

橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する2,3の考察

米田昌弘*

本文では、従来不明であった、摩擦力に起因した橋梁の構造減衰特性を支配する無次元パラメーターを提示している。また、近年では風洞実験を実施する機会も増えている、長大箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋を対象に、可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰特性について具体的に検討し、構造減衰に関する実務上のきわめて有用な知見を報告している。

Key Words : bridge structure, coulomb friction force, damping characteristics
complex-eigenvalue calculation

1. まえがき

風による構造物の振動特性は、その幾何学的な断面形状にも依存するが、固有振動数や固有振動モードおよび構造減衰などによっても変化し、これらの中でも特に構造減衰は構造物の対風特性に敏感に影響する場合が多く、耐風設計上、重要な役割を果たすことが知られている。それゆえ、長スパン化傾向にある橋梁構造物の構造減衰特性について検討することは、耐風設計上きわめて有用なことと言える。

しかしながら、構造減衰は複雑な要因に起因し、多くの研究者の努力^{1)~3)}にもかかわらず、対象とした橋梁の構造減衰を定量的に評価することは今なお困難であり、橋梁振動問題を取り扱う際の残された大きな課題の一つとなっている。この意味からも、今後とも実橋振動試験や模型実験あるいは数値実験を実施して構造減衰に関するデータの蓄積を図っていくことが重要であると強く認識されている。

ところで、高橋脚上の3径間連続トラス3連で構成された片品川橋では、ジャッキを使用して橋軸方向1次の加振試験を実施している⁴⁾。その結果、1つの時系列波形の中できわめて強い振幅依存性は認められるものの、ある振幅のもとでは $\delta=0.75$ 程度の、可動支承部の摩擦力が主要因と考えられる非常に大きな構造対数減衰率 δ が測定されている。また、最大支間長が170 mの3径間箱桁橋である泊大橋においても、同様に振幅依存性は大きいものの、鉛直たわみ対称1次振動で最大 $\delta=0.20$ もの摩擦力に起因すると考えられる構造減衰が測定されている^{5),6)}。可動支承部における摩擦力の寄与については、数値解析による定量的把握はある程度可能であり、すでにBleich⁷⁾は振動モードを仮定した比較的簡単な理

論展開を、また、川島^{8),9)}は動的解析における摩擦力のモデル化を提案するとともに、耐震性上から斜張橋の構造減衰に対する可動支承部の影響を検討している。その他、摩擦の等価粘性減衰係数(以下、等価粘性減衰係数と記す)を導入した複素固有値解析によっても可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰を評価でき、より厳密な時刻歴応答解析結果との比較から複素固有値解析法の妥当性もすでに報告されている⁹⁾。

近年では、吊橋や斜張橋などの吊形式橋梁に加え、長大な連続箱桁橋やアーチ橋などに対しても風洞実験を実施し、その動的耐風安定性を検討することもしばしば行われている¹⁰⁾。これに対し、一部の実務技術者の間では、過去の経験から、長スパンと言えどもアーチ橋などに対する風洞実験は設計にとって安全側すぎる場合が多いのではとの考えも出されている。ところで、橋梁構造物には、少なくとも1つの可動支承が配置されており、程度の差こそあれ、そこでの摩擦力が構造減衰に寄与することとなる。それゆえ、従来不明であった摩擦力の寄与が大きい構造設計要因を明確にした上で、吊形式以外の橋梁構造物に対する風洞実験の必要性を論ずることは実務上きわめて意義のあることであり、また、設計技術者からの要望も高い。しかしながら、連続桁や斜張橋の構造減衰について可動支承部での摩擦力の影響を試算した著者らの研究¹¹⁾も含め、従来の研究は諸元の与えられた個々の橋梁に対する検討が中心であり、主桁の中立軸から可動支承部までの高さが摩擦力に起因した構造減衰に寄与することは容易に推察されるものの、その他の構造特性が及ぼす影響の程度は明確にされていなかった。

このような観点から、本研究では、まず、摩擦力に起因した橋梁の構造減衰特性を支配する無次元パラメーターを提示し、その妥当性を単純梁モデルを用いて検証する。次に、長スパン化傾向が著しく、近年では風洞実験を実施する機会も増えている、長大箱桁橋とニールセ

*正会員 工博 川田工業(株)技術本部振動研究室長
(〒550 大阪市西区北堀江1-22-19)

ン型ローゼ桁橋を対象に、耐風安定性の見地から、可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰特性について具体的に検討した。その結果、可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰特性について、実務上きわめて有用な知見が得られたことから、ここにその結果を報告する。ただし、可動支承部の移動が制限されるようなきわめて振幅の大きい領域では下部構造や基礎構造に起因した減衰も少なからず寄与するものと予想されるが、解析上の取り扱いはきわめて困難であることから、本研究ではこれらの影響を無視することとしている。すなわち、本文の次章以降で述べる研究成果は、下部構造や基礎構造の影響を無視した場合に得られた知見であることをはじめに述べておく。

2. 複素固有値解析法

工学の分野でクーロン摩擦を考慮する場合、一般には振動速度に無関係な定数として取り扱うことが多い。また、減衰力が小さい場合、振動は $x = a \cos \omega t$ なる調和振動と見なせることから、クーロン摩擦は式(1)に示す等価粘性減衰係数 C_e を用いて、見かけ上の粘性減衰力 $C_e \dot{x}$ に置換できることも知られている¹²⁾。

$$C_e = \frac{4F}{\pi \omega a} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 a は支承部における可動方向の振動振幅、 ω は固有円振動数である。また、 F は摩擦力であり、摩擦係数を μ 、接触面に働く垂直力を N とすると $F = \mu N$ で表わされる。

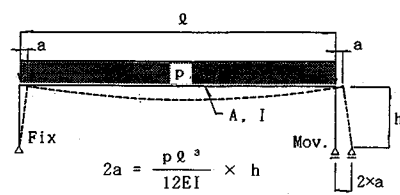
したがって、可動支承部での摩擦力を考慮した多自由度系の振動も、以下に示す従来の運動方程式で表現できる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \dots \dots \dots (2)$$

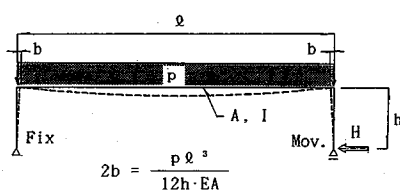
ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は(等価)減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{y\}$ は変位ベクトルであり、添字・は時間についての一回微分を表わす。

式(1)からわかるように、等価粘性減衰係数 C_e は可動方向の振動振幅 a に逆比例する。それゆえ、等価粘性減衰係数 C_e なるダッシュポットを可動支承部に設置したモデルを想定し、式(2)において C_e を種々変化させた一連の複素固有値解析を実施すれば、可動支承部の摩擦力を考慮した大振幅 (C_e の小さい領域) から小振幅 (C_e の大きい領域) に至る時系列データの構造減衰を算定できることとなる。

なお、片品川橋や泊大橋では、実橋試験結果と解析結果の対比が行われている。その結果、実橋で測定された摩擦係数 μ を採用した場合、解析値は実橋試験結果と比較的良好に対応することが報告されている^{11)~6)}。したがって、可動支承部での摩擦力に起因した構造減衰特性



$$2a = \frac{p \ell^3}{12EI} \times h$$



$$2b = \frac{p \ell^3}{12h \cdot EA}$$

$$\therefore P_s = 2a/2b = Ah^2/I$$

図-1 無次元パラメーター P_s の算出方法

は、このような複素固有値解析法などの数値解析によって十分に評価できるものと理解されている。

3. 可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰を支配する無次元パラメーター

実橋の可動支承部は微小振動時においても回転方向には設計条件通りに可動するものの、水平方向には鉛直反力に比例する摩擦力の影響で設計条件通りの挙動を示さない場合の多いことが知られている¹³⁾。そこで、この知見を踏まえ、本論文でも可動支承部における水平方向の摩擦力のみに着目することとする。

(1) 無次元パラメーター

ここでは、簡単のため、一端が回転(ヒンジ)支承、他端が可動支承の単純梁を想定する。この単純梁において、図-1に示すように鉛直方向に等分布荷重 p を載荷した場合、可動支承部での水平移動量 $2a$ は次式で算定できる。

$$2a = \frac{p \ell^3}{12EI} \times h \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 ℓ は支間長、 E は弾性係数、 I は断面2次モーメント、 h は主桁の中立軸から可動支承部までの高さを表す。

一方、可動支承部の水平移動量を拘束し、鉛直方向に等分布荷重 p を載荷した場合には $H = p \ell^2 / 12h$ なる水平力が発生する。この発生水平力 H と等しい外力を可動支承部の移動方向に作用させた場合、主桁には次式で算定される橋軸方向変形量 $2b$ が生じることとなる。

$$2b = \frac{p \ell^3}{12h \cdot EA} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 A は断面積である。

したがって、式(3)と式(4)から計算される変形量の比 $P_s = 2a/2b$ は、可動支承部が拘束された場合の

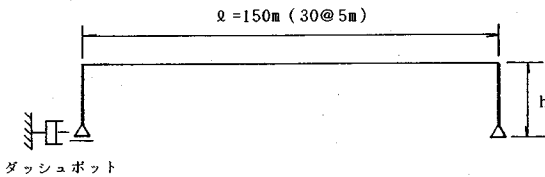


図-2 単純梁モデル

表-1 単純梁モデルに対する検討ケース

	中立軸からの高さ h (m)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	重量 w (t/m)	無次元パラメーター P _s
CASE-1	3.0	1.00	5.0	15.0	1.8
CASE-2	5.0	0.36	5.0	15.0	1.8
CASE-3	4.0	0.1125	1.0	15.0	1.8
CASE-4	4.0	0.1125	1.0	3.0	1.8

固有振動数特性を支配するパラメーター¹⁴⁾であると同時に、可動支承部での摩擦力の寄与を表す無次元パラメーターの一つになり得るものと予想される。

$$P_s = 2a/2b = Ah^2/I \dots \dots \dots (5)$$

式(5)からわかるように、可動支承部における水平移動量 $2a$ が増加すれば無次元パラメーター P_s は増加することとなる。すなわち、同一の支間長を有する橋梁であっても、無次元パラメーター P_s の増加とともに可動支承部の摩擦力に起因した構造減衰の最大値は大きくなるものと推定される。

(2) 無次元パラメーター P_s の妥当性

上述の無次元パラメーター P_s は、可動支承部での摩擦力の寄与を無視した場合と無限大の寄与を期待した場合の検討結果に、直観的な工学的判断を加味して導入したものである。そこで、本節では、図-2に示す支間長が150mなる単純梁モデルを対象に、無次元パラメーター P_s の妥当性について検討することとした。

複素固有値解析にあたっては、表-1に示すCASE-1~CASE-4の4つを基本ケースとして実施した。なお、これら4ケースの構造特性は、無次元パラメーター P_s がそれぞれ $P_s=1.8$ となるように設定している。複素固有値解析で得られた $C_e-\delta$ 図(ダッシュポットの等価粘性減衰係数と構造対数減衰率の関係)を図-3に示す。図-3より、無次元パラメーター P_s を等しく設定したCASE-1~CASE-4では、最大の構造減衰を与える粘性減衰係数の大きさ(振動振幅の大きさ)は相違するものの、摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値は、単位長さ当りの重量に依存せず、ほぼ等しくなっていることが明確に理解できよう。また、支間長が250mなる単純梁モデルについても無次元パラメーター P_s が $P_s=1.8$ なるもとで解析した結果、摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値は支間長が150mなるCASE-1~CASE-4の場合とほぼ同じであったことを述べておく。

なお、図-3からわかるように、ダッシュポットの等

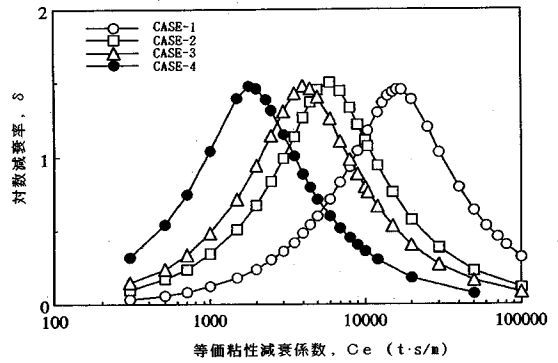


図-3 等価粘性減衰係数と対数減衰率の関係(単純梁モデル)

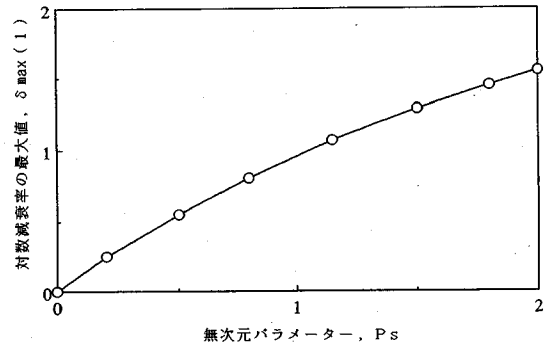


図-4 無次元パラメーター P_s と対数減衰率の最大値 $\delta_{max}(1)$ の関係(単純梁モデル)

価粘性減衰係数 C_e が非常に小さい領域から大きくなっていくにしたがって摩擦力に起因した構造対数減衰率は徐々に増加していくが、ある C_e の値で最大の構造減衰に達した後は逆に減少する結果となっている。これは、可動支承部に作用する摩擦力は振動振幅の大きさにかかわらず一定であることから、大振幅域から中振幅域では振幅の減少とともに摩擦力の寄与が大きくなって構造減衰は増加するものの、小振幅域では摩擦力の寄与が慣性力に比べ相対的に大きくなりすぎ、可動支承部での水平移動が拘束されるとともに付加される構造減衰も低下することに起因する。ところで、等価粘性減衰係数 C_e は、式(1)からわかるように、可動支承部での水平移動量に換算でき、たとえば、 C_e の非常に大きい領域は一つの時系列波形の中で水平移動量の非常に小さい領域に対応する。したがって、図-3は、可動支承部での水平移動量が大きくなるとともに構造減衰は増加するが、ある水平移動量を越えると逆に減少するという、クーロン摩擦特有の振幅依存性を示すものである。

以上の検討結果より、前節で導入した無次元パラメーター P_s は、単純梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰の最大値を評価する指標になり得るものと言える。

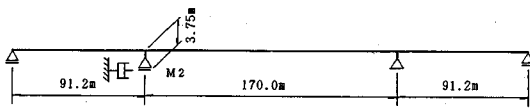
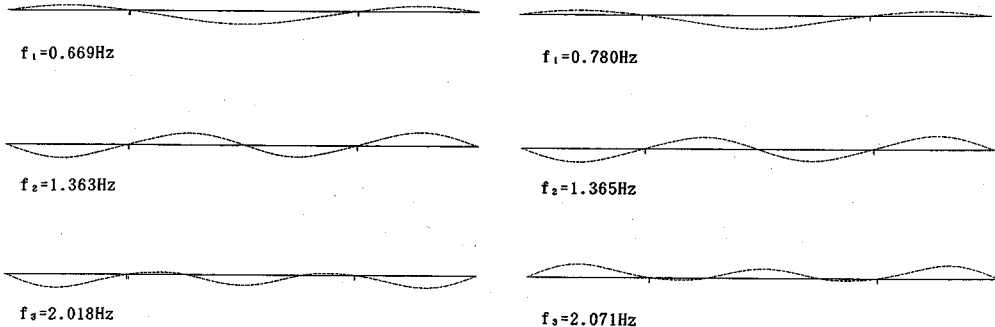


図-5 対象とした連続箱桁橋

表-2 連続箱桁橋の構造諸元

断面積	A (m ²)	0.5~1.0
断面2次モーメント	I (m ⁴)	3.0~15.0
弾性係数	E (t/m ²)	2.1×10 ⁷
重量	w (t/m)	15.0~20.0



(a) 可動支承部が設計通りに移動する場合

(b) 可動支承部の水平移動を完全に拘束した場合

図-6 連続箱桁橋の固有振動解析結果

(3) 摩擦力に起因した構造減衰と無次元パラメータ P_s の関係

橋梁構造物の耐風設計にあたっては、一般に最低次である鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰の大きさが重要となる。そこで、鉛直たわみ対称1次振動における構造対数減衰率の最大値を $\delta_{\max}(1)$ なる記号で表示するものとし、上述の単純梁モデルを対象に無次元パラメータ P_s を種々変化させて $\delta_{\max}(1)$ を計算することとした。その結果を図-4に示す。図-4より、可動支承部での摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}(1)$ は、 $0 \leq P_s \leq 2.0$ なる範囲において、無次元パラメータ P_s と次式のように関係づけられることがわかる。

$$\delta_{\max}(1) = P_s(0.060 \times P_s^2 - 0.363P_s + 1.266) \dots (6)$$

上式からもわかるように、可動支承部の摩擦力に起因した鉛直たわみ対称1次振動に対する構造減衰の最大値は、無次元パラメータ P_s が大きくなるにしたがって増加するという特性を有する。

4. 連続箱桁橋に対する検討

箱桁橋で採用される桁断面は一般にウェブが鉛直であり、また、斜張橋に比べ桁高も高く角ばっていることから、構造減衰を小さく設定した風洞実験では大部分のケースにおいて非常に大きな振幅の渦励振や発散振動であるギャロッピングが発現することとなる。したがって、箱桁橋に対する耐風安定性の検討にあたっては、構造減衰の設定がきわめて重要となる。そこで、ここでは、連続箱桁橋を対象として、構造減衰特性に及ぼす可動支承部における摩擦力の影響を検討することとした。

(1) 対象とした橋梁とその構造諸元

対象とした橋梁は図-5に示す3径間連続箱桁橋(91.2m+170.0m+91.2m)である。本橋は泊大橋と同一の支間割を有するものであるが、泊大橋の正確な構造諸元を入手できなかったことから、ここでは既往の同種橋梁における値を参考に、表-2に示す構造諸元を仮定することとした。また、簡単のため、橋脚部を無視し、桁部のみをモデル化することとした。参考までに、可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合および摩擦力の影響で M_2 可動支承部の水平移動が完全に拘束されるとした場合の固有振動解析結果を図-6に示す。

(2) 複素固有値解析結果と考察

複素固有値解析にあたっては、簡単のため、最も寄与の大きい M_2 可動支承部における摩擦力のみを考慮することとした。 M_2 可動支承部での摩擦力をダッシュポットにモデル化し、その等価粘性減衰係数を種々変化させて複素固有値解析を実施した。得られた C_e - δ 図(ダッシュポットの等価粘性減衰係数と構造対数減衰率の関係)を図-7に示す。

図-7より、連続箱桁橋の耐風性を支配する鉛直たわみ対称1次振動の構造対数減衰率は、可動支承部における摩擦力の作用で振幅依存性を呈するものの、ある振幅(ある粘性減衰係数)のもとでは最大で $\delta_{\max}(1) = 0.53$ 程度もの大きな値になり得る可能性があることがわかる。これに対し、鉛直たわみ逆対称1次振動(2次振動)では可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰をほとんど期待できないこと、また、対称振動でも高次(3次振動)では鉛直たわみ対称1次振動(1次振動)に比べ摩擦力に起因した構造減衰の寄与が大幅に低下し

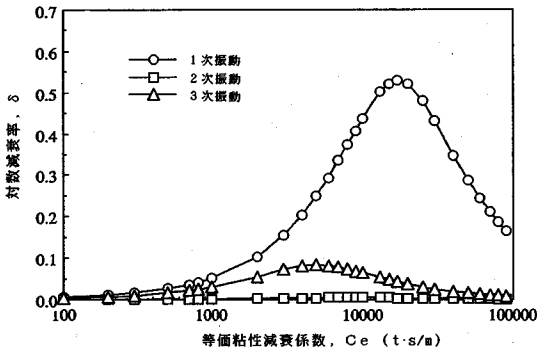


図-7 等価粘性減衰係数と対数減衰率の関係(連続箱桁橋)

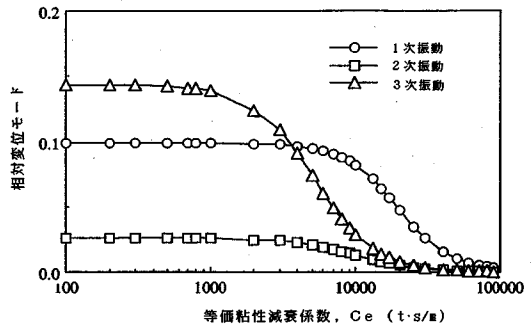


図-8 相対変位モードの変化(連続箱桁橋)

ていることがわかる。なお、参考までに、図-8には相対変位モード(桁部での最大上下変位に対する可動支承部の水平滑り量の比)の変化を示すが、可動支承部における摩擦力に起因した対称振動の構造減衰は、相対変位モードが低下して当初の値(等価粘性減衰係数が $C_e = 100 \text{ t}\cdot\text{s}/\text{m}$ での値)の約1/2付近になったときの等価粘性減衰係数で最大の値を示していることがわかる。

ところで、連続箱桁橋の風洞実験にあたっては、斜張橋に対する構造対数減衰率の設定値である $\delta = 0.02$ なる値を仮定して実施することも従来は行われていた¹⁵⁾。これに対し、横山ら¹⁶⁾は過去の振動実験結果を整理して連続箱桁橋の構造減衰について評価した結果、鉛直たわみ対称1次振動の構造対数減衰率は少なくとも0.05以上の値が期待できることを報告し、耐風設計便覧¹⁷⁾での規定値など以降の風洞実験に反映されるに至っている。横山らの整理した実験データは振動振幅域が小さく、鉛直たわみ対称1次振動に対する構造減衰の実測値は解析から推定される最大値に比べかなり小さい。また、同様に振動振幅域が小さいことに起因し、構造減衰の明確な振幅依存性も報告されていないが、いずれの橋梁に対する測定データも逆対称1次振動や高次の対称振動に比べ、鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰が大きく測定されている。これは、本解析で示した構造減衰の振動次数依存性についての知見と一致するものである。斜張橋では同じ支間長を有する連続箱桁橋と比較して、主桁の中立軸から可動支承部までの高さ(無次元パラメーター P_2)が小さく、可動支承部での摩擦力の寄与も一般に小さい¹¹⁾。したがって、横山らの報告した、連続箱桁橋の鉛直たわみ対称1次振動の構造対数減衰率が斜張橋の値に比べ大きく測定される理由として、可動支承部における摩擦力が主要な要因の一つであると推察される。

なお、近年の長スパン化傾向とともに、中間橋脚上の支承部をすべて回転(ヒンジ)支承として、橋梁の全体剛性を増加させた連続箱桁形式も出現しつつある。このような支承配置を有する連続箱桁橋では、可動支承部での摩擦力が期待できず、鉛直たわみ対称1次振動の構造

対数減衰率も小さい場合が多いと予想される。また、実際、 $\delta = 0.03$ 程度の構造対数減衰率しか期待できないという振動実験結果も報告されている¹⁸⁾。したがって、中間橋脚上の支承部をすべて回転(ヒンジ)支承とした連続箱桁橋では、構造減衰を耐風設計便覧¹⁷⁾から推定することは設計にとって危険側になる場合があることに留意しなければならない。

(3) 無次元パラメーター P_2 の適用性

図-7に示したように、 M_2 可動支承部での摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値は鉛直たわみ対称1次振動で $\delta_{\max}(1) = 0.53$ なる結果が得られたが、ここでは単純梁に対する式(6)による推定結果との対比を試み、連続箱桁橋に対する無次元パラメーター P_2 の適用性を検討することとする。

連続箱桁橋の M_2 可動支承部に水平力を作用させた場合の変形量(各節点における鉛直方向変位は拘束)から単純梁に換算した断面積 A は $A = 0.859 \text{ m}^2$ である。また、中央支間の中央点に鉛直荷重を載荷した場合のたわみ量から単純梁に換算した面内断面2次モーメントは $I = 11.16 \text{ m}^4$ である。さらに、連続箱桁橋の可動支承部におけるモード振幅(鉛直たわみ対称1次)は0.0991であり、この値は中立軸から可動支承部までの高さ h が $h = 2.675 \text{ m}$ なる単純梁でのモード振幅と等しい。したがって、本章で対象とした連続箱桁橋の式(5)から定まる無次元パラメーター P_2 は $P_2 = 0.551$ となり、可動支承部の摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}(1)$ は式(6)より $\delta_{\max}(1) = 0.60$ と推定される。この推定値は、若干の差異はあるものの、連続箱桁橋の複素固有値解析によって算出された構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}(1) = 0.53$ とほぼ等しく、それゆえ、式(5)および式(6)はそれぞれ連続箱桁橋にも適用できる無次元パラメーター P_2 および構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}(1)$ を算定できる推定式であると言える。

従来の振動実験では加振振幅が一般に小さく、泊大橋や舗装前の門崎高架橋での事例¹⁹⁾を除き、構造減衰の振幅依存性や振動次数依存性など可動支承部での摩擦力の

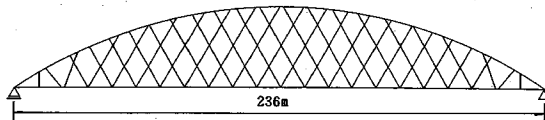


図-9 対象としたニールセン型ローゼ桁橋(ライズ比:1/6.44)

影響が明確に測定されたデータは少ない。しかしながら、本節に示したように、連続箱桁橋の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰について検討する際にも無次元パラメーター P_s は十分に適用できるものである。また、鉛直たわみ対称 1 次振動の構造減衰の最大値は無次元パラメーター P_s の大きさに比例することから、今後の同種橋梁の振動実験とその報告にあたっては、加振振幅の大きさに加え、連続箱桁橋のきわめて重要な構造減衰パラメーターと考えられる無次元パラメーター P_s の明示が必要であると言えよう。すなわち、起振機実験など橋軸方向の加振振幅がさほど大きくない場合にも、無次元パラメーター P_s の大きな連続箱桁橋では鉛直たわみ対称 1 次振動の構造減衰が比較的大きな値を示すと予想され、振動実験データの蓄積により、従来の支間長 l のみに着目した推定式に替わる、構造減衰と無次元パラメーター P_s の関係式が提示されるものと思われる。

5. ニールセン型ローゼ桁橋に対する検討

アーチ橋は吊橋や斜張橋に比べ相対的に剛であり、同一の支間長では固有振動数も高く、吊材の渦励振を除き、橋梁全体系の耐風安定性が問題になることは少ないと考えられていた。しかしながら、アーチ橋での長スパン化傾向も近年とみに著しく、最近では、風洞実験を実施して動的耐風性を検証することも増えている¹⁰⁾。その結果、構造減衰が小さい場合には、アーチ橋と言えども橋梁全体系のたわみ渦励振が発現する可能性が高いことが指摘されているにもかかわらず、今までのところ耐風設計上の観点から、この形式の構造減衰について詳細な解析的検討は実施されていない。そこで、ここでは、ニールセン型ローゼ桁橋を対象として、構造減衰特性に及ぼす可動支承部における摩擦力の影響を検討することとした。

(1) 対象とした橋梁とその構造諸元

対象とした橋梁は、図-9 に示す支間長 236 m、ライズ比 1/6.44 なるニールセン型ローゼ桁橋であり、その構造諸元を表-3 に示す。参考までに、可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合および摩擦力の影響で可動支承部での水平移動が完全に拘束されるとした場合の固有振動解析結果を図-10 に示す。

(2) 複素固有値解析結果と考察

可動支承部での摩擦力をダッシュポットにモデル化し、その等価粘性減衰係数を種々変化させて複素固有値

表-3 ニールセン型ローゼ桁橋の構造諸元

	断面積	断面 2 次 モーメント	弾性係数	重量
	A (m ²)	I (m ⁴)	E (t/m ²)	w (t/m)
アーチリブ	0.4	0.28	2.1×10 ⁷	4.0
補合桁	0.3	0.20	2.1×10 ⁷	11.5
斜材	0.005	-	1.6×10 ⁷	-

解析を実施した。得られた C_e - δ 図 (ダッシュポットの等価粘性減衰係数と構造対数減衰率の関係) を図-11 に示す。ただし、ここで対象としたニールセン型ローゼ桁橋では、 $C_e=4000 t \cdot s/m$ 以上において鉛直たわみ対称 1 次振動のモード形状が図-10 に示したような水平移動を完全に拘束した場合の 2 次モード形状に遷移したが、本文ではこのように遷移した場合も含め、便宜上、鉛直たわみ対称 1 次振動と記すこととする。

図-11 より、鉛直たわみ対称 1 次振動の構造対数減衰率は、可動支承部における摩擦力の作用で、振幅依存性を呈し、 $C_e=50000 t \cdot s/m$ 付近の微小振幅に対応する領域では 0.10 程度であるものの、ある振幅 (ある粘性減衰係数) のもとでは最大で $\delta_{max}(1)=1.20$ 程度ものきわめて大きな値を取り得るものと推察される。したがって、渦励振に対する許容振幅の値にもよるが、構造減衰を小さく設定した風洞実験でたとえ渦励振が観測された場合にも、実橋 (ニールセン型ローゼ桁橋) では振幅の大きな鉛直たわみ 1 次振動の渦励振が発現する可能性は非常に少ないものと予想される。一方、逆対称 1 次振動では可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰をほとんど期待できないこと、また、対称振動でも 3 次モード (鉛直たわみ対称 2 次振動) では鉛直たわみ対称 1 次振動に比べ摩擦力に起因した構造減衰が大きく低下している。このように、ニールセン型ローゼ桁橋においても構造減衰の明確な振動次数依存性が認められる。なお、ニールセン型ローゼ桁橋の鉛直たわみ対称 1 次振動における構造減衰は連続箱桁橋の値に比べさらに大きく算定されているが、これは相対変位モードをそれぞれ示した図-8 と図-12 の比較からもわかるように、連続箱桁橋では M_2 可動支承部におけるモード振幅 ($C_e=100 t \cdot s/m$ での値にほぼ対応する) が 0.0991 であったのに対し、ニールセン型ローゼ桁橋では 0.3572 とさらに大きくなっていることを考慮すれば理解できる。

ところで、さほど大きな加振振幅でなかったと推察される安芸大橋の振動実験 (最大加振力 5 ton の起振機を使用) では、鉛直たわみ対称 1 次振動の構造対数減衰率として $\delta=0.171$ なる値が報告されている²⁰⁾。また、鉛直たわみ逆対称 1 次振動の構造対数減衰率は $\delta=0.070$ と鉛直たわみ対称 2 次振動の $\delta=0.141$ なる値よりも小さく測定されている。鉛直たわみ逆対称 1 次振動の構造減衰は、可動支承部での摩擦力以外の、たとえば、吊材

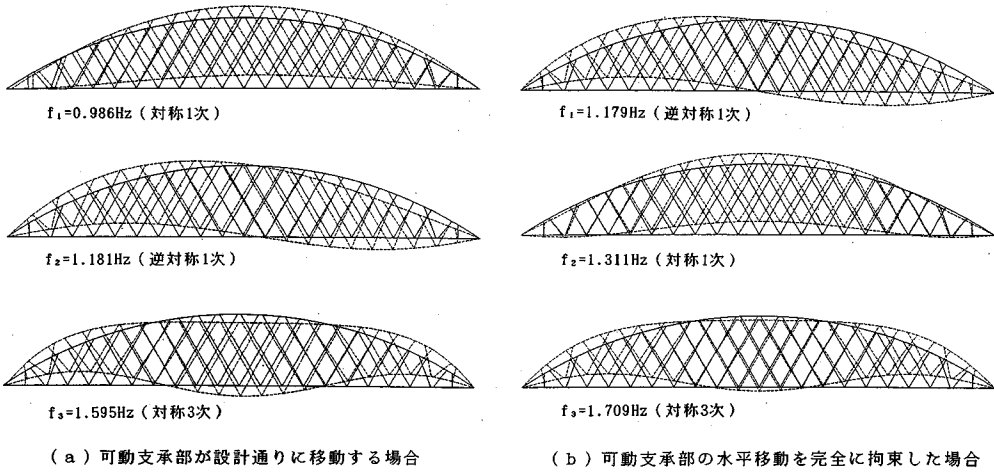


図-10 ニールセン型ローゼ桁橋の固有振動解析結果

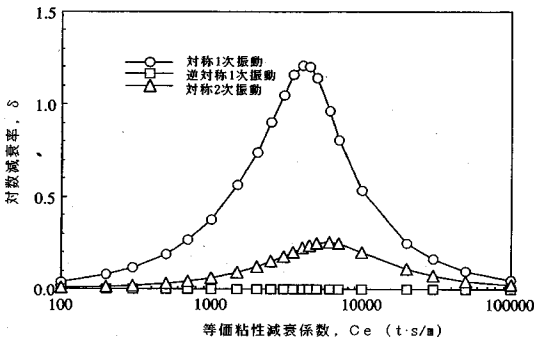


図-11 等価粘性減衰係数と対数減衰率の関係(ニールセン型ローゼ桁橋)

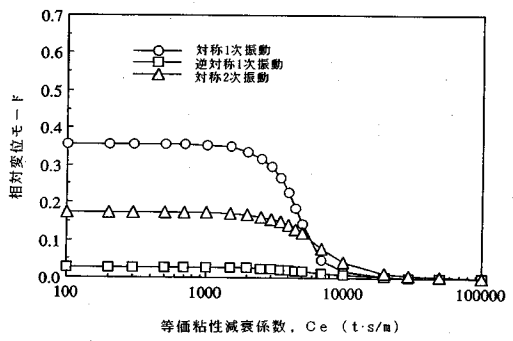


図-12 相対変位モードの変化(ニールセン型ローゼ桁橋)

(ロープ)の索線間のすべりによるエネルギー吸収に起因するものと思われるが、いずれにしても安芸大橋に対する振動試験結果は、本解析で示した構造減衰の振動次数依存性についての知見と一致するものである。すなわち、小さな振動振幅域(複素固有値解析結果では、 C_e の非常に大きな領域に対応)にもかかわらず、過去の振動試験結果においても可動支承部での摩擦力に起因した $\delta=0.1$ 程度の構造減衰が少なからず観測されているものと考えられる。

(3) 無次元パラメーター P_s の適用性

図-11に示したように、可動支承部での摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値は、鉛直たわみ対称1次振動で $\delta_{max}(1) \approx 1.21$ なる非常に大きな値が得られたが、連続桁橋の場合と同様に、ここでは、単純梁に対する式(6)による推定結果との対比を試み、アーチ系橋梁に対する無次元パラメーター P_s の適用性を検討することとする。

ニールセン型ローゼ桁橋の可動支承部に水平力を作用させた場合の変形量(各節点における鉛直方向変位は拘

束)から単純梁に換算した断面積 A は $A=0.631 \text{ m}^2$ である。また、支間中央点に鉛直荷重を載荷した場合のたわみ量から単純梁に換算した断面2次モーメント I は $I=49.95 \text{ m}^4$ である。さらに、ニールセン型ローゼ桁橋の可動支承部におけるモード振幅(対称1次)は0.3572であり、この値は中立軸から可動支承部までの高さ h が $h=10.947 \text{ m}$ なる単純梁でのモード振幅と等しい。したがって、式(5)から定まる無次元パラメーター P_s は $P_s=1.514$ となり、可動支承部の摩擦力に起因した構造対数減衰率の最大値 $\delta_{max}(1)$ は、式(6)より $\delta_{max}(1)=1.29$ と推定される。この推定値は、若干の差異はあるものの、ニールセン型ローゼ桁橋の複素固有値解析によって算出された構造対数減衰率の最大値 $\delta_{max}(1)=1.21$ とほぼ等しく、それゆえ、式(5)および式(6)はそれぞれニールセン型ローゼ桁橋にも適用できる無次元パラメーター P_s および構造減衰の最大値を算定できる推定式であると言える。

したがって、今後の同種橋梁の振動実験とその報告にあたっては、加振振幅の大きさに加え、ニールセン型ローゼ桁橋においてもきわめて重要な構造減衰パラメーター

と考えられる無次元パラメーター P_s の明示が必要であると言えよう。すなわち、起振機実験など橋軸方向の加振振幅がさほど大きくない場合にも、無次元パラメーター P_s の大きなニールセン型ローゼ桁橋では可動支承部における摩擦力の影響で鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰が比較的大きい値を示すと予想され、振動実験データの今後の蓄積によっては、構造減衰と無次元パラメーター P_s を関係づける実務設計上有用な推定式が提示されるものと思われる。

6. ま と め

本論文は、吊形式以外の橋梁構造物を対象に、可動支承部の摩擦力に起因した橋梁の構造減衰特性について検討したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) 従来不明であった、摩擦力に起因した橋梁構造物の構造減衰特性を支配する無次元パラメーター P_s を提示した。この無次元パラメーター P_s は、主桁の中立軸から可動支承部までの高さ h 、主桁の断面積 A と面内断面2次モーメント I の関数であり、無次元パラメーター P_s が同じ単純梁では、支間長や単位長さ当りの重量に係わらず、可動支承部の摩擦力によって付加される構造減衰の最大値が等しくなる。

(2) 橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰の最大値は、主桁の中立軸から可動支承部までの高さ h の二乗に比例して、また、主桁の断面積 A に比例して増加するものの、主桁の面内断面2次モーメント I には反比例する。この結果を踏まえ、単純梁の鉛直たわみ対称1次振動に付加される構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}(1)$ と無次元パラメーター P_s の関係式を提示した。

(3) 近年では風洞実験を実施する機会も増えている、連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋についても、可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性について検討した。その結果、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋における摩擦力に起因した構造減衰の寄与は、鉛直たわみ対称1次振動で最も大きく、対称振動でも高次になるほど低下すること、また、逆対称振動では可動支承部での摩擦力に起因した構造減衰をほとんど期待できないことがそれぞれわかった。なお、これらの橋梁形式に対する振動実験データは一般に振幅域が小さく、構造減衰の実測値も数値解析で推定される最大値に比べかなり小さいが、いずれの実験データも解析で示された構造減衰の振動次数依存性についての知見と一致するものであった。

(4) 無次元パラメーター P_s は、単純桁のみならず、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋などの吊形式以外の橋梁構造物にも適用できる構造減衰パラメーターである。それゆえ、起振機実験など橋軸方向の加振振幅がさ

ほど大きくない場合にも、無次元パラメーター P_s の大きな橋梁構造物では、鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰は比較的大きい値を示すものと考えられる。したがって、無次元パラメーター P_s を明示した振動実験データの蓄積によって、従来の支間長 l のみに着目した関係式に替わる、構造減衰と無次元パラメーター P_s の推定式が提示されるものと思われる。なお、ニールセン型ローゼ桁橋の鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰は、振幅依存性を呈するものの連続箱桁橋と比較してさらに大きくなり得る可能性があり、それゆえ、許容振幅の設定値にもよるが、通常の場合、振幅の大きい鉛直たわみ対称1次モードの渦励振は発現する可能性が少ないと推察される。

橋梁構造物の構造減衰は複雑な要因に起因し、たとえば、本文で対象としたクーロン摩擦については、動摩擦係数の定量化や微小振幅域における可動支承部での固着など解明すべき点も多い。また、可動支承部が水平方向に滑動する領域を対象とする場合、複素固有値解析法で得られる知見は可動支承部における摩擦力に起因した実橋での構造減衰特性をほぼ推察していると思われるが、解析精度を高める意味からも今後は大振幅域における振動実験データの蓄積をより一層図り、解析結果との対比を継続的に行っていくことが必要であろう。この方面における今後の研究に期待したい。

最後に、対象橋梁の構造減衰は既往の類似橋梁に対する実験結果から推定せざるを得ないという従来の認識の中にあつて、本論文で示した構造減衰に関する知見が、吊形式以外の長スパン化傾向にある橋梁構造物の耐風性検討を実施する上で、また、実橋振動試験で得られた構造減衰データを整理する上で、有用な技術資料になることを心から願う次第である。

謝 辞：本研究での複素固有値解析にあたり、望月秀之君(川田工業㈱)の御協力をいただいた。記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，第117号，pp.12~22，1965年5月。
- 2) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第311号，pp.49~58，1981年7月。
- 3) 山口宏樹・伊藤 学・坂本邦宏・R. アディカリ：斜張橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状分析，鋼構造年次論文報告集，第1巻，pp.359~364，1993年7月。
- 4) 小川 健・三百田健治：関越自動車片品川橋の振動試験，橋梁と基礎，Vol.21，No.7，pp.5~12，1987年7月。
- 5) 坂本 浩・永井康平・坂田 弘・江草 拓：泊大橋建設工事の概要と風に対する検討，土木学会論文集，第373号/VI-5，pp.93~102，1986年9月。
- 6) 永井康平・江草 拓・佐々木伸幸：長大箱桁橋の減衰特

- 性の一考察, 土木構造・材料論文集, 第3号, pp.79~87, 1988年1月.
- 7) Bleich, F. et al : The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, U. S. Gov., Printing Office, Washington, 1950.
- 8) 川島一彦: 動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第311号, pp.151~154, 1981年5月.
- 9) Kawashima, K. and S. Unjoh : Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges Associated with Energy Dissipation at Movable Supports, Proc.of JSCE, No.404/I-11, pp.145~152, April, 1989.
- 10) たとえば, 中西正昭・川村幸男・井上浩男・池ノ内昌弘: 3径間連続補剛アーチ橋の耐風安定性に関する検討, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, pp.862~863, 1989年10月.
- 11) 米田昌弘・伊藤 学: 橋梁構造物におけるクーロン減衰の寄与について, 構造工学における数値解析法シンポジウム, 第15巻, pp.343~348, 1991年7月.
- 12) 松平 精: 基礎振動学, 現代工学社, pp.30~35, 1973年10月.
- 13) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶: 河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討, 構造工学論文集, Vol.37 A, pp.929~936, 1991年3月.
- 14) 米田昌弘・宮地真一: 桁橋の鉛直たわみ基本固有振動数を推定するための実用算定式について, 構造工学論文集, Vol.38 A, pp.765~772, 1992年3月.
- 15) 大島 久・宮下 力・大橋治一: 門崎高架橋の風洞試験, 本四技報, No.22, pp.14~21, 1982年10月.
- 16) 横山功一・中神陽一・永原 隆: 箱桁橋の振動試験, 土木技術資料, 28巻4号, pp.3~8, 1986年4月.
- 17) (社)日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, pp.10~21, 1991年7月.
- 18) 高田佳彦・古川満男・山本 豊・薄井王尚: 正蓮寺川大橋の振動実験(その2)—Bluffな形状を有する箱桁橋の減衰特性に着目して—, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集, pp.504~505, 1992年9月.
- 19) 藤澤伸光・大橋治一・藤本勝武: 連続箱桁橋の振動実験時の支承の挙動について, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, pp.519~520, 1984年10月.
- 20) 高木澄清・玉川 正・益田正雄・永井晋也・是松雅雄: 安芸大橋(ニールセン型ローゼ桁橋)の実験報告, 土木学会論文報告集, 第177号, pp.1~8, 1970年5月.
(1993.11.16 受付)

SOME CONSIDERATIONS ON DAMPING CHARACTERISTICS OF BRIDGE STRUCTURES DUE TO COULOMB FRICTION FORCE AT MOVABLE SUPPORTS

Masahiro YONEDA

It is well known that damping characteristics are one of the most significant factors for aerodynamic stability of bridge structures, but few investigations have been made mostly due to lack of data.

In this study, coulomb friction force at movable supports is considered among various damping factors in order to get some informations for the damping characteristics of bridge structures. The numerical analyses based on the complex eigenvalue calculations are performed for several bridge models, paying attention to structural design factors. From these calculation results, some useful informations for the damping characteristics of bridge structures at movable supports are obtained.

パソコン用土木構造解析CAEシステム

ソーデーシグマ

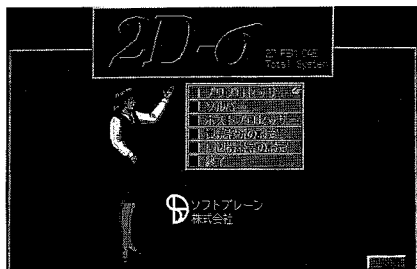
2D-σ

TOTAL SYSTEM

「噂は聞いているが、ここまでできると思わなかった!」

「これなら私にも使える!」「もう他のソフトは使えない。」

—よく聞くユーザーの声



■システムマネージャー（動画、音声）

全く新しいコンセプトで開発されたこのシステムは今までに考えられなかった高度な自動化を実現し、静かなブームを呼んでいます。

高性能CADを内蔵、全ての情報はCAD図面に直接指定。（境界・荷重条件、掘削、盛土、支保等）

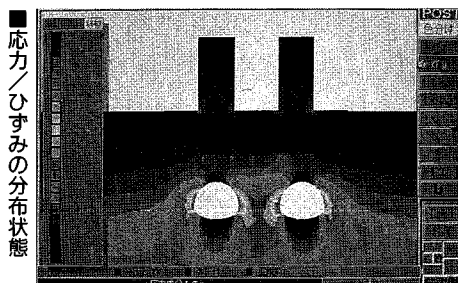
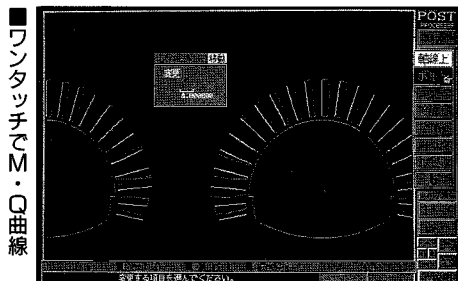
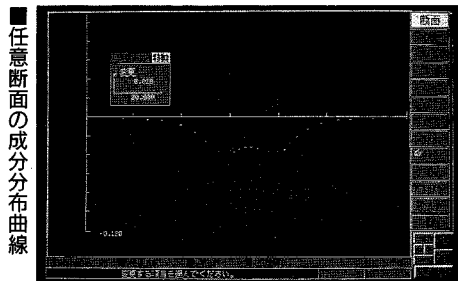
システムはCAD図面から自動的に有限要素データを生成するのでユーザーは直感的な操作をするだけ。

土木解析に必要な機能のほとんどに対応。（非線形、弾塑性、ジョイント、掘削、盛土、支保、熱応力など）

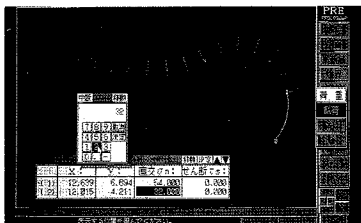
高度なステップ解析機能により、施工中の力学的変化をリアルに再現。（前ステップのデータは自動的に継承されユーザーは図面上で「施工」する感じ）

EWS並みの大規模解析能力と高速演算。（3000節点、拡張可、1400節点の演算はCPU486DXで約2分間）

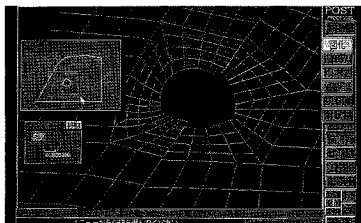
独自のウィンドウシステム、音声サポート、オンラインヘルプ、豊富で高品質な出力など。



■全ての条件は図面上に直接指定



■断層・弱面の挙動はリアルに再現



■高性能CADで図面を素早く入力



土木業界で大好評

詳細資料提供

ソフトブレン株式会社

お問い合わせは 03-3592-7659

本社 〒001 札幌市北区北37条西4丁目玉陽ビル

Tel 011-736-7009 Fax 011-736-7449

パソコン用、準3次元広域地下水変動解析プログラム

未来設計企業

CRC

PC/UNISSF Ver.3.0 for Windows

“PC/UNISSF Ver.3.0”は、すでに汎用機やEWSで実績のある準3次元広域地下水変動解析プログラム、UNISSF(V-2)に強力なプリ・ポスト処理プログラムを付加し、Windows版として新登場しました。このプリ・ポストプログラムは、マウスを使ったメニュー形式の導入、画面上での入出力等の機能により、すぐれた操作性をもたらします。

6月30日までキャンペーン中
98万 → 75万

プログラムの特徴 (☆印は新機能)

■プリ処理

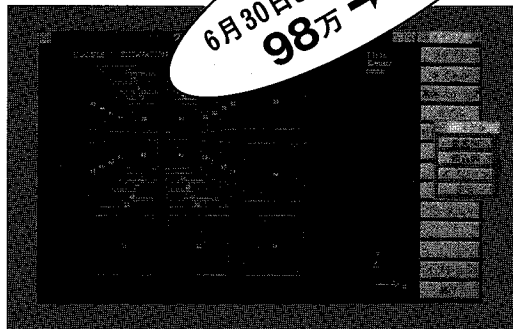
- ☆モデル作成のためのメッシュジェネレート機能
- ★地層データ、初期水位データ等の自動発生機能
- ☆モデル図を参照しながら、境界条件等各種データの入力、修正が可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の向上

■解析機能

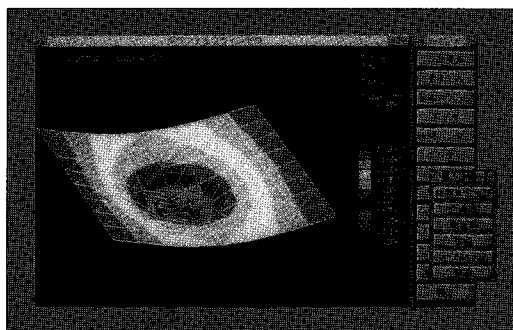
- ☆汎用機、EWS版と同一機能(順解析)、同一データフォーマット
- ☆約3000~10000節点までのモデルが解析可能
- ★降雨・揚水井・浸出面の取り扱いが可能
- ★水位・流量の経時変化
- ★境界条件の変更、材質の変更
- ★掘削機能・簡易漏水機能
- ★初期定常計算・非定常計算・最終定常計算

■ポスト処理

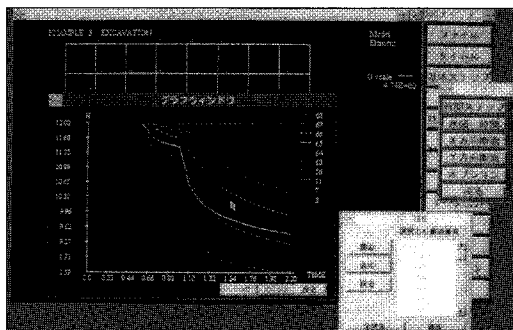
- ☆線画に加えて画面塗りつぶし処理が可能
- ☆水位の時間変化が簡単にグラフ化可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の大幅な向上



【モデル図】



【全水頭コンター】



【水位変化グラフ】

動作環境

Windows Ver.3.1
CPU: 80386 以上 (推奨 80486DX 33MHz以上)
RAM: 8MB 以上
ハードディスク空容量: 10MB以上

- ・UNISSFは情報処理振興事業会の委託を受けて当社で開発したプログラムです。
- ・Windowsは米国マイクロソフト社の商標です。

問い合わせ先

株式会社 **CRC** 総合研究所

西日本事業部 科学システム営業部
〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3
TEL.06-241-4730 (担当/松本)

通商産業省 特別認可法人

情報処理振興事業協会 (IPA)

〒105 東京都港区芝公園3丁目1番38
TEL.03-3437-2301

地球を切る! 視る! 創る!

3次元地質解析システム

GEORAMA

ジオラマ

概要

地質調査で得られたデータを基に、利用者の判断を加味して3次元地質モデルを作成します。この3次元モデルより地質・岩層区分・地下水位等をグラフィック表示並びに作画します。今後この3次元モデルを利用して解析用メッシュ作成等への応用が考えられます。

特徴

- ・走向・傾斜データも考慮できる高度な推定法
- ・複雑な地質モデルの表現が可能
- ・ビジュアルで豊富な出力機能
- ・図面間での整合性がとれる
- ・操作性の高いシステム

出力図面



ユーザーインターフェースにより、拡がる適用分野

データベース 土量計算 構造物マッピング

メッシュジェネレータ プレゼンテーション資料 その他

標準適応機種 (EWS)

- ・SONY-NEWSシリーズ*
- ・Sun-3, Sun4, Sun-SPARCシリーズ*
- ・HP9000/300, HP9000/800シリーズ*
- *ウィンドウシステムとしてX-Window System, Version 11 (X11)が必要です。
(標準以外のものにつきましても御相談に応じます)

㈱アイ・エス・エー アイサワ工業㈱	札幌情報数理研究所 新日本技術コンサルタント	東電設計㈱ 東電ソフトウェア㈱
アールエンジニアリング㈱	住友コンサルタント㈱	東洋地質調査㈱
アサヒ地水探査㈱	住友建設㈱	動力・林産科開発事業団
㈱エイココンサルタント	石油資源開発㈱	㈱中福ソイルコ
応用地質㈱	全日本コンサルタント㈱	西松建設㈱
大阪ガス㈱	大成建設㈱	
大手開発㈱	大豊建設㈱	
㈱大林組	㈱ダイエー	㈱日本パブリック
㈱奥村組	㈱大塚建設	エンジニアリング
川崎地質㈱	㈱大塚建設	㈱間組
基礎地質	㈱大塚建設	㈱阪神コンサルタント
㈱研究	㈱中央開発㈱	ヒロセ㈱
㈱研究	㈱地球科学総合研究所	フジタ工業㈱
建設省 土木研究所	中電技術コンサルタント㈱	㈱富士和ボーリング
五洋建設㈱	通産省 地質調査所	北光ソーラー手㈱
佐藤工業㈱	電源開発㈱	北海道開発コンサルタント㈱
サンコーコンサルタント㈱	㈱電力中央研究所	三井建設㈱
㈱理研総合研究所	東急建設㈱	三菱金属㈱
㈱西電技術コンサルタント	東建地質調査㈱	村本建設㈱
清水建設㈱	東京電力㈱	明匠コンサルタント㈱

3次元地質解析システム研究会 参加メンバー

