HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	抑留網羽の破壊荷重に就て
Author(s)	金, 俊三
Citation	北海道帝國大學農學部 演習林研究報告, 12(2), 25-46
Issue Date	1942-12
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/20655
Type	departmental bulletin paper
File Information	12(2)_P25-46.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

2

抑留網羽の破壊荷重に就て

工學博士　金　　俊　三

Ueber die Bruchgrenze von Belastungen bei dem Drahtseilrechen.

von

Toshizô Kon

目　　次

I　緒　　言……25
II　崩壊網羽大要……27
III　主副兩索系統應力と荷重との間の關係式誘導……30
IV　數値計算……38
　A　格點集中荷重理論による數値計算……38
　B　格點集中荷重應力による抑留網羽の彈性變形……41
　C　等布荷重理論による數値計算……42
V　破壊荷重の强さ……43
VI　結　　び……44

I　緒　　言

木材流送事業上の中樞施設たる抑留網羽に就てその合理的設計をなす場合の最も重要なるき設計因子は，網羽が負擔すべく豫想さるる處の外部荷重の大きさである。即ち外部荷重の大さが若し推定出來得れば，之に或る安全率を乘じたるものを設計に取入れて，始めて網羽を構成する主副兩索系統の各部材及び留杭留株等の安全なる斷面や寸法を決定し得るからである。科學的設計方法を有しなかつた從來の網羽の構築技術に於ても外部荷重に關する判斷はなされてゐたのであるが，それは幾多の苦難を以て綴られたる長い間の經驗を通じて推定せられてゐ

たものであつて，而かも決して荷重といふ概念のあらはす科學的數量によつて與えられてゐたものではない。從つてかゝる荷重判斷は單に經驗と老練者の「勘」によつてのみ架設せられたる從來の網羽の技術に對して或る程度の準據を提供するに過ぎないので，現時の逼迫せる林產加工產業が要求する安全性の高き流送に對しては網羽の新しき設計方法に伴ふべき荷重因子の科學的な判定が極めて重要なる條件となるのは贅言を要しない。

而して此の抑留網羽の設計因子たる外部荷重に基準を與ふるものは然らば何か。これ即ち網羽を壞滅せしむるところの所謂破壞荷重に外ならない。荷重に關しては常に最も危險なるものが基準となるからである。網羽に限らず一般に構造物自身の破壞荷重を求むることは極めて困難事に屬する。本來それは外部荷重と部材應力とが函數的に正しく關係づけられたる構造物が荷重に起因して破壞したる場合に始めて明瞭となる性質のものである。橋梁其他の一般構造物の如く科學的研究の高度に進められたるものに於ては重力に因る外部荷重はいふまでもなくそれ以外の自然現象による認識の困難なる外部荷重の如きも既に研究し盡されて既知なるを普通とするから，之によつて惹起さるゝ部材應力を算出して以て部材斷面を決定し得る。此の場合適切なる安全率を考慮すれば部材斷面は破壞に對してその安全率を保持することになる。網羽構造に於ては網羽の最も危險と考えらるゝ瞬間に於ける外部荷重と部材應力との間に於ける函數的關係は既に著者の理論によつて一部明かにされたるところであるが,[1] 應力の數値的算定の基準となるべき破壞荷重に至つては勿論今日に至るまで何人によつても科學的に攻究されてゐない。否寧ろかゝる科學的設計方法を有たざりし從來にあつては其の必要を認め得なかつたと稱するが至當である。而して網羽荷重の如く複雜なる性質のものに於ては，小規模の人工的破壞試驗結果の如きを以て實際の網羽の破壞荷重を推定するが如きは殆んと不可能であり又可能なりとしてもそれは極めて危險なるを思はざるを得ない。此の點に關し最善の準據を與ふるものは，著者の信ずるところに從へば，毎年各處に於て自然がその天與の威力を逞ふして生起せしめるところの網羽崩壞事件の提供する資料であらう。即ち是等の數多き崩壞事件こそは孰れもその內容を適當に處理することによりて問題の最も信賴すべき破壞荷重を與ふべき我々の持ち得る最も高價なる實驗の成果であり，また網羽に關しての人間と自然との爭ひの不幸なる最後の現實の記錄であるからである。從つてこれらの記錄は愼重なる科學的檢討を通じて爾後の技術に貢獻せしむべく，決してその高き犧牲を無價値に葬り去るべきではない。

此の目的の爲めに以下に於て著者が取扱ひたるものは昭和十五年某河某所に發生したる不

1) 北海道帝國大學農學部演習林研究報告　第11卷　第2號

幸なる崩壊事件の一つであるが，著者は之によりて始めて網羽の破壊荷重の一の最大限を認識することを得たのである。これは從來著者等が想像したるよりも遙かに大なる數量となつて與えられたるものなることを附言したい。

尙ほ著者が以下の諸節に於ける解析に用ひた諸記號は，特に說明したるものを除いては，全部前記本學演習林研究報告第11卷第2號所載拙論に於て採用したるものを踏襲した。

終りに此の不幸なる崩壊の資料につき坦懷且つ懇篤に著者を現地に於て教示せられたる該事業關係當局に對して著者は滿腔の敬意と謝意とを呈する。又著者に對し多大の助成を與えられたる演習林長中島廣吉先生に對し深甚の謝意を表する。

II　崩壊網羽大要

宏大なる此の地方の全土一帶に涉り降雨極めて少く降水量の年總量平均500～600粍にして而かもその中の60～70%は 6, 7, 8 月の雨季3個月間に降下する。從つて一般河川の流量は常時は極めて少きも夏季短期間に於てそれが急激に增大する。加ふるに上流流域地方の林相また一般に極めて貧弱であるからその增大傾向を更に激しからしめる。一方この地方の河川の地形的特徵として，その中流以下の流路殆んど平坦なるに起因して河川は蛇行して紆餘曲折甚しく爲めに一度び洪水が襲來するときはその疎通極めて緩漫なるを以て滯水期間も亦長大となるのである。これらは孰れも洪水性河川の有する危險因子に外ならぬ。

飜て問題の該流送河川を見るにその流路延長238粁，流域面積約9990平方粁といはるる未改修天然河川にして，上流地方に於て林相の比較的良好なるを見る以外には上記の河川の一般特異性を脫してはゐない。加ふるに本河は此の網羽の架設地點の下流近距離に於て該流送河川を支流に有つところの某大河に合流するを以て，その影響により網羽地點に於ける洪水の滯水期間は愈々長大となり又その洪水位を上昇せしめるが爲めに網羽の危險を益々累增するのである。而して流送事業の主要部分は上記の夏季短期間內に於て略完了するを要するの事情に置かれてゐる。

本河川は河川法規上所謂地方河川に屬し其の管理は地方行政廳に委任せらるゝところである。昭昭十五年度の豫定流送材はその數量官行研伐材約9萬立方米，民間材約5萬立方米と稱せられ，官行研伐材は本河川の本流支流を通じて大約150粁の間管流せられ——民間材は途中

より参加する——全部本抑留網羽に入りて揚陸せらる。而して此の抑留網羽は上下兩親株間距離約400米の規模を有し，其の主索系統（親綱）は副索（嫁網）6本を以て補強せられ（巻尾附圖某河抑留網羽附近平面圖　參照）其の直徑寸法及び鋼索構造は次の如くである。

		直徑	鋼索構造
主索系統	表親綱	2½″	24本線6撚、中心及び各子繩心麻入（JES第4號）
	裏親綱	2½″	同上
副索系統	嫁綱第1番	1″	同上
	同　第2番	2½″	同上
	同　第3番	2½″	同上
	同　第4番	2½″	同上
	同　第5番	2½″	同上
	同　第6番	2″	同上

また主，副兩索系統の鋼索を碇著すべき親株嫁株は悉くコンクリート（配合1:3:6）を以て築造し鐵筋代用として16封度古軌條數本を以て補强法を講じてゐる。

抑留網羽の決潰したるは昭和15年8月中旬である。しかしその日を先立つ10日以前に於て增水の最高水位があらはれてゐる。水位が其の最高水位即ち平水位＋4,26米から10日の間に漸減して平水位＋0,70米となれる其の日に不幸なる決潰が起つてゐる。決潰は表親綱より10米位離れたる個所に於て第3番嫁綱鋼索が先づ破斷し，これに引續きこの嫁綱と親綱との連結點の兩側に於て表親綱及び裏親綱の兩綱索が同時に破斷して抑留網羽構造全體の崩壞を結果したものといはれてゐる。尙ほ當時の抑留材積約2萬5千立方米と稱さる。

尙ほ崩壞網羽の主索系統の構造は普通に廣く行はれて居るものと全く同樣である。[1] 唯所謂「矢」を差し懸くることを省略して「重し材」は直接網羽子又は矢枕の上に主索と直角の方向に重積するは北海道樺太に於ける技法と相異するところである。

最後に本抑留網羽の平面的形態に關する基本數字を擧ぐれば下記の如くである。

表-1.　抑留網羽の平面的形態に關する基本數字

i	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha_{(s,1)0}$	98°30′	93°30′	59°30′	58°30′	67°40	75°20′	—
l_t	50,m8	49,m8	49,m8	49,m8	60,m0	39,m7	101,m7
$l_{s,t}$	195m	371m	375m	321m	240m	262m	—

1）前記演習林研究報告　22～23頁參照

$\beta_0 = 59°30'$

$r = 395^{m}$

$f' = 31{,}5^{m}$　　（附圖　某河抑留網羽附近平面圖及び圖-1 參照）

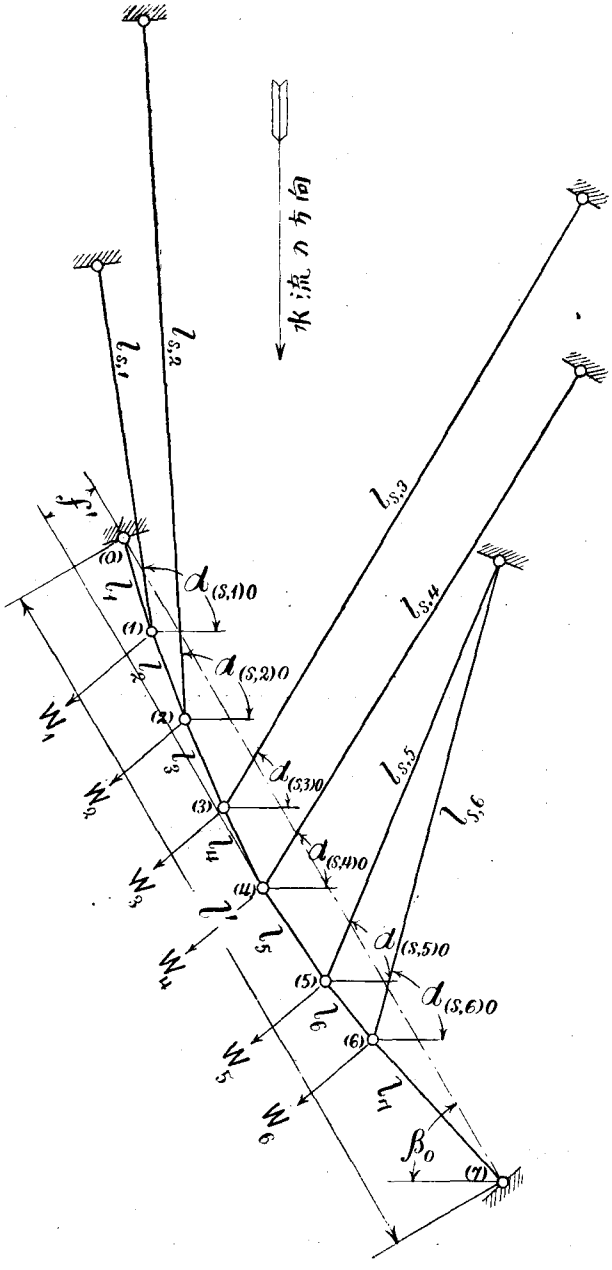


圖-1.　某河抑留網羽の構成

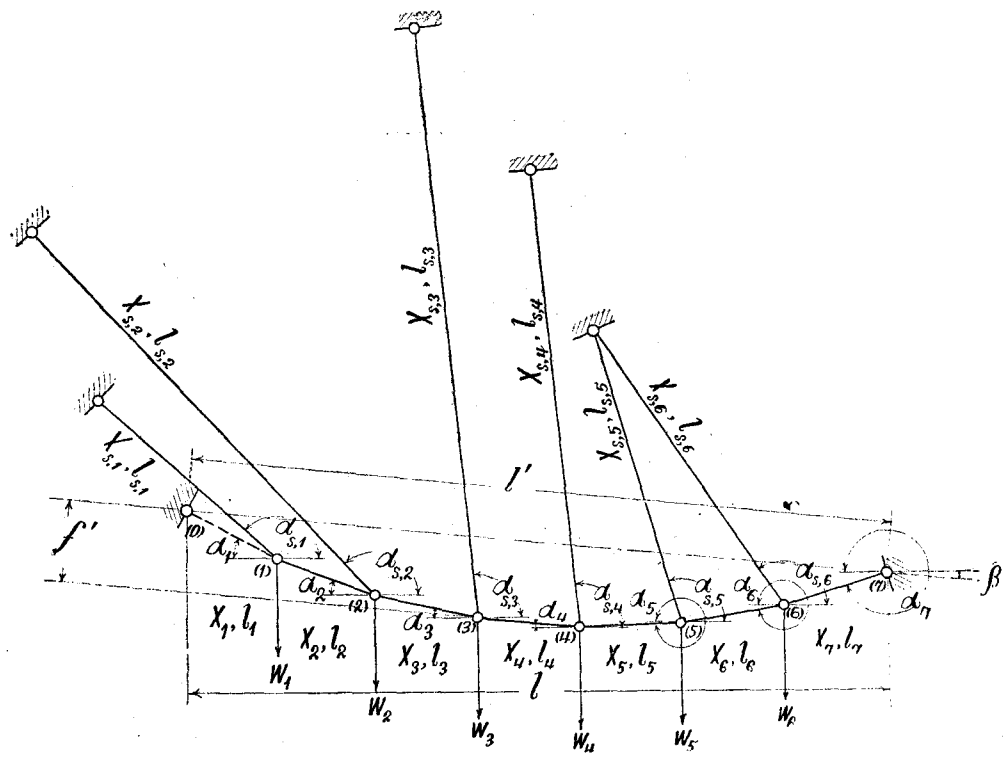


圖-2. 靜定構造物と考えた場合の網羽の平面的形態

III 主副兩索系統應力と荷重との間の關係式誘導

著者は「網羽强度論（I）」(北大演習林研究報告. 第11卷 第2號. 58～61頁) に於て抑留網羽の荷重の方向が河川水流の方向と異なるべきことを指摘し，凡ての副索系統が平行に架設せられる場合に於て荷重に垂直なる方向に關する主索及副索系統の方位量 β, α_s を同論文公式(36)及び(37)によつて決定すべしとした。今此の某河抑留網羽の如く副索系統の各部材が各別の方位を有する一般的の場合に兩式を書き改むれば

$$\left.\begin{aligned} \tan\beta &= \frac{1}{2}\left(\frac{\delta}{L}\right)\tan\beta_0 \\ \alpha_{s,i}+\beta &= \alpha_{(s,i)0}+\beta_0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

茲で

$\alpha_{(s,i)0}$：副索 $l_{s,i}$ が河川水流に直角なる方向に對して有する傾斜角

此の方程式に第一表の數値を入れて聯立に解けば應力計算の必要量 $\alpha_{s,i}, \beta$ が與えられる。併し此處で問題となるのは矢張荷重の方向を決める重要因子 $\left(\frac{\delta}{L}\right)$ である。著者はこの點に關

して先に $\frac{\delta}{L}=\frac{1}{10}$ といふ數量的想定のもとに數個の算例を行つた。[1] 其後に於て得られたる著者の實驗結果[2] 其他によれば此の量は今少しく大なる數値の如くである。以下に於ては

$$\frac{\delta}{L}=\frac{1}{5} \quad \cdots\cdots(2)$$

と假定して計算を進めることゝする。然らば上式により

$$\tan\beta=\frac{1}{10}\tan 59°30'=0,1697663$$

$$\beta=9°38',1\fallingdotseq 9°38'$$

又

$$\beta_0-\beta=59°30'-9°38'=49°52'$$

であるから $\alpha_{s,i}$ は此の場合 **表-2** の如くになる。

表-2.　$\alpha_{s,i}$ の 數 値

i	1	2	3	4	5	6
$\alpha_{(s,i)0}$	98°30′	93°30′	59°30′	58 30′	67°40′	75°20′
$\alpha_{s,i}$	148°22′	143°22′	109°22′	108 22′	117°32′	125°12′

この β の値により荷重の方向をいれるときは **圖-1**, **圖-2** に見るやうに荷重 W_1, $W_2\cdots W_6$ の方向線は副索とその格點の**下流側主索格間**との間に來ることを知るのであつて，先に「網羽强度論（I）」に於て著者が取扱ひたる網羽に於ける如く荷重方向線が副索とその格點の**上流側主索**との中間に來る構造の場合と比較して，兩者は全く其の力學的性質を異にする。即ち後者に於ては「網羽强度論（I）」諸算例に明かなる如く，格間毎に變化する主索應力は下流側下親杭に近づくに從ひて漸減する傾向を示すに反して，前者の主索應力は上流側上親杭より下流側下親杭に近づくに從ひて漸增すべきものなることを明瞭に想像し得るからである。かゝる構造的性質の異なる抑留網羽の應力算定に對しては「網羽强度論（I）」の諸公式は適用出來ない。從つて以下に於て著者は網羽の此の新しき型式に對して力學的解析を試ることゝする。

荷重の方向線が前述の如く副索とその格點の下流側主索格間との間に落るときは，1 より 6 に至る全格點は河の上流親杭（0）の方向に移動し，これが累積して格點（1）の總移動は大きな量となる筈である。然るに主索の本體に鋼索を使用する限りこれはその軸方向の壓縮力には抵抗不可能であるから，格點（1）のこの移動により格點（0），（1）間の最短距離は短縮せられて主索部材（0—1）は完全に遊ぶことゝなる。從て網羽構成材の一員として網羽の全體應力の

1) 前記演習林研究報告　61頁

2) 後日發表の豫定である。

分擔に協力し得ざる此の部材は力學上之を無視して考ふることを得る。而してこの抑留網羽は圖-2 の如き荷重のもとに於ては本來不靜定量 1 個を有する不靜定構造物であるから，部材 1 本を無視し得ることによりてこれは靜定構造物となりこれが力學的解析は著しく簡略化せられる。此の事情は「網羽强度論（I）」79頁～80頁にて取扱ひたる處と全く同樣である。唯この抹殺せる部材が彼にありては網羽尻に在るに對し，是にありては網羽頭に存するの點相異するのみである。

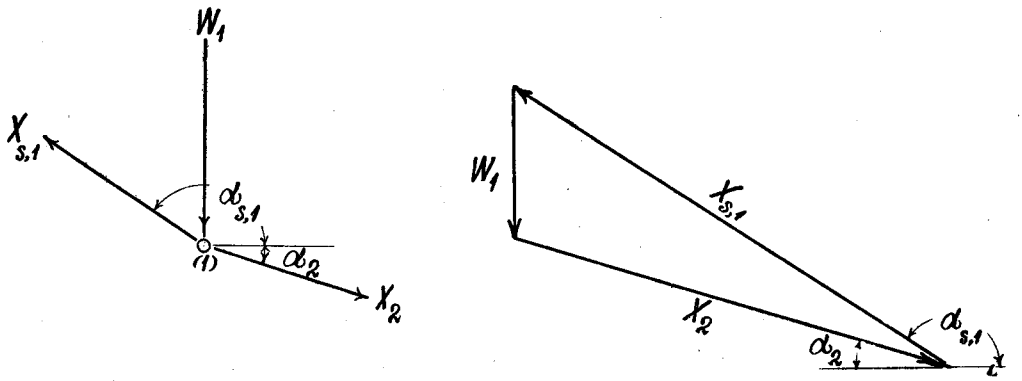


圖-3.　格點（1）の力の平衡

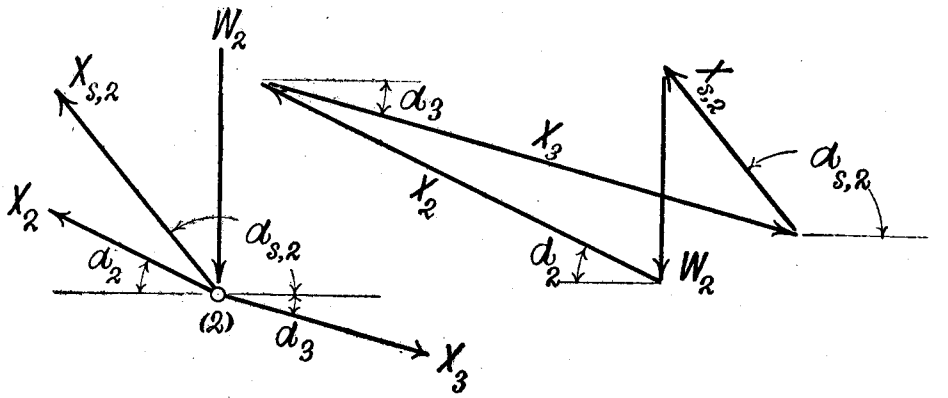


圖-4.　格點（2）の力の平衡

先づ格點（1）をその周圍で網羽より切離して，この部分の平衡に關して（圖-3）靜力學の條件 $\Sigma V=0, \Sigma H=0$ を適用すれば

$$W_1-X_{s,1}\sin(180^\circ-\alpha_{s,1})+X_2\sin\alpha_2=0$$

$$X_{s,1}\cos(180^\circ-\alpha_{s,1})-X_2\cos\alpha_2=0$$

これより次の聯立方程式

$$X_{s,1}\cos\alpha_{s,1}+X_2\cos\alpha_2=0$$

$$X_{s,1}\sin\alpha_{s,1}-X_2\sin\alpha_2=W_1$$

を得て，従つて

$$\left.\begin{aligned} X_{s,1}&=\frac{W_1}{\cos\alpha_{s,1}(\tan\alpha_{s,1}+\tan\alpha_2)}\\ X_2&=-\frac{W_1}{\cos\alpha_2(\tan\alpha_{s,1}+\tan\alpha_2)}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(a)$$

次に格點(2)を切離して此の格點の平衡を見れば（圖-4)

$$W_2-X_{s,2}\sin(180^\circ-\alpha_{s,2})-X_2\sin\alpha_2+X_3\sin\alpha_3=0$$

$$X_{s,2}\cos(180^\circ-\alpha_{s,2})+X_2\cos\alpha_2-X_3\cos\alpha_3=0$$

從て

$$X_{s,2}\sin\alpha_{s,2}-X_3\sin\alpha_3=W_2-X_2\sin\alpha_2$$

$$X_{s,2}\cos\alpha_{s,2}+X_3\cos\alpha_3=X_2\cos\alpha_2$$

なる聯立方程式を解けば (a) 式より

$$X_2\frac{\cos\alpha_2}{\cos\alpha_{s,2}}=-X_{s,1}\frac{\cos\alpha_{s,1}}{\cos\alpha_{s,2}}$$

なるにより

$$\left.\begin{aligned} X_3&=-\frac{W_2}{\cos\alpha_3(\tan\alpha_{s,2}+\tan\alpha_3)}+X_2\frac{\cos\alpha_2}{\cos\alpha_3}\left(\frac{\tan\alpha_2+\tan\alpha_{s,2}}{\tan\alpha_3+\tan\alpha_{s,2}}\right)\\ X_{s,2}&=\frac{W_2}{\cos\alpha_{s,2}(\tan\alpha_{s,2}+\tan\alpha_3)}-X_{s,1}\frac{\cos\alpha_{s,1}}{\cos\alpha_{s,2}}\left(\frac{\tan\alpha_3-\tan\alpha_2}{\tan\alpha_3+\tan\alpha_{s,2}}\right)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(b)$$

これより一般的に次の如き循環式を得る

$$\left.\begin{aligned} X_i&=X_{i-1}\frac{\cos\alpha_{i-1}}{\cos\alpha_i}\left(\frac{\tan\alpha_{i-1}+\tan\alpha_{s,i-1}}{\tan\alpha_i+\tan\alpha_{s,i-1}}\right)-\frac{W_{i-1}}{\cos\alpha_i(\tan\alpha_{s,i-1}+\tan\alpha_i)}\\ X_{s,i-1}&=-X_{s,i-2}\frac{\cos\alpha_{s,i-2}}{\cos\alpha_{s,i-1}}\left(\frac{\tan\alpha_i-\tan\alpha_{i-1}}{\tan\alpha_{s,i-1}+\tan\alpha_i}\right)+\frac{W_{i-1}}{\cos\alpha_{s,i-1}(\tan\alpha_{s,i-1}+\tan\alpha_i)}\end{aligned}\right\}$$

但し　i=1, 2, 3……n−1, n

$X_1=0$, $X_{s,0}=0$ (i=1の場合)

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

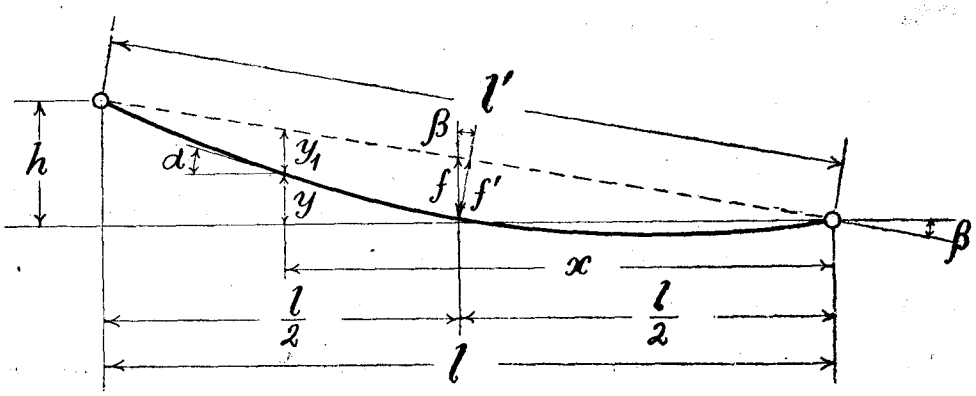


圖-5.　主索の曲線形

今主索が荷重を滿載して孕めるときの曲線形を拋物線と看做すときは (圖-5)

$$y_i=\frac{4f}{l^2}(lx-x^2)$$

$$y=x\tan\beta-\frac{4f}{l^2}(lx-x^2)$$

$$\frac{dy}{dx}=\tan\beta-4m\left(1-\frac{2x}{l}\right)$$

故に

$$\left.\begin{aligned}&\tan\alpha_i=\tan\beta-4m\left(1-2\frac{x_i}{l}\right)\\&\text{但し}\\&x_i:\ \text{座標原點より } l_i\text{— 格間中央點に至る横距}\\&m=\frac{f}{l}=\left(\frac{f'}{l'}\right)\frac{1}{\cos^2\beta}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

從て本論の某河抑留網羽に對してを $\tan\alpha_i$, $\frac{1}{\cos\alpha_i}$, $\tan\alpha_{s,i}$, $\cos\alpha_{s,i}$ 求むれば 表-3 を得る

表-3. 函數 $\tan\alpha_i$, $\frac{1}{\cos\alpha_i}$, $\tan\alpha_{s,i}$, $\cos\alpha_{s,i}$ の値

$\beta=9°38',1$

$m=0,082\ 044\ 154$

i	x_i	$\tan\alpha_i$	$\frac{1}{\cos\alpha_i}$	$\alpha_{s,i}$	$\cos\alpha_{s,i}$	$\tan\alpha_{s,i}$
1	364,m79	0,456400	1,09923	148°22′	−0,8514219	−0,6160064
2	315,m98	0,374151	1,06770	143°22′	−0,8024705	−0,7435686
3	267,m67	0,292728	1,04196	109°22′	−0,3316123	−2,8449356
4	219,m36	0,211305	1,02208	108°22′	−0,3150969	−3,0119603
5	166,m12	0,121573	1,00687	117°32′	−0,4622646	−1,9182565
6	117,m81	0,040150	1,00081	125°12′	−0,5764323	−1,4175904
7	49,m29	−0,075336	1,00283	—	—	—

此の公式(3)によつて荷重が既に與えられ居るときは主副兩索系統の各部材の應力を計算し得るのであつて，これで負荷狀態及び網羽の平面形を 圖-2 の如く假定した場合の抑留網羽は一應理論的に解決せられたのである。これは荷重を凡て集中荷重と看做しこれが主索系統と副索系統との連結點たる各格點にのみ集中的に載荷されるものと假定したる場合の靜定構造理論であるが，著者は本論文に於て更に之に「等布荷重理論」とも稱すべきものを附加したい。即ち荷重が等布荷重として各格點中間の格間に分布的に載荷するものと假定する場合には，主索の格間部分の側方撓度を考慮せざるを得なくなり，而して任意の副索の隣接せる二主索格間

が側方撓度を生起したる場合の副索への影響は危險の方向にあること明かなるを以て，副索の破壞現象の吟味を終極の目的とする本論文に於ては此の所謂「等布荷重理論」の整備をも豫め必要とするからである。

集中荷重の場合と同樣，この場合も格點 (i) に集る部材を格點に極めて近接して切離して此の部分に働く力の平衡を考える (圖-6, 圖-7)。この場合は荷重は格點間の格間部分に連續的に等布せられるのであるから，格間 (i) に作用する集中荷重 W_i は力の平衡に協力する一員としては存在し得ない。副索は軸張力 $X'_{s,i}$ のみを受ける。兩側格間の主索部分は等布荷重に因る撓度現象を生ずるも，今この可撓性の主索構造を例へば糸の如き完全可撓性の索條と考ふれば，格點 (i) の兩側に於てその切線方向に主索軸張力 X'_i, X'_{i+1} のみが作用することゝなるのである。以上3力以外の力の量はこれを考ふるを要しない。故に力の平衡は 圖-7 の如くになる。

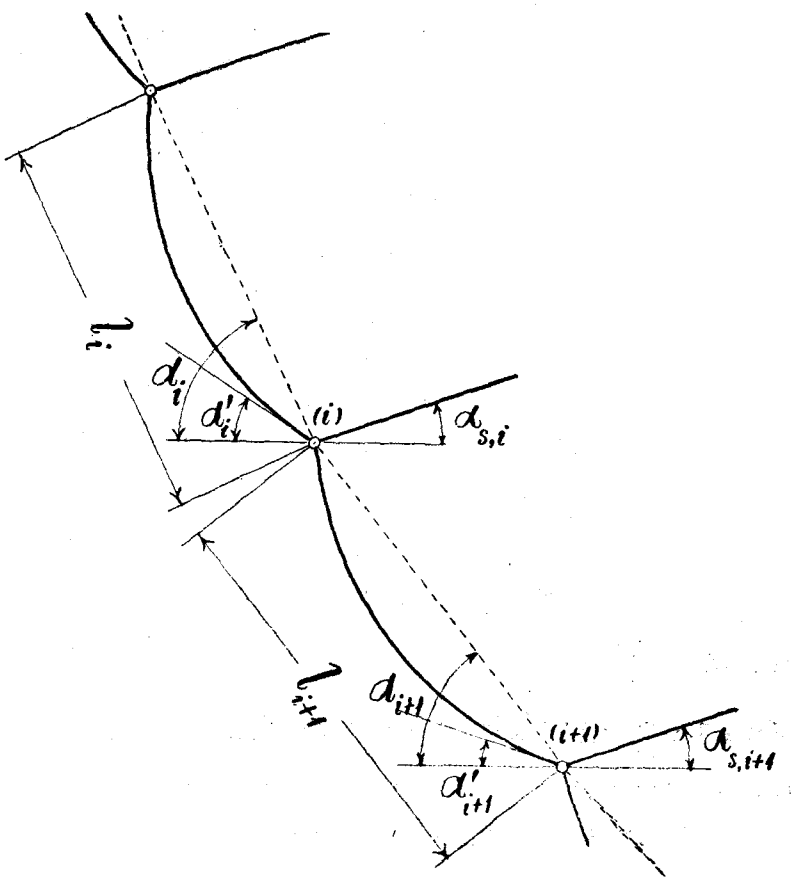


圖-6. 等布荷重に因る變形

從て

條件 $\Sigma V=0$

$$\left.\begin{aligned} &X'_{s,1}\sin\alpha_{s,1}+X'_1\sin\alpha'_1-X'_{1+1}\sin(2\alpha_{1+1}-\alpha'_{1+1})=0\\ &\text{條件}\quad \Sigma H=0\\ &X'_{s,1}\cos\alpha_{s,1}-X'_1\cos\alpha'_1+X'_{1+1}\cos(2\alpha_{1+1}-\alpha'_{1+1})=0 \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(5)$$

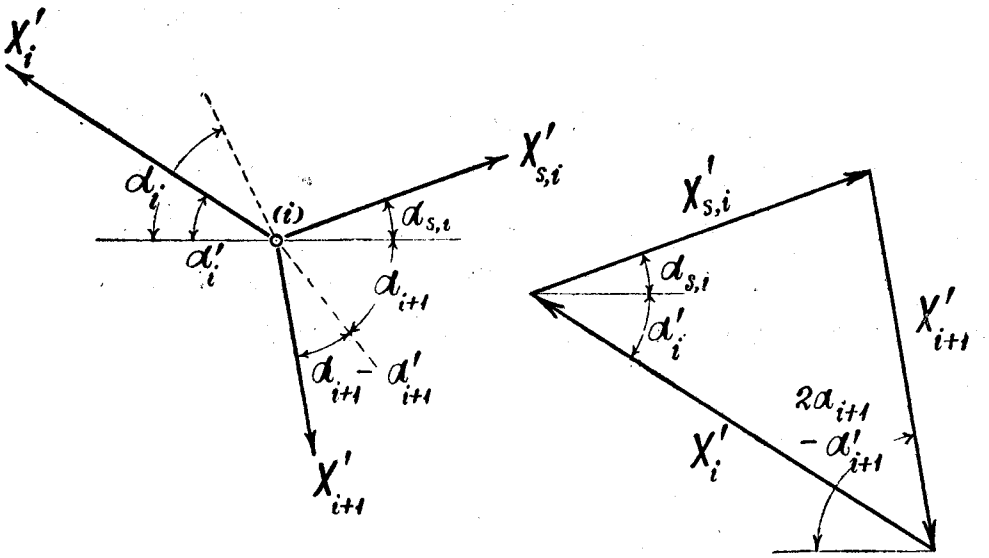


圖-7. 等布荷重の場合の力の平衡

今この撓度曲線を對稱的抛物線と假定すれば（圖-8）

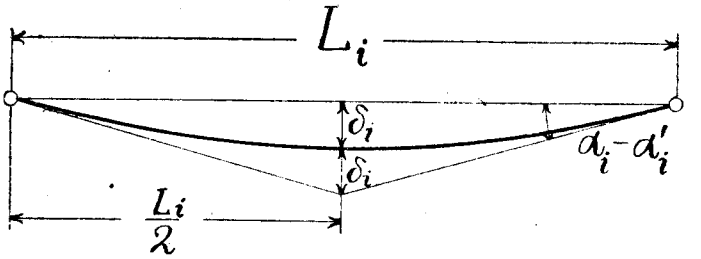


圖-8. 撓度曲線（抛物線）

$$\tan(\alpha_1-\alpha'_1)=4\frac{\delta_1}{L_1}$$

となるが，更に實用上 $\frac{\delta_1}{L_1}$ を格間毎に略一定なりと假定すれば，

$$\tan(\alpha_1-\alpha'_1)=c\cdots\cdots(6)$$

而して北海道日高沙流川抑留綱羽に於ける著者の測定によれば（圖-9）

$$\left.\begin{aligned} &c=0{,}19565\\ &\frac{\delta_1}{L_1}\fallingdotseq\frac{1}{20{,}4} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(7)$$

圖-9 に於て $\delta_1=2{,}^{m}25$, $L_1=46^{m}$ である。

圖-9. C の 測 定

式(6)の關係により

$$\cos\alpha'_i=\frac{1}{\sqrt{1+c^2}}\left\{\cos\alpha_i+c\sin\alpha_i\right\}$$

$$\cos(2\alpha_{i+1}-\alpha'_{i+1})=\frac{1}{\sqrt{1+c^2}}\left\{\cos\alpha_{i+1}-c\sin\alpha_{i+1}\right\}$$

$$\sin\alpha'_i=\frac{1}{\sqrt{1+c^2}}\left\{\sin\alpha_i-c\cos\alpha_i\right\}$$

$$\sin(2\alpha_{i+1}-\alpha'_{i+1})=\frac{1}{\sqrt{1+c^2}}\left\{\sin\alpha_{i+1}+c\cos\alpha_{i+1}\right\}$$

となり不明の量 α' は既知量で表はされたことなゝる。從て方程式(5)より $X'_{s,i}$ に關する次の2式を得る。

$$X'_{s,i}=\frac{1}{\sqrt{1+c^2\cos\alpha_{s,i}}}\left\{X'_i(\cos\alpha_i+c\sin\alpha_i)-X'_{i+1}(\cos\alpha_{i+1}-c\sin\alpha_{i+1})\right\}$$

$$X'_{s,i}=\frac{1}{\sqrt{1+c^2\sin\alpha_{s,i}}}\left\{X'_{i+1}(\sin\alpha_{i+1}+c\cos\alpha_{i+1})-X'_i(\sin\alpha_i-c\cos\alpha_i)\right\}$$

即ち X'_i, X'_{i+1} が與えられるときは $X'_{s,i}$ の計算が可能となる。而して X'_i の弦方向分力は從來の所謂「格點集中荷重理論」による應力 X_i に撓度によつて索條に生ずる應力 ΔX_i の附加されたものと考ふることを得る。從て

$$X'_i\cos(\alpha_i-\alpha'_i)=X_i+\Delta X_i$$

或は

$$X'_i=\sqrt{1+c^2}\,(X_i+\Delta X_i)$$

故に

$$X'_{s,i}=\frac{1}{\cos\alpha_{s,i}}\Big[(X_i+\Delta X_i)(\cos\alpha_i+c\sin\alpha_i)$$
$$-(X_{i+1}+\Delta X_{i+1})(\cos\alpha_{i+1}-c\sin\alpha_{i+1})\Big]\cdots\cdots(8)$$

$$X'_{s,i}=\frac{1}{\sin\alpha_{s,i}}\Big[(X_{i+1}+\Delta X_{i+1})(\sin\alpha_{i+1}+c\cos\alpha_{i+1})$$
$$-(X_i+\Delta X_i)(\sin\alpha_i-c\cos\alpha_i)\Big]\cdots\cdots(9)$$

上式に於て

X_i, X_{i+1}：「格點集中荷重理論」による主索應力

而して索條の撓曲線の存在により索條に生ずる附加應力は（圖-10）

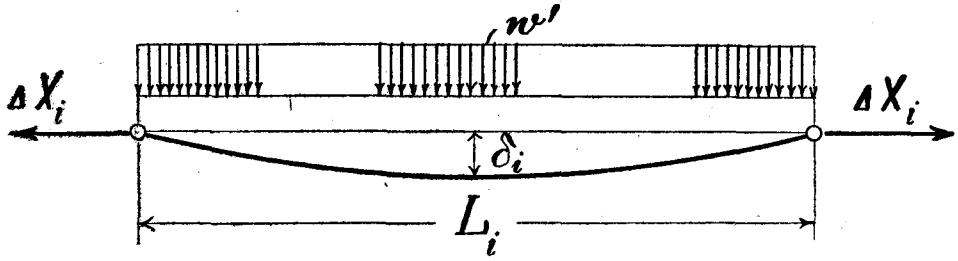


圖-10.　等布荷重により撓曲線索條に生ずる水平支反力

$$\left.\begin{aligned}\Delta X_i&=\frac{w'L_i^2}{8\delta_i}=\frac{w'L_i}{2c}\\ \Delta X_{i+1}&=\frac{w'L_{i+1}}{2c}\\ L_i&：\text{應力 }\Delta X_i\text{ を生ずべき載荷長 (Loaded length)}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(10)$$

以上(8), (9), (10)の3式によつて「等布荷重理論」による副索應力 $X'_{s,i}$ が與えられるが, (8), (9)兩式の中合理的にして且つ大なる方の數値を採用して荷重量 w′ を算出するのである。

IV　數　値　計　算

A.　「格點集中荷重理論」による數値計算

公式(3)によつて主, 副兩索應力を某河抑留綱羽につき計算すれば結局

$$X_i=\sum_{\nu=1}^{i-1}\kappa_\nu W_\nu$$

$$X_{s,i}=\sum_{\nu=1}^{i}\kappa_\nu W_\nu$$

の如き多項式となり兩者 κ_ν は 表-4, 表-5 の數値となる。

表-4. X_i 多項式の係數 κ_ν の値

	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6
X_1	•	•	•	•	•	•
X_2	4,4146213	•	•	•	•	•
X_3	3,5301228	2,311149	•	•	•	•
X_4	3,3557131	2,1969641	0,3880878	•	•	•
X_5	3,2031476	2,0970804	0,3704436	0,3483512	•	•
X_6	3,0458362	1,9940897	0,3522506	0,3312432	0,5328825	•
X_7	2,8158964	1,8435495	0,3256581	0,3062366	0,4926535	0,6717210

表-5. $X_{s,i}$ 多項式の係數 κ_ν の値

	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6
$X_{s,1}$	4,85623130	•	•	•	•	•
$X_{s,2}$	-0,93054860	2,7640558	•	•	•	•
$X_{s,3}$	0,069619315	-0,20679380	1,14502379	•	•	•
$X_{s,4}$	$-0,0^2$22746134	$0,0^2$67564001	-0,037410400	1,0979)365	•	•
$X_{s,5}$	$0,0^1$67218369	$-0,0^3$19966315	$0,0^2$11055356	-0,032447423	1,15183202	•
$X_{s,6}$	$-0,0^5$41698578	$0,0^4$12386003	$-0,0^4$68581345	$0,0^2$20128596	-0,071453321	1,16201917

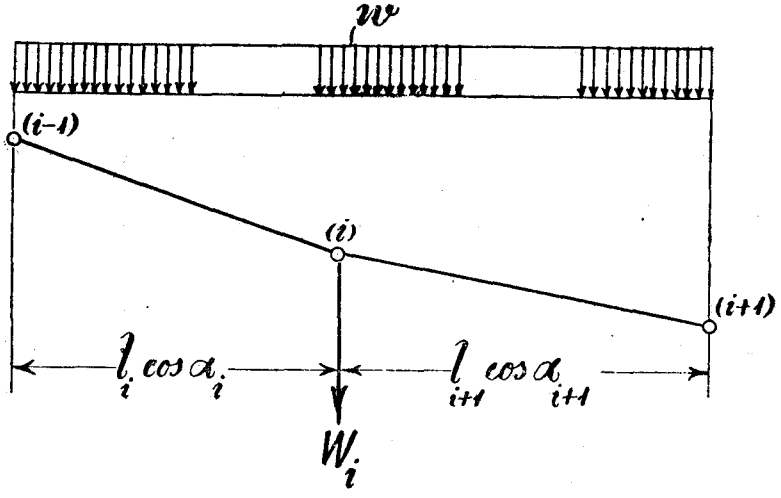


圖-11. 格點集中荷重

荷重量 w′ と w との間には

$$w=\frac{w'}{\cos\beta}$$

なる關係がある。[1] 今網羽の長さに沿ふて荷重量を定値なりと假定すれば，かく假定せる等布荷重と之を代表すべき格點集中荷重との間には次の如き關係がある（圖-11）

$$W_i=\frac{1}{2}(l_i\cos\alpha_i+l_{i+1}\cos\alpha_{i+1})\,w=\frac{l_i\cos\alpha_i+l_{i+1}\cos\alpha_{i+1}}{2\cos\beta}\,w'$$

これによつて計算すれば 表-6 を得る。

表 5.　W_i と w′ との關係

W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6
47,^{m}177 w′	47,^{m}911 w′	48,^{m}968 w′	54,^{m}934 w′	50,^{m}307 w′	71,^{m}510 w′

表-4, 5, 6 により荷重量 w′ の係數にてあらはされたる主，副兩索應力を計算すれば 表-7 及び 表-8 を得る。

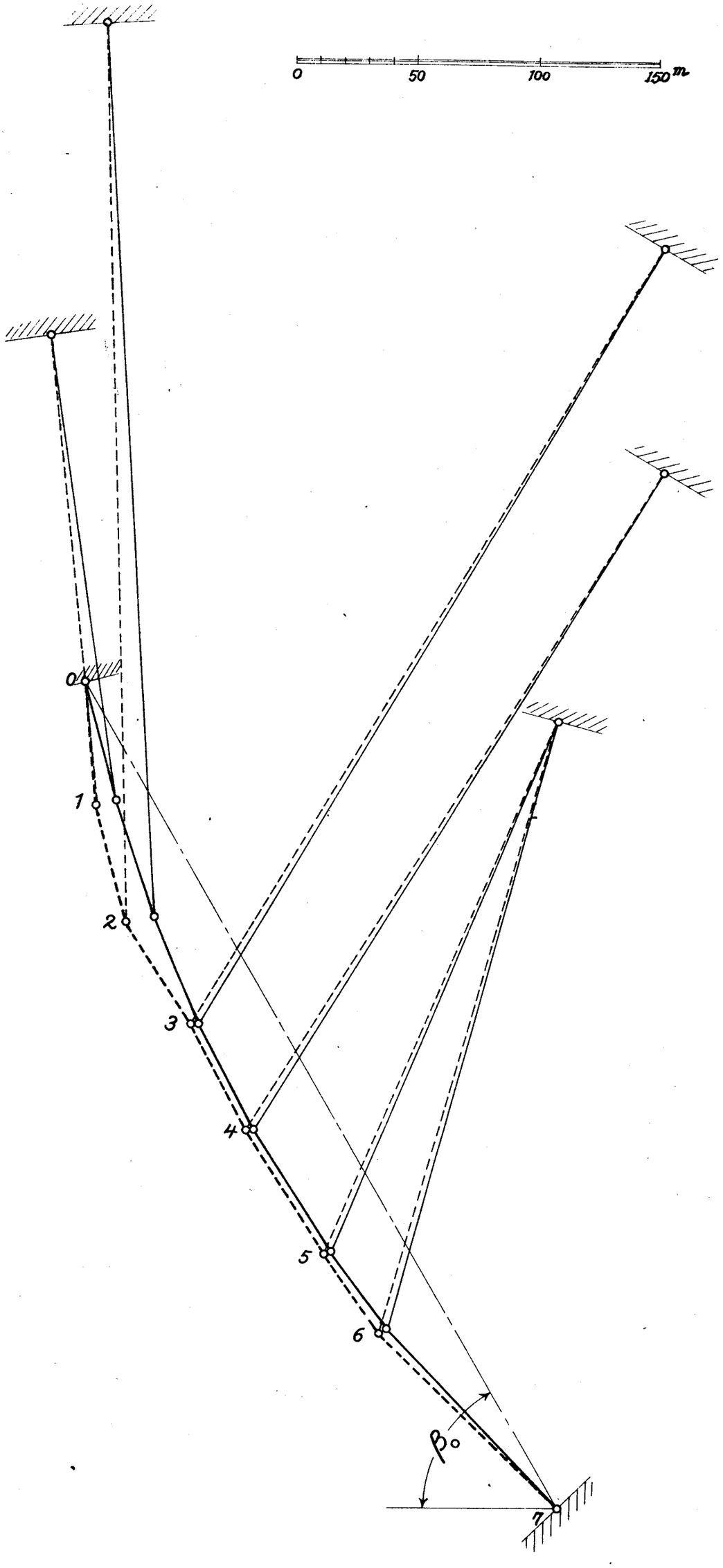
表-7.　X_i の 數 値

	w′	w′	w′	w′	w′	w′	總　和 (m)
X_1	•	•	•	•	•	•	0
X_2	208.004	•	•	•	•	•	208.004 w′
X_3	166,329	110,729	•	•	•	•	277,058 w′
X_4	158,111	105,259	19,004	•	•	•	282,374 w′
X_5	150,923	100,473	18,140	19,136	•	•	288,672 w′
X_6	143,511	95,539	17,249	18,197	26,808	•	301,304 w′
X_7	132.677	88,326	15,947	16,823	24,784	48,035	326.592 w′

表-8.　$X_{s,i}$ の 數 値

	w′	w′	w′	w′	w′	w′	總　和 (m)
$X_{s,1}$	+228,811	•	•	•	•	•	+228,811 w′
$X_{s,2}$	− 43,845	+132,429	•	•	•	•	+ 88,584 w′
$X_{s,3}$	+ 3,280	− 9,908	+ 56,070	•	•	•	+ 49,442 w′
$X_{s,4}$	− 0,107	+ 0,324	− 1,832	+ 60,317	•	•	+ 58,702 w′
$X_{s,5}$	+ 0,003	− 0,010	+ 0,054	− 1,782	+ 57,945	•	+ 56,210 w′
$X_{s,6}$	− 0,000	+ 0,001	− 0,003	+ 0,111	− 3,595	+ 83,096	+ 79,610 w′

1)　網羽强度論（1）. 90頁



圖－12　抑留網羽変形圖

———　変形以前

- - - - - -　変形以後

B. 格點集中荷重應力による抑留網羽の彈性變形

構造物の荷重に因る應力を算定する場合に重要なるはその載荷後の彈性變形にして，若し變形後に於て構造物の形が甚だしく原形と相異する場合は此の最後の形を基準として應力算定をなすべき必要を生じ，本論文の問題の如く荷重量の未知なる場合は問題の精確なる解法は力學上困難となる。

今抑留網羽の變形狀態を概觀せむために荷重に關して $w'=1$ t/m と假定すれば

直徑 1″ 索條　素線總斷面積　$F_s=2{,}39759$ cm²

〃　2″　〃　　$F_s=8{,}86683$ cm²

〃　$2\frac{1}{2}$　〃　　$F_s=14{,}9849$ cm²

であるから，これによつて各部材の伸びを計算すれば 表-9 の如くなる。唯この表に於て應力度から歪を算出する場合の索條の彈性係數に關しては

$E=1000000$ kg/cm²

と假定した。表-9 の伸びにより 圖-12 の網羽變形圖を得る。

表-9.　各部材の伸び ($w'=1$ t/m)

	鋼索斷面	長さ (m)	應力 (kg)	應力度 (kg/cm²)	歪	伸び (cm)
X_1		50,8	0	0	0	0
X_2	表親綱	49,8	208004	6940	0,006940	34,6
X_3	$2\frac{1}{2}$″	49,8	277058	9245	009245	46,0
X_4		49.8	282374	9422	009422	46,9
X_5	裏親綱	60,0	288672	9632	009632	57,8
X_6	$2\frac{1}{2}$″	39,7	301304	10054	010054	39,9
X_7		101,7	326592	10897	010897	110,8
$X_{s,1}$	1″	195	228811	9543	0,009543	186,1
$X_{s,2}$	$2\frac{1}{2}$″	371	88584	5912	005912	219,3
$X_{s,3}$	$2\frac{1}{2}$″	375	49442	3299	003299	123,7
$X_{s,4}$	$2\frac{1}{2}$″	321	58702	3917	003917	125,7
$X_{s,5}$	$2\frac{1}{2}$″	240	56210	3751	003751	90,0
$X_{s,6}$	2″	262	79610	8978	008978	235,2

圖-12 の變形圖により右岸寄 3 格間に於て側方撓度が極めて大なることを知る。この現象は一に副索第1番，第2番の右岸碇著によるものにして，若しこれから左岸碇著なりしときはかゝる大なる側方撓度を生ぜざるべきは力學上豫想せられるところである。

C. 「等布荷重理論」による數値計算

前節 B. に於ける計算により網羽の彈性變形は格點 0 より格點 3 に至る 3 格間に於て著しく大なることを知つた。抑留網羽平面形のこの變化は主索應力 X_i にはさしたる變化を與えないが，撓度曲線に見らるゝ如くこの 3 格間に作用する附加應力 ΔX_i の算定基準たる載荷長は

$$L \fallingdotseq l_1+l_2+l_3$$

と考えられ，從て ΔX_i は此の 3 格間に對して著しく大となる。而して $X'_{s,i}$ に於ける ΔX_i, ΔX_{i+1} の載荷長 L_i, L_{i+1} は此の場合 表-10 の如くになる。

表-10. $X'_{s,i}$ の計算に必要なる載荷長の値（單位 m）

i	1	2	3	4	5	6
L_i	150,4	150,4	150,4	49,8	60,0	39,7
L_{i+1}	150,4	150,4	49,8	60,0	39,7	101,7

表-10 の値を用ひ公式 (8), (9), (10) によつて荷重量 w′ の係數を以て表はされたる等布荷重理論による副索應力 $X'_{s,i}$ を計算すれば 表-11 を得る。この (8), (9) 兩式の與える値の中より $\Delta X_{s,i}$ が正なる場合の値のみを採用すれば副索の起り得べき最大應力値として 表-12 を得るのである。

表-11. 公式 (8), (9) による $X'_{s,i}$ の計算

(w′ の係數を以てあらはす，單位 m)

	i	1	2	3	4	5	6
公式 (9)	$X'_{s,i}$	428,902	353,582	221,933* (107,567)	140,121	143,688	− 47,077
	$\Delta X_{s,i}$	200,091	264,998	172,491 (58,125)	81,419	87,478	−126,687
公式 (8)	$X'_{s,i}$	156,567	3,751	−868,916* (−865,192)	14,773	−108,507	343,067
	$\Delta X_{s,i}$	−72,244	−81,152	−918,358 (−914,634)	−43,929	−164,717	263,457

$X'_{s,i}=X_{s,i}+\Delta X_{s,i}$

*) 大なる方の數値は變形後の角度 α_i を以て，括弧內は變形前のものを以て計算したのである。

表-12. 起り得べき最大應力値 $X'_{s,i}$

(w' の係數を以てあらはす，單位m)

i	1	2	3	4	5	6
$X'_{s,i}$	428,902	353,582	221,933	140,121	143,688	343,067
$\frac{\Delta X_{s,i}}{X'_{s,i}}$(%)	46,7	74,9	77,7	58,1	60,9	76,8

又 $\frac{\Delta X_{s,i}}{X'_{,i}}=\rho$ とすれば，

$$\frac{\Delta X_{s,i}}{X_{s,i}}=\frac{\rho}{1-\rho}$$

により此の比を計算してみるときは下の如くなる（計算尺）、

i	1	2	3	4	5	6
$\frac{\Delta X_{s,i}}{X_{s,i}}$(%)	88	298	318	139	156	331

即ち 表-12 によるもこの値によるも附加應力中 ΔX_3 の原應力に對する割合の著しく大なるを見るのであるが，これは右岸に碇著せられたる副索第1番及び第2番の方向が主索補强上有効ならざるために前述の如く格點0より3に至る主索三格間部分に載荷長の大なる異常なる側方撓度を生じ，爲めに格點3の兩側主索應力の第3番副索方向分力が著しく增大するに歸因するものである。

V 破壞荷重の强さ

破壞荷重の强さを計算するに當り必要なるは索條の極限强である。東京製綱株式會社型錄によれば

JES 第四號 24本線6撚中心及各子繩共麻入

直徑		保證破斷力
1″		25,92t
2″		112,50
2½″		190,13

であらから，例へば副索第3番が破斷する場合の條件としては等布荷重理論に從へば（表-12）

$$221,^{m}933w' \geqq 190,13^{t}$$

$$\therefore w'_3 \geqq 0,857\ t/m$$

によつて此の場合の破壞荷重の强さに關する判定基準が得られる。又格點集中荷重理論に從へば（表-8）

$$49,^{m}442w' \geqq 190,13^{t}$$

$$\therefore w'_{3} \geqq 3,843\ t/m$$

この値が格點集中荷重理論を應用して抑留網羽の設計をなす場合の副索第3番附近に於ける破壞荷重の强さに關する判定基準を與えることゝなる。[1] これを凡ての副索について行へば限界荷重として表-13 記載の數値を得る。

表-13. 副索に對する破壞荷重の强さ

i	1	2	3	4	5	6
等布荷重理論よる w'_i	0,060	0,538	0,857	1,357	1,323	0,328
格點集中荷重理論による w'_i	0,113	2,143	3,843	3,239	3,374	1,414

又これら2組の破壞荷重限界値は 圖-13 の「ダイヤグラム」を以てあらはされる。

VI 結　　び

以上各節に於て取扱はれたる某河抑留網羽の諸吟味よりその決潰の內容及び設計の要領に關して以下の各事項が結論され得る。

1) **荷重量の局部的限界値**　決潰當時は，副索第3番の補强分擔領域に於ては荷重量 w'_3 は等布荷重理論によるときは 0,857 t/m，格點集中荷重理論によるときは 3,843 t/m に達したるものと考えられ，此の値は局部的荷重量 w′ の一の限界値を與えるものと見做される。從つて本論文の某河流送の如く流送材積尨大にして，且つ高水位の襲來及び減水時期が流送期の最中に合致するが爲めに增大する危險の外に，抑留網羽の沓材調節の困難なる作業を餘儀なくせらるゝ場合の如きは上記程度の荷重量限界數値が局部的には起り得べきことを豫想して萬全の設計をなす必要がある。更にこの數量は從來の研究により著者が抱懷せる豫想に比較して喫驚に値するものなることを附言したい。

2) **荷重の分布**　荷重量 w′ の分布は網羽の長さの方向に沿ふ如何に變化するかは 圖-13 の二組の階段狀曲線の凡そ示すところである。唯事實破壞したるは副索系統にありては第3番のみであるから兩曲線共此の部分の 圖-13 に於ける座標縱距は更に高かるべき筈である。而して副索の破壞せざりし他の部分にありては縱距は更に低かるべく，從て曲線 II は全體として更に鋭く屹立したる荷重分布變化をなしてその頂點は前同樣副索第3番の位置にあり，曲線 I

1) 表 5 により明かな如く $X_{s,i}$ は殆と W_i で決まるからである。

に關しては現在同圖に於ける副索第4番，第5番の高縱距は遙かに低位となり，副索第3番に於ける縱距は更に高位となり全體として曲線頂點の銳さは緩和せられることになる。河川水流の中央附近或は流心附近に於て荷重量の强さの大なるべきことは容易に想像せらるゝところで，理論的に導かれたる曲線 I 及び II は上記の如き修正條件のもとに，某河抑留網羽架設地點に於ける荷重分布上の變化法則を大示するものと看做して支障なからむと思考せらる。

2) **破壞荷重量の平均値**　圖-13 に於ける w'_i の大きさに副索第 i 番の補强分擔領域の距離を乘じたるものを副索の總數につき平均すれば，破壞荷重量の平均値に關する最大限を得る。最大限とする理由は，問題の抑留網羽に於ては副索系統中ではその第3番部材のみが破斷して他は凡て破斷せざりしを以て，決潰時に於て第3番以外の副索の分擔領域に實際用作せる荷重量は 圖-13 に於けるものよりも總て遙かに低位にあつたらうことは容易に考えられるからである。

從て

等布荷重理論による
破壞荷重量 w' の平均値 $\Big\}$ = 0,726 t/m（曲線 I 平均値）

格點集中荷重理論による
破壞荷重量 w' の平均値 $\Big\}$ = 2,304 t/m（曲線 II 平均値）

此の數量は副索系統の凡てが同時に破斷せる最惡の場合に於ける平均値であり從て實際に作用する荷重量の最大限を示すものとみて差支ない。

4) **副索の方向**　前節 IV. B 及び C. に於て闡明したる如く，本問題の某河抑留網羽の網羽頭副索第1番，第2番が他の全副索が悉く左岸に碇著されたるに對して之を右岸に碇著する技法は，俗に「應援嫁」などゝ稱して從來各他に見られたる普遍的方法なるも，これは副索の長さを節約せむとする以外何等の意味なく，力學的には却て甚だ危險視せらるべき誤れる方法といふべきである。即ちこの部分の副索は格點集中荷重理論によるも等布荷重理論によるも極めて强大なる應力の作用を受け（表-8, 表-12 參照）[1] 從てその伸びが當然甚大なるにも拘らず，副索第1番，第2番の右岸碇著による主索補强方向が合理的ならざるために，此の部分の主索にその網羽頭3格間を載荷長と看做すべき不都合なる側方撓度を生じ（圖-12 參照），從て同部分主索に極めて大なる第2次附加應力を發生せしめ，更に最初の左岸碇著副索たる副索第3番に亦異常强大なる第2次附加應力を生じ，之が荷重の增大と相俟て玆に副索第3番の不幸なる破斷結果を齎すの重要なる一因をなしたるものと考えらるゝのである。上述の理由により

1) 「應援嫁」などと稱する語感が旣に錯誤的である。

副索の方向に關しては，常に主索への補强作用が最も有効且適切なるべきを眼目となす可く，從て具體的には抑留網羽主索の上親杭が設置される河岸の對岸側が副索の碇著岸として常に選ばるべきものなることを著者は强調したいのである。

5) **決潰の時期**　前節 II に於て既述せる如く網羽の崩壞事件は，網羽架設地點に洪水の最高水位があらはれたる日より10日後の減水期間中に生起してゐる。この事柄は，此地點に於ては普通河川の場合と相異して，水位の上昇は直ちに抑留網羽の負擔荷重强度の增大を意味せざるに因るのである。即ち本流送河川の有つ最高水位もさることゝ乍ら，本河川が網羽地點下流近距離に於て合流する處の某大河の長期に涉る異常なる高水位が合流點附近に來襲するときは，網羽地點は其の逆流高水位の完全なる支配下に置かるるが爲めに，水位のみは極めて高きも上下兩方向の水流相殺するの結果として流速を緩和せしめ，從て負擔荷重の强さ亦この期間は小ならむと推察せらる。然るにかゝる大河洪水が一度び減水期に入らむか，自己河川の有する本來の流速の外に此の大河減水の絕大なる影響に因る流下大流速を出現して之と累加し，玆に異常なる荷重强度を發生して之が因となりて最高水位の時を去る遙かなる時期に於て網羽崩壞の悲運に見舞はれたるならむと思考せらるゝところである。

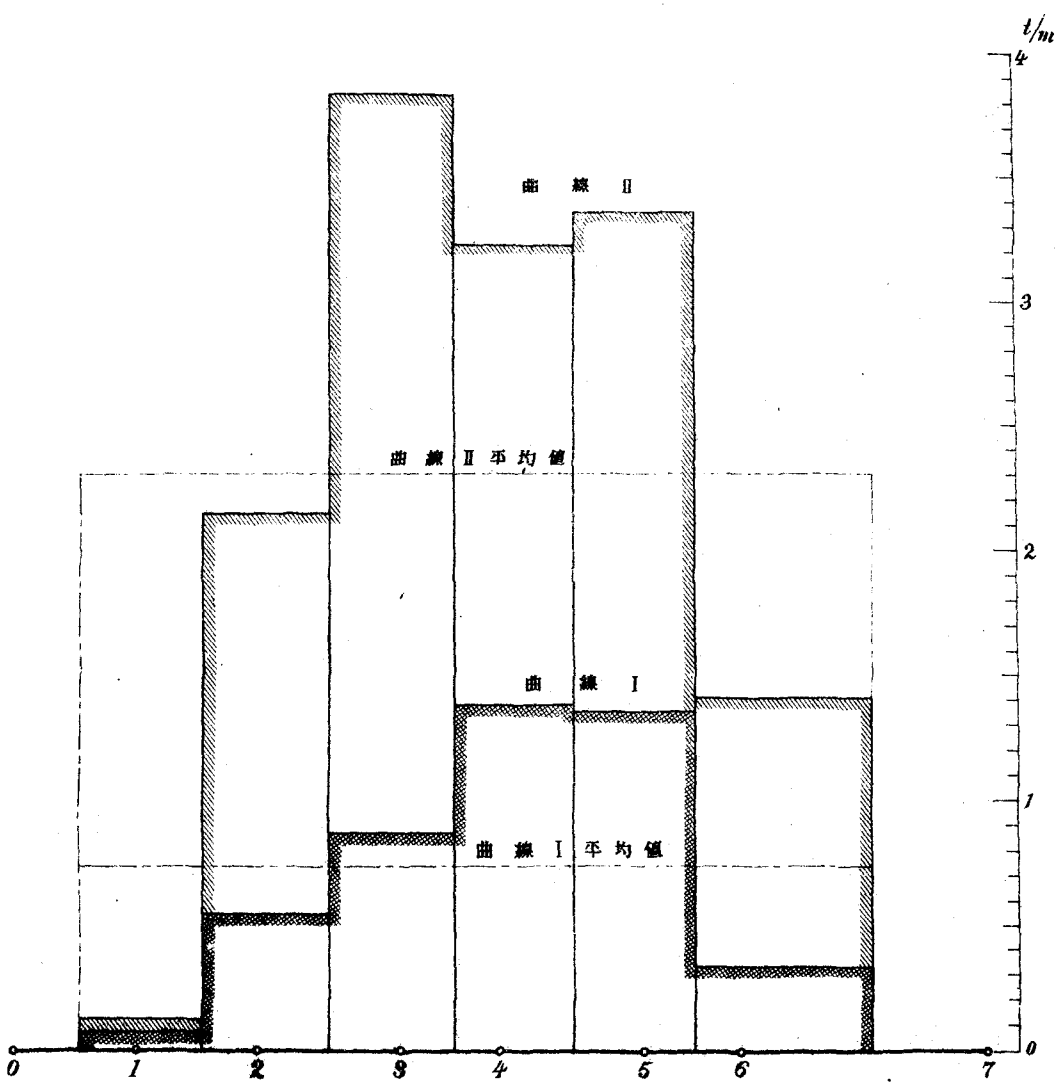
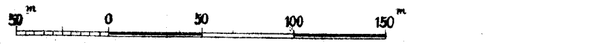
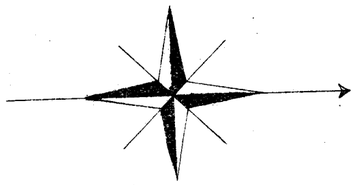
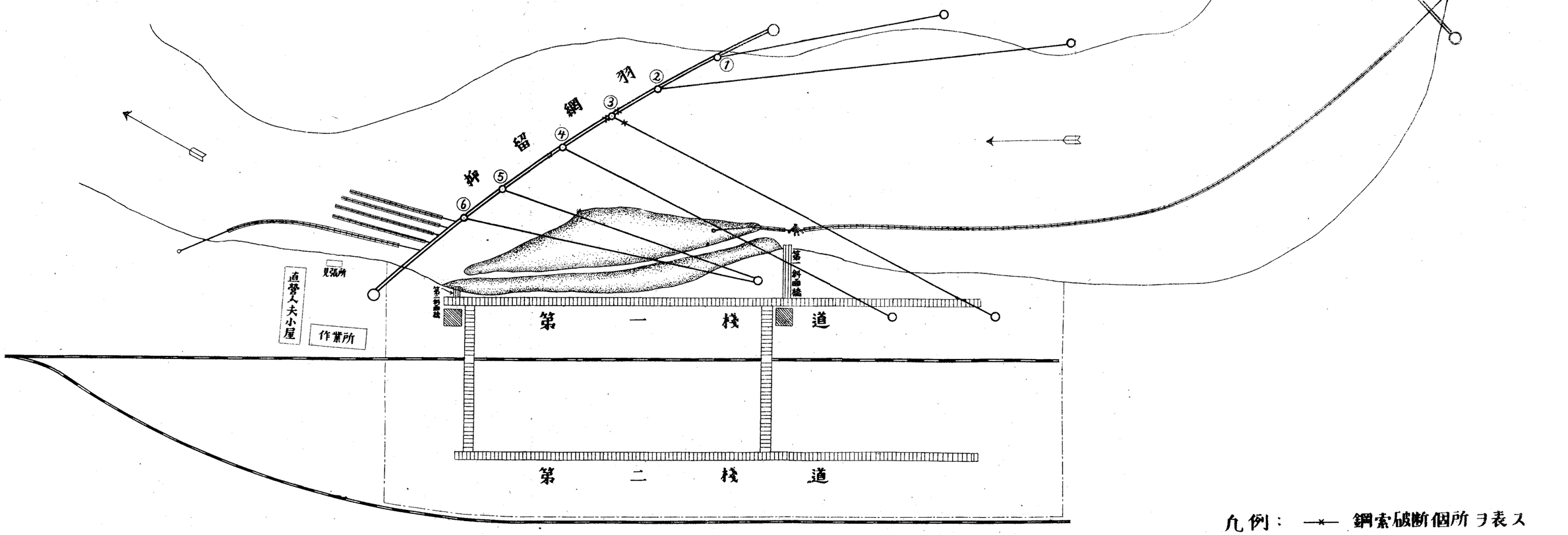


圖 13. 曲線 I： 等荷重理論によるもの.
曲線 II： 格點集中荷重理論によるもの.

抑留網羽平面圖







凡例：—×— 鋼索破断個所ヲ表ス