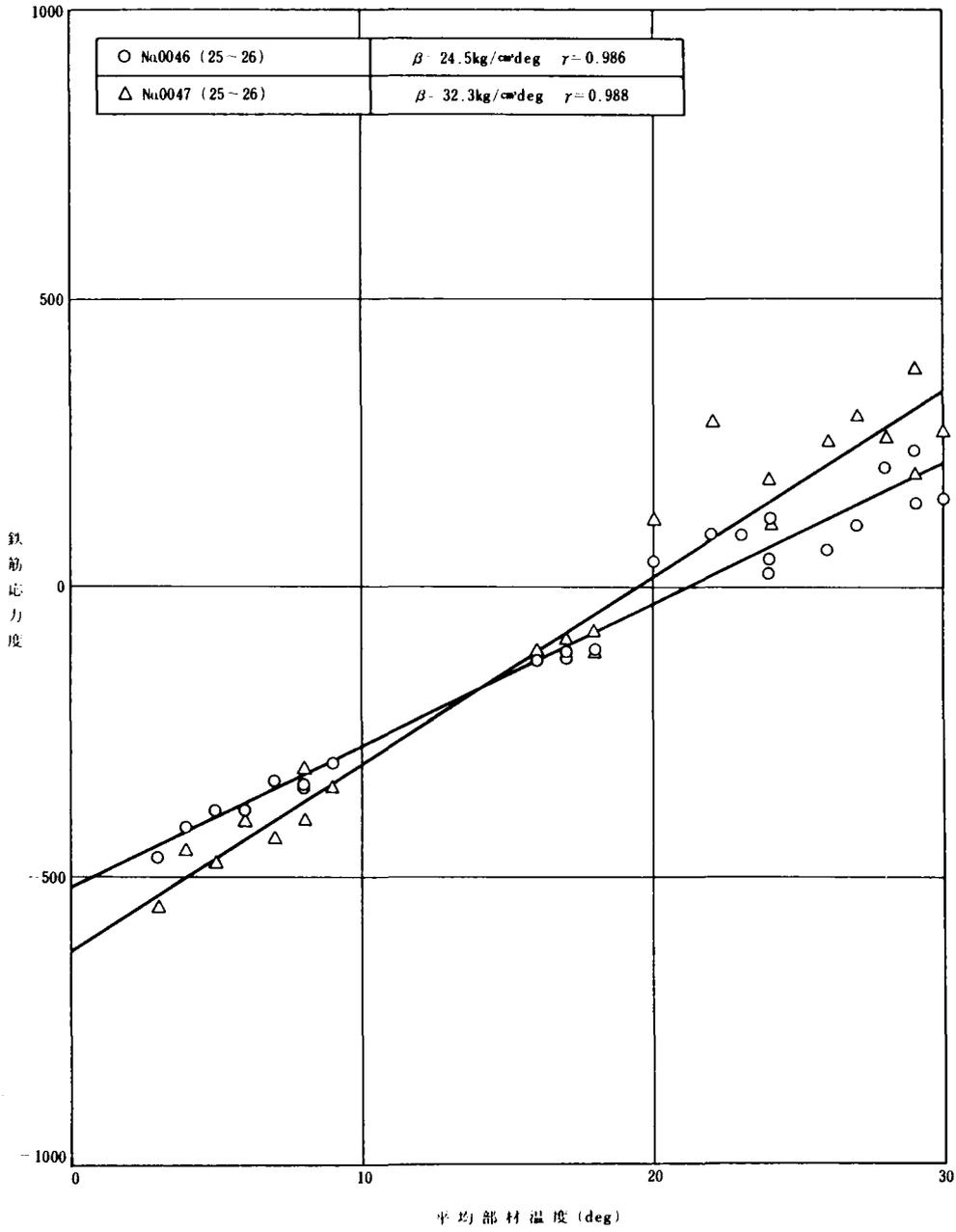


図 - 6. 5. 7

(F) 鉄筋計

(1) 鉄筋計 No0046 (25~26) No0047 (25~26)



☒ - 6.5.8

(2) 鉄筋計 No0138 (51) No0139 (51)

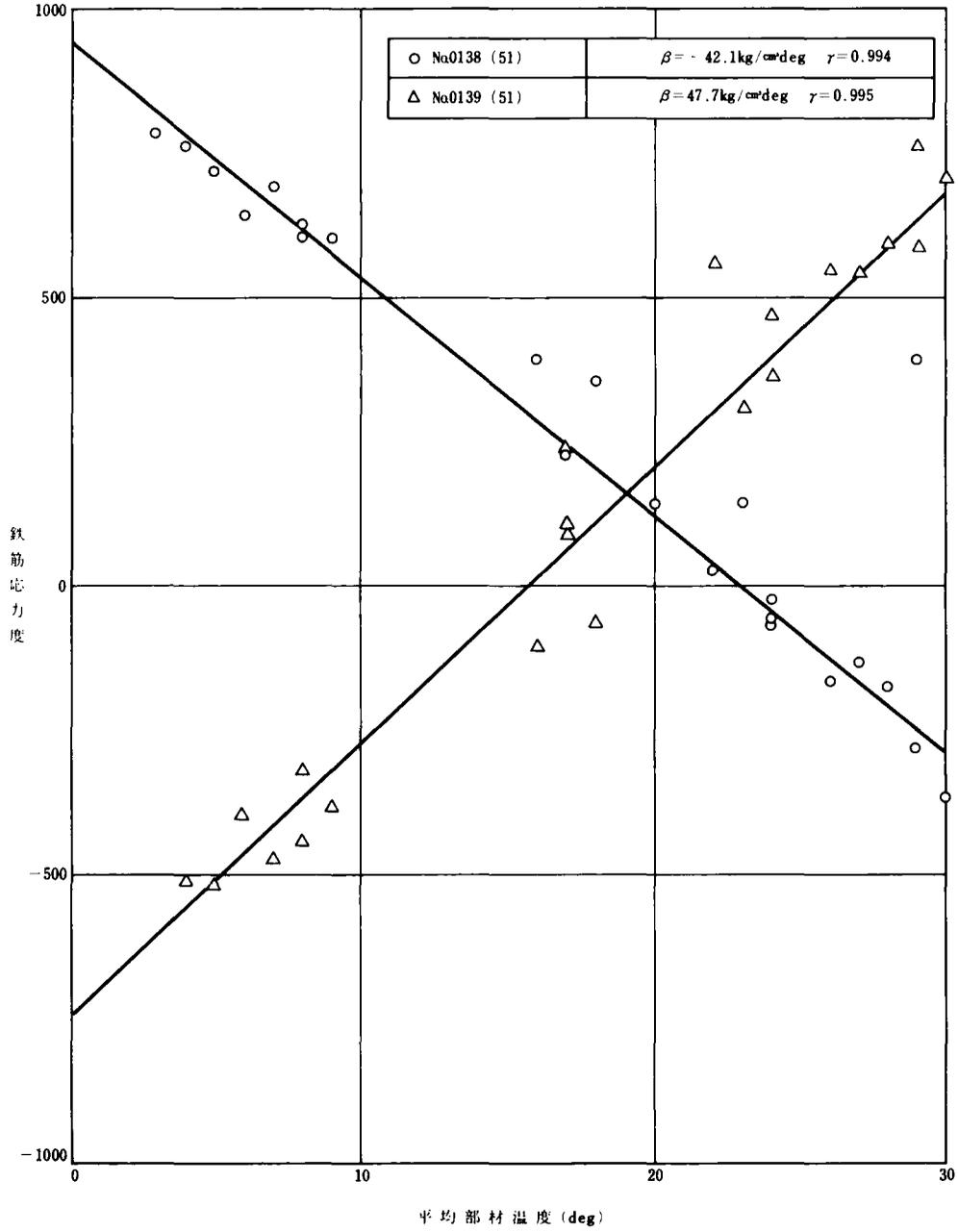


図-6.5.9

表-6.5.1 回帰係数の総括表(その1)

計測項目	計器番号	計器配置	温度補正	データ数 (有効数)	回帰係数	相関係数 標準偏差
変位計(はり)	1	1-2	mm/deg 9.6×10^{-3}	228 (167)	mm/dag 78.9×10^{-3}	0.988 96.3×10^{-3}
"	2	(1-2)	"	(165)	5.2×10^{-3}	0.984 90.5×10^{-3}
"	3	3-4	"	(166)	80.5×10^{-3}	0.989 93.7×10^{-3}
"	4	10-11	"	(153)	31.3×10^{-3}	0.947 46.5×10^{-3}
"	5	16-17	"	(164)	19.1×10^{-3}	0.970 37.0×10^{-3}
"	6	22-23	"	(99)	7.3×10^{-3}	0.942 20.2×10^{-3}
"	7	25-26	"	(107)	7.7×10^{-3}	0.940 20.2×10^{-3}
"	8	(25-26)	"	(0)		
"	9	31-32	"	(168)	20.9×10^{-3}	0.973 38.1×10^{-3}
"	10	38-39	"	(169)	33.1×10^{-3}	0.983 47.1×10^{-3}
"	11	45-46	"	(169)	62.0×10^{-3}	0.991 65.4×10^{-3}
"	12	50-51	"	(169)	81.3×10^{-3}	0.991 82.0×10^{-3}
"	13	(50-51)	"	(168)	77.9×10^{-3}	0.989 88.6×10^{-3}
変位計(基礎)	14	25-26	mm/deg 4.8×10^{-3}	228 (105)	12.2×10^{-3}	0.969 7.12×10^{-3}
"	15	"	"	(0)		
"	16	38-39	"	(105)	17.4×10^{-3}	0.953 40.8×10^{-3}
"	17	"	"	(109)	18.7×10^{-3}	0.977 29.8×10^{-3}
"	18	50-51	"	(101)	10.4×10^{-3}	0.955 23.6×10^{-3}
"	19	"	"	(0)		
傾斜計	36	1		228 (166)	mm/deg -9.07×10^{-3}	0.987 11.39×10^{-3}
"	37	39		(163)	2.87×10^{-3}	0.984 3.99×10^{-3}
"	38	46		(168)	5.61×10^{-3}	0.986 7.23×10^{-3}
"	39	51		(167)	8.33×10^{-3}	0.989 9.38×10^{-3}

その2

計測項目	計器番号	計器配置	温度補正	データ数 (有効数)	回帰係数	相関係数 標準偏差
鋼材表面ひずみ計	20	25-26		228 (223)	$\text{Kg/cm}^2 \cdot \text{deg}$ 32.1	0.983 49.0 Kg/cm^2
"	21	"		(222)	26.9	0.980 44.4
"	22	"		(224)	37.1	0.985 52.0
"	23	"		(220)	23.2	0.977 43.1
"	24	38-39		(221)	25.1	0.979 43.0
"	25	"		(209)	17.8	0.965 39.2
"	26	"		(217)	23.8	0.977 42.3
"	27	"		(218)	19.1	0.971 38.2
"	28	45-46		(212)	13.4	0.957 33.3
"	29	"		(128)	6.7	0.945 18.4
"	30	"		(200)	15.3	0.953 40.5
"	31	"		(176)	14.1	0.957 34.9
コンクリートひずみ計	32	39	$1/\text{deg}$ 1.2×10^{-5}	228 (167)	$1/\text{deg}$ 1.09×10^{-5}	0.991 1.15×10^{-5}
"	33	50	"	(169)	1.21×10^{-5}	0.996 0.80×10^{-5}
"	34	25-26	"	(167)	1.05×10^{-5}	0.993 0.99×10^{-5}
"	35	50-51	"	(167)	1.06×10^{-5}	0.992 1.06×10^{-5}

その3

測定項目	計器番号	計器位置	データ数 (有効数)	回帰係数	相関係数 標準偏差	
鉄筋計(はり)	46	25-26	24 (24)	24.5	0.986 38.9	
	47	"	(22)	32.3	0.988 46.7	
	48	"	(22)	31.8	0.990 42.4	
	101	"	(24)	25.9	0.987 38.7	
	"	108	38-39	(22)	22.4	0.984 37.6
	109	"	(24)	16.9	0.960 46.1	
	110	"	(20)	23.8	0.984 42.0	
	111	"	(24)	20.3	0.973 45.1	
	"	118	45-46	(24)	4.9	0.694 47.6
	119	"	(22)	18.7	0.974 41.0	
	120	"	(22)	12.9	0.949 40.4	
	121	"	(24)	13.9	0.951 42.3	
	"	134	50-51	(24)	2.3	0.467 41.5
	135	"	(24)	-4.6	0.710 42.8	
	136	"	(22)	-2.8	0.517 43.2	
137	"	(23)	23.0	0.977 46.7		
鉄筋計(柱)	40	1	(21)	46.3	0.996 42.7	
	41	"	(22)	-25.3	0.988 37.6	
	42	"	(24)	19.6	0.975 41.8	
	43	"	(23)	-8.2	0.841 49.7	
	44	"	(22)	-9.8	0.869 52.3	
	45	"	(22)	20.8	0.977 42.4	

その4

測定項目	計器番号	計器位置	データ数 (有効数)	回帰係数	相関係数 標準偏差
鉄筋計 (柱)	102	32	²⁴ (21)	-5.1	0.744 44.3
	103	"	(21)	7.9	0.840 48.2
	104	"	(24)	2.9	0.525 43.5
	105	"	(23)	1.9	0.345 48.9
	106	"	(24)	6.9	0.806 47.5
	107	"	(24)	0.8	0.673 36.9
	" "	112	39	(19)	-13.0
113		"	(21)	16.6	0.954 49.5
114		"	(24)	2.1	0.507 32.7
115		"	(22)	2.4	0.510 38.6
116		"	(24)	12.8	0.934 45.8
117		"	(24)	-7.1	0.853 40.8
" "		122	46	(15)	-39.5
	123	"	(16)	39.6	0.988 59.0
	124	"	(23)	1.7	0.359 38.9
	125	"	(23)	4.5	0.620 54.0
	126	"	(21)	25.1	0.978 50.1
	127	"	(20)	-17.1	0.963 44.0
	" "	128	50	(13)	-62.7
129		"	(12)	58.2	0.992 69.2
130		"	(24)	-6.5	0.876 33.5
131		"	(24)	5.3	0.741 45.2
132		"	(21)	28.4	0.981 52.7
133		"	(17)	-20.2	0.976 44.2
" "		138	51	(21)	-42.1
	139	"	(19)	47.7	0.995 48.4
	140	"	(23)	-8.3	0.888 41.0
	141	"	(23)	10.8	0.907 47.6
	142	"	(21)	29.7	0.986 49.0
	143	"	(18)	-17.8	0.965 46.2

表一6.5.2 各変位総括表 (温度差 $t = 10^{\circ}\text{C}$)

項目 柱位置	径間変位		項目 柱位置	柱頭変位		傾斜量	柱頭変位		基礎変位	柱頭変位	
	変位計 (はり)	鋼材応力 換算		変位計(はり) の累加	基礎変位計 (基礎)		傾斜計	さげ振り式 たわみ計		ト測定(上段)	ト測定(下段)
1-2	0.789	mm	1	-8.46	mm	-9.25	-9.81	mm	-9.01	-2.09	mm
(1-2)	0.652		2	-7.68			-12.69				
3-4	0.805		4	-6.08			-7.28		-5.51	-0.71	
10-11	0.313		11	-2.41			-4.56		-2.72	-0.32	
16-17	0.191		17	-0.96			-1.86		-1.78	0.34	
22-23	0.073		22	-0.30			-1.09		-0.35	0.18	
25-26	0.077	-0.175	25	-0.77		0.12					
(25-26)	※		26	0		※	-1.19		0.59	-0.58	
31-32	0.209		32	0.93			1.59		1.48	-0.25	
38-39	0.331	0.141	38	2.54		0.17					
45-46	0.620	0.488	39	2.88		0.18	0.75	2.93	3.66	-0.40	
50-51	0.813		46	6.35			4.27	5.72	4.97	-0.59	
(50-51)	0.779		50	9.21		0.10	9.29				
			51	10.03		※	8.55	8.50	9.34	0.31	

注) ※印は、計測不能または計測値不能を示す。

6-6 設計々算結果との対比及び考察

6-6-1 測定変位と理論変位との対比および考察

理論変位を求めた柱下端支承条件は表-6.6.1のとおりである。

表-6.6.1 理論解析上の柱下端の支持条件

Case	柱 下 端 条 件
1	固 定
2	ピ ン
3	回転バネ $K_{\theta}=12300 \text{ tm/rad}$
4	水平バネ $K_H = 6750 \text{ t/m}$
5	" $K_H = 13500 \text{ t/m}$
6	回転バネ $K_{\theta}=12300 \text{ tm/rad}$ $K_H = 6750 \text{ t/m}$
7	+水平バネ $K_{\theta}=12300 \text{ tm/rad}$ $K_H = 13500 \text{ t/m}$

(1) 径間変位

各径間長の10℃の温度上昇に対する変位結果を図-6.6.1に示す。両端部の径間変位

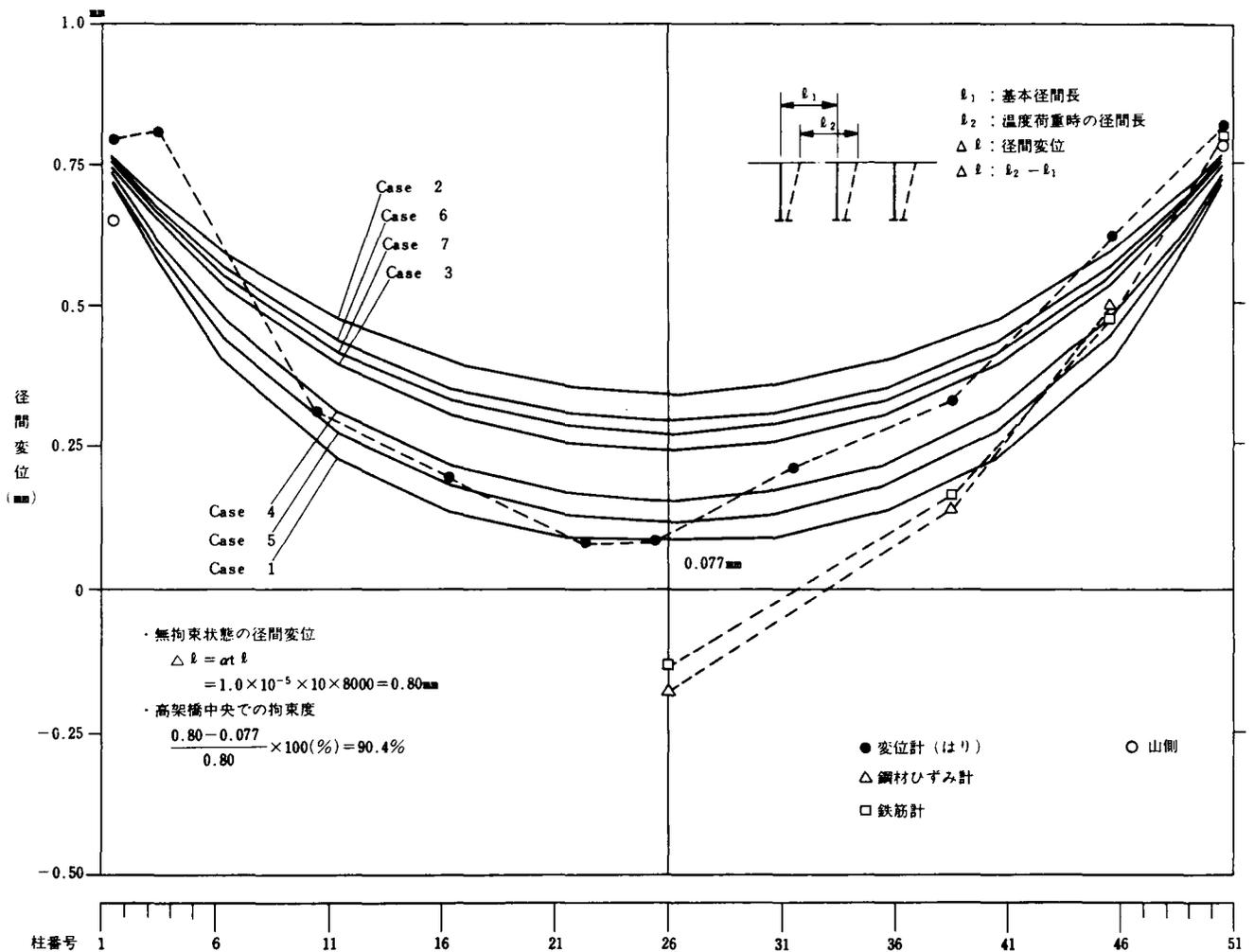


図-6.6.1 径間変位図 (温度差 $t=10^\circ\text{C}$)

は10℃の温度上昇に対して、約0.80 mmの動きを示しているが、中央部径間では約 $\frac{1}{10}$ の0.080 mmと殆んど変化していない。理論値との比較においては、10~25 径間付近では、柱下端の支持条件として、回転バネを用いたケース (Case 1.4.5) に比較的合致しているが、26~45 径間付近では、固定ヘビン (Case 1~Case 2) の理論値の上・下限の範囲に分散している。

(2) 柱頭変位

図-6.6.2

変位計、トランシット、さげ振りの3種類の測定値には可成りのバラツキがあるが、変位計(はり)の値に見られる如く柱頭の変位は中央部に行くに従って、加速度的に拘束されている様子がよく判る。両端部では第1節点(起点側)で8.5 mm, 第51節点(終点側)で11.0 mmを示し、両者に差が生じているが、これは起点側が隣接高架橋との間にRCシンプルビームが既に架設されているのに対し、終点側は何ら拘束されていないことによるものと思われる。

いずれにしても変位測定の結果より見れば、本多径間高架橋にロングレール理論の考え方が定性的に成り立っていることが確認できる。

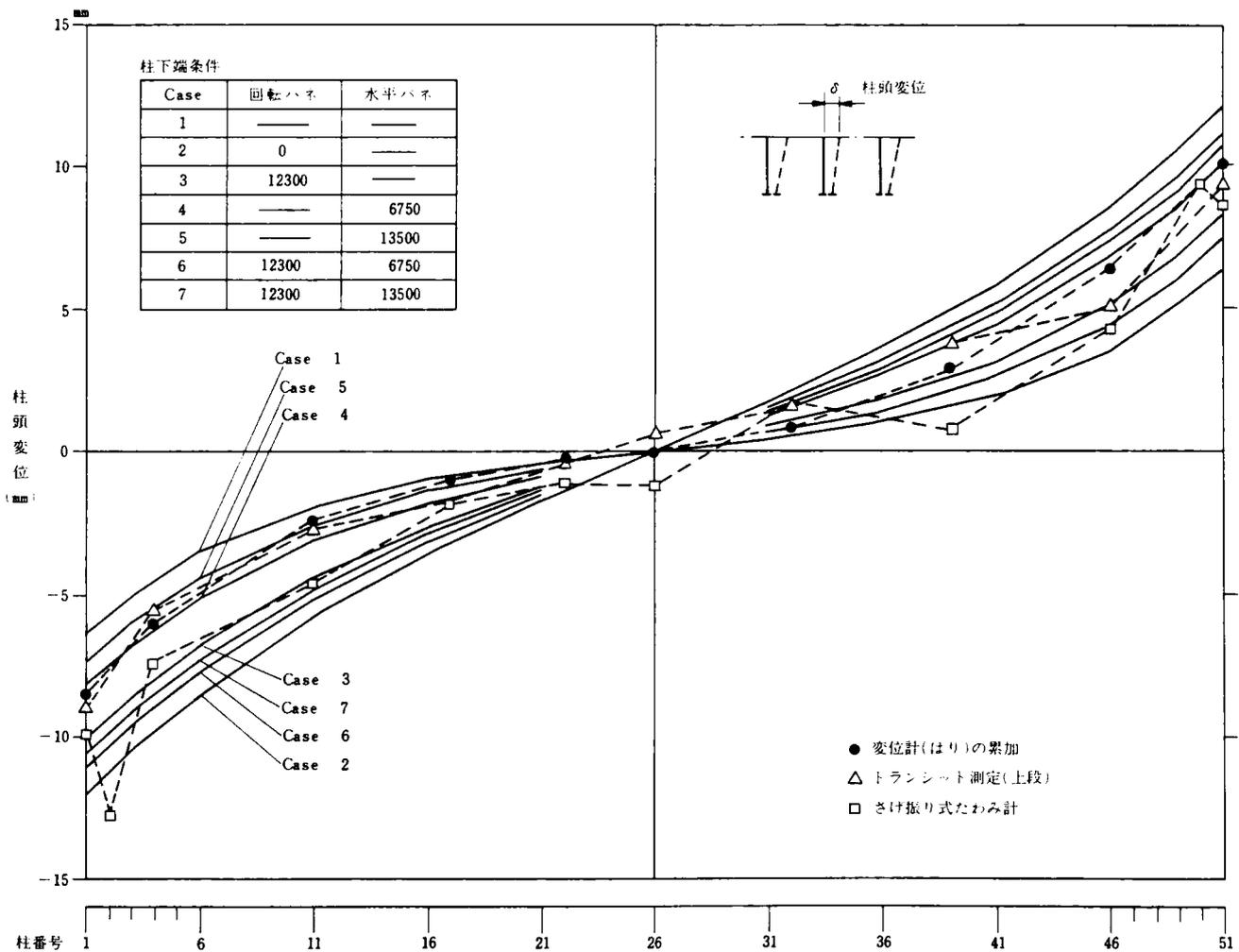


図-6.6.2 柱頭変位図(温度差 t = 10℃)

(3) 基礎変位

図- 6. 6. 3

基礎の変位は、ある期間データの信頼性が乏しく正確なデータ処理が困難であったため、トランシットによる柱下端からのデータと理論値との比較になる。しかし理論上での変位量が微少であることを含めて、定性的な動きのみの確認となった。

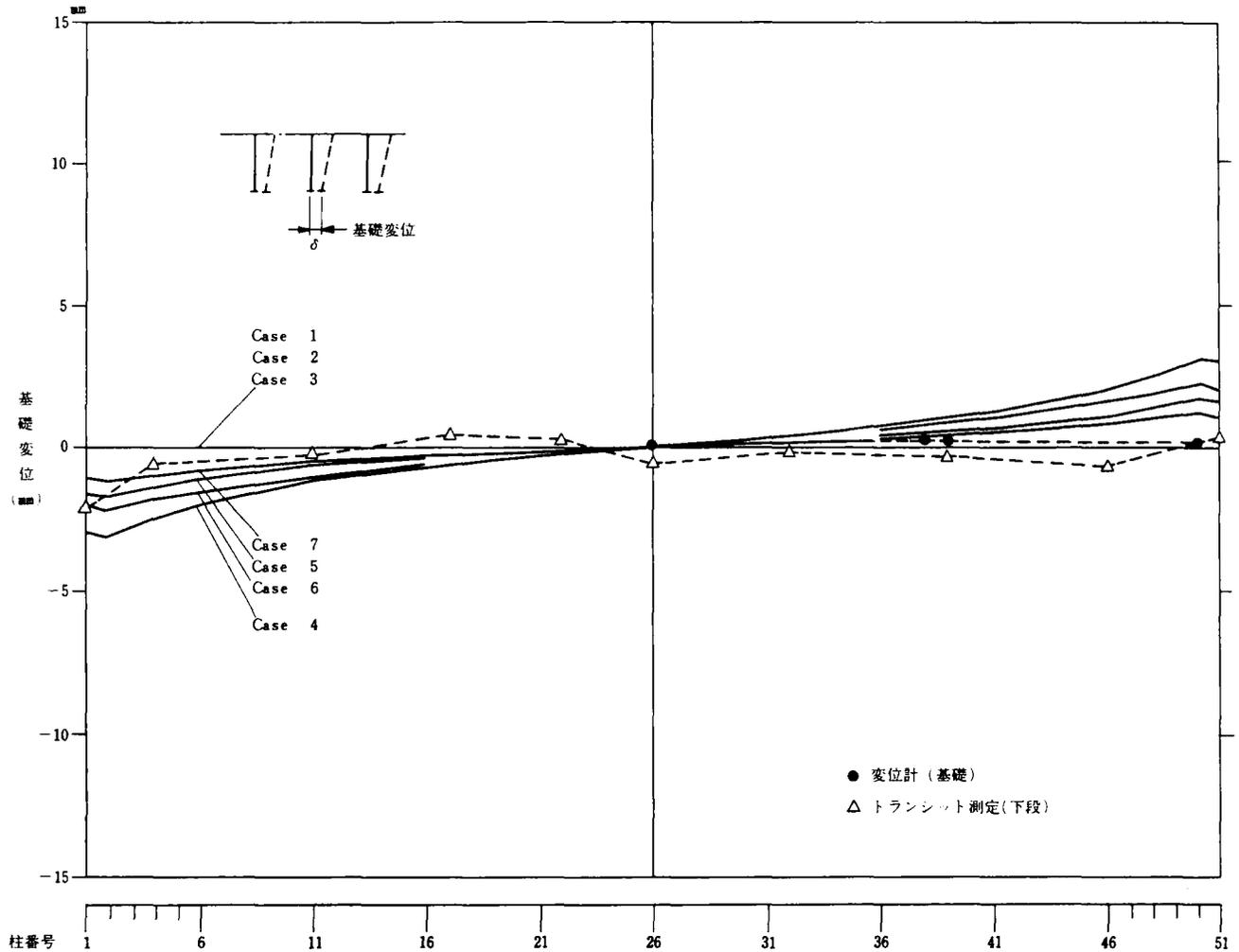


図- 6. 6. 3 基礎変位 (温度差 $t = 10^{\circ}\text{C}$)

(4) 各変位と理論値との関連

測定変位は一部の計測値を除けば、すべて理論変位の範囲の中に入っており、これらの関連を基礎の支持条件に分類すると、表- 6. 6. 2 の如くなる。

表-6.6.2

測定変位		理論変位 (支点条件)		回転 バネ	水平バネ		回転バネ +水平バネ	
		固定	ピン		case 4	case 5	case 6	case 7
		case 1	case 2	case 3	case 4	case 5	case 6	case 7
柱頭変位	変位計			○	○	○		
	トランシット			○	○	○		
	さげ振り			○			○	○
基礎変位	変位計	○	○	○				○
	トランシット	○	○	○				○
傾斜量	傾斜計			○			○	○
	トランシット	○		○	○	○	○	○
径間変位	変位計	○		○	○	○		
	鋼材ひずみ計	分類できない						
	鉄筋計							

上表より、変位は回転バネ ($K_{\theta} = 12300 \text{ tm/rad}$) および回転バネ+水平バネ ($K_{\theta} = 12300 \text{ tm/rad}$ $K_H = 13500 \text{ t/m}$) の柱下端支持条件での理論変位に類似しており、水平載荷試験より求めたバネより若干拘束度がある結果となった。

6-6-2 測定断面力と理論断面力の対比および考察

(1) はり応力 (軸力)

はり応力 (軸力) の算出には、コンクリートの応力及び鉄筋、鉄骨の応力測定結果が必要である。このうち、コンクリートの応力測定はクリープなど複雑な要素に支配されて絶対値を確定することは極めて難しいとされており、労力を要するわりに精度が低いことを考慮して、本計測では鉄筋計と鋼材表面ひずみ計の併用により、次の如き仮定のもとに間接的に応力を推定する方法をとった。

- i) 有効断面積は張出しスラブの絶縁目地とスラブハンチの面積を無視した断面とする。
- ii) 鉄筋はスラブ筋と軸方向鉄筋は無視し、はり部材の主鉄筋のみを考慮する。
- iii) 鉄筋コンクリートのヤング係数比は $n = 7$ と $n = 15$ の2種類の方法で算出する。
- iv) コンクリートの応力分布は鉄筋応力より算出し、引張部分を考慮した場合 (全面有効) と無視した場合の2種類の方法で算出する。

コンクリート応力の推定には、平面保持の法則に従ったが、弾性係数比 (E_s/E_c)、コンクリートの引張り応力等の取扱いによって、その結果は大きく左右される。

従って、測定応力と理論応力の対比において、鉄骨、鉄筋、コンクリートの合成応力は計測結果の直接的な値でなく、いくつかの設計パラメーターを仮定しての算定結果であることを前提として以下に対比結果を考察する。

a) コンクリートの応力を無視した場合

コンクリートの応力推定には、いくつかの仮定条件を必要とするため、この応力を無視して、鉄骨鉄筋のみの測定応力からの軸力を理論値のそれと比較すると、理論値での最大値 $N = 232 \text{ t}$ (柱下端支持条件固定) に対して約 80 t となった。

上記の差は、コンクリートの負担軸力と考えられ、仮にヤング係数 $n=15$ と仮定すれば、ほぼ両者の軸力は近い値となる結果となったが、はりにおけるひび割れと測点の関係が明確でないため、断定することは困難である。しかし、測定応力は、理論最大値の $\frac{1}{2}$ 以下であり、鋼材応力度の面からは十分安全であると思われる。図-6.6.4 に各径間の温度上昇 10°C に対するはり応力 (軸力) を示す。

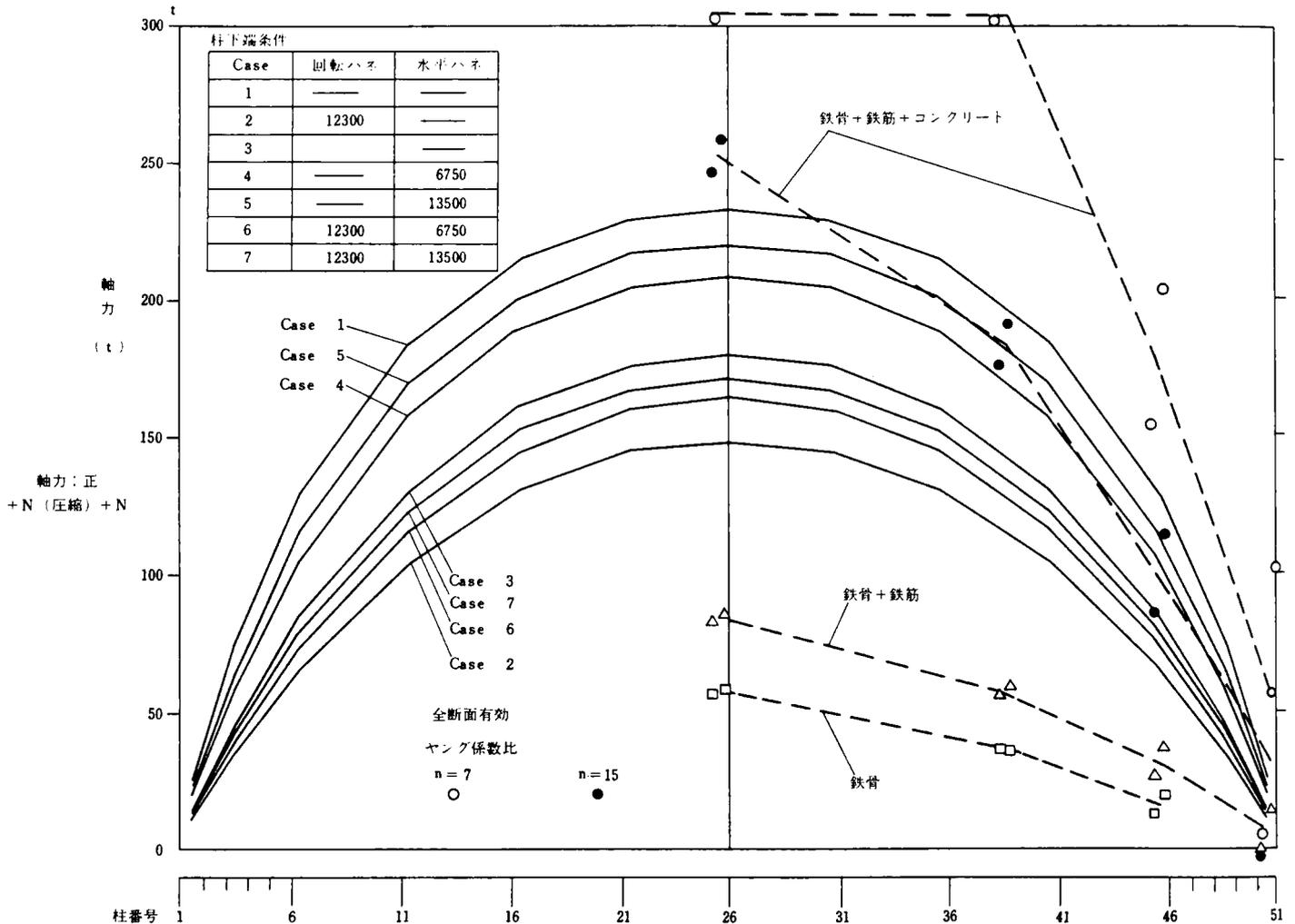


図-6.6.4 はり応力図 (軸力) 温度差 $t = 10^\circ\text{C}$

b) コンクリートの応力を考慮して、鉄骨、鉄筋、コンクリートの応力から求めた測定値 (軸力) と理論値 (軸力) との比較

測定応力 (軸力) は、ヤング係数比 $n=7$ においては、その値が理論値の約 2 倍で、理論値の完全拘束の場合の軸力 $N = EA\alpha T = 2.85 \times 10^6 \times 0.904 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 10^\circ\text{C} \approx 258 \text{ t}$ を大きく上回っている。しかし、この応力結果は、6-5-1 での測定変位の結果との整合性を考えれば実際の軸力はかなり小さいものと思われる。

従って、コンクリートと鉄筋、鉄骨の応力分担率を表わすヤング係数比は、設計上の $n = 7 \sim 15$ より大きくなっているものと思われ、多径間高架橋でのコンクリート自体の応力分担はかなり小さなものと思われる。

(2) 柱 応 力

各脚柱上、下端の曲げモーメント図を図-6.6.5に示す。柱部材は、温度荷重に対する影響として軸力が支配的となるはり部材と異なり、曲げモーメントが支配的となる。高架橋全体としては、ヤング係数比 $n = 15$ とした場合、比較的理論値と測定値はよく合っている。従って、コンクリートの設計ヤング係数 ($2.85 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$) を $\frac{1}{2}$ として扱えば、測定結果と比較的に合うこととなる。

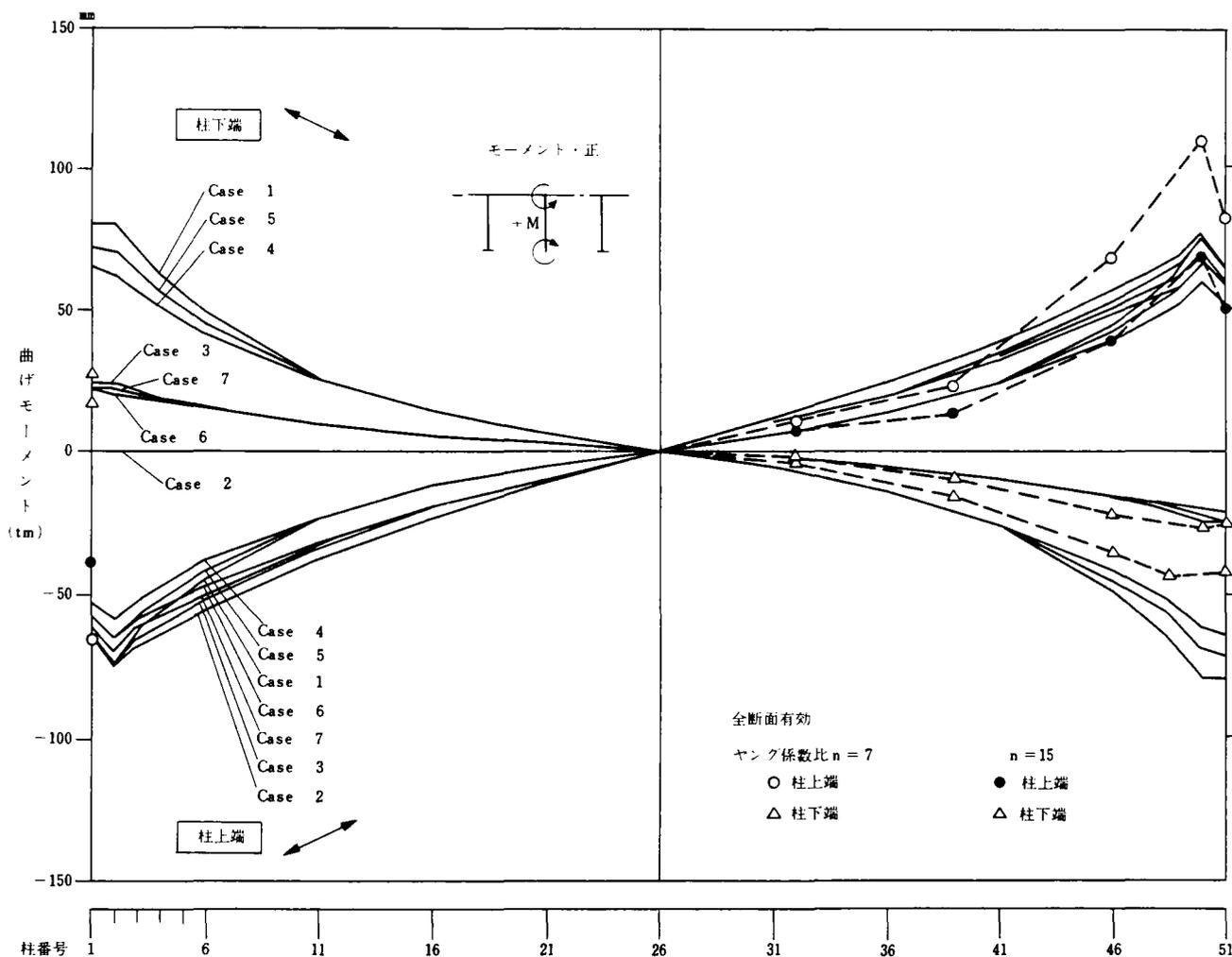


図-6.6.5 柱応力図(曲げモーメント)温度差 $t = 10^\circ\text{C}$

6-6-3 変位特性のロングレール理論との対比

50径間連結高架橋の温度変化による径間変位(図-6.6.1), 柱頭変位(図-6.6.2)特性の計測結果は、定性的にロングレール理論に合致した挙動を示しているといえる。

しかし、今回の結果では、高架橋の中央部分においても完全拘束に対して90%の拘束度

で僅かの変位を生じている結果となり、明確な不動区間の確認には至らなかった。

これは、6-3の簡易試算式による試算の図-6.3.3に示される如く、本理論による中央不動区間が生じるためには、橋長、径間数が不足であって、橋長800 m、100径間程度以上を要するものと思われるが、今回の結果によっても、半無限連続高架橋の成立することを証するに十分であったと考える。

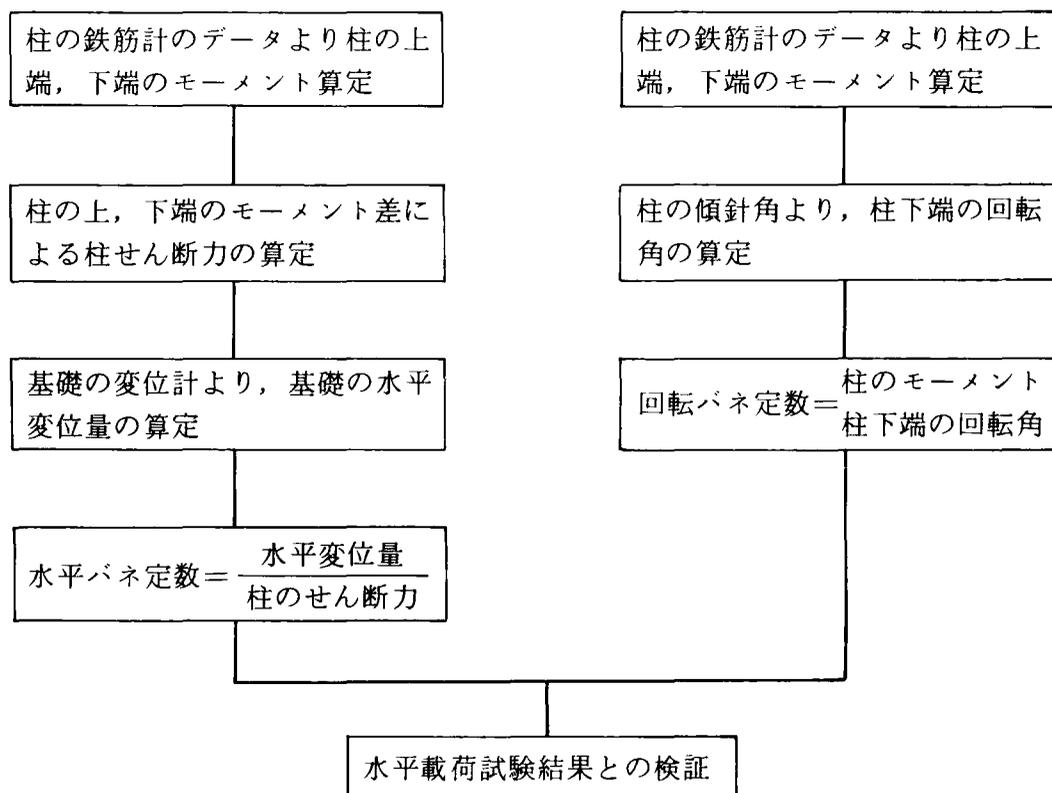
6-6-4 基礎および柱の拘束度

(A) 検討の概要

多径間高架橋の基礎の支持状態を検証するため、基礎のフーテングに設置した基礎の変位計、柱の鉄筋計、柱の傾斜角の各データから柱下端のパラメーターであるバネ定数を求めるものである。

これらの計測データのうち、基礎の変位計は計測不良により、データの信頼性が非常に少ないが、一応基礎における水平方向の変位量は変位計からのデータを利用するものとして、表-6.6.3の計算手法に従って検証した。

表-6.6.3 基礎のパネ定数の算定



(B) 水平反力係数

設計々算に用いた反力係数は、水平載荷試験より求めた次の値である。

$$Ks_i = 6750 \text{ t/m} \quad (k_s = 1.0 \text{ Kg/cm}^3)$$

$$Ks_i = 13500 \text{ t/m} \quad (k_s = 2.0 \text{ Kg/cm}^3)$$

その3

測定項目	計器番号	計器位置	データ数 (有効数)	回帰係数	相関係数 標準偏差	
鉄筋計(はり)	46	25 - 26	24 (24)	24.5	0.986 38.9	
	47	"	(22)	32.3	0.988 46.7	
	48	"	(22)	31.8	0.990 42.4	
	101	"	(24)	25.9	0.987 38.7	
	"	108	38 - 39	(22)	22.4	0.984 37.6
	109	"	(24)	16.9	0.960 46.1	
	110	"	(20)	23.8	0.984 42.0	
	111	"	(24)	20.3	0.973 45.1	
	"	118	45 - 46	(24)	4.9	0.694 47.6
	119	"	(22)	18.7	0.974 41.0	
	120	"	(22)	12.9	0.949 40.4	
121	"	(24)	13.9	0.951 42.3		
"	134	50 - 51	(24)	2.3	0.467 41.5	
135	"	(24)	-4.6	0.710 42.8		
136	"	(22)	-2.8	0.517 43.2		
137	"	(23)	23.0	0.977 46.7		
鉄筋計(柱)	40	1	(21)	46.3	0.996 42.7	
	41	"	(22)	-25.3	0.988 37.6	
	42	"	(24)	19.6	0.975 41.8	
	43	"	(23)	-8.2	0.841 49.7	
	44	"	(22)	-9.8	0.869 52.3	
	45	"	(22)	20.8	0.977 42.4	

柱下端モーメントおよび回転バネ

表-6.6.6

		柱下端モーメント	傾斜角	回転バネ
		x・m	RAD	x・m/RAD
A 区間	1	-17.0	-0.001583	10700
	51	26.4	0.001454	18200
B 区間	46	21.0	0.000979	21500
C 区間	39	8.9	0.000501	17800

水平載荷試験による回転バネ（設計々算書より）

$$K_r = 12300 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{RAD}$$

表-6.6.6の結果より、計測値と水平載荷試験結果との値は、比較的良好に合っており、設計上仮定した回転バネ定数とほぼ同値であることが確認できる。

6-6-5 鉄骨および鉄筋の応力分担について

鉄骨・鉄筋の応力分布を表-6.6.7、図-6.6.6に示す。これによると両者の分布は平面保持に従った線、形的な挙動を呈していない。

たゞ、このうちC区間のみが、鉄骨・鉄筋ともほぼ同一の応力度であり、平面保持の法則に近い挙動である。これは温度応力に対して抵抗しうる鉄骨・鉄筋の断面積比率がバランスよく配置されていることが要因のひとつと考えられる。

しかし、他のブロックにおける鉄骨・鉄筋の応力変動は、上記の断面積比率以外にコンクリートの付着性状、コンクリートが負担しうる応力と鉄骨・鉄筋応力との関係、温度応力に対する多径間 SRC 部材の構造特性等その要因は複雑であり、複数の要因が重ね合っていることも考えられる。

いずれにしても、この非線形的な両者の応力挙動を探るには、計測データが不足しており、解明に対してなお一層の基礎資料の積み上げと、理論解析では、FEM 解析等の詳細な検討が必要となる。

表-6.6.7 鉄筋・鉄骨応力度（温度差 t=10℃）

（単位：Kg/cm²）

		B区間(45-46)		C区間(38-39)		D区間(25-26)	
		45側	46側	38側	39側	25側	26側
鉄筋応力度	上側	49	129	224	238	245	318
	下側	187	139	169	203	323	259
鉄骨応力度	上面	134	153	251	238	321	371
	下面	67	141	178	191	269	232

応力分布図

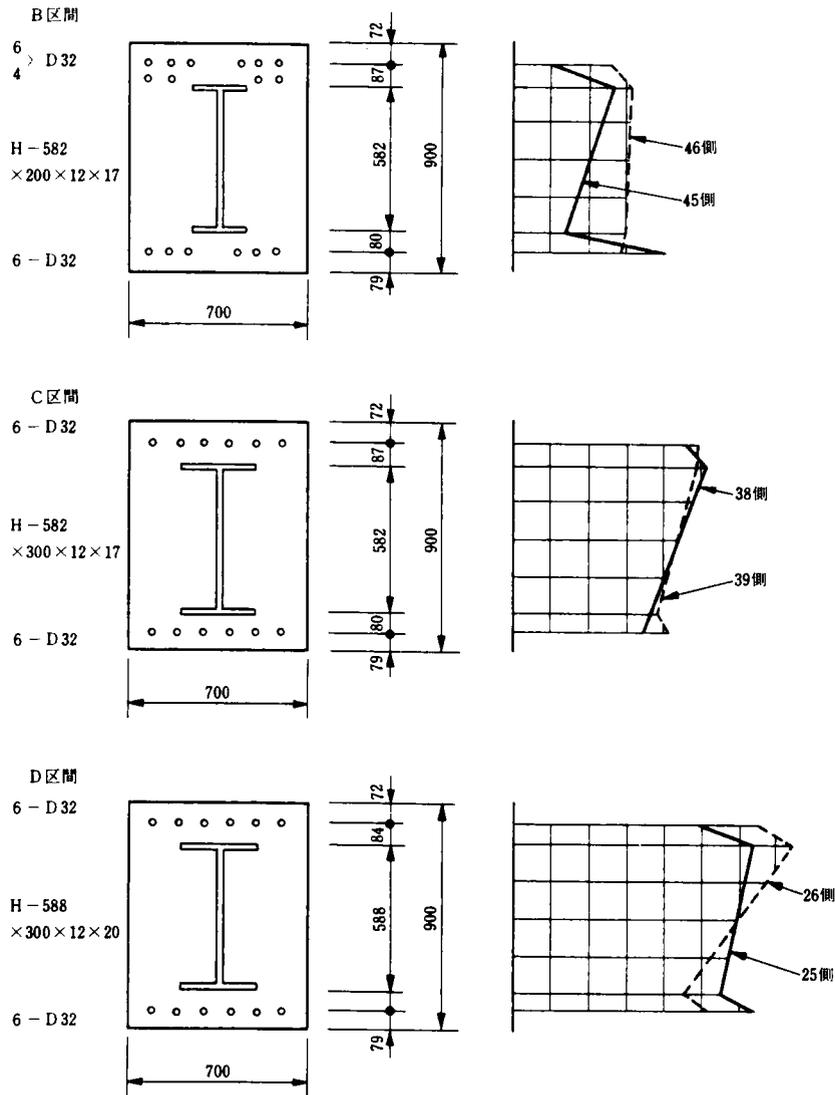


図-6.6.6 応力分布図

6-7 本設計の安全性の評価

本設計では、設計上の温度荷重を $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 、乾燥収縮を -5°C としているに対し、計測結果では、部材温度は最低 1.0°C 、最高 31.0°C となり、平均温度からの温度差は $+13.8^{\circ}\text{C}$ 、 -16.2°C となる。

これらの結果より、本設計の安全性検証のため、設計値の -15°C （温度荷重 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ +乾燥収縮 -5°C ）の場合と、計測値 -20°C （温度荷重 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ +乾燥収縮 -5°C ）の場合での上床梁と柱の応力度を比較した結果を表-6.7.1と表-6.7.2に示す。

上床梁、柱とも、鉄筋応力度において、温度差 -20°C を考慮した計測値が温度差 -15°C を考慮した設計値より小さくなっている。これは、設計値の計算においては、コンクリートの引張応力を無視しているためと、設計で仮定した諸条件（上床梁の有効断面積、基礎の支持条件等）による応力（軸力、曲げ）が、現実には計算通りに作用していないこと等によるものと考

えられる。

表-6.7.1 上床梁の鉄筋応力度表(-15℃)(-20℃)

(単位 Kg/cm²)

		許容応力度	設計値	計測値	計測値/設計値
A区間 B-50	支承	2,250 ^{Kg/cm²}	2,106	1,675	0.795
	径間	"	1,448	972	0.671
B区間 B-45	支承	"	1,685	1,258	0.747
	径間	"	1,350	449	0.333
C区間 B-38	支承	"	2,080	1,117	0.537
	径間	"	1,191	462	0.388
D区間 B-25	支承	"	1,906	1,590	0.834
	径間	"	1,055	582	0.552

注) $\delta_{sa} = 1.800 \times 1.25 = 2.250 \text{ Kg/cm}^2$

- ・ 設計値は設計計算書において計算した応力度を示す。
- ・ 計測値は温度荷重を除く荷重による応力度と計測した温度応力度を合成した応力度を示す。
- ・ 鉄筋応力度計算は累加強度法を採用した。

表-6.7.2 柱の鉄筋応力度(-15℃)(-20℃)

(単位 Kg/cm²)

		許容応力度	設計値	計測値	計測値/設計値
A区間 C-50	上端	3,300 ^{Kg/cm²}	3,097	2,355	0.760
	下端	"	2,505	1,082	0.432
B区間 C-46	上端	"	2,841	1,676	0.590
	下端	"	2,261	1,067	0.472
C区間 C-39	上端	"	2,991	1,686	0.564
	下端	"	2,064	1,111	0.538
D区間 C-32	上端	"	2,538	1,852	0.730
	下端	"	1,640	1,202	0.733

$\delta_{sa} = 2.000 \times 1.65 = 3.300 \text{ Kg/cm}^2$

以上のごとく、計測結果での応力度は、設計値より2~3割程度低い値を示しており、本設計の安全性が確認出来たとともに、今後の経済設計への基礎資料となるものとする。

6-8 ひび割れ調査結果と考察

ひび割れを調査することは、多径間高架橋の挙動を定性的な面から判定するのに有効な手段である。

ひび割れの発生状況から推定すると、ひび割れは構造物全体に対し、一定の法則を有しており、かつ均一に発生していることから、調査方法は代表的な区間を抽出して、その区間に対して、定期的に厳密に調査することとした。調査期間は、原則として2回/月として、高架橋完成後のS 56. 11. 13～S 57. 10. 27までの約1年間とした。

ひび割れの発生状況の代表として図- 6.8.1, 6.8.2に示す。多径間高架構造であることに起因するひび割れは、調査箇所に関係なく冬期において大きくなり、春～夏にかけて消滅する傾向にある。スラブ、梁のひび割れ発生量については、端部より中央部での方が多いが、スラブ下面、梁腹部でのひび割れ巾は端部の0.2～0.3 mmに対して、中央部では0.15～0.2 mm程度である。

これらの発生状況は、多径間連続構造の特徴である中央径間のはりの大きな軸力と端部径間の柱の大きな曲げモーメントに起因するものと思われる。

ひび割れの方法は縦梁間を横断するように発生しており、端部では特に両サイドの横ラーメン付近に集中している。柱の端部において柱上部1 m～1 m 50程度の部分に集中しており、中央部に行くにつれて減少し、中央部ではほとんど発生していない。ひび割れ巾は、最大で0.20 mm程度であり、ほとんど0.10 mm以下が多い。ひび割れの数は多いが、その巾はほとんどが0.20 mm以下になっている。

高架橋施工順序

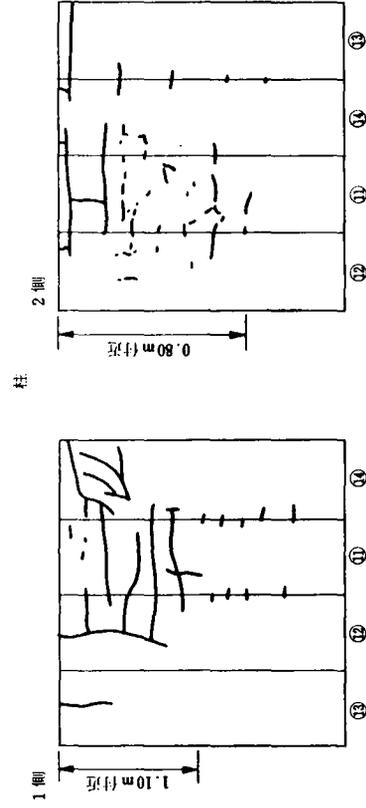
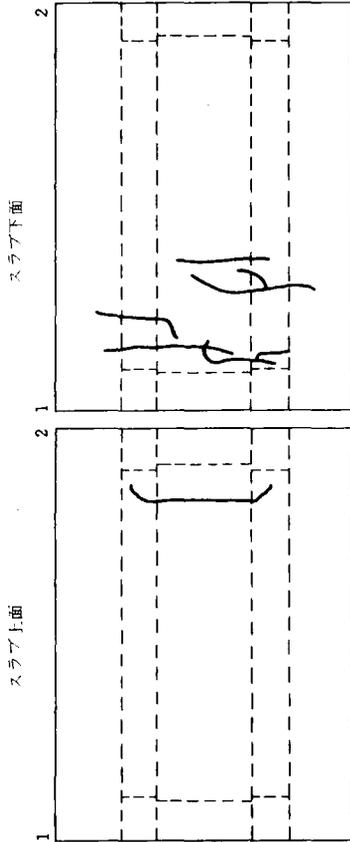
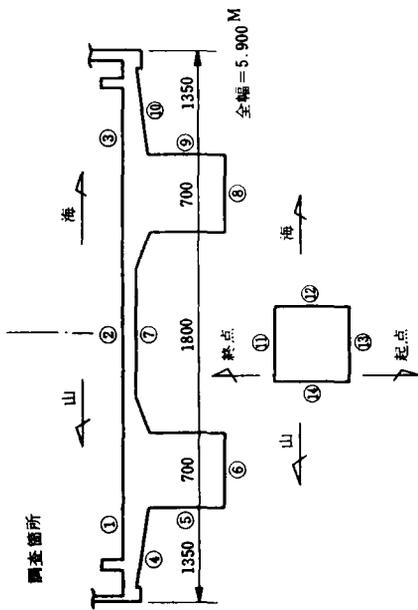
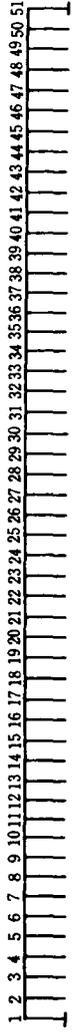


図-6.8.1 ひび割れ発生状況(1~2)

高架橋施工順序

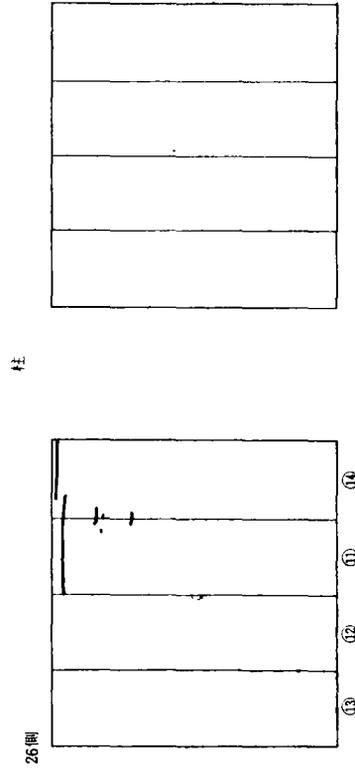
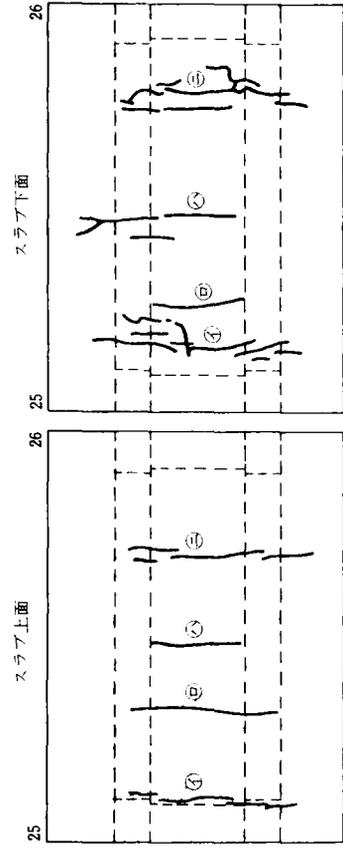
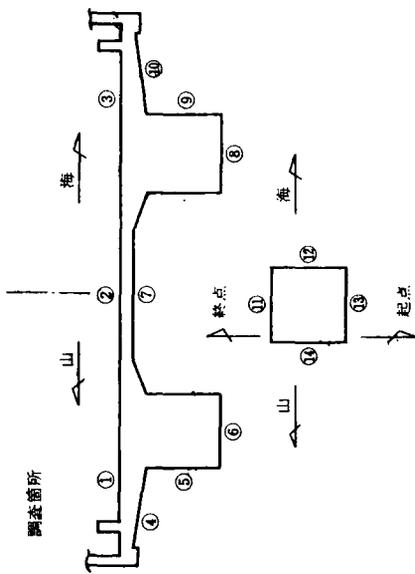
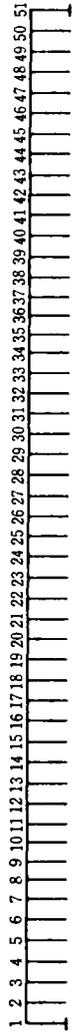


図-6.8.2 ひゞ割れ発生状況 (25~26)

6-9 計測結果の総合評価

温度特性を把握するために検討した温度差と変位、温度差と応力との関連性については、かなり精度の高い相関々係が得られたものとする。

解析結果の結論を列記すると次の如くである。

(1) 大気温と部材温度の関連

夏季における最高気温は34℃、冬季における最低気温は-3℃で、その温度差は37℃となる。

一方、平均部材温度の実測高低差は33℃となり、大気温差が若干大きい結果となっている。

(2) 部材温度差と設計値との関連

年平均部材温度に対する最高・最低部材温度差は、+13.8℃、-16.2℃であり、設計値である±10℃に較べて、明らかに大きな値であるが、変位、応力の測定結果から考えて、設計値は部材および骨組計算に対して妥当な値であると考えられる。

(3) 変位

多径間高架橋の構造的特性を示す柱頭変位は、測定値、理論値ともよく合っており、ロングレール理論との定性的な関係が確認出来た。

(4) 高架橋中央部での拘束度

50径間連続、全長400mの本高架橋の中央部での拘束度は、90%となり、簡易計算式での計算結果での89%とよく合っている。

(5) 柱下端の支持条件

柱下端の回転バネは、平板載荷試験結果での値 $K_r = 12.300 \text{ tm/RAD}$ とほぼ一致しており、設計値として適正である。

水平方向のバネは、設計値よりかなり大きくなったが、梁、柱の応力計測結果から、実際の挙動に近い条件は（水平+回転）バネが適正であり、この結果を適用して解析すれば、本設計に用いた鋼材は、図-6.9.1の如く減じることが可能である。

(6) 水平部材に作用する軸力

鋼材ひずみ測定結果より推定される水平部材の軸力は、ヤング係数比を $n = 15$ と仮定した場合とよく合致している。

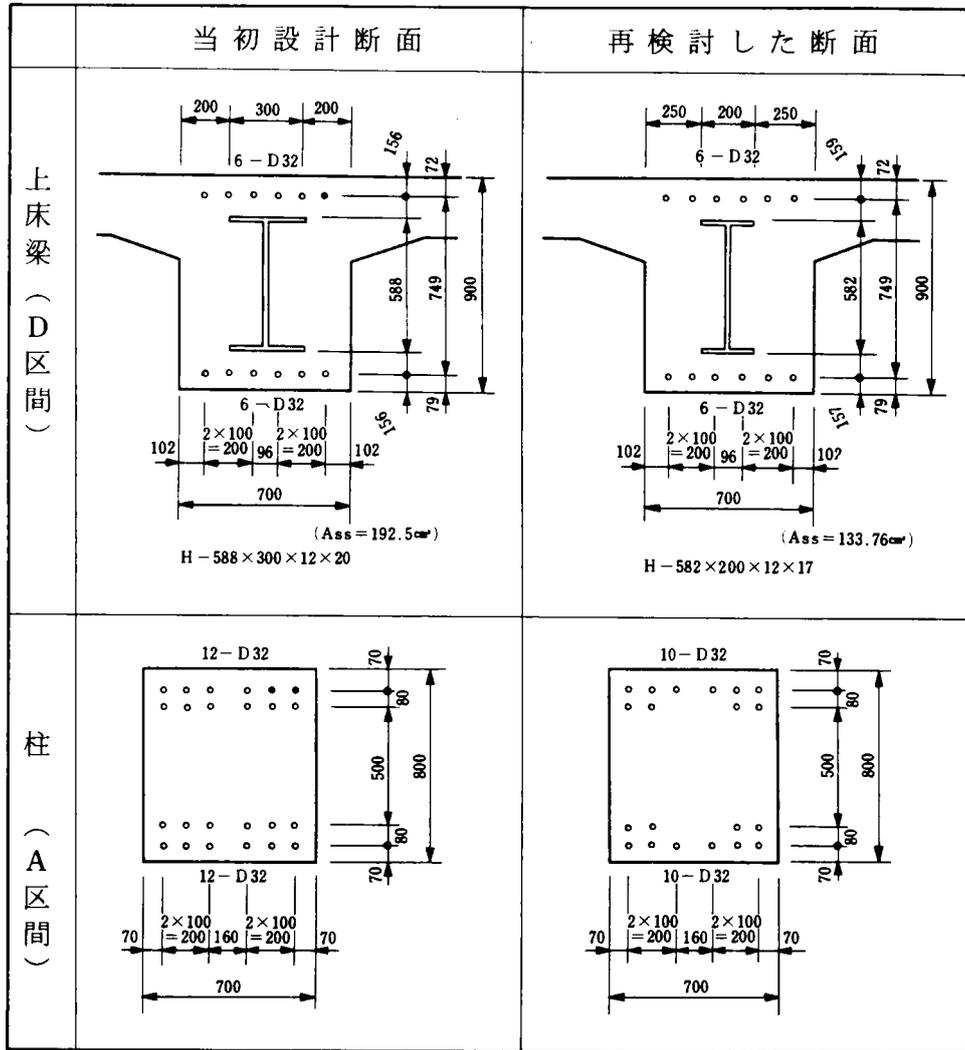


図-6.9.1 部材断面の比較

第 7 章 結 論

高架橋の設計において、近年、多径間連続化の重要性が認識され、いくつかの試みが行われ研究が進められていることは緒論において述べたところである。本研究は、これらの動きとは別に、高架橋は出来るだけ長く連続すべきであり、従来の設計理論では考えられない半無限長にも連続し得るものであるという、はやくからの筆者の発想より始めたものである。

理論と実験、さらに実際の高架橋を設計施工し、その結果を計測、考察することで、研究の第一段階を終ろうとするものであるが、当初考えた半無限連続高架橋が理論的にも実用的にも十分に成立つことが一応証明出来たものとする。

一回の実施設計、施工の結果であって、半無限連続高架橋としての合理的設計法、施工法、さらに今回論ずることの出来なかった耐震性の問題等、今後の研究に俟たねばならぬ点が極めて多いと考える。

我が国の現状においては、道路交差、水路その他が錯綜しており、且つ地形も複雑であり、同一条件の高架構造を長く続け得ることは或は困難であるかも知れないが、これらの条件下にあって、連続し得る限りにおいて出来るだけ長い区間を連続構造の高架として計画、設計することを基本的に考えるようになることを筆者は期待するものである。

このような、高架橋の設計概念の転換に対して、本研究が寄与することが出来れば、筆者の深く喜びとするところである。

謝 辞

本論文は高架橋の半無限連続化が可能であるという新しい発想を実際に実証しようとした研究報告であります。本論文作成にあたっては、京都大学教授 岡田 清 博士、同 山田善一博士に終始御懇切なる御教授・御指導を賜りましたことを、ここに深く感謝申し上げます。次第であります。

なお、本研究に当初より並々ならぬ御協力、御援助を賜りました日本鉄道建設公団本社並びに大阪支社の多くの方々から御礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 大平拓也, 星野, 斉藤, 市場 : 50径間連続RCラーメン高架橋の設計・施工。国鉄構造物設計資料№65, 1980. 9 P.7
- 2) 大平拓也 : 無限長連続高架橋の可能性。「鉄道土木」1973. 1 P.11
- 3) 大平拓也, 井上 : 連続多径間高架橋の設計について, 第34回土木学会年次学術講演会。講演概要集I 1979. 10 P.153。
- 4) 宮崎, 石橋, 八巻, 北後 : 多径間鉄筋コンクリートラーメン高架橋の設計(1), 国鉄構造物設計資料№62, 1980. 6, P.13
- 5) 宮崎, 石橋, 八巻, 北後 : 多径間鉄筋コンクリートラーメン高架橋の設計(2), 国鉄構造物設計資料№63, 1980. 9, P.18
- 6) (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部 : 多径間連続高架橋の調査研究報告書。1982. 8.
- 7) DIN 1045 (Ausgabe 1971) : Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung.
- 8) ACI 318-71 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
- 9) W.H.Glanville : Creep of Concrete under Load, The Structural Engineer, vol.11, Feb. 1933.
- 10) F.W. Taylor, S.E. Thompson, E. Smulski ; Reinforced-Concrete Bridges.