

土木研究所資料

連続橋の耐震設計法

(その2)静的フレーム法による地盤種別が変化しない場合の
耐震計算法(橋軸直角方向)の提案

Seismic Design Method for Multi-span Continuous Bridge

(Part2) Seismic Frame Method for Seismic Design of Multi-span

Continuous Bridge with Uniform Ground Condition

昭和61年9月

建設省土木研究所
地震防災部・耐震研究室

Copyright © (1986) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

連続橋の耐震設計法

(その2)静的フレーム法による地盤種別が変化しない場合の 耐震計算法(橋軸直角方向)の提案

Seismic Design Method for Multi-span Continuous Bridge

(Part2) Seismic Frame Method for Seismic Design of Multi-span
Continuous Bridge with Uniform Ground Condition

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
研 究 員 長 谷 川 金 二
小 山 達 彦
吉 田 武 史

要旨

近年、環境あるいは維持管理上の要請から伸縮継手の少ない連続形式の道路橋が設計施工されることが多くなったが、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震等では連続形式の道路橋が大きな被害を受けている。現在、道路橋の設計は道路橋示方書・同解説(日本道路協会)によって行われているが、同示方書のV耐震設計編の規定は主に単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。そこで、本文では橋軸直角方向の連続橋の地震時応答特性を合理的に考慮するため、静的フレーム法と呼ぶ新しい耐震設計法を開発し、その適用性について検討した。

キーワード：連続橋，地震応答特性，静的フレーム法

1. ま え が き

現在の道路橋示方書のV耐震設計編では、橋全体を1基の下部構造とそれが支持している上部構造を単位とする構造系に分割して、個々の橋脚ごとに固有周期を算定し、耐震計算を行う設計法が示されている。この計算方法は橋脚を簡単な片持ち梁としてモデル化しているため、計算上の取り扱いが非常に簡易である。しかし、連続橋は上部構造が連続しているため、特に橋軸直角方向の耐震計算を行う場合に、連続橋を個々の橋脚に分割することは基本的に合理的ではない。また、道路橋の地震時応答は一般には一次の振動モードによる応答が卓越するため、一次の振動モードに着目すれば、地震時応答特性を考慮した合理的な耐震計算を行うことができる。

ここで新たに開発した静的フレーム法は、橋全体を簡単なフレーム構造として、橋軸直角方向の一次の振動モードによる応答を求める方法である。従来の設計で行われている橋全体を個々の橋脚ごとに分割して耐震計算を行う手法とここで提案した静的フレーム法との大きな相異点は、前者では片持ち梁という非常に簡易なモデルを対象としており、手計算だけで十分に設計を行うことができるのに対して、後者ではフレームという不静定構造物を扱うため計算が煩雑になるという点である。しかし、近年のマイコン、ミニコンの普及、及び構造解析プログラムの整備等により、静的フレーム法で扱う程度のフレーム計算は簡便に取り扱うことができるようになっており、静的フレーム法を連続橋の耐震計算法として提案しても設計実務上、特に混乱はないと考えられる。

そこで、本資料では静的フレーム法の概要を述べ、その適用性について検討し、示方書形式で連続橋の耐震設計法をとりまとめた。

目 次

1. ま え が き	
2. 静的フレーム法の概要	1
3. 静的フレーム法の適用性の検討	7
3.1 検討の対象とした連続橋	7
3.2 解 析 手 法	7
3.3 入力地震動	8
4. 試 算 結 果	50
4.1 振動モード及び固有周期	50
4.2 曲げモーメント及びせん断力	50
5. 試算結果に対する考察	124
5.1 各手法の比較	124
5.2 設計手法としての適用性	126
6. 連続橋の耐震計算法	136
6.1 耐震計算法の提案	136
6.2 耐震計算例(その1)	137
6.3 耐震計算例(その2)	137
7. あ と が き	141

2. 静的フレーム法の概要

2.1 モード解析による動的解析法

連続橋の地震応答特性を正確に把握し、これを耐震計算に反映させるためには、応答スペクトル法あるいは時刻歴応答解析法による動的解析が最も信頼できる方法といえることができる。橋の動的解析を行うためには一般に、橋を離散型骨組構造系にモデル化する。モデルの自由度を n とすれば、系の運動方程式は次式で与えられる。

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = -\underline{M} \underline{B} \ddot{\underline{u}}_g^b \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、

$\underline{M}$: 質量マトリックス

$\underline{C}$: 減衰マトリックス

$\underline{K}$: 剛性マトリックス

$\ddot{\underline{u}}, \dot{\underline{u}}, \underline{u}$: 相対加速度ベクトル, 相対速度ベクトル, 相対変位ベクトル

$\underline{B} = [\underline{b}_x \ \underline{b}_y \ \underline{b}_z \ \underline{b}_{\theta x} \ \underline{b}_{\theta y} \ \underline{b}_{\theta z}]$

$\underline{u}_g^b = [\ddot{u}_{gx} \ \ddot{u}_{gy} \ \ddot{u}_{gz} \ \ddot{u}_{g\theta x} \ \ddot{u}_{g\theta y} \ \ddot{u}_{g\theta z}]^T$

ここで、 $\ddot{u}_{gx}, \ddot{u}_{gy}, \ddot{u}_{gz}, \ddot{u}_{g\theta x}, \ddot{u}_{g\theta y}, \ddot{u}_{g\theta z}$ はそれぞれ x 方向, y 方向, z 方向, x 軸回り, y 軸回り, z 軸回りの入力地震動の加速度である。また、 $\underline{b}_x, \underline{b}_y, \underline{b}_z, \underline{b}_{\theta x}, \underline{b}_{\theta y}, \underline{b}_{\theta z}$ はそれぞれ、 $x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ に対応する自由度に対しては 1, その他の自由度に対しては 0 の値を持つ n 次の列ベクトルである。式 (2-1) の解を求めるためには、これを直接積分することもできるが、線形系の場合にはモード解析の手法を用いる場合が多い。まず、系の振動モード $\underline{\phi}_i$ を次式による振動数方程式を解くことにより求める。

$$(\underline{K} - \omega_i^2 \underline{M}) \underline{\phi}_i = \{0\} \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここで、

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{0\}$: 要素がすべて 0 の列ベクトル

このようにして求めた振動モード $\underline{\phi}_i$ は次式による直交性を有する。

$$\underline{\phi}_i^T \underline{M} \underline{\phi}_j = \begin{cases} m_i & i = j \text{ の場合} \\ 0 & i \neq j \text{ の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

$$\underline{\phi}_i^T \underline{K} \underline{\phi}_j = \begin{cases} k_i & i = j \text{ の場合} \\ 0 & i \neq j \text{ の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

ここで、 m_i, k_i はそれぞれ一般に i 次の広義の質量および広義のばね係数と呼ばれる。いま、変位、

速度および加速度を次式により振動モードの線形結合で表わす。

$$\underline{u} = \sum_{i=1}^n \underline{u}_i = \sum_{i=1}^n q_i \underline{\phi}_i \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

$$\dot{\underline{u}} = \sum_{i=1}^n \dot{\underline{u}}_i = \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \underline{\phi}_i \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$\ddot{\underline{u}} = \sum_{i=1}^n \ddot{\underline{u}}_i = \sum_{i=1}^n \ddot{q}_i \underline{\phi}_i \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで、

q_i : i 次の振動モードに対する一般化座標

$u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$: i 次の振動モードによる変位ベクトル, 速度ベクトル, 加速度ベクトル

式(2-5), 式(2-6)および式(2-7)を式(2-1)に代入して, 前から ϕ_i^T をかけると次のようになる。

$$\underline{\phi}_i^T \underline{M} \sum_{i=1}^n \ddot{q}_i \underline{\phi}_i + \underline{\phi}_i^T \underline{C} \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \underline{\phi}_i + \underline{\phi}_i^T \underline{K} \sum_{i=1}^n q_i \underline{\phi}_i = -\underline{\phi}_i^T \underline{M} \underline{B} \ddot{u}_g^b \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

ここで式(2-3)および式(2-4)と同様に次式が成立すると仮定する。

$$\underline{\phi}_i^T \underline{C} \underline{\phi}_j = \begin{cases} c_i & i=j \text{ の場合} \\ 0 & i \neq j \text{ の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

ここで c_i は一般に i 次の広義の減衰係数と呼ばれる。式(2-3), 式(2-4)および式(2-9)を考慮すると, 式(2-8)は次のようになる。

$$m_j \ddot{q}_j + c_j \dot{q}_j + k_j q_j = -\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{B} \ddot{u}_g^b \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

両辺を m_j で割ると、

$$\ddot{q}_j + 2 h_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\underline{\beta}_j \ddot{u}_g^b \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \omega_j &= \sqrt{\frac{k_j}{m_j}} \\ h_j &= \frac{c_j}{2 m_j \omega_j} \\ \underline{\beta}_j &= \frac{\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{B}}{m_j} = \frac{\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{B}}{\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_j} \\ &= [\beta_j^x \ \beta_j^y \ \beta_j^z \ \beta_j^{\theta x} \ \beta_j^{\theta y} \ \beta_j^{\theta z}] \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

ここで,

ω_j : i 次の固有円振動数

h_j : i 次の減衰定数

β_j : x, y, z 方向および x, y, z 軸回りに対する刺激係数から成る j 次の刺激係数ベクトル

式(2-11)は j 次の振動モードに対する応答を求めるもので、他の振動モードと連成していないため次のように単独に解くことができる。

$$q_j(t) = \frac{1}{\omega_{Dj}} \int_0^t \beta_j \ddot{u}_g^b e^{-h_j \omega_j (t-\tau)} \sin \omega_{Dj} (t-\tau) d\tau \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

ここで,

$$\omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1 - h_j^2}$$

式(2-13)を式(2-5), 式(2-6)および式(2-7)に代入することにより応答 $\underline{u}(t)$, $\dot{\underline{u}}(t)$, $\ddot{\underline{u}}(t)$ を求めることができる。

また、応答スペクトルによる場合には、入力とする応答スペクトルを与えることにより、 j 次の一般化座標 q_j の最大値 $q_j^{\max}$ は次のように求めることができる。

$$q_j^{\max} = \beta_j S_D(\omega_j, h_j) \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

ここで,

$S_D(\omega_j, h_j)$: j 次の固有円振動数 ω_j および減衰定数 h_j に対応する変位応答スペクトルしたがって、 j 次の応答 u_j の最大値 $u_j^{\max}$ は次式となる。

$$\underline{u}_j^{\max} = \phi_j q_j^{\max} \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

また、2乗和の平方根により最大応答変位を推定する場合には、次式で与えられる。

$$\underline{u}^{RMS} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\underline{u}_j^{\max})^2} \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

また、いま $\underline{u}_j^{\max}$ に伴う断面力を $\underline{F}_j^{\max}$ とすれば、式(2-16)と同様に2乗和の平方根による最大断面力は以下のように推定することができる。

$$\underline{F}^{RMS} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\underline{F}_j^{\max})^2} \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

2.2 静的フレーム法

時刻歴応答解析法あるいは、応答スペクトル法では、各次モードの応答を重ね合わせることにより、地震応答を求めるが、いま、ある振動モードの応答が他の振動モードの応答に比較して、相対的に十分大き

い場合には、この振動モードによる応答だけを考慮することにより、正解に近い解を与えることができる。すなわち、いま、 p 次の振動モードによる応答が他の振動モードの応答に比較して十分大きいとすれば、

$$\underline{u} \approx \underline{u}_p = q_p \underline{\phi}_p \quad \cdots \cdots \cdots (2-18)$$

となる。したがって、 p 次に対応する応答スペクトル値を用いることにより、系の最大応答を次式のように近似的に与えることができる。

$$\underline{u}^{\max} \approx \underline{u}_p^{\max} = q_p^{\max} \underline{\phi}_p \quad \cdots \cdots \cdots (2-19)$$

ここで、 $q_p^{\max}$ は式(2-14)によって与えられる。

以上の手法では、式(2-2)を解いて固有振動数および固有振動モードを求めなければならないが、多次元の固有値解析を行うためには専用の電算プログラムを必要とする。そこで、一般に1次の振動モードによる応答が他の振動モードの応答に比較して大きいということ、および1次の振動モードは自重による静的変位と比較的よく一致することを利用し、式(2-2)を解く代わりに、まず、上部構造および下部構造の自重を着目する解析方向(一般に橋軸方向もしくは橋軸直角方向)に静的に作用させて静的変位 $\underline{u}_d$ を求める。次に静的変位 $\underline{u}_d$ を用いて、Rayleighの方法により固有周期(T_d)を求めようとするのが静的フレーム法の骨子である。

Rayleighの方法は、ある一自由度の振動系が自由振動する際の運動エネルギーの最大値 $K_{\max}$ とひずみエネルギーの最大値 $U_{\max}$ が等しいことから、固有周期を求める方法である。

すなわち、上述したように静的変位 $\underline{u}_d$ で振動モードを近似した場合には、系の自由振動は、次式で表わされる。

$$\underline{u} = \underline{u}_d \sin \omega_d t \quad \cdots \cdots \cdots (2-20)$$

ここで、 ω_d は静的変位 $\underline{u}_d$ に対応する固有円振動数である。また、 $\underline{u}_d$ は自重による静的変位であるから、本来は変位の次元を持つが、以下では、振動モードと考え、無次元量とする。式(2-20)より、橋を1自由度系で近似した場合の運動エネルギーの最大値は次式となる。

$$K_{\max} = \frac{1}{2} \omega_d^2 \underline{u}_d^T \underline{M} \underline{u}_d \quad \cdots \cdots \cdots (2-21)$$

次に、系に貯えられるひずみエネルギーは式(2-20)より $\sin \omega_d t = 1$ 、すなわち、 $\underline{u} = \underline{u}_d$ のとき最大となる。

$\underline{u}_d$ は自重を静的に作用させたときの変位と定義されているから、ひずみエネルギーの最大値は、重力がなす仕事に等しい。すなわち、

$$U_{\max} = \frac{1}{2} \underline{u}_d^T \underline{M} \underline{B} \underline{G} \quad \cdots \cdots \cdots (2-22)$$

ここに $\underline{G}$ は作用させた重力加速度ベクトルである。式 (2-21) と式 (2-22) を等置することにより次式が得られる。

$$\frac{1}{2} \omega_d^2 \underline{u}_d^T \underline{M} \underline{u}_d = \frac{1}{2} \underline{u}_d^T \underline{M} \underline{B} \underline{G} \quad \dots\dots\dots (2-23)$$

これを整理すると、振動モードを静的たわみで近似した場合の固有周期 T_d が次のように求められる。

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = 2\pi \sqrt{\frac{\underline{u}_d^T \underline{M} \underline{u}_d}{\underline{u}_d^T \underline{M} \underline{B} \underline{G}}} \quad \dots\dots\dots (2-24)$$

このように固有周期 T_d が求められると式 (2-14) および式 (2-15) より最大応答変位は次式となる。

$$\underline{u}^{\max} = \underline{\beta}_d \underline{S}_D(T_d, h_d) \underline{u}_d \quad \dots\dots\dots (2-25)$$

ここでは $\underline{\beta}_d$ は式 (2-12) において $\underline{\phi}_j$ のかわりに $\underline{u}_d$ を代入したものであり、次式となる。

$$\underline{\beta}_d = \frac{\underline{u}_d^T \underline{M} \underline{B}}{\underline{u}_d^T \underline{M} \underline{u}_d} \quad \dots\dots\dots (2-26)$$

$\underline{\beta}_d$ を用いると式 (2-24) は、次式のように変形できる。

$$T_d = \frac{2\pi}{\sqrt{\underline{\beta}_d \underline{G}}} \quad \dots\dots\dots (2-27)$$

自重を作用させて変位を求める際には、断面力も同時に求めることができる。いま、これを $\underline{F}_d$ とすれば式 (2-25) より、最大断面力は次式により与えられる。

$$\underline{F}^{\max} = \underline{\beta}_d \underline{S}_D(T_d, h_d) \underline{F}_d \quad \dots\dots\dots (2-28)$$

式 (2-28) では、変位応答スペクトル $\underline{S}_D(T_d, h_d)$ が用いられているが、変位応答スペクトル $\underline{S}_D(T_d, h_d)$ と加速度応答スペクトル $\underline{S}_A(T_d, h_d)$ の間には、近似的に以下の関係がある。

$$\underline{S}_D(T_d, h_d) = \left(\frac{T_d}{2\pi}\right)^2 \underline{S}_A(T_d, h_d) \quad \dots\dots\dots (2-29)$$

したがって、式 (2-29) を式 (2-28) に代入すると、 $\underline{F}^{\max}$ は次のようになる。

$$\underline{F}^{\max} = \underline{\beta}_d \left(\frac{T_d}{2\pi}\right)^2 \underline{S}_A(T_d, h_d) \underline{F}_d \quad \dots\dots\dots (2-30)$$

いま、上式に式(2-27)を代入すると、次のようになる。

$$\underline{F}^{\max} = \frac{\underline{S}_A(T_d, h_d)}{\underline{G}} \underline{F}_d \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

$\underline{F}_d$ は自重を静的に水平方向に作用させた場合の断面力であるから、結局、式(2-31)は、 $\underline{F}_d$ に設計震度 $\underline{S}_A(T_d, h_d)/G$ を乗じることにより、地震時断面力 $F_{\max}$ が求められることを表わしている。

以上に示した静的フレーム法の計算フローを示すと図2-1のようになる。

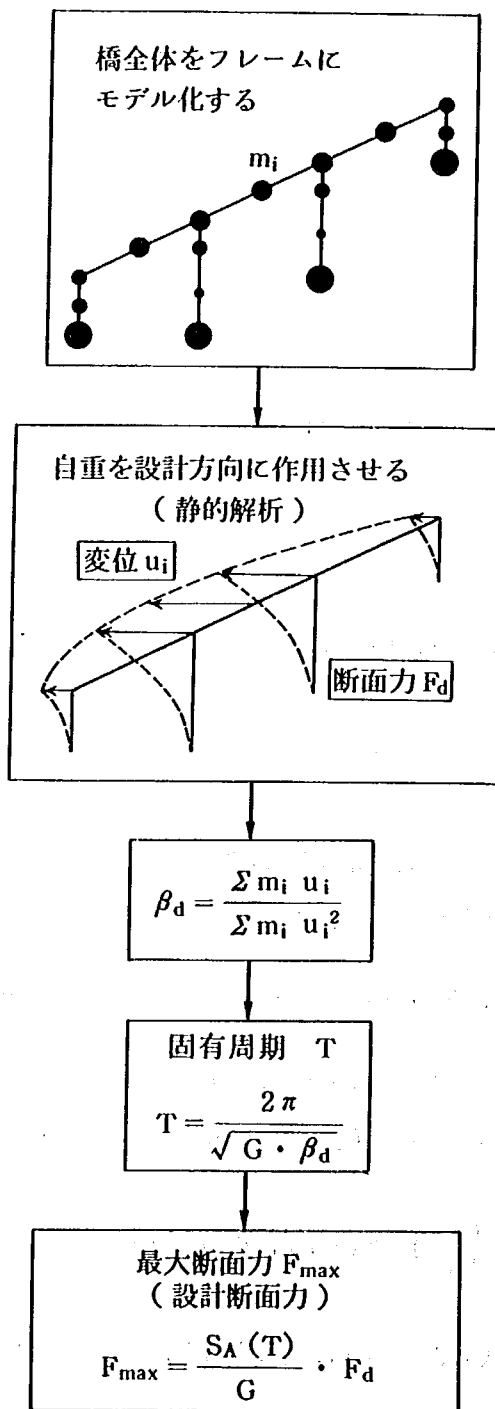


図2-1 静的フレーム法の計算フロー

3. 静的フレーム法の適用性の検討

3.1 検討の対象とした連続橋

前章に示した静的フレーム法の適用性を検討するために36ケースの連続橋を設定し、試算を行った。検討の対象とした橋は、橋長90m及び150mの2～5径間の直線連続橋であり、上部構造、下部構造、基礎及び地盤を表3-1に示すように変化させたものである。図3-1～図3-36に各ケースの上下部構造の質量、剛性、地盤ばね、及び一般図を示す。これらの連続橋は我国の連続形式の道路橋の構造特性を種々調査して設定したものであり、道路橋示方書により設計される中小規模の連続橋の代表的な性質を表わしていると考えられる。なお、ここで検討の対象とした方向は橋軸直角方向である。

解析に際しては、これらの連続橋を骨組構造としてモデル化した。モデルでは上部構造を表わすはりの軸線を床版下面位置にとり、橋脚天端と上部構造を表わすはりとの間には、桁高さ分の剛体はり要素を設定している。またT形橋脚等の張り出し部分及びフーチングはそれぞれ橋脚の頂部及び基部に集中質量としてモデル化した。

3.2 解析手法

今回の検討で用いた解析手法は、次に示す4手法である。

- ① モード解析による時刻歴地震応答解析
- ② 静的フレーム法
- ③ 現在の道路橋示方書に従う方法（以下、支点反力法と呼ぶ）
- ④ 連続橋を各径間ごとに単純橋に分割して道路橋示方書に従う方法（以下、単純桁法と呼ぶ）

次章以降に述べる試算結果の検討では、時刻歴地震応答解析から得られた値を正解と考えて考察している。なお、道路橋示方書に従う支点反力法及び単純桁法では入力を時刻歴地震応答解析と整合させるという意味で、設計水平震度 k_h として道路橋示方書に示されている値ではなく次式で与えられる値を用いている。

$$k_h = \frac{S_A(T, h)}{G} \dots\dots\dots (3-1)$$

ここで、

$S_A(T, h)$: 固有周期 T 〔秒〕, 減衰定数 h に対する入力地震動の加速度応答スペクトル値

T : 道路橋示方書V耐震設計編「4.4.2 固有周期の算定方法」に従って求めた各下部構造ごとの固有周期

h : 対象橋が有している1次の減衰定数で、ここでは、0.05とした。

G : 重力加速度

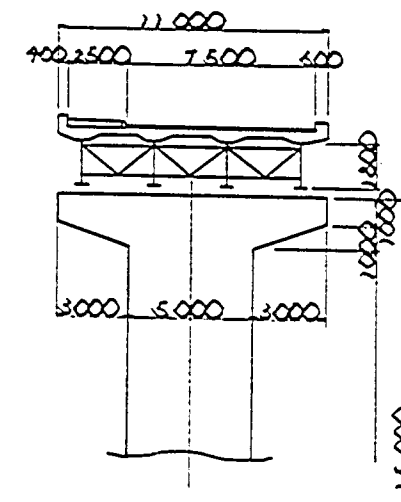
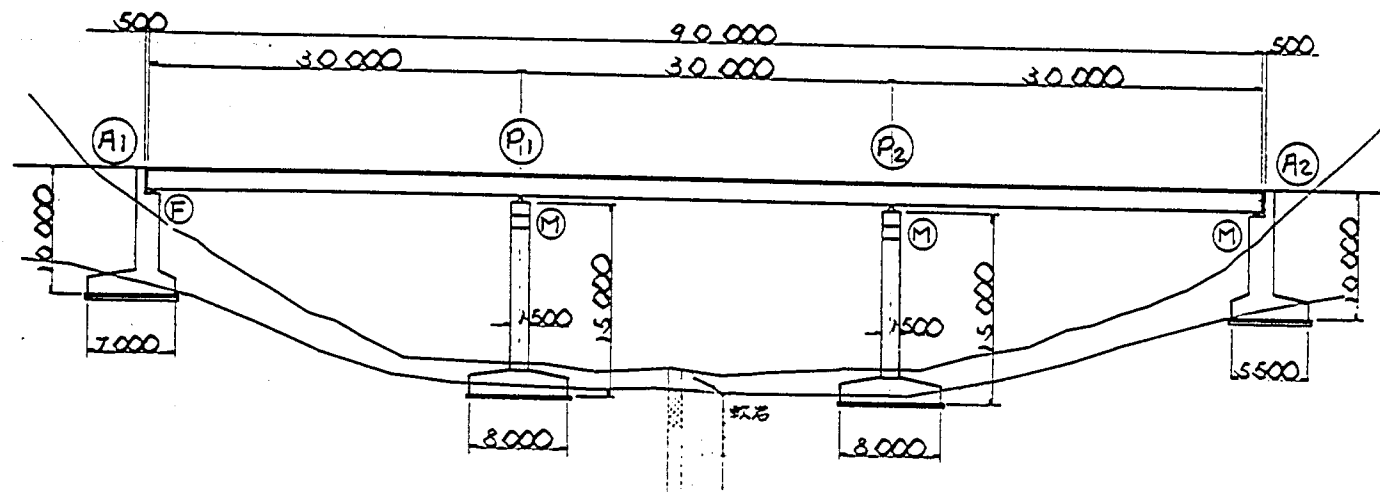
3.3 入力地震動

各解析手法で用いた入力地震動は、1978年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録（以下、開北橋記録と呼ぶ）及び1983年日本海中部地震において津軽大橋近傍の地盤上で観測された記録（以下、津軽大橋記録と呼ぶ）である。開北橋記録及び津軽大橋記録の最大加速度はそれぞれ413 gal 及び278 gal である。図3-37～図3-39は各記録の加速度波形、加速度応答スペクトル及び変位応答スペクトルを示したものである。また、式(3-1)により求めた水平震度を示すと図3-40のようになる。

表 3 - 1 解析ケース一覧表

モデル橋梁 case No			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	
上 部 形 状	橋 種 ・ 形 状	鋼 板 桁	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○			○		○	○	○	○											
		鋼 箱 桁																												○				○	○	○			
		鋼 ト ラ ス																																				○	
		P C - T 桁 (連結)																				○																	
		P C 箱 桁																					○		○					○		○	○	○				○	
		R C ホ ロ ス ラ ブ																○																					
工 部 特 徴	構 造 的 特 徴	変 断 面													○							○		○							○	○	○			○			
		鋼 床 版																																			○		
		ゲルバーヒンジ有																																					
		多径間 (4 径間以上)															○							○	○	○	○			○				○					
		広 巾 員 (14m 以上)							○				○																										
下 部 形 状	橋 脚 形 状	壁 式 (小判形含む)	○	○		○	○	○		○	○	○			○								○	○	○		○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	
		1 本 柱 式			○									○		○			○	○	○	○				○						○	○						
		ラ ー メ ン 式							○				○																										
		鋼 製 橋 脚																○	○																				
		フレキシブルピア																									○	○							○	○	○		
工 部 特 徴	そ の 他	不 等 橋 脚 高									○	○															○							○					
		不 等 ス パ ン 比											○		○		○														○	○		○	○	○		○	
基 礎 工	形 式	直 接 基 礎	○	○			○					○	○		○									○	○	○		○	○	○		○				○	○	○	○
		ケ ー ソ ン 基 礎																												○		○							
		く い 基 礎			○	○		○	○	○			○	○		○	○	○	○	○	○	○	○				○							○	○				
地 盤 別	種 別	1 種	○				○				○	○			○									○	○			○	○			○	○			○	○	○	○
		2 種		○				○								○										○													
		3 種			○				○				○																	○			○						
		4 種				○					○				○			○	○	○	○	○	○				○							○					
標 準 ス パ ン (m)			30	30	30	30	30	30	30	45	30	27	30	27	35	18	30	30	30	30	30	30	37.5	37.5	37.5	37.5	50	50	37.5	50	40	75	37.5	45	40	60	75	40	
橋脚高 (高いもの) (m)			15	9.5	9.5	12	22.5	9.5	9.5	11.5	22.5	22.5	9.5	9.5	12	11.5	14	22	11.5	11.5	11.5	11.5	25	25	11.5	11.5	43	43	11.5	10	34	42	11.5	11.5	54	54	54	34	
架 橋 地 点 の 地 形			M	R	U	S	M	R	U	S	M	M	U	U	M	U	U	U	U	U	U	U	M	M	R	U	M	M	R	S	M	M	U	U	M	M	M	M	
径 間 数			3	3	3	3	3	3	3	2	3	3	3	3	2	5	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	3	3	4	3	3	2	4	3	3	2	2	3

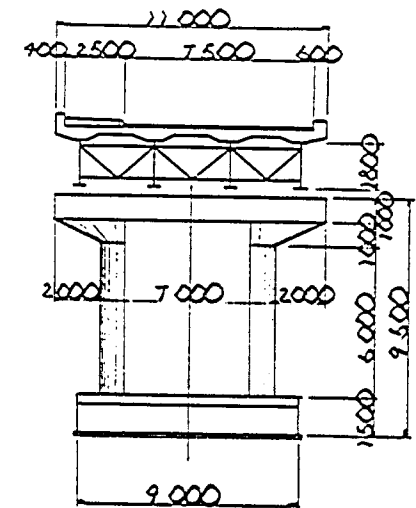
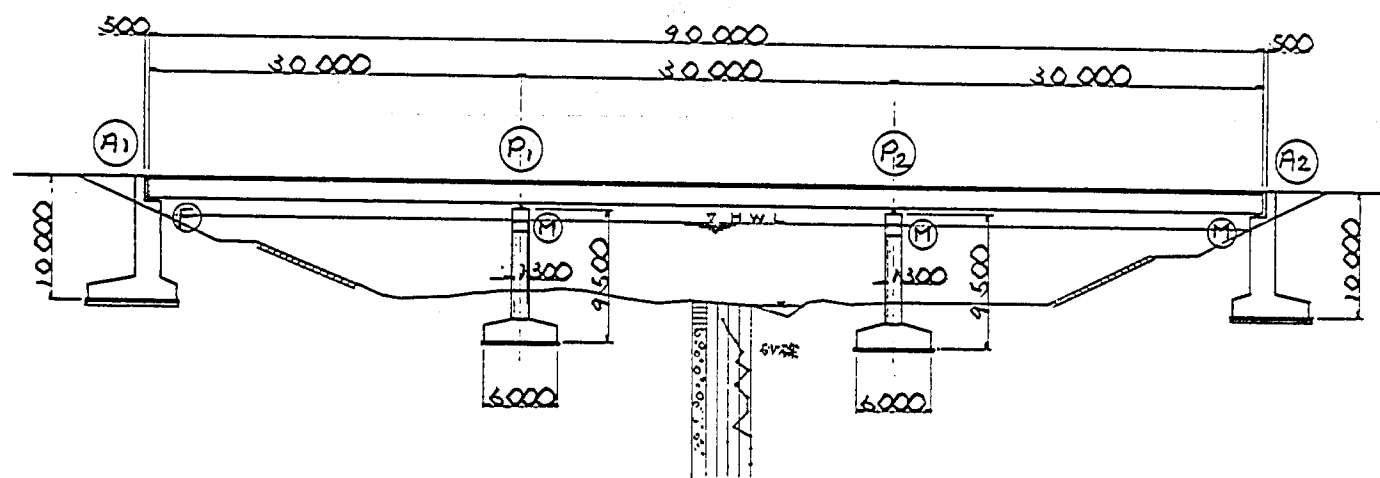
注) 架橋地点の地形の記号は、Mが山岳、Rが河川、Uが都市、Sが河口をそれぞれ意味する。



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	33.75	33.75
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	18.75	18.75
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0×10^6 (2.7)	"	(48) 42.9	42.9	19.5	19.5
	曲げ剛性	EIx	tm ²	3.6×10^6 (1.8)	"	8.0	8.0	3.7	3.7
直角	曲げ剛性	EIy	"	69×10^6 (30)	"	433	433	40.6	40.6
	ねじり剛性	GJ	"	0.03×10^6	"	14	14	5.7	5.7
基礎工 パネ	鉛直	K _V	t/m			4.9	4.2	4.7	4.7
	水平	K _H	"			1.6	1.4	1.6	1.6
	回転	K _φ	tm/r			20.0	10.7	25.0	25.0
	鉛直	K _V	t/m			1.6	1.4	1.6	1.6
	回転	K _φ	tm/r			49.5	42.5	31.7	31.7
	フーチング自重	t				289	227	360	360

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

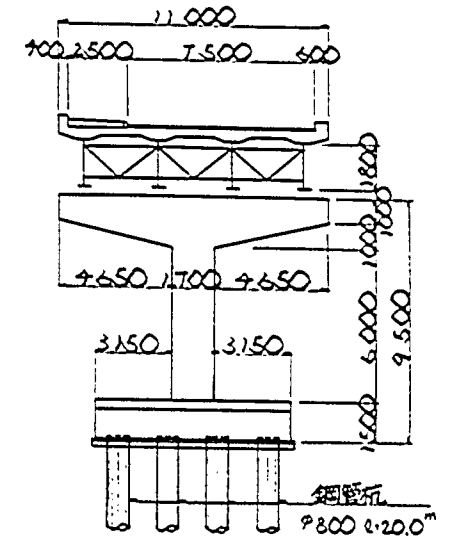
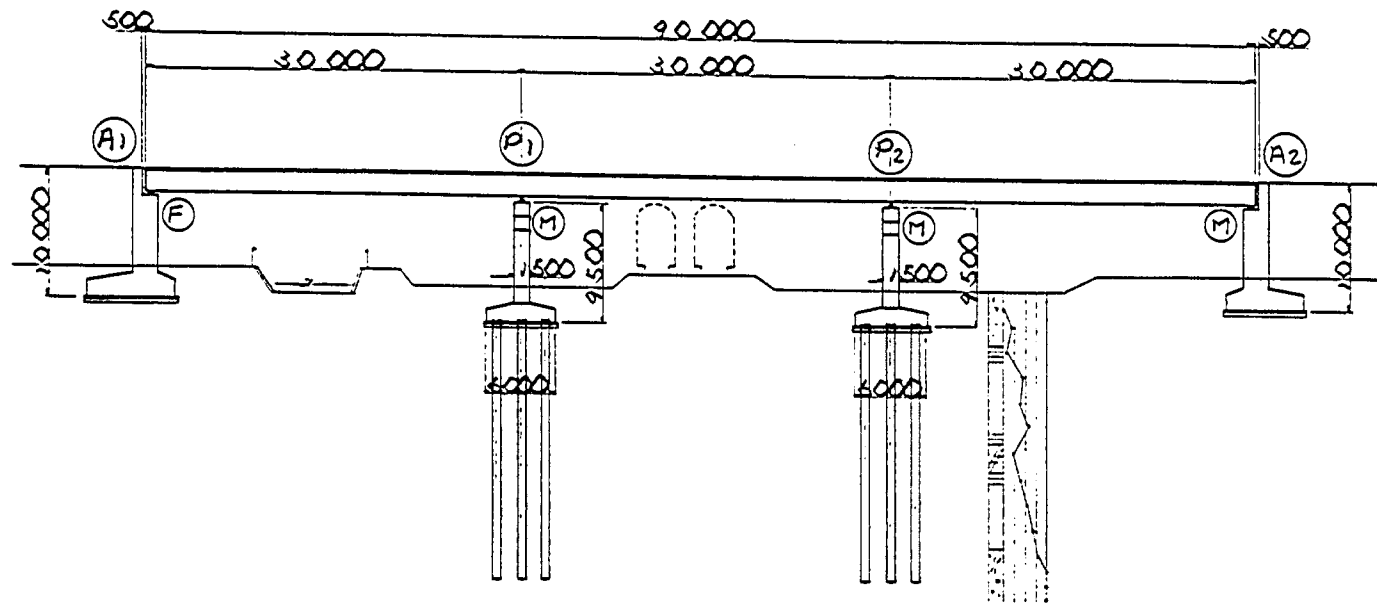
図 3-1 解析対象橋梁一般図 (ケース 1)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	29.3	29.3
	分布自重	W	1/m	11.5	同左	—	—	19.6	19.6
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	16.9	16.9
	曲げ剛性	EIx	1m ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	2.4	2.4
直角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	433	433	60.8	60.8
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	4.5	4.5
基礎工 パネ	鉛直	K _v	1/m			0.57	0.49	0.46	0.46
	水平	K _H	"			0.19	0.16	0.15	0.15
	回転	K _θ	1m/r			2.3	1.24	1.4	1.4
	鉛直	K _v	1/m			0.19	0.16	0.15	0.15
	回転	K _θ	1m/r			5.7	4.9	3.1	3.1
	フーチング自重		t			289	227	203	203

注) 表中, 剛性・パネ定数に関するものは, 10⁶ のオーダーである。

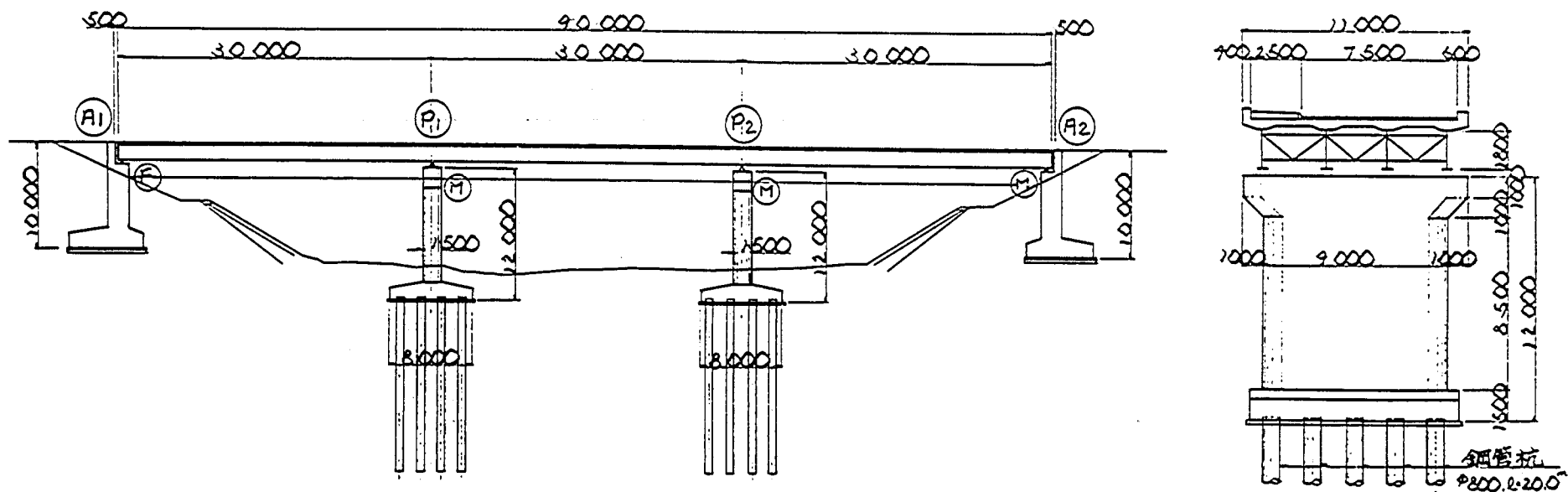
図 3-2 解析対象橋梁一般図 (ケース 2)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	52.3	52.3
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	(注) 6.4	6.4
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	6.6	6.6
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	1.3	1.3
直角	曲げ剛性	EI _y	"	69 (30)	"	433	433	1.7	1.7
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	1.0	1.0
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			0.025	0.019	0.015	0.015
	水平	K _H	"			0.105	0.079	0.063	0.063
	回転	K _φ	tm/r			2.35	1.72	1.37	1.37
	鉛直	K _v	t/m			0.105	0.079	0.063	0.063
	水平	K _H	"			2.42	1.82	1.41	1.41
	回転	K _φ	tm/r			330	248	180	180
フーチング自重				t					

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

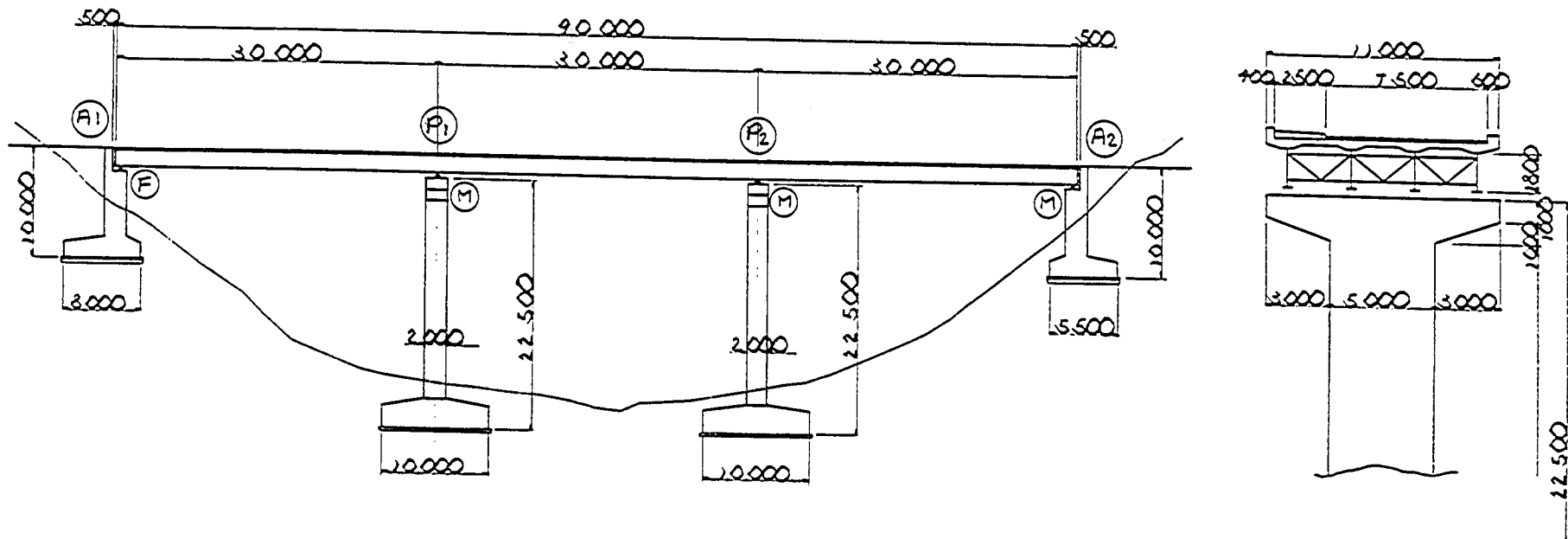
図3-3 解析対象橋梁一般図(ケース3)



構造特性			上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)
自重	集中マス	M	t	—	(1300)	(900)	11.3	11.3
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	32.5	32.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	33.8
	曲げ剛性	EIx	tm ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	5.9
直角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	433	433	166
	ねじり剛性	CJ	"	0.03	"	14	14	9.2
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m		0.037	0.030	0.025	0.025
	水平	K _H	"		0.093	0.074	0.062	0.062
	回転	K _θ	tm/r		3.07	2.37	1.98	1.98
	鉛直	K _v	t/m		0.093	0.074	0.062	0.062
	回転	K _θ	tm/r		3.21	2.57	2.05	2.05
	フーチング自重	t			413	330	300	300

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

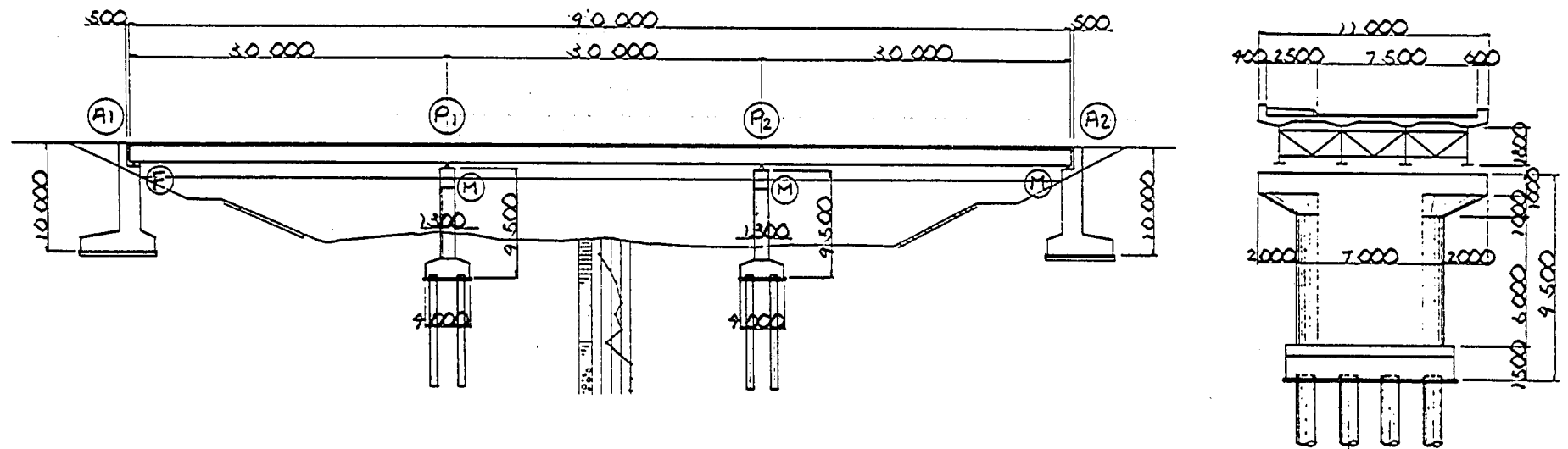
図3-4 解析対象橋梁一般図(ケース4)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	45.0	同左
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	25.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	26.0	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	8.6	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	6.9 (3.0)	"	433	433	54.2	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	13.6	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			5.0	4.2	6.1	"
	水平	K _H	"			1.7	1.4	2.0	"
	回転	K _θ	tm/r			29.4	10.7	51.0	"
	水角	K _H	t/m			1.7	1.4	2.0	"
直角	回転	K _θ	tm/r			55.6	42.5	61.7	"
	フーチング自重		t			330	227	688	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

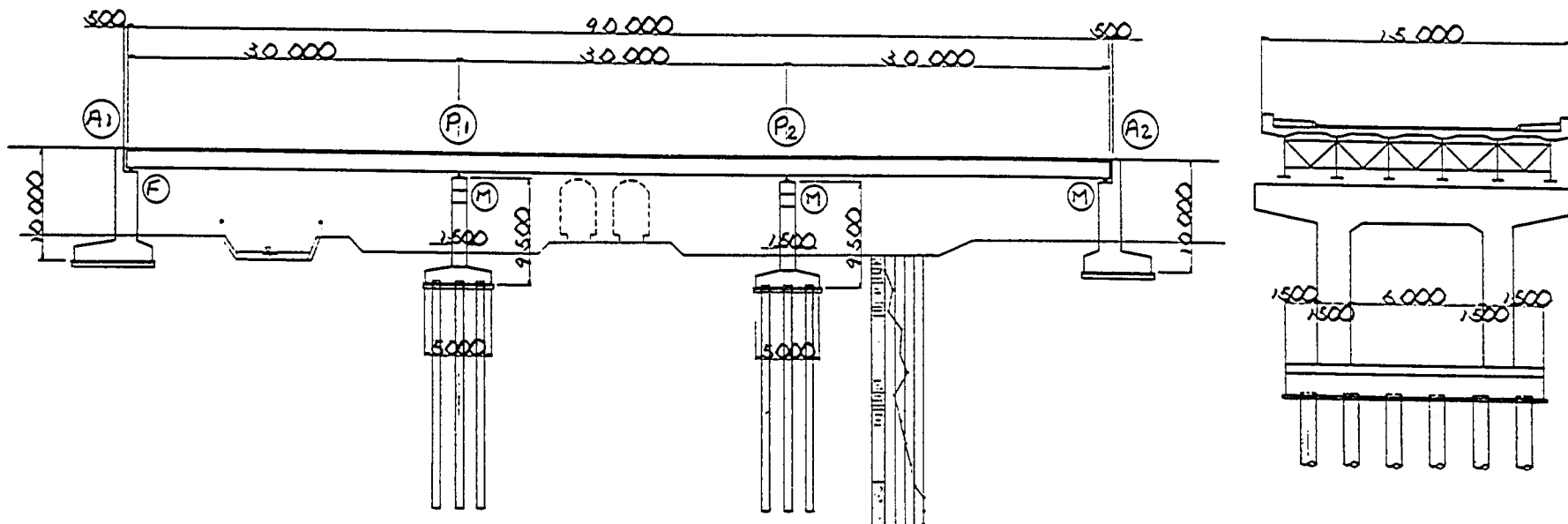
図3-5 解析対象橋梁一般図(ケース5)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	293	同左
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	19.6	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	16.9	"
	曲げ剛性	EIx	t ² m ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	2.4	"
直 角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	433	433	60.8	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	4.5	"
基礎工 パネ	鉛 直	K _v	t/m			0.022	0.015	0.010	"
	水 平	K _H	"			0.16	0.106	0.071	"
	回 転	K _θ	t ² m/r			2.45	1.61	1.07	"
	水 平	K _H	t/m			0.16	0.106	0.071	"
	回 転	K _θ	t ² m/r			2.65	1.77	1.11	"
	フーチング自重		t			248	165	120	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

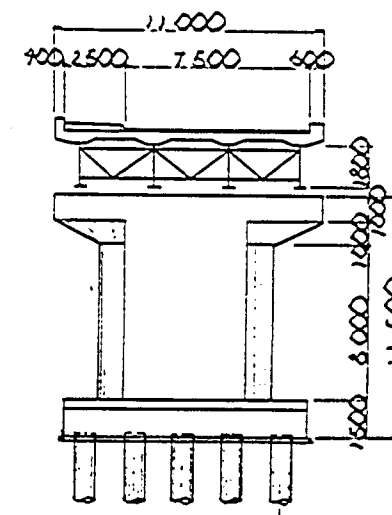
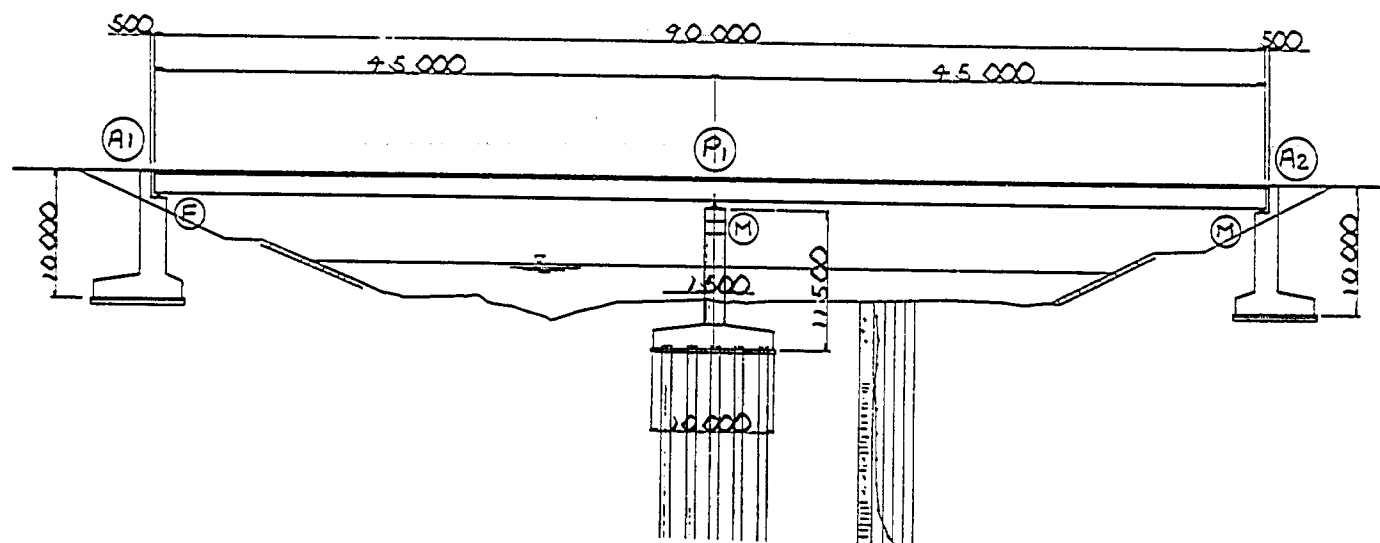
図 3 - 6 解析対象橋梁一般図 (ケース 6)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(2000)	(1500)	67.5	同左
	分布自重	W	t/m	17.3	同左	—	—	11.3	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	9.0 (4.0)	"	60.8	60.8	12.2	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	5.4 (2.7)	"	11.4	11.4	2.3	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	155 (68)	"	1100	1100	9.2	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.04	"	21	21	0.9	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m	/	/	0.030	0.022	0.022	"
	水平	K _H	"			0.126	0.094	0.094	"
	回転	K _θ	tm/r			2.82	2.06	2.06	"
	鉛直	K _v	t/m			0.126	0.094	0.094	"
	水平	K _H	"			3.02	2.26	2.26	"
	回転	K _θ	tm/r			450	338	225	"
フーチング自重			t						

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

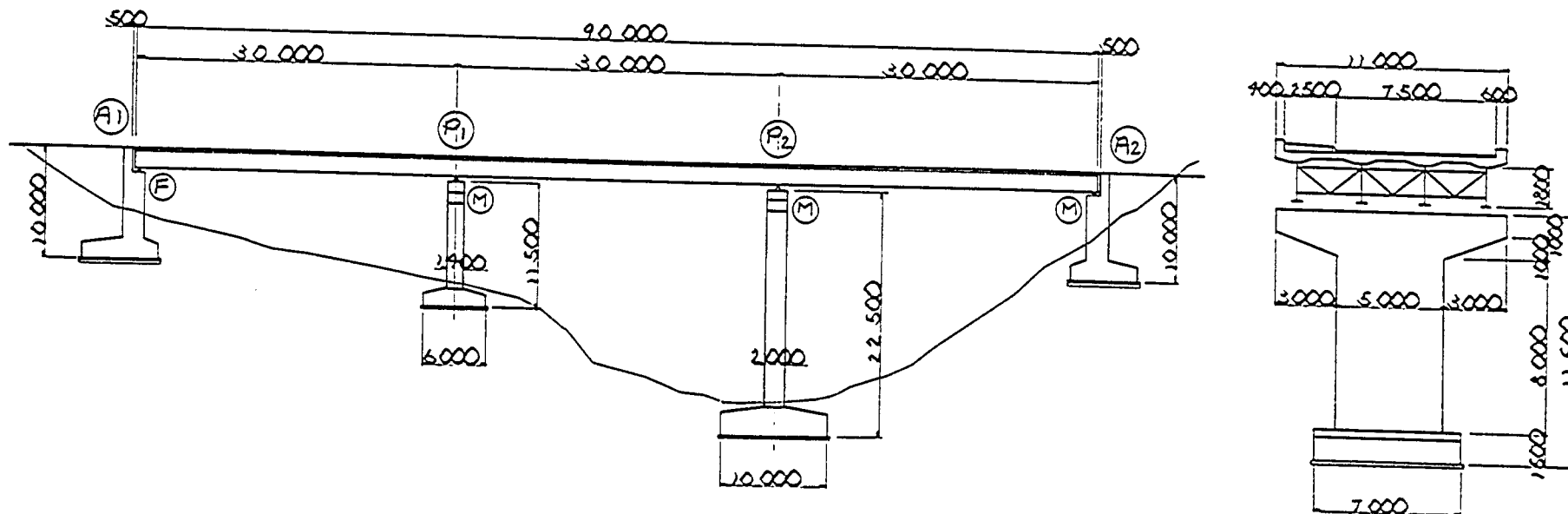
図3-7 解析対象橋梁一般図(ケース7)



構造特性				上部工		下部工		
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	11.3
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	32.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	33.8
	曲げ剛性	EIx	tm ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	5.9
直角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	433	433	166
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	9.2
基礎工 パネ	鉛直	K _V	t/m			0.043	0.030	0.031
	水平	K _H	"			0.108	0.074	0.077
	回転	K _φ	tm/r			3.59	2.35	2.56
	鉛直	K _V	t/m			0.108	0.074	0.077
	水平	K _H	"			3.93	2.57	2.56
	回転	K _φ	tm/r			412	330	375
フーチング自重				t				

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

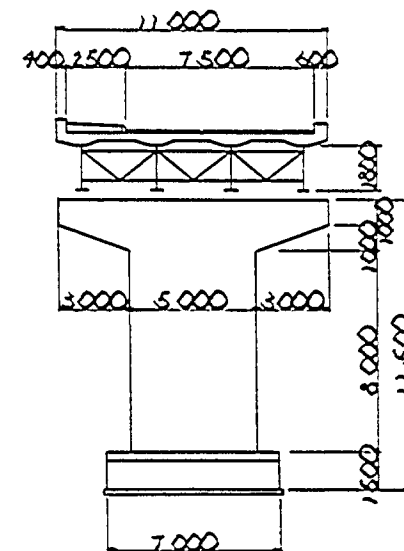
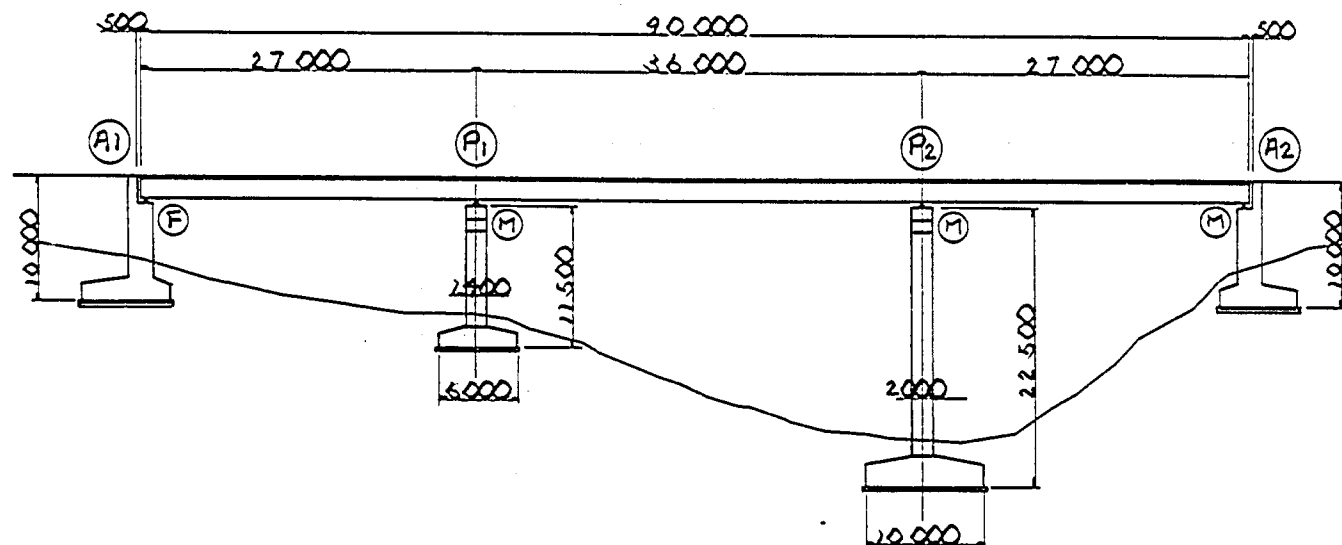
図3-8 解析対象橋梁一般図(ケース8)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(900)	31.5	45.0
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	17.5	25.0
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	18.2	26.0
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	3.0	8.6
直角	曲げ剛性	EI _y	"	69 (30)	"	433	433	37.9	54.2
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	4.7	13.6
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			4.9	4.2	3.4	6.1
	水平	K _H	"			1.6	1.4	1.1	2.0
	回転	K _φ	tm/r			20.0	10.7	10.1	51.0
	鉛直	K _v	t/m			1.6	1.4	1.1	2.0
	水平	K _H	"			49.5	42.5	13.7	61.7
	回転	K _φ	tm/r			289	227	158	625
フーチング自重									
						289	227	158	625

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

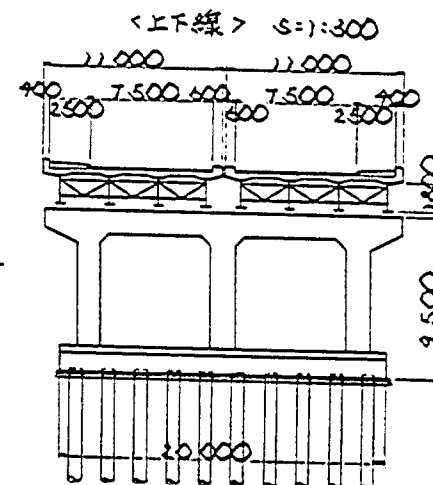
図 3 - 9 解析対象橋梁一般図 (ケース 9)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	31.5	45.0
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	—	17.5	25.0
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	18.2	26.0
	曲げ剛性	EI _x	t・m ²	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	3.0	8.6
直角	曲げ剛性	EI _y	"	6.9 (3.0)	"	433	433	37.9	54.2
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	4.7	13.6
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _v	t/m		4.9	4.2	3.4	6.1
		水平	K _H	"		1.6	1.4	1.1	2.0
		回転	K _φ	tm/r		20.0	10.7	10.1	51.0
	直角	水平	K _H	t/m		1.6	1.4	1.1	2.0
		回転	K _φ	tm/r		49.5	42.5	13.7	61.7
		フーチング自重		t		289	227	158	625

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

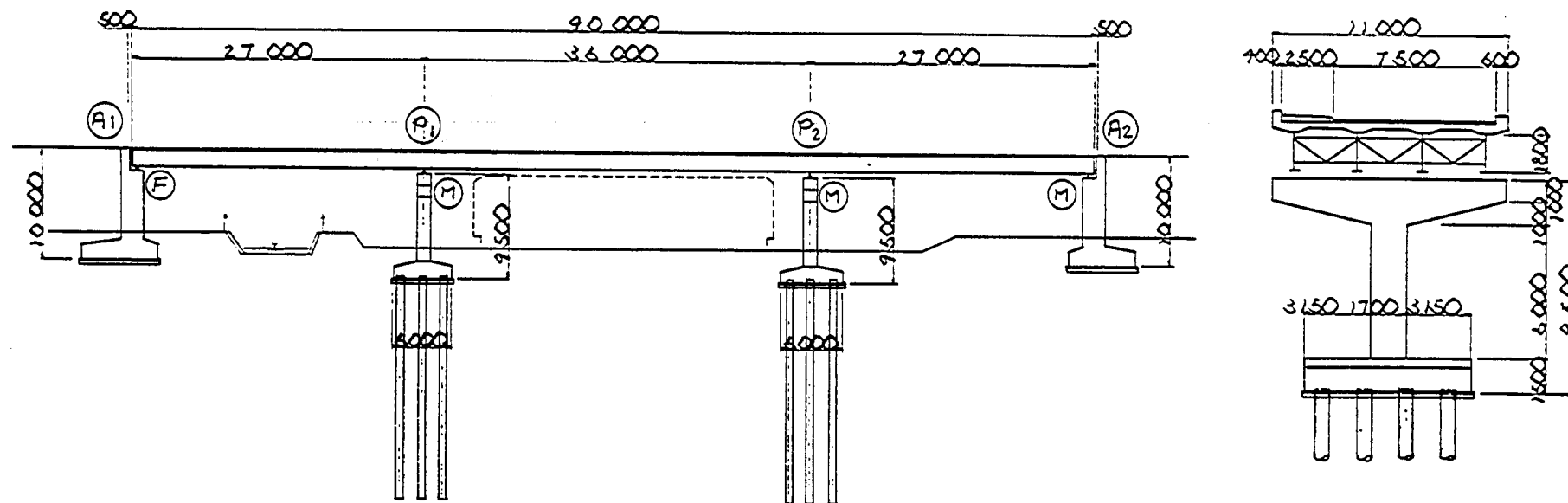
図3-10 解析対象橋梁一般図(ケース10)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(2600)	(2000)	98.4	同左	
	分布自重	W	t/m	23.0	同左	—	—	16.9	〃	
橋軸	軸力剛性	EA	t	12.0(5.4)	〃	85.8	85.8	18.2	〃	
	曲げ剛性	EI _x	t m ²	7.2(3.6)	〃	16.0	16.0	3.4	〃	
直角	曲げ剛性	EI _y	〃	138(60)	〃	3460	3460	13.7	〃	
	ねじり剛性	GJ	〃	0.06	〃	28	28	2.7	〃	
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _V	t/m		0.037	0.025	0.025	〃	
		水平	K _H	〃		0.16	0.105	0.105	〃	
		回転	K _φ	tm/r		3.44	2.25	2.25	〃	
	直角	水平	K _H	t/m		0.16	0.105	0.105	〃	
		回転	K _φ	tm/r		4.56	3.04	3.04	〃	
		フーチング自重		t		450	300	300	〃	

注) 表中, 剛性・バネ定数に関するものは, 10^6 のオーダーである。

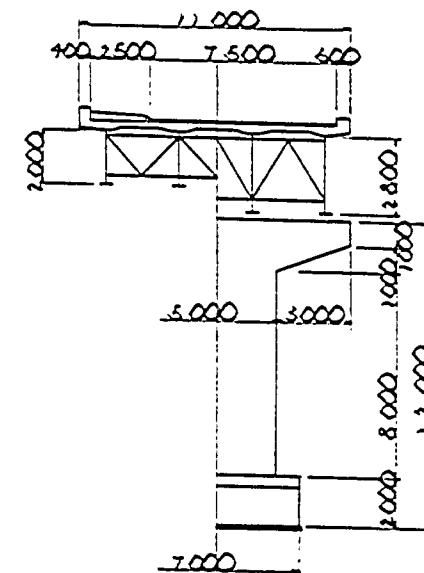
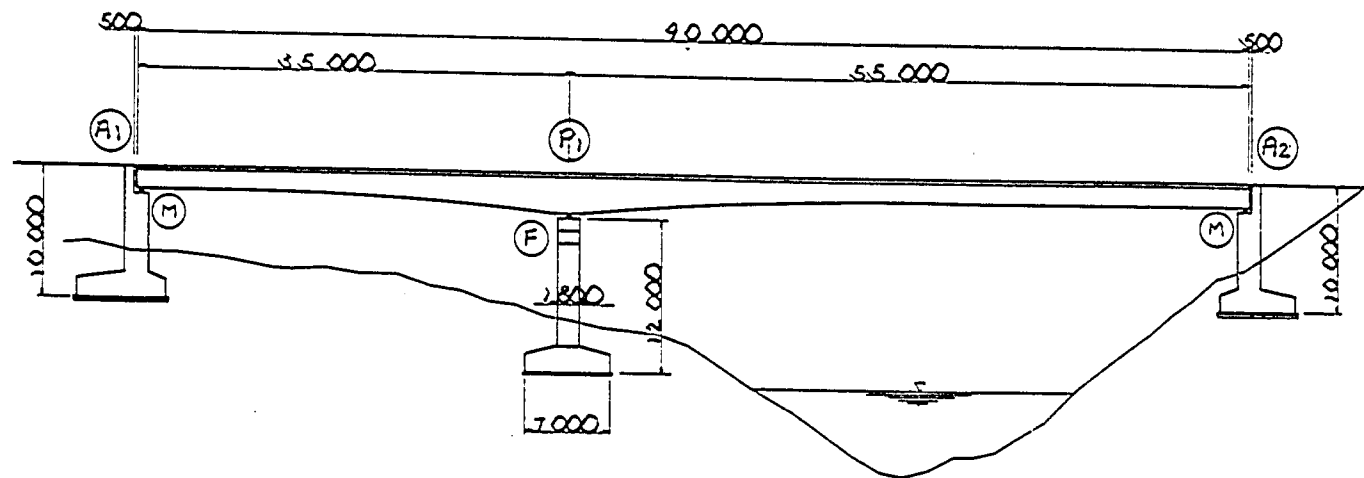
図 3-11 解析対象橋梁一般図(ケース11)



構造特性			上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)
自重	集中マス	M	t	—	(1300)	(990)	523	同左
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	—	6.4	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	42.9	42.9	6.6
	曲げ剛性	EIx	t ² m	3.6 (1.8)	"	8.0	8.0	1.3
直角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	433	433	1.7
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	1.0
基礎工 ハネ	鉛直	K _v	t/m		0.025	0.019	0.015	"
	水平	K _H	"		0.105	0.079	0.063	"
	回転	K _φ	t ² m/r		2.35	1.72	1.37	"
	水平	K _H	t/m		0.105	0.079	0.063	"
	回転	K _φ	t ² m/r		2.42	1.82	1.41	"
	フーチング自重		t		330	248	180	"

注) 表中、剛性・バネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

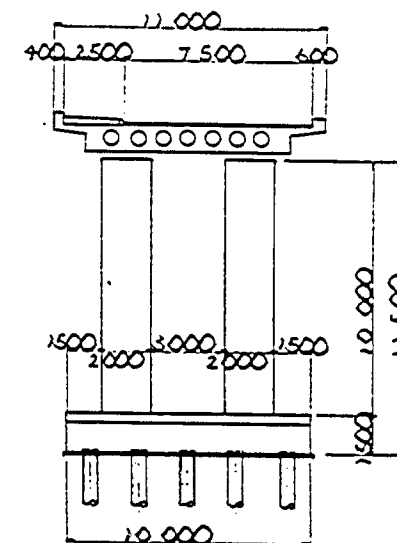
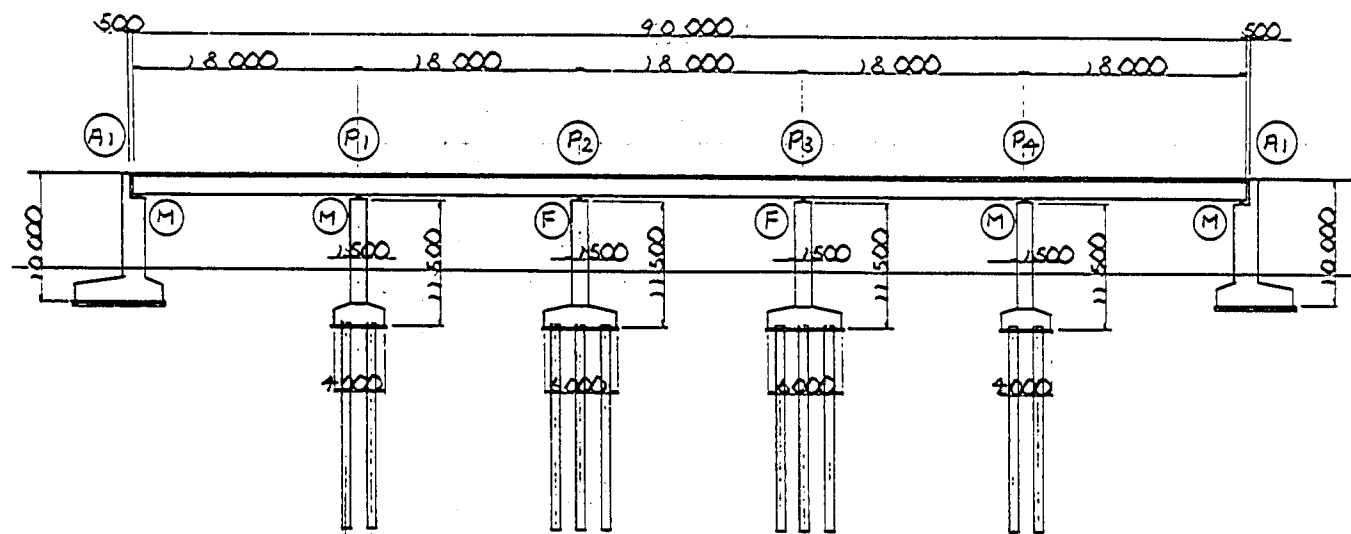
図3-12 解析対象橋梁一般図(ケース12)



構造特性				上部工		下部工		
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(1000)	40.5
	分布自重	W	t/m	13.0	同左	—	—	22.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2(2.7)	"	42.9	42.9	24.3
	曲げ剛性	EIx	tm ²	10.0(5.0)	"	8.0	8.0	6.6
直角	曲げ剛性	Ely	"	95.0(30)	"	433	433	50.6
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	11.4
基礎工 パネ	鉛直	Kv	t/m			4.9	4.2	3.7
	水平	KH	"			1.6	1.4	1.2
	回転	Kθ	tm/r			20.0	10.7	15.1
	鉛直	Kv	t/m			1.6	1.4	1.2
	水平	KH	"			49.5	42.5	15.1
	回転	Kθ	tm/r			289	227	245
フーチング自重				t				

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

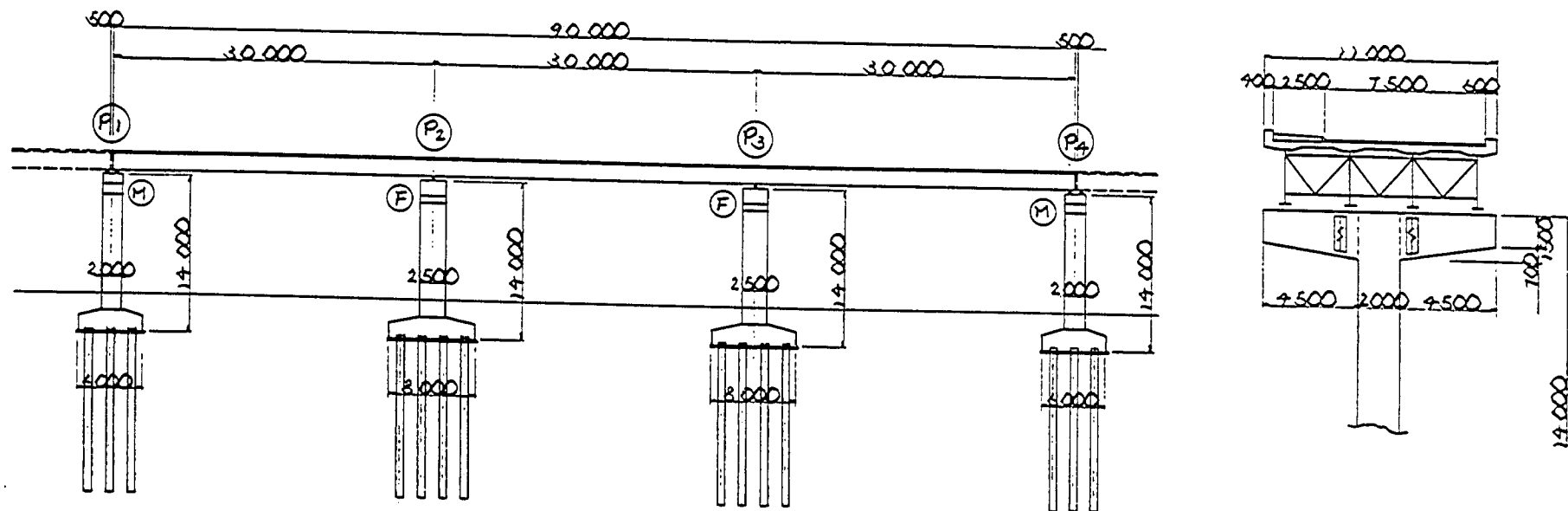
図 3-13 解析対象橋梁一般図 (ケース 13)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1), (P4)	(P3), (P2)
自重	集中マス	M	t	—	16.0	—	—	—	—
	分布自重	W	t/m	18.0	同左	—	—	15.0	同左
橋軸	軸力剛性	EA	t	15.7	"	42.9	同左	16.2	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	1.8	"	8.0	"	3.0	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	1.15	"	433	"	5.4	"
	ねじり剛性	GJ	"	3.1	"	14	"	5.3	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m	/	/	0.019	"	0.012	0.019
	水平	K _H	"			0.079	"	0.052	0.079
	回転	K _φ	tm/r			2.06	"	1.12	2.06
	鉛直	K _v	t/m			0.079	"	0.052	0.079
	水平	K _H	"			2.26	"	1.21	2.26
	回転	K _φ	tm/r			248	"	150	225
フーチング自重									

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

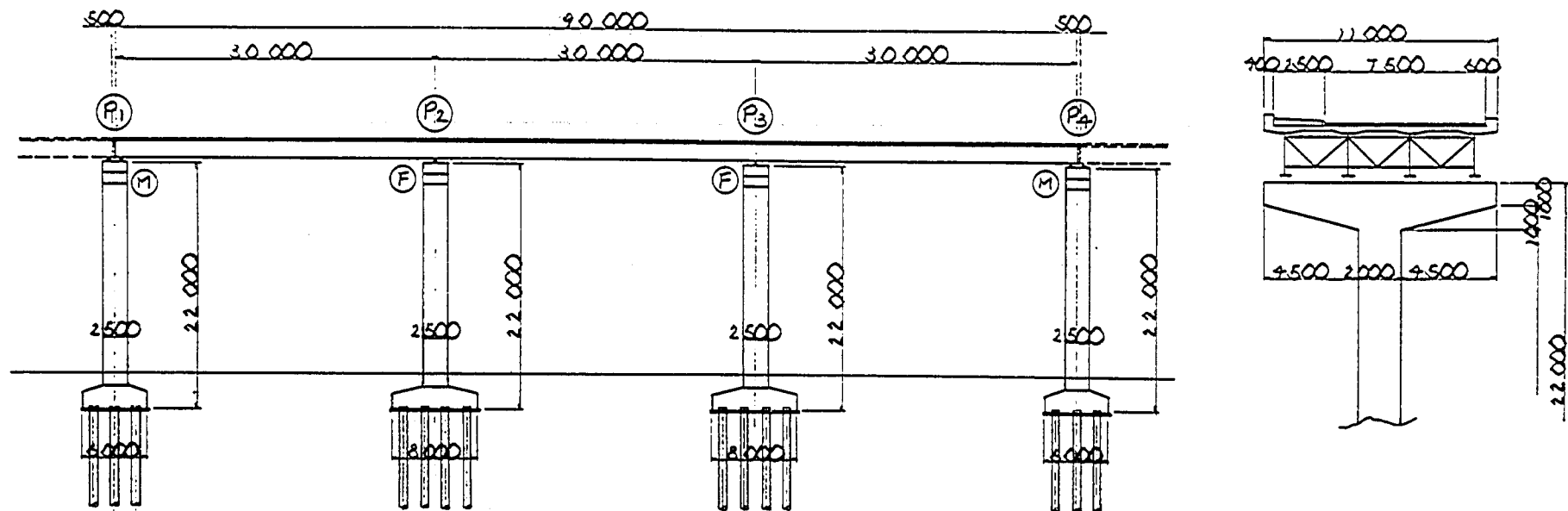
図3-14 解析対象橋梁一般図(ケース14)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)	
自重	集中マス	M	t	—	12.1	13.2	同左	12.1	
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	1.10	1.20	"	1.10
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0(2.7)	"	2.8	3.2	"	2.8
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	3.6(1.8)	"	4.0	5.46	"	4.0
直角	曲げ剛性	EI _y	"	6.9(3.0)	"	4.0	4.62	"	4.0
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	1.62	2.25	"	1.62
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			0.019	0.025	"	0.019
	水平	K _H	"			0.079	0.105	"	0.079
	回転	K _θ	tm/r			1.72	2.35	"	1.72
	鉛直	K _v	t/m			0.079	0.105	"	0.079
	水平	K _H	"			0.079	0.105	"	0.079
	回転	K _θ	tm/r			1.82	2.42	"	1.82
	フーチング自重		t			240	400	"	240

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

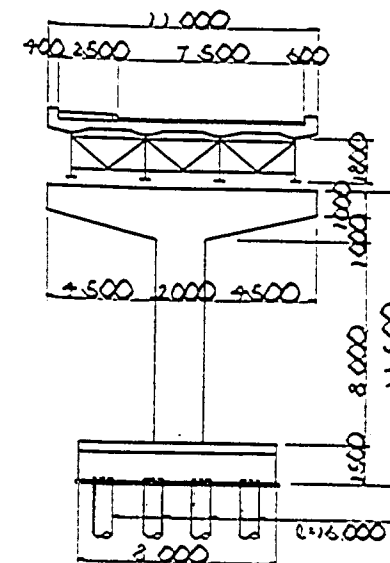
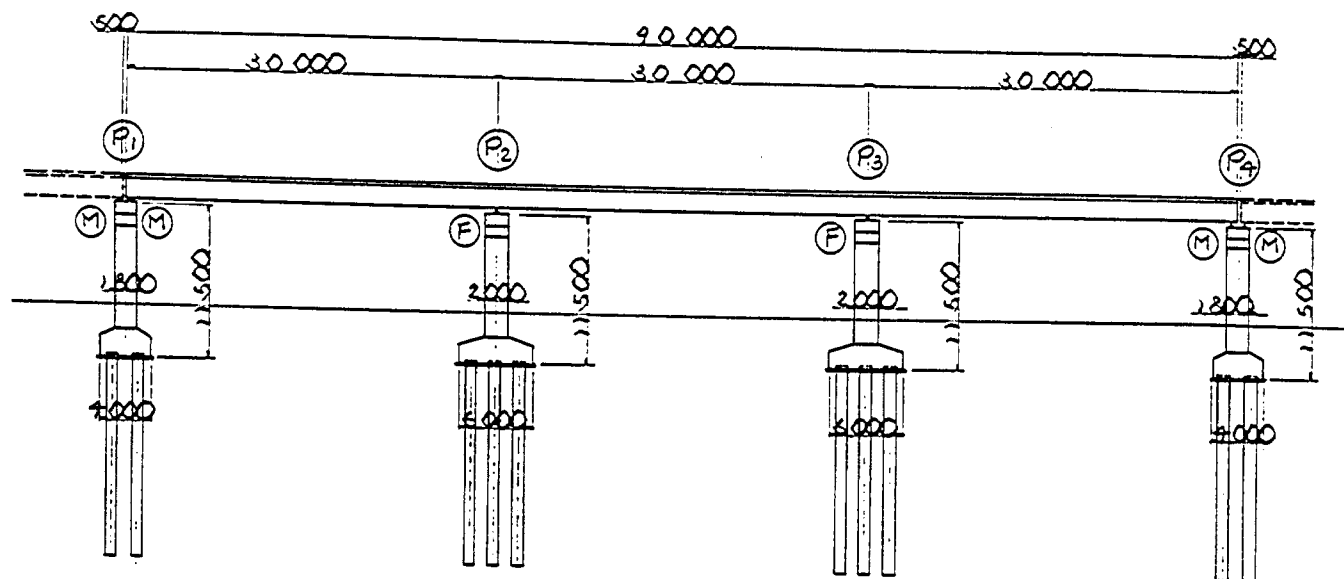
図3-15 解析対象橋梁一般図(ケース15)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)
自重	集中マス	M	t	—	—	13.2	同左	同左	同左
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	1.2	"	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	3.2	"	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	3.6 (1.8)	"	5.46	"	"	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	69 (30)	"	4.62	"	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	2.25	"	"	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			0.019	0.025	"	0.019
	水平	K _H	"			0.079	0.105	"	0.079
	回転	K _θ	tm/r			1.72	2.35	"	1.72
	水平	K _H	t/m			0.079	0.105	"	0.079
	回転	K _θ	tm/r			1.82	2.42	"	1.82
	フーチング自重		t			240	400	"	240

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

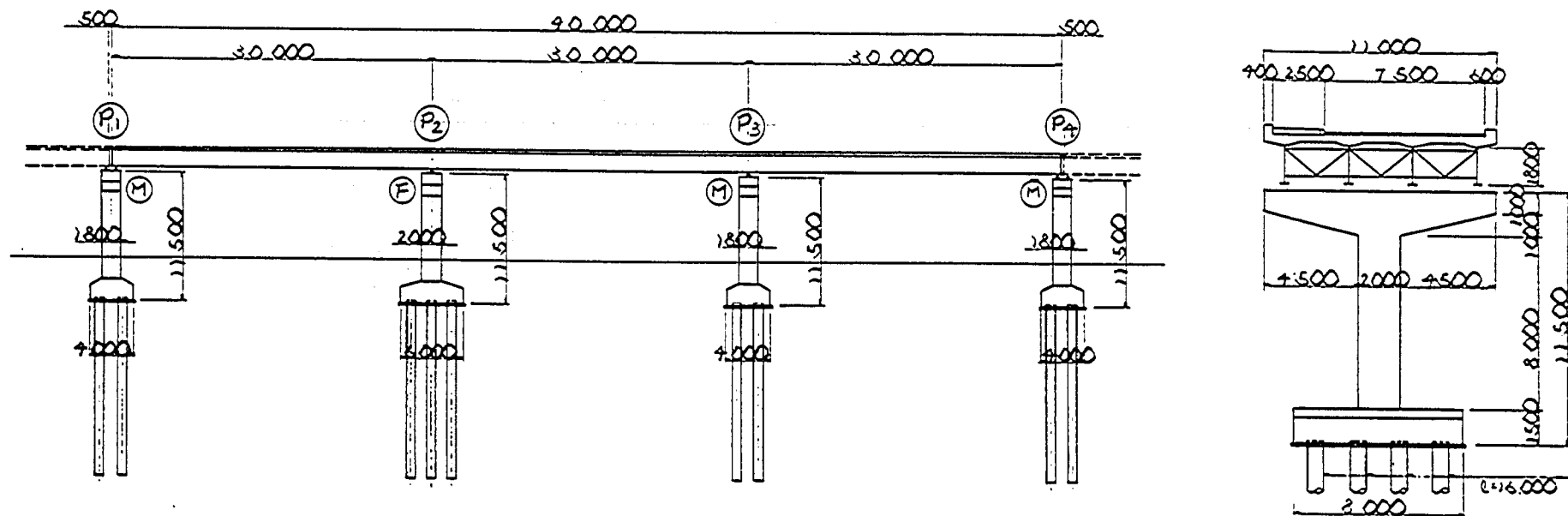
図3-16 解析対象橋梁一般図(ケース16)



構造特性			上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)
自重	集中マス	M	t	—	60.8	67.5	同左	60.8
	分布自重	W	t/m	同左	9.0	10.0	"	9.0
橋軸	軸力剛性	EA	t	"	9.7	10.8	"	9.7
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	"	2.6	3.6	"	2.6
直角	曲げ剛性	EI _y	"	"	3.2	3.6	"	3.2
	ねじり剛性	GJ	"	"	2.4	2.6	"	2.4
基礎工	鉛直	K _v	t/m		0.010	0.015	"	0.010
	水平	K _H	"		0.042	0.063	"	0.042
	回転	K _θ	tm/r		0.90	1.37	"	0.90
	水平	K _H	t/m		0.042	0.063	"	0.042
パネ	回転	K _θ	tm/r		0.94	1.41	"	0.94
	フーチング自重	t			120	180	"	120

注) 表中, 剛性・パネ定数に関するものは, 10⁶ のオーダーである。

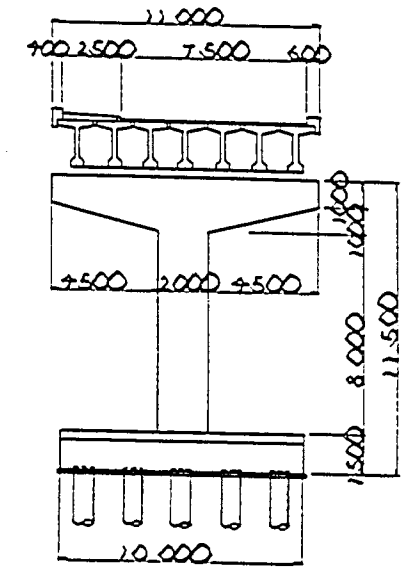
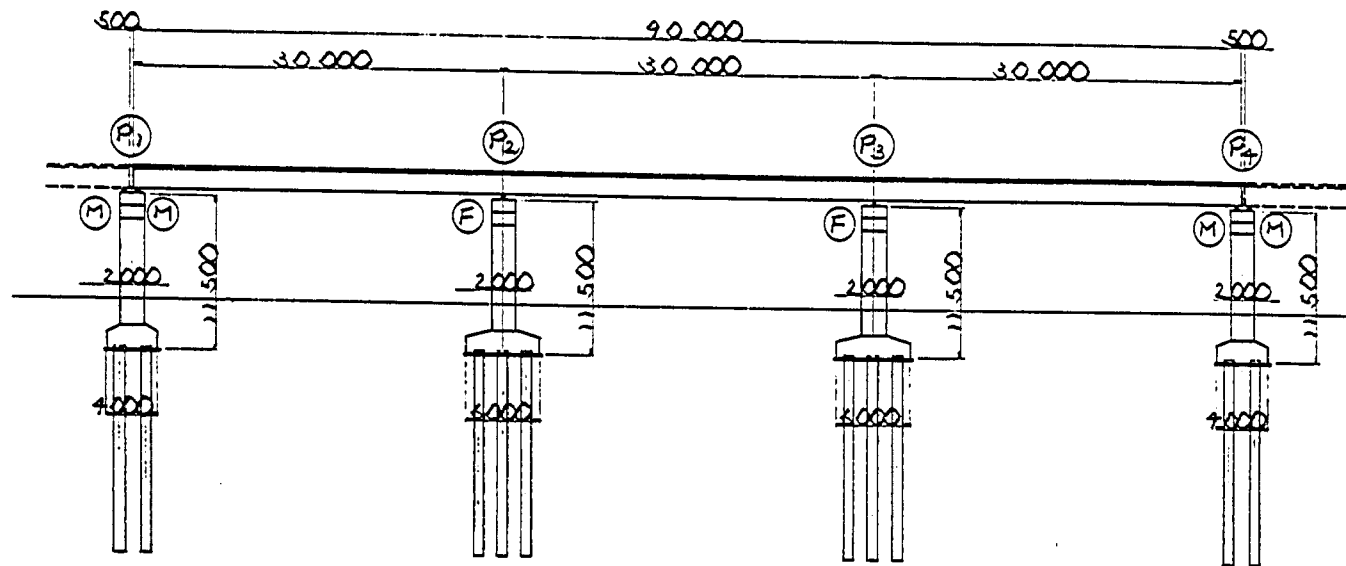
図 3-17 解析対象橋梁一般図 (ケース 17)



構造特性				上部工		下部工			
				中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)
自重	集中マス	M	t	—	—	60.8	67.5	60.8	同左
	分布自重	W	t/m	11.5	同左	9.0	10.0	9.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.0 (2.7)	"	9.7	10.8	9.7	"
	曲げ剛性	EI _x	t m ²	3.6 (1.8)	"	2.6	3.6	2.6	"
直角	曲げ剛性	EI _y	"	69 (30)	"	3.2	3.6	3.2	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	2.4	2.6	2.4	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			0.010	0.019	0.010	"
	水平	K _H	"			0.042	0.079	0.042	"
	回転	K _φ	tm/r			0.90	1.72	0.90	"
	鉛直	K _v	t/m			0.042	0.079	0.042	"
	水平	K _H	"			0.94	1.82	0.94	"
	回転	K _φ	tm/r			120	180	120	"
フーチング自重						120	180	120	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

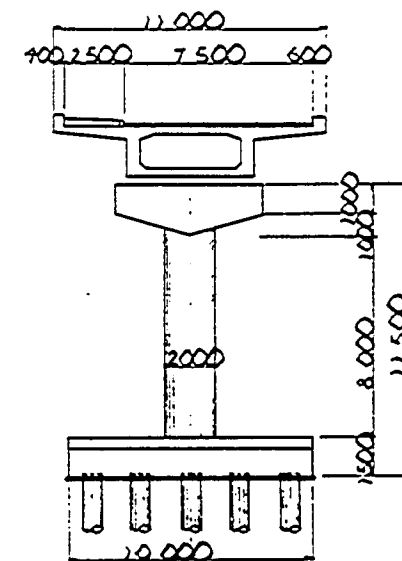
図 3-18 解析対象橋梁一般図 (ケース18)



構造特性			上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)
自重	集中マス	M	t	—	67.5	同左	同左	同左
	分布自重	W	t/m	17.3	同左	9.0	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	18.4	"	9.7	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	11.7	"	2.6	"	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	178	"	3.2	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	(11.7)	"	2.4	"	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m		0.012	0.019	"	0.012
	水平	K _H	"		0.052	0.079	"	0.052
	回転	K _φ	tm/r		1.12	1.72	"	1.12
	鉛直	K _v	t/m		0.052	0.079	"	0.052
	回転	K _φ	tm/r		1.21	1.82	"	1.21
	フーチング自重		t		150	225	"	150

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

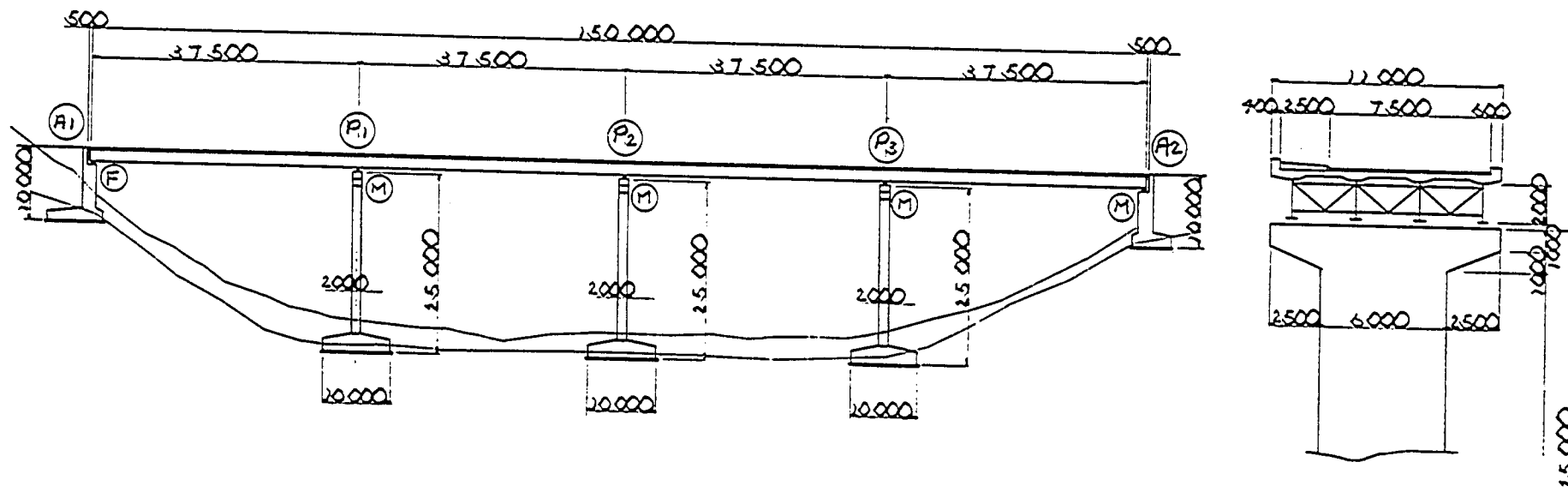
図 3-19 解析対象橋梁一般図 (ケース 19)



構 造 特 性				上 部 工		下 部 工				
		記号	単位	中間部	支点部	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)	(P ₄)	
自重	集中マス	M	t	—	—	45.0	同左	同左	同左	
	分布自重	W	t/m	20.0	同左	7.9	"	"	"	
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.0	"	8.5	"	"	"	
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	14.0	"	2.1	"	"	"	
直角	曲げ剛性	EI _y	"	170.1	"	2.1	"	"	"	
	ねじり剛性	GJ	"	9.6	"	1.1	"	"	"	
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _V	t/m		0.012	0.019	0.012	"	
		水平	K _H	"		0.052	0.079	0.052	"	
		回 転	K _φ	tm/r		1.12	1.72	1.12	"	
	直角	水平	K _H	t/m		0.052	0.079	0.052	"	
		回 転	K _φ	tm/r		1.21	1.82	1.21	"	
		フーチング自重		t		150	225	150	"	

注) 表中, 剛性・バネ定数に関するものは, 10^6 のオーダーである。

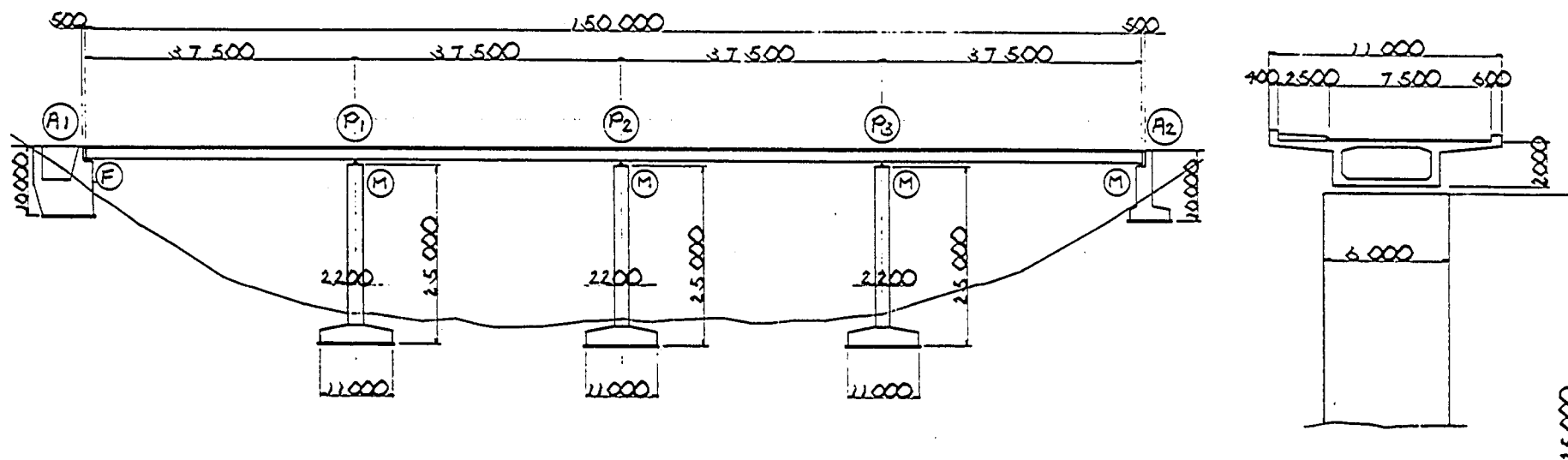
図 3-20 解析対象橋梁一般図(ケース20)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	(P3)
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	37.5	同左	同左
	分布自重	W	t/m	12.0	同左	—	—	30.0	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.8 (2.7)	"	42.9	42.9	32.4	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	5.6 (2.8)	"	8.0	8.0	10.8	"	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	78.8 (30)	"	433	433	97.2	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	16.9	"	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			6.1	4.2	6.5	"	"
	水平	K _H	"			2.0	1.4	2.2	"	"
	回転	K _φ	tm/r			51.0	10.7	53.9	"	"
	鉛直	K _v	t/m			2.0	1.4	2.2	"	"
	回転	K _φ	tm/r			61.7	42.5	77.6	"	"
	フーチング自重		t			289	227	750	"	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

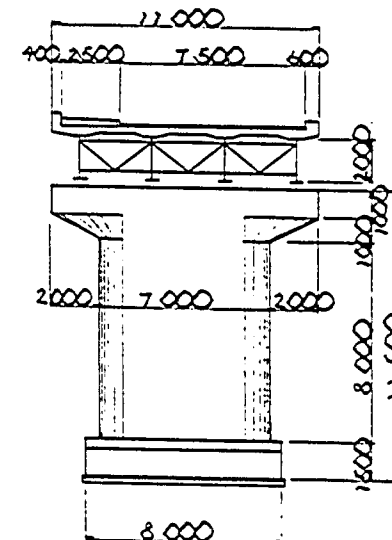
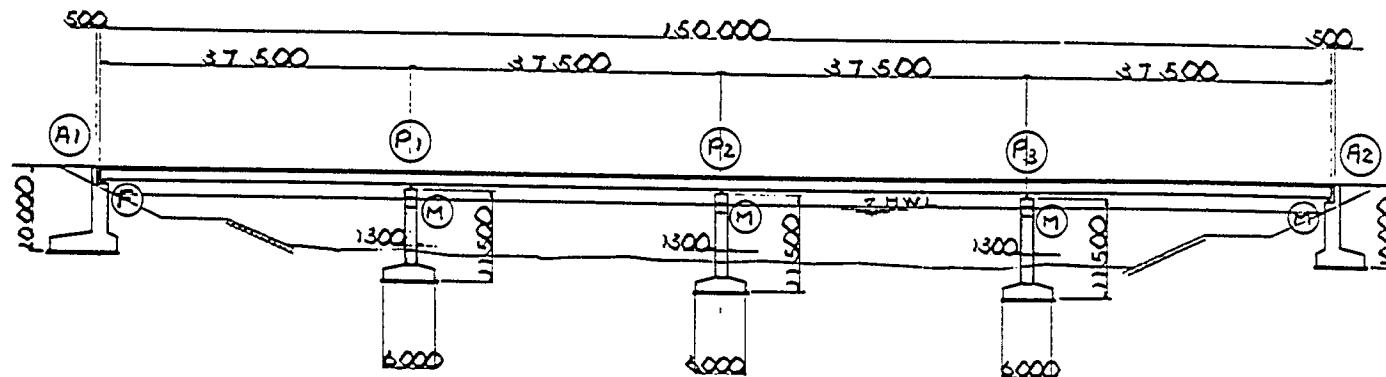
図3-21 解析対象橋梁一般図(ケース21)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	(P3)
自重	集中マス	M	t	—	—	(3000)	(1000)	—	—	—
	分布自重	W	t/m	20.0	27.2	—	—	33.0	同左	同左
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.0	32.2	(5000) ∞	42.9	34.3	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	14.0	16.5	∞	8.0	13.8	"	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	170.1	201.6	∞	433	103.0	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	9.6	13.5	∞	14	21.7	"	"
基礎工 パネ	鉛直	Kv	t/m			6.9	4.2	7.2	"	"
	水平	KH	"			2.3	1.4	2.4	"	"
	回転	Kφ	tm/r			82.3	10.7	72.7	"	"
	鉛直	Kv	t/m			6.9	4.2	7.2	"	"
	水平	KH	"			2.3	1.4	2.4	"	"
	回転	Kφ	tm/r			69.2	42.5	102	"	"
フーチング自重						550	227	894	"	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

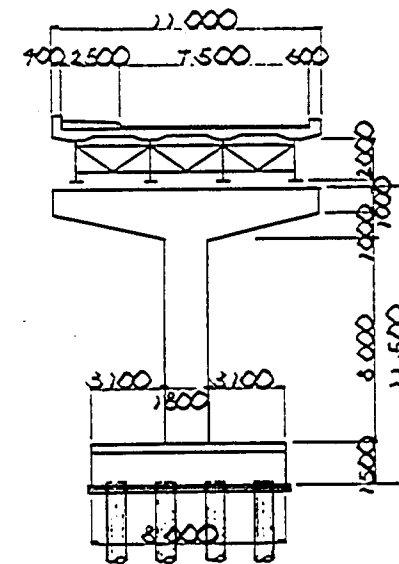
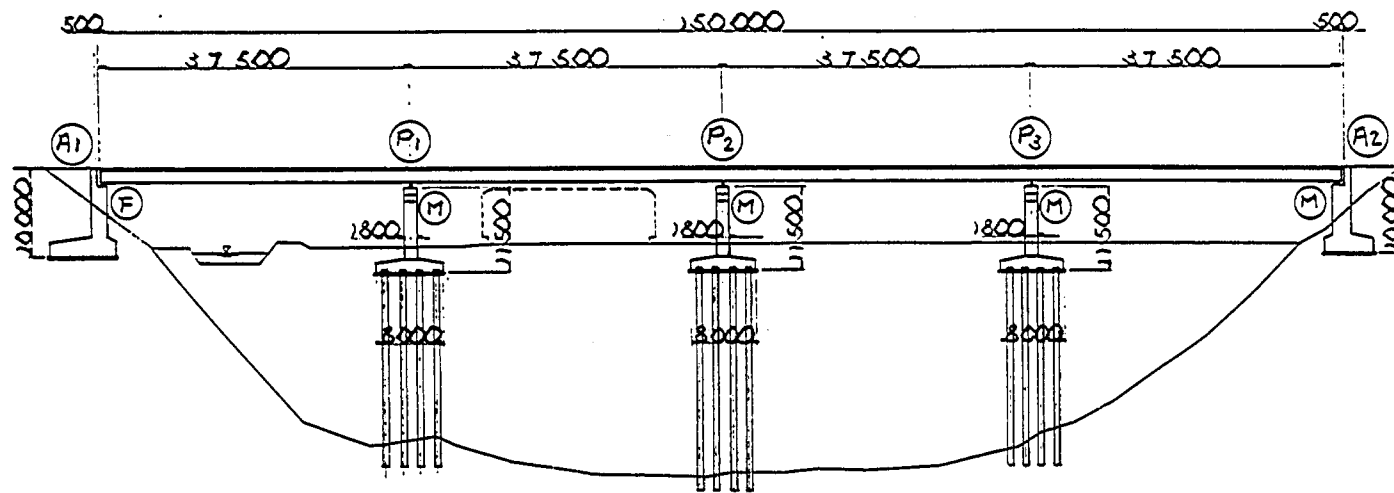
図3-22 解析対象橋梁一般図(ケース22)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	文点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	(P3)
自重	集中マス	M	t	—	—	(2000)	(1000)	29.3	同左	同左
	分布自重	W	t/m	12.0	同左	—	—	19.6	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.8 (2.7)	"	42.9	42.9	16.9	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	5.6 (2.8)	"	8.0	8.0	2.4	"	"
直角	曲げ剛性	EIy	"	78.8 (30)	"	433	433	60.8	"	"
	ねじり剛性	CJ	"	0.03	"	14	14	4.5	"	"
基礎工 パネ	鉛直	Kv	t/m			0.71	0.57	0.52	"	"
	水平	KH	"			0.24	0.19	0.17	"	"
	回転	Kθ	tm/r			5.93	2.32	1.56	"	"
	鉛直	Kv	t/m			0.24	0.19	0.17	"	"
	水平	KH	"			7.17	5.74	5.24	"	"
	回転	Kθ	tm/r			289	227	180	"	"
フーチング自重										

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

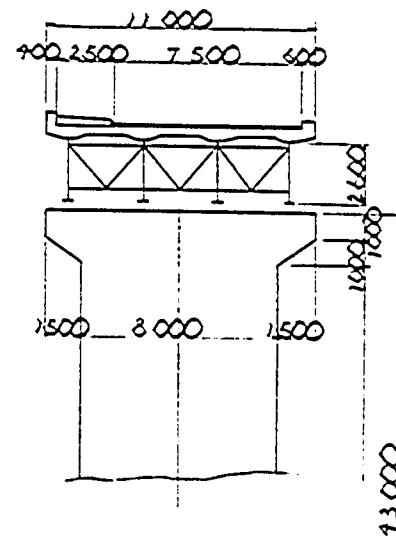
図 3-23 解析対象橋梁一般図 (ケース23)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)	(P ₃)
自重	集中マス	M	t	—	—	(1300)	(990)	62.1	同左	同左
	分布自重	W	t/m	12.0	同左	—	—	8.1	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	6.8 (2.7)	"	42.9	42.9	8.7	"	"
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	5.6 (2.8)	"	8.0	8.0	2.4	"	"
直角	曲げ剛性	EI _y	"	78.8 (30)	"	433	433	2.4	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	14	14	1.9	"	"
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _V	t/m		0.030	0.022	0.020	"	"
		水平	K _H	"		0.126	0.094	0.049	"	"
		回転	K _θ	tm/r		2.82	2.06	1.58	"	"
	直角	水平	K _H	t/m		0.126	0.094	0.049	"	"
		回転	K _θ	tm/r		3.02	2.26	1.58	"	"
		フーチング自重		t			300	248	240	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

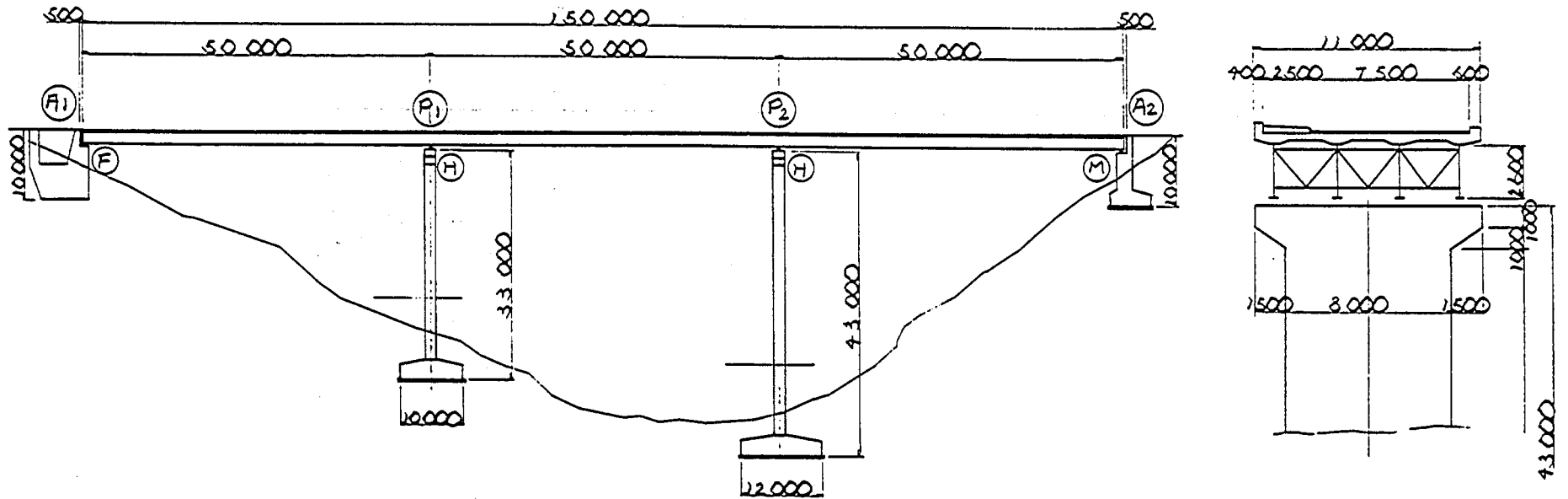
図 3-24 解析対象橋梁一般図(ケース24)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)
自重	集中マス	M	t	—	—	(2000)	(1000)	28.1	同左
	分布自重	W	t/m	13.0	同左	—	—	50.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2 (2.7)	"	(5000) ∞	42.9	54.0	"
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	10.0 (5.0)	"	∞	8.0	28.1	"
直角	曲げ剛性	EI _y	"	95.0 (30)	"	∞	43.3	288.0	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	∞	1.4	44.0	"
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _v	t/m		6.9	4.2	8.7	"
		水平	K _H	"		2.3	1.4	2.9	"
		回転	K _φ	tm/r		82.3	10.7	10.4	"
	直角	水平	K _H	t/m		2.3	1.4	2.9	"
		回転	K _φ	tm/r		69.2	42.5	18.5	"
		フーチング自重	t			69.0	22.7	14.4	"

注) 表中, 剛性・バネ定数に関するものは, 10^6 のオーダーである。

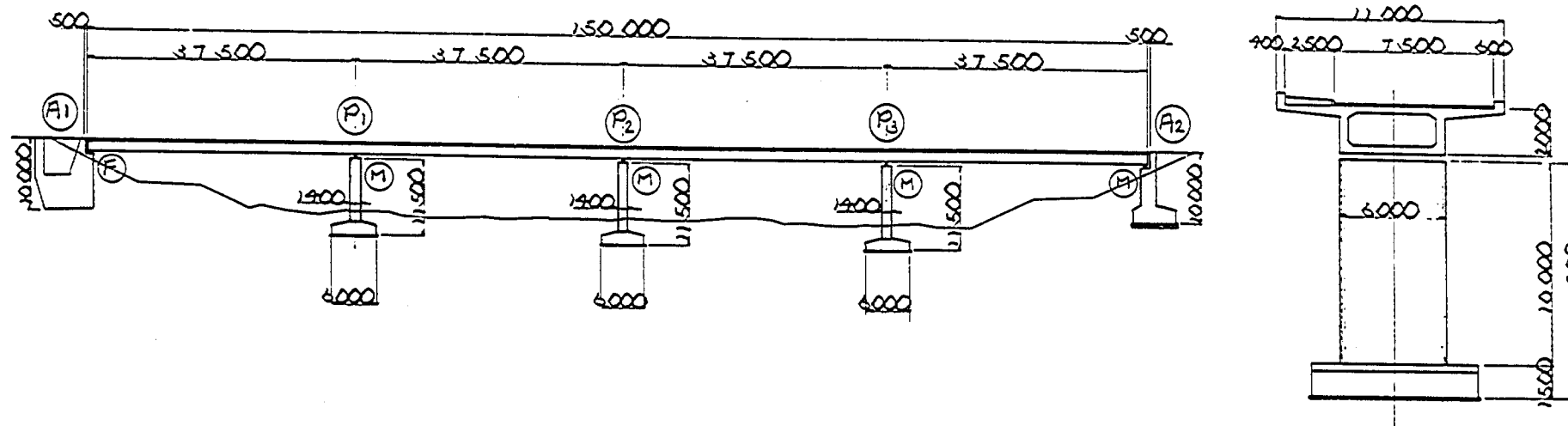
図 3-25 解析対象橋梁一般図(ケース25)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(2000)	(1000)	28.1	同左
	分布自重	W	1/m	13.0	同左	—	—	50.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2(2.7)	"	(5000)	42.9	54.0	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	10.0(5.0)	"	∞	8.0	28.1	"
直角	曲げ剛性	Ely	"	95.0(30)	"	∞	433	288.0	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.03	"	∞	14	44.0	"
基礎工 パネ	鉛直	K _V	1/m			6.9	4.2	6.8	8.7
	水平	K _H	"			2.3	1.4	2.3	2.9
	回転	K _φ	tm/r			82.3	10.7	56.6	104
	鉛直	K _V	1/m			2.3	1.4	2.3	2.9
	水平	K _H	"			69.2	42.5	95.7	185
	回転	K _φ	tm/r			690	227	813	1440
フーチング自重			t						

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

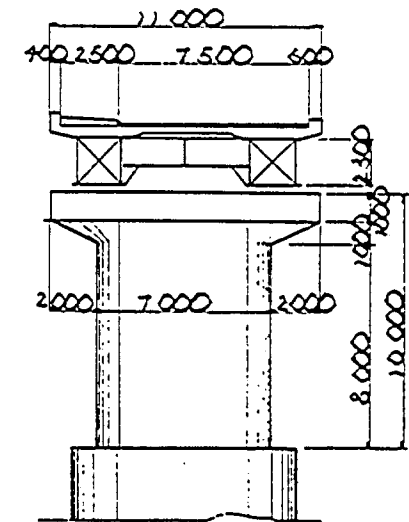
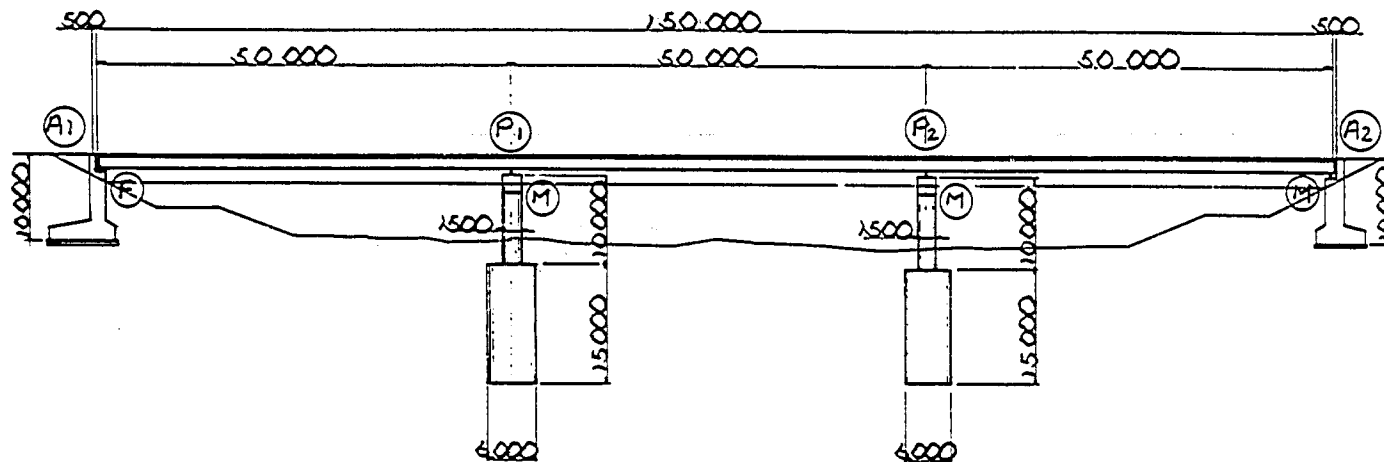
図 3-26 解析対象橋梁一般図(ケース26)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	文点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	(P3)
						(3000)	(1000)	—	—	—
自重	集中マス	M	t	—	—	—	—	—	—	—
	分布自重	W	t/m	20.0	27.2	—	—	20.0	同左	同左
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.0	32.2	(5000)	42.9	20.7	"	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	14.0	16.5	∞	8.0	3.5	"	"
直角	曲げ剛性	Ely	"	170.0	201.6	∞	433	38.0	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	9.6	13.5	∞	14	5.6	"	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			0.71	0.57	0.46	"	"
	水平	K _H	"			0.24	0.19	0.15	"	"
	回転	K _φ	tm/r			5.93	2.32	1.37	"	"
	鉛直	K _v	t/m			0.24	0.19	0.15	"	"
	水平	K _H	"			7.17	5.74	3.08	"	"
	回転	K _φ	tm/r			690	227	203	"	"
フーチング自重										

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

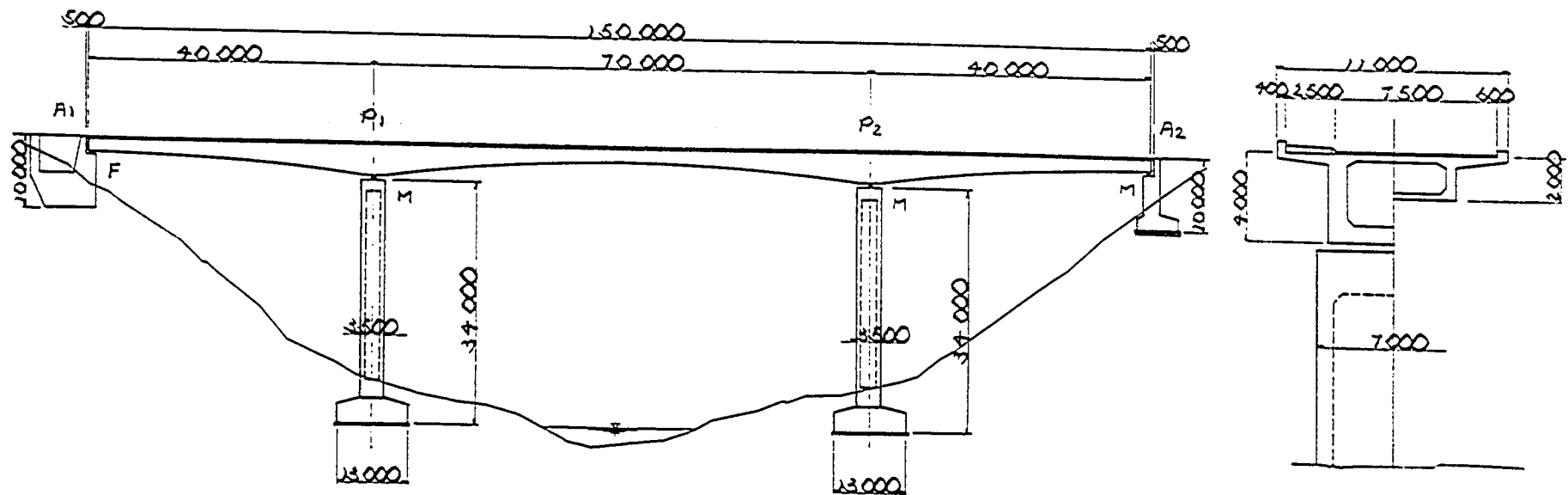
図 3-27 解析対象橋梁一般図(ケース27)



構造特性			上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)
自重	集中マス	M	t	—	(2000)	(1000)	22.5	同左
	分布自重	W	t/m	13.0	同左	—	25.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2(2.7)	"	(5000)	42.9	26.0
	曲げ剛性	EI _x	t m ²	10.0(5.0)	"	∞	8.0	4.2
直角	曲げ剛性	EI _y	"	95.0(30)	"	∞	433	60.2
	ねじり剛性	GJ	"	0.3	"	∞	14	7.1
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m		0.030	0.022	86.4	"
	水平	K _H	"		0.126	0.094	14.5	"
	回転	K _θ	tm/r		2.82	2.06	3380	"
	鉛直	K _v	t/m		0.126	0.094	14.5	"
	回転	K _θ	tm/r		3.02	2.26	3380	"
	フーチング自重		t		330	330	—	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

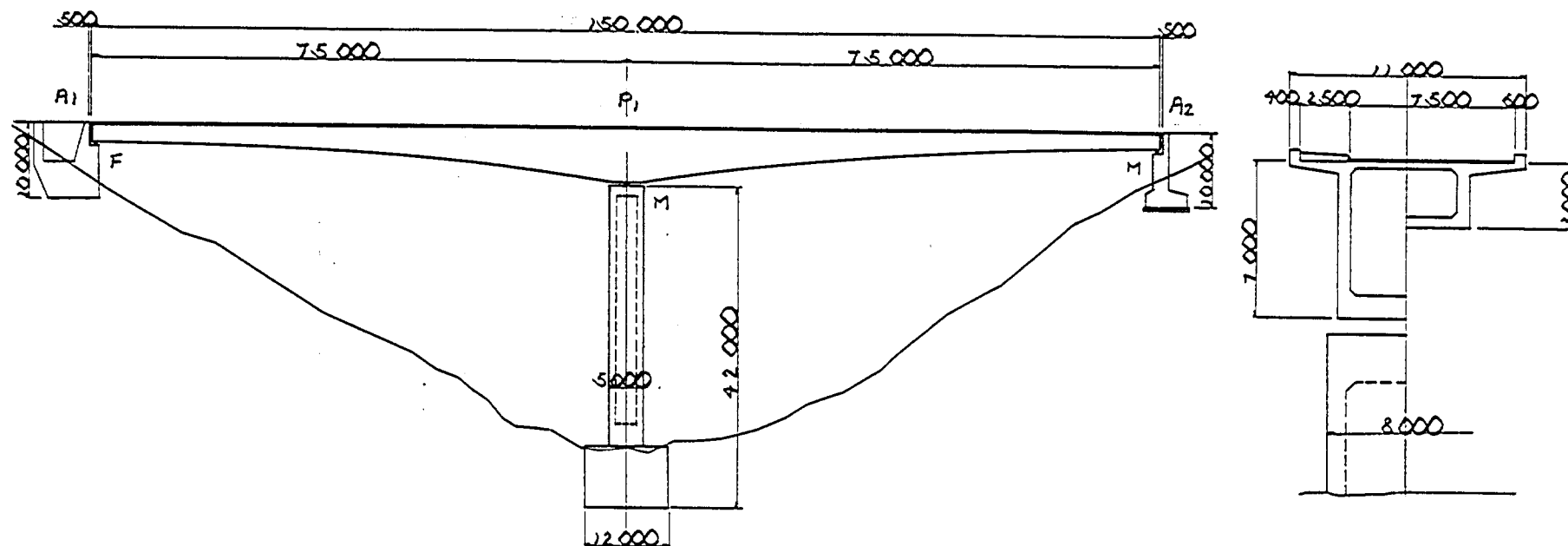
図3-28 解析対象橋梁一般図(ケース28)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)	
自重	集中マス	M	t	(10.0)	(30.0)	(4500)	(1000)	51.3	同左	
	分布自重	W	t/m	20.0	36.7	—	—	35.6	"	
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.8	45.5	(5000) ∞	42.9	38.4	"	
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	14.0	94.5	∞	8.0	59.2	"	
直角	曲げ剛性	EI _y	"	168	275	∞	433	203	"	
	ねじり剛性	GJ	"	13.7	35.8	∞	14	57.1	"	
基礎工 パネ	橋軸	鉛直	K _v	t/m		6.9	4.2	8.8	"	
		水平	K _H	"		2.3	1.4	2.9	"	
		回転	K _θ	tm/r		82.3	10.7	123	"	
	直角	水平	K _H	t/m		2.3	1.4	2.9	"	
		回転	K _θ	tm/r		69.2	42.5	164	"	
		フーチング自重		t			690	227	1950	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10°のオーダーである。

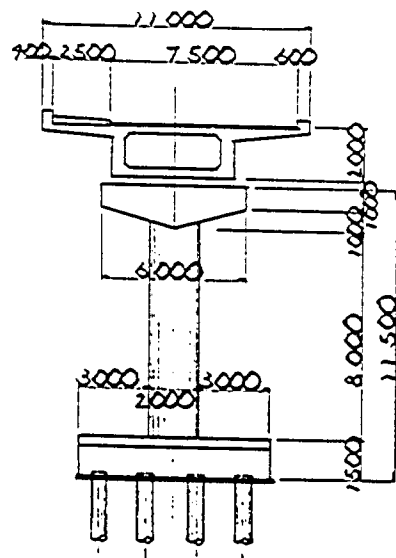
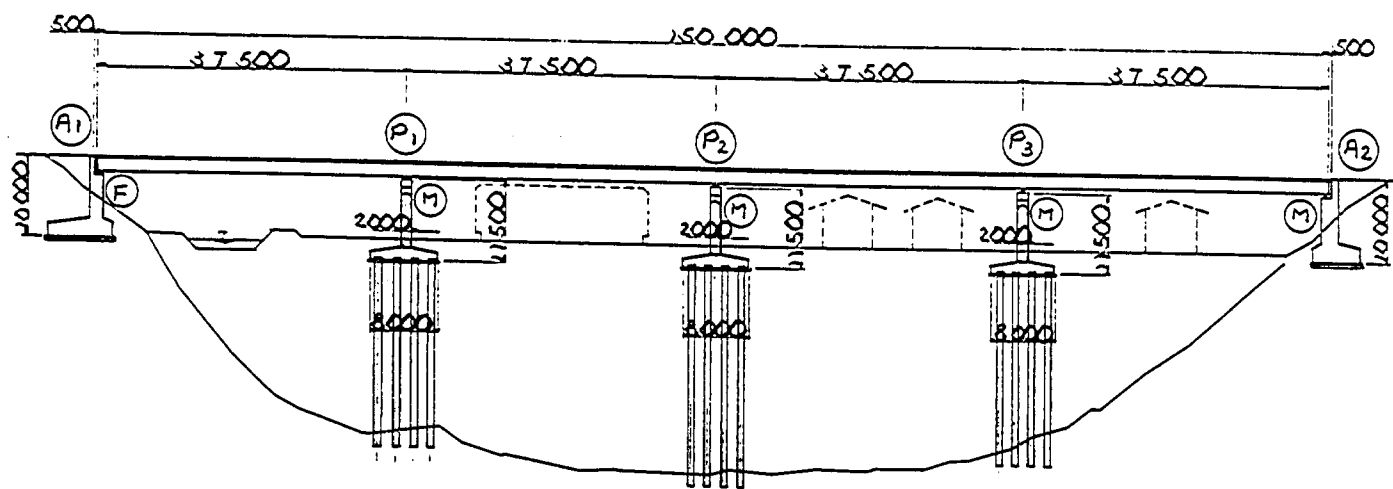
図 3-29 解析対象橋梁一般図 (ケース 29)



構造特性				上部工		下部工		
		記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)
自重	集中マス	M	t	30.0	75.0	—	—	109
	分布自重	W	t/m	20.9	50.8	—	—	45.6
橋軸	軸力剛性	EA	t	23.1	71.1	(5000) ∞	42.9	49.2
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	23.8	215.6	∞	8.0	168.4
直角	曲げ剛性	EI _y	"	180.0	412.5	∞	433	375.0
	ねじり剛性	GJ	"	21.3	82.1	∞	14	64.0
基礎工 ハネ	鉛直	K _v	t/m			6.9	4.2	16.7
	水平	K _H	"			2.3	1.4	5.6
	回転	K _θ	tm/r			82.3	10.7	20.0
	鉛直	K _v	t/m			2.3	1.4	5.6
	回転	K _θ	tm/r			82.3	42.5	31.2
	フーチング自重		t			690	227	2520

注) 表中、剛性・バネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

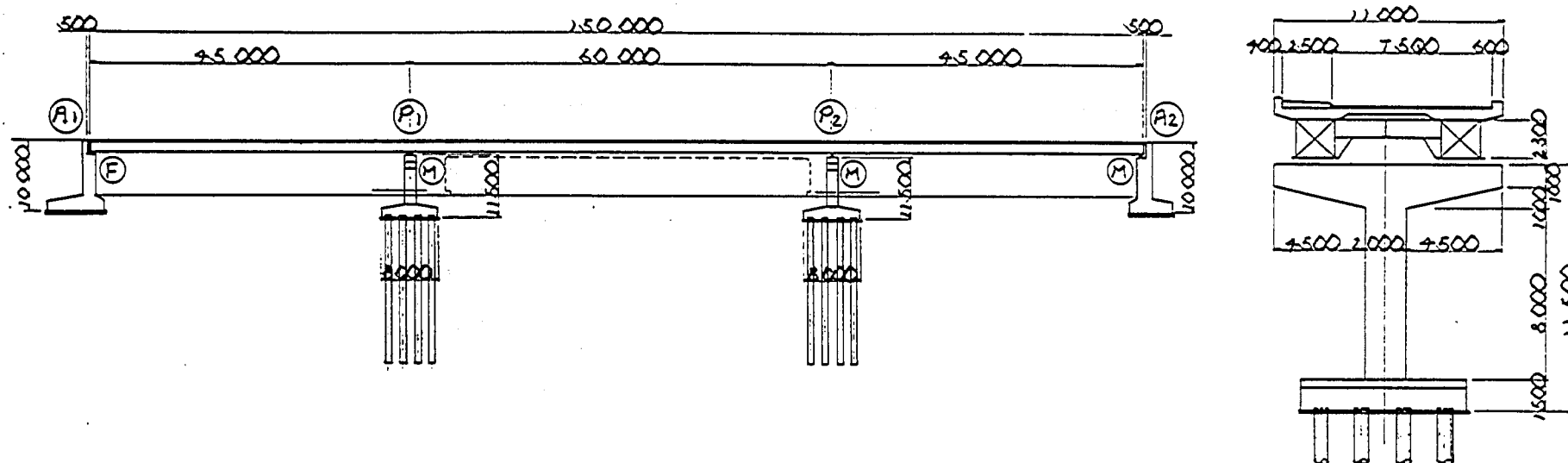
図3-30 解析対象橋梁一般図(ケース30)



構造特性				上部工		下部工				
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)	(P3)
自重	集中マス	M	t	—	—	(3000)	(1000)	45.0	同左	同左
	分布自重	W	t/m	20.0	27.2	—	—	7.9	"	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.0	32.2	42.9	42.9	8.5	"	"
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	14.0	16.5	8.0	8.0	2.1	"	"
直角	曲げ剛性	EI _y	"	170.1	201.6	433	433	2.1	"	"
	ねじり剛性	GJ	"	9.6	13.5	14	14	1.1	"	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m	/		0.030	0.022	0.020	"	"
	水平	K _H	"			0.126	0.094	0.049	"	"
	回転	K _φ	tm/r			2.82	2.06	1.58	"	"
	鉛直	K _v	t/m			0.126	0.094	0.049	"	"
	水平	K _H	"			0.126	0.094	0.049	"	"
	回転	K _φ	tm/r			3.02	2.26	1.58	"	"
	フーチング自重		t			330	248	240	"	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

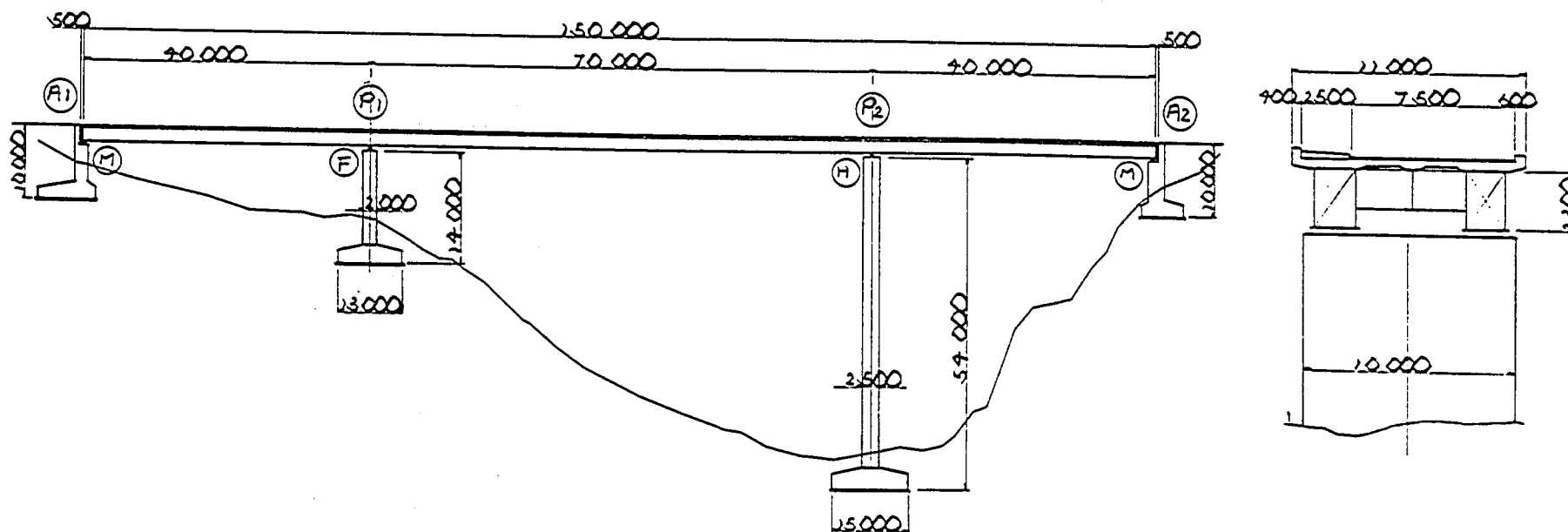
図 3-31 解析対象橋梁一般図 (ケース 31)



構造特性				上部工		下部工			
	記号	単位	中間部	支点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)	(P ₂)	
自重	集中マス	M	t	—	—	(2000)	(1000)	67.5	同左
	分布自重	W	t/m	13.0	同左	—	—	10.0	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2(2.7)	"	42.9	42.9	10.8	"
	曲げ剛性	EI _x	tm ²	10.0(5.0)	"	8.0	8.0	3.6	"
直角	曲げ剛性	EI _y	"	95.0(30)	"	433	433	3.6	"
	ねじり剛性	GJ	"	0.3	"	14	14	2.8	"
基礎工 パネ	橋軸 鉛直	K _v	t/m			0.030	0.022	0.020	"
		K _H	"			0.126	0.094	0.084	"
		K _θ	tm/r			2.82	2.06	1.88	"
	直角 水平	K _H	t/m			0.126	0.094	0.084	"
		K _θ	tm/r			3.02	2.26	1.88	"
	フーチング自重		t			330	248	240	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

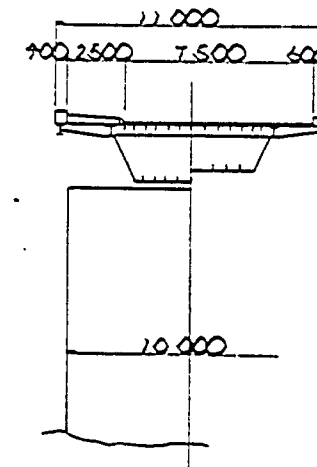
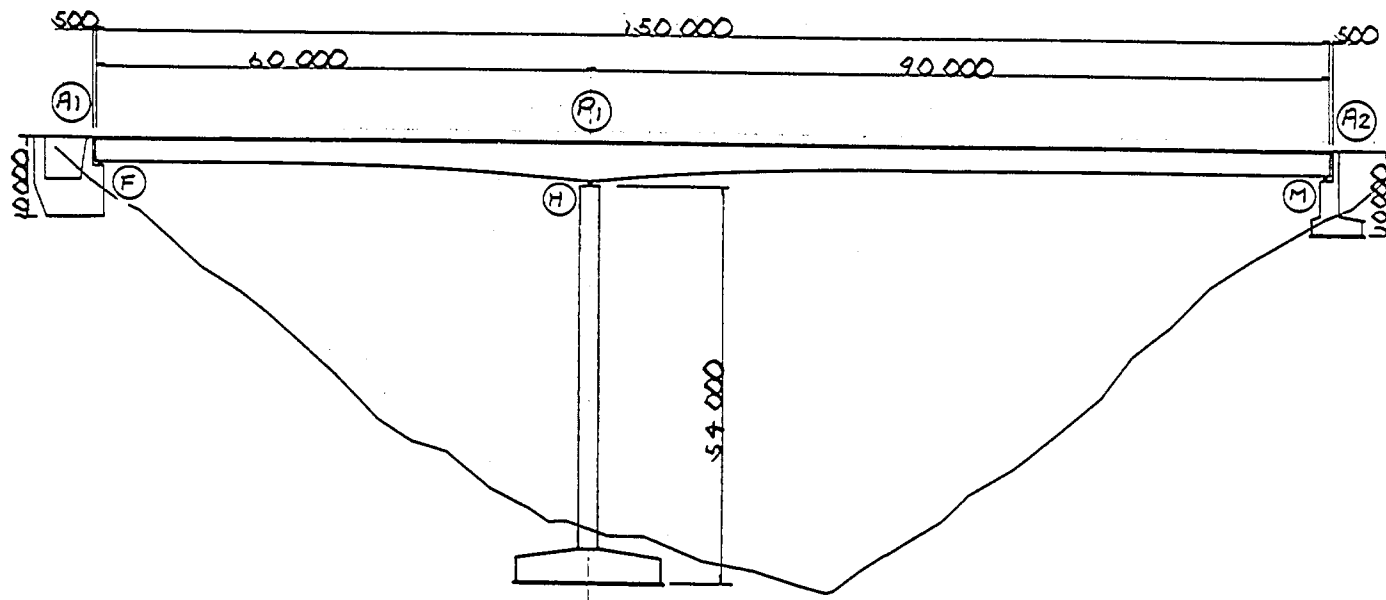
図 3-32 解析対象橋梁一般図(ケース32)



構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)
自重	集中マス	M	t	—	—	—	—	—	—
	分布自重	W	t/m	13.0	同左	—	—	5.0	62.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.2(2.7)	"	42.9	同左	54.0	67.5
	曲げ剛性	EIx	tm ²	10.0(5.0)	"	8.0	"	18.0	35.2
直角	曲げ剛性	Ely	"	95.0(30)	"	433	"	450	563
	ねじり剛性	GJ	"	0.3	"	14	"	31.3	61.1
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			4.9	"	9.5	12.2
	水平	K _H	"			1.6	"	3.2	4.1
	回転	K _φ	tm/r			20	"	133	228
	鉛直	K _v	t/m			1.6	"	3.2	4.1
	回転	K _φ	tm/r			49.5	"	228	491
	フーチング自重		t			227	"	845	3300

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

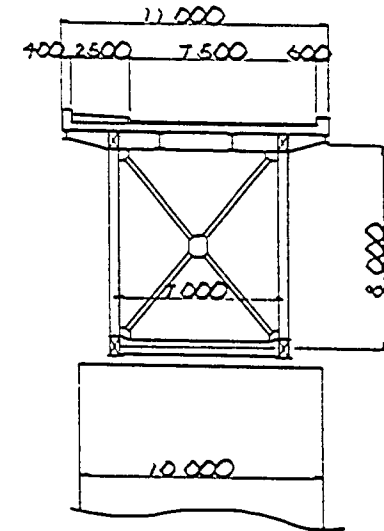
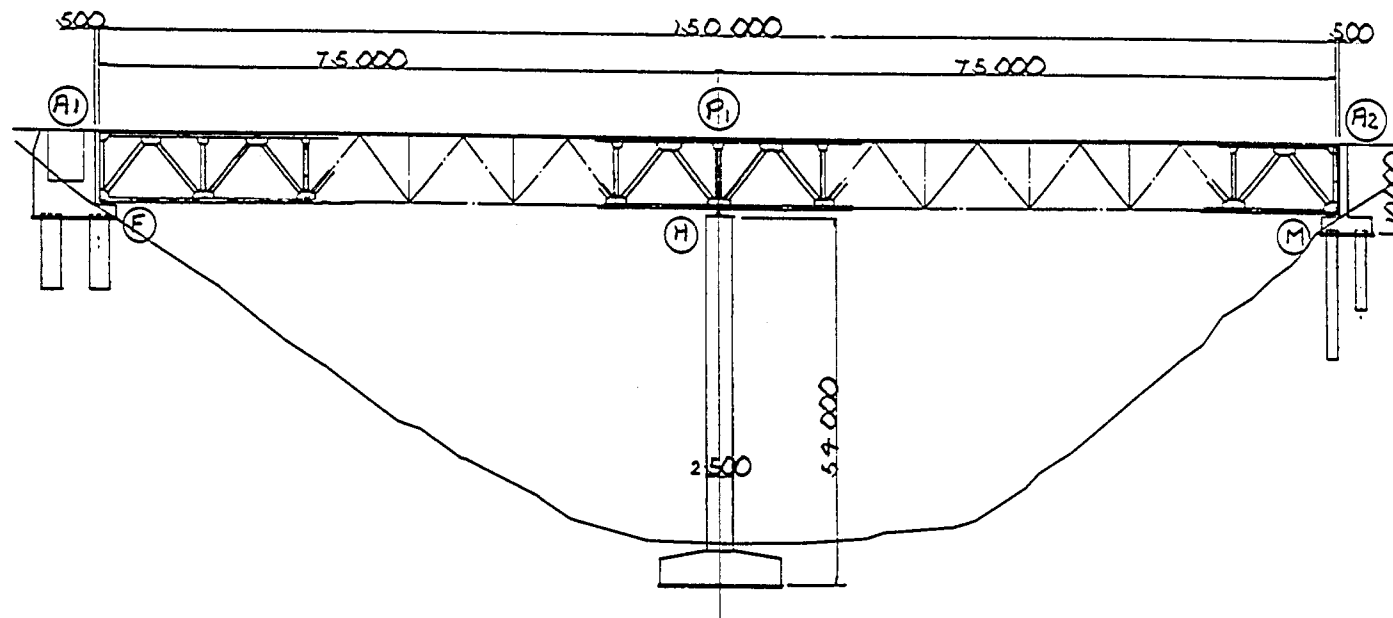
図3-33 解析対象橋梁一般図(ケース33)



構造特性				上部工		下部工		
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)
自重	集中マス	M	t	—	—	—	—	—
	分布自重	W	t/m	11.0	11.0	—	—	62.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	8.8	9.1	(5000)	42.9	67.5
	曲げ剛性	EIx	tm ²	17.8	29.5	∞	8.0	35.2
直角	曲げ剛性	Ely	"	110.0	150	∞	433	563
	ねじり剛性	GJ	"	0.4	0.5	∞	1.4	61.1
基礎工 パネ	鉛直	Kv	t/m			6.9	4.2	12.2
	水平	KH	"			2.3	1.4	4.1
	回転	Kφ	tm/r			82.3	10.7	228
	鉛直	Kv	t/m			6.9	4.2	12.2
	水平	KH	"			2.3	1.4	4.1
	回転	Kφ	tm/r			69.2	42.5	491
	フーチング自重		t			690	227	3520

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、 10^6 のオーダーである。

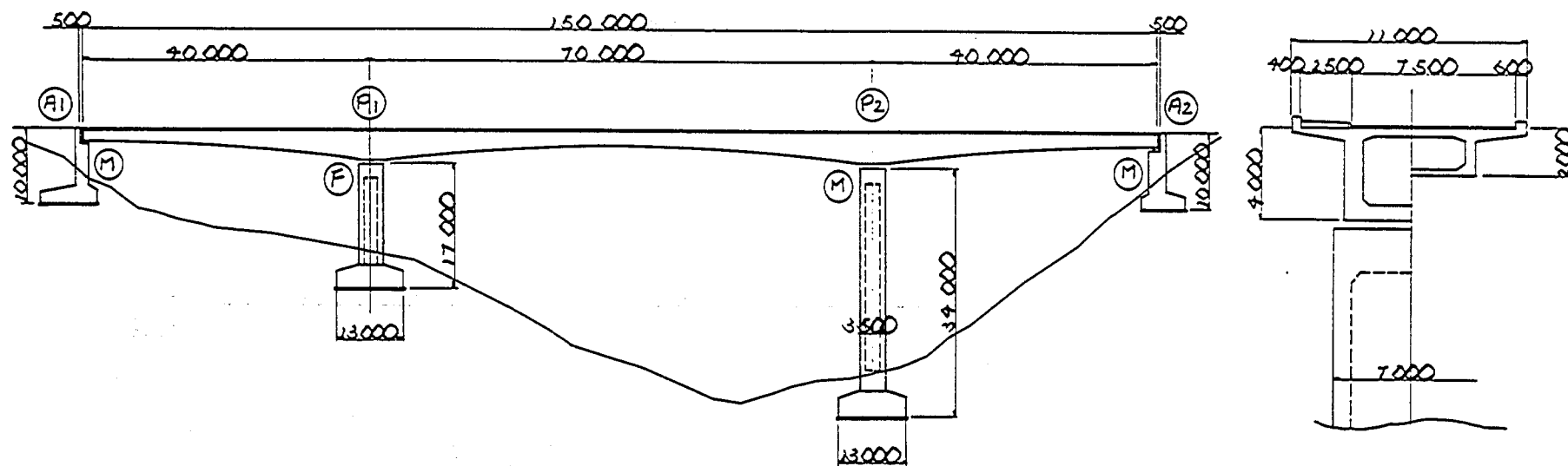
図 3-34 解析対象橋梁一般図(ケース34)



構造特性				上部工		下部工		
		記号	単位	中間部	文点部	(A ₁)	(A ₂)	(P ₁)
自重	集中マス	M	t	—	—	—	—	—
	分布自重	W	t/m	14.0	同左	—	—	62.5
橋軸	軸力剛性	EA	t	5.5 (3.0)	"	(5000)	(5000)	67.5
	曲げ剛性	EIx	tm ²	112 (65)	"	∞	∞	35.2
直角	曲げ剛性	EIy	"	67 (39)	"	∞	∞	563
	ねじり剛性	GJ	"	(0.5)	"	∞	∞	61.1
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			6.9	4.2	12.2
	水平	K _H	"			2.3	1.4	4.1
	回転	K _φ	tm/r			82.3	10.7	228
	鉛直	K _v	t/m			2.3	1.4	4.1
	水平	K _H	"			69.2	42.5	491
	フーチング自重		t			690	227	3520

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

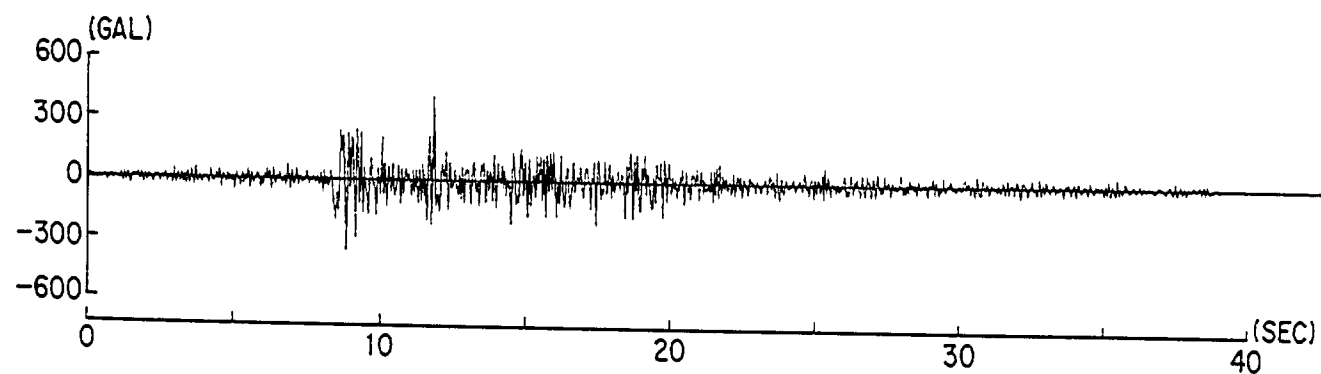
図3-35 解析対象橋梁一般図(ケース35)



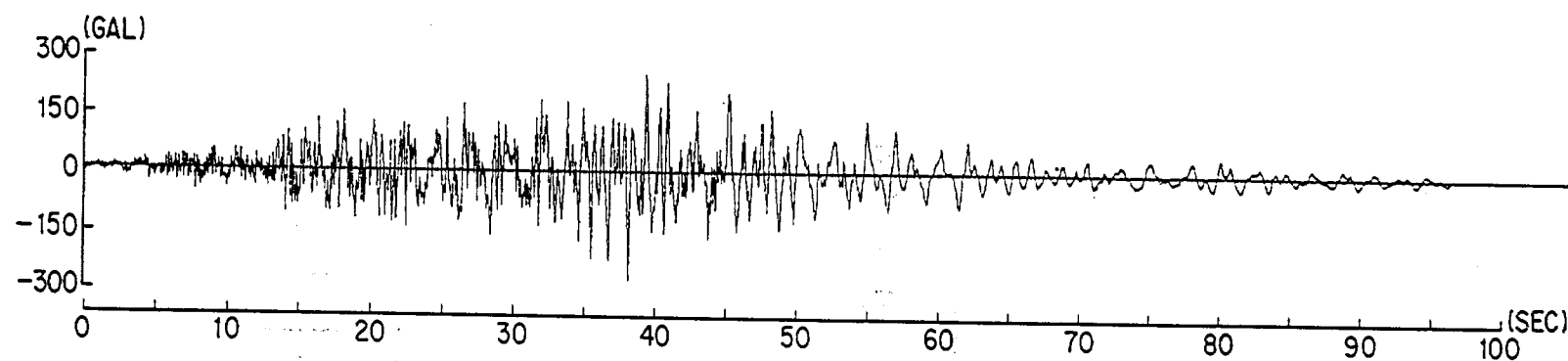
構造特性				上部工		下部工			
		記号	単位	中間部	支点部	(A1)	(A2)	(P1)	(P2)
自重	集中マス	M	t	(10.0)	(30.0)	(4500)	(1000)	51.3	同左
	分布自重	W	t/m	20.0	36.7	—	—	35.6	"
橋軸	軸力剛性	EA	t	22.8	45.5	42.9	42.9	38.4	"
	曲げ剛性	EIx	tm ²	14.0	94.5	8.0	8.0	59.2	"
直角	曲げ剛性	Ely	"	168	275	433	433	203	"
	ねじり剛性	GJ	"	13.7	35.8	14	14	57.1	"
基礎工 パネ	鉛直	K _v	t/m			6.9	4.2	8.8	"
	水平	K _H	"			2.3	1.4	2.9	"
	回転	K _φ	tm/r			82.3	10.7	123	"
	鉛直	K _v	t/m			6.9	4.2	8.8	"
	水平	K _H	"			2.3	1.4	2.9	"
	回転	K _φ	tm/r			69.2	42.5	164	"
	フーチング自重		t			289	227	1950	"

注) 表中、剛性・パネ定数に関するものは、10⁶のオーダーである。

図3-36 解析対象橋梁一般図(ケース36)

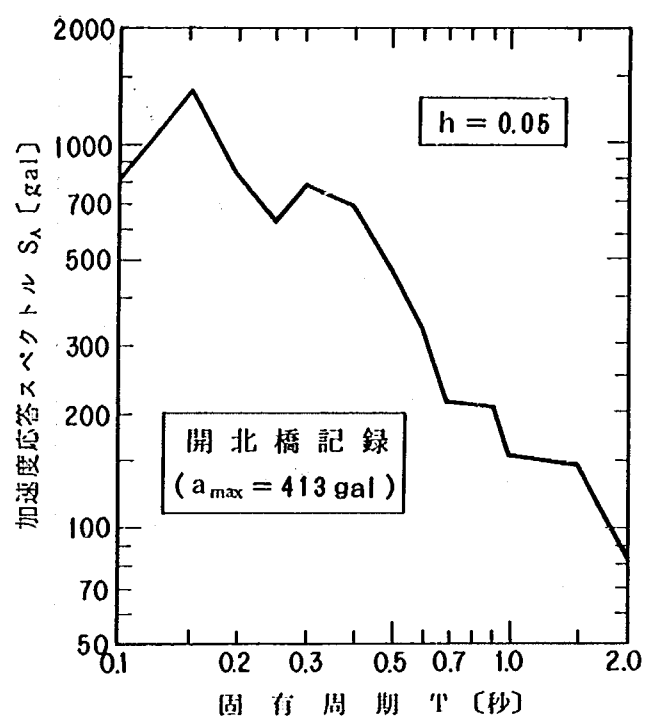


(a) 開北橋記録

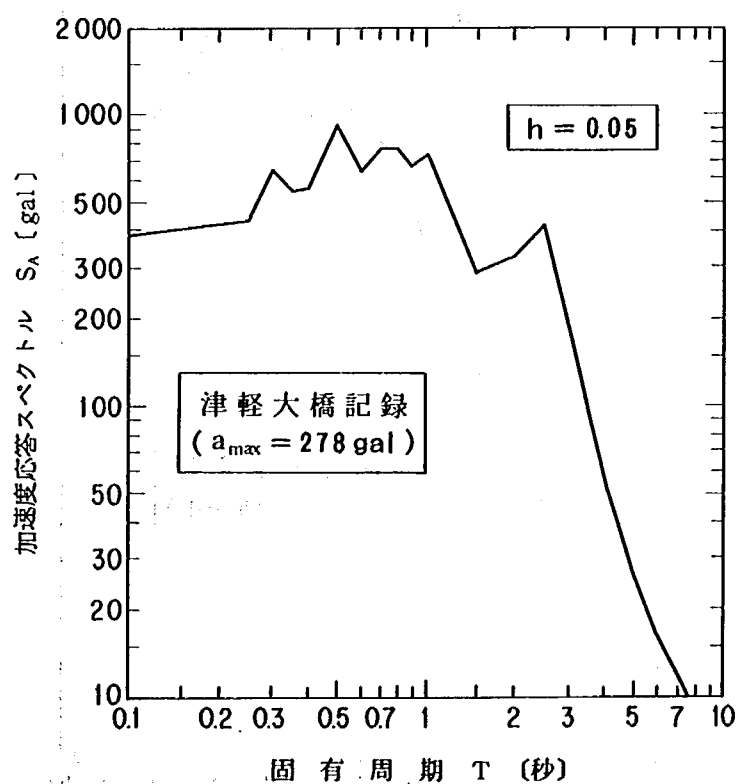


(b) 津軽大橋記録

図 3-37 入力地震動波形

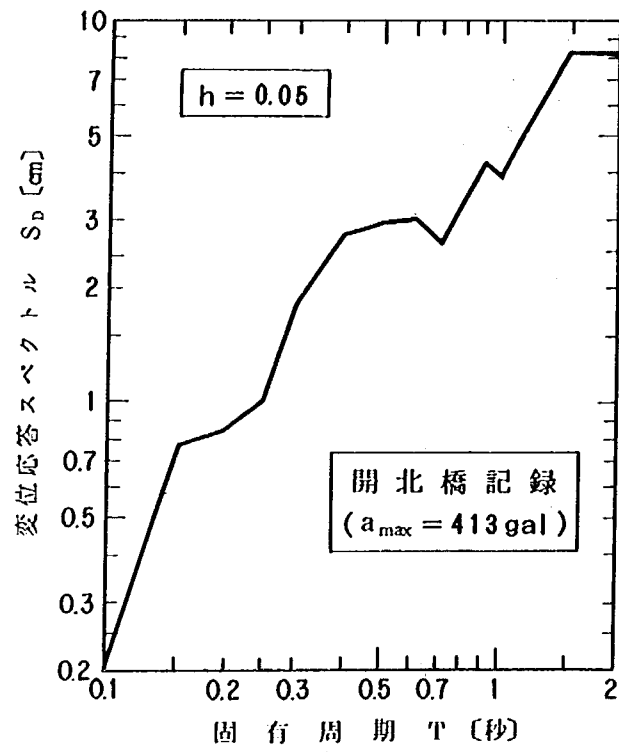


(a) 開北橋記録

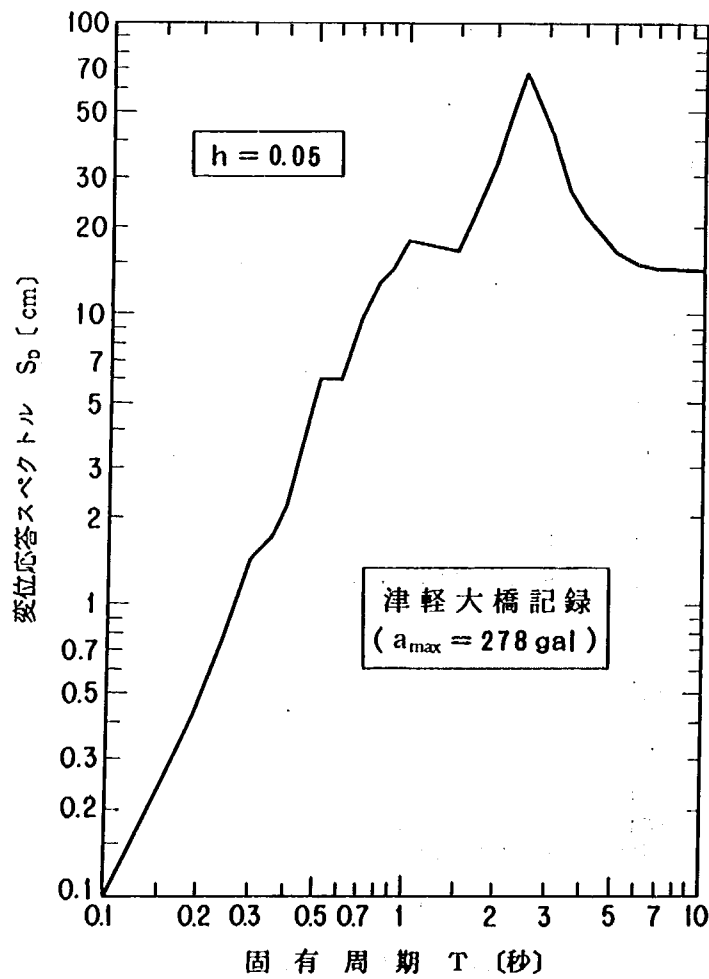


(b) 津軽大橋記録

図3-38 入力地震動の加速度応答スペクトル



(a) 開北橋記録



(b) 津軽大橋記録

図 3-39 入力地震動の変位応答スペクトル

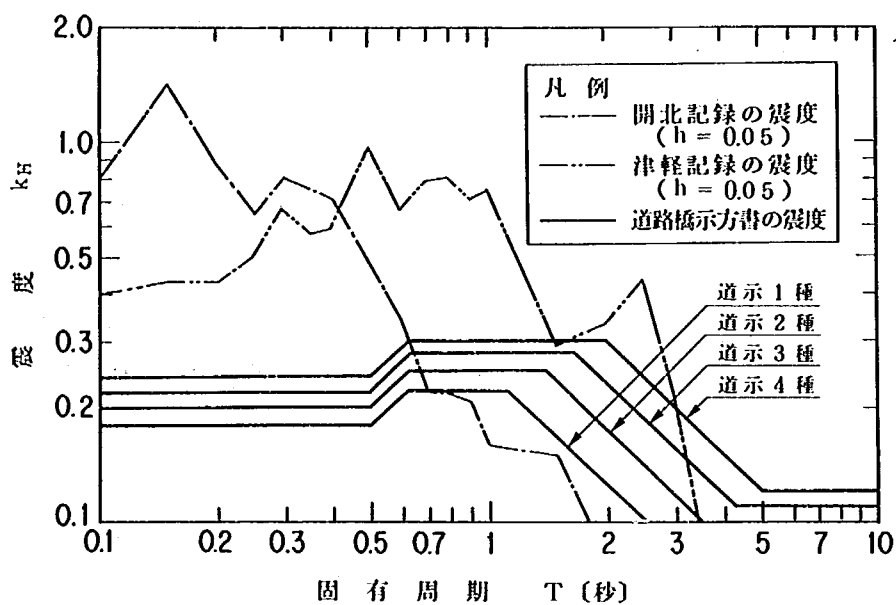


図 3-40 支点反力法および単純桁法の震度

4. 試 算 結 果

4.1 振動モード及び固有周期

図4-1～図4-36は、自重を橋軸直角方向に作用させたときの変位形状と一次振動モード形を比較したものである。連続橋の一次振動モードは一般に上部構造が片側に膨み出すような形状であり、今回の試算で対象とした連続橋でも、ケース28及びケース33を除いて片側に膨み出すような形状となっている。

ケース28では図3-28に示したように中央の2基の橋脚の基礎が剛性の高いケーソン基礎であり、この拘束効果が大きいので、一次振動モードが図4-28(b)に示すような形状になったと考えられる。また、ケース33では、図4-33に示したようにP1橋脚のほうがP2橋脚に比べて橋脚高さが低く、剛性はP1橋脚のほうが相対的に大きいので、一次振動モードは図4-33(b)に示すような形状になったと考えられる。

静的フレーム法では、自重を一方向に作用させて変位を求めるため、変位形状は一般に一次振動モードと同様に上部構造が片側に膨み出すような形状になり、一次振動モードを良く近似している。ただし、ケース28では一次振動モードが上述した理由により特殊な形状となっており、一次振動モードと自重による変位形状との近似度は低い。これに対して、ケース33では一次振動モードと同様に、自重による変位もP1橋脚とP2橋脚の剛性の大きな違いのため、図4-33(a)に示すような形状になり、一次振動モードを良く近似していることが注目される。

表4-1および図4-37はモード解析で求められた1次固有周期と静的フレーム法で算出された固有周期及び現在の道路橋示方書に従って支点反力法、単純桁法で算出された各下部構造ごとの固有周期を比較したものである。静的フレーム法による固有周期は、自重による変位の一次振動モードに対する近似度が低いケース28も含めて、モード解析による1次固有周期と良く一致しており、その差は最大でも0.3秒である。これに対して支点反力法及び単純桁法では各下部構造ごとに固有周期を算出しており、モード解析による1次固有周期と一致していない。これは、現行の道示による各下部構造ごとの固有周期は、それぞれの下部構造の応答に最も寄与する振動モードの固有周期であると考えられるため、特に問題とはならない。

4.2 曲げモーメント及びせん断力

図4-38～図4-109は時刻歴地震応答解析、静的フレーム法、支点反力法及び単純桁法で求められた橋脚・橋台における最大曲げモーメント及び最大せん断力の分布を示したものである。なお、現在の道路橋示方書IV下部構造編は橋脚における曲げモーメント分布を直線分布とするように規定しているが、本文の支点反力法及び単純桁法は、力の釣り合いから求められる分布をそのまま採用している。

支点反力法及び単純桁法では現在の道路橋示方書に従って橋全体を各下部構造に分割して片持ち梁として計算を行っているため、曲げモーメント分布は上部構造の慣性力の作用位置（床版下面）で0となり、基部で最大となる三角形分布に近い形となる。また、橋全体をフレームとして計算を行っている静的フレーム法でも、上部構造のねじり剛性が大きいケースを除いて、曲げモーメント分布は支点反力法及び単純

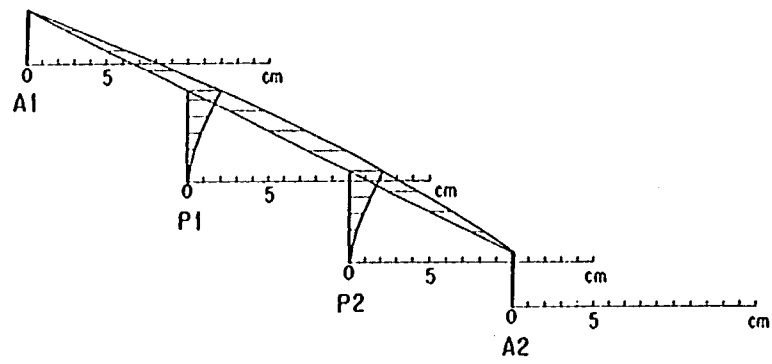
桁法と同じく上部構造の慣性力の作用位置（床版下面）で、ほぼ 0 となり、基部で最大となる三角形分布に近い形となる。上部構造のねじり剛性が高いケースでは上部構造のねじりモーメントに相当する曲げモーメントが、上部構造の慣性力の作用位置に作用するため、分布形状は三角形とはならない。特にケース 31 では図 4-68 及び図 4-104 に示すように曲げモーメントが橋脚中間位置でほぼ 0 となっている。

時刻歴地震応答解析では橋脚高さが高い場合を除いて、曲げモーメントの分布は静的フレイム法と似ている。橋脚高さが高いケース 25, 26, 29, 30, 33 34 35 では、曲げモーメント分布は特に開北橋記録の場合に橋脚中間部で一度大きくなる逆 S 字形となっている。これは、高次振動モードの影響と考えられ、1 次振動モードしか考慮できない静的フレイム法は、これらのケースに対しては適用できないことがわかる。これらのケースの構造的な共通点は橋脚高さが 30 m 以上である点である。

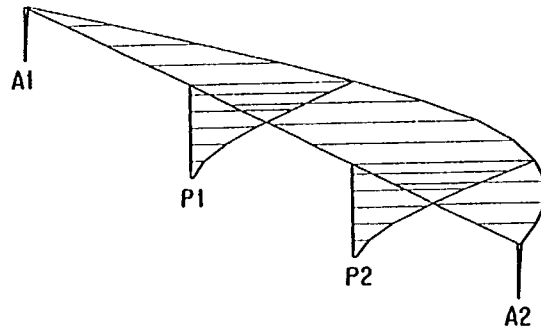
せん断力の分布は支点反力法、単純桁法及び静的フレイム法とも基部に向かって単調増加する台形状になる。これに対して時刻歴地震応答解析では基部に向かってせん断力が単調に増加するケースもあるが、橋脚の中間部で増減するケースも多い。なお、せん断力分布が支点反力法、単純桁法及び静的フレイム法では折れ線状であるが、時刻歴地震応答解析では階段状になっているのは、橋脚・橋台の質量を前者では分布質量として扱っているのに対して、後者では集中質量として扱っているためである。

以上の結果を各手法の適用性という観点からまとめると次の様になる。

- 1) 上部構造のねじり剛性が高い連続橋について支点反力法及び単純桁法は適用性が劣る。これに対して静的フレイム法は優れた適用性を有している。
- 2) 橋脚高さが 30 m 以上の連続橋については、支点反力法、単純桁法及び静的フレイム法とも適用性が劣る。

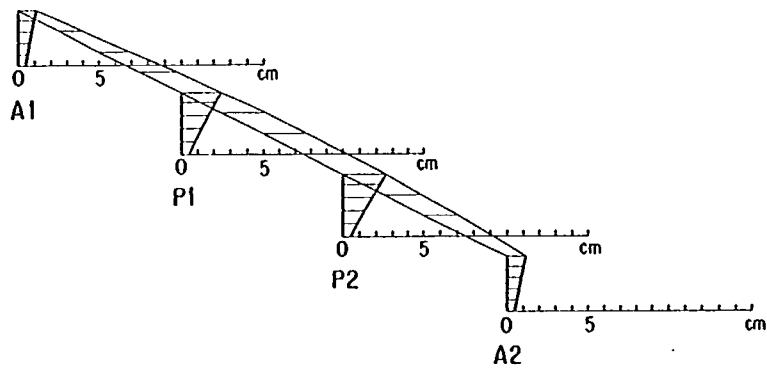


(a) 自重による変形

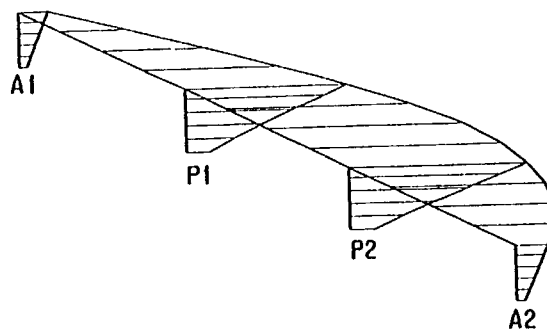


(b) 1次振動モード

図4-1 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース1)

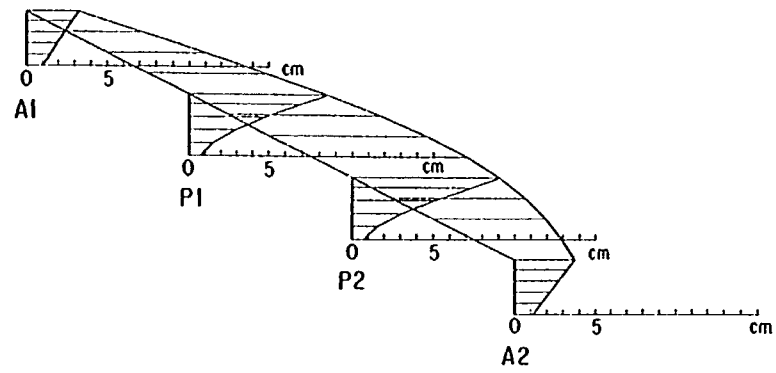


(a) 自重による変形

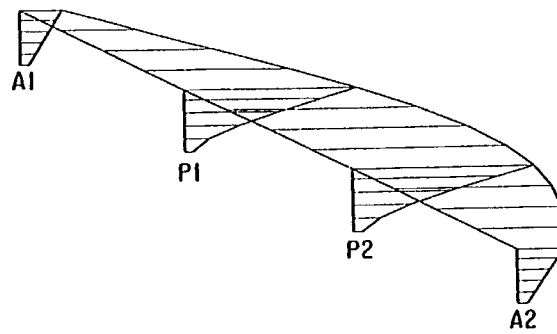


(b) 1次振動モード

図4-2 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース2)

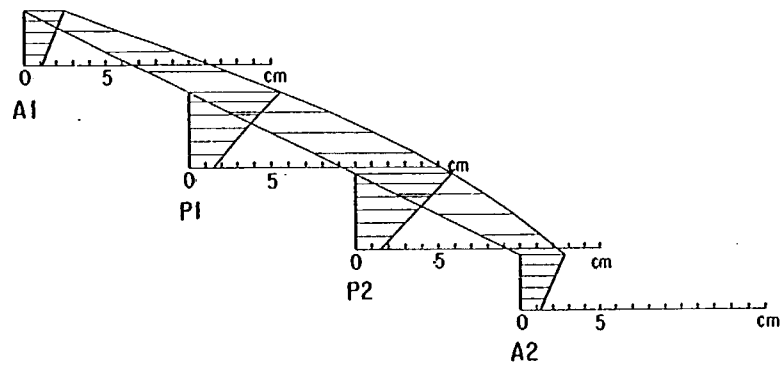


(a) 自重による変形

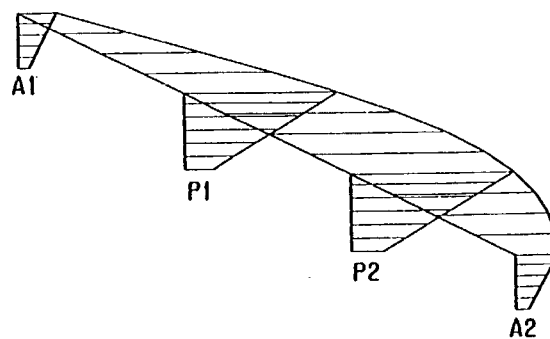


(b) 1次振動モード

図4-3 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース3)

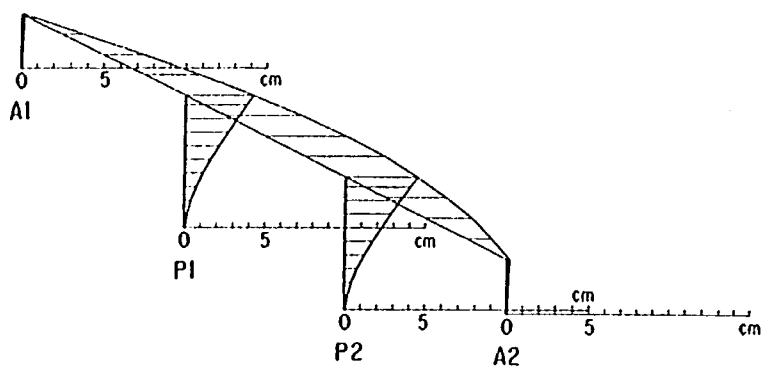


(a) 自重による変形

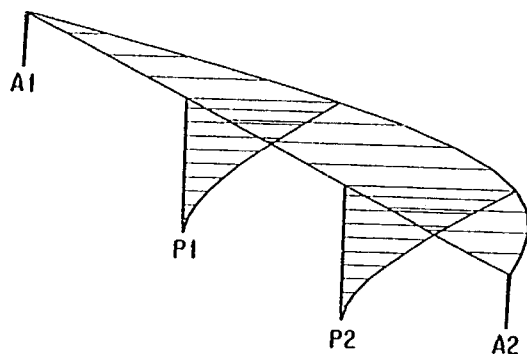


(b) 1次振動モード

図4-4 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース4)

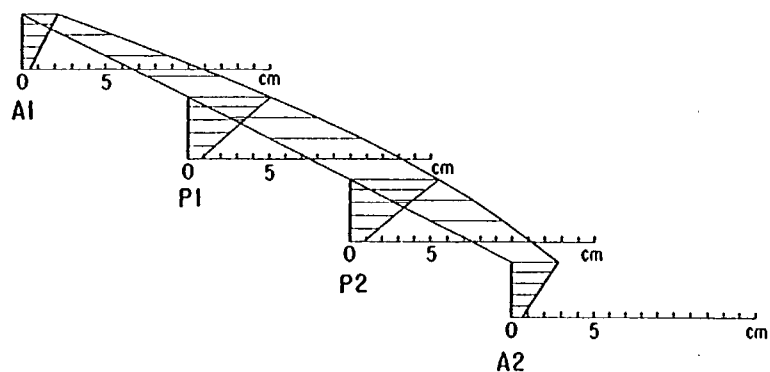


(a) 自重による変形

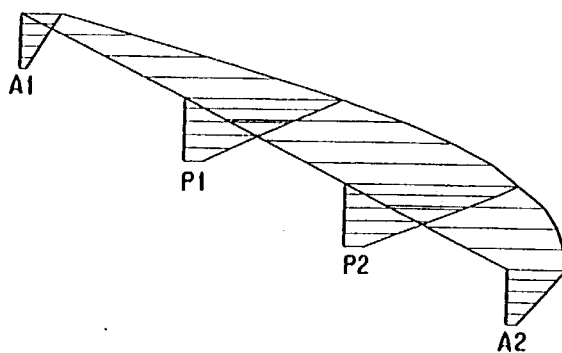


(b) 1次振動モード

図4-5 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース5)

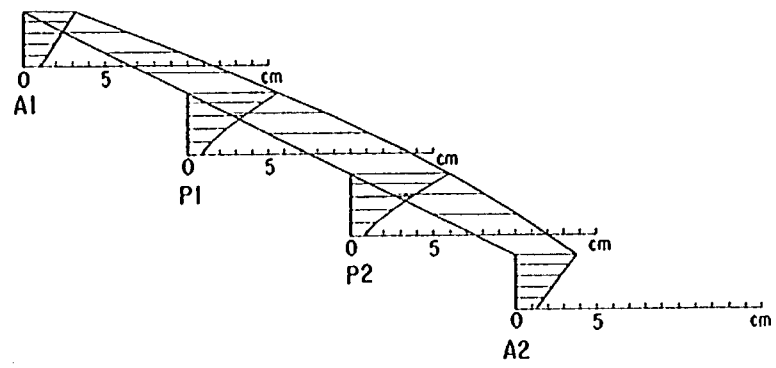


(a) 自重による変形

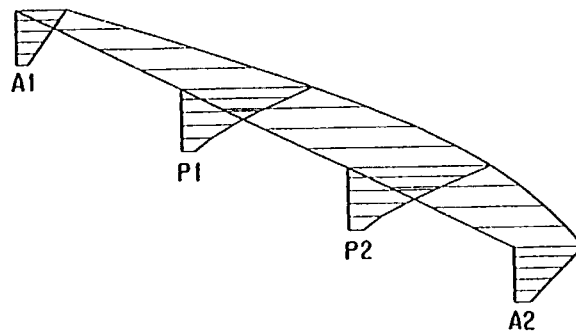


(b) 1次振動モード

図4-6 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース6)

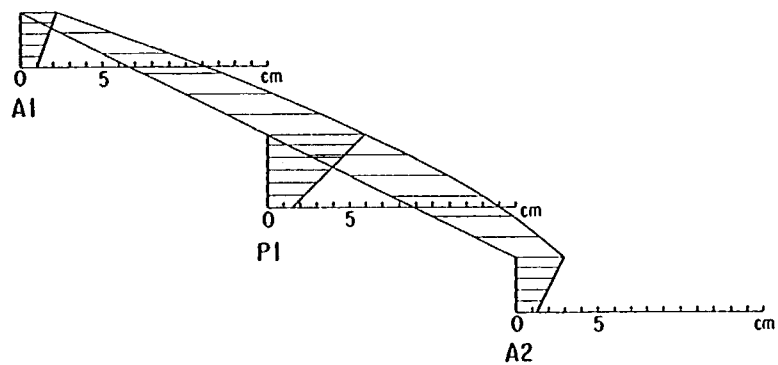


(a) 自重による変形

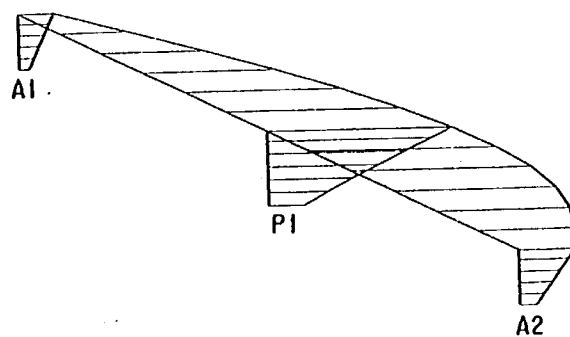


(b) 1次振動モード

図4-7 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース7)

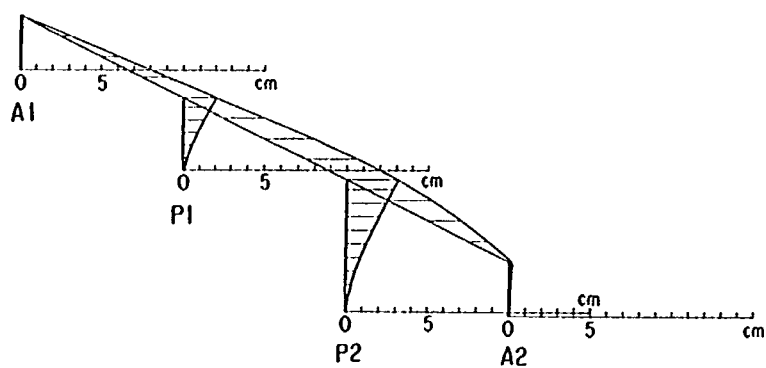


(a) 自重による変形

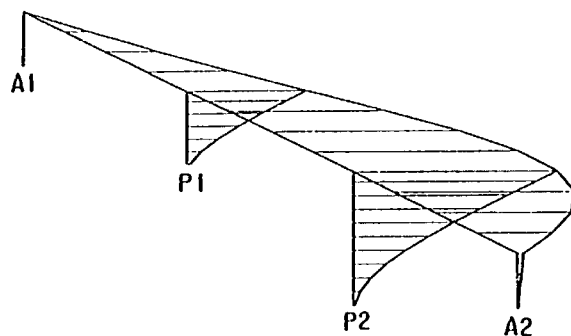


(b) 1次振動モード

図4-8 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース8)

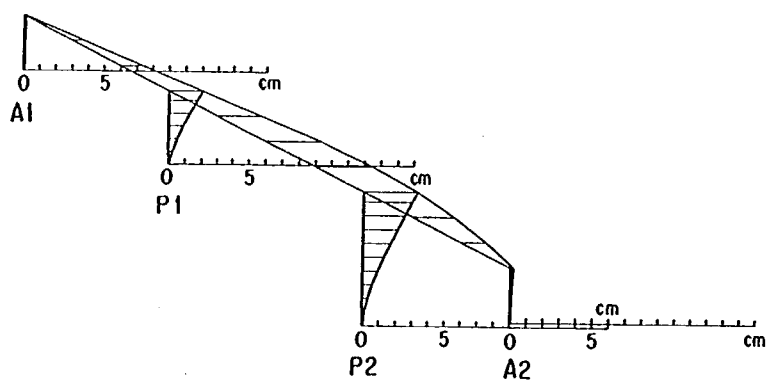


(a) 自重による変形

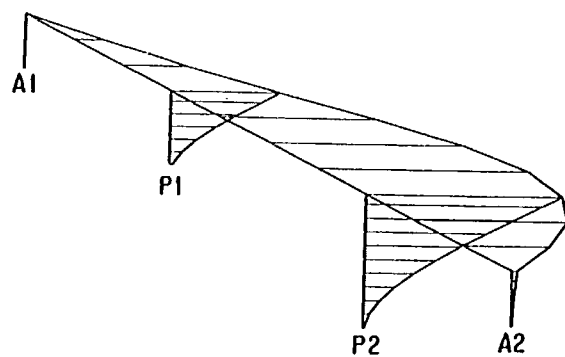


(b) 1次振動モード

図4-9 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース9)

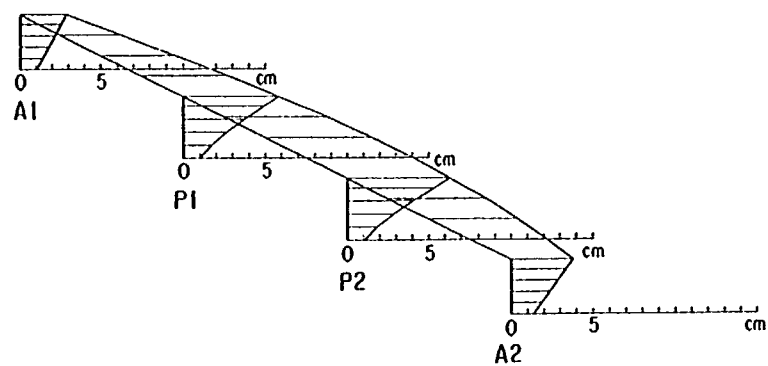


(a) 自重による変形

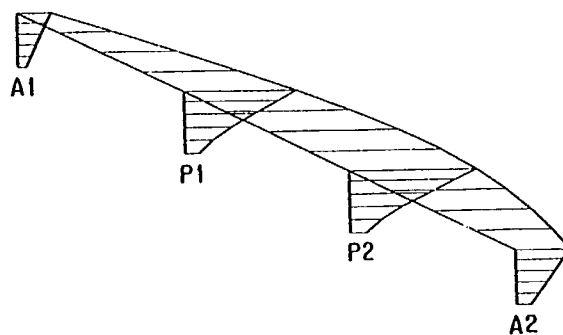


(b) 1次振動モード

図4-10 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース10)

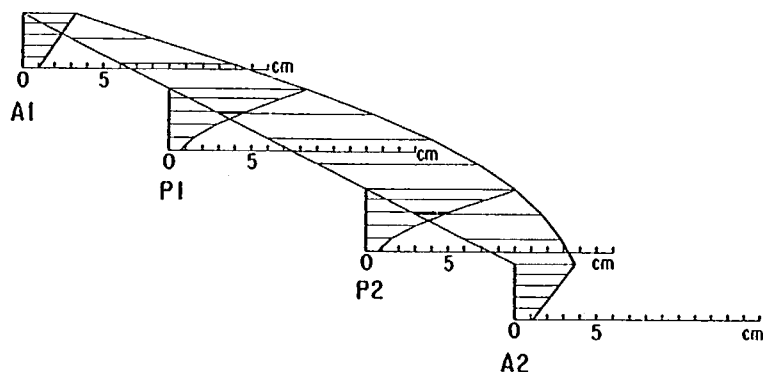


(a) 自重による変形

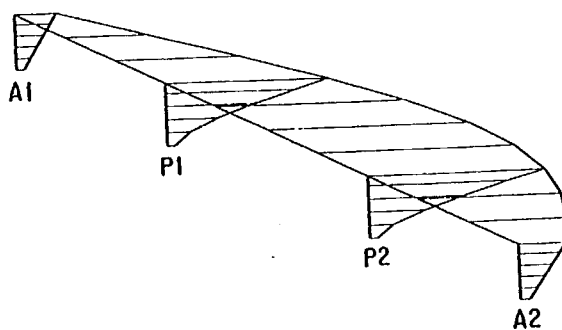


(b) 1次振動モード

図4-11 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース11)

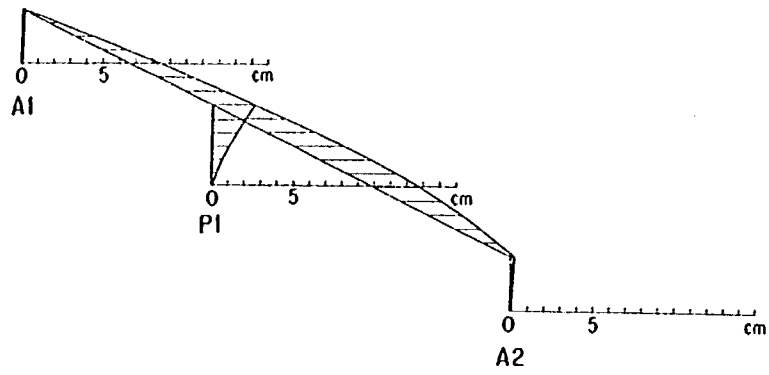


(a) 自重による変形

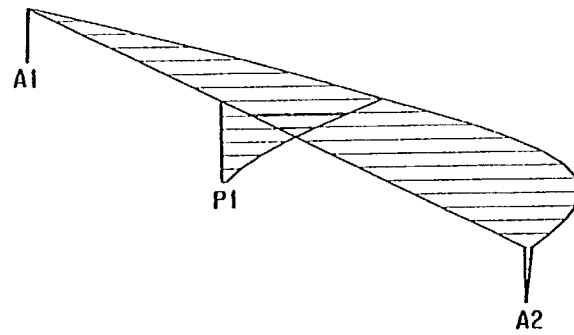


(b) 1次振動モード

図4-12 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース12)

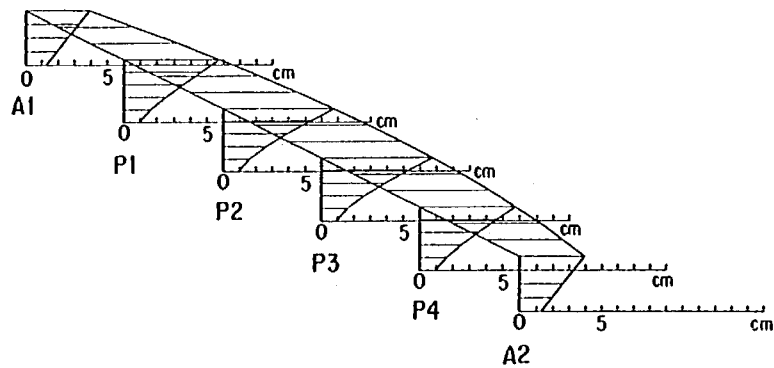


(a) 自重による変形

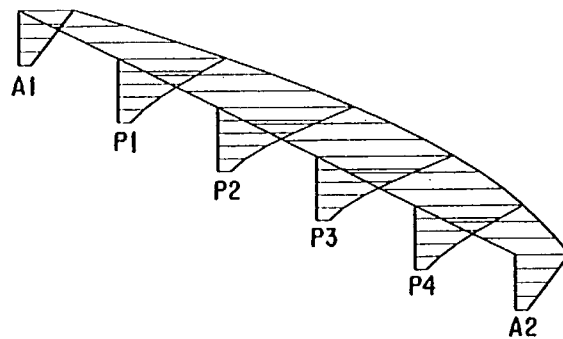


(b) 1次振動モード

図4-13 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース13)

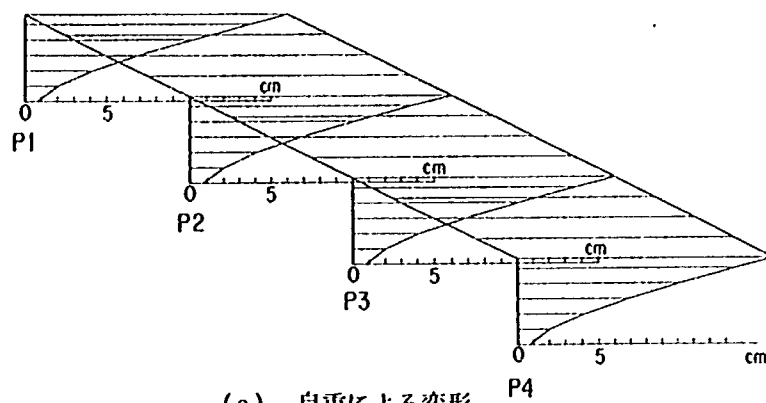


(a) 自重による変形

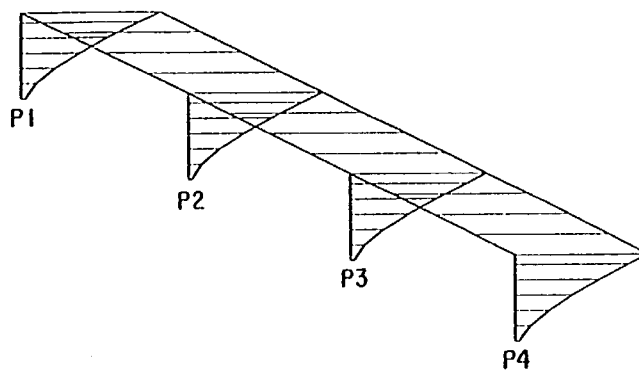


(b) 1次振動モード

図4-14 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース14)

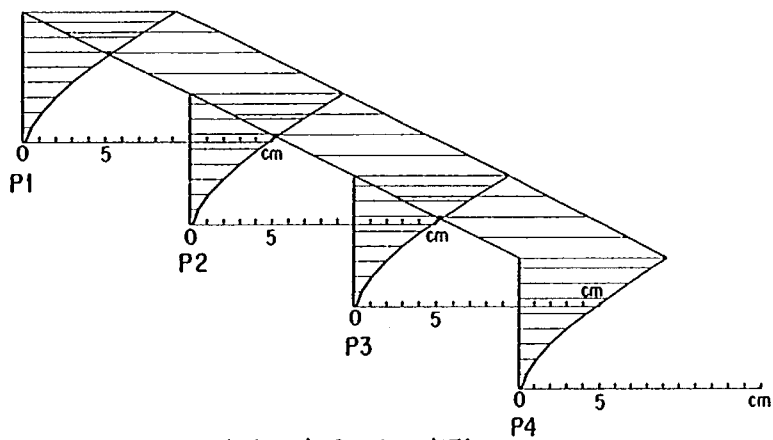


(a) 自重による変形

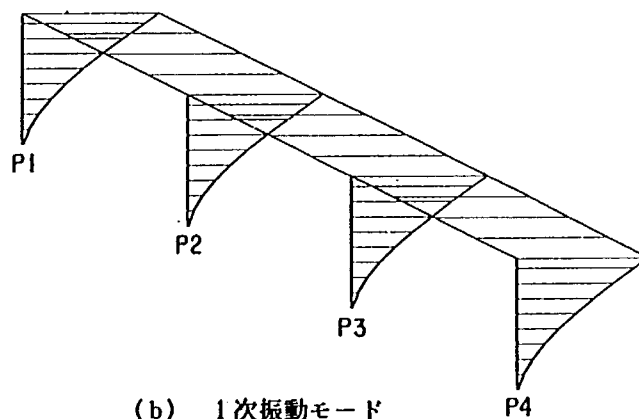


(b) 1次振動モード

図4-15 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース15)

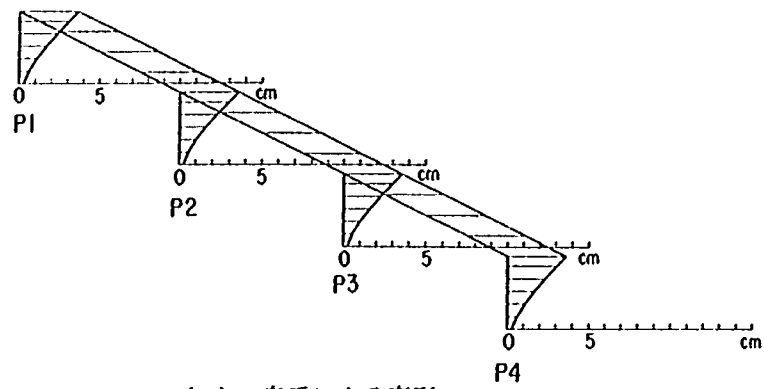


(a) 自重による変形

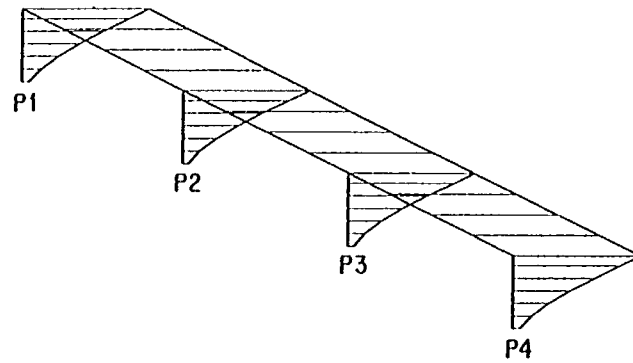


(b) 1次振動モード

図4-16 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース16)

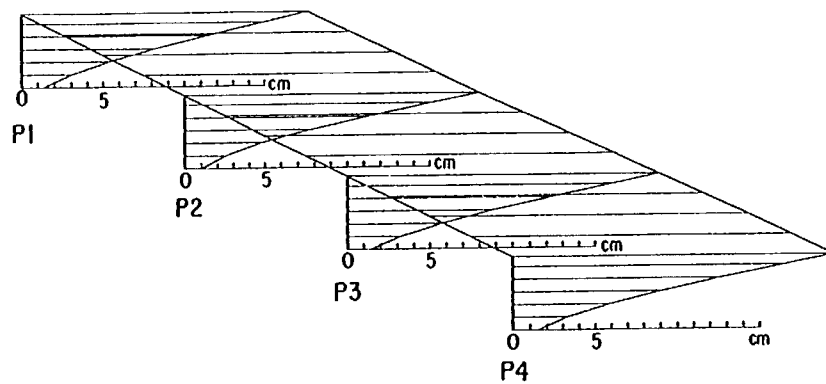


(a) 自重による変形

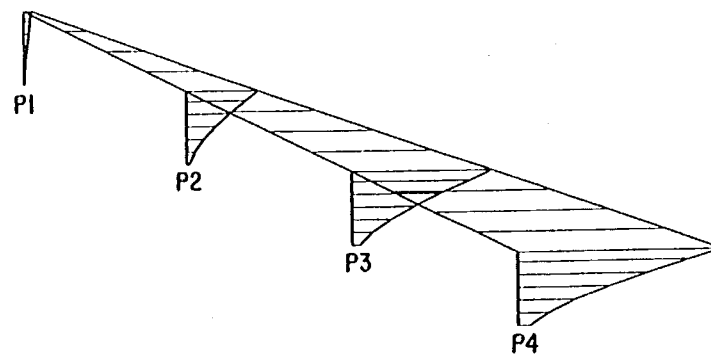


(b) 1次振動モード

図4-17 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース17)

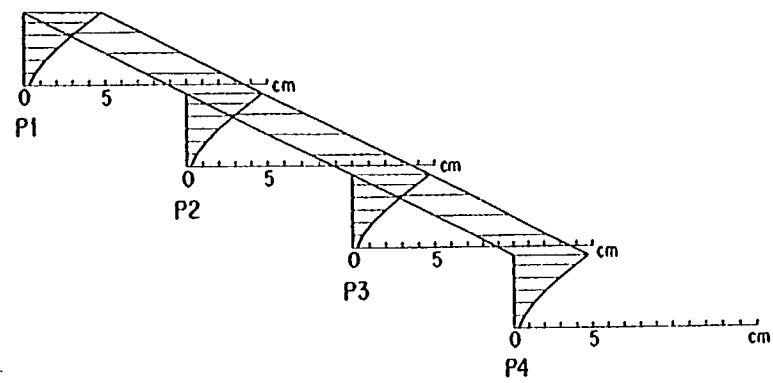


(a) 自重による変形

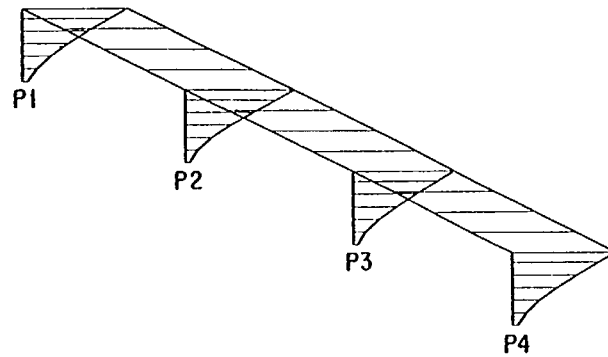


(b) 1次振動モード

図4-18 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース18)

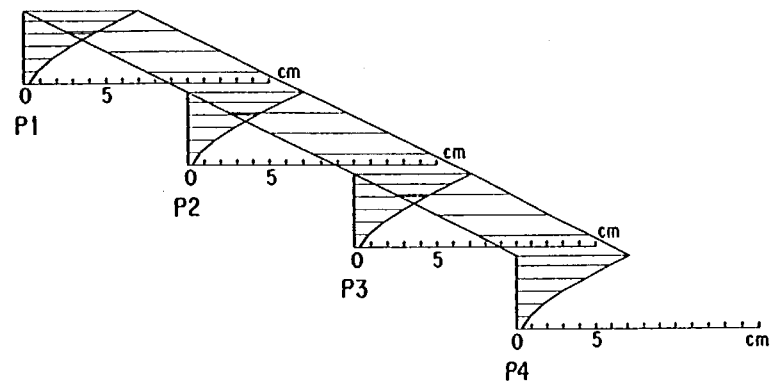


(a) 自重による変形

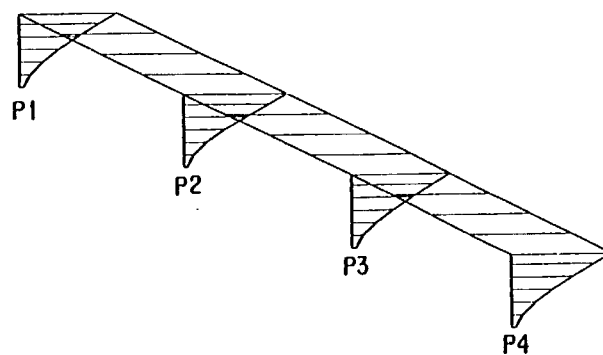


(b) 1次振動モード

図4-19 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース19)

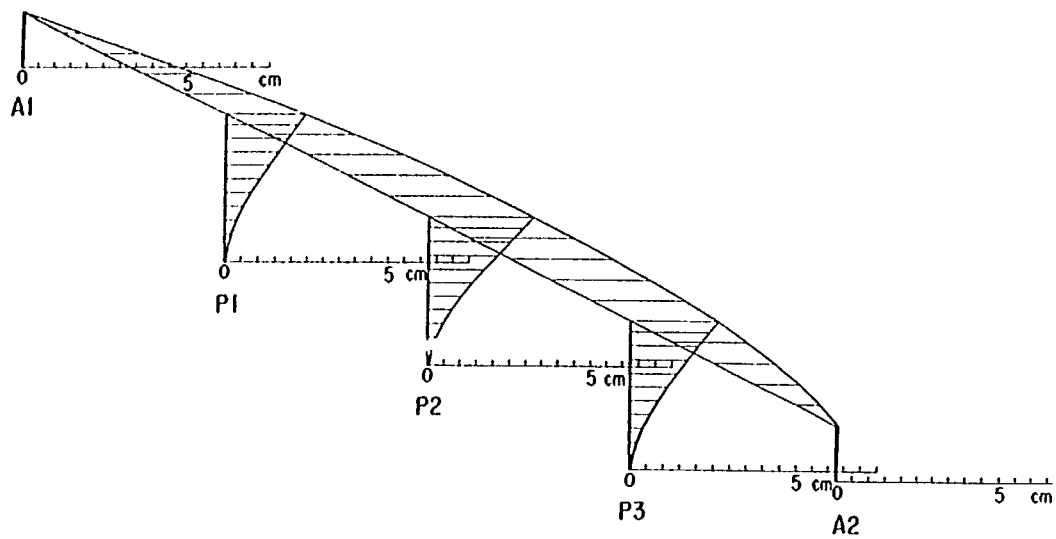


(a) 自重による変形

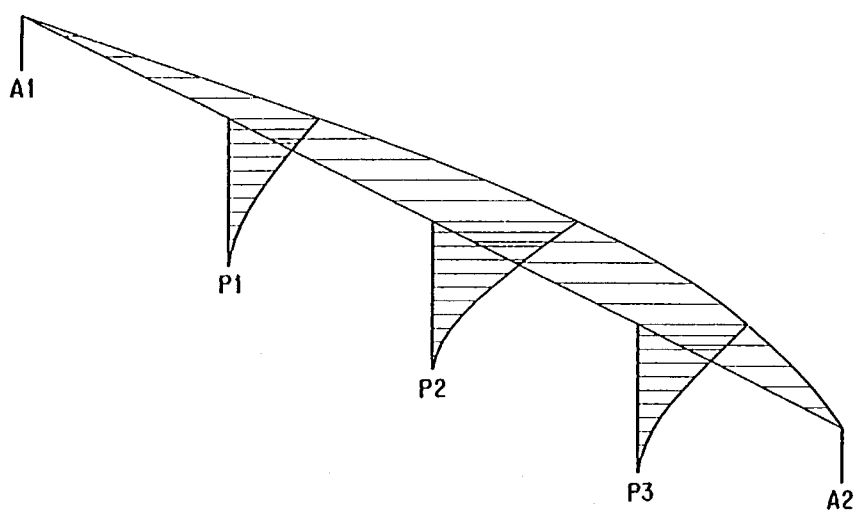


(b) 1次振動モード

図4-20 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース20)

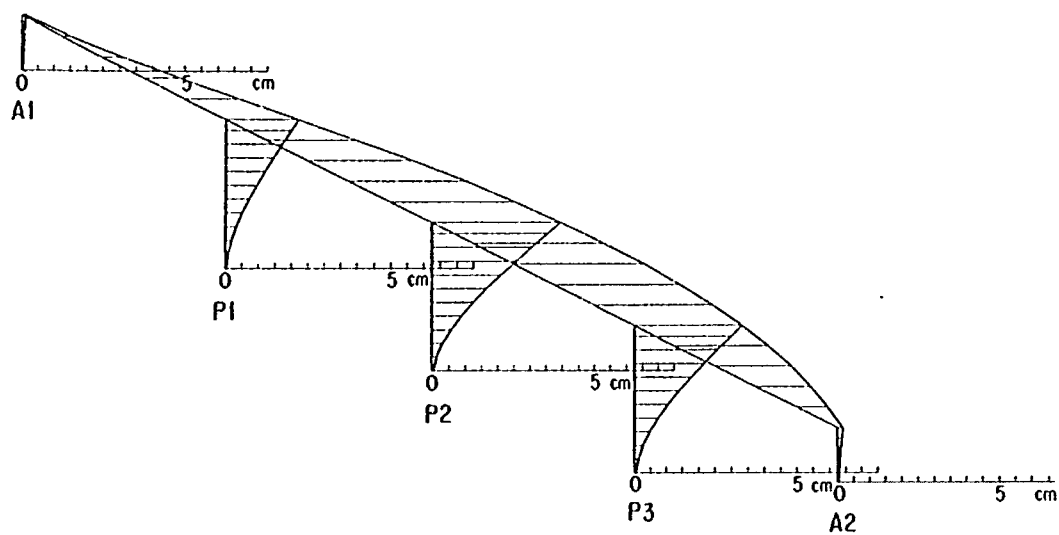


(a) 自重による変形

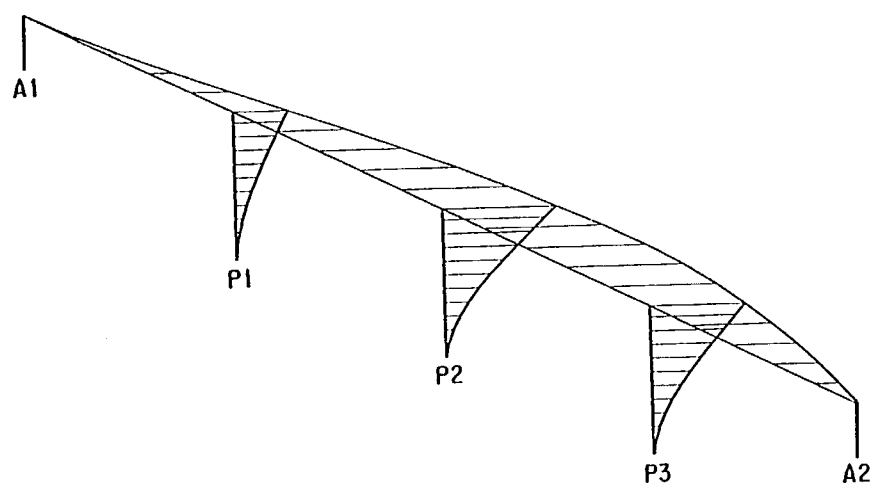


(b) 1次振動モード

図4-21 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース21)

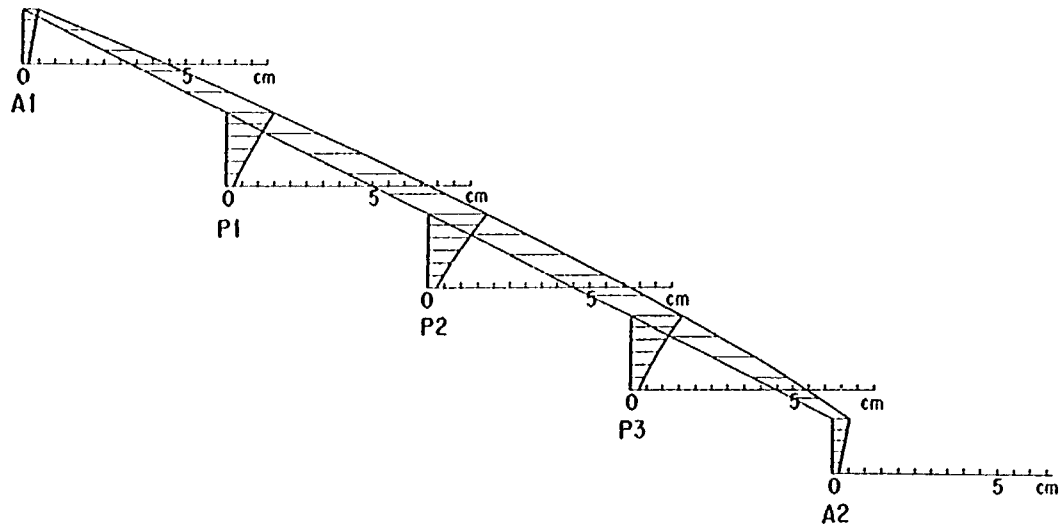


(a) 自重による変形

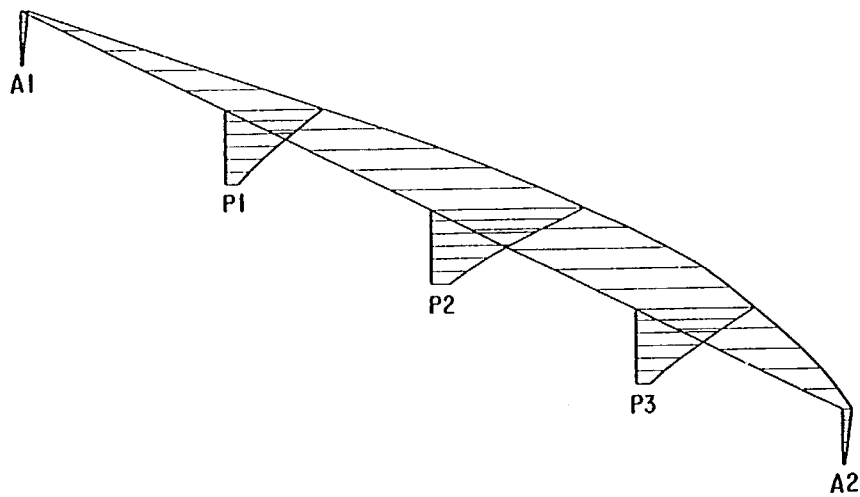


(b) 1次振動モード

図4-22 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース22)

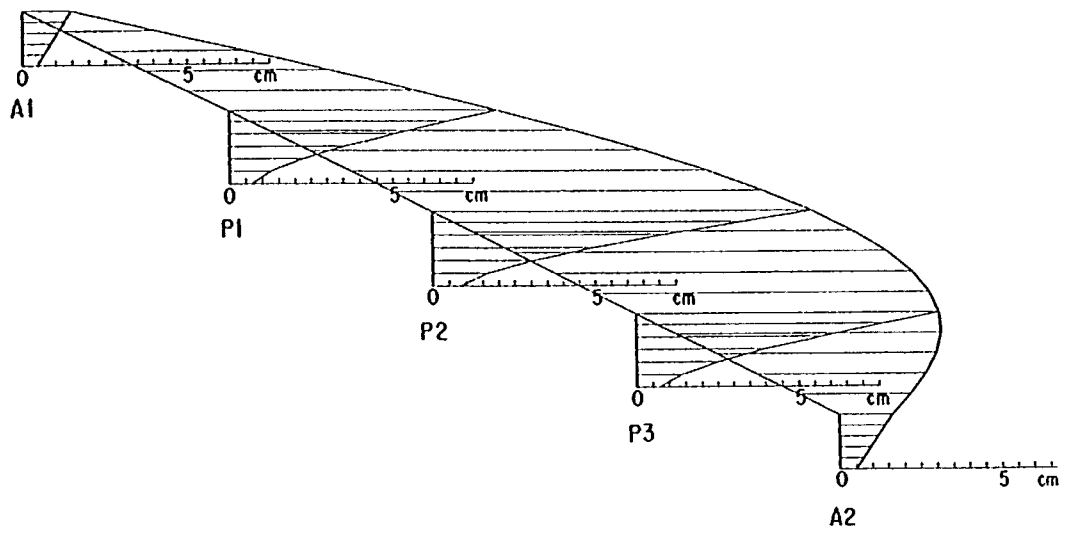


(a) 自重による変形

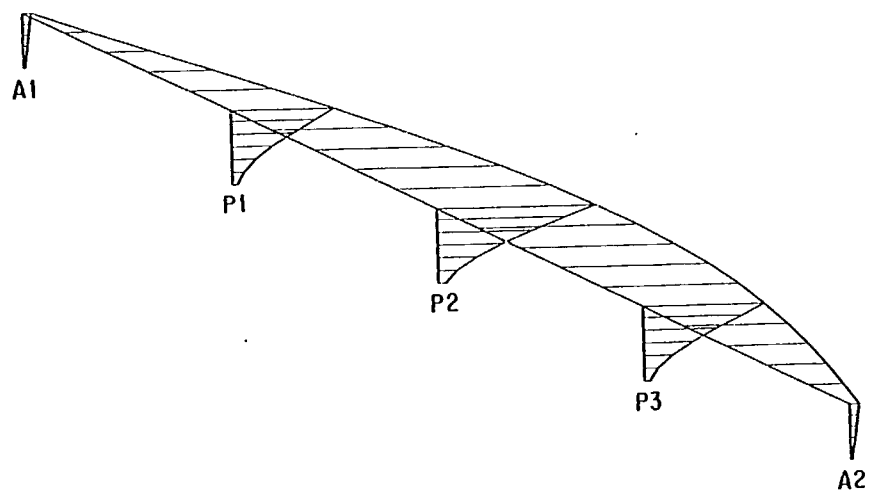


(b) 1次振動モード

図4-23 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース23)

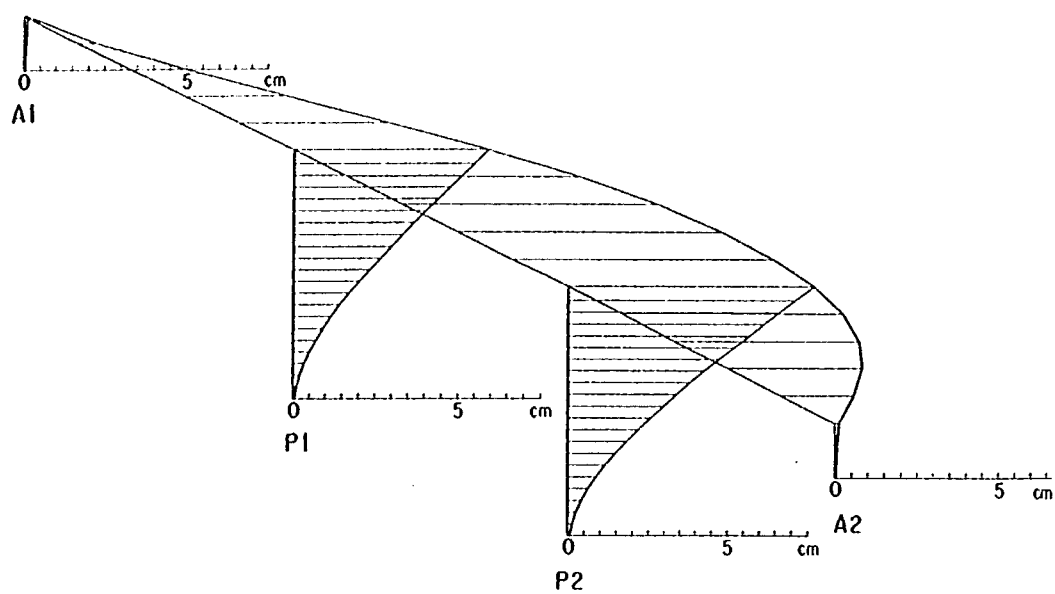


(a) 自重による変形

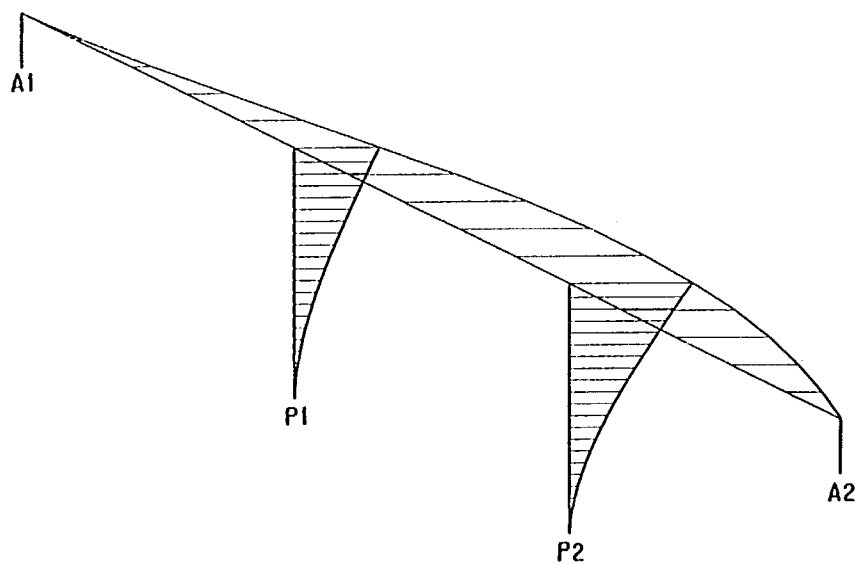


(b) 1次振動モード

図4-24 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース24)

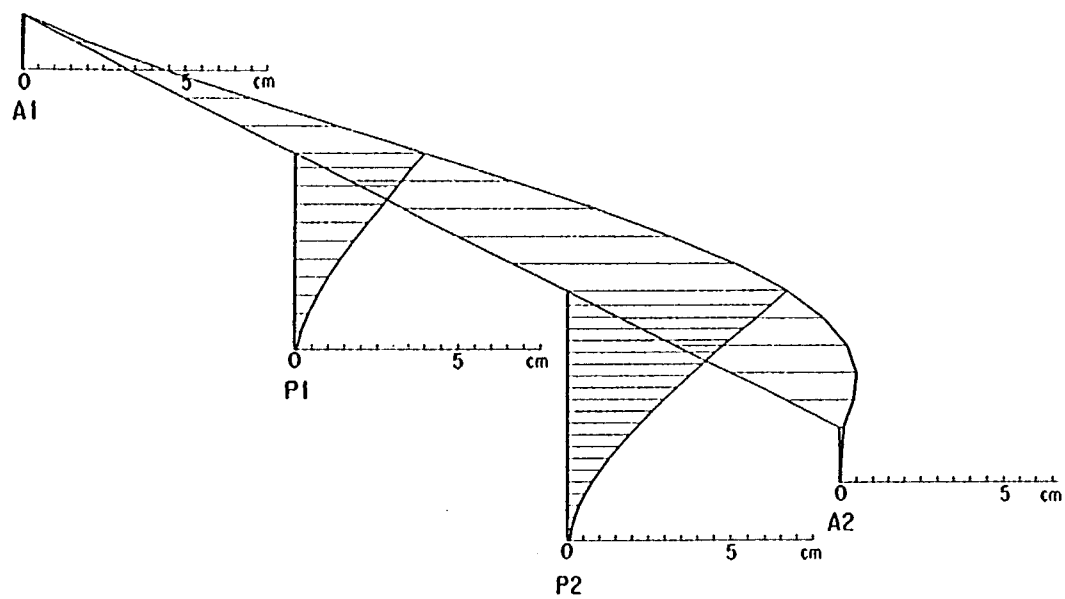


(a) 自重による変形

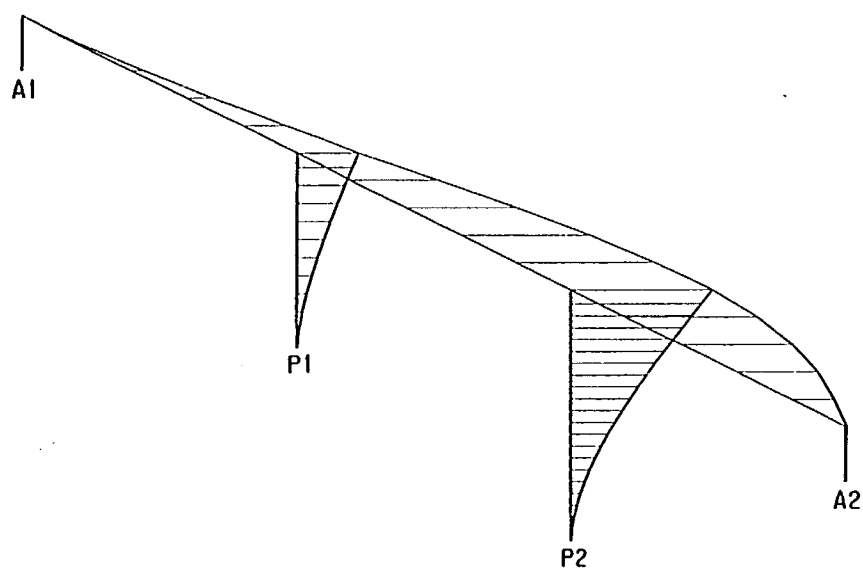


(b) 1次振動モード

図 4-25 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース 25)

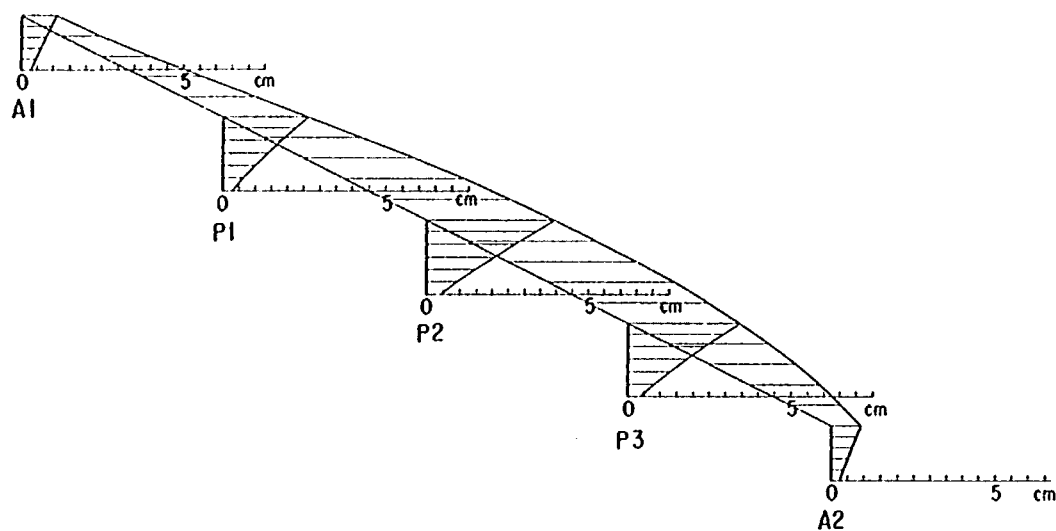


(a) 自重による変形

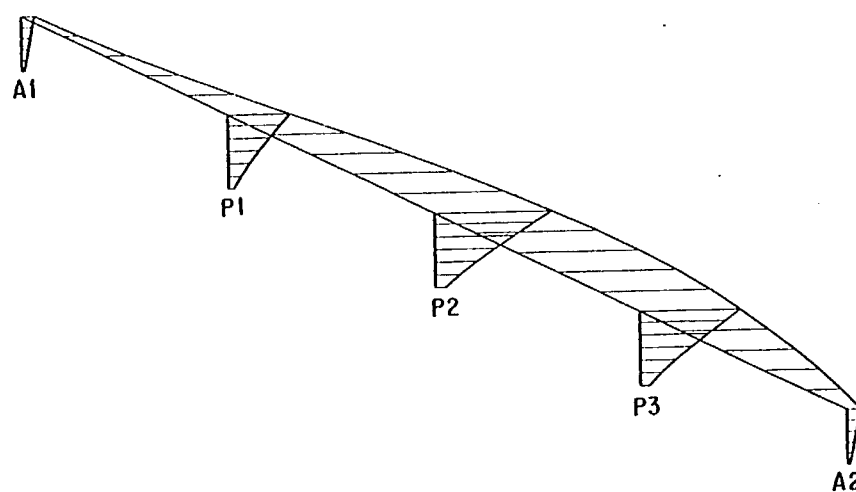


(b) 1次振動モード

図 4-26 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース 26)

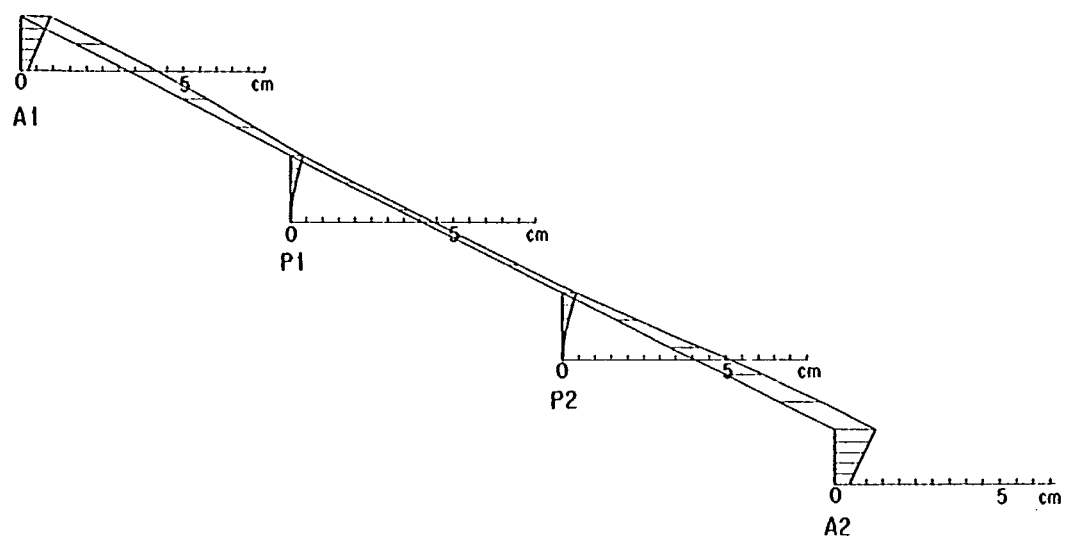


(a) 自重による変形

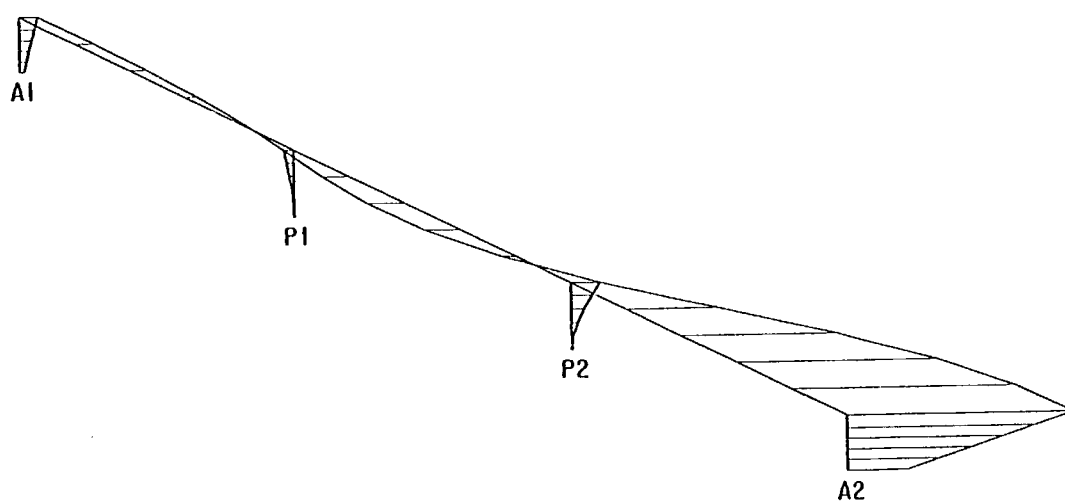


(b) 1次振動モード

図4-27 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース27)

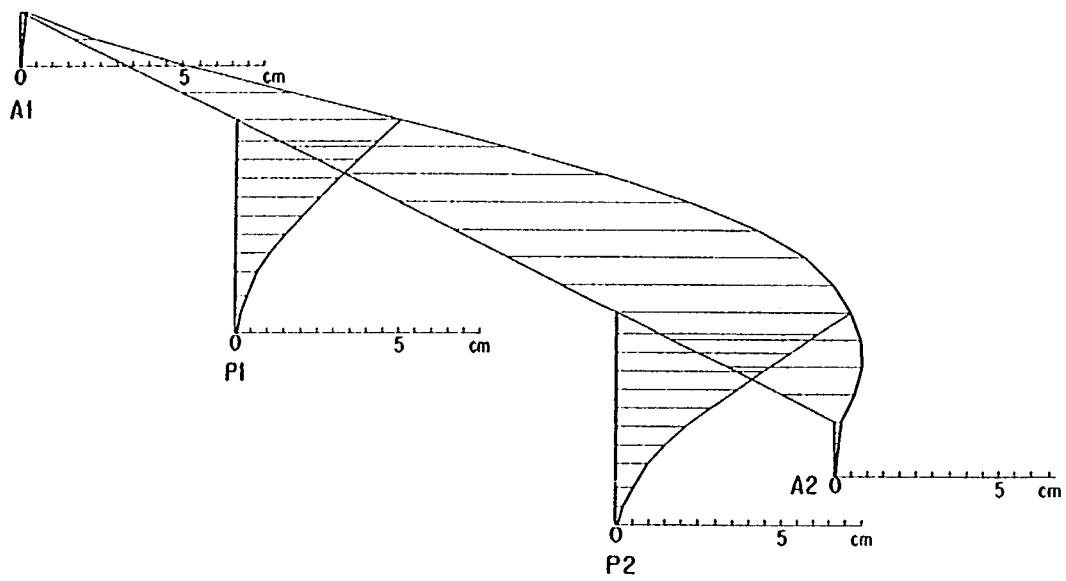


(a) 自重による変形

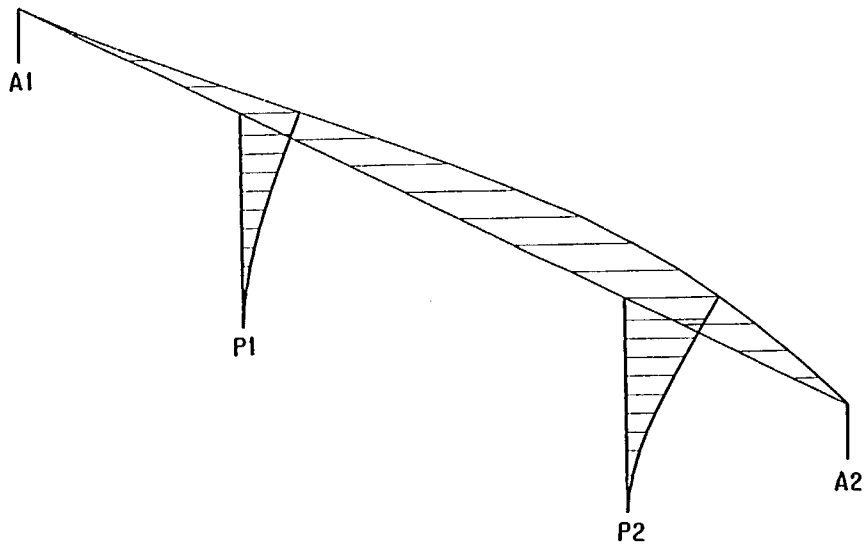


(b) 1次振動モード

図4-28 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース28)

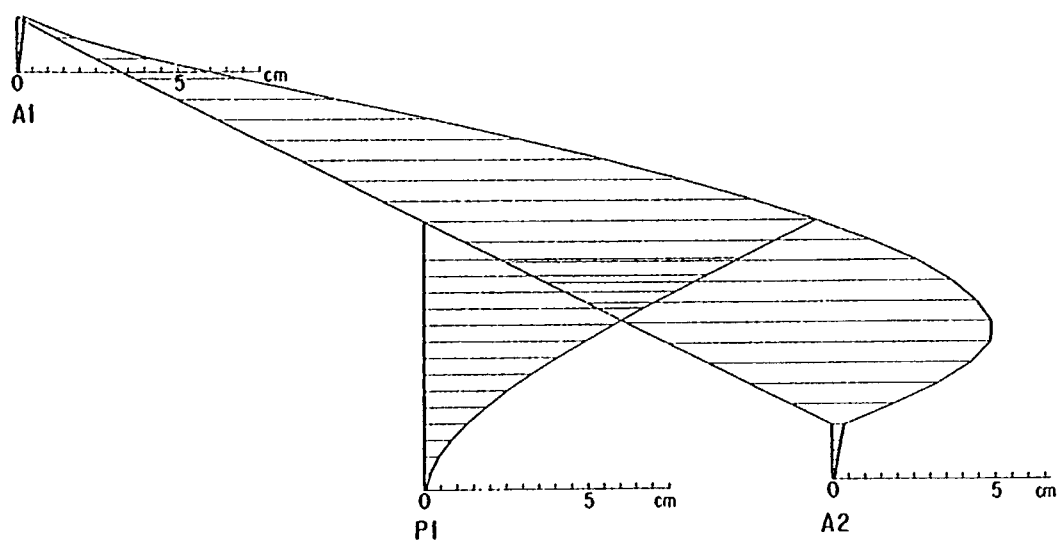


(a) 自重による変形

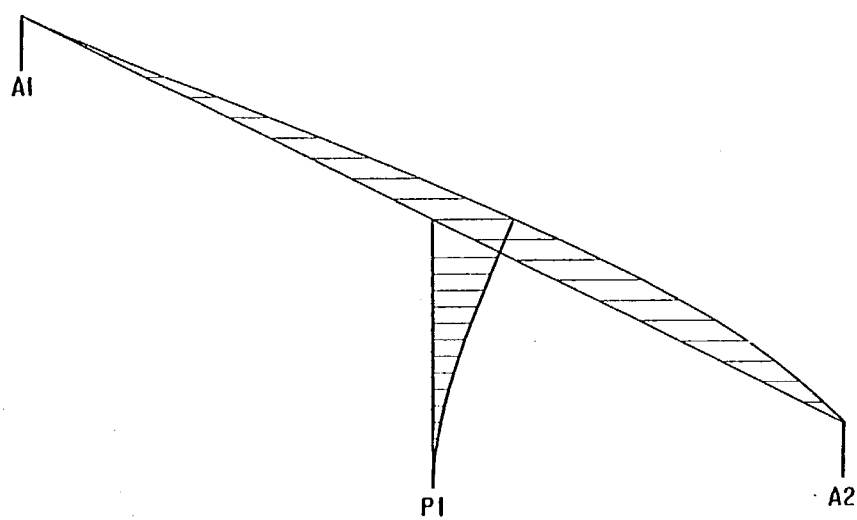


(b) 1次振動モード

図4-29 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース29)

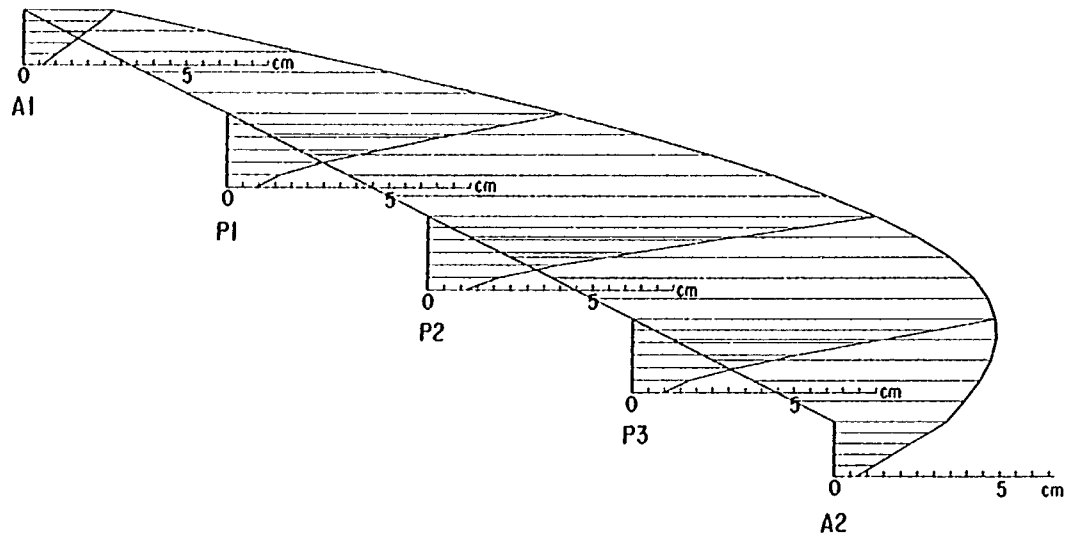


(a) 自重による変形

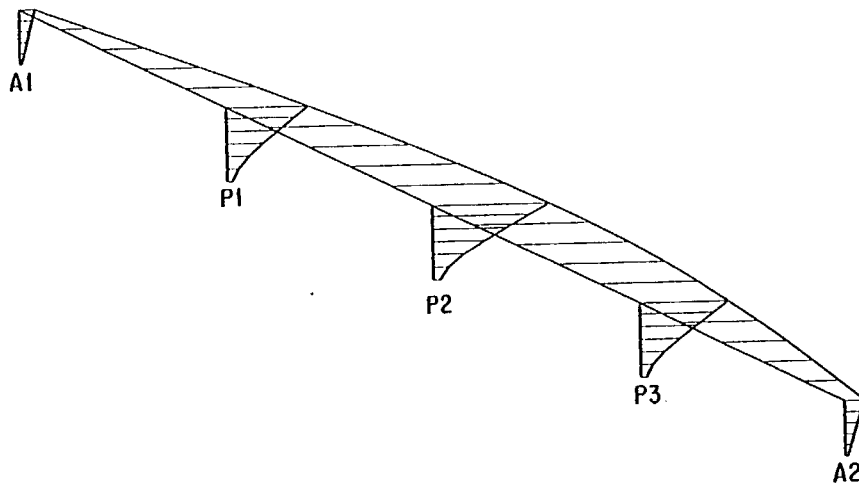


(b) 1次振動モード

図4-30 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース30)

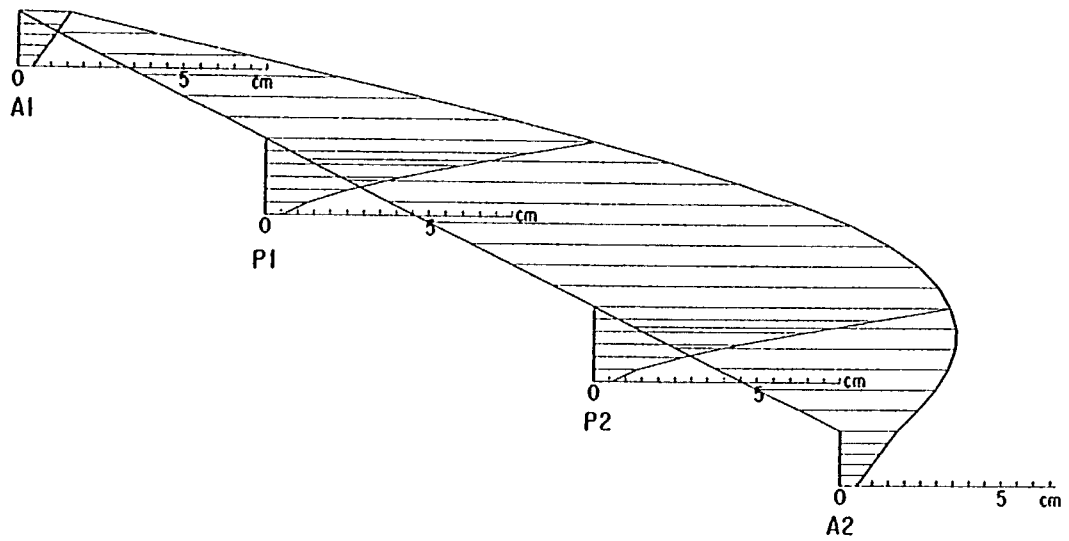


(a) 自重による変形

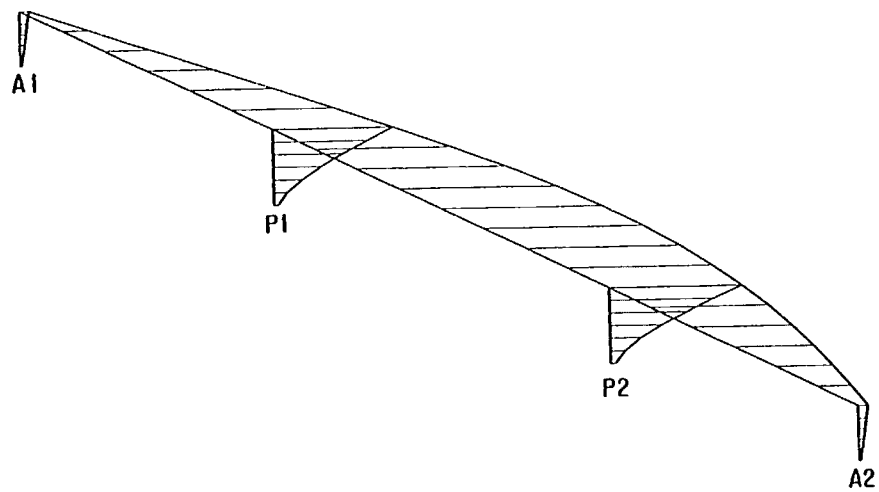


(b) 1次振動モード

図4-31 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース31)

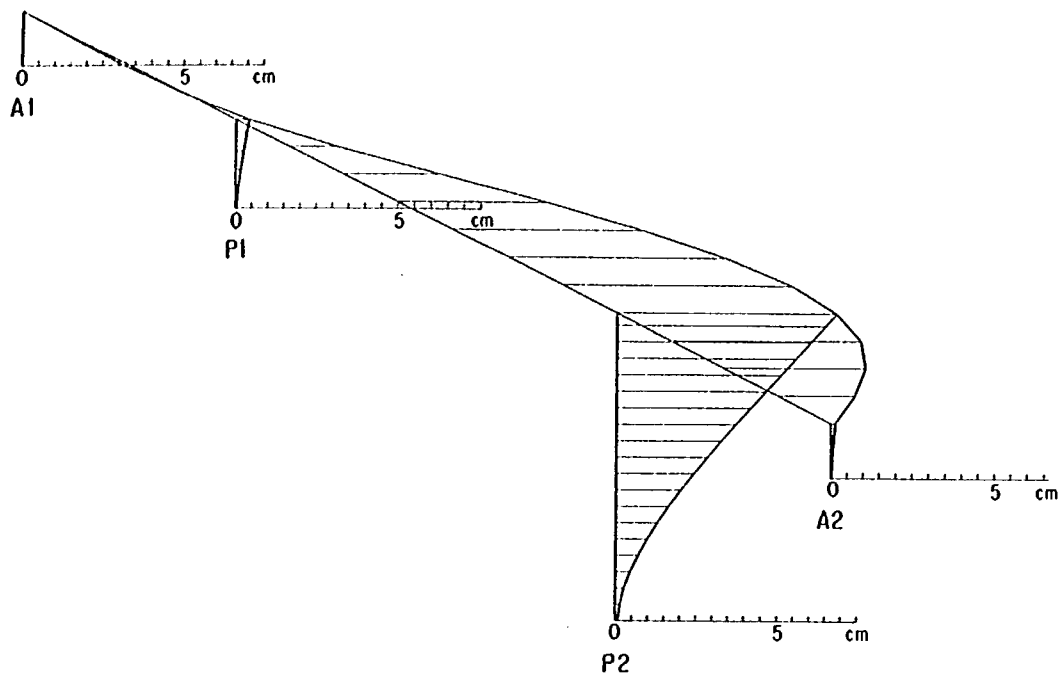


(a) 自重による変形

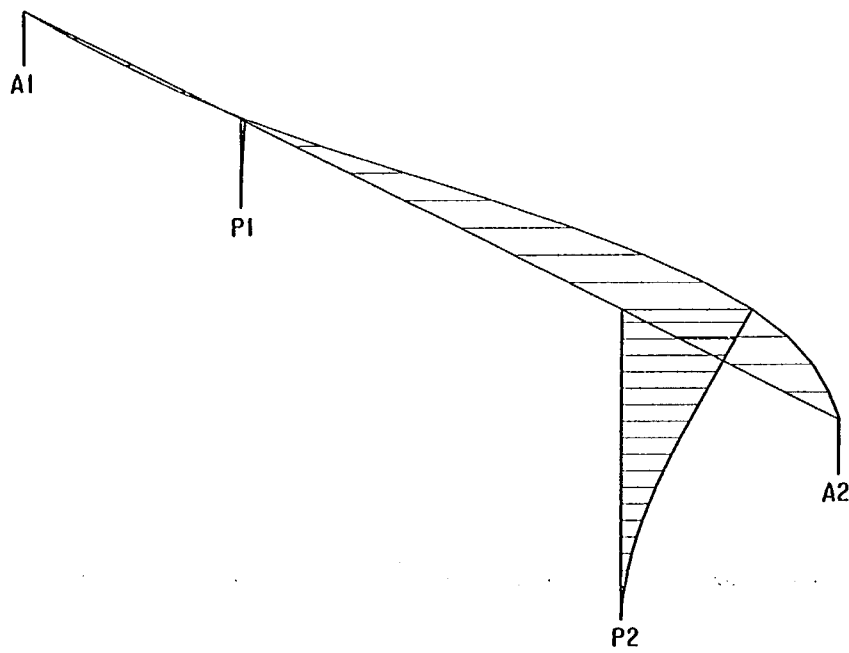


(b) 1次振動モード

図4-32 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース32)

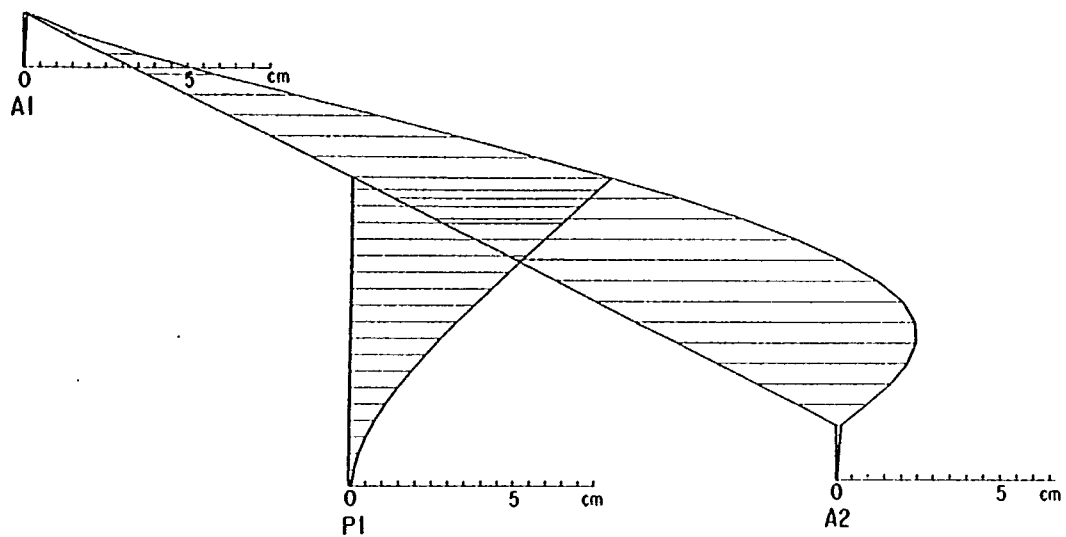


(a) 自重による変形

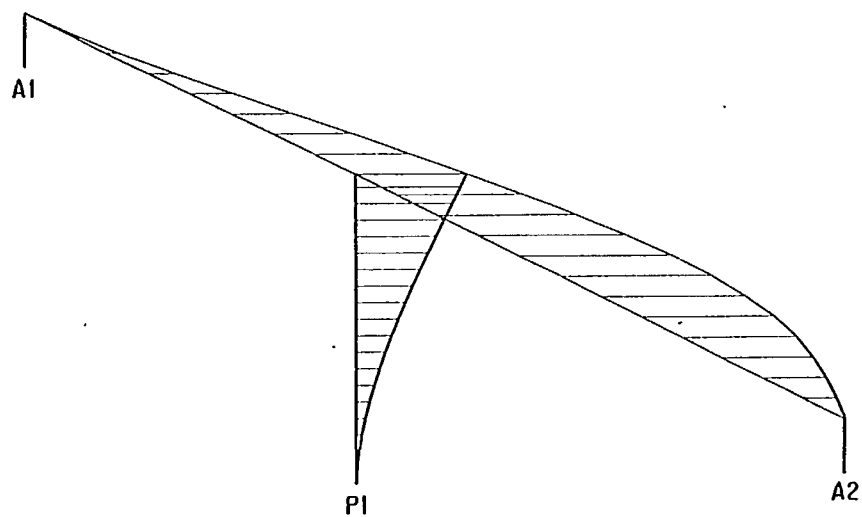


(b) 1次振動モード

図4-33 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース33)

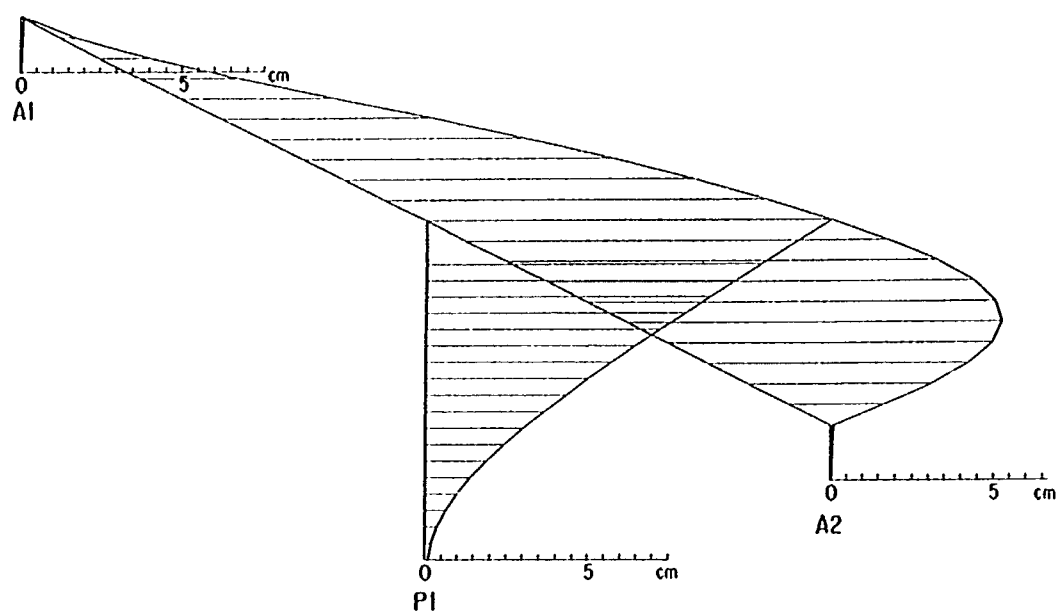


(a) 自重による変形

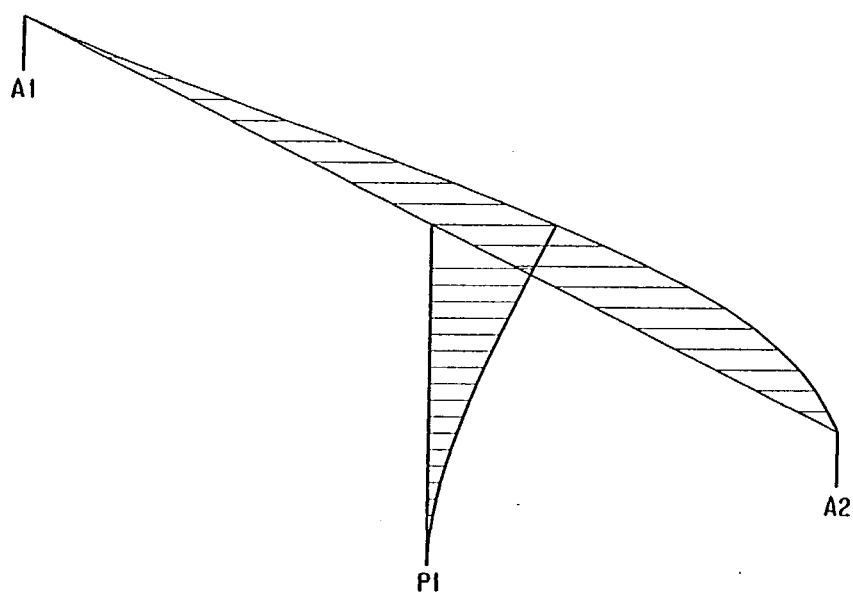


(b) 1次振動モード

図4-34 自重による変形と1次振動モードの比較(ケース34)

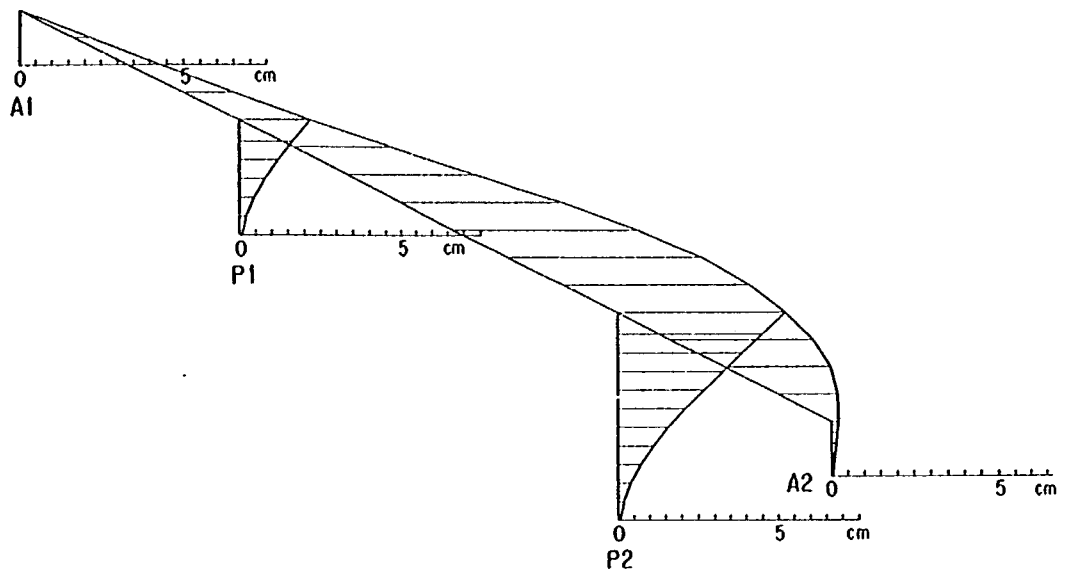


(a) 自重による変形

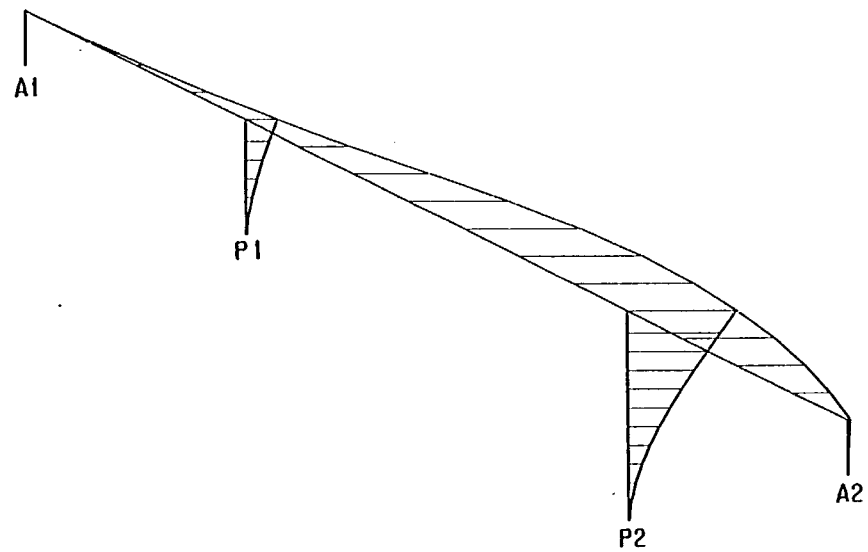


(b) 1次振動モード

図 4-35 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース 35)



(a) 自重による変形

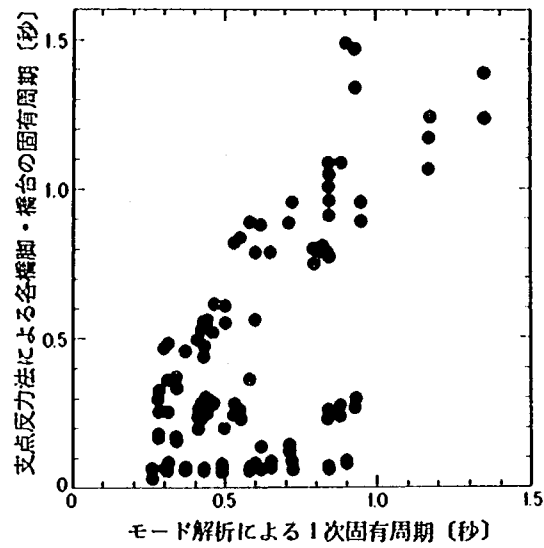


(b) 1次振動モード

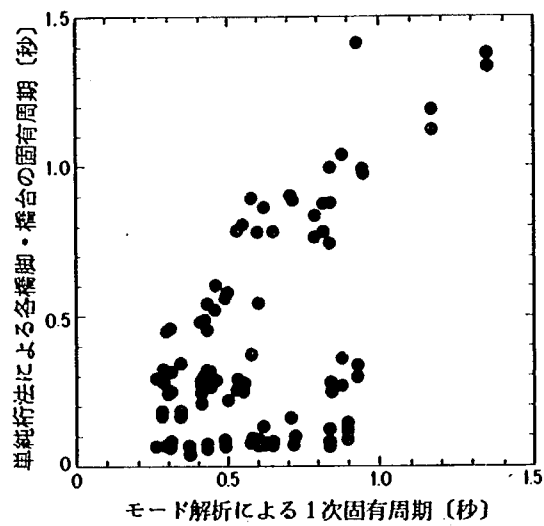
図 4-36 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース 36)

表 4 - 1 固有周期の比較

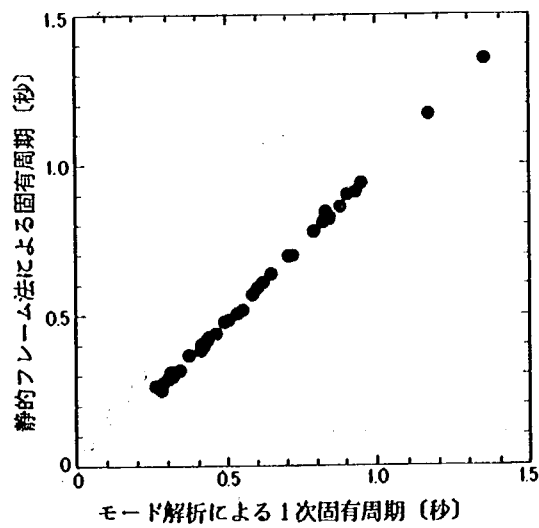
ケース	1 次振動モード の固有周期 (sec)	静的フレーム法 による固有周期 (sec)	単純桁法による各橋脚・橋台の固有周期 (sec)						支点反力法による各橋脚・橋台の固有周期 (sec)					
			A 1	P 1	P 2	P 3	P 4	A 2	A 1	P 1	P 2	P 3	P 4	A 2
1	0.26	0.26	0.064	0.292	0.292	—	—	0.067	0.060	0.030	0.030	—	—	0.063
2	0.28	0.27	0.174	0.314	0.314	—	—	0.184	0.164	0.326	0.326	—	—	0.173
3	0.53	0.51	0.257	0.785	0.785	—	—	0.290	0.243	0.819	0.819	—	—	0.273
4	0.41	0.39	0.244	0.483	0.483	—	—	0.266	0.232	0.499	0.499	—	—	0.252
5	0.37	0.37	0.062	0.453	0.453	—	—	0.067	0.059	0.463	0.463	—	—	0.063
6	0.41	0.40	0.212	0.488	0.488	—	—	0.280	0.199	0.508	0.508	—	—	0.263
7	0.43	0.42	0.277	0.539	0.539	—	—	0.314	0.261	0.562	0.562	—	—	0.295
8	0.42	0.40	0.250	0.489	—	—	—	0.299	0.230	0.533	—	—	—	0.275
9	0.30	0.29	0.064	0.241	0.453	—	—	0.067	0.060	0.251	0.468	—	—	0.063
10	0.31	0.31	0.062	0.246	0.461	—	—	0.065	0.057	0.258	0.479	—	—	0.060
11	0.44	0.43	0.264	0.534	0.534	—	—	0.317	0.249	0.556	0.556	—	—	0.298
12	0.55	0.52	0.250	0.802	0.802	—	—	0.282	0.231	0.844	0.844	—	—	0.260
13	0.31	0.30	0.070	0.315	—	—	—	0.086	0.058	0.354	—	—	—	0.079
14	0.46	0.44	0.288	0.605	0.522	0.522	0.605	0.288	0.275	0.617	0.522	0.522	0.617	0.275
15	0.79	0.78	—	0.836	0.765	0.765	0.836	—	—	0.752	0.800	0.800	0.752	—
16	1.35	1.35	—	1.378	1.336	1.336	1.378	—	—	1.240	1.398	1.398	1.240	—
17	0.82	0.81	—	0.873	0.780	0.786	0.873	—	—	0.797	0.811	0.811	0.797	—
18	0.84	0.83	—	0.873	0.743	0.873	0.873	—	—	0.797	0.773	0.909	0.797	—
19	0.95	0.94	—	0.989	0.918	0.918	0.989	—	—	0.898	0.958	0.958	0.898	—
20	1.17	1.17	—	1.191	1.127	1.191	1.191	—	—	1.075	1.177	1.244	1.075	—
21	0.43	0.42	0.063	0.455	0.455	0.455	—	0.073	0.059	0.476	0.444	0.476	—	0.067
22	0.49	0.48	0.068	0.562	0.562	0.562	—	0.087	0.063	0.583	0.539	0.583	—	0.079
23	0.34	0.32	0.167	0.346	0.346	0.346	—	0.183	0.155	0.365	0.335	0.365	—	0.170
24	0.84	0.82	0.249	0.995	0.995	0.995	—	0.282	0.232	1.055	0.963	1.055	—	0.262
25	0.65	0.64	0.068	0.779	0.779	—	—	0.081	0.064	0.799	0.799	—	—	0.075
26	0.60	0.59	0.068	0.543	0.779	—	—	0.081	0.064	0.559	0.799	—	—	0.075
27	0.50	0.48	0.222	0.583	0.583	0.583	—	0.218	0.208	0.609	0.556	0.609	—	0.200
28	0.28	0.25	0.276	0.172	0.172	—	—	0.322	0.255	0.179	0.179	—	—	0.298
29	0.71	0.70	0.161	0.902	0.902	—	—	0.156	0.143	0.897	0.897	—	—	0.122
30	0.90	0.90	0.090	1.402	—	—	—	0.119	0.079	1.491	—	—	—	0.099
31	0.93	0.91	0.295	1.411	1.411	1.411	—	0.337	0.270	1.475	1.344	1.475	—	0.308
32	0.88	0.86	0.269	1.039	1.039	—	—	0.306	0.241	1.095	1.095	—	—	0.274
33	0.62	0.61	0.071	0.132	0.862	—	—	0.071	0.062	0.138	0.884	—	—	0.062
34	0.72	0.70	0.077	0.890	—	—	—	0.098	0.068	0.963	—	—	—	0.088
35	0.84	0.83	0.071	1.027	—	—	—	0.084	0.065	1.092	—	—	—	0.075
36	0.58	0.57	0.075	0.370	0.895	—	—	0.090	0.057	0.368	0.890	—	—	0.068



(a) 支点反力法

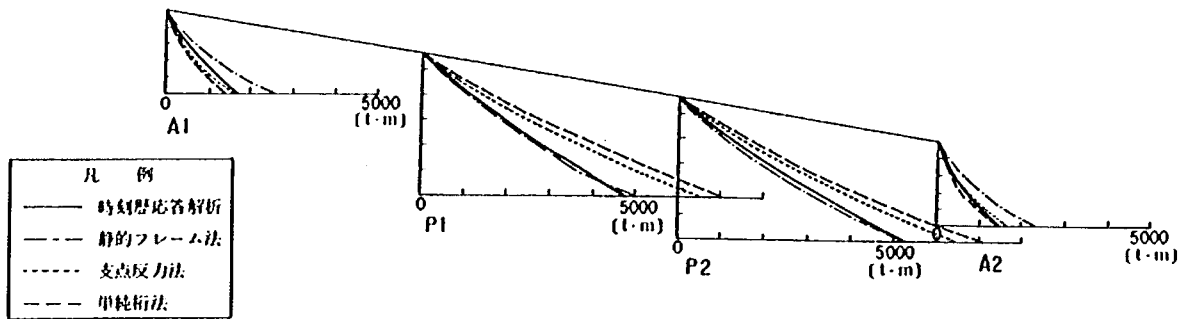


(b) 単純桁法

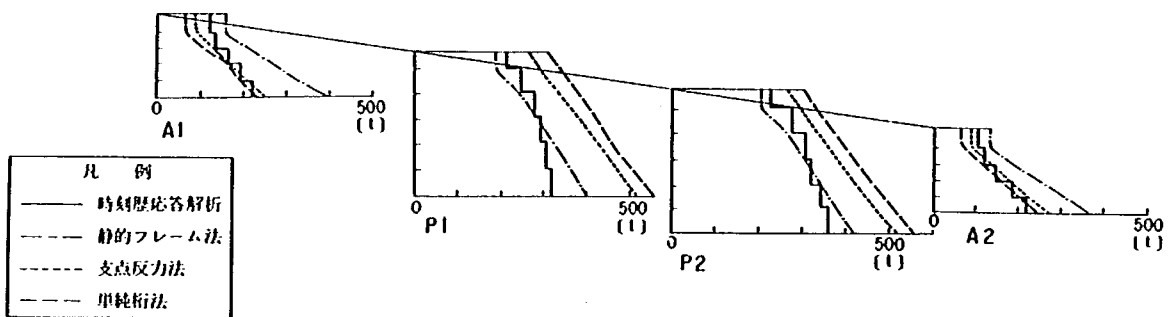


(c) 静的フレーム法

図4-37 固有周期の比較

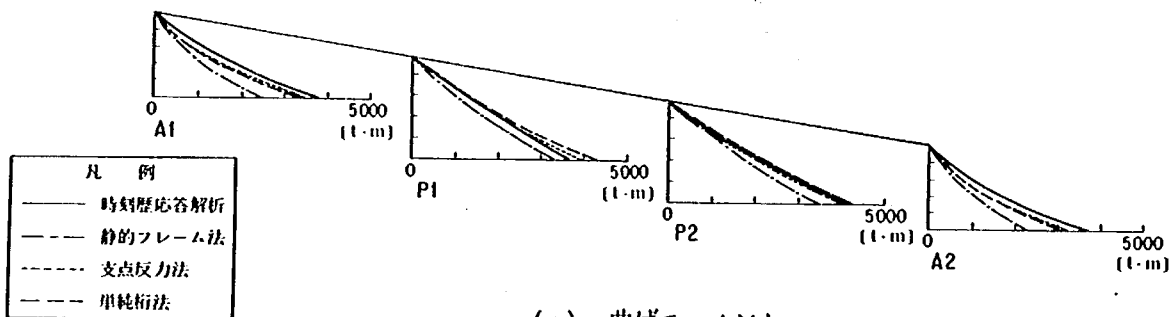


(a) 曲げモーメント

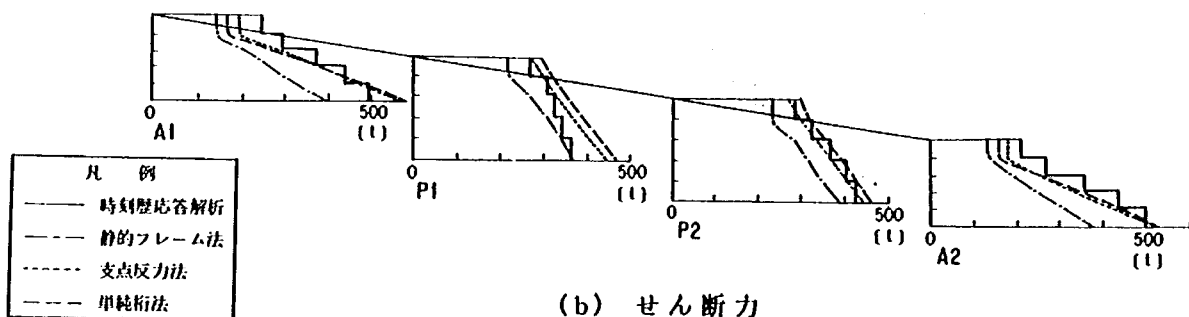


(b) せん断力

図 4-38 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 1)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-39 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 2)

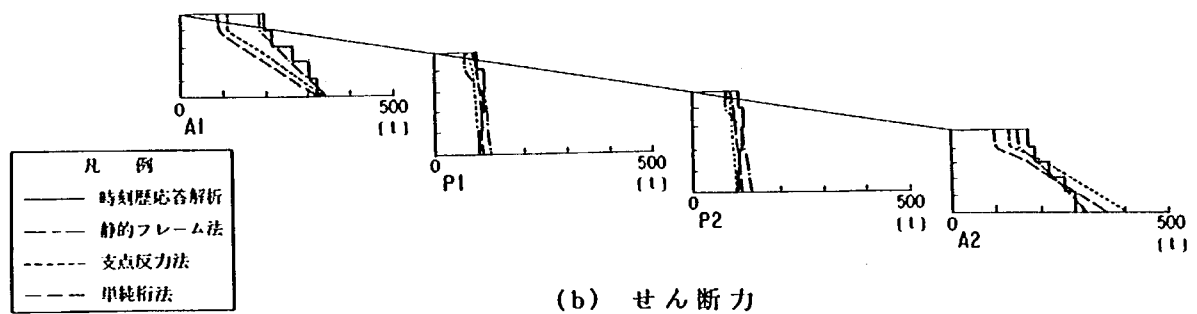
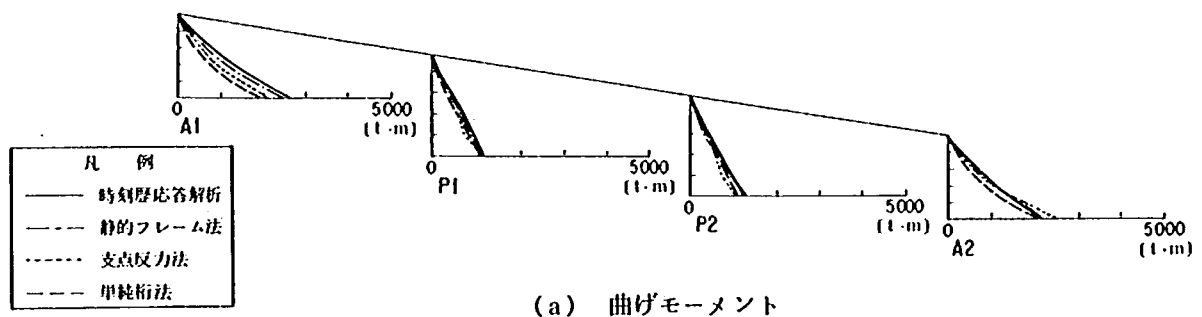


図 4-40 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 3)

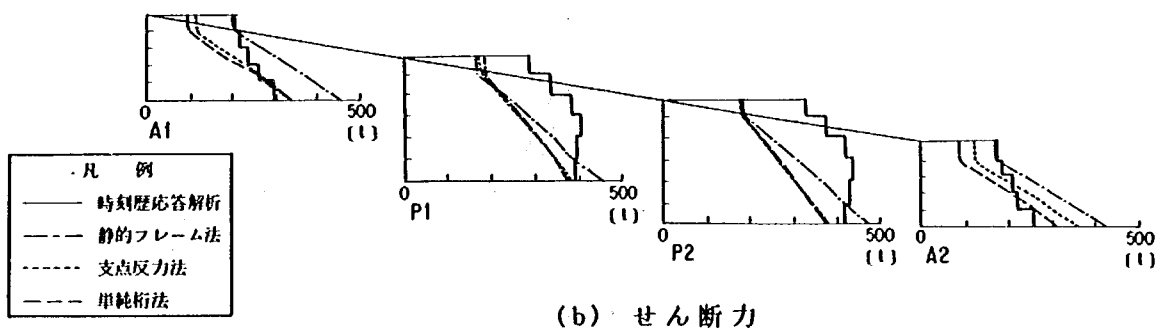
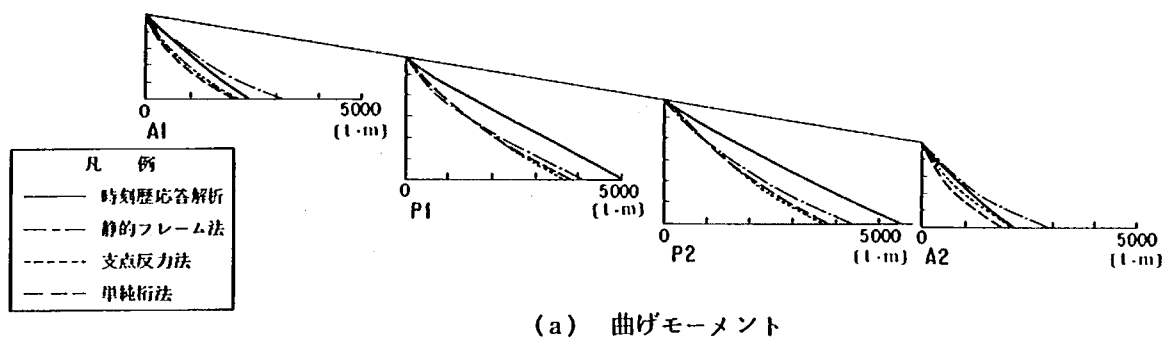
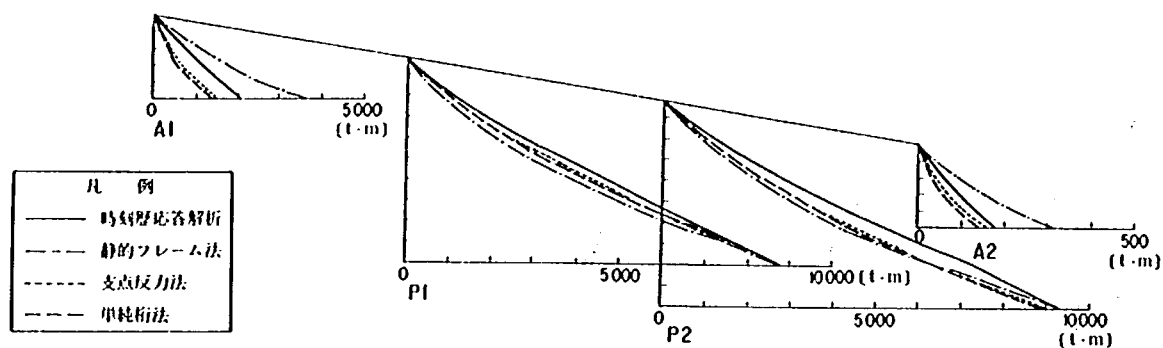
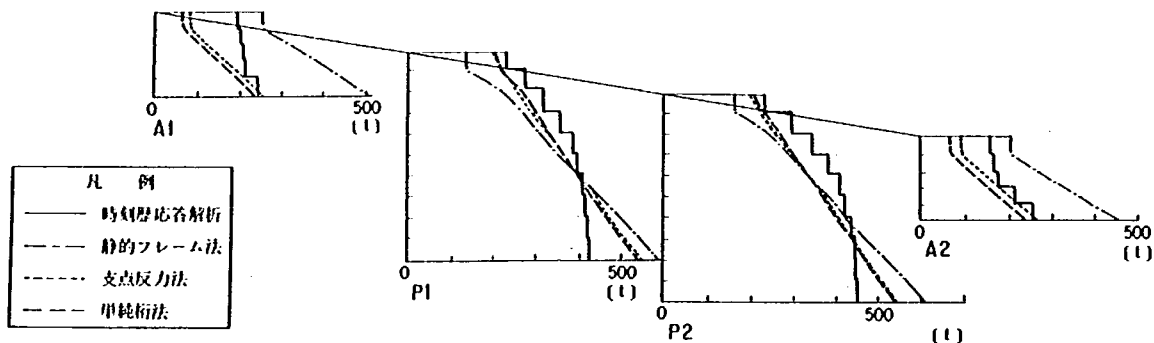


図 4-41 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 4)

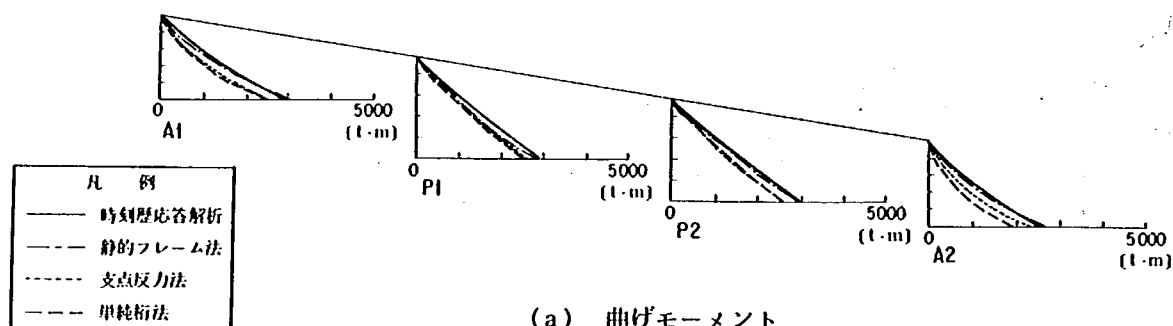


(a) 曲げモーメント

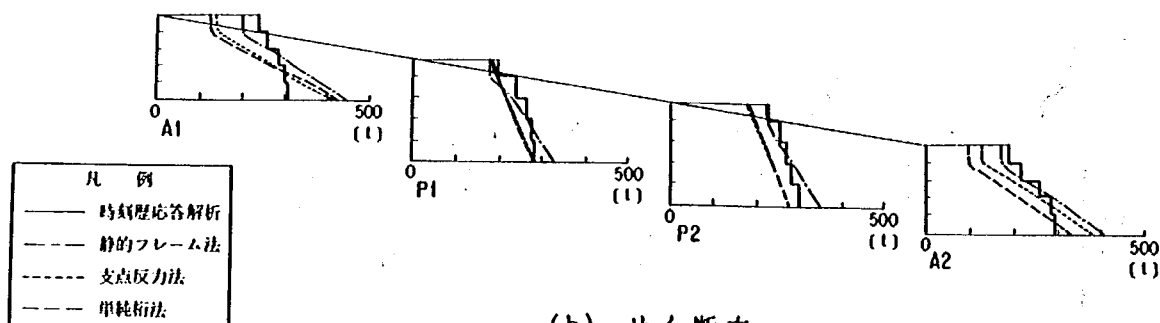


(b) せん断力

図 4-42 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 5)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-43 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 6)

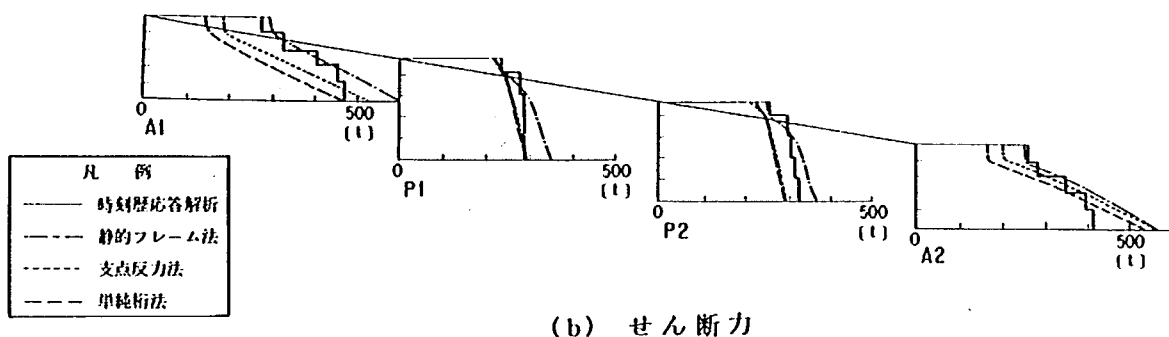
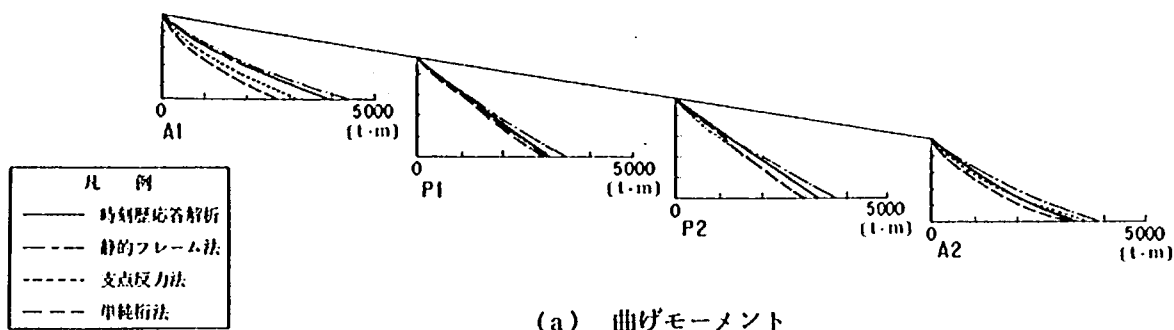


図 4-44 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 7)

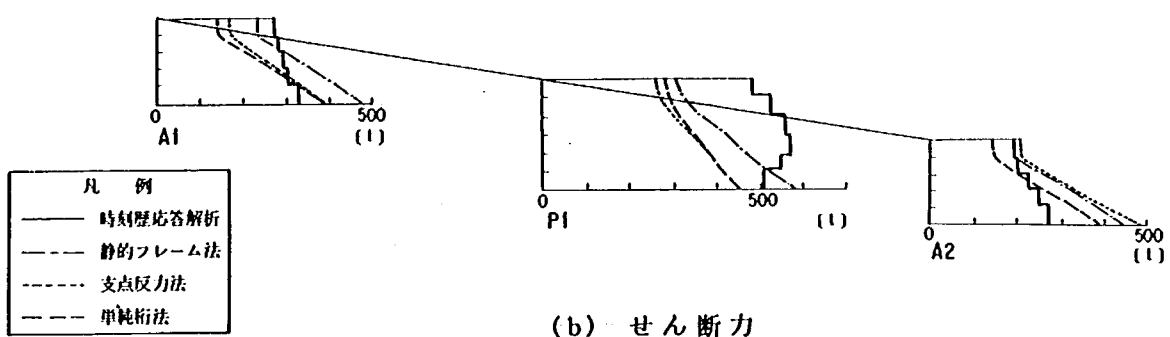
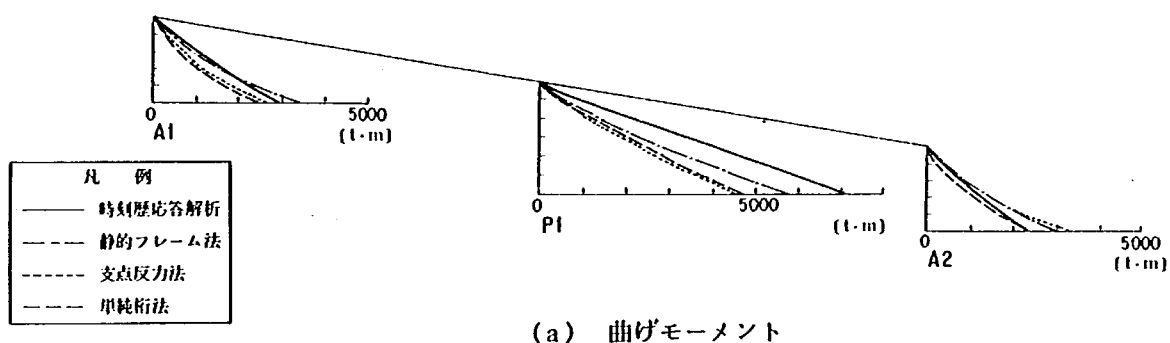
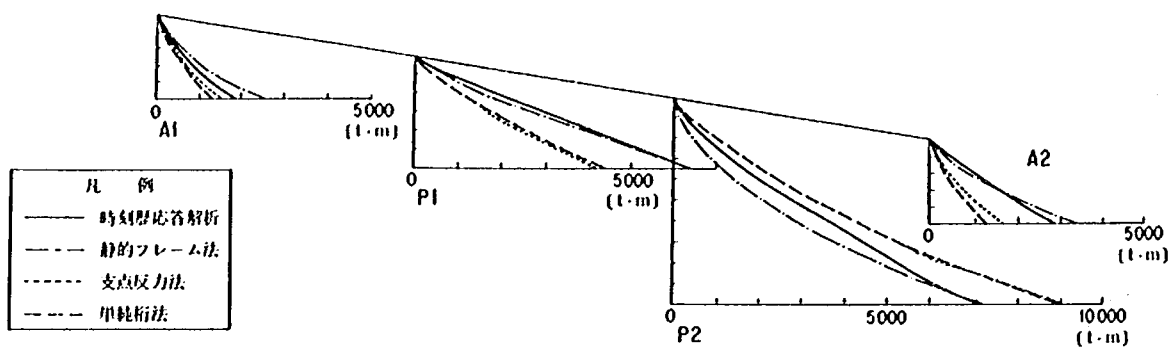
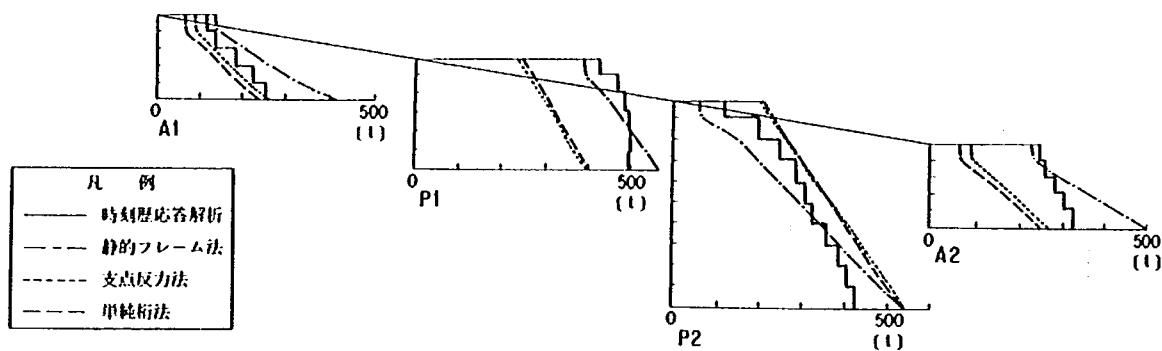


図 4-45 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 8)

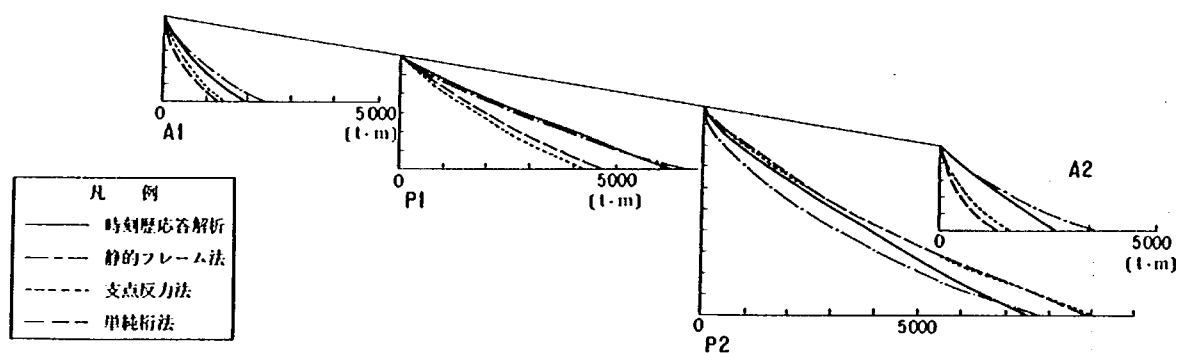


(a) 曲げモーメント

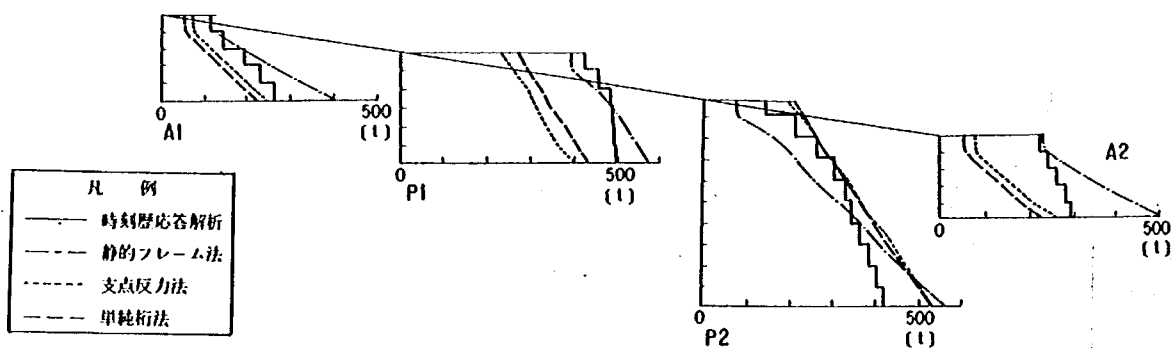


(b) せん断力

図 4-46 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 9)

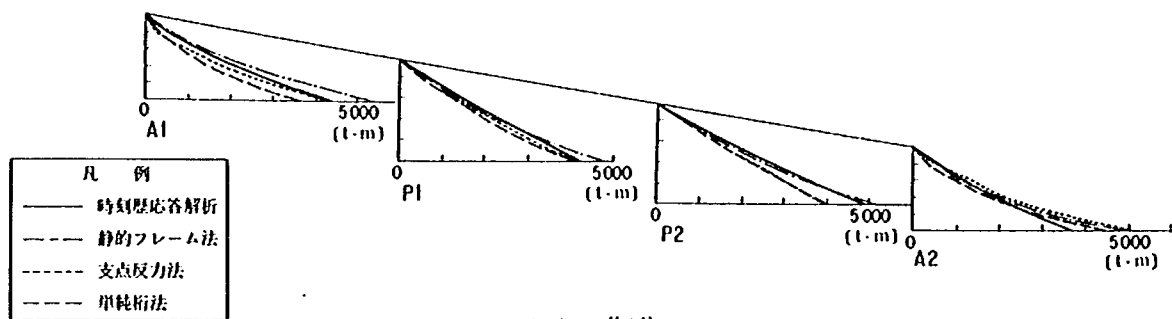


(a) 曲げモーメント

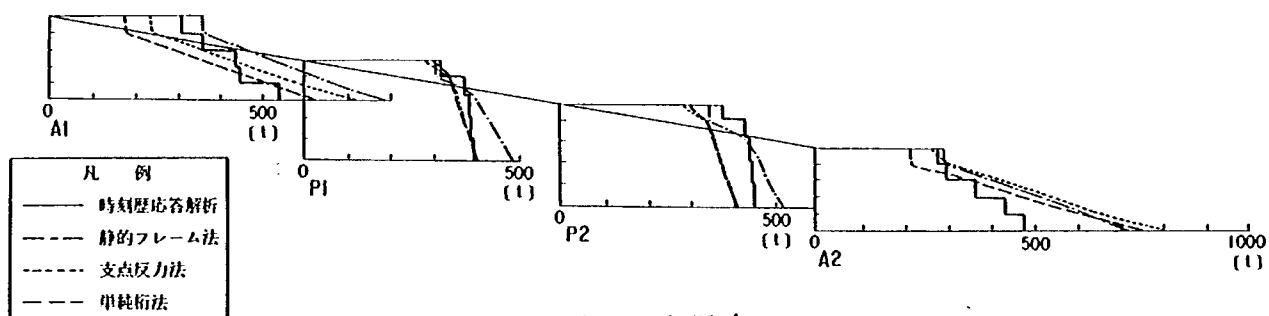


(b) せん断力

図 4-47 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 10)

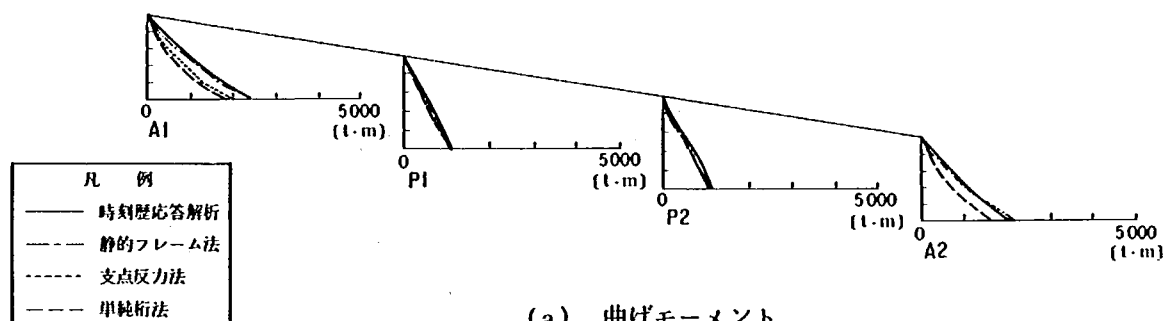


(a) 曲げモーメント

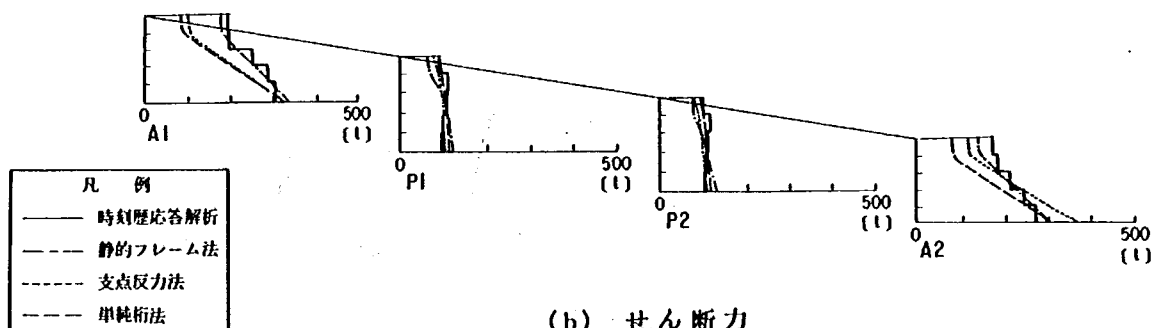


(b) せん断力

図 4-48 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース11)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-49 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース12)

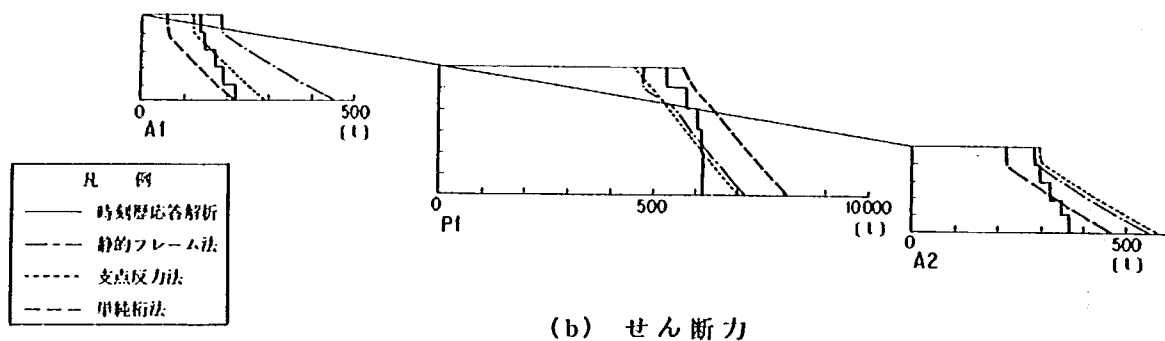
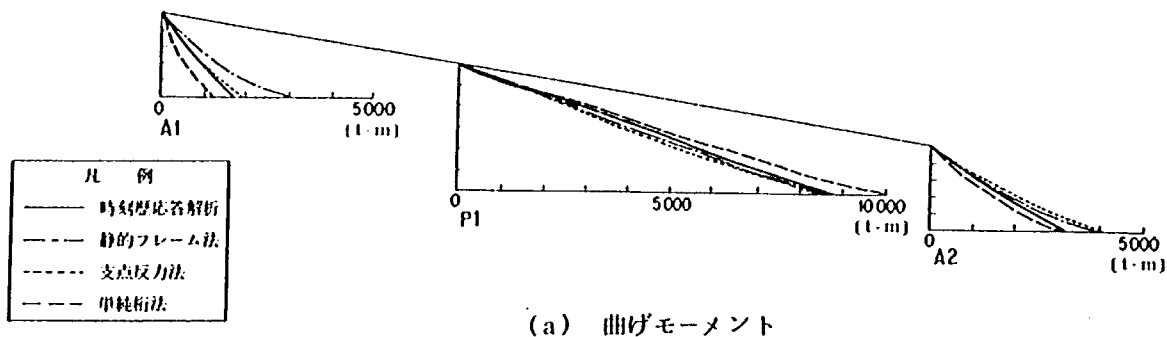


図 4-50 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース13)

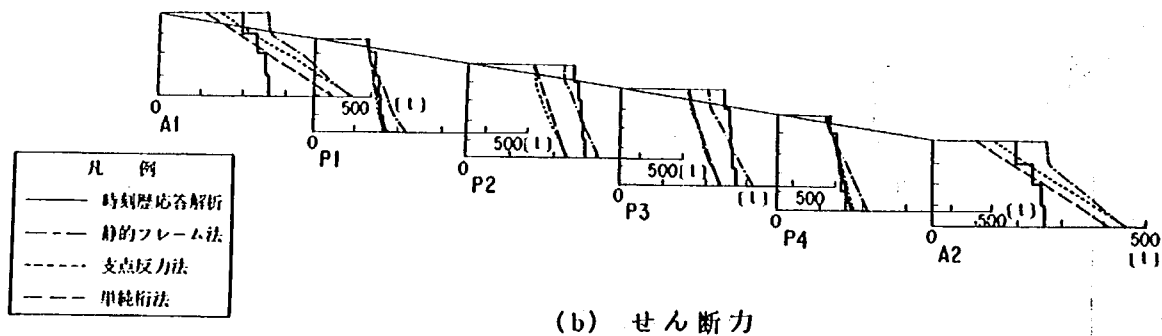
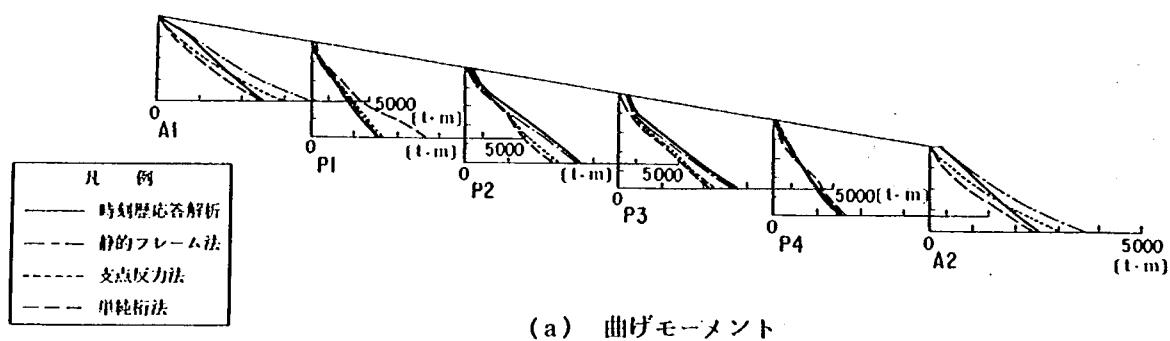


図 4-51 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース14)

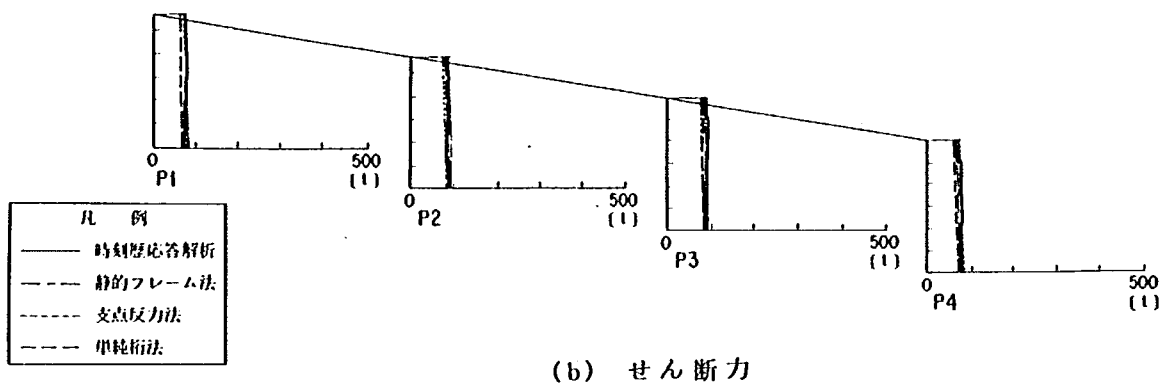
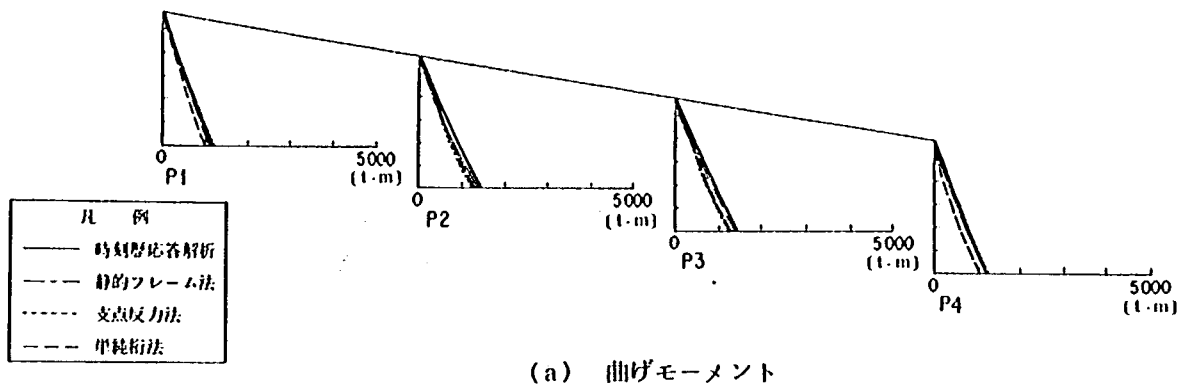


図 4-52 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース15)

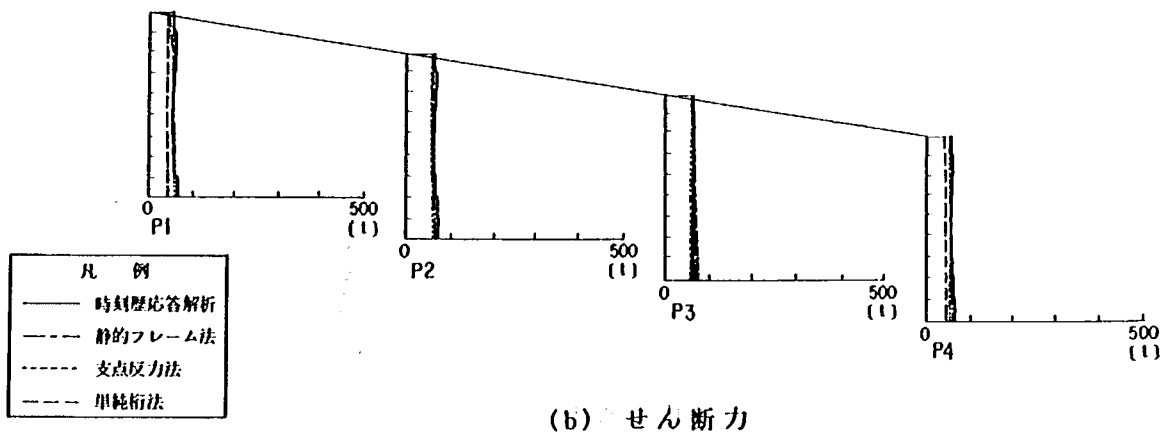
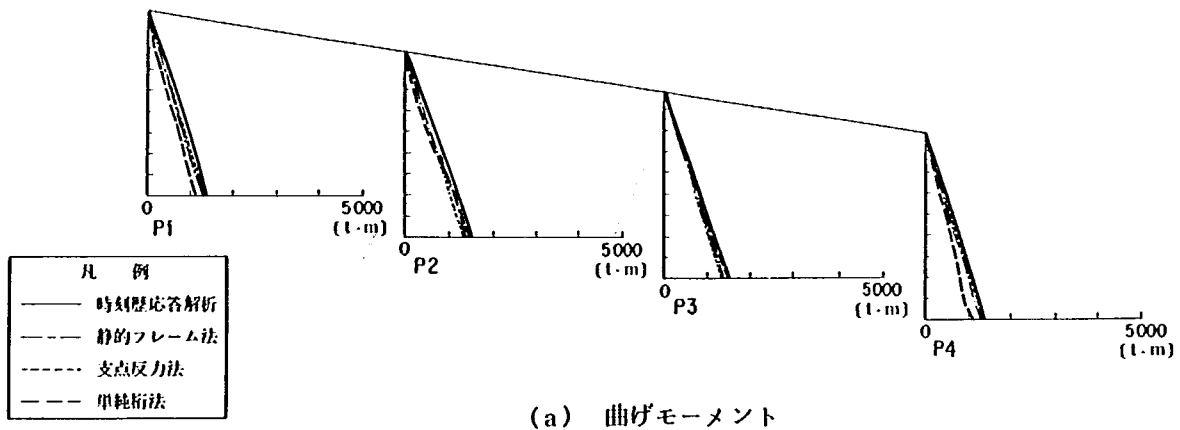
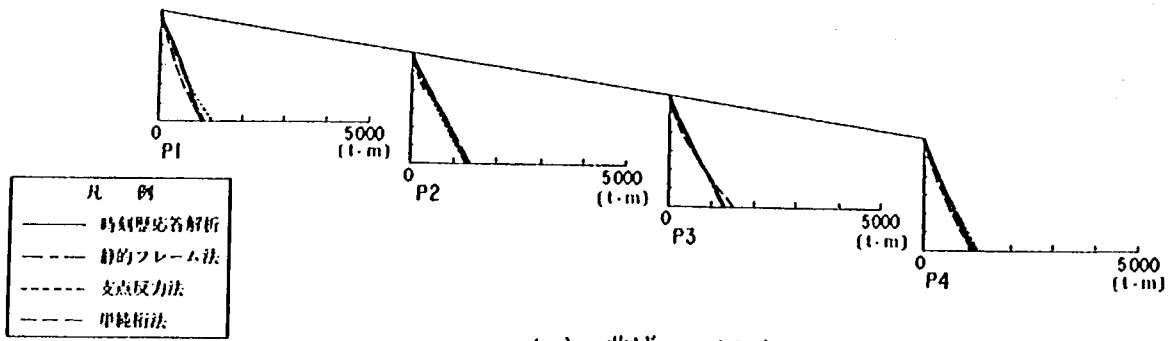
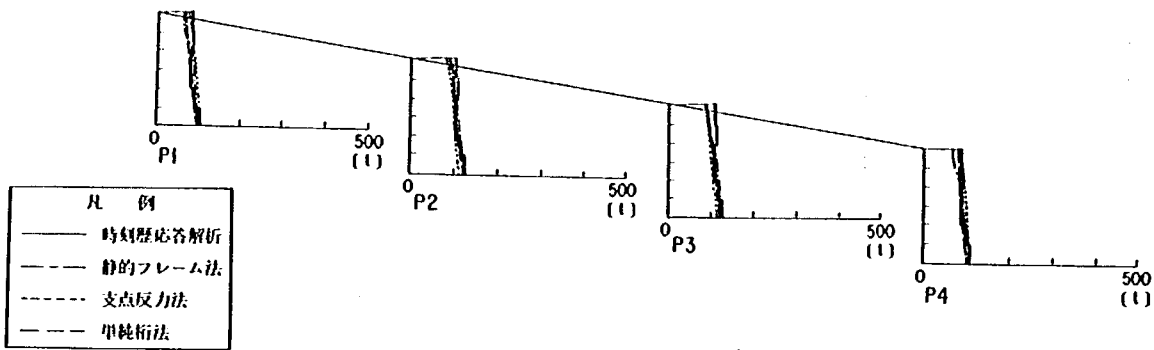


図 4-53 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース16)

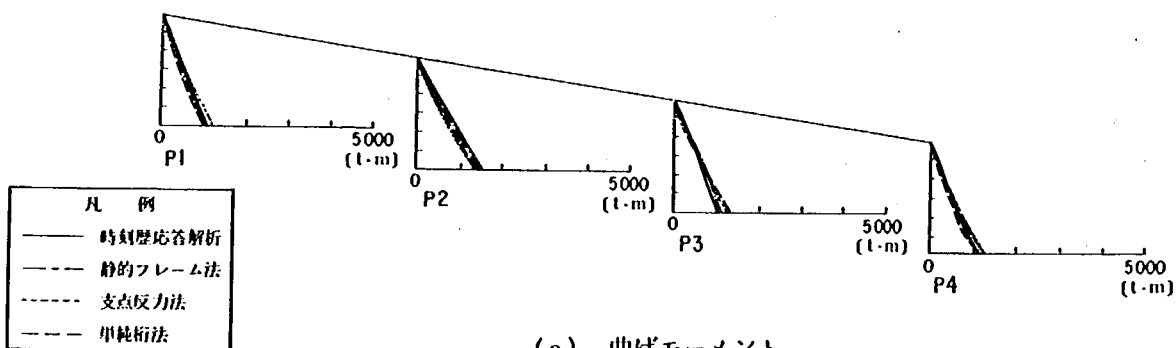


(a) 曲げモーメント

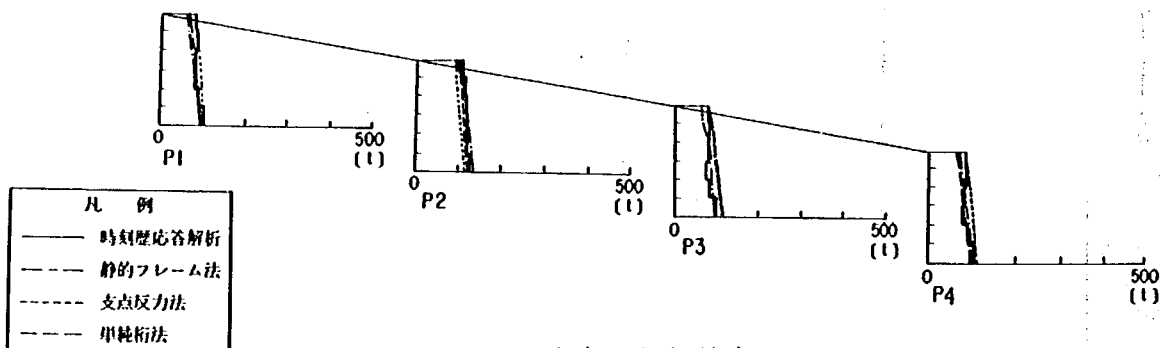


(b) せん断力

図 4-54 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース17)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-55 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース18)

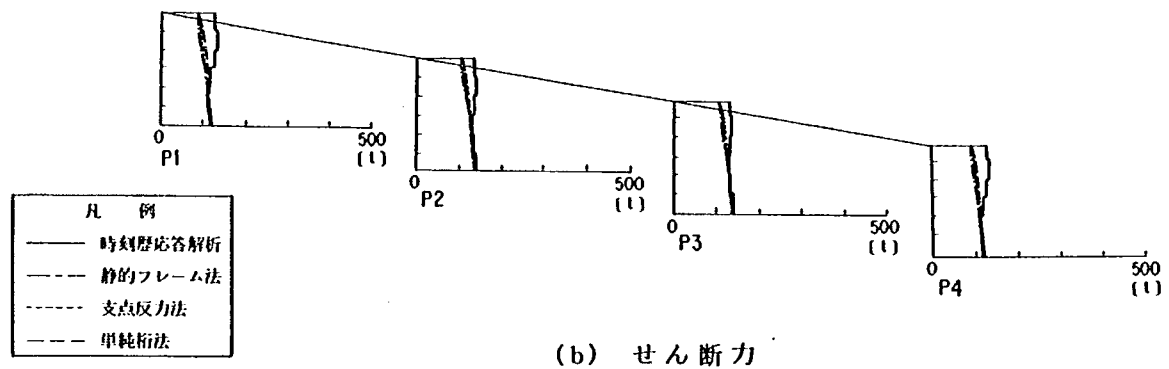
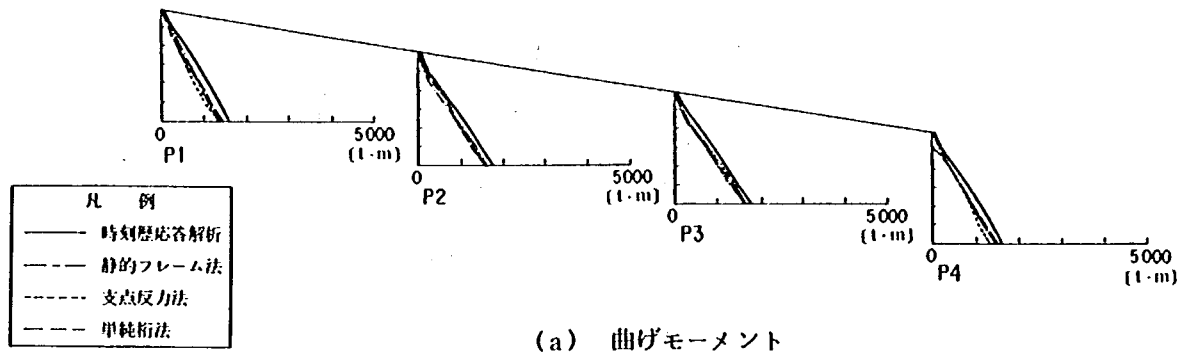


図 4-56 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース19)

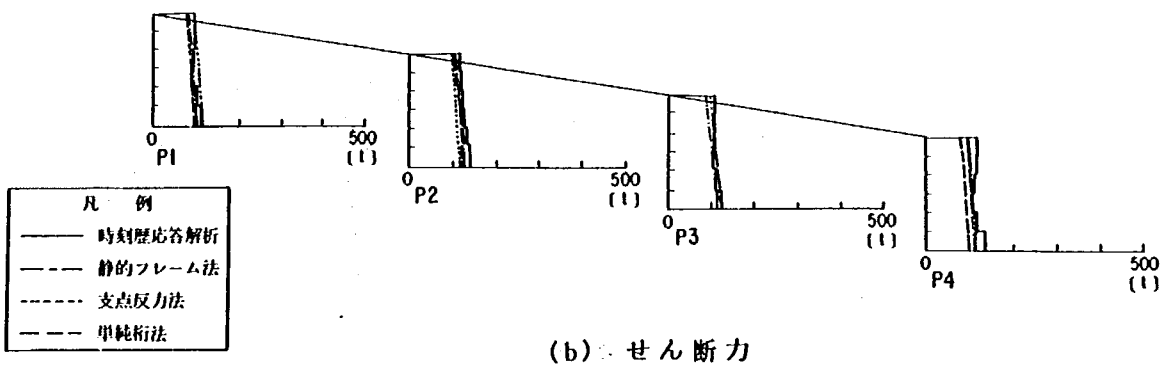
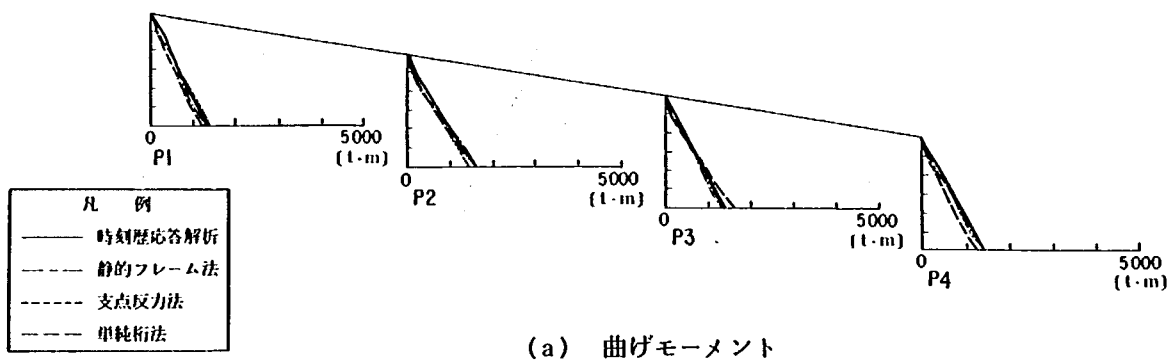


図 4-57 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース20)

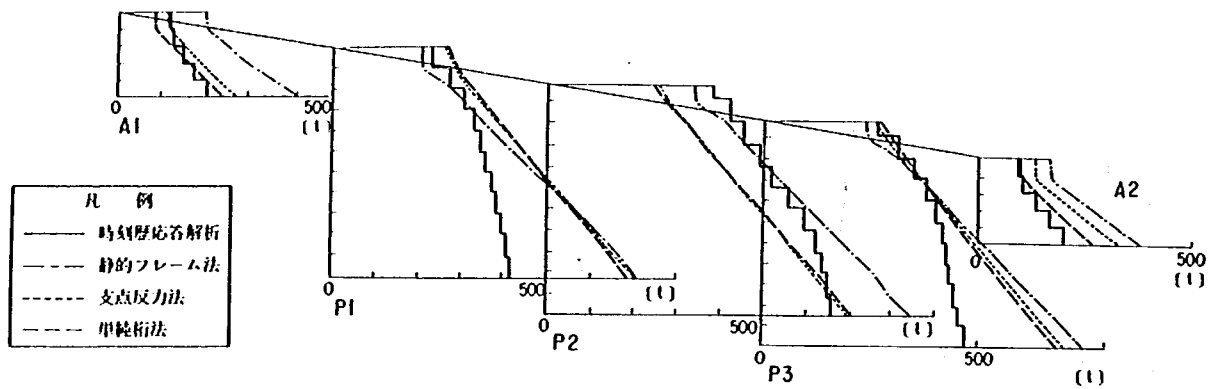
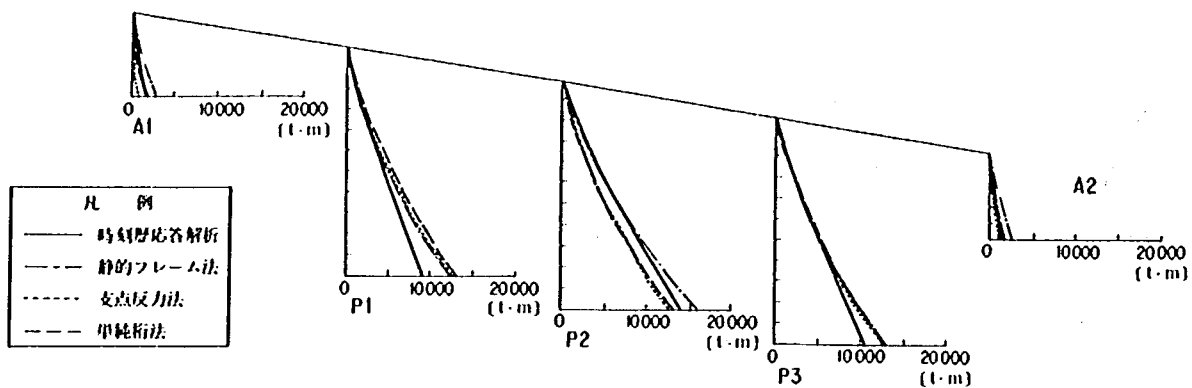


図 4-58 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース21)

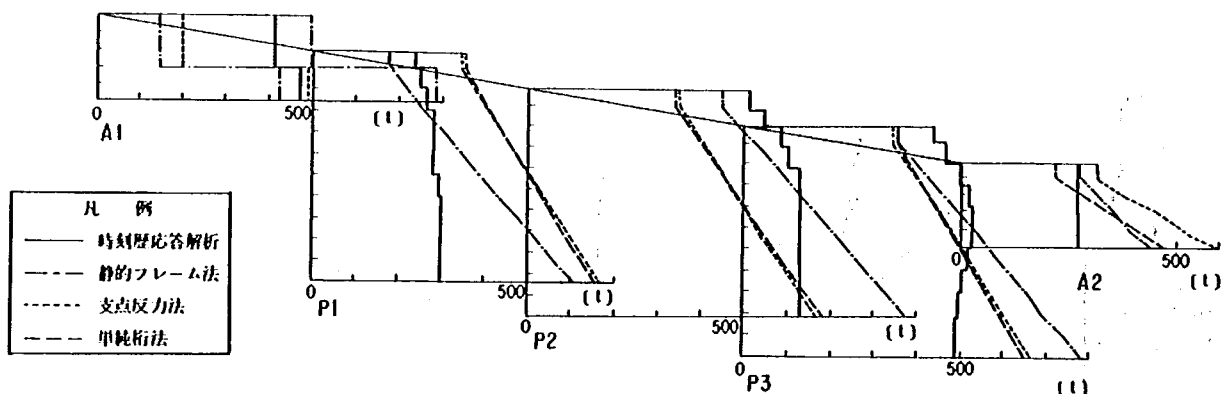
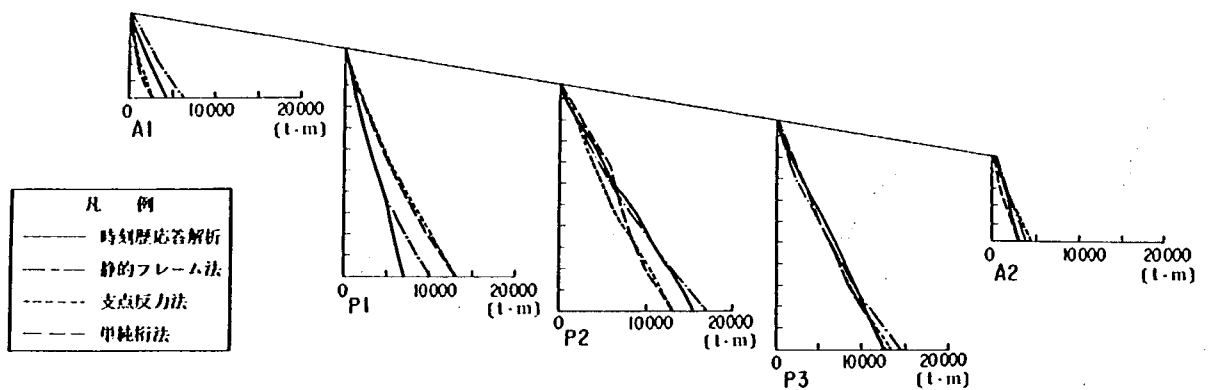
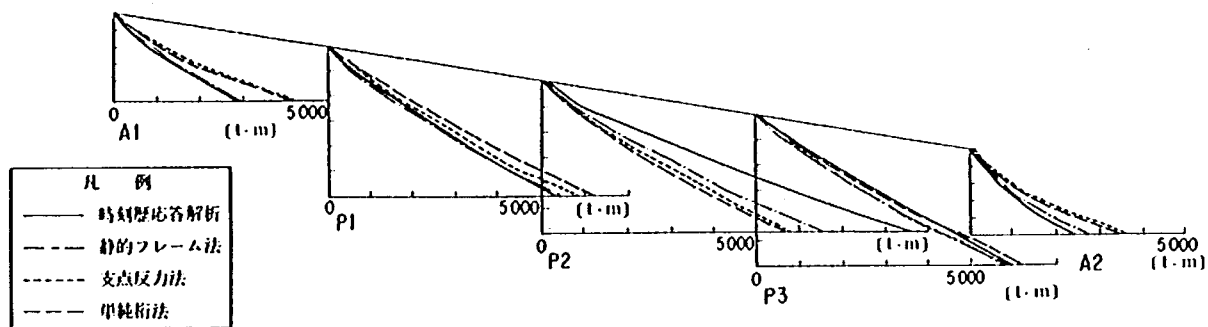
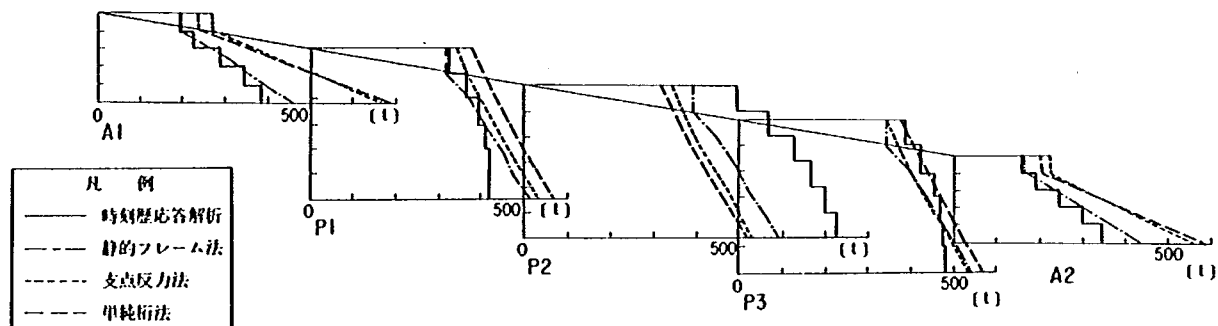


図 4-59 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース22)

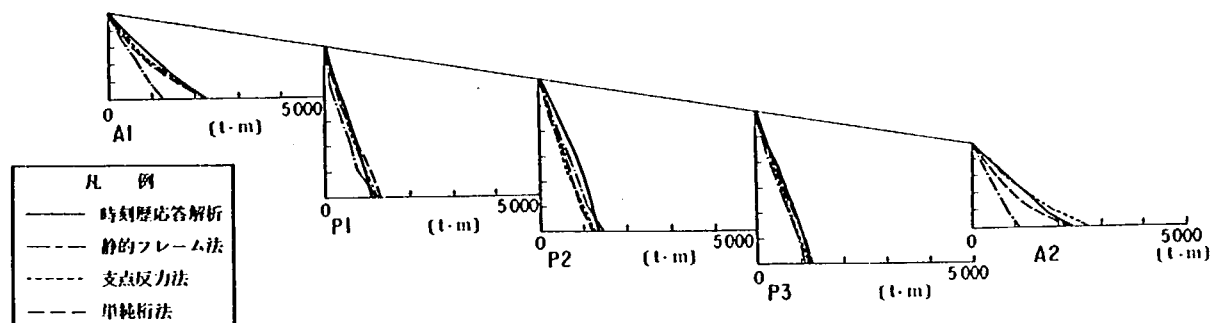


(a) 曲げモーメント

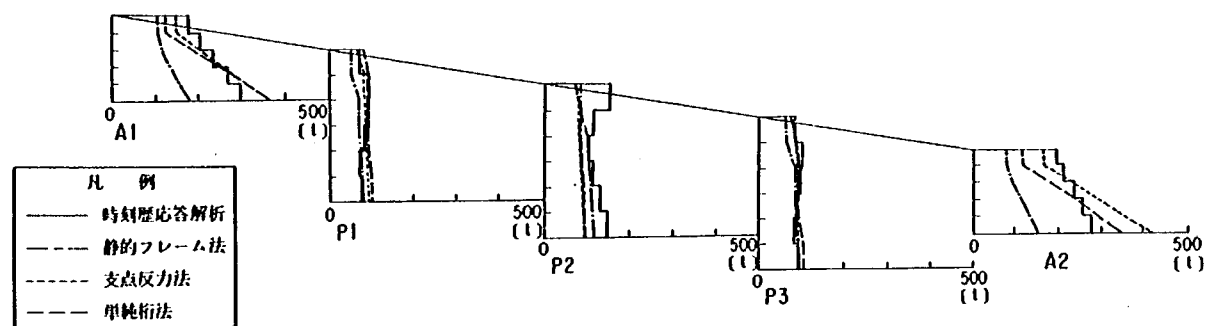


(b) せん断力

図 4-60 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース23)

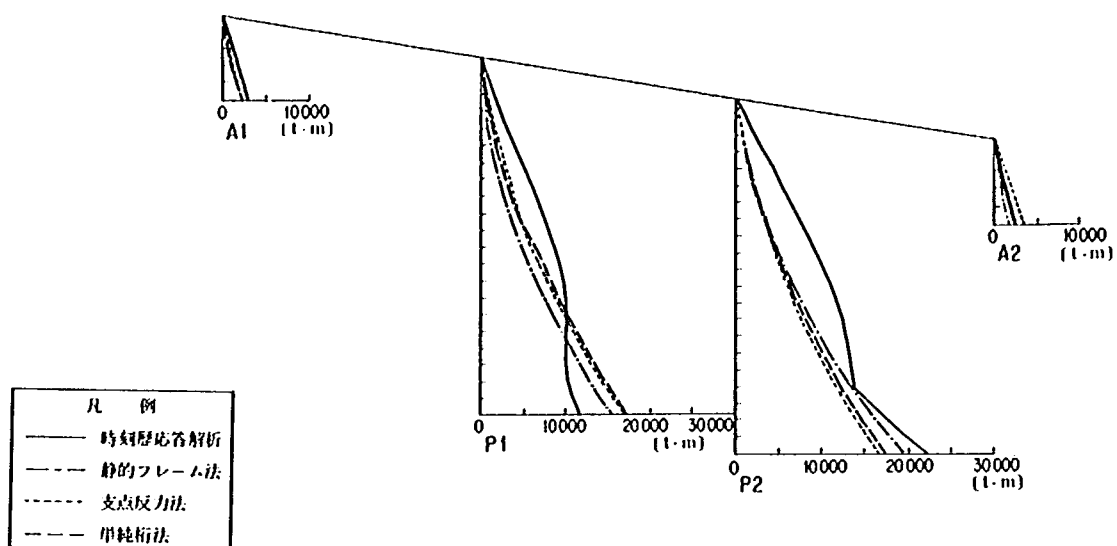


(a) 曲げモーメント

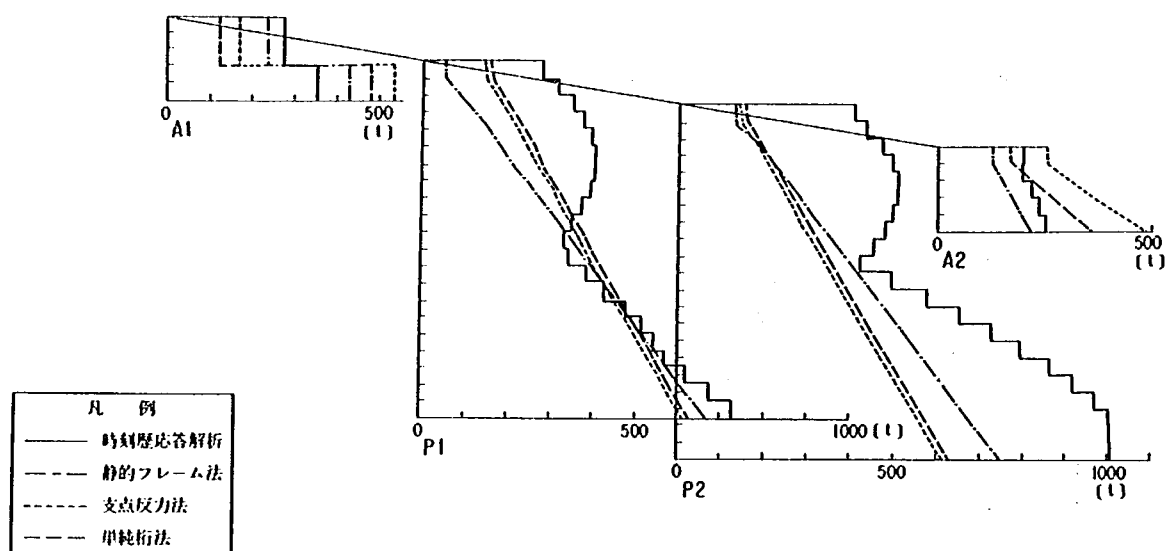


(b) せん断力

図 4-61 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース24)

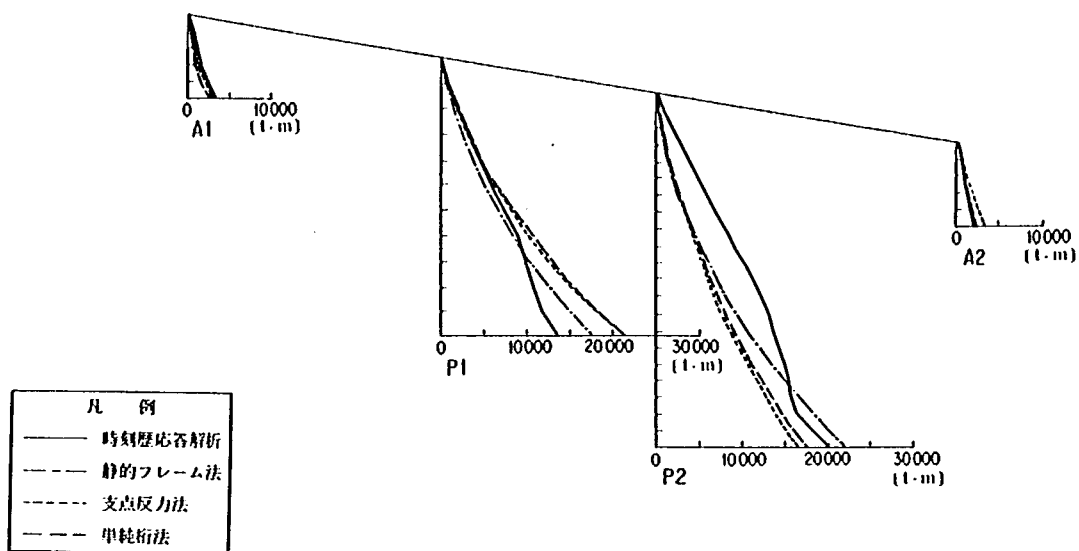


(a) 曲げモーメント

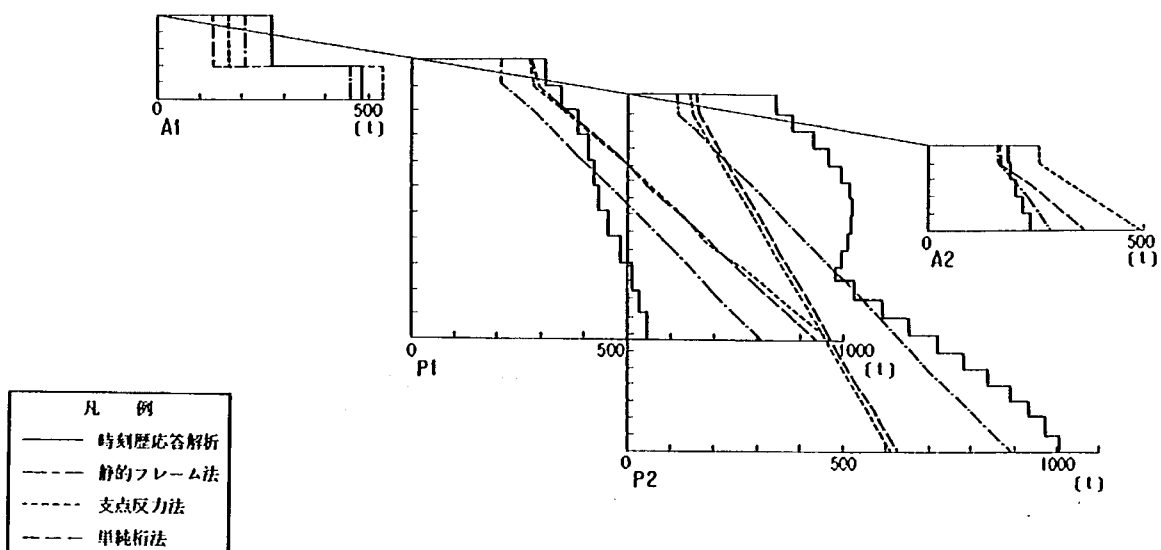


(b) せん断力

図 4-62 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース25)

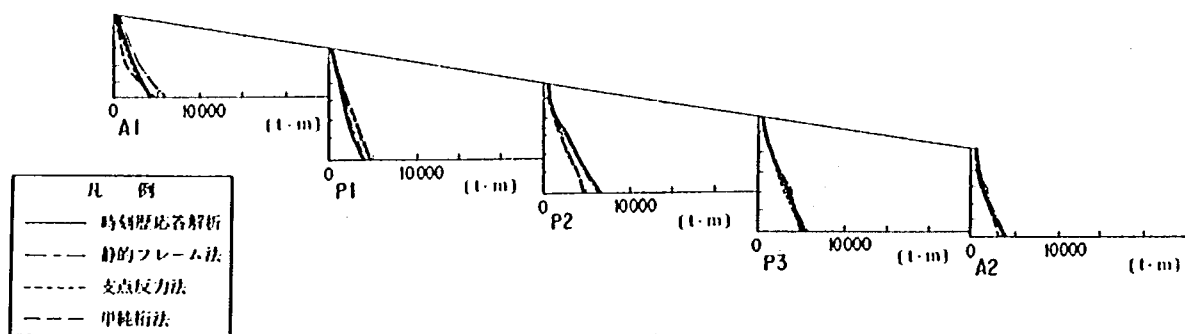


(a) 曲げモーメント

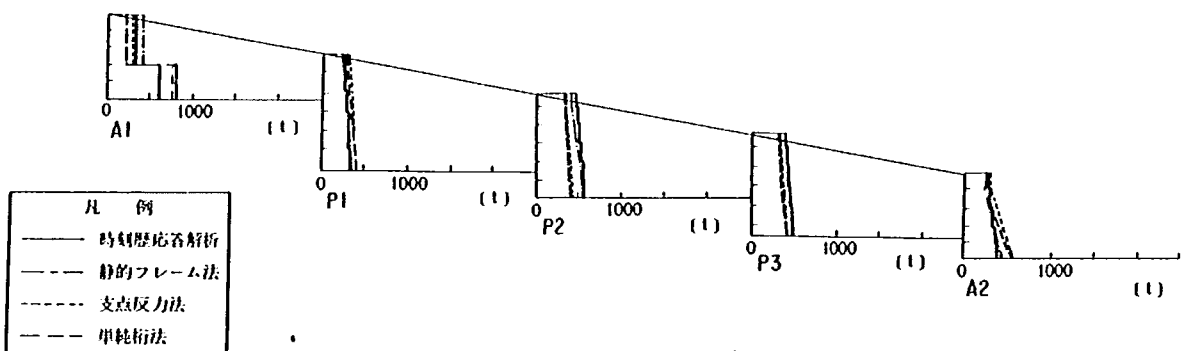


(b) せん断力

図 4-63 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース26)

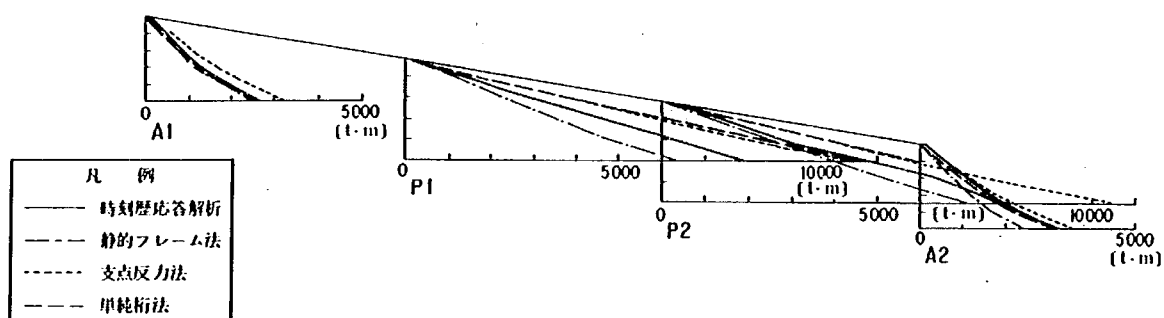


(a) 曲げモーメント

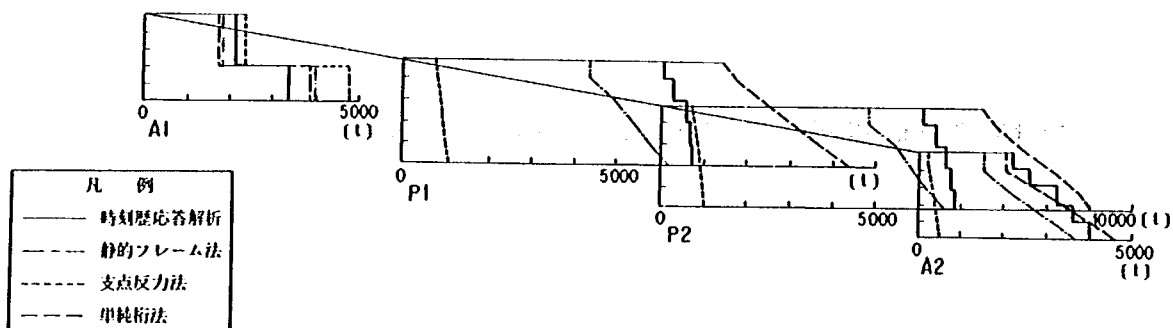


(b) せん断力

図 4-64 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース27)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-65 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース28)

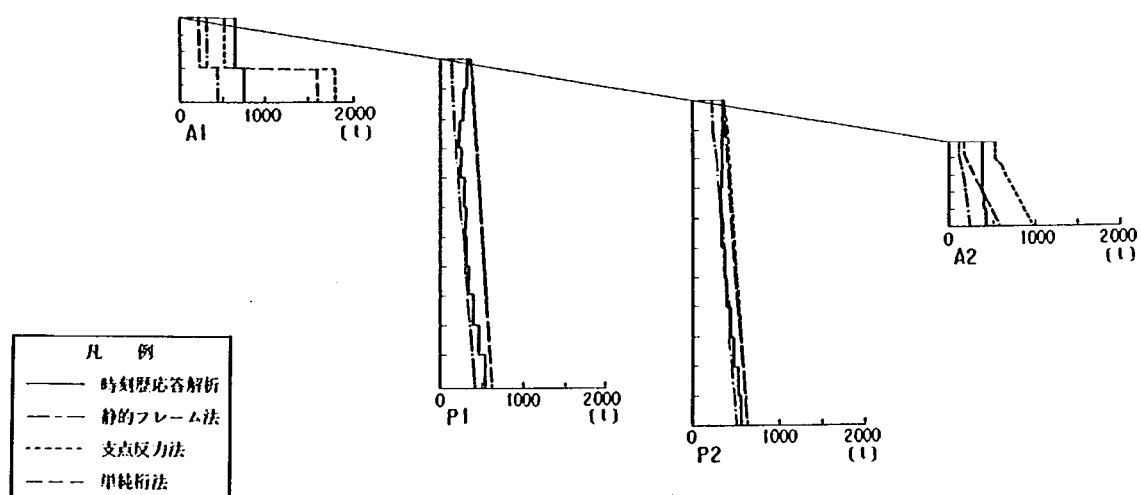
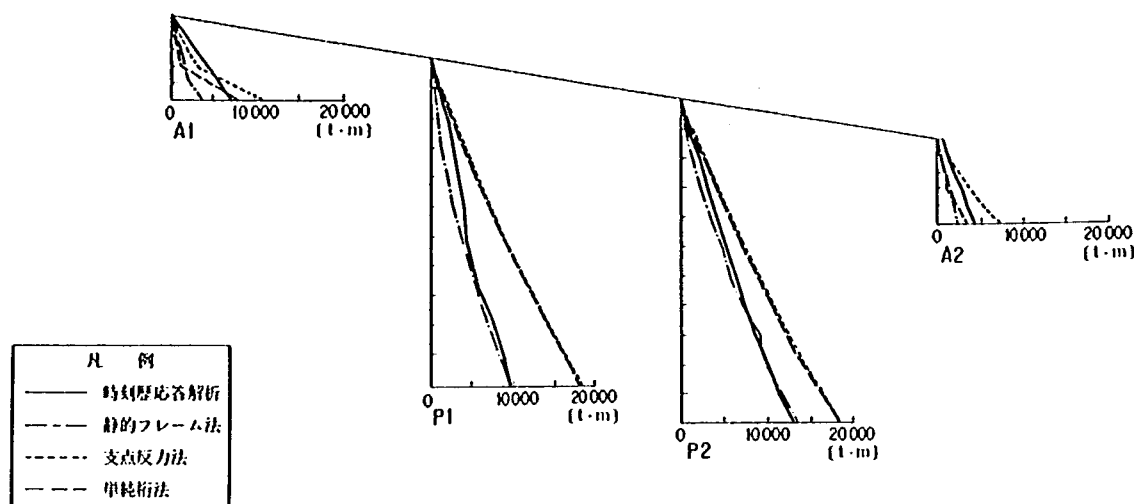
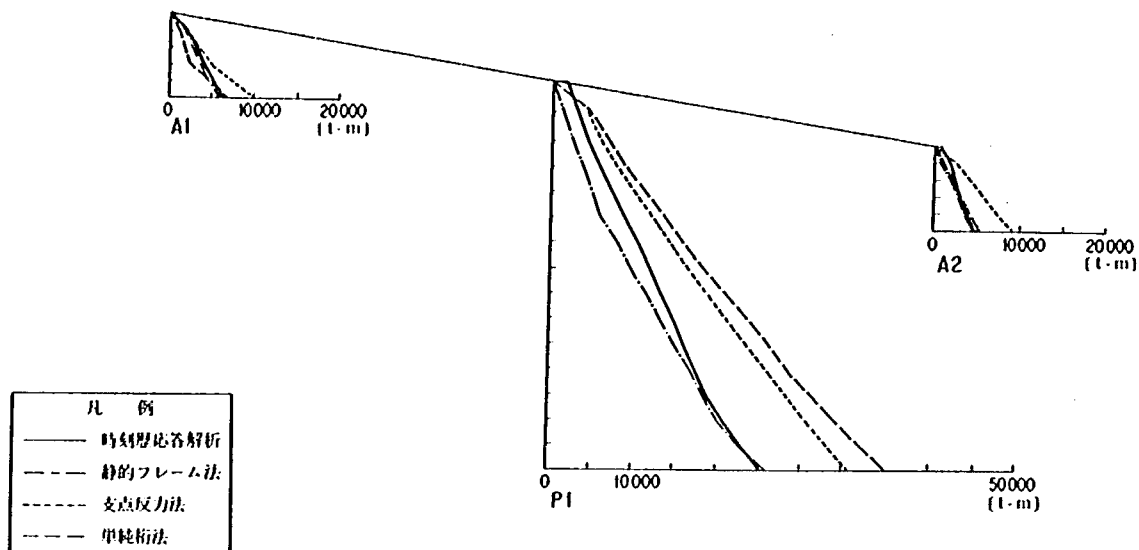
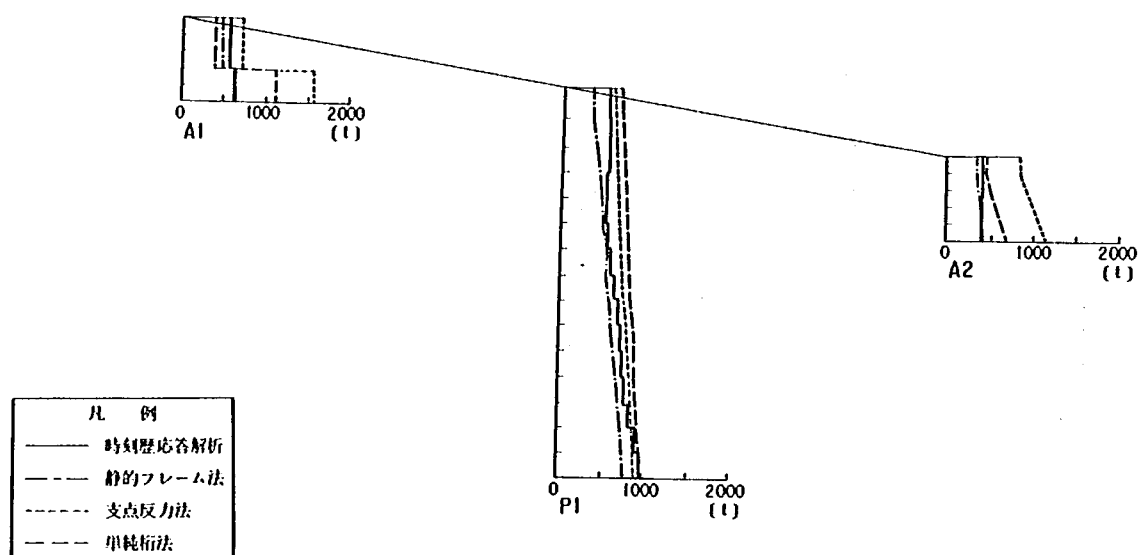


図 4-66 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース29)

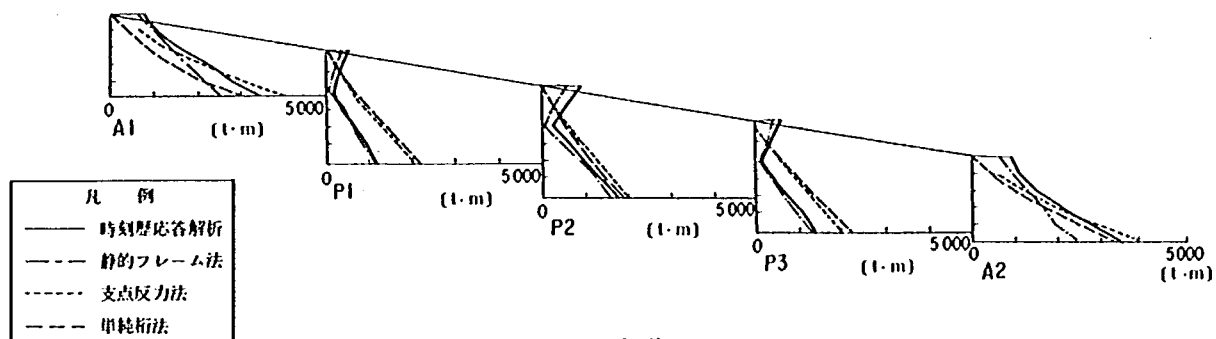


(a) 曲げモーメント

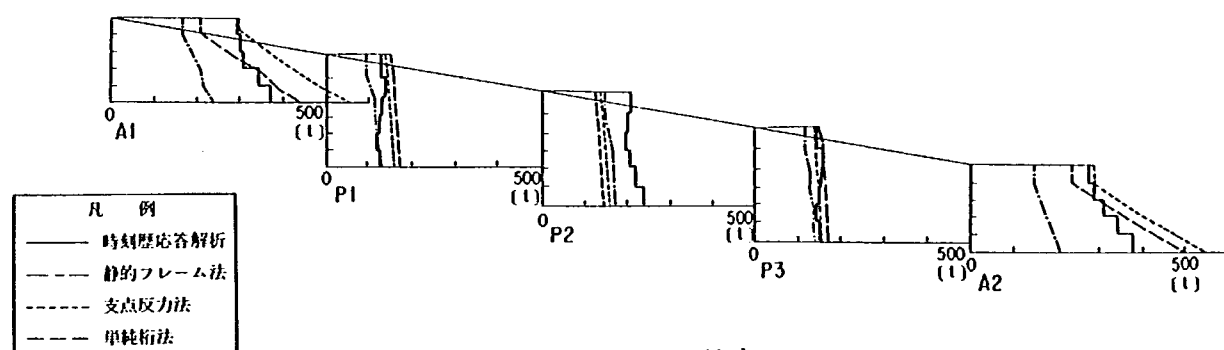


(b) せん断力

図 4-67 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース30)

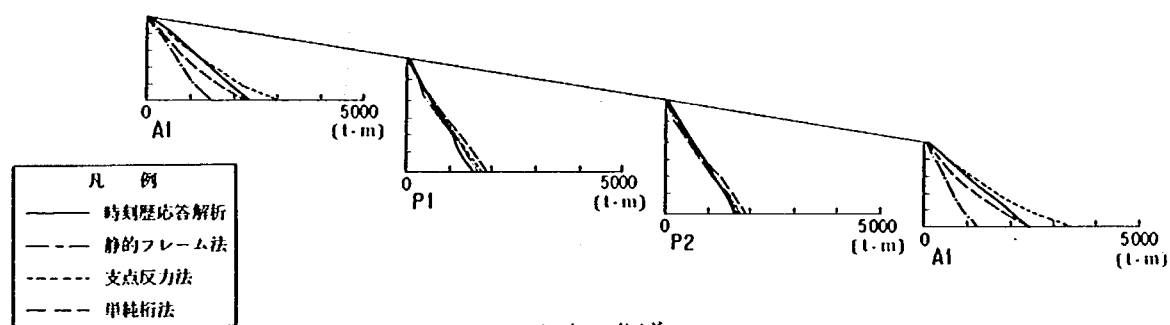


(a) 曲げモーメント

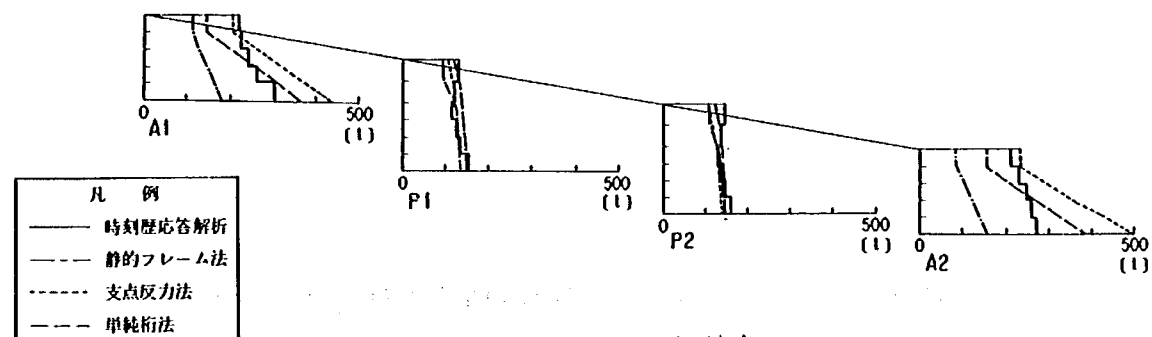


(b) せん断力

図 4-68 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース31)

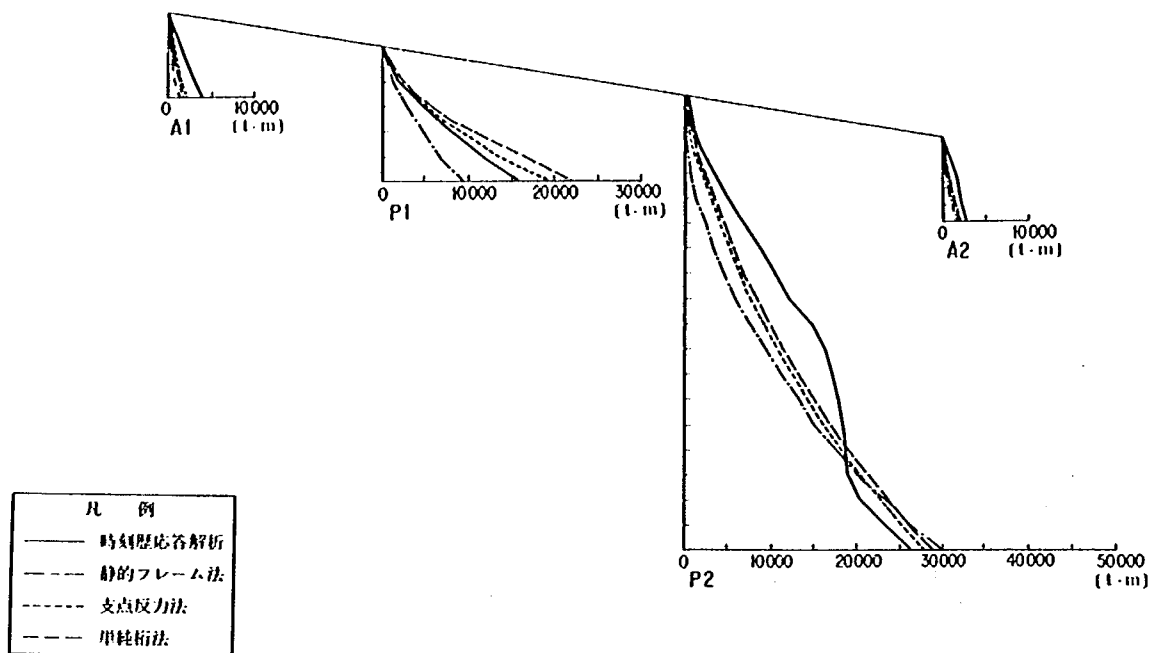


(a) 曲げモーメント

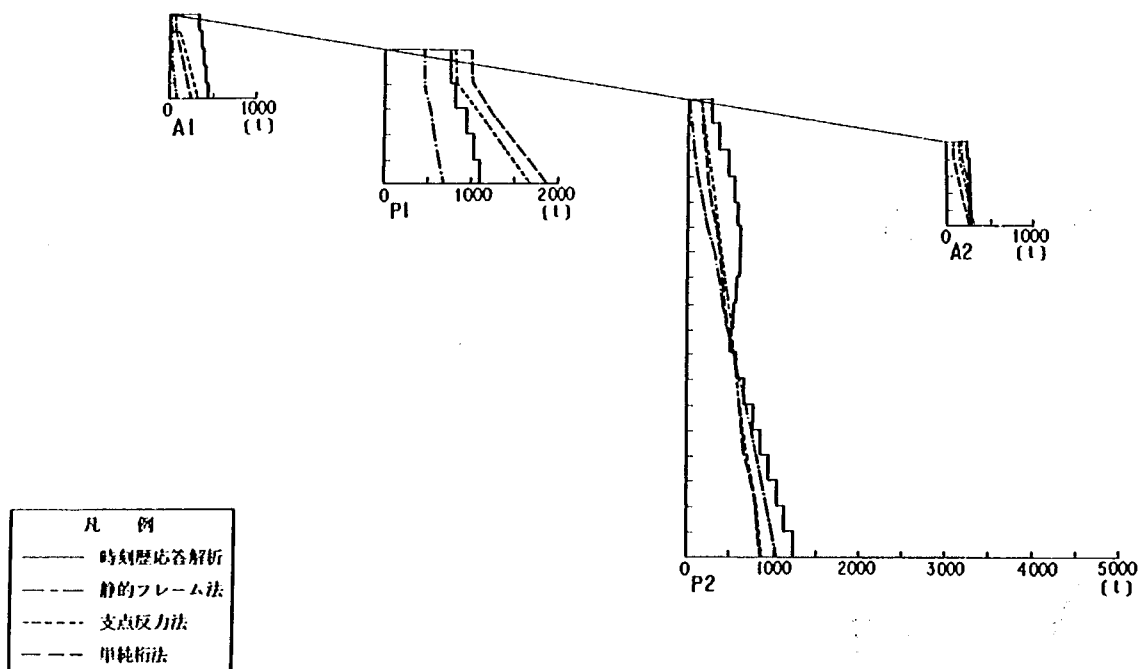


(b) せん断力

図 4-69 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース32)

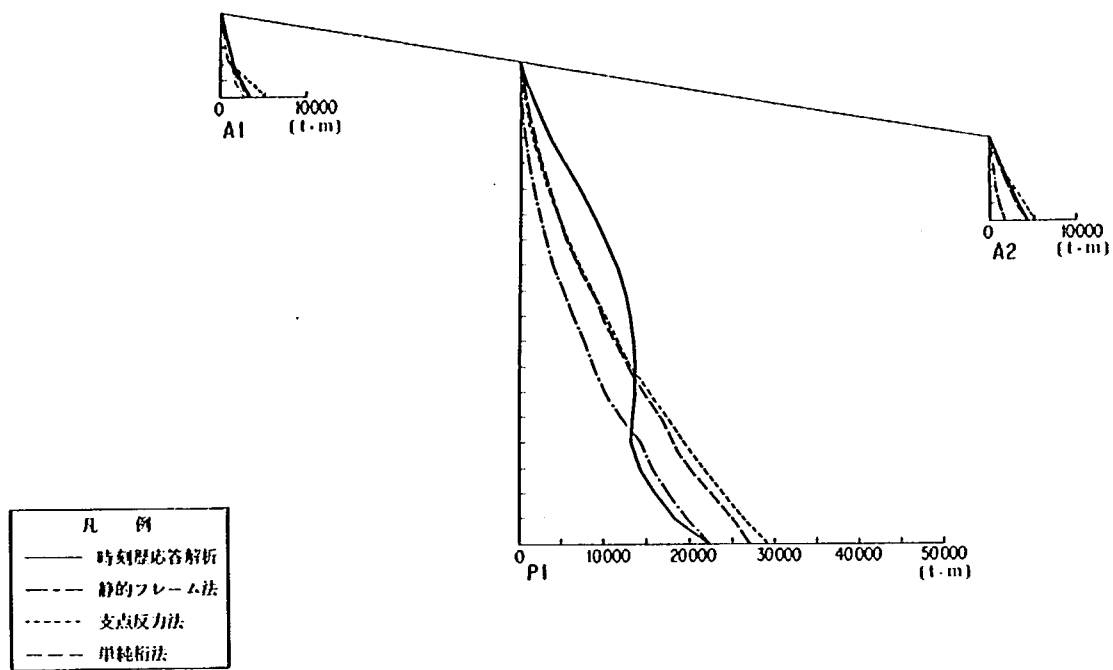


(a) 曲げモーメント

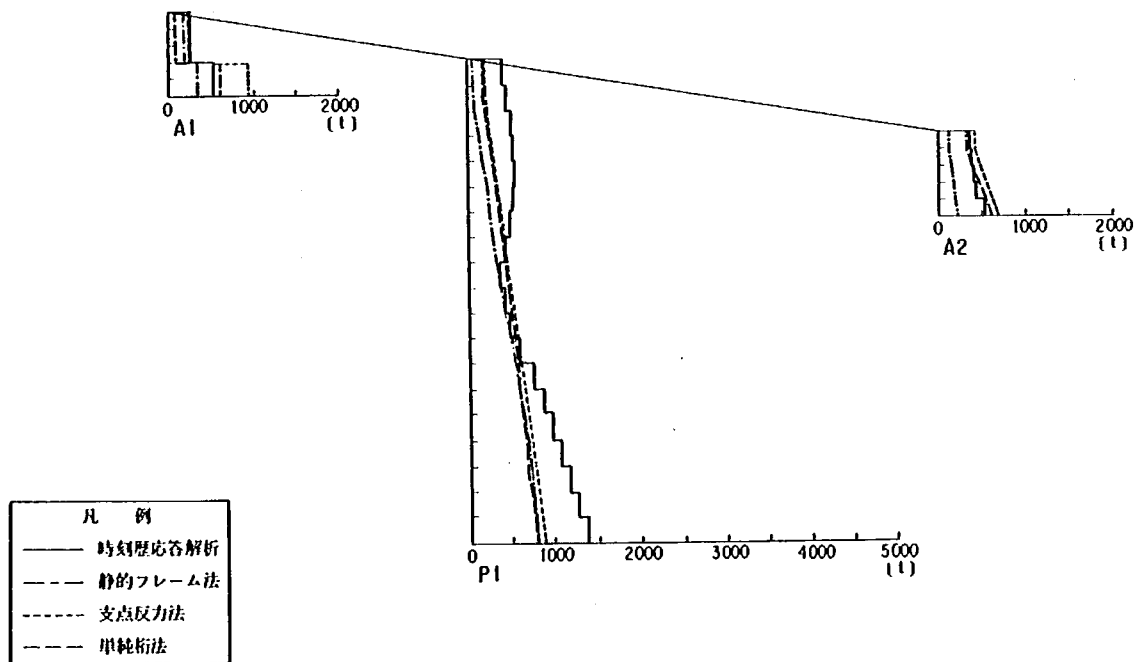


(b) せん断力

図 4-70 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース33)

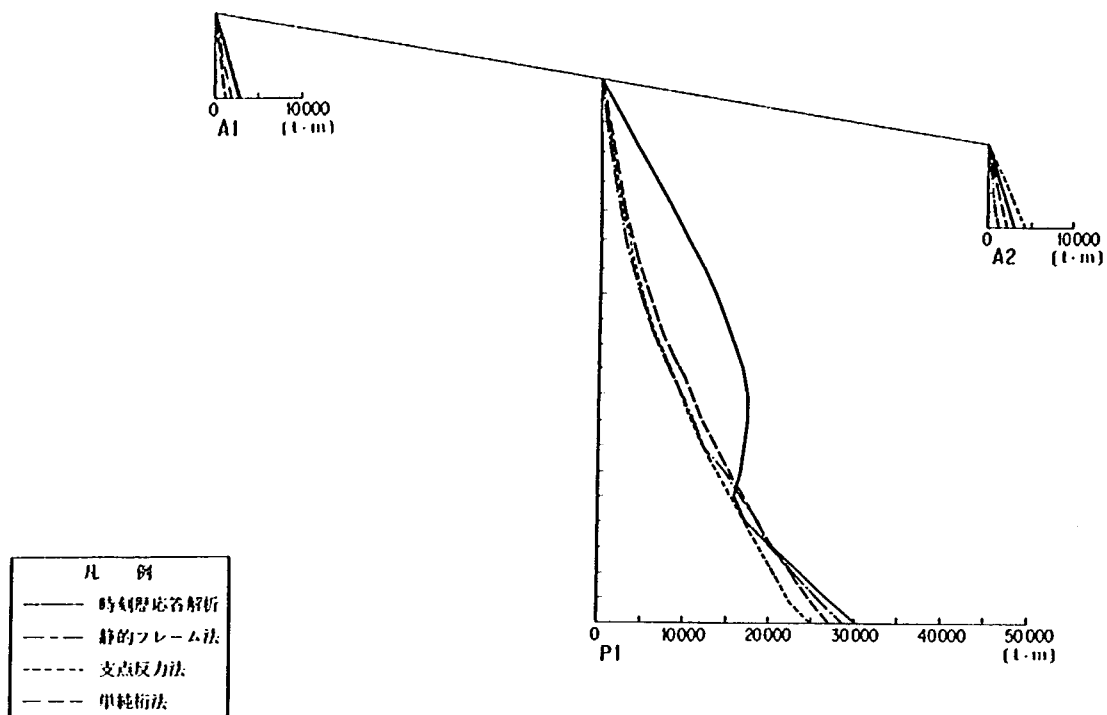


(a) 曲げモーメント

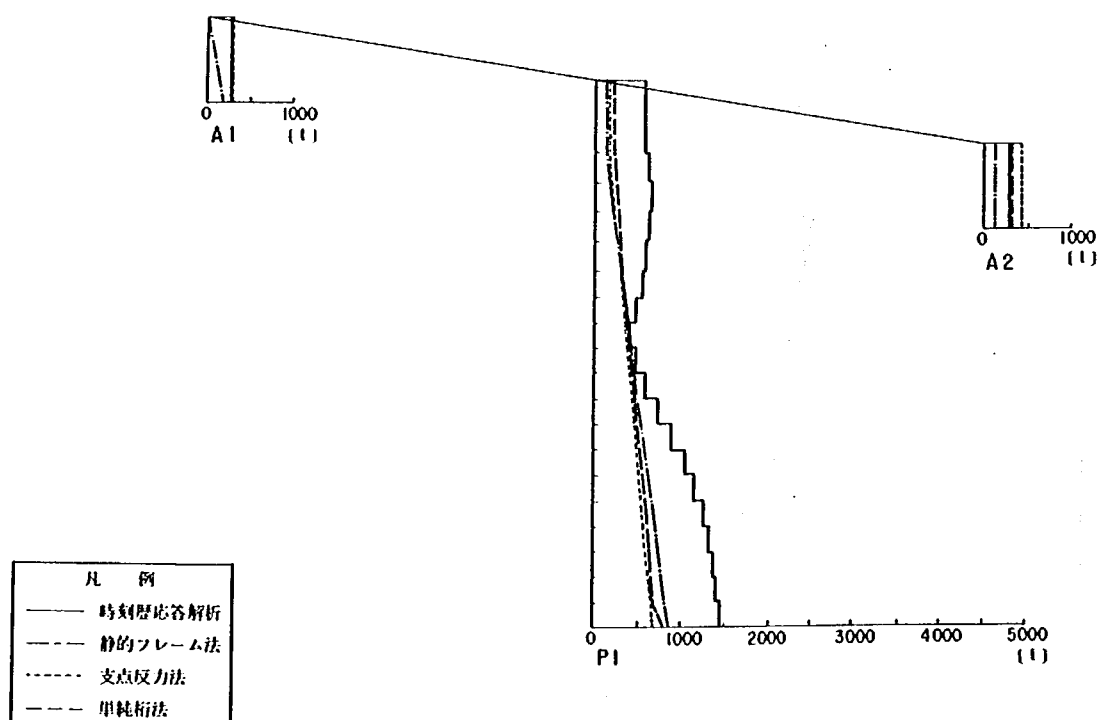


(b) せん断力

図 4-71 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース34)

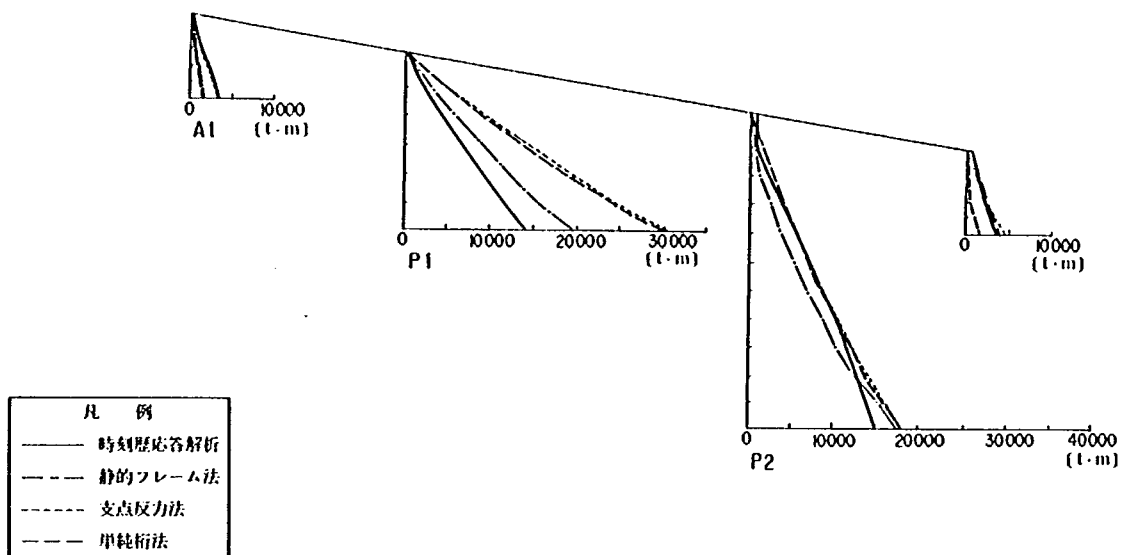


(a) 曲げモーメント

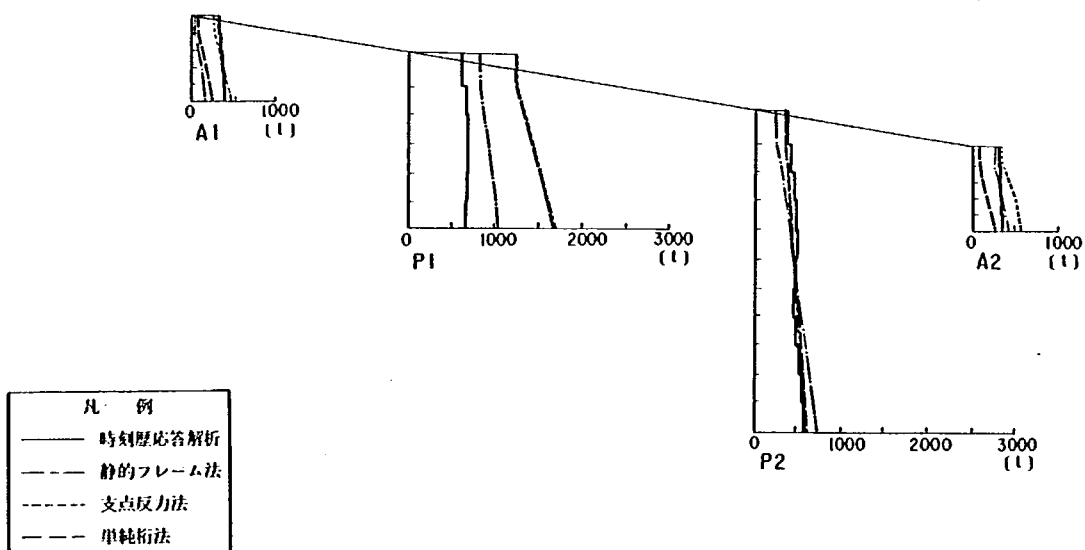


(b) せん断力

図4-72 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布(ケース35)

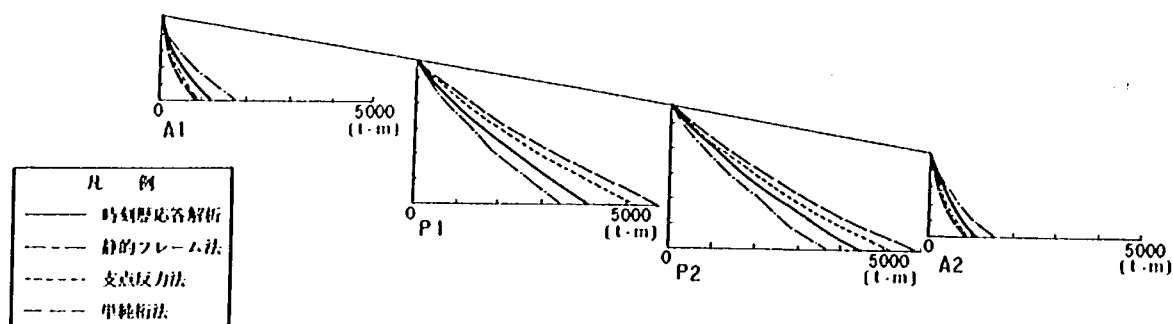


(a) 曲げモーメント

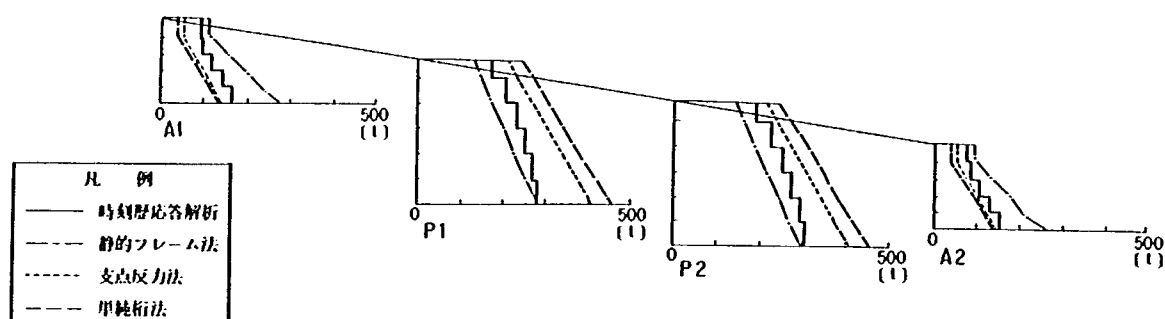


(b) せん断力

図4-73 開北橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布(ケース36)

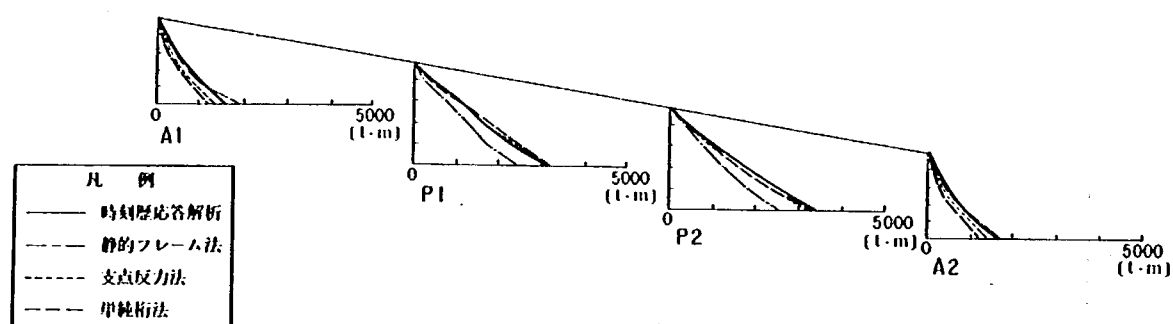


(a) 曲げモーメント

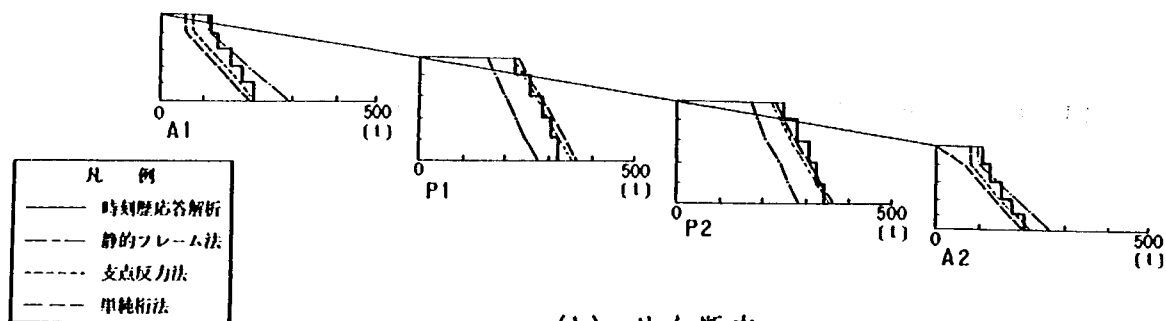


(b) せん断力

図 4-74 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 1)

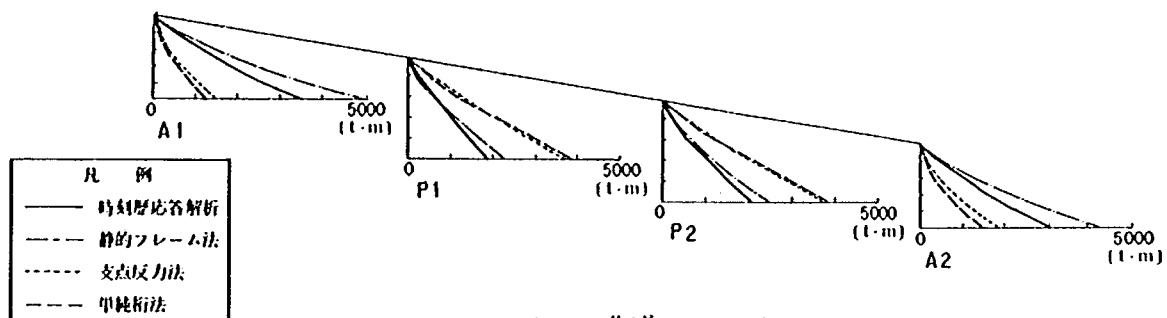


(a) 曲げモーメント

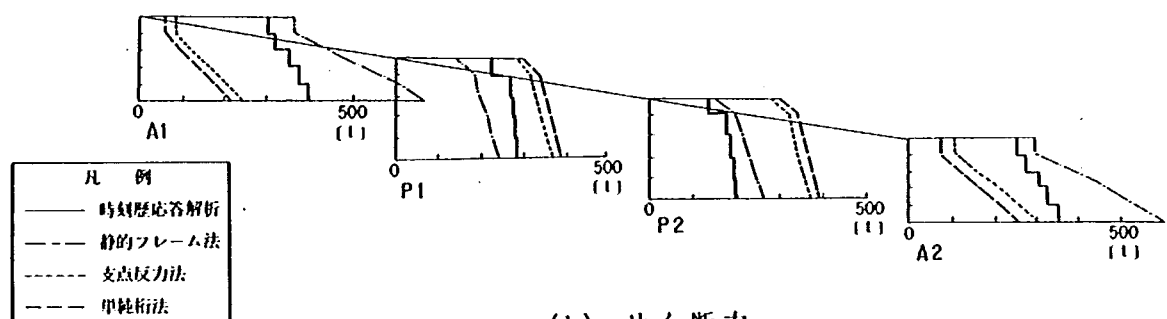


(b) せん断力

図 4-75 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 2)

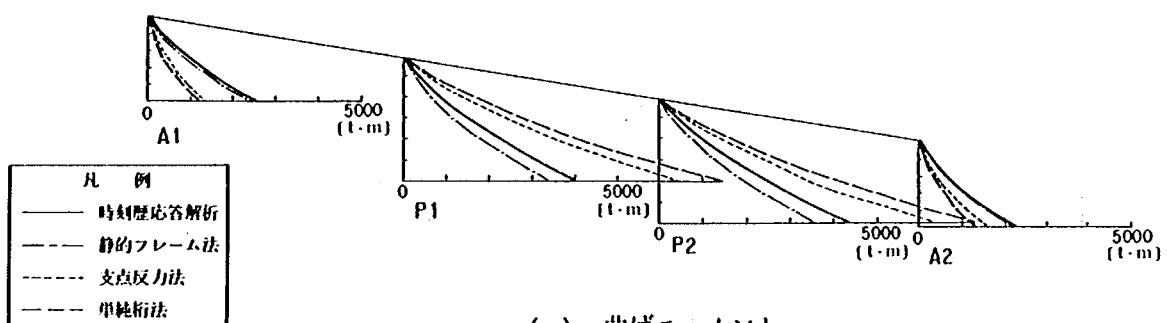


(a) 曲げモーメント

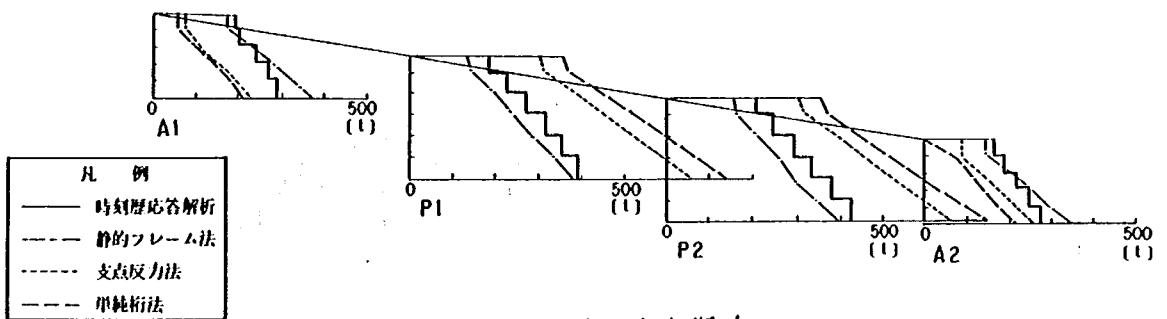


(b) せん断力

図 4-76 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 3)

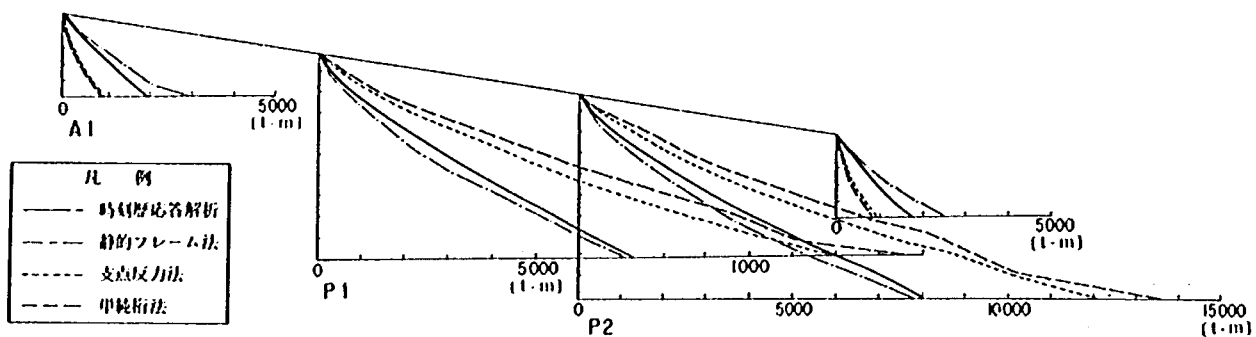


(a) 曲げモーメント

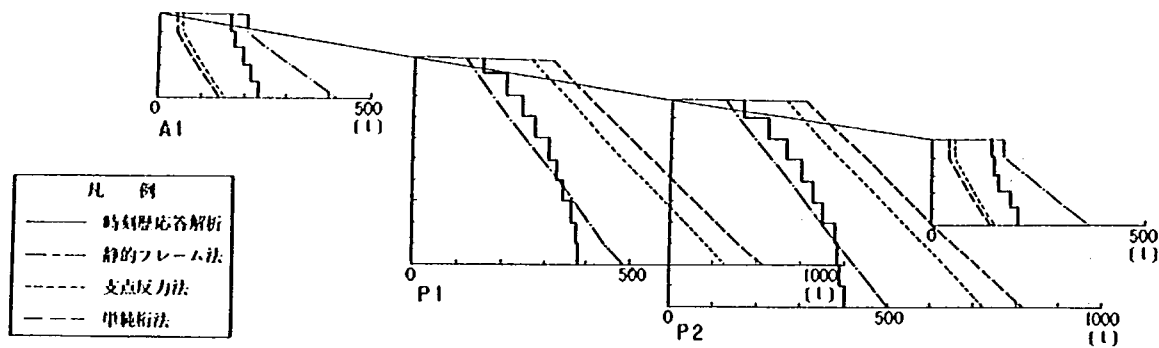


(b) せん断力

図 4-77 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 4)

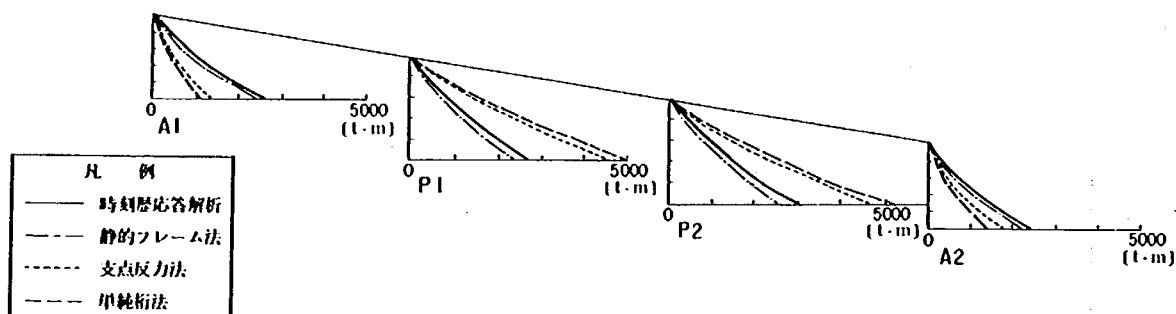


(a) 曲げモーメント

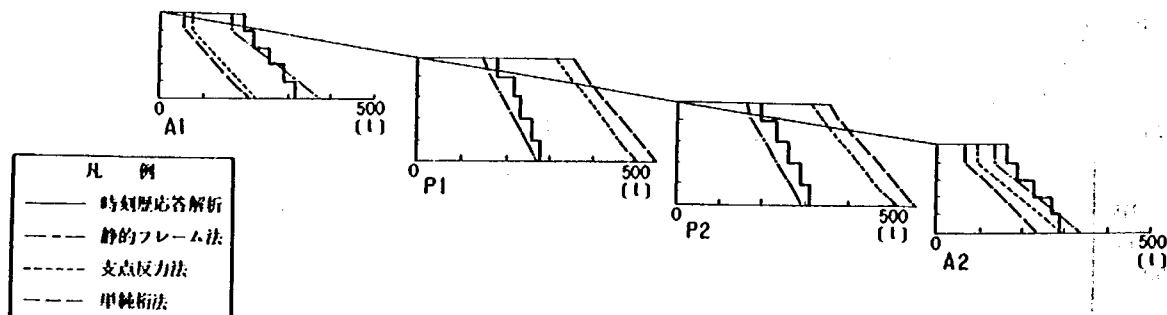


(b) せん断力

図 4-78 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 5)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-79 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 6)

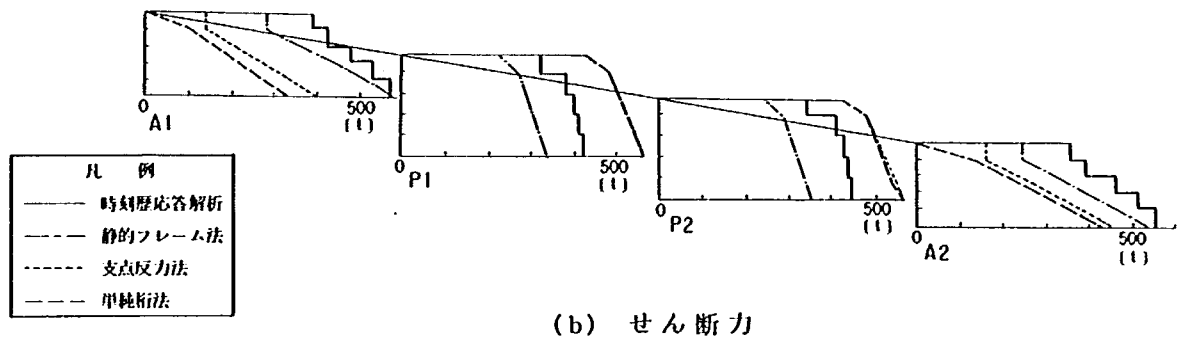
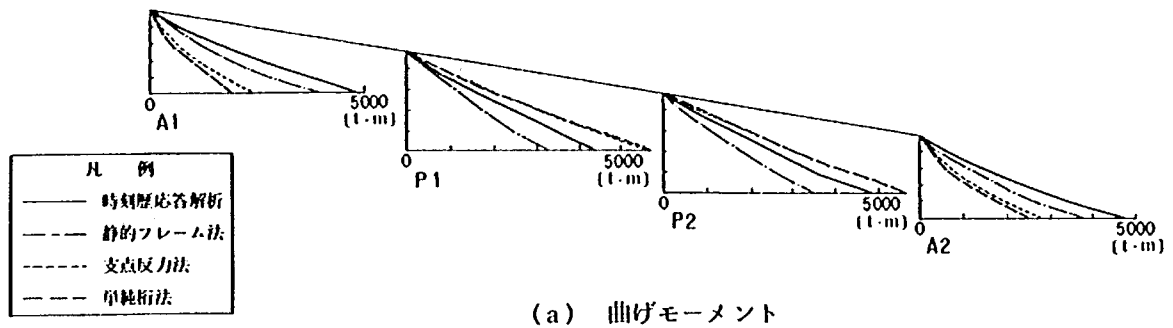


図 4-80 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 7)

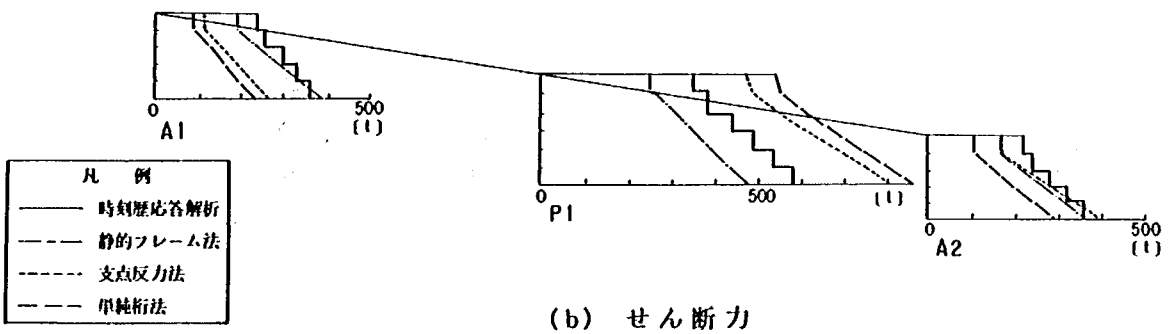
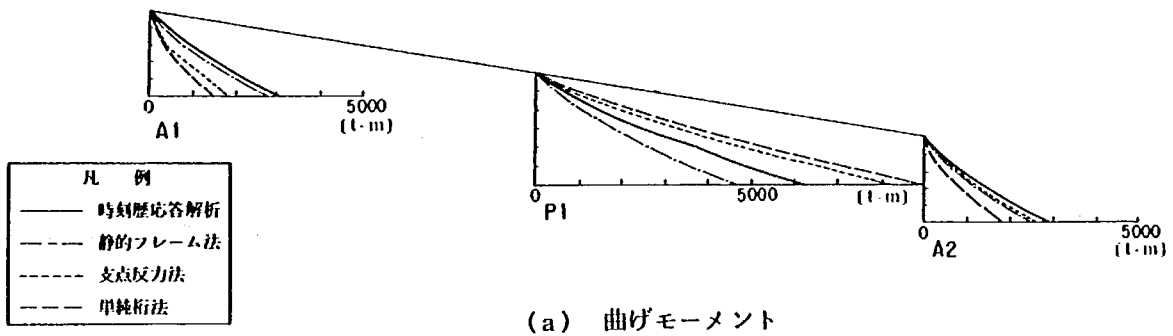
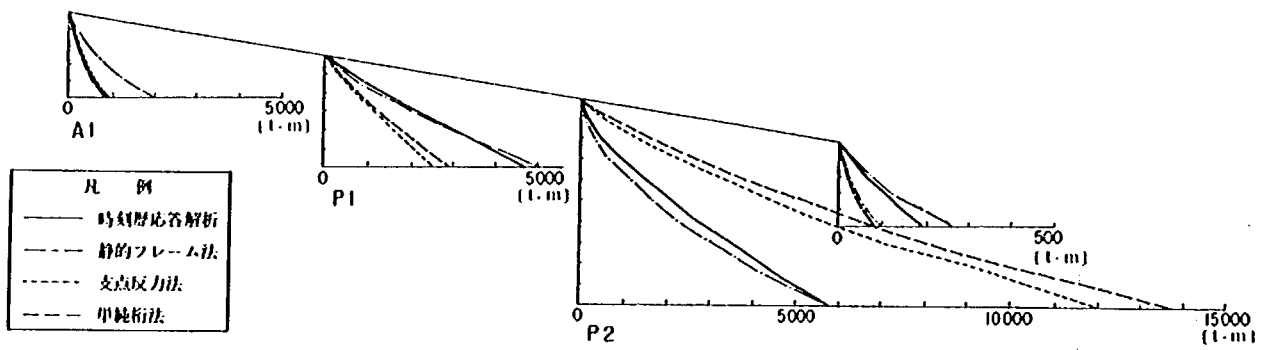
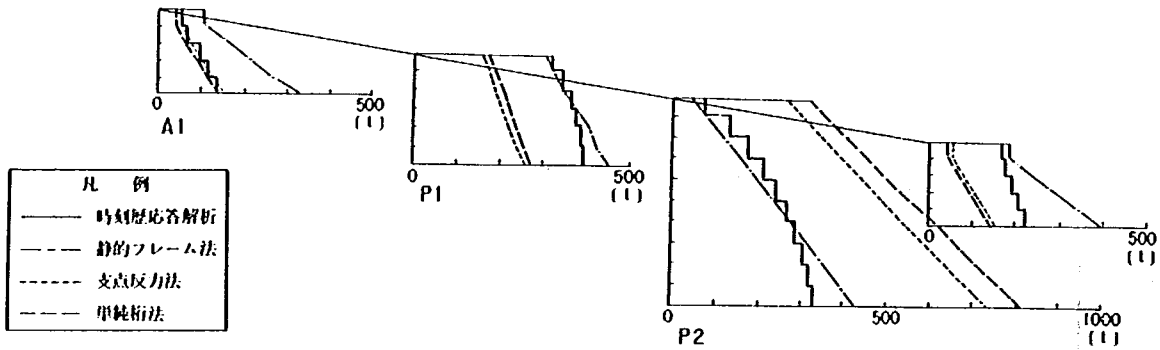


図 4-81 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 8)

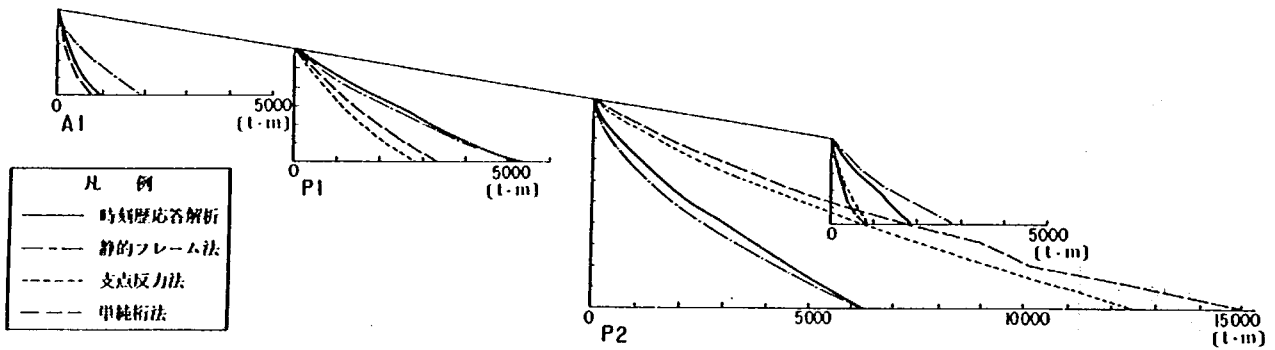


(a) 曲げモーメント

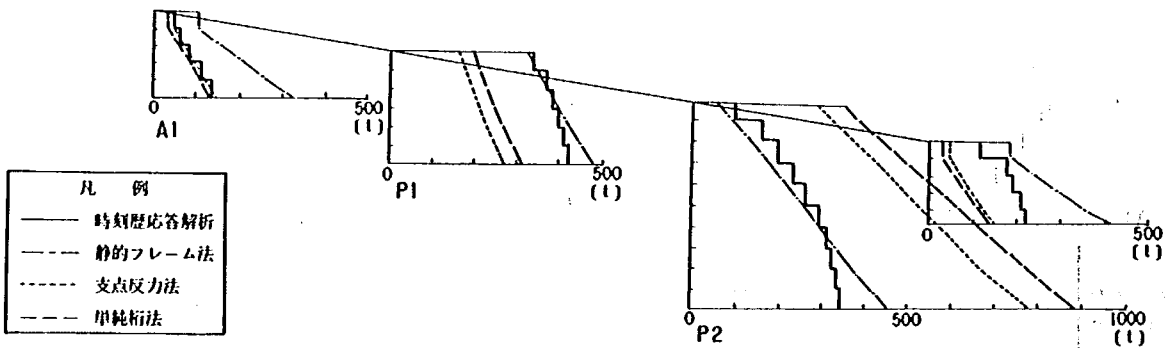


(b) せん断力

図 4-82 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 9)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-83 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース 10)

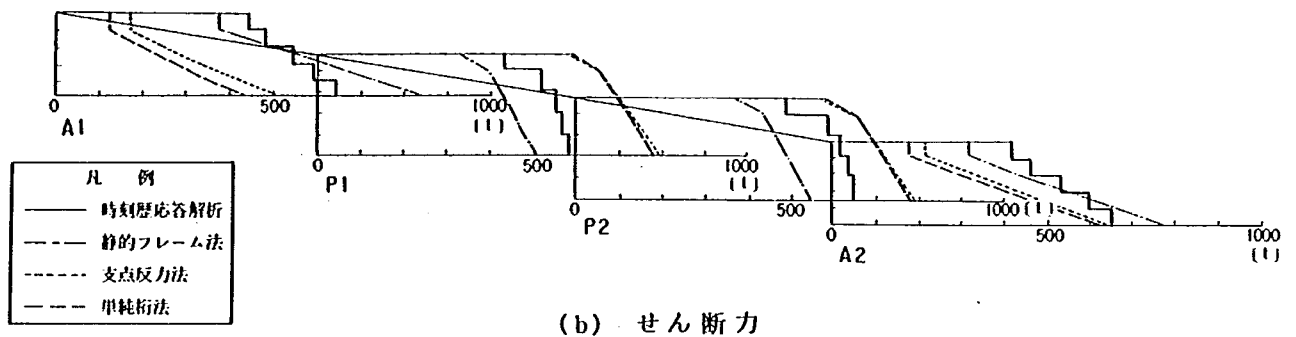
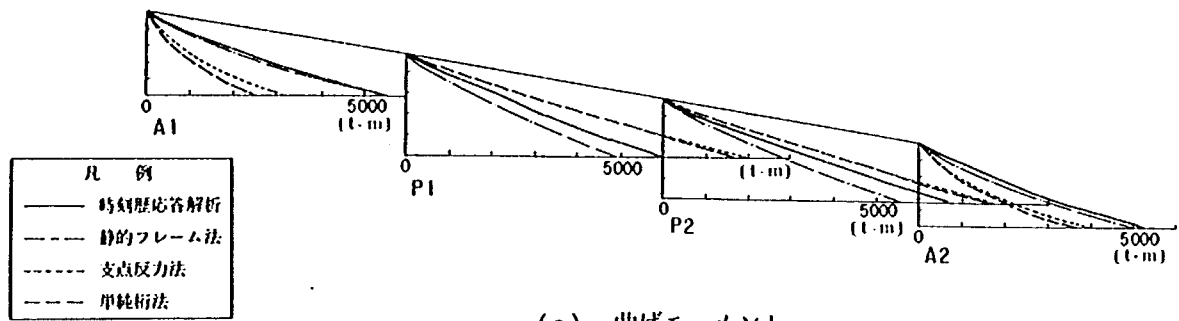


図 4-84 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース11)

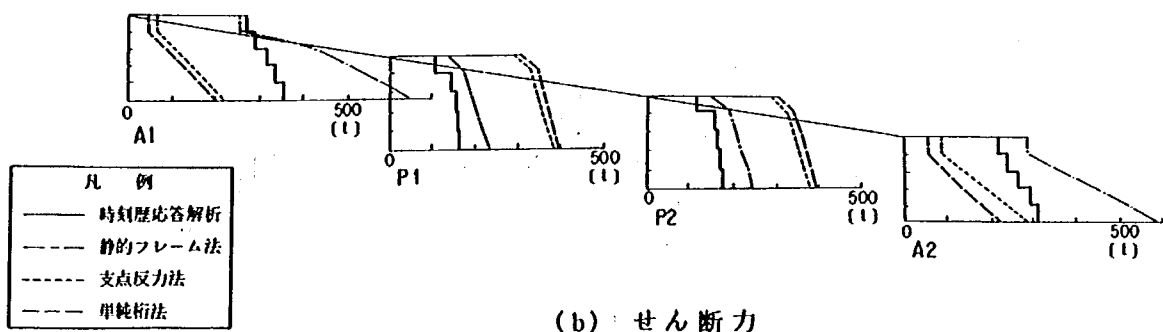
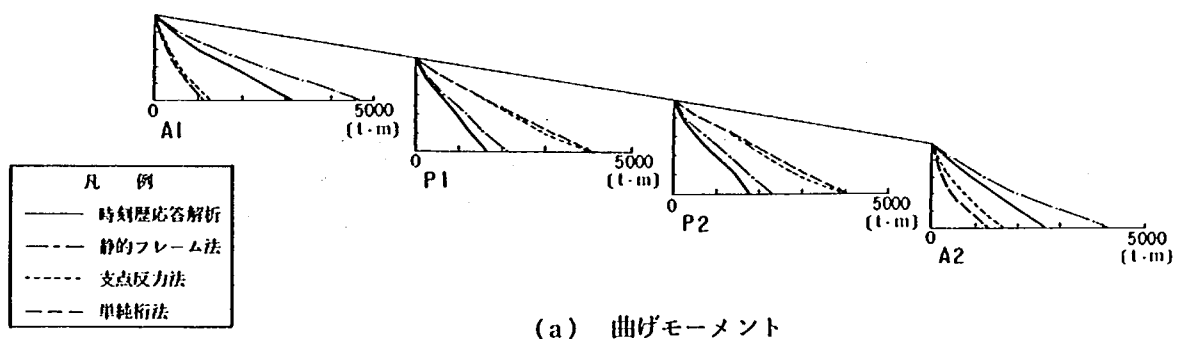


図 4-85 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース12)

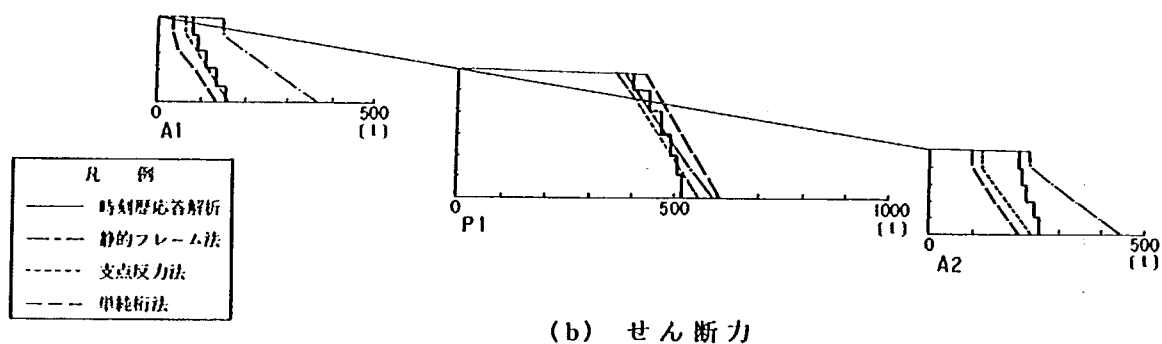
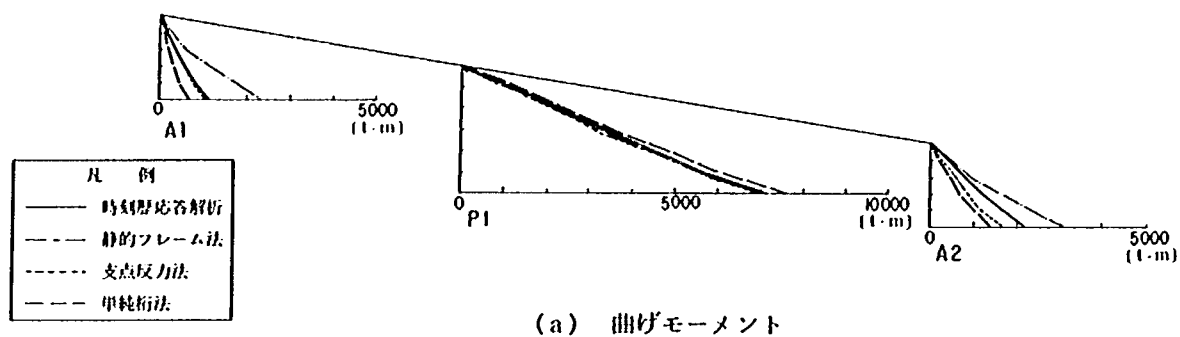


図 4-86 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース13)

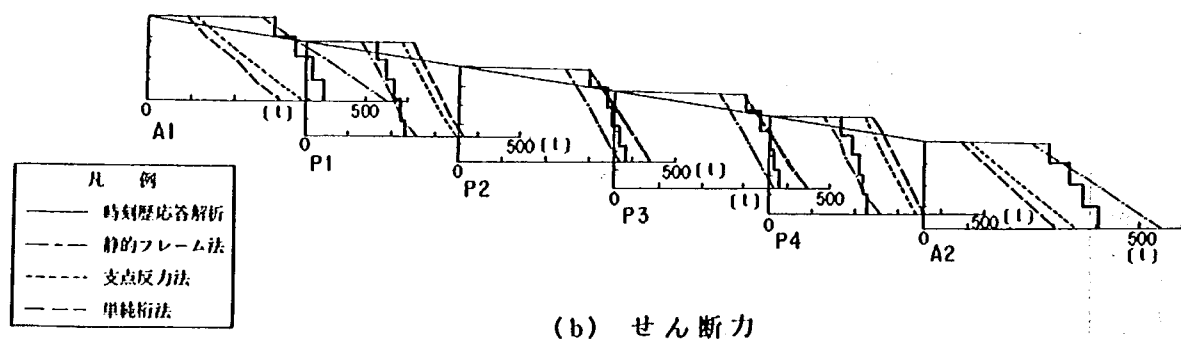
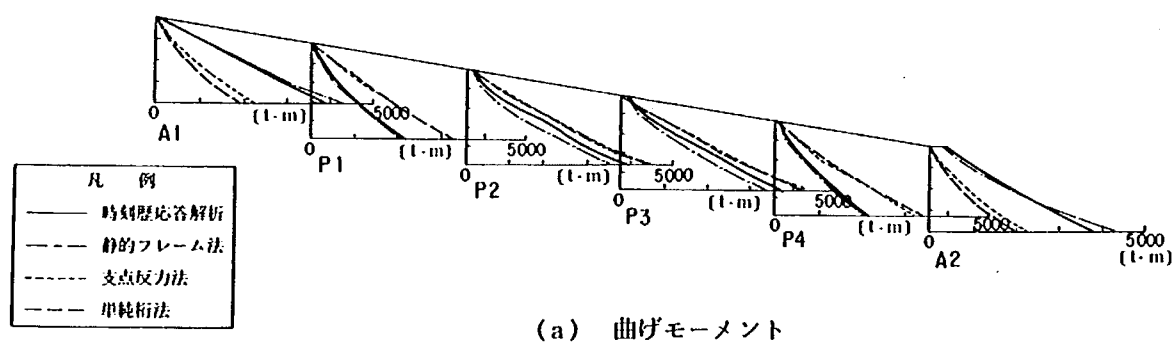


図 4-87 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース14)

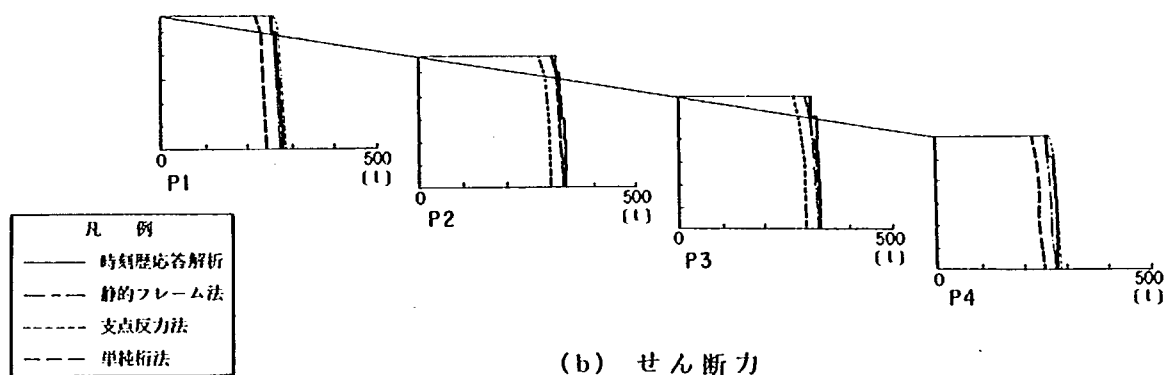
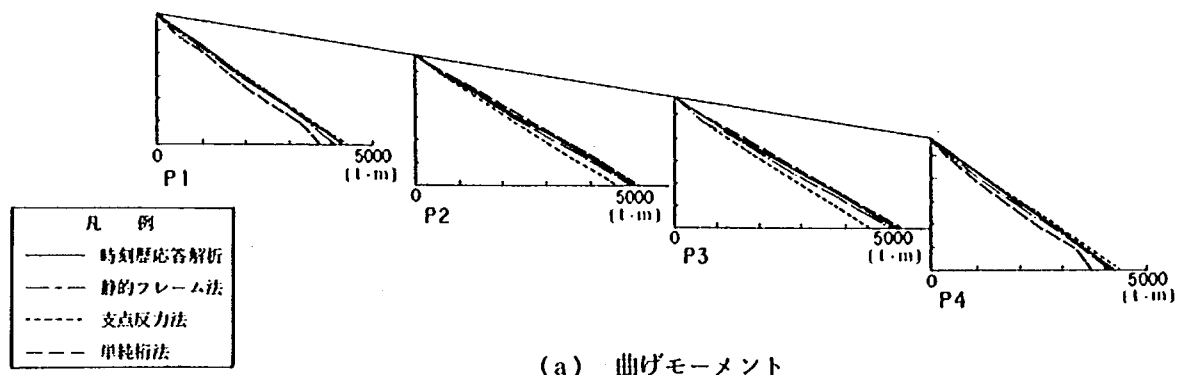


図 4-88 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース15)

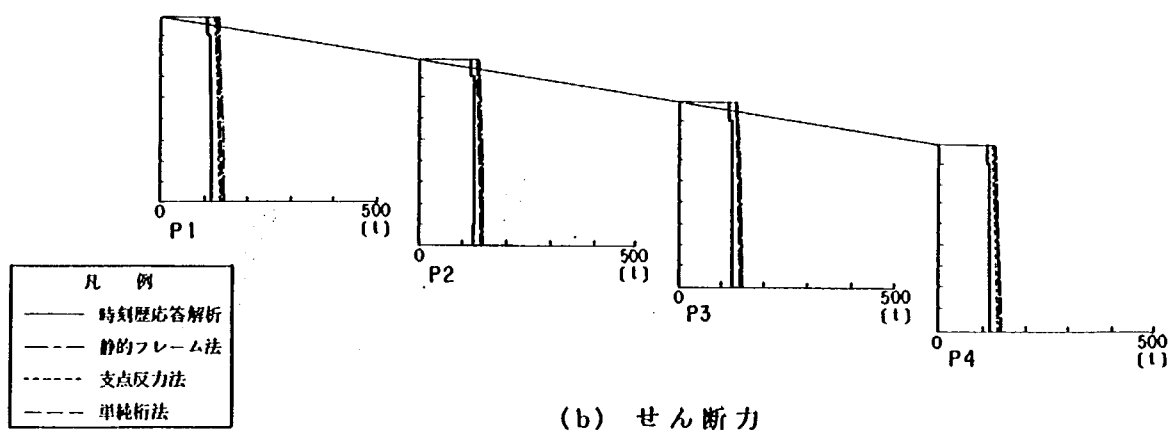
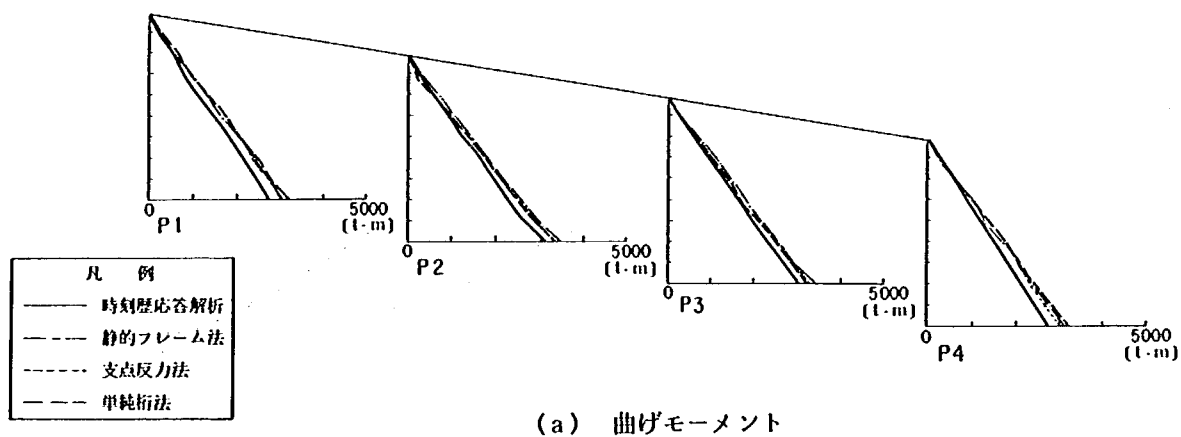


図 4-89 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース16)

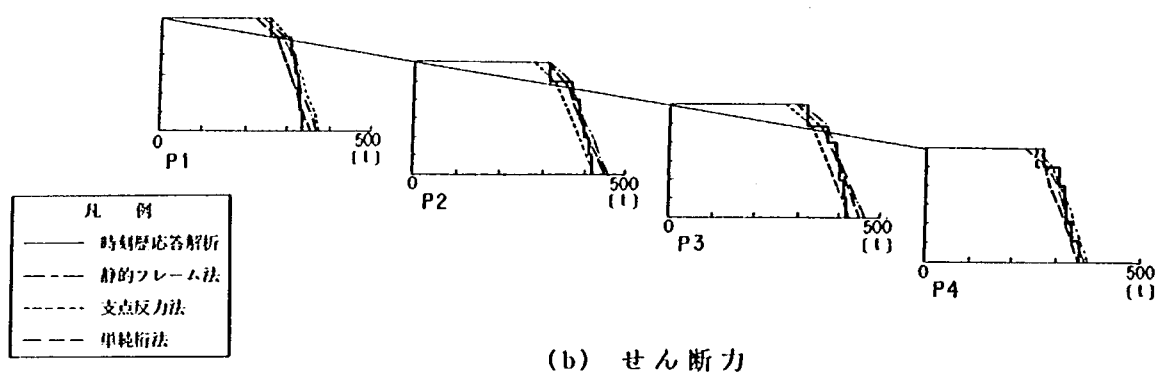
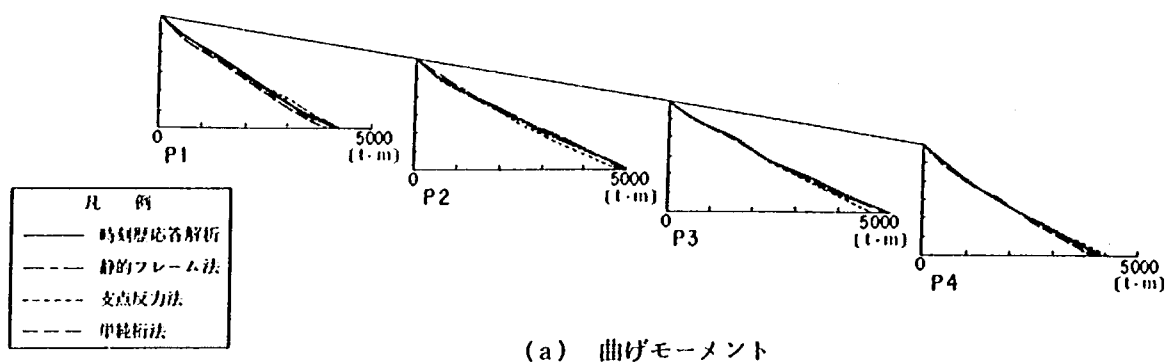


図 4-90 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース17)

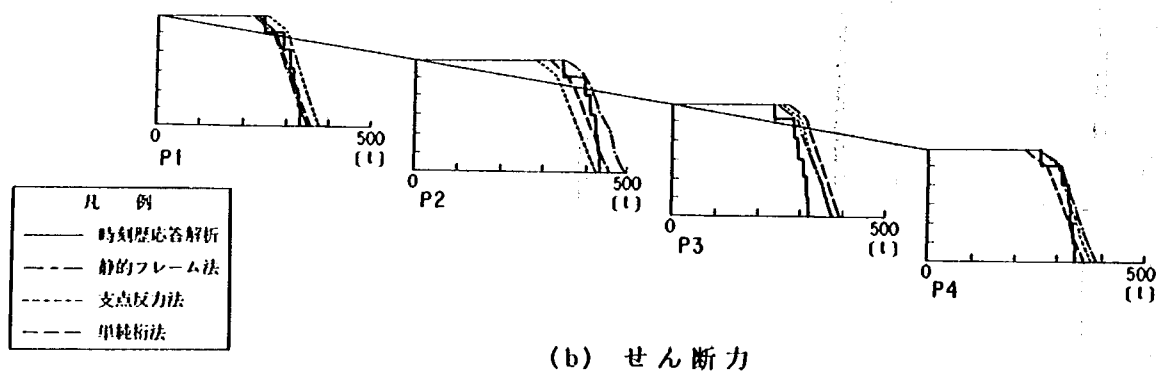
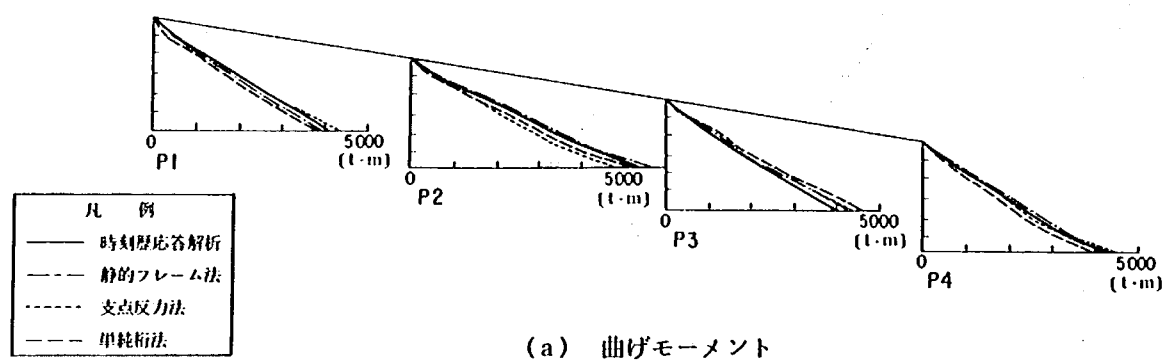
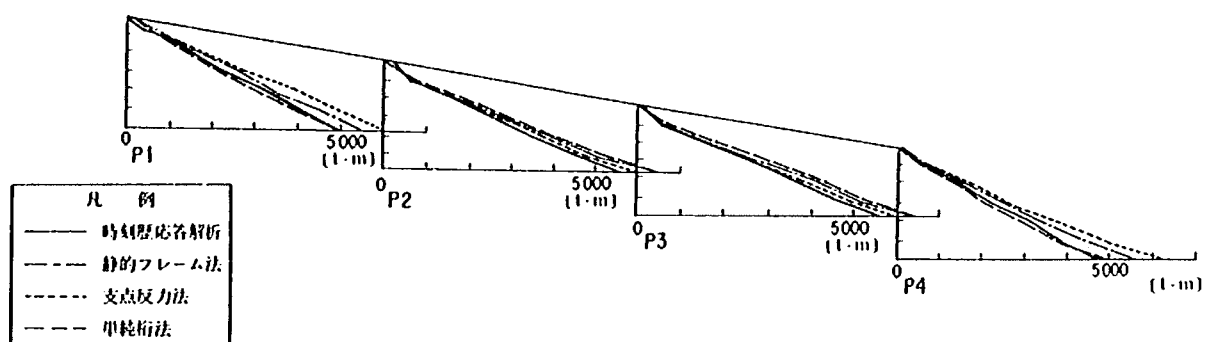
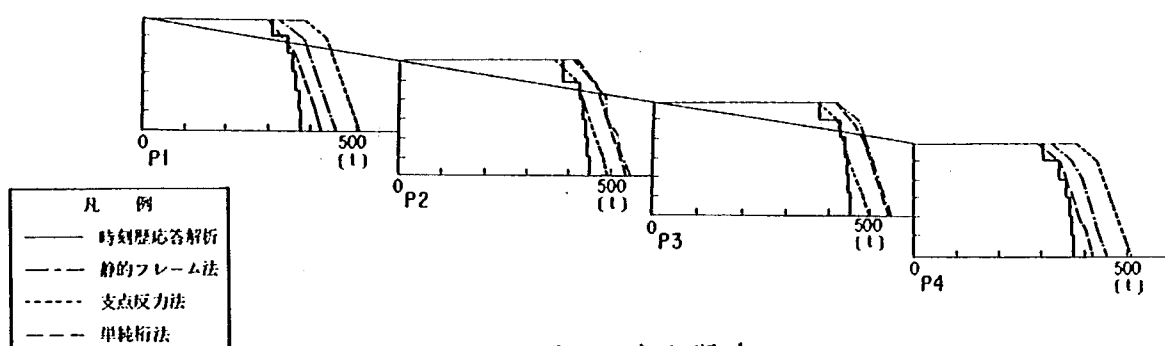


図 4-91 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース18)

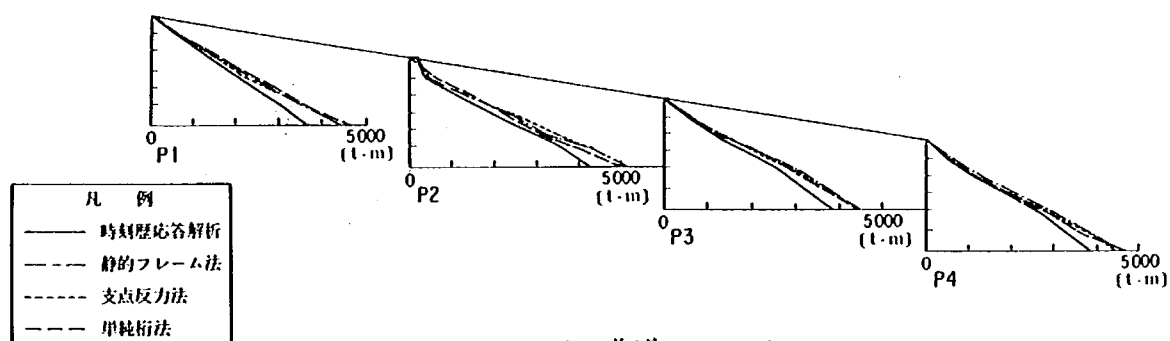


(a) 曲げモーメント

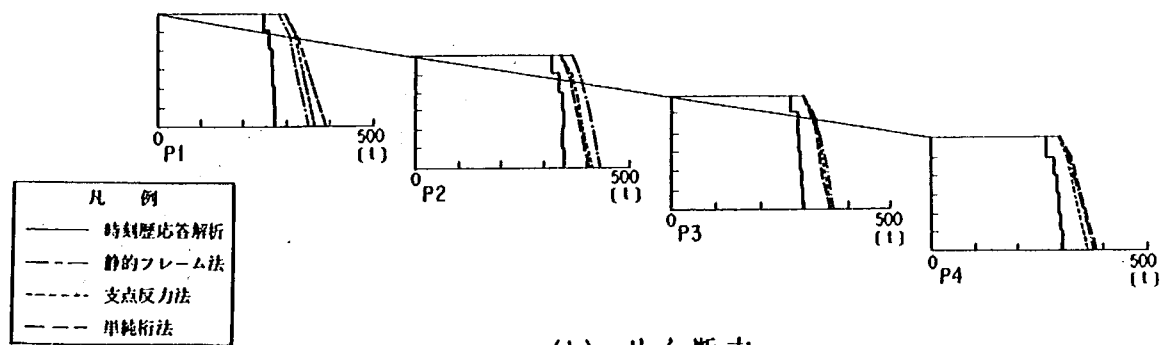


(b) せん断力

図 4-92 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース19)

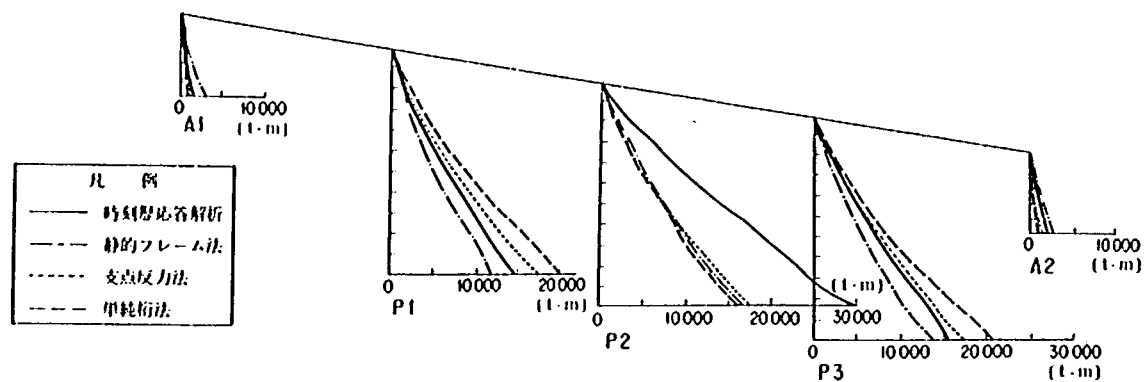


(a) 曲げモーメント

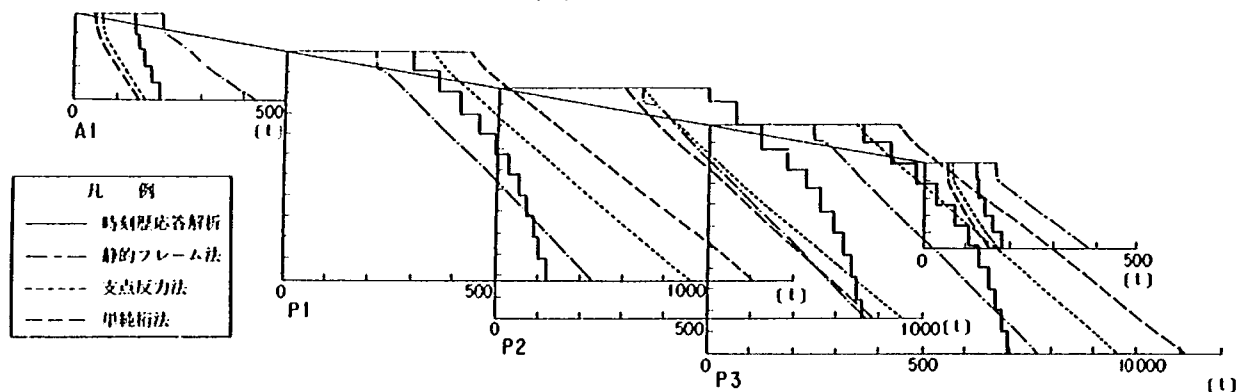


(b) せん断力

図 4-93 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース20)

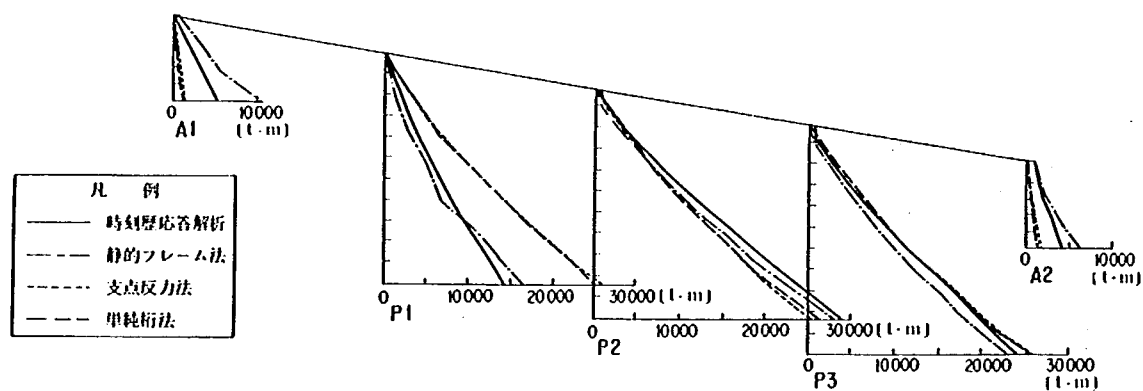


(a) 曲げモーメント

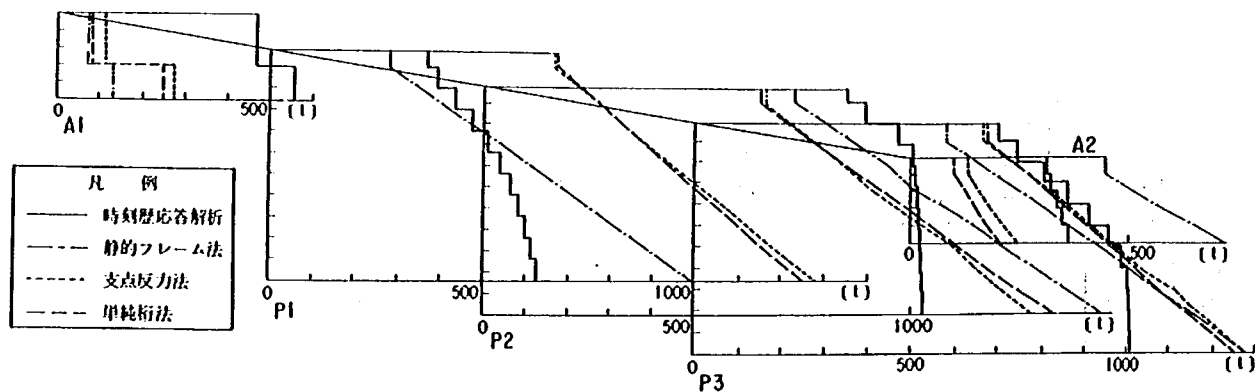


(b) せん断力

図 4-94 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース21)

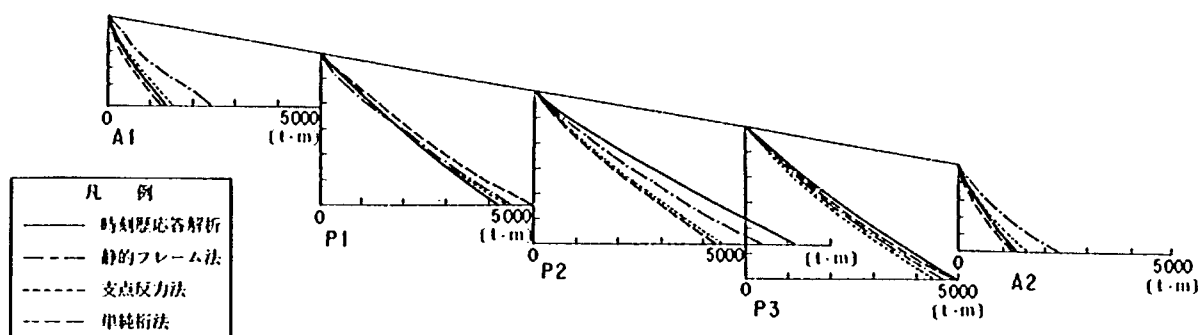


(a) 曲げモーメント

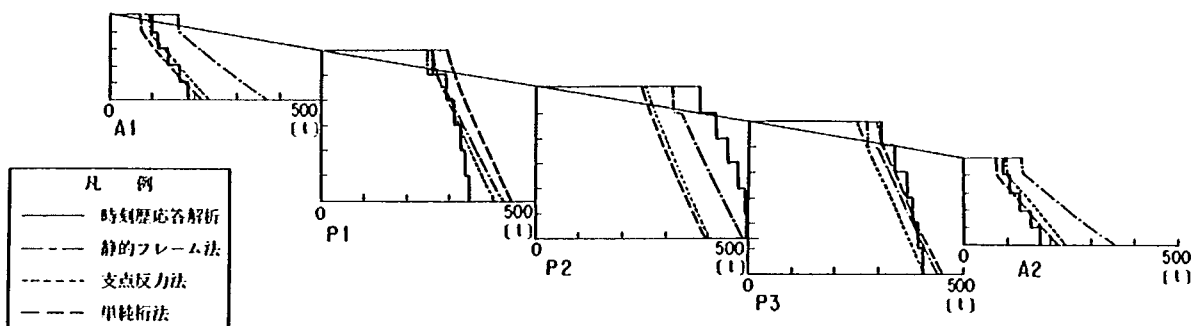


(b) せん断力

図 4-95 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース22)

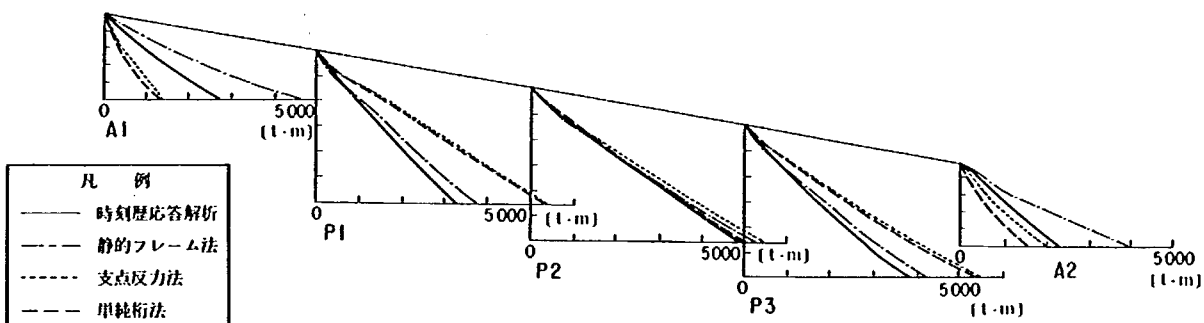


(a) 曲げモーメント

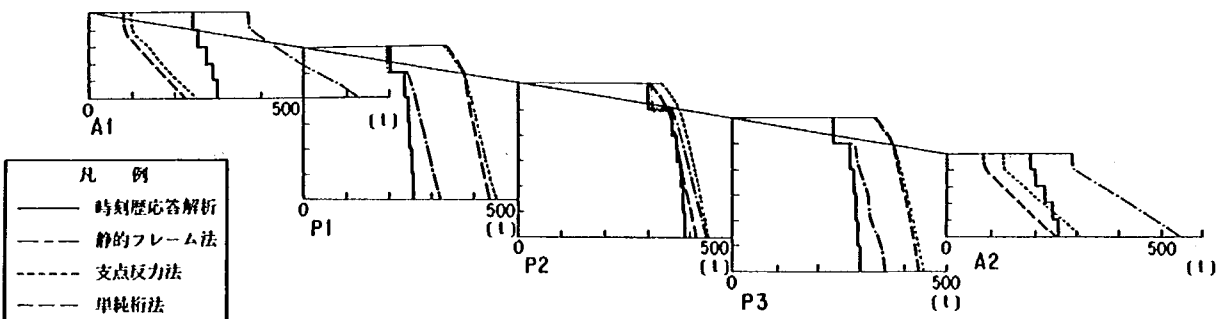


(b) せん断力

図 4-96 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース23)

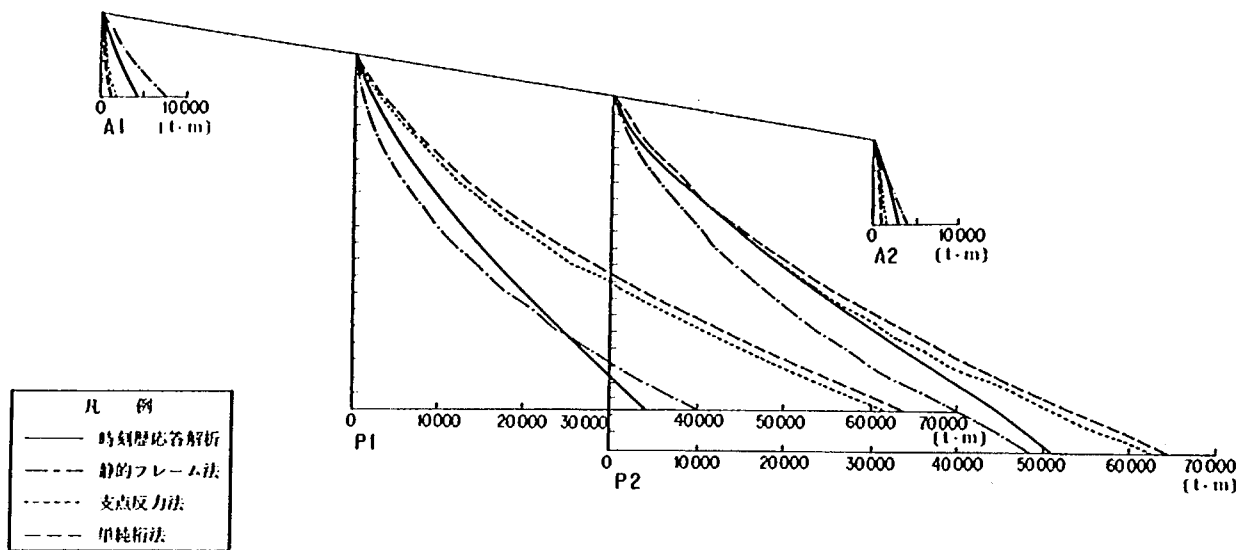


(a) 曲げモーメント

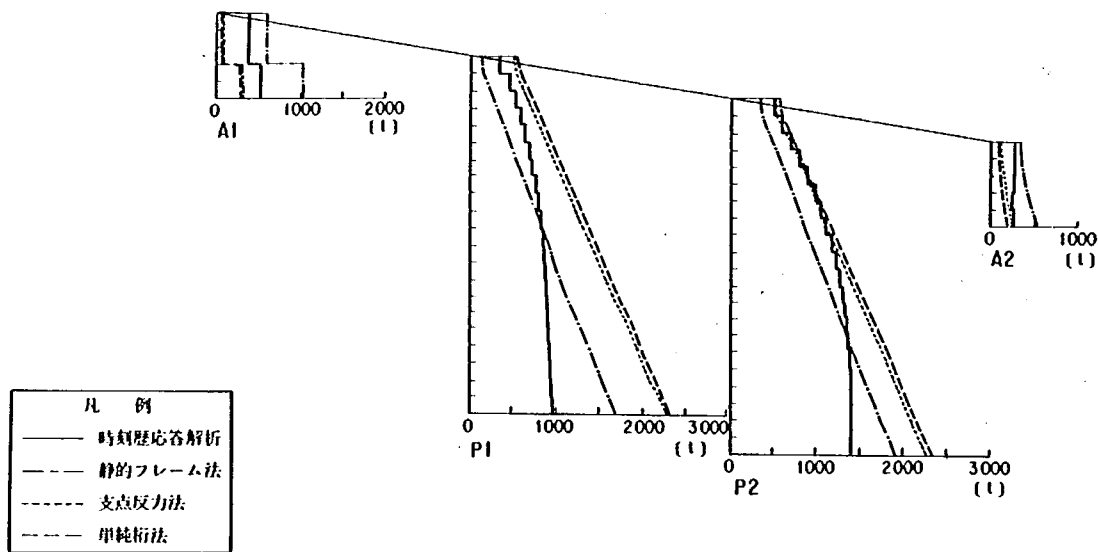


(b) せん断力

図 4-97 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース24)

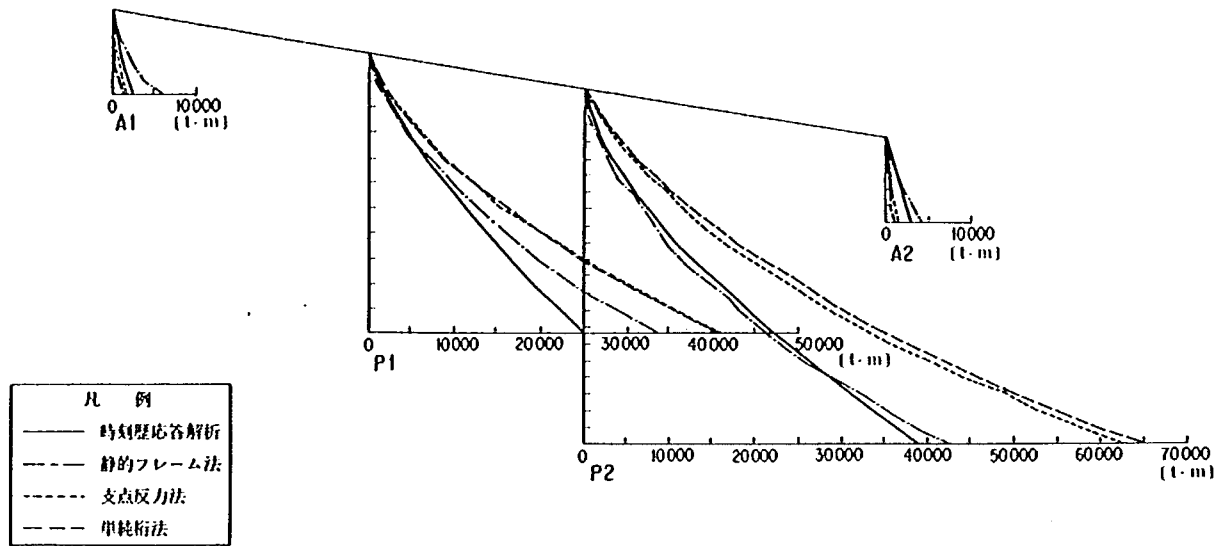


(a) 曲げモーメント

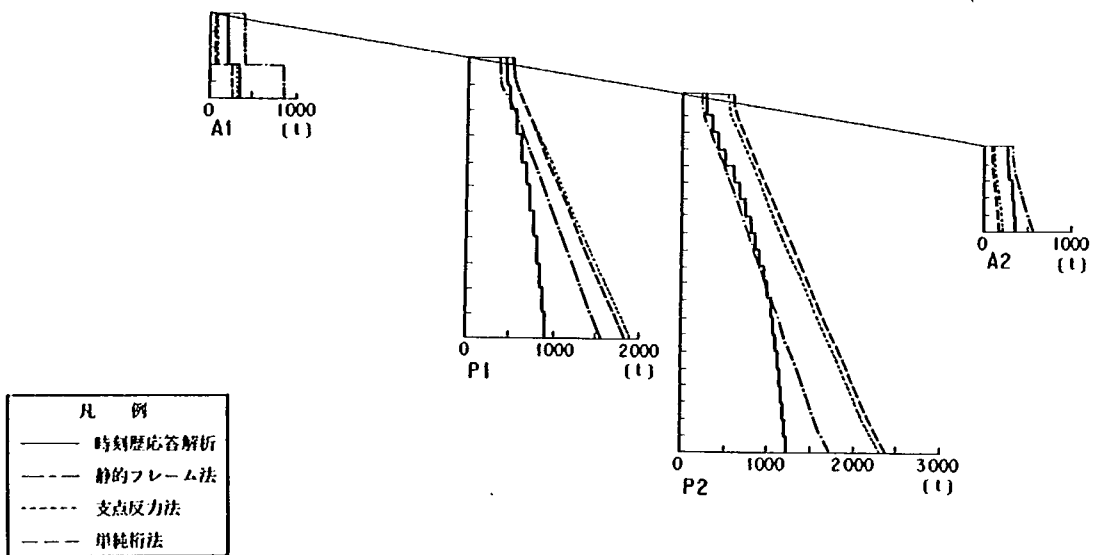


(b) せん断力

図 4-98 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース25)

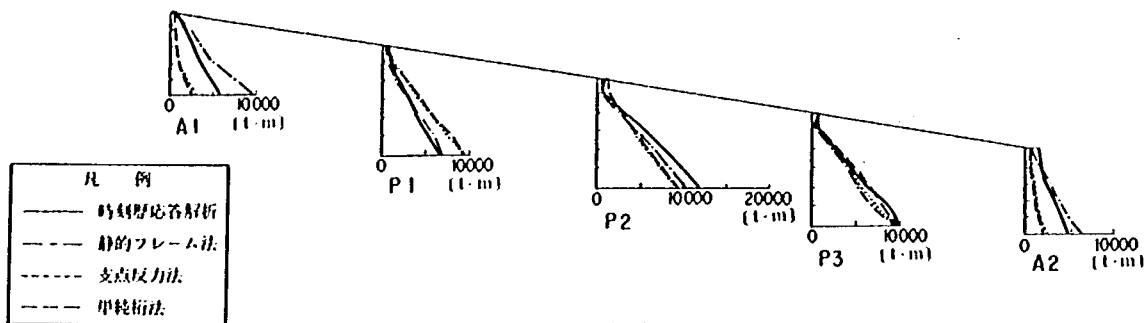


(a) 曲げモーメント

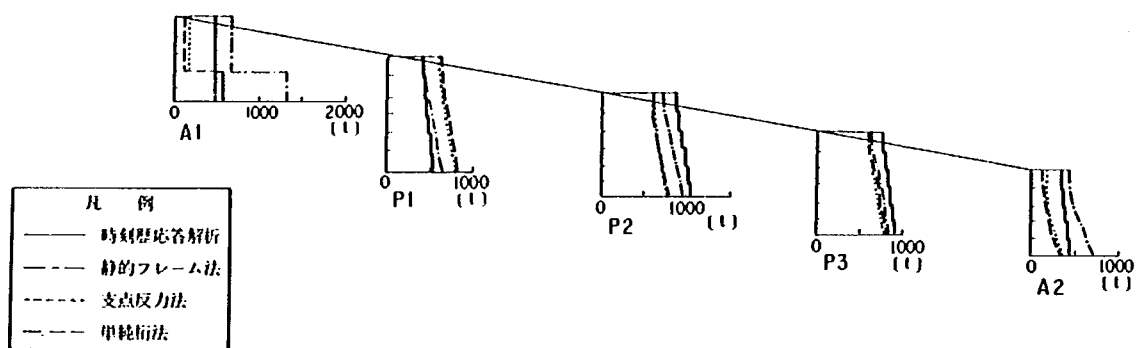


(b) せん断力

図 4-99 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース26)

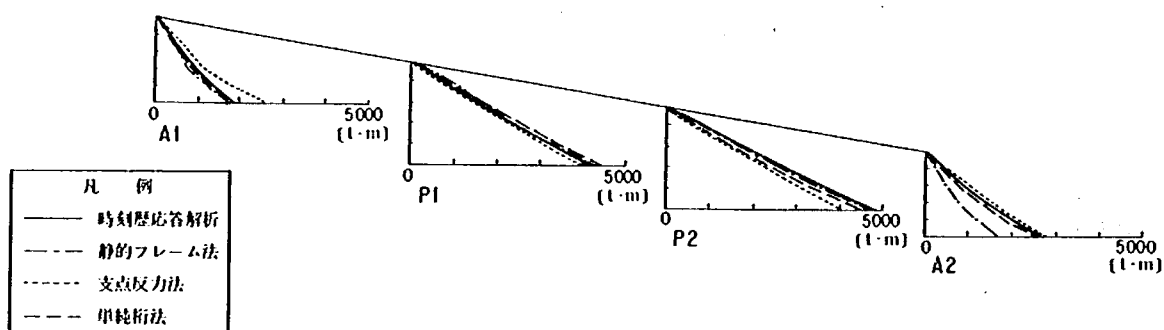


(a) 曲げモーメント

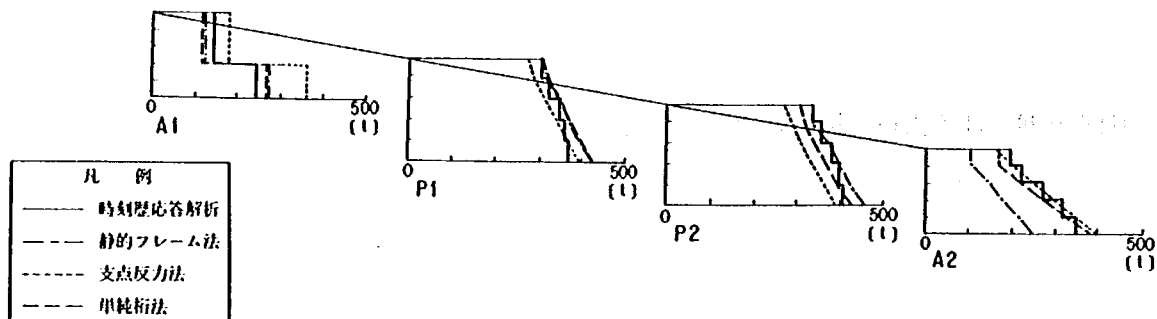


(b) せん断力

図 4-100 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース27)

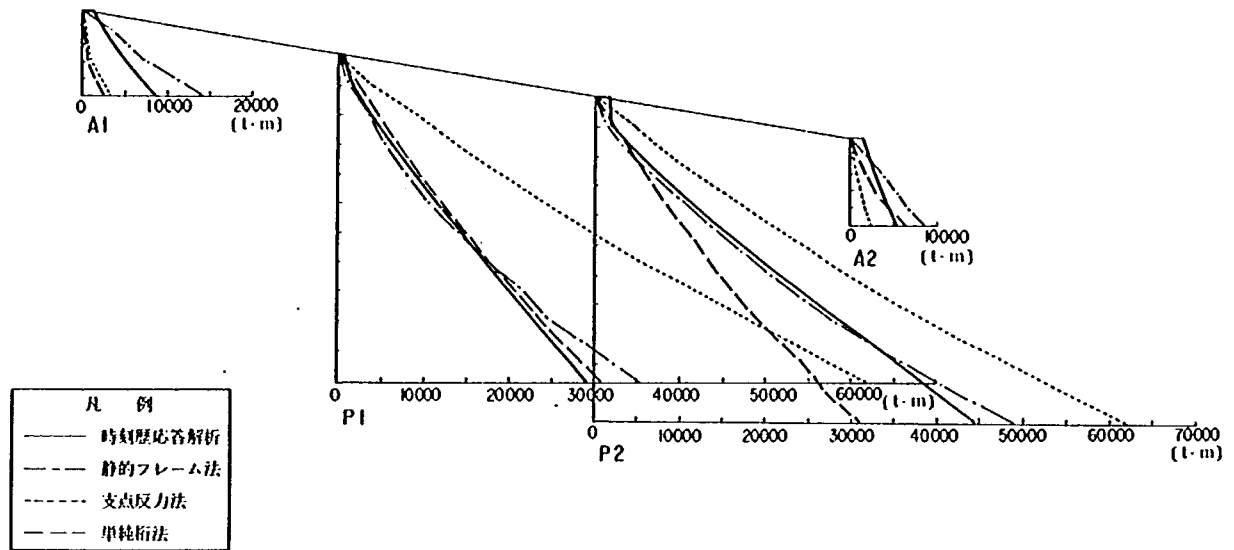


(a) 曲げモーメント

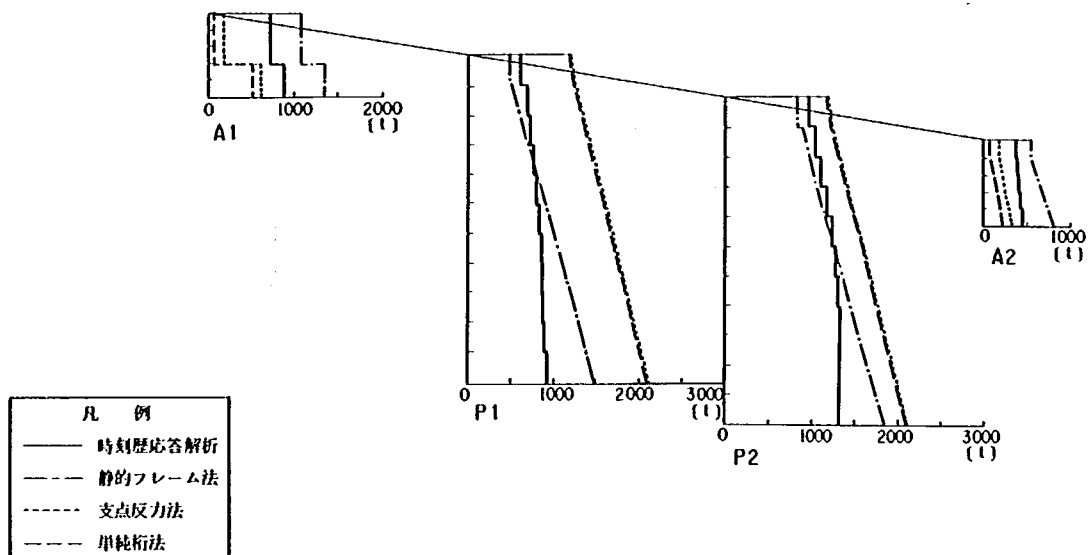


(b) せん断力

図 4-101 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース28)

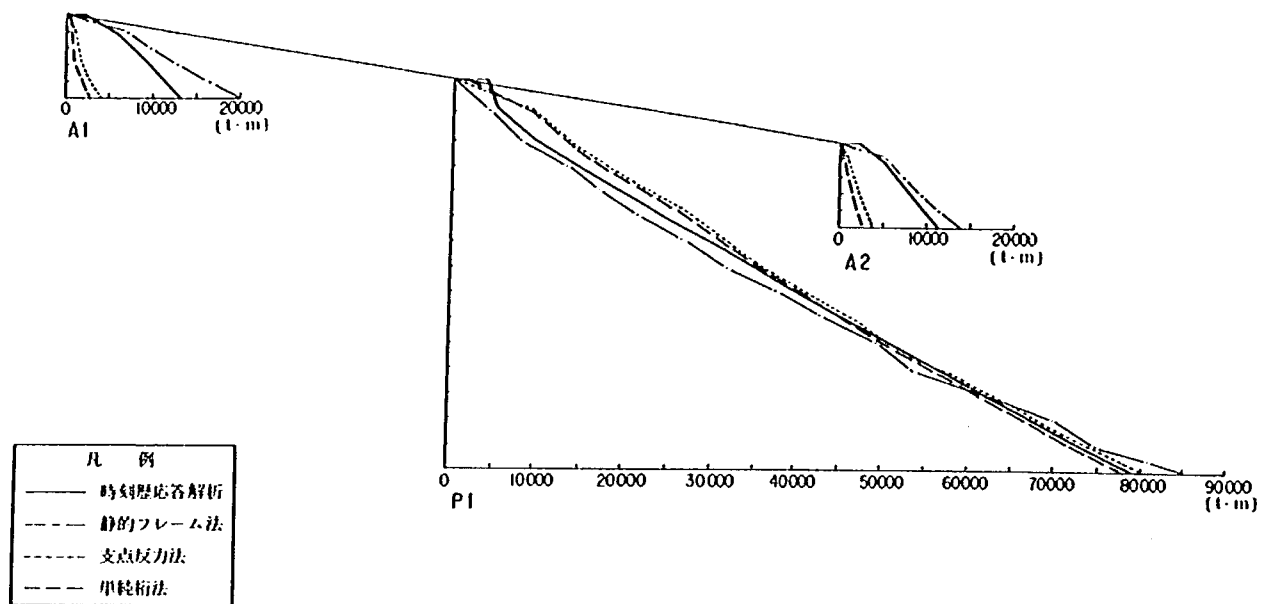


(a) 曲げモーメント

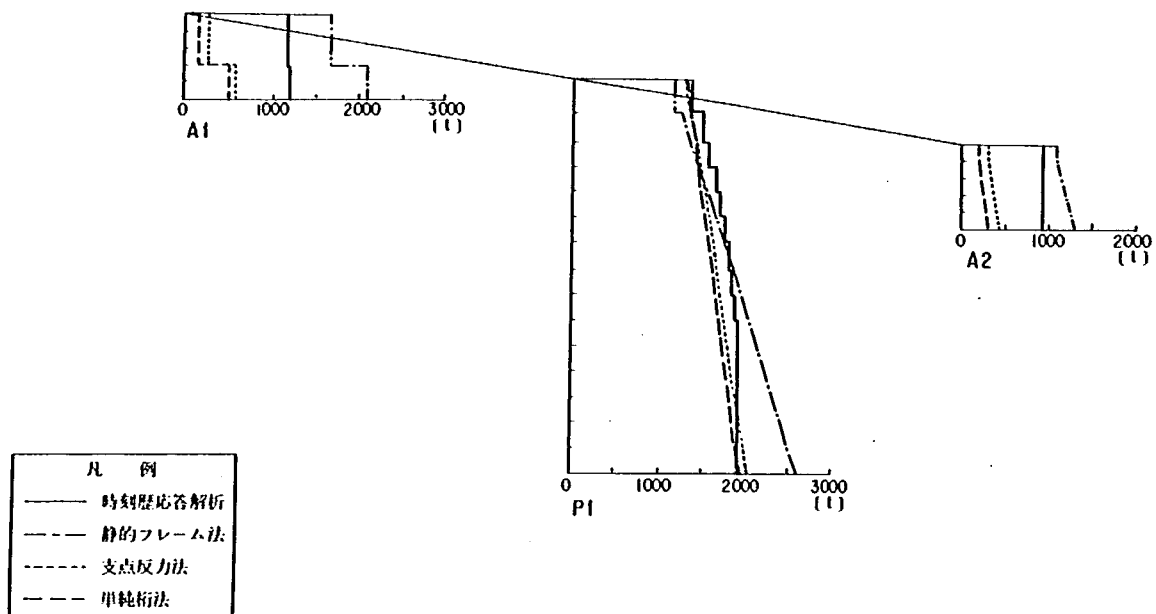


(b) せん断力

図 4-102 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース29)

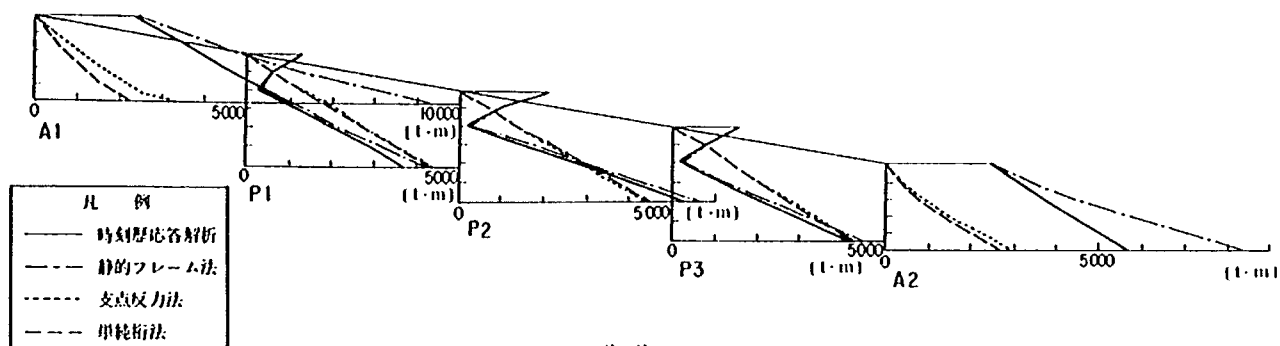


(a) 曲げモーメント

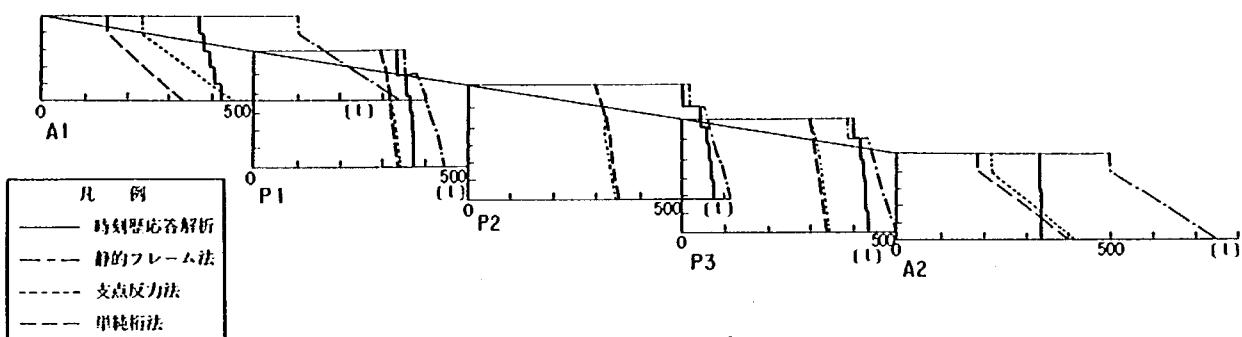


(b) せん断力

図 4-103 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース30)

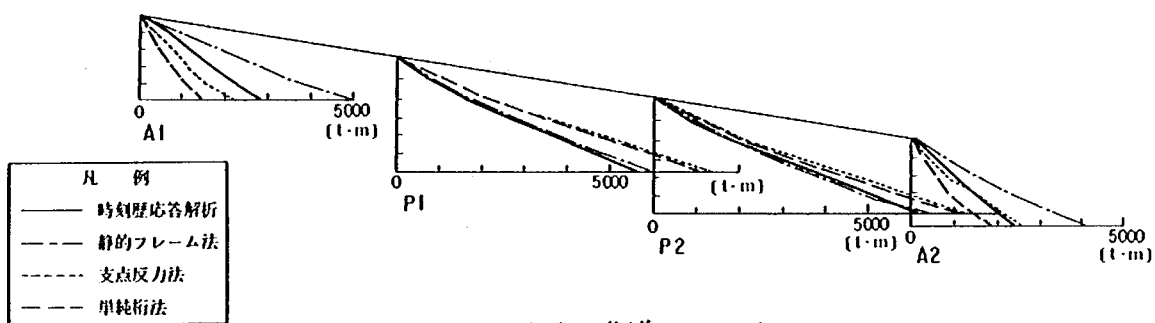


(a) 曲げモーメント

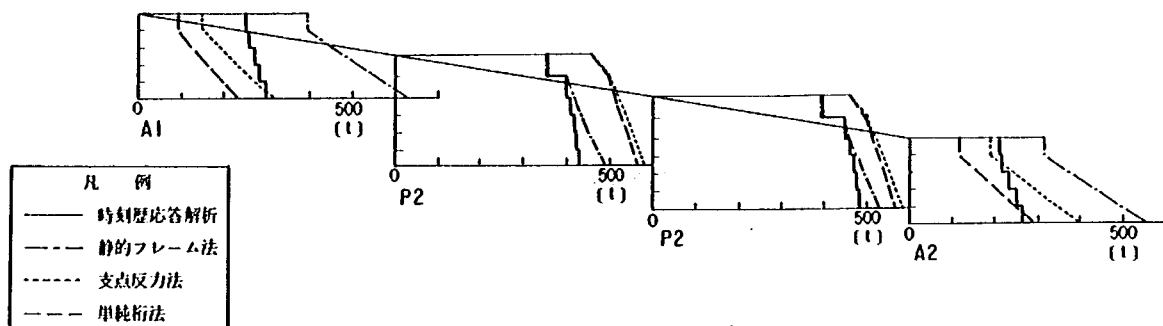


(b) せん断力

図 4-104 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース31)

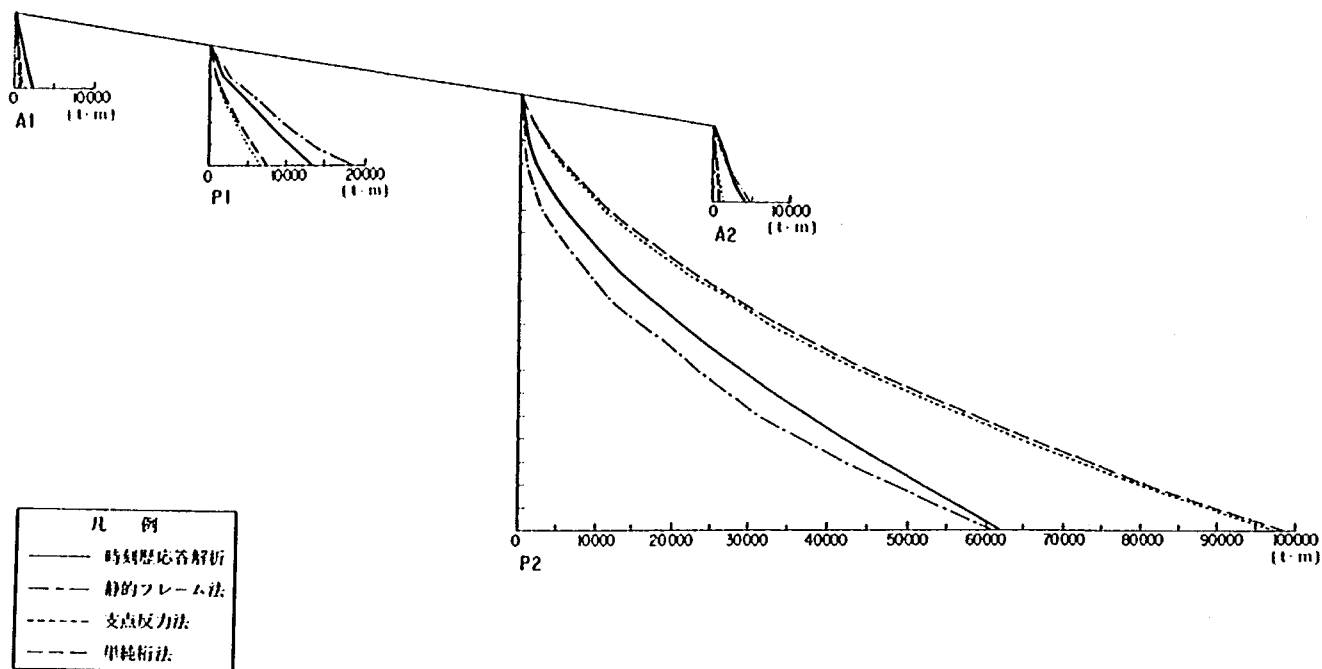


(a) 曲げモーメント

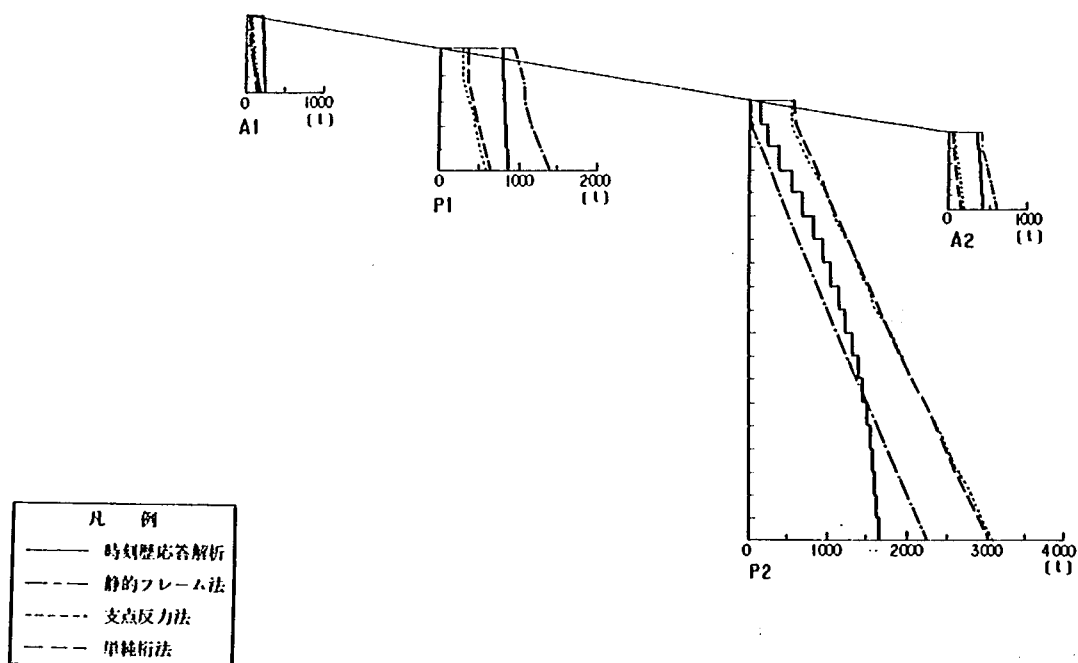


(b) せん断力

図 4-105 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース32)

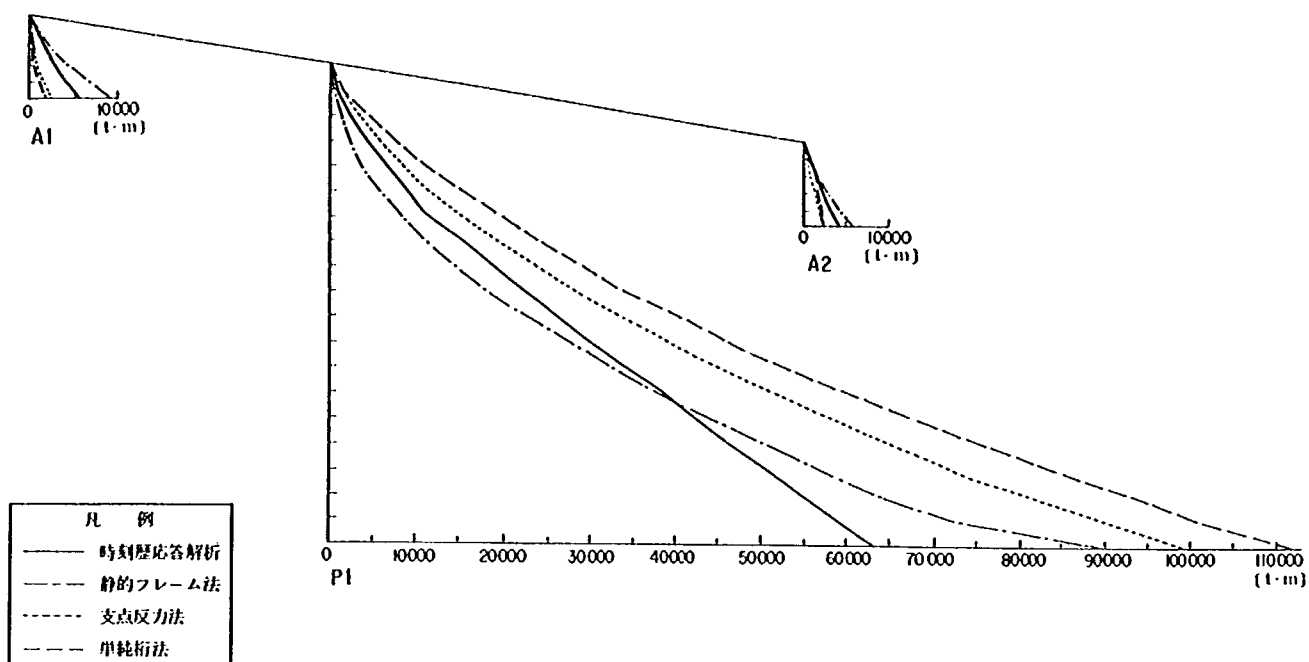


(a) 曲げモーメント

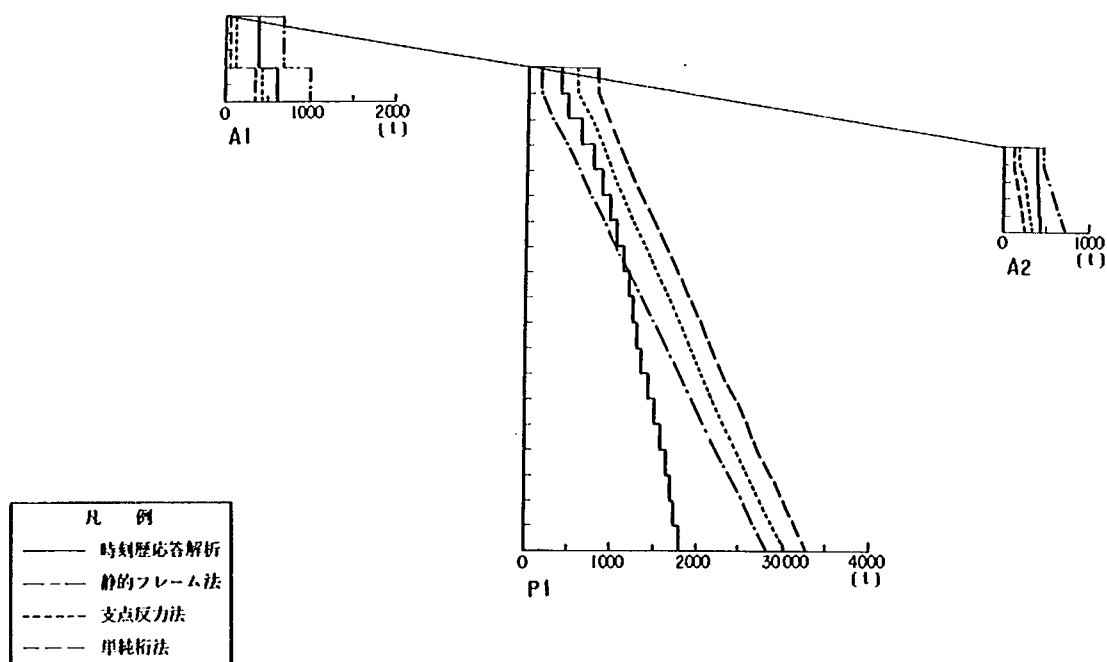


(b) せん断力

図 4-106 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース33)

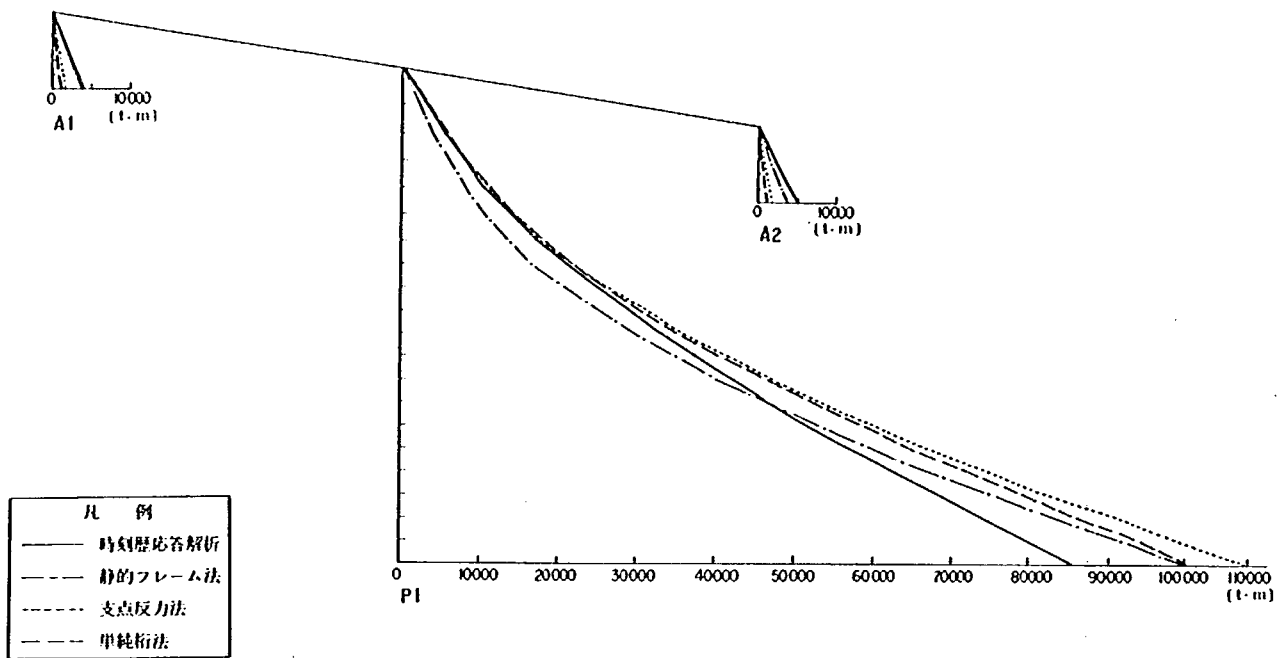


(a) 曲げモーメント

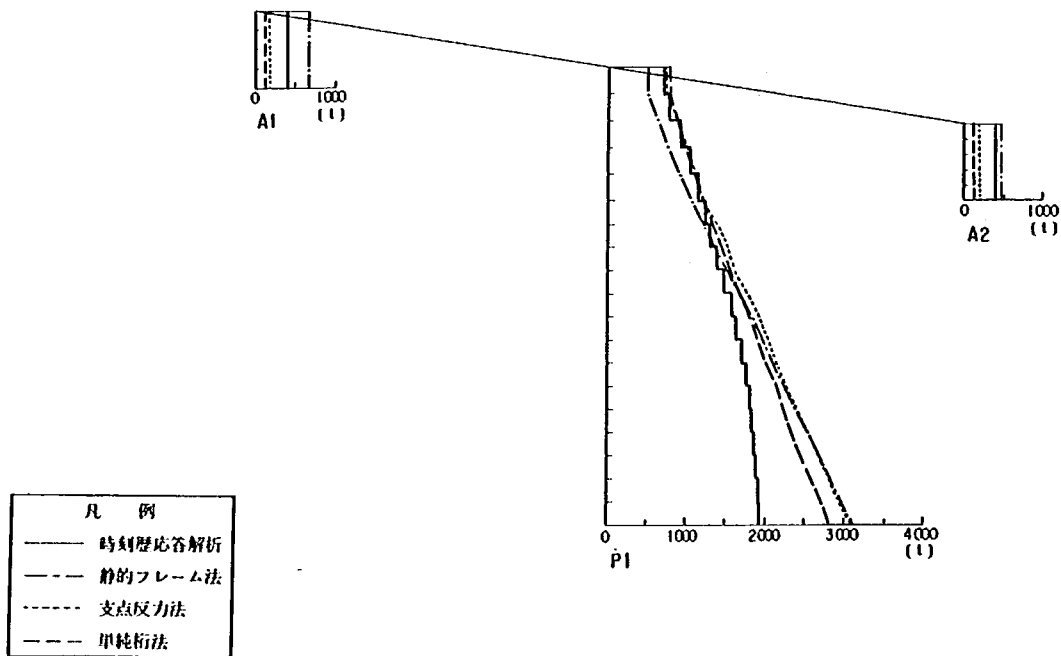


(b) せん断力

図 4-107 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース34)

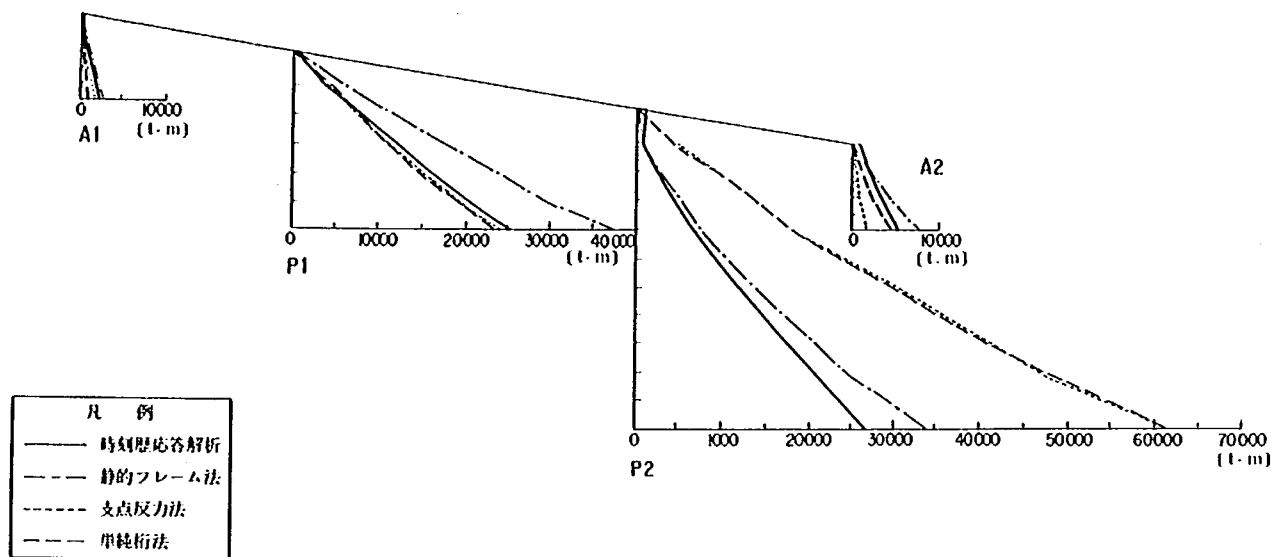


(a) 曲げモーメント

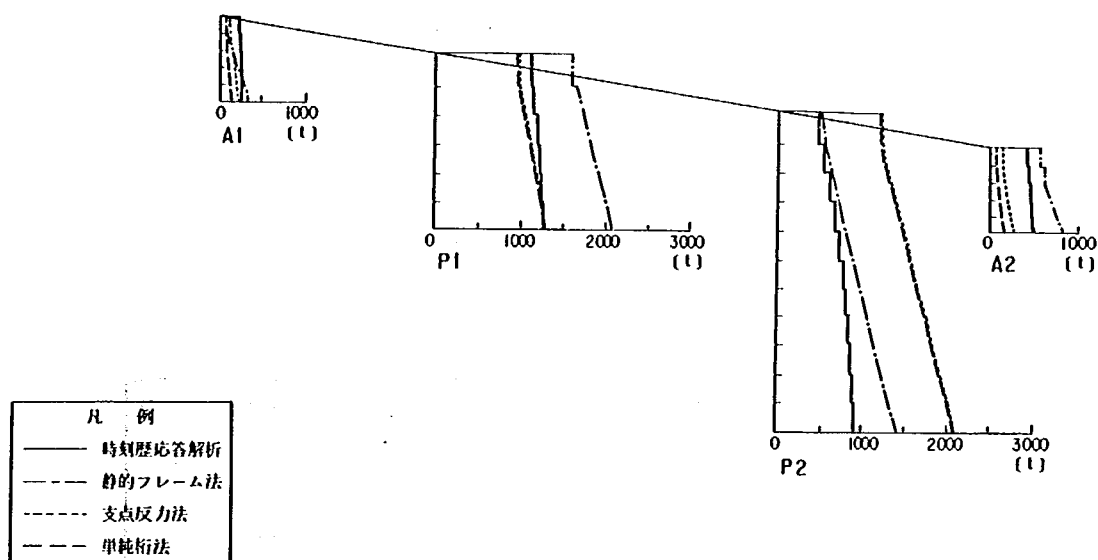


(b) せん断力

図 4-108 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース35)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-109 津軽大橋記録を入力とした場合の最大断面力の分布 (ケース36)

5. 試算結果に対する考察

5.1 各手法の比較

図5-1～図5-6は橋脚・橋台の基部における最大曲げモーメント，最大せん断力及び支承に作用する最大せん断力に着目して，支点反力法，単純桁法及び静的フレーム法が時刻歴地震応答解析の結果をどの程度適切に評価しているかを示したものである。

各手法の精度を表わす指標を次式で定義することとする。

$$V = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i^N (y_i - x_i)^2} \dots\dots\dots (5-1)$$

ここで， V ：各手法の精度を表わす指標

y_i ：各手法により求めた第 i 番目の橋脚あるいは橋台における断面力

x_i ：時刻歴地震応答解析により求めた第 i 番目の橋脚あるいは橋台における断面力

表5-1は式(5-1)により求めた係数 V を各手法間で比較したものである。この表からわかるように，いずれの入力地震動についても係数 V は静的フレーム法の場合に最も小さくなっている。特に橋脚，橋台の耐震設計上重要な基部の曲げモーメントについては係数 V は静的フレーム法の場合には，単純桁法，支点反力法の $1/2 \sim 1/3$ になっている点に注目していただきたい。

表5-1 ばらつきの指標

(a) 開北橋記録

	基部の最大曲げモーメント (t・m)	基部の最大せん断力 (t)	支承位置の最大せん断力 (t)
単純桁法	2576	232	109
支点反力法	2587	202	119
静的フレーム法	1381	163	106

(b) 津軽大橋記録

	基部の最大曲げモーメント (t・m)	基部の最大せん断力 (t)	支承位置の最大せん断力 (t)
単純桁法	7449	332	578
支点反力法	8121	346	245
静的フレーム法	3034	299	114

図5-7～図5-8は時刻歴地震応答解析に対する各手法の比の頻度を示したものである。これらの図から以下の事項を指摘することができる。

- 1) 橋脚基部における最大曲げモーメントに関しては、開北橋記録を入力地震動とした場合には各手法とも0.8～1.2の間に多く分布しているが、支点反力法及び単純桁法では最頻値が0.8～1.0の間にあるのに対して、静的フレーム法では1.0～1.2の間にある。これは設計という観点から見れば、支点反力法及び単純桁法が断面力を危険側に評価しているのに対して、静的フレーム法は安全側に評価しているということになる。津軽大橋記録を入力地震動とした場合では、各手法とも最頻値は1.0～1.2の間にあるが、支点反力法、単純桁法に比べて静的フレーム法の方がその頻度が高い。
- 2) 橋脚基部における最大せん断力に関しては、開北橋記録を入力地震動とした場合には、各手法で明らかな優劣はない。津軽大橋記録を入力地震動とした場合には、各手法とも最頻度は1.0～1.2の間にあるが、静的フレーム法では0.8～1.4の間に全数の85%があるのに対して、支点反力法は53%、単純桁法は57%がその間に分布しているにすぎない。
- 3) 橋脚の支承に作用する最大せん断力に関しては、開北橋記録を入力地震動とした場合には、各手法とも最頻値は0.8～1.0の間にあり、わずかに危険側に評価している。津軽大橋記録を入力地震動とした場合には、静的フレーム法は最頻値は0.8～1.0の間にあり、危険側に評価しているが、支点反力法及び単純桁法はそれぞれ1.0～1.2の間、1.2～1.6の間に最頻値があり、安全側に評価していることになる。
- 4) 橋台基部における最大曲げモーメントに関しては津軽大橋記録を入力地震動とした場合、単純桁法及び支点反力法では、1.0以下に多く分布しており、これは危険側を評価していることになる。これに対して静的フレーム法では0.2～3.0の間に広く分布しているが、最頻値は1.4～1.6の間にあり、他の2手法に比べて安全側を評価していると言える。開北橋記録を入力地震動とした場合には、静的フレーム法及び単純桁法では最頻値が1.0～1.2の間にあるのに対して、支点反力法では0.8～1.0の間に最頻値があり、支点反力法は他の2手法に比べて危険側を評価している。
- 5) 橋台基部における最大せん断力に関しては、津軽大橋記録を入力地震動とした場合には、上記4)に示した曲げモーメントの場合と同様に、静的フレーム法が他の2手法に比べて安全側を評価している。津軽大橋記録を入力地震動とした場合では3手法で特に優劣はないが、静的フレーム法では0.2～0.8の間で、他の2手法に比べてその頻度は高くなっている。
- 6) 支承に作用する最大せん断力に関しては、津軽大橋記録を入力地震動とした場合、支点反力法では、すべての橋台で比の値が1.0以下になっており、危険側を評価している。これに対して静的フレーム法及び単純桁法では、全体に広く分布しているが、最頻値はいずれの手法とも1.0以上であり、安全側を評価していると言える。開北橋記録を入力地震動とした場合、静的フレーム法、単純桁法及び支点反力法の最頻値はそれぞれ0.4～0.6、0.6～0.8及び0.8～1.0の間にあり、いずれも危険側であるが、静的フレーム法がもっとも適切な評価を行っていると言える。また、分布形状も静的フレーム法の場合が、全体に安全側に寄っており、この点からも他の2手法に比べて静的フレーム法が適切な評価を行っていると言える。

5.2 設計手法としての適用性

静的フレーム法の適用限界を支点反力法及び単純桁法との比較において検討するために、各手法で求められた橋脚、橋台の基部における最大曲げモーメント、最大せん断力及び支承に作用する最大せん断力の値が時刻歴地震応答解析による結果に比較して極端に小さくなるケース（時刻歴地震応答解析による値の50%以下及び20%以下になるケース）を表5-2に示す。この表をもとに静的フレーム法の適用に問題がある連続橋の共通点を検討すると、次の2項目が挙げられる。

① 橋脚高さが30m以上の連続橋（表5-2中の二重のアンダーラインで示したケース）

② 橋脚高さが変化する連続橋（表5-2中のアンダーラインで示したケース）

①及び②に該当するケースを除いても、単純桁法及び支点反力法では、時刻歴地震応答解析結果に比較して、断面力が50%以下となるケースがまだ多数残るが、これらについては、特に共通点が見当たらない。

表5-4は橋脚高さが変化する連続橋の橋脚の剛性比と基部の曲げモーメントとの関係を示したものである。ここで、橋脚の剛性比（ R_K ）は次式で定義した。

$$R_K = \frac{\frac{EI_L}{l_L}}{\frac{EI_H}{l_H}} \dots\dots\dots (5-2)$$

ここで、

EI_H : 最も高い橋脚の曲げ剛性

l_H : 最も高い橋脚の高さ

EI_L : 最も低い橋脚の曲げ剛性

l_L : 最も低い橋脚の高さ

この表から支点反力法及び単純桁法では R_K が2程度（ケース26）となると、時刻歴地震応答解析法により求めた値の50%以下の断面力になる場合があるが、静的フレーム法では R_K が8程度以下であれば時刻歴地震応答解析で求めた値の50%以上となり、より広い適用性を有していることがわかる。ただし、 R_K が8以上となると、静的フレーム法においても、橋脚、橋台の基部における曲げモーメントは時刻歴地震応答解析による値の50%未満となり、このようになると、適用範囲を越えているといえることができる。

これに対して、上記2条件以外で静的フレーム法により、断面力が過小に求められるケースとしては、ケース24及び32の橋台がある。これらは図3-24及び図3-32に示すように他のケースと比較して特に顕著な特徴がある訳ではない。また、開北橋記録を入力した場合にだけ、せん断力比が小さくなり、津軽大橋記録を入力した場合には、このような傾向は生じない。そこで、入力地震動の特性に関係して、このような特性が現われるのではないかと考えて、いま、ケース24及び32を含めて開北橋記録を入力した場合に静的フレーム法により橋台の断面力（せん断力以外に曲げモーメントも検討することとした）が、小さめ（60%以下となる場合）に求められるケースを網羅した結果が表5-4である。これによれば、都市タイプで3例、山岳タイプで5例の場合に、静的フレーム法により橋台の断面力が小さめに求められることがわかる。このうち、山岳タイプの5例については、上記①、②の条件に該当するため、これらの条件で制

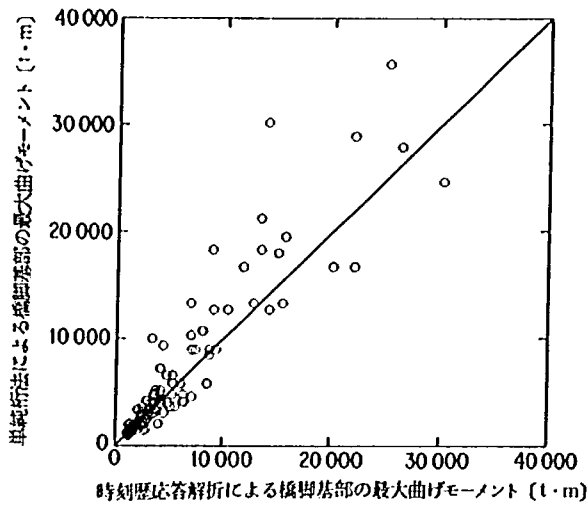
約を受けないのは、都市タイプの3例となる。これら3例に共通する項目は以下の通りである。

- 1) 支点反力法で求めた橋台単独の固有周期は0.23～0.31秒である。
- 2) 全体系の一次固有周期は、0.84～0.93秒である。
- 3) いずれも、開北橋記録を入力した場合のみに、断面力が小さめに求められる。

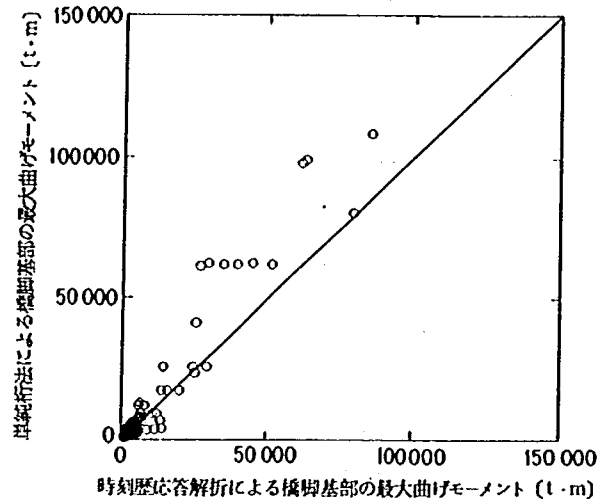
開北橋記録の加速度応答スペクトルは図3-38(a)に示した通りであり、基本的に0.15及び0.3秒付近で卓越した周期成分を有し、それよりも長い周期領域では、加速度応答スペクトル値は、固有周期の増大とともに急速に小さくなっている。

上述した固有周期0.23～0.31秒を有する橋台はちょうど0.3秒付近に卓越周期を有する開北橋記録によって、大きく加振されやすいのに対して、基本的に一次モードのみの影響を近似した静的フレーム法では、このような効果を見込むことができない。特に、全体系の一次固有周期が0.84～0.93秒と橋台単独の固有周期0.23～0.31秒と離れており、また、入力地震動も卓越周期にあたる0.3秒付近に比較して0.84～0.93秒付近では非常に小さくなっていることから、このような傾向が顕著に増長されると考えられる。従って構造系としては橋台単独の周期が開北橋記録の0.3秒付近の卓越周期にはほぼ一致しており、全体系の一次固有周期が長いこと、また、入力地震動としては、0.3秒付近に卓越周期を有し、これ以上の周期領域では急速に加速度応答レベルが、低下していることが上記のように静的フレーム法により、橋台の断面力が過小に求められる原因といえることができる。なお津軽大橋記録を入力した場合には、橋台の断面力が過小とならないのは、津軽大橋記録では図3-38(b)に示すように、0.3～1秒間で加速度応答スペクトル値に開北橋記録ほどの大きな差がないためと考えられる。

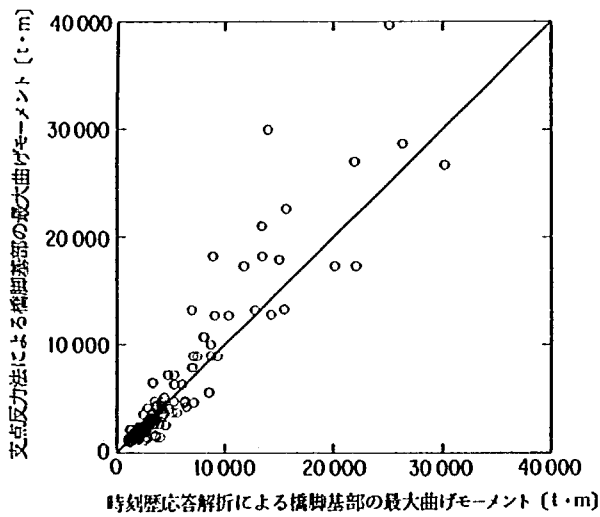
以上をまとめると、開北橋記録のように、ある特定の周期入力でシャープに卓越した成分を有している入力地震動が作用した場合には、この卓越周期にちょうど一致した固有周期を有している部分系の応答が大きくなり、このような場合に、静的フレーム法の適用性が悪いことがわかる。ただし、今回の検討では、36ケースのうち、開北橋記録を入力した2ケースのみがこのような状態となること、前述したように、支点反力法、単純桁法の場合には、もっと多数のケースで断面力が過小にまとめられる場合があることから、静的フレーム法の適用性をしる大きな制約条件とはならないと考えられる。



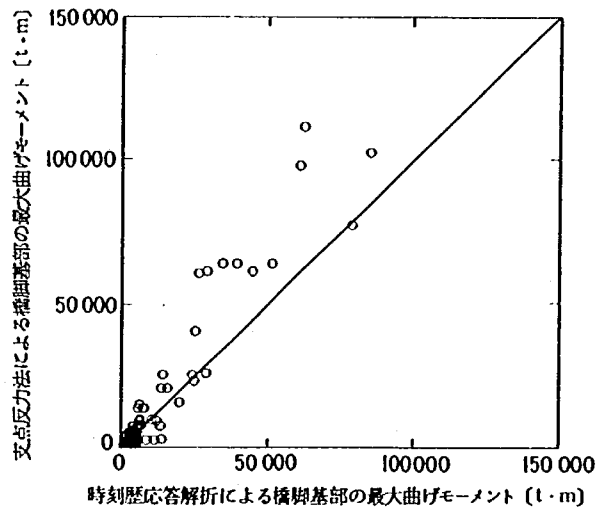
(a) 単純桁法



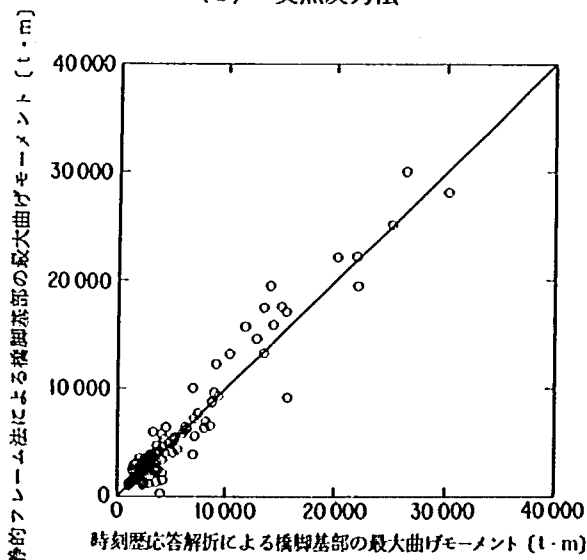
(a) 単純桁法



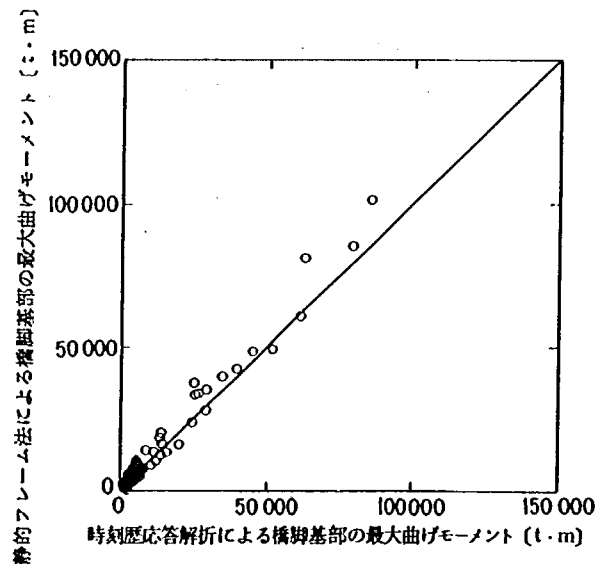
(b) 支点反力法



(b) 支点反力法



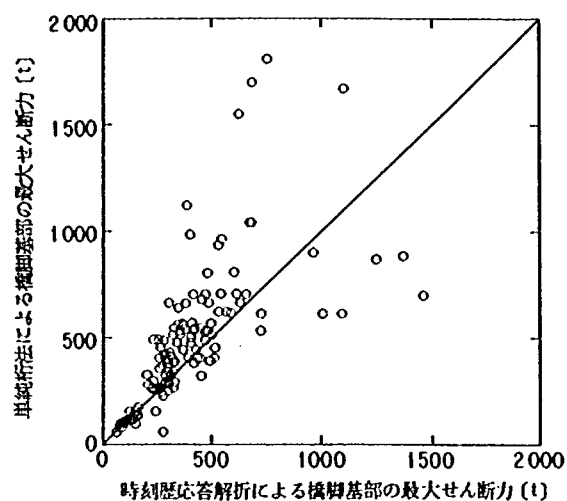
(c) 静的フレーム法



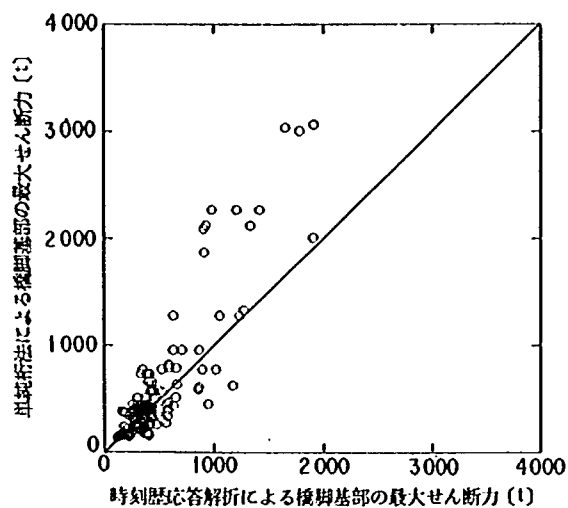
(c) 静的フレーム法

図5-1 橋脚・橋台基部の最大曲げモーメントの比較(開北橋記録の場合)

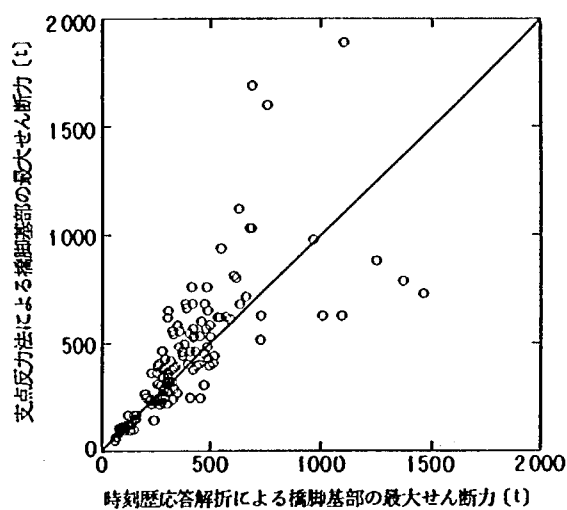
図5-2 橋脚・橋台基部の最大曲げモーメントの比較(津軽大橋記録の場合)



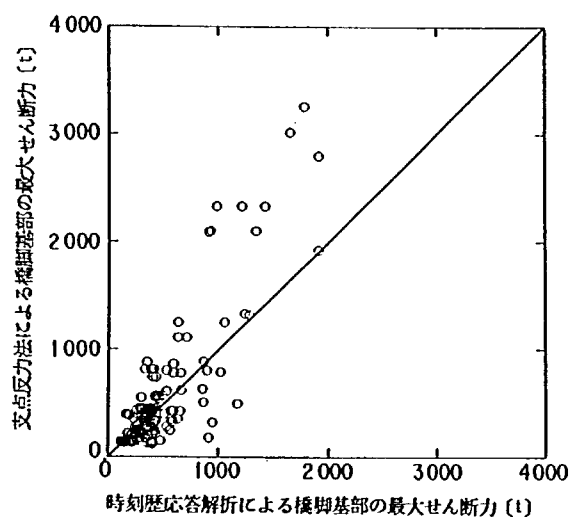
(a) 単純桁法



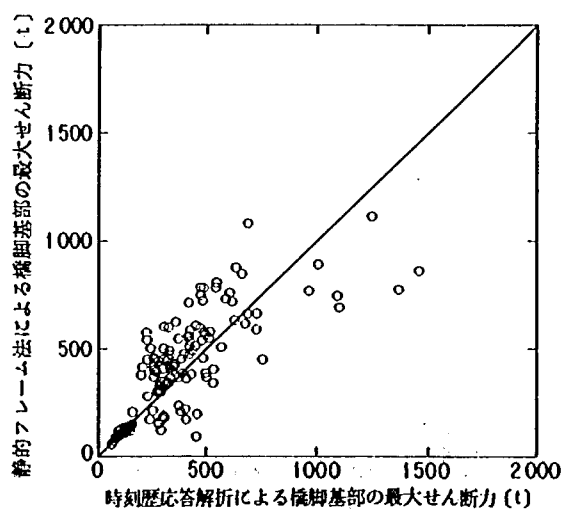
(a) 単純桁法



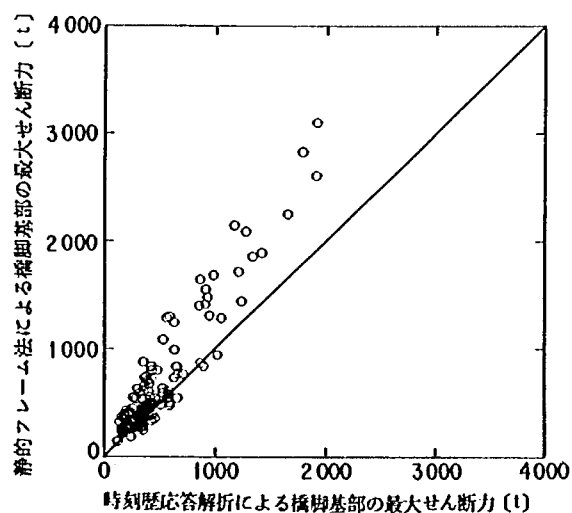
(b) 支点反力法



(b) 支点反力法



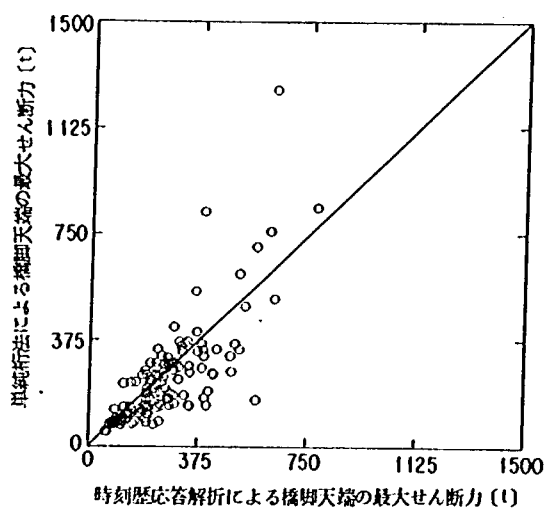
(c) 静的フレーム法



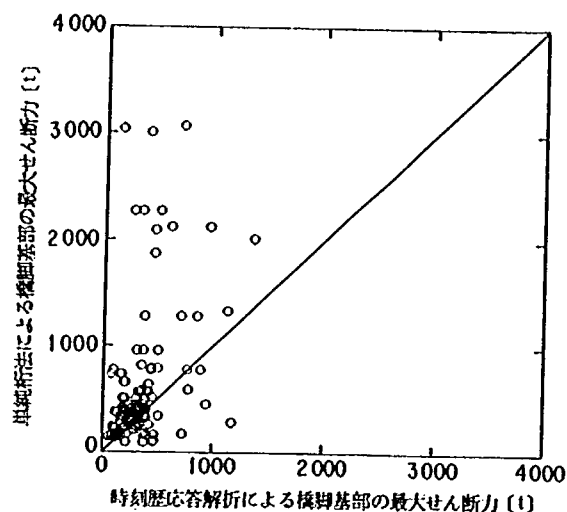
(c) 静的フレーム法

図 5 - 3 橋脚・橋台基部の最大せん断力の比較
(開北橋記録の場合)

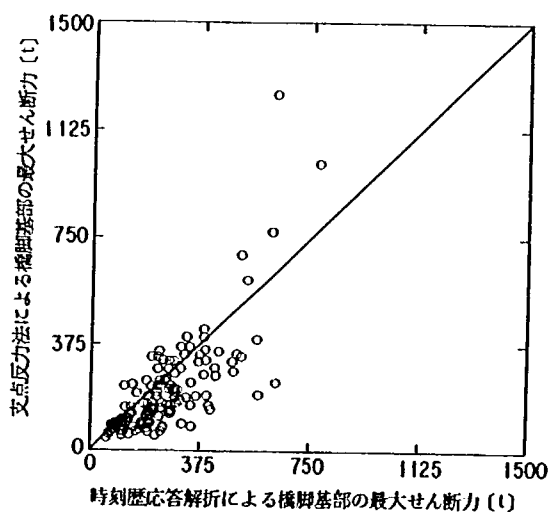
図 5 - 4 橋脚・橋台基部の最大せん断力の比較
(津軽大橋記録の場合)



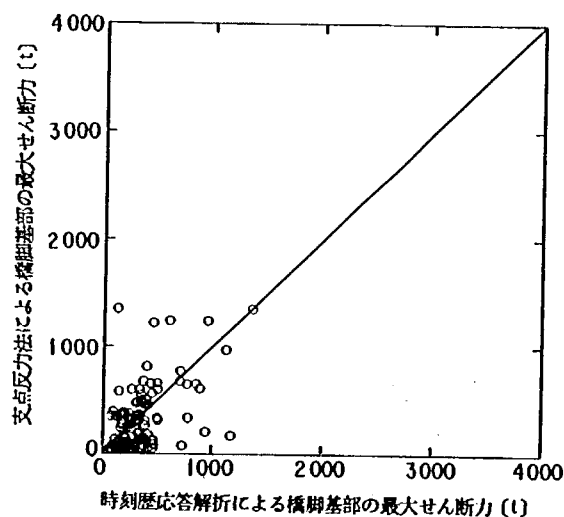
(a) 単純桁法



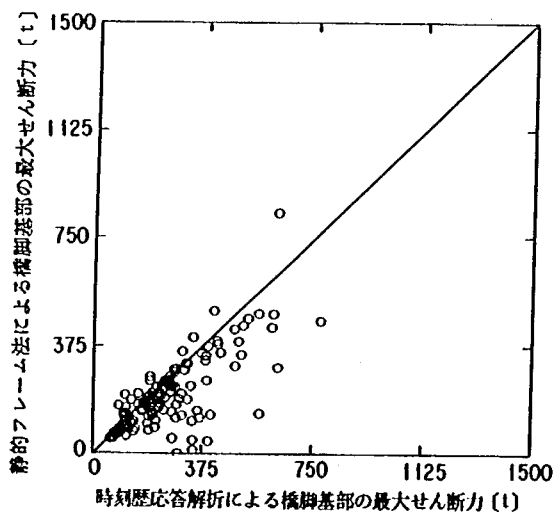
(a) 単純桁法



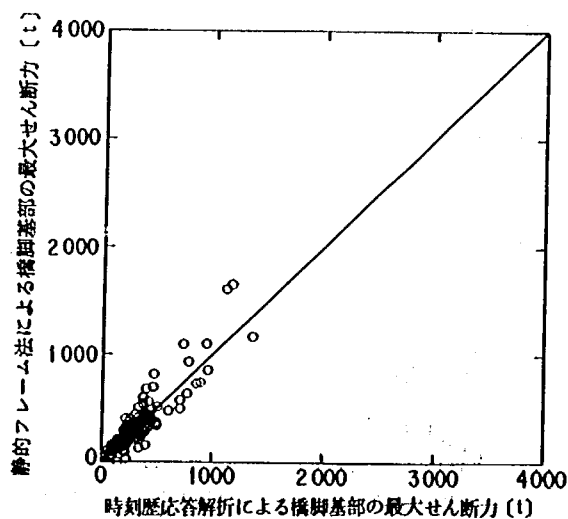
(b) 支点反力法



(b) 支点反力法



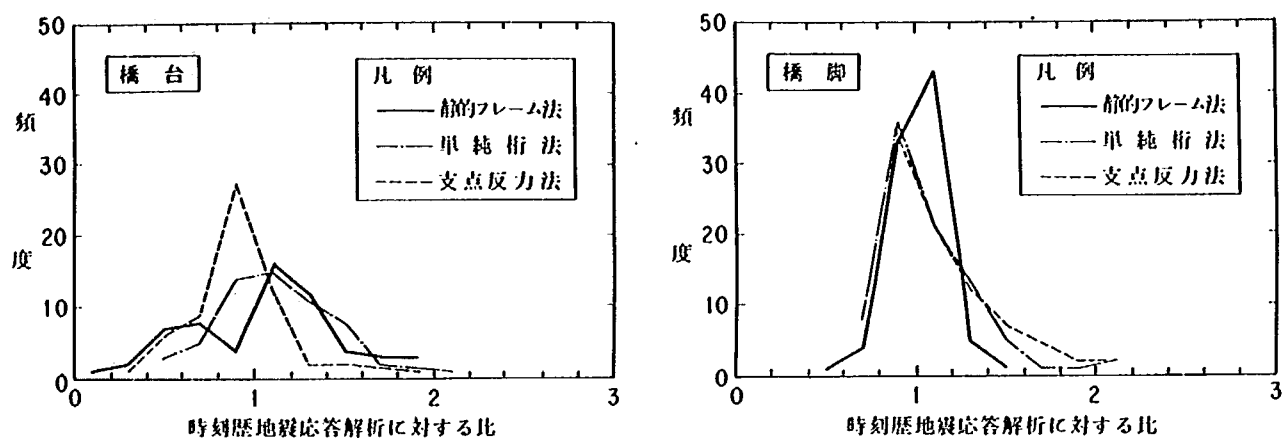
(c) 静的フレーム法



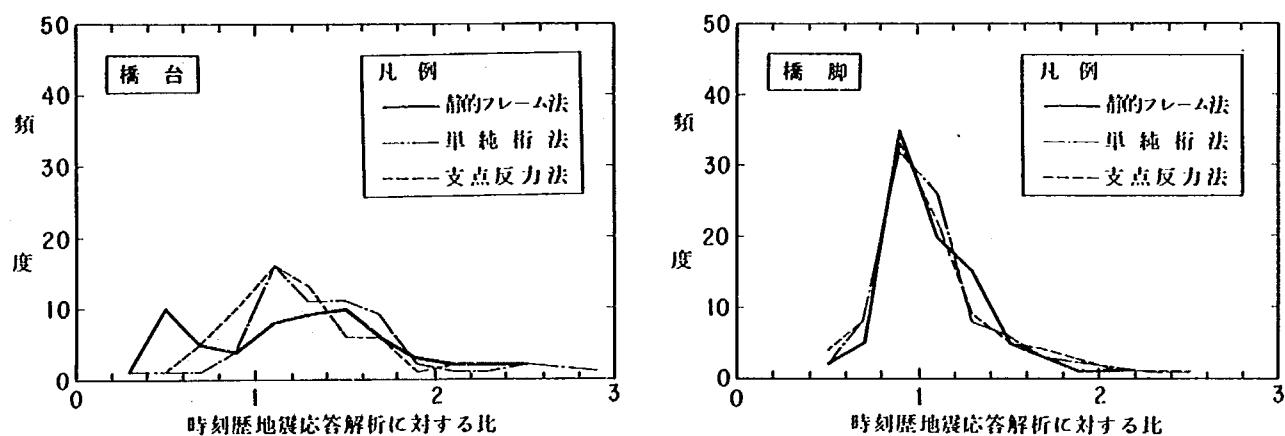
(c) 静的フレーム法

図 5-5 支承位置の最大せん断力の比較
(開北橋記録の場合)

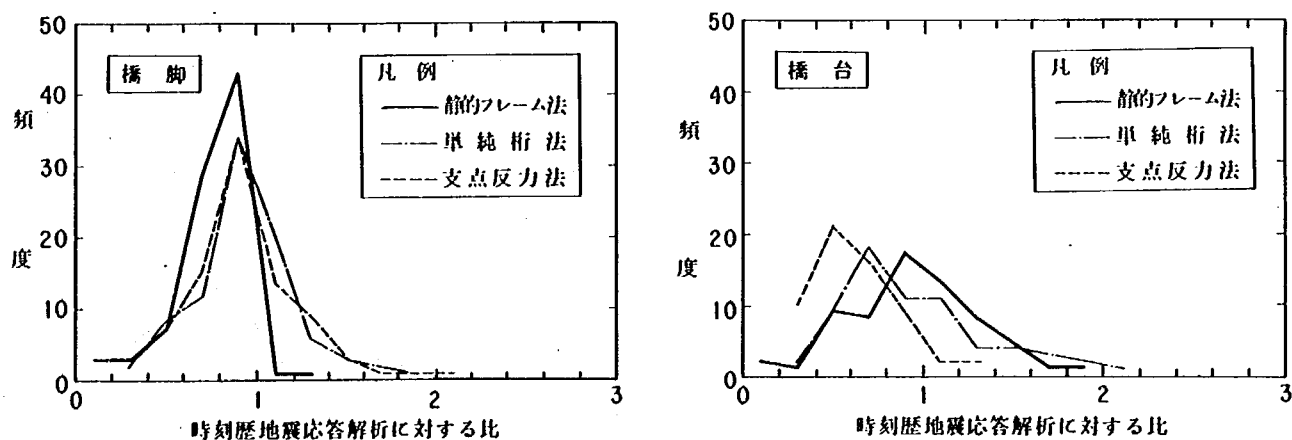
図 5-6 支承位置の最大せん断力の比較
(津軽大橋記録の場合)



(a) 支承位置の最大せん断力

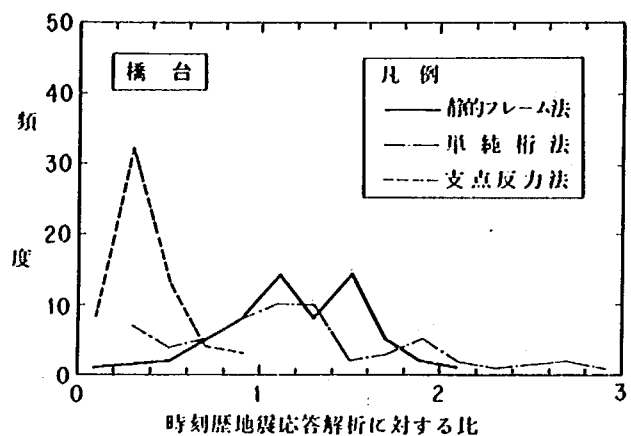
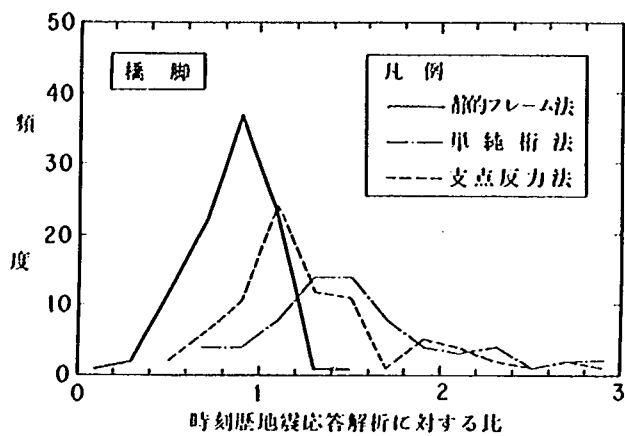


(b) 基部の最大せん断力

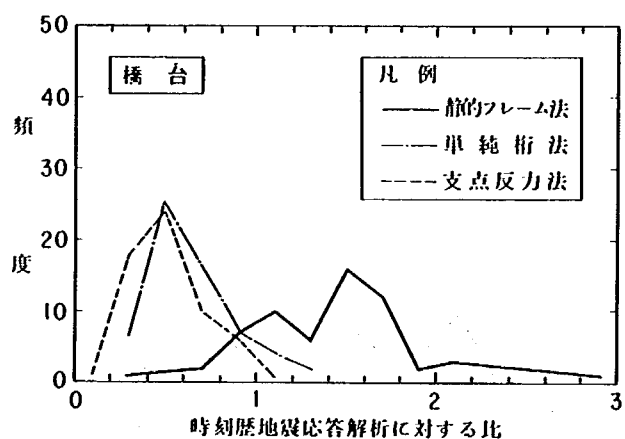
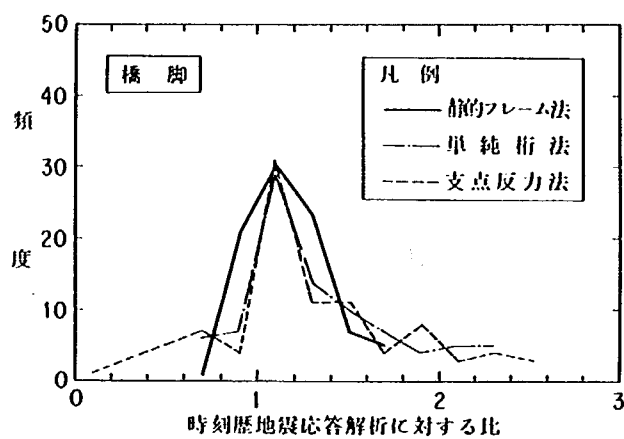


(c) 基部の最大曲げモーメント

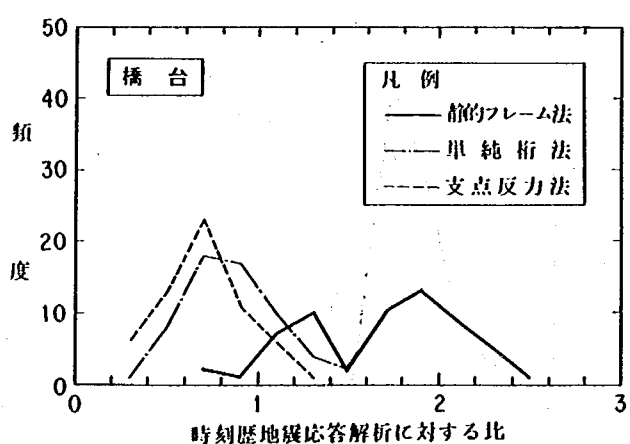
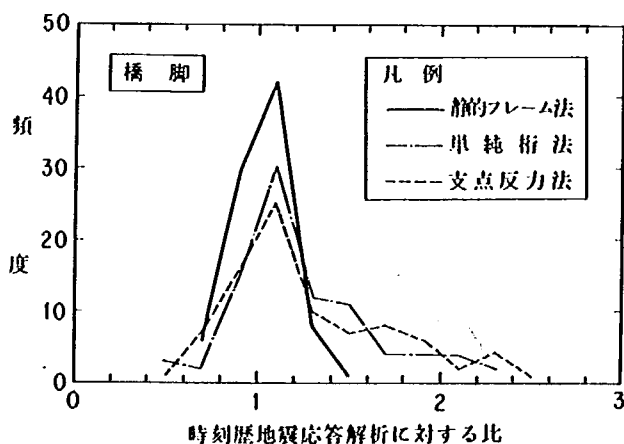
図 5-7 橋脚・橋台の最大断面力の時刻歴地震応答解析に対する比の頻度 (開北橋記録)



(a) 支承位置の最大せん断力



(b) 基部の最大せん断力



(c) 基部の最大曲げモーメント

図 5-8 : 橋脚・橋台の最大断面力の時刻歴地震応答解析に対する比の頻度 (津軽大橋記録)

表 5 - 2 最大断面力が時刻歴応答解析結果の50%以下となるケース

	開北橋記録を入力した場合						津軽大橋記録を入力した場合					
	橋脚基部のせん断力		支 承 の せん断力		橋脚基部の曲げモーメント		橋脚基部のせん断力		支 承 の せん断力		橋脚基部の曲げモーメント	
	橋 台	橋 脚	橋 台	橋 脚	橋 台	橋 脚	橋 台	橋 脚	橋 台	橋 脚	橋 台	橋 脚
単純桁法	なし	35-1	5-1 <u>9-2</u> <u>10-2</u> 22-1 <u>33-1</u> 27-1	<u>25-2</u> <u>26-2</u> <u>34-1</u> <u>35-1</u>	なし	なし	22-1 <u>30-2</u> <u>33-2</u> <u>35-1-2</u>	なし	22-1 <u>25-1</u> <u>26-1</u> <u>29-1</u> <u>30-1-2</u> <u>33-2</u> <u>34-1</u> <u>35-1-2</u> 27-1	なし	3-1 12-1 5-1 9-2 10-2 22-1-2 <u>25-1</u> <u>26-2</u> <u>29-1-2</u> <u>30-1-2</u> <u>33-2</u> <u>34-1</u>	<u>35-1-2</u> <u>36-2</u> 27-1-2 なし
支点反力法	なし	35-1	3-1 12-1-2 5-1-2 <u>9-2</u> <u>10-1-2</u> 13-1 22-1 <u>25-1</u> <u>26-1</u> <u>29-1</u> <u>33-1-2</u> <u>34-1</u> <u>36-1-2</u> 4-1	<u>25-2</u> <u>26-2</u> <u>34-1</u> <u>35-1</u>	9-2 <u>10-2</u> <u>33-1</u> <u>36-1-2</u>	なし	22-1 <u>29-2</u> <u>30-1-2</u> <u>33-2</u> <u>35-1</u> <u>36-2</u>	なし	3-1-2 7-1-2 11-1-2 <u>12-1-2</u> 14-1-2 24-1-2 31-1 32-1 1-1 5-1-2 9-2 <u>10-2</u> 13-1-2 21-1-2 <u>22-1-2</u> 25-1-2	26-1-2 <u>29-1-2</u> <u>30-1-2</u> <u>33-1-2</u> <u>34-1-2</u> 35-1-2 <u>36-1-2</u> 2-1 6-1-2 27-1-2 4-1-2 8-1-2	33-1 3-1-2 7-1 11-1 12-1-2 14-1-2 31-1-2 5-1-2 <u>9-2</u> <u>10-2</u> 22-1-2 <u>25-1-2</u> <u>26-2</u> <u>29-1-2</u> <u>30-1-2</u> <u>33-1-2</u> <u>34-1-2</u>	<u>35-1-2</u> <u>36-1-2</u> 6-1 27-1-2 4-1 8-1 なし
静的フレーム法	<u>33-1</u> <u>34-2</u> <u>35-2</u> <u>36-1</u>	なし	24-2 32-2 29-1-2 <u>33-1</u> <u>34-2</u> <u>34-1</u> <u>35-2</u> <u>36-1</u>	<u>25-1-2</u> <u>26-2</u> 29-1 <u>33-2</u> <u>34-1</u> <u>35-1</u>	24-2 32-2 <u>33-1</u> <u>34-2</u> <u>35-2</u> <u>36-1</u>	なし	なし	なし	<u>33-1</u> <u>36-1</u>	<u>25-1</u> <u>33-2</u> <u>34-1</u>	<u>33-1</u>	なし

注 1) 表中の番号は前の番号がケース番号、後の番号が橋脚、橋台の番号を示す。(例 9-2はケース9のP2橋脚あるいはA2橋台を指す。)

注 2) 橋脚高さが変化するケースは一重のアンダーライン、橋脚高さが30m以上のケースは二重のアンダーラインで示す。ただしケース33及び36は両者に該当するので二重のアンダーラインで示す。

注 3) ○で囲んだものは最大断面力が時刻歴応答解析結果の20%以下となるケース。

表 5-3 橋脚高さが変化する連続橋の橋脚の剛性比および各計算法の適用性

ケース	EI_H [ton・m]	l_H [m]	EI_H/l_H^3	EI_L [ton・m]	l_L [m]	EI_L/l_L^3	R_k	支点反力法	単純桁法	静的フレーム法
9	54.2×10^6	22.5	4.76×10^3	37.9×10^6	11.5	24.9×10^3	5.24	×	×	○
10	54.2×10^6	22.5	4.76×10^3	37.9×10^6	11.5	24.9×10^3	5.24	×	×	○
26	288×10^6	43.0	3.6×10^3	288×10^6	33.0	8.0×10^3	2.21	×	×	○
33	563×10^6	54.0	3.6×10^3	450×10^6	14.0	164×10^3	45.9	×	×	×
36	203×10^6	34.0	5.2×10^3	203×10^6	17.0	41.3×10^3	8.00	×	×	×

注) ○印は橋台・橋脚基部の曲げモーメントが時刻歴応答解析の50%以上になる場合
 ×印は橋台・橋脚基部の曲げモーメントが時刻歴応答解析の50%未満となる場合

表 5-4 静的フレーム法により断面力が小さめに求められるケース（関北橋記録を入力した場合）

架 橋 タイプ	ケース	全体系の一次 固有周期〔秒〕	A ₁ 橋 台			A ₂ 橋 台			備 考
			固有周期〔秒〕 ¹⁾	支承せん断力比	曲げモーメント比	固有周期〔秒〕 ¹⁾	支承せん断力比	曲げモーメント比	
都 市	24	0.84	0.23	0.528	0.577	0.26	0.408	0.471	
	31	0.93	0.27	0.585	0.754	0.31	0.527	0.699	
	32	0.88	0.24	0.514	0.591	0.27	0.415	0.486	
山 岳	29	0.71	0.14	0.477	0.559	0.12	0.411	0.532	} 静的フレーム法適用範囲外 ²⁾
	33	0.62	0.062	0.036	0.071	0.062	0.778	0.879	
	34	0.72	0.068	0.769	0.695	0.088	0.335	0.371	
	35	0.84	0.065	0.633	0.633	0.075	0.426	0.426	
	36	0.58	0.057	0.133	0.384	0.068	0.926	1.113	

注 1) 支点反力法により算出した固有周期

2) 後述する橋脚高さ ($H > 30\text{m}$) もしくは、橋脚の剛比 ($R_k > 8$) の条件から、静的フレーム法の適用範囲外となるケース。

6. 連続橋の耐震計算法

6.1 耐震計算法の提案

前章までに検討した結果を踏まえて、橋軸直角方向を対象とした連続橋の耐震計算法を以下に示すように提案する。

1. 固有周期の算定方法

- (1) 連続橋の固有周期は橋全体を一つの構造系と考えて、式(6-1)により算出するものとする。

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

$$\delta = \frac{\sum w_i u_i^2}{\sum w_i u_i} \quad \dots\dots\dots (6-2)$$

ここに、

T : 連続橋全体の橋軸直角方向の固有周期(sec)

w_i : 上部構造及び下部構造の節点 i の重量(ton)

u_i : 上部構造及び下部構造の重量を橋軸直角方向に作用させたときの節点 i の変位(m)

なお、 Σ は連続橋全体に関する和を示す。

- (2) 上部構造及び下部構造の重量を橋軸直角方向に作用させたときの変位を算出するにあたって、基礎地盤の変形を考慮しなければならない。

2. 耐震計算法

- (1) 連続橋は橋全体を一つの構造系として耐震計算を行うものとする。ただし、式(6-3)あるいは式(6-4)を満たす場合には動的解析を行うものとする。

$$\frac{\delta_h}{\delta_l} \geq 8 \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

$$H_h \geq 30 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

ここに、

δ_h : 最も高い橋脚で橋脚天端に単位の荷重(1 ton)を橋軸直角方向に作用させたときの橋脚天端における変位(m)

δ_i : 最も低い橋脚で橋脚天端に単位の荷重 (1 ton) を橋軸直角方向に作用させたときの橋脚天端における変位 (m)

(2) 連続橋の耐震計算に用いる設計水平震度は式 (6 - 5) により算出するものとする。

$$k_h = \frac{S_A(T)}{980} \dots\dots\dots (6 - 5)$$

ここに,

k_h : 設計水平震度

$S_A(T)$: 連続橋の耐震計算に用いる応答加速度スペクトルの固有周期 T に対する値
(gal)

T : 式 (6 - 1) により算出した連続橋の固有周期 (sec)

6.2 耐震計算例 (その 1)

前節に示した計算法に従い、連続橋の耐震計算を行う場合の手順を計算例とともに以下に示す。ここで取り上げる連続橋は図 3 - 1 に示した橋長 90 m の 3 径間連続鋼鈑桁橋である。

1) 橋をモデル化する。

上部構造及び下部構造の剛性及び重量、地盤ばね定数を算出する。表 6 - 1 に計算例の剛性、重量及び地盤ばね定数を示す。次に図 6 - 1 に示すようにはり要素と節点からなるフレームにモデル化する。

2) 橋軸直角方向に自重を作用させる。

1) でモデル化したフレームの各節点に自重を橋軸直角方向に作用させ、静的解析により静的変位を求める。表 6 - 2 には各節点に作用させる自重及び静的解析により求めた静的変位を示す。また、設計で必要となる橋脚基部の曲げモーメント、せん断力及び支承に作用するせん断力等を求めておく。表 6 - 3 には自重を作用させたときの断面力を示す。

3) 固有周期を算出する。

2) で求めた静的変位をもとに式 (6 - 1) 及び式 (6 - 2) により固有周期を求める。表 6 - 2 には固有周期を求める計算過程及び計算結果を示す。

4) 設計に用いる断面力を求める。

固有周期に対応した設計水平震度を求め、2) で求めた断面力に乘じることにより設計に用いる断面力を求める。計算例では固有周期は 0.26 秒であるので、設計水平震度は 0.18 となる ($\nu_1 = 1.0$, $\nu_2 = 0.9$, $\nu_3 = 1.0$, $\beta = 1.0$)。表 6 - 4 は表 6 - 3 に示した断面力に設計水平震度 0.18 を乗じて求めた設計に用いる断面力を示したものである。

6.3 耐震計算例 (その 2)

6.1 に示した耐震計算法では式 (6 - 3) あるいは式 (6 - 4) を満たす連続橋に対して動的解析を行

うことになっている。ここでは図3-33に示す連続橋に対して式(6-3)を適用して、耐震計算を静的フレーム法により行うか、動的解析により行うかの判定例を示す。

1) 最も高い橋脚及び最も低い橋脚の天端に単位の荷重を作用させて天端の変位を求める。

計算例では、最も高い橋脚はP2橋脚、最も低い橋脚はP1橋脚であり、それぞれの天端に単位の荷重を作用させて天端の変位を求めると次のようになる。

$$\text{P 2 橋脚: } \delta_h = 1 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (6-5)$$

$$\text{P 1 橋脚: } \delta_l = 0.03 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

2) 式(6-3)を適用して、耐震計算法の選択を行う。

式(6-5)及び式(6-6)より、

$$\frac{\delta_h}{\delta_l} = 33 > 8 \quad \dots\dots\dots (6-7)$$

したがって、この連続橋では動的解析により耐震計算を行うことになる。

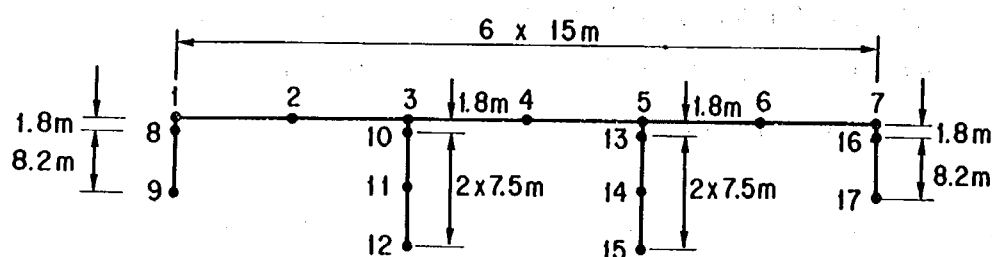


図6-1 連続橋のモデル化

表 6 - 1 剛性, 重量及び地盤ばね定数

		単位	上部構造	下 部 構 造			
				A 1	A 2	P 1	P 2
重 量	桁	t/m	11.5	—	—	—	—
	軀 体	t/m	—	41.25	41.25	18.75	18.75
	張り出し	t	—	—	—	33.75	33.75
	フーチング	t	—	289	227	360	360
剛 性	曲げ剛性	t・m ²	69×10^6	433×10^6	433×10^6	40.6×10^6	40.6×10^6
	ねじり剛性	t・m ²	0.03×10^6	14×10^6	14×10^6	5.7×10^6	5.7×10^6
地盤ばね定数	水平ばね	t/m	—	1.6×10^6	1.4×10^6	1.6×10^6	1.6×10^6
	回転ばね	t/m	—	49.5×10^6	42.5×10^6	31.7×10^6	31.7×10^6

表 6 - 2 固有周期の算定例

	節点 番号	重 量 w (ton)	静的変位 u (m)	$w \times u$ (ton・m)	$w \times u^2$ (ton・m ²)
質 量 お よ び 静 的 変 位	1	86.2	0.0016	0.14	0.0002
	2	172.5	0.0121	2.09	0.0253
	3	172.5	0.0201	3.47	0.0697
	4	172.5	0.0238	4.11	0.0977
	5	172.5	0.0212	3.66	0.0775
	6	172.5	0.0138	2.38	0.0329
	7	86.2	0.0016	0.14	0.0002
	8	169.1	0.0014	0.24	0.0003
	9	458.1	0.0005	0.23	0.0001
	10	104.1	0.0172	1.79	0.0308
	11	140.6	0.0065	0.91	0.0059
	12	430.3	0.0006	0.26	0.0002
	13	104.1	0.0182	1.89	0.0345
	14	140.6	0.0068	0.96	0.0065
	15	430.3	0.0006	0.26	0.0002
	16	169.1	0.0014	0.24	0.0003
	17	396.1	0.0006	0.24	0.0001
合 計				23.01	0.3824
式(6-2)による δ [m]				$0.3824 \div 23.01 = 0.01662$	
式(6-1)による固有周期 T [秒]				$2.01 \times \sqrt{0.01662} = 0.26$	

表 6-3 自重を作用させたときの断面力

	A 1 橋台	P 1 橋脚	P 2 橋脚	A 2 橋台
基部曲げモーメント (t・m)	3830	7286	7683	3499
基 部 せ ん 断 力 (t)	413	523	546	380
支 承 せ ん 断 力 (t)	244	278	302	211

表 6-4 設計に用いる断面力

	A 1 橋台	P 1 橋脚	P 2 橋脚	A 2 橋台
基部曲げモーメント (t・m)	689	1311	1383	630
基 部 せ ん 断 力 (t)	74	94	98	68
支 承 せ ん 断 力 (t)	44	50	54	38

7. あ と が き

連続橋の地震時応答特性を合理的に考慮できる耐震計算法として静的フレーム法を提案するとともに、その適用限界を検討した。

今後、地盤条件が変化する場合の耐震計算上の取り扱いについて検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol. 25-11，昭和58年11月。
- 2) Federal Highway Administration : Seismic Design Guidelines for Highway Bridges, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No FHWA/RD-81/081, 1981.
- 3) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録，土木研究所彙報，No 2，Vol. 33，昭和53年10月。
- 4) Clough, R. W. and Pensien. : Dynamics of Structures, Mc Graw, 1975.
- 5) Imbsen, Roy, et al : Applications of the 1973 California Earthquake Design Criteria, Office Structures Research and Development, State of California, 1974.
- 6) 川島一彦，長谷川金二，吉田武史：連続橋の耐震設計法（その1）——単一モード法の適用性の検討——，土木研究所資料第2148号，昭和59年9月。

連続橋の耐震設計法

(その2) 静的フレーム法による地盤
種別が変化しない場合の耐震計算法
(橋軸直角方向)の提案

ISSN0386-5873

土木研究所資料 第2409号

昭和61年9月(1986年)

川 島 一 彦 長谷川 金 二
小 山 達 彦 吉 田 武 史

道路橋の設計は道路橋示方書・同解説(日本道路協会)によって行われているが、同示方書のV耐震設計編の規定は主に単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。

本文では橋軸直角方向の連続橋の地震時応答特性を合理的に考慮するため、静的フレーム法と呼ぶ新しい耐震設計法を開発し、その適用性について検討した。

キーワード：連続橋，地震応答特性，静的フレーム法



