

土 木 研 究 所 資 料

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——

昭和59年 9 月

建 設 省 土 木 研 究 所
地震防災部 耐震研究室

Copyright ©1984 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 of 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1)単一モード法の適用性の検討——

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
研究員 長谷川 金 二
吉 田 武 史

要 旨

近年、騒音あるいは維持管理上の要請から、連続橋が採用される事例が多くなったが、現行の道路橋示方書耐震設計編に規定されている耐震設計法は基本的には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。本報は連続橋の合理的な耐震設計法を開発するため、単一モード法に着目し、その概要を示すとともに適用性を検討するために行った解析結果をとりまとめたものである。

キーワード：連続橋，耐震設計，時刻歴地震応答解析，単一モード法

目 次

1. まえがき	1
2. 単一モード法の概要	2
3. 解析対象橋および入力地震動	7
4. 試算結果	11
5. まとめ	43
参考文献	44
付属資料	45

1. ま え が き

近年、騒音あるいは維持管理上の要請から、連続橋が採用される事例が多くなったが、現行の道路橋示方書耐震設計編に規定されている耐震設計法は基本的には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。連続橋は上部構造が連続しているため、幅員、橋脚高さ、支間長、支間数等のパラメータにより上部構造と下部構造との剛比が変化し、これに応じて地震応答特性も変化する。

連続橋の合理的な耐震設計法を開発するための第一段階として、本報において単一モード法に着目した。単一モード法とは、基本固有振動モードを考慮して地震荷重を求める方法である。本報は、単一モード法の概要と、その適用性を検討するために行った解析結果をとりまとめたものである。

2. 単一モード法の概要

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。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。

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

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

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

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

ここで、 $\ddot{u}_{gx}, \ddot{u}_{gy}, \ddot{u}_{gz}, \ddot{u}_{\theta x}, \ddot{u}_{\theta y}, \ddot{u}_{\theta z}$ 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。

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

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。

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

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

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。

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

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

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

ここで、

q_i : i 次の振動モードに対する一般化座標

$\underline{u}_i, \dot{\underline{u}}_i, \ddot{\underline{u}}_i$: 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 $\underline{\phi}_i^T$ をかけると次のようになる。

$$\underline{\phi}_j^T \underline{M} \sum_{i=1}^n \ddot{q}_i \underline{\phi}_i + \underline{\phi}_j^T \underline{C} \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \underline{\phi}_i + \underline{\phi}_j^T \underline{K} \sum_{i=1}^n q_i \underline{\phi}_i = -\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{B} \ddot{\underline{u}}_0 \dots\dots (2-8)$$

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。

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

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。

$$m_j \ddot{q}_j + c_j \dot{q}_j + k_j q_j = -\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{B} \ddot{\underline{u}}_0 \dots\dots\dots (2-10)$$

両辺を m_j で割ると

$$\ddot{q}_j + 2h_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\underline{\beta}_j \ddot{\underline{u}}_0 \dots\dots\dots (2-11)$$

ここで、

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

ここで、

ω_j : j 次の固有円振動数

h_j : j 次の減衰定数

$\underline{\beta}_j$: 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。

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

$$\text{ここで, } \omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1 - h_j^2}$$

式(2-13)を式(2-5), 式(2-6)および(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。

$$q_j^{\max} = \underline{\beta}_j \underline{S}_D(\omega_j, h_j) \quad \cdots \cdots \cdots (2-14)$$

ここで,

$\underline{S}_D(\omega_j, h_j)$: 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。

$$u_j^{\max} = \underline{\phi}_j q_j^{\max} \quad \cdots \cdots \cdots (2-15)$$

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。

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

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。

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

2.2 単一モード法

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,

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

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。

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

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に着目する解析方向(一般に橋軸方向および橋軸直角方向)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単一モード法の骨子である。

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。

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

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。

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

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。

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

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

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

β_d を用いると式(2-24)は、次式のように変形できる。

$$T_d = \sqrt{\frac{2\pi}{\beta_d G}} \dots\dots\dots (2-27)$$

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 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。

$$F_{max} = \beta_d S_D(T_d, h_d) F_d \dots\dots\dots (2-28)$$

以上に述べた単一モード法の手順をまとめて示すと表2-1のようになる。

表2-1 単一モード法の手順

手 順	内 容
1	橋をばね一質点系モデルでモデル化する。
2	計算したい方向(橋軸方向もしくは橋軸直角方向)に自重を静的に作用させて、変位 u_i および断面力 F_d を求める。
3	$\beta_d = \frac{\sum_i m_i u_i}{\sum_i m_i u_i^2}$ を求める。
4	周期 T_d を求める。 $T_d = \frac{2\pi}{\sqrt{G \beta_d}}$
5	最大断面力 F_{max} を求める。 $F_{max} = \beta_d S_D(T_d, h_d) F_d$ ここで、 S_D は固有周期 T_d [秒], 減衰定数 h_d の変位応答スペクトルである。

注) i はモデルの節点, $\sum_i$ はモデル全体の和を表わす。

3. 解析対象橋および解析手法

前章の手法の適用性を簡単な試算により検討した。解析の対象としたのは図 3—1 および表 3—1 に示すような、橋長 132 m (44 m × 3) の 3 径間連続橋であり、橋軸直角方向の場合につき、検討を加えた。また、図 3—1 を基本として、表 3—2 に示すように橋脚の曲げ剛性 ($E I_X$) を変化させた S シリーズ、地盤ばね (k_S , k_R) を変化させた F シリーズ、および橋脚高さ (H) を変化させた H シリーズも検討対象とした。

解析には、1978 年 6 月 12 日宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で観測された記録 (橋軸直角方向、地表面) を入力地震動として用いた。この記録の加速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルをそれぞれ図 3—2、図 3—3 に示す。

解析では連続橋を 2 次元平面内の骨組構造物としてモデル化した。支承部においては、上下軸まわりの回転 (θ_y) および橋軸方向のねじり (θ_z) を自由とした。

解析は以下の 3 種類の方法で行い、橋脚に生じる最大曲げモーメントおよび最大せん断力に着目して整理することとした。なお、減衰定数は、いずれの方法でも 0.05 とした。

- 1) 時刻歴地震応答解析
- 2) 現行の震度法
- 3) 前章に示した単一モード法

ただし、震度法の計算においては、現行の示方書では、死荷重反力に設計水平震度を乗じて地震力を求めるように規定されているが、ここでは第 1 段階の計算ということを考慮して、当該下部構造が支持している上部構造部分 (桁中央で分割) の重量に設計水平震度を乗じた値を地震力として用いることとした。また、震度法における計算では時刻歴地震応答解析および単一モード法による計算と入力地震動を合わせるために、設計水平震度 k_h は次式で与えた。

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

ここで、

k_h : 設計水平震度

$S_A (T, h)$: 固有周期 T [秒], 減衰定数 h に相当する加速度応答スペクトル [gal]

(図 3—2 参照)

T : 固有周期 (道路橋示方書耐震設計編 4.4.2 固有周期の算定法により求めた)

h : 減衰定数 ($h = 0.05$ とした)

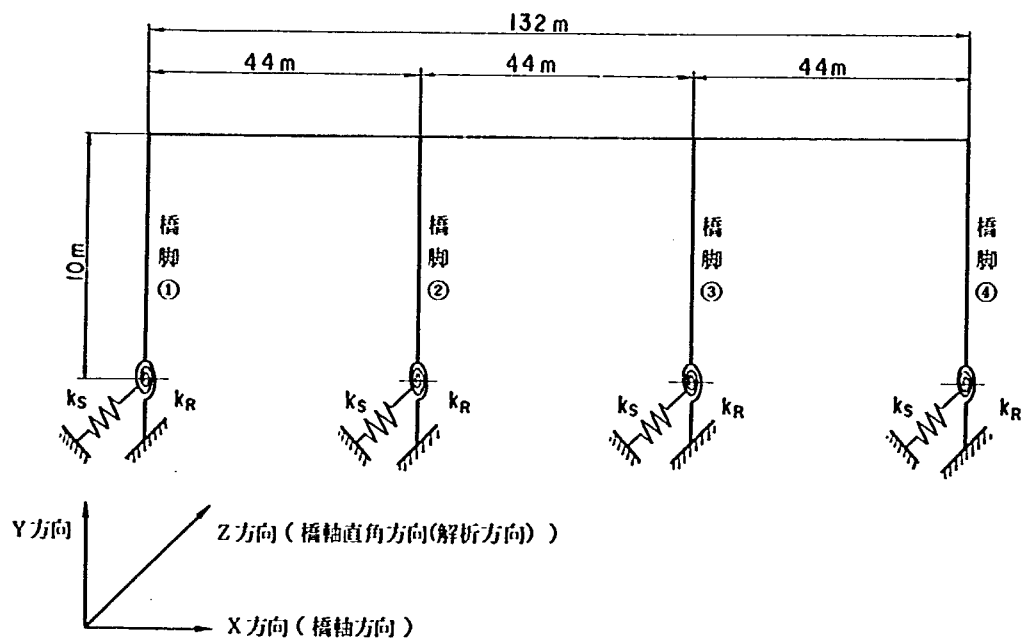


図 3 - 1 解析対象橋（橋脚高さ $H = 10$ m の場合）

表 3-1 上下部構造の断面諸元および地盤ばね定数の基準値

上部構造		曲げ剛性 (EI_Y)	$6.71 \times 10^7 (t \cdot m^2)$
		単位長さ当り重量 (W_U)	$10.3 (t/m)$
下部構造	橋	曲げ剛性 (EI_X)	$2.94 \times 10^6 (t \cdot m^2)$
		単位長さ当り重量 (W_S)	$9.5 (t/m)$
	地盤ばね	並進ばね (k_S)	$8.80 \times 10^3 (t)$
		回転ばね (k_R)	$8.80 \times 10^5 (t \cdot m)$

表3-2 解析対象ケース

(a) 橋脚の剛性を変化させたケース

ケース	橋脚の剛性 (EI:基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
S-0	EI	EI	EI	EI
S-1	4EI	EI	EI	4EI
S-2	EI	4EI	4EI	EI
S-3	4EI	EI	EI	EI
S-4	EI	4EI	EI	EI

(b) 地盤のばね定数を変化させたケース

ケース	地盤のばね定数 (k:基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
F-1	4k	4k	4k	4k
F-2	$k/4$	$k/4$	$k/4$	$k/4$
F-3	4k	k	k	4k
F-4	k	4k	4k	k
F-5	$k/4$	k	k	$k/4$
F-6	k	$k/4$	$k/4$	k
F-7	4k	k	k	k
F-8	$k/4$	k	k	k
F-9	k	4k	k	k
F-10	k	$k/4$	k	k

(c) 橋脚の高さを変化させたケース

ケース	橋脚の高さ (H:基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
H-1	2H	H	H	H
H-2	H	2H	H	H
H-3	2H	3H	H	H
H-4	H	2H	2H	H
H-5	H	2H	3H	H

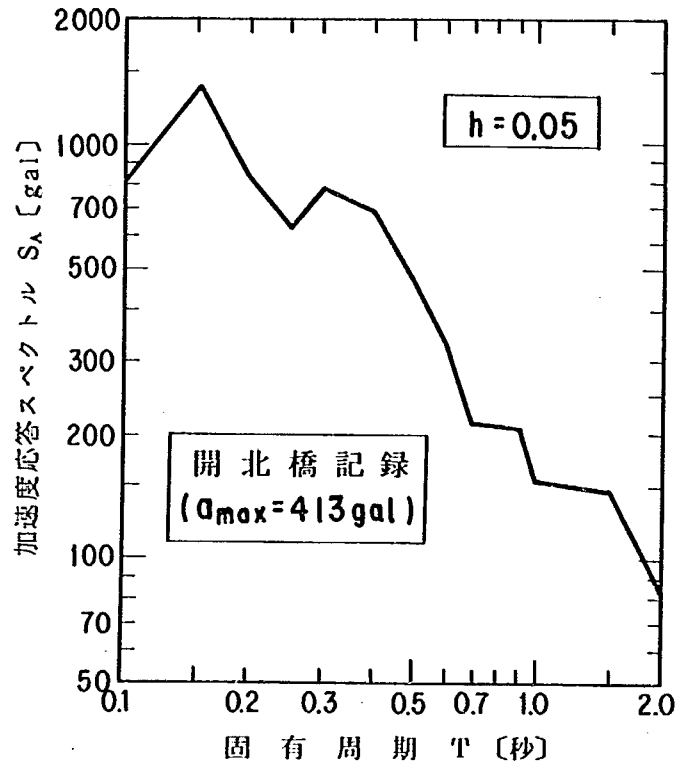


図 3-2 入力地震動の加速度応答スペクトル

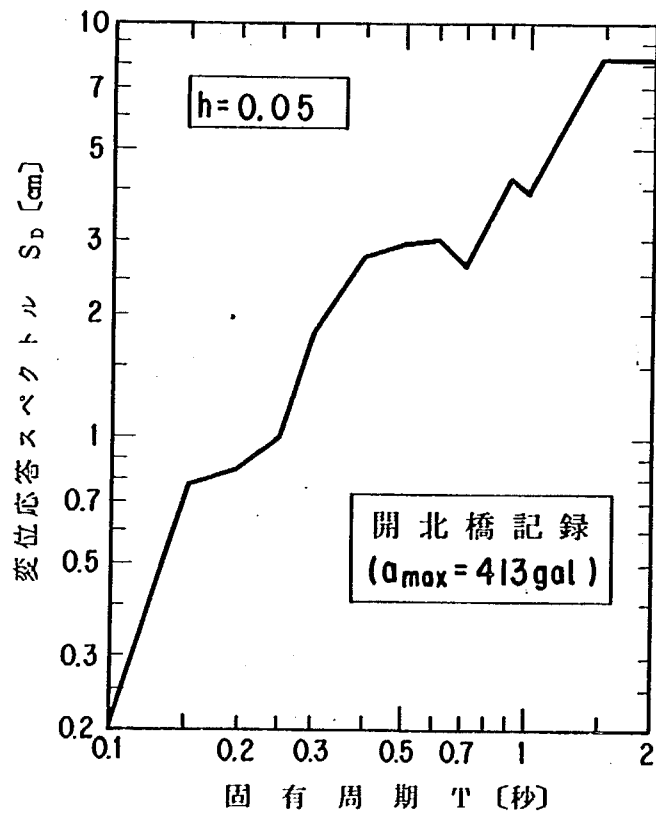


図 3-3 入力地震動の変位応答スペクトル

4. 試算結果

図4-1～図4-20は自重による静的変位と一次振動モードを比較したものである。これによれば、ケースF-5を除けば、自重による静的変位は1次振動モードを比較的良く近似しているといえる。ケースF-5の場合には、自重による静的変位は、1次振動モードではなく2次振動モードを近似している。ただし、このケースでは、1次の刺激係数は0であり、2次振動モードが他の振動モードに比較して卓越する。

次に、表4-1および図4-21は単一モード法により式(2-27)で求めた固有周期および現行示方書の固有周期算定法(道路橋示方書耐震設計編4.4.2固有周期の算定法参照)で求めた固有周期を動的解析による一次固有周期と比較したものである。これによれば、いずれの条件下でも単一モード法による固有周期は動的解析による一次固有周期とよく一致しているが、現行示方書の固有周期算定法による値は動的解析による一次固有周期のまわりで多少ばらついている。ただし、橋脚高さや下部構造の剛性が、橋脚ごとに大きく変化する場合には、当該橋脚の応答に最も寄与するモードとは限らない。こうした点からすると、現行示方書の固有周期が、動的解析によって求めた一次固有周期と一致しないとしても、特に問題とはならない。

表4-2および図4-22は、時刻歴地震応答解析から求められた各橋脚天端における最大応答加速度と現行の震度法により地震荷重を求めるときに用いた加速度応答スペクトル値とを比較したものである。

図4-23～図4-42は各橋脚に生ずる最大曲げモーメントおよび最大せん断力の分布を時刻歴地震応答解析、現行の震度法および単一モード法の3者について比較したものである。また、これより、各橋脚基部における時刻歴地震応答解析による最大曲げモーメントおよび最大せん断力に対する震度法および単一モード法による最大曲げモーメントおよび最大せん断力の比を表4-3、4-4および図4-43、図4-44に示す。

表4-1 固有周期の比較

ケース	1 次の固有 周期 (秒)	単一モード法に よる周期 (秒)	現行設計による周期 (秒)			
			橋脚 ①	橋脚 ②	橋脚 ③	橋脚 ④
S - 0	0.78	0.77	0.61	0.83	0.83	0.61
S - 1	0.76	0.76	0.54	0.83	0.83	0.54
S - 2	0.70	0.70	0.61	0.72	0.72	0.61
S - 3	0.77	0.77	0.54	0.83	0.83	0.61
S - 4	0.74	0.73	0.61	0.72	0.83	0.61
F - 1	0.56	0.55	0.43	0.58	0.58	0.43
F - 2	1.31	1.31	1.07	1.45	1.45	1.07
F - 3	0.75	0.74	0.43	0.83	0.83	0.43
F - 4	0.59	0.59	0.61	0.58	0.58	0.61
F - 5	0.90(*)	0.90	1.07	0.83	0.83	1.07
F - 6	1.14	1.13	0.61	1.45	1.45	0.61
F - 7	0.77	0.76	0.43	0.83	0.83	0.61
F - 8	0.92	0.86	1.07	0.83	0.83	0.61
F - 9	0.69	0.68	0.61	0.58	0.83	0.61
F - 10	0.93	0.92	0.61	1.45	0.83	0.61
H - 1	1.01	0.93	1.33	0.83	0.83	0.61
H - 2	0.97	0.96	0.61	1.77	0.83	0.61
H - 3	1.46	1.41	1.33	3.05	0.83	0.61
H - 4	1.26	1.25	0.61	1.77	1.77	0.61
H - 5	1.39	1.38	0.61	1.77	3.05	0.61

(*) : F - 5 は 2 次の固有周期

表4-2 応答加速度の比較

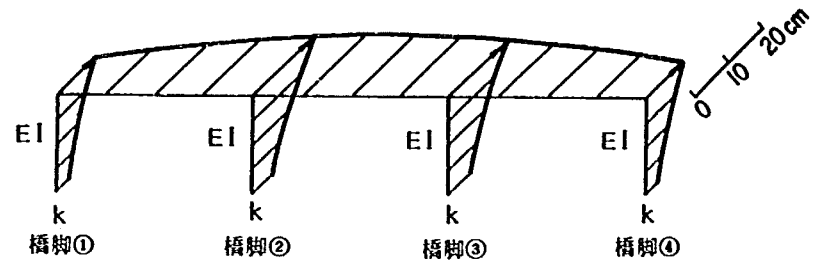
ケース	橋脚天端における応答加速度											
	橋脚①			橋脚②			橋脚③			橋脚④		
	時刻歴 応答(gal)	現行設 計法(gal)	(現行) (時刻歴)	時刻歴 応答(gal)	現行設 計法(gal)	(現行) (時刻歴)	時刻歴 応答(gal)	現行設 計法(gal)	(現行) (時刻歴)	時刻歴 応答(gal)	現行設 計法(gal)	(現行) (時刻歴)
S-0	367	318	0.87	263	210	0.80	263	210	0.80	367	318	0.87
S-1	489	419	0.86	279	210	0.75	279	210	0.75	489	419	0.86
S-2	339	318	0.94	268	212	0.79	268	212	0.79	339	318	0.94
S-3	433	419	0.97	260	210	0.81	293	210	0.72	451	318	0.71
S-4	371	318	0.86	268	212	0.79	282	210	0.74	361	318	0.88
F-1	631	631	1.00	479	361	0.75	479	361	0.75	631	631	1.00
F-2	152	154	1.01	196	148	0.76	196	148	0.76	152	154	1.01
F-3	688	631	0.92	290	210	0.72	290	210	0.72	688	631	0.92
F-4	427	318	0.74	369	361	0.98	369	361	0.98	427	318	0.74
F-5	270	154	0.57	204	210	1.03	204	210	1.03	270	154	0.57
F-6	454	318	0.70	197	148	0.75	197	148	0.75	454	318	0.70
F-7	540	631	1.17	271	210	0.77	383	210	0.55	528	318	0.60
F-8	358	154	0.43	212	210	0.99	215	210	0.98	300	318	1.06
F-9	469	318	0.68	277	361	1.30	271	210	0.77	311	318	1.02
F-10	491	318	0.65	292	148	0.51	248	210	0.85	412	318	0.77
H-1	430	150	0.35	262	210	0.80	257	210	0.82	357	318	0.89
H-2	565	318	0.56	308	113	0.37	254	210	0.83	404	318	0.79
H-3	458	150	0.33	247	50	0.20	196	210	1.07	402	318	0.79
H-4	448	318	0.71	219	113	0.52	219	113	0.52	448	318	0.71
H-5	454	318	0.70	270	113	0.42	321	50	0.16	403	318	0.79

表4-3 橋脚基部における最大曲げモーメントの比較

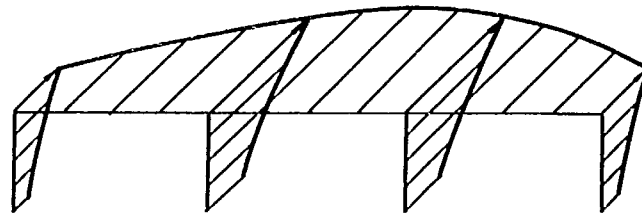
ケース	時刻歴応答に対する比							
	橋脚①		橋脚②		橋脚③		橋脚④	
	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法
S-0	0.94	1.33	0.92	0.94	0.92	0.94	0.94	1.33
S-1	0.80	1.43	0.89	0.95	0.89	0.95	0.80	1.43
S-2	0.88	1.38	0.97	0.96	0.97	0.96	0.88	1.38
S-3	0.86	1.56	0.91	0.97	0.90	0.92	0.91	1.27
S-4	0.84	1.33	0.94	0.86	0.94	1.05	0.91	1.28
F-1	0.97	1.62	0.96	0.89	0.96	0.89	0.97	1.62
F-2	1.01	0.84	0.95	1.05	0.95	1.05	1.01	0.84
F-3	0.62	1.57	0.94	0.86	0.94	0.86	0.62	1.57
F-4	0.97	1.05	1.00	0.98	1.00	0.98	0.97	1.05
F-5	0.93	0.95	1.01	0.91	1.01	0.91	0.93	0.95
F-6	0.69	0.90	1.01	1.42	1.01	1.42	0.69	0.90
F-7	0.60	1.56	0.91	1.02	0.91	0.93	0.84	1.16
F-8	0.87	0.80	1.04	0.89	1.09	1.18	0.80	1.28
F-9	0.61	1.06	0.88	1.09	1.05	1.21	0.96	1.21
F-10	0.69	0.77	0.90	1.47	0.93	0.81	0.85	1.40
H-1	1.01	1.12	1.41	1.19	1.08	1.30	0.63	1.17
H-2	0.64	0.73	0.94	1.16	0.98	0.89	0.73	1.37
H-3	0.77	0.52	0.86	0.99	1.00	0.79	0.29	1.07
H-4	0.80	0.90	1.02	1.27	1.02	1.27	0.80	0.90
H-5	0.88	0.96	0.95	1.02	0.80	0.91	0.91	0.85

表4-4 橋脚基部における最大せん断力の比較

ケース	時刻歴応答に対する比							
	橋脚①		橋脚②		橋脚③		橋脚④	
	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法	単一 モード法	現行 設計法
S-0	1.01	1.45	0.96	0.98	0.96	0.98	1.01	1.45
S-1	0.81	1.47	0.94	0.99	0.94	0.99	0.81	1.47
S-2	0.95	1.47	1.01	1.00	1.01	1.00	0.95	1.47
S-3	0.88	1.61	0.96	1.02	0.95	0.96	0.97	1.37
S-4	0.90	1.42	0.98	0.90	0.99	1.09	0.99	1.40
F-1	1.06	1.77	1.07	0.99	1.07	0.99	1.06	1.77
F-2	1.09	0.93	0.99	1.09	0.99	1.09	1.01	0.93
F-3	0.65	1.67	0.95	1.04	0.95	1.04	0.65	1.67
F-4	1.08	1.15	1.05	1.04	1.05	1.04	1.08	1.15
F-5	1.02	0.99	1.06	0.96	1.06	0.96	1.02	0.99
F-6	0.70	0.96	1.07	1.44	1.07	1.44	0.70	0.96
F-7	0.64	1.71	0.96	1.06	0.96	0.98	0.90	1.25
F-8	0.94	0.84	1.09	0.95	1.15	1.24	0.87	1.38
F-9	0.68	1.12	0.92	1.17	1.11	1.26	1.02	1.31
F-10	0.71	0.83	0.95	1.43	0.96	0.85	0.89	1.46
H-1	0.86	0.88	1.45	1.25	1.12	1.34	0.69	1.26
H-2	0.65	0.78	0.69	0.97	1.01	0.94	0.76	1.42
H-3	0.85	0.62	0.50	0.36	1.03	0.84	0.33	1.14
H-4	0.80	0.97	0.81	0.91	0.81	0.91	0.80	0.97
H-5	0.86	1.02	1.00	1.01	0.47	0.33	0.91	0.93

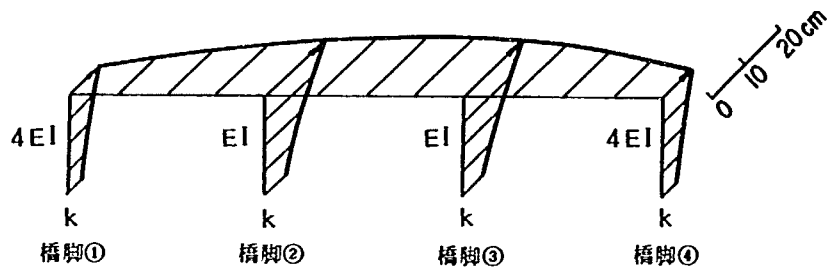


(a) 自重による変形

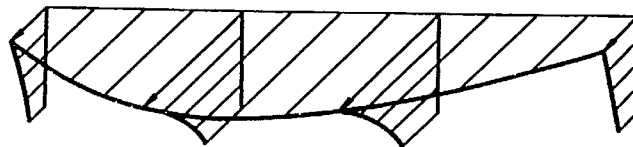


(b) 1次振動モード

図4-1 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースS-0)

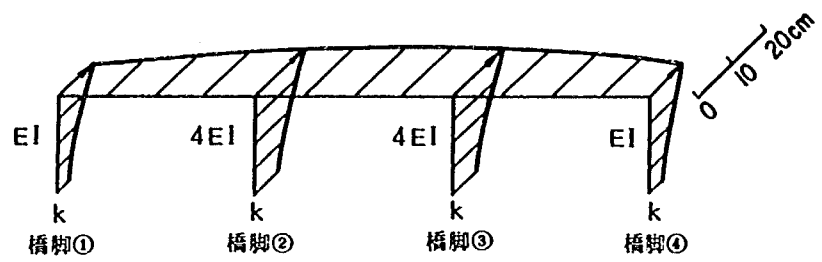


(a) 自重による変形

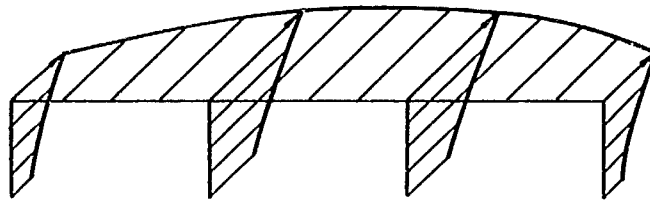


(b) 1次振動モード

図4-2 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースS-1)

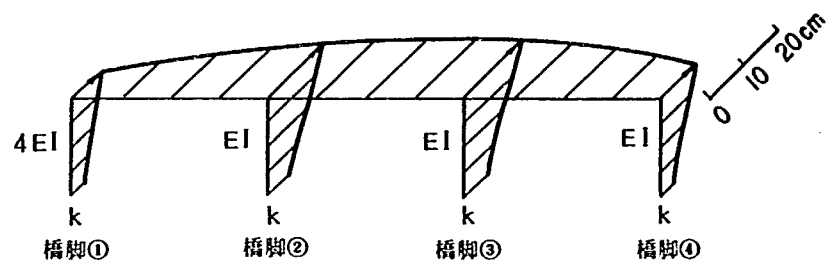


(a) 自重による変形

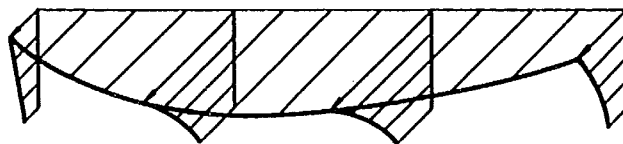


(b) 1次振動モード

図4-3 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースS-2)

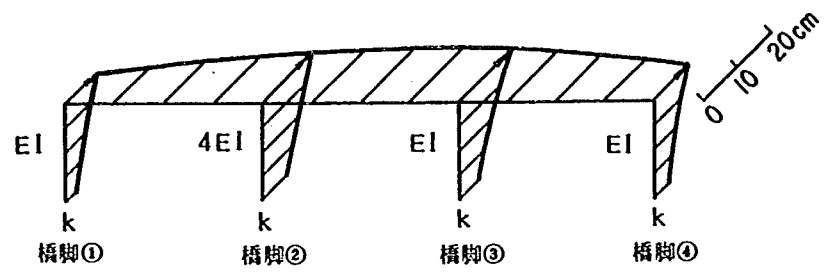


(a) 自重による変形

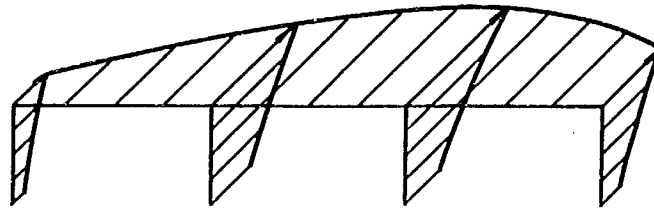


(b) 1次振動モード

図4-4 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースS-3)

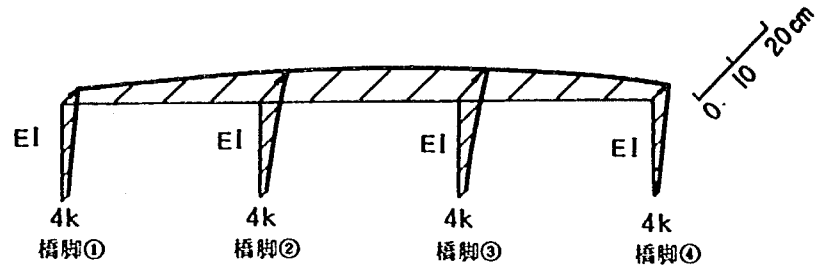


(a) 自重による変形

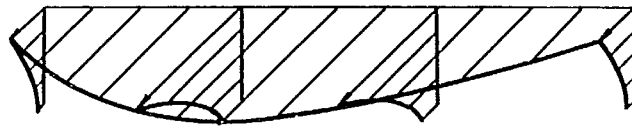


(b) 1 次 振 動 モ ー ド

図 4 - 5 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース F - 4)

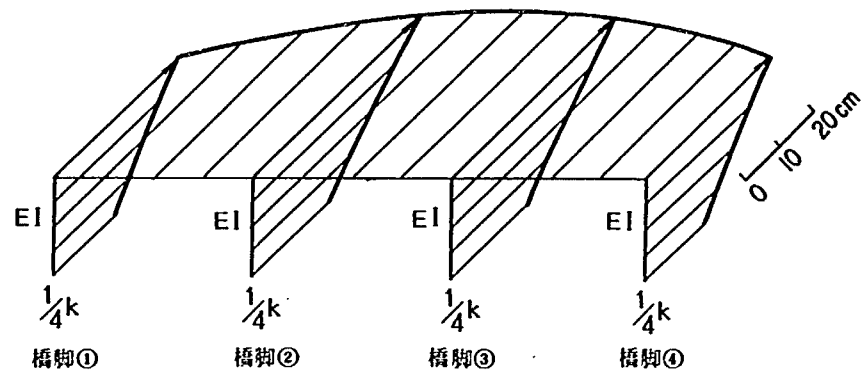


(a) 自重による変形

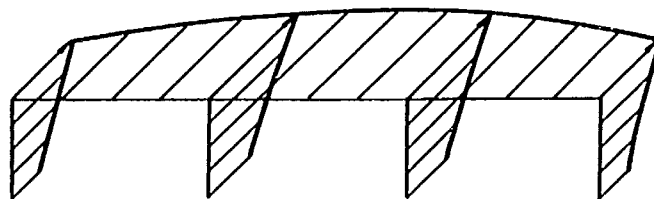


(b) 1次振動モード

図4-6 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-1)

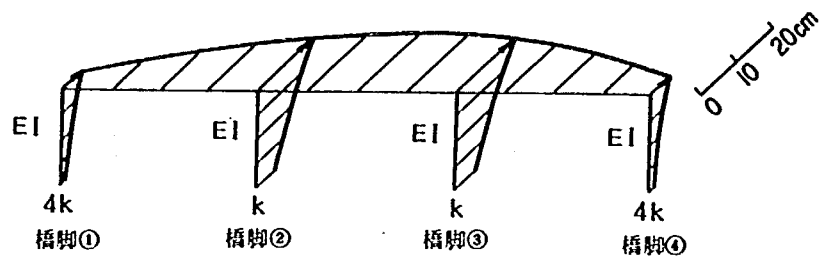


(a) 自重による変形

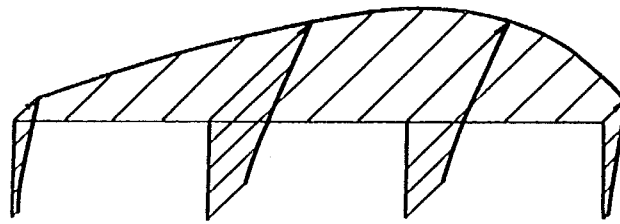


(b) 1次振動モード

図4-7 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-2)

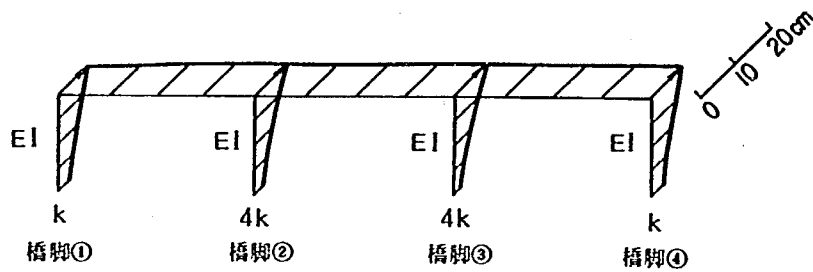


(a) 自重による変形

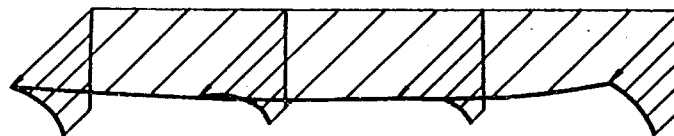


(b) 1次振動モード

図4-8 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-3)

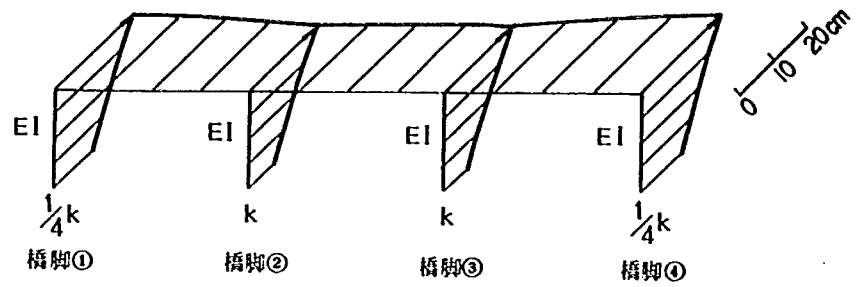


(a) 自重による変形

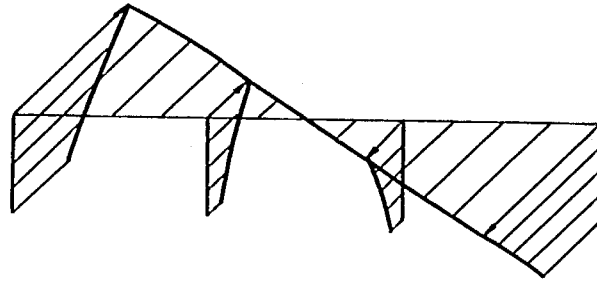


(b) 1次振動モード

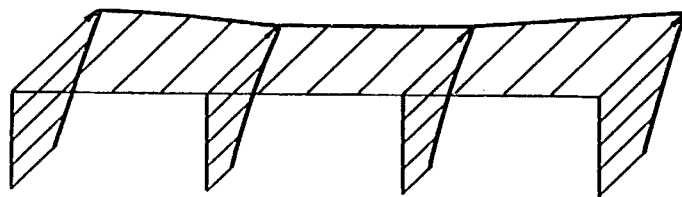
図4-9 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-4)



(a) 自重による変形

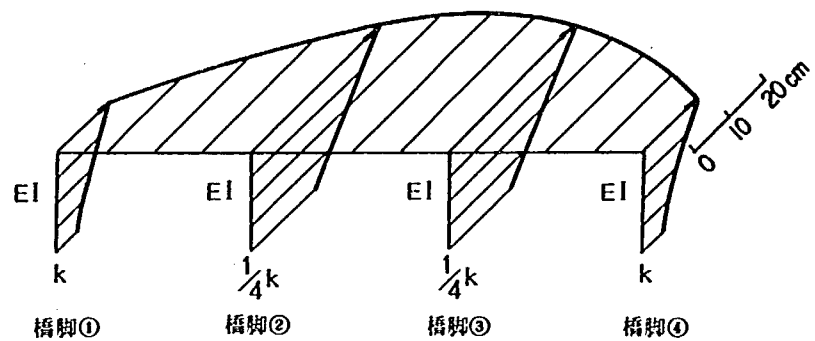


(b) 1 次振動モード

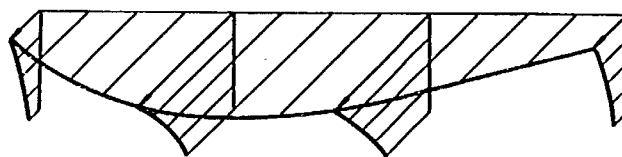


(c) 2 次振動モード

図 4-10 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース F-5)

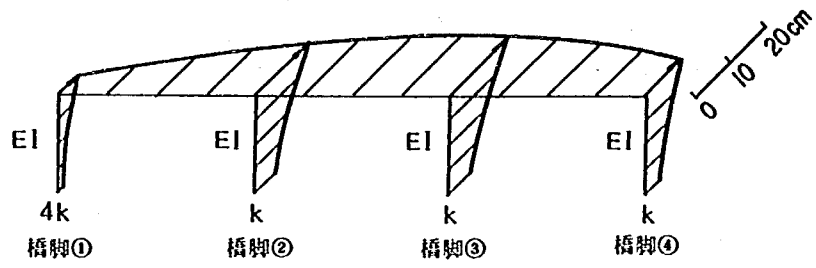


(a) 自重による変形

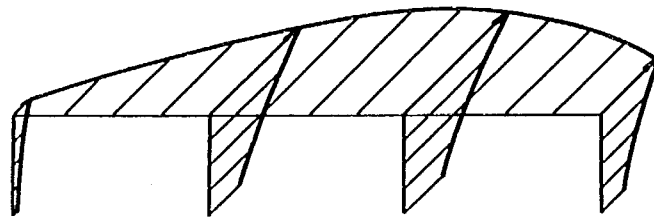


(b) 1 次振動モード

図 4-11 自重による変形と 1 次振動モードの比較 (ケース F-6)

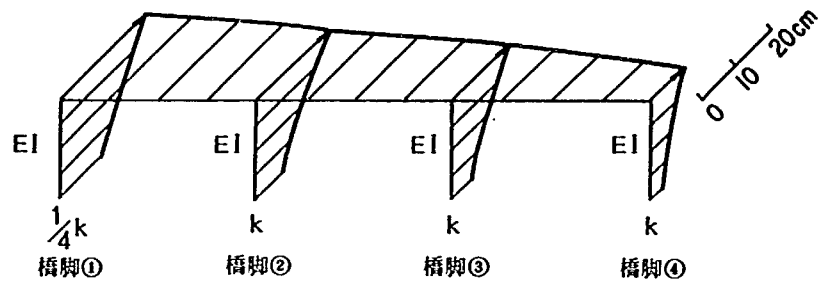


(a) 自重による変形

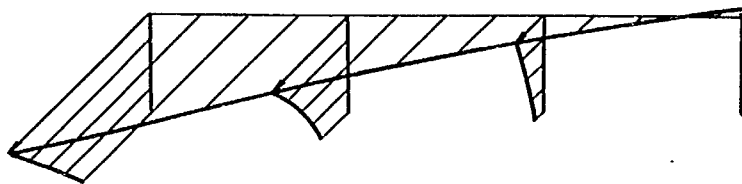


(b) 1次振動モード

図4-12 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-7)

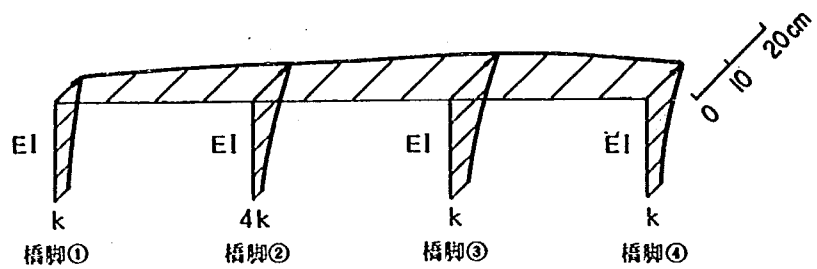


(a) 自重による変形

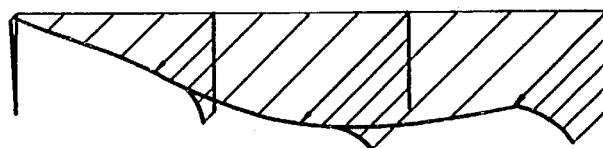


(b) 1次振動モード

図4-13 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-8)

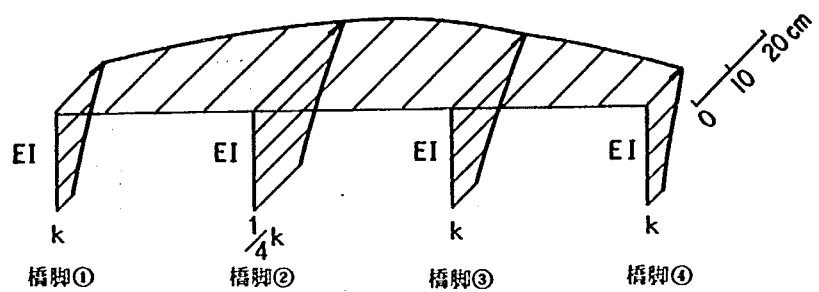


(a) 自重による変形

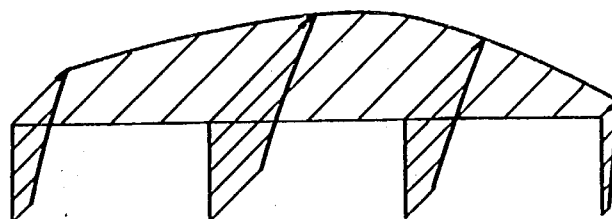


(b) 1次振動モード

図4-14 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースF-9)



(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F-10)

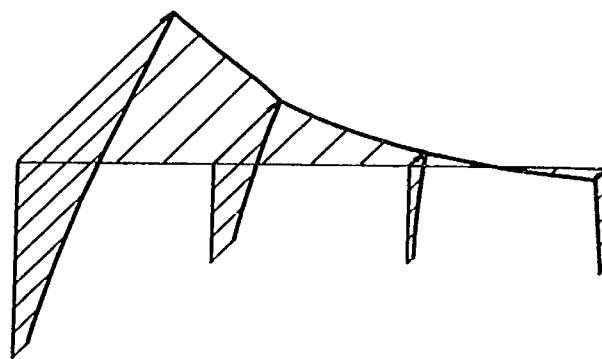
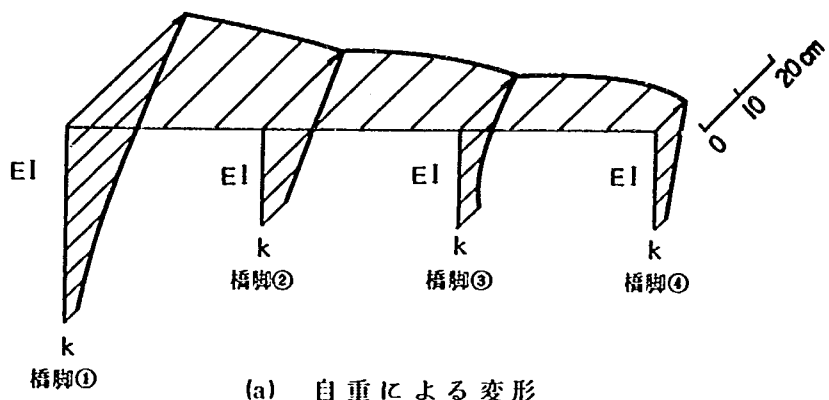


図4-16 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースH-1)

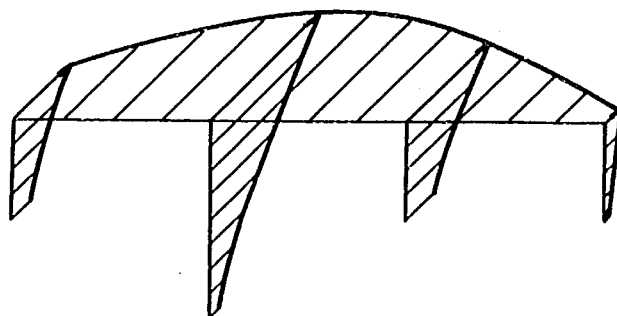
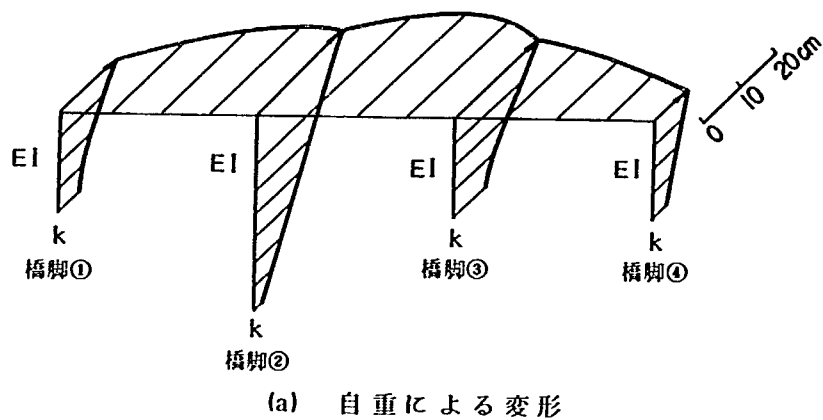
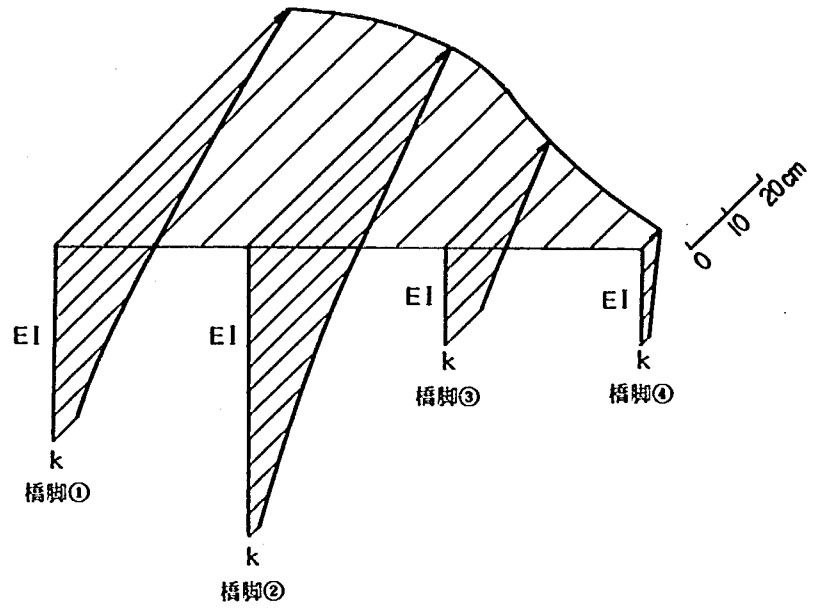
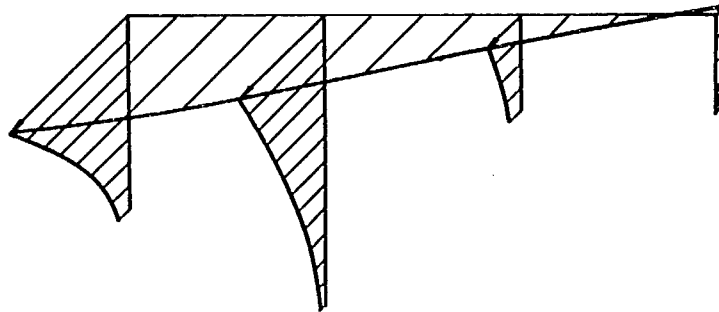


図4-17 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースH-2)

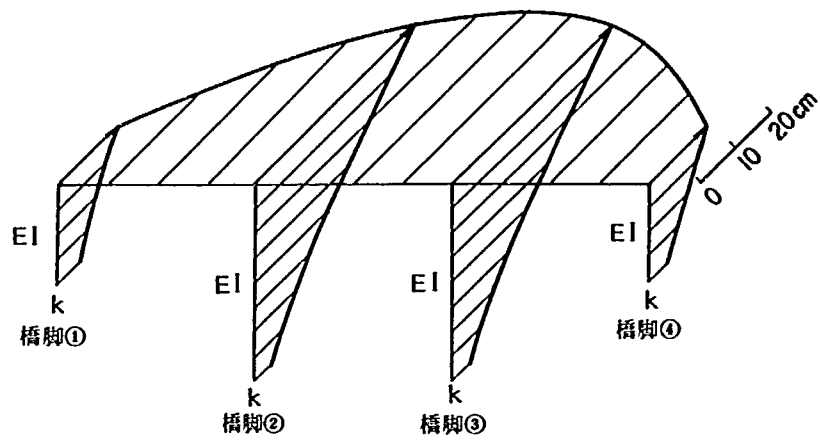


(a) 自重による変形

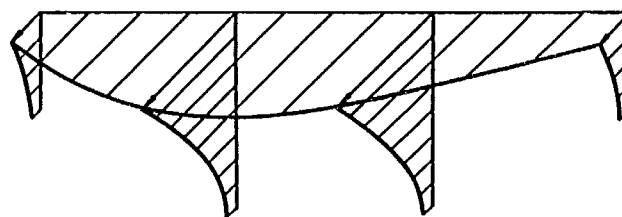


(b) 1次振動モード

図4-18 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースH-3)

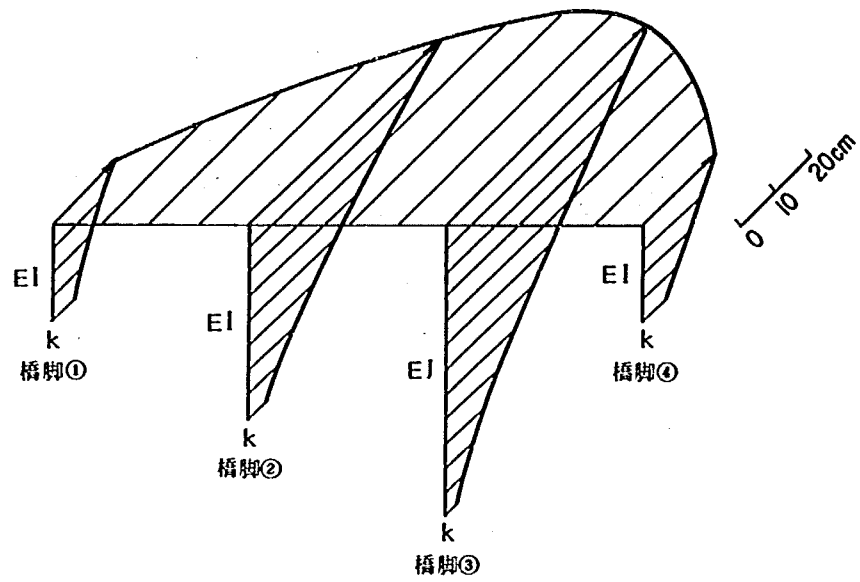


(a) 自重による変形

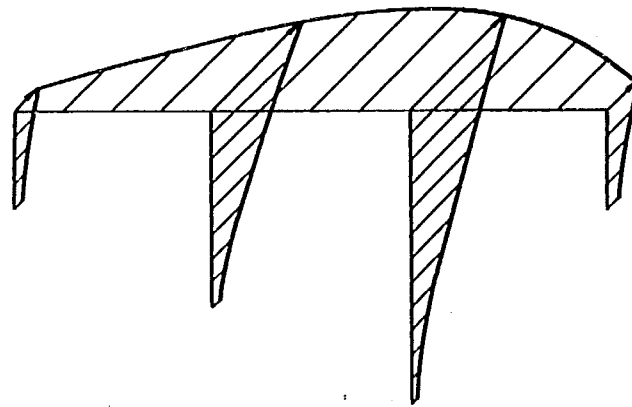


(b) 1次振動モード

図4-19 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースH-4)

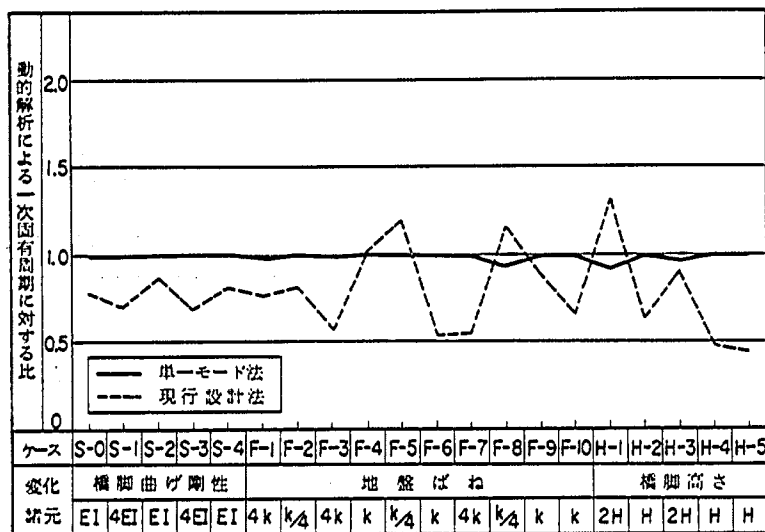


(a) 自重による変形

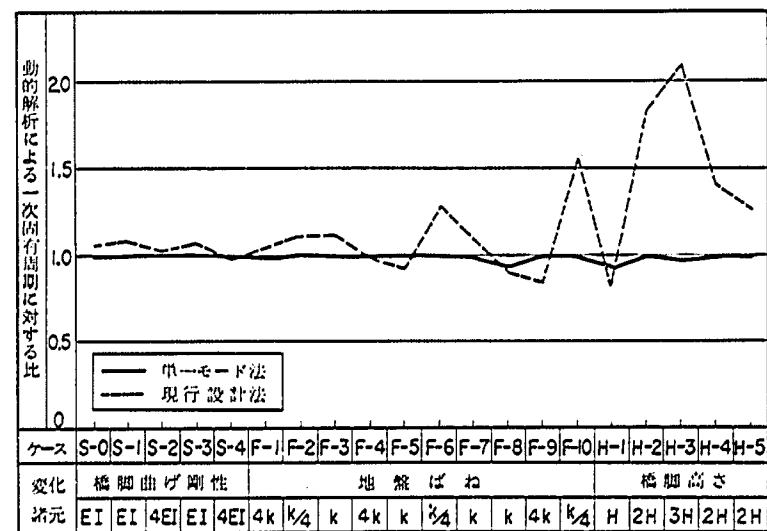


(b) 1次振動モード

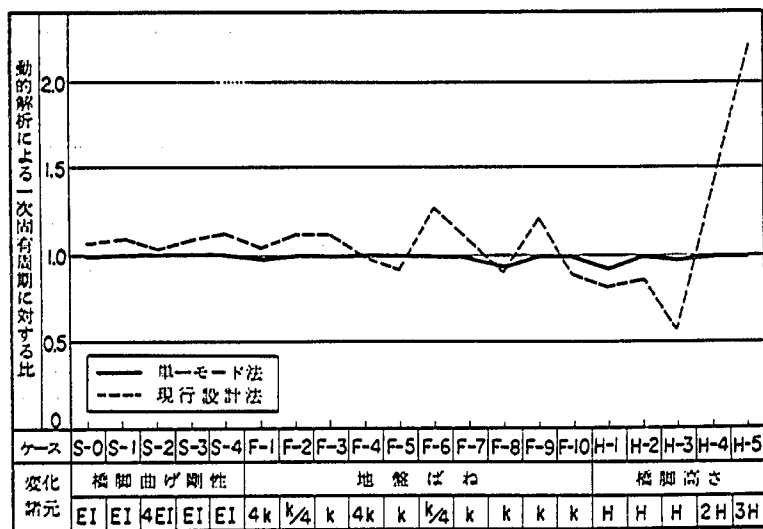
図4-20 自重による変形と1次振動モードの比較(ケースH-5)



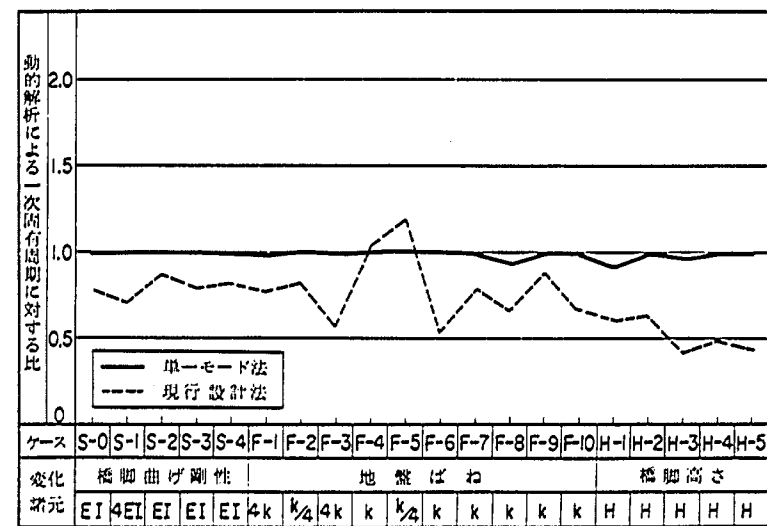
(a) 橋脚 ①



(b) 橋脚 ②

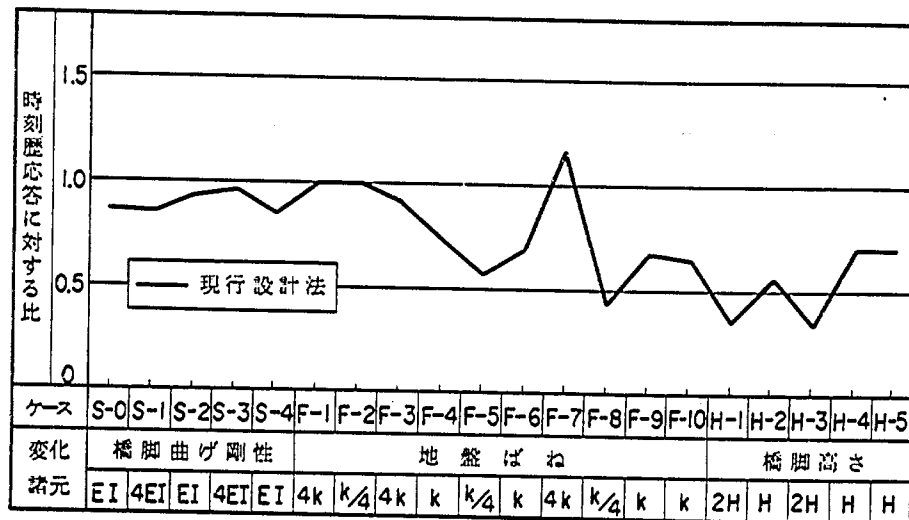


(c) 橋脚 ③

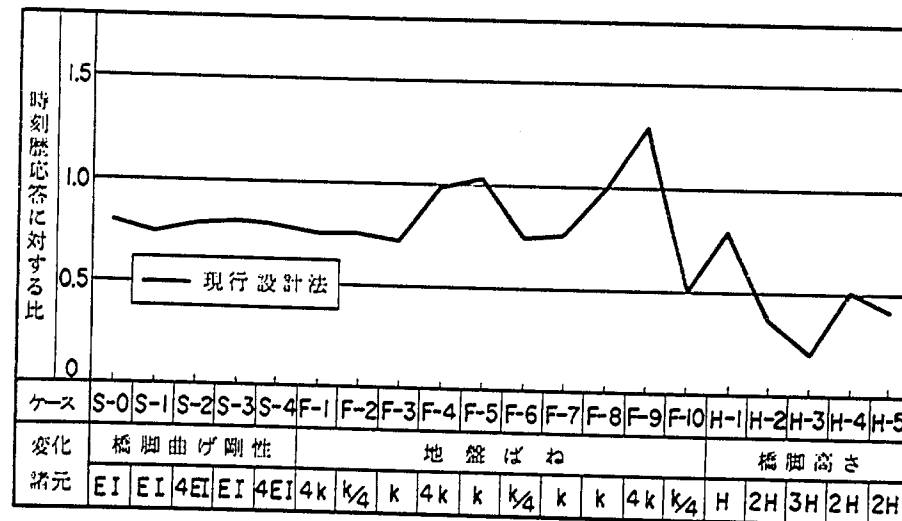


(d) 橋脚 ④

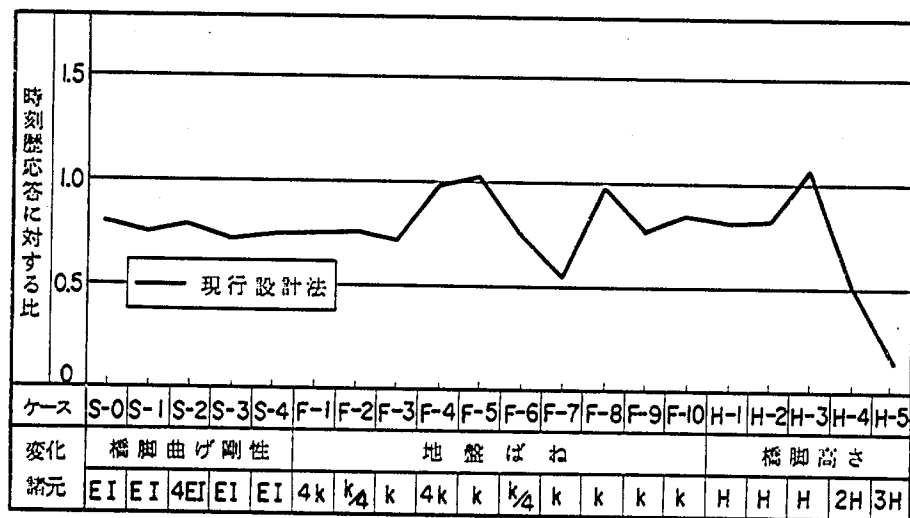
図4-21 固有周期の比較



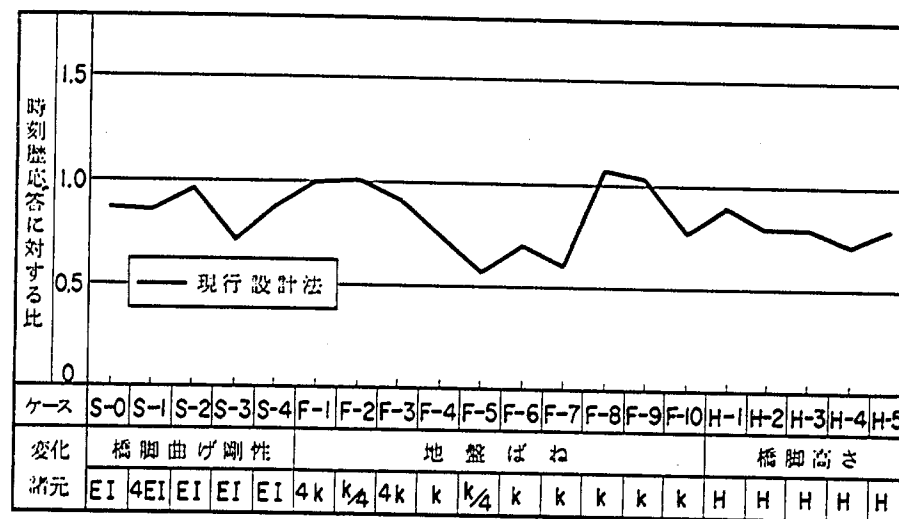
(a) 橋脚 ①



(b) 橋脚 ②



(c) 橋脚 ③



(d) 橋脚 ④

図 4-22 橋脚天端における応答加速度の比較

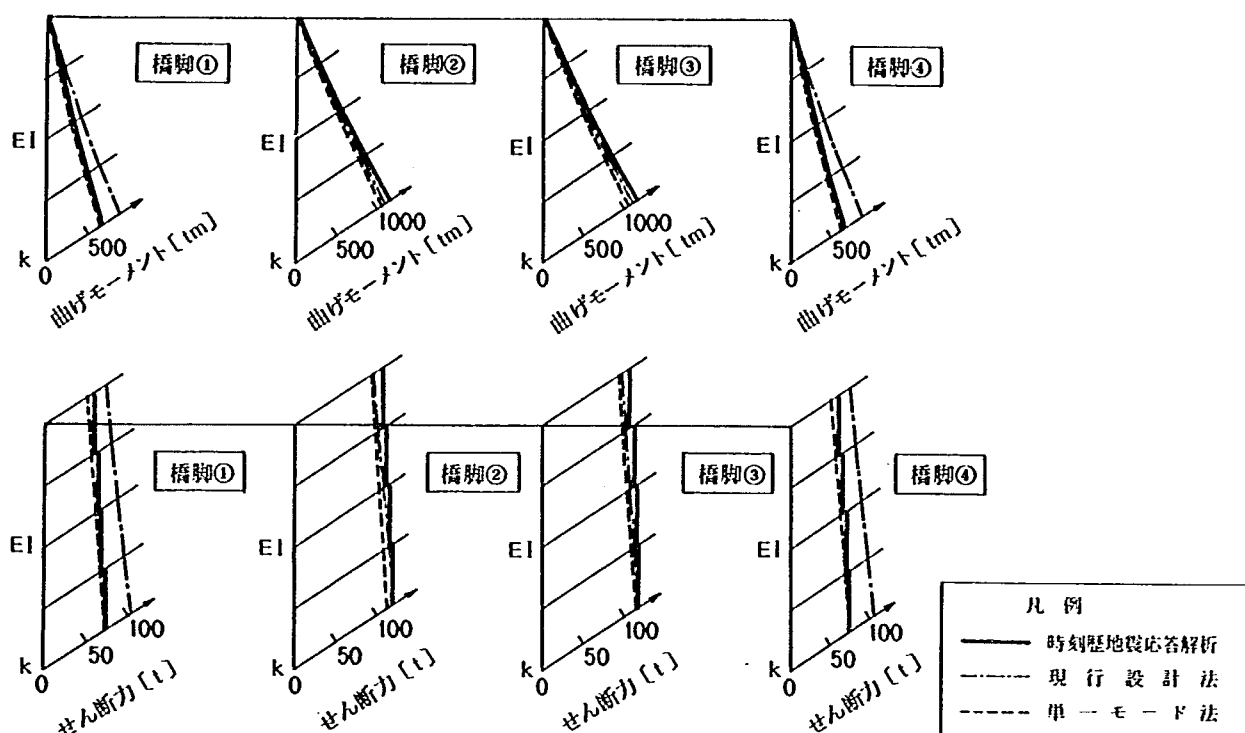


図 4-23 ケース S-O における最大断面力の比較

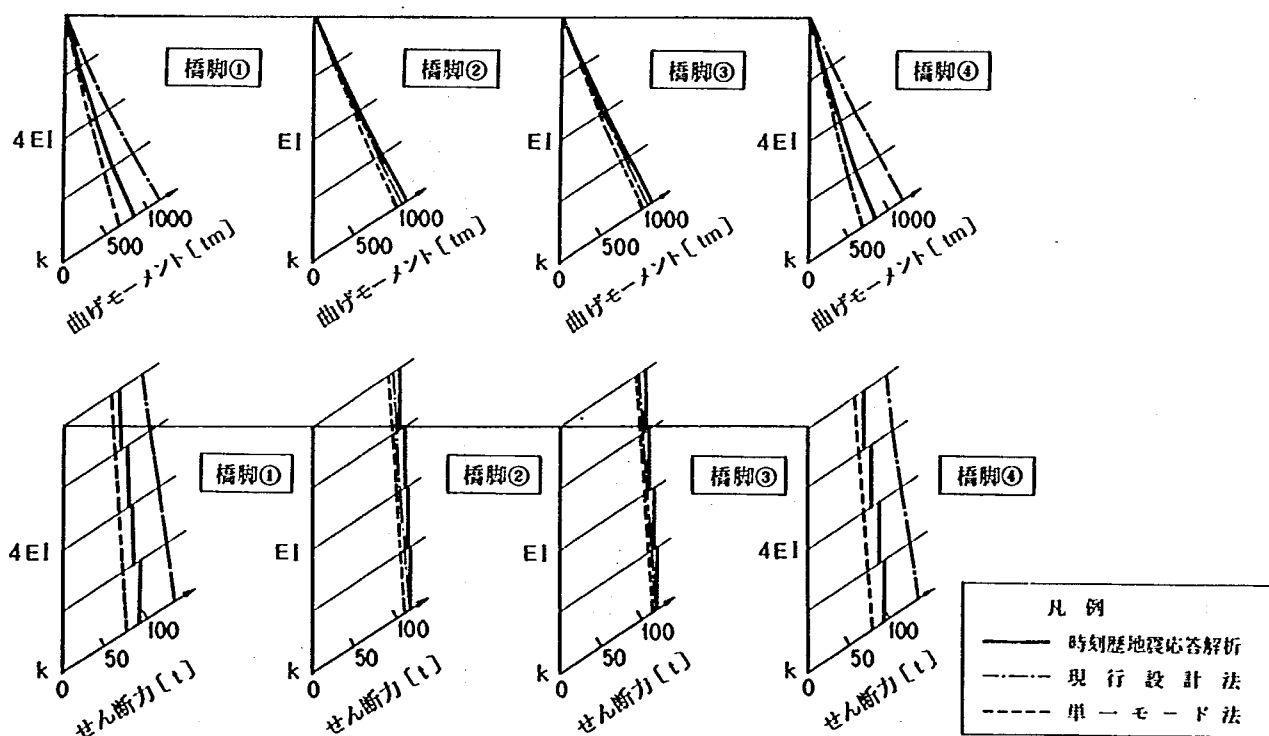


図 4-24 ケース S-1 における最大断面力の比較

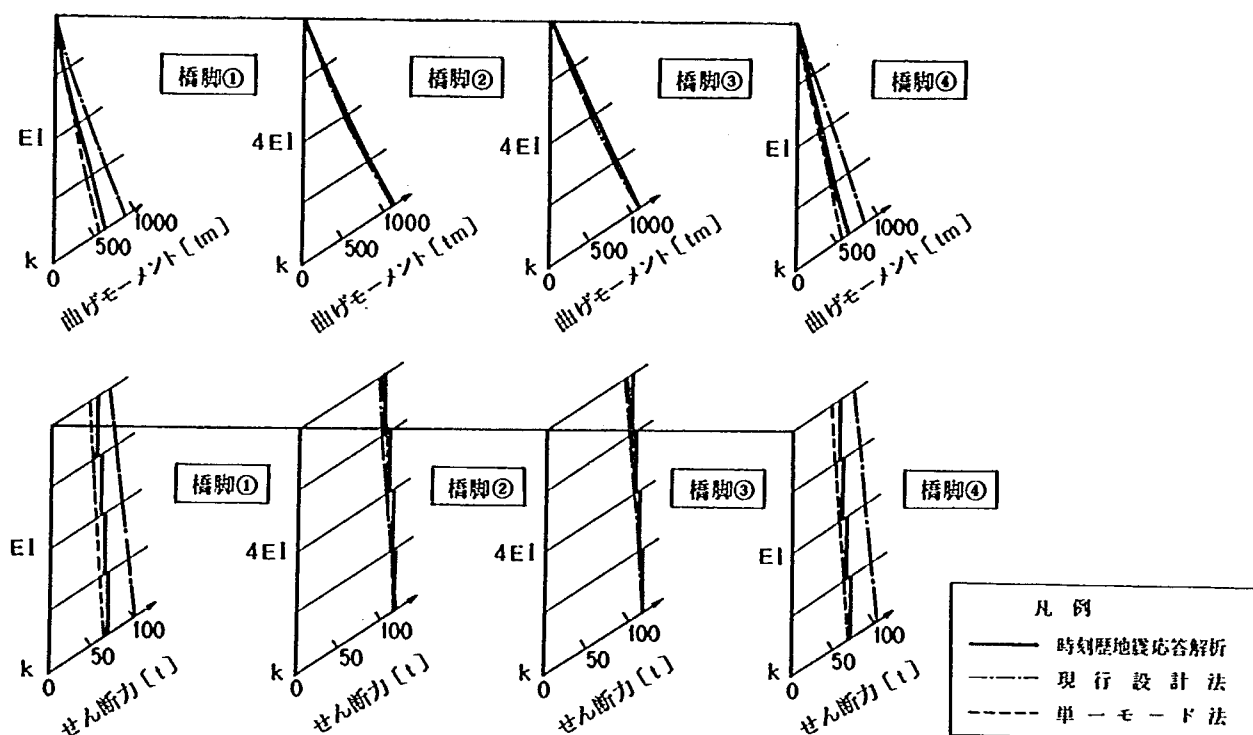


図 4-25 ケース S-2 における最大断面力の比較

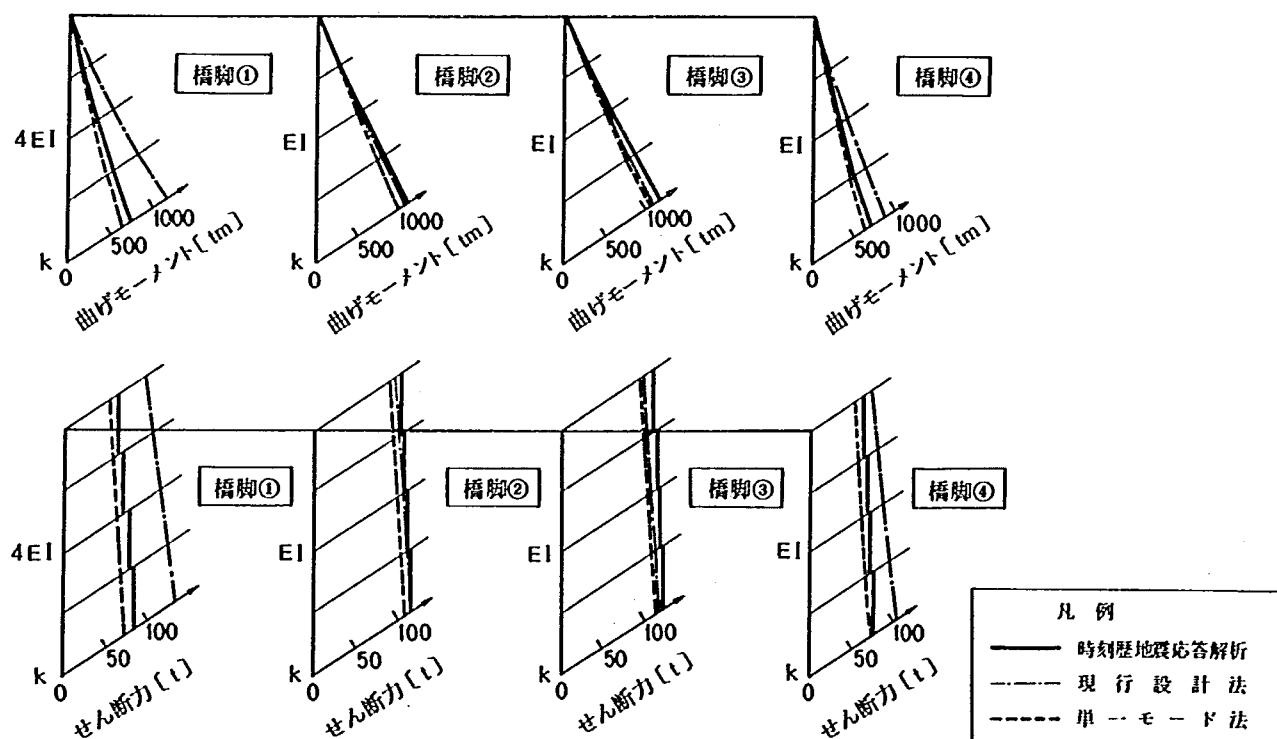


図 4-26 ケース S-3 における最大断面力の比較

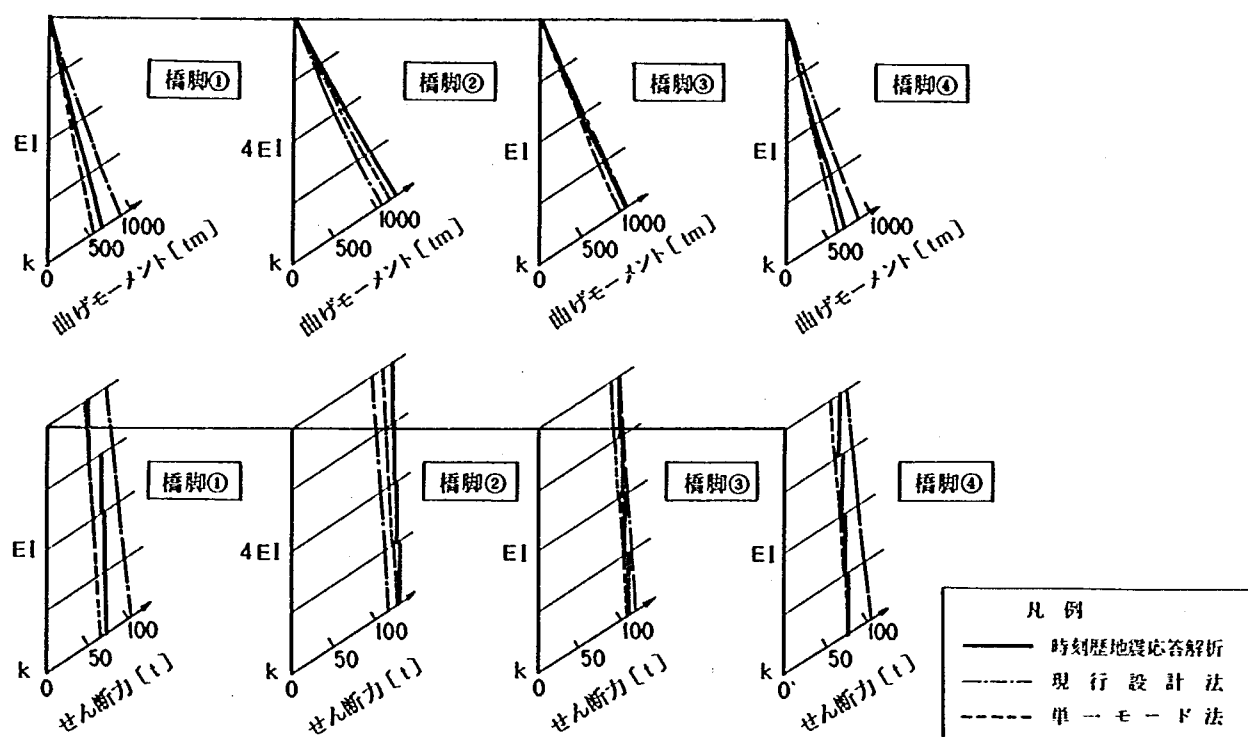


図 4-27 ケース S-4 における最大断面力の比較

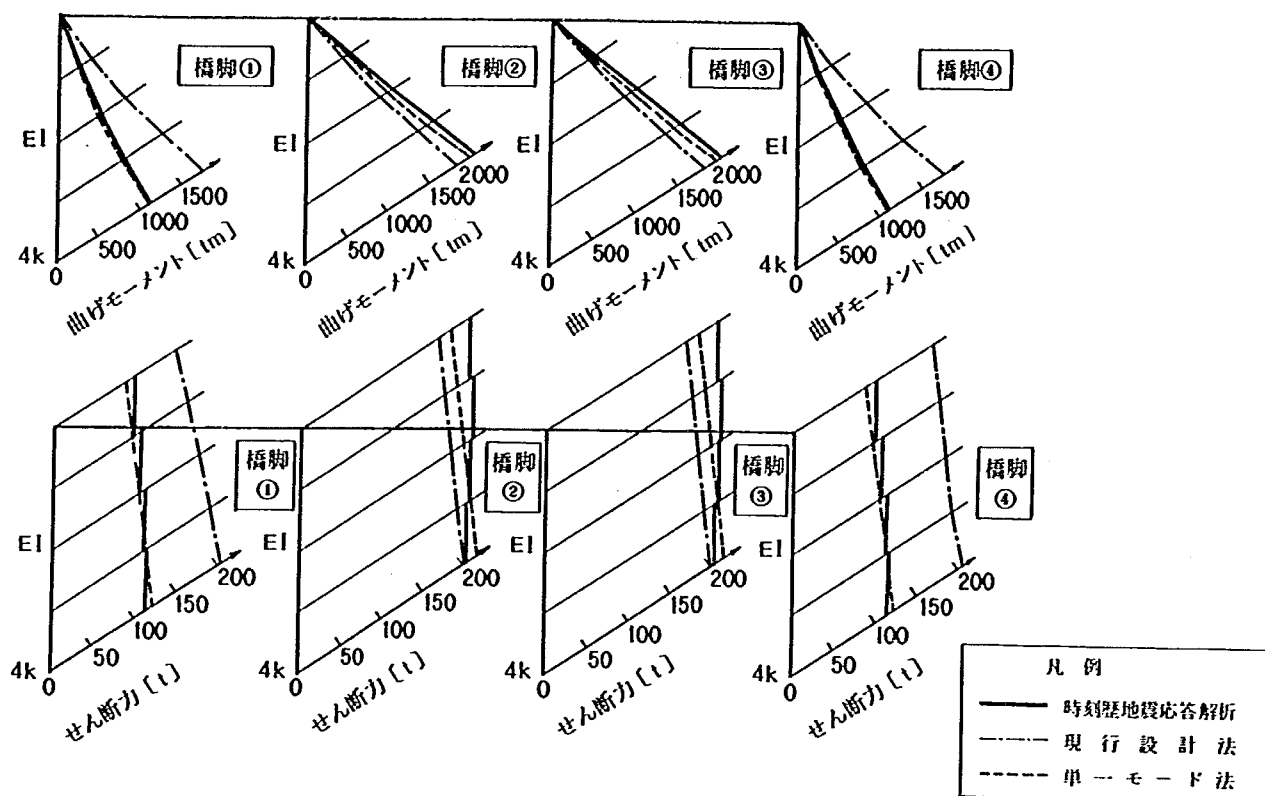


図 4-28 ケース F-1 における最大断面力の比較

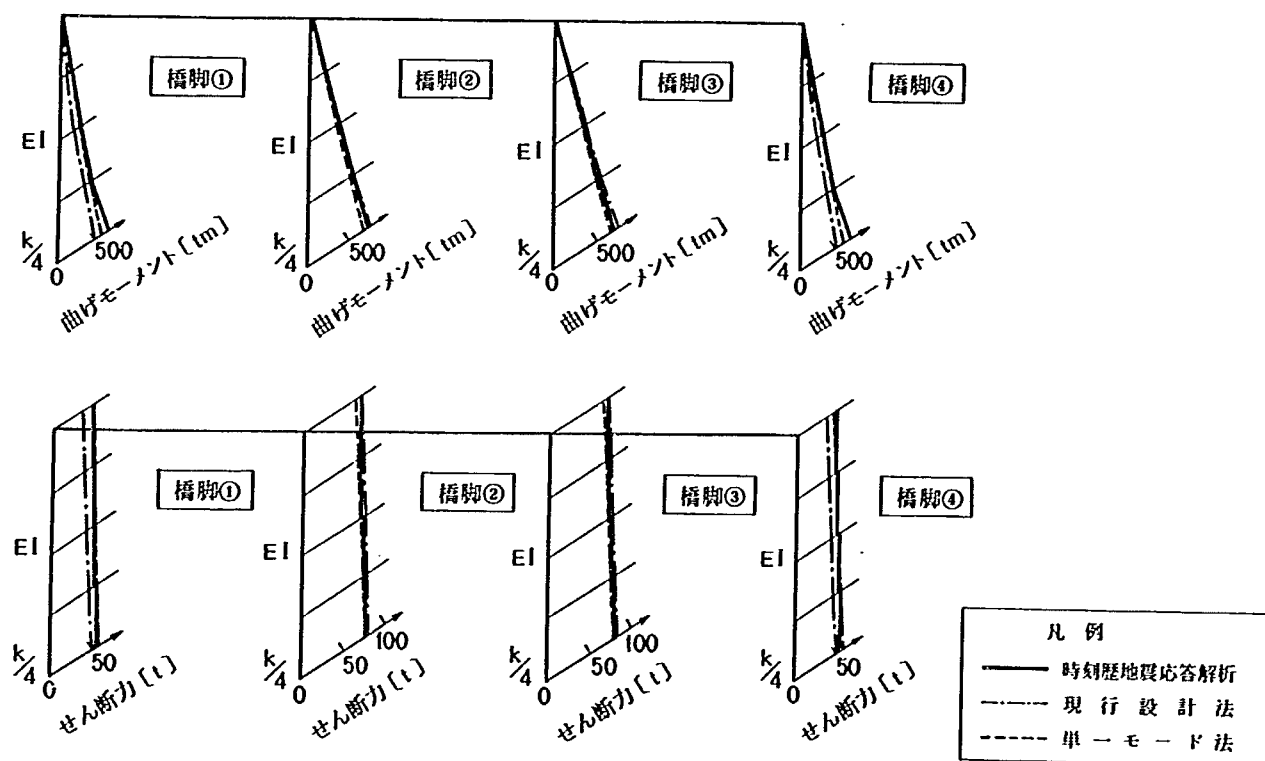


図 4-29 ケース F-2 における最大断面力の比較

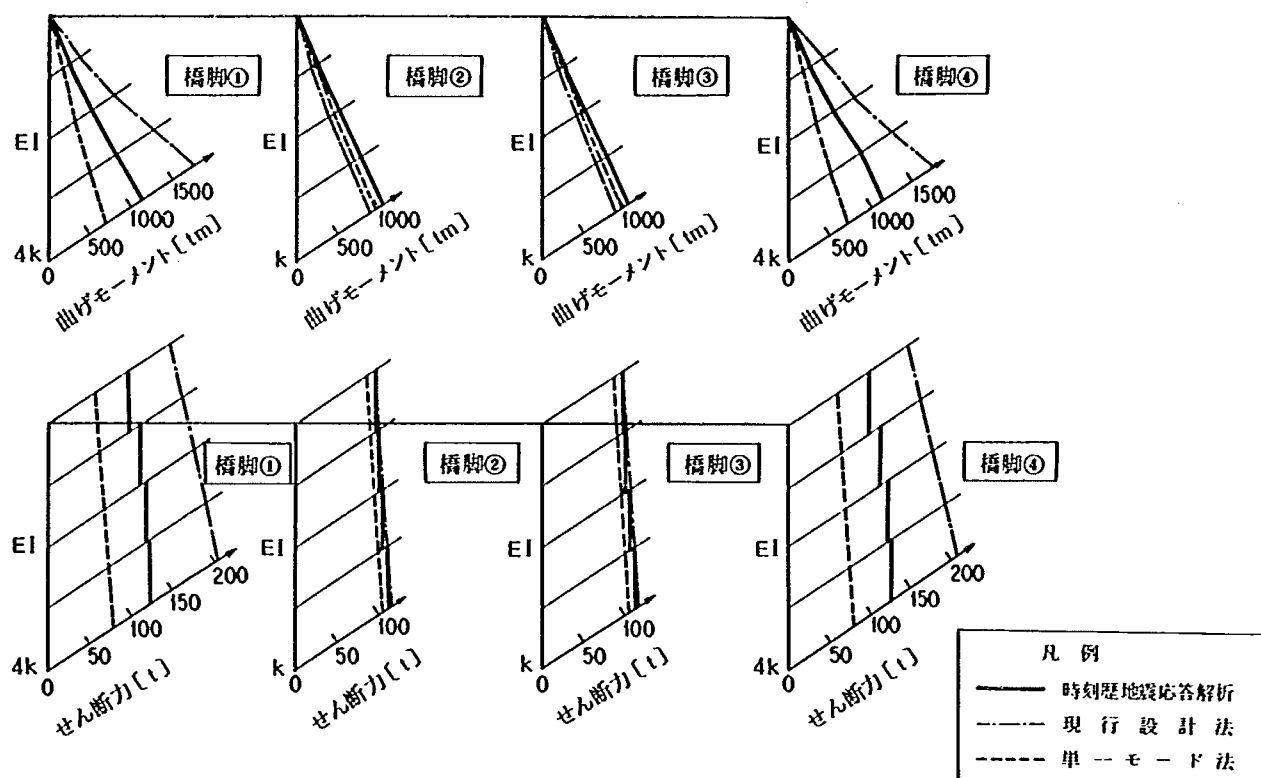


図 4-30 ケース F-3 における最大断面力の比較

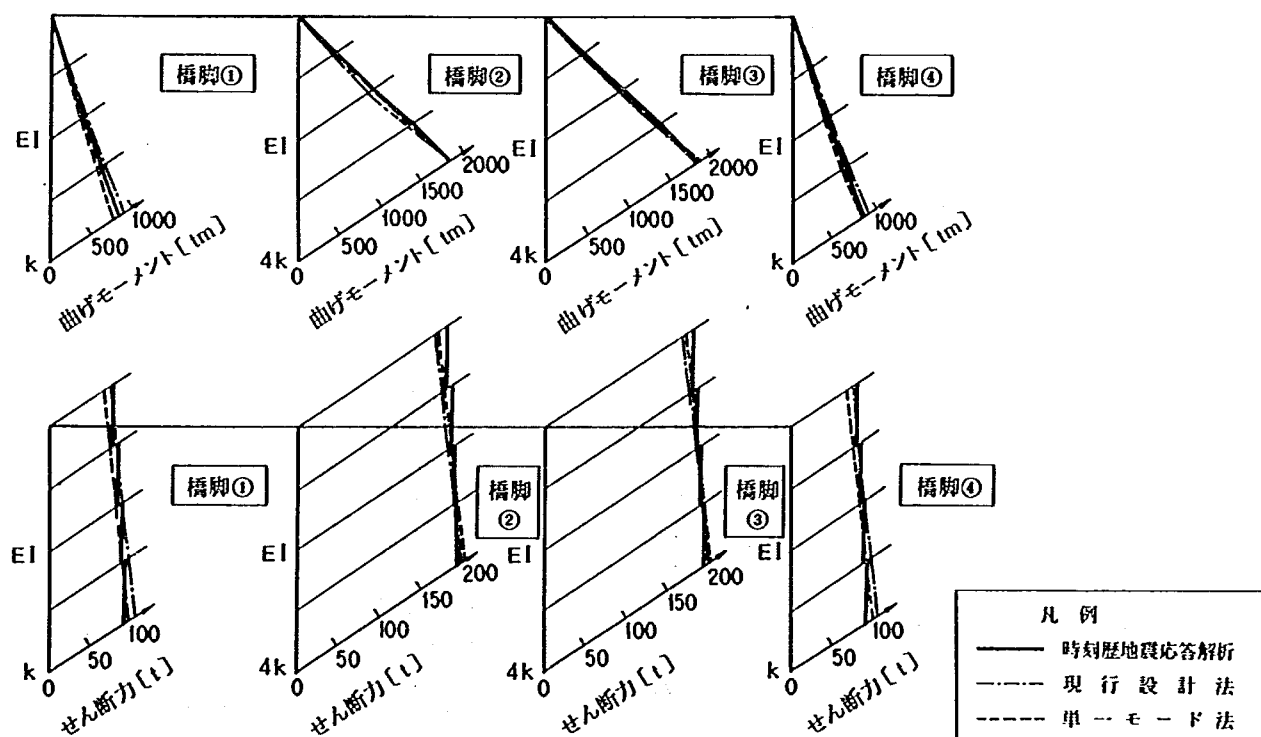


図 4-31 ケース F-4 における最大断面力の比較

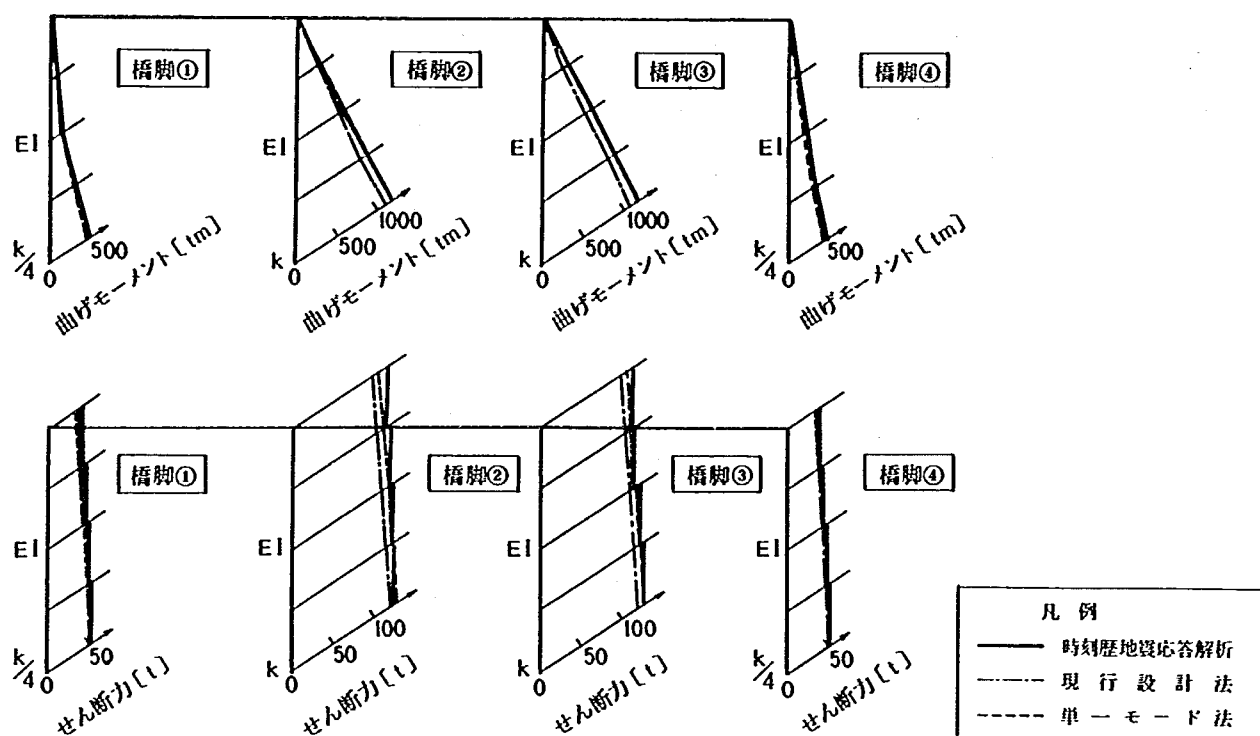


図 4-32 ケース F-5 における最大断面力の比較

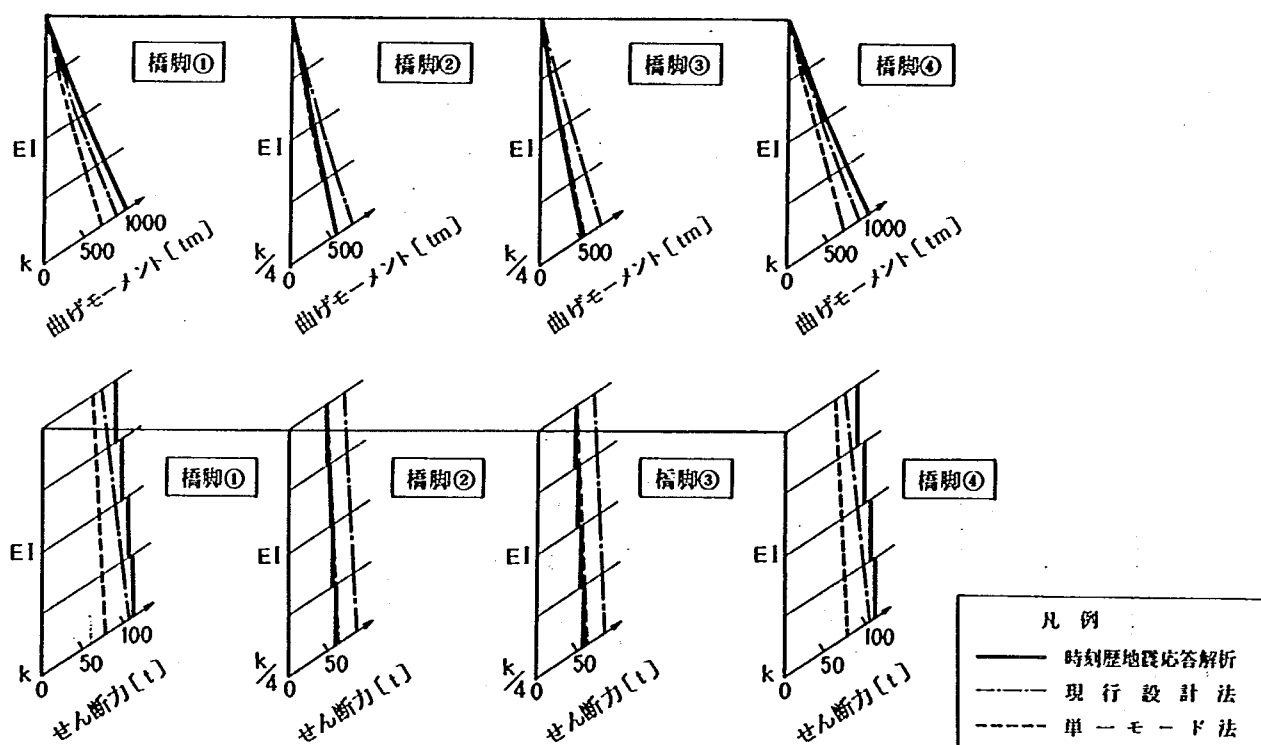
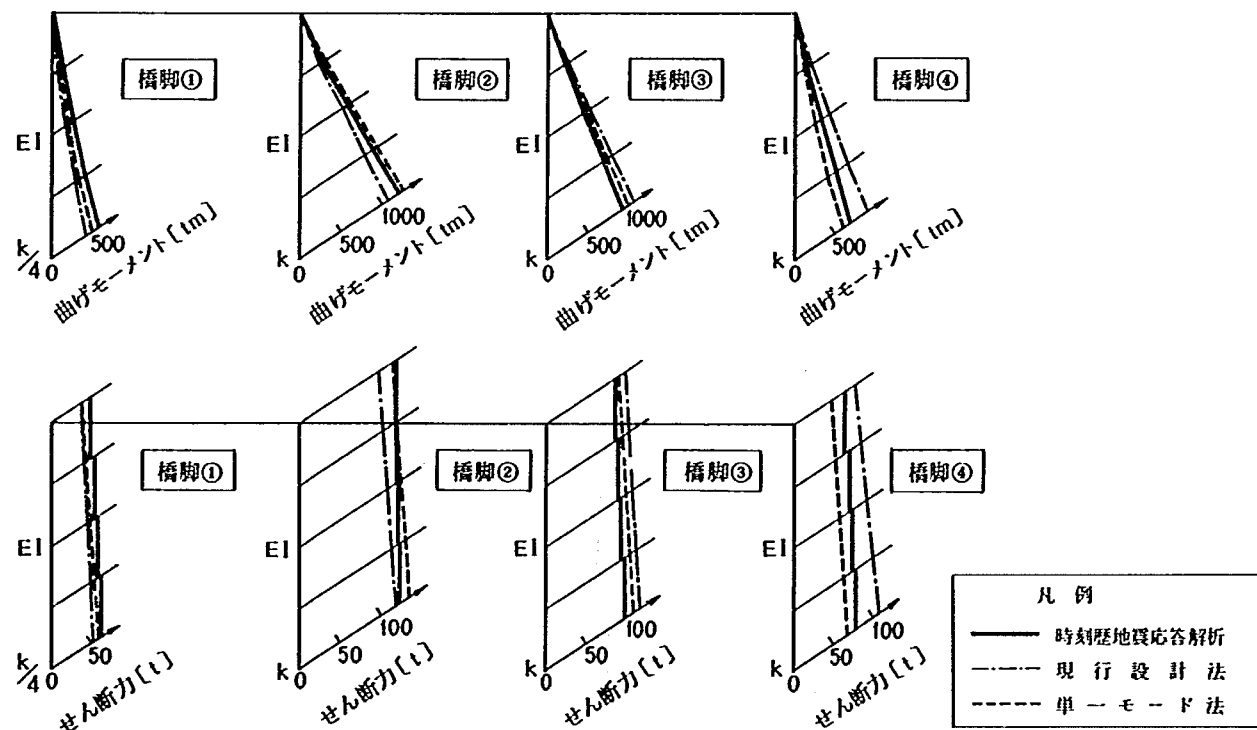
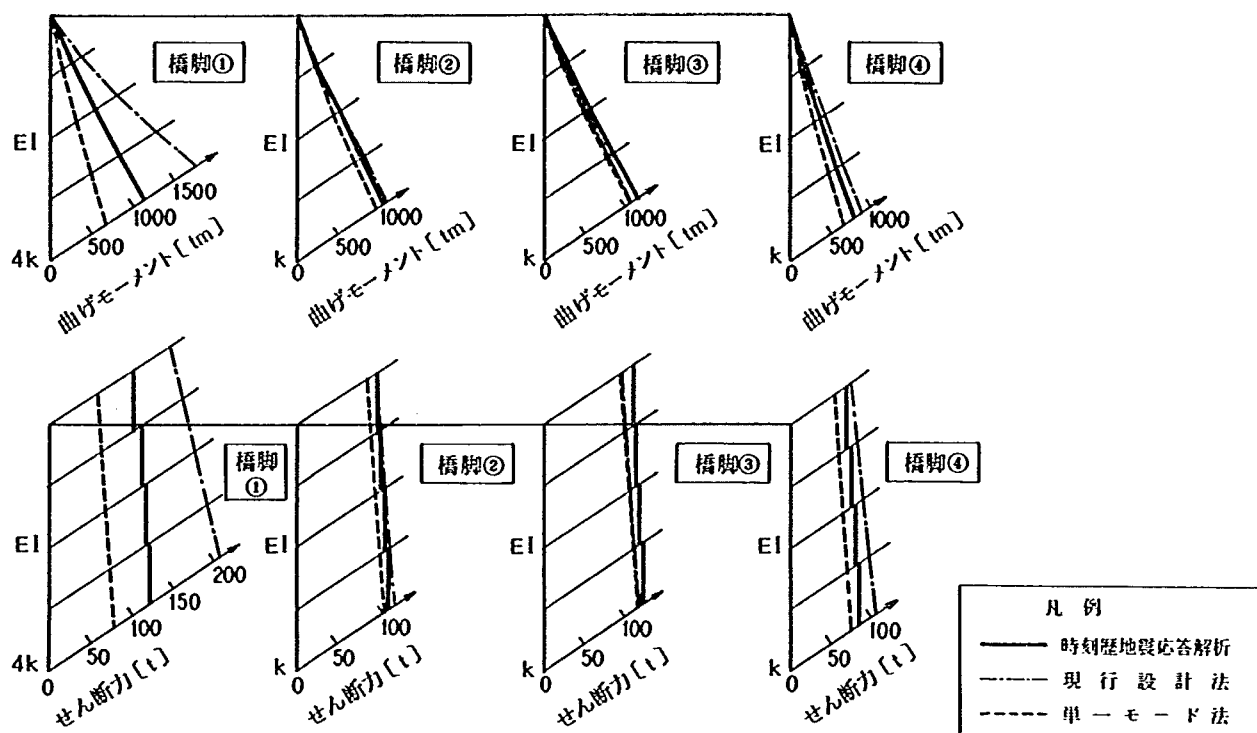


図 4-33 ケース F-6 における最大断面力の比較



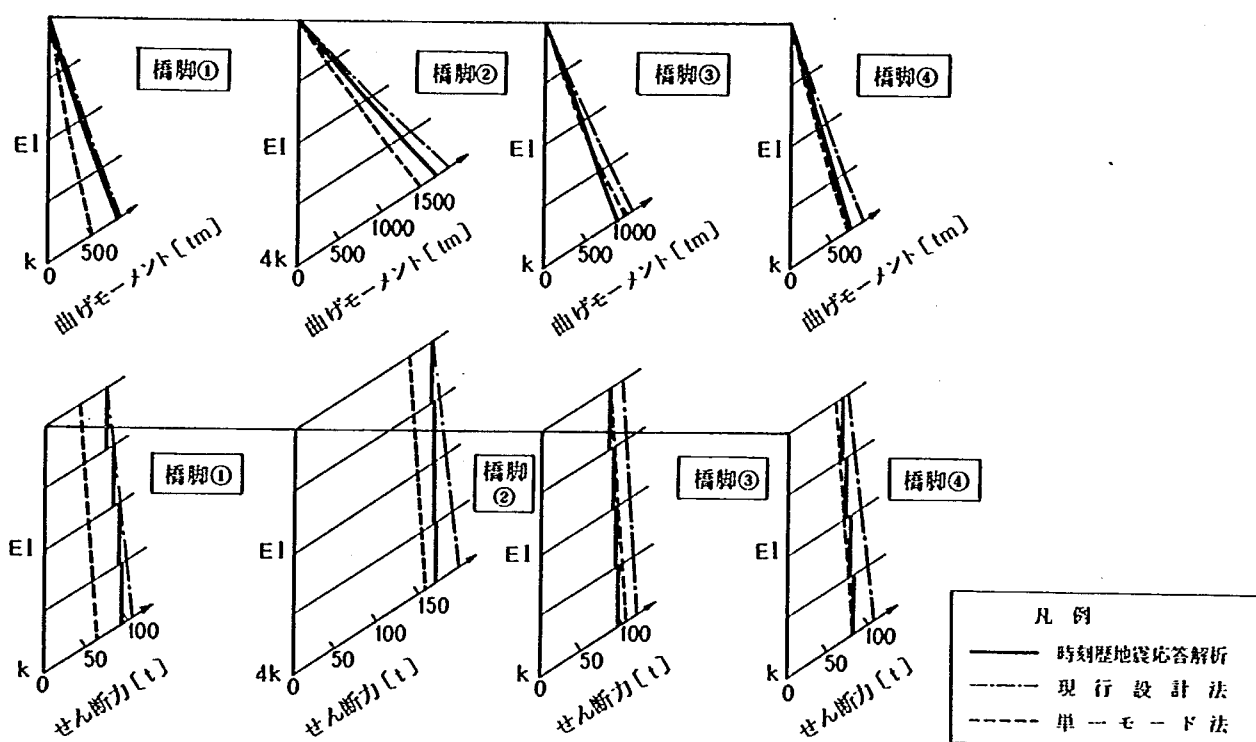


図 4-36 ケース F-9 における最大断面力の比較

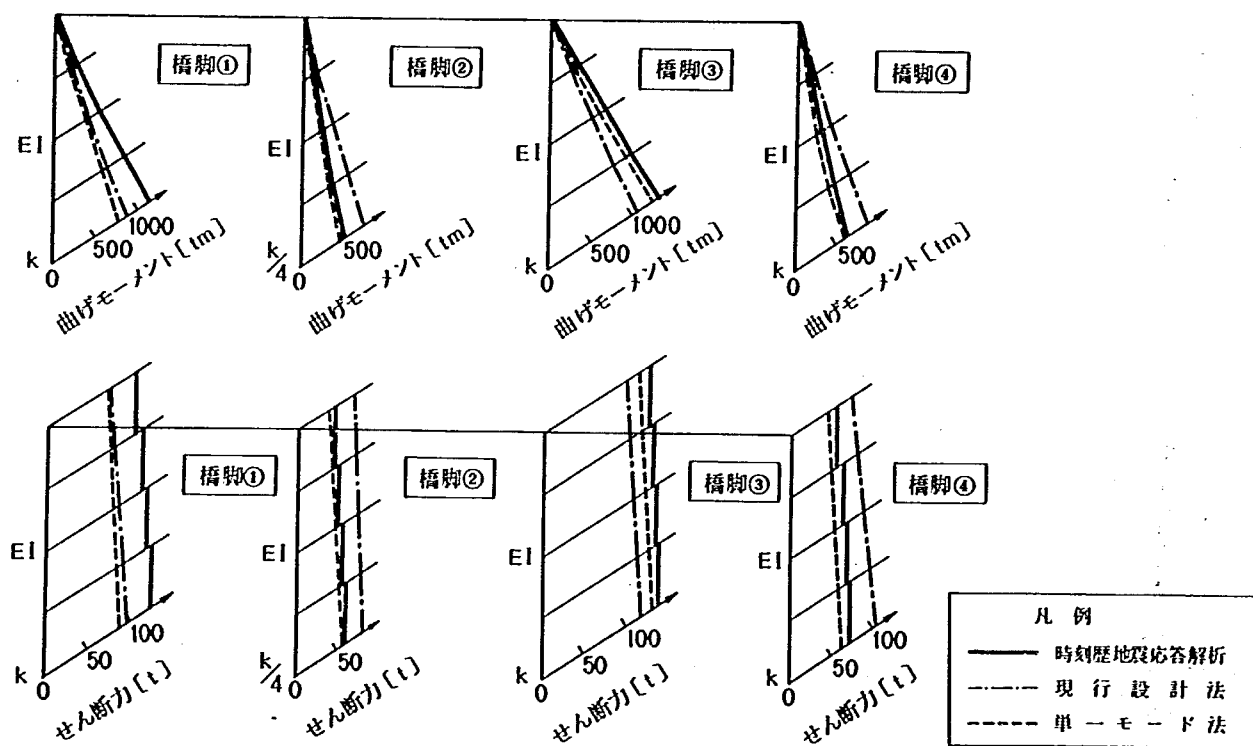


図 4-37 ケース F-10 における最大断面力の比較

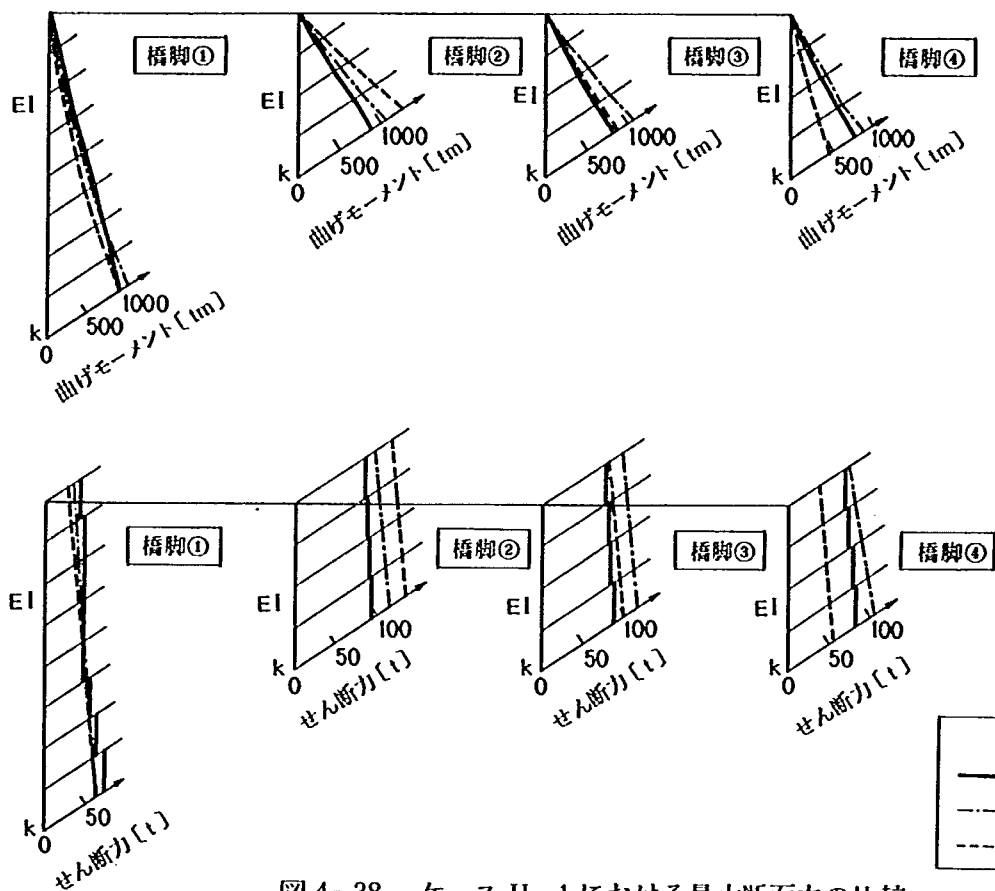


図 4-38 ケース H-1 における最大断面力の比較

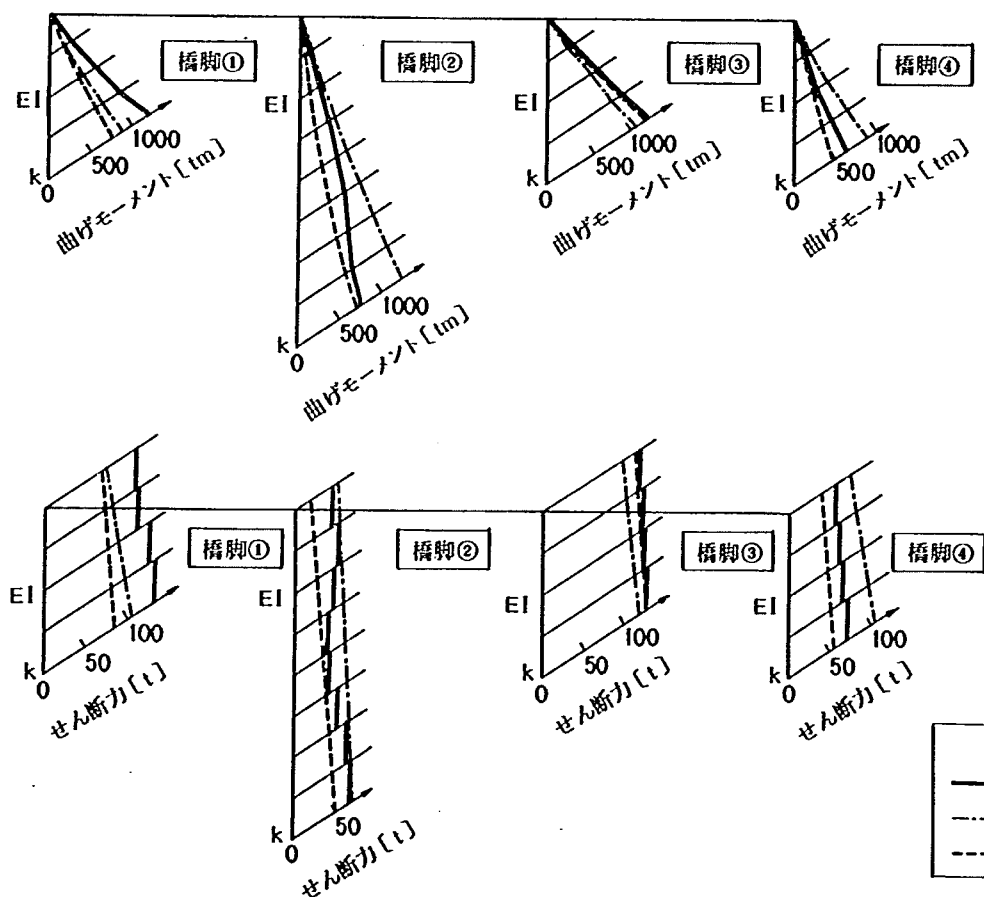


図 4-39 ケース H-2 における最大断面力の比較

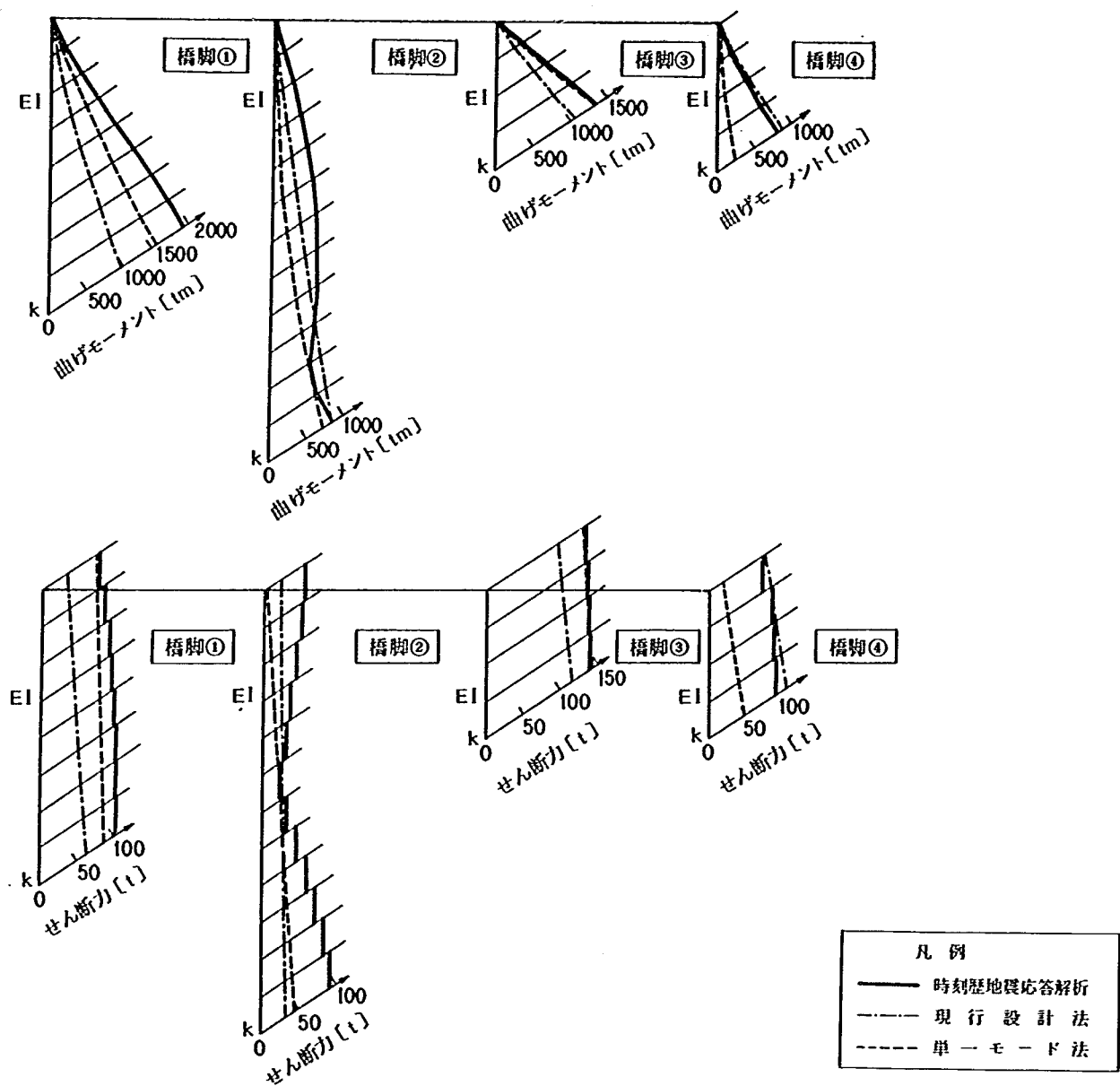


図 4-40 ケース H-3 における最大断面力の比較

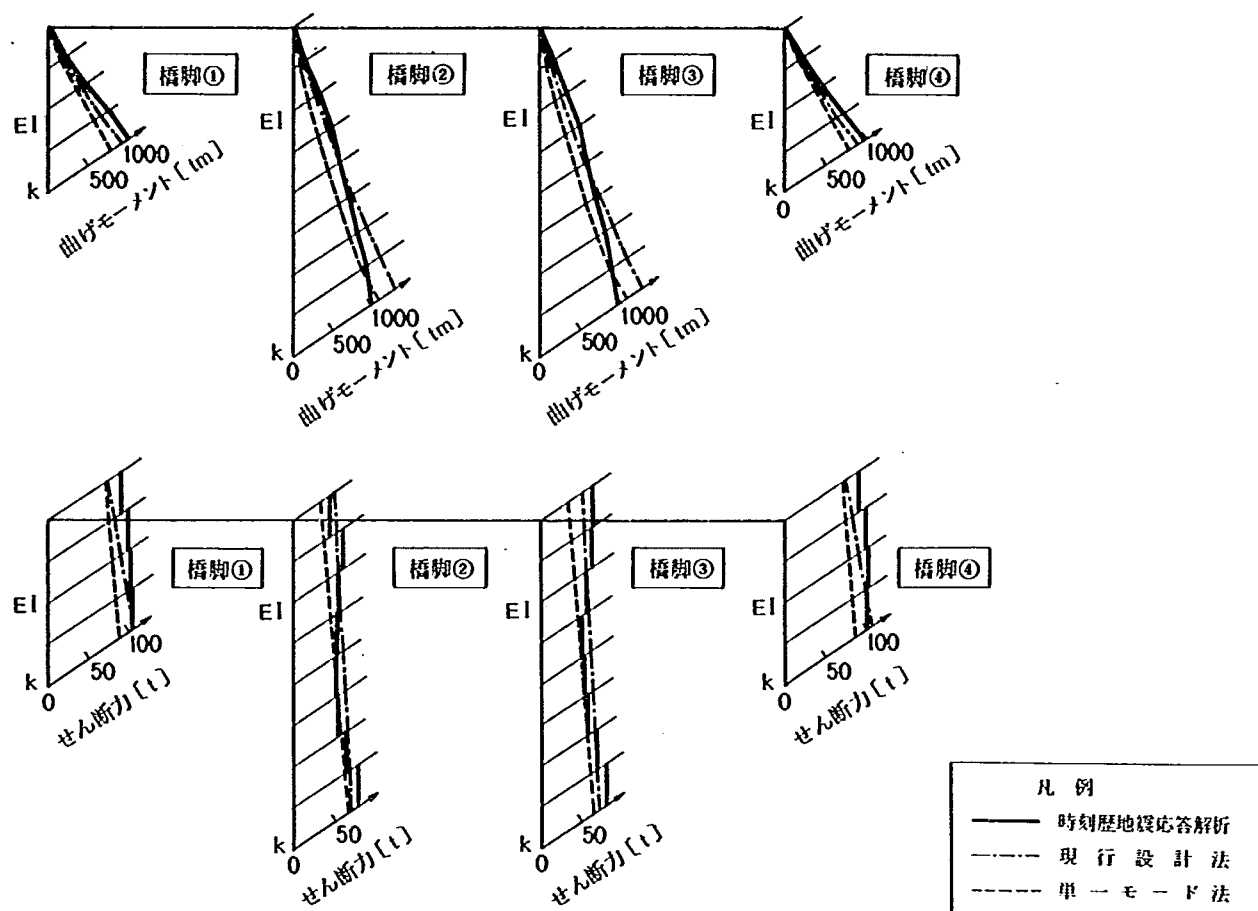


図 4-41 ケース H-4 における最大断面力の比較

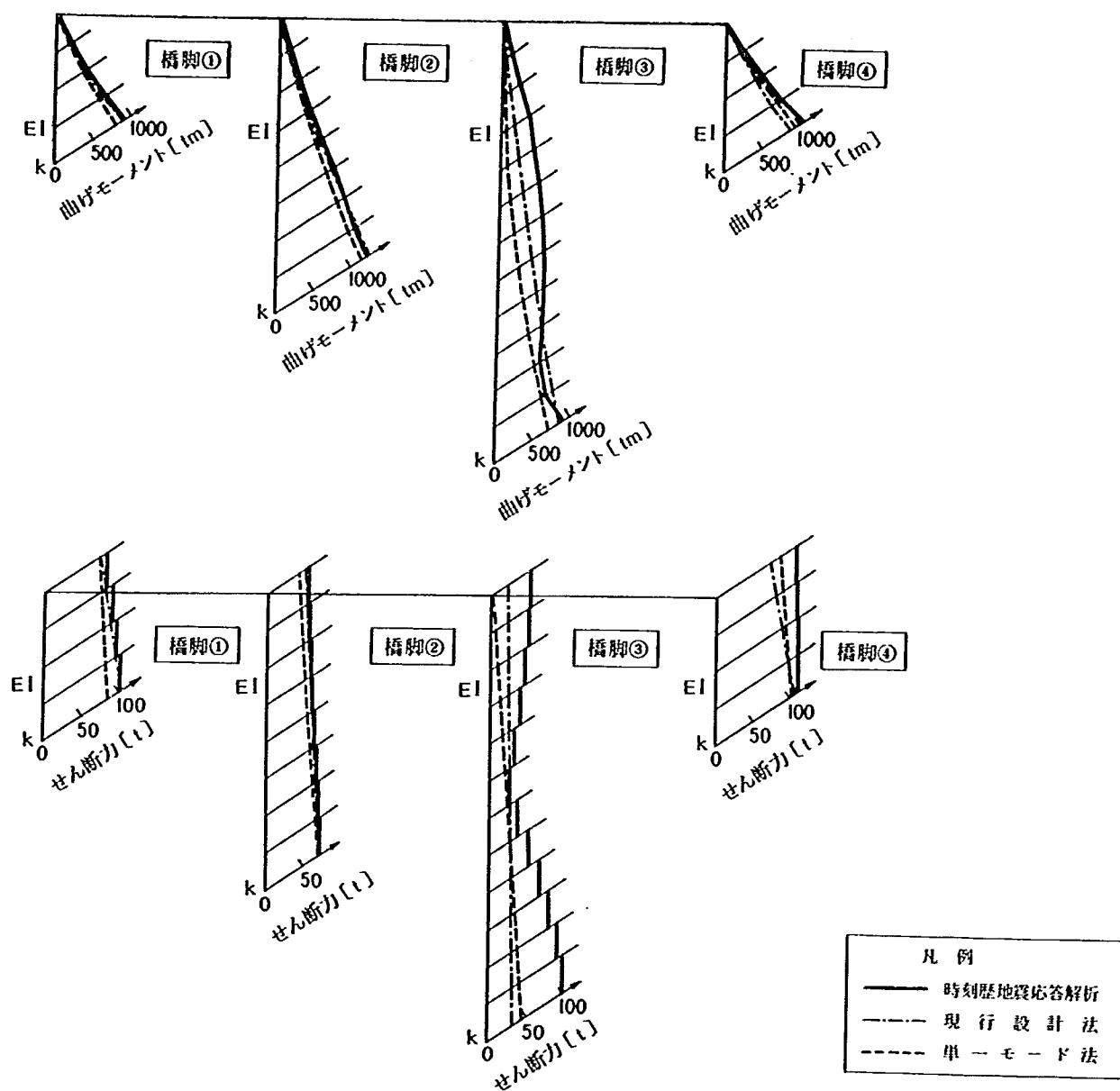
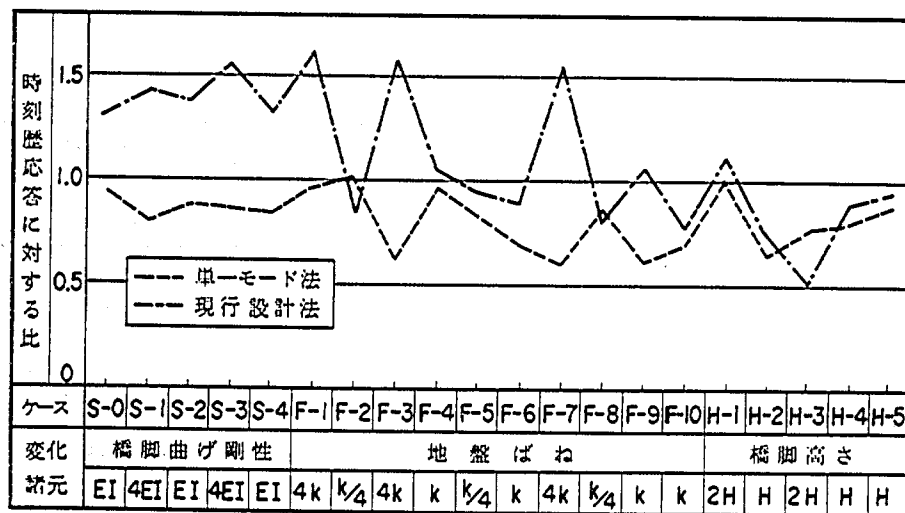
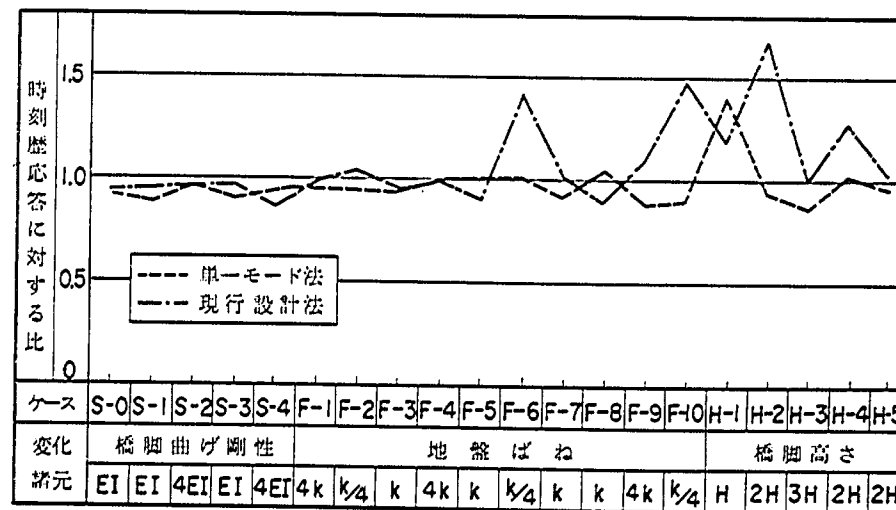


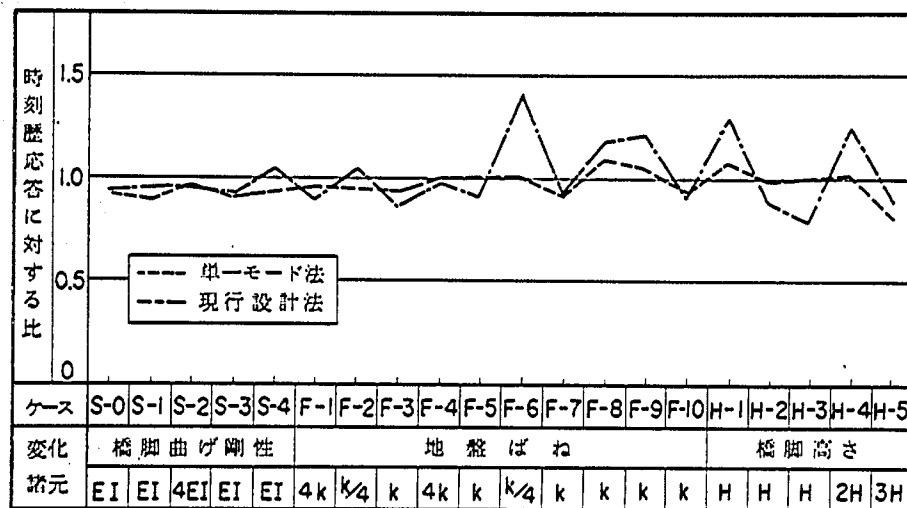
図4-42 ケース H-5 における最大断面力の比較



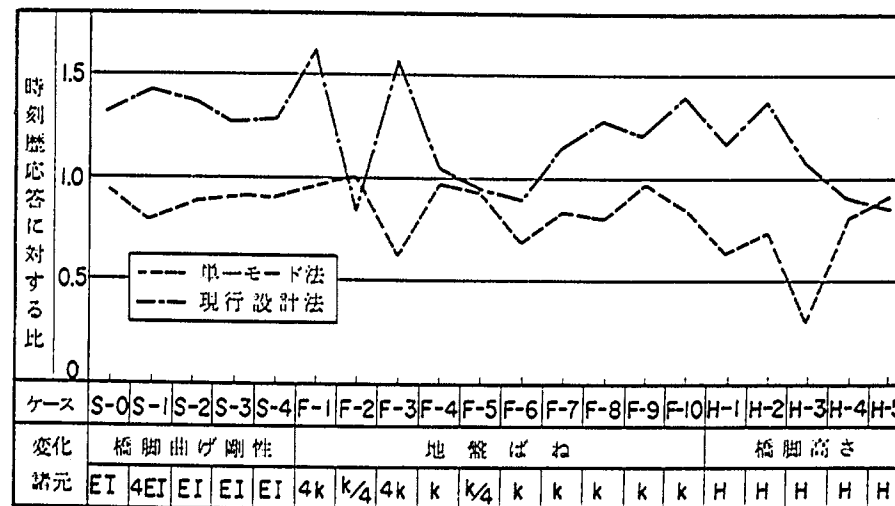
(a) 橋脚 ①



(b) 橋脚 ②

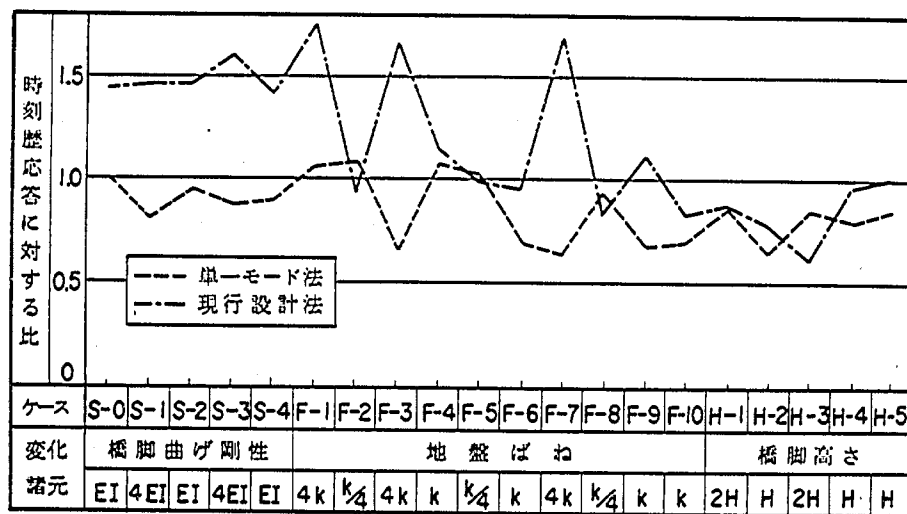


(c) 橋脚 ③

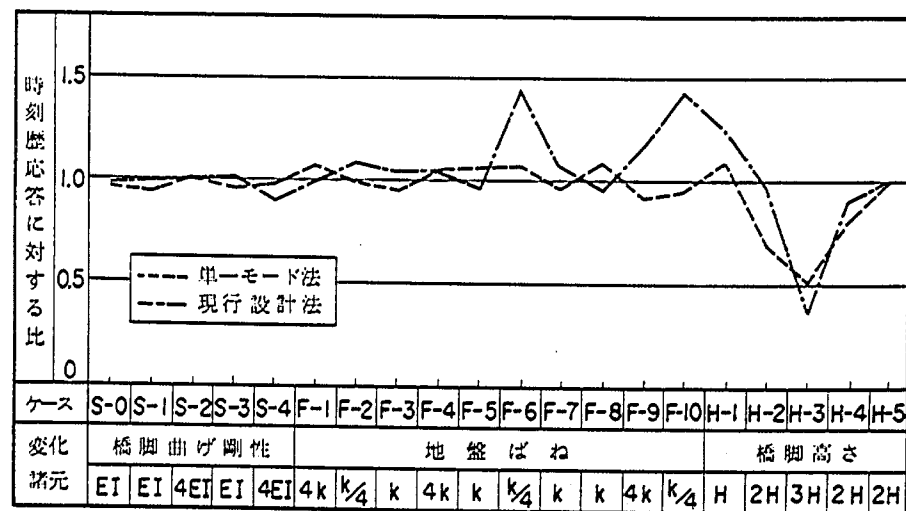


(d) 橋脚 ④

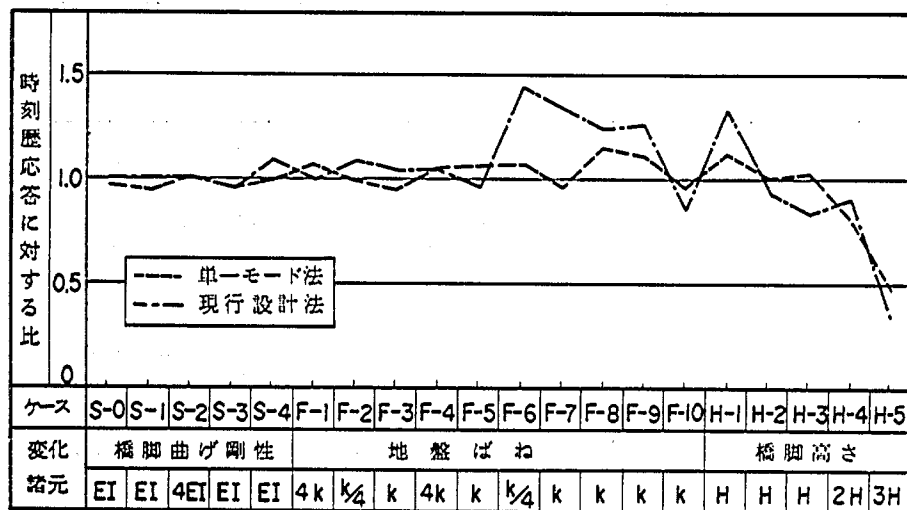
図 4-43 橋脚基部における曲げモーメントの比較



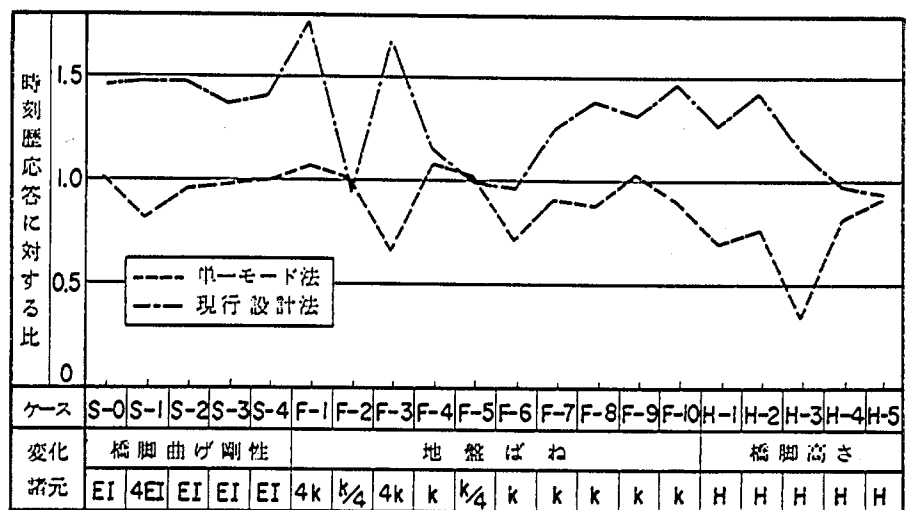
(a) 橋脚 ①



(b) 橋脚 ②



(c) 橋脚 ③



(d) 橋脚 ④

図 4-44 橋脚基部におけるせん断力の比較

5. ま と め

連続橋の地震応答特性を反映した合理的な耐震計算法を開発することを目的に単一モード法に着目し、その概要および簡単な試算結果を示した。これによれば、各種条件の連続橋に対して単一モード法が有効であるとは限らず、また、同時に慣用的な震度法による計算が十分と考えられる場合もある。試算対象として取り上げた連続橋の条件が限られているため、今後、条件を広げて体系的に調査する予定としている。

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 F HWA/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) 建設省土木研究所：地盤と構造物の動的相互作用解析プログラムNONINTの概要，土木研究所資料，No 1530号，昭和55年5月。

付 属 資 料

ATC-6による計算法

付属資料 A T C - 6 による方法

A T C - 6 においては、単一の振動モードを考慮した耐震計算法 (Single Mode Spectral Analysis Method) が提案されている。この方法は以下に示す 2 点において本報で提案した単一モード法と異なっている。

- ① 自重ではなく、一様な荷重を静的に作用させた場合の変位を振動モードとみなす。
- ② 最大慣性力を静的に作用させて最大断面力を求める。

ここでは、振動モードは、単一モード法と同様に自重を静的に作用させたときの変位によって近似し、最大断面力は A T C - 6 を準用して最大慣性力を静的に作用させ求める方法 (以下、A T C - 6 を準用した方法と呼ぶ) の概要および試算例を簡単に述べる。

式 (2-25) より最大応答加速度 $\ddot{u}^{max}$ は次式で与えられる。

$$\ddot{u}^{max} = \beta_d \omega_d^2 S_D(T_d, h_d) u_d \quad \text{..... (付-1)}$$

変位応答スペクトル S_D は加速度応答スペクトル A_A により近似的に次式で与えられる。

$$S_A(T_d, h_d) = \omega_d^2 S_D(T_d, h_d) \quad \text{..... (付-2)}$$

式 (付-1) に式 (付-2) を代入する。

$$\ddot{u}^{max} = \beta_d S_A(T_d, h_d) u_d \quad \text{..... (付-3)}$$

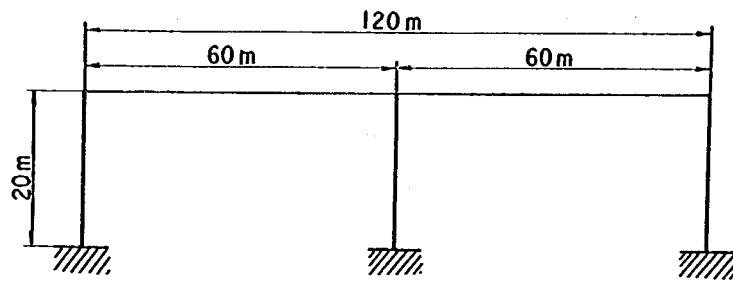
したがって最大慣性力 f_I^{max} は次式で与えられる。

$$f_I^{max} = M \ddot{u}^{max} = M \beta_d S_A(T_d, h_d) u_d \quad \text{..... (付-4)}$$

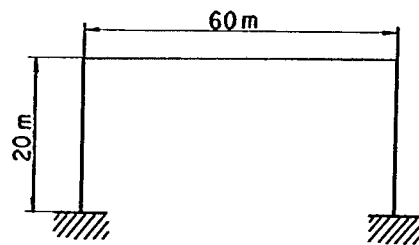
式 (付-4) により与えられる最大慣性力を静的に作用させて最大断面力を求める。

試算の対象としたのは付図 1 および付表 1 に示すような橋長 120 m (60 × 2) の 2 径間連続橋および橋長 60 m の単純橋であり、両橋とも橋軸直角方向の応答を試算した。入力地震動および支承条件は本文と同じである。

付図-2 は各橋脚に生ずる最大曲げモーメントおよび最大せん断力の分布を、時刻歴地震応答解析、単一モード法および A T C - 6 を準用した方法の 3 者について比較したものである。



(a) 2 径間連続橋



(b) 単 純 橋

付図 1 解析対象橋

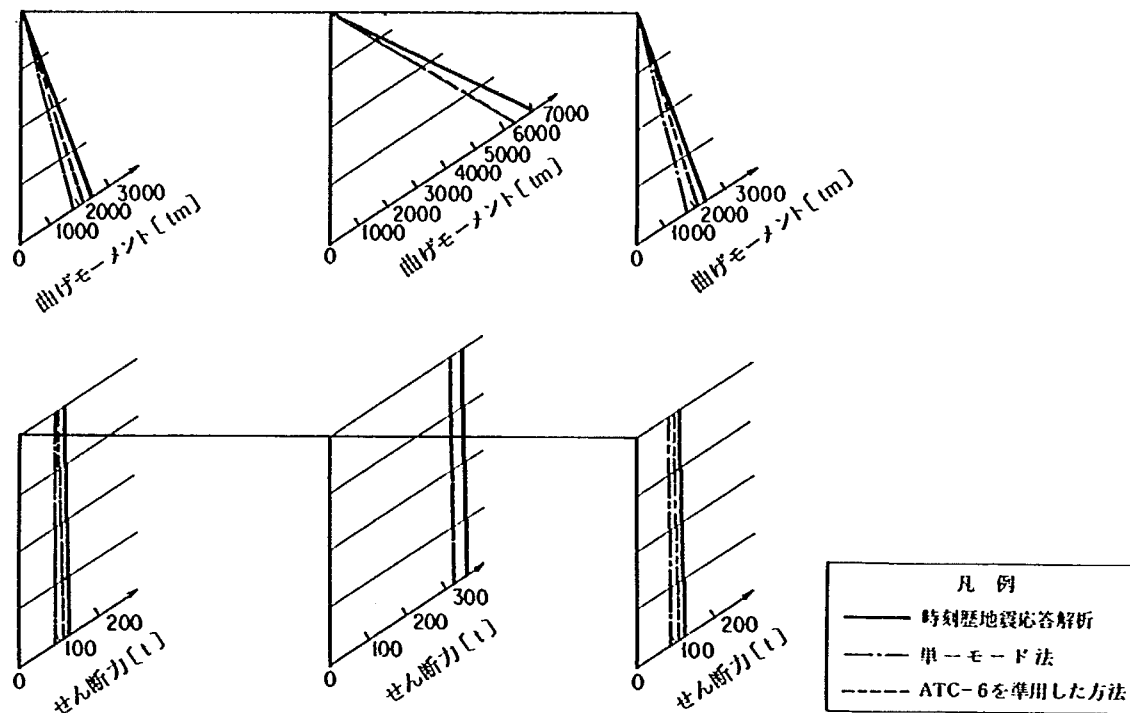
付表 1 上下部構造の断面諸元

(a) 2 径間連続橋

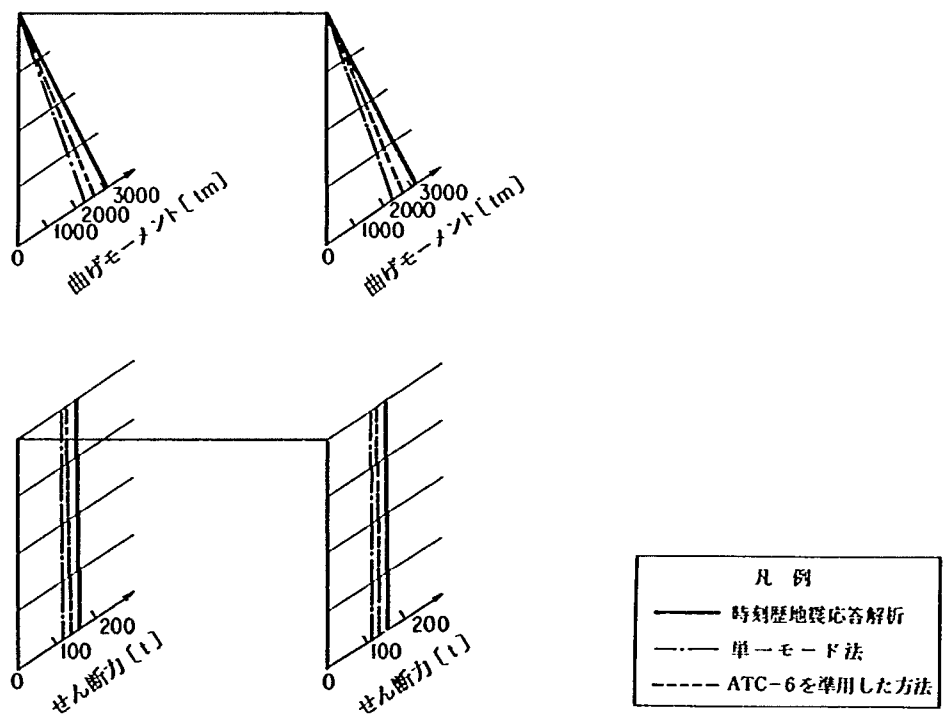
上構 部造	曲 げ 剛 性		$1.05 \times 10^7 \text{ t m}^2$
	単 位 長 さ 当 り 重 量		27.0 t/m
下 部 構 造	曲げ剛性	端 橋 脚	$1.01 \times 10^7 \text{ t m}^2$
		中間橋脚	$1.68 \times 10^7 \text{ t m}^2$
	単 位 長 さ 当 り 重 量		3.0 t/m

(b) 単 純 橋

上構 部造	曲 げ 剛 性		$1.05 \times 10^7 \text{ t m}^2$
	単 位 長 さ 当 り 重 量		27.0 t/m
下構 部造	曲 げ 剛 性		$1.01 \times 10^7 \text{ t m}^2$
	単 位 長 さ 当 り 重 量		3.0 t/m



(a) 2径間連続橋



(b) 単純橋

付図2 最大断面力の比較

連続橋の耐震計算法

—(その1)単一モード法の適用性の検討—

ISSN 0386-5878

土研資料第2148号

昭和59年9月

川島一彦, 長谷川金二,
吉田武史

キーワード: 連続橋, 耐震設計, 時刻歴地震応答解析, 単一モード法

本報は連続橋の合理的な耐震設計法を開発するため, 単一モード法に着目し, その概要を示すとともに適用性を検討するために行った解析結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い。

305-□□

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 102

No. 102

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2148 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

