

論 文

H 型架線の支点設置可否と崩壊危険度および関連地形因子との関係

鈴木保志^{*1}・近藤 稔²・吉村哲彦³

鈴木保志・近藤 稔・吉村哲彦：H 型架線の支点設置可否と崩壊危険度および関連地形因子との関係 日林誌 87：208～216, 2005 ある地点における架設可能な H 型架線の組数により支点設置可否特性を定義し、路網開設に際して重要な指標となる崩壊危険度および関連地形因子との関係を分析した。まず、架設可能性の判定計算に先立ち、H 型架線の架設事例から現実的な 2 線の位置関係を明らかにした。また、荷上索角度の制限により主索への過張力を回避する現行の作業方法を力学的に考察し、荷重点高さを想定した。分析の結果、支点設置の可能性が高い地点ではそうでない地点よりも相対的に崩壊危険度が低かった。関連地形因子との関係では、斜面の横断形状、傾斜変換点、集水面積、およびこれらの交互作用において、支点設置の可能性が高いことが崩壊危険度を小さくする要因と一致した。傾斜については、崩壊危険度を高くする急な斜面の方が支点設置の可能性が高かった。

キーワード：H 型架線、架設条件、地形因子、崩壊危険度、路網

Suzuki, Y., Kondo, M., and Yoshimura, T.: Relationship between Anchor Point Position for H-type Cable Systems and Terrain Factors Related to Slope Failure Potential. J. Jpn. For. Soc. 87: 208~216, 2005 We analyzed the relationship between the location of anchor points for H-type cable systems and the terrain factors related to slope failure potential. Slope failure potential is one indicator of the suitability of a terrain for a forest road network that connects effective anchor points. To determine such effective anchor points for H-type cable systems on a digital terrain map, we used a pair of skylines representative of those that have been rigged up for H-type cable systems in recent years. The height of the loading blocks was based on a temporary operation method that roughly ensures safety of the skylines by limiting tension of the lifting lines, the practicability of which we confirmed in this paper. Results of the analysis showed that slope failure potentials at the selected anchor points were significantly lower than at other points. At the selected anchor points, significant terrain factors that decrease slope failure potential were as follows: cross-section of slopes, turning point of inclination, catchment area, and their interactions. However, slope inclination at the selected anchor points was significantly larger than at the other points (a large slope inclination increases slope failure potential).

Key words: forest road network, H-type cable system, rigging arrangement, slope failure potential, terrain

I. は じ め に

現在の日本林業における素材生産では、非皆伐施業への対応や生産性向上のために高性能林業機械の導入と路網整備が不可欠になっている。架線系の集材方法では集材機を用いる従来型架線方式が減少し、タワーヤード、近年では特にスイングヤードを用いる方式が増加している（林野庁, 2003）。しかし現在でも主に地形的理由により従来型架線が適した地域もある。中でも高知・徳島地域では、以前は特殊な索張り方式であった H 型架線を大面積非皆伐集材に利用する事例が近年多くみられ、年平均 6 m³/人日を超える生産性をあげている例もある（半田, 1995；近藤, 1998；仁多見, 2003）。

H 型架線は 2 組の従来型架線（以下単線と呼ぶ）を並べて架設し、荷掛滑車部分を連結したものである（図-1, 2）。集材可能面積が広く、横取りが不要なため非皆伐作業でも残存木被害が少ない。一方、(1) 2 組の単線の間隔に応じて荷掛滑車部分（以下荷重点 P とする）の位置が下がるため

支点と地面あるいは樹冠表面との高低差を単線よりも多く必要とし、支点位置の選定が難しい。また、(2) H 型架線についての力学的考察に関する報告は多数ある（沼田, 1973, 1974；堀, 1976；堀・近藤, 1978；鈴木, 1985, 1987）が、架設設計において H 型架線としての安全率を定める方法は確立されていない。実際の作業では、荷上索間の内角（図-2 の ϕ 、以降荷上索内角とする）を一定の範囲内に制限することで各単線の安全率が確保されているものとしているが、この方法の可否はいまだ厳密には検討されていない（近藤, 1998, 2004）。

本論文では、(1) に関連し H 型架線の支点設置可否と地形との関係を考察する。H 型架線の効果的な利用のためには、小流域単位の森林施業団地化、合理的な架線網すなわち支点の配置の把握が必要である。さらに架設や集材のための作業ポイントをつなぐ路網開設とも関連してくる（半田, 2003）ため、地形特性を支点設置の可否と路網開設適性という 2 面から分析しておくことは有用である。また (2) に関連して、支点設置可否の判定作業（近藤ら, 1999）

* 連絡・別刷請求先 (Corresponding author) E-mail: suzuki@fs.kochi-u.ac.jp

¹ 高知大学農学部 (783-8502 南国市物部乙 200)

Faculty of Agriculture, Kochi University, B 200 Monobe, Nankoku 783-8502, Japan.

² 名古屋大学大学院生命農学研究科 (464-8601 名古屋市千種区不老町)

Graduate School of Bioagricultural Sciences, Nagoya University, Furocho, Chigusa-ku, Nagoya 464-8601, Japan.

³ 京都大学大学院情報学研究科 (606-8501 京都市左京区吉田本町)

Graduate School of Informatics, Kyoto University, Yoshida-honmachi, Sakyo-ku, Kyoto 606-8501, Japan.

(2004 年 8 月 6 日受付；2005 年 3 月 7 日受理)

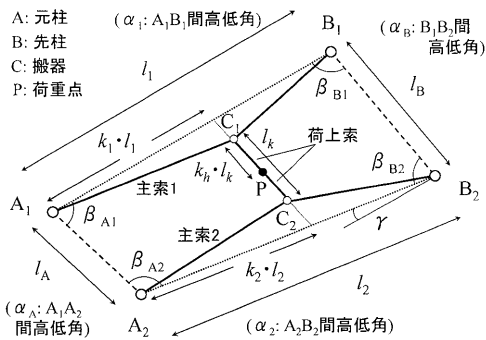


図-1. H型架線を構成する2組の単線の位置関係 (平面)

に先立ち、荷上索内角を制限する現行の作業方法の安全性について考察し、これにもとづき荷重点高さを予測した。さらに支間長などの設計に関して、実際の架設事例の集計から現実的な値の範囲を明らかにした。

II. 方 法

1. H型架線の支点設置可否の判定

1) H型架線の架設条件

H型架線を構成する2組の単線の位置関係を次のように定義する(図-1)。まず $A_i(B_i)$ を元柱(先柱)側支点($i=1, 2$)、 l_i を単線 i の水平支間長 A_iB_i (m)、 $l_A(l_B)$ を元柱(先柱)間水平距離 $A_1A_2(B_1B_2)$ (m)とする。また α_i を単線 i の高低角($^\circ$)、 $\alpha_A(\alpha_B)$ を元柱(先柱)間高低角($^\circ$, $\alpha_A \geq 0^\circ$)、 γ を2線の水平交角($^\circ$)とした。ただし、元柱・先柱の区別は $\gamma \geq 0^\circ$ となるようにした。荷重点Pの位置は k_i :単線 i の搬器位置係数、 C_i :単線 i の搬器位置、 l_k :搬器間隔 C_1C_2 、 k_h :搬器間荷重点位置係数、として定めた。具体的な数値については高知県による普及資料(高知県嶺北林業振興事務所, 1998)、素材生産業者の研修資料(半田, 2003;とされいほく, 2003)、および高知県内国有林で1999年に架設された事例を参考にした。

2) 荷重点高さと索張力

搬器 C_1, C_2 と荷重点Pを含む鉛直面内におけるこれらの位置関係を図-2に示す。吊荷の荷重を W 、吊索と荷上索1, 2との角度をそれぞれ θ_1, θ_2 、荷上索内角を ϕ とする。荷上索1, 2にかかる荷重を F_1, F_2 とし、荷上索を直線とみなすとP点における水平および垂直方向の力の釣り合いから

$$F_1 \sin \theta_1 = F_2 \sin \theta_2 \quad (1)$$

$$F_1 \cos \theta_1 + F_2 \cos \theta_2 + W = 0 \quad (2)$$

である。これらから F_1, F_2 は θ_1, θ_2, W を用いて次式で表される。

$$F_1 = -\frac{\sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \cdot W, \quad F_2 = -\frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \cdot W \quad (3a, b)$$

$\theta_1 = \theta_2 = \phi = 2/3\pi$ (120°) のとき $F_1 = F_2 = W$ となり、 $\theta_1 =$

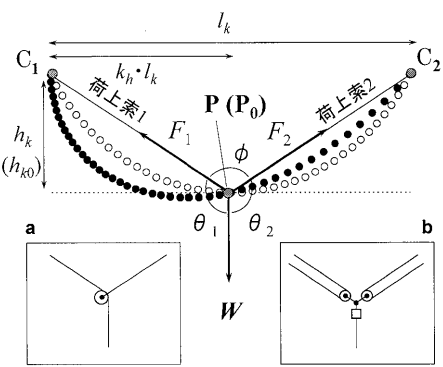


図-2. H型架線の搬器と荷重点 (側面)

a, ダブルエンドレスホイスト式 およびシングルエンドレスホイスト式における荷重点Pの滑車構成; b, エンドレスタイラー式における荷重点Pの滑車構成; ●, a方式あるいは条件①($F_1 = W$)におけるPの軌跡; 点線, 条件②($h_k = h_{k0}$)におけるPの軌跡; ○, 条件③($\phi = 2/3\pi$)におけるPの軌跡; P_0 , $\theta_1 = \theta_2 = \phi = 2/3\pi$ となる荷重点位置; h_{k0} , C_1 と P_0 の垂直距離; C_1 と C_2 の高さが等しいとき $l_k \sqrt{3}/6$ 。

θ_2 の場合荷重点高さを $\phi \leq 2/3\pi$ となる範囲に保てば $F_1 = F_2 \leq W$ である。このため作業現場では、設計荷重 W として単線の安全率が確保されていれば「内角(ϕ) 120° 以下」を守ることによってH型架線としても安全率を満たすものとみなされている(近藤, 1998)。しかし荷重点が搬器間中央付近以外では θ_1 と θ_2 の差は大きく、また搬器にかかる力の方向は単線の設計で仮定している鉛直方向ではなく傾斜荷重(堀, 1974)であることなどから、実際の安全率はより小さくなっている可能性がある。

荷上索が直引となるホイスティング式搬器を用いる場合、荷重点の滑車構成は図-2aのように片方の荷上索を吊荷に直結し、他方の荷上索は滑車を介してこの荷上索を支持する方式が用いられている(半田, 1995; 近藤, 1998)。この場合常に $F_1 = W$ となり、力の釣り合いから荷重点の位置も規制される(条件①とする)。単線がエンドレスタイラー式などで荷上索が動滑車になっている場合は図-2bのように滑車部分が連結される(半田, 1995; 近藤, 1998)。b方式では集材機の運転手は荷重点位置を任意に操作できるが、過張力を回避する方法として一つにはPの高さ位置を $\theta_1 = \theta_2 = \phi = 2/3\pi$ となる高さ以下に保つことが考えられる(条件②)。以下、このPを P_0 とする。あるいは、 ϕ を荷重点位置に関わらず $2/3\pi$ 以下に保つ方法をとることも考えられる(条件③)。III章ではこれらの条件を想定して荷重点高さと荷上索張力について考察する。

なお、 C_1 とPの垂直距離を h_k 、 C_1 と C_2 の高さの差を h_c (C_1 より C_2 が高い場合に+; 図-2は $h_c = 0$ の場合)とすると

$$l_k = h_k \cdot \cot(\theta_1 - \pi/2) + (h_k + h_c) \cdot \cot(\theta_2 - \pi/2) \quad (4)$$

より h_k は次式で表される。

$$h_k = -\frac{h_c \cdot \tan \theta_2 + l_k}{\tan \theta_1 + \tan \theta_2} \quad (5)$$

P_0 における h_k を h_{k0} とすると

$$h_{k0} = (\sqrt{3}/6) \cdot (l_k - h_c \sqrt{3}) \quad (6)$$

である。なお、(4) 式右辺第 1 項は $l_k \cdot k_h$ に等しい。すなわち

$$l_k \cdot k_h = h_k \cdot \cot(\theta_1 - \pi/2) \quad (7)$$

である。

3) 支点設置可否の判定

本論では、ある地形上に H 型架線の四つの支点の配置が与えられたとき、主索径や荷重など所与の設計条件において、荷重点が樹冠表面に触れることなく支点がつくる四角形の一定以上の面内を移動可能、すなわち一定以上の面積で集材可能であるときを架設可能とし、その 4 地点は H 型架線の支点位置として設置可能とする。ただし H 型架線集材では張替え時に単線を従来架線として使用できることも大きな利点であるため、単線としては全支間で集材可能であることを前提とする。

このような観点から、数値地形図を用い、ある地域内の各格子点の支点設置可否特性を以下のような手順で判断した。まず、所与の設計条件において (1) 全格子点間で単線の設置可否計算を行い、架設可能な単線に連番 (総数 N_s) をつける。次に (2) 単線の全ての組み合わせ (総数 $N_s C_2$) について H 型架線としての架設可能性の判定をする。なお、既報 (近藤ら, 1999) の方法では (1) と (2) を同時に行ったため、H 型架線の架設可否の計算回数が多く、単線の組み合わせにも重複が生じる可能性があったが、本論の方法では単線の組み合わせに重複はなく、(2) の架設可否計算回数も必要最小限になる。

(1) の単線の計算には放物線索理論 (田坂, 2002) を用い、簡略のため垂下比補正は行わなかった。搬器位置係数

は 0.1~0.9 まで 0.1 きざみとし、任意地点の地表面標高は線形補間により求めた。荷重点の余裕高は支柱高 (h_1) 5 m、立木高 (h_2) 20 m を仮定し、15 m ($h_2 - h_1$) とした。垂下比、主索径、安全率などの設計条件は放物線索理論によっている実際の架設事例のものをを用い、支間長と支間高低角の範囲は架設事例の集計結果 (III.1.1) から定めた。

(2) の H 型架線の計算では、それぞれの単線の組み合わせについて、まず III.1.1) で定めた元柱間隔など支点の位置関係に関する条件 (表-4, 1~9; 後出) に適合するかを判断した。条件項目は既報 (近藤ら, 1999) のものに元柱・先柱間の位置関係と支点が作る 4 角形の内角を加えたものとした。それらを満たすものについて、搬器位置係数は $k_1 = k_2$ とし 0.1~0.9 まで 0.1 きざみで、搬器間荷重点位置係数 k_h は 0.25, 0.50, 0.75 として III.1.2) で述べる方法で荷重点高さを求め、地表面標高との間に 15 m 以上の余裕高があるかを調べた (表-4, 10; 後出)。

このようにして対象地域内の各格子点について支点設置可否を判定し、その結果を (a) 集材可能面積 (近藤ら, 1999), (b) 架設可能な架線組数 (酒井・鈴木, 1992), などで集計することにより、H 型架線集材に対する当該地域の適性や各地点における支点設置可否特性を評価できるものと考えられる。本論では (b) の方法により、すなわち各地点における架設可能支点数の合計 (累積支点数) を指標として、その地点での支点設置可否特性を評価した。

2. 崩壊危険度および関連地形因子

路網開設適性に関する地形因子として、崩壊危険度

表-1 b. 崩壊危険度関連地形因子とカテゴリー値 (2 因子交互作用)

地形因子 (記号), 寄与率 ρ , 信頼限界 CL	水準	水準平均	主効果 (カテゴリー値)	水準平均に 相当する危 険度区分*
$X3 \times X4$ $\rho = 12.9\%$ $CL = 0.220$	$X3.1 \times X4.1$	0.243	-0.108	普通
	$X3.1 \times X4.2$	0.503	0.061	非常に高
	$X3.1 \times X4.3$	0.000	-0.308	低
	$X3.1 \times X4.4$	1.223	0.502	非常に高
	$X3.1 \times X4.5$	0.221	-0.147	普通
	$X3.2 \times X4.1$	0.073	0.038	低
	$X3.2 \times X4.2$	0.070	-0.056	低
	$X3.2 \times X4.3$	0.185	0.193	普通
	$X3.2 \times X4.4$	0.196	-0.209	普通
	$X3.2 \times X4.5$	0.084	0.032	低
	$X3.3 \times X4.1$	0.006	0.068	低
	$X3.3 \times X4.2$	0.025	-0.004	低
	$X3.3 \times X4.3$	0.010	0.115	低
	$X3.3 \times X4.4$	0.016	-0.292	低
	$X3.3 \times X4.5$	0.070	0.115	低
$X3 \times X5$ $\rho = 2.2\%$ $CL = 0.139$	$X3.1 \times X5.1$	0.220	-0.116	普通
	$X3.1 \times X5.2$	0.655	0.115	非常に高
	$X3.2 \times X5.1$	0.050	0.030	低
	$X3.2 \times X5.2$	0.194	-0.030	普通
	$X3.3 \times X5.1$	0.009	0.086	低
	$X3.3 \times X5.2$	0.041	-0.086	低

*Yoshimura (1997), ~0, 非常に低 (VERY LOW); ~0.15, 低 (LOW); ~0.25, 普通 (MODERATE); ~0.5, 高 (HIGH); 0.5~, 非常に高 (VERY HIGH)。

表-1 a. 崩壊危険度関連地形因子とカテゴリー値 (単因子)

地形因子 (記号), 寄与率 ρ , 信頼限界 CL	水準	水準平均*	主効果 (カテゴリー値)
傾斜 ($X1$) $\rho = 2.9\%$ $CL = 0.099$	$X1.1$	~32°	0.072
	$X1.2$	~40°	0.211
	$X1.3$	40°~	0.302
斜面横断形状 ($X3$) $\rho = 11.7\%$ $CL = 0.099$	$X3.1$	凹 ($I^{**} < -3$)	0.438
	$X3.2$	平 ($-3 \leq I < 3$)	0.122
	$X3.3$	凸 ($3 \leq I$)	0.025
傾斜変換点*** ($X4$) $\rho = 7.4\%$ $CL = 0.127$	$X4.1$	Type A (凹斜面上)	0.108
	$X4.2$	Type B (凹斜面下)	0.199
	$X4.3$	Type C (凸斜面上)	0.065
	$X4.4$	Type D (凸斜面下)	0.478
	$X4.5$	Type E (平行斜面)	0.125
集水面積 ($X5$) $\rho = 3.7\%$ $CL = 0.080$	$X5.1$	~1,000 m ²	0.093
	$X5.2$	1,000 m ² ~	0.297

*崩壊地の発生比率 (%), 全平均 0.195 (吉村・神崎, 1995)。**Yoshimura (1997) による指標値, 図-3 参照。***斜面の縦断形状とその相対位置, 図-8 参照。

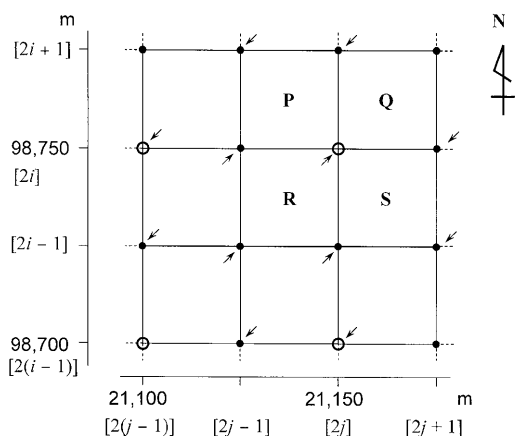


図-3. 地形因子の計算方法

↑および↓、格子面Rの斜面横断形状指標値 I の計算に用いる格子点 ($I = \uparrow$ の4格子点の標高の平均 - \downarrow の8格子点の標高の平均); ○, H型架線架設可能地点の計算に用いる50 m格子点 (25 m格子点を兼ねる); ●, 崩壊危険度と関連地形因子の計算に用いる25 m格子点。

(吉村・神崎, 1995)の要因となるものを選び、支点設置可否特性との関係を分析した。崩壊危険度は主に近畿および中四国地域における林内路網開設の経験的知見(大橋・神崎, 1989; 大橋, 1992, 2001)を地形図から判断可能な客観的指標にしたもので、奈良県十津川村での調査結果にもとづいている。地形因子は2~5分類にカテゴリー分けした傾斜($X1$), 斜面横断形状($X3$), 傾斜変換点($X4$), 集水面積($X5$)の4因子で、これに2因子交互作用 $X3 \times X4$ と $X3 \times X5$ を加えた6カテゴリー値の合計(分散分析による主効果, これに全平均0.195を加える; 表-1)で当該地点の崩壊危険度とする。値は崩壊地の発生比率(%)で、~0:危険度非常に低(VERY LOW), ~0.15:低(LOW), ~0.25:普通(MODERATE), ~0.5:高(HIGH), 0.5~:非常に高(VERY HIGH), とされている(Yoshimura, 1997)。

崩壊危険度のカテゴリー値は1/5,000地形図上での計測結果をもとにしているが、これをYoshimura(1997)は数値地形図を用いる方法に拡張した。この方法は格子の四隅の標高値を用い、格子面に対して各因子のカテゴリー値と崩壊危険度を計算する。ただし斜面横断形状は格子面四隅の平均標高から周囲8格子点の平均標高をひいた指標値 I を用いて区分するため、計算対象区域の最外周の格子面については値が算出されない(図-3)。この方法を実装したプログラム(吉村・佐々木, 未発表)では、格子幅25 mの場合、 I の凸・平・凹の閾値は±3とされている。

傾斜と集水面積はともに値が大きいほど危険度は高くなるが、寄与率は3%と大きくない。斜面横断形状は寄与率が12%と大きく、凸(尾根状)なほど危険度は小さくなる。傾斜変換点は斜面の縦断形状とその相対位置を示すもので、Type D(凸斜面下)で危険度最大、Type C(凸斜面上)で最小となる(ここでの凸斜面は横方向からみて斜面が凸形状であることを意味する; 後出図-8参照)。単因子

での寄与率は7%であるが斜面横断形状との交互作用($X3 \times X4$)の寄与率は13%と大きく、崩壊危険度はこの2因子で説明される割合が大きい。これら2因子の単因子主効果と交互作用主効果および全平均の合計、すなわち2因子交互作用の水準平均は、 $X3.1 \times X4.4$ (凹×凸斜面下)で1.2, $X3.1 \times X4.2$ (凹×凹斜面上)で0.5と非常に大きな値となる(表-1b)。 $X3.2$, $X3.3$ と $X4.1 \sim X4.5$ との組み合わせではこれら合計値は0~0.2の範囲に収まることから、 $X3.1$ との組み合わせが重要である。集水面積との交互作用 $X3 \times X5$ に関しても、これら2因子交互作用の水準平均は $X3.1 \times X5.2$ (凹×1,000 m^2 ~)で0.7と大きい。ただし $X3 \times X5$ の寄与率は2%と小さい。

3. 対象地域

対象地域は、徳島県山城町を含む東西約12 km(正規直交座標系第4系座標値15,000~27,300 m), 南北約18 km(92,350~110,500 m)の矩形区域とした。数値地形図は国土数値情報の2次メッシュ標高値(格子幅約50 m)を、市販のソフト(Fortner Research LLC, 1996)により50 mあるいは25 m格子に変換したものを用いた。変換方法は該当座標近隣における標高データを距離に反比例して重み付けするものとした。支点適地の判定には、計算負荷を考慮し、既報(近藤ら, 1999)と同じく50 m格子の数値地形図を用いた。地形因子の計算には25 m格子の数値地形図を用い、累積支点数を集計する50 m格子点(図-3, [2*i*, 2*j*])の地形特性はその周囲4個の25 m格子面(図-3, P, Q, R, S)の地形因子で表されると考えた。

なお、崩壊危険度の調査対象となった十津川村と本論の対象地域である山城町の地質構造区分はともに西南日本の外帯に属するが、带状区分は十津川村は四万十帯、山城町は三波川帯に属する(高橋, 1992)。また、架設事例地の多くは高知県の嶺北地域におけるものであるが、この地域は山城町に隣接しており地質構造的にも同町と共通部分が多い。

III. 結果と考察

1. H型架線の支点設置可否の判定

1) H型架線の架設条件

架設事例は前述のように高知県下を中心に16作業団地で合計40組が得られた。索張り方式は単線がエンドレスタイラー式のもの(1, エンドレスタイラー式; 名称は近藤, 1998による)が29事例、ダブルエンドレス式の単線にホイスティングキャレジを用いた(2)ダブルエンドレスホイス式が8事例、単線当たり1本のエンドレス索にリモコン式ホイスティングキャレジを用いた(3)シングルエンドレスホイス式が2事例、3本のエンドレス索を使用し荷重点にも搬器を用いる(4)3エンドレス3キャレジ式が1事例であった。徳島県の事例も含まれているが、作業はいずれも高知県の業者により行われた。(4)は力学的にはWY型架線(鈴木, 1985)と同等と考えられる特殊な方法(Suzuki *et al.*, 1999)で、架設できる業者は限られている。

表-2. H 型架線の架設事例から集計した 2 線, 4 支点の位置関係

項目	記号	単位	度数	平均	標準偏差	最大	最小
水平支間長	l_1, l_2	m	80	919.0	227.1	1,595	496
支間高低角*1	α_1, α_2	°(度)	80	3.1	6.3	17.5	-10.3
元柱*2間水平距離 (元柱間隔)	l_A	m	40	135.3	98.2	322.8	0.0
先柱*2間水平距離 (先柱間隔)	l_B	m	40	304.4	124.4	780.1	116.4
元柱間高低角*3	α_A	°(度)	37	14.5	10.6	51.0	0.0
元柱間高低角*3	α_B	°(度)	40	3.9	9.7	21.1	-14.9
2 線の交角	γ	°(度)	40	10.3	8.7	35.9	0.2
元柱間隔の平均支間長 (l_{ave}) との比	l_A/l_{ave}		40	0.15	0.11	0.38	0.00
元柱間隔の平均支間長との比	l_B/l_{ave}		40	0.32	0.13	0.64	0.08
水平支間長の比*4	r_l		40	1.14	0.12	1.49	1.00
2 線が作る四角形の四つの内角	β	°(度)	154	89.4	29.0	164.0	2.5
元柱間隔と先柱間隔の平均		m	40	219.8	91.0	538.1	78.5
2 線の高低角差	$ \alpha_1 - \alpha_2 $	°(度)	40	2.4	2.0	9.8	0.1

*1元柱側支点 (A) より先柱側支点 (B) が高いとき +。*2 2 線の内角が閉じている方を元柱側とした ($\gamma \geq 0$)。*3元柱側の α_A は常に +, 先柱側は元柱側に対して逆勾配のとき - とした。*4 l_1, l_2 の小さい方に対する大きな方の比。

表-3. 単線の設計および架設条件

項目	値	単位	備考
(1) 垂下比*	0.06		
(2) 主索の単位質量*	2.91	kg/m	6×7 ϕ 28 mm
(3) 最大積載荷重*	7850	N	800 kgf
(4) 搬器重量*	5474	N	荷上索**の重量含む
(5) 衝撃係数*	0.2		
(6) エンドレス索の単位質量*	0.524	kg/m	6×19 ϕ 12 mm
(7) 主索の破断張力*	466	kN	A 種, 47.5 t
(8) 支柱の高さ (h_1)	5	m	
(9) 安全率*	2.7		
(10) 立木の高さ (h_2)	20	m	
(11) 支間高低角 (α_1, α_2)	-15~15	°(度)	
(12) 水平支間長 (l_1, l_2)	500~1200	m	

*ダブルエンドレスホイスト式 H 型架線の架設事例による。**IWRC 6×WS (31) o/o ϕ 11.2 mm, 単位質量 0.552 kg/m×250 m。

平均支間長は約 900 m, 2 線の平均間隔は約 200 m であった (表-2)。容易な運転操作と過張力防止のためには, 2 線の配置は平行で水平に近い長方形が理想であるが, 交角 γ は平均で 10° 程度あり, 支間高低角や元柱・先柱間高低角の正負が 2 線間で異なりねじれた四角形になっている事例もそれぞれ 5, 11 事例あった。なお, 後者においては元柱あるいは先柱間高低角が $\pm 1^\circ$ 以上の場合のみを考慮した。また, 両事例の重複, すなわち 2 線間で支間高低角, 元柱・先柱間高低角の両方について正負が異なるものは 1 事例あった。

元柱間隔が 0 m あるいは極端に小さく A 形状になっているものは 5 事例あったが, そうでないものと比べ γ などの値に有意差はなかった。元柱配置の自由度が小さい場合にも, 先柱間隔を広げて集材面積を確保することも難しいことが考えられる。元柱間隔と先柱間隔の平均値は約 220 m, 最小値は約 80 m であった。したがって平均架設面積は 18 ha 程度であり, 最小規模でも支間長×100 m 程度の面積は確保するように架設されているものと考えられる。

III.1.3) の計算における単線の設計条件 (表-3; 1~9 行) には, 詳細な設計数値が得られた支間約 800 m のダブルエ

表-4. H 型架線の架設可能性を判断する条件

項目	記号	値	単位
(1) 元柱 (A) あるいは先柱 (B) 間水平距離	l_A, l_B	400 (最大値)	m
(2) 元柱あるいは先柱間隔比*	$l_A/l_{ave}, l_B/l_{ave}$	0.5 (最大値)	
(3) 水平支間長比**	r_l	1.33 (最大値)	
(4) 2 線が交差していないか			
(5) 2 線の交角	γ	36 (最大値)	°(度)
(6) 2 線が作る四角形の四つの内角	$\beta_{A1}, \beta_{A2}, \beta_{B1}, \beta_{B2}$	30~150	°(度)
(7) 2 線の作る面積 (m^2) を l_{ave} で割った値		100 (最小値)	m
(8) 2 線の高低角差	$ \alpha_1 - \alpha_2 $	-10~10	°(度)
(9) 元柱あるいは先柱間高低角	α_A, α_B	-30~30	°(度)
(10) 荷重点の余裕高***		15 (最小値)	m

*2 線の水平支間長の平均値 l_{ave} に対する比。*2 線の水平支間長の長い方に対する短い方の比。***単線の計算条件における立木高 (h_2) - 支柱高 (h_1) と同じとした。

ンドレスホイスト式のものを用了。架設事例が最も多かったエンドレスタイラー式の場合はこれよりも搬器重量は小さくなるが, 重錘を用いるため総荷重はほぼ同等と考えられる。支間長および支間高低角 (表-3; 12, 11 行), 2 線の位置関係に関する条件 (表-4) は表-2 をもとに事例の範囲内あるいは最大範囲の 9 割程度とした。

2) 荷重点高さと索張力

まず C_1, C_2 の高さが等しい場合 ($h_c=0$) について考える。条件① ($F_1=W$) では常に $\phi=\theta_2=2\pi-\theta_1$, また $\phi=2\pi-(\theta_1+\theta_2)$ から

$$\theta_1=2\pi-2\theta_2 \quad (8)$$

である。図-2 の●は $h_c=0$ のとき (5), (8) 式を満たす P の軌跡で, 最下点は, $\theta_2=\tan^{-1}\{-2(2+\sqrt{5})^{1/2}\}$, $k_h \approx 0.382$ のときで P_0 より低くなり, $k_h \approx 1.040 k_{h0}$ である。 k_h をパラメータとして $F_2(3b$ 式) を W に対する比として表すと, F_2/W は $k_h \geq 0.5$ では 1 を超え $k_h=1$ で最大値 $\sqrt{2}$ をとる (図-4)。 $\phi \leq 2/3\pi$ の範囲は $F_i/W \leq 1$ の範囲と一致

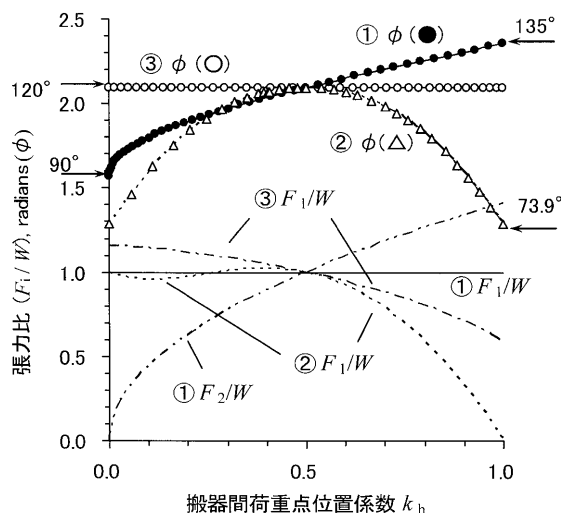


図-4. 荷上索の張力比および内角と搬器間荷重点位置係数との関係

条件①, $F_1 = W$; 条件②, Pの高さ一定 ($k_h = 0.5$ で $\theta_1 = \theta_2 = 2/3\pi$ となる高さ, 図-3参照); 条件③, $\phi = 2/3\pi$ 。

する。

条件②では $h_c = 0$ の場合 $h_k = h_{k0} \cong 0.289 l_k$ および (5) 式より θ_1, θ_2 の関係を得る。①と同様に (3a) 式から F_1/W を求めると, $k_h \leq 0.5$ ではほぼ 1 であるが $k_h \cong 0.394$ のとき最大値 1.025 をとる (図-4)。 F_2/W は F_1/W と $k_h = 0.5$ に関して左右対称となる。 ϕ は常に $2/3\pi$ 以下である。なお $k_h < 0.5$ において条件①, ②の諸数値は $k_h \cong 0.271$ で一致する。

条件③では $\phi \leq 2/3\pi$ より $\phi = 2/3\pi$ とすると, 常に $\theta_2 = 4/3\pi - \theta_1$ である。Pの軌跡 (図-2, ○) は条件①のものより $k_h < 0.5$ で高く $k_h > 0.5$ で低くなる。 F_1/W は $k_h < 0.5$ で 1 を超え, $k_h = 0$ で最大値 1.155 をとる (図-4)。 F_2/W は②と同様 F_1/W と $k_h = 0.5$ に関して左右対称となる。

以上から, $h_c = 0$ の場合, $k_h = 0 \sim 1$ の全域で $F_i/W \leq 1$ ($F_{i,\max}/W \leq 1$) とするためには, 図-2b方式の荷重点滑車構成を用い, 荷重点高さを $k_h \leq 0.5$ では条件①の軌跡 (図-2, ●) 以下に, $k_h \geq 0.5$ ではそれを $k_h = 0.5$ に関して左右対称とした軌跡以下に保つ必要がある。ただし $k_h < 0.27$ あるいは $0.73 < k_h$ では上述の軌跡高には余裕があるため, 実用的には $0.27 \leq k_h \leq 0.73$ で ϕ を $110 \sim 115^\circ$ 程度までとすれば $F_{i,\max}/W \leq 1$ はほぼ実現できると考えられる。あるいは荷重点高さは P_0 の高さまでとし, 単線設計時に荷上索張力は荷重の 3%程度増となることを考慮して安全率を想定する方法も考えられる。傾斜荷重としての荷上索張力と単線の安全率との関係については後述する。

$h_c \neq 0$ の場合, 搬器間高低角 $\alpha_c = \tan^{-1}(h_c/l_k)$ とすると, P_0 の状態が $k_h = 0 \sim 1$ で生じるのは $|\alpha_c| < 30^\circ$ の範囲である。この範囲での $F_{i,\max}/W$ は, 条件①では滑車を支持する荷上索に発生し, α_c にほぼ比例して増加する ($\alpha_c = -30 \sim 30^\circ$ で $1.000 \sim 1.758$)。条件②および③では $F_{i,\max}/$

W は高い方の搬器から伸びる荷上索に発生し, 条件②では $|\alpha_c| < 16.6^\circ$ のとき 1.155 以下であるが, $|\alpha_c|$ がそれ以上になると急激に増大し $|\alpha_c| = 30^\circ$ で最大値 2.000 をとる。条件③では $F_{i,\max}/W$ は 1.155 で一定である。また $k_h = 0 \sim 1$ での最低荷重点高さを h_k の最大値と l_k の比 $h_{k,\max}/l_k$ として表すと, 条件①では $\alpha_c = -30 \sim 30^\circ$ について $h_{k,\max}/l_k = 0.732 \sim 0.049$, 条件②では $0.577 \sim 0.000$, 条件③では $0.667 \sim 0.089$ となる。すなわち $h_c \neq 0$ の場合, α_c に応じて条件②と③を併用することで, 荷重点高さをできるだけ高く保ちつつ $F_{i,\max}/W < 1.155$ とすることができる。

支点設置可否判定の計算では, 計算の便から α_c に関わらず条件②の方法で荷重点高さを計算した。すなわち P_0 での荷重点高さを求め, これを一定として各 k_h (0.25, 0.50, 0.75) での地表面との余裕高を調べた。 P_0 での荷重点高さは, 搬器に対する傾斜荷重の方向 (図-1, 図-2; ただし図-2において C_1 と C_2 の高さの差は任意だが $\theta_1 = \theta_2 = \phi = 2/3\pi$ とする) から堀 (1974) の実用算定法を用いて単線 1 の鉛直たわみ量 $\eta \cdot l_i$ (負荷時垂下量に相当) を求め, これに h_{k0} (6 式) を加えて荷重点垂下量を得ることにより求めた。このとき荷上索は直線とみなし自重は無視し, 垂下比補正は行わなかった。また簡便のため l_k は当該 k における主索間水平距離に等しいものとした。

元柱・先柱間高低角の範囲は $\pm 30^\circ$ (表-4; α_A, α_B) としたため $|\alpha_c|$ の最大値はおおむね 30° となるが, 組になる 2 本の単線の垂下量の差によっては $|\alpha_c| > 30^\circ$ となる場合もある。このように C_1, C_2 の高低差が大きく P_0 が C_1, C_2 間にならないときは, C_1, C_2 の低い方の負荷時搬器高を荷重点高さとした。なお, $|\alpha_c| > 16.6^\circ$ で条件②により求めた荷重点高さは, 条件③によるものよりも l_k 比にして最大 0.1 ほど高く (h_k/l_k が小さく) なる。

本論の計算条件では傾斜荷重の方向は鉛直面から 60° 程度 ($\pi - \theta_i$ に相当), 前後に最大 36° (γ に相当) である。堀 (1974) の結果 (支間 500 m, 垂下比 0.04, 荷重比 2; 本論の条件では 1 未満) では, 支間高低角 20° 以下のとき傾斜荷重による最大張力は非傾斜荷重の場合に比べ最大 5% 程度の増加となる。したがって本論の条件では, 元柱・先柱間高低角が小さい場合は単線の安全率に 1 割程度 ($1.03 \times 1.05 \cong 1.08$) の余裕があれば H 型架線としても安全率を確保できるものと考えられる。ただし元柱・先柱間高低角が大きな場合には 2 割強 ($1.15 \times 1.05 \cong 1.24$) の余裕が必要となる。なお, 1999 年以前の 25 架設事例について本論と同様の想定 (表-3 の単線設計条件, P_0 相当の荷重点高さ) により試算したところ, いずれも H 型架線としても安全率は確保されていた (塩原・鈴木, 未発表)。

3) 支点設置可否の判定

対象地域内で架設可能単線数 N_s は 301,083 本あり, これらから 2,956 組の H 型架線が架設可能と判断された (図-5)。H 型架線の支点適地は比較的地形が穏やかな北部で少なく, 深い谷が多い中南部, 特に東側の町村界付近に多かった。ただしここは吉野川が流れる谷で国道や JR 線

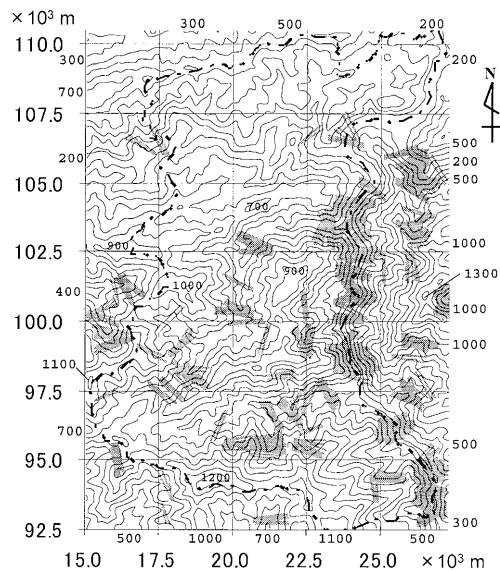


図-5. 架設可能な H 型架線の計算結果

破線は山城町の市町村界，グレーの線は架設可能な H 型架線の各単線を示す。座標値は正規直交座標系第 4 系，等高線は 100 m 間隔。

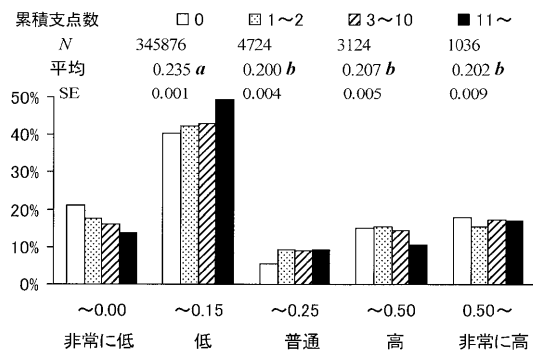


図-6. 累積支点数区分別崩壊危険度の相対度数分布と平均値

異なるアルファベットは有意差があることを表す (Tukey-test, $p < 0.05$), 崩壊危険度の区分は Yoshimura (1997) による。

が併走しているため，実際には集材作業の実施は難しい。

地形因子の評価値は対象矩形区域の最外枠の格子面では求められないためこれを除き，50 m 格子点は $245 \times 362 = 88,690$ 個，25 m 格子面はその 4 倍の 354,760 個を分析対象とした。累積支点数の総数は $2,956 \times 4 = 11,824$ であるが，上述の除外により約 4% 減の 11,388 となった。88,690 個の 50 m 格子点で集計した累積支点数は最大 130，平均 0.128，標準偏差 1.495 で，全体の 97% の 86,469 個の格子点において 0 であった。累積支点数 1~2 の 50 m 格子点は 1,181 個，3~10 は 781 個，11~ は 259 個であった。累積支点数 1 以上の格子点合計数 (2,221 個) に占める，これら 3 区分別格子点数の割合は，それぞれ 53, 35, 12% となる。

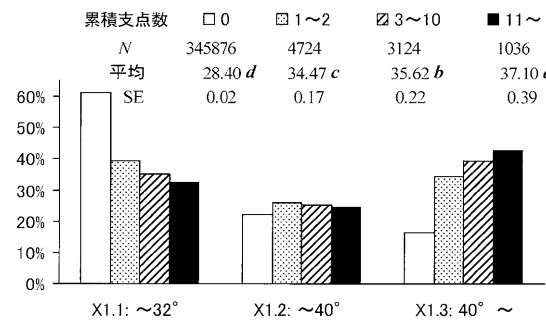


図-7. 累積支点数区分別斜面傾斜の相対度数分布と平均値

異なるアルファベットは有意差があることを表す (Tukey-test, $p < 0.01$)。

2. H 型架線支点数累積数と崩壊危険度および関連地形因子との関係

1) 崩壊危険度

III.1.3) で示した累積支点数の 4 区分別に崩壊危険度の平均値を比較すると，支点数 0 (0.235) と 1 以上 (0.203) では有意差が認められた (t -test, $p < 0.01$) が，1 以上の 3 区分間に有意差は認められなかった (Tukey-test, $p < 0.05$)。一元配置分散分析の寄与率 ρ は 0.02% であった。崩壊危険度の 5 区分 (Yoshimura, 1997) と累積支点数の 4 区分での 5×4 表による独立性の検定は有意 (χ^2 -test, $p < 0.01$) であり，分割表の相関を表す ϕ^2 (離散 2 変数間の r^2 に相当; Zar, 1999) は 0.03% であった。相対度数の比較 (図-6) からは，崩壊危険度低および普通の 2 区分で累積支点数 1 以上の割合が多い傾向が認められる。すなわち，累積支点数と崩壊危険度の間には特に顕著ではないが統計的に有意な関係が認められ，その傾向は累積支点数が多い地点ほど崩壊危険度が相対的に低くなるというものである。また，崩壊危険度「高」以上 (0.25~) は路線選定の際避けるべき地点と考え，その割合は累積支点数 0, 1~2, 3~10, 11~ でそれぞれ 33.1, 30.8, 32.0, 27.6% である。累積支点数 1~2 と 3~10 では割合の値に大きな差はないが，累積支点数 11 以上では特に低い割合となっている。

2) 関連地形因子

傾斜の平均値は累積支点数 0, 1~2, 3~10, 11~ でそれぞれ 28.4°, 34.5°, 35.6°, 37.1° と全区分間で有意差が認められた (Tukey-test, $p < 0.01$; $\rho = 0.87\%$)。また表-1 a のカテゴリ-区分別に累積支点数 4 区分の相対度数を比較すると，傾斜が急になるほど累積支点数が多い区分の割合が大きくなる傾向が顕著であった (図-7; χ^2 -test, $p < 0.01$; $\phi^2 = 0.30\%$; 統計値は相対度数でなく実数による，以下同様)。つまり累積支点数の多さは崩壊危険度が高くなる傾向と一致している。

斜面横断形状の指標値 I の平均値は，累積支点数 0, 1~2, 3~10, 11~ でそれぞれ -0.05 (c), 2.18 (b), 2.45 (ab), 3.10 (a) と支点数が多いほど凸な傾向を示した (Tukey-test, $p < 0.01$, 異なるアルファベットは有意差が

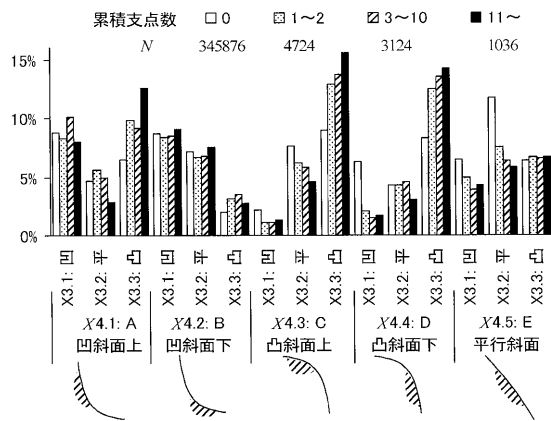


図-8. 累積支点数区別斜面横断形状×傾斜変換点の相対度数分布

あることを表す； $p = 0.29\%$ ）。表-1 a のカテゴリー区別では、X 3.3 (凸) の区分において支点数が多いと相対度数の割合が増える傾向が認められ (χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.08\%$)、累積支点数の多さは崩壊危険度を小さくする傾向と一致した。

傾斜変換点の5分類で累積支点数の4区別相対度数を比較すると、崩壊危険度のカテゴリー値がマイナスである X4.1 (凹斜面上) と X4.3 (凸斜面上) では累積支点数が多いと相対度数がやや大きい一方、X4.5 (平行斜面) では相反する(崩壊危険度を高める)、有意ではあるが相関性の弱い傾向を示した (χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.02\%$)。斜面横断形状との交互作用では、崩壊危険度プラスの効果特に大きい X3.1 (凹) × X4.4 (凸斜面下) で支点数が増えるほど相対度数が小さくなる傾向、および崩壊危険度マイナスの効果となる X3.3 (凸) × X4.1 ~ X4.5 ではおおむね支点数が増えるほど相対度数が大きくなる傾向が顕著である (図-8； χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.09\%$)。ただしこの交互作用で2番目に崩壊危険度プラスの効果大きい X3.1 (凹) × X4.2 (凹斜面下) では、上述のような累積支点数と相対度数の間の傾向は明瞭でない。

集水面積の平均値は、支点数0 (11,326 m²) と1以上 (5,328 m²) の間で有意差が認められた (t -test, $p < 0.01$) が、支点数1以上の3区分間には有意差は認められなかった (Tukey-test, $p < 0.01$ ； $\rho = 0.04\%$)。表-1 a の2カテゴリー区分では集水面積が小さいほど累積支点数が多くなる傾向で、崩壊危険度を小さくする傾向と一致したが相関性は低かった (χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.01\%$)。斜面横断形状との交互作用では、最も崩壊危険度プラスの効果大きい X3.1 (凹) × X5.1 (~1,000 m²) において支点数1以上では相対度数が小さく、崩壊危険度マイナスの効果となる X3.3 (凸) × X5.1 ~ X5.2 では支点数が多いほど相対度数が大きくなる傾向であった (χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.07\%$)。

崩壊危険度は一般に尾根筋で低く谷筋で高くなる。架線の支點も尾根筋に設けた方が架線下の余裕高をとりやすい

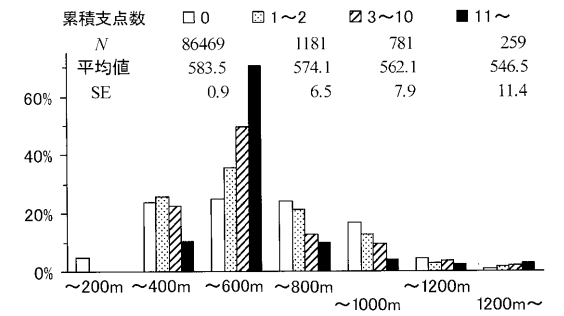


図-9. 累積支点数区別標高の相対度数分布と平均値

ため、支點適地と崩壊危険度の低い地点は尾根筋という条件で一致することが考えられる。一方で、H型架線を利用する際の指針として路網は「一般的には、山の七〜八合目辺り」を通過すること「が望ましい」という指摘もある (半田, 2003)。そこで、累積支点数と標高との関係についても分析した。

対象地域 88,690 個の 50 m 格子点の標高値は範囲 83.0 ~ 1,394.5 m、平均 583.0 m であった。累積支点数の4区別平均標高の間には有意差は認められなかったが、200 m ごとの相対度数分布では標高 400 ~ 600 m の区分で支点数が多いほど割合が大きい傾向が顕著である (図-9； χ^2 -test, $p < 0.01$ ； $\phi^2 = 0.21\%$)。これは吉野川が通る谷沿いの山腹に架設可能地点が多いためと考えられる。また、相対度数は小さいが 1,200 m への区分においても支点数が多いほど相対度数が大きい傾向が認められる。標高の高低と尾根筋、谷筋、中腹の区別が一致するわけではないが、図-5 とあわせて判断すると、対象地域の場合は谷の深さおよび幅との関係から中腹付近に架設可能支點が多くなったものと考えられる。

以上から、累積支点数が H 型架線としての支點設置可否特性を表すものと考え、支點設置可否特性は傾斜以外については崩壊危険度を低くする地形特性とほぼ一致する。また両者の関係は統計的に高度に有意ではあるがその度合いを示す寄与率は 1% 未満で、比較的高いものは順に傾斜、斜面の凹凸、斜面の凹凸と傾斜変換点の交互作用である。結論として、路網計画の際、危険度が低い地点を選ぶという難しさがある路線選定作業において支點適地付近の通過を考慮することは、その難易度を増やすものではなく、難易度を多少なりとも低減する効果があると考えられる。ただし、架設事例および計算結果でも支點・支點適地や土場などの作業ポイントが中腹にある場合も少なくないが、単純にこれらをつないで中腹を横断する路線にすると崩壊危険度の高い谷筋を通過する可能性が高くなる。そのような場合の路線選定には十分な注意が必要である。

IV. おわりに

支點設置可否の判定計算では、効率向上のため索の弾性伸張補正の省略や荷上索に関する単純化などを行い、また荷重点の余裕高にスリング長を加えなかったため、実際よ

りも架設可能性が高く評価されていることが考えられる。一方、単線の架設可否計算において一律に全支間で架設可能としたことなどにより、実際よりも架設可能性が低く評価されていることも考えられる。これらの単純化は地形因子との関係を考察するという本論の目的には大きく影響しないと思われるが、実際の架設計画に利用するためにはこれらを考慮した方法に改良する必要がある。

荷重点高さに関する考察では、荷上索内角を制限する現行法では厳密には安全率を確保できないこと、単線に発生する過張力は搬器間高低角が大きくなると2割を超える可能性があることを示した。ただし安全率の確保は重要である。本論では傾斜荷重による搬器の移動、垂下比補正、荷上索の自重等については簡略化したが、これらについても考慮した力学的により詳細な検討が必要である(近藤, 2004)。これにより、安全な支点間高低角の範囲や作業時の荷重点高さの制御方法の提案なども可能になると考えられる。

本研究は吉野川(三好)流域林業活性化センターによる平成12年度高知大学奨学寄付金および平成14年度高知大学農学部学部長裁量経費の支援を受けて行われた。架設事例の資料収集では高知県嶺北林業事務所、(株)高知林業、(株)とされいほく、同社副社長半田州甫氏、高知大学農学研究科(当時)塩原雅之氏、数値地形図の調製では高知大学農学部後藤純一教授、崩壊危険度判定プログラムの利用では静岡県職員佐々木重樹氏の協力を得た。また、査読者の方々からは非常に有益な意見をいただいた。ここに記して謝意を表す。

引用文献

- Fortner Research LLC (1996) Transform User's Guide (Windows version). 256 pp, Fortner Research LLC, Sterling, VA.
- 半田州甫 (1995) 間伐作業に効果的なH型架線集材. 機械化林業 497: 25-31.
- 半田州甫 (2003) 研修会資料 急傾斜林地における間伐材の効率的な集材システムについて (H型架線集材とその活用事例及び活用促進). 21 pp, とされいほく, 大豊町.
- 堀 高夫 (1974) 傾斜荷重を受ける架空索の索張力および荷重点たわみの算定法. 日林誌 56: 216-222.
- 堀 高夫 (1976) 2組のエンドレス・タイラー式架線よりなるH型架線の静力学的問題. 日林誌 58: 123-131.
- 堀 高夫・近藤 稔 (1978) ランニングスカイライン式架線からなる

- H型架線の静力学的問題. 日林誌 60: 364-374.
- 高知県嶺北林業振興事務所 (1998) H型集材架線の索張事例. 6 pp, 高知県嶺北林業振興事務所, 本山町.
- 近藤 稔 (1998) 高知県に見るH型架線の動向. 機械化林業 532: 46-53.
- 近藤 稔 (2004) H型架線の設計に関する一考察. 日林学術講 115: 114.
- 近藤 稔・山内澄子・松本 武・鈴木保志 (1999) 国土数値情報を用いたH型架線で集材可能な区域の抽出方法の検討. 日林学術講 110: 756-757.
- 仁多見俊夫 (2003) 山岳森林における多様な生産システムの可能性—第10回森林生産システム研究会, 森林利用学会研究会—. 森林学誌 18: 47-52.
- 沼田邦彦 (1973) H型架線の平衡状態についての研究 (I) (1) 平衡状態における条件式と変数の関係. 日林誌 55: 368-378.
- 沼田邦彦 (1974) H型架線の平衡状態についての研究 (II) 限界張力とそれを定める諸要因の関係. 日林誌 56: 386-392.
- 大橋慶三郎 (1992) 路網を生かした間伐林業のマネージメント. 187 pp, 全国林業改良普及協会, 東京.
- 大橋慶三郎 (2001) 道づくりのすべて. 159 pp, 全国林業改良普及協会, 東京.
- 大橋慶三郎・神崎康一 (1989) 急傾斜地の路網マニュアル. 173 pp, 全国林業改良普及協会, 東京.
- 林野庁 (2003) 図説森林・林業白書 (平成14年度版). 330 pp, 農林統計協会, 東京.
- 酒井徹朗・鈴木保志 (1992) 急傾斜地における高性能機械と細部路網配置計画. 日林論 103: 627-628.
- 鈴木正之 (1985) H型架線 (WY型架線) における静力学的研究 (I) 基本解法および軌索の最大張力を与えた場合の算定法. 日林誌 67: 39-50.
- 鈴木正之 (1987) H型架線 (WY型架線) における静力学的研究 (II) H型架線設計上の諸問題. 日林誌 69: 49-58.
- Suzuki, Y., Shiobara, M., and Kondo, M. (1999) Plane-type logging cable systems in Japan—Past, present, and future. *In* Proceedings of the International Mountain Logging and 10th Pacific Northwest Skyline Symposium. Sessions, J. and Chung, W. (eds.), 368 pp, Oregon State University, Corvallis, OR, 125-134.
- 高橋彦治 (1992) 日本の地質とエンジニアリング. 248 pp, 鹿島出版会, 東京.
- 田坂聡明 (2002) 架空索の理論. (森林土力学. 小林洋司編, 160 pp, 朝倉書店, 東京). 130-137.
- とされいほく (2003) 平成15年度研修会資料 (株)とされいほくの「間伐推進」「豊かな森林の創造」「機械化林業システムの推進」. 12 pp, とされいほく, 大豊町.
- Yoshimura, T. (1997) Development of an expert system planning a forest road based on the risk assessment. 82 pp, Kyoto University, Kyoto.
- 吉村哲彦・神崎康一 (1995) 破碎帯急傾斜地における崩壊危険度を用いた高密度路網の計画法 (I) 地形図による崩壊危険度の判定. 日林誌 77: 1-8.
- Zar, J.H. (1999) Biostatistical analysis, 4th ed. 663 pp, Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, NJ.