

積雪時における高架橋の固有周期特性

中央コンサルタンツ(株) 正会員 松井義孝
北海道大学 工学部 正会員 林川俊郎
専修大学北海道短大 正会員 金子孝吉

1. まえがき

北海道、東北、北陸地方等は、冬期間積雪に覆われ地震の影響も受ける地域でもある。

寒冷地域では、生活用途上必要度の少ない路線において冬期間交通閉鎖する事が多い。筆者らは、この様な路線の橋梁を対象に耐震設計上、積雪がどの様な基準で運用されているかを整理し積雪量と地震の関わりを探る一環として本論では固有周期特性を考察する。本研究では、3径間連続板桁を例とし地盤条件をN値10～無限大へと変化させたモデルを用いている。積雪は有効幅員内に載荷し0～4mと1m毎に積雪深さを変化させている。平面モデルにおいて静的フレーム法を用い、積雪質量が橋体と同様に扱っているので挙動が追従するものと仮定している。又、立体モデルにおいては動的解析法を用いて橋体のみの質量モデルとし固有周期及びモード等の比較を行う。実際設計の場合、道・示にある様に平面骨組モデルによる静的フレーム法が設計体制を占めているものであり、ここにその適用性について述べる。

2. 積雪荷重における各種基準の運用とその考え方

北海道、東北及び北陸地方等の地域において、雪に係わる取扱いについて各々独立な基準体系に置かれている。

2-1 道路橋示方書における取扱い

道・示では、雪荷重(積雪)を考慮する必要のある

る地方においては、架橋地点の実状に応じて適当な値を定めるものとする。橋上の積雪に対しては除雪するのが原則であり、完全除雪ができない場合について適当な荷重を考慮する。それらを必要とする場合は通常次の2通りとする。ケース1は十分圧縮された雪の上を自由に通行する場合であり、ケース2は積雪が特に多く自動車交通が不能となり、雪だけが荷重としてかかる場合である。

ケース1の場合、積雪がある程度以上になれば規定の活荷重が通行する機会は極めて少なくなる。従って、規定の活荷重のほかにとるべき雪荷重としては通常 $100\text{kg}/\text{m}^2$ (圧縮された雪で15cm厚)程度みておけば十分と考えられる。なお、この雪荷重は主荷重に相当する特殊荷重であって、設計計算上は橋の全面に載荷するものとする。

ケース2の場合は、次式により求められる。

$$S_w = P \cdot H_s$$

ここに S_w : 積雪荷重 ($\text{kg} \cdot \text{f}/\text{m}^2$)

P : 雪の平均単位重量

(積雪1cm当り $\text{kg} \cdot \text{f}/\text{m}$)

H_s : 設計積雪深 (m)

雪の平均単位重量は、地方や季節などにより異なるが、多雪地方においては一般に $350\text{kg} \cdot \text{f}/\text{m}^3$ を見込めばよい。また、設計積雪深は、架橋地点の既往の積雪記録及び橋上での積雪状態などを勘案して適当な値を設定しなければならないが、通常の場合は架橋地点における再現期間10年確率に相当する年

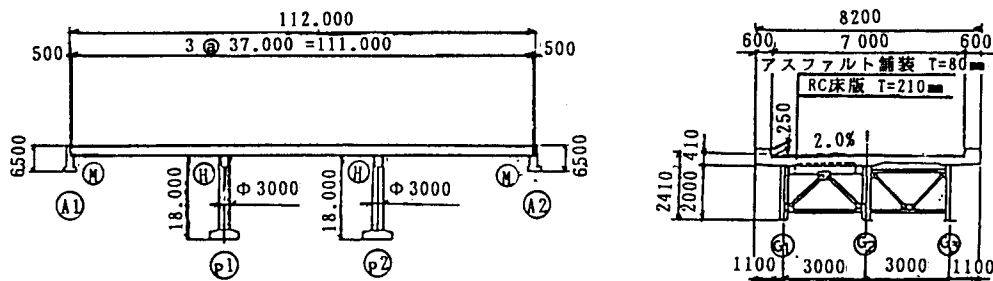


図-1 概要図

A Characteristic of Natural Periods of Viaducts on Snow Fall Season
by Yoshitaka MATSUI, Toshiro HAYASHIKAWA and Takakichi KANEKO

最大積雪深を考慮すれば良い。

2-2 北海道開発局編

本編は、積雪荷重の必要性の有無を当該路線の除雪計画の有無によって判定している。従って標準的には道・示のケース1、雪と活荷重の組み合わせを考慮しない。ケース2において、設計積雪深（図-2参照）は道・示同様10年確率マップ、雪の密度を $350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ を適用している。但し地震との組み合わせについては、震度階マップ（図-3参照）をみるように地震を考慮し、地震時における積雪荷重、死荷重等を通常の設計水平震度の1/2を用いている。

2-3 東北地方建設局編

本編は、通常の場合道・示ケース1に相当する荷重体系をとっておりこの場合地震時においても水平力を考慮する。道・示ケース2に相当する場合は以下のように運用する。積雪量の特に多い地域で冬期に除雪しない事が予測される区域にある橋梁または未供用期間の橋梁にあつては、活荷重を載荷せず積雪荷重のみを載荷した状態について検討するものとする。この場合、地震時における積雪荷重の影響は鉛直のみ考慮し水平力を考慮しなくてよい。これは地震時に自然堆雪した雪と橋体とが一体となって挙

動しにくいという考えによるものである。雪の単位重量は水分が多いものとして $500\sim 700\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ とし表-1のように雪底を考慮する。

2-4 北陸地方建設局編

本編は、通常の場合ケース1とし東北地建同様の運用でありケース2については以下のようなのである。設計積雪深は過去の積雪を考慮して決めなければならないが、一般的には10年確率再現値マップを利用する。積雪の単位重量は、最大積雪深4m迄は $0.35\text{t}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ とし、4mを超え7m迄は、建築荷重現準に基づき $0.45\text{t}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ とした直線補間で求めた値とする。北陸地方山間部では4～5^mとなり荷重レベルでは $1.4\text{t}/\text{m}^2\sim 2.1\text{t}/\text{m}^2$ となり事例的には $1.0\text{t}/\text{m}^2$ 程度のところも多いようである。

2-5 新防雪ハンドブック編

本編は、雪を工学的にとらえ運用している資料としては歴史があり種々基準の源であるともいえる。設計対象物は、スノーシェッド、防雪柵等が多く積雪深は30年確率を運用しているがこれは各地の基準でよいと言える。雪の単位重量は $350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ を標準とし地震との組合せは積雪荷重を1/2として荷重低減しており北海道編にてしているが全体荷重とし

表-1 積雪荷重を扱う各種基準

	道路橋示方書	北海道開発局編	東北地方建設局編	北陸地方建設局編	新防雪工学ハンドブック
設計積雪深	実状に応じて適当な値を定める。但し、標準として10年確率年に相当する年最大積雪深を用いる。	実状に応じて適当な値を定める。但し、標準として10年確率年に相当する年最大積雪深を用いる。	実状に応じて適当な値を設置する。	過去の積雪を考慮して決めなければならないが、一般的には10年確率再現値とする。	スノーシェッドの設計として30年確率最大積雪深を用いる。
雪の密度	$P=350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ を標準とする。	$P=350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ を標準とする。	圧縮された雪、又は多量に水を含んだ雪について $P=500\sim 700\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ とする。	積雪深さ毎に区分。 0～4m $350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ ～5m $380\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ ～6m $420\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ ～7m $450\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$	$P=350\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^3$ を標準とする。
地震との組合せ		設計震度を積雪荷重を考慮しない場合の1/2とする。	鉛直力のみを考慮し水平力の影響を無視するものとする。		地震荷重との組合せを考慮する場合は、積雪荷重を1/2とする。
許容応力度の割増し	許容応力度の割増しを行わない。	許容応力度の割増しを行わない。	許容応力度の割増しを行わない。	許容応力度の割増しを行わない。	積雪時 0 % 自重+積雪*1/2 +地震 +70%
載荷形状	積雪部の全幅面積に載荷する。	積雪部の全幅面積に載荷する。	 図の雪底を考慮する	積雪部の全幅面積に載荷する。	等分布に載荷する
その他	弦材、雪の沈降の影響を受ける部材などは、実状により載荷荷重を定めなければならない	10年確率マップを用いる。 弦材、雪の沈降の影響を受ける部材などは、実状により載荷荷重を定めなければならない		10年確率マップを用いる。	
(積雪荷重) $SW=P\cdot H_s$ ここに SW =積雪荷重 ($\text{kg}\cdot\text{f}/\text{m}^2$)、 P =雪の平均単位重量、 H_s =設計積雪深 (m)					

ては異なる。又、許容応力度の割増しについては他基準と異なり自重+積雪*1/2+地震の状態において+70%の割増しを運用している。

以上、各基準について述べたが図-2～4では北海道の最大積雪深と震度階と地質をマップとして並べ、それらを重ね合わせると耐震設計上の重要地域がよくわかると思われる。

3. 解析理論

3-1 静的フレーム法

静的フレーム法の考え方は、ある1自由度系が自由振動する際の運動エネルギーの最大値とひずみエネルギーの最大値が等しいという事から、構造物の固有周期を求める Rayleigh 法から誘導されたものである。従って、求めようとする構造物の固有周期の精度を向上させるためには実際の固有振動モードに近いような静的変位曲線を得る事が重要となる。

固有周期の算定に当たっては、設計振動単位が複数の下部構造と、それを支持している上部構造からなる骨組構造を、離散的にモデル化した場合の固有周期は静的フレーム法により次のように求められる。

$$T=2.10 \sqrt{\delta} \qquad \cdots \cdots (1)$$

$$\delta = \int w(s)u(s)^2ds / \int w(s)u(s)ds \quad \cdots (2)$$

ここで

T：設計振動単位の固有周期(sec)

w(s)：上部構造及び下部構造の位置 sにおける重量(tf/m)

u(s)：上部構造及び耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 sにおける変位(m)

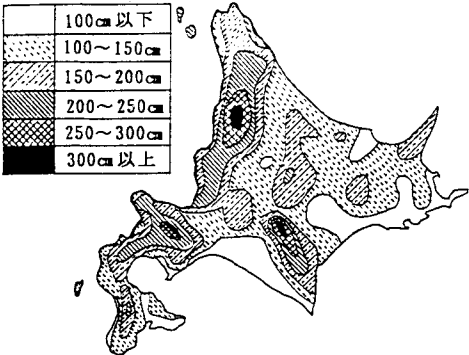


図-2 北海道の最大積雪深(10年確率)

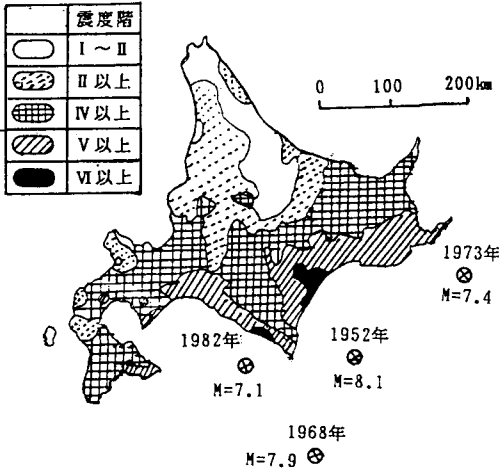


図-3 北海道の震度階分布図

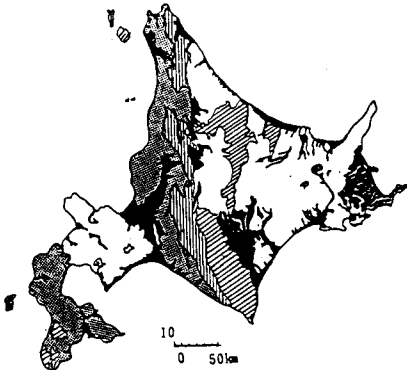
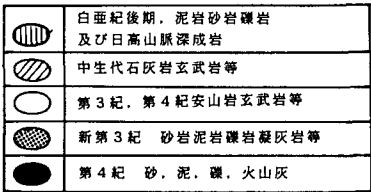


図-4 北海道の地質分布図

表-2 構造材料常数

	ヤング係数	せん断弾性係数
上部工	2.10E+07	8.10E+06
下部工	2.35E+06	1.02E+06

表-3 構造断面諸数値

	A (m ²)	I ₁ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	J (m ⁴)
上部工	0.360	0.202	2.064	0.004
橋台	13.120	2.799	73.516	9.813
橋脚	7.069	3.976	3.976	7.952

A: <体 (柱) の断面積

I₁: <体 (柱) の橋軸方向の断面2次モーメント

I₂: <体 (柱) の橋軸直角方向の断面2次モーメント

J: <体 (柱) のねじり定数

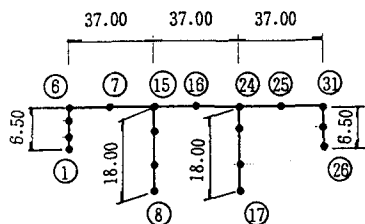


図-5 計算モデル図

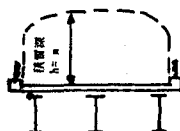


図-6 積雪深モデル形状図

表-4 地盤の平均弾性波速

	1/λ	V _{s1} (m/s)
N [∞]	0.3	9999
N [50]	0.5	294
N [30]	0.5	249
N [20]	0.5	217
N [10]	0.5	172

V_{s1}: 地盤の平均弾性波速

1/λ: 鉛直方向地盤反力係数に対するせん断地盤反力係数比

表-5 地盤のバネ定数

		N [∞]	N [50]	N [30]	N [20]	N [10]
Ass (t·f/m)	橋台	21222900	177007	125919	96094	60535
	橋脚	325428000	271419	193082	147348	92824
Asr (t·f)	橋台	0	0	0	0	0
	橋脚	0	0	0	0	0
Arr (橋軸) (t·f·m)	橋台	477515000	265511	188879	144140	90803
	橋脚	3437330000	1911240	1359610	1037570	653632
(橋軸直角)	橋台	3587570000	1983660	1411140	1076890	678401
	橋脚	4576320000	2544550	1810140	1381390	870223
Kv (t·f/m)	橋台	636687000	354014	251838	192187	121071
	橋脚	976282000	542838	386163	294696	185647

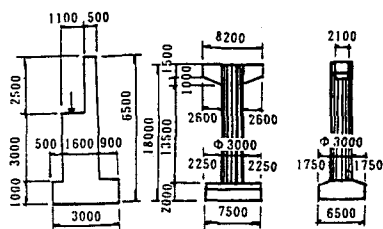


図-7 下部構造形状図

表-6 固有周期の計算結果

CASE	地盤状態	上部荷重 (t/m)	橋軸方向 固有周期 (sec)	橋軸直角方向 固有周期 (sec)
CASE-1 積雪深 h=0m	N値 [∞]	8.49	0.6795	0.5184
	N値 [50]	8.49	0.9861	0.6601
	N値 [30]	8.49	1.0872	0.7048
	N値 [20]	8.49	1.1865	0.7466
	N値 [10]	8.49	1.4032	0.8318
CASE-2 積雪深 h=1m	N値 [∞]	10.97	0.7617	0.5756
	N値 [50]	10.97	1.1008	0.7327
	N値 [30]	10.97	1.2126	0.7812
	N値 [20]	10.97	1.3225	0.8270
	N値 [10]	10.97	1.5623	0.9202
CASE-3 積雪深 h=2m	N値 [∞]	13.39	0.8342	0.6280
	N値 [50]	13.39	1.2023	0.7971
	N値 [30]	13.39	1.3236	0.8494
	N値 [20]	13.39	1.4429	0.8986
	N値 [10]	13.39	1.7034	0.9989
CASE-4 積雪深 h=3m	N値 [∞]	15.84	0.9017	0.6769
	N値 [50]	15.84	1.2969	0.8575
	N値 [30]	15.84	1.4272	0.9132
	N値 [20]	15.84	1.5553	0.9657
	N値 [10]	15.84	1.8351	1.0728
CASE-5 積雪深 h=4m	N値 [∞]	18.29	0.9644	0.7225
	N値 [50]	18.29	1.3851	0.9138
	N値 [30]	18.29	1.5237	0.9728
	N値 [20]	18.29	1.6801	1.0284
	N値 [10]	18.29	1.9580	1.1418

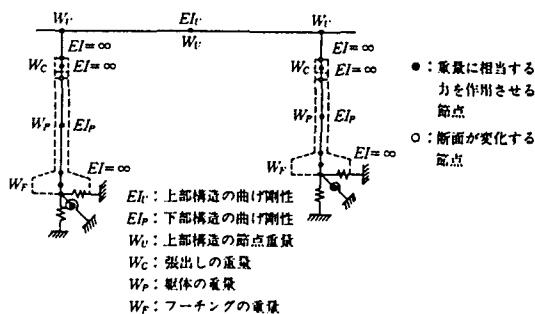


図-8 境界条件及びモデル化の考え方

次に、基礎地盤の変形の影響を考慮し本モデルで扱っている砂質系地盤に直接基礎を用いた設計手法を述べる。

①地盤の弾性波速度の計算

$$V_{s1}=80 \text{ Ni}^{1/3} \quad (1 \leq \text{Ni} \leq 50) \quad \dots\dots (3)$$

②地盤反力係数

$$K_{H0}=1/30 * E_D \quad \dots\dots (4)$$

$$K_{V0}=1/30 * E_D \quad \dots\dots (5)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D \quad \dots\dots (6)$$

$$G_D = \gamma_t / 10g * V_{SD}^2 \quad \dots\dots (7)$$

ここに、

K_{H0} : 横方向の地盤反力係数の基準値 (kgf/cm³)

K_{V0} : 鉛直方向の地盤反力係数の基準値 (kgf/cm³)

E_D : 地盤の動的変形係数 (kgf/cm²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kgf/cm²)

γ_t : 地盤の単位重量 (tf/m³)

g : 重力の加速度 (=9.8) (m/s²)

V_{SD} : 地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$$V_{SD1} = C_v * V_{s1}$$

$$C_v = 0.8 (V_{s1} < 300 \text{ m/s}) \quad \dots\dots (8)$$

$$1.0 (V_{s1} \geq 300 \text{ m/s})$$

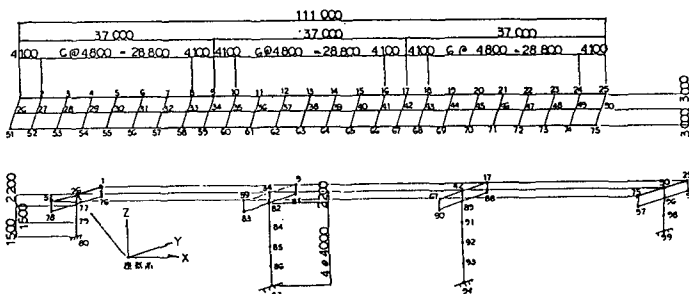
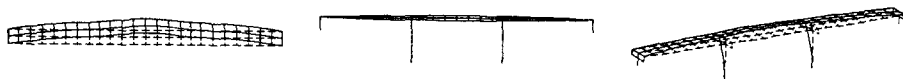


表-7 立体解析拘束条件表

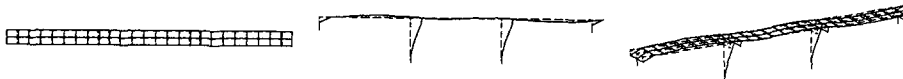
	X	Y	Z	θ _x	θ _y	θ _z
①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑮⑯⑰⑱⑲⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺	FIX	FIX	FIX	FIX	MOV	MOV
㉠㉡㉢㉣㉤㉥㉦㉧㉨㉩㉪㉫㉬㉭㉮㉯㉰㉱㉲㉳㉴㉵㉶㉷㉸㉹㉺	MOV	FIX	FIX	FIX	MOV	MOV
上記以外の節点	FIX	FIX	FIX	FIX	FIX	FIX

図-9 立体骨組モデル図

KLC=1 TT=0.58169 WO=10.80158



KLC=2 TT=0.57102 WO=11.00350



KLC=3 TT=0.54842 WO=11.45681



KLC=4 TT=0.47500 WO=13.22789



KLC=5 TT=0.46638 WO=13.47233

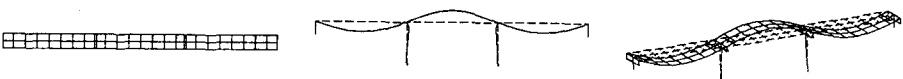


図-10 立体解析動的振動モード図

V_{SDi} : 地盤バネの算出に用いる*i*番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

V_{si} : 式 (8)に規定する*i*番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

C_V : 地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

③基礎の地盤バネ定数の計算

$$A_{XX}=K_{SB} \cdot A_B \quad A_{YY}=K_V \cdot A_B \quad \dots\dots (9)$$

$$A_{XY}=A_{YX}=0 \quad A_{Ya}=A_{aY}=0$$

$$A_{Xa}=A_{aX}=0 \quad A_{aa}=K_V \cdot I_B$$

3-2 動的解析法

動的振動解析は、3次元骨組部材の剛性マトリックスと質量マトリックスを用いて行う。1つの節点の自由度はX、Y、Z軸方向の並進3方向、各軸回りの回転3方向の計6自由度とする。なお、質量マトリックスには軸変形及びねじり変形について1次式、鉛直及び曲げ変形については3次式の変位関数を用いた整合質量マトリックスとする。固有値問題の解析には、Householder 法を用いる。

4. 解析結果

解析結果を表-8、図-11に示し以降その結果について述べる。

①道・示では、固有周期特性を C_T (固有周期補正係数) として式(10)に設計水平震度として対応している。

$$K_h = C_Z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot K_{h0} \quad \dots (10) \text{ [道・示 V4.2.1]}$$

表-8の結果を図-11に C_T の関係をプロットし、地盤影響 N [50] をⅠ種、N [30] をⅡ種、N [10] をⅢ種地盤として道・示に適合している。

②積雪深による影響は表-8を用いるならば N [50] では $h_{0m} \sim h_{2m}$ まで無変化、 $h_{3m} \sim h_{4m}$ 間で変化し h_{4m} で $C_T=1.25$ に比べて 86%に低減する。N [30] では h_{2m} から変化し N [50] 同様に h_{4m} で90%となる。N [10] では h_{1m} から変化し h_{4m} で84%となる。

③地震時において積雪質量が橋体同様に挙動するという仮定が成り立つならば、本結果の固有周期係数の比率と新防雪ハンドブック (積雪荷重*1/2)、北海道開発局編 (水平震度*1/2) 等との運用上整合がとれなくなるとと思われる。

④動的解析では無積雪の状態で $T=0.589\text{sec}$ 、平面解析では橋軸方向 $T=0.679\text{sec}$ 、橋軸直角方向 $T=0.516\text{sec}$ となる。双方とも道・示の固有周期係数に照らし合わせると $C_T=1.25$ である。

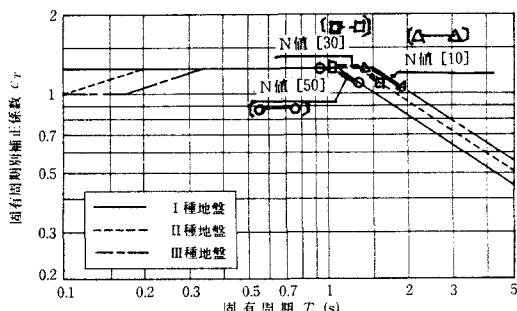


図-11 固有周期特性

表-8 固有周期補正係数(C_T)

積雪深	$h=0_m$	$h=1_m$	$h=2_m$	$h=3_m$	$h=4_m$
N [∞]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
N [50]	1.25	1.25	1.25	1.12	1.07
N [30]	1.25	1.25	1.24	1.18	1.13
N [20]	1.25	1.24	1.17	1.12	1.06
N [10]	1.25	1.22	1.15	1.10	1.05

5. あとがき

本研究は、まだ基礎的段階でありある程度の仮定実績をベースに研究を進めている。今後は、積雪の剛性及び力学的特性、積雪の粘弾性要素におけるモデル化等の研究を進め、解析結果③の問題提起も解決していきたいと考えている。

以上、本研究にあたって中央コンサルタンツ㈱の松塚典夫部長のご助言をいただき、計算については菅勝司君のご協力を得、ここに感謝の意を表します。

6. 参考文献

- 1) 道路橋示方書(日本道路協会)
- 2) 道路橋設計施工要領(北海道開発局)
- 3) 設計要領(東北地方建設局)
- 4) 設計要領(北陸地方建設局)
- 5) 北海道における鋼道路設計施工指針(北海道土木技術会)
- 6) 北海道の地すべり(北海道治山協会)
- 7) 川島他：静的フレーム法による連続橋の橋軸直角方向の耐震設計法(土木学会第42回学術講演会)
- 8) 下川、松井、林川、渡辺：静的フレーム法の適用とその考察(北海道支部論文報告集第46号)
- 9) 鬼頭、松井、菅、林川、渡辺：静的フレーム法による立体曲線橋の動的応答(北海道支部論文報告集第46号)
- 10) 菅、下川、松井、林川：斜橋の固有周期特性と設計地震力について(北海道支部論文報告集第47号)