

港 灣 技 研 資 料

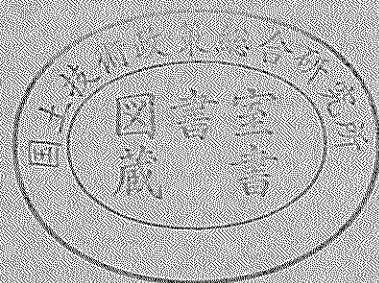
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 307 Dec. 1978

海底パイプラインの耐震設計法の検討

清 宮 理

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 現行設計法（変位法）	4
2.1 石油パイプライン事業法による方法	5
2.2 BART・衣浦法	12
3. 動的応答計算法	15
3.1 質点系モデルについて	15
3.2 一質点系モデルの計算法	15
3.3 二質点系モデルの計算法	17
4. 計算に用いる入力条件	20
4.1 地盤条件	20
4.2 パイプラインの諸元と形状	24
4.3 入力地震波	25
5. 動的応答計算法による計算結果	25
5.1 一質点系モデルによる計算結果	29
5.2 二質点系モデルによる計算結果	37
5.3 バネ定数と減衰定数による影響の検討	39
6. 現行設計法と動的応答計算法との比較	44
7. 特殊部の検討	52
7.1 立上り部	52
7.2 曲り部	59
8. 結 論	60
9. あ と が き	61
謝 辞	61
参 考 文 献	61

On Earthquake Resistant Design Methods of Submarine Pipelines

Osamu Kiyomiya*

Synopsis

Earthquake resistant design methods of submarine pipelines can be classified three methods; (1) dynamic response analysis by using multiple mass-spring model; (2) seismic deformation method notified in Ordinance of Technical Code for Petroleum Pipeline; (3) another seismic deformation method used in earthquake resistant design for BART Tube, Kinuura Undersea Tunnel and so on (BART-Kinuura method).

These three design methods are applied to Ise Bay Submarine Pipeline, Kawasaki Port Submarine Pipeline (imaginary model) and Kinuura Port Submarine Pipeline (imaginary model).

The ground is idealized into a lumped mass model or two lumped masses model and the submarine pipelines into beams in dynamic response analysis. Dynamic response analysis are carried out for straight pipe, riser and bend.

The results obtained from calculation by a lumped mass model are fairly fitted the results by two lumped masses model.

The maximum section forces at the submarine pipelines calculated by the seismic deformation method notified in the ordinance are bigger than those calculated by BART-Kinuura method and dynamic response analysis. However the maximum section forces calculated by BART-Kinuura method roughly agree with these calculated by dynamic response analysis.

* Senior Research Engineer, Structures Division

海底パイプラインの耐震設計法の検討

清 宮 理 *

要 旨

海底パイプラインの耐震設計法は、動的応答解析と変位法とに大別される。本資料では、質点系モデルによる動的応答計算法、BARTトンネルや衣浦港海底トンネル等の耐震設計に用いられた変位法（BART・衣浦法）および石油パイプライン事業法に基づく省令および告示に示される変位法（石パ基準による方法）を伊勢湾に敷設されている海底パイプライン衣浦港、川崎港での仮想の海底パイプラインに適用して比較検討を行なった。

動的応答計算では、地盤を一質点および二質点とに置換した質点系モデルを作成して海底パイプラインの直管部の検討を行なった。また海底パイプラインの立上り部や曲り部の検討、および地盤条件がパイプの断面力に及ぼす影響の検討を一質点系モデルを用いて行なった。

計算結果から、石パ基準の方法で算定される断面力はバート・衣浦法よりも大きいことがわかった。また動的応答計算法は、入力地震波の種類によって断面力にかなりの相違があるが、石パ基準の方法で算定される断面力よりも小さい断面力をパイプに与え、ほぼ BART・衣浦法と同程度であった。

1. まえがき

石油需要の増大等に伴い、原油輸送手段の一つであるタンカーの大型化が進んだ。タンカーの吃水が深くなるにつれて、従来の港湾施設での荷役作業が困難になり、水深の深い場所にシーバースを設置し、海底パイプラインによって陸上に原油の輸送を行なう形態がとられるようになった。

東京湾、大阪湾等のように船舶の輻輳が著しい場所については、シーバースやCTS（Central Terminal Station）を整備し、同時に海底パイプラインによって陸上へ原油の輸送を行ない、大型タンカーによる海難事故や原油の漏えいによる大規模な環境破壊を未然に防止することが望まれている。

また、石油需要の増大に対処し、かつ石油戦略上の問題から、海洋での大規模な石油掘削が鋭意進められている。石油掘削プラットフォームから陸上への原油や天然ガスの輸送手段として、海底パイプラインが多く用いられている。例えば、北海油田では、Ekofisk の石油掘削プラットフォームから英国本土まで延長 215 マイル（約 350 km）、Forties から 105 マイル（約 178 km）の海底パイプラインが既に敷設されている。日本でも阿賀沖プラットフォームから陸上まで 10.8 km の海底パイプ

ラインが敷設されている。海洋での石油の開発が更に進めば、海底パイプラインの建設の機会は一層増大するものと考えられる。

海底パイプラインに関しては、幸いにも今まで大きな事故はなく、その安全性は、一応確認されている。

石油の大量輸送が可能で輸送費が低廉であるといった海底パイプラインの特性は、その安全性について十分な配慮がなされて初めて発揮できるものと考えられる。

ひとたび、海底パイプラインが損傷を受け、大量の石油の漏えいが発生すれば、大規模な海洋汚染を引き起こし、陸上パイプラインの損傷により発生する被害に劣らない、社会的にも経済的にも大きな影響をもたらすであろう。また大水深の海底で損傷を受けた海底パイプラインを修理するには、高度の技術と多額の費用とを必要とすることは言をまたない。

海底パイプラインの技術上の課題として、敷設時の設計法および施工法の確立、錨の投走錨に対する安全性の確保、漏油検知システムの確立等が挙げられる。しかしながら、大規模な地震を受ける可能性のある地域に建設される海底パイプラインに関しては、地震時の安全性の確保が最も重要な問題である。

石油パイプラインの耐震設計法に関する技術的な基準としては、現在、運輸、建設、通商産業、自治の四省の共管による石油パイプライン事業法¹⁾（昭和 47 年 6 月 26

* 構造部 構造解析主任研究官

曲げ応力を考慮する。

等の仮定を設けている。

石パ基準による方法と BART・衣浦法の相違点を表 2-1 に示す。

各々の方法では、パイプラインに発生する応力の算定は同一の式を用いて実施するが、定数の設定の仕方に差異がある。

上記の両者の方法で軸応力度と曲げ応力度を算定する場合、地盤の剛性係数 (K_a および K_b)、表層地盤面の水平変位振幅 (U_s)、地震動の波長 (L)、および合成応力度 (σ_s) の設定の仕方が両者で異なっている。

次に石パ基準の方法と BART・衣浦法とを簡単に紹介し、両方法で算定される応力について検討を行なう。

2.1 石油パイプライン事業法による方法

図 2-1 にパイプラインと地震波との関係を示す。地

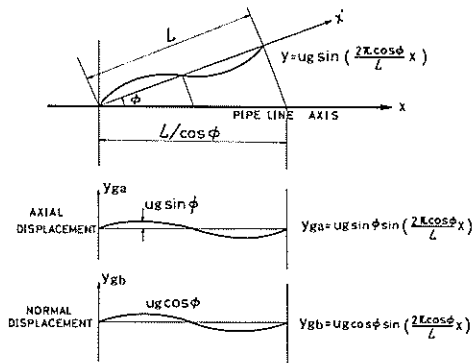


図 2-1 パイプラインに入射する地震波

震波は、パイプライン軸に対して ϕ 度の角度で入射し、その波形は正弦波とする。パイプラインに発生する軸応力度と曲げ応力度は、次に示す方法で算定される。

(1) 軸応力度の算定法

パイプラインを弾性床上の梁と仮定すると軸方向に関する基本式は、式 (2-1) で示される。

$$EA \frac{d^2 y_{pa}}{dx^2} + K_a (y_{pa} - y_{ps}) = 0 \quad \text{式 (2-1)}$$

パイプライン軸方向に関する表層地盤面の水平変位振幅 (y_{ps}) は式 (2-2) で、同じくパイプラインの水平変位振幅 (y_{pa}) は、式 (2-3) で各々示される。

$$y_{ps} = U_s \sin \phi \sin \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \quad \text{式 (2-2)}$$

$$y_{pa} = U_p \sin \phi \sin \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \quad \text{式 (2-3)}$$

ここで

U_s : 表層地盤面の水平変位振幅 (cm)

U_p : パイプラインの水平変位振幅 (cm)

L : 表層地盤の地表面近傍における地震動の波長 (cm)

E : パイプラインの弾性係数 (kg/cm^2)

A : パイプラインの断面積 (cm^2)

K_a : パイプライン軸方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm^2)

ϕ : 地震波のパイプライン軸への入射角 (度)

式 (2-2) および式 (2-3) を式 (2-1) に代入して整理するとパイプライン軸方向に関するパイプラインの水平変位振幅と表層地盤面での水平変位振幅の関係が得られる。

$$U_p = \frac{1}{1 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} \right)^2} U_s \quad \text{式 (2-4)}$$

パイプラインに発生する軸ひずみ (ϵ_s) は、 $\epsilon_s = \partial y_{pa} / \partial x$ で算定されるので、軸応力度 (σ_s) は式 (2-5) で求めることができる。

$$\sigma_s = \epsilon_s \cdot E = \frac{U_s \cdot E}{1 + \frac{EA}{K_a} \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} \right)^2} \cdot \frac{2\pi}{L} \cdot \cos \phi \sin \phi \cos \frac{2\pi \sin \phi}{L} x \quad \text{式 (2-5)}$$

式 (2-5) で地震波の入射角 (ϕ) が 45 度の時、軸応力度が最大となる。この最大値 (σ_s)_{max} は式 (2-6) で示される。

$$(\sigma_s)_{\max} = \frac{1}{1 + \frac{EA}{2K_a} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2} \cdot \frac{\pi E U_s}{L} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2) \quad \text{式 (2-6)}$$

(2) 曲げ応力度の算定法

パイプライン軸直角方向に関する基本式は、式 (2-7) で示される。

$$EI \frac{d^4 y_{pb}}{dx^4} - K_b (y_{pb} - y_{ps}) = 0 \quad \text{式 (2-7)}$$

ここで y_{pb} : パイプラインの軸直角方向に関するパイプラインの水平変位振幅 (cm)

y_{ps} : パイプライン軸直角方向に関する表層

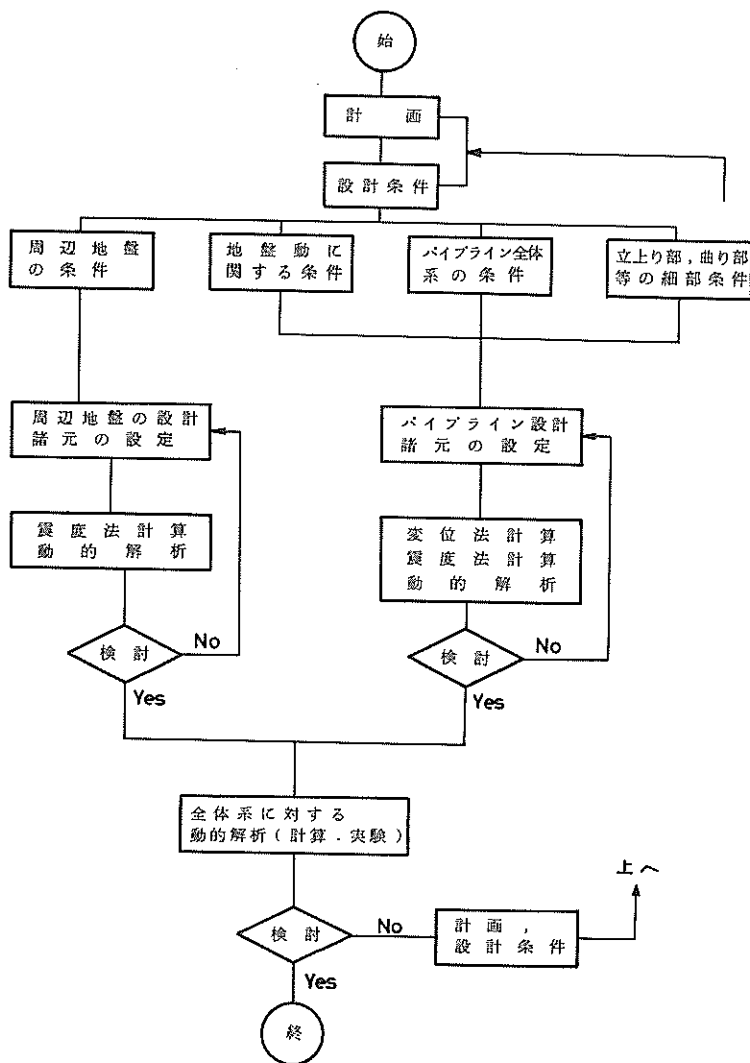


図 1-1 耐震設計フローチャート

日公布)に基づく省令および告示²⁾³⁾がある。(以下石パ基準と呼ぶ)

しかしながら、パイプラインの様に地下に埋設された長大構造物の地震時の挙動については、かなりの研究が進められているものの、未解明の所もかなり残されているのが現況である。

質点系モデルによる動的応答計算⁴⁾と変位法(石パ基準による方法とBART・衣浦法⁵⁾)との比較を行ない、各々の方法の問題点を考察して、海底パイプラインのより合理的な耐震設計法の確立のための一資料を提供するのが本資料の主目的である。

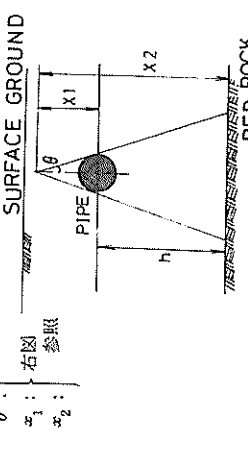
2. 現行設計法(変位法)

変位法に基づく耐震設計法には、石パ基準に示される方法とBART・衣浦法がある。両者の方法ではともに

- ① 地盤は等方等質の完全弾性体とする。
- ② 地震時に地盤とパイプラインは、ほぼ同一の挙動を示し、パイプラインは自動振動を起こさない。
- ③ 地震波の波形は正弦波で表わす。地震波は、時間的に周期、最大振幅、位相が変化せず、地表面と平行に進行するものとする。
- ④ パイプラインに発生する断面力として軸応力と

表 2-1-1 石パ基準と BART 表補法との比較

	石パ基準	BART・表補法	備考
パイプに発生する応力度 σ_a, σ_b	軸応力度 $\sigma_a = \alpha_1 \frac{\pi U_g E}{L}$ (kg/cm ²) 曲げ応力度 $\sigma_b = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_g E}{L^2}$ (kg/cm ²) $\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{E \cdot A}{2K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}$ $\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{E \cdot I}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4}$	同 左	U_g : 表層地盤面での地震動の水平変位振幅 (cm) L : 表層地盤での地震動の波長 (cm) D : パイプライインの外径 (cm) E : パイプライインの弾性係数 (kg/cm ²) α_1, α_2 : 補正係数 A : パイプライインの断面積 (cm ²) I : パイプライインの慣性二次モーメント (cm ⁴) K_a : 軸方向の地盤の剛性係数 (kg/cm ²) K_b : 軸直角方向の地盤の剛性係数 (kg/cm ²)
表層地盤の 基本固有周期 T^*	$T = \frac{4H}{V_{1S}}$ (S) 粘性土地盤 $T = \frac{5.23H}{V_{1S}}$ (S) 砂質地盤	同 左	H : 表層地盤の厚さ (cm) V_{1S} : 表層地盤でのせん断弾性波速度 (cm/s) * 常時微動観測等を表層している場合は、 T の値についてこれら結果を参考にするとよい。
地震動の波長 L	$L = \frac{2L_1 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2V_{1S}}{1 + V_{1S}/V_{0S}} T$ (cm)	L の長さがある上限値内*で変化させて、軸または曲げ応力の最大値を出す。	V_{0S} : 基礎でのせん断弾性波速度 (cm/s) * たとえば、 $L = 2V_{1S} T$ の範囲で考える。
せん断弾性波速度 表層地盤 V_{1S}^S 基礎 V_{0S}^S	実測値*から得られたせん断弾性波速度の半とす または $V_{1S} = 2,000 \sqrt{N}$ (cm/s) $V_{0S} = 4,000 \sqrt{N}$ (cm/s)	実測値を原則とする	N : N 値 * 弾性波探査、速度検層、動的直接せん断試験、共振法等で得られた結果を考慮する。

	石 質 基 準	BART・表 補 法	備 考
地盤の剛性 係数 K 軸方向 K_a 軸直角方向 K_b	$K_a = K_b = E_s = 3G_3$ $= \frac{3\gamma}{g} V_{1s}^2 \quad (\text{kg/cm}^2)$ (石油パイプライン地震対策要綱, 同解説) 日本道路協会	$K_a = \frac{4DG_s \pi}{L} \left(\frac{L}{2\pi A} + \frac{\pi h}{L} \right)$ $K_b = (2K_c + K_s)$ $K_c = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} I_y$ $K_s = \frac{2G_s \tan \theta}{\log_e \frac{x_2/x_1}{x_2/x_1}}$	E_s : 表層地盤の弾性係数 (kg/cm^2) G_s : 表層地盤のせん断弾性係数 (kg/cm^2) γ : 表層地盤の単位体積重量 (kg/cm^3) g : 重力加速度 ($9.8 \times 10^2 \text{cm/s}^2$) h : 基礎面とパイプライン軸との距離 (cm) ν : 表層地盤のポアソン比 I_y : 影響値 θ : 右図 x_1 : 参照 x_2 : 参照 
表層地盤面の 水平変位振幅 U_y	$U_y = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v^* \cdot T \cdot K_{0A}^* \quad (\text{cm})$	パイプライン建設地点で得られた応答スペクトル曲線(波長~振幅)を用いる。この曲線が得られない場合には、背木スペクトル又は $U_y = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v^* \cdot T \cdot K_{0A} \quad (\text{cm})$	K_{0A}^* : 設計基礎面における水平震度 $0.15 \nu_1$ (ν_1 : 地盤別補正係数) S_v^* : 応答速度の基準値 石質基準では建設省土木研究所で、BART表補法では運輸省港湾技術研究所で各々作成したものを 用いる。
入力地震波の 基準	設計基礎面で $K_{0A} = 0.15$	表層地盤面での最大加速度 2.5 0Gal	
合成応力度	$\sqrt{3.12 \sigma_0^2 + \sigma_0^2}^*$	$\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$	* 軸方向に4成分, 軸直角方向に1成分の計5成分の地震動を考慮している。

地盤面の水平変位振幅 (cm)

K_b : パイプライン軸直角方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm²)

I : パイプラインの断面二次モーメント (cm⁴)

パイプライン軸直角方向の表層地盤面の水平変位振幅 (y_{pb}) を式 (2-8) に、同じくパイプラインの水平変位振幅 (y_{ps}) を式 (2-9) に各々示す。

$$y_{pb} = U_p \cos \phi \sin \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \quad \text{式 (2-8)}$$

$$y_{ps} = U_p \cos \phi \sin \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \quad \text{式 (2-9)}$$

式 (2-8) および式 (2-9) を式 (2-7) に代入すると表層地盤の水平変位振幅 (U_p) とパイプラインの水平変位振幅 (U_s) との関係を示す式 (2-10) が得られる。

$$U_p = \frac{U_s}{1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} \right)^4} \quad \text{式 (2-10)}$$

パイプラインに発生する曲げひずみ (ϵ_b) は、したがって式 (2-11) で算定される。

$$\epsilon_b = - \frac{d^2 y_{ps}}{dx^2} \cdot \frac{D}{2} = \frac{U_s}{1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} \right)^4} \cdot \frac{D}{2} \cdot$$

$$\cos \phi \cdot \left(\frac{2\pi}{L} \cos \phi \right)^2 \cdot \sin \left(\frac{2\pi}{L} \cos \phi x \right)$$

式 (2-11)

ここで D : パイプラインの外径 (cm)

曲げ応力度 (σ_b) は、 $\sigma_b = \epsilon_b E$ で示される。また、式 (2-11) で明らかとなるように地震波の入射角 (ϕ) が 0 度の時、曲げ応力度は最大となる。曲げ応力度の最大値 (σ_b)_{max} は、式 (2-12) で算定される。

$$(\sigma_b)_{\max} = \frac{U_s}{1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4} \cdot \frac{2\pi^2 DE}{L^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

式 (2-12)

式 (2-6) および式 (2-12) で

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \frac{EA}{2K_b} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2} \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4} \end{aligned} \right\} \quad \text{式 (2-13)}$$

と置けば、パイプラインに発生する軸応力度および曲げ応力度の最大値は、最終的に式 (2-14) および式 (2-15) で示される。

$$(\sigma_s)_{\max} = \alpha_1 \frac{\pi U_s E}{L} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{式 (2-14)}$$

$$(\sigma_b)_{\max} = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_s E}{L^2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{式 (2-15)}$$

石バ基準で示される方法では、パイプラインに発生する合成応力度 (σ_s) は、式 (2-14) と式 (2-15) を用いて式 (2-16) で算定することになっている。

$$\sigma_s = \sqrt{3.12 \sigma_s^2 + \sigma_b^2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{式 (2-16)}$$

式 (2-16) は、パイプライン軸方向に関して図 2-2 に示すとおりパイプラインに 4 方向から地震波が入射すると仮定して求められている。すなわち、地表面に水平

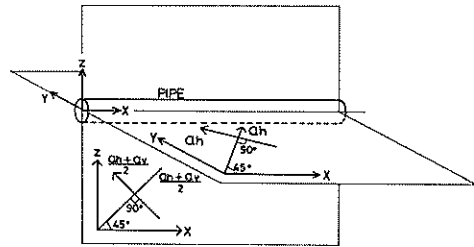


図 2-2 入力地震波の合成

でありかつパイプライン軸に対して 45 度と 135 度の角度でもって、2つの地震波が同時にパイプラインに入射し、かつ、地表面に対して鉛直でパイプライン軸に対して 45 度と 135 度の角度でもって、地盤の水平変位振幅と鉛直変位振幅の平均の変位振幅をもった 2つの地震波が同時にパイプラインに入射するものとしている。

(3) 剛性係数

地盤とパイプラインを結ぶ剛性係数 (K_b および K_s) については、石バ基準では特に定められていない。石油パイプラインが道路敷を占有する場合には、「石油パイプライン地震対策要綱、同解説 (昭和 49 年 3 月、日

本道路協会⁶⁾が剛性係数を式(2-18)および式(2-19)によって算定することを定めている。

$$K_s \doteq K_b \doteq E_s = 3G_s \quad \text{式(2-18)}$$

$$G_s = \frac{\gamma}{g} V_{1s}^2 \quad \text{式(2-19)}$$

ここで K_s : パイプライン軸方向の変位に関する剛性係数 (kg/cm²)

K_b : パイプライン軸直角方向の変位に関する剛性係数 (kg/cm²)

γ : 表層地盤の単位体積重量 (kg/cm³)

E_s : 表層地盤の弾性係数 (kg/cm²)

G_s : 表層地盤のせん断弾性係数 (kg/cm²)

V_{1s} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (cm/s)

g : 重力加速度 (980 cm/s²)

また同解説によれば計算に用いるせん断弾性波速度は原則として、弾性波探査等によって得られた実測値の1/2とする。実測値が得られない場合には、標準貫入試験で得られたN値から式(2-20)および式(2-21)を用いてせん断弾性波速度を推定する。

$$V_{1s} = 2.000 \sqrt{N} \quad (\text{cm/s}) \quad \text{式(2-20)}$$

$$V_{0s} = 4.000 \sqrt{N} \quad (\text{cm/s}) \quad \text{式(2-21)}$$

ここで N : 標準貫入試験で得られたN値

V_{0s} : 基盤でのせん断弾性波速度 (cm/s)

表層地盤が多層で構成されている場合には、各層の厚さを考慮した平均のN値を用いる。

(4) 表層地盤面の水平変位振幅

水平変位振幅 (u_p) は式(2-22)で算定する。

$$U_p = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T \cdot K_{0k} \quad (\text{cm}) \quad \text{式(2-22)}$$

ここで T : 表層地盤の固有周期 (s)

S_v : 応答速度の基準値 (cm/s)

K_{0k} : 設計基盤面における水平震度

応答速度値は、図2-3あるいは図2-4を用いて得られる。図2-3は建設省⁷⁾で、図2-4は運輸省⁷⁾で各々提案されたものである。表層地盤の固有周期と地盤の減衰定数とを与えれば、1 gal 当りの応答速度値が得られる。

石バ基準に示される方法では、式(2-22)で用いる応答速度の基準値を80 cm/sとしている。これは、図2-4で地盤の減衰定数が0.2、表層地盤の固有周期が0.5秒以上の場合に対応している。また設計基盤面における水平震度 K_{0k} は式(2-23)で求める。

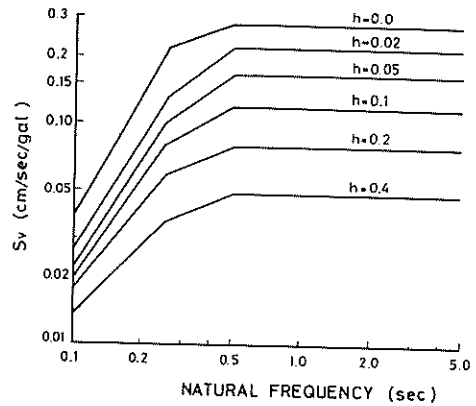


図2-3 応答速度と固有周期 (建設省)

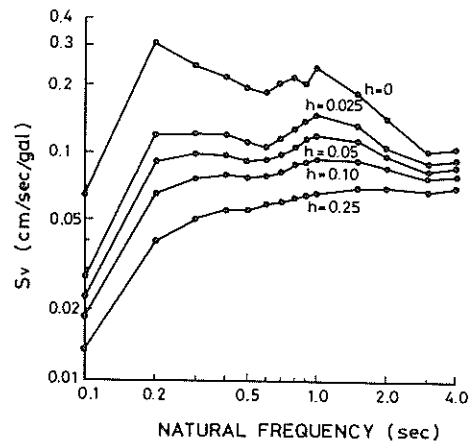


図2-4 応答速度と固有周期 (運輸省)

$$K_{0k} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot K_0 \quad \text{式(2-23)}$$

ここで ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 経由地の利用区分別補正係数

$K_0 = 0.15$

(5) 地震動の波長

地震動の波長 (L) は、表層地盤での地震動の波長 (L_1) と基盤での地震動の波長 (L_2) の調和平均として算定する。

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \quad (\text{cm}) \quad \text{式(2-24)}$$

表層地盤での地震動の波長 (L_1) は $L_1 = V_{1s} \cdot T$ 、基盤での地震動の波長 (L_2) は、 $L_2 = V_{0s} \cdot T$ で各々算定するものとする。

(6) 計算例

石バ基準の方法に従って地震時に海底パイプラインに発生する応力度を算定する際に、その計算結果の一般的

な性質を把握するため、パイプラインの外径、表層地盤の厚さ及び地盤条件（ N 値）を変量として試算を実施した。

図2-5には、パイプ外径が、101.6cmで表層地盤が粘性土の場合における、表層地盤の厚さおよび N 値とパイプラインに発生する合成応力度との関係を示す。

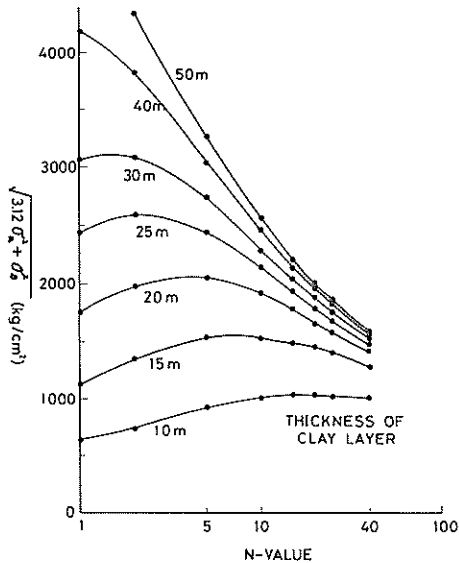


図2-5 N 値と合成応力度の関係（粘性土）

図2-5によると、 N 値が同じ地盤では、表層地盤が厚くなるにつれて合成応力度は、大きくなる。表層地盤の厚さが10m程度の場合には、 N 値が大きくなるにつれて、合成応力度も増加する。しかし表層地盤の厚さが25m程度の場合には、 N 値が2程度の時、最大の合成応力度となる。表層地盤の厚さが40m以上の場合には N 値が大きくなるにつれて、合成応力度は減小する。

石ベースでは、パイプラインに使用する鋼材の許容応力度は、鋼材の最小降伏点応力度の値を2.0で割り、地震時の割増係数1.7を乗じて求められる。

いま、パイプラインに使用する鋼材を、現在一般によく用いられているAPI規格の5LX-46と仮定するとパイプ材の許容応力度は、 $2,746 \text{ kg/cm}^2$ となる。一方地震時の荷重の組合せは、主荷重（土圧、内圧、水圧など常時作用している荷重）+地震の影響であるので、地震荷重に対応する許容応力度相当分は、主荷重による分、約 200 kg/cm^2 をひいた約 $2,550 \text{ kg/cm}^2$ となる。

図2-5に示すとおり、表層地盤の厚さが30m以上の粘土層で N 値が7以下の場合には、合成応力度が $2,500 \text{ kg/cm}^2$ を超えるので外径が1m以下のパイプラインの建設は難しい。

図2-6にパイプラインの外径が101.6cm、表層地盤が砂質土の場合における、表層地盤の厚さおよび N 値と、パイプラインに発生する合成応力度との関係を示す。

表2-2 パイプラインの強度と許容応力度

材 料		強 度		許 容 応 力 度		
種 類	種 類	引張強度 (kg/cm^2)	降伏点 (kg/cm^2)	引張, 圧縮 (kg/cm^2)	せん断 (kg/cm^2)	支 柱 (kg/cm^2)
圧力配管用 炭素鋼鋼管	STPG 38	3,800	2,200	1,100	660	1,540
	STPG 42	4,200	2,500	1,250	750	1,750
高圧配管用 炭素鋼鋼管	STS 35	3,500	1,800	900	540	1,260
	STS 38	3,800	2,200	1,100	660	1,540
	STS 42	4,200	2,500	1,250	750	1,750
	STS 49	4,900	2,800	1,400	840	1,960
配管用アーク溶接炭素鋼鉄管	STPY 41	4,100	2,300	1,150	690	1,610
Line pipe	API 5L(B)	4,220	2,460	1,230	740	1,720
	API 5LXS(B)	4,220	2,460	1,230	740	1,720
High Test Line pipe	API 5LX-42	4,220	2,950	1,475	885	2,065
	API 5LX-46	4,430	3,230	1,615	970	2,260
	API 5LX-52	4,640	3,660	1,830	1,100	2,560
	API 5LX-60	5,270	4,220	2,110	1,265	2,955
	API 5LX-65	5,410	4,570	2,285	1,370	3,200

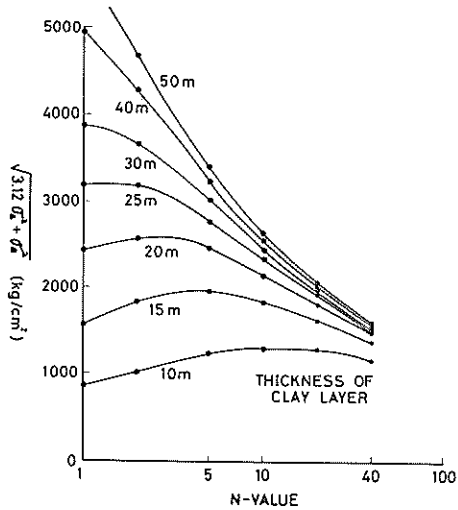


図2-6 N値と合成応力度の関係(砂質土)

砂質土の場合には、地震時における地盤の液状化についても検討する必要がある。地盤の液状化の問題をいま考慮しなければ、図2-6は砂質土の場合でも、図2-5に示す粘性土の場合と同様な傾向があることを示している。

図2-7に表層地盤が粘性土でその厚さが30mの場合での、パイプラインの外径および表層地盤のN値と、合成応力度との関係を示す。この計算に用いたパイプラインの諸元を表2-3に示す。図2-7によると、N値

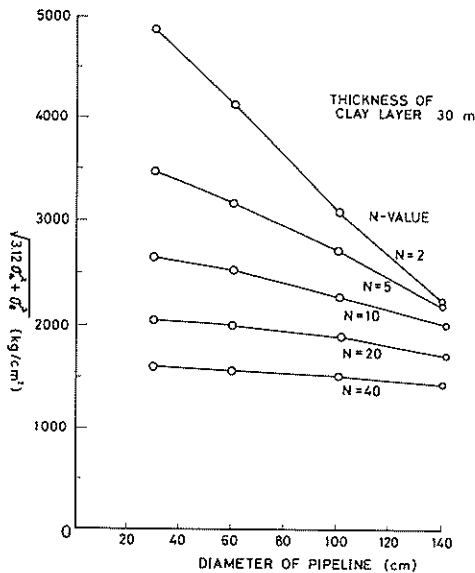


図2-7 パイプラインの外径と合成応力度の関係(粘性土)

表2-3 パイプラインの諸元

パイプラインの外径	肉厚	鋼断面積	断面二次モーメント
31.85	6.9	67.55	8.2×10^3
60.96	9.5	179.1	8.06×10^4
101.6	12.7	400.3	5.04×10^5
142.24	17.0	750.6	1.853×10^6

が大きい場合には、パイプラインの諸元が合成応力度に及ぼす影響は少ない。N値が2~5と表層地盤が軟弱な場合、パイプラインの諸元の影響は大きい。この計算例では表層地盤のN値が10以下の場合には、パイプラインの諸元によっては、パイプラインの建設が困難な場合がある。

図2-8に、表層地盤が粘性土で、パイプラインの外径が101.6cmの場合での表層地盤の厚さと、パイプラインに発生する軸応力度および曲げ応力度との関係を示す。

表層地盤の厚さが10mでN値が1の場合には、曲げ応力度が軸応力度よりも大きい値であるが、この場合以外は、軸応力度の方が曲げ応力度より大きい。表層地盤の層厚

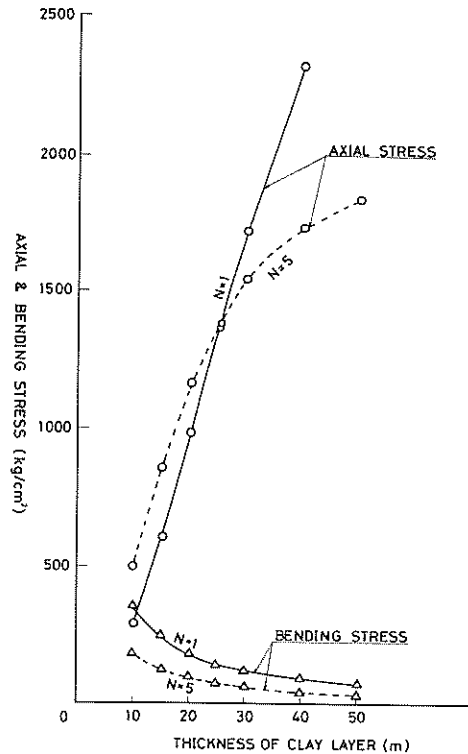


図2-8 表層地盤の厚さと応力度の関係

が厚くなれば、曲げ応力度は非常に小さい値となり、合成応力度はほとんど軸応力度によって支配される。

石パ基準の方法では、表層地盤の N 値と単位体積重量、表層地盤の厚さ、パイプラインの諸元をもってパイプラインに発生する応力度を算定できる。表層地盤が厚くまた N 値が小さいときについては石パ基準を適用する場合、特に N 値を設定する地盤条件の把握が、もっとも重要な要素となることがわかる。

2.2 BART・衣浦法

BART・衣浦法は、Housner がBARTトンネル（米国、カルフォルニア州）での耐震設計法に提案した手法を基本としており、日本での条件を考慮して多少の改良を行なって、沈埋トンネルの耐震設計法として確立されたものである。（この方法をBART・衣浦法と今後呼ぶ）この方法は、衣浦港海底トンネル⁸⁾等の耐震設計に用いられた実績がある。今回の検討では沈埋トンネルと同じ長大な地中構造物である海底パイプラインにそのまま適用した。

パイプラインに発生する応力度の算定は、石パ基準の方法と同じで、式(2-14)および式(2-15)を用いる。合成応力度(σ_x)は、石パ基準の方法と異なって式(2-25)で算定する。

BART・衣浦法では、合成応力度を軸応力度と曲げ応力度との二乗和の平方根とする。

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_b^2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{式(2-25)}$$

次に地盤の剛性係数(K_a および K_b)、表層地盤面での水平変位振幅(U_p)および地震動の波長(L)について述べる。

(1) 剛性係数

パイプライン軸方向の地盤の剛性係数(K_a)は、式(2-26)で算定される。

$$K_a = \frac{4\pi G_s D}{L} \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) \quad \text{式(2-26)}$$

ここで h : 設計基盤面からパイプライン軸までの距離 (cm)

式(2-26)は、パイプライン表面と地盤との間のせん断力およびパイプラインと地盤との相対変位による地盤のせん断力を考慮して誘導される。

パイプライン軸直角方向の剛性係数(K_b)は、式(2-27)で算定される。

$$K_b = 2K_c + K_s \quad \text{式(2-27)}$$

K_c は、地盤の圧縮による剛性係数で、Boussinesqの

理論から誘導される。 K_s は地盤とパイプラインのせん断力を考慮して誘導される。 K_c および K_s の算定式を各々式(2-28)、式(2-29)に示す。

$$K_c = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)I_p} \quad \text{式(2-28)}$$

$$K_s = \frac{2G_s \tan \theta}{\log_e x_2/x_1} \quad \text{式(2-29)}$$

ここで ν : 表層地盤のポアソン比

I_p : 影響値で、図2-9に示す

θ , x_1 , x_2 : 図2-10に示す

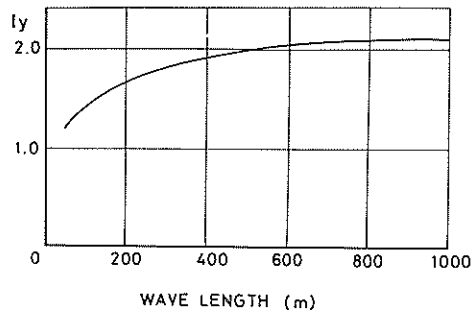


図2-9 影響値と地震動の波長

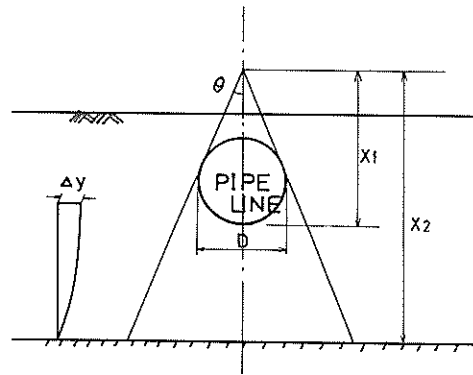


図2-10 BART・衣浦法でのバネ定数の算定法

BART・衣浦法での剛性係数には、パイプラインの埋設深さ、表層地盤の厚さ、パイプラインの外径等の影響が入る。パイプライン軸方向の剛性係数(K_a)は、表層地盤が厚くなるにつれて、その値は小さくなる。また剛性係数(K_a)は、パイプラインの外径に比例する。

今、パイプラインの外径を100cm、地震動の波長を100m、表層地盤の厚さを20m、表層地盤のせん断弾性係数を100kg/cm²と仮定して、パイプラインの埋設深さと剛性係数(K_a および K_b)の関係を調べた。その

結果を、図2-11および図2-12に示す。

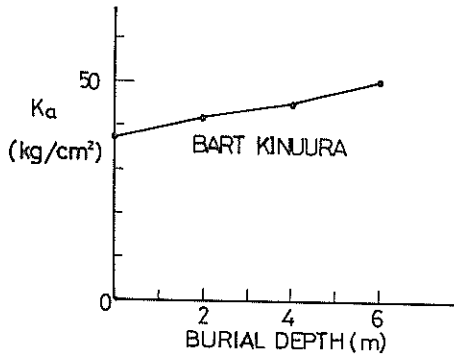


図2-11 埋設深さと軸方向の剛性係数

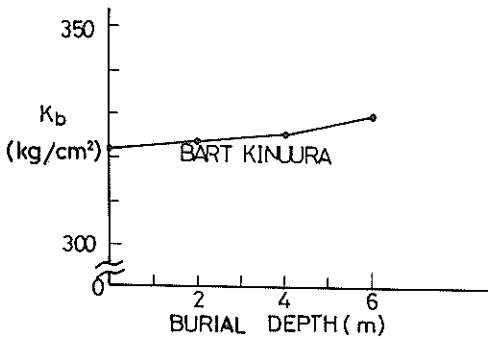


図2-12 埋設深さと軸直角方向の剛性係数

BART・衣浦法でのパイプライン軸方向の剛性係数 (K_a) の値は、パイプライン軸直角方向の剛性係数 (K_b) の値に比べて1/8程度の値である。剛性係数 (K_s) の値は、パイプラインの埋設深さによってさほど影響は受けないが、剛性係数 (K_a) の値は、パイプラインの埋設深さが深くなるにつれて大きくなる。

一方、石パ基準で示される剛性係数 (K_a および K_b) は、パイプラインの埋設深さ、表層地盤の厚さ、パイプラインの外径等によらず、土質条件のみで決定される。

BART・衣浦法でさきほど計算した条件で石パ基準で示される剛性係数を計算すると、 $K_a = K_b \approx 100 \text{ kg/cm}^2$ となる。パイプライン軸直角方向の剛性係数 (K_b) の値は両者ほぼ同程度の値であるが、パイプライン軸方向の剛性係数 (K_a) は、BART・衣浦法の方が石パ基準と比較してかなり小さい値が算定されることがわかる。

(2) 表層地盤面の水平変位振幅

水平変位振幅は、Housner、青木等によって提案された設計スペクトルを用いて算定する。青木によって提案された設計スペクトル⁹⁾ (青木スペクトル) は、表層地盤の固有周期と表層地盤面の水平変位振幅との関係を得

たものでこれを図2-13に示す。

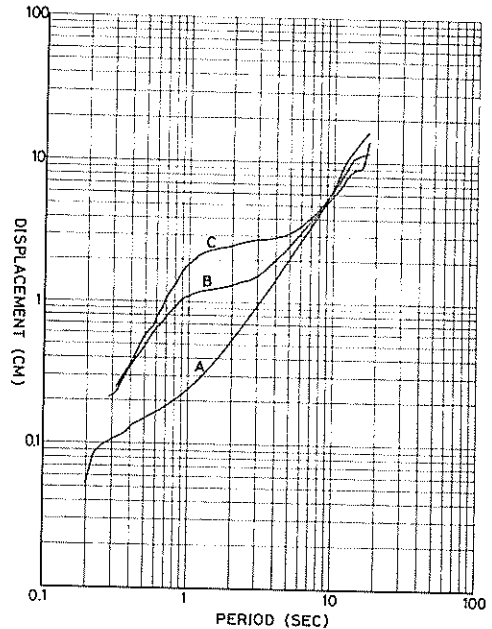


図2-13 青木スペクトル

青木は、表層地盤を軟弱な状態(C)、堅い状態(A)、中間の状態(B)に区分して、各々に表層地盤に対して設計スペクトルを作成した。BART・衣浦法では、固有周期と水平変位振幅に関する青木スペクトルを、地震動の波長と水平変位振幅に関するスペクトルに変換する。この変換は $L = V_s \cdot T$ の関係を用いて行なう。

青木スペクトルでは、設計基盤面での入力地震波に関する基準的な概念はない。ここでは、表層地盤面の地震波の最大加速度を250 Galとし、この値を基準にして設計スペクトルの作成を行なう。石パ基準での表層地盤面の設計水平震度は、地域別補正係数を0.1、土地利用区別補正係数を1.0、地盤別補正係数を1.6とすると、0.24となる。設計水平震度と最大加速度との関係は、

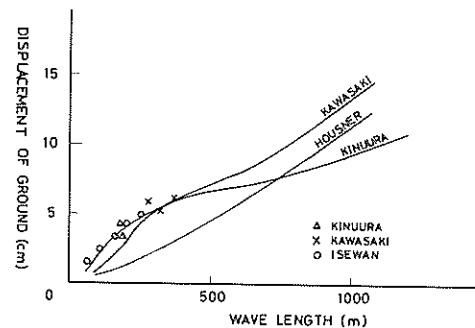


図2-14 水平変位振幅と地震動の波長

一義的ではないが、石パ基準で示される表層地盤面の設計水平震度 0.24 と BART・衣浦法での表層地盤面の最大加速度 250 Gal は、ほぼ対応していると考えてよい。

図 2-14 に、設計スペクトルで求められる水平変位振幅と式 (2-22) で求められる水平変位振幅との比較した一例を示す。地震動の波長が、100～300 m の範囲では、両者の値はほぼ一致する。

(3) 地震動の波長

BART・衣浦法では、地震動の波長の値を算定する式はない。パイプラインに発生する応力度を算定する際には、地震動の波長を適宜変えながら、パイプラインに発生する最大の断面力を見つける手順をふむ必要がある。

この方法での問題点は、図 2-15 に示すとおり、波長が長くなるにつれて、パイプラインに発生する合成応

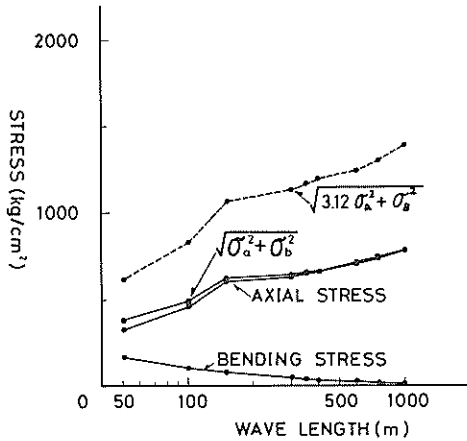


図 2-15 地震動の波長と合成応力度の関係

力が増加して、合成応力度の最大値が得られない場合があることである。Housner は、このような場合が生じた時には、例えば沖積層の厚さが 100 フィート (約 30 m) に対して考慮すべき波長の最大値を 500 フィート (約 150 m) とすることを提案している。

その他に、パイプラインと地盤との力の伝達が、最大の摩擦係数以上にならないとして、パイプラインに発生する合成応力度の最大値を決める考え方も提案¹⁰⁾されている。

BART・衣浦法では、地震動の波長、すなわち地震動の周期を適宜変えることと、表層地盤の固有周期との関係が必ずしも明確でない。地震時には、表層地盤の固有周期と地震動の卓越周期とが、ほぼ等しい場合に、構造物や地盤に大きな影響を与えたと考えられる。従って地震動の波長を必要以上に長い範囲まで考慮する必要はない。

石パ基準の方法では、表層地盤で常時微動観測が実施された場合に、表層地盤の固有周期は、実測値の 2 倍としてもよい。Housner が提案した地震動の波長の最大値の考え方と石パ基準の方法等を勘案して、本資料では、地震動の波長は、 $L = V_s \cdot T$ で算定される値の 2 倍までを考慮することとした。

(4) 計算例

BART・衣浦法に従ってパイプラインに発生する応力を算定した場合の一般的性質を把握するために、パイプラインの外径、表層地盤の厚さ、地盤条件を变量として計算を行なった。表層地盤の水平変位振幅と地震動の波長との設計スペクトルを、図 2-16 に示す。表層地盤が軟弱な状態に対してせん断弾性波 (S 波) 速度を 100 m/s、堅い状態に対して 400 m/s、中間の状態に対して 200 m/s と仮定して、設計スペクトルを作成した。

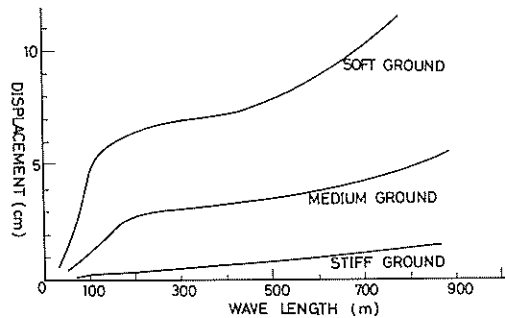


図 2-16 設計スペクトル

表層地盤の厚さが 30 m の時パイプラインの外径と表層地盤の状態を上記の 3 種類に変えた場合の、パイプラインに発生する合成応力度を図 2-17 に示す。

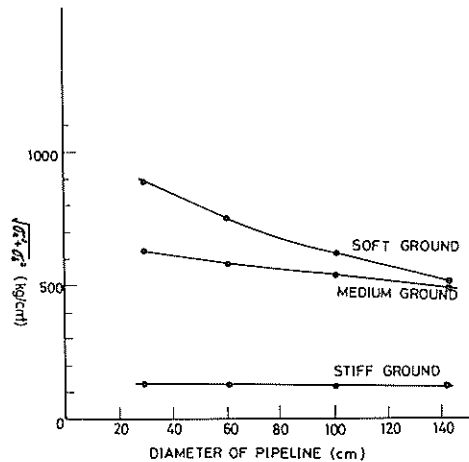


図 2-17 BART・衣浦法による計算

表層地盤の状態が堅い場合には、パイプラインの外径が、合成応力度に及ぼす影響は少ない。表層地盤の状態が軟弱な場合には、パイプラインの外径が小さくなるにつれて合成応力度は大きくなる。

表層地盤の状態が軟弱な時、表層地盤の厚さとパイプラインの外径を変えた場合の合成応力度を図2-18に示す。

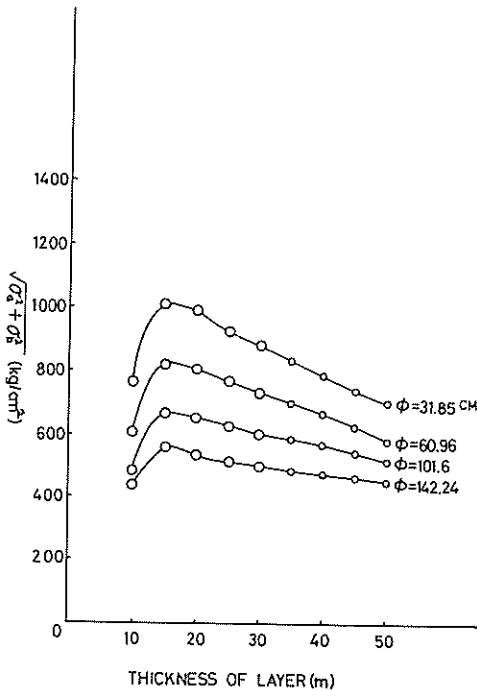


図2-18 表層地盤の厚さと合成応力度との関係

図2-18によるとパイプラインの外径が小さくなるにつれて合成応力度は大きくなる。一方、表層地盤が厚くなっても必ずしも石バ基準の方法のように、合成応力度は増加しない。表層地盤が厚くなれば地震動の波長が長くなるが、地震動の波長が150~500mの範囲では、設計スペクトルを見てわかるとおり水平変位振幅は、さほど大きくならない。しかし地盤の剛性係数は、表層地盤が厚くなれば、その値は減少する。

従って式(2-13)に示す伝達率は小さい値となり、合成応力度も小さくなるという計算結果を得る。

3. 動的応答計算法(質点系モデル)

3.1 質点系モデルについて

本資料で用いた質点系モデルによる動的応答計算法は、田村、浜田⁴⁾が提案した手法と基本的に同一である。

質点系モデルによる動的応答計算法は、パイプラインと同じ長大地中構造物である沈埋トンネルで、耐震設計に数多く用いられた実績がある。また実際の沈埋トンネルでの地震観測¹¹⁾やゼラチンを用いた模型振動実験¹²⁾等の結果と、質点系モデルによる動的応答計算法の計算結果と比較して、この計算手法の有効性が確認されている。

また前述の二つの変位法と比較して、質点系モデルによる動的応答計算法は、地震時の表層地盤やパイプラインの挙動をより正確に評価できる。

パイプラインの動的応答計算の手法として、質点系モデルによる動的応答計算法以外に、三次元モデルによる有限要素法(F. E. M.)等¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾がある。しかし、質点系モデルによる動的応答計算法は、F. E. M.と比較して、電子計算機の容量、演算時間が少なくすみ、経済的である。

田村、浜田が提案した質点系モデルは、長大構造物の長手方向に、スライス状に分割した表層地盤を一質点に置換しているが、本資料では、この表層地盤を二質点に置換した質点系モデルも作成して、両質点系モデルの比較をあわせて行なった。

二質点系モデルは、表層地盤の二次のせん断振動モードを考慮でき、従来の一質点系モデルよりも精緻な計算モデルである。

次に一質点系モデルと二質点系モデルの計算法について述べる。一質点系モデルについては、既にモデルの内容について発表されている⁴⁾¹⁷⁾が、二質点系モデルと比較するため概略の説明を行なう。

3.2 一質点系モデルの計算法

一質点系モデルによる動的応答計算法は、次の基本的な仮定のもとに作成される。

- ① 埋設されたパイプラインとその周辺の地盤は、地震時に同じ様な挙動をする。パイプライン自体だけでは大きな応答を示さない。また表層地盤の振動特性はパイプラインの存在によって影響を受けない。
- ② 地震時にパイプラインに発生する断面力に関して、表層地盤の水平変位が最も大きな影響を与える。この変位は、基盤より上の表層地盤の一次せん断振動によって評価される。
- ③ パイプラインの長手方向に表層地盤を分割し、各々を一質点に置換する。パイプライン、質点および基盤は、バネやダンパーの要素で連結する。
- ④ パイプラインを弾性床上の梁と考えると、パイプラインに発生する変位や断面力を算定する。
- ⑤ 動的応答計算は、分割された表層地盤に対して軸方向と軸直角方向について実施する。上下方向の振動

は考慮しない。

⑥ 入力地震波は、設計基盤面から入力する。

以上の仮定のもとで作成された一質点系モデルを図3-1に示す。一質点系モデルは、質点(M)、バネ(K₁, K₂, K₃)、ダンパー(C)および梁部材で構成される。

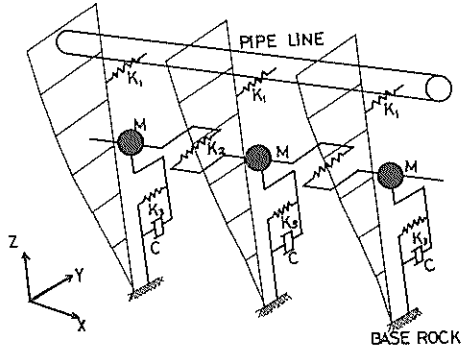


図3-1 一質点系モデル

K₁ バネは、パイプラインと表層地盤とを、K₂ バネは隣接している質点間どうしを、K₃ バネは質点と基盤とを各々連結している。図3-1は、振動方向が軸直角方向(Y軸)の場合の一質点系モデルを示しており、この時の各々のバネの成分はY軸方向のみを考える。振動方向が軸方向(X軸)の場合には、各々のバネの成分はX軸方向のみを考える。

質点系モデルによる動的応答計算は、式(3-1)で実施する。式(3-1)は、パイプラインを含まない、表層地盤に関する振動方程式である。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K_p]\{x\} = -[M]\{\ddot{e}\}$$

式(3-1)

ここで [M] : 質量マトリックス

[C] : 減衰マトリックス

[K_p] : K₂ バネおよびK₃ バネで構成される剛性マトリックス

{x} : 質点の変位で構成されるベクトル

{e} : 設計基盤面での入力地震波(加速度記録)

式(3-1)の振動方程式を解くと、各々の質点の変位{x}を時々刻々算定できる。この質点の変位に、パイプライン位置での刺激係数を掛ければ、パイプライン位置での地盤変位{y}を算定できる。従ってパイプラインの変位{z}は、式(3-2)で算定できる。

$$\{z\} = [K_p]\{y\} = [K_p] \cdot [\alpha] \cdot \{x\} \quad \text{式(3-2)}$$

ここで [K_p] : K₁ バネとパイプラインの剛性で構成される剛性マトリックス

[α] : 刺激係数で構成されるマトリックス

以上の手順によってパイプラインの変位を算定する。パイプラインの変位が算定されれば、パイプラインを弾性床上の梁と仮定して、断面力を算定できる。

図3-3に示す様にパイプラインの一部が地上に露出している場合には、式(3-3)に示す振動方程式でパイプラインの変位を算定する。

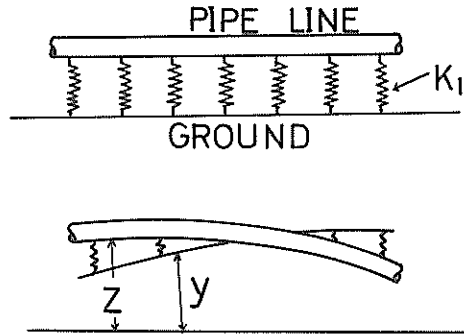


図3-2 パイプラインと地盤との関係

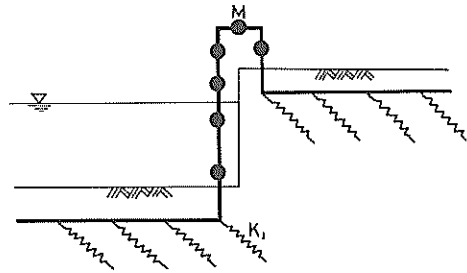


図3-3 質点系モデル

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z}_1 \\ \ddot{z}_2 \\ \ddot{z}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{z}_1 \\ \dot{z}_2 \\ \dot{z}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{e} \\ \\ \end{bmatrix}$$

式(3-3)

ここで [z₁] : 地上部のパイプラインの変位

[z₂] : 地盤中のパイプラインの変位

[z₃] : 強制変位

[m₁] : パイプラインの質量

[C₁] : パイプラインの減衰定数

[K_{i,j}] : 剛性マトリックス

次に一質点系モデルに用いる定数の設定について述べる。

図3-4に、パイプラインの軸直角方向に関する K_1 バネ、図3-5に、軸方向に関する K_1 バネを求める模式図を示す。パイプラインのある点に任意の荷重 (F) を

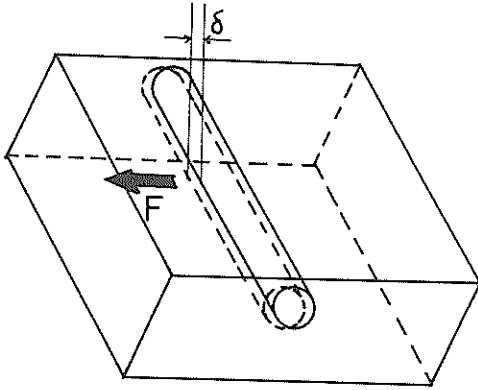


図3-4 軸直角方向のバネ定数 (K_1)

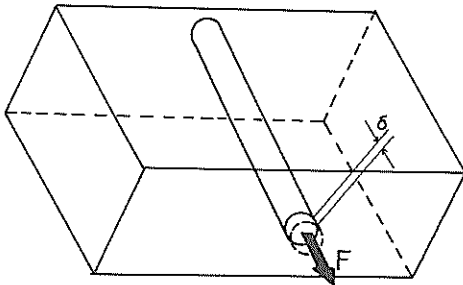


図3-5 軸方向のバネ定数 (K_1)

振動方向に加えた時の、その点でのパイプラインの変位 (δ) を算定すれば、 K_1 バネの値は、 $K_1 = F/\delta$ で求められる。

図3-6に、パイプライン軸直角方向に関する K_2 バネを、図3-7に、軸方向に関する K_2 バネを求める模式図を示す。スライス状に分割した表層地盤の端部の質

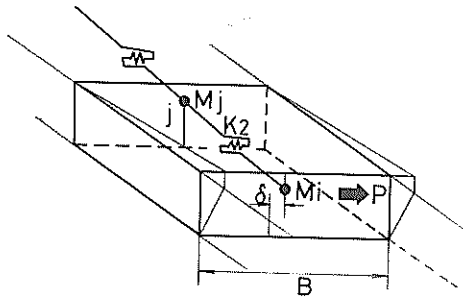


図3-6 軸直角方向のバネ定数 (K_2)

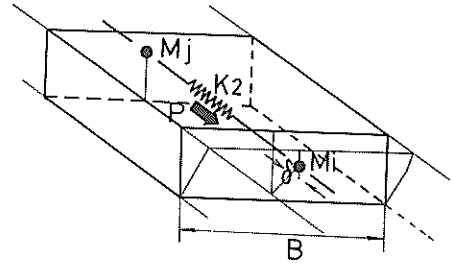


図3-7 軸方向のバネ定数 (K_2)

点に任意の荷重 (P) を振動方向に加えた時の、その点での質点の変位 (δ) を算定すれば、 K_2 バネの値は、 $K_2 = P/\delta$ で求められる。

K_3 バネの値は、表層地盤の一次せん断振動周期 (T) および有効質量 (\bar{M}) から式 (3-4) で求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{M}}{K_3}} \quad \text{式(3-4)}$$

一次せん断振動周期 (T) および有効質量 (\bar{M}) は、有限要素法による振動解析で求める。

表層地盤の一次せん断振動に寄与する有効質量 (\bar{M}) は式 (3-5) で求める。

$$\bar{M} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} \quad \text{式(3-5)}$$

ここで m_i : 表層地盤を構成する各層の質量

n : 表層地盤を構成する層数

\bar{x}_i : 表層地盤の一次せん断振動モードの変位ベクトル

表層地盤の減衰は、ダンパーによってモデル化する。ダンパーの減衰係数 (C) は式 (3-6) で示される。

$$C = 2\bar{M}\omega h \quad \text{式(3-6)}$$

ここで h : 表層地盤の減衰定数

ω : 一次せん断振動モードの固有円振動数

3.3 二質点系モデルの計算法

二質点系モデル¹⁸⁾¹⁹⁾による計算法は、一質点系モデルの計算法と基本的には、同一である。

二質点系モデルは一質点系モデルよりも精緻な計算モデルである。二質点系モデルは、表層地盤の厚さが大きい場合や表層地盤の地盤条件が複雑な場合等に一質点系モデルよりも、より忠実に表層地盤の動きを評価できるのではないかと考えて作成されたものである。二質点系

モデルでは、スライスに分割した表層地盤を二つの質点に置換して、表層地盤の一次せん断振動と二次せん断振動を考慮する。図3-8に二質点系モデルを示す。

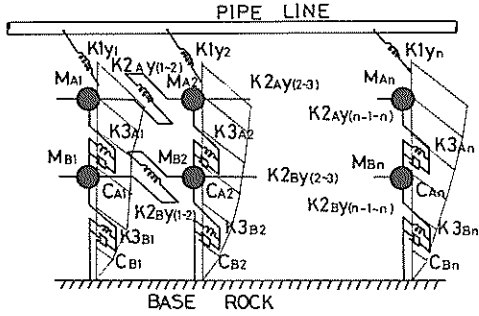


図3-8 二質点系モデル

二質点系モデルは、質点 (M_A, M_B), K_1 バネ, K_2 バネ, K_3 バネおよびダンパー (C) で構成されている。

K_1 バネは、表層地盤とパイプラインを連結するバネである。 K_{2A} バネは、隣接している質点 (M_A) どうしを、 K_{2B} バネは、隣接している質点 (M_B) どうしを各々連結している。 K_{3A} バネは、質点 (M_A) と質点 (M_B) を、 K_{3B} バネは、質点 (M_B) と設計基盤とを連結している。

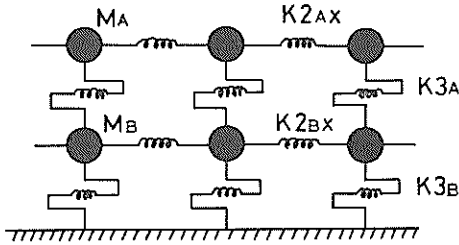


図3-9 二質点系モデル(軸方向)

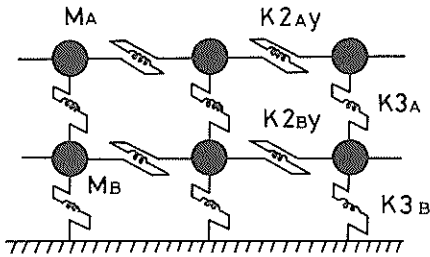


図3-10 二質点系モデル(軸直角方向)

パイプライン軸方向に関する質点とバネの関係を図3-9に、軸直角方向に関する質点とバネの関係を図3-10に示す。

表層地盤の減衰はダンパー (C) によってモデル化を行なう。ダンパー C_A および C_B は、 K_{3A} バネ および K_{3B} バ

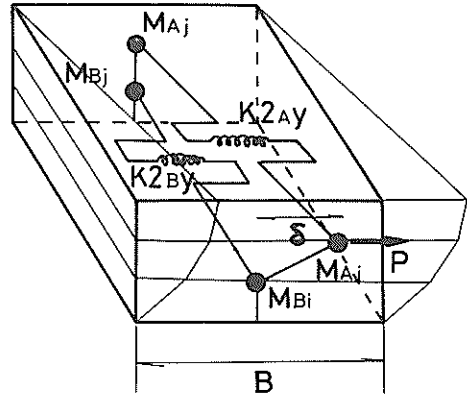
ネと並列に設置してある。

二質点系モデルによる動的応答計算は、一質点系モデルと同様に、式(3-1)、式(3-2)および式(3-3)を用いて実施する。

次に二質点系モデルに用いる定数の設定について述べる。

K_1 バネおよびダンパー C_A および C_B は、一質点系モデルの場合と同様にして求める。

K_{2A} バネと K_{2B} バネの値は、図3-11に示すとおり二質点系モデルと二次元の有限要素法を用いて算定する。



$$K_{2Ay} = \frac{P}{\delta}$$

図3-11 バネ定数の算定 (K_2)

図3-12に示す二質点系モデルの質点の変位 (Y) は式(3-7)で求められる。

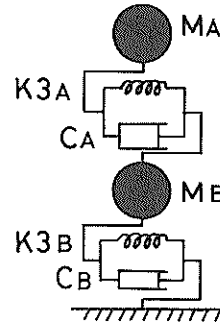


図3-12 二質点系モデル (K_3)

$$\{Y\} = \{\bar{Y}\} \cdot \{\beta\} \quad \text{式(3-7)}$$

$$\text{ここで } \{\bar{Y}\} = \begin{Bmatrix} y_{11} & y_{12} \\ y_{21} & y_{22} \end{Bmatrix} : (\text{図3-14を参照})$$

$$[\beta] = \begin{Bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{Bmatrix} ;$$

$$\beta_j = \frac{\sum_{i=1}^2 m_i y_{ij}}{\sum_{i=1}^2 m_i (y_{ij})^2} \quad \text{で求められる刺激係数}$$

図3-13に示す二次元の有限要素法モデルの節点での変位〔X〕は、式(3-8)で求められる。

$$[X] = [\bar{X}][\alpha] \quad \text{式(3-8)}$$

$$\text{ここで } [\bar{X}] = \begin{Bmatrix} X_{11} & X_{12} \\ X_{21} & X_{22} \\ \vdots & \vdots \\ X_{n1} & X_{n2} \end{Bmatrix} ; \text{ 図3-13に示す有限要素法による変位ベクトル}$$

$$[\alpha] = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_n \end{Bmatrix} ; \alpha_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i (x_{ij})^2}$$

で得られる刺激係数

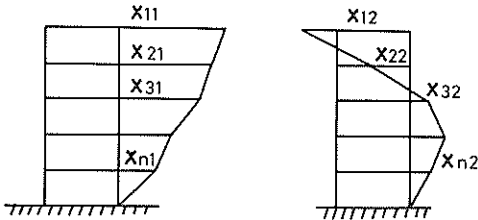


図3-13 有限要素法での振動モード

二質点モデルおよび二次元の有限要素法モデルでの外力〔F〕は、表層地盤の変位ベクトルと剛性マトリックスの積で求められる。

式(3-9)に二質点モデルでの外力、式(3-10)に二次元有限要素法モデルでの外力を示す。両者の外力を等しいものと仮定すれば、式(3-11)に示すとおり $K2_A$ バネおよび $K2_B$ バネの値を算定できる。

$$[F] = [Y]^T \begin{Bmatrix} K2_A \\ K2_B \end{Bmatrix} \quad \text{式(3-9)}$$

$$[F] = [X]^T [K] \quad \text{式(3-10)}$$

$$\begin{Bmatrix} K2_A \\ K2_B \end{Bmatrix} = ([X][Y]^{-1})^T [K] \quad \text{式(3-11)}$$

$$\text{ここで } [K] = \begin{Bmatrix} E_1 A_1 \\ E_2 A_2 \\ \vdots \\ E_n A_n \end{Bmatrix} \text{ あるいは } \begin{Bmatrix} G_1 A_1 \\ G_2 A_2 \\ \vdots \\ G_n A_n \end{Bmatrix}$$

：地盤の剛性マトリックス

E_i : 表層地盤を構成する各層の弾性係数

G_i : 表層地盤を構成する各層のせん断弾性係数

A_i : 表層地盤を構成する各層の断面積

$K3_A$ バネおよび $K3_B$ バネの値、質量 M_A および M_B の値も、二質点系モデルと有限要素法モデルを用いて算定する。

図3-12に示すような $K3_A$ バネ、 $K3_B$ バネ、および質量 M_A および M_B で構成されている二質点系モデルの振動方程式は、式(3-12)で示される。

$$M_A M_B \omega^4 - (M_B K3_A + M_A K3_A + M_A K3_B) \omega^2 + K3_A \cdot K3_B = 0 \quad \text{式(3-12)}$$

ここで ω : せん断振動モードの固有円振動数

式(3-12)で根と係数の関係から式(3-13)が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \omega_1^2 + \omega_2^2 &= \frac{M_B K3_A + M_A K3_A + M_A K3_B}{M_A M_B} \\ \omega_1^2 \omega_2^2 &= \frac{K3_A K3_B}{M_A M_B} \end{aligned} \right\} \quad \text{式(3-13)}$$

また、式(3-14)を用いて、二質点系モデルの一次および二次の有効質量が算定される。

$$\bar{M}_k = \frac{\left(\sum_{i=1}^2 m_i \bar{x}_i \right)^2}{\sum_{i=1}^2 m_i \bar{x}_i^2}, \quad (k=1, 2) \quad \text{式(3-14)}$$

ここに m_i : 質点の質量

\bar{x}_i : 一次または二次の質点の変位ベクトル

(図3-14に示す。)

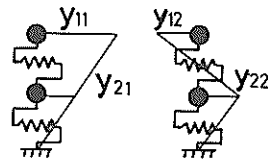


図3-14 二質点系モデルでの振動モデル

すなわち一次の有効質量(\bar{M}_1),二次の有効質量(\bar{M}_2)は,式(3-15)で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_1 &= \frac{\{M_A + M_B \frac{K3_A - \omega_1^2 M_A}{K3_A}\}^2}{M_A + M_B \left(\frac{K3_A - \omega_1^2 M_A}{K3_A}\right)^2} \\ \bar{M}_2 &= \frac{\{M_A + M_B \frac{K3_A - \omega_2^2 M_A}{K3_A}\}^2}{M_A + M_B \left(\frac{K3_A - \omega_2^2 M_A}{K3_A}\right)^2} \end{aligned} \right\} \text{式(3-15)}$$

一方,有限要素法の振動解析から,表層地盤の一次および二次のせん断振動モードの角速度(ω_1 および ω_2),ならびに一次および二次の有効質量(\bar{M}_1 および \bar{M}_2)が算定される。

これらの値を式(3-13)および式(3-15)に代入すれば, M_A , M_B , $K3_A$,および $K3_B$ を未知数とする連立方程式を得る。この方程式を解けば, M_A , M_B , $K3_A$ および $K3_B$ が算定できる。

以上の方法で,質量,バネ,ダンパーの値を設定して二質点系モデルによる動的応答計算を行なう。

一質点系モデルおよび二質点系モデルによる動的応答計算によって算定されるのは,地表面およびパイプライン埋設位置の地盤に発生する,変位,速度,加速度の各々の値と,パイプラインに発生する断面力の値である。

これらの値は,動的応答計算を実施している途中,時々刻々算定される。本資料では,これらの値の最大の応答値について計算結果の整理を行なった。

4. 計算に用いる入力条件

日本での港湾区域やその近傍の区域に海底パイプラインを敷設する際,耐震上問題となるのは,表層地盤が軟弱な箇所である。川崎港,衣浦港および伊勢湾を表層地盤が軟弱な箇所の代表例として変位法および動的応答計算法の対象地点とした。

伊勢湾については,実在の伊勢湾シーバース海底パイプライン²⁰⁾を対象とし川崎港,衣浦港については,仮想の海底パイプラインを対象として計算を実施した。

衣浦港では,昭和47年10月に,碧南市と半田市を連絡する沈埋トンネル⁸⁾が完成した。川崎港では,現在,千鳥町と扇島を連絡する沈埋トンネル¹⁰⁾が建設中である。

この2つの沈埋トンネルの建設地点と同じ地点に海底パイプラインを建設したものと仮定した。

4.1 地盤条件

(1) 川崎港の地盤条件

川崎港は,多摩川の河口近くに位置しており,沖積層が厚く堆積している。この沖積層は,-4.0mから-5.0m程度まで存在している。沖積層より下部は洪積層である。

ボーリング探査は,図4-1に示す箇所で行なわれた。弾性波探査は,図4-1のC9からC20の測線上で,常時微動観測は,千鳥町と扇島の護岸付近で各々実施された。図4-2に動的応答計算および変位法による計算に用いる地盤条件を示す。この地盤条件は,ボーリング探査,弾性波探査等の結果を総合的に判定して設定されたものである。次に千鳥町,航路部および扇島の地盤条件の概略を述べる。

(千鳥町)

地表面(+4.0m)から-1.2~-1.3mまでは,所々にシルトを含んでいるが, N 値が10~30程度の砂層である。この砂層の下部に層厚が1.2~2.0m程度で, N 値が1~4程度の軟弱なシルト層が存在する。

このシルトの一軸圧縮強度(q_u)は0.4~0.9kg/cm²である。軟弱なシルト層の下部は,層厚がほぼ1.1m程度で N 値が5~15程度の砂質シルト層である。この層の下部は,層厚が5m程度で, N 値が50以上の砂又は砂礫となっており,この層までが沖積層に分類される。

洪積層の第一層は,層厚が6~1.6mで, N 値が10~2.0程度のかかなり堅い粘土層である。-5.3m以深は N 値が50以上の締固った砂層であり,-6.5m以深は砂礫層である。

常時微動観測の結果から,千鳥町では1.0~1.2秒程度の周期が卓越している。

(航路部)

航路部の水深は-1.2.5mである。航路部では,-3.0m位まで,軟弱なシルト層であり,この層の性質は,千鳥町側のシルト層と同じである。この軟弱なシルト層の下部は,層厚が1.0~1.3m程度で, N 値が5~15程度の砂質シルト層である。砂質シルト層の下部は,層厚が3~5m程度の良く締固った砂層で,この砂層以深は洪積層である。

(扇島)

地表面から-8~-1.3m位まで N 値が10~30程度の,所々にシルトを含むが概して均一で良く締固った砂層である。この砂層の下部-3.0m位までは,千鳥町や航路部と同じ性質を持つ軟弱なシルト層である。

この軟弱なシルト層の下部は,層厚が6m程度, N 値が5~15程度の砂質シルト層である。沖積層は,ほぼ

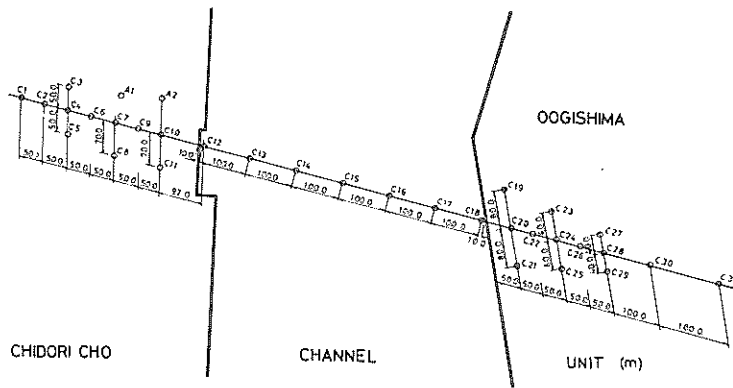


図 4-1 川崎港ボーリング位置図

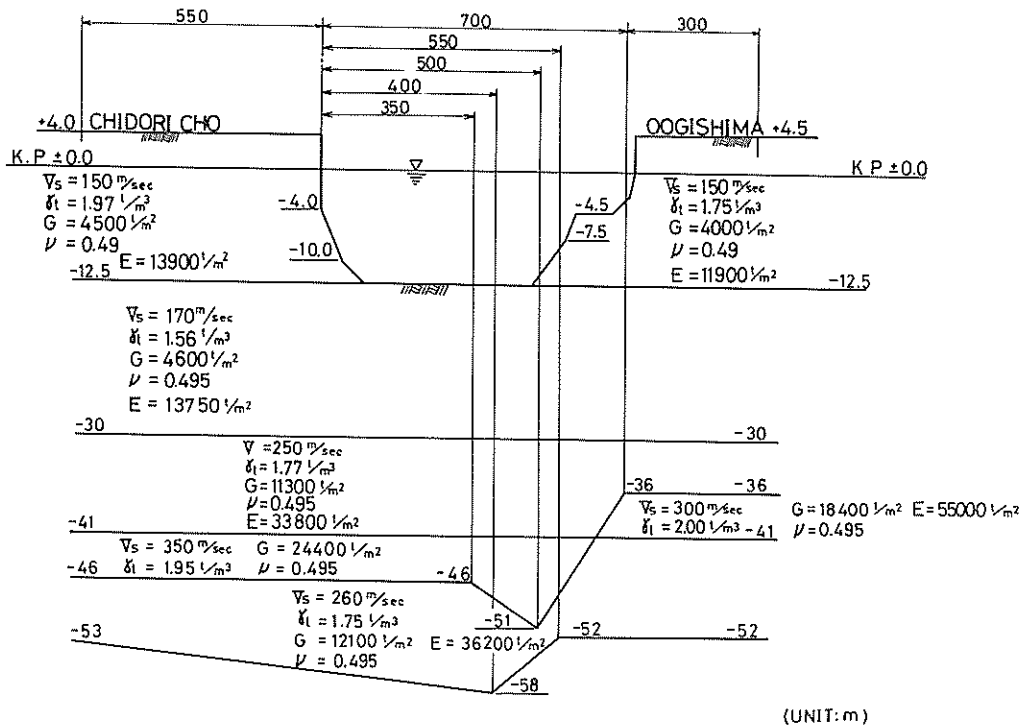


図 4-2 川崎港の地盤条件図

- 3.6 m までで、これ以下は、洪積層である。

洪積層の第一層は、層厚が 5 m 程度であるが、 N 値が 50 以上の砂礫層である。この砂礫層の下部は層厚 9 m 程度の粘土層で、 N 値が 10 ~ 30 程度である。この粘土層以下は、 N 値が 50 以上の砂層である。

扇島では、常時微動観測の結果から図 4-3 に示す様に、0.6 ~ 0.8 秒程度の周期が卓越している。

図 4-2 に示す地盤条件で、各層のせん断弾性波速度は、弾性波探査と、 N 値 ~ せん断弾性波速度 (V_s) 関係

式から総合的に設定した。

一質点系モデルでの設計基礎面は、 N 値が 50 以上の

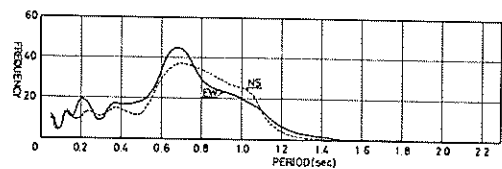


図 4-3 周期～頻度曲線

地層の所に設定した。すなわち図4-2に示すとおり千鳥町で-5.3m、航路部で-5.8m、扇島で-5.2mの所を設計基盤面と設定した。

二質点系モデルによる動的応答計算の地盤モデルは、ほぼ-5.2mから-9.0mまで存在する東京礫層も考えた。すなわち、-9.0mの所を動的応答計算で入力地震波を入力する設計基盤面と考えた。この東京礫層の土質条件として、地盤の単位体積重量(γ)を 1.9t/m^3 せん断弾性係数(G_s)を 4.000kg/cm^2 、ポアソン比(ν)を

0.462と仮定した。

(2) 衣浦港の地盤条件

衣浦港の半田側と碧南側の地盤は、地表面からはば-1.8mまでが軟弱な粘土地盤で1.8m以深は、良く締固まっている砂質地盤である。

ボーリング探査は、図4-4に示す地点で、弾性波探査は、図4-5に示す地点で、常時微動観測は、図4-6に示す地点で各々実施された。以上の調査をもとに作成された地盤条件図を図4-7に示す。

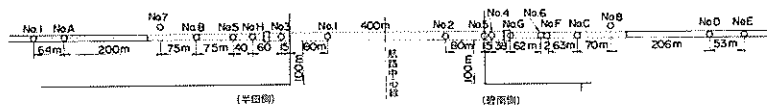


図4-4 ボーリング位置図

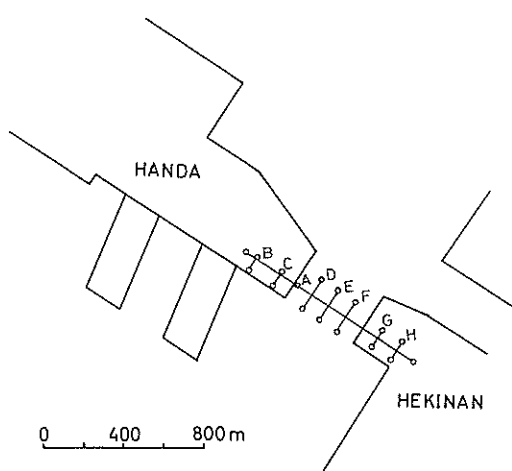


図4-5 弾性波探査位置図

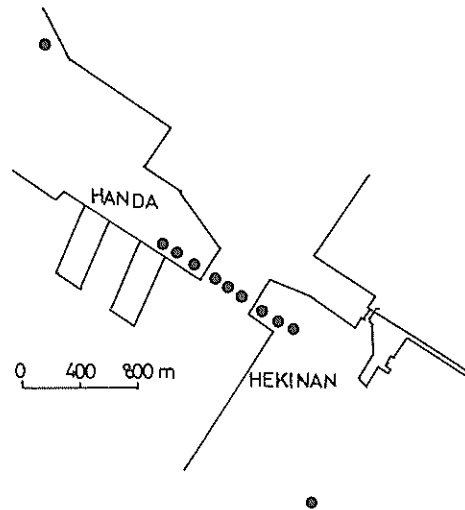


図4-6 常時微動観測の実施箇所

次に半田、航路部、碧南の地盤の概略を述べる。

(半田)

地表面(+4.5m)から0.0mまでは軟弱な埋立土である。0.0mから-1.8m程度までは、 N 値がほとんど0に近い、軟弱なシルト質粘土層である。このシルト質粘土層の一軸圧縮強度(q_u)は、 $0.1\sim 0.4\text{kg/cm}^2$ である。

この層の下部は、層厚が4m程度で N 値が20~25位のやや締固った砂層である。-2.1m以深は、洪積層で、 N 値が50以上の良く締固った砂礫層である。

常時微動観測の結果から、半田では0.6~0.8秒の周期が卓越している。

(航路部)

航路部は、-1.2mまで航路水深として掘削されている。航路の中央を境として半田側は、半田側のシルト質

粘土層が、碧南側は、碧南側のシルト質粘土層が、各々-1.8mまで存在する。このシルト質粘土層より下部は、層厚が3m程度、 N 値が20~25程度の砂層である。この砂層の下部に、-2.7mまで N 値が14~16程度の堅い粘土層が存在する。-2.7m以深は、 N 値が50以上の砂礫層である。常時微動観測の結果から航路部では、0.38~0.55秒の周期が卓越している。

(碧南)

地表面(+4.5m)から-4mまでは、 N 値が1程度の軟弱な埋立土である。この埋立土より下部の-1.8m位まではシルト質粘土層である。このシルト質粘土層は、 N 値が9~13程度で、一軸圧縮強度(q_u)は、 $0.5\sim 2.5\text{kg/cm}^2$ である。このシルト質粘土層以深は、洪積層であり、-2.1m程度まで、 N 値が16~20程度の

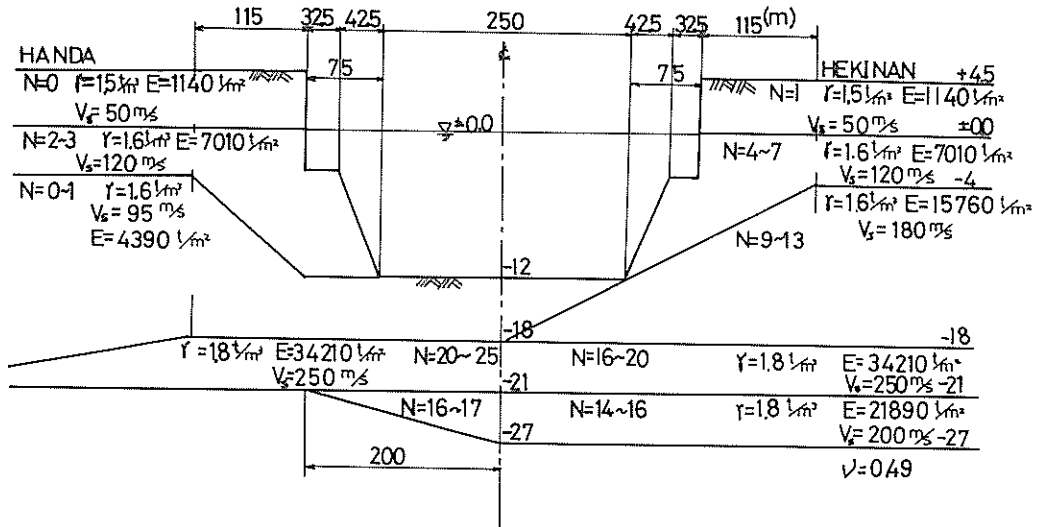


図 4-7 衣浦港の地盤条件

比較的締固まっている砂層である。-2.7 m程度まで、 N 値が1.4~1.6程度の比較的堅い粘土層で、この層以深は、所々に粘土層を挟んでいるが、 N 値が5.0以上の砂礫層である。

常時微動の結果から、碧南では、0.5.5秒程度の周期が卓越している。

一質点系モデルおよび二質点系モデルによる動的応答計算に用いた設計基礎面は、 N 値が5.0以上の地層が存在する所、すなわち半田側で-2.1 m、碧南側で-2.7 mの所に設定した。

(3) 伊勢湾の地盤条件

図4-8に伊勢湾シーバースの位置図を示す。伊勢湾シーバースの建設に先立って、図4-9に示すA点からG点までと、シーバース建設地点でボーリング探査が実施されている。

図4-9で、A点からG点まで実施されたボーリング探査は、-2.0 mまでしか行なわれていない。

A点では、-1.6 mまで、細砂、中砂、腐植物、貝殻片が多量に混入しており、含水比は大きく、 N 値が0の非常に軟弱な層である。-1.6 mから-2.0 mまでは、 N 値が2~4程度のシルト層である。B点からD点までも、ほぼA点と同様な土質条件である。E点では、-1.6.7 mまで N 値が0の非常に軟弱な層である。-1.6.7 mから-1.8.5 mまでは N 値が0~2.5程度のシルト質細砂で、-2.1 m以深は、 N 値が5.0以上の砂層である。F点では、薄い粘土層が存在し、この下部は、 N 値が5.0以

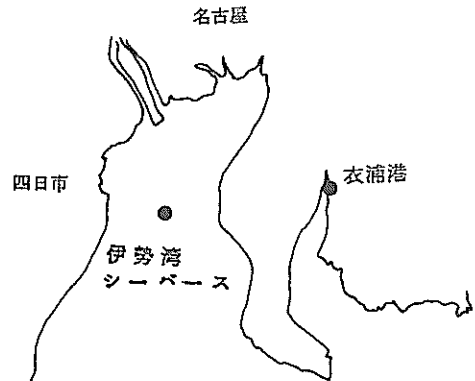


図 4-8 伊勢湾共同シーバース位置図

上の砂礫、泥岩、細砂等の層で構成されている。

G点は、-1.1 mまで N 値が5.0位の泥岩の層で、この層以深は、 N 値が5.0以上の砂質泥岩である。

シーバースの建設地点でのボーリング探査は3箇所まで実施されている。海底面(-2.6 m)より-4.6 m程度までは、軟弱な粘土、シルト質粘土、ローム等の層で構成されており N 値が、ほとんど0である。この層から-6.4 mまでは、 N 値が5.0程度の砂礫層である。-6.4 mから-8.0 m位までは、 N 値が1.0~3.0程度のかかなり堅い層で、粘土、シルト質ローム、粘土質ローム等が互層となっている。この層以深は、 N 値が5.0以上の砂層である。伊勢湾については、弾性波探査や常時微動観測等は実施されていない。従って、ある程度の推測を入れて図4-9に示す地盤条件を設定した。-1.5 m程度

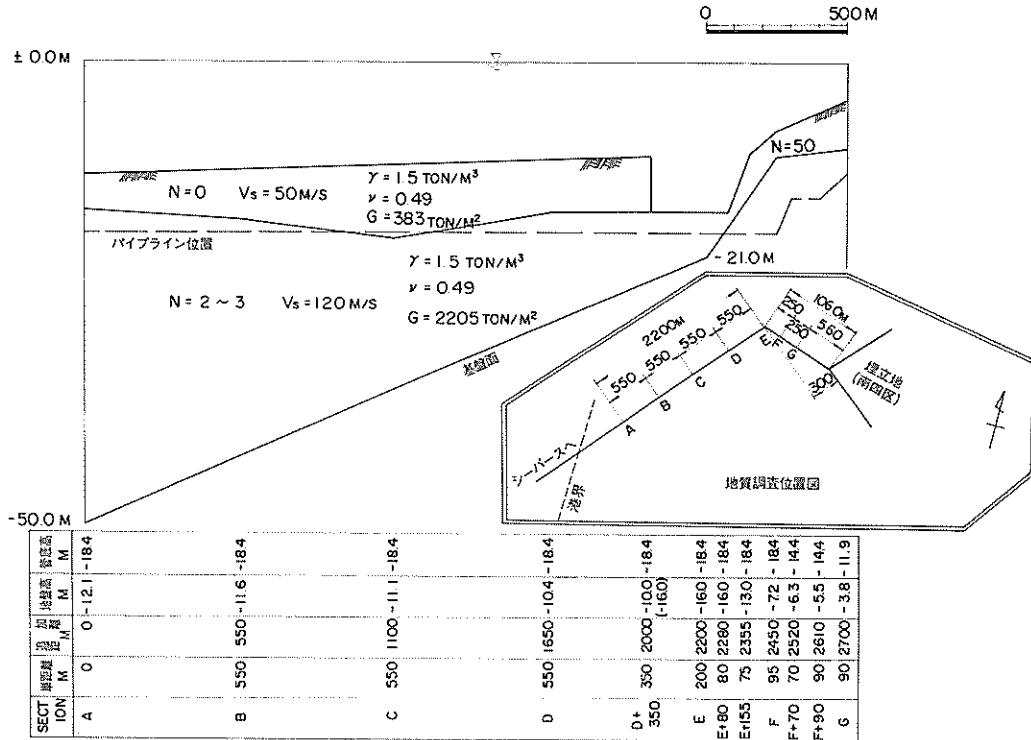


図4-9 伊勢湾の地盤条件図

までの表層地盤では、せん断弾性波速度 (V_s) を 50m/s 、せん断弾性係数 (G_s) を 38kg/cm^2 、単位体積重量 (γ) を 1.5t/m^3 と仮定した。-1.5m 位から設計基盤面までの表層地盤では、せん断弾性波速度 (V_s) を 120m/s 、せん断弾性係数 (G_s) を 221kg/cm^2 、単位体積重量 (γ) を 1.5t/m^3 と仮定した。

基盤は、 N 値が 50 以上の所としたが、 N 値が 50 以上の所までボーリングを実施していない箇所については、シーバース建設地点での基盤面と E 点での基盤面とを結んで設計基盤面とした。

4.2 パイプラインの諸元と形状

(1) 川崎港の海底パイプライン (仮想モデル)

川崎港の海底パイプラインは、全長が $1,380\text{m}$ で、千鳥町と扇島間に建設されたものと仮定した。

この海底パイプラインの諸元は、表 4-1 に示すとおり外径が $1,422.4\text{mm}$ (56 インチ) で肉厚が 17.0mm である。

海底パイプラインの埋設深さは、海底部および陸上部とも 4m とし、海底パイプラインの周辺は在来地盤と考え埋戻土を考慮しないものと仮定した。

表 4-1 パイプラインの諸元

外 径	1422.4mm
肉 厚	17.0mm
鋼 断 面 積	750.6 cm^2
断 面 係 数	2.606 $\times 10^4\text{cm}^3$
断面二次モーメント	1.853 $\times 10^6\text{cm}^4$

(2) 衣浦港の海底パイプライン (仮想モデル)

衣浦港の海底パイプラインは、全長が $1,018.6\text{m}$ で半田と碧南の間に建設されたものと仮定した。

衣浦港の海底パイプラインの諸元と埋設状態は、川崎港の海底パイプラインと同一の条件とした。

(3) 伊勢湾海底パイプライン

伊勢湾海底パイプラインは、図 4-10 に示すとおり、伊勢湾のほぼ中央に位置する伊勢湾共同シーバースと知多半島間に建設され、その総延長は $9,200\text{m}$ である。

伊勢湾共同シーバースから陸上の原油タンクまで 2 本の海底パイプラインが敷設されている。

伊勢湾海底パイプラインで動的応答計算と変位法による計算を実施した箇所は、図 4-9 に示す A 点から E 点

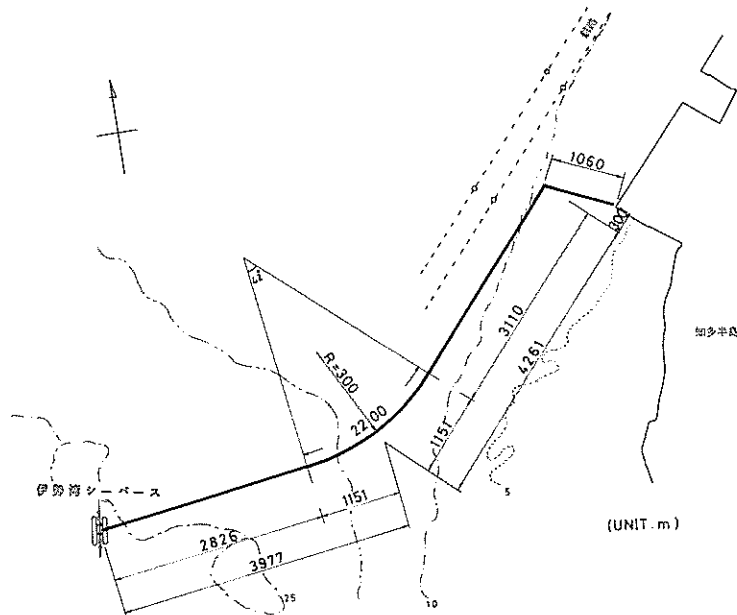


図 4-10 伊勢湾海底パイプライン

までの全長 2,200 m の区間である。

本来ならば、海底パイプラインの全区間をモデル化すべきであるが、現有の計算機の容量、土質調査の実施箇所等を考慮して、図 4-9 に示す A 点から E 点までとした。

伊勢湾海底パイプラインは、実際には、2 本並列に敷設されている。動的応答計算および変位法による計算では、計算を簡単にするため、1 本として計算モデルを作成した。

海底パイプラインが 2 本存在することの影響については、本資料では検討を実施してない。この海底パイプラインの諸元を表 1 に示す。

伊勢湾海底パイプラインの埋設深さは、約 3 m である。

伊勢湾海底パイプラインについては埋戻しの影響について検討を行なった。その時用いた、標準埋戻し断面図を図 4-11 から図 4-13 までに示す。

図 4-11 は、A 点から C 点までの区間、図 4-12 は、C 点から D 点までの区間、図 4-13 は、その他の区間での埋戻しの標準断面図である。

4.3 入力地震波

動的応答計算に用いる入力地震波（加速度記録）の選定には十分な配慮を必要とする。望ましい入力地震波の条件としては、動的応答計算を実施する対象地点の近傍で取得され、かつ加速度記録の最大値が大きいたことが挙げられる。また加速度記録のある程度の個数も必要である。これらの条件をすべて満足する加速度記録は、現在、取得されていないのが現状である。

本資料でも、これらの条件をすべて満足していないが表 4-2 に示す諸元をもつ五個の加速度記録を入力地震波に選定した。

表 4-2 で、八戸とエルセントロの地震波（加速度記録）は、地震の規模と最大加速度の値が大きく、従来から沈埋トンネルや高層建築物等の動的応答計算に広く利用されている。川崎 (X)、川崎 (Y) は川崎港で、KUWT-2 と KUWT-7 は、衣浦港で各々取得された地震波（加速度記録）である。

図 4-14 から図 4-21 までの入力地震波の加速度記録とそのパワースペクトルの結果を示す。

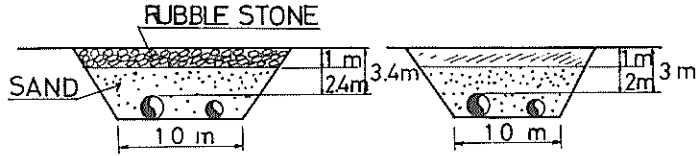


図 4-1-1 埋戻し状態(1)

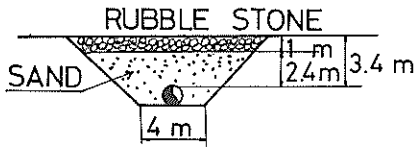


図 4-1-2 埋戻し状態(2)

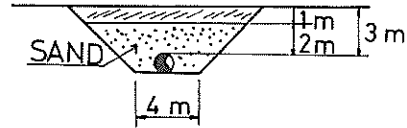


図 4-1-3 埋戻し状態(3)

表 4-2 入力地震波の諸元

	八戸 (E・W)	エルセントロ	川崎 軸直角	川崎 軸	KUWT-2 P-1	KUWT-2 P-2	KUWT-7 P-1	KUWT-7 P-2
発震年月日	1968 5.16	1940 5.18	1972 2.29	1972 2.29	1973 11.25	1973 11.25	1974 8.16	1974 8.16
震源地	十勝沖	Imperial Valley	八丈島 近海	八丈島 近海	和歌山県 中部	和歌山県 中部	滋賀県 中部	滋賀県 中部
規模 (マグニチュード)	7.8	7.0	7.0	7.0	5.8	5.8	4.9	4.9
震央距離(km)	190	50	280	280	185	185	50	50
最大加速度(Gal)	188	314	46	42	100	128	17.8	8.8

八戸の地震波は、1.14秒の比較的長周期の成分が、エルセントロは、0.47秒の比較的短周期の成分が、卓越している。川崎(X)、川崎(Y)は、0.3秒、KUWT-7(P-1とP-2)も0.3秒程度の比較的短周期の成分が卓越している。

KUWT-2(P-1)は1.1秒、KUWT-2(P-2)は、0.6秒程度の周期の成分が卓越している。設計基盤面に入力する地震波の最大加速度の設定の仕方には色々な考え方があがるが、本資料では最大加速度を150Galに統一した。150Galの値は、石ベースで示される設計基盤面での水平設計震度0.15にほぼ対応するものとみなした。

エルセントロを除く他の入力地震波は、地表面で取得

された加速度記録を重複反射理論を用いてその地点の設計基盤面での加速度記録に変換したものである。

エルセントロの入力地震波については地表面での加速度記録をそのまま用いた。八戸で取得された加速度記録を設計基盤面での加速度記録に変換する際には、設計基盤面の設定の仕方や加速度記録に表面波の成分が含まれている可能性がある²¹⁾等の問題点が指摘されているが、本資料では、これらの点について深く検討しなかった。

5. 動的応答計算法による計算結果

一質点系モデルによる動的応答計算を、川崎港、衣浦

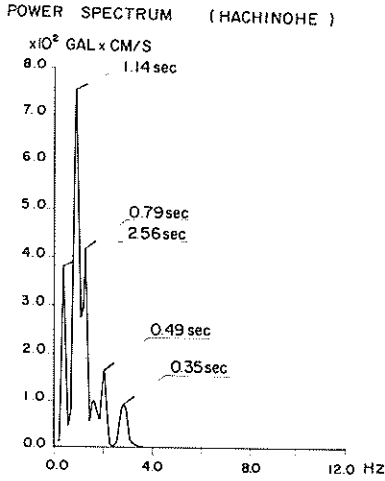
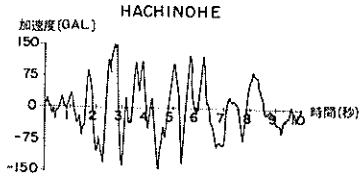


図 4-14 入力地震波(八戸)

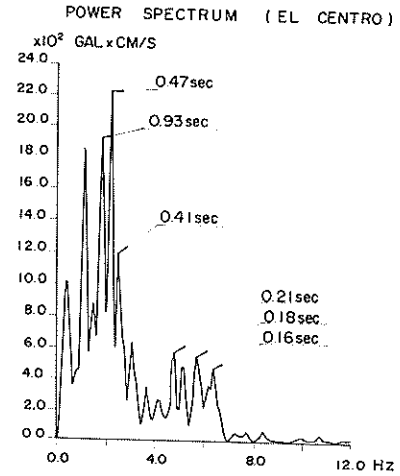
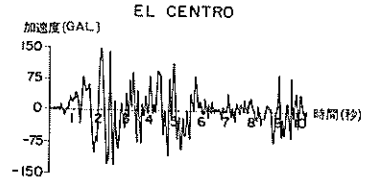


図 4-15 入力地震波(エルセントロ)

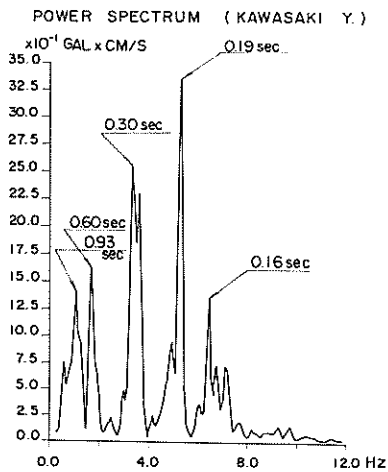
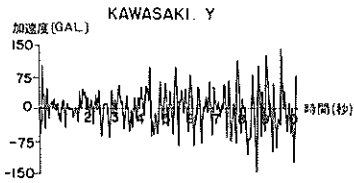


図 4-16 入力地震波(川崎 Y)

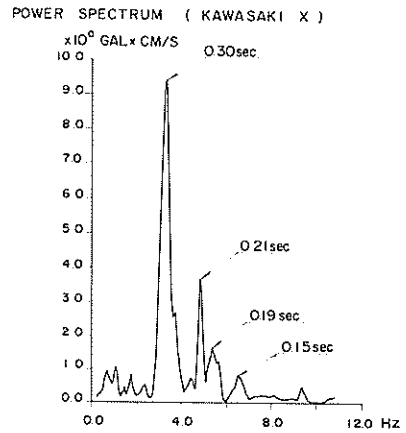
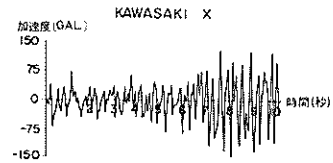


図 4-17 入力地震波(川崎 X)

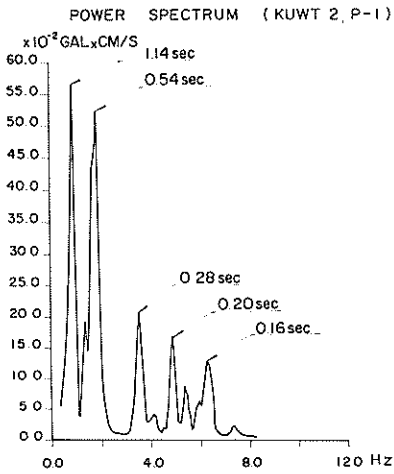
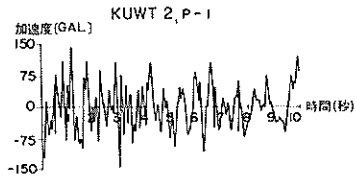


圖 4-18 入力地震波 (KUWT-2, P-1)

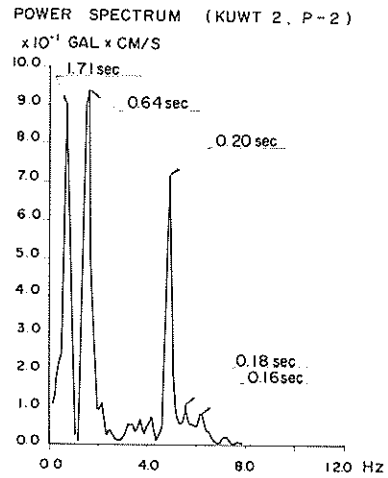
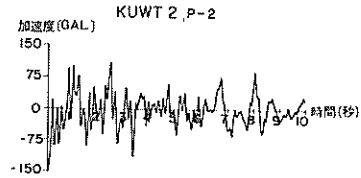


圖 4-19 入力地震波 (KUWT-2, P-2)

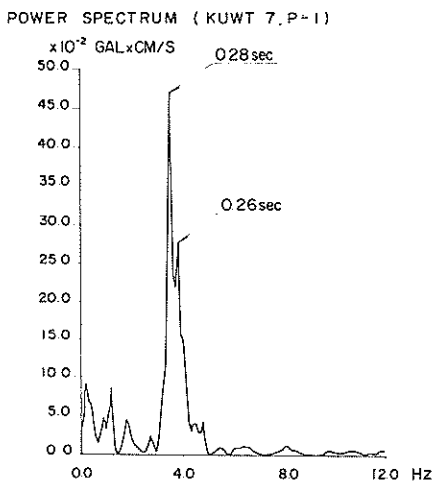
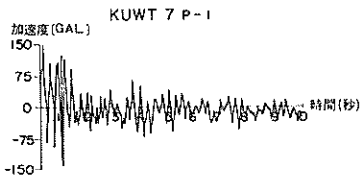


圖 4-20 入力地震波 (KUWT-7, P-1)

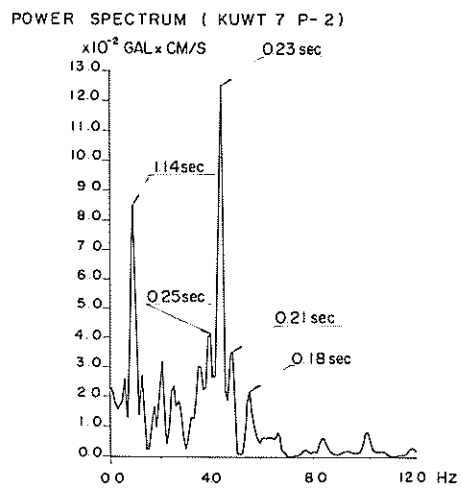
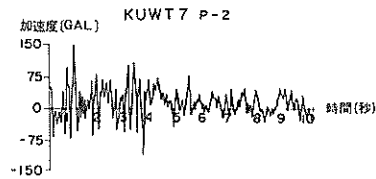


圖 4-21 入力地震波 (KUWT-7, P-2)

港、伊勢湾の海底パイプラインを対象にして実施した。

4章で述べた地盤条件をもとに作成された一質点系モデルを巻末の付図に示す。付図1は川崎港での、付図2は衣浦港での、付図3は伊勢湾での計算モデルである。

二質点系モデルによる動的応答計算は、川崎港、衣浦港の海底パイプラインを対象にして実施した。二質点系モデルを同じく巻末の付図に示す。付図4は川崎港での付図5は衣浦港での計算モデルである。

5.1 一質点系モデルによる計算結果

(1) 川崎港海底パイプライン(仮想モデル)

表5-1に一質点系モデルによる動的応答計算の結果を示す。海底パイプラインに算定される断面力は入力地震波の種類によってかなり異なる。入力地震波が八戸の

場合に、海底パイプラインに最大の軸応力度が算定された。すなわち、千鳥町で 1.908kg/cm^2 、航路部で 522kg/cm^2 、扇島で 1.628kg/cm^2 の軸応力度が算定された。これらの軸応力度は、他の4種類の入力地震波の場合と比較して2.5倍以上とかなり大きな値である。

図5-1に入力地震波が八戸の場合の、軸応力度の分布を示す。千鳥町と扇島の護岸付近に大きな軸応力度が算定されたが航路部中央では、小さな軸応力度の値となっている。いずれの入力地震波でも曲げ応力度は、軸応力度の値と比較して $1/10$ 以下の小さい値である。曲げ応力度に関しても、入力地震波が八戸の場合に他の入力地震波の場合と比較して大きな値が算定された。図5-2に入力地震波が八戸の場合の曲げモーメントの分布を

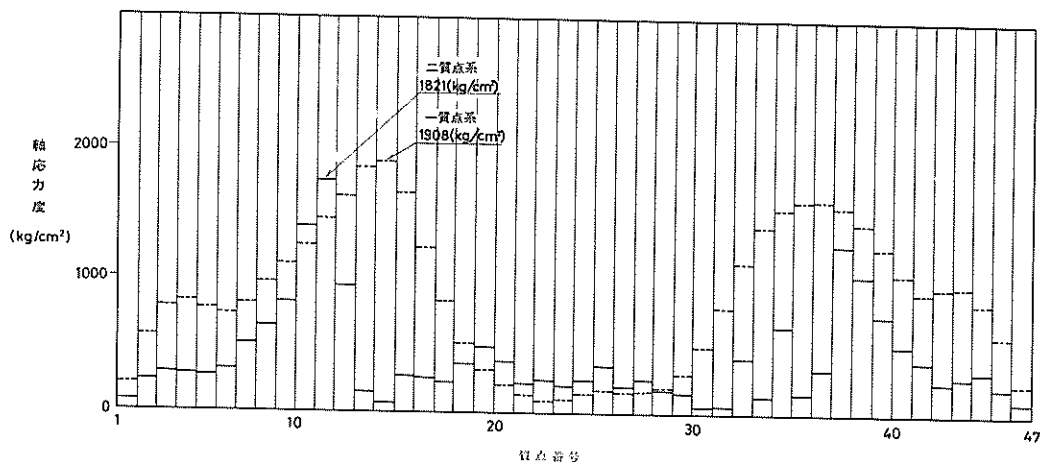


図5-1 軸応力度の分布(入力地震波八戸)

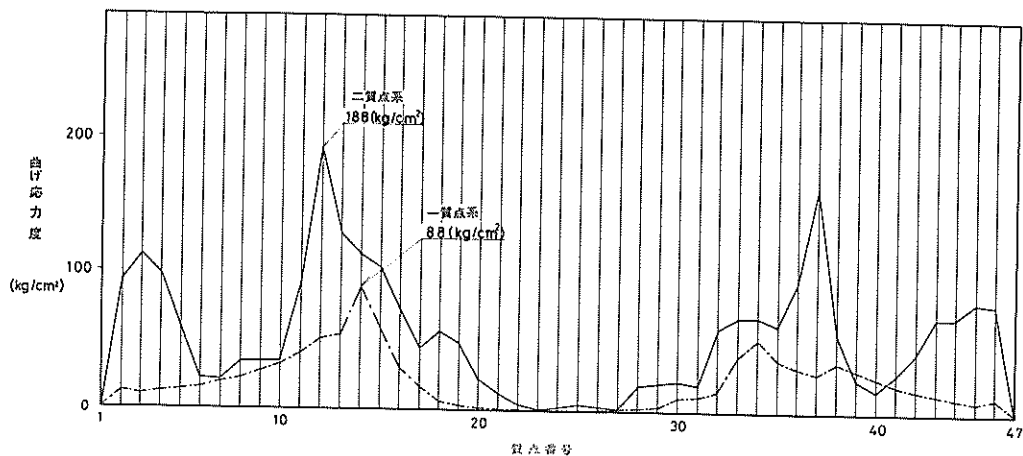


図5-2 曲げモーメントの分布(入力地震波八戸)

表5-1 川崎港海底パイプライン動的応答計算結果(一質点系モデル)

No.	入力地盤波	振動方向	最大入力加速度 Gal	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度		
					千島町側 cm	扇島側 cm	千島町側 Gal	扇島側 Gal	千島町側 kg/cm ²	航路部 kg/cm ²	千島町側 kg/cm ²	航路部 kg/cm ²	千島町側 kg/cm ²
1	KUWT-2 P-2	軸	150	0.1	5.54	3.01	293	256	—	—	723	245	576
2	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	5.49	1.62	167	201	—	—	588	161	446
3	KUWASAKI X	軸	150	0.1	3.78	1.53	188	186	—	—	400	122	281
4	HACHINOHE	軸	150	0.1	1.66	4.74	446	620	—	—	1908	522	1628
5	EL CENTRO	軸	150	0.1	6.55	4.26	444	380	—	—	778	321	738
6	KOWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	7.89	3.97	388	335	44	8	—	—	—
7	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	2.88	1.65	188	180	14	2	—	—	—
8	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	5.17	2.77	287	280	32	5	—	—	—
9	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	17.0	4.77	446	652	90	10	—	—	—
10	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	6.47	4.24	450	413	48	9	—	—	—

表5-2 衣浦港海底パイプライン動的応答計算結果(一質点系モデル)

No.	入力地盤波	振動方向	最大入力加速度 Gal	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度		
					半田側 cm	航路部 cm	半田側 Gal	航路部 Gal	半田側 kg/cm ²	航路部 kg/cm ²	半田側 kg/cm ²	航路部 kg/cm ²	半田側 kg/cm ²
31	KUWT-2 P-2	軸	150	0.1	3.79	0.86	314	463	—	—	424	156	665
32	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	3.79	0.83	319	258	—	—	370	141	341
33	KAWASAKI X	軸	150	0.1	2.47	1.77	438	717	—	—	251	196	433
34	HACHINOHE	軸	150	0.1	1.27	1.30	645	644	—	—	1283	676	990
35	EL CENTRO	軸	150	0.1	5.48	1.16	433	469	—	—	569	326	1026
36	KUWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	3.93	1.07	388	462	207	12	—	—	—
37	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	2.06	1.35	519	653	155	16	—	—	—
38	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	4.43	1.12	403	527	167	13	—	—	—
39	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	12.0	1.26	630	412	293	14	—	—	—
40	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	5.00	1.17	404	484	350	18	—	—	—

示す。千鳥町と扇島の護岸付近に最大の曲げモーメントの値が算定されたが、航路部では非常に小さな値しか算定されない。

入力地震波が八戸の場合に海底パイプラインに大きな断面力が算定されるのは、八戸の地震波で卓越する周期が、1.1秒、千鳥町の表層地盤の固有周期が1.1秒と、両者の周期の値がほぼ同じであるので、千鳥町の表層地盤が共振したことも一つの原因である。

次に表層地盤の挙動について述べる。

表層地盤面での最大の応答変位は、入力地震波が八戸の場合に、表層地盤面に20cm近い値が算定された。他の入力地震波の表層地盤面での応答変位の値は、おおよそ数cmのオーダーであった。

図5-3に入力地震波が八戸の場合での表層地盤面の応答変位の分布を示す。また図5-4に入力地震波が八戸の場合での表層地盤面での応答変位の時刻毎の変化を

示す。図5-3および図5-4に示すとおり護岸付近に、大きな相対変位の値が算定された。この相対変位が、護岸付近の海底パイプラインに大きな断面力を発生させている。

表層地盤面と海底パイプライン位置（地表面から4mの深さ）での応答変位の値は、ほとんど差はないが、若干表層地盤面の方が大きな値となっている。

表層地盤での応答加速度の最大値と、その分布形は、入力地震波の種類によってかなりの相違が見られる。表層地盤面に応答加速度の最大値を算定する入力地震波は、八戸で、千鳥町の表層地盤面に6.20Gal、扇島の表層地盤面に6.20Galの応答加速度の値が各々算定された。

この値は、相当大きな値であるが、他の入力地震波では、1.60～4.50Gal程度の最大の応答加速度値が算定された。

応答加速度の分布形は、入力地震波の種類によってほ

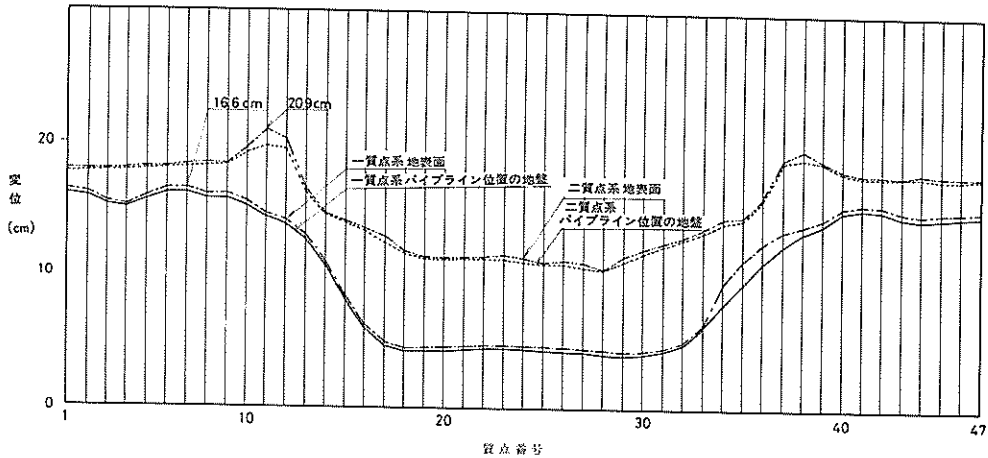


図5-3 応答変位の分布（入力地震波八戸）

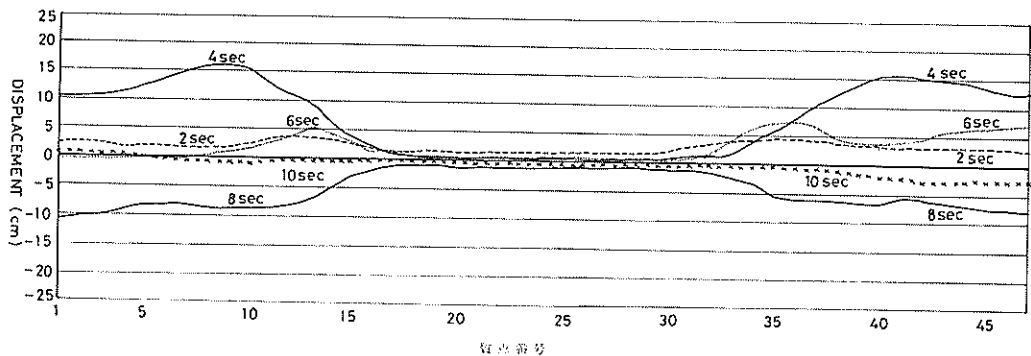


図5-4 応答変位の時間的な分布

ば3つの型に分類できる。

① 陸上部では大きな応答加速度の値が算定されるが航路部では小さな値の場合。

② 航路部では大きな応答加速度の値が算定されるが陸上部では小さな値の場合。

③ 陸上部と航路部とではほぼ同程度の応答加速度が算定される場合。

これらの応答加速度の分布形の型は、入力地震波のもつ卓越周期と、表層地盤の固有周期との関係で決まると考えられる。すなわち両者の周期が一致するような場合に大きな応答加速度を算定する。入力地震波が八戸の場合は、①の型であるが、入力地震波が川崎の場合は、図5-5に示すとおり③の型である。

実際の沈埋トンネルでの地震応答観測の結果¹⁷⁾では、

加速度の分布形は、①の場合がほとんどであった。

(2) 衣浦港海底パイプライン(仮想モデル)

衣浦港海底パイプラインの一質点系モデルによる動的応答計算の結果を表5-2に示す。

図5-6に入力地震波が八戸の場合、図5-7に入力地震波がエルセントロの場合に、海底パイプラインに算定された軸応力度の分布形を各々示す。

衣浦港の海底パイプラインに最大の軸応力度を算定する入力地震波は、八戸である。すなわち半田側に1283 kg/cm²、碧南側に990 kg/cm²、航路部676 kg/cm²の軸応力度が算定された。碧南側に関しては、入力地震波がエルセントロの場合に1.026 kg/cm²の軸応力度が算定された。

碧南側の表層地盤の固有周期は、0.55秒程度である。

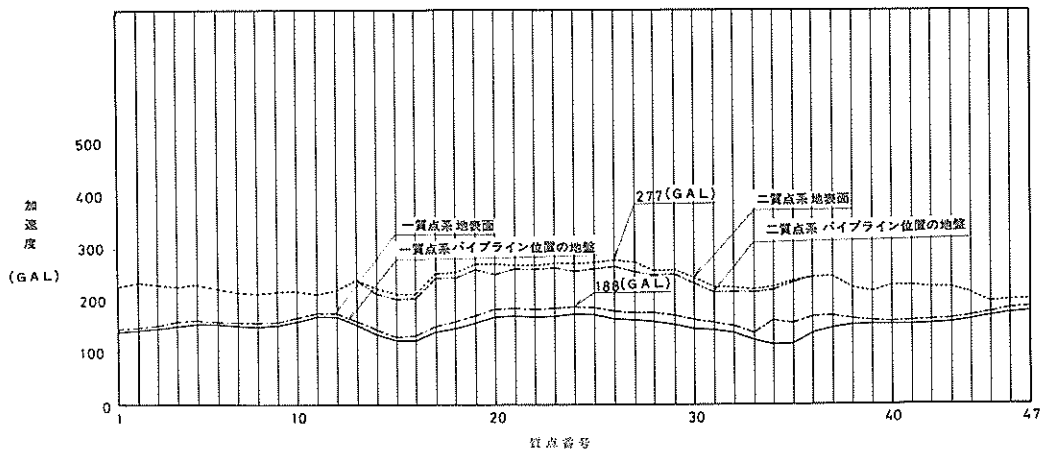


図5-5 応答加速度の分布(入力地震波川崎)

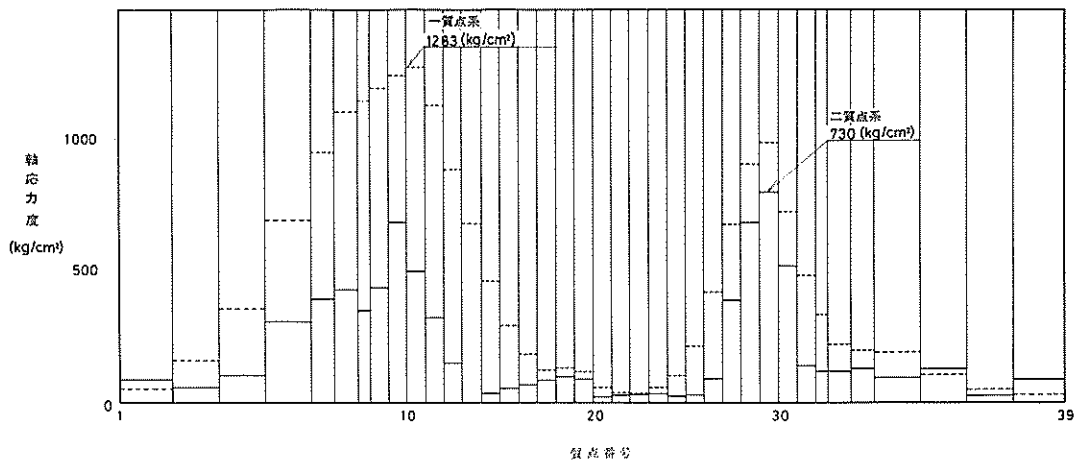


図5-6 軸応力度の分布(入力地震波八戸)

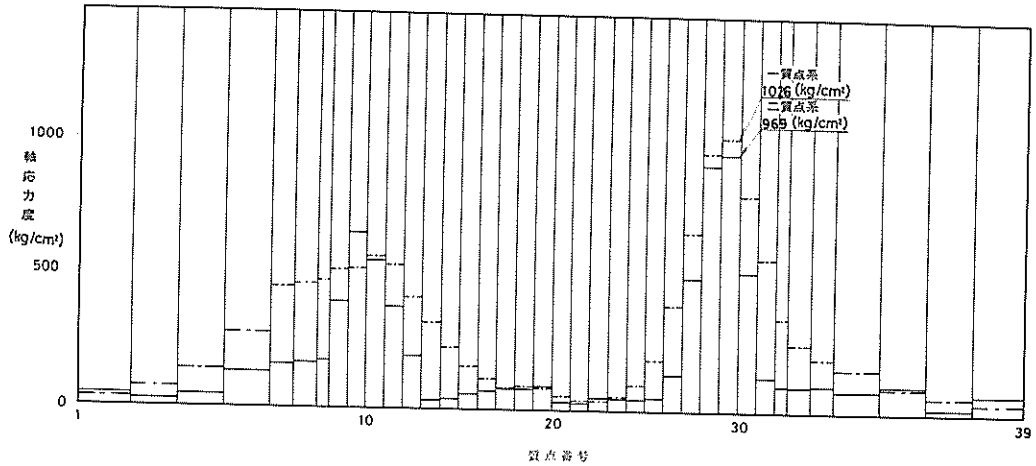


図5-7 軸応力度の分布(入力地震波エルセントロ)

エルセントロの地震波では、0.47秒、0.57秒の周期が卓越しているので、碧南側の表層地盤が共振を起こし海底パイプラインに大きな軸応力度が算定されたと考えられる。

他の3種類の入力地震波の場合では、八戸と比較してかなり小さな軸応力度しか算定されなかった。

海底パイプラインに算定される最大の曲げ応力度は、最大の軸応力度と比較しておおむね小さい。川崎港海底パイプラインの計算例では、最大の曲げ応力度は、最大の軸応力度と比較して非常に小さな値であったが、衣浦港海底パイプラインの場合には、かなりの曲げ応力度が算定された。図5-8に曲げモーメントの分布形を示す。曲げモーメントの最大値は護岸付近で算定されるが、航路部や、護岸から離れた陸上部では、非常に小さな曲げ

モーメントの値しか算定されなかった。

図5-9に、入力地震波が八戸の場合の表層地盤面と、海底パイプライン埋設位置での地盤の応答変位の分布形を示す。

入力地震波が八戸の場合に、半田側の表層地盤面に12.0cm、碧南側の表層地盤面に7.0cm、航路部に1.0cm程度の応答変位の値が算定された。

表層地盤面の応答加速度の値は、入力地震波が八戸とエルセントロの場合に大きな値が算定された。図5-10には、入力地震波がKUWT-2の場合の応答加速度の分布形を示す。応答加速度の分布形は、川崎港でも示した様に、入力地震波によって型が異なる。

入力地震波が八戸の場合では、陸上部に大きな応答加速度の値が算定されたが、入力地震波が川崎の場合では

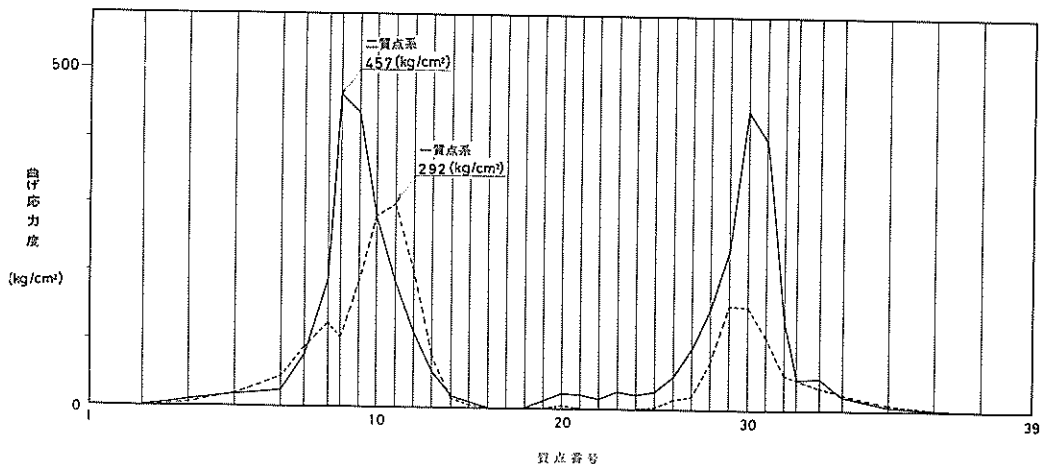


図5-8 曲げ応力度の分布(入力地震波八戸)

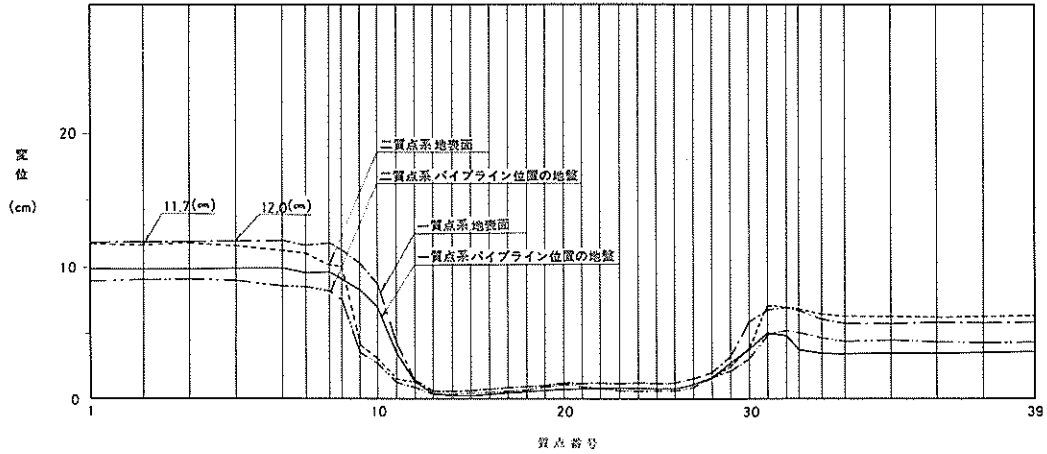


図5-9 応答変位の分布(入力地震波八戸)

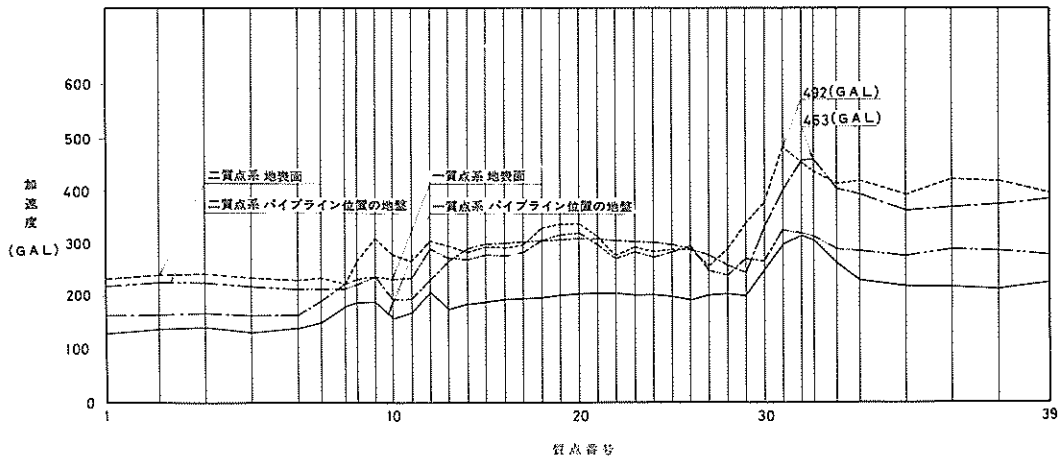


図5-10 応答加速度の分布(入力地震波KUWT-2, P-2)

航路部に大きな応答加速度の値が算定された。

衣浦港で取得された KUWT-2 の場合では、碧南側の陸上部に 4.63Gal の応答加速度の値が、半田側の陸上部には、2.69Gal の値が算定された。

(3) 伊勢湾海底パイプライン

伊勢湾海底パイプラインの一質点系による動的応答計算の結果を表5-3に示す。

図5-11に海底パイプラインに算定された軸応力度の分布形を示す。軸応力度の大きな値は、シーバース側の箇所と、質点番号が40付近の地盤条件が急変する箇所の海底パイプラインに算定された。最大の軸応力度は入力地震波が八戸の場合で、シーバース側の海底パイプラインに 81.3 kg/cm^2 であった。他の入力地震波では、八戸と比較して小さな軸応力度しか算定されなかった。

図5-12に曲げ応力度の分布を示す。曲げ応力度は、軸応力度と比較してかなり小さい。最大の曲げ応力度は、質点番号が40付近の地盤条件が急変する箇所の海底パイプラインに算定された。シーバース側では、曲げ応力度は非常に小さい。最大の曲げ応力度の値は、入力地震波がエルセントロの場合に算定された。エルセントロの地震波は、比較的短周期の成分が卓越しているの、地盤条件の良く表層地盤の固有周期が比較的短い陸上側に大きな曲げ応力度が発生したと考えられる。

図5-13に入力地震波が KUWT-2 の場合の表層地盤面と、海底パイプライン埋設位置の地盤での応答変位の分布を示す。

表層地盤の層厚の厚いシーバース側で約9cmの応答変位の値が算定された。陸側の方に近づくにつれて応答

表 5-3 伊勢湾海底パイプライン動的応答計算結果(一質点系モデル 埋戻し土を考慮しない場合)

No.	入力地震波	振動方向	最大入力加速度	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度	
					シーバース側	陸上側	Gal	cm	Gal	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
11	KUWT-2 P-2	軸	150	0.1	8.82	2.49	234	420	—	—	373	325
12	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	4.53	1.12	144	375	—	—	192	111
13	EL CENTRO	軸	150	0.1	4.83	2.18	178	495	—	—	199	350
14	KAWASAKI X	軸	150	0.1	3.63	1.16	119	619	—	—	145	113
15	HACHINOHE	軸	150	0.1	15.93	4.00	430	307	—	—	809	374
16	KUWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	7.07	1.97	206	496	3	22	—	—
17	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	2.82	1.39	87	690	1	8	—	—
18	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	4.77	2.30	179	495	2	29	—	—
19	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	4.59	1.99	185	665	3	14	—	—
20	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	15.33	4.01	415	307	8	24	—	—

表 5-4 伊勢湾海底パイプライン動的応答計算結果(一質点系モデル 埋戻し土を考慮する場合)

No.	入力地震波	振動方向	最大入力加速度	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度	
					シーバース側	陸上側	Gal	cm	Gal	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1	KUWT-2 P-2	軸	150	0.1	8.77	2.20	233	502	—	—	369	346
2	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	4.52	0.97	143	608	—	—	193	131
3	EL CENTRO	軸	150	0.1	4.82	1.95	176	500	—	—	203	394
4	KAWASAKI X	軸	150	0.1	3.62	0.89	118	590	—	—	143	127
5	HACHINOHE	軸	150	0.1	15.90	3.52	429	285	—	—	813	397
6	KUWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	7.04	1.68	205	523	3	23	—	—
7	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	2.80	0.68	87	591	1	10	—	—
8	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	2.73	1.99	176	500	2	34	—	—
9	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	4.55	1.77	180	577	3	16	—	—
10	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	15.31	3.53	413	285	8	24	—	—

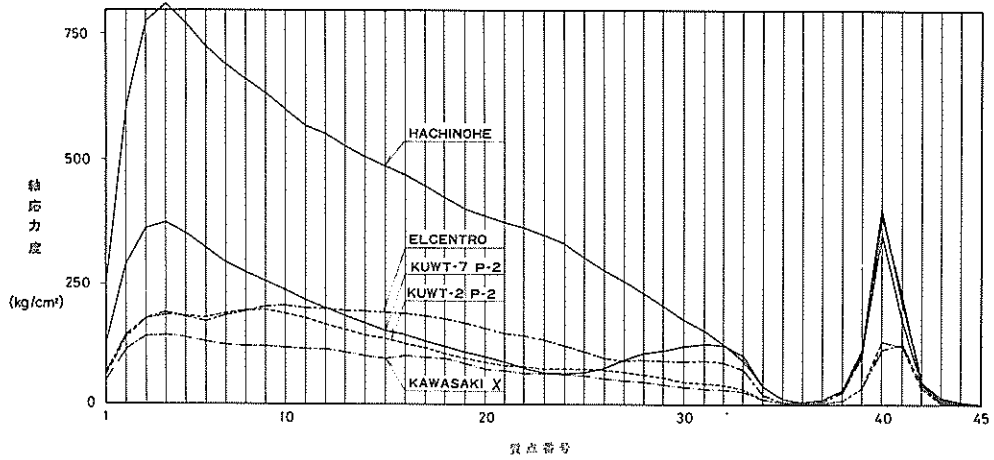


図 5-11 軸応力の分布

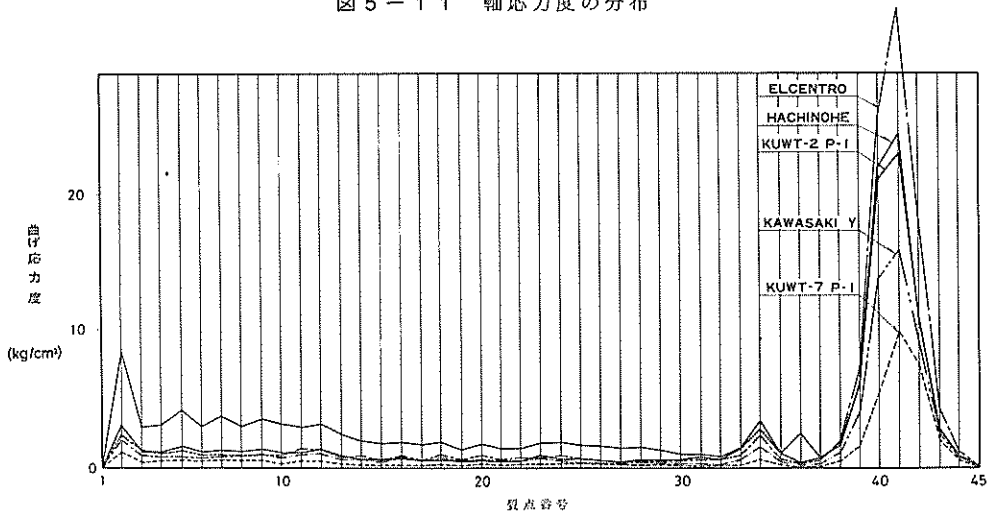


図 5-12 曲げ応力の分布

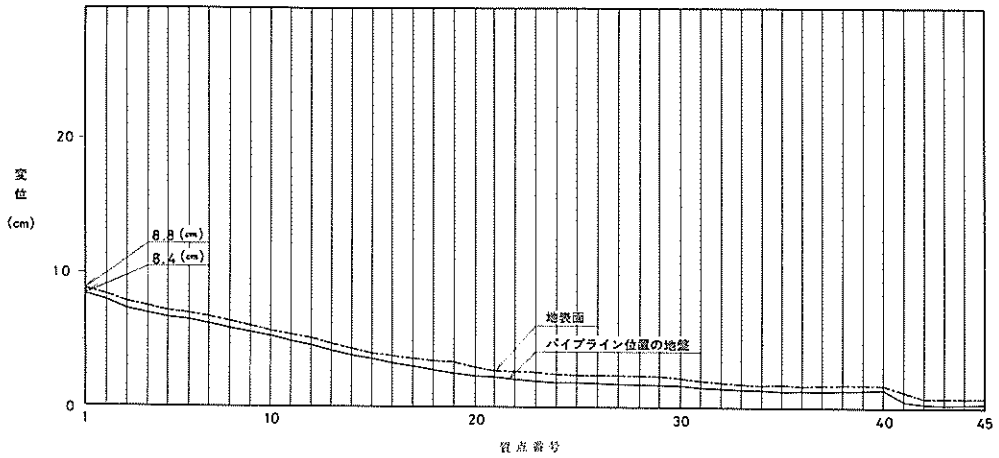


図 5-13 応答変位の分布 (入力地震波 KUWT-2)

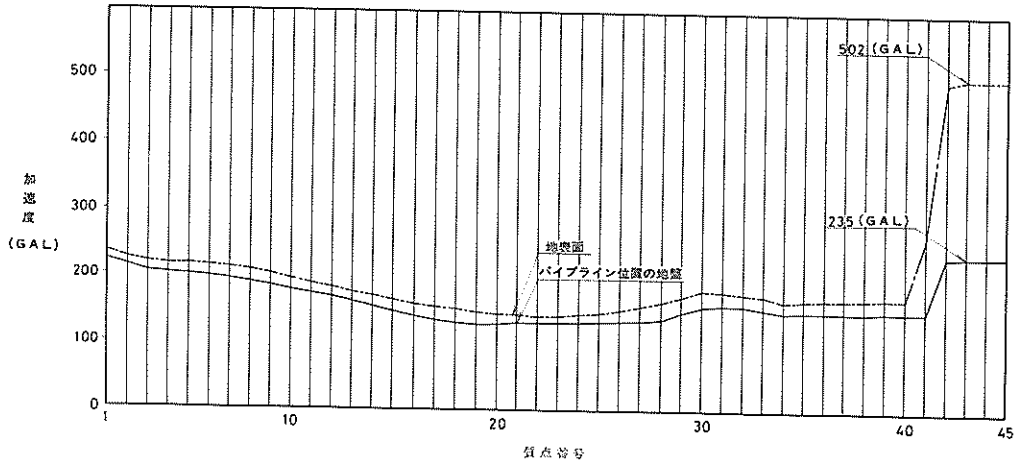


図5-14 応答加速度の分布(入力地震波 KUWT-2)

変位の値は漸減している。

図5-14に入力地震波がKUWT-2の場合の表層地盤面およびパイプライン埋設位置での応答加速度の分布を示す。シーバース側の表層地盤面での応答加速度の値は、233Galであるが、陸側では、502Galの値が算定された。

陸側の表層地盤は、層厚が薄くかつかなり締まっているので、短周期の成分が卓越する入力地震波では陸側に大きな応答加速度の値が算定される。

入力地震波が八戸の場合には、入力地震波がKUWT-2の場合と異なり比較的長周期の成分が卓越している。従ってシーバース側に大きな応答加速度の値が算定されることとなる。

表5-4に伊勢湾海底パイプラインの周辺地盤の埋戻土を考慮した時の一質点系モデルの動的応答計算の結果を示す。埋戻しの断面は、図4-11から図4-13に示してある。表5-3と表5-4とを比較してわかるように、埋戻し土を考慮する時としない時での両者の計算結果は、ほとんど差がない。

図5-15に示すように埋戻しの断面は、全体の表層地盤の断面と比較して小さいので、表層地盤を質点系にモデル化する際のバネ定数、刺激係数、質点質量、固有周期等の諸定数に埋戻し土が及ぼす影響は小さい。したがって一質点系モデルによる動的応答計算では、埋戻し断面が表層地盤の断面と較べて小さい場合埋戻し土の力学特性が、計算結果に及ぼす影響は少ないと考えて良い。

しかしながら耐震上の問題として埋戻し土の液状化が考えられるので、埋戻し材料の選択には慎重な配慮が必要である。

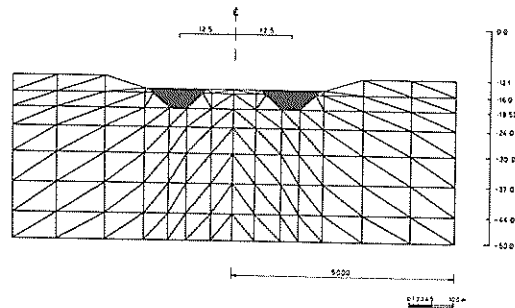


図5-15 埋戻し土の有限要素モデル

5.2 二質点系モデルによる計算結果

二質点系モデルによる動的応答計算を、川崎港および衣浦港の仮想の海底パイプラインを対象にして実施した。

川崎港では、設計基盤面を-9.0mと考え、設計基盤面より上の表層地盤を二質点に置換して計算モデルを作成した。衣浦港では、一質点系モデルと同じ設計基盤面を考え、この設計基盤面より上の表層地盤を二質点に置換して計算モデルを作成した。

川崎港では、表層地盤の厚さが厚い場合、衣浦港では表層地盤の構成が複雑な場合を各々想定して、表層地盤を二質点に置換した。

次に二質点系モデルによる動的応答計算の結果と、一質点系モデルによる動的応答計算の結果との比較を中心にして、二質点系モデルによる結果を述べる。

(1) 川崎港海底パイプライン(仮想モデル)

川崎港海底パイプラインの二質点系モデルによる動的応答計算の結果を表5-5に示す。

表 5-5 川崎港海底パイプライン動的応答計算結果(二質点系モデル)

No.	入力地震波	振動方向	最大入力加速度	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度	
					千島町側	扇島側	千島町側	扇島町	千島町側	航路部	千島町側	航路部
11	KUWT-2 P-2	軸	Gal 150	0.1	cm 7.85	cm 3.57	Gal 274	Gal 249	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
12	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	5.59	3.34	222	235	—	—	497	97
13	KAWASAKI X	軸	150	0.1	4.61	2.25	250	277	—	—	314	91
14	HACHINOHE	軸	150	0.1	20.86	12.07	799	832	—	—	1821	490
15	EL CENTRO	軸	150	0.1	6.12	5.09	645	530	—	—	648	297
16	KUWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	9.09	3.78	885	311	69	23	—	—
17	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	3.51	2.24	242	294	27	12	—	—
18	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	5.32	3.84	572	311	54	19	—	—
19	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	19.13	12.07	663	839	188	65	—	—
20	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	5.64	4.90	452	479	61	35	—	—

表 5-6 本浦港海底パイプライン動的応答計算結果(二質点系モデル)

No.	入力地震波	振動方向	最大入力加速度	減衰定数	表層地盤の最大応答変位		表層地盤の最大応答加速度		最大曲げ応力度		最大軸応力度	
					半田側	碧南側	半田側	航路部	半田側	航路部	半田側	航路部
41	KUWT-2 P-2	軸	Gal 150	0.1	cm 3.46	cm 0.78	Gal 316	Gal 492	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
42	KUWT-7 P-2	軸	150	0.1	3.11	0.84	362	375	—	—	196	70
43	KAWASAKI X	軸	150	0.1	2.29	1.64	630	791	—	—	210	183
44	HACHINOHE	軸	150	0.1	11.89	1.06	794	536	—	—	680	99
45	EL CENTRO	軸	150	0.1	4.91	1.13	543	560	—	—	650	88
46	KUWT-2 P-1	軸直角	150	0.1	3.50	1.05	442	546	376	23	—	—
47	KUWT-7 P-1	軸直角	150	0.1	2.12	1.44	579	675	104	35	—	—
48	KAWASAKI Y	軸直角	150	0.1	3.56	1.17	427	589	400	31	—	—
49	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	11.67	1.05	776	519	649	15	457	—
50	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	4.87	1.11	551	796	395	15	376	—

二質点系モデルによる動的応答計算で算定された、軸応力度は、一質点系モデルで算定された軸応力度よりやや小さいがほぼ同程度の値である。最大の軸応力度を算定した入力地震波は、一質点系モデルと同様に八戸であった。図5-1に軸応力度の分布形を示す。最大の軸応力度が算定される箇所が少しずれるが、おおかた、二質点系モデルと一質点系モデルとで分布形が一致している。

最大の曲げ応力度は、軸応力度と比較して非常に小さい。しかし二質点系モデルの方が一質点系モデルよりも約2倍ぐらいの最大の曲げ応力度が算定された。

次に表層地盤の挙動について述べる。

表層地盤の一次の固有周期は、川崎港の場合、二質点系モデルの方が一質点系モデルと比較して多少長い。千鳥町の表層地盤の一次の固有周期は、一質点系モデルで1.1秒、二質点系モデルで一次の固有周期は1.2秒、二次の固有周期は、0.5秒であった。

表層地盤面の最大の応答変位の値は、入力地震波が八戸の場合で、千鳥町の陸上部で約20cmと算定された。

他の入力地震波では、最大の応答変位の値は、10cm未満である。おおかたの入力地震波で、一質点系モデルよりも二質点系モデルの方が最大の応答変位の値は大きく算定された。入力地震波が八戸の場合には、航路部にもかなりの応答変位が算定された。しかし陸上部と航路部との応答変位の相対的な差は、二質点系モデルの方が一質点系モデルよりも小さいという結果を得た。

応答加速度の値と分布形は、入力地震波が八戸を除いて、二質点系モデルと一質点系モデルとではほぼ同じであった。入力地震波が八戸の場合、応答加速度の値は、一質点系モデルでは、陸上部の方が航路部より大きく算定された。二質点系モデルでは、逆に航路部の方が陸上部よりも大きな応答加速度の値が算定された。航路部の表層地盤で、一質点系モデルでは、0.7秒、二質点系モデルでは、0.8秒の固有周期である。入力地震波が八戸では、0.8秒の周期も卓越しており、二質点系モデルではこの両者の値が接近しているので、表層地盤に大きな応答加速度の値が航路部に算定されたと考えられる。また応答加速度については、表層地盤の一次せん断振動しか考慮しない時と二次せん断振動まで考慮する時とで値がかなり異なる¹⁰⁾場合がある。

(2) 衣浦港海底パイプライン(仮想モデル)

衣浦港海底パイプラインの二質点系モデルによる動的応答計算の結果を表5-6に示す。

図5-6に入力地震波が八戸の場合、図5-7に入力地震波がエルセントロの場合に海底パイプラインに算定された軸応力度の分布を各々示す。

二質点系モデルでも一質点系モデルと同様に入力地震波が八戸とエルセントロの場合に大きな軸応力度が算定された。

入力地震波が八戸の場合、二質点系モデルでは、半田側に一質点系モデルの約半分の軸応力度が算定されたが、碧南側および航路部では、二質点系モデルと一質点系モデルとではほぼ同程度の軸応力度が算定された。

入力地震波がエルセントロの場合には、両モデルで、軸応力度と分布形とが良く一致している。

最大の曲げ応力度は、最大の軸応力度と比較してかなり小さい値が算定された。二質点系モデルで算定された曲げモーメントの分布形を図5-8に示す。二質点系モデルで算定された最大の曲げモーメントの値は、一質点系モデルでの値の2倍程度であった。最大の曲げモーメントは、一質点系モデルの場合と同様に、護岸付近に算定され、航路部や護岸から離れた陸上部では、非常に小さい値しか算定されない。

図5-9に入力地震波が八戸の場合で表層地盤面と海底パイプラインの埋設位置の地盤での応答変位の分布形を示す。二質点系モデルと一質点系モデルとでは、応答変位の値と分布形は良く一致している。最大の応答変位の値は、半田側に約12cm程度である。入力地震波が八戸以外では、数cm未満の最大の応答変位の値が算定された。

応答加速度の値に関しては、二質点系モデルと一質点系モデルとではほぼ同程度か、やや二質点系モデルの方が一質点系モデルより大きな値が算定された。

図5-10に入力地震波がKUWT-2の場合の表層地盤面と海底パイプライン位置の地盤での応答加速度の分布形を示す。二質点系モデルと一質点系モデルでは、応答加速度の分布形はほぼ一致している。川崎港での計算例では、応答加速度の分布形が、二質点系モデルと一質点系モデルとで異なる場合もあったが、衣浦港の計算例では、いずれの入力地震波でも応答加速度の分布形は、両モデルではほぼ一致した。ただし応答加速度の値については両モデルでかなりの相違がみられる場合もあった。

5.3 バネ定数と減衰定数による影響の検討

質点系モデルによる動的応答計算の結果に大きな影響を与える要素として、入力地震波の選定、バネ定数や減衰定数の設定等が挙げられる。

大規模な地震の際には、表層地盤のひずみの値が大きくなる。質点系モデルでは、表層地盤を代表するバネやダンパーの値が、(図5-16)および(図5-17)に示すとおりひずみの大きさによって変化することが考えられる²²⁾。しかし、ひずみの大きさにあわせて、バネ

やダンパーの値を設定するのは、現状では難しい。そのため本節では、一質点系モデルによる動的応答計算の結果に対して、バネ定数や減衰定数の値が及ぼす影響について把握するため、これらの値を変えて一質点系モデルによる動的応答計算を実施して、その結果について検討する。

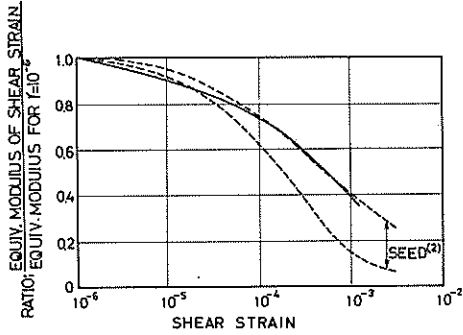


図5-16 せん断ひずみと弾性係数比

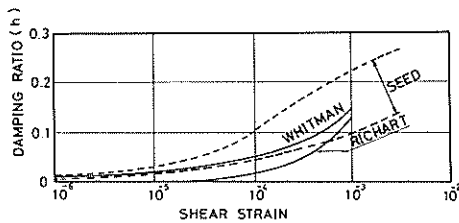


図5-17 せん断ひずみと減衰定数

(1) バネ定数による影響の検討

バネ定数については、次の3つの項目について検討を行なった。

① 表層地盤とパイプラインを連結する K_1 バネの値が、パイプラインに算定される応力に及ぼす影響について調べる。

② 表層地盤を代表する、 K_1 、 K_2 および K_3 バネの値がパイプラインに算定される応力に及ぼす影響について調べる。

③ パイプラインと表層地盤とが滑りを生じた時に、パイプラインに算定される応力について調べる。

(1)の検討では、川崎港の仮想の海底パイプライン(外径1422.4mm)を対象に計算を実施した。

また、入力地震波は、八戸、設計基準面での入力地震波の最大加速度を150Gal、表層地盤の減衰定数を0.1に各々設定した。

(a) K_1 バネの影響

表層地盤と海底パイプラインとを連結する K_1 バネの値を、5-1で設定した値の3/4、1/2、1/4、1/10に変え

て動的応答計算を実施した。図5-18に計算結果を示す。

この計算例では、 K_1 バネの値が減少するにつれて、海底パイプラインに算定される最大の軸応力度の値は減少する。 K_1 バネの値を1/2とすると約10%ほど軸応力度の値が減少する。一方最大曲げ応力度の値は、 K_1 バネの値を小さくしても、ほとんど変わらない。

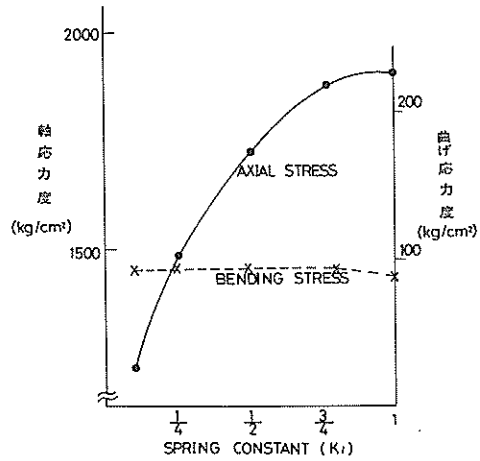


図5-18 K_1 バネ定数と断面力

K_1 バネの値が小さくなると、パイプラインを拘束する地盤の力が小さくなる。すなわち表層地盤からパイプラインに伝達される地盤の変位量が減少して、パイプラインに算定される応力も減少すると考えられる。

しかしながら、 K_1 バネの値が、質点系モデルによる動的応答計算の結果に及ぼす影響は小さいと考えてよい。

次に、千鳥町の地盤条件を用いて、有限要素法で海底パイプラインの埋設深さと K_1 バネの値との関係を調べた。

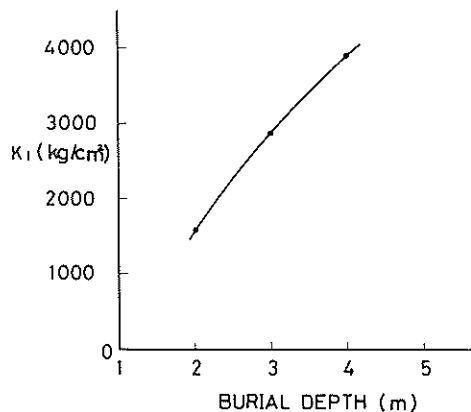


図5-19 埋設深さと K_1 バネ定数

この結果を図5-19に示す。この図から、海底パイプラインの埋設深さが深くなるにつれて、 K_1 バネの値が増加することがわかる。同様に、海底パイプラインの外径と K_1 バネの値の関係について有限要素法によって検討を行なったが、 K_1 バネの値が海底パイプラインの外径によってあまり影響を受けないことが、わかった。

(b) K_1 , K_2 および K_3 バネの影響

次に K_1 バネと、質点間おしを連結する K_2 バネおよび質点と設計基礎面とを連結する K_3 バネの値が、海底パイプラインの断面力に及ぼす影響について調べた。 K_1 バネ、 K_2 バネおよび K_3 バネの値を $3/4$, $1/2$, $1/4$ と変えて動的応答計算を実施した。図5-20および表5-7に計算結果を示す。

入力地震波として八戸とエルセントロを用いて計算を行なった。動的応答計算から、バネ定数の値が減少すると、パイプラインに算定される軸応力度の値は、減少するという結果を得た。

バネ定数の値を小さくすると、表層地盤の固有周期は

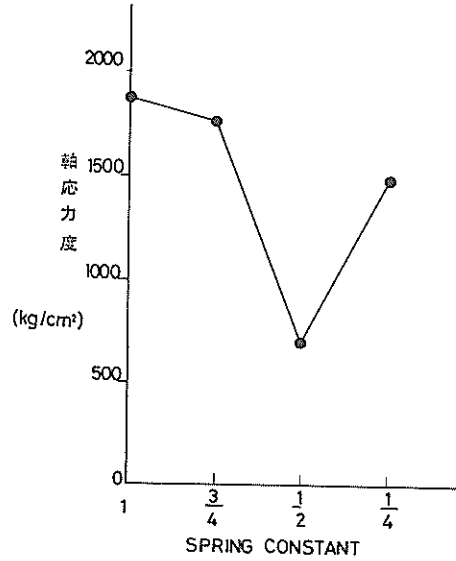


図5-20 軸応力度とバネ定数

表5-7 バネ定数 (K_1 , K_2 , K_3) の影響

入力地震波	バネ定数	軸力	軸応力度	固有周期	表層地盤面の応答変位	表層地盤面の応答加速度
		t	kg/cm²	秒	cm	Gal
八戸	1	1432	1908	1.04	16.6	620
	3/4	1356	1802	1.20	20.2	578
	1/2	561	748	1.47	18.6	594
	1/4	1154	1539	2.08	30.7	494
エルセントロ	1	584	778	1.04	6.6	444
	3/4	73	97	1.20	5.2	290
	1/2	48	63	1.47	5.4	214
	1/4	555	740	2.08	9.0	126

長くなる。表層地盤面での応答変位は、一般に地盤が軟らかくなれば、大きい値となる。動的応答計算では、入力地震波の卓越周期と表層地盤の固有周期とが一致するような場合に、表層地盤面に大きな応答変位を示す。

バネ定数の値を $1/2$ にした場合には、地震波の卓越周期 (1.1 秒) と表層地盤の固有周期 (1.5 秒) とがずれているため、表層地盤面には大きな応答変位が算定されなかった。

バネ定数の値を $1/4$ にした場合には、表層地盤面の応答変位の値は大きくなった。しかし表層地盤面内の離れた2点間の相対変位は、バネ定数を1とした時とほとんど変わらない。したがって、表層地盤面に大きな応答変位が算定されたとしても、パイプラインにも大きな軸応力度が算定されるとは限らないことを示している。

逆に、 K_1 バネの値が小さくなると、[(1-a)]で述べたように、軸応力度の値は減少する。

すなわち、表層地盤のバネ定数の値を小さく評価しても、パイプラインに算定される軸応力度は必ずしも大きくならず、逆に小さい値になるということが考えられる。

また、バネ定数の値を小さくすると、表層地盤面での応答加速度の値も減少することがわかった。

(c) 海底パイプラインと表層地盤との滑りを考慮した検討

海底パイプラインと表層地盤とが、地震時に相対的な滑りを生じた時の検討を行なった。海底パイプラインと表層地盤とを連結する K_1 バネが、図5-21に示すような荷重と変位との関係があると仮定する。

すなわち、ある程度以上の荷重 (P_s) が、海底パイプ

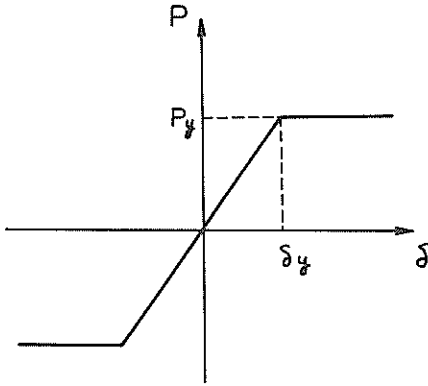


図5-21 荷重～変位曲線

インにかかる時、海底パイプライン地盤との間に滑りが発生する。ここで問題となるのは、降伏荷重 (P_y) あるいは降伏変位 (δ_y) の決め方である。これらの値は動的な載荷実験等を行なって設定するのが良いと考えるが、今回はそこまでの検討は実施できなかった。本資料では、海底パイプラインの軸方向の降伏荷重は、海底パイプライン表面の最大摩擦力と、また軸直角方向の降伏荷重は、杭の横抵抗の極限支持力と各々仮定して、降伏荷重 (P_y) の値を設定した。

すなわち、海底パイプライン軸方向に関する降伏荷重を式 (5-1) に示す。

$$\left. \begin{aligned} P_y &= \pi D \mu \gamma z \quad (\text{砂質土に対して}) \\ P_y &= \pi DC \quad (\text{粘性土に対して}) \end{aligned} \right\} \text{式(5-1)}$$

海底パイプライン軸直角方向に関する降伏荷重を式 (5-2) に示す。

$$\left. \begin{aligned} P_y &= 3 D \gamma z K_p \quad (\text{砂質土に対して})^{23)} \\ P_y &= 9 C D \quad (\text{粘性土に対して}) \end{aligned} \right\} \text{式(5-2)}$$

ここで μ : 摩擦係数

D : パイプラインの外径

γ : 表層地盤の単位体積重量

C : 粘性土の粘着力

z : パイプラインの埋設深さ

K_p : 受働土圧係数 ($K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$)

以上の式で算定される降伏荷重 (P_y) から降伏変位 (δ_y) を求める。川崎港の千鳥町の表層地盤で、 $C = 6.25 \text{ t/m}^2$ 、 $\mu = 0.5$ 、 $\phi = 30$ 度、 $\gamma = 1.97 \text{ t/m}^3$ と仮定して降伏変位 (δ_y) を算定すると軸方向では 1.3mm、軸直角方向では 7.6mm であった。

図5-22に一質点系モデルによって地盤とパイプとの滑りを考慮した動的応答計算の結果を示す。

図5-22で実線は、滑りを考慮しない場合、破線は滑りを考慮する場合の軸応力度の分布形を示す。

軸応力度の最大値は、滑りを考慮する場合の方が考慮しない場合と比較して約 20% ほど小さな値となった。

海底パイプラインと地盤との相対変位が、降伏変位 (δ_y) 以上となると地盤から海底パイプラインに摩擦力以上に力が伝達されないからである。

曲げ応力度については、滑りを考慮する場合としない場合とで計算結果にほとんど差は見られなかった。

(2) 減衰定数の影響による検討

地震時における表層地盤の減衰に関しては、不明な点が多く、減衰定数の値を正確に算定するまでに至っていない。しかしながら減衰定数の値は、土の供試体による共振法の試験、くり返し載荷試験等からある程度の推定が可能となった。減衰定数は、一般的に表層地盤での土のひずみレベルによって異なる。図5-17にSeed等が提案している減衰定数と土のせん断ひずみとの関係を示す。

大規模な地震の場合、表層地盤に発生するせん断ひずみは $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度と考えられている。図5-17に

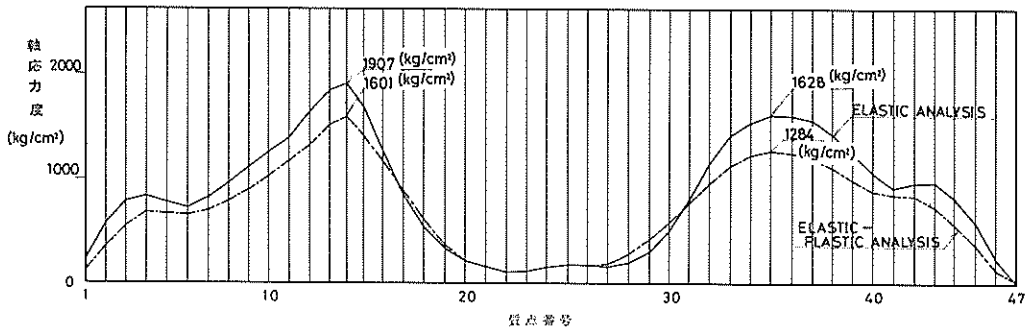


図5-22 滑りを考慮した場合の計算例

よれば、このせん断ひずみの範囲では減衰定数は、0.05～0.2程度と考えられる。減衰定数の値を明確に設定できないのでこの値が0.05～0.2の範囲内で減衰定数が、一質点系モデルによる動的応答計算の結果に及ぼす影響を調べた。対象とした計算モデルは川崎港海底パイプラインである。

入力地震波は八戸で、設計基盤面での入力地震波の最大加速度を150Galとした。

図5-23に減衰定数と海底パイプラインに算定される軸応力度と曲げ応力度の関係を示す。また図5-24に軸力の分布形と減衰定数との関係を示す。

減衰定数が小さくなるにつれて、軸応力度が急激に増加する。減衰定数が、0.05の時、最大の軸応力度は2400kg/cm²、減衰定数が、0.2の時、最大の軸応力度は1250kg/cm²と算定された。減衰定数が軸応力度に与える影響が大きいがわかる。曲げ応力度についても軸応力度と同様に減衰定数の影響が大きいが、最大の曲げ応力度は、最大の軸応力度と比較してその値が小さいので、減衰定数の影響をさほど考えなくてもよい。

図5-25に表層地盤面の応答変位の分布形と減衰定数との関係を示す。

減衰定数が0.1の場合、千鳥町の表層地盤面での最大

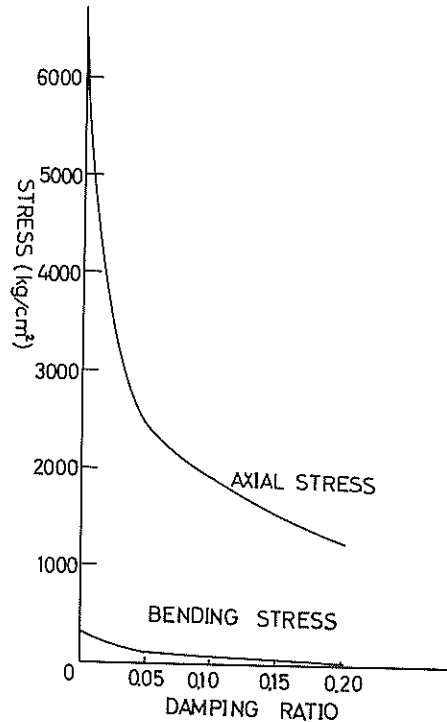


図5-23 応力度と減衰定数の関係(入力地震波八戸)

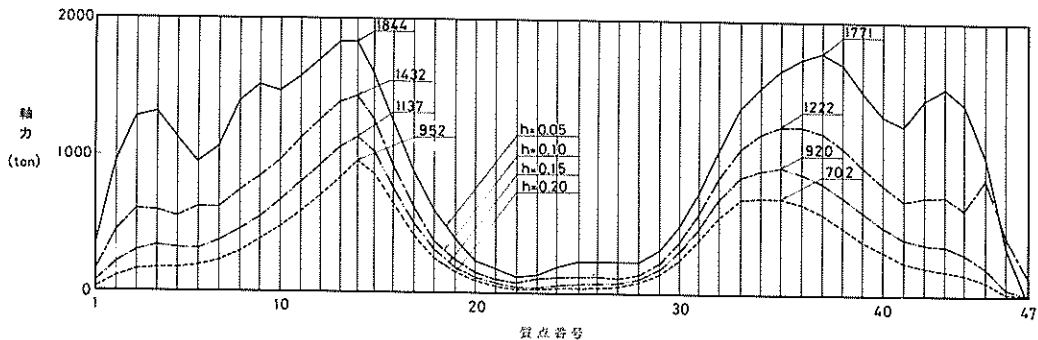


図5-24 軸力の分布と減衰定数(入力地震波八戸)

応答変位の値は、約17cmであるが、減衰定数が減少するにつれて最大の応答変位の値は、急激に大きくなる。

一方航路部では減衰定数によって応答変位の値は変わらない。

陸上部の表層地盤面と航路部の海底面での相対的な応答変位の差が大きくなり、海底パイプラインに大きな断面力を算定したと考えられる。

以上の計算例が示す様に、一質点系モデルによる動的応答計算の結果に対して減衰定数の影響が大きいため、減衰定数の値を設定する際には十分な配慮が必要である。

一質点系モデルによる動的応答計算法は、沈埋トンネルの耐震設計にひろく用いられているが、この場合減衰定数は、0.1に設定している例が多い。

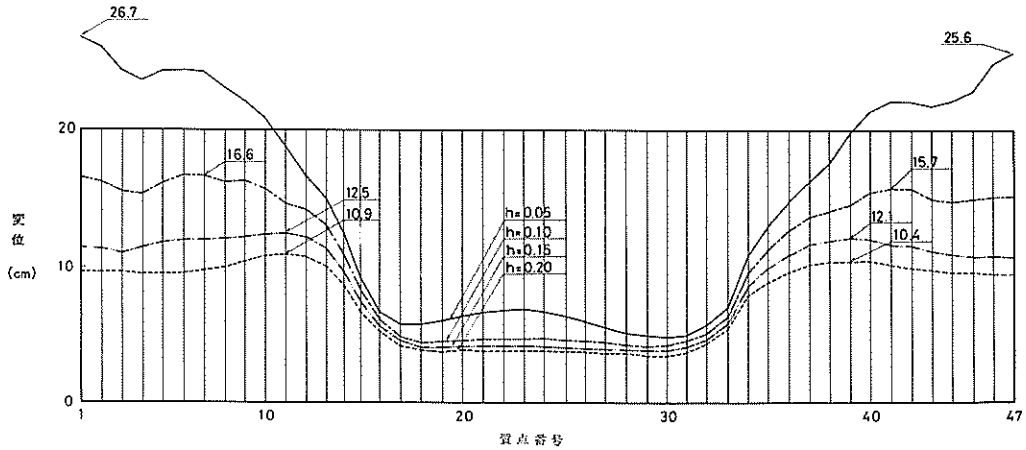


図5-25 表層地盤面の応答変位分布と減衰定数

6. 現行設計法と動的応答計算法との比較

質点系モデルによる動的応答計算法と、石バ基準による方法やBART・衣浦法による変位法とでは、計算の仮定で基本的な差がある。質点系モデルによる動的応答計算法では、設計基盤面から地震波を入力して表層地盤の変位応答を算定し、その結果からパイプラインの断面力を求める。いま入力地震波の設計基盤面での位相差を考慮しなければ、地盤条件やパイプラインの設置状態が、計算モデルの中で同様である場合、パイプラインに断面力はほとんど算定されない。すなわち、表層地盤の地盤条件や形状、設計基盤面の形状、パイプラインの諸元や形状が変化するような箇所²⁴⁾のパイプラインに大きな値の断面力を算定する。

一方、変位法では、パイプライン周辺の表層地盤の条件は一定で、パイプラインも直管の場合のみを考えている。すなわち一様な地盤条件をもつ表層地盤に正弦波形をした地震波が、パイプラインに入射すると考えて、パイプラインの断面力を算定する。したがって、表層地盤の条件や形状、パイプラインの諸元や形状が著しく変化するような箇所のパイプラインに発生すると考えられる断面力を算定することは難しい。

また、各々の計算法では、地盤のパネ定数(あるいは剛性係数)水平変位振幅等の設定の仕方、入力地震波の考え方が異なっている。

しかし、同一の海底パイプラインを対象にして、各々の計算法で算定される海底パイプラインの断面力の値について比較することによって、各々の計算法の問題点を明らかにできかつ実際に海底パイプラインの耐震設計を

行なう場合の参考資料を供することができると思われる。

表6-1に、石バ基準の方法、BART・衣浦法および動的応答計算法(一質点系モデル)の計算仮定および本資料で用いた諸定数を取りまとめた。5.2で述べたように二質点系モデルと一質点系モデルによる動的応答計算法とでパイプに算定された断面力に大差がなかったため、本節では一質点モデルの場合について比較を行なった。

表6-2に石バ基準の方法、表6-3にBART・衣浦法によって各々算定された計算結果を示す。

表6-2、表6-3と5章での動的応答計算の結果とを比較してみると、石バ基準の方法で算定される合成応力度が動的応答計算法やBART・衣浦法で算定される合成応力度よりも大きいという結果を得た。

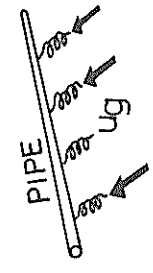

図6-1に川崎港の海底パイプラインで、3つの計算法により算定された各々の合成応力度の分布を示す。

動的応答計算法では、入力地震波によって海底パイプラインに算定される合成応力度が異なる。川崎港の海底パイプラインでは、入力地震波が八戸の場合に、千鳥町の護岸付近に 1.900kg/cm^2 の最大の合成応力度が算定された。入力地震波が八戸以外の4種類の入力地震波の場合は、八戸の時の半分以下の合成応力度であった。

石バ基準の方法では、 2.002kg/cm^2 の合成応力度が千鳥町に算定された。扇島、航路部とも石バ基準の方法で算定される合成応力度が、動的応答計算法やBART・衣浦法で算定される値を上回っている。

動的応答計算法で入力地震波が八戸の場合、上記に示すとおり石バ基準の方法で算定される合成応力度に近い値を算定した。これは5章でも述べたように、川崎港の護岸付近では、表層地盤の地形の形状、地盤条件が、変化する箇所であり、また千鳥町の表層地盤の固有周期と、

表 6-1 計算法の比較

	石 瓦 基 準	BART・衣 補 法	質点系モデルによる動的応答解析
パイプに発生する応力度 σ_a, σ_b	軸応力度 $\sigma_a = \alpha_1 \frac{\pi U_g E}{L}$ 曲げ応力度 $\sigma_b = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_g E}{L^2}$ $\frac{1}{\alpha_1} = 1 + \frac{EA}{2K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2$ $\frac{1}{\alpha_2} = 1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4$	同 左 U_g : 水平変位振幅 L : 地震動の波長 E : パイプのヤング率 D : パイプの外径 A : パイプの断面積 I : パイプの断面二次モーメント K_b, K_b' : 剛性係数	 上記の構造系をマトリックス法で解く $[K][U] = [P]$
合成応力度	$\sqrt{3.12\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$	$\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$	$\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$
表層地盤の固有周期 T	$T = 4H/V_{1S}$ (粘性土) $T = 5.23H/V_{1S}$ (砂質土) H : 表層地盤の厚さ V_{1S} : 表層地盤でのせん断弾性波速度	同 左	有限要素法による固有値解析から $[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$ 
地震動の波長 L	$L = \frac{2L_1 L_2}{L_1 + L_2}$ L_1 : 表層地盤での地震動の波長 L_2 : 基盤での地震動の波長	L を変数とする	表層地盤の一次せん断振動の固有周期 値を設定する必要なし

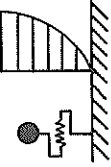
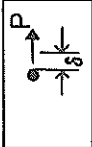
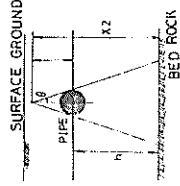

入力地震波の基準	石 パ 基 準	BART・衣浦法	質点系モデルによる動的応答解析
設計基礎面での水平変位振幅 $K_{0k} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot K_0$ $\rightarrow 0.15$ 表層地盤面での水平変位 $K_k = \nu_3 \cdot K_{0k}$ $\rightarrow 0.24$	設計基礎面での水平変位 $K_{0k} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot K_0$ $\rightarrow 0.15$ 表層地盤面での水平変位 $K_k = \nu_3 \cdot K_{0k}$ $\rightarrow 0.24$	表層地盤面で 2.5 0Gal 応答スペクトル曲線 (例えば管水スベクトル)	設計基礎面で 1.5 0Gal 実測の加速度記録を用いる。 
地表面の水平変位振幅 U_g	$U_g = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T \cdot K_{0k}$ (cm) S_v : 応答速度の基準値 (80cm/s)	弾性波探査による V_s の値	表層地盤の一次せん断振動の変位振幅 弾性波探査による V_s の値
せん断弾性波速度 V_s	弾性波探査による V_s の $\frac{1}{2}$ の値 $V_{1S} = 2,000 \cdot \sqrt{N}$ cm/s (表層地盤) または $\{ V_{0S} = 4,000 \cdot \sqrt{N}$ cm/s (基礎) N : N値	弾性波探査による V_s の値	有限要素法によって求める 
地盤の剛性係数 K_a , 軸方向 K_b , 軸直角方向	$K_a = K_b = E_s = 3 C_s = \frac{3T}{g} V_s^2$	$K_a = \frac{4 D G_s \pi}{L} \left(\frac{L}{2 \pi h} + \frac{\pi k}{L} \right)$ $K_b = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} I_p + \frac{2 G_s \tan \theta}{\log x_2/x_1}$ 	$K_1 = \frac{P}{\delta}$ $K_3 = \frac{W}{g} \omega^2$ 

表 6-1-2 石 パ 基 準

場	所	水平変位振幅 U_0 (cm)	剛性係数 K (kg/cm ²)	波 長 L (m)	軸応力度 σ_a (kg/cm ²)	曲げ応力度 σ_b (kg/cm ²)	合成応力度 $\sqrt{3.12\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$ (kg/cm ²)
川 崎	千 鳥 町	6.53	421	360	1133	30	2002
	航 路	3.81	710	258	914	34	1614
	扇 島	5.46	534	333	1028	29	1816
衣 浦	半 田	4.55	147	171	1018	92	1800
	航 路	1.58	397	86	587	126	1044
	碧 南	3.74	339	195	1017	58	1798
伊 勢 湾	A	5.10	241	241	1141	52	2015
	B	4.32	226	200	1062	64	1878
	C	3.55	206	158	924	84	1634
	D	2.60	205	115	696	115	1234
	E	1.54	242	72	405	173	736

表 6-1-3 BART・衣浦方式

場	所	水平変位振幅 U_g (cm)	剛性係数 曲げ K_b (kg/cm ²)	剛性係数 軸 K_a (kg/cm ²)	波長 $2L$ (m)	軸応力度 σ_a (kg/cm ²)	曲げ応力度 σ_b (kg/cm ²)	合成応力度 $\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_b^2}$ (kg/cm ²)
川崎	千鳥町	7.20	1440	37	472	730	19	730
	航路	5.98	2551	81	364	842	27	842
	扇島	7.20	1841	49	452	801	21	802
衣浦	半田	2.92	599	32	204	281	41	283
	航路	1.04	1901	174	112	253	49	258
	碧南	4.34	1315	58	252	614	40	615
伊勢湾	A	5.23	899	34	303	566	33	567
	B	4.28	880	39	249	496	41	497
	C	2.70	849	47	195	332	42	335
	D	1.66	916	67	143	233	48	238
	E	0.76	1183	106	90	121	55	133

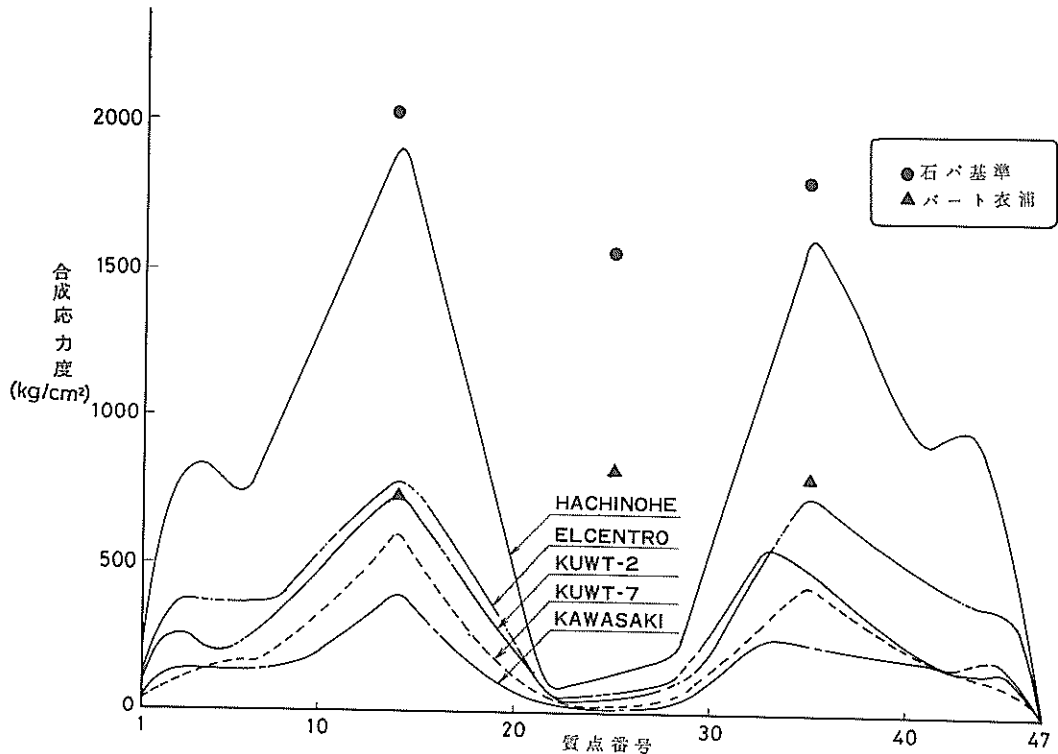


図6-1 動的応答計算法と変位法との比較（川崎港）

八戸の入力地震波との卓越周期とが一致しているため、大きな合成応力度が動的応答計算法で算定されたと考えられる。

BART・衣浦法で算定される合成応力度は、動的応答計算法で、入力地震波がエルセントロの場合に千鳥町や扇島で算定される合成応力度とはほぼ同じであった。

航路部に関して動的応答計算法では小さな値の合成応力度しか算定されないが、石バ基準の方法やBART・衣浦法による変位法では、航路部でも陸上部と同程度の合成応力度を算定した。

衣浦港の海底パイプラインの計算例も、ほぼ川崎港の計算例と同様な結果であった。石バ基準の方法で算定される合成応力度がBART・衣浦法や動的応答計算法で算定される合成応力度よりも大きいという結果を衣浦港の例でも得た。

図6-2に伊勢湾海底パイプラインで3種類の計算法で算定された合成応力度の分布を示す。

伊勢湾海底パイプラインの計算例では、石バ基準の方法で算定された合成応力度が、BART・衣浦法や動的応答計算法と比較してかなり大きく算定された。

動的応答計算法では、入力地震波が八戸の場合に813

kg/cm^2 の最大の合成応力度を算定するが、石バ基準の方法では、 $2,015\text{kg}/\text{cm}^2$ と動的応答計算法と比較して約2.5倍もの合成応力度を算定する。

BART・衣浦法での合成応力度は、動的応答計算法で入力地震波が八戸の場合に算定される値とはほぼ等しい。

伊勢湾の表層地盤は、川崎港や衣浦港の表層地盤と同様に軟弱な粘性土で構成されているが、川崎港や衣浦港の様な護岸付近での地盤条件の急変部がないために、動的応答計算法では、さほど大きな合成応力度が海底パイプラインに算定されなかったと考える。

伊勢湾の様に軟弱な地盤が一樣に広がっている箇所では、石バ基準の方法では、動的応答計算法やBART・衣浦法と比較してかなり大きな合成応力度を海底パイプラインに算定することが考えられる。

次に各方法の、海底パイプラインと表層地盤とを結ぶ軸方向に関するバネ定数（剛性係数）について比較する。例えば、川崎港の千鳥町の表層地盤では、動的応答計算法（一質点系モデル）で、バネ定数は約 $230\text{kg}/\text{cm}^2$ 、石バ基準の方法で $421\text{kg}/\text{cm}^2$ およびBART・衣浦法で $37\text{kg}/\text{cm}^2$ である。

バネ定数（剛性係数）を求める方法は、表6-1に示

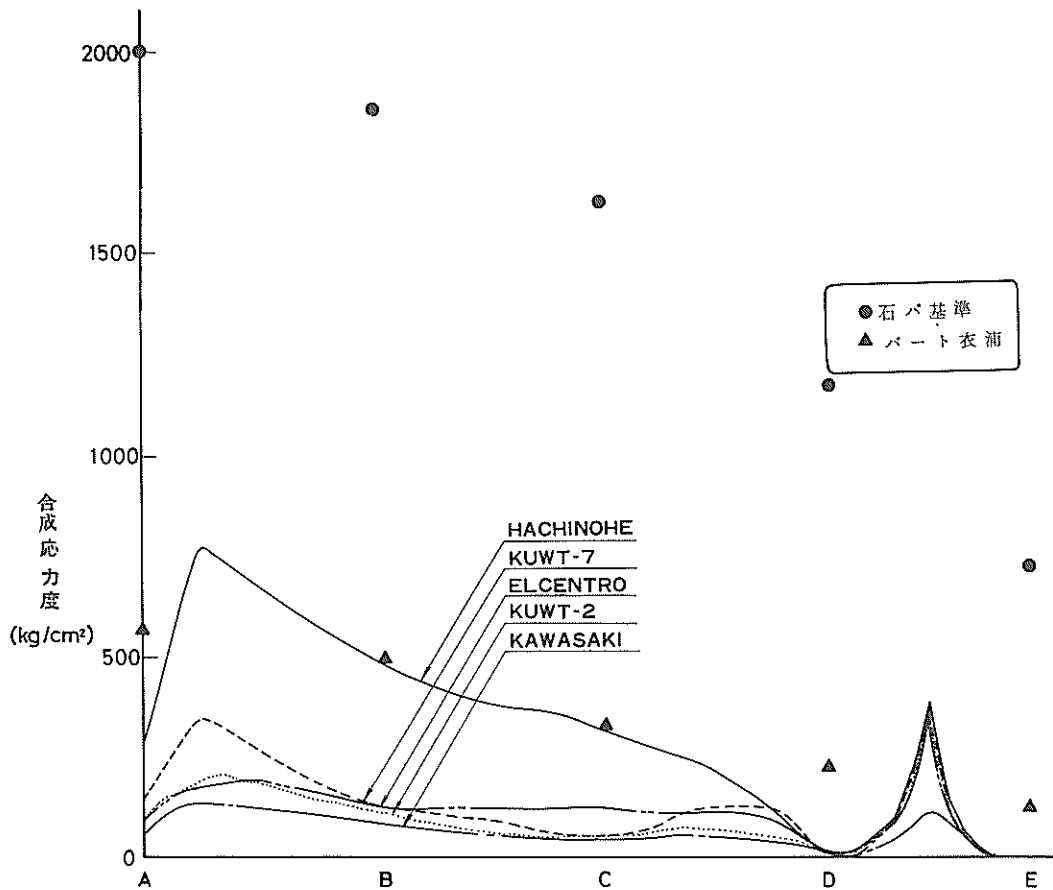


図6-2 動的応答計算法と変位法との比較（伊勢湾）

すとおりの3種類の方法で異なっており、得られた値も各々かなりの違いがあることがわかる。

各々のバネ定数（剛性係数）の値は、弾性波探査で得られるせん断弾性波速度（ V_s ）から算定される。川崎港と衣浦港でのせん断弾性波速度（ V_s ）は、弾性波探査で得られた実測値である。伊勢湾でのせん断弾性波速度（ V_s ）は、推定値である。石油パイプライン地震対策要綱同解説⁶⁾では、表層地盤の地震時のひずみを考慮して実測された、せん断弾性波速度（ V_s ）の1/2の値を用いて、剛性係数を算定する。動的応答計算法およびBART・衣浦法の耐震設計の実施例では、実測のせん断弾性波速度（ V_s ）をそのまま用いて剛性係数（バネ定数）を算定しているので、本資料でもこの例にならった。

今、動的応答計算法およびBART・衣浦法でせん断弾性波速度（ V_s ）を1/2にした場合に海底パイプラインに算定される合成応力度について検討した。せん断弾性波速度（ V_s ）を1/2にすると、バネ定数（剛性係数）は、

約1/4になる。

動的応答計算法に関するバネ定数の検討は、5章で既に述べてあるが、せん断弾性波速度（ V_s ）を1/2にすると、表6-4に示すとおりの合成応力度は、せん断弾性波速度（ V_s ）そのままの時の合成応力度よりもやや小さい値となる。

一方、BART・衣浦法では、表6-5に示すとおりのせん断弾性波速度（ V_s ）を1/2にとると合成応力度は、せん断弾性波速度（ V_s ）そのままの時の合成応力度の約半分となることがわかる。

表6-6に石バ基準の方法の場合を示すが、石バ基準の方法では、せん断弾性波速度（ V_s ）を1/2にとると、合成応力度は、せん断弾性波速度（ V_s ）そのままの時の合成応力度の5割ほど増加することがわかる。

石バ基準の方法では、せん断弾性波速度（ V_s ）を小さくすると、式（2-13）で示す伝達率 α_1 および α_2 は小さくなるが、式（2-22）で示される表層地盤の水

表 6-4 セン断弾性波速度 (V_s) と合成応力度 (動的応答計算)

入力地震波	場 所	V_s	$V_s/2$
八 戸	千 鳥 町	1 9 1 0	1 5 3 7
	航 路	5 2 2	5 2 0
	扇 島	1 6 2 9	9 0 0
エルセントロ	千 鳥 町	7 8 0	7 4 2
	航 路	3 2 1	3 0 1
	扇 島	7 3 9	6 9 2

(kg/cm^2)

表 6-5 セン断弾性波速度 (V_s) と合成応力度 (BART・衣浦法)

場 所		V_s	$V_s/2$
川 崎	千 鳥 町	7 3 0	4 0 0
	航 路	8 4 2	5 0 4
	扇 島	8 0 2	4 6 8
衣 浦	半 田	2 8 3	9 9
	航 路	2 5 8	1 0 3
	碧 南	6 1 5	2 6 1
伊 勢 湾	A	5 6 7	2 2 9
	B	4 9 7	1 8 9
	C	3 3 5	1 2 2
	D	2 3 8	8 9
	E	1 3 3	7 2

(kg/cm^2)

表 6-6 セン断弾性波速度 (V_s) と合成応力度 (石ベース)

場 所		V_s	$V_s/2$	$V_s = 20\sqrt{N}$
川 崎	千 鳥 町	1 2 8 1	2 0 0 2	2 2 0 3
	航 路	1 0 8 1	1 6 1 4	2 1 9 6
	扇 島	1 1 8 2	1 8 1 6	2 0 5 6
衣 浦	半 田	1 4 4 9	1 8 0 0	1 8 0 8
	航 路	7 5 3	1 0 4 4	1 0 2 3
	碧 南	1 2 5 3	1 7 9 8	1 9 9 7
伊 勢 湾	A	1 3 7 2	2 0 1 5	2 6 0 7
	B	1 3 4 7	1 8 7 8	2 1 2 2
	C	1 2 8 6	1 6 3 4	1 5 0 4
	D	1 1 1 7	1 2 3 4	9 4 1
	E	6 2 9	7 3 6	5 2 3

(kg/cm^2)

平変位振幅の値が大きくなり、結果的には、式(2-14)、式(2-15)で算定されるパイプラインの応力度は大きくなる。

BART・衣浦法では、考慮する地震動の波長の範囲内では、水平変位振幅の値は、石パ基準の方法の時の様に大きくなり、パイプラインに算定される合成応力度は小さくなる。

今回の計算例の結果に限れば、動的応答計算法やBART・衣浦法で海底パイプラインの断面力を算定する場合、せん断弾性波速度(V_s)を $1/2$ にとらない方が設計上は安全側であると言える。

7. 特殊部の検討

海底パイプラインの立上り部や曲り部等の特殊な箇所耐震設計については、石パ基準では特に明記されていない。石パ基準に示される方法やBART・衣浦法による

変位法で、これらの特殊な箇所の耐震設計を行なうことは困難である。本章では、一質点系モデルによる動的応答計算法を用いて立上り部や曲り部の特殊な箇所についての検討結果を示す。

7.1 立上り部

立上り部について一質点系モデルによる動的応答計算法と震度法とで検討を行なった。

(1) 立上り部のモデル化と計算条件

a) モデル化

本章での検討の対象とした立上り部を、図7-1に示す伊勢湾海底パイプラインの護岸側の立上り部を参考にして図7-2のようにモデル化を行なった。

この立上り部のモデルは通常海底パイプラインの立上り部として一般的に用いられる構造とみてよい。

護岸付近の海底部約12mの所に敷設されている海底パイプラインが、約20mほど立上って陸上のパイプラインと連絡されている。また護岸付近での海底パイプ

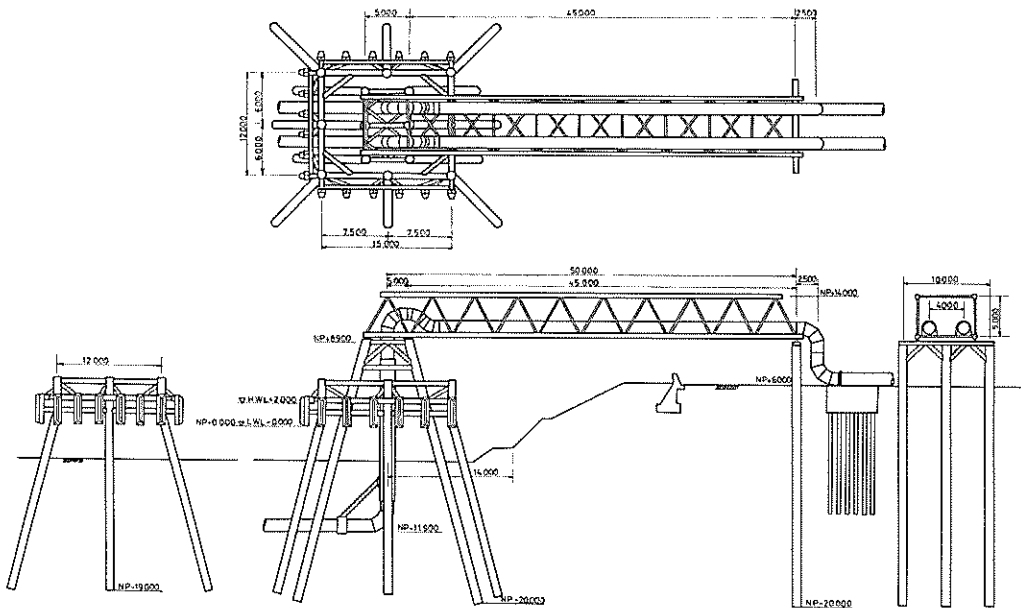


図7-1 立上り部

(UNIT. mm)

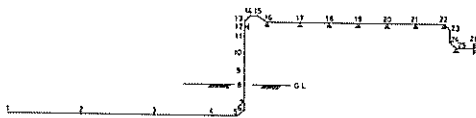


図7-2 立上り部のモデル化

ラインの埋設深さは約4mとした。

立上り部は、鋼製のジャケットで支持されている。パイプは、このジャケットの頂部で固定支持され、陸上へは、橋梁によって連絡されている。

図7-2に示す計算モデルでは、ジャケットと橋梁は直接モデル化せずに、パイプラインに対する支持条件と

して考慮した。すなわち、ジャケットの頂部でX方向およびY方向、橋梁部でZ方向を固定と仮定した。

b) 計算条件

立上り部付近の地盤条件は、砂質土地盤と粘性土地盤の二種類を考えた。

砂質土地盤については、図4-9に示すG点の地盤条件を、粘性土地盤についてはA点の地盤条件を用いた。

G点の地盤は、よく締固っており、地表面より数m下は、N値が50以上となっている。A点では、-50mまでN値が2~3の非常に軟弱な地盤である。

海底パイプラインの立上り部は、二重管構造でパイプの断面が変化している場合がある。パイプラインで断面の剛性が変化する所で、パイプに算定される断面力がどうなるか調べるため、パイプを二重管と単管の2種類を考慮した。表4-1に単管の諸元を、表7-1に二重管の諸元を各々示す。

一質点系モデルによる動的応答計算のケース数は、表7-2に示すとおり16個である。表7-2に示されている入力地震波は、4.3で述べた入力地震波と同じ種類である。

粘性土地盤での立上り部の検討および単管と二重管との差の検討は、KUWT-2の入力地震波を用いて実施し

た。入力地震波の設計基盤面での最大加速度は、150 Gal、表層地盤の減衰定数の値は、0.1に各々設定した。

表7-1 二重管の諸元

二重管		
外	径	1598.0mm
肉	厚	23.3mm
鋼	断 面 積	1152.0cm ²
断	面 係 数	4.481×10 ⁴ cm ³
断	面二次モーメント	2.816×10 ⁶ cm ⁴

(2) 計算結果

立上り部の一質点系モデルによる動的応答計算の結果は表7-2に取纏めた。

a) 砂質土地盤の場合の結果

砂質土地盤の場合、いずれの入力地震波でも立上り部に大きな軸応力度は算定されなかった。

最大の軸応力度は、入力地震波が八戸の場合に算定されたが、その値は10kg/cm²であった。この軸応力度は図7-2に示す立上り部のモデルで節点24と節点25の間の曲り部に算定された。八戸以外の入力地震波でも各々の最大の軸応力度は、数kg/cm²程度であった。

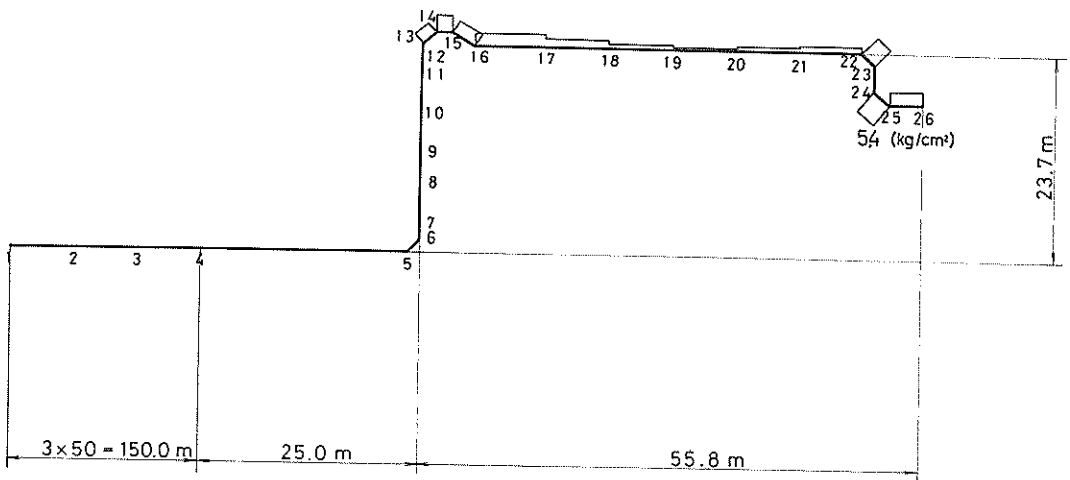
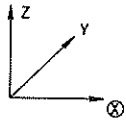


図7-3 軸応力度の分布(入力地震波 KUWT-2)

表 7-2 立上り部の動的応答計算の結果

ケース 番号	入力地震波	振動 方向	最大入力 加速度	減衰 定数	地盤 条件	立上り部 のパイプ	最大応答変位		最大応答加速度		最大軸力			最大曲げモーメント		
							地盤 cm	パイプライン cm	地盤 Gal	パイプライン Gal	S _x t	S _y t	S _z t	M _x t-m	M _y t-m	M _z t-m
1	KUWT-2, P-2	軸	Gal 150	0.1	砂	単管	0.32	0.04	444	258	4.1	3.1	1.5	0.0	3.0	5.4
2	KUWT-7, P-2	軸	150	0.1	砂	単管	0.24	0.03	352	164	3.4	2.4	1.6	0.0	2.5	3.9
3	EL CENTRO	軸	150	0.1	砂	単管	0.28	0.03	408	204	4.4	3.2	2.2	0.0	3.2	5.6
4	KAWASAKI (X)	軸	150	0.1	砂	単管	0.31	0.04	422	208	5.5	3.7	2.5	0.0	4.0	5.7
5	HACHINOHE	軸	150	0.1	砂	単管	0.19	0.02	222	162	4.4	3.1	2.1	0.0	3.1	5.2
6	KUWT-2, P-1	軸直角	150	0.1	砂	単管	0.32	2.61	463	413	0.0	5.1	4.7	27.2	17.3	55.0
7	KUWT-7, P-1	軸直角	150	0.1	砂	単管	0.20	1.24	359	555	0.0	2.5	2.5	15.6	11.7	27.1
8	EL CENTRO	軸直角	150	0.1	砂	単管	0.28	4.19	408	732	0.0	6.5	6.3	45.0	22.9	79.7
9	KAWASAKI (Y)	軸直角	150	0.1	砂	単管	0.37	2.34	498	469	0.0	4.6	4.3	24.0	14.9	49.7
10	HACHINOHE	軸直角	150	0.1	砂	単管	0.19	4.19	222	634	0.0	7.4	7.1	43.7	23.5	86.3
11	KUWT-2, P-2	軸	150	0.1	砂	二重管	0.32	0.04	444	246	3.6	3.4	2.3	0.0	2.7	6.1
12	KUWT-2, P-1	軸直角	150	0.1	砂	二重管	0.32	2.58	463	422	0.0	5.2	4.8	27.0	15.5	56.2
13	KUWT-2, P-2	軸	150	0.1	粘土	単管	8.61	3.51	230	239	131.3	36.5	29.6	0.0	12.01	144.4
14	KUWT-2, P-1	軸直角	150	0.1	粘土	単管	7.04	2.76	189	530	0.0	5.1	4.7	30.8	23.8	56.1
15	KUWT-2, P-2	軸	150	0.1	粘土	二重管	8.61	3.53	230	243	131.4	40.7	32.7	0.0	12.93	161.0
16	KUWT-2, P-1	軸直角	150	0.1	粘土	二重管	7.04	2.68	189	422	0.0	5.1	4.7	29.0	22.2	55.0

図7-3に入力地震波がKUWT-2の場合の軸応力度の分布を示す。節点13から節点16の間および節点24と節点25の間の曲り部に比較的大きな軸応力度の値が、算定されたが、他の箇所では、ほとんど軸応力度は算定されなかった。

また、軸応力度に関しては、一質点系モデルでパイプライン軸方向（X方向）に地震波を入力するよりも、パイプライン軸直角方向（Y方向）に入力した時の方が、大きな値を算定した。

一方、曲げ応力度は、入力地震波が八戸の場合に立上

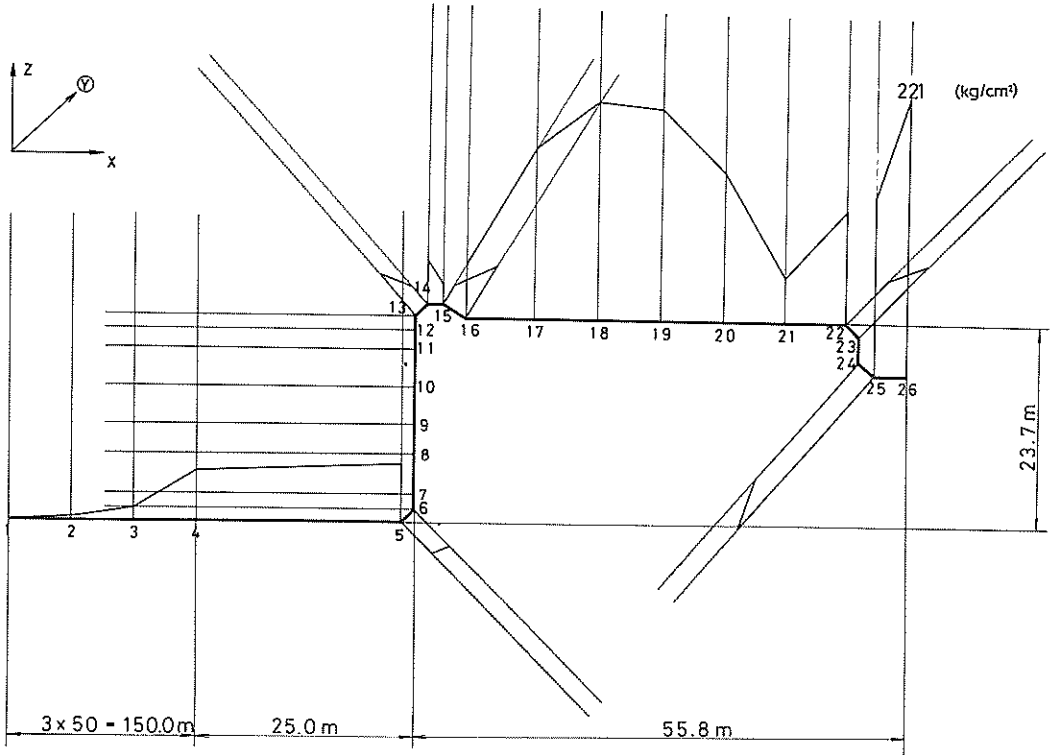


図7-4 曲げ応力度 (M_b) の分布 (入力地震波 KUWT-2)

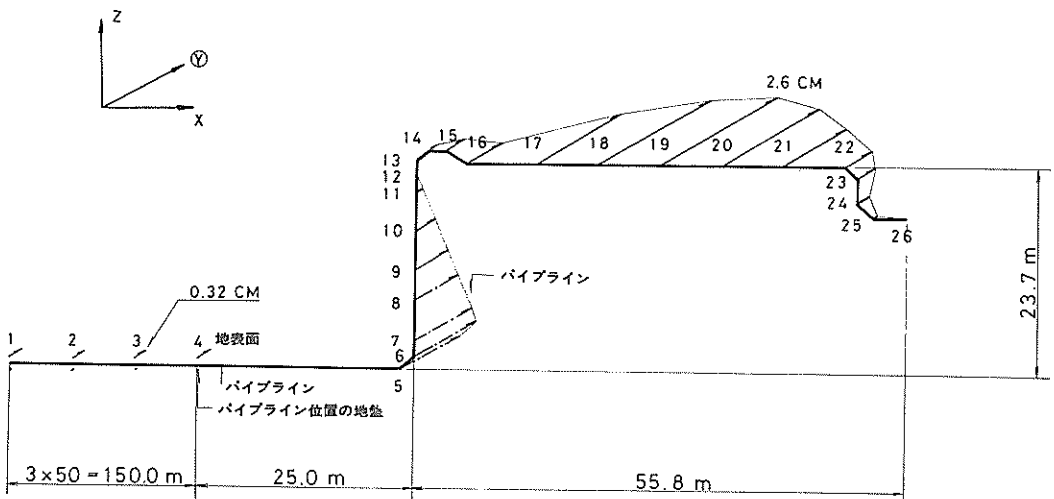


図7-5 応答変位の分布 (入力地震波 KUWT-2)

り部の橋梁部に最大値を算定し、その値は、 $382\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。

他の入力地震波でも、比較的大きな曲げ応力度が算定された。

図7-4に入力地震波がKUWT-2の場合の曲げ応力度の分布を示す。大きな値の曲げモーメントが、橋梁部、節点24と節点25の曲り部および節点26のパイプの端部に算定された。曲げ応力度の分布形は、いずれの入力地震波でもほぼ同じであった。

軸応力度と同様に曲げ応力度に関してもパイプライン軸方向に地震波を入力するよりも、パイプライン軸直角方向に入力した時の方が、大きな値を算定する。

地盤中に埋設されているパイプラインよりも地震時に自由振動をするパイプラインの方に大きな断面力を算定する。パイプライン軸方向よりもパイプライン軸直角方向の方が、自由振動するパイプラインの応答変位の値は大きいので、パイプライン軸直角方向に大きな断面力を算定したと思われる。

図7-5に、入力地震波がKUWT-2の場合のパイプライン軸直角方向の応答変位を示す。

海底面の地盤には、0.3cmの応答変位しか算定されないが、地上に露出している、橋梁部や立上っている部分のパイプラインには、2.6cmの応答変位が算定された。

一方、入力地震波がKUWT-2の場合のパイプライン軸方向の応答変位の最大値は、0.04cmで橋梁部のパイプラインに算定された。

図7-6に入力地震波がKUWT-2の場合のパイプライン

軸直角方向の応答加速度の分布を示す。

橋梁部や立上っている部分のパイプラインに4.00Gal程度の応答加速度が算定された。また海底部の地盤にも4.63galの応答加速度が算定された。応答加速度についても、パイプライン軸直角方向の方がパイプライン軸方向よりも大きな値をパイプラインに算定した。

以上の結果が示すとおり、良質な砂質土地盤では、パイプラインに算定される、断面力、応答変位および応答加速度は、パイプライン軸直角方向の方が、軸方向よりも大きかった。

橋梁部のパイプのように自由振動する箇所では、軸直角方向の方が軸方向より大きな断面力をパイプラインに算定すると考える。また一方では、地盤条件が良い所では、パイプラインに関して軸直角方向の断面力の方が軸方向よりも大きく算定される2つの要因が重なったからだと思う。

b) 粘性土地盤の場合の結果

粘性土地盤では、入力地震波をKUWT-2の場合だけ一質点系モデルによる動的応答計算を実施した。したがって入力地震波の種類による断面力の差については検討されていない。

粘性土地盤の場合は、a)の砂質土地盤の場合と逆に、パイプライン軸方向に地震波を入力した方が、軸直角方向に入力した時よりも大きな断面力をパイプラインに算定された。粘性土地盤の場合には砂質土地盤の場合に算定された軸応力度の約3.0倍の最大軸応力度がパイプに算定された。パイプライン軸方向に地震波を入力した場

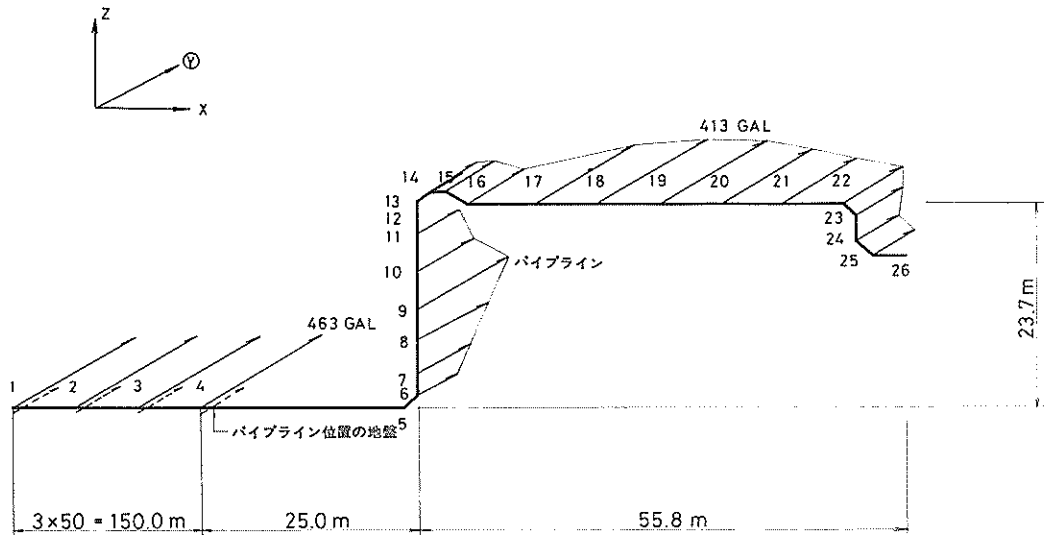


図7-6 応答加速度の分布(入力地震波 KUWT-2)

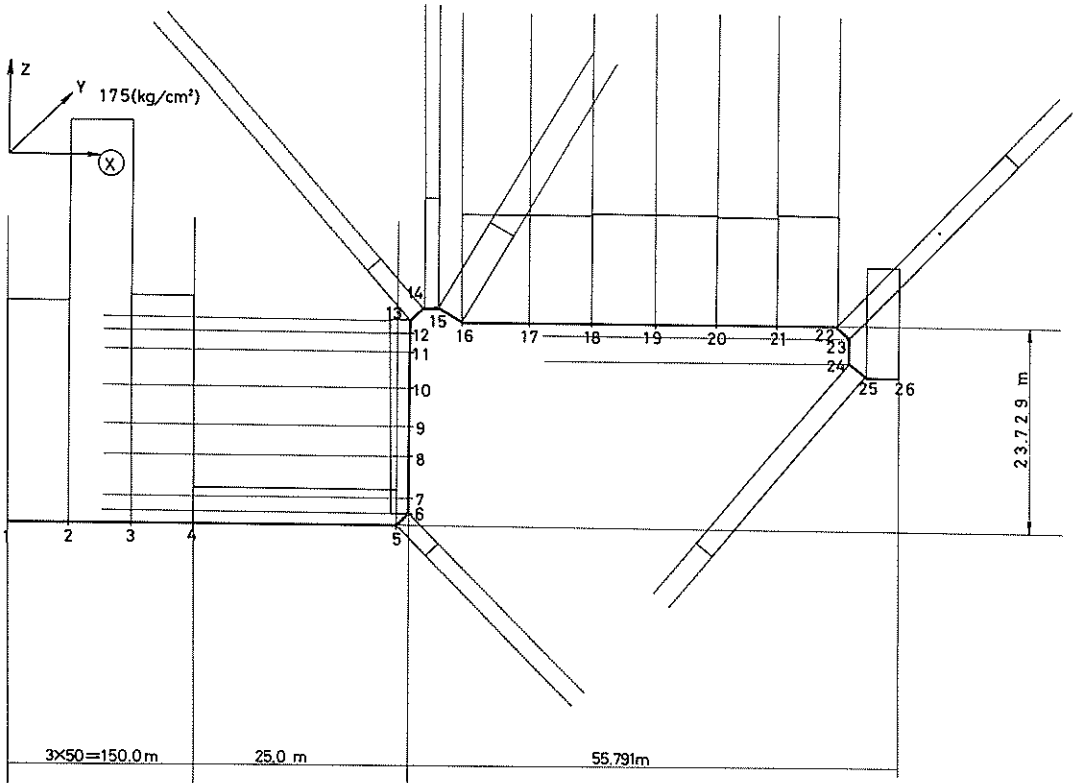


図7-7 軸応力度の分布(入力地震波 KUWT-2)

合の軸応力度の分布を図7-7に示す。最大の軸応力度は 175 kg/cm^2 で、埋設部分の海底パイプラインに算定された。また節点22と節点23や節点24と節点25の間の曲り部にも比較的大きな軸応力度を算定した。

パイプライン軸方向に地震波を入力した場合の曲げ応力度の分布を図7-8に示す。最大の曲げ応力度は 460 kg/cm^2 で節点5の曲り部に算定された。

図7-7および図7-8に示す軸応力度および曲げ応力度の分布形は、図7-5および図7-7に示す砂質土地盤の場合の分布形と異なるが、これは地震波の入力方向が異なるからである。

粘性土地盤では、表層地盤の応答変位の方が、自由振動するパイプラインの応答変位よりも大きな値が算定された。表層地盤の最大の応答変位は 8.6 cm であったが、橋梁部でのパイプラインの最大の応答変位は、 2.6 cm であった。従って埋設された海底パイプラインの方が、橋梁部や立上っている箇所のパイプラインよりも大きな断面力を算定した。

c) 二重管と単管との差

立上り部で二重管を考慮した場合と考慮しない場合で

パイプラインに算定される断面力に及ぼす影響について検討を行なった。

二重管の外径は、 $1,598 \text{ mm}$ で、単管の外径は、 $1,422.4 \text{ mm}$ である。断面係数 (Z) は、二重管が単管の 1.72 倍である。二重管を対象とした一質点系モデルによる動的応答計算は、入力地震波を KUWT-2 に、地盤条件を、砂質土地盤と粘性土地盤の2種類に設定して実施した。

計算結果を、表7-2に示す。砂質土地盤の場合には、二重管と単管とで、断面力の値もその分布形もほとんど差はなかった。粘性土地盤の場合には、二重管の方が単管よりも、最大の軸応力度で 6 kg/cm^2 、最大の曲げ応力度で 64 kg/cm^2 大きな値をパイプラインに算定された。二重管と単管との取付け部で、わずかながら断面力の値が増加したが、その値は非常に小さかった。

以上の結果から、立上り部について一質点系モデルによる動的応答計算を実施するさい、二重管の影響については、さほど考慮する必要はないと考える。

(3) 震度法による検討

従来、立上り部のパイプラインの耐震設計は、震度法によって実施されている例が多い。

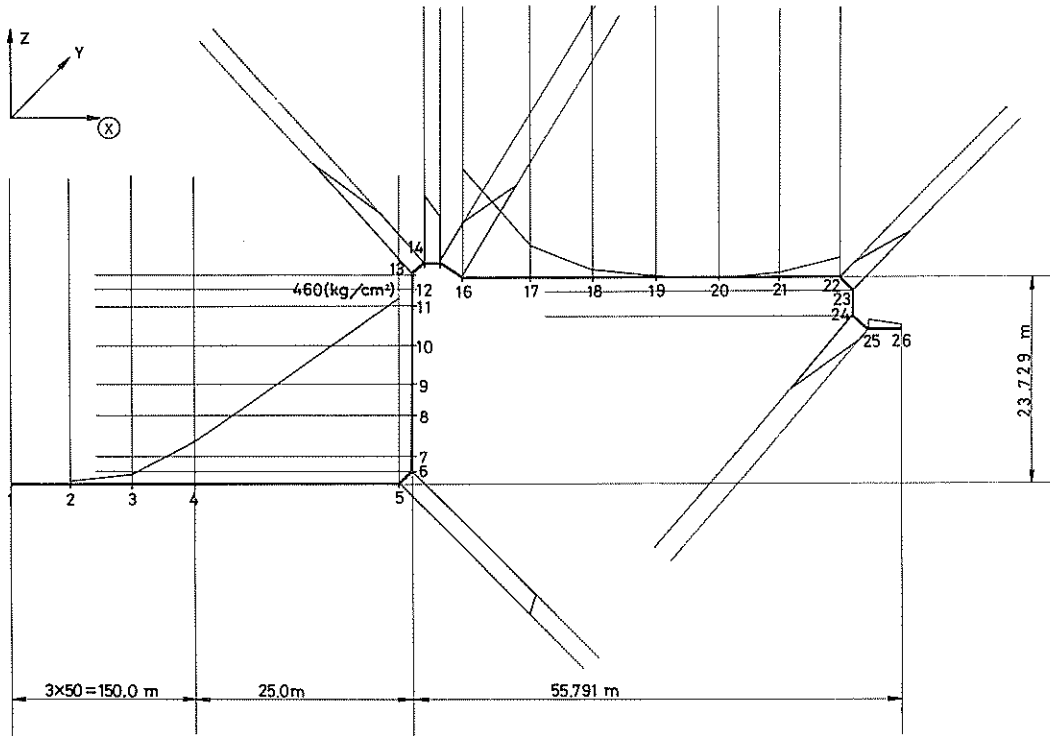


図7-8 曲げ応力度の分布(入力地震波 KUWT-2)

そこで、本節でも立上り部のパイプラインを単純梁と仮定して震度法による計算を行ない、一質点系モデルによる動的応答計算結果との比較を試みることにした。

立上り部のパイプに作用する地震時の荷重としては、式(7-1)および式(7-2)に示される、慣性力(w_1)と動水圧(w_2)を考慮する。図7-9に示すように地震時の荷重は、等分布にパイプラインに作用するものとした。

$$w_1 = K_h \cdot W \quad (\text{kg/m}) \quad \text{式(7-1)}$$

$$w_2 = \frac{\pi}{4} D^2 \gamma_w K_h \quad (\text{kg/m}) \quad \text{式(7-2)}$$

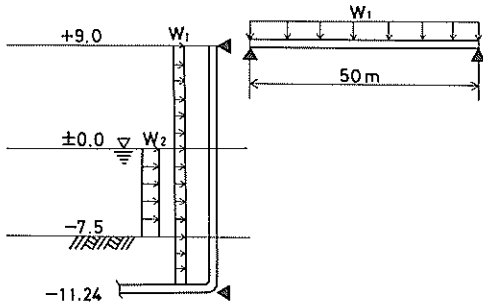


図7-9 立上り部のモデル化(震度法)

ここで K_h : 設計水平震度

W : パイプラインの単位長さ当り重量
(kg/m)

D : パイプラインの外径(cm)

γ_w : 水の単位体積重量(kg/cm³)

今、設計水平震度を0.25、立上りのパイプラインは二重管($W = 1.059 \text{ kg/m}$)と設定して、図7-9に示すモデルで、最大曲げ応力度を算定する。

計算結果として、立上りのパイプラインに60kg/cm²の曲げ応力度が、橋梁部のパイプラインに177kg/cm²の曲げ応力度が算定される。

これらの値は、一質点系モデルによる動的応答計算の結果より小さな値である。

動的応答計算法で、地盤条件が、砂質土地盤の場合には、入力地震波が、エルセントロと八戸の場合に震度法よりも多小大きな曲げ応力度が算定された。地盤条件が粘性土地盤の場合には、動的応答計算法の方が震度法よりも3倍位大きな曲げ応力度を算定した。もし地盤条件が粘性土地盤で入力地震波が八戸の場合には、動的応答計算法では、震度法と比較してかなりの曲げ応力度を算定すると予想される。

立上り部のパイプラインに震度法を適用する場合には、パイプラインの軸方向の断面力が算定できないことが一つの問題である。

また立上り部での地盤条件にかかわらずパイプラインに一定の最大曲げ応力度を算定する。一質点系モデルによる動的応答計算法の結果では、立上り部での地盤条件が粘性土地盤の場合に砂質土地盤と比較してかなり大きな断面力をパイプラインに算定する。この点が動的応答計算法と震度法との大きな違いである。

今回、一質点系モデルによる動的応答計算法では、立上り部のパイプラインに対して動水圧を考慮するまでには至らなかった。動水圧を考慮すれば、パイプラインに算定される断面力はさらに大きくなるはずである。

動水圧の影響を入れた動的応答計算法については今後の課題としたい。

7.2 曲り部

海底パイプラインは、通常直管で敷設されるが、場合によっては曲り部を形成することがある。

曲り部に対する耐震設計は、従来あまり実施されていない。本節では、伊勢湾海底パイプラインでの曲り部を

例にとって、一質点系モデルによる動的応答計算法を実施して、曲り部の影響について検討を行なった。

伊勢湾海底パイプラインは、図4-10に示すとおりE地点で、74度の角度で表層地盤面と平行に折れ曲っている。図7-10に一質点系モデルによる曲り部の計算モデルを示す。曲り部より両側に各々500mの長さの範囲の海底パイプラインをモデル化した。

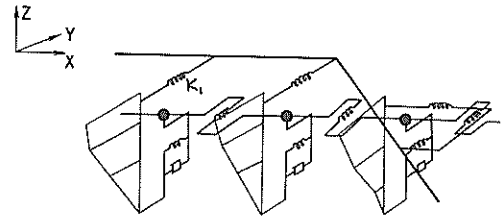


図7-10 曲り部のモデル化

表層地盤と海底パイプラインを結ぶ K_1 バネ定数は、パイプライン軸方向と軸直角方向のバネ定数の両成分を考慮した。

入力地震波は、4.3で述べた五種類で、設計基盤面での最大加速度を150Gal、表層地盤の減衰定数を0.1に設

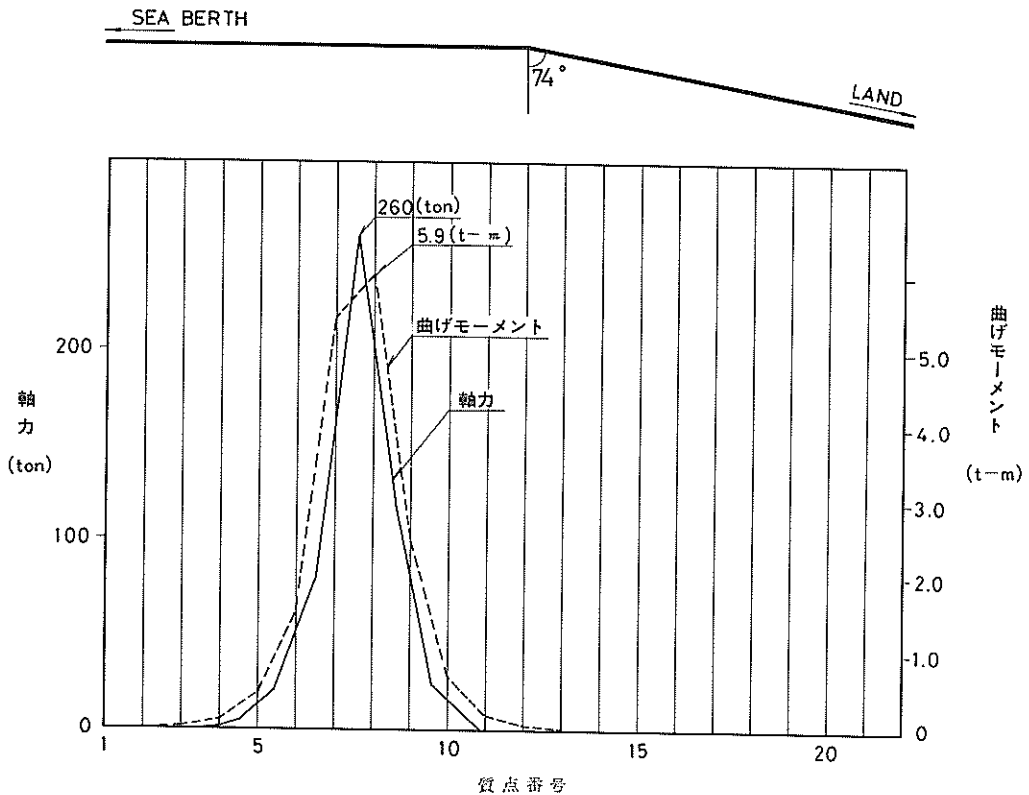


図7-11 曲り部の検討(入力地震波 KUWT-2)

定した。

計算結果は、いずれの入力地震波でも曲り部にほとんど断面力は算定されなかった。

図7-11に入力地震波がKUWT-2の場合の海底パイプラインに算定された断面力を示す。軸力や曲げモーメントの最大値は、地盤条件が変化する質点7付近のパイプラインに算定されたが、曲り部のある質点12付近では、非常に小さな値の断面力しか算定されなかった。

そこで曲り部のごく近傍だけを取り出して、一質点系モデルによる動的応答計算を実施した。ただし曲りの角度は90度とした。

この結果を図7-12および図7-13に示す。

海底パイプラインに算定される断面力の値は、非常に小さいが、軸力および曲げモーメントとも曲り部には、直管部よりやや大きな値を算定した。

軸力に関しては、曲り部に直管部と比較して約2倍、

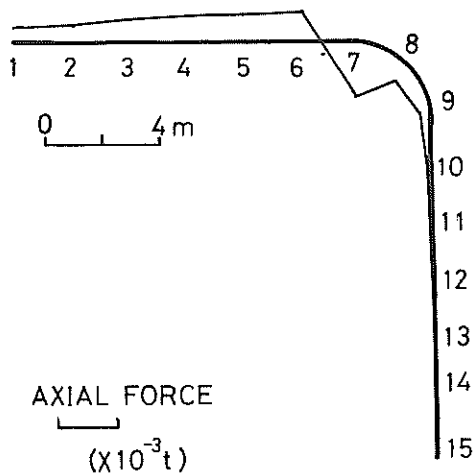


図7-12 軸力の分布

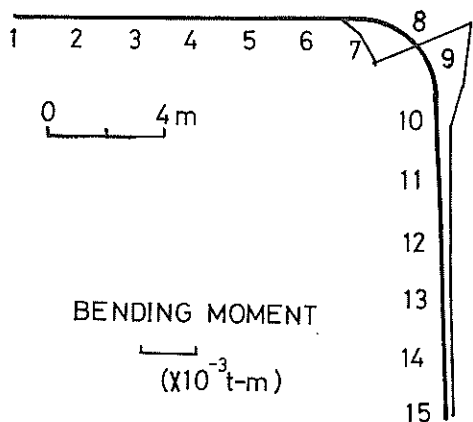


図7-13 曲げモーメントの分布

曲げモーメントに関しては、曲り部に直管部と比較して約5倍の値を各々算定した。

桜井²⁵⁾らの数値解析による研究では、曲り部は直管部と比較して、最大で2.8倍程度断面力が大きくなると報告している。

しかしながら、今回の計算例では、曲り部に大きな値の断面力は算定されなかった。つまり曲り部よりも地盤条件が急変する箇所の海底パイプラインに大きな断面力を算定することがわかった。曲り部付近に地盤の急変部等がなければ、たとえ曲り部に応力集中が生じたとしても断面力の値は小さいと言える。

8. 結論

三種類の耐震設計法による計算例の比較検討を行なった結果から次のことが明らかになった。

同一の海底パイプラインの直管部を対象としてその断面力を算定する場合、石バ基準の方法はBART・衣浦法よりもかなり大きな断面力を与える。また、石バ基準の方法と動的応答計算法とでは、やはり石バ基準の方法の方が大きな断面力を算定するが、動的応答計算法とBART・衣浦法とではほぼ同程度の断面力である。

言い換えれば、一般に石バ基準の方法はBART・衣浦法や動的応答計算法と比較して、かなり安全側の断面を与えることになる。

次に質点系モデルによる動的応答計算法について言えば、まず入力地震波の種類によりパイプラインに発生する断面力がかなり異なる結果となる。今回の計算例においては、川崎港仮想海底パイプラインに八戸の入力地震波を作用させた場合に、他の四種類の場合よりも著しく大きな断面力が算定されている。これは、軟弱でかつ厚い表層地盤の固有周期と、比較的長周期成分が卓越している八戸の地震波の卓越周期とが近いとめと考えられる。

また、この動的応答計算法は、海底地形の急変部付近のパイプラインに大きな断面力を算定する。このことは、沈埋トンネルでの地震応答計算や地震観測の結果でも一致している。動的応答計算法は、変位法に比べ、地震時の地盤やパイプの挙動をより忠実に評価しているため、上記の結果は当然のことと言える。

表層地盤が相当厚い場合や地盤条件が複雑な場合においては、一質点系モデルよりも二質点系モデルによる動的応答計算法の方が、地震時の挙動を合理的に評価できる。しかしながら、今回の計算結果にみられるように、両モデルにより算定される断面力に顕著な差はない。したがって、質点系モデルによる動的応答計算を行なう場

合には、演算時間も短く、より労力の少ない一質点系モデルを用いて海底パイプラインの耐震性を検討すれば十分であると考ええる。

石バ基準の方法では、地盤のバネ定数や合成応力のとり方等に問題がある。また海底パイプラインの耐震性に関しては、その他にも地割れ、地盤の液状化および表面波に関する問題等未解明の点が多く残されている。

現状においては、海底パイプラインの耐震設計を、かなり安全側の断面を与える石バ基準の方法によって行なうことは、やむをえないと思われる。しかしながら、上記の問題点が解明されれば、より合理的な断面を与え、かつ安全性を保證する耐震設計法として動的応答計算法の採用が考慮されよう。

ただし、変位法の適用ができない立上り部等の特殊部については、動的応答計算法による検討を実施することが望ましい。

9. あとがき

本資料は、海底パイプラインに関する三種類の耐震設計法の比較検討を目的としたものである。海底パイプラインの様に地盤中に埋設される長大構造物の地震時の挙動について各方面で鋭意研究がなされているが、その挙動について十分には解明されていないのが現状である。

今後、パイプラインの地震観測、模型実験等の結果が集積されるにつれて問題点も次第と解明され、より合理的な耐震設計法が確立されるものと考ええる。

本資料が、少しでも海底パイプラインの耐震設計法の確立に役立てば幸です。

謝辞

本資料作成にあたって貴重な助言を与えて下さった北島昭一構造部長、土田肇耐震構造研究室長、野田節男地震防災研究室長、輪湖建雄沈埋構造研究室長、中山茂雄那覇港工事事務所次長（前沈埋構造研究室長）はじめ構造部各位に感謝致します。

また貴重な資料を提供下さった関係各位、計算結果の整理、図面の作成に労を尽された藤澤孝夫君、反田隆幸君に感謝致します。

なお計算の一部は芙蓉情報センターに委託して行ないました。

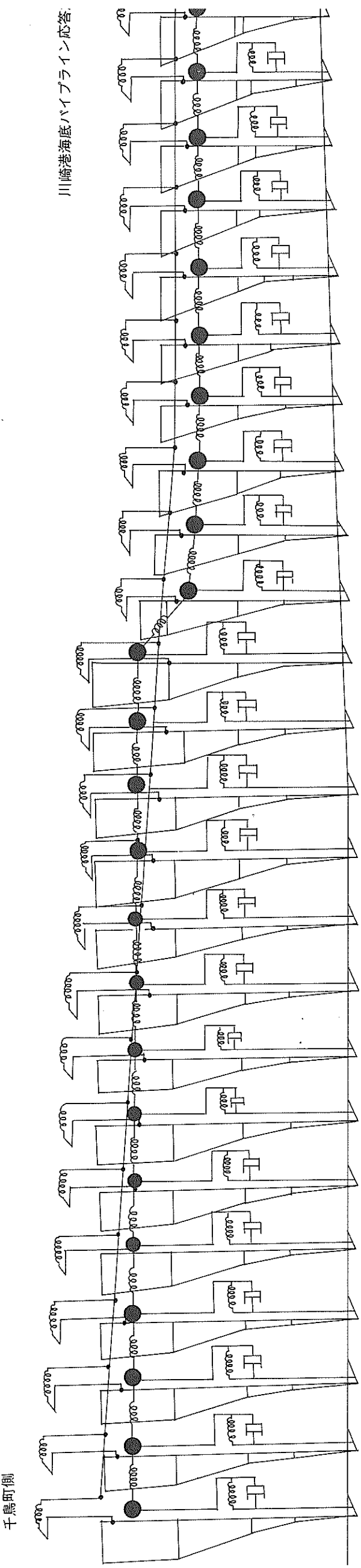
参考文献

- 1) 石油パイプライン事業法（昭和47年法律105号）
- 2) 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令（昭和47年通商産業省、運輸省、建設省、自治省令第2号）
- 3) 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める告示（昭和48年通商産業、運輸省、建設省、自治省告示第1号）
- 4) 浜田政則：沈埋トンネルの地震応答計算，土木学会，第26回年次学術講演会講演会集，第一部，昭和46年10月，pp. 317~320.
- 5) Thomas R. Kuesel：Earthquake Design Criteria for Subways, June 1969 S.D. ASCE
- 6) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱，同解説，昭和49年3月．pp. 301~313.
- 7) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）：昭和50年3月．
- 8) 運輸省第五港湾建設局：衣浦港トンネル工事誌，pp. 182~193.
- 9) 青木義典・丸山 浩：沈埋トンネル耐震設計スペクトルについて，港湾技術研究所報告第11巻第4号，1972, 12. pp. 301~308.
- 10) 運輸省第二港湾建設局：川崎港海底トンネルの耐震設計，昭和49年3月．
- 11) 中山茂雄，清宮 理：衣浦港海底トンネルにおける地震応答観測，第4回日本地震工学シンポジウム，1975年．
- 12) 中野拓治・森 賢治：沈埋トンネルの耐震計算と模型振動実験について，港湾技研資料，No. 172. Dec. 1973. pp. 21~54.
- 13) 小坂 徹・細谷泰美：軟弱地盤層に埋設されたパイプラインの地震時における解析，配管技術，1974年増刊号，pp. 109~115.
- 14) 軟弱地盤層に於ける地中埋設管の耐震解析（その2）日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和48年10月．山田 武他，pp. 919~920.
- 15) 武藤 清・内田一義・津川恒久：沈埋函の地震応答解析，第3回地震工学シンポジウム，pp. 437~442.
- 16) 斉藤二郎他：沈埋函トンネルの地震応答解析について，大林組技術研究所報No. 6. 1972, pp. 67~71.
- 17) 清宮 理・中山茂雄・土田 肇：衣浦港海底トンネル地震応答観測および地震応答計算，港湾技研資料，No. 221. June 1975. pp. 37~41.
- 18) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，pp. 6~22.
- 19) 川井忠彦：マトリックス法振動および応答，培風館，pp. 30~84.
- 20) 出光興産株式会社・東亜共石油株式会社：伊勢湾シーバース，昭和48年9月（内部資料）
- 21) 浅田秋江・河上房義：地震動特性に関する二、三の考察，土木学会論文報告集，第236号，1974年4月．pp. 93~107.
- 22) Seed H.B., Preprint of State of the Art Lecture on the Influence of Local Conditions on Soil Mechanics and Foundation

- Engineering Soil Dynamics - Speciality
Conference, Mexico City, August, 1969.
- 23) Bengt B. Broms; Lateral Resistance of
Piles in Cohesionless Soils, Pros. of
ASCM, SM, May 1964年 pp. 154~166.
- 24) 後藤尚男他：地盤構成の急変部に埋設された管状構
造物の振動特性，京都大学防災研究所年報第16号，
和48年4月。
- 25) 桜井彰雄：地盤の振動解析に基づく埋設パイプライ
ンの耐震上の研究，昭和46年10月。

附圖 1

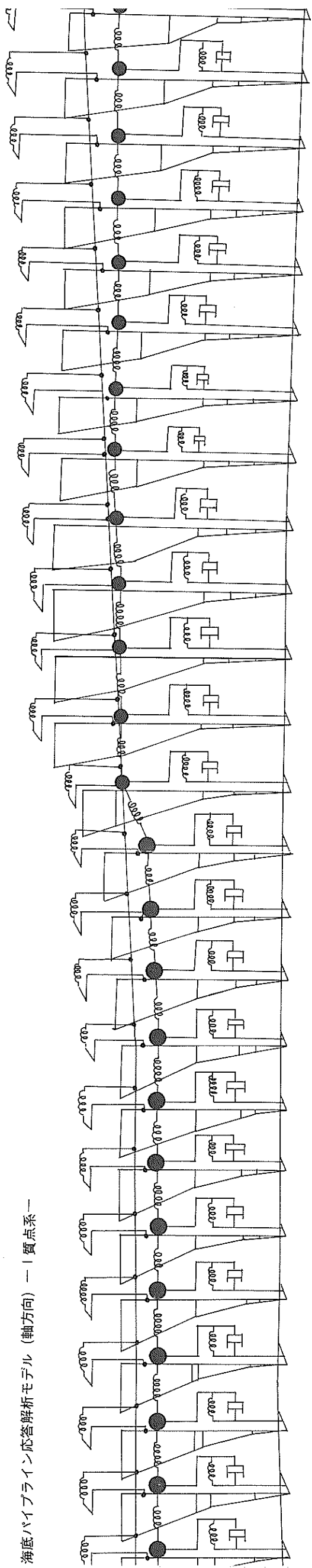
断面	追加距離 (m)	質量 (M (t))	周期 T (sec)	刺液係数 (沈埋位置)	刺液係数 (地表位置)	K1 (t/m)	K2 (t/m)	K3 (t/m)
1	0	363460	1.099	1.305	1.329	34875	7600300	1211800
2	30	729420	1.101	1.305	1.330	69750	2424200	76493300
3	60	731910	1.103	1.305	1.331	69750	2424800	7688200
4	80	734400	1.105	1.305	1.332	69750	2424500	7747100
5	120	736880	1.106	1.305	1.333	69750	2425000	7796100
6	150	738380	1.108	1.305	1.333	69750	2425500	7845000
7	180	741870	1.110	1.305	1.334	69750	2425100	7894000
8	210	744360	1.112	1.305	1.335	69750	2425500	7942900
9	240	746850	1.114	1.306	1.336	69750	2425900	7991900
10	270	749340	1.116	1.307	1.337	69750	2425400	8040800
11	300	751830	1.117	1.309	1.337	69750	2425700	8040800
12	330	754320	1.119	1.310	1.338	69750	2425900	8089800
13	360	756810	1.121	1.311	1.339	72304	2425300	8187700
14	390	759300	1.123	1.311	1.340	74859	2425400	8286600
15	420	652080	0.860	1.351	1.390	77413	3550700	8470400
16	450	577770	0.731	1.371	1.427	79967	4353300	8759000
17	480	569310	0.595	1.371	1.438	82521	4744300	8966500
18	510	663250	0.681	1.371	1.443	85076	4893200	8947900
19	540	558420	0.676	1.371	1.444	87630	4918800	8853800
20	570	553560	0.672	1.371	1.445	87877	4942300	8759700
21	600	548700	0.667	1.372	1.447	88123	4966200	8685600
22	630	543870	0.663	1.372	1.448	88370	4988600	8671500
23	660	539010	0.668	1.372	1.449	88617	5011000	8477500



川崎港海底パイプライン応答

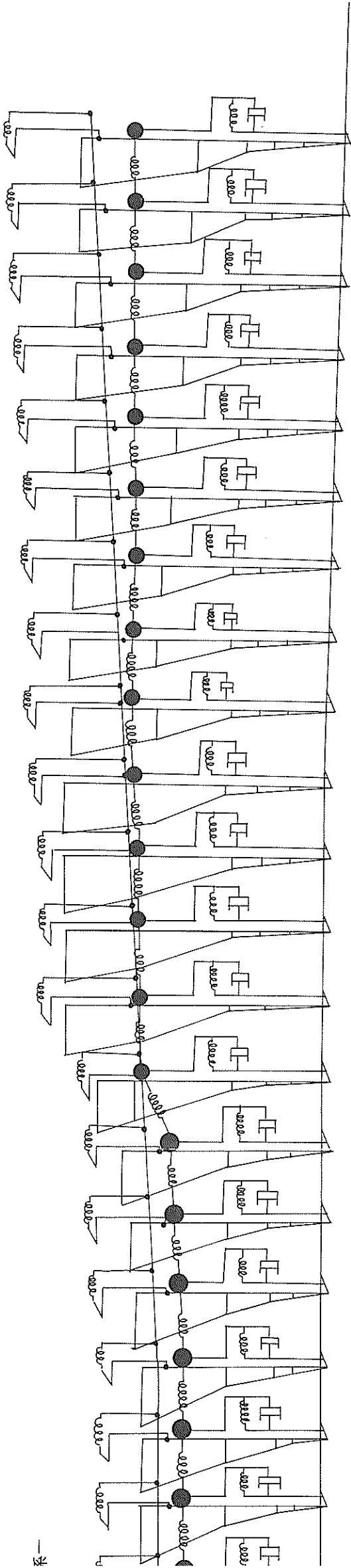
千鳥町側

海底パイプライン応答解析モデル (軸方向) — 質点系 —



22	543870	0.663	1.372	1.448	88370	8671500
23	539010	0.668	1.372	1.449	88617	5011000
24	534180	0.654	1.372	1.450	88863	5031800
25	529320	0.650	1.373	1.452	89110	5052700
26	524190	0.645	1.373	1.453	89357	5073100
27	519630	0.641	1.373	1.454	89603	5081300
28	514770	0.637	1.368	1.455	89850	5109800
29	509940	0.633	1.362	1.457	88872	5126700
30	505080	0.629	1.357	1.458	87894	5143600
31	512220	0.622	1.351	1.437	86916	4702200
32	520710	0.705	1.342	1.414	85938	4224800
33	532410	0.756	1.332	1.393	84960	3755200
34	573690	0.838	1.330	1.380	79808	3284465
35	599340	0.881	1.327	1.384	74655	3106400
36	624960	0.929	1.325	1.377	69503	2916800
37	1080	0.981	1.321	1.370	64350	2718400
38	676260	1.041	1.321	1.354	64350	2513300
39	683730	1.059	1.321	1.354	64350	2455100
40	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600
41	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600
42	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600
43	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600
44	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600
45	684600	1.061	1.321	1.356	64350	2451600

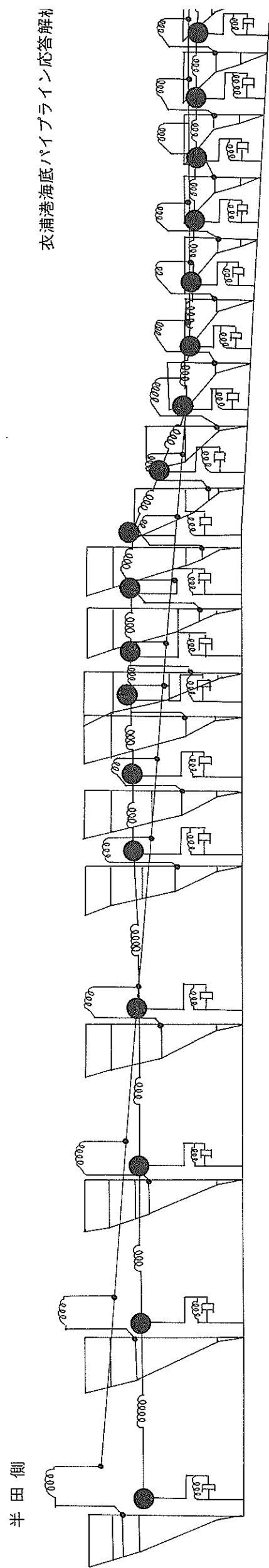
扇島側



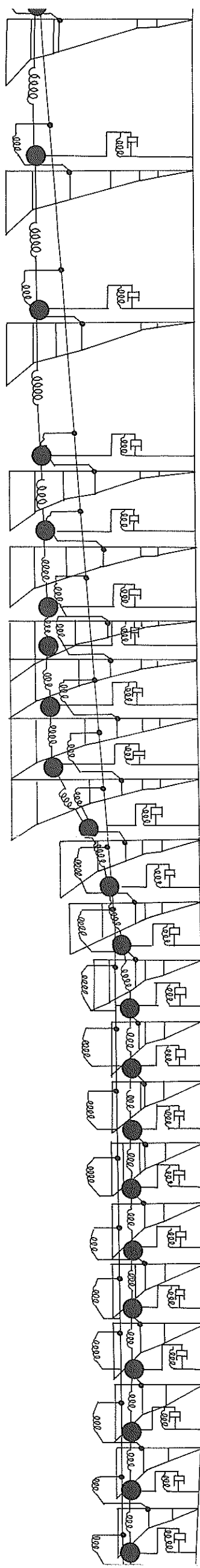
47	1380	342300	1.061	1.321	1.356	32175	7074600	2225800
46	1350	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
45	1320	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
44	1290	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
43	1260	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
42	1230	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
41	1200	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
40	1170	684600	1.061	1.321	1.356	64350	7074600	2451600
39	1140	683730	1.059	1.321	1.354	64350	7072300	2455100
38	1110	676260	1.041	1.321	1.354	64350	705500	2513300
37	1080		0.981	1.321	1.370	64350	7004100	2718400
36	1050	624960	0.929	1.325	1.377	69503	6922400	2916800
35	1020	599340	0.881	1.327	1.384	74655	6840700	3106400
34	970	573690	0.838	1.330	1.380	79808	6759000	3284465
33	960	532410	0.756	1.332	1.393	84960	6700700	3755200
32	930	520710	0.705	1.342	1.414	85938	6873700	4224800
31	900	512220	0.622	1.351	1.437	86916	7272600	4702200
30	870	505080	0.629	1.357	1.458	87894	7673500	5143600
29	840	509940	0.633	1.362	1.457	88872	7913000	5126700
28	810	514770	0.637	1.368	1.455	89850	8107000	5109800
27	780	519630	0.641	1.373	1.454	89603	8101100	5081300

附圖 2

節点 番号	追加 距離 (m)	質量 M (t)	周期 T (sec)	制 激 係 数 (沈 埋 位 置)	制 激 係 数 (地 表 面)	K1(t/m) K1(定数)	K2(t/m) K2(定数)	K3(t/m) K3(定数)
1	0	156426	0.922	1.164	1.164	1400	16243	74118
2	56.3	29.349	0.922	1.164	1.400	30668	260407	399309
3	106.3	277845	0.922	1.164	1.400	28850	293291	1316378
4	156.3	277845	0.922	1.164	1.400	28850	293291	1316378
5	206.3	209321	0.913	1.164	1.404	21638	621096	1010735
6	231.3	140850	0.896	1.161	1.414	14425	710501	656460
7	256.3	108036	0.879	1.158	1.423	10697	1314106	563263
8	269.3	94268	0.870	1.157	1.428	9174	883343	630341
9	289.3	115098	0.858	1.158	1.436	10900	918705	653766
10	309.3	115932	0.845	1.159	1.433	10660	927837	894743
11	329.3	94278	0.652	1.160	1.324	10440	891188	2273315
12	349.3	74206	0.363	1.161	1.292	10220	802410	3233936
13	369.3	56768	0.266	0.714	1.388	10000	714909	2688827
14	387.3	44846	0.259	0.755	1.465	18080	762838	2796871
15	409.3	49472	0.267	0.795	1.484	26160	912339	2878440
16	429.3	54098	0.275	0.836	1.502	34260	1061840	2935419
17	449.3	58724	0.284	0.876	1.521	42340	1211341	2968670
18	469.3	63350	0.293	0.917	1.540	50420		

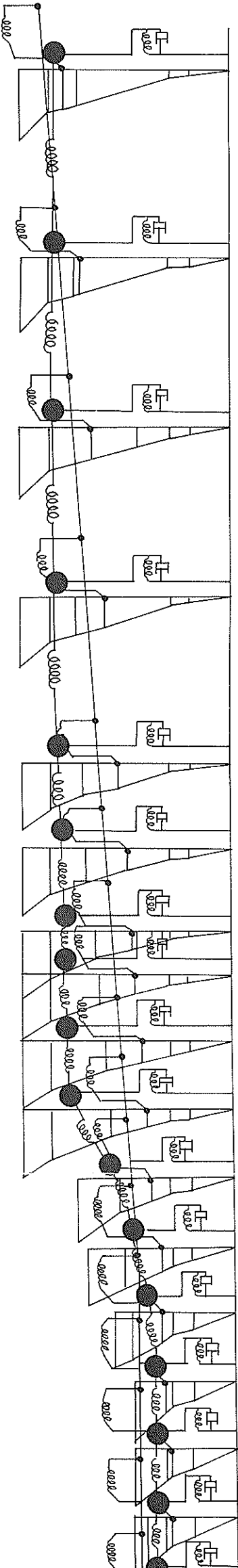


ライン応答解析モデル (軸方向) — 質点系 —



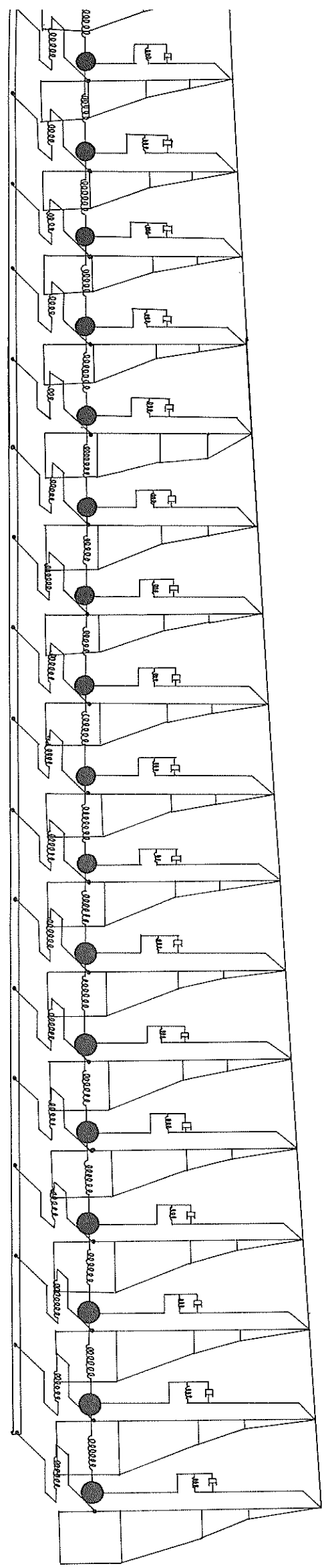
17	449.3	58724	0.284	0.876	1.521	42340	2935419	1211341	2968670	360842	2980193	1510343	2978776	1624580	290816	1703551	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	37
18	469.3	63350	0.293	0.917	1.540	50420	2968670	1211341	2968670	360842	2980193	1510343	2978776	1624580	290816	1703551	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	36		
19	489.3	67976	0.303	0.957	1.559	58560	2980193	1510343	2978776	1624580	290816	1703551	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	35						
20	509.3	72602	0.313	0.998	1.578	66600	2978776	1510343	1624580	290816	1703551	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	34							
21	529.3	71910	0.316	0.998	1.574	75540	290816	1703551	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	33										
22	549.3	71220	0.317	0.999	1.570	84460	2846501	1782523	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	32												
23	569.3	70528	0.319	0.999	1.566	93400	2785896	1861494	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	31														
24	589.3	69838	0.321	0.999	1.562	102340	2725929	1940466	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	30																
25	609.3	69146	0.323	1.000	1.558	111260	266724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	29																		
26	629.3	68454	0.325	1.000	1.554	120200	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	28																				
27	649.3	84870	0.360	1.106	1.530	100780	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	27																					
28	669.3	106986	0.418	1.211	1.500	81360	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	26																						
29	689.3	122150	0.520	1.317	1.572	61960	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	25																								
30	709.3	133144	0.712	1.297	1.705	42540	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	24																										
31	729.3	132078	0.698	1.277	1.730	23120	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	23																														
32	749.3	108083	0.684	1.240	1.755	19437	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	22																														
33	762.3	123800	0.676	1.217	1.772	22800	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	21																																		
34	787.3	161230	0.660	1.171	1.803	30000	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	20																																				
35	812.3	239344	0.645	1.125	1.835	60000	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	19																																				
36	862.3	317530	0.638	1.125	1.850	60000	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	18																																				
37	912.3	317530	0.638	1.125	1.850	60000	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	60000	1.850	1.125	0.638	317530	862.3	17																																				

側南圖



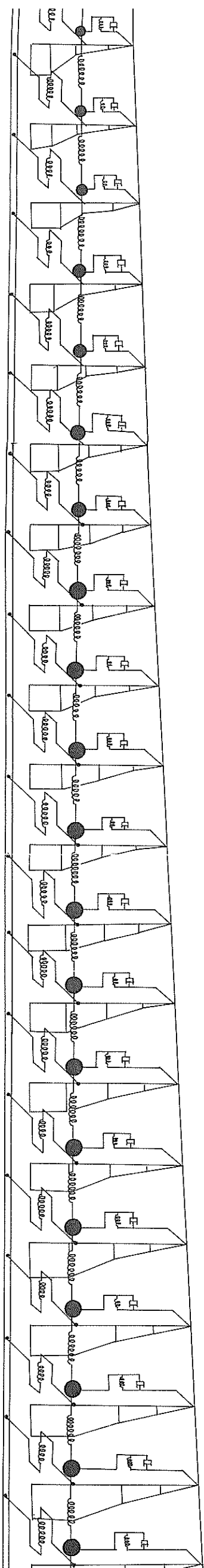
1861494	2725929	1940466	2666724	2019438	2608356	2119328	2247109	2460398	2223505	1817061	1946528	1058095	1779969	1092150	1818842	929430	2847559	1091424	1510275	1490115	1549148	2315986	7883957	3140437	793622	3140437	793622	3338281	704815	1768067																																																																														
24	589.3	69838	0.321	0.999	1.562	102340	1861494	28	669.3	106986	0.418	1.211	1.500	81360	2247109	2460398	2223505	1817061	29	689.3	122150	0.520	1.317	1.572	61960	30	709.3	13144	0.712	1.297	1.705	42540	1779969	31	729.3	132078	0.698	1.277	1.730	23120	1818842	32	749.3	108083	0.684	1.240	1.755	19437	2847559	33	762.3	123800	0.676	1.217	1.772	22800	1510275	34	787.3	161230	0.660	1.171	1.803	30000	1549148	35	812.3	239344	0.645	1.125	1.835	60000	7883957	36	862.3	317530	0.638	1.125	1.850	60000	3140437	793622	37	912.3	317530	0.638	1.125	1.850	60000	3140437	793622	38	962.3	337534	0.638	1.125	1.850	63780	3338281	704815	39	1018.6	178769	0.638	1.125	1.850	33780	1768067

测点号	测点名称	M (t)	T (SEC)	测速 系数 (1/7)	测振 系数 (1/7)	八字定数 (1/M)	八字定数 (1/M)	八字定数 (1/M)	八字定数 (1/M)
1	0	104769	1.270	1.142	1.195	24950	260030	272050	527640
2	50	205641	1.253	1.132	1.189	50020	265410	534580	258770
3	100	20745	1.233	1.122	1.183	50150	542580	252120	549890
4	150	197849	1.212	1.112	1.177	50270	542580	252120	549890
5	200	193752	1.192	1.102	1.171	50390	245482	558340	566070
6	250	190050	1.171	1.092	1.165	50510	238840	566070	566070
7	300	186160	1.151	1.081	1.158	50640	232200	575010	583190
8	350	182263	1.130	1.071	1.152	50760	225560	583190	583190
9	400	178367	1.110	1.001	1.146	50880	218910	592440	592440
10	450	174408	1.089	1.051	1.140	51010	212270	601300	601300
11	500	170574	1.069	1.041	1.134	51130	205630	611350	611350
12	550	166678	1.048	1.031	1.128	51250	197170	608770	608770
13	600	160635	1.031	0.997	1.105	50160	186900	604480	604480
16	650	154591	1.015	0.962	1.081	49080	176630	600810	600810
15	700	148548	0.998	0.928	1.058	47990	166360	595300	595300
16	750	142504	0.982	0.894	1.034	46910	156090	590320	590320
17	800	136461	0.965	0.860	1.011	45820	145820		



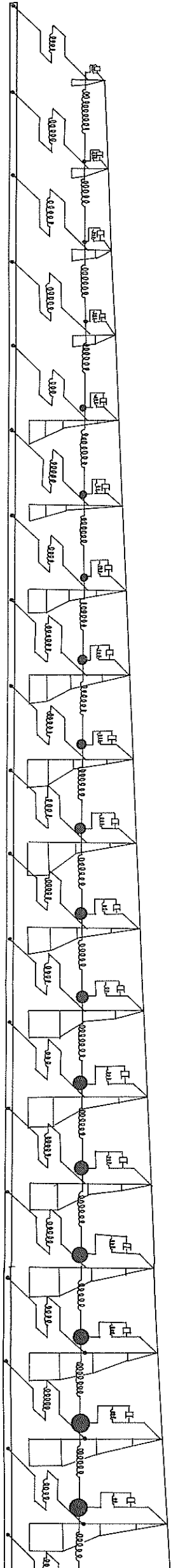
0.50
GL

伊勢湾海底ハイブライン応答解析モデル (全体系 Case 01) 軸方向

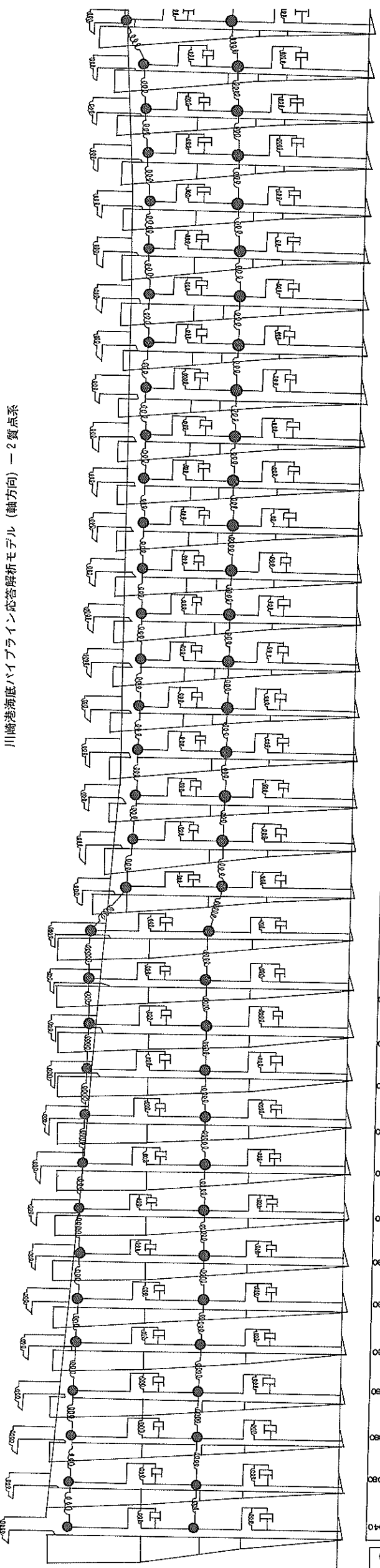


17	800	136461	0.965	0.960	1.011	45820	145820
18	850	130417	0.949	0.825	0.987	44730	583360
19	900	124374	0.932	0.791	0.964	43650	135550
20	950	118330	0.916	0.757	0.940	42560	568120
21	1000	112287	0.899	0.723	0.917	41473	115010
22	1050	106244	0.883	0.688	0.893	40390	548930
23	1100	100200	0.866	0.654	0.870	39300	538230
24	1150	97852	0.847	0.639	0.847	41660	549460
25	1200	95504	0.827	0.624	0.823	44020	562530
26	1250	93156	0.808	0.609	0.800	46380	574800
27	1300	90808	0.789	0.594	0.776	48740	587630
28	1350	88459	0.770	0.579	0.753	51100	601030
29	1400	86111	0.750	0.563	0.729	53460	611690
30	1450	83763	0.731	0.548	0.706	55810	631470
31	1500	81415	0.712	0.533	0.682	58170	646960
32	1550	79067	0.692	0.518	0.659	60530	665140
33	1600	76719	0.673	0.503	0.635	62890	682340
34	1650	74371	0.654	0.488	0.612	65250	700450
35	1700	74371	0.654	0.488	0.612	65250	700450
36	1750	74371	0.654	0.488	0.612	65250	700450

45	2200	9085	0.230	0.576	1.688	53825	21220	691830
44	2150	18170	0.230	0.576	1.688	107650	21220	1383670
43	2100	18170	0.230	0.576	1.688	107650	21220	1383670
42	2050	18170	0.230	0.576	1.688	107650	27280	1383670
41	2000	46271	0.440	0.532	1.150	86450	39410	962790
40	1950	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
39	1900	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
38	1850	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
37	1800	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
36	1750	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
35	1700	74371	0.654	0.488	0.612	65250	45470	700450
34	1650	74371	0.654	0.488	0.612	65250	47460	700450
33	1600	76719	0.673	0.503	0.635	62890	51450	682340
32	1550	79067	0.692	0.518	0.659	60530	55440	665140
31	1500	81415	0.712	0.533	0.682	58170	59420	646960
30	1450	83763	0.731	0.548	0.706	55810	63410	631470
29	1400	86111	0.750	0.563	0.729	53460	61190	611690
28	1350	88459	0.770	0.579	0.753	51100	17400	601030



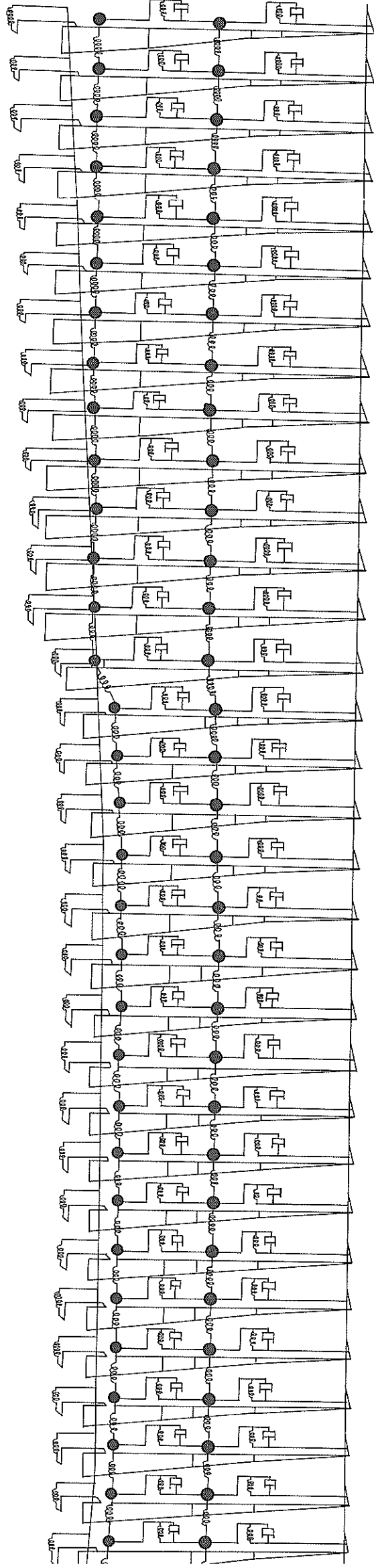
川崎港海底パイプライン応答解析モデル (軸方向) - 2 質点系



節点番号	追加質量 (kg)	質量 \$M_B\$ (kg)	慣性モーメント \$I_{yy}\$ (kg·m ²)	剛性係数 (N/m)	減衰係数 (N·s/m)	初期変位 (m)	初期速度 (m/s)	初期加速度 (m/s ²)	\$K_1\$ (N/m)	\$K_2\$ (N/m)	\$K_3\$ (N/m)	\$K_4\$ (N/m)	
1	0	300715	350515	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	10388640
2	30	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
3	60	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
4	90	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
5	120	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
6	150	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
7	180	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
8	210	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
9	240	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
10	290	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
11	300	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
12	330	601430	701030	5086	12.35	1.455	-0.699	1.441	-0.661	69750	599360	2702720	80062080
13	360	582960	684902	5426	12.98	1.468	-0.718	1.453	-0.678	72504	6096411	27040763	80062080
14	390	564480	668784	5766	13.61	1.481	-0.737	1.464	-0.691	74851	6290514	27067887	80062080
15	420	546010	652656	6106	14.24	1.494	-0.756	1.476	-0.706	77413	6484617	25095011	80062080
16	450	527530	636528	6447	14.87	1.508	-0.774	1.488	-0.721	79967	6678720	27122134	80062080
17	480	509059	620400	6787	15.50	1.521	-0.793	1.500	-0.736	82521	6872823	27149258	80062080
18	510	490579	604282	7127	16.13	1.534	-0.812	1.511	-0.751	85076	7066926	27176382	80062080
19	540	472109	588154	7467	16.76	1.547	-0.831	1.523	-0.766	87630	7261029	27203506	80062080
20	570	453639	572026	7807	17.39	1.560	-0.850	1.535	-0.781	90185	7455132	27230630	80062080
21	600	435169	555898	8147	18.02	1.573	-0.869	1.547	-0.796	92740	7649235	27257754	80062080
22	630	416699	540770	8487	18.65	1.586	-0.888	1.559	-0.811	95295	7843338	27284878	80062080
23	660	398229	525642	8827	19.28	1.599	-0.907	1.571	-0.826	97850	8037441	27312002	80062080
24	690	379759	510514	9167	19.91	1.612	-0.926	1.583	-0.841	100405	8231544	27339126	80062080
25	720	361289	495386	9507	20.54	1.625	-0.945	1.595	-0.856	102960	8425647	27366250	80062080
26	750	342819	480258	9847	21.17	1.638	-0.964	1.607	-0.871	105515	8619750	27393374	80062080
27	780	324349	465130	10187	21.80	1.651	-0.983	1.619	-0.886	108070	8813853	27420498	80062080
28	810	305879	450002	10527	22.43	1.664	-1.002	1.631	-0.901	110625	9007956	27447622	80062080
29	840	287409	434874	10867	23.06	1.677	-1.021	1.643	-0.916	113180	9202059	27474746	80062080
30	870	268939	419746	11207	23.69	1.690	-1.040	1.655	-0.931	115735	9396162	27501870	80062080
31	900	250469	404618	11547	24.32	1.703	-1.059	1.667	-0.946	118290	9590265	27528994	80062080
32	930	231999	389490	11887	24.95	1.716	-1.078	1.679	-0.961	120845	9784368	27556118	80062080
33	960	213529	374362	12227	25.58	1.729	-1.097	1.691	-0.976	123400	9978471	27583242	80062080
34	990	195059	359234	12567	26.21	1.742	-1.116	1.703	-0.991	125955	10172574	27610366	80062080
35	1020	176589	344106	12907	26.84	1.755	-1.135	1.715	-1.006	128510	10366677	27637490	80062080

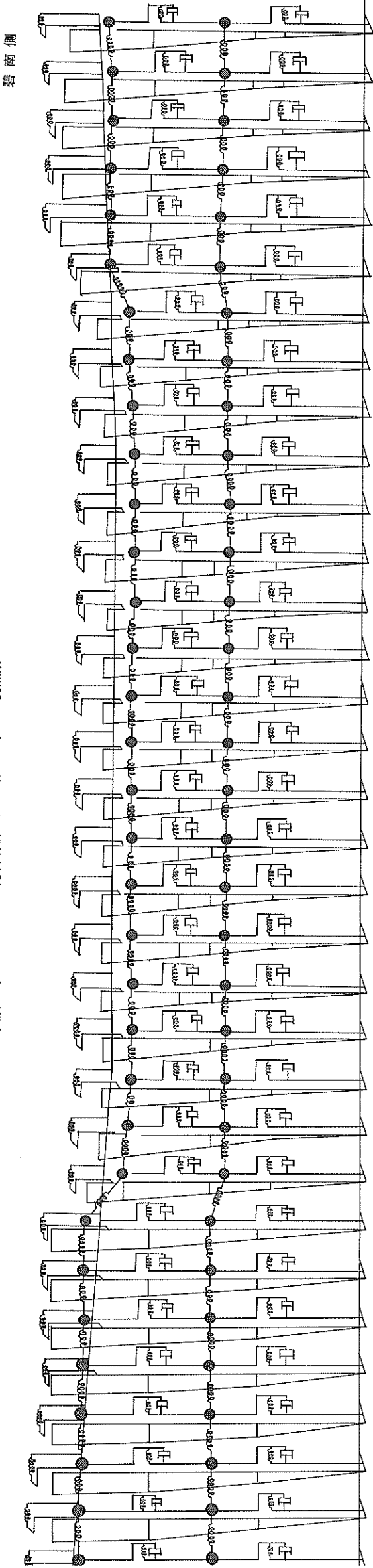
川崎港海底パイライン応答解析モデル (軸方向) ー 2 質点系

扇島側



17	480	509059	620400	6787	15.50	15.21	-0.793	1.500	-0.736	82521
18	510	490579	604282	7127	16.13	15.34	-0.812	1.511	-0.751	85076
19	540	472109	589154	7467	16.76	15.47	-0.831	1.523	-0.766	87630
20	570	463344	586882	7502	16.73	1.553	-0.833	1.529	-0.768	87877
21	600	466579	503610	7537	16.71	1.559	-0.835	1.535	-0.776	89123
22	630	463814	611338	7572	16.68	1.565	-0.837	1.540	-0.773	88370
23	660	461050	617066	7607	16.66	1.571	-0.839	1.546	-0.775	88617
24	690	458294	626784	7642	16.63	1.578	-0.842	1.552	-0.777	88863
25	720	455530	634512	7677	16.61	1.584	-0.844	1.558	-0.779	89110
26	750	452765	642240	7712	16.58	1.590	-0.846	1.563	-0.782	89357
27	780	450000	649968	7747	16.56	1.596	-0.848	1.569	-0.784	89603
28	810	447235	657696	7782	16.53	1.602	-0.850	1.575	-0.786	89850
29	840	445768	665380	7514	16.08	1.593	-0.844	1.567	-0.781	89872
30	870	466301	673070	7247	15.63	1.585	-0.838	1.569	-0.776	87894
31	900	476824	680764	6999	15.18	1.576	-0.833	1.552	-0.771	86916
32	930	483357	688464	6712	14.73	1.568	-0.827	1.544	-0.766	85938
33	960	489890	696154	6444	14.28	1.559	-0.821	1.536	-0.761	84960
34	990	513034	702624	6151	13.81	1.544	-0.811	1.523	-0.755	79908
35	1020	531168	709114	6858	13.35	1.529	-0.800	1.510	-0.749	74653
36	1050	549312	715594	5564	12.88	1.514	-0.790	1.497	-0.742	69503
37	1080	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
38	1110	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
39	1140	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
40	1170	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
41	1200	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
42	1230	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
43	1260	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
44	1290	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
45	1320	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
46	1350	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350
47	1380	567446	722074	5271	12.41	1.499	-0.779	1.484	-0.736	64350

衣浦港海底パイプライン応答解析モデル (軸方向) - 2 質点系 -



7	2563	23020	45269	7.701	1665	4.78	-0.604	1.162	0.0	10697	29974247	13204752	945190
8	2693	19627	39778	7.749	1665	4.82	0.603	1.161	0.0	9174	5002274	13204752	945190
9	2893	29575	33575	9.730	16.38	4.2947	1.338	-0.554	1.022	-0.011	14673200	57759040	10134720
10	3098	35359	18934	11.71	36.07	1.265	-0.482	1.161	0.143	10660	13435100	14673200	15022960
11	3293	28900	20431	16.38	42.947	1.338	-0.554	1.022	-0.011	10440	14673200	14673200	23692840
12	3493	22242	21927	21.05	49.823	1.409	-0.625	0.882	0.120	10220	20287900	21509900	1945280
13	3693	15683	23424	25.72	56.70	1.479	0.697	0.743	0.252	10000	7403600	92553200	1524560
14	3093	16328	24773	24.977	54.66	1.487	0.691	0.784	0.229	18080	29775637	34088637	14108434
15	4083	16978	26123	24.224	52.62	1.494	0.696	0.826	0.207	26160	6495771	3642257	4274309
16	4293	17618	27472	23.491	50.58	1.502	0.680	0.867	0.184	34260	71215996	387790296	4440183
17	4493	18263	28822	22.749	48.54	1.510	0.675	0.908	0.161	42340	77436000	4125200	4606057
18	4693	18908	30171	22.006	46.54	1.518	0.669	0.949	0.138	50420	8366114	4347374	4771931
19	4893	19553	31521	21.263	44.46	1.525	0.664	0.991	0.116	58560	8986343	4563743	4937908
20	5093	20198	32870	20.52	42.42	1.533	0.658	1.032	0.093	66600	9596343	4783743	5103690
21	5293	21802	34220	20.803	40.333	1.495	0.622	1.049	0.065	75400	10105200	4980900	5289900
22	5493	23406	29901	20.87	48.247	1.457	0.586	1.066	0.037	84460	16192800	46408000	5470900
23	5693	25010	28417	21.370	51.160	1.419	0.549	1.082	0.009	93400	20700400	46459000	5659040
24	5893	26614	26933	21.653	54.073	1.382	0.513	1.099	0.019	102340	24569000	42504800	584160
25	6093	28218	25448	21.937	56.987	1.344	0.477	1.116	0.047	111260	28229500	40559000	6029980
26	6293	29822	23964	22.222	59.90	1.308	0.441	1.133	0.075	120200	320303200	330008000	6219400
27	6493	32857	30274	19.257	50.303	1.355	0.510	1.183	0.149	100780	325893000	40999000	6489000
28	6693	35891	36585	16.293	40.707	1.405	0.579	1.244	0.224	81360	33890000	4779300	6670000
29	6893	38926	42895	13.33	31.11	1.454	0.643	1.299	0.298	61960	34972000	54489000	6852400
30	7093	34011	53856	11.111	23.98	1.612	0.353	1.282	0.137	42540	3914200	56943000	710120
31	7293	29095	64817	8.8011	16.85	1.770	1.057	1.265	0.025	23120	4166600	54793000	740120
32	7493	23025	55063	9.021	16.85	1.784	1.047	1.255	0.015	19437	7193330	5358930	7539432
33	7623	25782	64596	9.105	16.84	1.793	1.040	1.264	0.009	22800	46561903	390052181	821785
34	7873	32071	88004	9.267	16.84	1.811	1.027	1.264	0.008	30000	88297265	77305644	921785
35	8123	45329	136521	9.429	16.83	1.829	1.014	1.263	0.015	60000	97026422	92856945	1091100
36	8623	60438	182028	9.429	16.83	1.829	1.014	1.263	0.015	60000	172942000	172640000	2091900
37	9123	60438	182028	9.429	16.83	1.829	1.014	1.263	0.015	60000	172942000	172640000	2091900
38	9623	80438	182028	9.429	16.83	1.829	1.014	1.263	0.015	60000	172942000	172640000	2091900
39	1016	30219	182028	9.429	16.83	1.829	1.014	1.263	0.015	60000	172942000	172640000	2091900

港湾技研資料 No.307

1978・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 目青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.