



雪崩予防施設の設計・設置法に 関する共同研究報告書(その2)

平成2年3月

建設省土木研究所
社団法人鋼材倶楽部

Copyright ©(1990)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

雪崩予防施設の設計・設置法に 関する共同研究報告書(その2)

建設省土木研究所

道路部

長 柴田 正雄

道路交通総括研究官 神崎 紘郎

道路研究室長 高田 邦彦*

道路研究室研究員 岡 邦彦

新潟試験所

長 下村 忠一

主任研究員 石平 貞夫

社団法人鋼材倶楽部

土木専門委員長(新日本製鐵株)

新日本製鐵株

N K K

川崎製鐵株

住友金属工業株

株神戸製鋼所

株中山製鋼所

トピー工業株

日鐵建材料工業株

日本鋼管ライトスチール株

川鐵建材料工業株

住金鋼材工業株

神鋼建材料工業株

東京製綱株

新見 吉和

瀧口 洋一

掛江 正紀

西澤 信二

飯村 修

前花 忠夫

蓮尾 泰三

菅澤 保則

末成 健夫

福知 脩

安田 誠宏

田中 幹夫

川口 芳之

小山 博基

※現 建設省道路局企画課
道路計画調整官

要 旨：雪崩予防施設の設計・設置法に関する共同研究報告書(その2)

本報告書では、建設省土木研究所と(株)鋼材倶楽部との共同研究として昭和63年度から平成2年度までの予定で研究を進めている「雪崩予防施設の設計・設置法に関する研究」について、平成元年度実施分の成果を取りまとめたものである。

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計・設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とするものである。そこで本報告書は平成元年度実施分の研究成果として、雪崩予防施設に作用する雪圧およびグライド・クリープ量の現地観測結果、およびこれらの成果を踏まえた雪崩予防施設の設計方法に関する考え方、さらに斜面積雪の挙動を数値解析することによって雪崩予防施設に作用する雪圧を算定する雪圧シミュレーション、あるいは雪崩予防施設の基礎構造に関する耐荷力実験などについてこれらの研究成果を1冊に取りまとめたものである。

キーワード：雪崩予防施設、雪圧、グライド、クリープ、積雪、設計法、シミュレーション、基礎

目 次

1. はじめに	1
1.1 共同研究の目的	1
1.2 共同研究の研究項目と分担	1
2. 雪圧特性に関する実験	3
2.1 実験目的	3
2.2 実験概要	3
2.3 実験結果	3
2.4 今後の課題	5
3. 設計雪圧算定式の諸係数の提案	6
3.1 目的	6
3.2 検討項目	6
3.3 雪圧計算方法の現状	7
3.4 雪圧を理論式で求めた値と実測値との比較	7
3.5 スイスと日本の諸係数の現状と提案	8
3.6 棚面に作用する雪圧分布	11
3.7 部材設計に用いる付加係数	11
3.8 棚の設置間隔	13
3.9 まとめおよび今後の課題	14
4. 雪圧シミュレーションの開発	15
4.1 シミュレーションの開発目的	15
4.2 シミュレーションモデル	16
4.3 既往の雪圧観測	21
4.4 2次元シミュレーションの結果	31
4.5 3次元シミュレーションの結果	43
4.6 まとめと今後の課題	59

5. 基礎構造に関する検討	62
5.1 現有基礎実験	62
5.2 実験供試体	69
5.3 実験方法	74
5.4 実験結果	79
5.5 実験結果の考察	90
5.6 総合評価	108
5.7 新基礎工法の検討	110
6. 斜面の積雪深算定方法の検討	114
6.1 調査概要	114
6.2 斜面積雪深算定方法の検討	115
6.3 まとめ	121
7. 検証実験計画概要	122
7.1 実験目的	122
7.2 実験概要	122

— 資 料 —

1. 平板載荷試験データ	127
--------------------	-----

— 付 録 —

1. 共同研究全体計画（スケジュール）	147
2. 共同研究の組織と参加会社	150
3. 会議開催状況	152

1. はじめに

1.1 共同研究の目的

現在、雪崩予防施設に作用する雪圧荷重の算定は、スイスの示方書に準拠して行われているが、毎年春先になると数多くの施設において破損が見受けられ（59年豪雪時には特に多かった）、効率的な設計が行われているとは言い難いのが現状である。これは日本のような比較的密度の大きい雪質に対して、スイスのような比較的密度の小さい雪を対象として設定された雪圧特性（荷重計算の基礎となる斜面積雪のグライド係数・クリープ係数等）を用いており、実現象と必ずしも適応していないためと考えられている。このようなことから建設省土木研究所道路研究室および新潟試験所では、数年前から多積雪地における雪崩予防施設に作用する雪圧特性について調査を実施してきた。また、民間企業においても雪崩予防施設の上部および下部構造に関して新製品を開発するための検討を行っている。

以上のことから、雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計・設置基準を作成するための基礎資料を得ることを目的として昭和63年度に共同研究を開始した。

1.2 共同研究の研究項目と分担

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計、設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とするものであり、昭和63年度～平成2年度の3年間にわたり、表-1.1に示す項目について研究を行うものである。また、本研究を進めるにあたり、土木研究所および鋼材倶楽部は、それぞれ表-1.2に示す研究細目についてそれぞれ分担することとした。

表-1.1 研究項目および実施年度

研 究 項 目	実 施 年 度		
	63年度	元年度	2年度
1) 既存施設の破損実態に関する研究	—		
2) 雪崩予防施設の雪圧特性に関する研究			
3) 雪崩予防施設の設計設置法に関する研究			
4) 雪崩予防施設の設計設置基準（案）の検討			

表-1.2 研究の分担

研 究 項 目	研 究 細 目	研 究 分 担	
		土木研究所	鋼材倶楽部
1. 既存施設の破損実態に関する研究	・ 既存資料による破損実態調査	○	○
	・ 設計等の現状と問題点の整理	○	○
2. 雪崩予防施設の雪圧特性に関する研究	・ 雪崩予防施設に作用する雪圧およびグライド・クリープ量の測定	○	
	・ 雪圧実験の解析および雪圧シミュレーションの検討	○	○
3. 雪崩予防施設の設計設置法に関する研究	・ 雪崩予防施設の上部構造に関する検討		○
	・ 雪崩予防施設の基礎構造に関する検討		○
	・ 経済性および地域性等を考慮した施設の最適構造に関する検討	○	
	・ 上記検討を基にして設計された施設による検証実験	○	○
4. 雪崩予防施設の設計設置基準（案）の検討	・ 雪崩予防施設の設計設置基準（案）に関する検討	○	○

共同研究を進めるにあたり、委員会を設置して研究を行う。なお、本共同研究の具体的な全体計画・研究内容および委員会の構成については、巻末付録を参照願いたい。

2. 雪圧特性に関する実験

2.1 実験目的

現在、我が国で雪崩予防施設を設計する場合に用いられるグライド、クリープ係数等は、低温乾雪を対象とするスイスの示方書を参考としている。しかし、高温多雪（湿った雪質）の我が国では、これらの係数が適合せずに破損するケースが数多く見られる。

元年度では、我が国の雪質に適した雪圧、作用方向およびグライド、クリープ係数等を把握するための基礎データを収集することを目的として継続調査を行った。

2.2 実験概要

実験は、新井市周辺の地域（新井市東菅沼、江口、妙高村土路、浦川原村、松之山町）において、63年度とほぼ同様な実験内容、方法等で実施した。なお、積雪等の詳細観測については、積雪期間が短かったため例年に比べ少なくなった。

雪圧（ロードセル測定）調査は、東菅沼の小段斜面（斜面長 7m、勾配45度、小段幅 1m）に設置してある幅 10m柵、表-2.1に示す自然斜面の予防柵を中心に実施した。自然斜面の予防柵については、グライド係数値の検討を行う目的で、設置条件を斜面勾配30度、柵縦間隔 20m前後として施設を選定した。地表面の植生については、土路1が1m程度のかん木、土路2が草地、松之山および江口はすべり易いカヤ地となっていて、表-2.2に示すグライド係数の4ケースに対応するものである。また、グライド・クリープ調査については、ロードセルによる雪圧測定を実施している予防柵の周辺で行った。

なお、詳しい施設の設置状況、測定項目および方法は63年度の報告書を参照されたい。

表-2.1 実験斜面の施設設置状態

場 所	斜面勾配 度	柵縦間隔 m	グライド 係数	備 考
土路1	32	24	1.8	①
土路2	32	24	2.4	②
松之山	28	20	2.6	③
江 口	30	18	3.2	④

表-2.2 グライド係数（N）の値

地表状態（植生等）	北向き斜面	南向き斜面 （西を含む）
I ・玉石（30cmφ以上）の斜面 ・大岩の凹凸面	1.2	1.3
II ・れき（30cmφ以上）の斜面 ・丈1m以上のかん木地 ・50cm以上の凹凸地面	1.6	① 1.8
III ・小さいかん木地 ・50cm以下の凹凸地面 ・草 地	2.0	② 2.4
IV ・平滑岩盤 ・葉の長い草地 ・湿 地	③ 2.6	④ 3.2

○内数字は表-2.1の備考欄に対応

2.3 実験結果

東菅沼における積雪状況は、1月中旬まで少量の降雪を数回繰り返して積雪深 1m以下の状態が続いた。その後、1月下旬にまとまった降雪があり、2月上旬には積雪深が 1.5m程度（1月末には 2m程度だったと考えられる）となった。しかし、2月に入ってから気温が高く、降雪がほとんどな

い状態が続き、2月中旬には積雪が1m以下となった。このような積雪状況のために、予防柵に作用する雪圧の最大値も豪雪年（昭和58～60年）の1/4～1/6程度であった。

2.3.1 実測雪圧と計算雪圧の経日変化

表-2.3 積雪及び雪圧等の経日状況

地点：土路（表-2.1の土路2柵）

※：欠側のため推定値

年月日	積雪深 m	密度 t/m ³	中央雪圧 kgf				端部（2m）雪圧 kgf				計算雪圧 kgf/m (N = 2.4)
			上部	中部	下部	合計	上部	中部	下部	合計	
H2. 1. 9	0.40	0.229	13	5	23	41	7	3	10	20	28
1. 16	0.65	0.218	26	0	18	44	10	4	22	36	71
1. 23	1.00	0.219	20	0	30	55	0	7	40	47	168
2. 1	1.30	0.304	0	0	85	85	0	3	134	119	423
2. 5	1.00	0.383	40	75	199	314	15	18	245	278	338
2. 13	1.00	0.383	14	60	210	284	10	6	325	341	338
2. 21	0.50	0.395	0	0	0	0	0	0	315	315	88
2. 23	0.40	0.447	0	0	10	10	0	0	0	0	67
2. 26	0.30	0.431	0	0	20	20	0	0	0	0	36

- ・中央雪圧、端部雪圧は0.5m幅
- ・値がマイナスになった所は0

$$\text{雪圧式} \dots\dots\dots \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K \cdot N \quad (\text{式-2.1})$$

表-2.3に、土路における積雪、雪圧（0.5m当り）および式-2.1による計算雪圧（m当り）の経日変化表を示した。ただし、積雪深については式-2.1に合う鉛直方向の値となっている。

図-2.1に、表中の雪圧（2倍にしてm当りにした値）と計算雪圧を経日的に示した。図から、計算値に比べて実測値は少し遅れてピークとなっている。このような傾向は、他の江口、松之山でもみられた。また2月下旬に、積雪があるにもかかわらず、雪圧が作用しなくなった原因は、施設前面部分が空洞化になったためと考えられる。

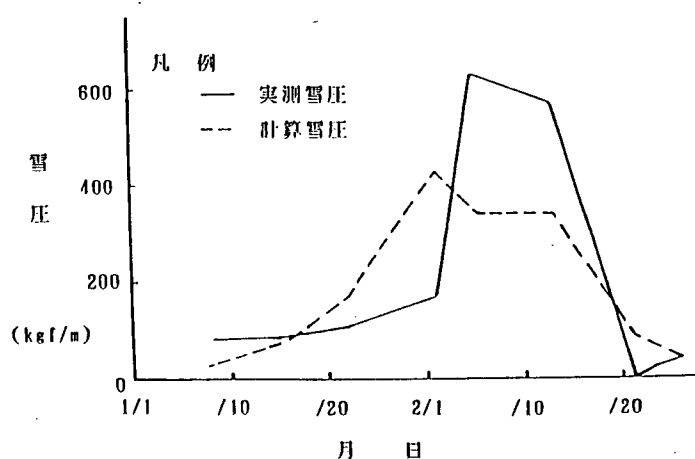


図-2.1 実測雪圧と計算雪圧の経日変化

2.3.2 グライド係数の検討

表-2.1の各場所における実測最大雪圧と、雪圧式から求めた計算最大雪圧を表-2.4に示した。なお、実測雪圧は 0.5m幅で測定したものを 2倍して、m当りに直したものである。実測と計算雪圧を比較すると、実測がかなり計算雪圧を上回る結果となり、グライド係数の見直しおよび割増し等の必要性が改めて確認された。ただし、値については積雪状況等により変化することが考えられる（なお、江口の実測最大雪圧が極端に大きい理由の一つに、上方から若干の落雪があったことが考えられる）。

表-2.4 計算値と実測値

場 所	方 位	N	計算雪圧 kgf/m	実測雪圧 kgf/m	比 率
土路1	西	1.8	312	430	1.38
土路2	西	2.4	423	628	1.48
松之山	北東	2.6	886	1130	1.27
江 口	南	3.2	496	1728	3.48

2.3.3 雪圧の作用方向

雪圧の作用方向については、昨年と同じ基数の予防柵で調査を実施した。東菅沼では、昭和62年度（昨年度報告書に記載）と雪圧の大きさも同程度で、作用方向についても同様の結果であった。

2.3.4 グライド、クリープ測定

グライド、クリープ測定についても、積雪期間が短かったために少ない観測回数となった。またクリープについては、測定期間中に積雪が解けたために積雪断面のピンが外れて、観測途中で測定不可能となるケースが多くあった。

予防柵周辺で、2月13～21日の期間に観測した平均日グライド量は、南・西向き斜面の江口が 1.02cm/day、土路が 1.56cm/dayと北向き斜面の松之山 0.75cm/dayより大きな値であった。

2.4 今後の課題

元年度では、いくつかの斜面において現在用いられているグライド係数による計算雪圧の妥当性について実験を行った。しかし、積雪が非常に少ない状態で十分な調査ができなかったために、2年度についても継続調査を実施してグライド係数等の値について検討を行う予定である。

3. 設計雪圧算定式の諸係数の提案

3.1 目的

共同研究では、図-3.1の解析手順で示すように雪圧算定方法についてはスイスの雪圧式をもとに日本の積雪および雪質状況に適した係数を求めて最大雪圧を知る方法と、有限要素法を用いたシミュレーション解析によって柵面に作用する雪圧とその挙動を解明する方法の2ケースについて実施している。本章では、雪圧式のパラメータを日本の積雪特性と整合性を図るため各係数を検討し、多雪地に適した係数として提案することを目的として実施しており、その検討結果をまとめたものである。

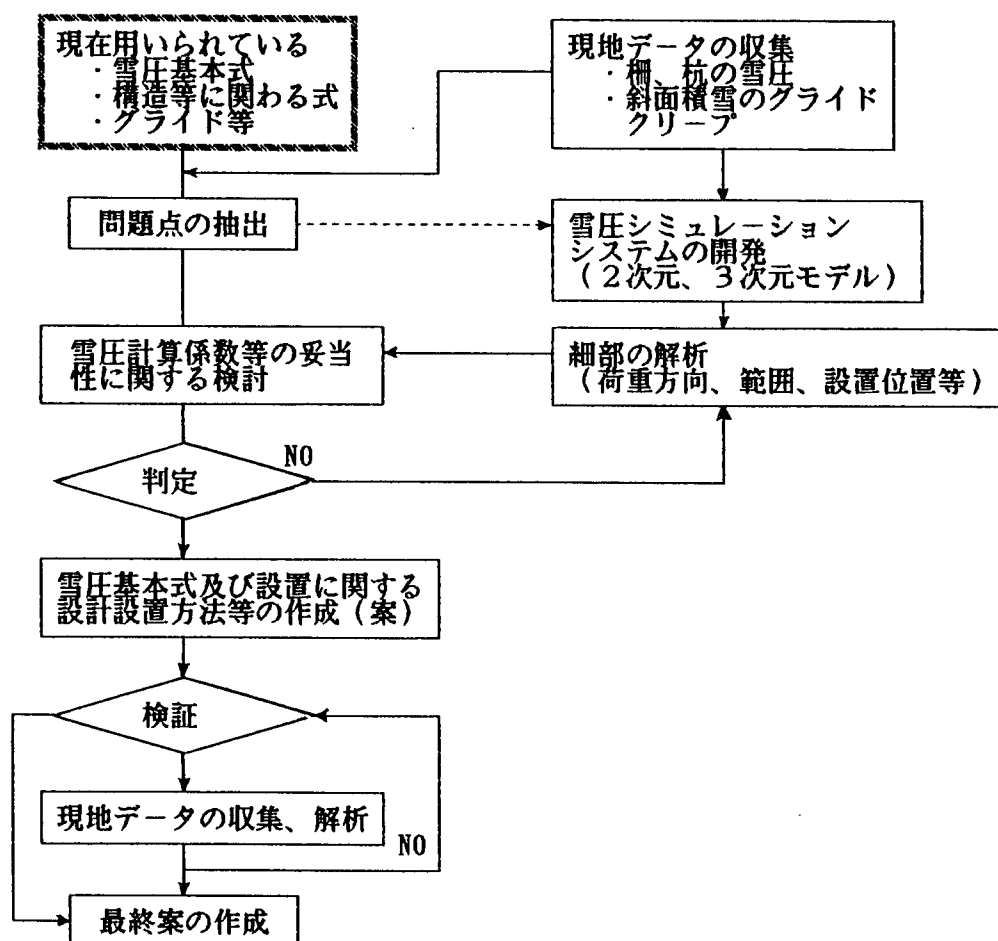


図-3.1 雪圧算定方法の解析手順

3.2 検討項目

スイスで提案された予防柵の設計に用いる雪圧式を構成する積雪深、密度、クリープ、グライド係数および構造計算に必要な付加荷重、辺縁効果係数、辺縁荷重、柵間隔等について、我が国で計測された積雪および雪圧データをもとに検討を行った。使用したデータは小局試験地の切土斜面、江口試験地の自然斜面における雪圧と積雪観測結果および日本各地の雪氷研究機関で発表されている積雪観測データを用いて検討した。なお、付加荷重、辺縁効果係数、柵間隔等の検討については元年度の調査から新たなデータの積み重ねがないので昭和63年度の共同研究報告書の内容で検討を行った。

3.3 雪圧計算方法の現状

予防柵の設計に用いる雪圧は、次式によって計算し構造設計へ応用している。

$$S_N = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K \cdot N \quad (\text{tf/m})$$

S_N : 雪圧 (tf/m) K : クリープ係数

γ : 密度 (tf/m³) N : グライド係数

H : 積雪深 (m)

この式中で、雪圧に大きく影響する項目は積雪深の他に積雪が地表面を移動するときのグラインド係数である。このグラインド係数の求め方は理論的計算によるものと実験をもとにした経験からの係数がある。しかし、理論式は積雪深が少なく密度が小さい場合はグラインド係数が大きくなり、逆に積雪深が多いとグラインド係数は小さくなる特徴がある等から日本の多雪地にはなじまないと考えられる。現在、日本の雪圧計算方法には、次の3つの方法がある¹⁾。

① スイス式による雪圧計算

表-3.1に示すグラインド係数を用いたスイス式を基本として行う方法

② 簡易式による雪圧計算

表-3.2に示す簡易化した係数(α)と積雪深を乗じて求める方法

$$S_N = \alpha \cdot H^2 \quad (\text{tf/m})$$

S_N : 雪圧の斜面に平行な成分 (tf/m)

α : 表-3.2に示す雪圧係数

H : 設計積雪深 (m)

③ スイスの補正による雪圧計算

表-3.1に示すグラインド係数を補正した値を用いスイス式を基本として行う方法

以上のことから積雪地域全体として統一した設計方法を提案する必要がある。

3.4 雪圧を理論式で求めた値と実測値との比較

雪圧が最大を記録した時の積雪深、密度、勾配、日移動量よりグラインド係数を求める理論式に代入して N 値を計算したときの雪圧と実験地で観測された各年度の最大

表-3.1 グライド係数 (N) の値
(スイス式方書による)

地 表 の 状 態	グラインド係数 (N_N) の値	
		
I 玉石 (30cm ϕ 以上) の斜面、大岩の凹凸面	1.2	1.3
II れき (30cm ϕ 以下) の斜面、丈1m 以上のかん木地、50cm 以上の凹凸地面	1.6	1.8
III 小さいかん木地、50cm 以下の凹凸地面、草地	2.0	2.4
IV 平滑岩盤、葉の長い草地、湿地	2.6	3.2

表-3.2 簡易式による雪圧計算に用いる雪圧係数

斜面勾配 (%) \ グライド係数	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
30	0.242	0.362	0.483	0.604	0.725
35	0.263	0.394	0.525	0.656	0.788
40	0.273	0.410	0.546	0.683	0.819
45	0.280	0.420	0.560	0.700	0.840

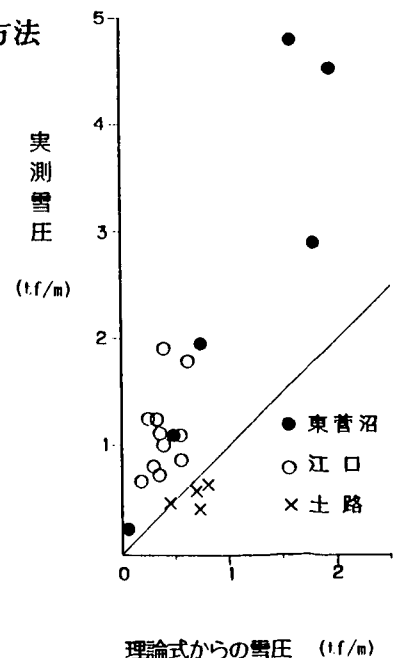


図-3.2 理論式の雪圧と実測雪圧の比較

雪圧を比較すると図-3.2のように理論式の雪圧より実測雪圧がはるかに多く作用していることがわかる。さらに、表-3.1のN値を用い雪圧計算を行った値についても図-3.3に示すように実測雪圧よりも低い雪圧となっていることからみても、日本の積雪条件に適した雪圧式に用いる係数を検討する必要があることがわかる。

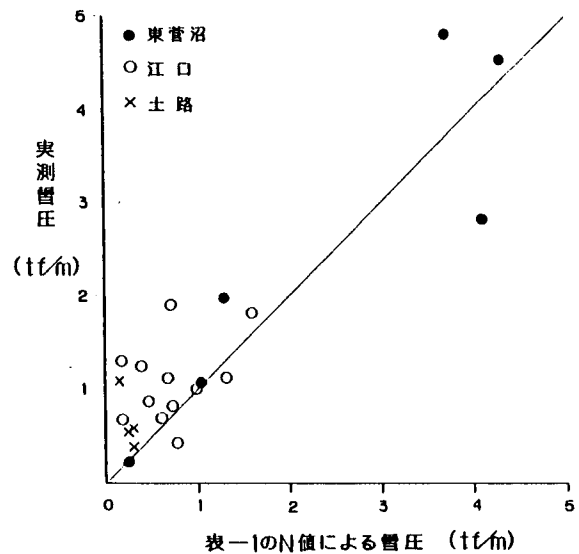


図-3.3 N値からの雪圧と実測雪圧の比較

3.5 スイスと日本の諸係数の現状と提案

3.5.1 設計積雪深

スイスの設計指針では設置する地域の30年間で期待する最大積雪深を用いている。この考えをもとにして日本でも30年再現確率積雪

深を用いて設計を行ってきた。しかしながら、平地の積雪深では実際の斜面上とは異なるので標高および勾配補正が必要と考えられる。現在、斜面積雪深を推定するために進めている手法は、気象の変動、海岸からの距離等の地域条件、標高、斜面の起伏等の地形条件、方位等の斜面条件の3条件から斜面積雪深を算定するものであり、実態に適するための解析を行っている。(詳細は第7章で述べるのでその解析結果を応用することとする)。この時に基本となる平地積雪深の再現確率年は、標準としては30年とし、道路の重要性等、種々の要件を勘案しなければならないような状況では道路管理者が判断して、再現期間を決定することもある。

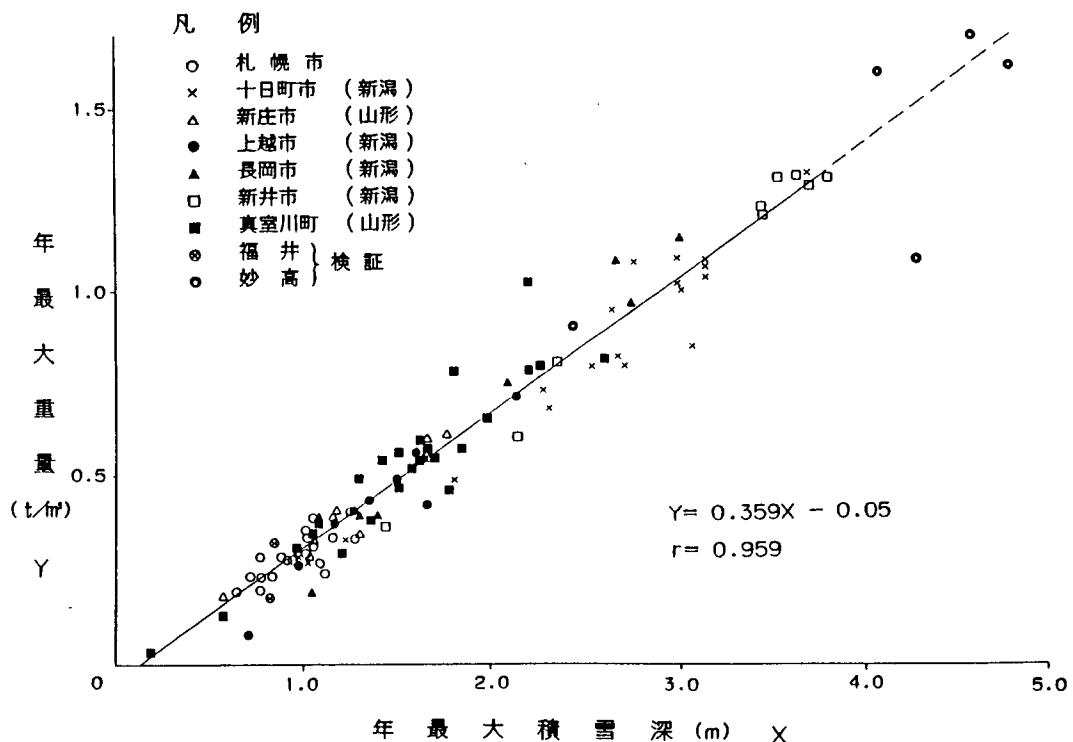


図-3.4 年最大積雪重量と年最大積雪深の関係

3.5.2 設計密度

スイスでの設計密度は、高度 1500m の位置を標準として $\gamma = 0.27 \text{ (t/m}^3\text{)}$ を設計密度とし高度補正により密度を換算するようになっている。現在、日本での設計密度は、10年以上の観測値を統計的に解析した結果、その密度の平均は $0.3 \sim 0.35 \text{ (t/m}^3\text{)}$ の範囲にある地域が多く、安全を考慮し $\gamma = 0.35 \text{ (t/m}^3\text{)}$ を標準として用いている。しかし、計画地域に適した予防欄構造とするには密度についても地域特性を知る必要がある。そこで密度を求める方法としてこれまでの各地における積雪観測データ（積雪深、積雪重量）を収集し、それをもとに検討した。ここでのパラメータとしては雪圧が最大になるときに近似させるために、その時期に最大となる年最大積雪重量と年最大積雪深を用いた（再現設計積雪深は年最大積雪深データから統計解析で求めるので年最大積雪深を用いた）。そこで上の項目の関係をまとめると図-3.4となる。この結果より密度の設定は、その地域の再現積雪深を用いていることから図-3.4の年最大積雪深を再現積雪深に置き換えることによって、設計密度は実態に近い密度を得ることができるといえよう。この方法であれば現行の $\gamma = 0.35 \text{ (t/m}^3\text{)}$ に比べ地域的な積雪の平均密度が求められる。以上のことから密度については以下の式で算定し、雪圧計算に用いるようにする。なお、図-3.4は現地の積雪断面観測で得られた結果をもとにしていることから、冬期の雨、融雪水等が積雪中に変態した地域的な特徴も含まれていると考えてよい。

$$\gamma = \frac{0.359H - 0.05}{H}$$

γ : 平均密度 (t/m^3)
H : ある地域の再現積雪深 (m)

3.5.3 クリープ係数について

スイスではクリープ係数を斜面の勾配と雪の密度から係数を求め、表-3.3にまとめている。細部の密度についてのクリープ係数は比例配分で計算している。

この表の基本となる理論式では高さ方向の三角分布を基本とした変位形態の考えを用いている。この挙動を試験地での断面観測から見ると、理論式と近似した形状のクリープ挙動（図-3.5）が確認されている。したがってクリープ係数については、理論式と同様に表-3.3に示す係数 ($K/\sin 2\phi$) を用いても問題はないと考えられる。しかし、その応用手段として日本の密度が $0.3 \sim 0.35 \text{ (t/m}^3\text{)}$ の範囲とすれば、 $K/\sin 2\phi$ は $0.76 \sim 0.8$ の範囲であり、斜面勾配を一定として密度との関係を見ると表-3.4の例で示すように約0.04と小差であることから、各勾配における密度の上限を0.35とすると表に示すような斜面勾配を基本に変換したクリ

表-3.3 クリープ係数

雪密度: $\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
$K/\sin 2\phi$	0.70	0.76	0.83	0.92	1.05

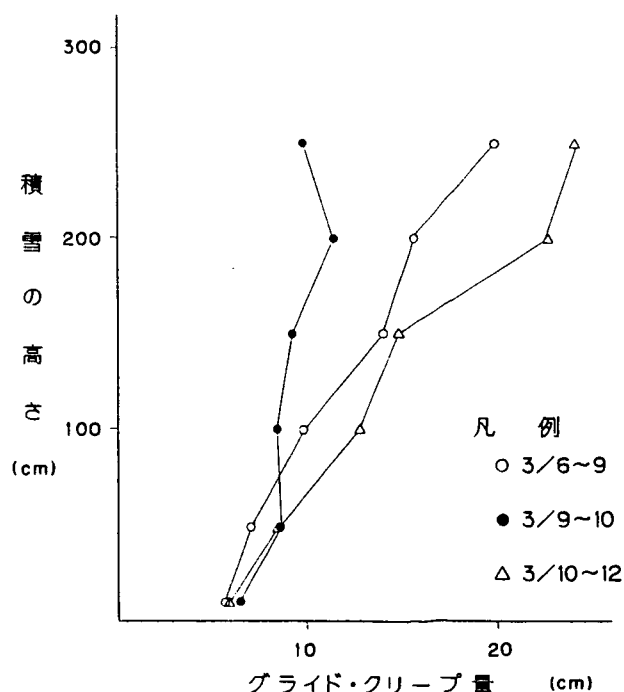


図-3.5 積雪中のクリープ変形

ーブ係数で表すことも考えられる。また、実際の斜面は複雑な形状であることを考えると表-3.4のK値の差が少ないことから5°の範囲でいずれかのK値とすることもクリーブ係数を求めるときの一つの方法であらう。

表-3.4 勾配別クリーブ係数(K)

ϕ	30	35	40	45
K	0.69	0.75	0.78	0.80

例 $\phi = 35^\circ$
 $r = 0.3$ $K = 0.71$
 $r = 0.35$ $K = 0.75$

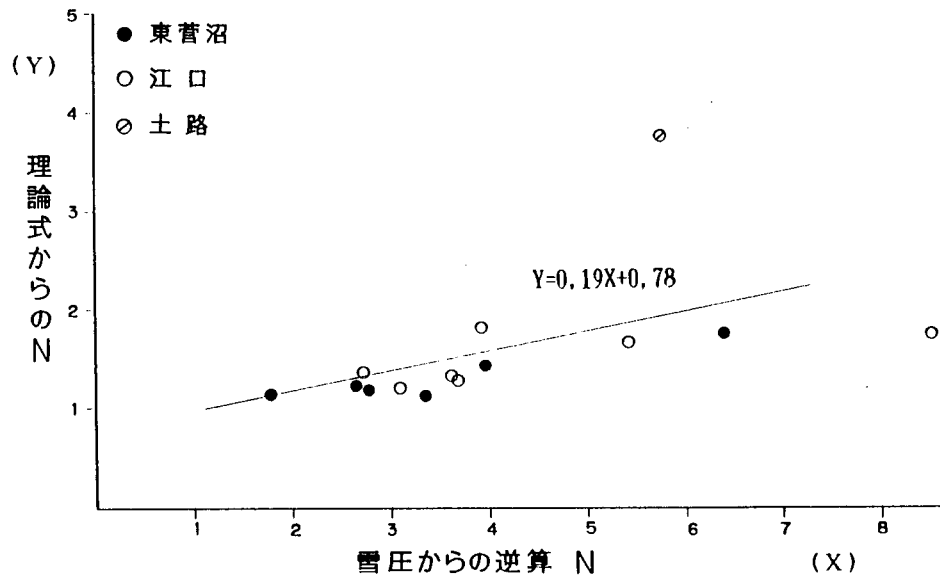


図-3.6 理論式のN値と実測雪圧からのN値との比較

3.5.4 グライド係数について

グライド係数を計算で求めるには次の理論式がある。

$$N = 1 + 3 \frac{2 \eta_s \cdot U_0}{r \cdot H^2 \sin 2\phi}$$

η_s : 雪面からの深さD/2の位置におけるズリ粘性係数

U_0 : 地表すべり速度(m/day)

この式に実験斜面の最大雪圧が作用した時期の日移動量と積雪深、密度、勾配等からN値を求めると図-3.6に示すように $N = 1.0 \sim 2.0$ 程度の係数となり、実際に作用した雪圧時のN値の1/2～1/3程度で、理論式のN値では実際と対応しないことがわかる。このようなことから雪圧の実測値との整合を図るためにも日本の積雪、あるいは雪質に合った係数が必要

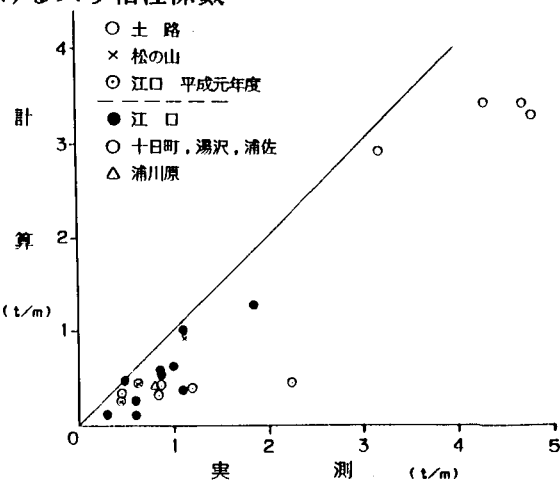


図-3.7 S_N 式での雪圧と実測雪圧の比

となる。スイスではこれらのこともふまえて、斜面の起伏、方位等をもとに経験から表-3.1に示す値をまとめたものと考えられる。(ただし、日本でもスイスと同様な気象条件の地域であれば表-3.1でも対応できるといわれている)。そこで、実験地の斜面を表-3.1のグライド係数

と対応させた時に計算で得られる雪圧とその斜面で実測された雪圧を比較すると図-3.7となり、現在用いられているグライド係数でも、実際の雪圧より少なく設計上危険側となる。そのため、雪圧の整合を図るためにグライド係数の補正が考えられる。

そこで、自然斜面において観測した雪圧から逆算しN値を求めそれと表-3.1で読み取った結果を用い比較したのが図-3.8である。これは斜面勾配をパラメータにして多雪地用の係数を作成するための斜面勾配によってN値を補正する一つの考え方を示した。

$$N' = a \cdot N$$

N' : 補正後のグライド係数

a : 勾配別グライド係数比

$$a = 0.021\phi + 0.54 \text{ (図-3.8において)}$$

N : 表-3.1での斜面の係数

ここで検討したデータは積雪深の少ない昭和61年、62年および平成元年度のデータであるが自然斜面においては基本的には勾配別に補正係数を考慮した係数とする。

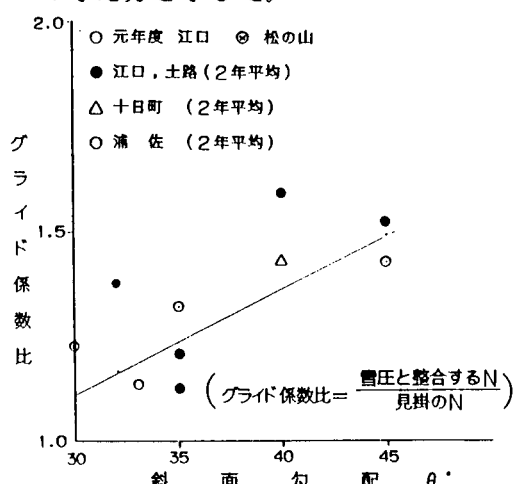


図-3.8 実測雪圧/ S_N 雪圧の勾配別特性

3.6 柵面に作用する雪圧分布

雪圧の方向性については、柵面に対し斜面平行と鉛直の雪圧分力より合力を求め作用方向を設定している。さらに各部における雪圧の大きさから下部 1/4の範囲に設計雪圧の 25%を付加荷重として付加させて、構造計算を行うようにしている。しかし、実際の雪圧分布方向については、図-3.9に示すような積雪深による

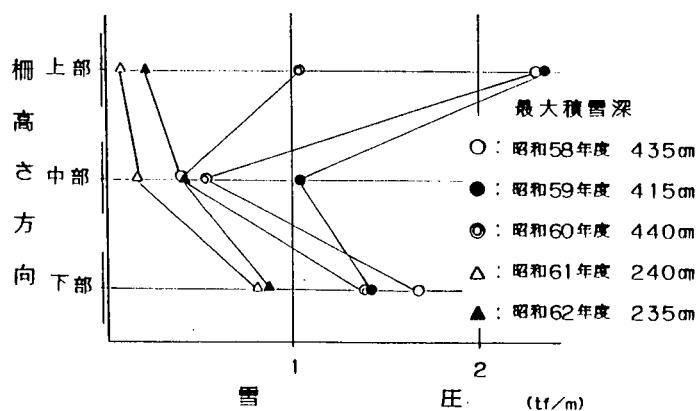


図-3.9 雪圧の高さ分布

高さ別の雪圧分布の特徴が得られている。図-3.9の分布については、設計積雪深を3mで設計したときの予防柵に作用した雪圧であり、設計値よりオーバーするような積雪深では、柵の中段が低く上段、下段に多く作用する雪圧分布であり、設計積雪深以下では、上段が低く下段に多く作用する分布となる。このように設計積雪深を超えて上段荷重が多く作用する形態については付加係数を設定して構造設計に反映させるか、現行の設計指針とするかは議論の必要がある。また、雪圧の作用方向については少雪年におけるデータの範囲では下向きに約30°となっているが今後はシミュレーション計算で挙動を解析する。

3.7 部材設計に用いる付加係数

3.7.1 付加荷重

現行の付加荷重の算定は、柵高に対して地上から 1/4の範囲に設計雪圧の25 %を付加して部材

の安全を図るようにしている。これは図-3.9に示すように下部に雪圧が多く作用していることから部材を補強するために必要とされているものである。図-3.9に示すような少雪年においては、スイスの考え方で設計に問題はないが、これまでの雪圧調査では一般的に積雪流動によって予防柵の上部雪庇等が成長するため、下部よりも大きな雪圧が作用する場合もある。これについては、設計積雪深との関係もあることから斜面積雪深の推定手法が決定した時点において荷重分布についてシミュレーションで検討の必要がある。

3.7.2 辺縁荷重

1) 辺縁荷重の作用範囲

主柱から外側のビームについては内側のビームとは異なり辺縁の荷重が作用する。その範囲は長くなればモーメントが大きくなるのでその部分のみ部材強度の変更が必要となるが、これまでの実験で得られた ΔL は、スイス示方書の計算で得られる結果と近似しているので作用範囲 ΔL の計算は現行の考え方を踏襲して設計荷重を求める考え方でよい(図-3.10)。

2) 辺縁効果係数

辺縁荷重を算定するための辺縁効果係数 f_R は、現行では次式で求めるようになっている。

$$f_R = (0.92 + 0.65N) \cdot \frac{A}{2} \leq 1.00 + 1.25N$$

A: 柵間隔 (m)

N: グライド係数

これまでの5冬期の実験から端部と柵中央部の雪圧比より、 f_R を単純係数として求めることを検討した。その結果、図-3.11に示すように中央部に比して、端部には設置間隔によって異なるが2m間隔の場合約2~2.5倍の雪圧が作用しているので安全側としての係数 $f_R = 2.5$ として提案することができる。この考え方でいくと設置間隔別の係数の算定式ができる。そこで辺縁荷重は、

$$S_R = S_N \cdot f_R$$

S_R : 辺縁荷重、 S_N : 雪圧、 f_R : 辺縁効果係数

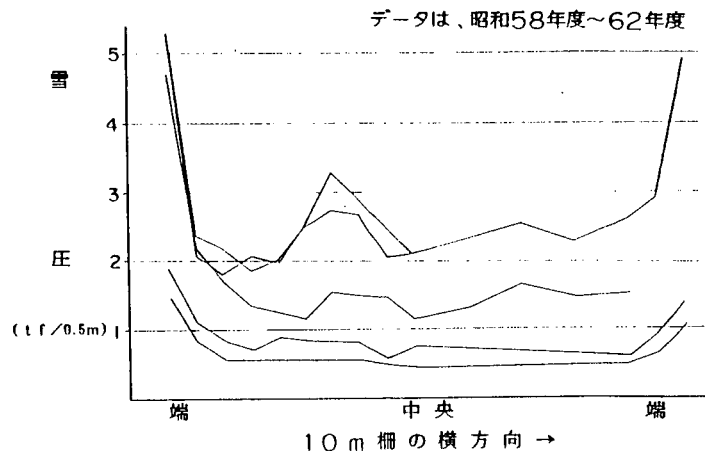


図-3.10 柵に作用する水平方向の雪圧分布

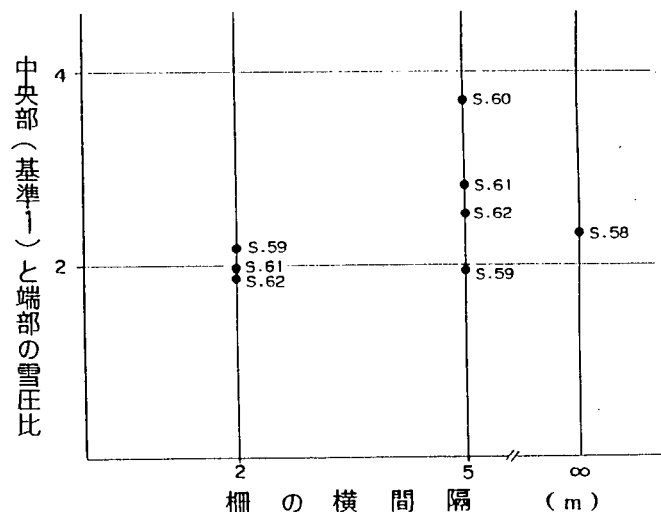


図-3.11 柵の辺縁部と中央部の雪圧比

のように表される。

3) バー設計時の付加係数

構造設計に用いる付加係数は現行では初期密度を $0.27(t/m^3)$ としていることから積雪の沈降収縮によって積雪が安定したときの密度増を考慮して30%としている。この根拠としては、年最大積雪深(H_1)、安定期の積雪深(H_2)の関係より、

$$H_1/H_2 \cong 1.3$$

としている。今回提案している密度は年最大重量を用いたときの平均密度であることから密度変化による設計上での付加係数は必要ないと考えられる。

4) スノープリズム

現行のスノープリズムの扱いは柵に直角に荷重を分布することをねらいとしたものである。経験的には 15° 程度傾けることによってその目的は達せられるとしているが実際はあまり傾きにはこだわっていない。日本でも実態調査の範囲では傾斜がある場合とない場合にわかれている。これまでの模型実験の結果から、最適と思われる受圧形態の傾きは 20° であるが、スノープリズムの必要性および角度については雪圧シミュレーションで検討する。

表-3.5 柵の荷重分担

年 度 (昭和)	面 積 m^2	雪密度 t/m^3	積雪荷重 t/m	単位雪圧 t/m	比率 %
60	12.5	0.4	5.0	2.85	57
61	4.2	0.4	1.7	1.07	63

3.8 柵の設置間隔

3.8.1 柵の縦間隔

柵の縦間隔については、理論式では勾配と摩擦角(雪圧と積雪の鉛直方向の重量の関係から誘導)によって距離係数 f_L を求め、積雪深(H)を乗じて、その間隔を求めるとしている。しかし、本調査では柵間隔を求める方法を予防柵が受圧する設計雪圧を限度とし、その分担範囲を実測値から求め、柵間隔を決定する手法を提案することを検討している。この考えは、断面観測をも

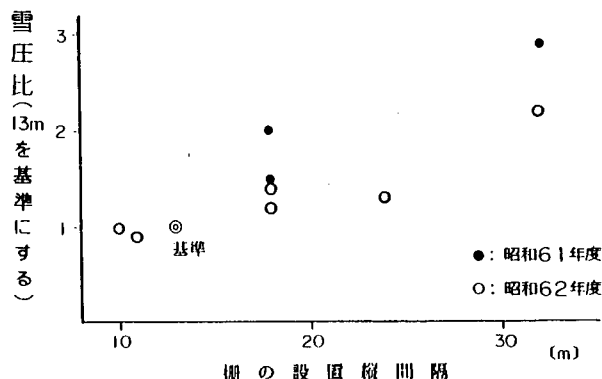


図-3.12 柵の設置縦間隔

とにして、背後の積雪重量と作用した雪圧の比(表-3.5)より、その実態を求め、柵間隔と雪圧比(図-3.12)の調査結果等を勘案して、柵間隔を求める考え方で進めるが、現在のところ少雪年でのデータであることから、これらよりも多い積雪でのデータを収集し手法をまとめる予定であるが、3次元シミュレーションによって解析できるような検討が望まれる。

3.8.2 柵、杭の横間隔

1) 杭

横間隔の算定については現行のところ理論式はなく、経験的に最大7m程度とされている。本調

査結果からは図- 3. 13に示すように8mの間隔以上となると雪圧は変わらなくなることから8m以内が杭の受圧圏の限界とも考えられ、現行の最大7m以内を用いることが群杭としての雪崩防止効果を高める限界と考えられる。

2) 柵の横間隔

柵間隔の標準については全層6m、表層2mと提案されているが、これまでの調査結果からみると、2m間隔の場合でも端部には柵中央の雪圧に比べ2倍以上もの雪圧(図-3. 11)が作用していることが判明している。この間隔は辺縁荷重にも影響するので、現在のところ雪崩の種類に関係なく2m以内とすべきと考える。

雪崩種類等(表層、全層)の判断は経験に基づくものであることから、明確な判断根拠がないため、分類しないほうがよいと考えられる。

3. 9 まとめおよび今後の課題

これまで検討してきた雪圧計算式に用いているパラメータの考え方をまとめると表-3.6のようになる。

以上、過去4年間いずれの冬期も少雪状態

であったため、雪圧、グライド特性等の検証データの入手が不十分で各項目について決断するまでにはなく、傾向を述べるにとどまっている項目が多い。今後については、積雪地域全体を網羅するとの考え方で検証を行う予定である。

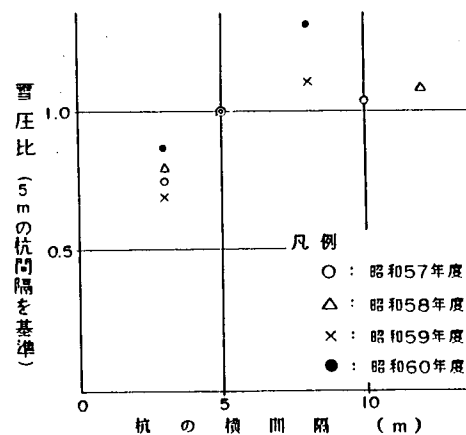


図-3.13 杭の設置横間隔

表-3.6 計算係数の提案

項目	現行	提案係数
設計密度 (γ) (t/m^3)	スイス: 0.27 日本: 0.35	$\gamma = \frac{0.359H - 0.05}{H}$
設計積雪深 (m)	30年再現積雪深	30年再現積雪深をもとにして斜面および標高補正で決定する。
クリープ係数 (K)	密度からの比例配分で求めその後勾配に合わせ係数を をもとめる	基本としてはスイスのK/Sin 2 α の係数とするが斜面勾配によって係数を表現する
グライド係数 (N)	斜面方向、形状からN値を 設定する	スイスのグライド係数をもとにして勾配別補正係数を作成する
辺縁荷重の 作用範囲	$\Delta L = 0.6 (A/2)$ A: 水平間隔	現行のスイス式でよい ただし、柵の水平間隔を今後2mとする場合
辺縁効果係数 (f_R)	$f_R = (0.92 + 0.65N) A/2$	f_R を実験結果から求める設置間隔別係数を作成する
辺縁荷重 (S_R)	$S_R = f_R \cdot S_N$ $S_N = (\gamma \cdot H^2/2) K \cdot N$	$S_R = S_N \cdot X$ X: 設置間隔別係数
バーに対する付 加係数	スイスでは柵全面に1.3	最大積雪深と最大重量より設計密度を求める ため必要としない
柵の横間隔	表層雪崩: 2m 全層雪崩: 6m	基本的には予防柵は表層雪崩に対処すること にするために2mとする

※参考文献 1) 雪崩予防施設の設計、設置に関する共同研究報告書(その1) 平成元年3月

4 雪圧シミュレーションの開発

4.1 シミュレーションの開発目的

雪崩予防施設の設計を行うにあたり、構造物に作用する雪圧は基本的な荷重である。現在、斜面積雪による雪圧は、Haefeli の雪圧論に基づくスイスの示方書をもとに算定されている。この雪圧論は、斜面積雪をニュートン流体で、その流動の大きさが地上高に比例する即ちクリーププロファイル (creep profile) が三角形と仮定し、中立領域 (neutral zone) での斜面に垂直な面に作用する静雪圧 (static pressure) と斜面上の構造物によって流動が妨げられることによって生じる斜面積雪移動圧 (creep pressure) の2つのメカニズムから雪圧の算定式を求めている。この雪圧論から求めた雪圧は、最終的に積雪層に垂直な方向に積分した値であるため、斜面方向にしか変化しない一次元モデルといえる。

これに対して斜面積雪は、一般的に複雑な挙動を示しており、とくに予防施設に作用する荷重は、雪の持つ粘弾性的な性質により施設の端部等には特別な荷重のかかることが知られている。このため、施設の設計の際には辺縁効果等として通常の雪圧に対する割増し荷重を付加させることにより施設の構造を決定している。しかし、どの程度の割増し荷重を作用させるかについては不明の点が多く、さらにこのような現象をモデル的に解析した例も少ない。

雪崩予防柵に作用する雪圧を調査する方法としては、従来から実施している現地観測による方法が最も直接的な方法ではあるが、雪圧等に関するデータは気象条件や地形条件によって大きく影響されることから、雪圧等の検討に際して十分なデータを収集するためには長期的な時間と多額の費用を要する。そこで、雪崩予防施設に作用する雪圧を迅速かつ容易に調査する方法として斜面積雪の挙動を数値的に解析することにより雪圧を間接的に調査する雪圧シミュレーションの開発を行うこととした。

本研究は、雪崩予防施設のより有効かつ経済的な施設計画および設計を行うことを目的とし、斜面積雪の挙動を3次元でとらえ、斜面積雪の各層に作用する応力と変位を3次元有限要素法 (FEM)

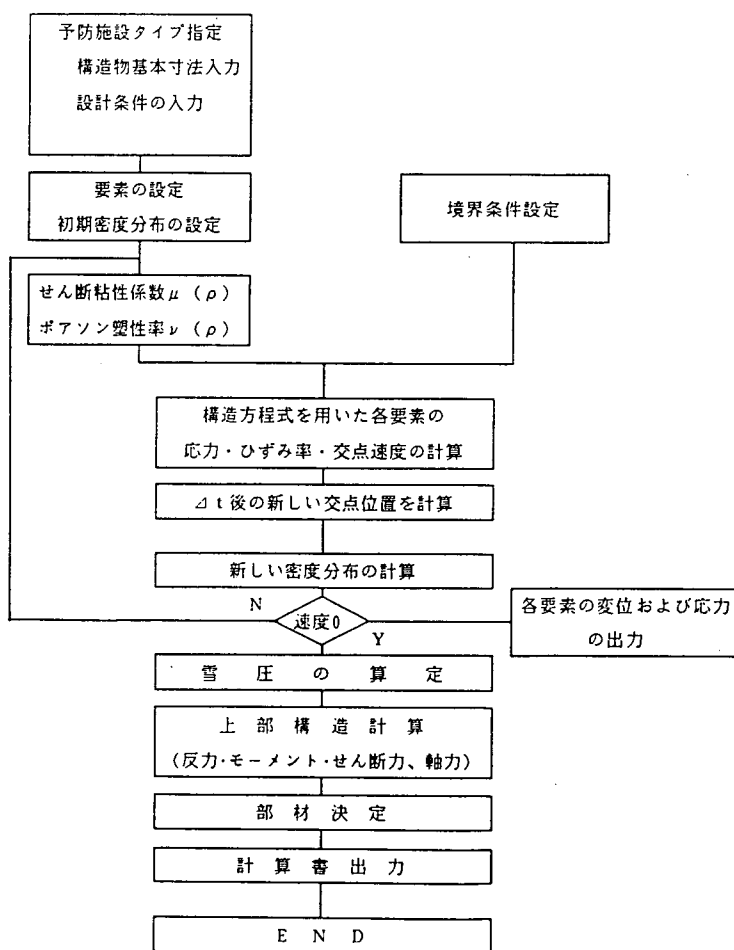


図-4.1 雪圧シミュレーションの概略フローチャート

を用いて算定するとともに、予防施設に働く雪圧をシミュレートすることにより斜面積雪の挙動を把握するものである。シミュレーションプログラムの開発にあたって、第一ステップとして2次元FEM解析による雪圧シミュレーションプログラムを建設省土木研究所新潟試験所の実測値と比較検討しながら作成した。

次に、この2次元のシミュレーションを3次元に拡張し、雪圧分布の平面的広がりについて検討した。図-4.1に本研究で作成するシミュレーションの概要フローチャートを記す。

4.2 シミュレーションモデル

4.2.1 積雪モデル

一定応力のもとにおける積雪の塑性変形は、固体的性質としての弾性変形と液体的性質としての粘性変形とからなっており、その時の作用応力が一定の場合は(a)図、歪～時間曲線は(b)図のようになる。そしてこのような積雪の性質は(c)

図に示すような粘弾性モデルによってほぼ近似できると考えられ、応力 σ_0 に対するひずみ ϵ の時間変化は次式で与えられる。

$$\epsilon(t) = \sigma_0 \left(t/\eta_1 + 1/k_1 + (1 - \exp(-\lambda t))/k_2 \right)$$

$$\lambda = k_2/\eta_2$$

$$\epsilon(t) = \sigma_0/\eta_1 + \sigma_0/\eta_2 \exp(-\lambda t)$$

$$t \rightarrow \infty \text{ になると } \dot{\epsilon}(t) = d\epsilon/dt = \sigma_0/\eta_1$$

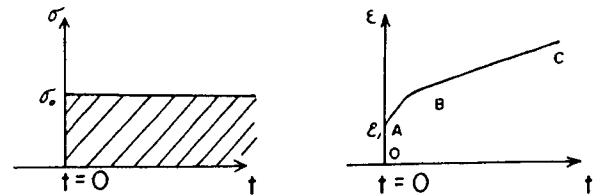


図-4.2 積雪のバーガースモデル

自然積雪のクリープ現象のような長時間にわたるゆっくりとした現象では、前述の式よりひずみの時間変化率 $d\epsilon/dt$ が σ_0/η_1 に比例する。ここで、 k_1 、 k_2 は弾性係数、 η_1 、 η_2 は粘性係数である。なお、本シミュレーションは(b)図B～C間の定常変形領域についてのモデルを採用するものとする。

4.2.2 シミュレーションの基本式

積雪の場合、三次元の構成方程式は弾性体と線形粘弾性体との類似から下記の置き換えをすることにより求められる。

弾性体	線形粘弾性体
ϵ 、 γ (ひずみ)	$\dot{\epsilon}$ 、 $\dot{\gamma}$ (ひずみ率)
3K (体積弾性率)	η ($= q d_1$: 容積粘性率)

G (せん断弾性率) $\longleftrightarrow \mu$ ($= q s_1$: せん断粘性率)

ν (ポアソン率) $\longleftrightarrow \nu$ ($= (q d_1 - q s_1) / (2 q d_1 - q s_1)$: ポアソン塑性率)

三次元構成方程式は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\dot{\epsilon}_{xx} &= (\sigma_{xx} - \nu (\sigma_{yy} + \sigma_{zz})) / 2 (1 + \nu) \mu \\ \dot{\epsilon}_{yy} &= (\sigma_{yy} - \nu (\sigma_{zz} + \sigma_{xx})) / 2 (1 + \nu) \mu \\ \dot{\epsilon}_{zz} &= (\sigma_{zz} - \nu (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})) / 2 (1 + \nu) \mu \\ \dot{\gamma}_{xy} &= \tau_{xy} / \mu \quad \dot{\gamma}_{yz} = \tau_{yz} / \mu \quad \dot{\gamma}_{zx} = \tau_{zx} / \mu\end{aligned}$$

4.2.3 粘性係数 μ とポアソン比 ν の設定

粘性係数 μ (shear viscosity) とポアソン比 ν (plastic poisson's ratio) は、いずれも密度 ρ の関数とし、粘性係数は小島(1957)および篠島(1967)の結果を参考に関数形を設定した。また、ポアソン比はMellor(1974)および大泉(1986)の結果を参考に関数形を設定した。

粘性係数 $\mu = \mu_0 \exp(b \cdot \rho)$

$$\mu_0 = 0.828 (\text{g} \cdot \text{day} / \text{cm}^2)$$

$$b = 23.2 (\text{cm}^3 / \text{g})$$

ρ : 密度 (g / cm^3)

ポアソン比 $\nu = 0.014 \exp(a \cdot \rho) \rho$

$$a = 6.75 (\text{cm}^3 / \text{g})$$

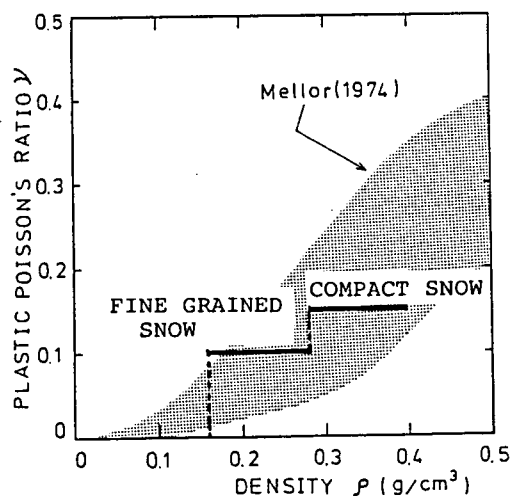
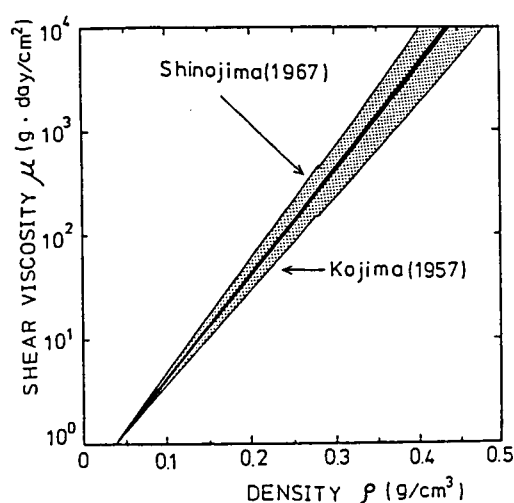


図-4.3 粘性係数 μ 、ポアソン比 ν と密度 ρ の関係

4.2.4 境界条件

(1) 積雪のグライド

積雪の底面は一定速度で滑っているものとし、滑り速度（グライド速度）を既存の観測データを基に設定する。なお、柵の付け根は固定されているものとする。

グライド速度

$$V_g = a x \text{ [cm/day]}$$

a : 観測結果より設定(1/day)

x : 柵下端からの距離、

$x > 500(\text{cm})$ は V_g 一定

計算を行うにあたって、設定した積雪底面のグライド条件は、図-4.5のとおりである。

(2) 積雪のクリープ

積雪斜面がはるか上部までつながっている場合は、既存の観測結果を基にして上部側面にクリープを与える（つながっていない場合は拘束を与えない）。

クリープ速度

$$V_c = \alpha z + V_g \text{ (cm/day)}$$

α : 観測結果より設定

z : 斜面直角方向の距離

V_g : グライド速度

(3) 密度の変化

密度は積雪の圧縮にともなって変化し、 Δt 時間後の密度は計算の結果得られる体積変化量より、以下の式を用いて求める。

時間 t における密度

$$\rho_{t+\Delta t} = (V_t / V_{t+\Delta t}) \times \rho_t$$

V_t : 時間 t における体積

(4) 境界条件

柵近傍における積雪内の変位状況は図-4.7のようになり、シミュレーションを行う場合の境界条件を3次元的に示すと図-4.8のようになる。ここで、2次元シミュレーションの場合は柵にかかる積雪の縦断形状を対象にし

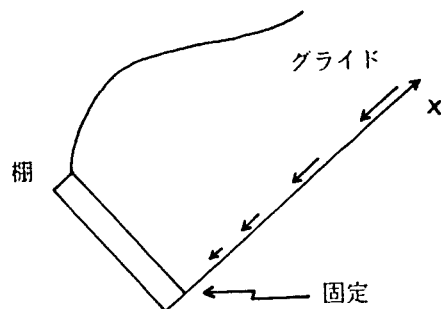


図-4.4 グライド条件

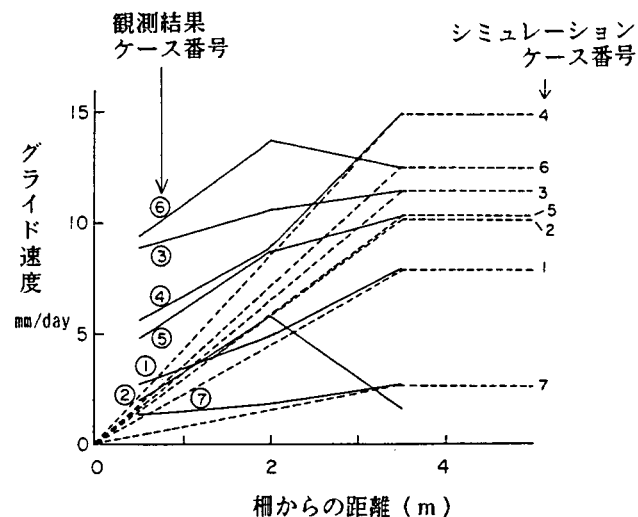


図-4.5 グライドの観測結果（実線）とシミュレーションに用いたグライド条件（点線）（シミュレーションでは柵から3.5m以上のグライド条件は一定と設定）

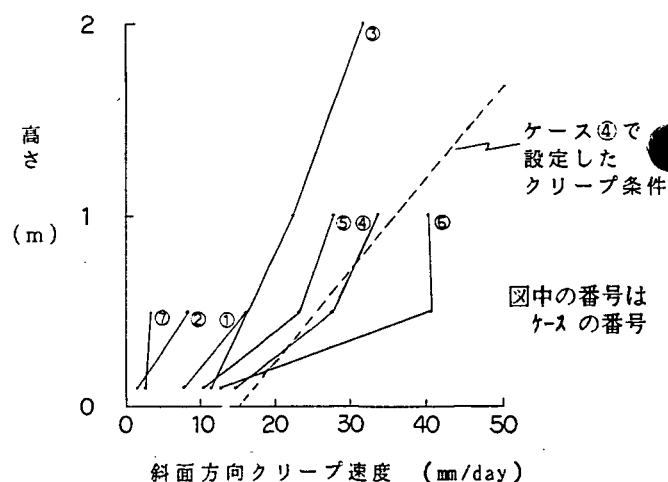


図-4.6 クリープの観測結果とシミュレーションに用いたクリープ条件
(柵から3.5m離れた場所における値)

ている。これらをもとに計算の境界条件を整理すると下記のようになる。

① 斜面方向断面

斜面の水平横断方向に変位しないとみなせる斜面方向断面をシミュレーションの端（境界）とする。この面に変位がある場合にはその値が観測されているか、または何らかの方法で推定できなければならない。

② 上部積雪断面

積雪斜面が上部までつながっている場合にはクリープを境界条件に入れる

③ 柵に固定された断面

柵に沿った上下方向の積雪面は自由滑りとする。ただし、柵が積雪に覆われて埋雪している場合は、柵の上端部に接する積雪は固定されるものとする。また、柵に沿った水平方向は自由すべりとする。

④ 柵に固定されない断面

条件設定せず

⑤ 積雪底面

斜面方向に（一様な傾斜角を持つ斜面では斜面方向のみ成分を持つ）グライド速度を与える。斜面の水平横断方向は自由滑りとする。ただし、

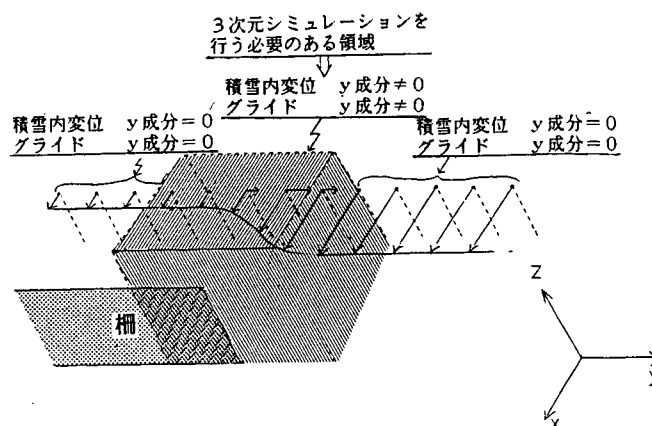


図-4.7 柵近傍の積雪内の変位状況

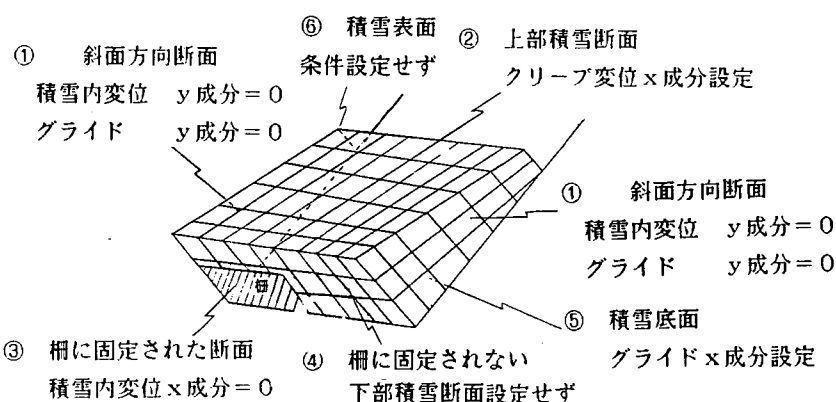


図-4.8 3次元シミュレーションの境界条件

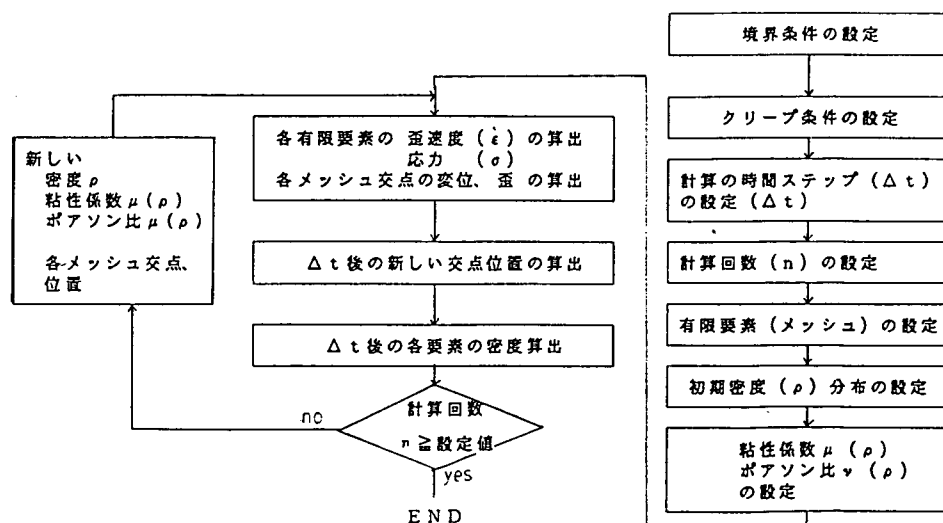


図-4.9 計算のフローチャート

底面変位に水平成分が出る場合、変位は積雪底面の摩擦抵抗力により、自由滑りより小さな値となるはずであるが、摩擦係数が未知であるため、現段階では自由滑りとする。

⑥ 積雪表面

条件設定せず

(5) 計算のフロー

以上の検討より、計算のフローチャートを示すと図-4.9のようになる。

4.2.5 テストシミュレーション

構築した雪圧シミュレーションシステムの動作状況と計算結果の検証を行うために以下の簡単な例についてのシミュレーションを行った。

(1) 片持梁の矩形体

(2) 斜面上の矩形積雪塊

以下にテストシミュレーションの結果得られた変形状況と応力分布状況を示す。検討の結果、作成したプログラムは正常に作動していることが確認された。

計算条件

ポアソン比 $\nu = 0.25$

弾性係数 $\mu = 3 \times 10^3 \text{ N/m}^2$

(参考 鉄 : $\nu \sim 0.29$
 $\mu \sim 20 \text{ N/m}^2$)

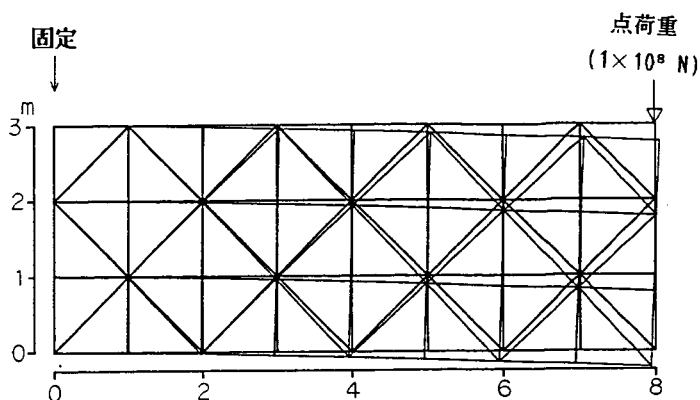


図-4.10(1) 片持梁の変形状況
(2次元シミュレーション)

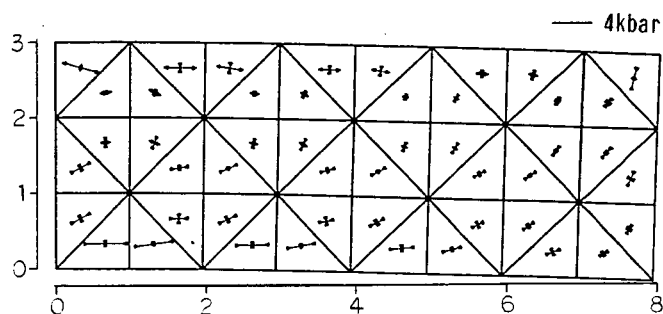


図-4.10(2) 片持梁の応力状況
(2次元シミュレーション)

計算条件

積雪密度 : 0.18 g/cm^3

底面 : 自由滑り

棚面 : //

斜面傾斜角 : 45°

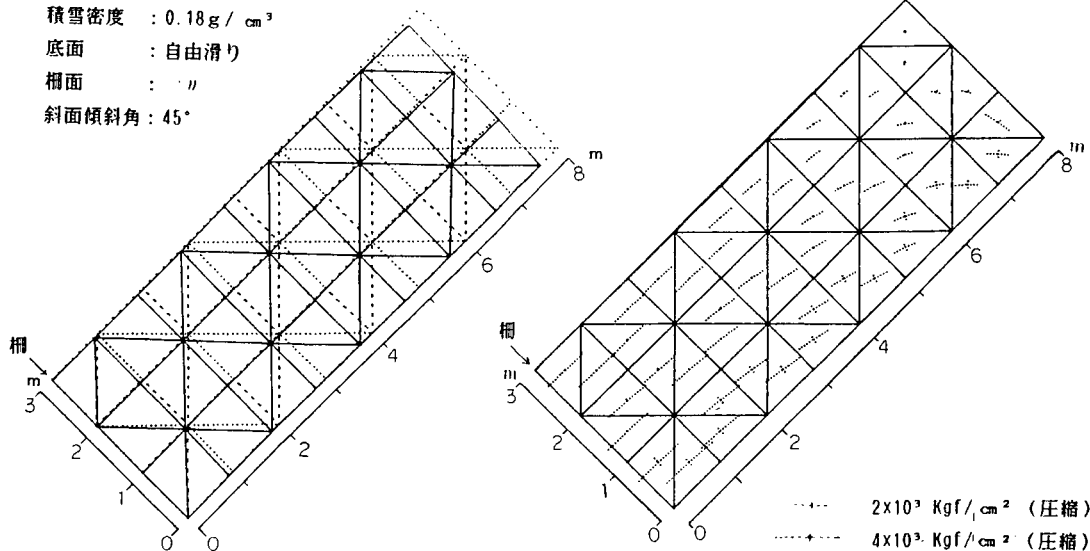


図-4.11(1) 斜面上矩形積雪塊の変形状況
(2次元シミュレーション)

----- 初期 ——— 1日後

図-4.11(2) 斜面上矩形積雪塊の応力状況
(2次元シミュレーション)

4.3 既往の雪圧観測

有限要素法を用いた雪圧シミュレーションの結果を検討し、評価するためには、実際の柵にかかる雪圧や積雪の挙動と、シミュレーション結果を比較する必要がある。また、シミュレーションに用いる初期条件や境界条件を実際のデータを用いて検討しておく必要がある。

これらの検討を行うために、建設省土木研究所新潟試験所での実験観測資料を利用することとした。同試験所では、斜面に設置された雪崩予防柵にかかる雪圧や、その他の斜面積雪状況を複数年にわたって実験観測しているため、雪圧シミュレーションの条件や、結果の検討に必要な数種のデータがある。

ここでは、同試験所の実験観測データの中から、雪圧シミュレーションに関連するデータを整理、検討した。

4.3.1 観測状況

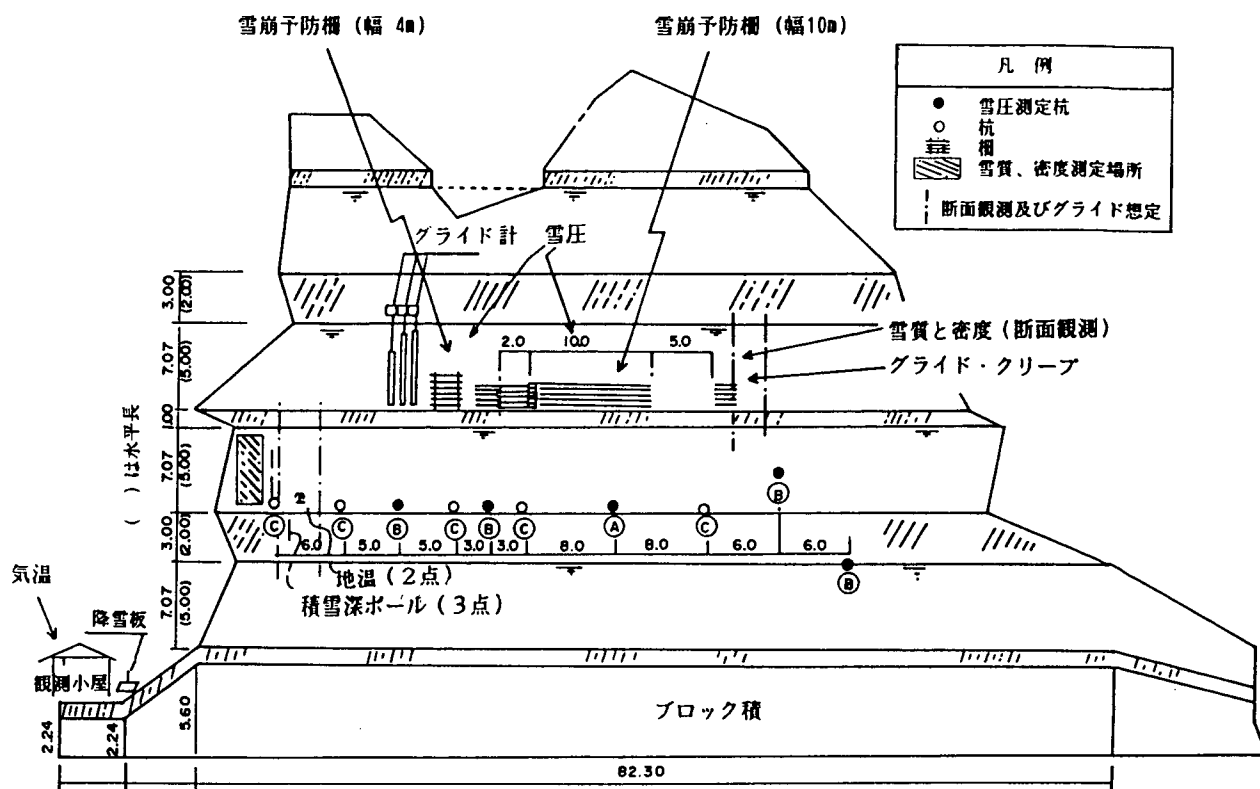
観測地点は、新潟県新井市の南東方約7kmの市道脇の北向き斜面である。

雪圧シミュレーションに関連する必要観測データがそろっている7つのケースを選定した。これらのケースの観測期間、観測項目は表-4.1に示すとおりである。本検討では、これらの7ケースを対象にシミュレーション計算を実施した。

表-4.1 観測期間と観測項目

ケース	観 測 年	降積雪	気 温	雪質密度	雪 圧	グライド・クリープ
1	昭和61年	○	○	1/17	○	1/17～1/30
2		○	○	2/13	○	2/14～2/25
3		○	○	3/ 5	○	3/ 5～3/14
4	昭和62年	○	○	1/27	○	1/27～2/ 6
5		○	○	2/24	○	2/24～3/ 7
6		○	○	3/10	○	3/10～3/19
7	平成元年	○	—	2/ 7	○	2/ 7～2/17
備 考		冬期間 毎 日	冬期間 毎 日	観 測 日	冬期間 毎 日	観 測 期 間

次に、観測斜面上の各種観測の測定箇所を図-4.12 に示す。また、観測斜面において斜面積雪深ならびに密度の測定に関する断面図を示すと図-4.13 のようになる。観測斜面の傾斜角は45度約7mの斜面長ごとに1mまたは3mの小段が切ってある。



市道、寸分道・小局線			
杭の種類		積雪深ポール (単位: m)	
(A)	A 杭	基準杭 (ロードセル6個) 上・中・下を測定	
(B)	B 杭	ロードセル3個	
(C)	C 杭	ダミー杭	

図-4.12 観測斜面内の測定箇所
(新潟県新井市東菅沼地区)

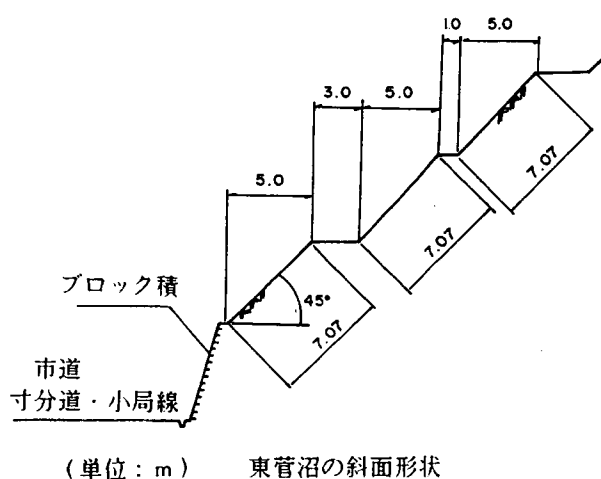


図-4.13(1) 観測斜面の断面図

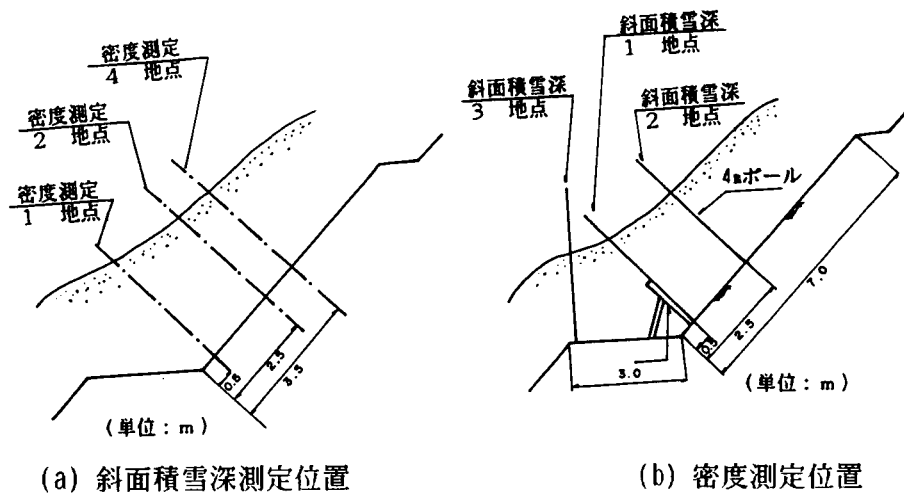


図-4.13(2) 観測斜面の断面図

4.3.2 観測期間中の気温

昭和61年、62年の観測期間中の気温の状況変化を図-4.14に示す。

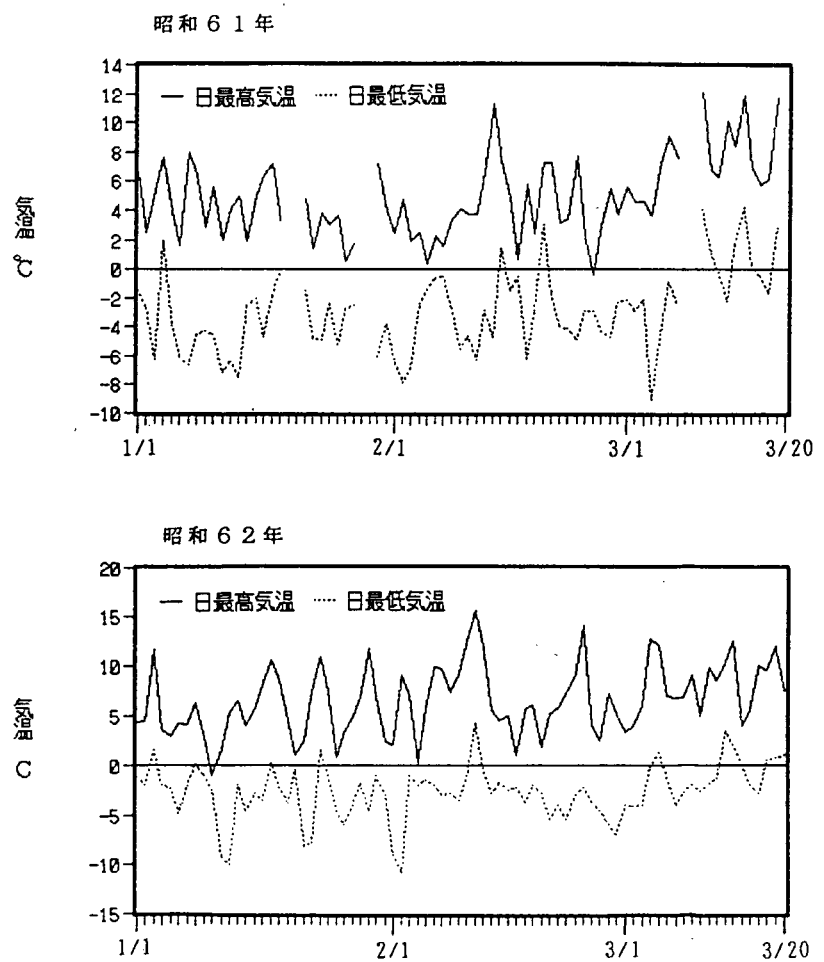


図-4.14 冬期間の気温

4.3.3 積雪層構造と密度

柵付近の積雪層構造、雪質、および積雪密度を図-4.15、図-4.16、図-4.17に示す。雪質と積雪密度は図中内の文字、数字で示した。

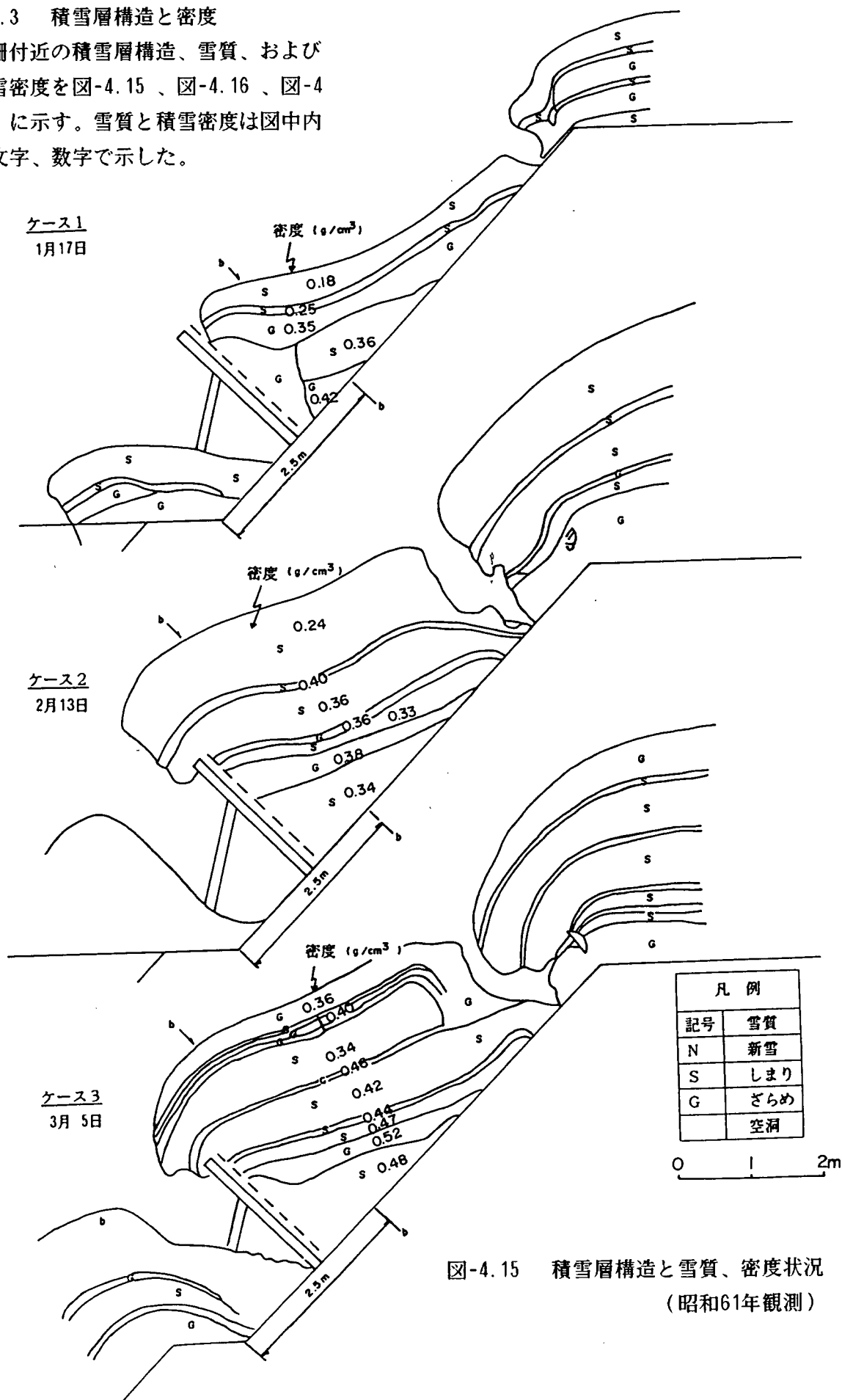
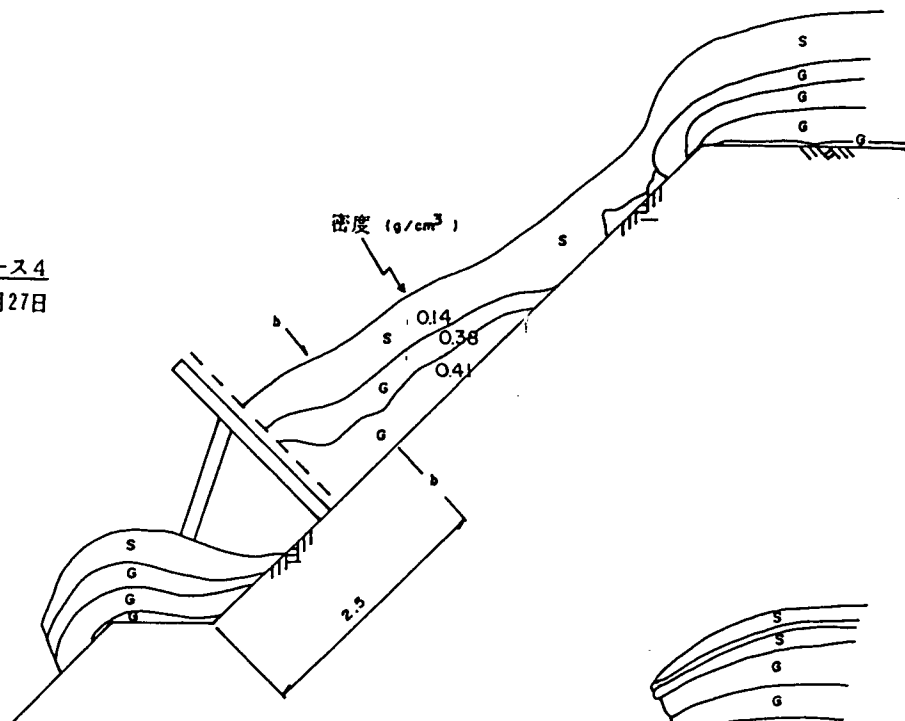
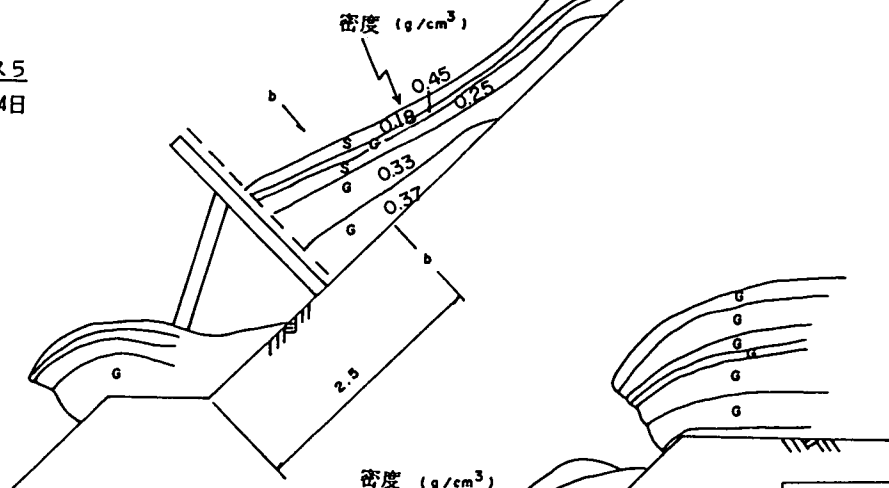


図-4.15 積雪層構造と雪質、密度状況
(昭和61年観測)

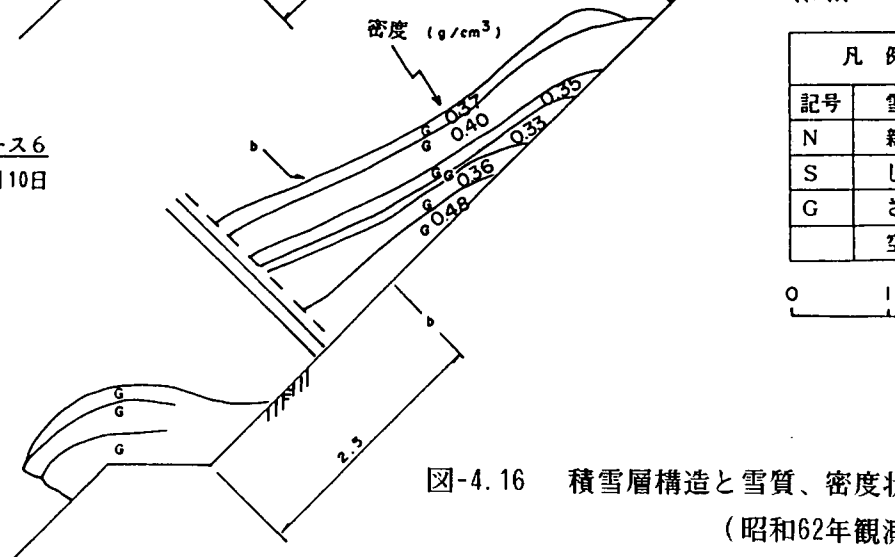
ケース4
1月27日



ケース5
2月24日



ケース6
3月10日



凡 例	
記号	雪質
N	新雪
S	しまり
G	ざらめ
	空洞

0 1 2m

図-4.16 積雪層構造と雪質、密度状況
(昭和62年観測)

ケース7
2月7日

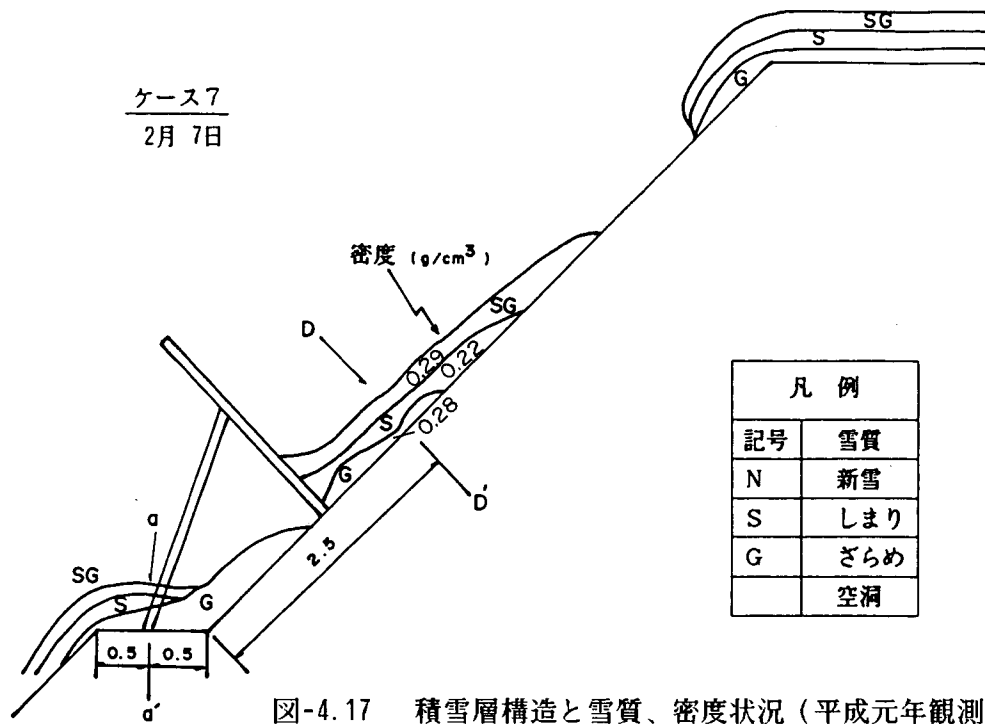


図-4.17 積雪層構造と雪質、密度状況（平成元年観測）

4.3.4 柵にかかる雪圧

柵にかかる雪圧は、ロードセルによる経時変化と圧痕計による年1回の最大値の測定を行っている。しかし、積雪構造や密度、クリープ、グライド等の観測と同じ時期の雪圧はロードセルの

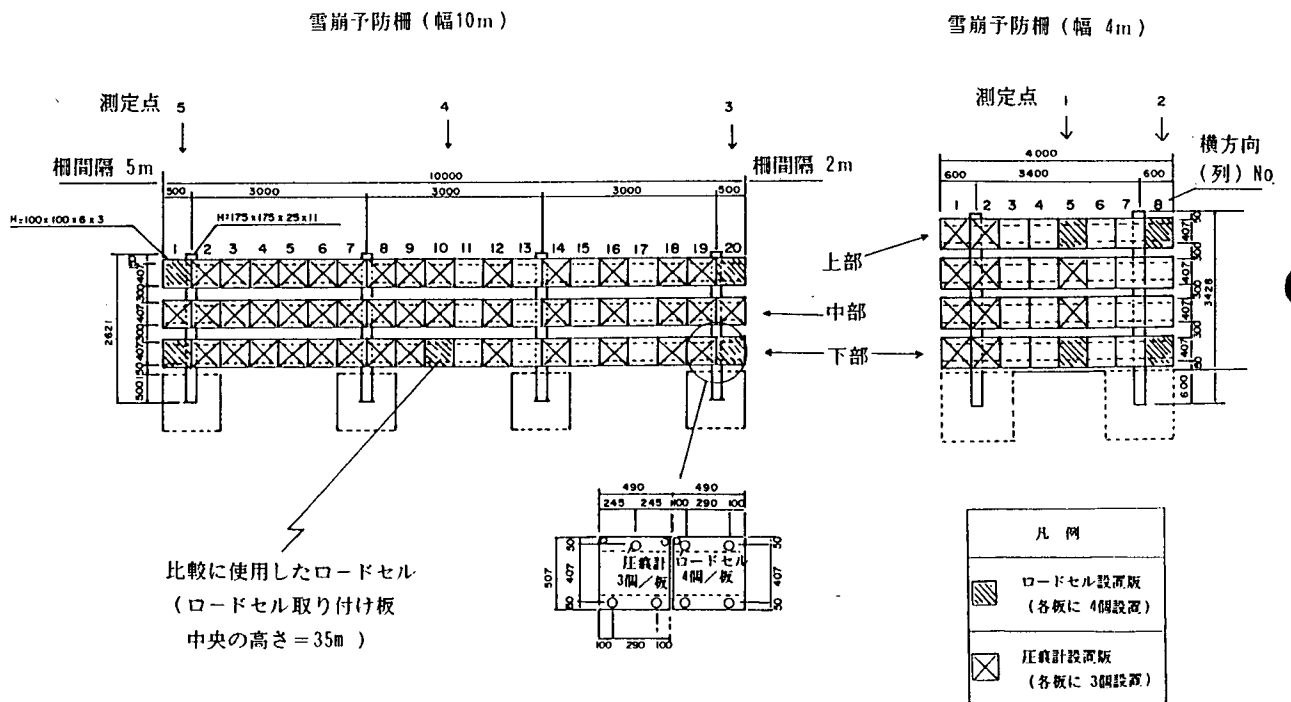


図-4.18 柵における雪圧測定点位置

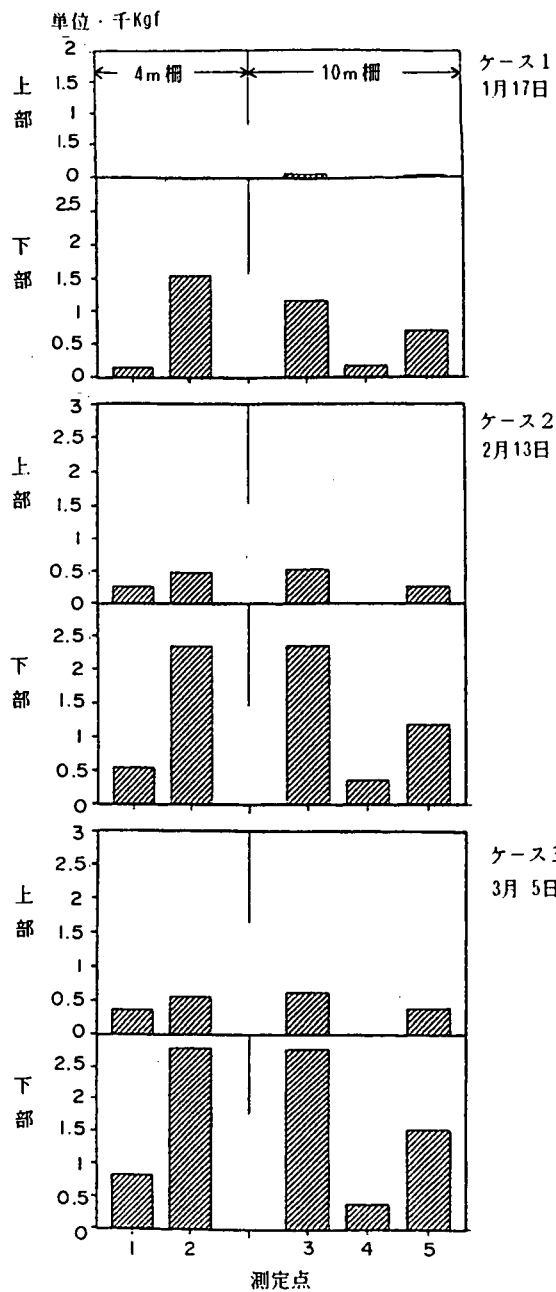


図-4.19 柵にかかる雪圧 (ロードセル)
昭和61年観測

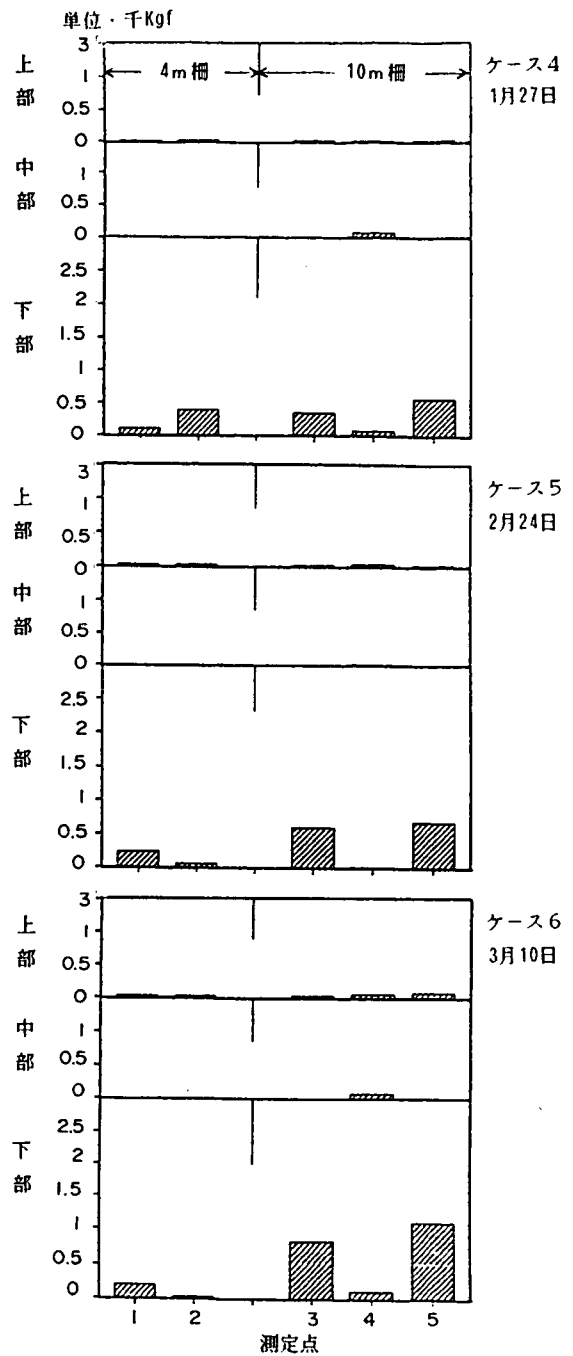


図-4.20 柵にかかる雪圧 (ロードセル)
昭和62年観測

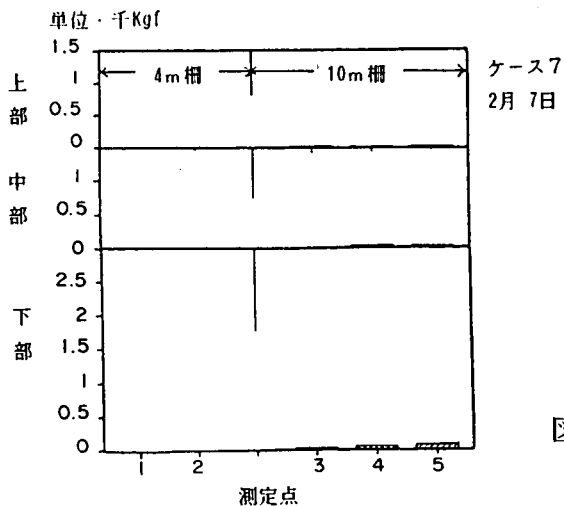


図-4.21 柵にかかる雪圧 (ロードセル)
平成元年観測

観測でしか知ることはできない。そこで、ロードセルによる結果を整理検討した。現地における雪圧測定点の位置を示すと図-4.18 のようになる。

次ぎに、積雪層構造、密度の観測日の柵にかかる雪圧を図-4.19、図-4.20、図-4.21 に示す。雪圧は、柵中央部よりも端部で大きい傾向にある。

4.3.5 グライドとクリープ

斜面積雪の移動量（グライドとクリープ）の測定点を図-4.22 に示す。移動量は、水平移動量と鉛直移動量の測定結果より求めた。表-4.2には測定期間中の移動量各成分を、表-4.3には日平均移動量の各成分を示す。これらの各成分移動量から斜面方向移動量を算出した結果を表-4.4と図-4.23 ～図-4.25 に示す。

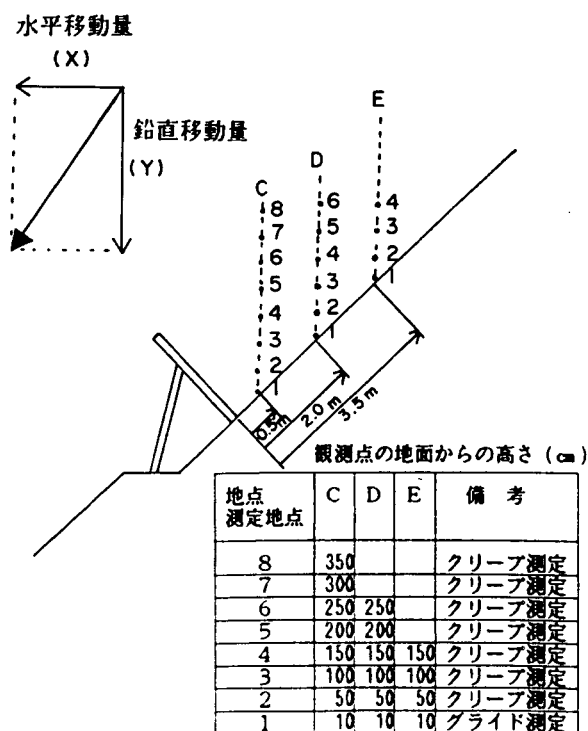


図-4.22 グライド・クリープの観測点位置

表-4.2 グライド・クリープの観測値

(期間中の水平、鉛直成分移動量、mm)

観測期間	地点	X/Y	測定地点							
			1	2	3	4	5	6	7	8
S. 61.1.17 -1.30	C	Y	50	80	70	150	220			
		X	0	0	0	0	0			
		Y	70	50	200					
	D	X	20	20	25					
		Y	90	220						
		X	55	75						
2.14 -2.25	C	Y	30	40	90	90	100	160	240	260
		X	0	0	0	5	10	30	45	45
		Y	90	100	140	140	220	260		
	D	X	0	0	10					
		Y	15	100		20	40	50		
		X	10	30						
3.5 -3.14	C	Y	95	90	150	180	230	320		
		X	18	50	75	25	40	40		
		Y	95	170	190	220	280	290		
	D	X	40	35	55	63	90	100		
		Y	95	150	180	265				
		X	50	55	105	136				
S. 62.1.27 -2.6	C	Y	60	80	190	210				
		X	20	25	20	35				
		Y	70	120						
	D	X	55	40	35					
		Y	80	320	400					
		X	130	70	80					
2.24 -3.7	C	Y	50	80	180					
		X	25	25	60					
		Y	70	140	230					
	D	X	65	80	100					
		Y	40	220	190					
		X	120	140	240					
3.10 -3.19	C	Y	50	150	250					
		X	70	105	150					
		Y	70	130	140					
	D	X	105	115	120					
		Y	30	380	500					
		X	130	140	140					
H. 1.2.7 -2.17	C	Y	10	20	36					
		X	9	8	15					
		Y	10	20	29					
	D	X	16	23	20					
		Y	10	24						
		X	28	37						

表-4.3 グライド・クリープの観測値

(期間中の日平均の水平、鉛直成分移動量、mm/day)

観測期間	地点	X/Y	測 定 地 点							
			1	2	3	4	5	6	7	8
S.61.1.17 -1.30	C	Y	3.85	6.15	5.38	11.54	16.92			
	X		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
	D	Y	5.38	3.85	15.38					
	X		1.54	1.54	1.92					
	E	Y	6.92	16.92						
2.14 -2.25	X		4.23	5.77						
	C	Y	2.73	3.64	8.18	8.18	9.09	14.55	21.82	23.64
	X		0.00	0.00	0.00	0.45	0.91	2.73	4.09	4.09
	D	Y	8.18	9.09	12.73	12.73	20.00	23.64		
	X		0.00	0.00	0.91	1.82	3.64	4.55		
3.5 -3.14	E	Y	1.36	9.09						
	X		0.91	2.73						
	C	Y	10.56	10.00	16.67	20.00	25.56	35.56		
	X		2.00	5.56	8.33	2.78	4.44	4.44		
	D	Y	10.56	18.89	21.11	24.44	31.11	32.22		
S.62.1.27 -2.6	X		4.44	3.89	6.11	7.00	10.00	11.11		
	E	Y	10.56	16.67	20.00	29.44				
	X		5.56	6.11	11.67	15.11				
	C	Y	6.00	8.00	19.00	21.00				
	X		2.00	2.50	2.00	3.50				
2.24 -3.7	D	Y	7.00	12.00						
	X		5.50	4.00	3.50					
	E	Y	8.00	32.00	40.00					
	X		13.00	7.00	8.00					
	C	Y	4.55	7.27	16.36					
3.10 -3.19	X		2.27	2.27	5.45					
	D	Y	6.36	12.73	20.91					
	X		5.91	7.27	9.09					
	E	Y	3.64	20.00	17.27					
	X		10.91	12.73	21.82					
H. 1.2.7 -2.17	C	Y	5.56	16.67	27.78					
	X		7.78	11.67	16.67					
	D	Y	7.78	14.44	15.56					
	X		11.67	12.78	13.33					
	E	Y	3.33	42.22	55.56					
	X		14.44	15.56	15.56					
	C	Y	1.00	2.00	3.60					
	X		0.90	0.80	1.50					
	D	Y	1.00	2.00	2.90					
	X		1.60	2.30	2.00					
	E	Y	1.00	2.40						
	X		2.80	3.70						

表-4.4 グライド・クリープの観測値

(期間中の斜面方向の日平均移動量、mm/day)

観測期間	地点	測 定 地 点							
		1	2	3	4	5	6	7	8
S.61.1.17 -1.30	C	2.72	4.35	3.81	8.16	11.97			
	D	4.90	3.81	12.24					
	E	7.89	16.05						
2.14 -2.25	C	1.93	2.57	5.79	5.79	7.07	12.22	18.32	19.60
	D	5.79	6.43	9.64	10.29	16.71	19.92		
	E	1.60	8.36						
3.5 -3.14	C	8.87	11.00	17.68	16.10	21.21	28.28		
	D	10.60	16.11	19.25	22.23	29.07	30.64		
	E	11.39	16.11	22.39	31.51				
S.62.1.27 -2.6	C	5.65	7.43	14.84	17.32				
	D	8.84	11.32	2.47					
	E	14.85	27.58	33.94					
2.24 -3.7	C	4.82	6.75	15.43					
	D	8.68	14.14	21.21					
	E	10.28	23.14	27.64					
3.10 -3.19	C	9.43	20.04	31.43					
	D	13.75	19.25	20.43					
	E	12.57	40.86	40.28					
H. 1.2.7 -2.17	C	1.35	1.98	3.61					
	D	1.84	3.04	3.49					
	E	2.69	3.32						

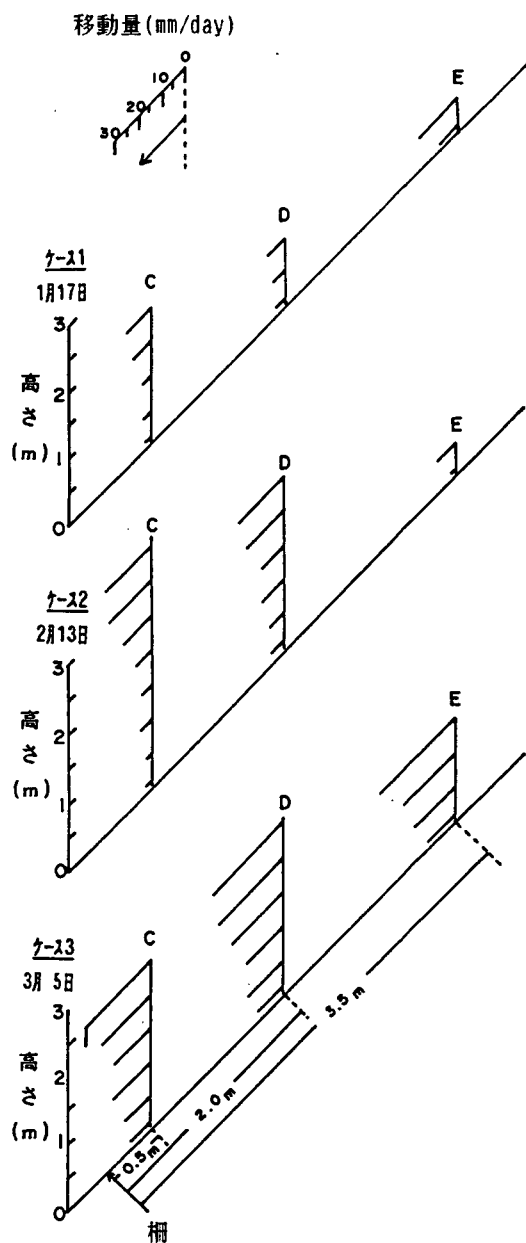


図-4.23 グライド・クリープの観測値
(昭和61年観測期間中の斜面
方向日平均移動量、mm/day)

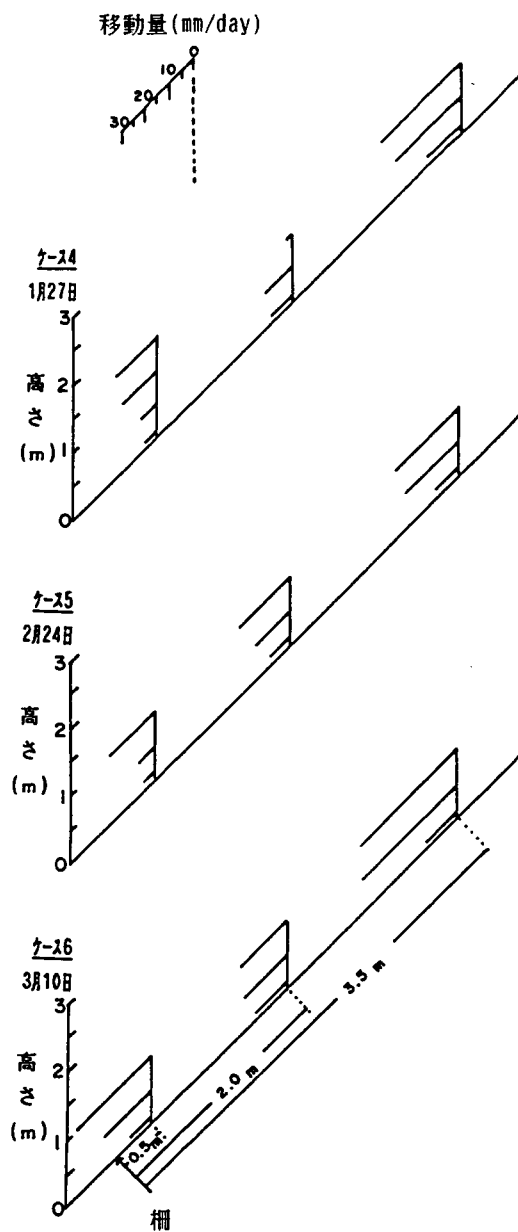


図-4.24 グライド・クリープの観測値
(昭和62年観測期間中の斜面
方向日平均移動量、mm/day)

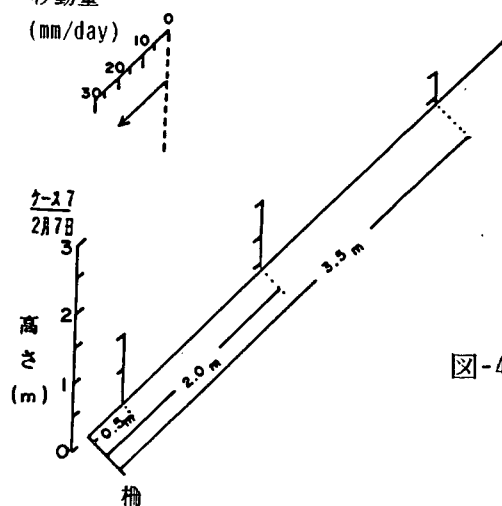


図-4.25 グライド・クリープの観測値
(平成元年観測期間中の斜面
方向日平均移動量、mm/day)

4.4 2次元シミュレーションの結果

4.4.1 積雪の変形

7つのケースについて、雪圧シミュレーションの結果から得た積雪の変形状況は図-4.26 に示すとおりである。各図には初期の形状とある日数後の変形状況を示してある。また、同時に応力の表示位置についても●で図示した。これらによれば、積雪深の大きなケースほど変形は顕著となり、鉛直方向の縮みよりも、斜面方向の縮みの方が大きい傾向にある。

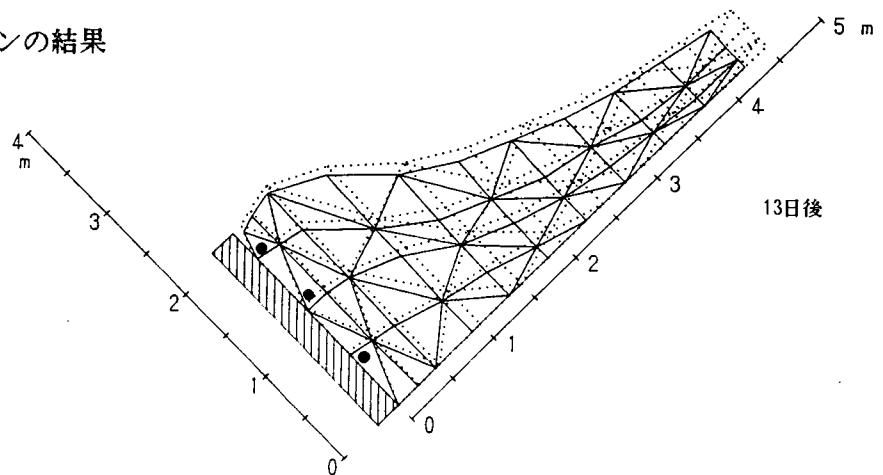


図-4.26(1) 積雪の変形計算結果（ケース1）

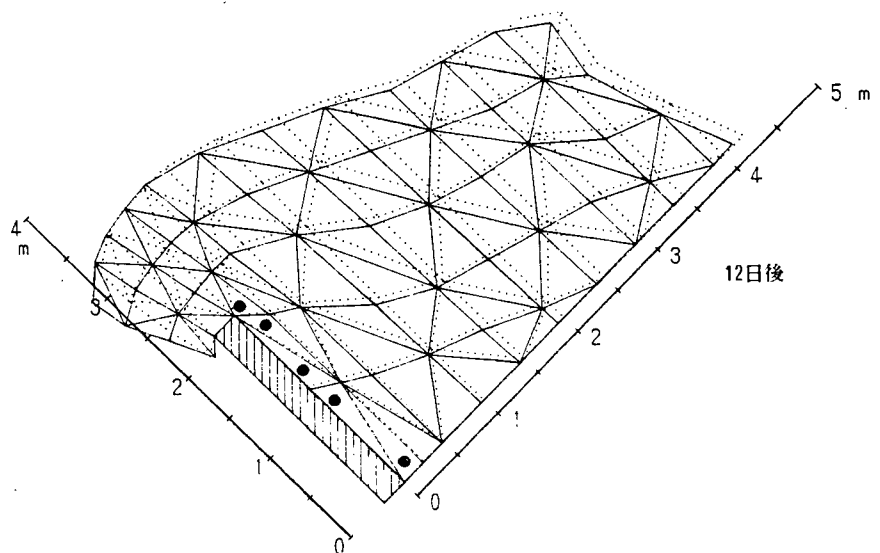


図-4.26(2) 積雪の変形計算結果（ケース2）

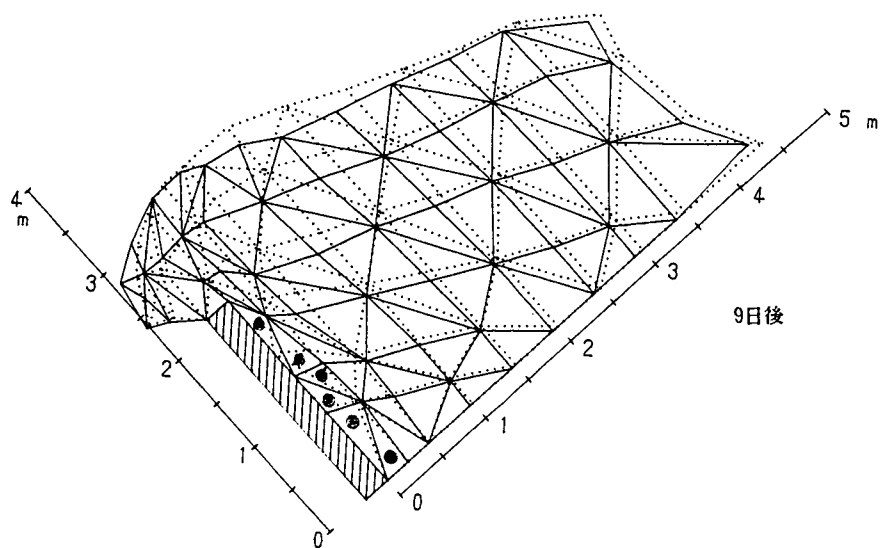


図-4.26(3) 積雪の変形計算結果（ケース3）

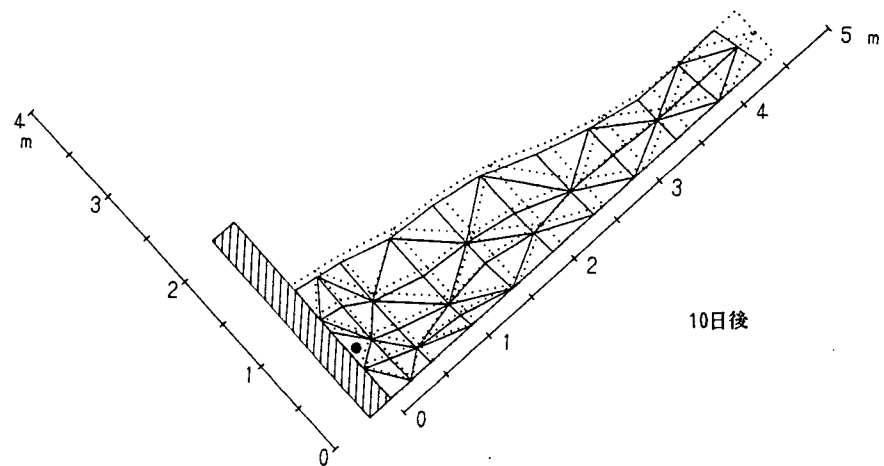


図-4.26(4) 積雪の変形計算結果 (ケース4)

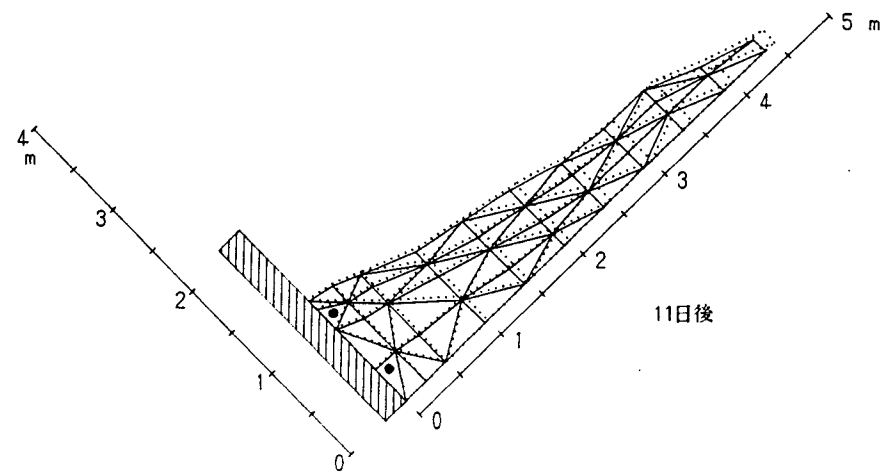


図-4.26(5) 積雪の変形計算結果 (ケース5)

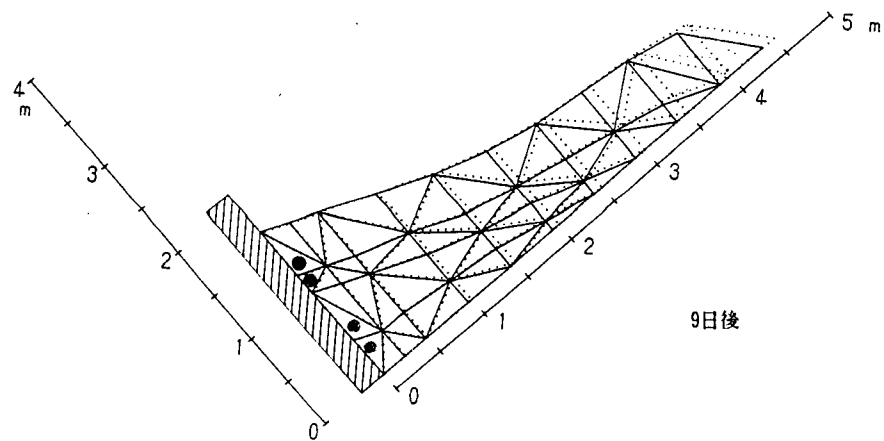


図-4.26(6) 積雪の変形計算結果 (ケース6)

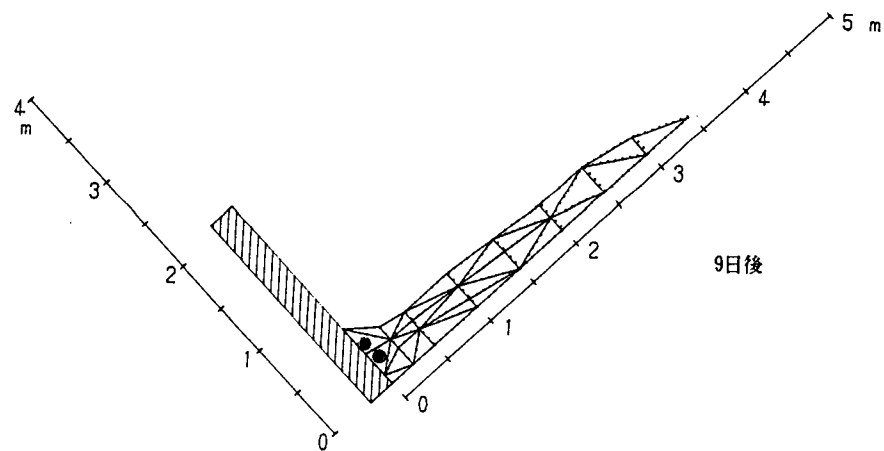


図-4.26(7) 積雪の変形計算結果 (ケース7)

4.4.2 積雪内の応力

シミュレーションの実施により得られた積雪内の応力状況を図-4.27に示す。図に示す応力は、メッシュ毎の平均値である。いずれのケースも柵の近くの応力が大きくなっており、特に、ケース2、と3のように柵の高さ以上に積雪がある場合は柵の上端部付近に大きな応力が発生する。

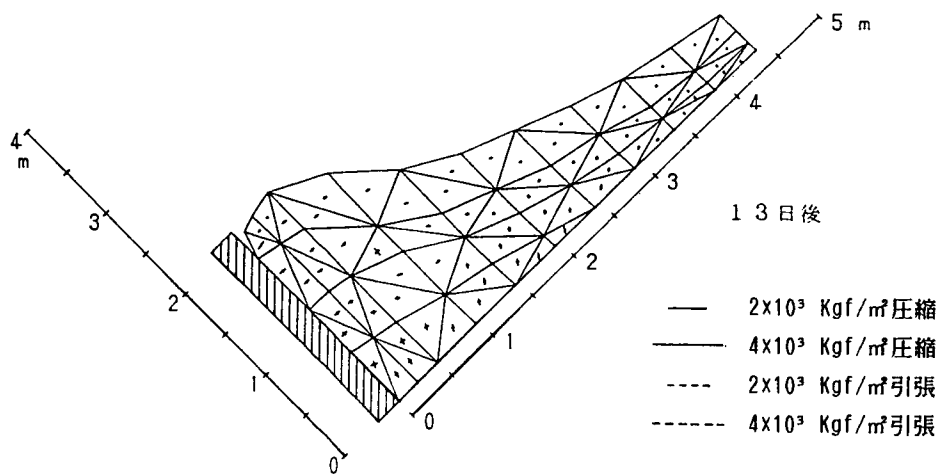


図-4.27(1) 積雪内の応力分布 (ケース1)

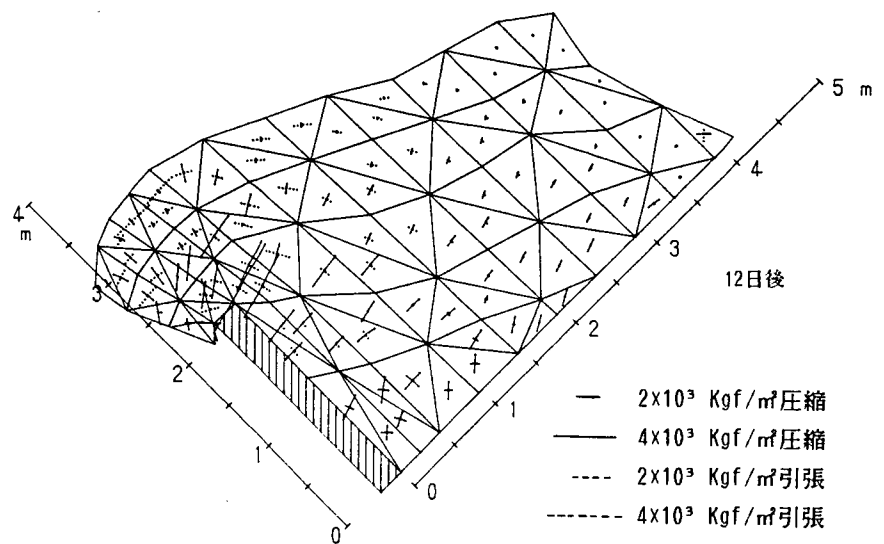


図-4.27(2) 積雪内の応力分布 (ケース2)

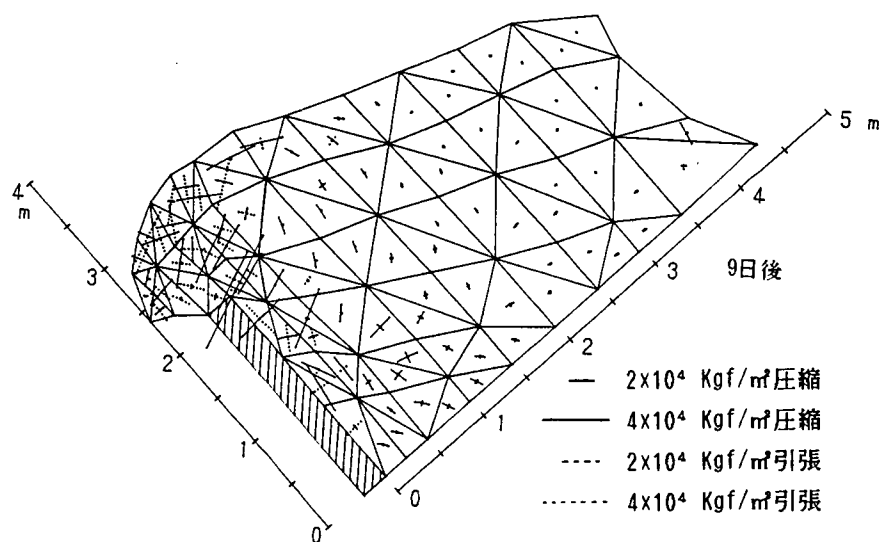


図-4.27(3) 積雪内の応力分布 (ケース3)

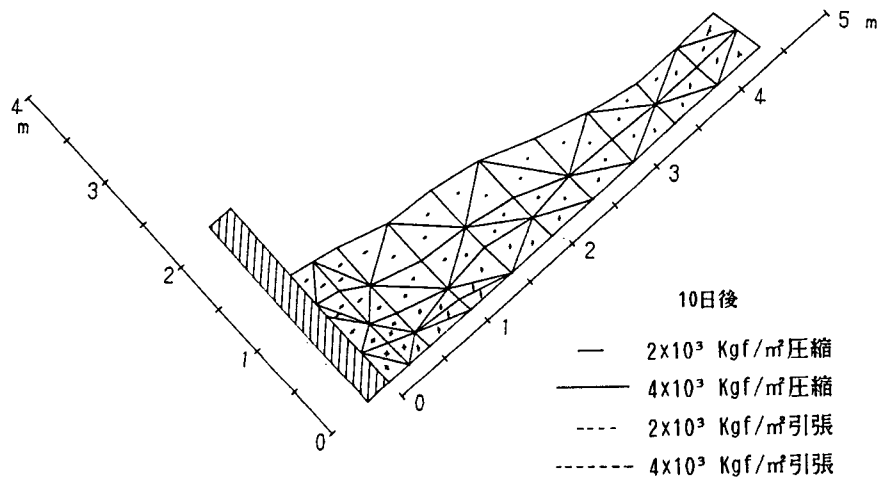


図-4.27(4) 積雪内の応力分布 (ケース4)

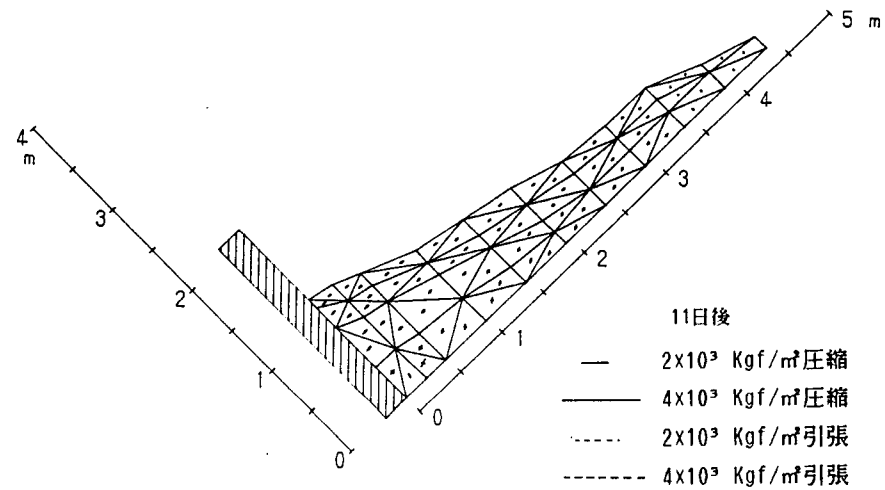


図-4.27(5) 積雪内の応力分布 (ケース5)

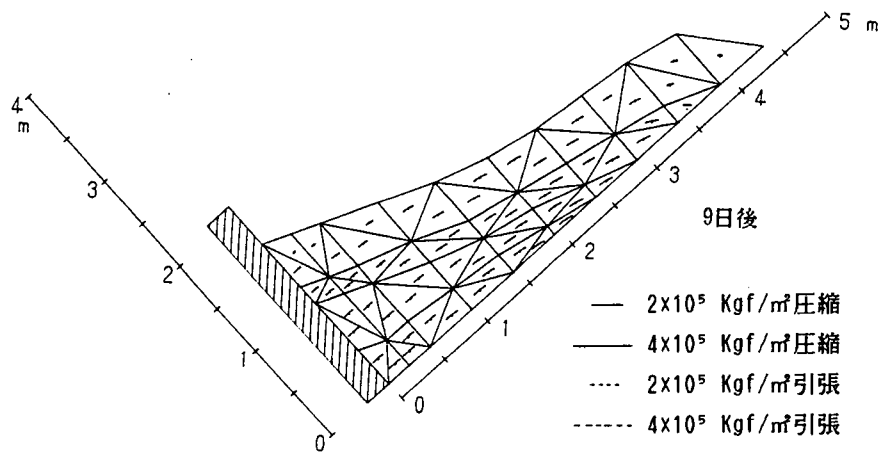


図-4.27(6) 積雪内の応力分布 (ケース6)

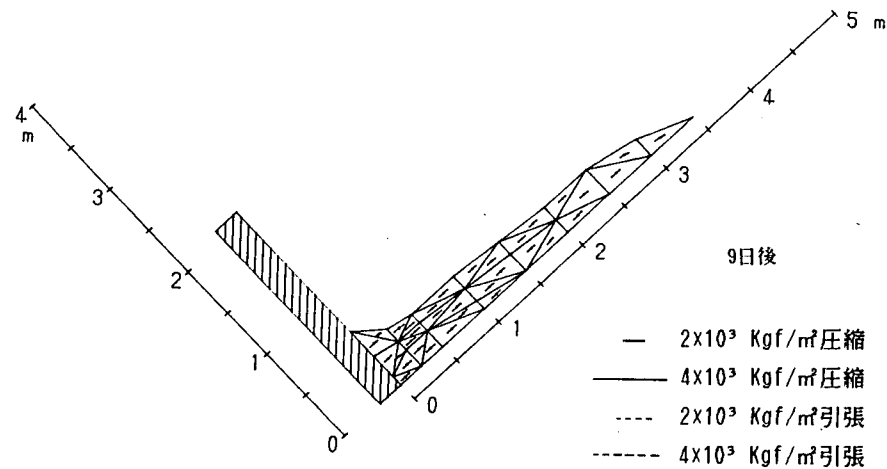


図-4.27(7) 積雪内の応力分布 (ケース7)

4.4.3 積雪の変位量

ケース1と2の柵から3.5m上部の地点における積雪底面と表面について、シミュレーションで得られた積雪内の斜面方向変位量を図-4.28(1)に示す。積雪底面では、グライド速度にしたがった変位を示し、この変位は日数に対して直線的に増加している。この状況は、積雪表面でもほぼ同じである。

図-4.28(2)～(3)にはケース1、2、4およびケース5についての変位量の高さ分布を観測値と比較して示す。変位量は、いずれも柵から3.5m上部の地点における値を示す。計算値も観測値も変位量は高さが増すほどに大きくなるが、その増加傾向は、観測値よりも計算値の方が小さい。

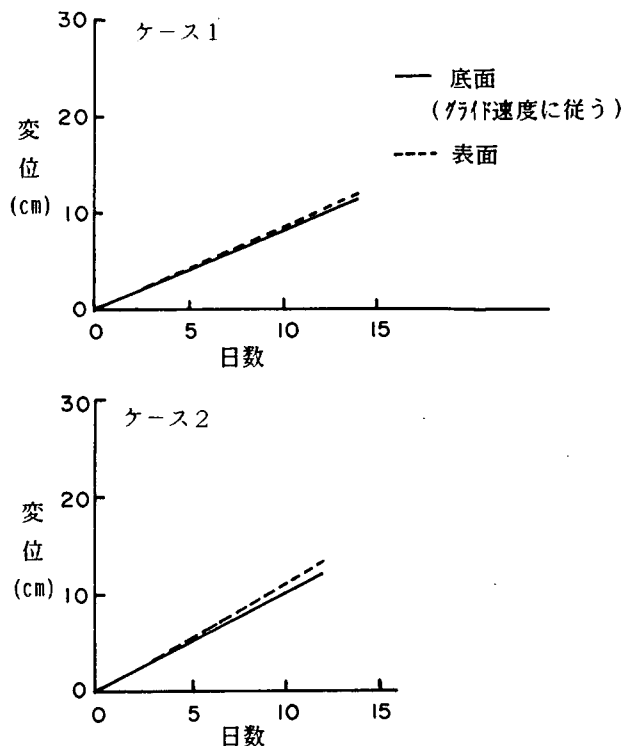


図-4.28(1) 積雪の斜面方向変位量
(柵から3.5mの地点)

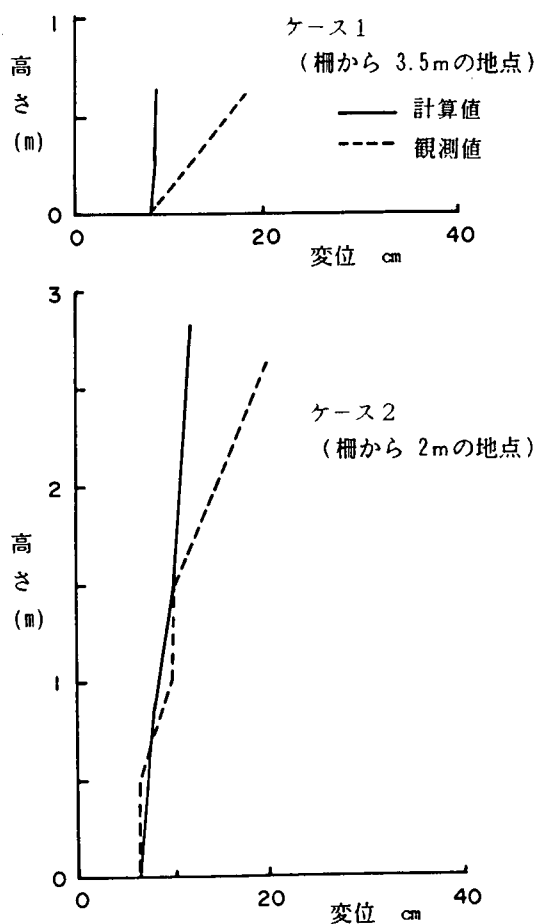


図-4.28(2) 変位量の計算値と観測値の比較
(10日間の斜面方向変位量)

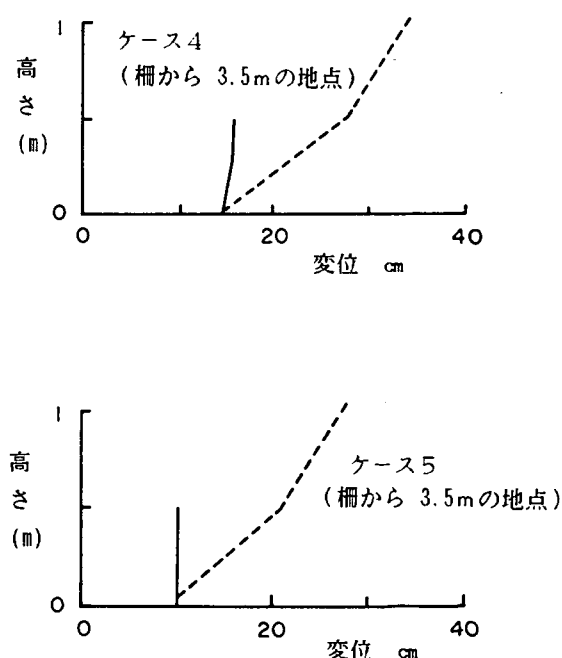


図-4.28(3) 変位量の計算値と観測値の比較
(10日間の斜面方向変位量)

4.4.4 柵に作用する雪圧

シミュレーションの結果から得られた積雪内の応力（前出の図-4.27）の内、柵に隣接しているメッシュ毎の斜面方向応力を斜面方向の柵にかかる雪圧として図-4.29 に示す。図に示す高さは柵に隣接しているメッシュの重心高さである。柵にかかる雪圧は日数の経過により少し増加する傾向にある。ただし、ケース2の柵上端付近にかかる雪圧（高さ217cm）は、急激に増加している。このことは、日数の経過と共に柵を越えて垂れ下がろうとする積雪が多くなるために生じているものと思われる。

図-4.30 には、シミュレーションで得られた柵にかかる雪圧と観測値（ロードセルによる観測）を比較して示す。シミュレーションは2次元で実施しているため、斜面横断方向に状況の変化がない場所の観測値が当てはまることになる。したがって、シミュレーション条件と最も近い観測は10m柵の中央部になる。

シミュレーション結果と10m柵下部の雪圧を比較すると、ケース2、4、5は、ほぼ一致しているが、ケース1については計算値が観測値よりも小さくなっている。

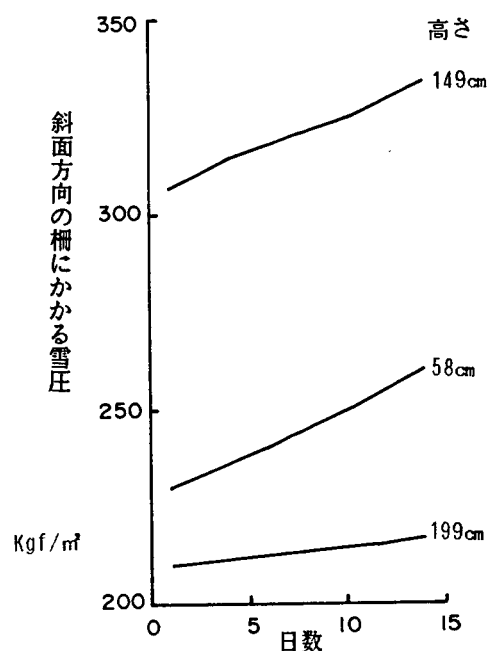


図-4.29(1) 柵にかかる雪圧（ケース1）

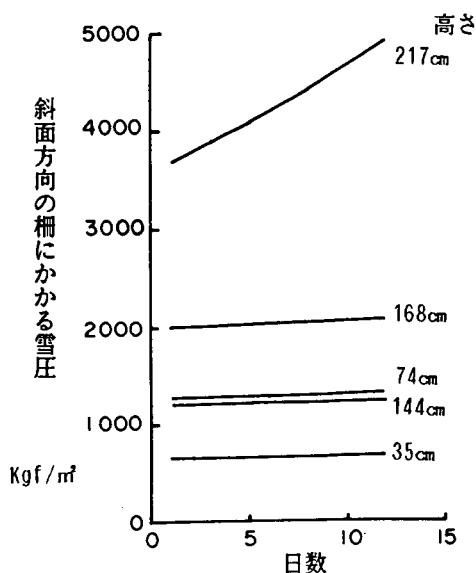


図-4.29(2) 柵にかかる雪圧（ケース2）

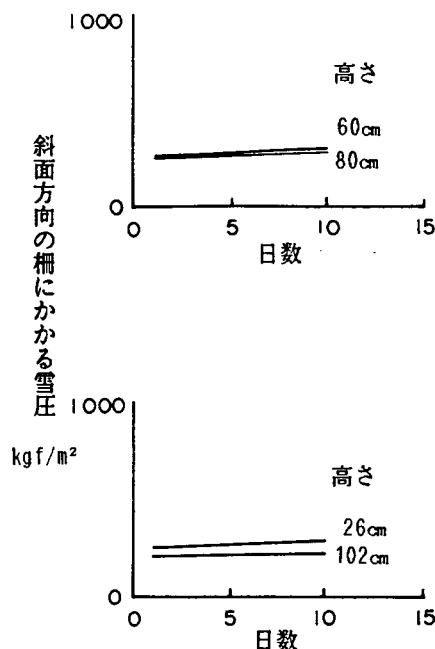


図-4.29(3) 柵にかかる雪圧（ケース4, 5）

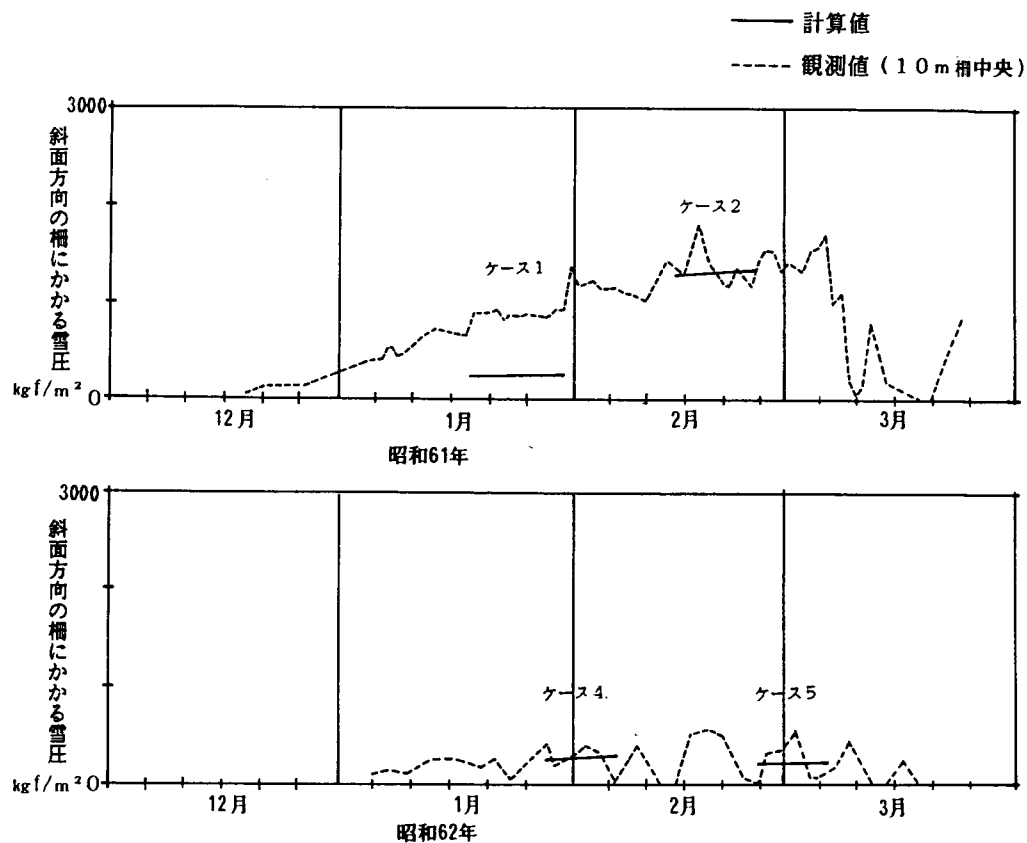


図-4.30 柵にかかる雪圧の観測値と計算値の比較

4.4.5 モデル積雪による雪圧シミュレーション

シミュレーションの実施により得られた成果を示すと図-4.31、図-4.32、図-4.33、図-4.34 のようになる。なお、計算条件は次のとおりである

(1) 等密度モデル

密度: $0.35 \text{ (g/cm}^3 \text{)}$

積雪底面: グライド

柵から2~5m: 10 mm/day

1m: 5 mm/day

0.5m: 2.5 mm/day

積雪上部: クリープ

高さ1m: 15 mm/day

2m: 20 mm/day

3m: 30 mm/day

(2) 密度3段階モデル

密度: 0~2.2m: $0.4 \text{ (g/cm}^3 \text{)}$

~2.8m: $0.25 \text{ (g/cm}^3 \text{)}$

~3.0m: $0.1 \text{ (g/cm}^3 \text{)}$

(平均密度は $0.35 \text{ (g/cm}^3 \text{)}$ となる)

積雪底面: グライド

柵から2~5m: 10 mm/day

1m: 5 mm/day

0.5m: 2.5 mm/day

積雪上部: クリープ

高さ1m: 15 mm/day

2m: 20 mm/day

3m: 30 mm/day

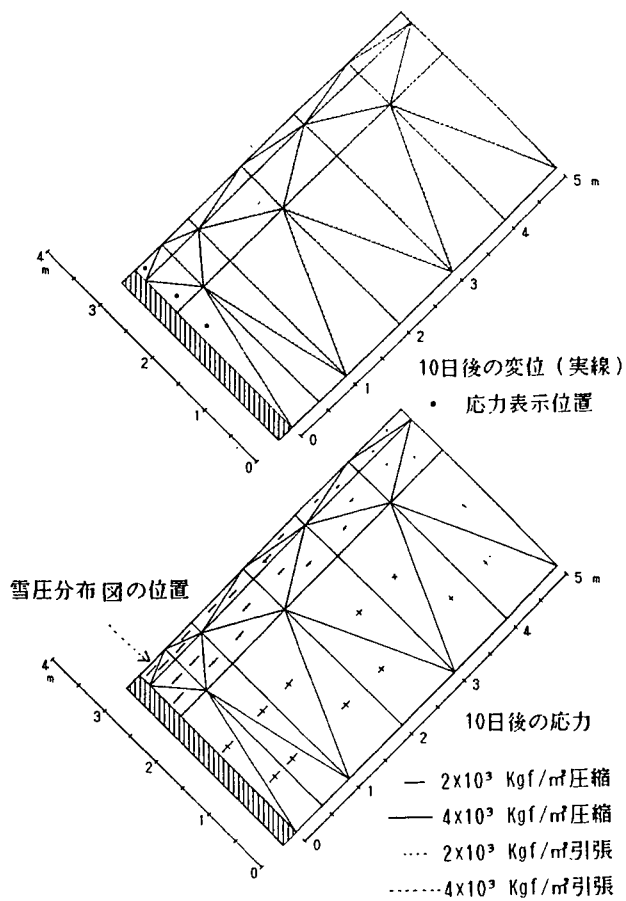


図-4.31 等密度モデルの変位と応力 (10日後)

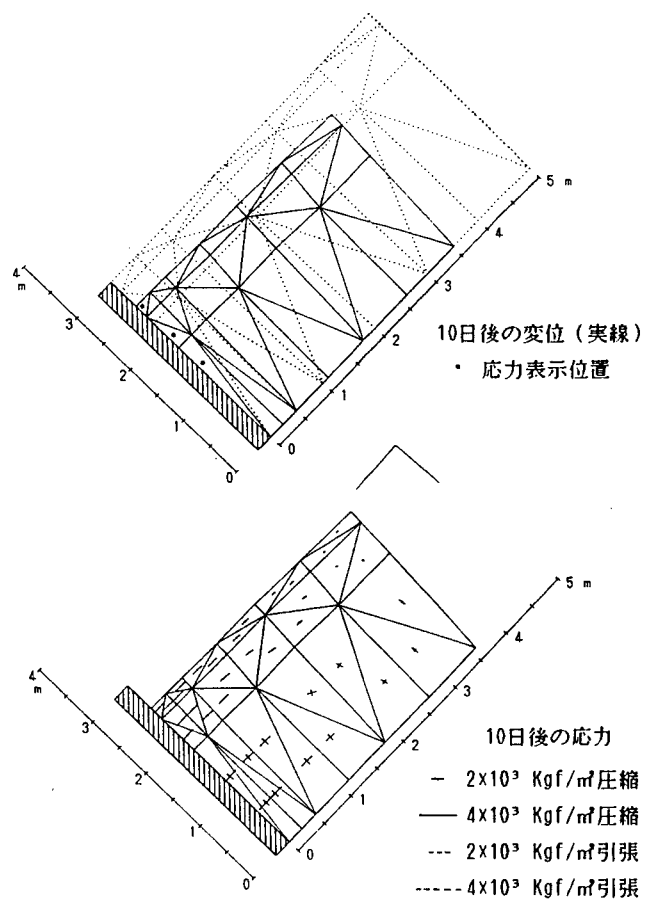


図-4.32 三層モデルの変位と応力 (10日後)

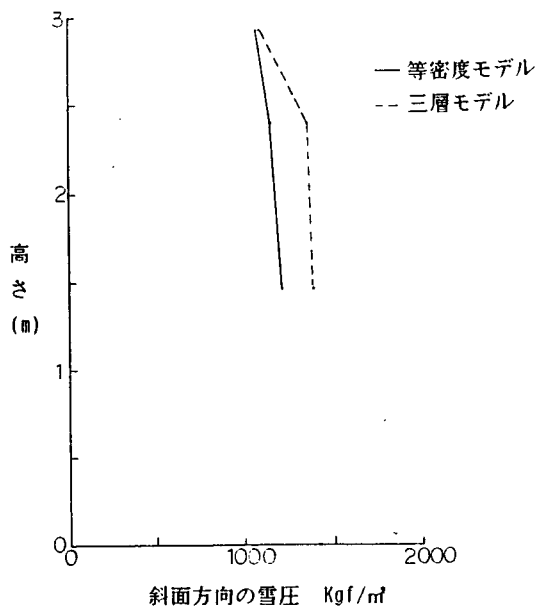


図-4.33 柵近傍の雪圧 (斜面方向応力) 分布

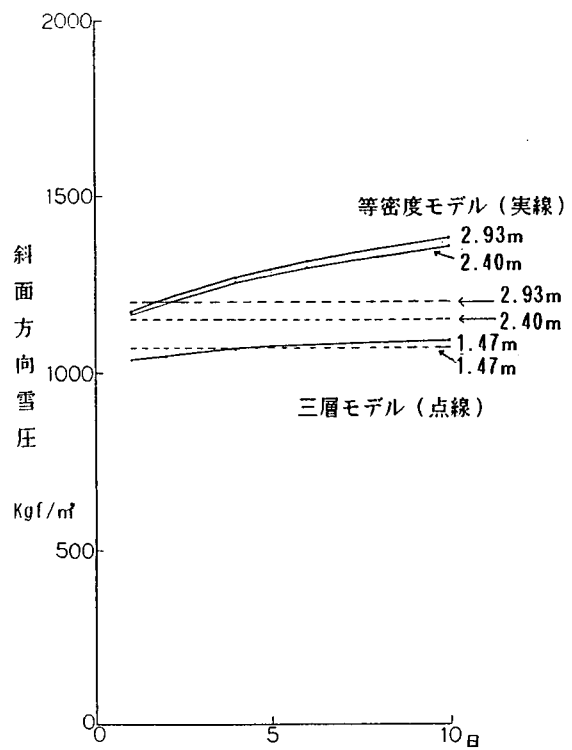


図-4.34 柵近傍の雪圧の時系列的変化
(図中の数字は柵沿いの高さ)

4.4.6 2次元シミュレーション結果の検討

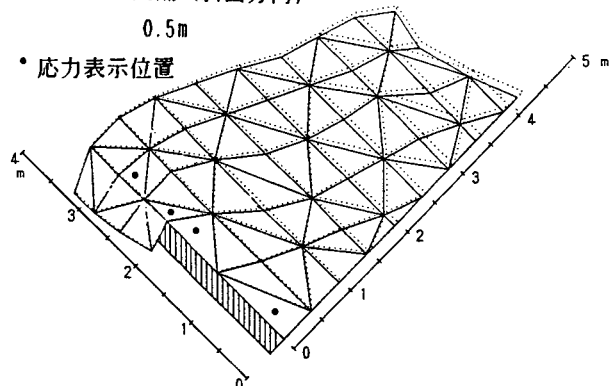
(1) メッシュの大きさ

メッシュは、シミュレーションにより圧力や変位の知りたい領域のスケールや形状により適切な大きさを選ぶ必要がある。基本的にはメッシュは細かいほど計算精度は向上するが、データの作成および計算機的能力等を考慮すると、最小限のメッシュ数をとるべきであり、メッシュの大きさは精度上問題なければ大きくする方がよい。

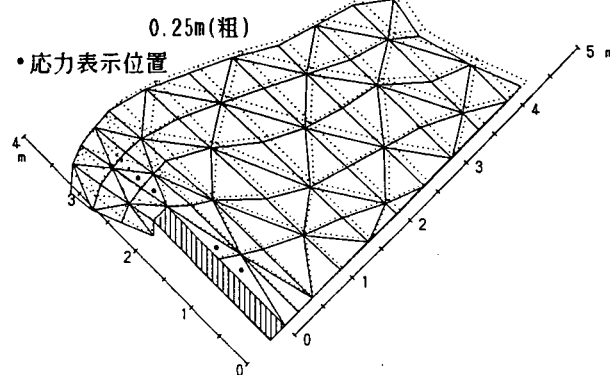
本シミュレーションでは積雪層構造に従ったメッシュの切り方を、斜面方向に等間隔でメッシュを設定している。ただし、柵の近傍では応力の集中等が予想され、また、柵にかかる圧力を精度よく求めるため、メッシュの間隔についての検討を行った。

図-4.35 には、ケース2について、柵近くのメッシュ間隔を0.5mと0.25mの2種に設定し、かつ0.25mの時には積雪層構造の中もメッシュを設定した場合の変位状況を比較して示す。また、図-4.36 には、2種のメッシュについて柵近傍の雪圧計算値を比較して示す。これらによれば、メッシュの間隔が0.5mと0.25m(細)のもの計算結果が類似しており、0.25m(粗)は適切なメッシュが設定されていなかったために、柵の上端部における応力の集中状況が表現されていない。したがって、メッシュを設定する際には、注目したい所に努めて小さくする必要がある。

柵近傍のメッシュ間隔 (斜面方向)



柵近傍のメッシュ間隔 (斜面方向)



柵近傍のメッシュ間隔 (斜面方向)

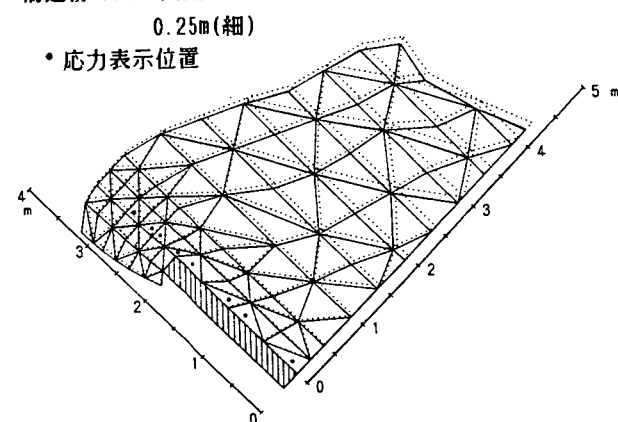


図-4.35 メッシュの大きさによる積雪変形比較

柵近傍のメッシュ間隔 (斜面方向)

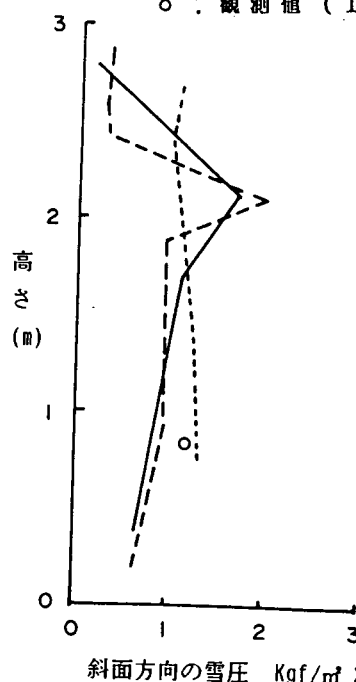


図-4.36 メッシュの大きさによる柵近傍の雪圧計算値比較

(2) 境界条件

1. グライド条件

積雪底面の境界条件は、観測値をもとにして設定しているが、グライド量の与え方はシミュレーションの結果に大きく影響するものと考えられる。そこで、グライドを与えた場合と与えない場合、およびグライド速度の斜面方向分布の与え方による違いについて検討を行う。

図-4.37 と図-4.38 には、グライドを与えた場合と与えない場合（自由すべり）の変形状況と変位量を比較して示す。グライド条件を与えた場合よりも自由すべりのほうが斜面方向の変位量が多い。この結果は、グライド条件の設定により斜面と積雪底面の間に働く摩擦抵抗力が表現されたことを示している。

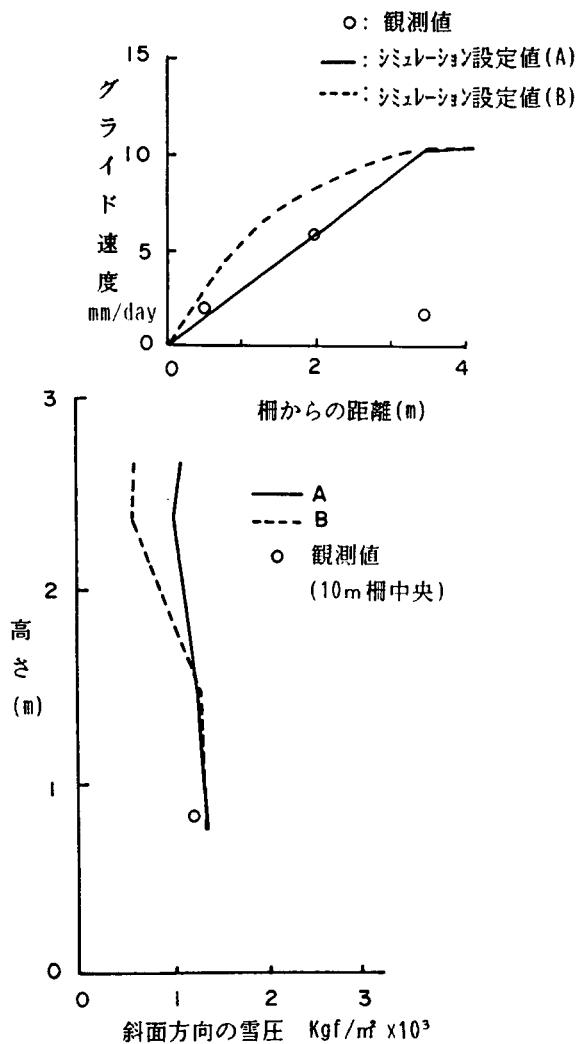


図-4.39(1) グライド速度分布の違いによる柵近傍の雪圧比較（ケース2、グライド設定値A、Bのタイプについて）

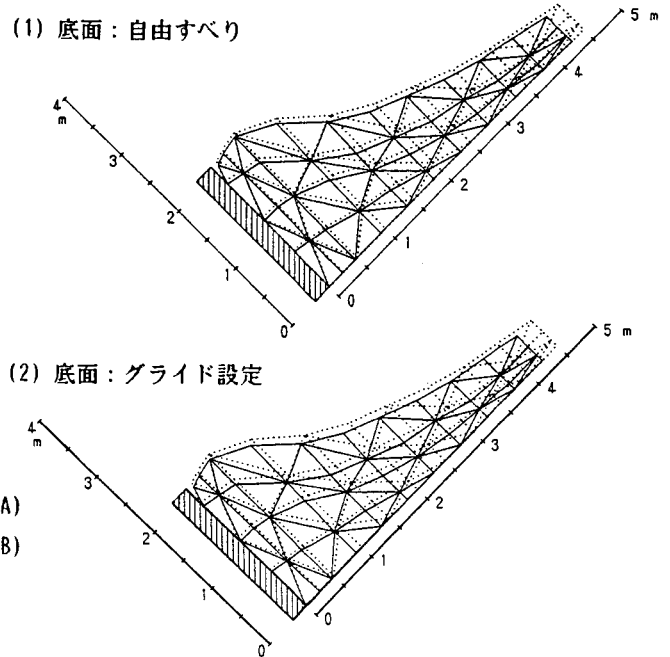


図-4.37 グライド条件を与えた場合（2）と与えない場合（1）の積雪変形比較（ケース1、13日後の場合）

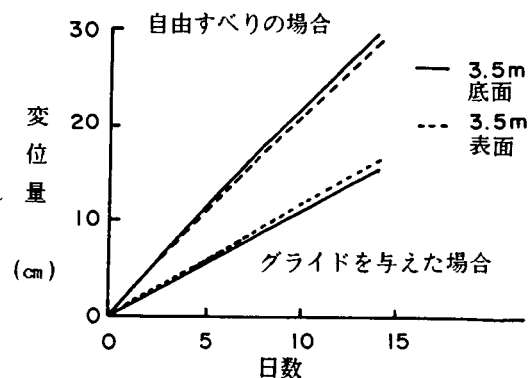


図-4.38 グライド条件を与えた場合と与えない場合の変位量比較（ケース2、柵から3.5mの地点）

図-4.39 にはグライド速度の斜面方向分布の違いによる柵近傍雪圧の計算値を比較して示す。グライド速度が柵の近くまで大きい場合（B）は、柵近傍の雪圧が大きくなる傾向にある。

2. クリープ条件

シミュレーションの対象積雪が、対象外の斜面上方の積雪とつながっている場合、対象積雪の上端に、クリープ条件を設定する必要がある。そこで、シミュレーション対象の上端がさらに上方の積雪とつながった状況にあるケース4について、観測データにもとづくクリープ（斜面方向変位速度）を積雪の上端に与えた場合と与えない場合を比較した。

図-4.40 にはクリープ条件の有無による積雪の変形を比較して示す。クリープ条件を与えた場合には、上端の上部の斜面方向変位が大きくなるが、その影響は1 m程度の範囲に限られ、図-4.41 の柵近傍雪圧の計算値には顕著に影響しないといえる。ただし、対象積雪を柵近傍に限定して計算するような場合、クリープ条件は重要となるものと思われる。

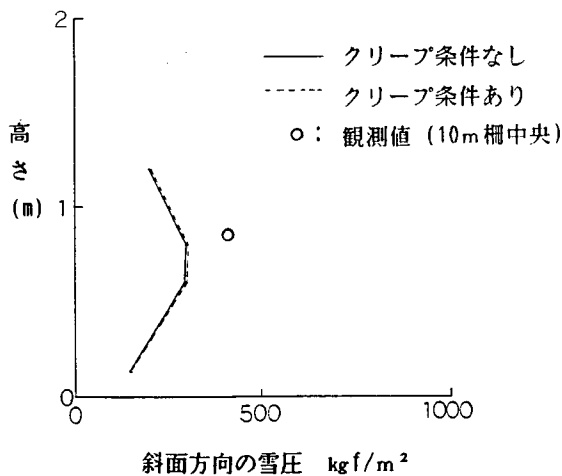


図-4.40 クリープ条件の有無による柵近傍の雪圧計算値比較（ケース4）

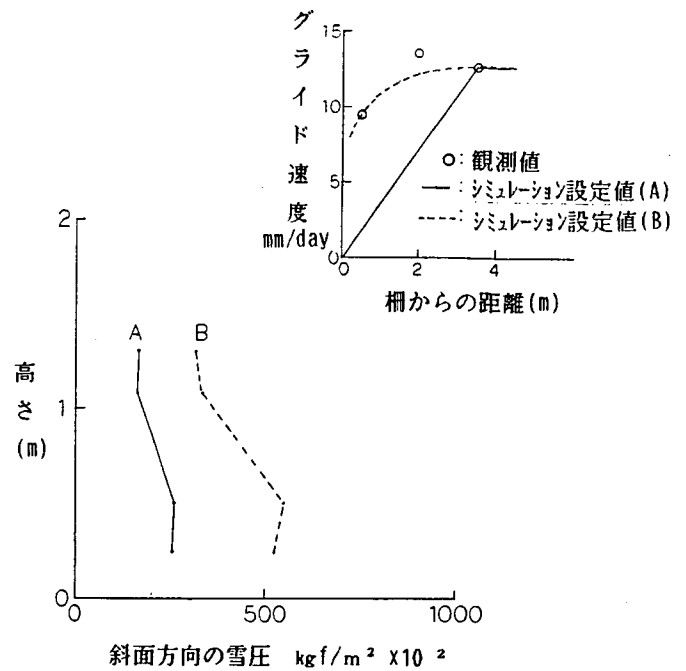


図-4.39(2) グライド速度分布の違いによる柵近傍の雪圧比較（ケース6、グライド設定値A、Bのタイプについて）

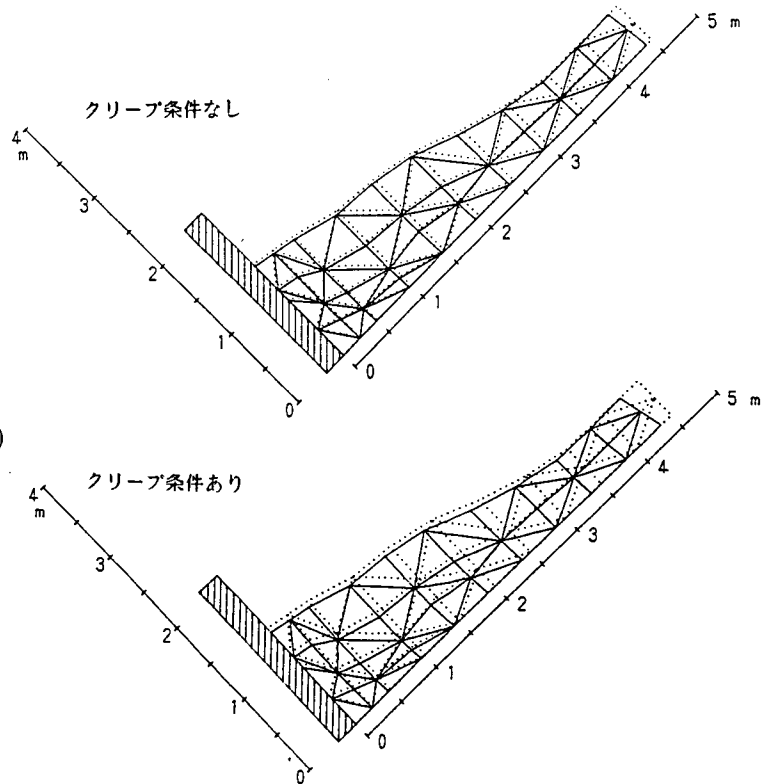


図-4.41 クリープ条件の有無による積雪変形比較（ケース4）

(3) 歪速度と変形領域

本シミュレーションでは、積雪を圧縮粘性体として取り扱っている。すなわち、粘弾性体である積雪の変形形態の中の定常変形領域（図-4.42 参照）を取り扱っており、定常な力が加えられた時、一定の歪速度により変形（すなわち図-4.42 の直線部分）するもの（塑性型変形）としている。したがって、もし歪速度が速く、図-4.42 に示す破壊型変形の領域に入るような歪速度が得られるような場合は、もはや定常変形領域ではなく、シミュレーションで用いるモデルは適用できないことになる。

本シミュレーションで得られている歪速度は次のとおりである。

柵から3.5mの地点における積雪の歪速度

$$= 8 \sim 11 \text{ cm} / 3.5 \text{ m} \div 10 \text{ 日}$$

$$= 2 \sim 3 \times 10^{-2} / 10 \text{ 日}$$

$$= 2.3 \sim 3.5 \times 10^{-8} / \text{s}$$

上記の歪速度は図-4.42 の塑性型変形領域に入っていることは明らかであることから、本シミュレーションで取り扱う変形は圧縮粘性体としてのモデルの適用領域内に入っていることが分かる。

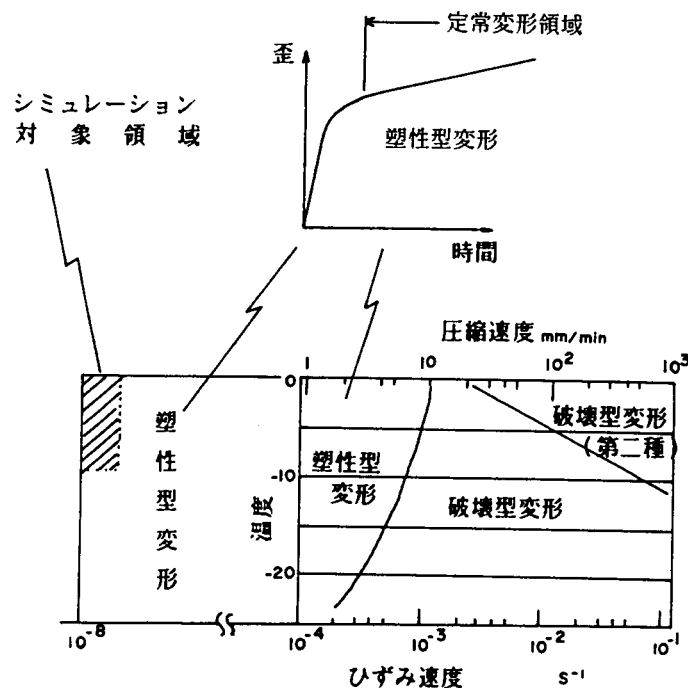


図-4.42 歪速度と変形領域

4.5 3次元シミュレーションの結果

4.5.1 3次元シミュレーションへの拡張

有限要素法を用いた、作成済みの2次元雪圧シミュレーションシステムをベースにし、計算プログラムの3次元化への改造と、3次元表示の出力プログラムを作成し、システムを構築した。ここで、3次元システムにおける入力データは、基本的には2次元システムのものと同じ形式としている。

2次元雪圧シミュレーションは、斜面横断方向に均一な積雪、および柵が無限に存在するとみなせるような積雪に対して適用できるものである。これに対して3次元雪圧シミュレーションでは、斜面横断方向に積雪、および柵の条件が変化するような場所に対しても適用でき、2次元では得られなかった斜面横断方向の変位ならびに応力の分布状況を把握することができるものである。

さて、2次元シミュレーションシステムを3次元化する場合、計算を行う上で要素の形の検討が重要である。有限要素法では、要素の形について無限の選択が理論上可能である。しかし、2次元における3角形および3次元の4面体要素を除く他の要素では、実際に解析する領域が直角柱の集合として表せる場合にのみ適応されている。このため、一般的に応力計算ならびに熱応力計算等では3角形、または4面体要素を用いているものが多く、T.E.LANGの2次元雪圧シミュレーション（大泉三津男氏使用）も3角形要素を用いている。

したがって、本検討で作成した2次元雪圧シミュレーションにおいても、不定な積雪形状に対応できる3角形要素を用いてきた。そこで、3次元シミュレーションにおいても、3角形要素によるプログラムを有効に拡張でき、不定な積雪形状に対応できる4面体要素を用いるものとする（図-4.43）。

4.5.2 3次元テストシミュレーション

(1) 柱状積雪の重力による圧縮

柱状積雪について、重力による圧縮、変形状況を検討し、3次元シミュレーションシステムの作動状況を調べた。

設定した計算条件は次のとおりである（図-4.44）。

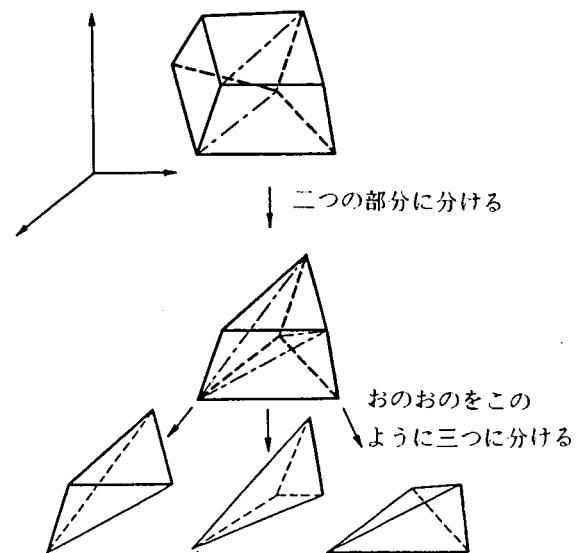


図-4.43 4面体要素分割法

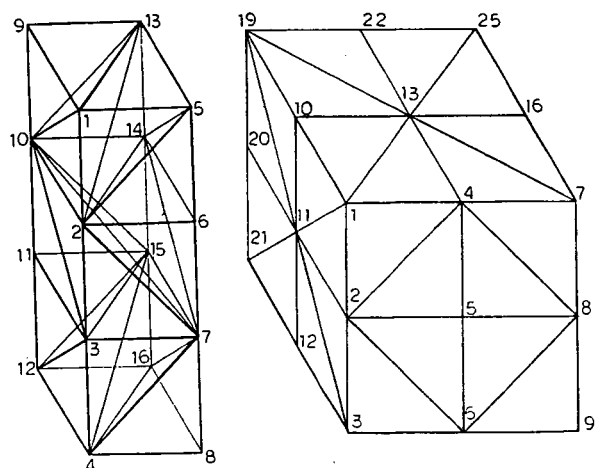


図-4.44 柱状積雪モデル

①積雪内の柱状積雪

積雪柱のサイズ : $3\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}$

積雪密度 : 0.1 g/cm^3

境界条件 : 積雪柱側面の横方向の変位はないものとする。積雪底面は固定。

②平地上に置かれた積雪塊

積雪柱のサイズ : $2\text{m} \times 2\text{m} \times 2\text{m}$

積雪密度 : 0.1 g/cm^3

境界条件 : 積雪柱の側面は自由に変形できるものとする。積雪底面は固定。

計算の結果、得られた鉛直方向の変位量および雪圧は図-4.45 ならびに図-4.46 に示すとおりである。計算の結果、雪圧の高さ方向の分布については理論値とほぼ一致しており、本モデルは妥当と考えられる。

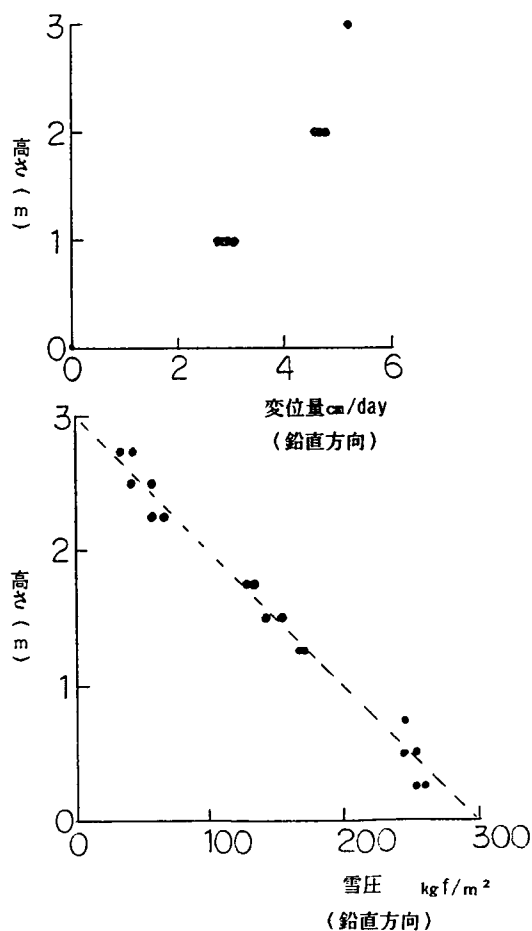


図-4.45 柱状積雪の鉛直方向変位量と雪圧

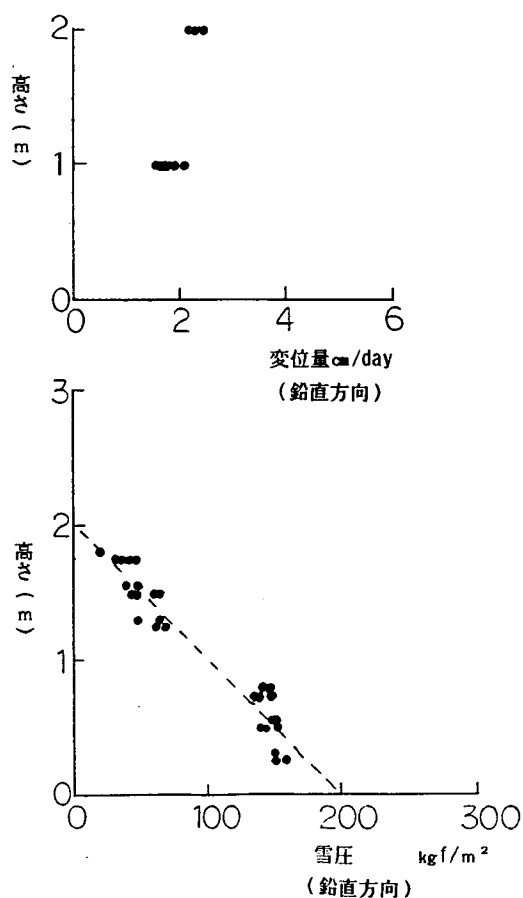


図-4.46 平地上に置かれた積雪塊の鉛直方向変位量と雪圧

(2) 積雪柱の片持ち梁テスト

重力がない状態で積雪柱の片端を固定し、他端に外力を与えた時の変形状況を確認することにより、3次元シミュレーションシステムの作動状況を調べた。

設定した計算条件は次のとおりである（図-4.47）。

① 3m×1m×1mの積雪柱

積雪密度：0.1 g/cm³

外 力：接点N0.1, 9に50kgf

② 3m×1m×1mの積雪柱

積雪密度：0.1 g/cm³

外 力：接点N0.1, 5に50kgf

③ 1m×3m×1mの積雪柱

積雪密度：0.1 g/cm³

外 力：接点N0.1, 9に50kgf

④ 1m×3m×1mの積雪柱

積雪密度：0.1 g/cm³

外 力：接点N0.1, 5に50kgf

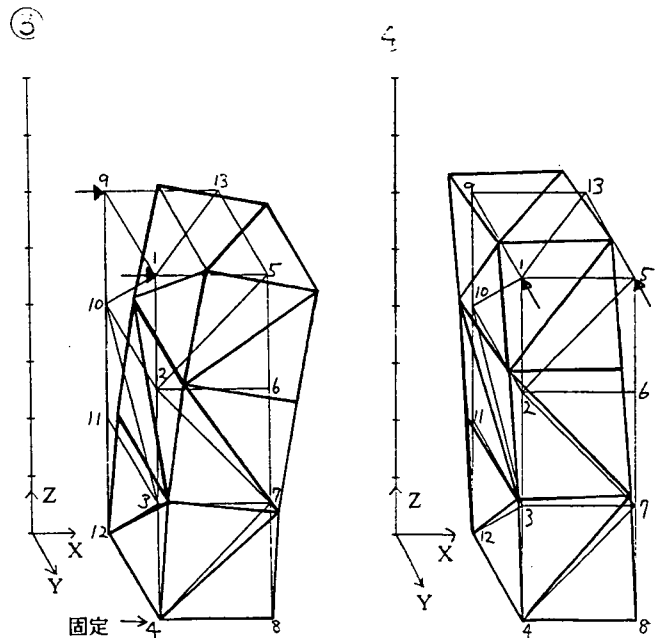
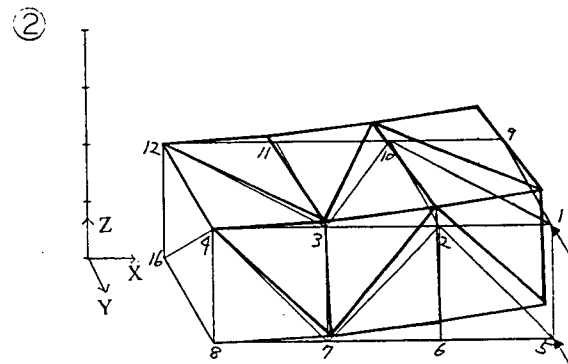
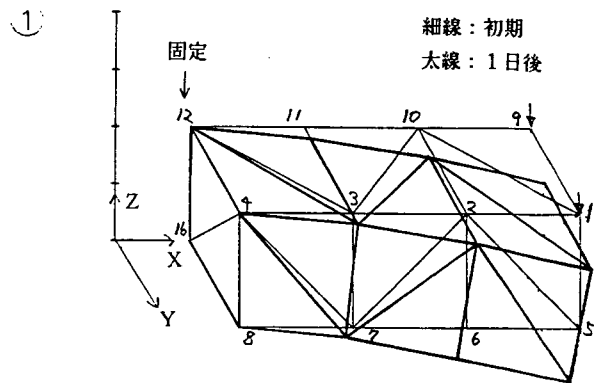


図-4.47 積雪柱の片持ち梁モデル

検討の結果、各計算ケースにおける外力方向の変位量を示すと図-4.48 のようになる。これによれば、①と③ならびに②と④はほぼ同様な値となる。これは、座標軸の違いによる異方性はないことを示している。一方、①、③と②、④との値は20%程度の差がみられる。これは、外力の方向とメッシュの切り方により計算結果に誤差が生じることを示している。

次に、各要素における応力の値について示すと図-4.49 のようになる。これによれば、各ケースの計算値は傾向こそ一致しているが、個々の値には差異が生じている。これは、計算メッシュの切り方により生じるものであり、値の検討の際には注意を要するものと考えられる。このような誤差を小さくするためにはさらにメッシュを小さくする必要があるが、本シミュレーションはパソコンを対象としたものであるため、設定できる要素の数には限界がある。このため、このような状況は本シミュレーションの限界と考えられる。

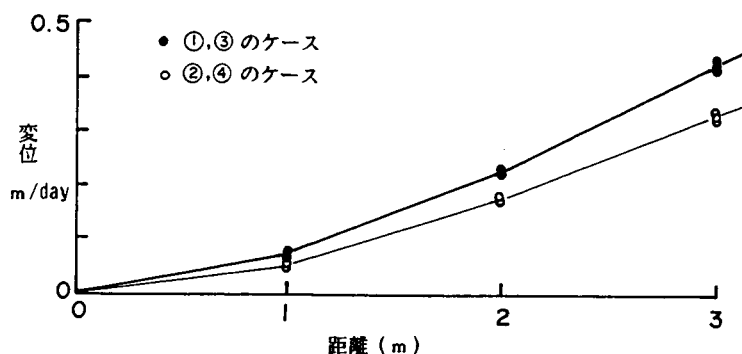


図-4.48 各ケースにおける外力方向変位量

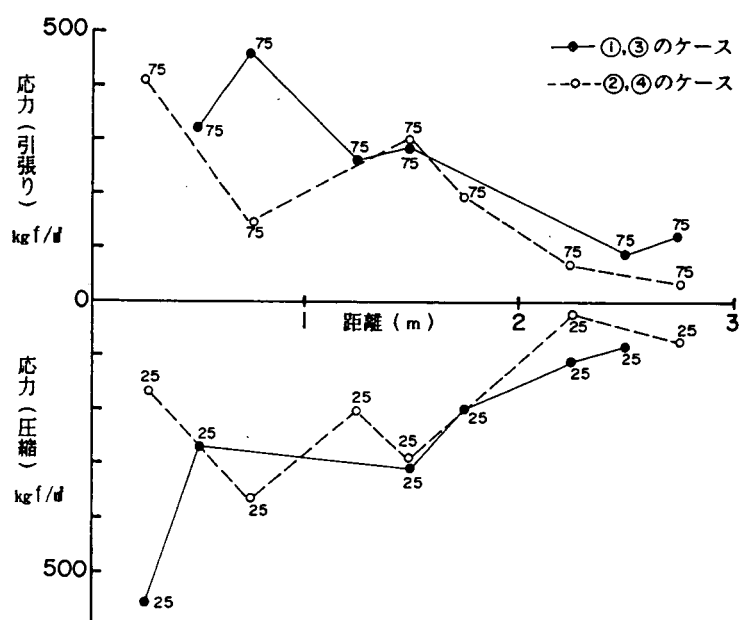


図-4.49 各要素における応力状況

(3) 斜面上モデル積雪

斜面上の矩形モデル積雪について、柵周辺の積雪内の変形、および応力状態を検討した。設定した計算条件は次のとおりである（図-4.50）。

積雪密度： 0.27g/cm^3

積雪底面：グライド

a) 柵に固定され

た斜面部分：

柵から3m: 10 mm/day

2m: 6.7 "

1m: 3.3 "

b) 柵に固定されない斜面部分：

すべて10mm/day

c) 柵に接する積雪面：

自由滑り

計算の結果、モデル積雪の変位状況を示すと図-4.51 のように、またモデル積雪の柵近傍における斜面方向の雪圧を示すと図-4.52 のようになる。これらによれば、柵のある部分と柵のない部分の斜面積雪の挙動が正しく表されている。

以上より、3次元に拡張されたFEMプログラムは正常に作動していることが確認された。

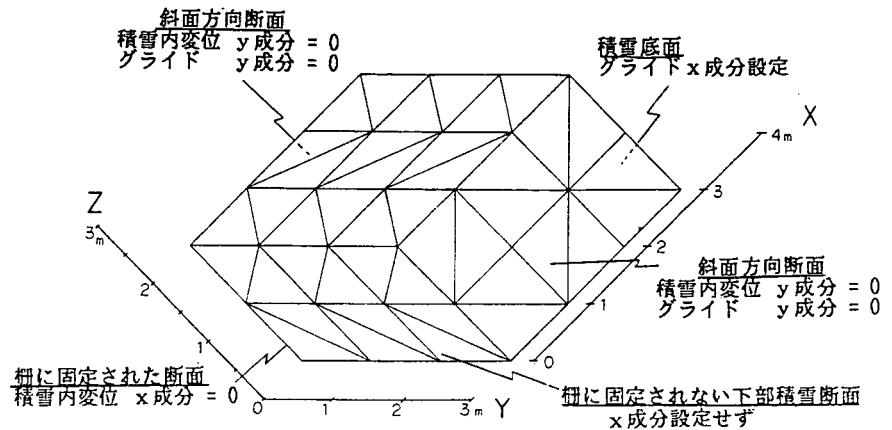


図-4.50 斜面上モデル積雪

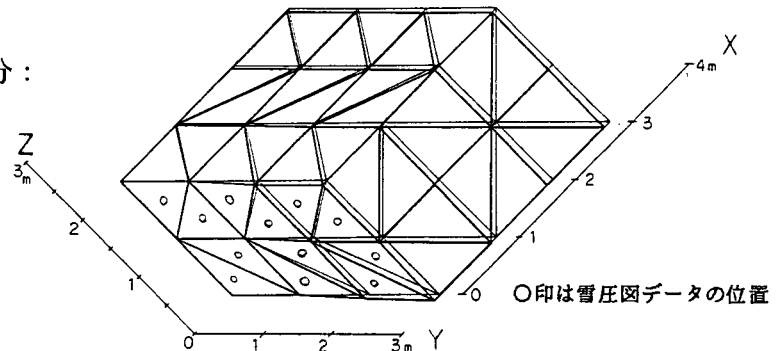


図-4.51 モデル積雪の変位状況

（太線：1日の変位）〔10倍に拡大〕

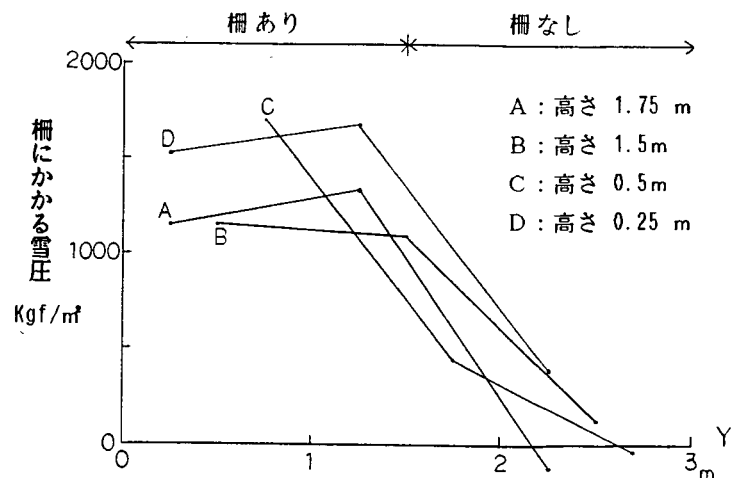


図-4.52 モデル積雪の柵近傍（柵から0.25m）における斜面方向雪圧

4.5.3 積雪の変形

シミュレーション計算は、建設省土木研究所新潟試験所における実験観測結果に基づいて条件を設定し、7つのケースについて実施した。

計算の結果、積雪の変形状況については図-4.53 に示すとおりである。なお、これらには柵に作用する応力の表示位置も示してある。計算の結果、変位については柵の有無による差が明確にされている。

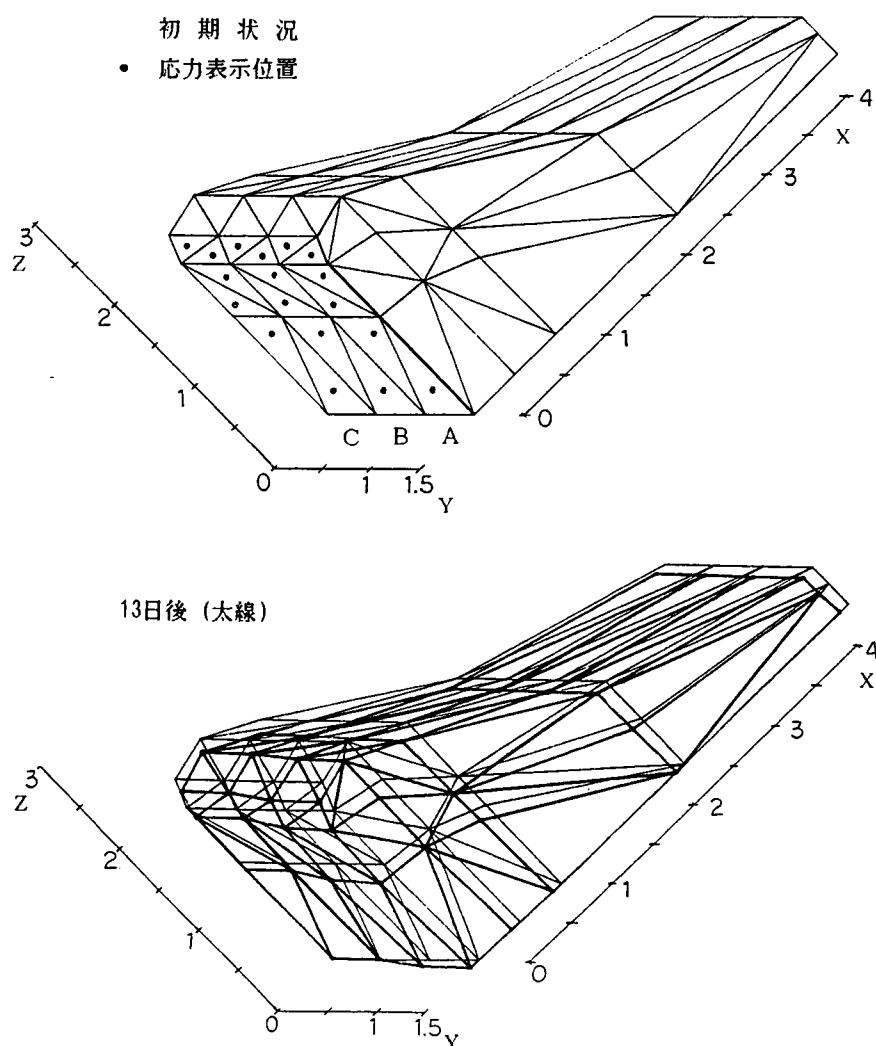


図-4.53(1) 積雪の変形状況 (ケース1)

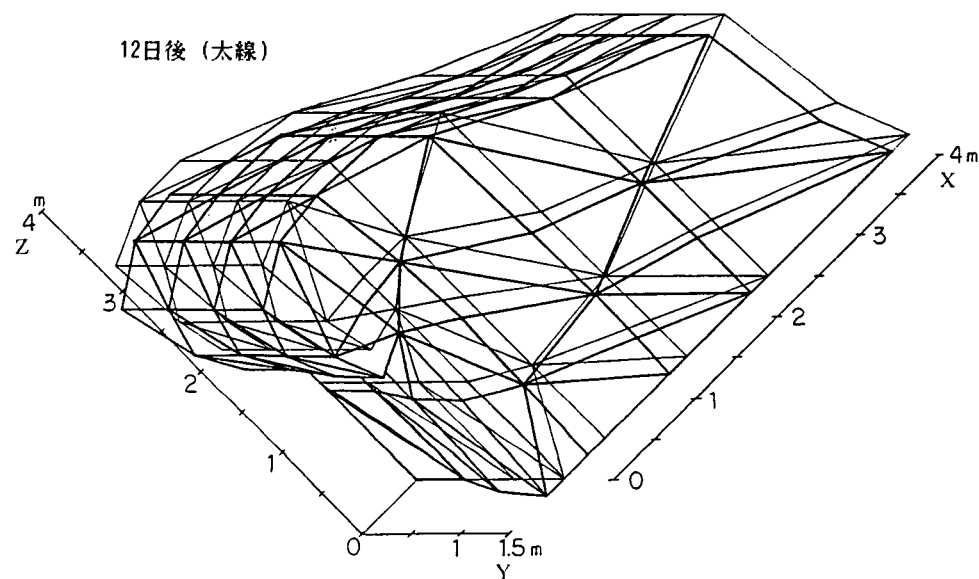
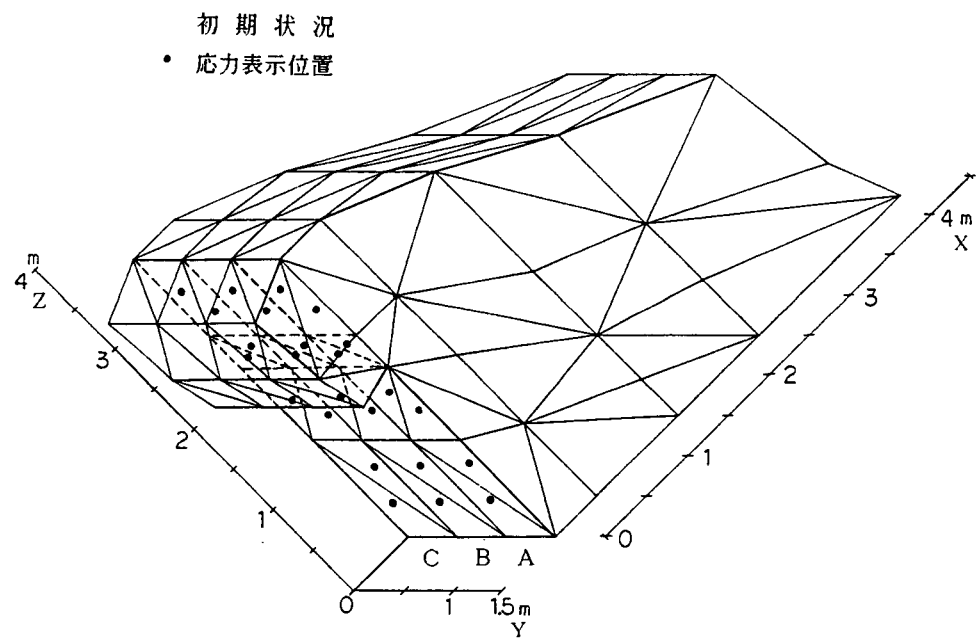


図-4.53(2) 積雪の変形状況 (ケース2)

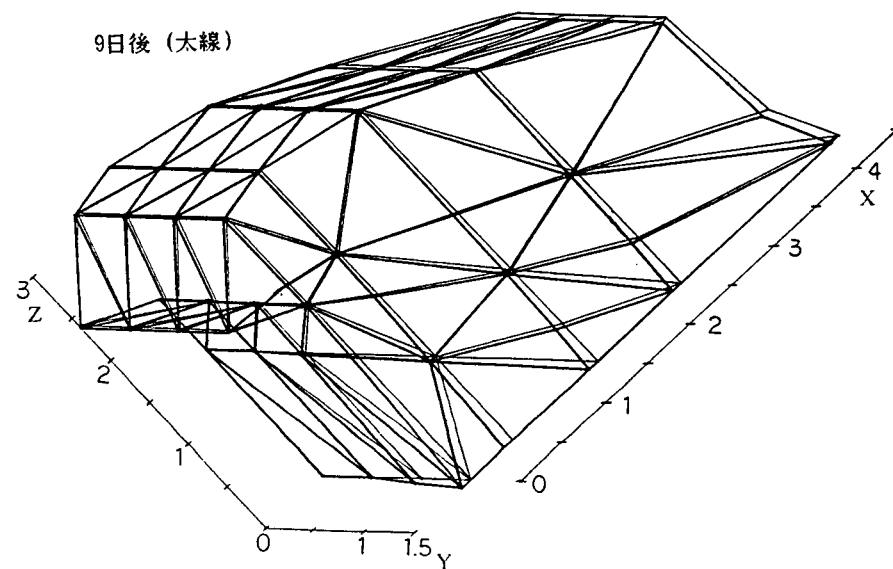
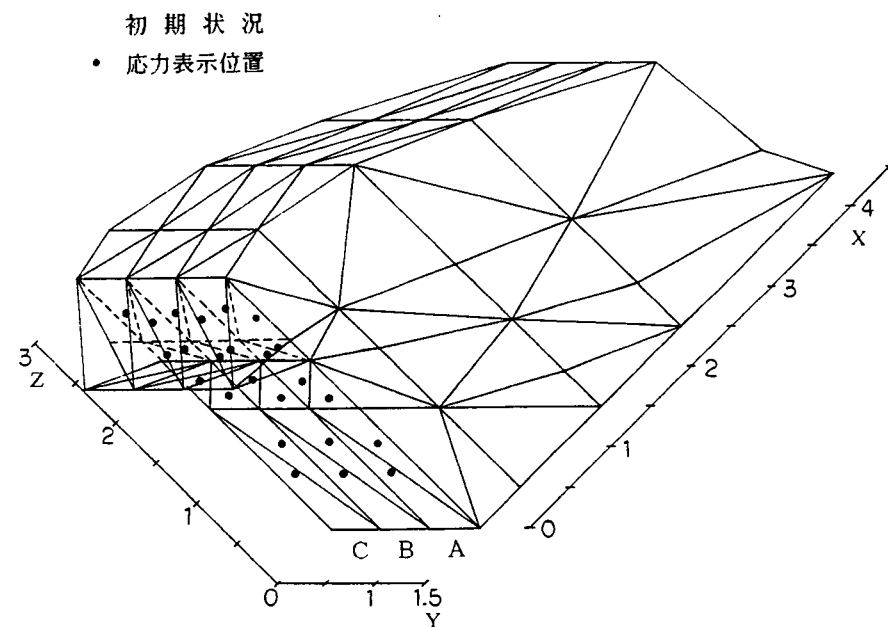
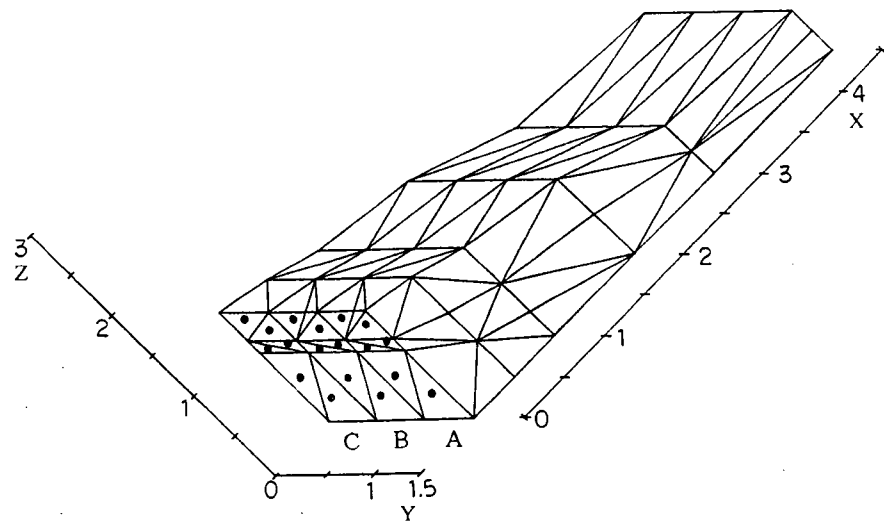


図-4.53(3) 積雪の変形状況 (ケース3)

初期状況
• 応力表示位置



10日後 (太線)

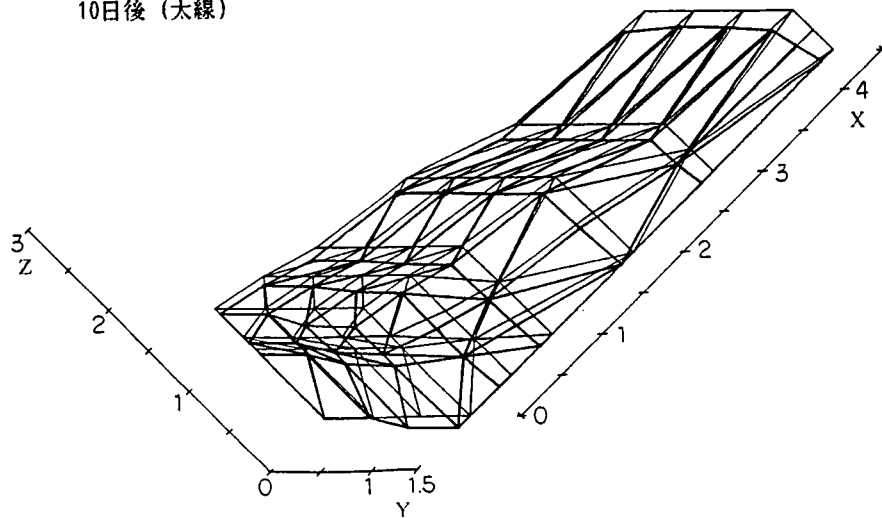
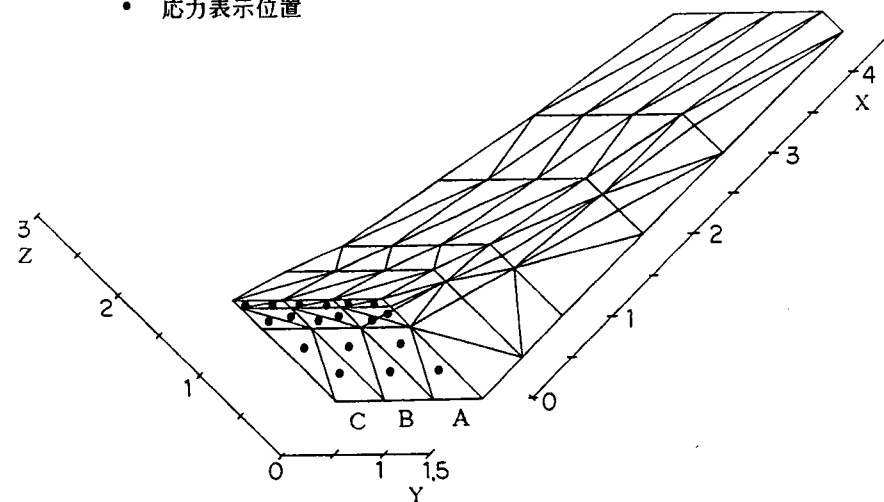


図-4.53(4) 積雪の変形状況 (ケース4)

初期状況
• 応力表示位置



11日後 (太線)

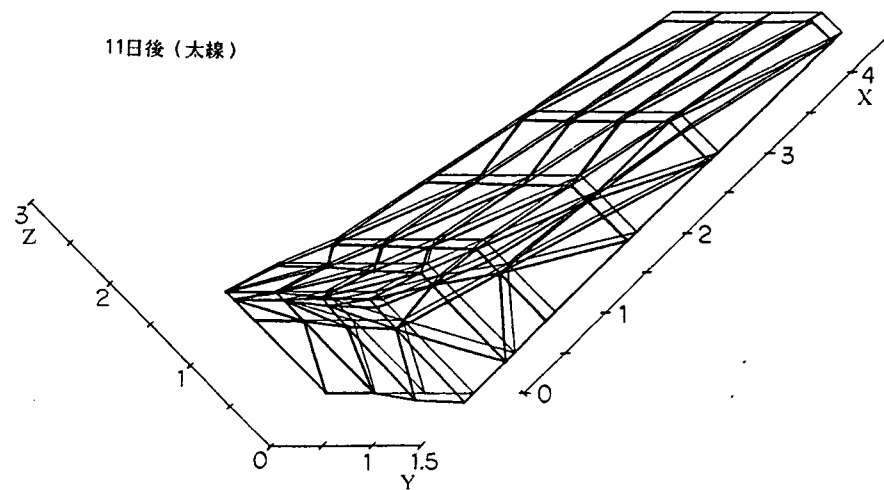
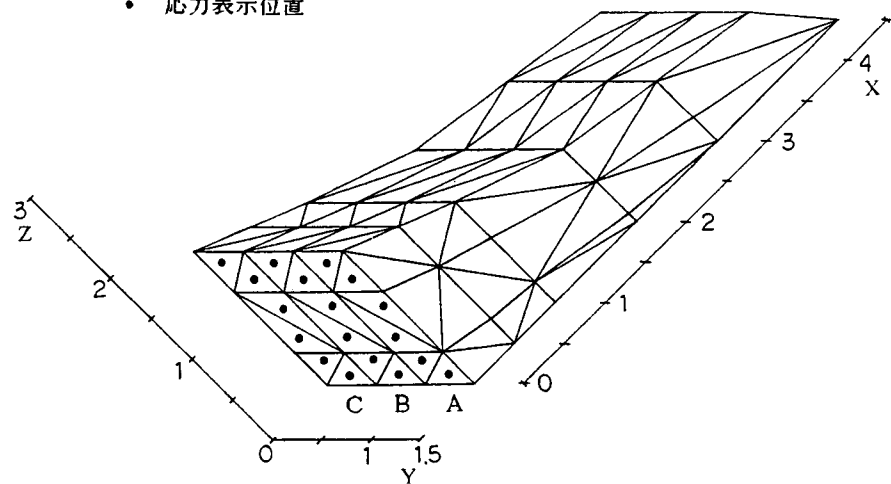


図-4.53(5) 積雪の変形状況 (ケース5)

初期状況
• 応力表示位置



9日後(太線)

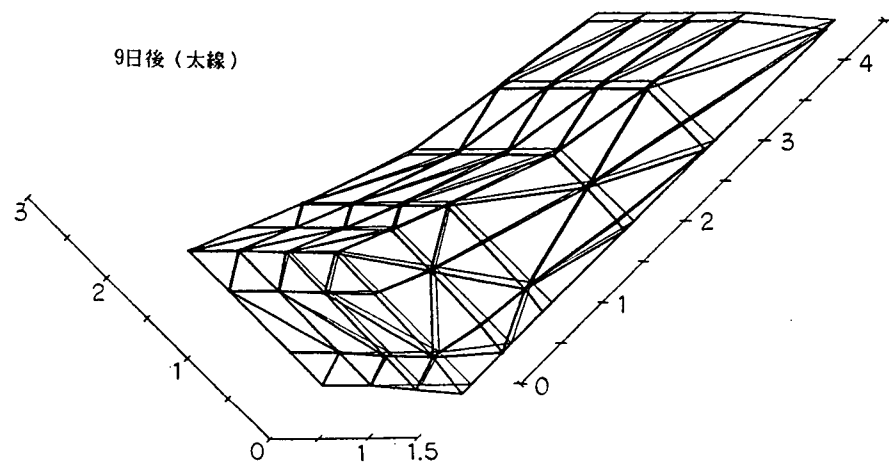
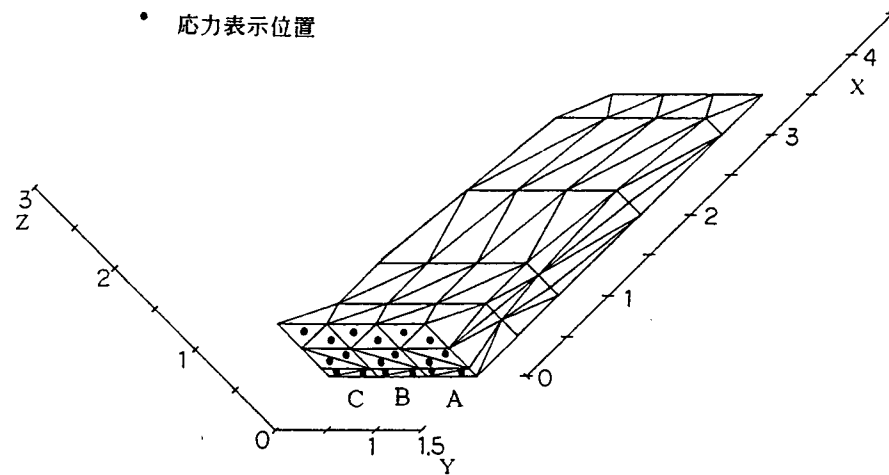


図-4.53(6) 積雪の変形状況(ケース6)

初期状況
• 応力表示位置



9日後(太線)

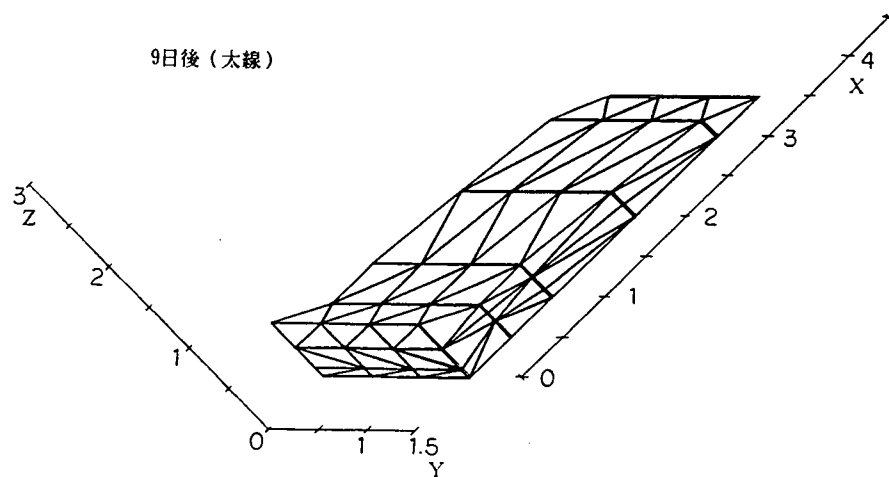


図-4.53(7) 積雪の変形状況(ケース7)

4.5.4 柵に作用する雪圧

柵の端部における柵近傍雪圧の計算結果を示すと図-4.54 のようになる。ここでの応力は柵に作用する雪圧のうち斜面方向成分について示した。また、マイナスの値は引張を示している。これらによれば雪が柵にのしかかっているケース2、ケース3とその他のケースについては、力の作用する形態に差異が見られる。すなわち、ケース2ならびにケース3については、柵のある部分は高さ方向に応力が反比例しているのに対し、柵の端部は柵上端付近で最大雪圧がみられる。また、柵のない部分は雪圧が小さくその差もさほどないことがわかる。さらに、柵の下端部は雪圧が小さいかまたは引張応力が生じている。これは、グライド設定値に基づくすべりにより生じたものである。

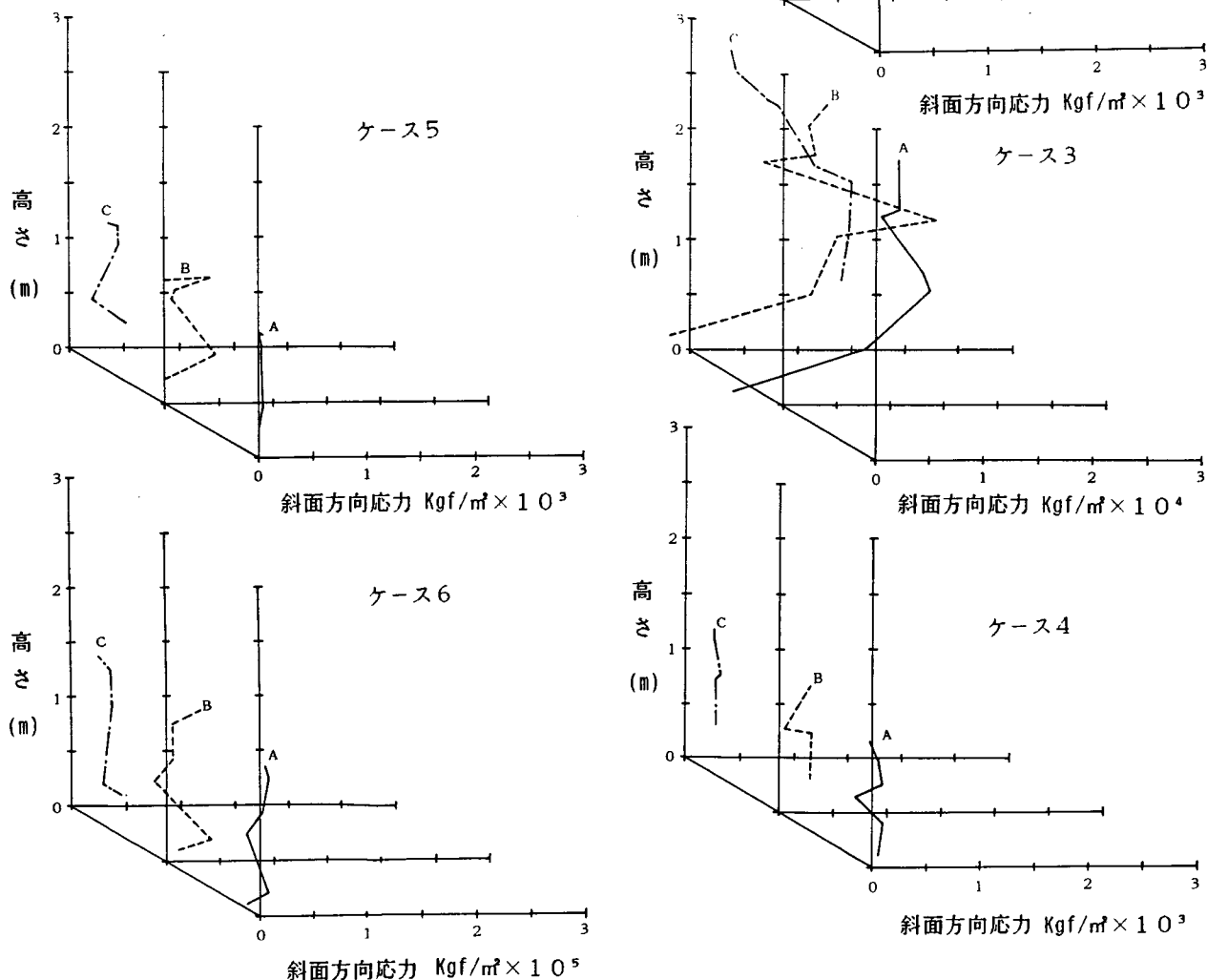


図-4.54(1) 柵近傍の斜面方向雪圧分布

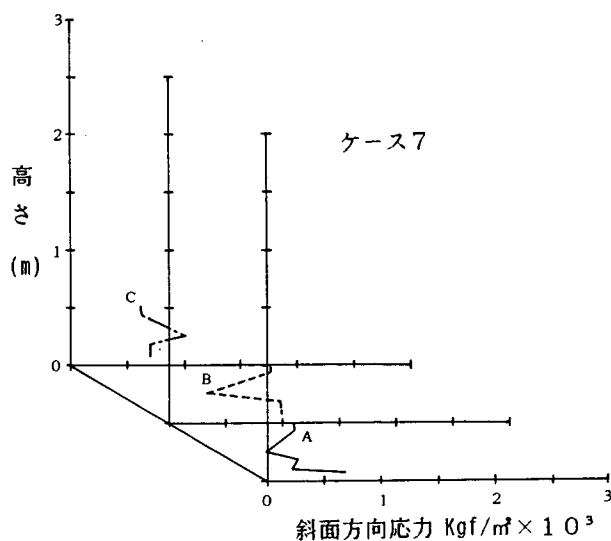


図-4.54(2) 柵近傍の斜面方向雪圧分布

4.5.5 観測値との比較

以上の計算結果をもとに、実際にロードセルによって測定された雪圧と計算によって得られた雪圧との比較を行うと図-4.55 に示したとおりとなる。ここで、計算値については、端部は3次元シミュレーションによって得られた値（B地点の値）で、中央部については2次元シミュレーションによって得られた値で示している。さらに、スイス示方書による雪圧計算値についても図示している。

計算値と観測値の柵中央部を比較する場合、観測値としては、柵端部の影響が小さい10m柵における中央部の値を用いることとする。

図-4.55 によれば、積雪が柵よりも低い場合のケース1、4、5、7については、観測値および計算値ともに柵端部が中央部よりも大きく、シミュレーションによる計算値とスイス示方書による計算値は、ほとんど似た値を示している。これらの計算値は観測値とほぼ同じかまたは小さくなっている。とくに、観測値の端部は計算値と比較すると大きい傾向がうかがえる。

また、積雪が柵にオーバーハングしているような場合のケース2については、柵中央部の計算値はスイス示方書の値とほぼ一致し、シミュレーションによる計算値は柵中央部の値よりも小さくなり、一般の状況とは異なった結果となっている。これは、3次元シミュレーションの時の柵なし部の積雪を柵のある面で切断したため、柵端部にかかる雪圧を過少評価したものと考えられる。

なお、ケース3とケース6のシミュレーションによる計算値については、観測値に基づくグライド速度を設定した場合、観測値およびスイス示方書による計算値のいずれよりもかなり大きな値を示すことから、グライドを設定しない場合の計算値を示した。ケース3とケース6の例は、積雪の密度がかなり大きいにもかかわらずグライド速度が大きく観測されており、このような観測値に基づいたシミュレーションは、かなり大きな雪圧を与えるものと考えられる。

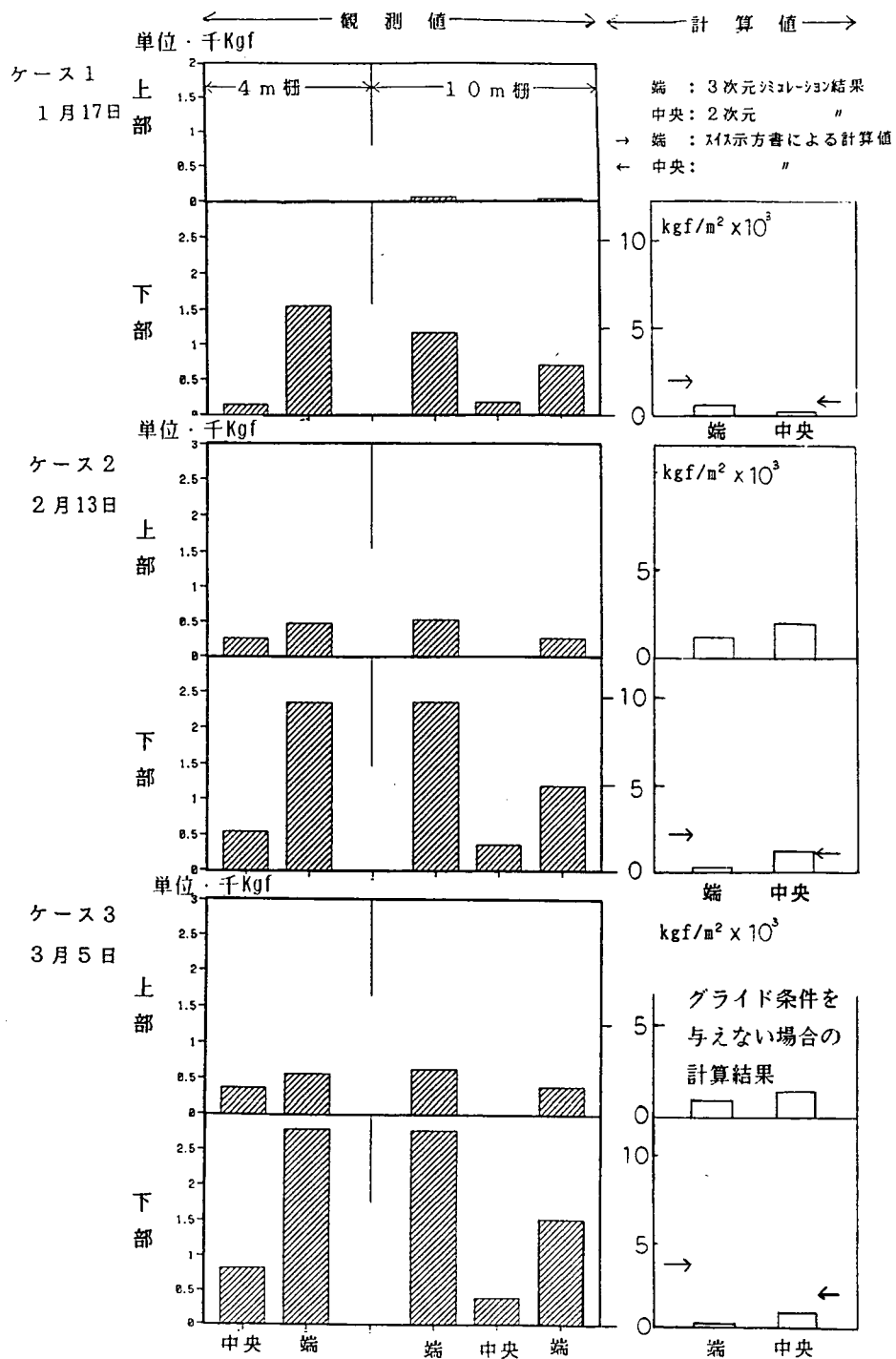


図-4.55(1) 観測値と計算結果（昭和61年観測）

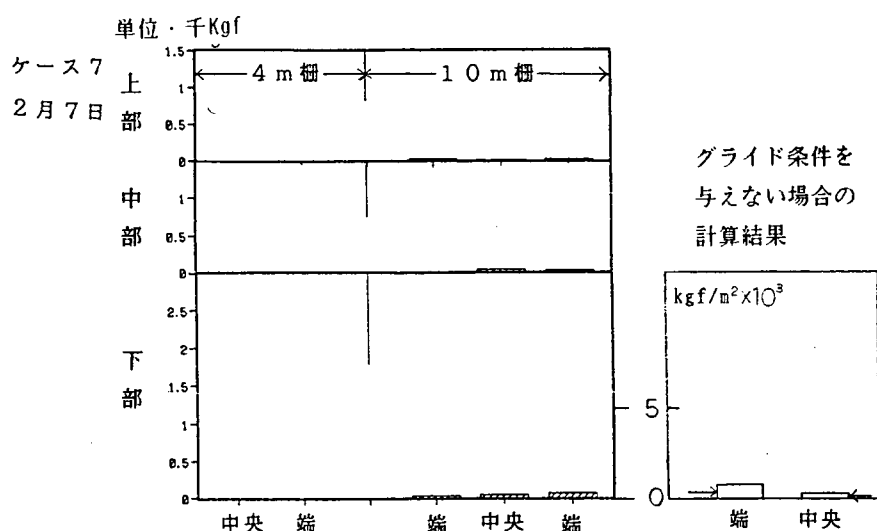


図-4.55(3)

観測値と計算結果
(平成元年観測)

4.5.6 3次元シミュレーション結果の検討

3次元シミュレーションにおいては、使用する有限要素の数が2次元シミュレーションに比べてはるかに多く、従ってパソコンレベルで設定できる要素数、節点に限りがあり、柵周辺を広く対象として計算することができない。シミュレーションは、できるだけ広い範囲を細かいメッシュで設定して行うのが望ましいが、ハードウェア（パソコン）の能力的制約があるため、完全に望ましい状況のもとでの計算は困難である。

そこで、図-4.56 に示す3つの段階を経て、問題となる柵端部の周辺をより細かなメッシュにて計算し、これまでの計算結果と比較検討した。なお、計算対象はケース2である。各段階におけるメッシュの大きさは次の通りである。

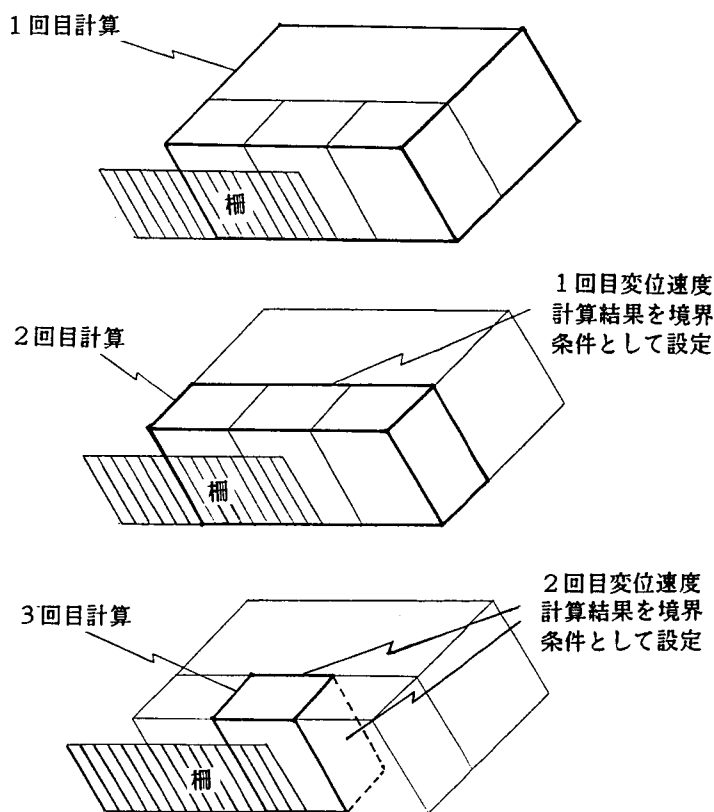
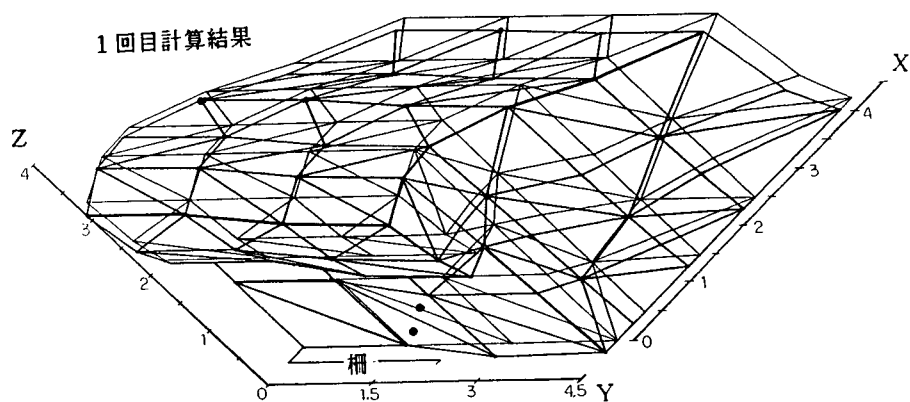


図-4.56 計算の手順（有限要素の設定）

1回目計算：柵近傍メッシュ=0.5m×1.5m

2回目計算：柵近傍メッシュ=0.25m ×1.5m

3回目計算：柵近傍メッシュ=0.25m ×0.5m

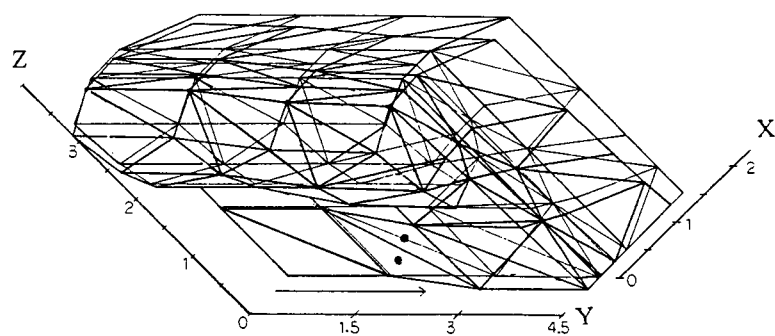


第1回目～3回目の計算結果の変位状況を図-4.57に示す。また、柵端部における雪圧計算結果を図-4.57に示す。図-4.57には、前出のケース2のシミュレーション結果、および観測値、スイス示方書による計算値も比較のため示した。これらをもとに雪圧計算値と観測値を比較するとおおむね以下の事がいえる。

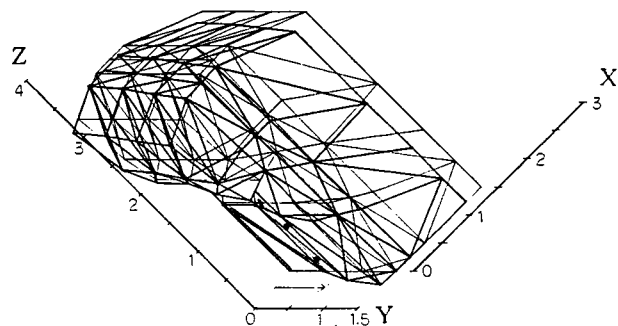
(1) 柵近傍メッシュの一边を0.25mとすると柵上端部に大きな雪圧がみられるようになる。これは柵の辺縁効果を示しているものと思われ、辺縁効果を検討する場合には柵近傍についてのメッシュは、0.25m以下が望ましいことになる。

(2) 柵部についての2回目と3回目の計算結果をみると、

2回目計算結果



3回目計算結果



積雪の変形状況 ケース2

細線：初期

太線：12日後

図-4.57 積雪の変形状況

3回目の雪圧のほうが大きく、またスイス示方書の値ともほぼ一致していることから、3回目の計算値のほうが信頼度は高いものと思われる。この結果、3回目の計算においては、2回目の計算結果をもとに計算対象積雪の周囲がX、Y、Z方向すべて変位するものとして設定したため、より実際に近いシミュレーションができたためと考えられる。

(3)観測結果は、柵上端部が柵下端部よりも小さな雪圧となっている。また、柵下部の観測値は少し大きすぎるものと考えられるが、これは何らかの原因で正確な観測値が得られなかったためと思われる。

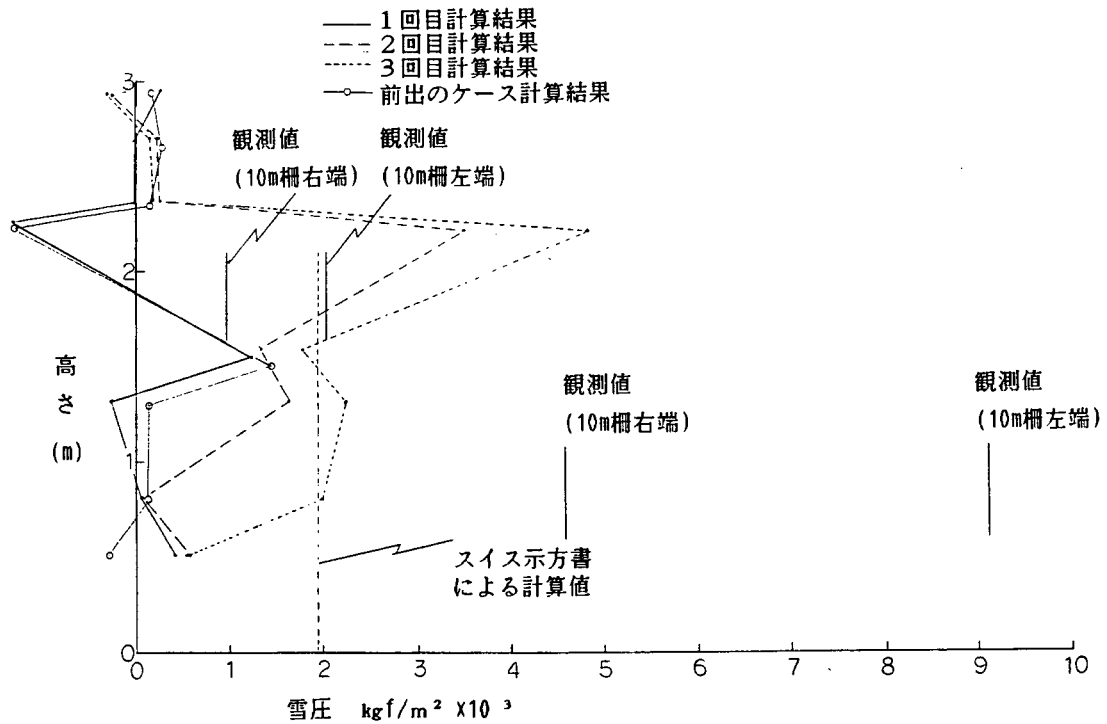


図-4.58 柵端部近傍の雪圧分布

4.6 まとめと今後の課題

4.6.1 まとめ

本研究は、雪崩予防施設のより有効かつ経済的な施設計画および設計を行うことを目的とし、斜面積雪の挙動を3次元でとらえ、斜面積雪の各層に作用する応力と変位を3次元有限要素法(FEM)を用いて算定するとともに、予防施設に働く雪圧をシミュレートすることにより斜面積雪の挙動を把握するものである。シミュレーションプログラムの開発にあたって、第一ステップとして2次元FEM解析による雪圧シミュレーションプログラムを建設省土木研究所新潟試験所の実測値と比較検討しながら作成した。次に、この2次元のシミュレーションを3次元に拡張し、雪圧分布の平面的広がりについて検討した。検討の結果をまとめると以下のようになる。

(1) シミュレーションモデル

- ① シミュレーションモデルとしては、積雪の性質が粘弾性モデルによってほぼ近似できると考え、応力に対するひずみの時間変化が一定である定常変形領域についてのモデルを採用した。
- ② 3次元の構成方程式は、弾性体と線形粘弾性体との類似から置き換えをすることにより求めた。
- ③ 粘性係数 μ とポアソン比 ν はいずれも密度 ρ の関数とし、それぞれこれまでの研究成果を参考に設定した。
- ④ 積雪のグライド、クリープならびに密度については現地計測の成果に基づいて設定した。
- ⑤ 境界条件については、各計算面について妥当な条件を設定した。
- ⑥ シミュレーションを行うにあたって、簡単なモデルについてテストシミュレーションを行い、作成したプログラムの作動状況をチェックした。

(2) 既往の雪圧観測

本シミュレーションを行うにあたって、建設省土木研究所新潟試験所での実験観測資料を利用することとした。本検討では、斜面に設置された雪崩予防柵にかかる雪圧や、積雪の密度、グライド、クリープ等の斜面積雪状況等、雪圧シミュレーションに関連する各種データを整理、検討した。

(3) 2次元シミュレーションの結果

- ① 2次元シミュレーションの結果、得られた積雪の変形状況は、積雪深の大きなケースほど顕著となり、鉛直方向の縮みよりも斜面方向の縮みの方が大きい傾向を示した。
- ② 積雪内の応力状況については、いずれのケースも柵の近くの応力が大きくなっており、とくに柵の高さ以上に積雪のある場合は、柵の上端部付近に大きな応力が発生している。
- ③ 観測値と計算値の比較については、変位量についてはどちらも高さが増すほどに大きくなるが、その増加傾向は観測値よりも計算値の方が小さくなっている。また、柵に作用する雪圧については、ケース2、4、5は、ほぼ一致しているが、ケース1については計算値が観測値よりも小さくなっている。
- ④ 本検討では、雪崩予防施設の設計に関する基礎資料を得るために、モデル積雪による雪圧

シミュレーションを行った。計算は等密度モデルと密度3段階モデルとについて行った。

- ⑤ 以上の計算の結果、メッシュの切り方をより細かくすることによって計算の精度が上がることを確認された。また、グライド条件については柵近傍における条件の与え方で得られる雪圧がかなり異なることが確認された。さらに、本シミュレーションで取り扱った変形は圧縮粘性体としてのモデルの適用領域内に入っていることが確認された。

(4) 3次元シミュレーションの結果

- ① 斜面横断方向に積雪ならびに柵の条件が変化する場合の斜面積雪の変位ならびに応力の分布状況を把握するため、3次元雪圧シミュレーションを行った。
- ② 本検討では、作成済みの2次元シミュレーションシステムをベースに、計算プログラムの3次元化をはかった。この時、要素の形は不定な積雪状況に適格に対応できる4面体要素を用いた。
- ③ シミュレーションを行うにあたって、柱状積雪の圧縮、積雪柱の片持ち梁としての変形、ならびに斜面上のモデル積雪の挙動に関する検討を行い、作成したプログラムの作動状況をチェックした。
- ④ 3次元シミュレーションの結果、得られた積雪の変形状況は柵の有無による差が明確に表われている。
- ⑤ 柵に作用する雪圧については、雪が柵にのしかかっているケースとその他のケースとに違いが見られ、このうち前者のケースについては、柵の端部は柵上端付近で最大雪圧が見られ、柵の下端部については雪圧が小さいから引張応力が生じた。

4.6.2 今後の課題

(1) グライド条件の考え方について

有限要素法を用いた雪圧シミュレーションを行った結果、予防柵近傍における雪圧はとくにグライド条件により変動することが確認された。本検討ではグライドの条件をグライド速度として与えているため、計算の結果得られる雪圧は恒常的に上昇している。基本的に斜面上の積雪は斜面に沿って下降運動をしているため、本来ならば自由滑りの条件で計算を行い、観測により得られたグライド速度に合うような摩擦係数を試行錯誤的に与えることによって、比較検討を行うことが望ましいと考える。このため、今後はグライド条件の設定にあたっては、雪質と斜面の地表条件との関係等についての検討を行うことにより、斜面積雪の運動機構を解明することが重要な課題となる。

(2) 柵と雪との境界条件について

本検討では、柵と雪との境界条件について、柵の上端と下端については固定し、中間は自由滑りの条件で与えている。しかし、柵近傍における積雪の挙動は複雑であり、この部分の設定のしかたで得られる雪圧の変化が著しいため、柵近傍における積雪の運動状態をさらに克明に把握する必要がある。

(3) 粘性係数、ポアソン比ならびに密度について

本検討では実際に測定された密度に基づき、これまでの研究成果をもとに密度の関数として粘性係数、ポアソン比を設定してきた。このうち、とくに粘性係数については密度のみならず雪温にも大きく依存することが知られており、この点については本モデルでは十分な検討がなされていない。とくに我が国の北部ならびに標高の高い地域を除いた日本海側に面する地域は、比較的高温度な状況における積雪が多く見られるため、このような雪温をパラメーターとした検討が必要である。さらに、このような地域における積雪の物理的な性質がまだまだ未解明なため、今後は実験や観測による詳細な検討が必要である。

(4) 今後の積雪調査について

冬期間における積雪状況調査は過酷な条件のもとで行うものであり、多大な労力を要するものであるため、効率的なデータ収集をはかることはなかなか困難である。しかし、計算を行う上では調査の結果得られたデータが基本となっているため、今後も詳細なデータの収集が重要である。このうち、本シミュレーションを行うにあたっては、予防柵近傍のグライド速度の変化が最も重要となっているため、今後とも継続的な調査を推進する必要がある。

(5) 計算精度の向上について

本検討ではパソコンで対応できる範囲における有限要素法を用いた雪圧シミュレーションを行ってきた。計算の結果、メッシュの切り方により得られる柵近傍の雪圧は変化するため、このようなモデルを用いた計算を行う際には、注目したい所におけるメッシュは努めて小さくすることが肝要である。現在パソコンを用いている状況においては計算の精度はなかなか向上しないため、作成したプログラムのミニコンあるいは大型電算機への移植が必要と考えられる。

参考文献

- 1)Kojima,K. Viscous compression of natural snow layers III. Low Temp.Sci.,Ser.A.16,pp.167-196;(1957)
- 2)Mellor,M. A review of basic snow mechanics. Snow Mechanics, Proceedings of the Grindelwald Symposium, 1974, IAHS-AISH Publ.No.114,pp.251-291;(1974)
- 3)Oh'izumi,M. Determination of stresses in the snow cover on a mountain slope by snow pressure gauge. Contribution No.2936 from the Institute of Low Temperature Science.,Series A.No.35,pp.55-97;(1986)
- 4)Shinojima,K. Study on the visco-elastic deformation of deposited snow. In Physics of snow and Ice(H.Oura ed.)Inst.of Low Temp.Sci.,Part 1,pp.875-907;(1967)

5. 基礎構造に関する検討

5.1 現有基礎の実験

5.1.1 基礎構造載荷実験の背景及び目的

雪崩予防施設設計、設置法に関する調査研究の第一段階として、現地の実態調査を行った。

今回の実態調査からは、近年は積雪量が少なく、基礎構造について、破損事例は見られなかったが、豪雪時には基礎の破壊が生じており、破壊形体は移動及び沈下と推定される。コンクリート基礎の形状については、種々の形が確認されたがそれらについて、力学的特徴、選択基準に関する統一された考え方はなく、各設計者の判断に任せられているのが現状である。そこで、それらの基礎について、力学的挙動及び経済性等諸点で、形状優劣の比較検討を行い、また、設計手法が明確に定められていない部分を整理する事を目的として、設置実態からの基礎構造を、力学的に分類した代表的なモデルによる供試体で静的載荷実験を行う事とした。

5.1.2 現行の設計法

実態調査において種々の基礎形状が見られたが、基礎の設計方法により上下独立タイプ（タイプⅠ，Ⅱ，Ⅲ）と、上下連続タイプ（タイプⅣ，Ⅴ，Ⅵ）に分けられる。（ここで上側は主柱基礎を、下側は支柱基礎を示す。）

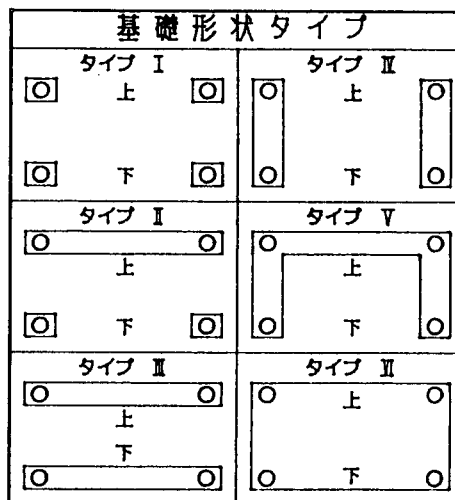


図-5.1. 基礎形状タイプ
(実態調査より)

設計方法は、新防雪工学ハンドブックに記載されている設計例に準じている。上下独立タイプについて、主柱基礎は支持力、支柱基礎は引抜力に対してのみ、検討を行い、上下連続タイプは、転倒、滑動、支持力に対し検討を行う。

1) 上下独立タイプ

(1) 計算概要

上下独立タイプの場合下記の2条件により検討する。

1. 主柱基礎・・・引抜力の検討
(山側)
2. 支柱基礎・・・支持力の検討
(谷側)

山側基礎は、主体の引抜力 (T_Q) に対して、安定計算を行う。

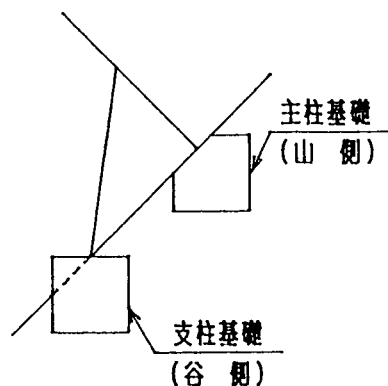


図-5.2

(2) 主柱基礎の設計

F_1 : 支柱基礎側面積

F_2 : 基礎穴の底から地表面までの側面積

S_{ZUL} : 土の粘着力

G : 基礎とその上の土の重量

G_Q : G の基礎面に直角な分力

G_N : G の基礎に平行な分力

ϕ : 土の内部摩擦角

ϕ_B : 土とコンクリートの壁面摩擦角 ($= 1/3 \phi \sim \phi$)

$\tan \phi_B$: 土とコンクリートの摩擦係数

T_N : 主柱の設計におけるB点の水平方向反力

T_Q : 主柱の設計におけるB点の垂直方向反力

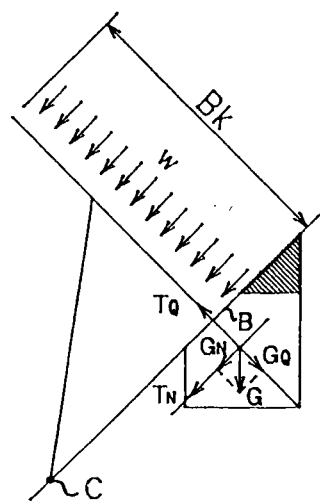


図-5.3

$$\frac{(F_1 + 2F_2) \cdot S_{ZUL} + G_Q + (T_N + G_N) \cdot \tan \phi_B}{T_Q} \geq 1.5 \quad (\text{式-5.1})$$

(3) 支柱基礎の計算

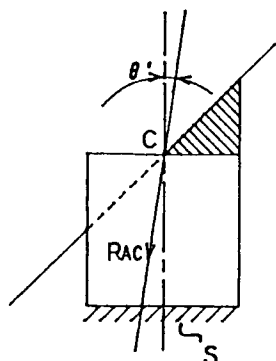


図-5.4

支柱基礎は底面 S に対して支持力の計算を行う。

C_g : 基礎の重量

G' : 基礎の上の土の重量

R_{AC} : 支柱設計における C 地点の反力

S : 基礎の底面積

q_a : 地盤の許容支持力度

θ' : 支持の傾き

$$G = C_g + G' \quad \text{———— (式-5.2)}$$

$$\Sigma G = R_{AC} \cos \theta' + G \quad \text{———— (式-5.3)}$$

$$\frac{\Sigma G}{S} < q_a \quad \text{———— (式-5.4)}$$

2) 上下連続タイプ

(1) 計算既要

上下連続タイプの場合下記の 3 条件により検討する。

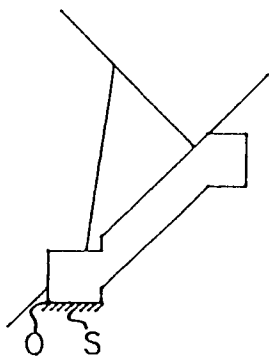


図-5.5

- 1 転倒に対する検討 (O 点中心)
- 2 滑動 (底面に対して平行な荷重) に対する検討
- 3 支持力に対する検討 (底面 S に対して)

(2) 基礎の計算

①滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \tan \phi_B}{\sum H} > 1.5 \quad \text{———— (式-5.5)}$$

$\sum V$: 全鉛直荷重

$\sum H$: 全水平荷重

$\tan \phi_B$: 土とコンクリートの摩擦係数

②転倒に対する検討

$$d = \frac{\sum V \cdot X - \sum H \cdot Y}{\sum V} \quad e = \frac{B}{2} - d < \frac{B}{6} \quad \text{———— (式-5.6)}$$

d : 回転中心から合力作用点までの距離

e : 偏心距離

B : 底面幅

L : 基礎長

③支持力に対する検討

$$\frac{q_{\max}}{q_{\min}} = \frac{\sum V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \sum V \cdot e}{L \cdot B^2} < q_a \quad \text{———— (式-5.7)}$$

q_a : 地盤の許容支持力度

5. 1. 3 場所及び期間

1) 場所

建設省土木研究所

衝突実験施設内司令塔南側隣接地

2) 期間

平成元年4月下旬～6月下旬（約2ヶ月間）

3) 工程

表-5.1 に示す。

表-5.1(1) 実験工程表 (その 1)

	4月				5月																													
	25	26	27	28	1	2	8	9	10	11	12	13	15	16	17	18	19	20	22	23	24	25	26	27	29	30	31							
I. 資材搬入			●	●									●													●								
II. 供試体下部工製作																																		
下部工形枠製作			●	●	●			●	●	●																								
A・A'タイプコンクリート打設						●																												
養生・強度試験								●	●																									
Bタイプコンクリート打設											●																							
養生・強度試験																●	●																	
III. 実験場土工工事																																		
実験場掘削置換														●	●	●		●																
実験地盤整地																											●							
IV. 載荷実験																																		
実験地盤転圧																		●									●							
実験地盤平板載荷試験																										●								
実験地盤土質試験																										●								
荷重載荷治具セット																											●							
供試体下部工設置																						●	●											
供試体上部工設置																																		
計測機器セット																																		
載荷実験																																		
供試体撤去																																		
V. その他																																		
実験場整地撤去																																		

表-5.1(2) 実験工程表 (その 2)

	6月																													
	1	2	3	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	19	20	21	22	23	24	26	27	28	29	30				
I. 資材搬入																														
II. 供試体下部工製作																														
下部工形枠製作																														
A・A'タイプコンクリート打設																														
養生・強度試験																														
B タイプコンクリート打設																														
養生・強度試験																														
III. 実験場土工工事																														
実験場掘削置換																														
実験地盤整地																														
IV. 載荷実験																														
実験地盤転圧																														
実験地盤平板載荷試験																														
実験地盤土質試験																														
荷重載荷治具セット																														
供試体下部工設置																														
供試体上部工設置																														
計測機器セット																														
載荷実験																														
供試体撤去																														
V. その他																														
実験場整地撤去																														

5.2 実験供試体

5.2.1 設計条件

1) 荷重条件

設計荷重条件の諸数値は、各地の調査結果に基づいた平均的な値を用いた。ただし、積雪深は2mとした。これは、実態調査で得たデータによると、各地域によって積雪深が1.5mから5mまで様々であったが、実験設備と実験実施上の制約を考慮し、積雪深がさらに大きくなっても挙動が推定できる範囲内にあると考えられるためである。また、グライド係数については、平均的な値である2.40（南向き斜面、小さいかん木地）とし、各機関の設計方法に基づいて、5割増しの3.60とした。

表-5.2(1) 設計荷重条件

積雪深：2.0m	雪密度：0.35tf/m ³	斜面勾配：45°	グライド係数：3.60
クリープ係数：0.795			

2) 地盤条件

1)の荷重条件と同様に各地の調査結果に基づいた平均的な値を設計地盤条件として、供試体の設計を行った。設計地盤条件を表-5.2(2)に示す。

表-5.2(2) 設計地盤条件

単位体積重量	1.6 tf/m ³
内部摩擦角	30 度
地耐力	20 tf/m ²

5.2.2 供試体

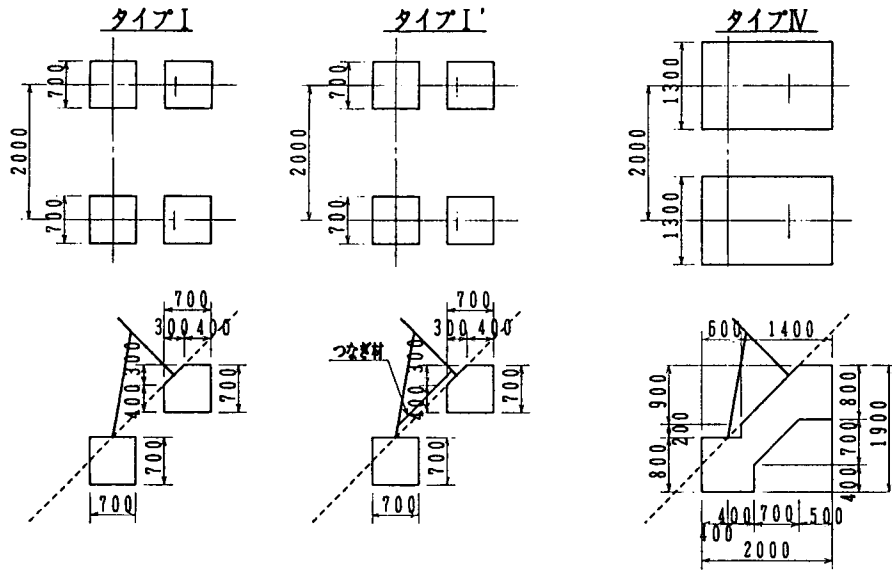
1) 上部構造

5.2.1 の設計条件を基に実用的な部材構成とした。ただ、載荷受け横バーについては治具として考え、実験実施時に変形を起こさないように十分な曲げ剛性を持つ部材を使用した。図-5.6に計算用モデル図を、図-5.7に実験用上部構造を示す。

実験基礎の種類

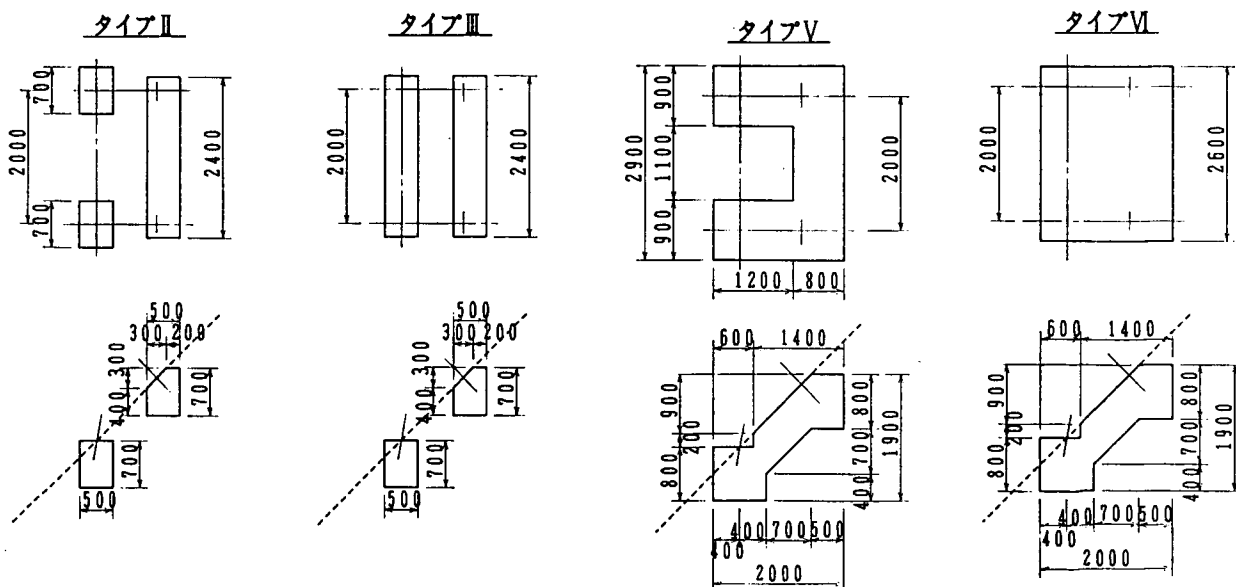
タイプ	I	II	III	IV	V	VI
つなぎ材 (有)	○	○	○	—	—	—
つなぎ材 (無)	○	●	○	●	○	○

●: 実験によって挙動を確認するタイプ
○: 挙動推定タイプ



(単位: mm)

図-5.8(1) 実験実施基礎



(単位: mm)

図-5.8(2) 挙動推定基礎

表-5.3 上下独立基礎の安全率

タイプ	上部基礎の安全率 (引き抜きの安全率) >1.5	下部基礎の安全率 (地盤応力度) >1.5	参考：滑動に対する安全率 (上下基礎の抵抗)
I	1.54	2.33	0.61
II	1.55	1.77	0.57
III	1.55	2.74	0.68
I'	1.52	2.26	0.61
II'	1.53	1.72	0.57
III'	1.53	2.66	0.68

設計地耐力：20tf/m²

表-5.4 上下連続基礎の安全率

タイプ	転 倒		滑 動 >1.5	地盤応力度
	$e < (B/6)$	安全率 $W \cdot x / H \cdot y$		
IV	$0.127 < 0.133$	1.62	1.96	1.36
V	$0.130 < 0.133$	1.55	1.77	1.03
VI	$0.127 < 0.133$	1.62	1.96	1.36

e：偏心距離 B：基礎の受圧底面幅

W・x：自重・外力による抵抗モーメントの総和

H・y：外力による転倒モーメントの総和

設計地耐力：20tf/m²

3) 基礎コンクリートの配合設計

使用した基礎コンクリートの配合設計を表-5.5に示す。

表-5.5 基礎コンクリートの配合設計

種 類	普通コンクリート
呼 び 強 度	180kgf/cm ²
ス ラ ン プ	12cm
粗骨材の最大 寸法による区分	20mm
粗 骨 材 率	44.3%
水セメント比	65.0%

5.2.3 地盤の試験結果

5.2.1 の設計条件で述べた地盤条件で設計を行ったが、実験前に平板載荷試験、土質試験を実施して実際の地盤条件の確認をすることとした。平板載荷試験状況を写真-5.1に、試験結果を表-5.6に示す。実験は3回（Ⅰ、Ⅰ'、Ⅳの各タイプ）行ったが、Ⅳタイプの破壊は地盤の地耐力により決定されることが予想されたので、Ⅰ、Ⅰ'タイプで使用した粒調碎石(30mm~0mm)から一般土（砂混じり粘土）に変更して実施した。



写真-5.1 平板載荷試験状況

表-5.6 実験時の地盤の支持力及び諸特性

調 査 項 目	第1回目	第2回目	第3回目
基 礎 タ イ プ	Ⅰタイプ	Ⅰ'タイプ	Ⅳタイプ
種 類	粒調碎石	粒調碎石	砂混じり粘土
単位体積重量(tf/m ³)	2.21	1.93	1.13
粘 着 力(kgf/cm ²)	0	0	0.19
内部摩擦角(度)	*1測定不能	同 左	10.6
地 耐 力(tf/m ²)	*230.0	同 左	4.7

*1 推定値を約40度とした。（土質試験法）

*2 平板載荷試験において、62.9tf/m²の値を示した時点でそれ以上の値を載荷できなくなったのでこの値を降伏荷重とみなし、さらにその値の1/2をとって長期地耐力を30tf/m²とした。

5.3 実験方法

5.3.1 実験概要

設計で求められた雪荷重を集中荷重に換算して、載荷実験を行った。載荷荷重はロードセル・静歪測定器で管理し、さらに基礎各部の変位と土圧をそれぞれ変位計・土圧計で測定し、基礎の挙動を調べた。また、実験場の地盤条件を把握するために、実験前に平板載荷試験と土質試験を実施した。図-5.9に計測フローを示す。

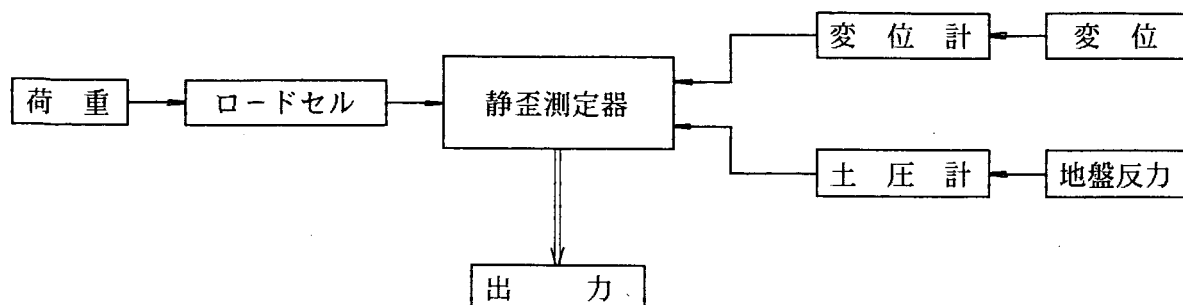


図-5.9 計測フロー

5.3.2 載荷方法

載荷装置を写真-5.2 に、載荷装置概略図を図-5.10 に示す。反力壁から供試体までが離れていたため、油圧ジャッキと反力壁の間に間隔材を設け、載荷荷重の測定は、ジャッキと供試体の間にセンターホール型ロードセルを取り付けて行った。また、偏荷重の発生（上下方向）を防ぐために載荷受け縦バーに丸棒を溶接した。調整代は、上下・左右とも $\pm 50\text{mm}$ 設けた。

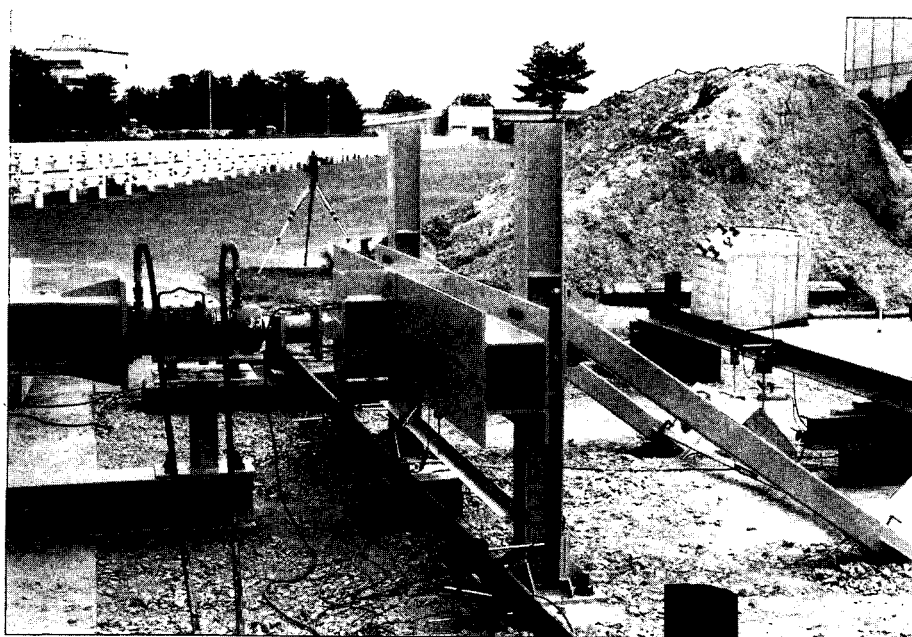


写真-5.2 載荷装置

基礎実験載荷装置

組立図

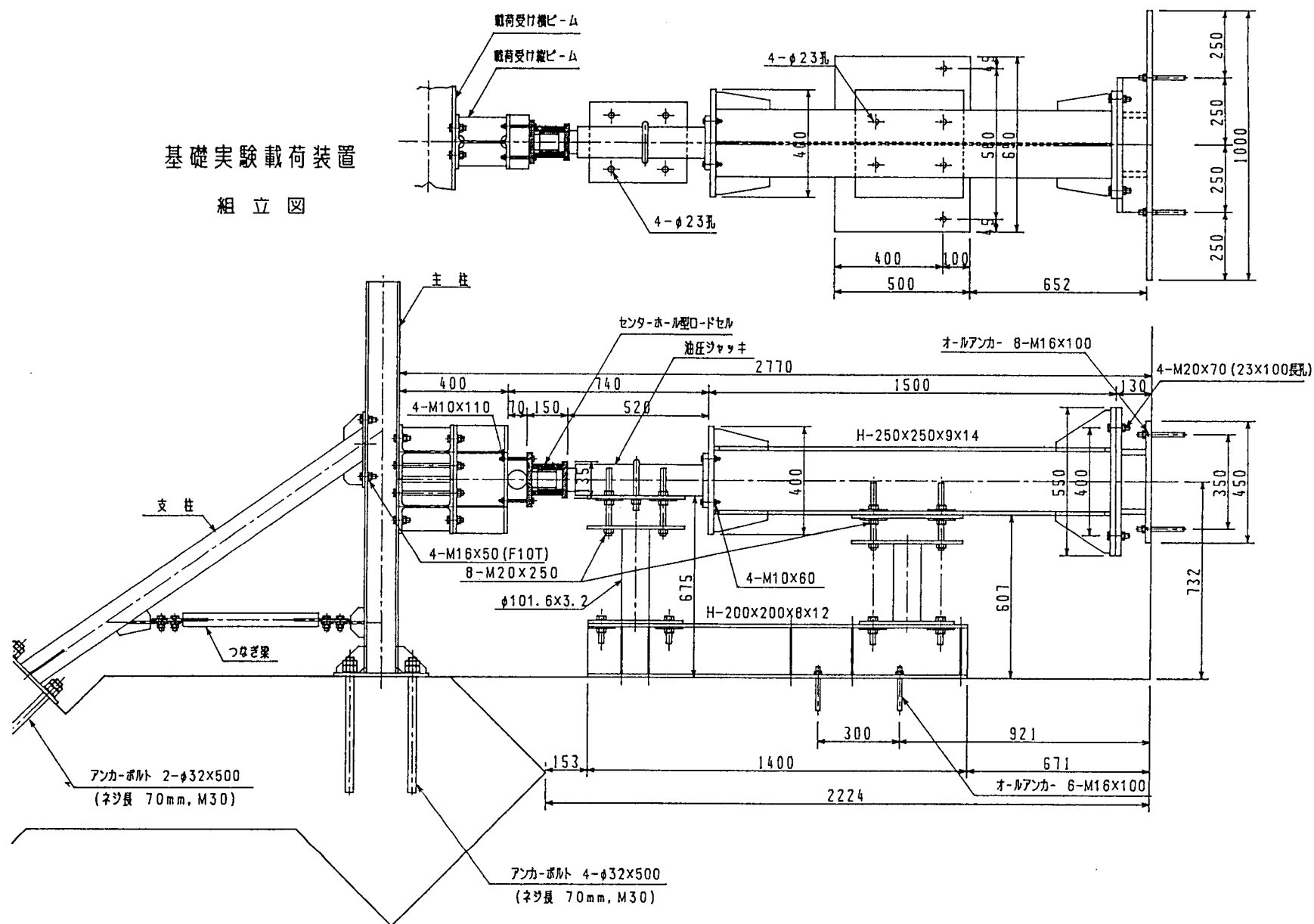


图-5.10 载荷装置概略图

5.3.3 測定項目および測定機器の配置

測定項目と測定機器を表-5.7 に、測定機器の配置を図-5.11，図-5.12 に示す。

表-5.7 測定項目と測定機器

測定項目	測定機器
変位	摺動型変位計
地盤反力	土圧計

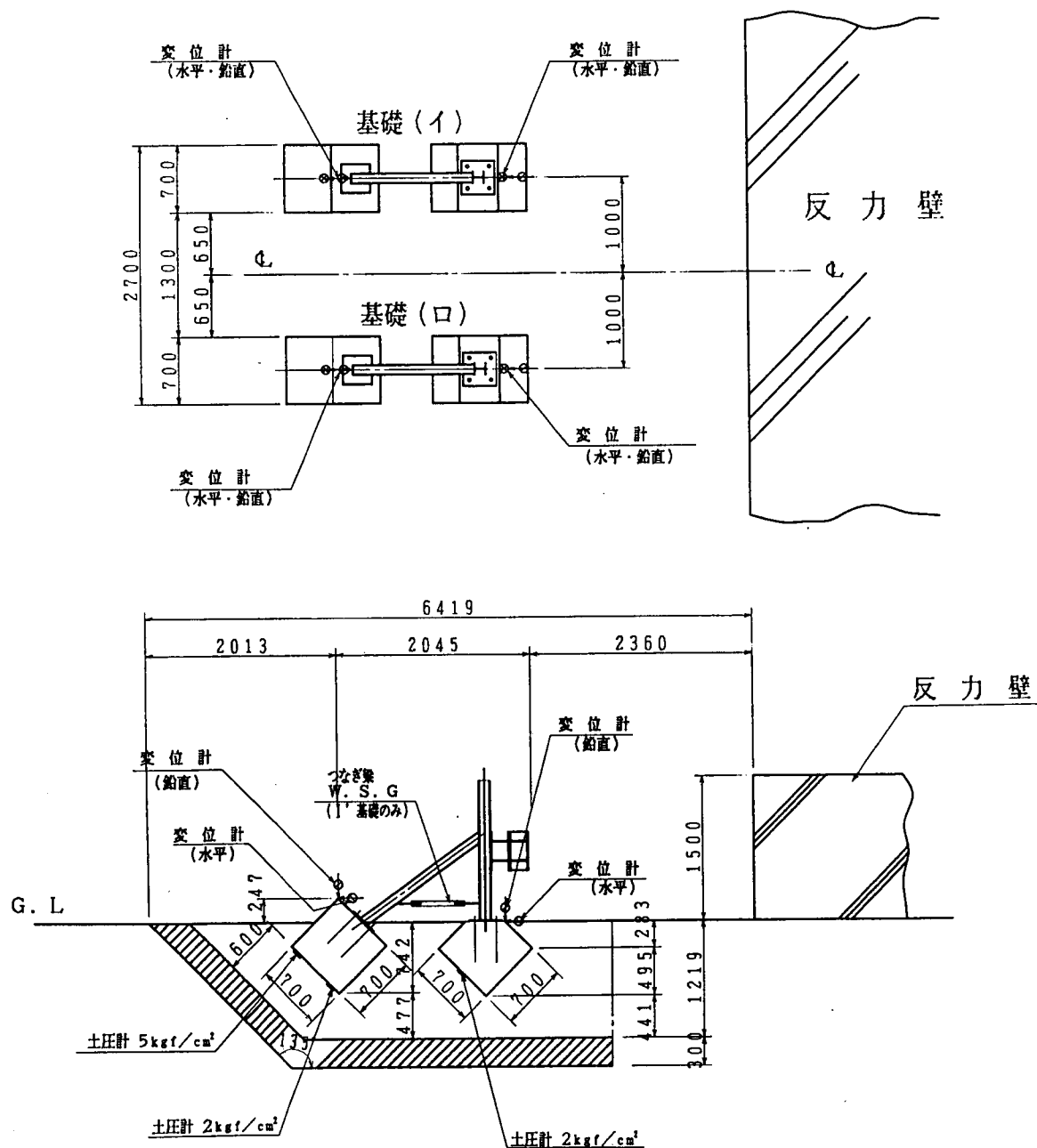


図-5.11 I, I'タイプ基礎の測定機器の配置

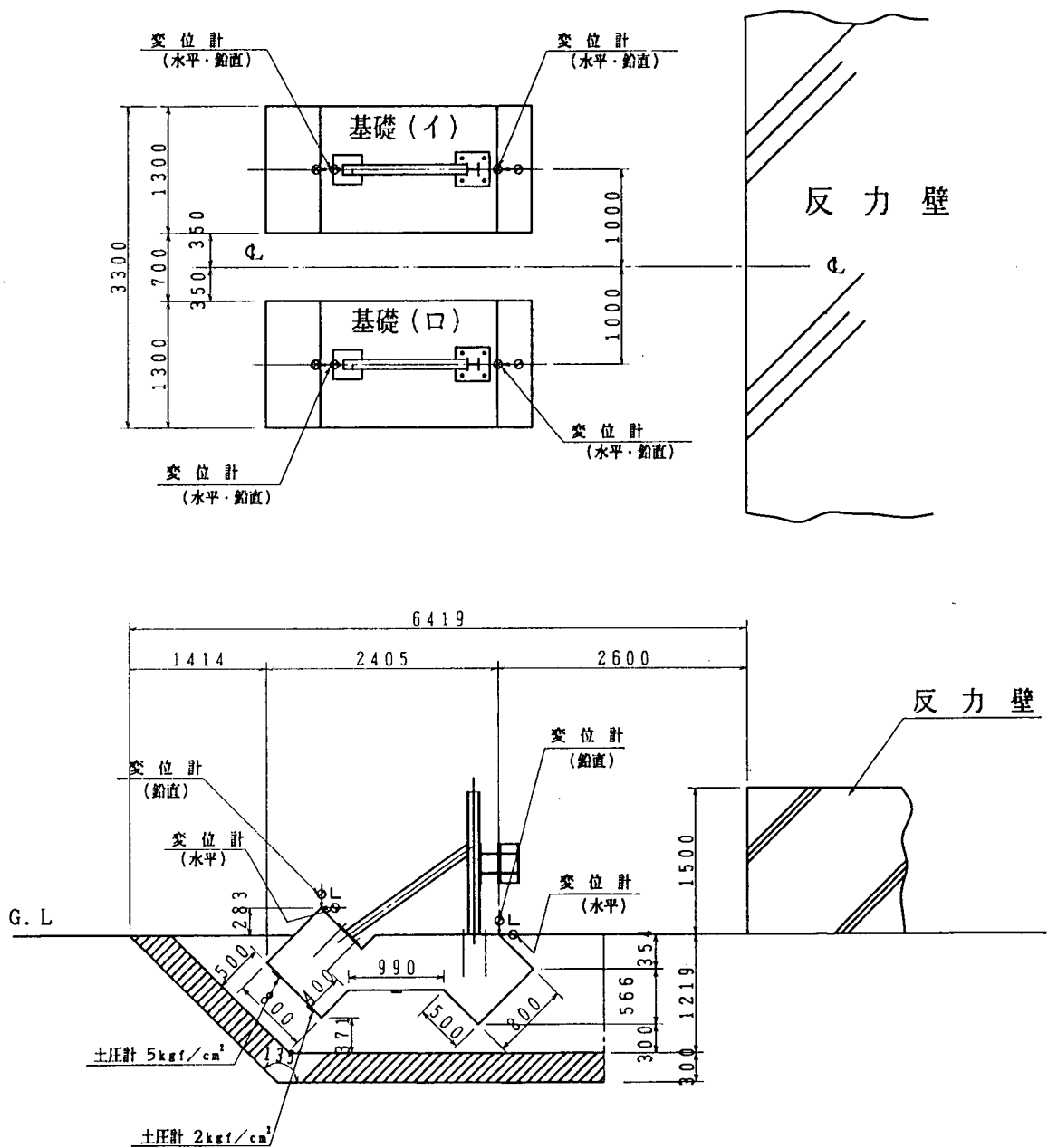


図-5.12 IVタイプ基礎の測定機器の配置

5.3.4 使用計測機器

実験に使用した計測機器を表-5.8に示す。

表-5.8 使用計測機器

計 測 機 器 名	特 記 事 項
ロ ー ド セ ル	圧縮・センターホール型・容量：50tf
油圧式手動ジャッキ	耐圧ホースセット付
油圧シリンダー	容量：50tf
摺動抵抗型変位計	SDP-100R, ストローク100mm
デジタル多点歪測定器	UCAM-5A, 10ch
スイッチボックス	USB-51A, 50ch
土 圧 計	BE-2KM(2kgf/cm ²)
〃	BE-5KM(5kgf/cm ²)
〃	BE-5KE(5kgf/cm ²)

5.4 実験結果

独立基礎 I, I'タイプ及び連続基礎IVタイプに関し、載荷実験の結果を以下に示す。なお、実験結果の整理は便宜上次のように行った。

*山側（反力壁側）から見て右側の基礎をイとし、左側の基礎をロとした。

*変位計によって測定した X,Y変位は、それぞれ地表面に対して水平・鉛直の方向である。

5.4.1 独立基礎 I タイプ

荷重、変位及び土圧の関係を図-5.13（山側）、図-5.14（谷側）に分けて示す。

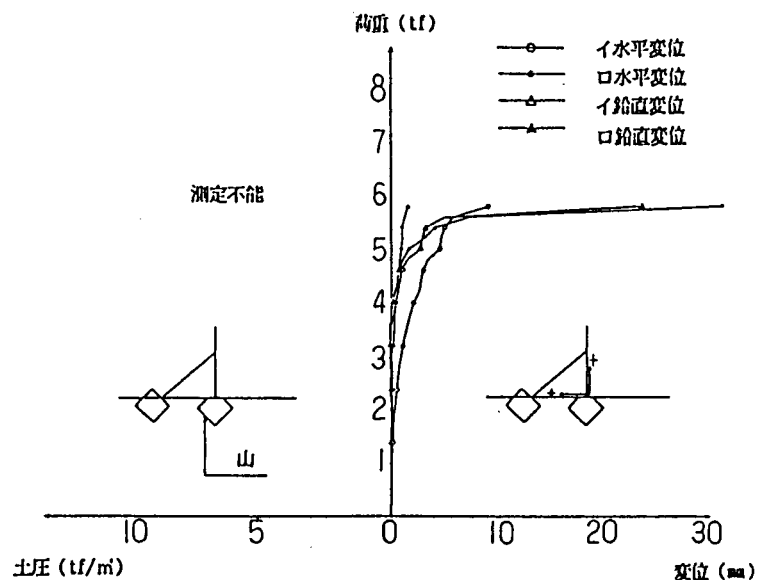


図-5.13 Iタイプ荷重・変位・土圧の関係

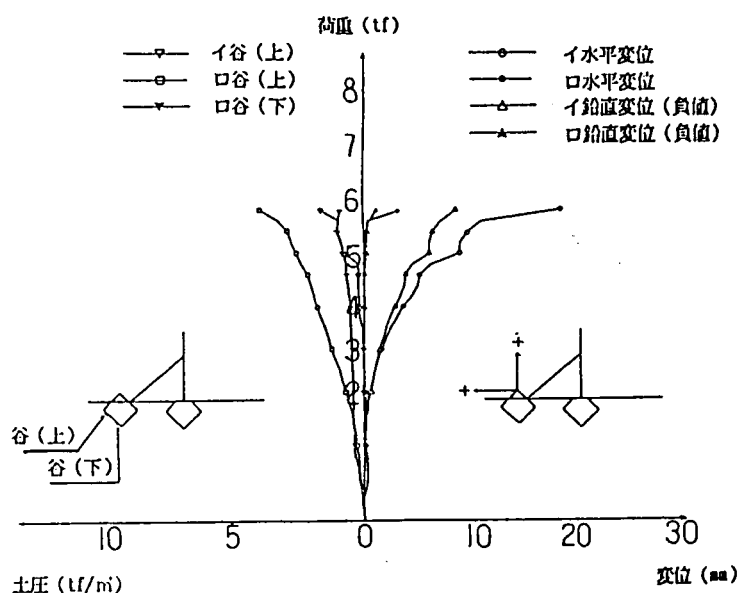


図-5.14 Iタイプ荷重・変位・土圧の関係

基礎山側では鉛直変位が、基礎谷側では水平変位が大きくでている。また、基礎谷側では基礎イの変位の方が基礎ロに比べて大きい。なお、基礎山側と基礎イ谷側（下）の土圧は測定不能であった。Iタイプの最大荷重は 5.8tfであった。

次に、基礎 I タイプの移動軌跡を図-5.15に、谷側基礎の沈下・滑動曲線を図-5.16に示す。谷側基礎の挙動について見ると滑動・沈下に関して顕著な傾向はみられなかった。

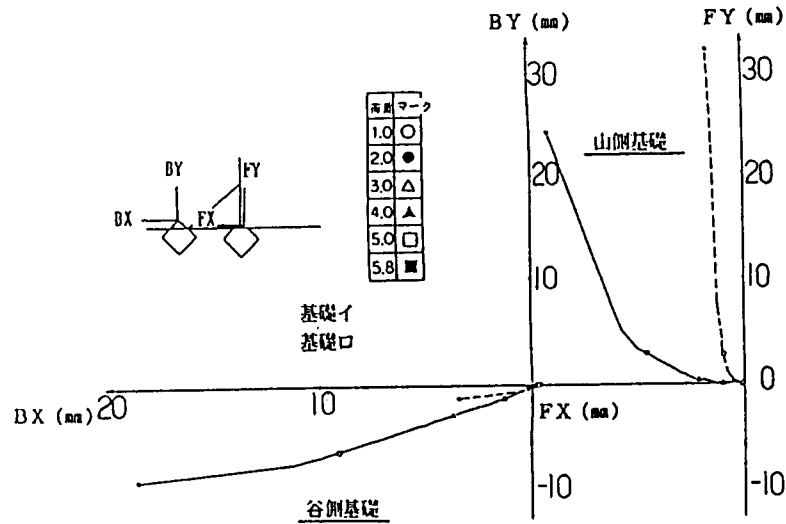


図-5.15 Iタイプ基礎の移動軌跡

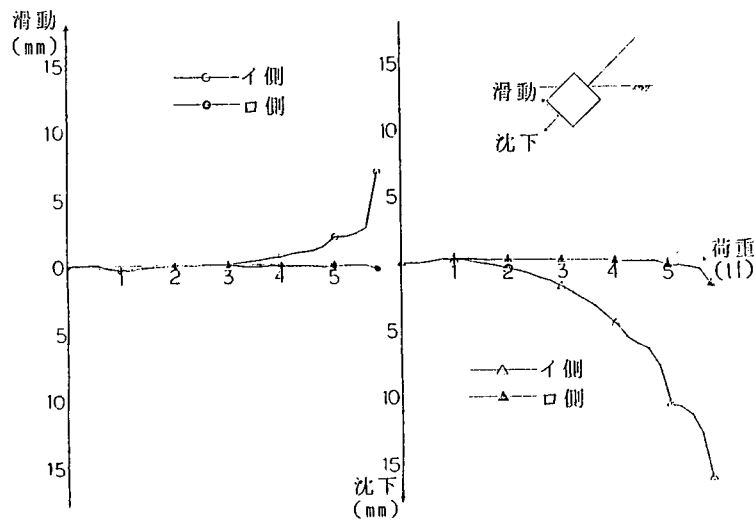


図-5.16 Iタイプ谷側基礎の沈下・滑動曲線

5.4.2 独立基礎 I' タイプ

荷重、変位及び土圧の関係を図-5.17（山側）、図-5.18（谷側）に分けてに示す。

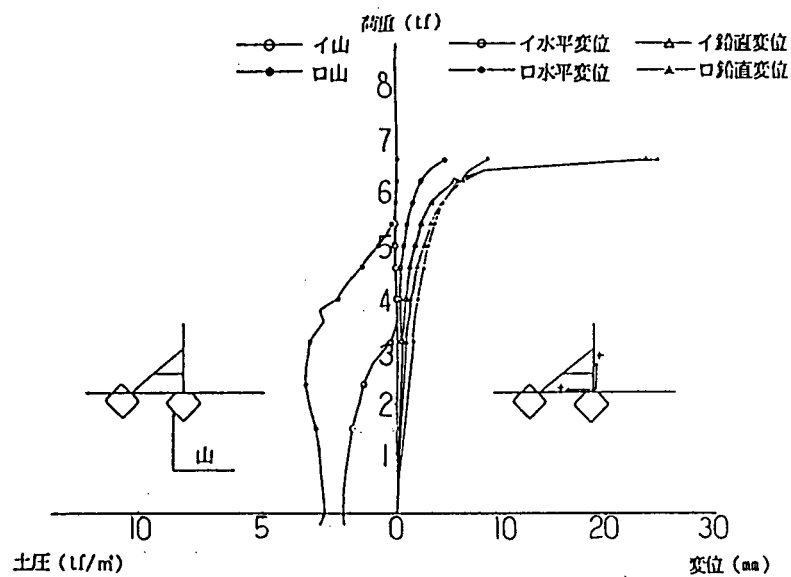


図-5.17 I'タイプ荷重・変位・土圧の関係

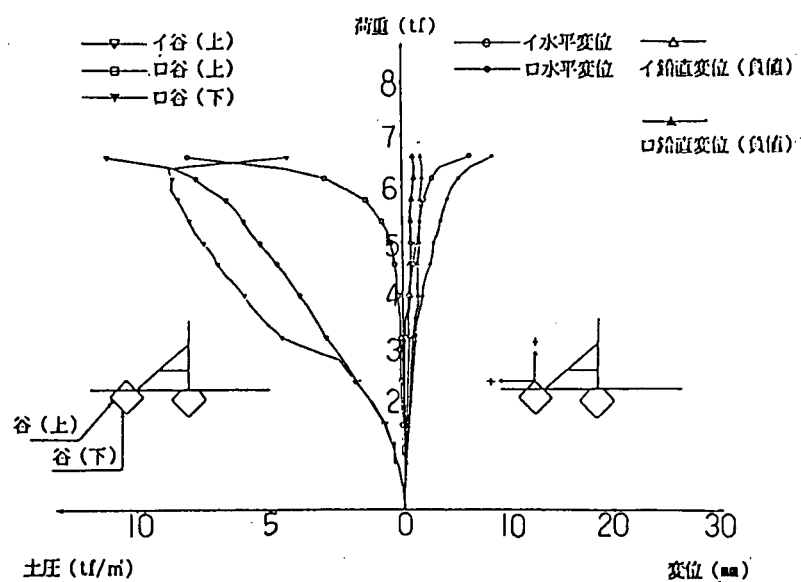


図-5.18 I'タイプ荷重・変位・土圧の関係

基礎山側では鉛直変位が、基礎谷側では水平変位が大きくでている。また、基礎谷側では基礎口の変位の方が基礎イに比べて大きい。基礎口の土圧を見ると初めは下側の方が上側より大きい値を示しているが、ロードセル荷重 6.6tf で逆転している。なお、基礎山側の土圧値は基礎自重のイニシャル値を入れており、基礎イ谷側（下）の土圧は測定不能であった。I'タイプの最大荷重は 6.6tf であった。

次に、基礎 I'タイプの移動軌跡を図-5.19に、谷側基礎の沈下・滑動曲線を図-5.20に示す。谷側基礎の挙動についてみると、Iタイプと同じく滑動・沈下に対して顕著な傾向はみられなかった。図-5.21につなぎ梁の圧縮応力度を示す。破壊荷重時(5.90tf)では、理論上0.20tfの圧縮力が作用することが予想されたが、実験時ではイ側が0.12tf、口側が0.92tf、イ・口の平均値で0.52tf作用した。

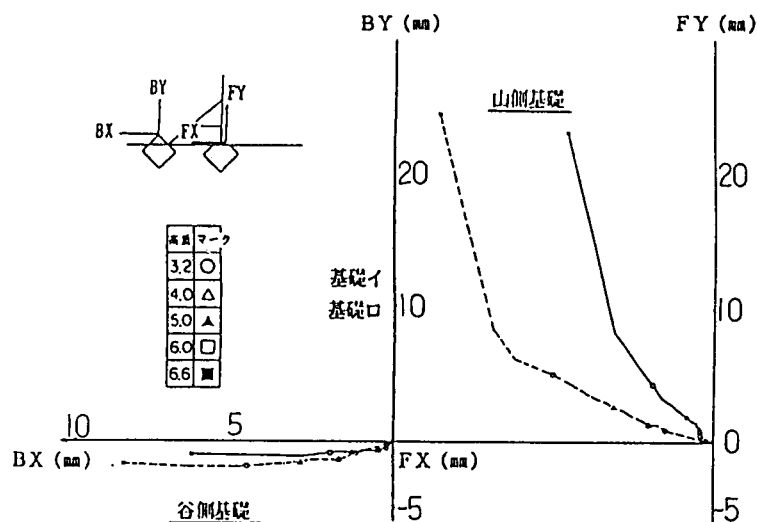


図-5.19 I'タイプ基礎の移動軌跡

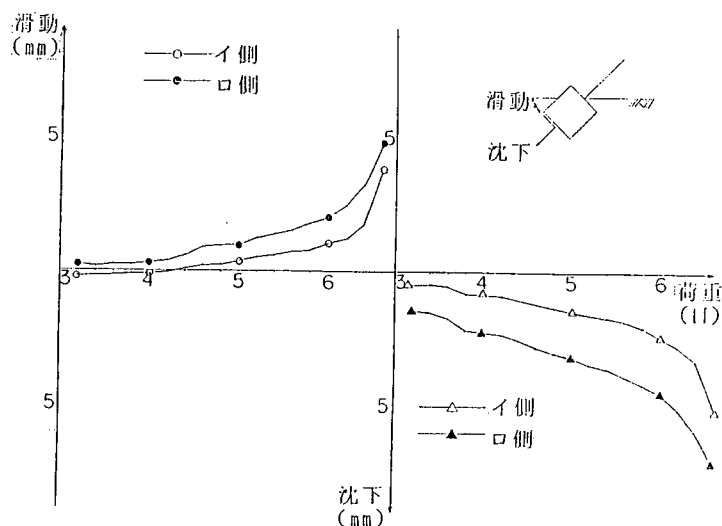


図- 5.20 I'タイプ谷側基礎の沈下滑動曲線

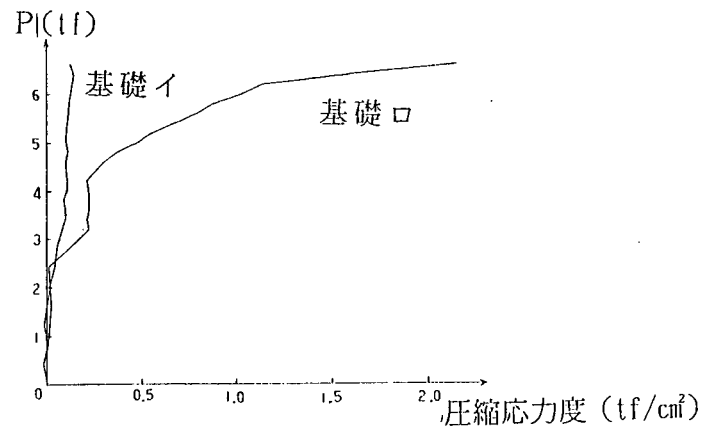


図-5.21 I'タイプつなぎ梁の圧縮応力度

5.4.3 連続基礎IVタイプ

荷重，変位および土圧の関係を図-5.22（山側），図-5.23（谷側）に分けて示す。

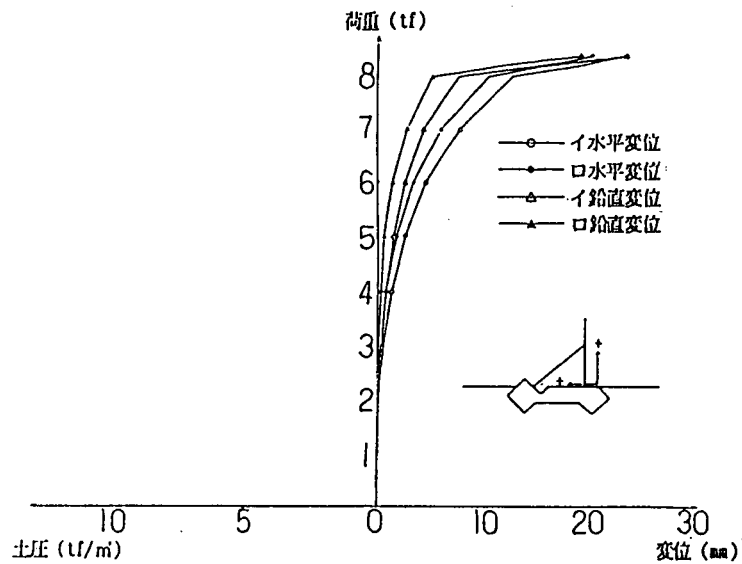


図-5.22 IVタイプ荷重・変位・土圧の関係（山側）

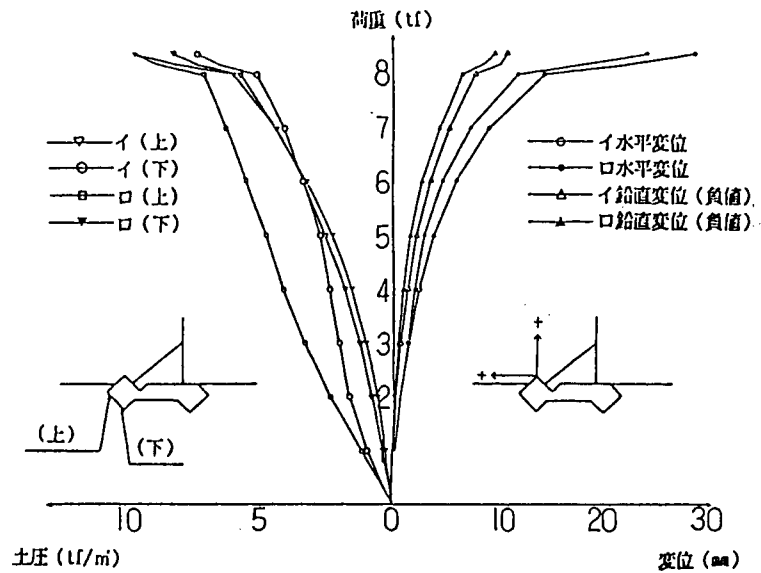


図-5.23 IVタイプ荷重・変位・土圧の関係(谷側)

基礎イ・ロ共同じ様な変位を示しているが、基礎各部においては、水平変位が大きくでている。また、土圧は基礎イ・ロ共同じ様な傾向を示している。IVタイプの最大荷重は8.4tfであった。次に、基礎各タイプの移動軌跡を図-5.24に示す。また、沈下・滑動の曲線を図-5.25に示す。

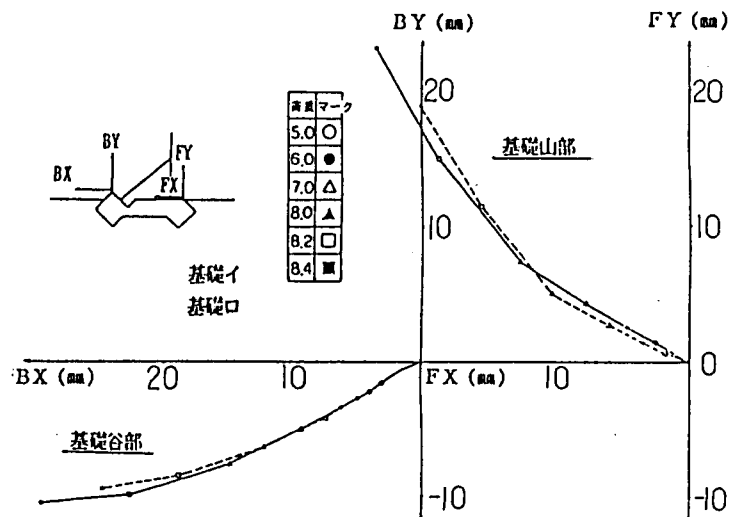


図-5.24 IVタイプの移動軌跡

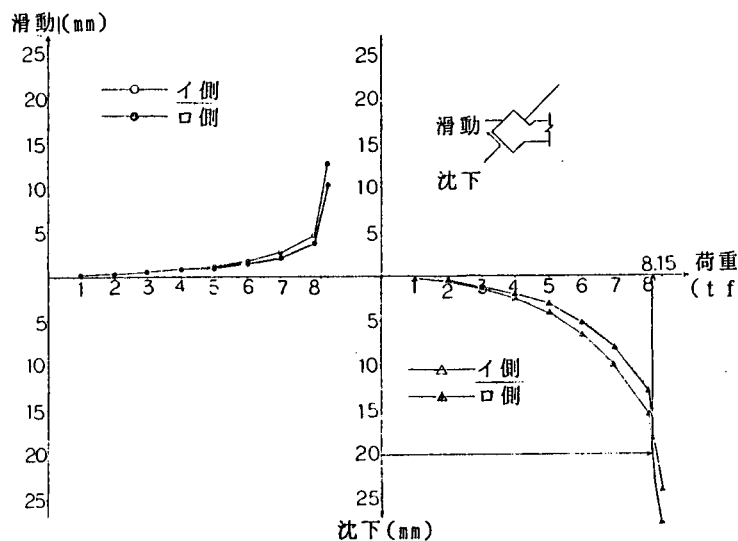


図-5.25 IVタイプ沈下・滑動の曲線

5.4.4 実測値による破壊荷重

1) 破壊荷重の算出

① 算出方法

各タイプごとに $P \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線、 $\log P \sim \log S_2$ 曲線のグラフ（図-5.26～図-5.31）を描き、これらより得られる破壊荷重の中で最も小さい値をそのタイプの破壊荷重とする。さらにIVタイプについては、沈下と滑動曲線のグラフ（図-5.25）も考慮して、それらの中で最も低い値を破壊荷重とする。

② $P \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線

各載荷荷重段階の一定時間内の勾配 $dS/d\log t$ を載荷荷重に対してプロットすると、直線が急折する点ができる。その時の荷重を破壊荷重とする。

P ；載荷荷重

ΔS ； S_1 （1分後の沈下量）と S_2 （5分後の沈下量）の差(mm)

t ；時間（分）

③ $\log P \sim \log S_2$ 曲線

載荷荷重と載荷荷重の最終沈下量（ S_2 ）を両対数紙上にプロットし、これらの測定点を結ぶ直線が急折する点を破壊荷重とする。

④ 沈下と滑動曲線

建築基礎構造設計指針により、即時沈下の場合の許容沈下量における独立基礎の標準値（表-5.9）により20mm沈下したときの荷重を破壊荷重とする。

表-5.9 許容総沈下量（即時沈下の場合） [建築基礎構造設計指針]

単位；cm

構造種別	コンクリート ブロック造り	鉄筋コンクリート造り		
基礎形式	連続（布）基礎	独立基礎	連続（布）基礎	べた基礎
標準値	1.5	2.0	2.5	3.0
最大値	2.0	3.0	4.0	6.0

2) Iタイプの破壊荷重

$P \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線より破壊荷重は5.25tfである。

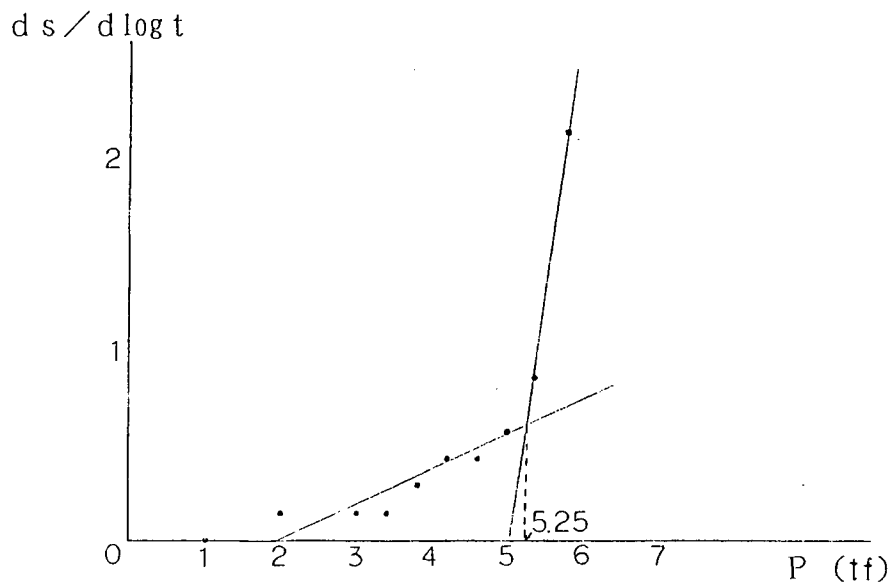


図-5.26 Iタイプの $P \sim dS/d\log t$ 曲線

$\log P \sim \log S_2$ 曲線より破壊荷重は5.40tfである。

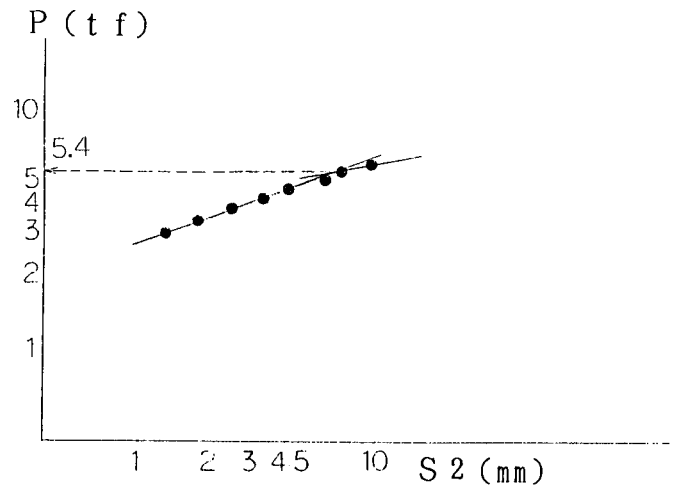


図-5.27 Iタイプの $\log P \sim \log S$ 曲線

よってIタイプの破壊荷重は5.25tfである。

3) I'タイプの破壊荷重

$P \sim \Delta S / \log t$ 曲線より破壊荷重は5.90tfである。

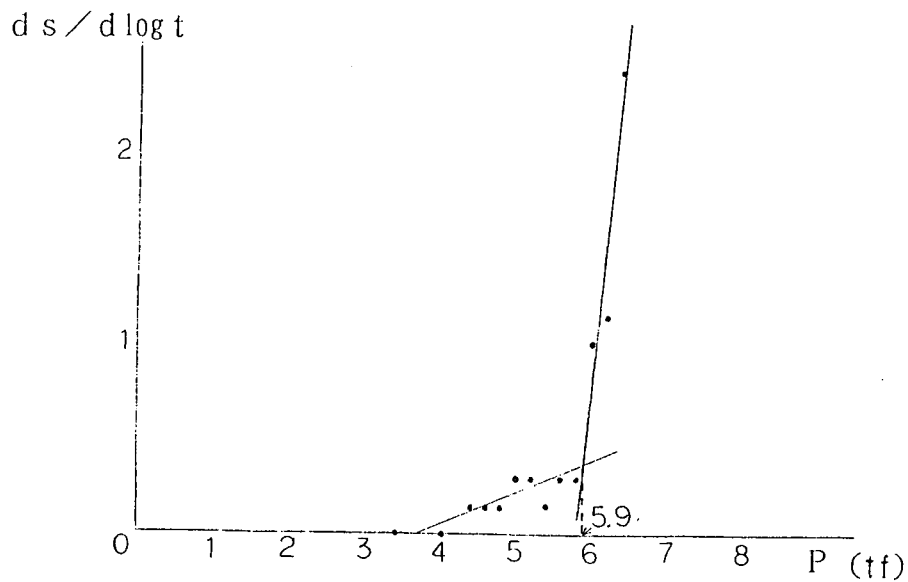


図-5.28 I'タイプの $P \sim ds/d \log t$ 曲線

$\log P \sim \log S_2$ 曲線より破壊荷重は6.00tfである。

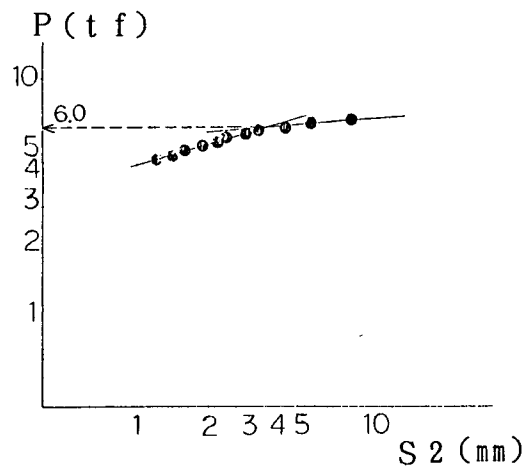


図-5.29 I'タイプの $\log P \sim \log S$ 曲線

よって、I'タイプの破壊荷重は5.90tfである。

4) IVタイプの破壊荷重

$P \sim \Delta S / \log t$ 曲線より破壊荷重は7.97tfである。

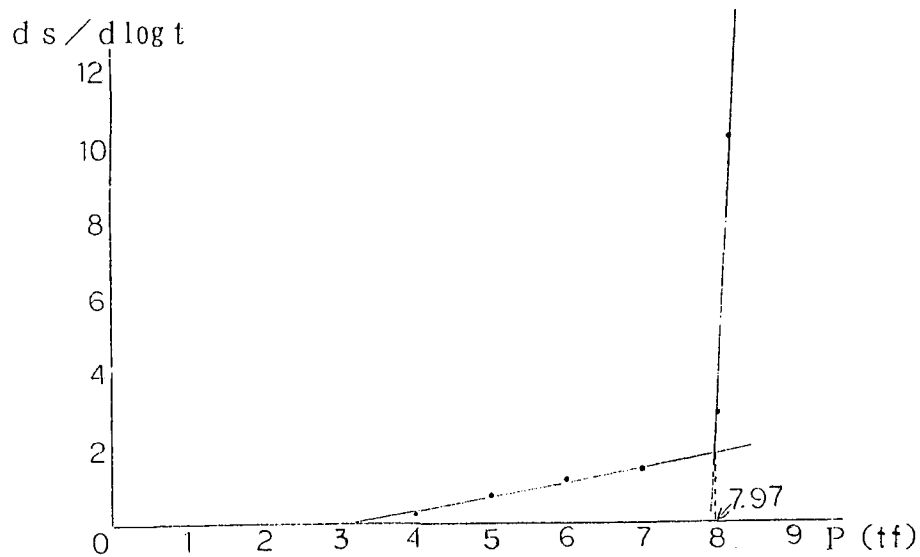


図-5.30 IVタイプ $P \sim dS/d \log t$ 曲線

$\log P \sim \log S^2$ 曲線より破壊荷重は8.00tfである。

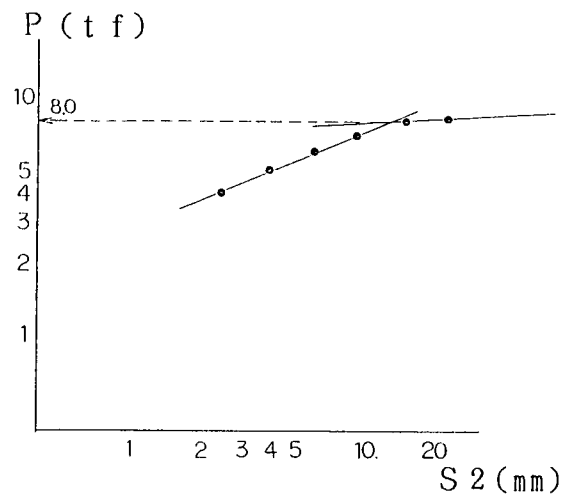


図-5.31 IVタイプ $\log P \sim \log S$ 曲線

また、4.3連続基礎IVタイプで示した沈下と滑動曲線（図-5.25）より破壊荷重は8.15tfである。
よってIVタイプの破壊荷重は7.97tfである。

5.5 実験結果の考察

5.5.1 破壊荷重算定 (その1) . . . <基礎移動拘束>

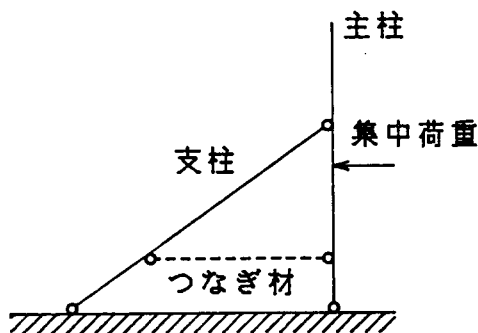


図-5.32 上部工

1) 独立基礎 I タイプ

設計としての考え方を以下のようにする。

- ①各接合部はピン接合とする。
- ②積雪による分布荷重を集中荷重とする。
- ③基礎と上部工はピン接合とする。
- ④基礎の移動はないものとする。

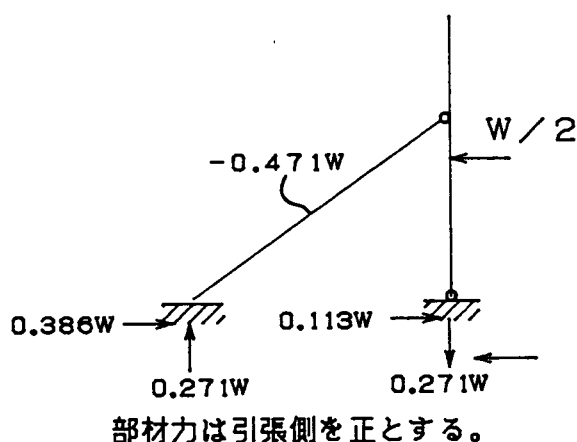


図-5.33 Iタイプの反力

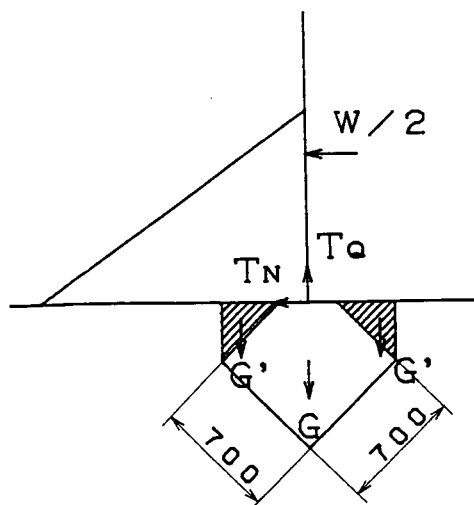


図-5.34 Iタイプの主柱の発生応力

ここで計算上での破壊を、式-5.1において主柱の引抜きとそれに抵抗する力がバランスのとれた時の状態とする。つまり安全率を1としたときとする。

今求める破壊荷重 (水平載荷荷重) を W とすると W に対応する反力は図-5.33 のようになる。

土質試験結果等より

$$S_{ZUL} \text{ (粘着力) } = 0$$

$$G \text{ (基礎と土の重量) }$$

$$= 0.322\text{m}^3 \times 2.35\text{tf/m}^3 + 0.0437\text{m}^3 \times 2.21\text{tf/m}^3 \times 2 = 0.95\text{tf}$$

$$G_a = G$$

$$G_N = 0$$

$$\begin{aligned} \tan \phi_B &= \tan(2/3 \times \phi) \\ &= \tan(2/3 \times 40^\circ) \\ &= 0.50 \end{aligned}$$

図-5.33 より

$$T_N = 0.113 \times W$$

$$T_a = 0.271 \times W - 0.3$$

(0.3tf は載荷治具重量)

以上より式-5.1における安全率を1とした場合の W を求める。

$$\frac{G_a + T_N \times \tan \phi_B}{T_a} = 1$$

$$0.95 + 0.113 \times W \times 0.5 = 0.271 \times W - 0.3$$

$$\therefore W = 5.84 \text{ tf}$$

以上より I タイプの推定破壊荷重は、5.84 tf (水平載荷荷重) となる。

支柱基礎について水平載荷荷重 $W = 5.84 \text{ tf}$ のときの基礎底面の地盤反力を検討する。

$$\text{コンクリート自重 } C_g = 0.803 \text{ tf}$$

$$\text{斜線部土荷重 } G' = 0.048 \text{ tf} \times 2$$

$$R_{Ac} = 0.471 \times 5.84$$

$$= 2.75 \text{ tf}$$

$$G = C_g + G'$$

$$= 0.899 \text{ tf}$$

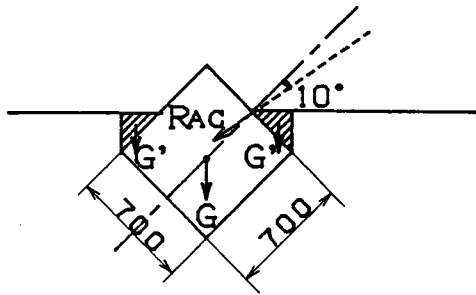


図-5.35 I タイプの支柱の発生応力

基礎底面に鉛直な成分 ΣG

$$\Sigma G = R_{Ac} \times \cos 10^\circ + G / \sqrt{2}$$

$$= 2.75 \times \cos 10^\circ + 0.899 / \sqrt{2}$$

$$= 3.34 \text{ tf}$$

$$\frac{\Sigma G}{S} = \frac{3.34}{0.7 \times 0.7}$$

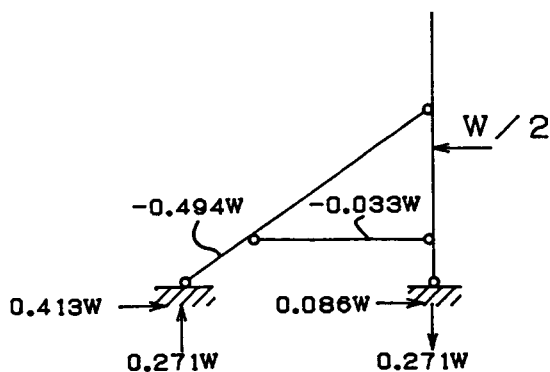
$$= 6.82 \text{ tf/m}^2 < 30 \text{ tf/m}^2$$

(長期許容支持力度)

よって、I タイプの場合、主柱基礎が水平載荷荷重 5.84 tf にて浮上により破壊を生じる。

2) 独立基礎 I' タイプ

I' タイプも I タイプ同様の方法にて破壊荷重を求める。I タイプと違うところは、つなぎ材を入れることによってその材に圧縮力が働き、 T_N がその分だけ小さくなりそれに伴い、破壊荷重が小さくなる。



部材力は引張側を正とする。

図-5.36 I' タイプの反力

主柱基礎についての引き抜きの検討より

$$0.95 + 0.086 \times W \times 0.5 = 0.271 \times W - 0.3$$

$$\therefore W = 5.50 \text{ tf}$$

このときの支柱基礎底面の接地圧を算出すると

$$R_{Ac} = 0.494 \times 5.50 = 2.72 \text{ tf}$$

$$\Sigma G = R_{Ac} \times \cos 10^\circ + G / \sqrt{2} = 3.31 \text{ tf}$$

$$\frac{\Sigma G}{S} = \frac{3.31}{0.7 \times 0.7} = 6.76 \text{ tf/m}^2 < 30 \text{ tf/m}^2$$

(長期許容支持力度)

以上より I' タイプの場合、主柱基礎が水平載荷荷重 5.50 tf にて浮上がりにより破壊を生じる。

3) 連続基礎Ⅳタイプ

水平載荷荷重をWと置いたときのA点回りのモーメントを表-5.10 に示す。

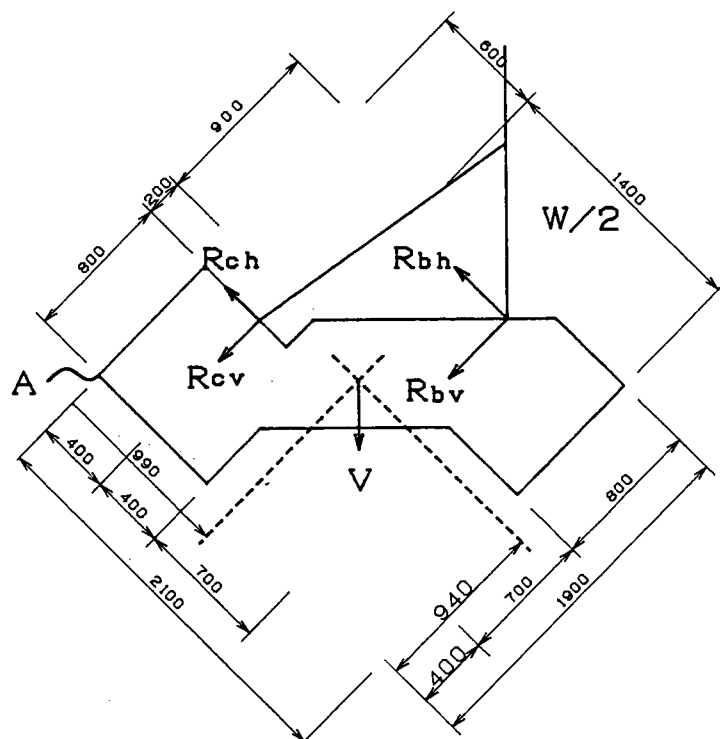


図-5.37 連続基礎

表-5.10 A点回りのモーメント

	V tf	X m	V X tfm	H tf	Y m	H Y tfm
軀 体	3.59	0.99	3.55	-3.59	0.94	-3.36
R _b	-0.081W	1.32	-0.107W	0.241W	1.72	0.415W
R _c	0.464W	0.40	0.186W	0.082W	0.80	0.066W
Σ	3.59	—	3.55	-3.59	—	-3.36
	+0.383W		+0.079W	+0.323W		+0.481W

(1) 転倒に対する検討

式-5.6により

$$\begin{aligned}
 d &= \frac{\Sigma V X - \Sigma H Y}{\Sigma V} \\
 &= \frac{(3.55 + 0.079W) - (-3.36 + 0.481W)}{3.59 + 0.383W} \\
 &= \frac{6.91 + 0.402W}{3.59 + 0.383W}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.4 - \frac{6.91 - 0.402W}{3.59 + 0.383W}$$

$$= \frac{-5.474 + 0.555W}{3.59 + 0.383W} < \frac{B}{6} = 0.133$$

以上より、接地面のどこにも引抜力が働かないためのWを求めると次のようになる。

$$W < 11.80 \text{ tf}$$

(2) 滑動に対する検討

式-5.5より

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \tan \phi_B}{\Sigma H}$$

$$= \frac{(3.59 + 0.383W) \times 0.50}{-3.59 + 0.323W}$$

$F_s > F_{sa} = 1.0$ として滑動が生じないためのWを求めると次のようになる。

$$W < 41.0 \text{ tf}$$

(3) 沈下に対する検討

平板載荷試験の結果、IVタイプの地盤の長期許容支持力度が4.7 tf/m²しか得られなかった。地耐力が充分あればI、I'タイプ同様主柱基礎の浮上がりといった顕著な破壊傾向が見られる。しかし、IVタイプの場合は地盤耐力不足より基礎の沈下により破壊することが考えられるため沈下に対する検討を行う。

平板載荷試験より地盤が降伏した時の接地圧が10tf/m²、沈下量20mmであったことと、この沈下量20mmという数値は、建築基礎構造設計指針による即時沈下の場合の許容沈下量における独立基礎の標準値でもあることから、20mm沈下した時を破壊とする。

表-5.11 許容総沈下量（即時沈下の場合）〔建築基礎構造設計指針〕〔cm〕

構造種別	コンクリート ブロック造	鉄筋コンクリート造		
基礎形式	連続（布）基礎	独立基礎	連続（布）基礎	べた基礎
標準値	1.5	2.0	2.5	3.0
最大値	2.0	3.0	4.0	6.0

Bタイプ（NO. 3）の平板載荷試験の結果、地盤が20mm下がった時の接地圧は9.9tf/m²であった。

よって、IVタイプ基礎底面における接地圧が9.9tf/m²となる時の荷重を図-5.38より算出すると10.5 tf となる。

(4) まとめ

1)、2)、3)よりIVタイプの場合水平載荷荷重10.5 tf にて沈下により破壊を生じる。

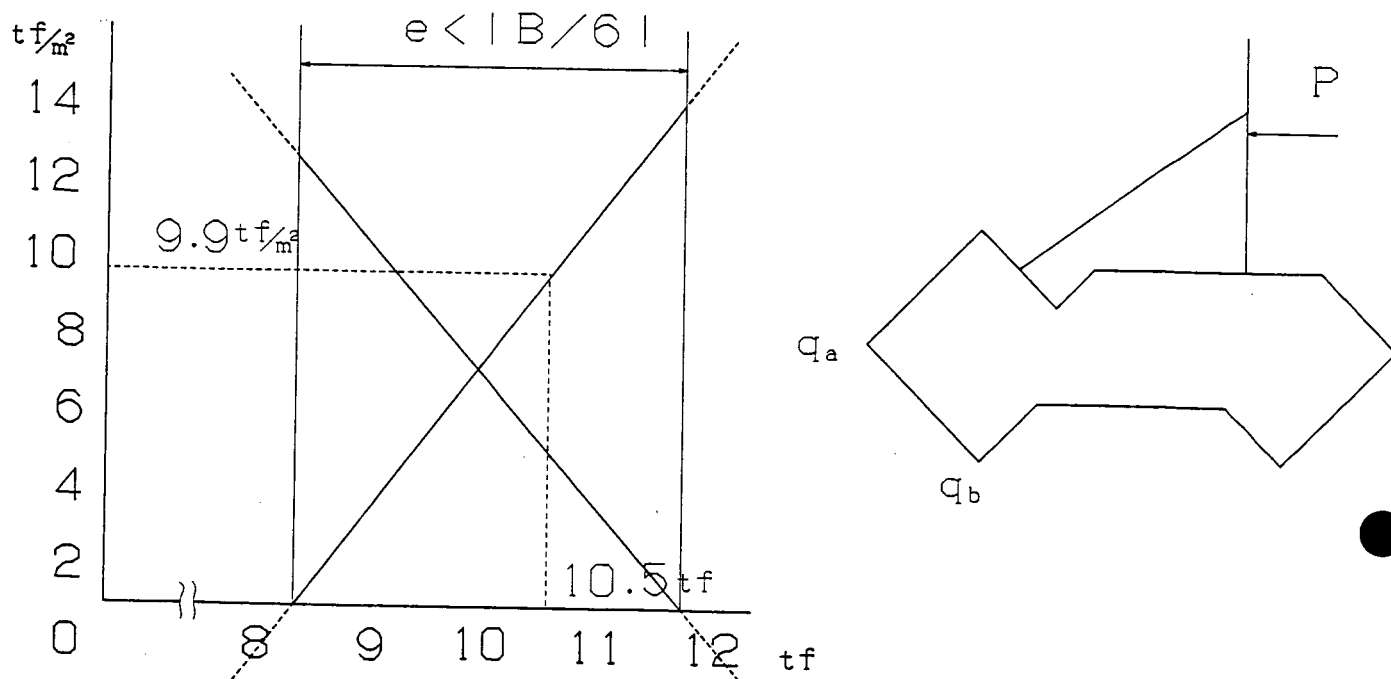


図-5.38 荷重と接地圧

5.5.2 破壊荷重算定(その2)・・・<基礎移動考慮>

1) 設計としての考え方

(1) 独立基礎 I, I'タイプ

- ①各接合部はピン接合とする。
- ②積雪による分布荷重は集中荷重とする。
- ③基礎と上部工はピン接合とする。
- ④基礎の支持地盤を弾性体と考え、基礎の移動を考慮する。

(注) 基礎側面に水平バネを、底面に鉛直、水平せん断及び回転バネを考慮する。

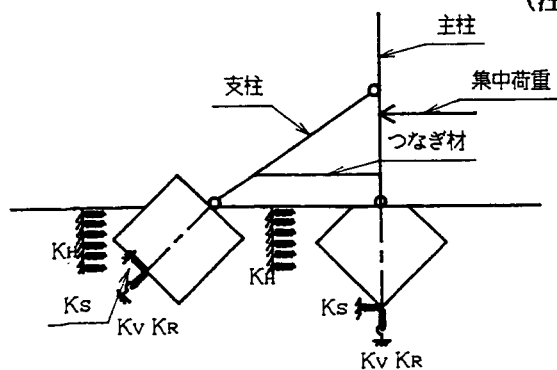


図-5.39 独立基礎タイプの計算モデル

(2) 連続基礎Ⅳタイプ

①各接合部はピン接合とする。

②積雪による分布荷重は集中荷重とする。

③基礎と上部工はピン接合とする。

④基礎の支持地盤を弾性体と考え、支柱基礎前面の水平バネ及び基礎底面の圧縮部のみ鉛直バネを考慮する。

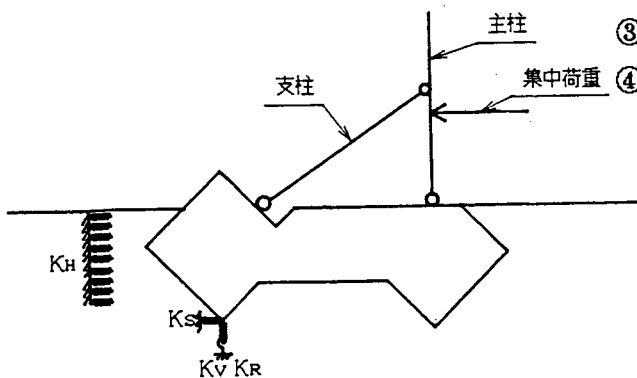


図-5.40 連続基礎タイプの計算モデル

2) 支持地盤の反力係数 (バネ定数)

地盤の反力係数は平板載荷試験報告書の試験結果を用い、「道路橋示方書・同解説」Ⅳ下部構造編により算定する。

(1) 独立基礎Ⅰタイプ

①鉛直方向地盤反力係数 k_v

$$k_{v0} = 25.71 \text{ kgf/cm}^3 \quad (\text{資料参照})$$

(注) 変形量が微小なため試験値の最小値を用いる。

$$k_v = 12.8 \cdot k_{v0} \cdot B_v^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 25.71 \times 70^{-3/4}$$

$$= 13.6 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\text{ここに } B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{4900} = 70 \text{ cm}$$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (基礎底面積)

$$A_v = 70 \times 70 = 4,900 \text{ cm}^2$$

②水平方向地盤反力係数 k_H

$$k_H' = 12.8 \cdot k_{H0} \cdot B_v^{-3/4} \text{ kgf/cm}^3$$

$$\text{ここに } k_{H0} = 25.71 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{70 \times 77.8} = 74 \text{ cm}$$

$$k_H' = 12.8 \times 25.71 \times 74^{-3/4} = 13.0 \text{ kgf/cm}^3$$

ただしGLより基礎下端まで三角形分布と考えて上記値の 1/2 (平均値) を用いる。

$$k_H = 1/2 \times 13.0 = 6.5 \text{ kgf/cm}^3$$

(2) 独立基礎Ⅰ' タイプ

①鉛直方向地盤反力係数 k_v

$$k_{v0} = 45.94 \text{ kgf/cm}^3 \quad (\text{資料参照})$$

(注) 変形量が微小なため試験値の最小値を用いる。

$$\begin{aligned}
 k_v &= 12.8 \cdot k_{v0} \cdot B_v^{- (3/4)} \\
 &= 12.8 \times 45.94 \times 70^{- (3/4)} \\
 &= 24.3 \text{ kgf/cm}^3
 \end{aligned}$$

②水平方向地盤反力係数 k_H

$$k_H' = 12.8 \cdot k_{H0} \cdot B_v^{- (3/4)} \text{ kgf/cm}^3$$

ここに $k_{H0} = 45.94 \text{ kgf/cm}^3$

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{70 \times 77.8} = 74 \text{ cm}$$

$$k_H' = 12.8 \times 45.94 \times 74^{- (3/4)} = 23.3 \text{ kgf/cm}^3$$

ただしGLより基礎下端まで三角形分布と考えると上記値の 1/2 (平均値) を用いる。

$$k_H = 1/2 \times 23.3 = 11.6 \text{ kgf/cm}^3$$

(3) 連続基礎IVタイプ

①鉛直方向地盤反力係数 k_v

$$k_{v0} = 0.69 \text{ kgf/cm}^3 \quad (\text{資料参照})$$

(注) 基準変位 $y_0 = 1 \text{ cm}$ の値を用いる。

$$\begin{aligned}
 k_v &= 12.8 \cdot k_{v0} \cdot B_v^{- (3/4)} \\
 &= 12.8 \times 0.69 \times 189^{- (3/4)} \\
 &= 0.17 \text{ kgf/cm}^3
 \end{aligned}$$

ここに $B_v = \sqrt{130 \times 276} = 189 \text{ cm}$

②水平方向地盤反力係数 k_H

$$k_H' = 12.8 \cdot k_{H0} \cdot B_v^{- (3/4)} \text{ kgf/cm}^3$$

ここに $k_{H0} = 0.69 \text{ kgf/cm}^3$

$$B_H = \sqrt{130 \times 92} = 109 \text{ cm}$$

$$k_H' = 12.8 \times 0.69 \times 109^{- (3/4)} = 0.26 \text{ kgf/cm}^3$$

ただしGLより基礎下端まで三角形分布と考えると上記値の 1/2 (平均値) を用いる。

$$k_H = 1/2 \times 0.26 = 0.13 \text{ kgf/cm}^3$$

3) 地盤支持力及び諸特性

表-5.12 地盤支持力および諸特性

	I タイプ	I' タイプ	IV タイプ
土 質	砕 石	砕 石	砂まじり粘土
単 位 重 量 (tf/m ³)	2.21	1.93	1.13
粘 着 力 (tf/m ²)	0	0	1.9
内部摩擦角 (°)	40	40	10.6
地耐力 (長期) (tf/m ²)	30	30	4.7
鉛直地盤反力係数 (k_v)	13.6	24.3	0.17
水平地盤反力係数 (k_H)	6.5	11.6	0.13

4) 独立基礎 I タイプの破壊荷重

(1) 力学モデル

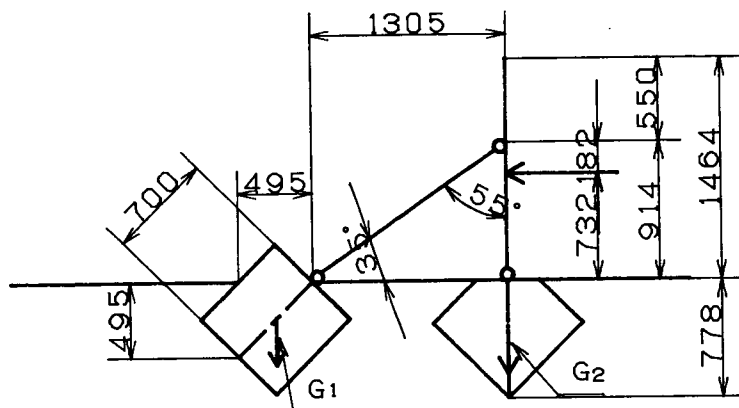


図-5.41 独立基礎 (Iタイプ) 力学モデル

① 荷 重

集中荷重 $P_o = W/2 = 2.0 \sim 2.25 \sim 2.50 \sim 2.75 \sim 3.0$ tf

治具重量 $P_1 = 0.30$ tf

G_1 (支柱基礎と土の重量) = 1.00 tf

G_2 (山側基礎と土の重量) = 0.95 tf

② 部材断面性能

表-5.13 部材断面性能

	断面積 $A \text{ cm}^2$	断面 2 次モーメント $I \text{ cm}^4$	弾性係数 $E \text{ tf/cm}^2$
主柱 H-125x125x6.5x9	30.31	847	2.1×10^6
支柱 100x100x3.2	12.12	187	2.1×10^6
基礎 (700 ^B x700 ^H)	4,900	0.02×10^8	2.1×10^5

③ 支持地盤のバネ定数

横方向バネ定数 (S_H)

$$S_H = k_H \times B = 6,500 \times 0.7 = 4,550 \text{ tf/m}^2$$

底面鉛直バネ定数 (K_v)

$$K_v = k_v \times A = 13,600 \times 0.49 = 6,664 \text{ tf/m}$$

底面回転バネ定数 (K_R)

$$K_R = k_v \times I = 13,600 \times 0.02 = 272 \text{ tfm}$$

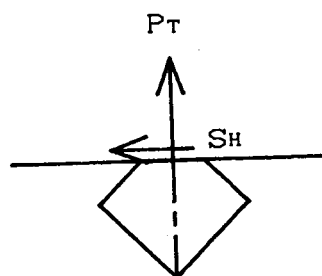
底面せん断バネ定数 (K_s)

$$K_s = \lambda \times k_v \times A = 1/4 \times 6,664 = 1,666 \text{ tf/m}$$

ここに $\lambda = k_s/k_v = 1/4$ とする。

2) 破壊荷重の算定

主柱基礎の浮上がりに対して安全率 $F_s = 1$ となる集中荷重 P_o より破壊荷重 W は、 $W = 2 P_o \text{ tf}$ となる。



引抜き力 P_T 、基礎天端のせん断力 S_H と基礎の側面の摩擦角 ϕ_B とすると

$$\frac{S_H \times \tan \phi_B}{P_T} \geq F_s = 1$$

ただし、 $\tan \phi_B = \tan(2/3 \phi) = 0.50$

図-5.42 引抜き力と基礎天端のせん断力

表-5.14 浮上がりに対する安全率

$P_o \text{ tf}$	$P_T \text{ tf}$	$S_H \text{ tf}$	$F = S_H \times \tan \phi_B / P_T$
2.25	0.012	0.448	18.7
2.50	0.152	0.498	1.64
2.75	0.293	0.548	0.935

表-5.14 より、 $P_o = 2.50 \text{ tf} \sim 2.75 \text{ tf}$ の間にあるとして比例計算により $F_s = 1$ となる P_o を求める。

$$P_o = \frac{0.64}{1.64 - 0.935} \times 0.25 + 2.50 = 2.73 \text{ tf}$$

$\therefore$ 破壊荷重 $W = 2 P_o = 2 \times 2.73 = 5.46 \text{ tf}$

なお、支柱基礎の地盤反力は $P_o = 2.73 \text{ tf}$ に相当する鉛直変位 δ_v および回転角 θ_o より

$$q_v = k_v \times (\delta_v \pm \theta_o \times B/2) \quad \text{tf/m}^2$$

表-5.15 鉛直変位と回転角

$P_o \text{ tf}$	$\delta_v \text{ mm}$	$\theta_o \text{ rad} \times 10^{-3}$
2.50	0.429	0.435
2.75	0.460	0.445

ここに B : 基礎幅 0.70 m

$$k_v = 13,600 \text{ tf/m}^3$$

$$\delta_v = \frac{0.23}{0.25} \times (0.460 - 0.429) + 0.429 = 0.458 \text{ mm}$$

$$\theta_o = \frac{0.23}{0.25} \times (0.445 - 0.435) + 0.435 = 0.444 \text{ rad} \times 10^{-3}$$

$$\therefore q_v = 13,600 \times (0.458 \pm 0.444 \times 0.70/2) \times 10^{-3}$$

$$= \begin{cases} 8.34 \text{ tf/m}^2 \\ 4.12 \text{ tf/m}^2 \end{cases} < 30 \text{ tf/m}^2$$

以上より支持力に対して十分安全となる。

したがって、破壊荷重 $W = 5.46 \text{ tf}$ で浮上がりによる破壊を生ずる。

$$P_o = \frac{0.11}{1.11-0.820} \times 0.25 + 2.75 = 2.84 \text{ tf}$$

$$\therefore \text{破壊荷重 } W = 2 P_o = 2 \times 2.84 = 5.68 \text{ tf}$$

なお、支柱基礎の地盤反力は $P_o = 2.84 \text{ tf}$ に相当する鉛直変位 δ_v および回転角 θ_o より

$$q_v = k_v (\delta_v \pm \theta_o \times B/2) \text{ tf/m}^2$$

表-5.17 鉛直変位と回転角

$P_o \text{ tf}$	$\delta_v \text{ mm}$	$\theta_o \text{ rad} \times 10^{-3}$
2.75	0.252	0.277
3.00	0.269	0.285

ここに B : 基礎幅 0.70 m

$$k_v = 24,300 \text{ tf/m}^3$$

$$\delta_v = \frac{0.09}{0.25} \times (0.269 - 0.252) + 0.252 = 0.258 \text{ mm}$$

$$\theta_o = \frac{0.09}{0.25} \times (0.285 - 0.277) + 0.277 = 0.280 \text{ rad} \times 10^{-3}$$

$$\therefore q_v = 24,300 \times (0.258 \pm 0.280 \times 0.70/2) \times 10^{-3}$$

$$= \begin{cases} 8.65 \text{ tf/m}^2 \\ 3.89 \text{ tf/m}^2 \end{cases} < 30 \text{ tf/m}^2$$

以上より支持力に対して十分安全となる。

したがって、破壊荷重 $W = 5.68 \text{ tf}$ で浮上がりによる破壊を生ずる。

6) 連続基礎IVタイプの破壊荷重

(1) 荷重計算

①集中荷重 ($W/2$) による基礎天端反力

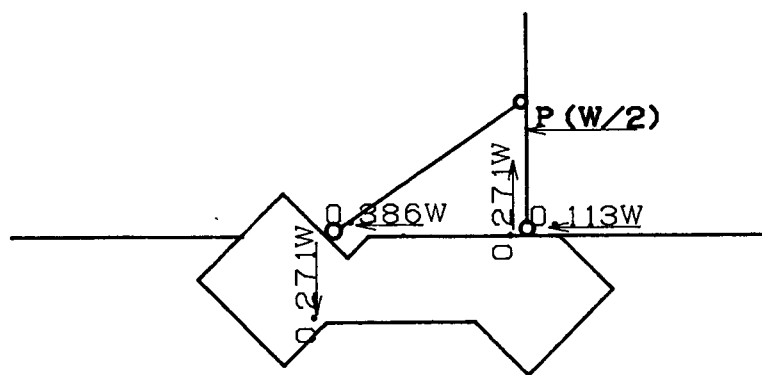


図-5.44 連続基礎 (IVタイプ) の反力

$$\text{②治具重量 } P_1 = 0.30 \text{ tf}$$

③基礎重量 (載土含む)

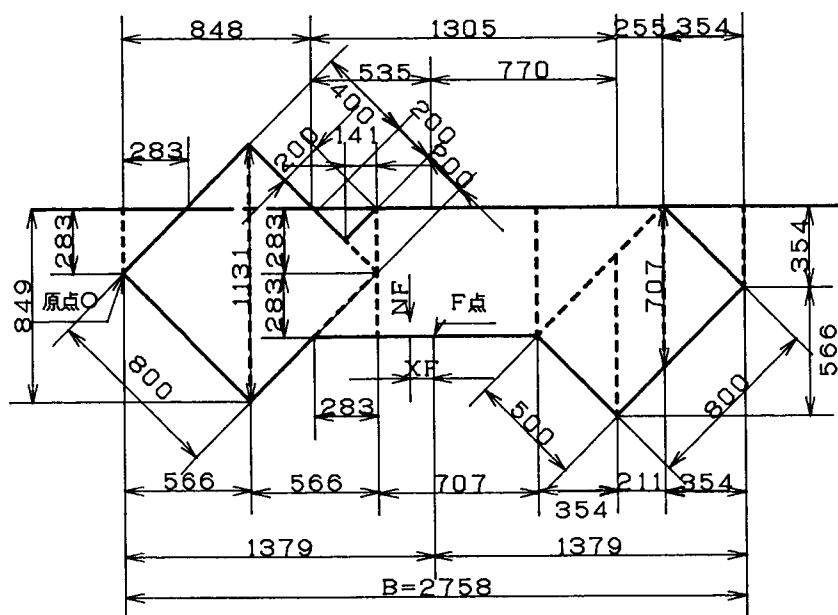


図-5.45 連続基礎寸法詳細図

コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 2.35 \text{ tf/m}^3$

土の単位重量 $\gamma_s = 1.13 \text{ tf/m}^3$

基礎幅 $L = 1.30 \text{ m}$

表-5.18 連続基礎のモーメント集計表

	N tf		X _i m		NX _i tfm
1	$(0.566 \times 1.131/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.98	$2/3 \times 0.566$	0.377	0.37
2	"	0.98	$0.566 + 1/3 \times 0.566$	0.755	0.74
3	$(0.283 \times 0.283/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.12	$1.132 - 1/3 \times 0.283$	1.038	0.12
4	$(0.141 \times 0.283/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.06	$1.132 - 1/3 \times 0.141$	1.085	0.07
5	$0.707 \times 0.566 \times 1.3 \times 2.35$	1.22	$1.132 + 1/2 \times 0.707$	1.486	1.81
6	$(0.565 \times 0.566/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.49	$1.839 + 1/3 \times 0.565$	2.027	0.99
7	$(0.354 \times 0.707/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.38	$1.839 + 2/3 \times 0.354$	2.075	0.79
8	$0.211 \times 0.707 \times 1.3 \times 2.35$	0.46	$2.193 + 1/2 \times 0.211$	2.299	1.06
9	$(0.354 \times 0.707/2) \times 1.3 \times 2.35$	0.38	$2.404 + 1/3 \times 0.354$	2.522	0.96
10	$(0.283 \times 0.283/2) \times 1.3 \times 1.13$	0.06	$1/3 \times 0.283$	0.094	0.01
11	$(0.354 \times 0.354/2) \times 1.3 \times 1.13$	0.09	$2.404 + 2/3 \times 0.354$	2.640	0.24
計	5.22				7.16

∴ 基礎自重 $N_F = 5.22 \text{ tf}$

基礎底面中心からの作用位置 X_F

$$X_F = B/2 - \Sigma NX_i / \Sigma N$$

$$= 1.379 - 7.16/5.22 = 0.007 \text{ m}$$

④基礎底面中心（F点）の諸力

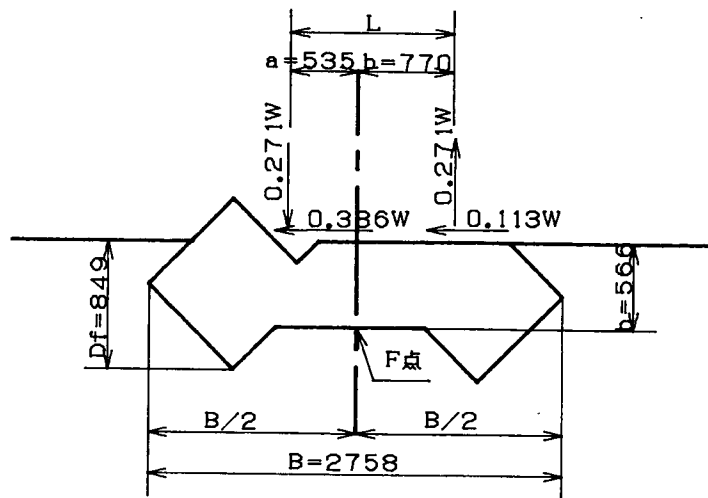


図-5.46 連続基礎の諸元

鉛直力 $V_F = N_F + P_1 = 5.22 + 0.30 = 5.52 \text{ tf}$

水平力 $H_F = 0.50W \text{ tf}$

モーメント $M_F = 0.271W \cdot \ell + 0.5W \cdot h + N_F \cdot X_F - P_1 \cdot b$
 $= 0.271W \times 1.305 + 0.5W \times 0.566 + 5.22 \times 0.007$
 $- 0.30 \times 0.770$
 $= 0.637W - 0.19 \text{ tfm}$

(2) 基礎底面と根入れ地盤との荷重分担

①水平力の分担

基礎底面に作用する水平力 $H_B = \frac{1}{1 + \beta_H} \cdot H_F$

根入れ部に作用する水平力 $H_s = \frac{\beta_H}{1 + \beta_H} \cdot H_F$

ここに $\beta_H = \frac{k_H \cdot D_f}{2 \cdot K_s \cdot B}$

K_s : 水平方向地盤のせん断バネ定数 $1/3 \cdot k_v \text{ kgf/cm}^3$

D_f : 根入れ深さ 0.849 m

$\beta_H = \frac{130 \times 0.849}{2 \times (1/3 \times 170) \times 2.758} = 0.353$

$H_B = \frac{1}{1 + 0.353} \times 0.5 \times W = 0.370W \text{ tf}$

$H_s = \frac{0.353}{1 + 0.353} \times 0.5 \times W = 0.130W \text{ tf}$

②モーメントの分担

$$\text{基礎底面に作用するモーメント } M_B = \frac{1}{1 + \beta_M} \times M_F$$

$$\text{根入れ部に作用するモーメント } M_S = \frac{\beta_M}{1 + \beta_M} \times M_F$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } \beta_M &= \frac{k_H}{k_V} \times \left(\frac{D_F}{B} \right)^3 \\ &= \frac{130}{170} \times \left(\frac{0.849}{2.758} \right)^3 = 0.022 \end{aligned}$$

$$M_B = \frac{1}{1 + 0.022} \times M_F = 0.978 \times M_F \text{ tfm}$$

$$M_S = \frac{0.022}{1 + 0.022} \times M_F = 0.022 \times M_F \text{ tfm}$$

(3) 地盤の支持力より定まる破壊荷重の算定

$$\text{荷重の偏心距離 } e = M_B / V_F$$

$$\text{底面反力の作用幅 } \chi = 3 \times (B/2 - e) \text{ m}$$

$$\text{ただし } e > B/6 = 0.460 \text{ m}$$

$$\text{基礎の回転角 } \theta = M_B / (I_x \cdot k_V) \text{ rad}$$

$$\text{ここに } I_x = \alpha \cdot I \text{ m}^4$$

$$\alpha = \chi^2 / B^3 \times (3 \cdot B - 2 \cdot \chi)$$

$$I = L \cdot B^3 / 12 = 1.3 \times 2.758^3 / 12 = 2.273 \text{ m}^4$$

$$L : \text{基礎の奥行き } 1.30 \text{ m}$$

$$\text{基礎地盤反力 } q_{V\max} = k_V \times \theta \times \chi \text{ tf/m}^2$$

以上よりWを試算すると

表-5.19 基礎地盤反力

W	V _F	M _F	M _B	e	χ	k _V	α	I _x	θ	q _{Vmax}
tf	tf	tfm	tfm	m	m	tf/m		m ⁴	rad	tf/m ²
7.0	5.52	4.27	4.18	0.757	1.866	170	0.754	1.714	0.0143	4.54
8.0	5.52	4.91	4.80	0.870	1.527	170	0.580	1.318	0.0214	5.56
9.0	5.52	5.54	5.42	0.982	1.191	170	0.398	0.905	0.0352	7.13
10.0	5.52	6.18	6.05	1.095	0.852	170	0.227	0.516	0.0690	9.99

以上より地耐力 $q_a = 10.0 \text{ tf/m}^2$ に対しての破壊荷重Wは

$$W = \frac{10.0 - 7.13}{9.99 - 7.13} + 9.0 = 10.0 \text{ tf}$$

(4) 地盤の弾性変位量に対する破壊荷重の検討

$$\text{鉛直変位 (基礎底面中心)} \quad \delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V_F}{A}$$

$$\therefore \delta_v = \frac{1}{170} \times \frac{5.52}{1.3 \times 2.758} = 0.00906 \text{ m} = 0.906 \text{ cm}$$

$$\text{最大鉛直変位} \quad \delta_{v\max} = \delta_v + \theta \cdot \chi \text{ m}$$

$$\text{最小鉛直変位} \quad \delta_{v\min} = \delta_v + \theta \cdot (B - \chi) \text{ m} \dots\dots\dots \text{浮上がり量}$$

ここに θ : 基礎の回転角 rad

χ : 底面反力の作用幅 m

$$\text{水平変位} \quad \delta_H = \frac{1}{k_s} \cdot \frac{H_B}{\chi \cdot L} \text{ m}$$

$$\text{ここに} \quad k_s = 1/3 \times k_v = 1/3 \times 170 = 56.7 \text{ tf/m}^3$$

$$L = 1.3 \text{ m (基礎奥行き)}$$

表-5.20 基礎地盤の弾性係数

Wtf	θ rad	χ m	$\delta_{v\max}$ cm	$\delta_{v\min}$ cm	H_F tf	H_B tf	δ_H cm
7.0	0.0143	1.866	3.57	- 0.37	3.50	2.59	1.88
8.0	0.0214	1.527	4.17	- 1.72	4.00	2.96	2.63
9.0	0.0352	1.191	5.10	- 4.61	4.50	3.33	3.79
10.0	0.0690	0.852	6.78	-12.24	5.00	3.70	5.89

連続基礎の最大許容沈下量を $\delta_{v\max} = 4.0 \text{ cm}$ とすると

(建築基礎構造設計指針より)

$$W = \frac{4.0 - 3.57}{4.17 - 3.57} + 7.0 = 7.72 \text{ tf}$$

3) 各地盤条件によるタイプ別破壊荷重

前項においては、実験時地盤における各タイプの破壊荷重を算出したが、ここでは地盤条件と基礎のタイプの組合せを変えて破壊荷重を算出する。

計算結果の一覧表を表-5.21 に示す。

表-5.21 計 算 結 果 一 覧 表

タ イ プ		I タ イ プ			I' タ イ プ				IV タ イ プ			
設 計 結 果	地 盤 条 件	基 礎 移 動	考慮しない	考 慮 す る		考慮しない	考 慮 す る			考慮しない	考 慮 す る	
		試験地盤データ	NO. 1 (Iタイプ)	NO. 1 (Iタイプ)	NO. 2 (IVタイプ)	NO. 2 (I'タイプ)	NO. 1 (Iタイプ)	NO. 2 (I'タイプ)	NO. 3 (IVタイプ)	NO. 3 (IVタイプ)	NO. 1 (Iタイプ)	NO. 3 (IVタイプ)
		地耐力 (長期) (tf/m ²)	—	30	4.7	—	30	30	4.7	—	30	4.7
		鉛直反力係数 k _v (kgf/cm ³)	—	13.6	0.36	—	13.6	24.3	0.36	—	6.46	0.17
		水平反力係数 k _H (kgf/cm ³)	—	6.5	0.18	—	6.5	11.6	0.18	—	4.88	0.13
		水平せん断係数 k _s (kgf/cm ³)	—	1/4k _v	1/4k _v	—	1/4k _v	1/4k _v	1/4k _v	—	1/3k _v	1/3k _v
	破 壊 荷 重	支持力又は 浮上りに 対して	主柱基礎の 浮上り W=5.84 tf	主柱基礎の 浮上り W=5.46 tf	主柱基礎の 浮上り W=4.92 tf	主柱基礎の 浮上り W=5.50 tf	主柱基礎の 浮上り W=5.88 tf	主柱基礎の 浮上り W=5.68 tf	主柱基礎の 浮上り W=4.98 tf	—	支柱基礎の 支持力 W=12.0 tf	支柱基礎の 支持力 W=10.0 tf
		許容変位量に 対して	—	—	支柱基礎の 移動量 ($\delta_{Ha}=3\text{cm}$) W=4.14 tf	—	—	—	支柱基礎の 移動量 ($\delta_{Ha}=3\text{cm}$) W=4.64 tf	支柱基礎の 沈下 ($\delta_{Va}=2\text{cm}$) W=10.5 tf	支柱基礎の 浮上り量 ($\delta_{Va}=4\text{cm}$) W=11.31tf	支柱基礎の 沈下 ($\delta_{Va}=4\text{cm}$) W=7.72 tf
		破 壊 形 態	主柱基礎の 浮上り	主柱基礎の 浮上り	支柱基礎の 移動量	主柱基礎の 浮上り	主柱基礎の 浮上り	主柱基礎の 浮上り	支柱基礎の 移動量	支柱基礎の 沈下	主柱基礎の 浮上り	支柱基礎の 沈下
実験結果による破壊荷重		W = 5.25 tf			W = 5.90 tf				W = 7.97 tf			

5.5.3 考察のまとめ

1) 独立基礎

基礎の移動がないものとして計算した場合、独立基礎においてのつなぎ材がある時とない時とで実験結果と優劣が逆転している。

そこで、基礎の移動を考慮して計算してみると、実験結果通りの優劣となりしかも実験結果の破壊荷重に近い値を示す。

以上のことから、基礎の移動を考慮した計算つまり支持地盤を弾性体としてバネ定数を用いて計算すると、より実状に近い値を得る事ができる。

次に、I、I' タイプの比較つまりつなぎ材の有効性についてであるが、以下3点を拘束することに対してつなぎ材は効果がある。

- ① 硬い地盤の場合の支柱基礎の浮上り
- ② 軟弱地盤の場合の支柱基礎の移動
- ③ 上部工の変形

2) 連続基礎

硬い地盤では支柱基礎の浮上りにより破壊し、軟弱地盤では支柱基礎の沈下により破壊を生じる。

実験において破壊荷重時(7.97 tf)の土圧を図-5.23 より見ると、イ(上)側 5.7tf/m^2 、ロ(上)側 7.0tf/m^2 、両者の平均で 6.35tf/m^2 である。

また、図-5.25の基礎の沈下を見ると水平載荷荷重8 tf付近にて沈下20mmを示していることからすると、接地圧 6.35tf/m^2 前後にて地盤が降伏していると言える。

設計上の地盤の降伏荷重が 10.7tf/m^2 であったのに対し、実験にて 6.35tf/m^2 と低下したのは、図-5.47(1)のように平板載荷試験では水平地盤上における支持力であったが、今回の実験では斜め方向への支持力を見るもので、その分だけ地耐力が下がったものと思われる。(図-5.47)

表-5.22 破壊荷重の実験値と

計算値との比較 単位tf		
	I タイプ	I' タイプ
実験結果	5.25	5.90
基礎移動無	5.84 (+ 11%)	5.50 (-6.8%)
基礎移動有	5.46 (+4.0%)	5.88 (-3.7%)

() 内数値は実験結果に対する増減比



図-5.47(1) 平板載荷試験

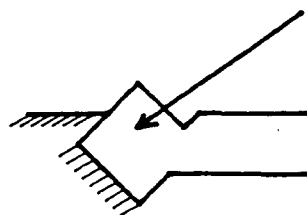


図-5.47(2) 荷重現況図

今回の実験では、水平地盤上に基礎を45°傾けて設置したが、これは45°傾斜した地盤に基礎を水平に置いたのと同じことが言える。(図-5.48)

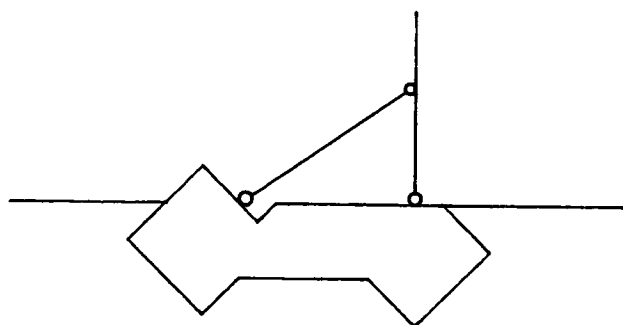


図-5.48(1)実験設置状況図

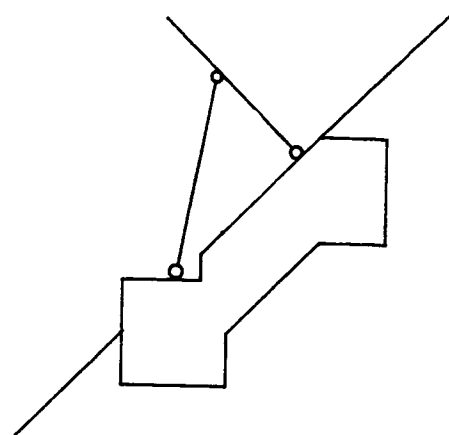


図-5.48(2)実斜面設置想定図

そこで、斜面の影響による地耐力の低減を考慮したものを他の文献¹⁾より引用し下記に示す。

q_{as} = 傾斜した地盤の許容支持力

q_{ap} = 仮想水平地盤上の基礎に対する許容支持力

α = 斜面の影響による低減係数

$$q_{as} = \alpha \times q_{ap}$$

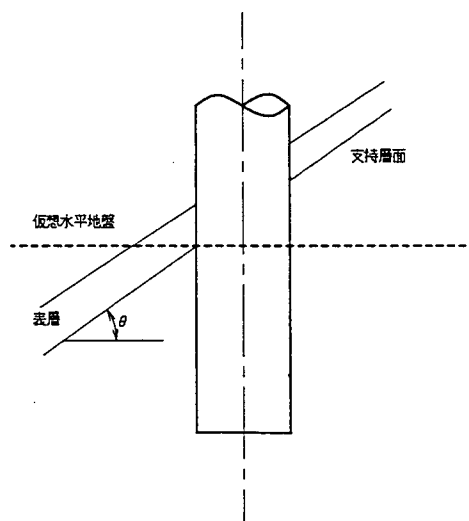
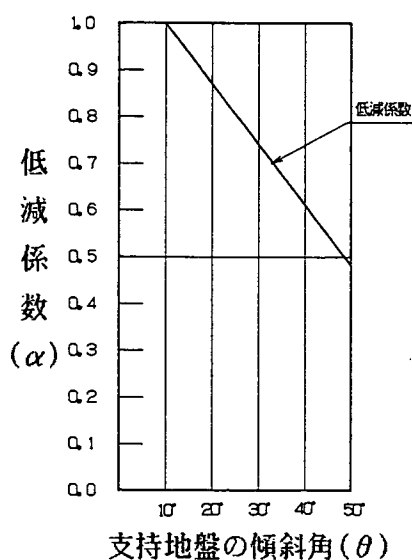


図-5.49 低減係数



以上のことを今回の実験に置き換えて見ると、平板載荷試験より、 $q_{ap} = 10 \text{ tf/m}^2$ (降伏荷重)、図-5.49 の低減係数より $\theta = 45^\circ$ の時 $\alpha = 0.55$ 、よって $q_{as} = 0.55 \times 10.0 = 5.5 \text{ tf/m}^2$ 、実験での降伏荷重は 6.35 tf/m^2 であることからほぼ数値は一致することになる。

よって、傾斜した地盤は許容支持力を低減する必要がある。

5.6 総合評価

5.6.1 基礎計算の考え方について

1) 独立基礎

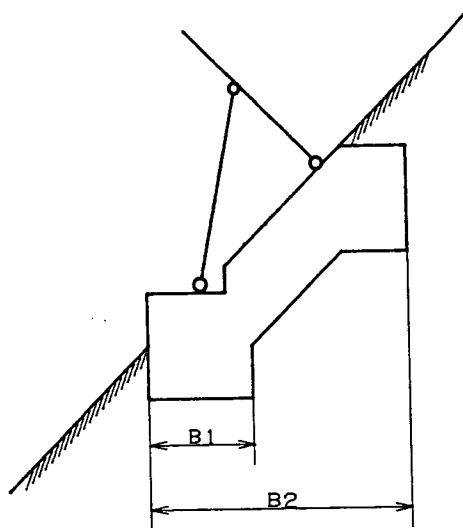
表-5.21 の計算結果一覧表を見る限りでは、基礎の移動を考慮するしないにかかわらず、破壊荷重の計算値と実験結果の値に差がない。

ただし、移動を考慮した計算の方が実際の値に近いものが得られている。そのことからすると、正確な値を得たい時には基礎の移動を考慮した計算を行うことが望ましいと思われる。

2) 連続基礎

今回の実験を通して、以下の3つのことが言える。

(1) 基礎底面の幅の取り方について



連続基礎の底面は、複雑な形状の為、底面をどれにするか判断に迷うところである。今回の計算においては、幅を図-5.50の B_1 にとったが、実験においては、それ以外の所でも圧縮力をうけていたので幅を B_2 ととり反力の計算をする。

図-5.50 基礎幅Bの取り方

(2) 反力の計算方法について

今回の基礎の実験を行うにあたっては、荷重の作用位置が底面の核内にあることを前提としていたが、安全面から考えるとそれでも良いが、経済設計ということからする荷重の作用位置が底面の核外にあっても十分耐えうる場合があるので、その両方の場合を想定して計算する。

① 荷重の作用位置が底面の核内にある場合（反力は台形分布となる）

$$\frac{q_{\max}}{q_{\min}} = \frac{V}{L \cdot B} \pm \frac{6 M_B}{L \cdot B^2} = \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{ただし、} e = \frac{M_B}{V}$$

②荷重の作用位置が底面の核外にある場合（反力は三角形分布となる）

$$q_{\max} = \frac{2V}{L \cdot x}$$

ただし、 $x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$

$$\begin{cases} x > B \text{ ならば台形分布} \\ x \leq B \text{ ならば三角形分布} \end{cases}$$

ここに、

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重（ただし、浮力の影響を考慮した値とする。）

M_B : 基礎底面図心に作用するモーメント

e : 荷重の偏心距離

x : 底面反力の作用幅

B : 基礎幅

L : 基礎の奥行き

$q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度

$q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度

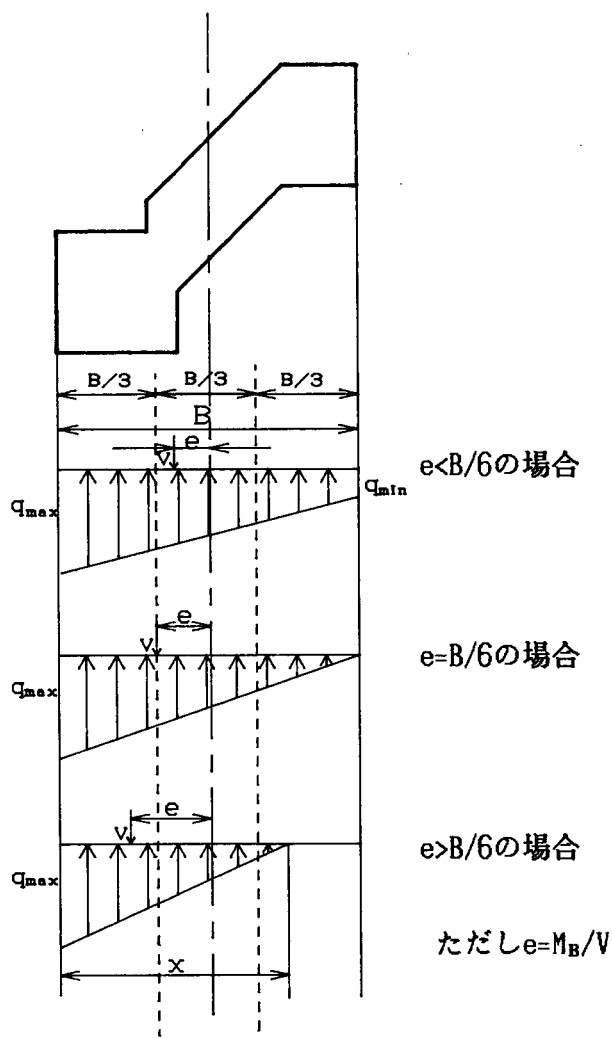


図-5.51 反力分布図

(3) 地耐力について

今回の実験で、斜面勾配に応じて、地耐力を低減する方が良いということが分かった。

(図-5.49 参照)

5.6.2 結 論

今回の実験でまず第一につなぎ梁の効果が認められた。ただし、このことを計算上で立証するにはより厳密な計算が必要となる。

連続基礎の設計については、5.6.1 の基礎計算の考え方についてに提案した3条件により、設計手法がほぼ明確に定められたと言える。

また、各基礎形状タイプの比較については、今回提案した設計手法を基にして、種々の設計条件に対応するタイプを選定することが望ましい。

しかし、元来のコンクリート基礎は、岩盤には適用できないとか、近年の労働者不足により工事の能率向上が急務となる中、再度基礎工法を検討する必要がある、その検討内容を次節に記す。

5.7 新基礎工法の検討

5.7.1 背景及び目的

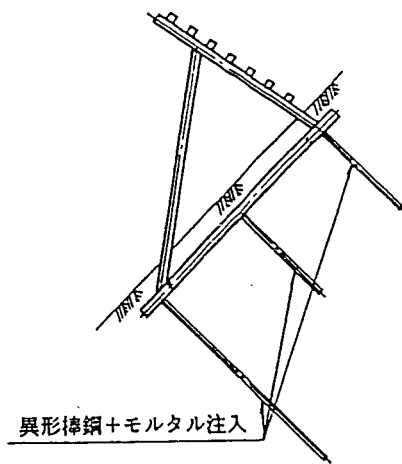
近年道路建設技術の発達により山岳地帯への道路建設が可能となり、量・規模共に拡大傾向にある中で斜面工事も必然的に増えつつある。また、建設労働者の高齢化、要員不足による影響は建設業、ひいては日本の社会資本の充実へ大きな波紋を投げかけている。

勘様な状況下で斜面工事も同様の問題を抱えており、その周辺環境は厳しいものがあり、斜面工事の能率向上は急務の課題となっている。この課題を克服すべく元来のコンクリート基礎と比較して、1)軽量、簡単な基礎、2)土工事の低減、3)資材運搬の簡略化、4)機械化の推進を計っていく事は今後の雪崩予防柵の基礎だけでなく、各方面の斜面工事に大きく貢献すると考えられるので新基礎工法の検討を行う事とした。

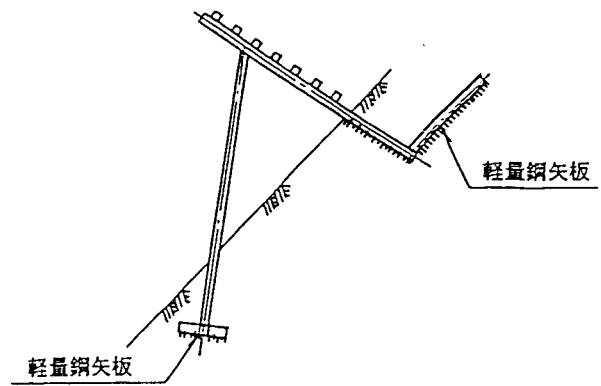
5.7.2 経緯

新基礎工法の検討は、工法案の収集・提案を行いこれらの案を代表的な工法別に絞り込んだ上で既設のコンクリート基礎と比較検討することとした。収集・提案された工法案の多くが種々の点において既設のコンクリート基礎に匹敵できる工法であると考えられた。しかし、これら工法の多くは、外力による挙動や安定条件等が不明瞭で、実際の設置にあたっては、破壊実験等を実施し力学特性を把握すると共に、施工方法や仮設、施工機器および経済性についても検討する必要があると考えられる。しかし、当研究の性格および予算、時間的問題を鑑みると、これらをすべて検討することは困難と考え、実験等による力学的挙動の把握や施工方法等の詳細については今後の研究に委ねることとし、当研究では机上計算による設計方法の検討を試みることにした。

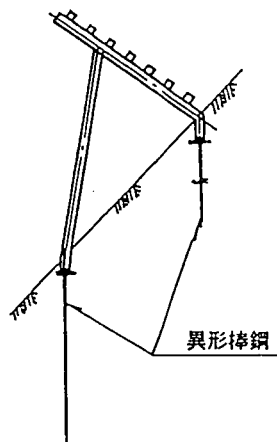
CASE-1 アースネイリング工法



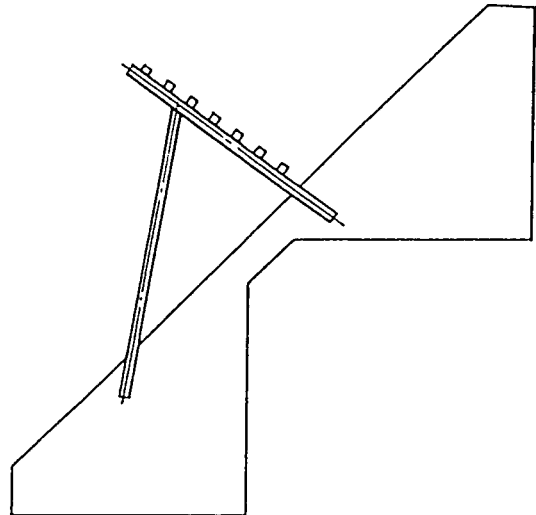
CASE-2 埋め戻し工法



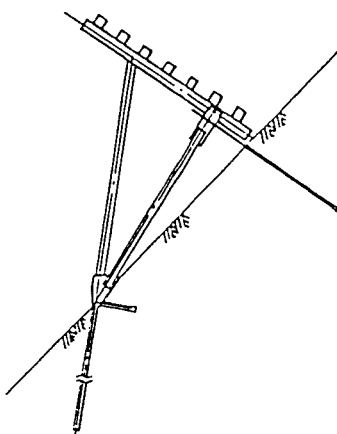
CASE-3 アンカー工法



CASE-4 コンクリート基礎工法



CASE-5 スイス式工法



CASE-6 杭工法 (吊棚方式)

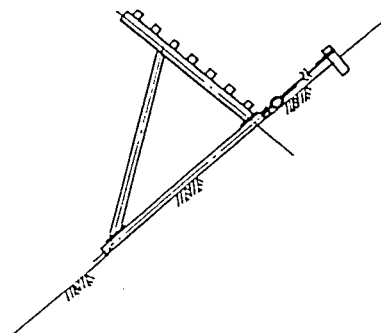


図-5.5.3 設計モデルの概要

6. 斜面の積雪深算定に関する検討

6.1 調査概要

6.1.1 調査目的

雪崩の発生を左右する条件には、気象条件・地形条件などの数多くの要因があるが、特に雪崩発生区における積雪深は雪崩の発生時期や雪崩の規模などを左右する大きな要因の一つとなっており、効率的な雪崩対策施設の設計を行うためには、雪崩発生区における積雪深の情報が必要不可欠なものとなっている。しかし、このような場所における積雪深の測定は、電源がないことあるいは雪崩の危険性から非常に困難なものとなっており、一般にその近傍の平地の観測所で測定された積雪深のデータを用いて推定されている。現在、斜面における積雪深を推定する方法としては、標高と積雪深との関係から求める方法がよく用いられているが、同一標高でも地域別の積雪状況とか斜面状況の違いにより積雪深が大きく異なる場合があり、これらの条件を考慮した推定方法が求められている。

そこで、平地積雪深と斜面積雪深との関係を地域条件・地形条件・斜面条件の3つの条件から検討し、斜面積雪深の算定方法について検討を行うものとする。

6.1.2 調査概要

斜面の積雪深に影響を及ぼすと考えられる条件としては、大きく分けて地域条件、地形条件、斜面条件の3つが考えられる。

まず、地域条件の違いによる積雪深の違いとしては、緯度の違いによる平均気温の違い、あるいは同一の緯度においても日本海側か太平洋側か、あるいは海岸沿いか山岳地か、などによって降雪量が大きく異なることである。そこで、斜面における積雪深を考える場合、全体としての平均気温の変動あるいは降雪の時期がほぼ同一であると考えられる対象範囲（ここでは積雪地域セルと呼ぶものとする）を設定し、その対象範囲ごとに積雪深に関する検討を行う必要がある。

次に、地形条件の違いによる積雪深の違いとしては、標高、海岸からの距離、起伏度など多種の地形条件によって積雪深が異なるものと思われる。これら地形条件と積雪深の相関関係については、昭和53年～56年にかけて新潟県の魚野川流域（図-6.1）で積雪観測を行い、地形条件と積雪深との関係を多重回帰分析することにより地形条件と積雪深の重相関係数の関係（図-6.2）を調査した結果があり、これによると地形条件のうち標高が積雪深に与える影響度合が最も大きく、標高と積雪深との相関関係は約7割程度あることがわかっている。そこで、本研究においては地形条件のうち単純に標高のみの違いによる積雪深の違いを検討するものとする。

最後に、斜面条件の違いによる積雪深の違いを検討するものとし、これは斜面方位などの斜面条件の違いによる積雪深の違いを検討するものである。

なお、本研究を進めるにあたり、地域条件および標高の違いによる積雪深の違いを検討するためのデータとしては気象庁の各気象観測所における既存のデータを用いるものとし、斜面条件の違いによる積雪深の違いを検討するためのデータとしては、昭和62年度冬期の斜面積雪実態調査から得られたデータを用いるものとする。



図-6.1 新潟県魚野川流域

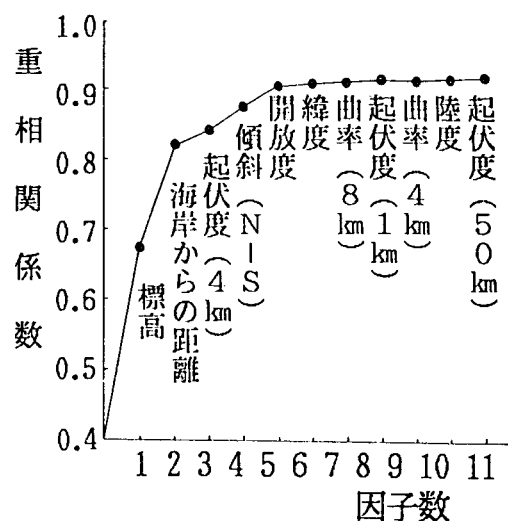


図-6.2 因子数と重相関係数の関係

6.2 斜面積雪深算定方法の検討

6.2.1 積雪地域セルの設定

斜面の積雪深に影響を及ぼすと考えられる条件としては、大きく分けて地域条件、地形条件、斜面条件の3つの条件が考えられるが、斜面における積雪深を考える場合、まず全体としての平均気温の変動あるいは降雪の時期がほぼ同一であると考えられる対象範囲（積雪地域セル）を設定する必要がある。そこで、既存の気象観測データをもとに全体の気象条件の変動がほぼ同一であると推定できる地域として積雪地域セルの設定を行うものとする。

積雪地域セルの設定方法としては、豪雪地帯の628ヶ所の気象観測所(平地)における1954年秋～1982年春の28年間の年最大積雪深の最大値および平均値に関するデータをもとに、代表的な気象観測所(豪雪地帯における47ヶ所の気象官署)を中心として、各気象観測所の位置を勘案しながら標高と積雪深の相関が最も高くなるように気象観測所をグループ分けすることによって行った。なおその場合、各積雪地域セルとも積雪深と標高との相関係数がおおよそ0.8以上になることを目安として積雪地域セルを設定するものとする。ただし、地域によっては、積雪地域セルの設定方法の如何にかかわらず積雪深と標高の相関が低い地域もあり、そのような場合にはそれらの地点を一つの積雪地域セルとして設定する。また、積雪地域セル内に、ある地点の値を除外することによって、積雪地域セル内の相関係数が0.1以上増加するような特異地点が存在する場合は、その地点は積雪地域セル内の特異な地点と考え、相関係数の算定あるいは標高の増加による積雪深の増加量算定においては除外して扱うものとする。図-6.3は、これらの手法に基づき、全国の豪雪地帯について積雪地域セルの設定を行った結果である。

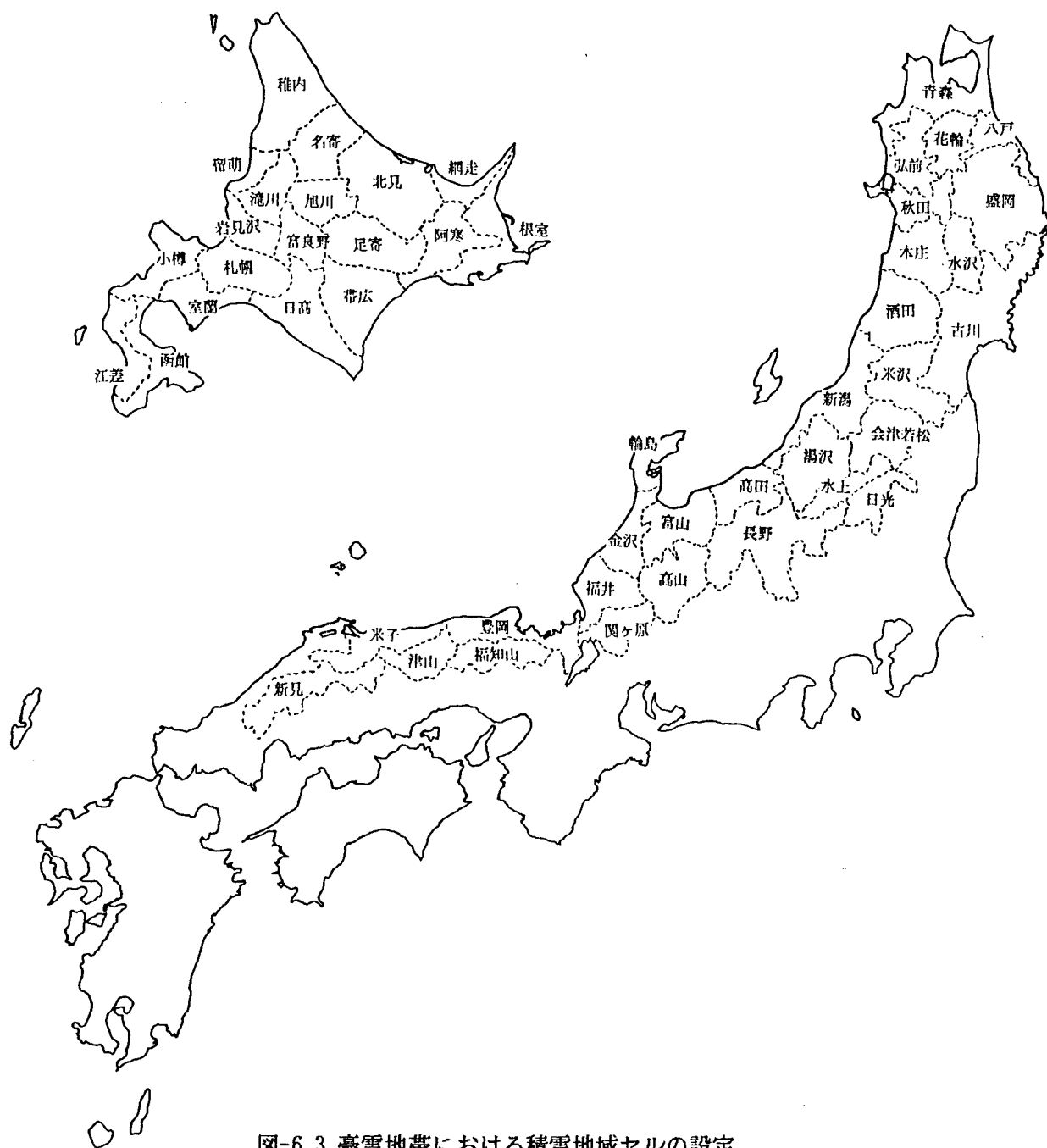


図-6.3 豪雪地帯における積雪地域セルの設定

6.2.2 積雪地域セル別の標高と平地積雪深の関係

上記で設定された各積雪地域セルごとに、標高と平地積雪深の関係について検討を行うものとする。各積雪地域セル内の各気象観測所における、1954年秋～1982年春の28年間の平地積雪深データから各年の最大積雪深の平均値と28年間の最大積雪深を算出を行う。次に、これらの各気象観測所の平地積雪深データより、各積雪地域セルごとに標高の増加にともなう平地積雪深の増加量を算出すると表-6.1 に示すとおりである。また、各積雪地域セルにおける積雪深の増加量を

表-6.1 各積雪地域セルにおける積雪深の増加量

積雪地域 セル名	年最大積雪深値の平均値			28年間の最大積雪深値		
	基準値(cm)	増加量(cm)	相関係数	基準値(cm)	増加量(cm)	相関係数
稚内	106	39	0.88	175	46	0.75
留萌	241	-326	0.52	273	-114	0.16
滝川	87	72	0.89	126	103	0.84
岩見沢	115	89	0.71	171	116	0.74
札幌	81	14	0.62	122	30	0.64
小樽	100	44	0.83	171	66	0.84
江差	50	37	0.65	118	8	0.09
函館	102	-155	0.79	188	-237	0.59
名寄	91	14	0.75	139	12	0.67
旭川	73	8	0.81	104	13	0.82
富良野	64	13	0.87	120	21	0.77
室蘭	35	34	0.93	65	54	0.97
日高	29	17	0.81	60	36	0.81
北見	75	6	0.52	121	11	0.55
足寄	33	12	0.90	84	16	0.91
帯広	66	18	0.73	141	39	0.75
網走	117	-142	0.97	235	-371	0.89
阿寒	48	38	0.95	127	36	0.62
根室	41	27	0.75	57	121	0.87
青森	86	15	0.26	168	-10	0.11
弘前	66	54	0.91	127	74	0.88
花輪	29	39	0.95	64	56	0.96
八戸	36	13	0.84	78	44	0.85
秋田	52	30	0.94	147	27	0.72
盛岡	27	12	0.92	65	15	0.88
本庄	80	51	0.90	176	94	0.84
水沢	18	47	0.83	44	83	0.87
酒田	58	60	0.93	123	80	0.92
古川	15	12	0.90	31	25	0.87
米沢	-11	56	0.90	-17	99	0.94
新潟	58	100	0.97	139	136	0.91
湯沢	142	38	0.92	282	36	0.88
会津若松	21	19	0.93	61	26	0.87
水戸	-61	28	0.93	38	26	0.89
日光	8	3	0.92	6	6	0.99
高田	123	18	0.83	250	11	0.64
長野	-18	10	0.88	-37	19	0.90
富山	79	26	0.88	182	29	0.86
輪島	38	95	0.97	98	119	0.81
金沢	55	50	0.96	145	87	0.97
高山	22	7	0.87	80	9	0.76
福井	80	29	0.91	253	22	0.68
関ヶ原	34	24	0.82	87	36	0.88
豊岡	52	12	0.70	121	40	0.62
福知山	29	13	0.80	47	23	0.87
津山	-13	25	0.87	-19	46	0.84
米子	36	13	0.94	88	23	0.86
新見	-1	18	0.85	-2	42	0.78

(注1) 基準値は標高を零と仮定した場合の積雪深の値であり、増加量は標高100mあたりの積雪深の増加分である。また、相関係数は積雪地域セルにおける標高と積雪深との相関係数である。

(注2) 積雪地域セル内の気象観測所数が少ない地域や各気象観測所の標高差が小さい地域では、標高の増加による積雪深の増加量が負になるところがあるが、このような地域においては標高の増加に伴う積雪深の補正はできないものと考えられる。

図-6.4に示した。これより、各積雪地域セルとも標高が増加することによって積雪深が増加する傾向にあることがわかる。なお、函館、網走および留萌の3つの地域においては、積雪地域セル内の気象観測所数が少ないうえ各気象観測所の標高差が少ないために標高の増加によって積雪深が減少する結果になった。したがって、増加量が負になるところやあるいは相関係数が低いところにおいては標高の増加に伴う積雪深の補正はできないものと考えられる。

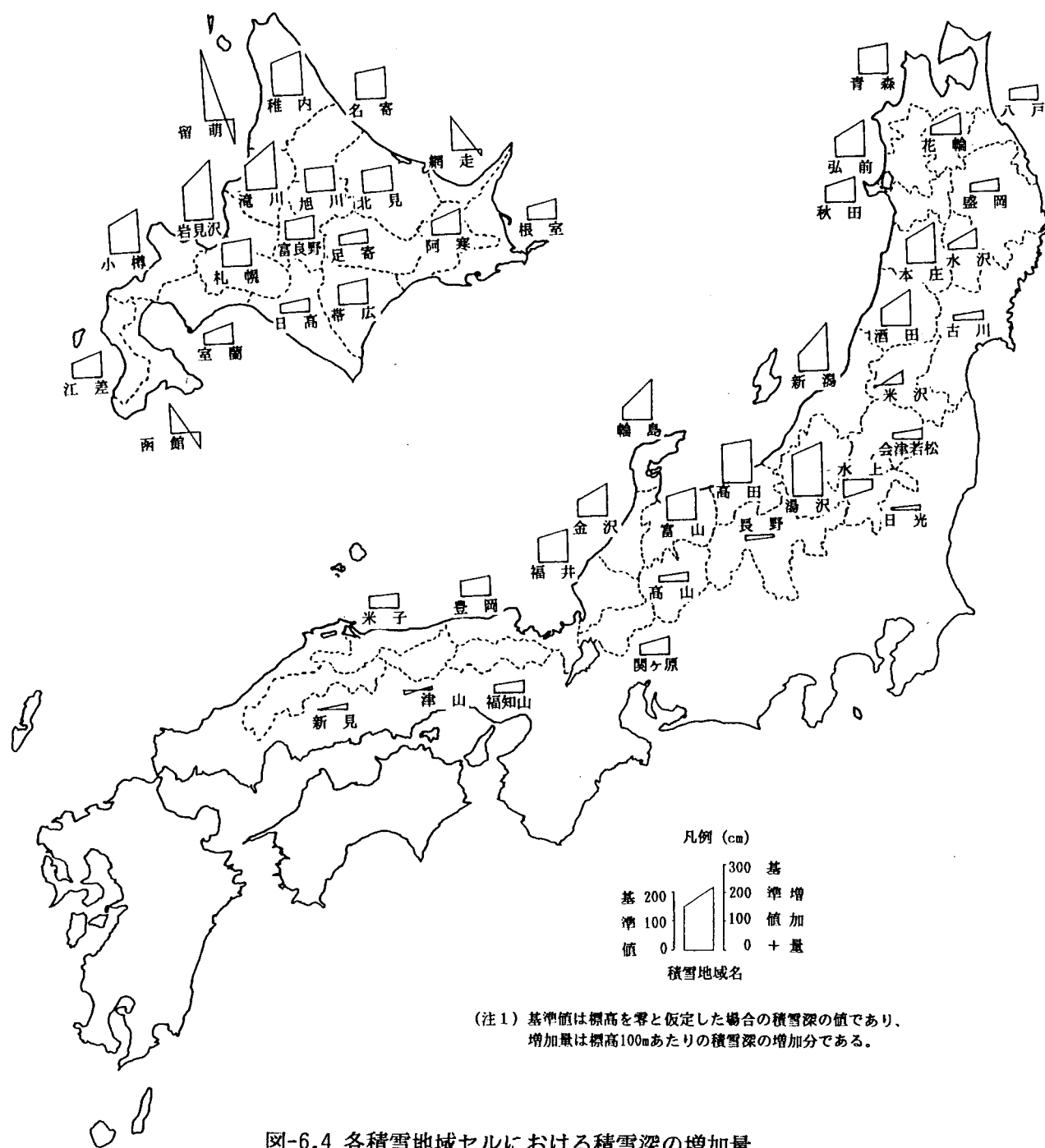


図-6.4 各積雪地域セルにおける積雪深の増加量

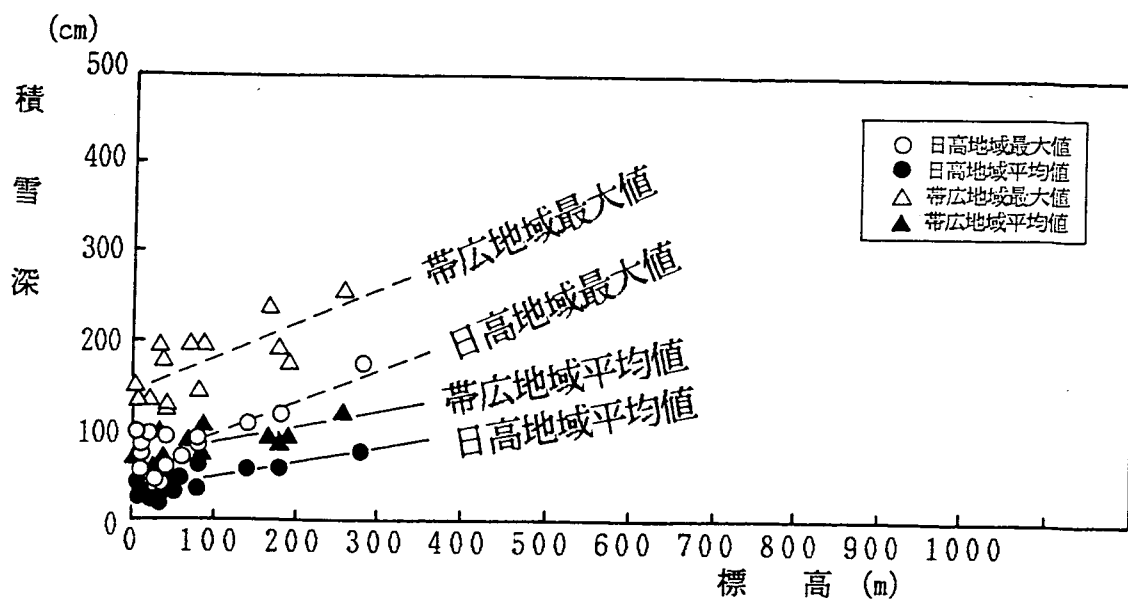


図-6.5 北海道の日高地域と帯広地域における標高と平地積雪深の関係

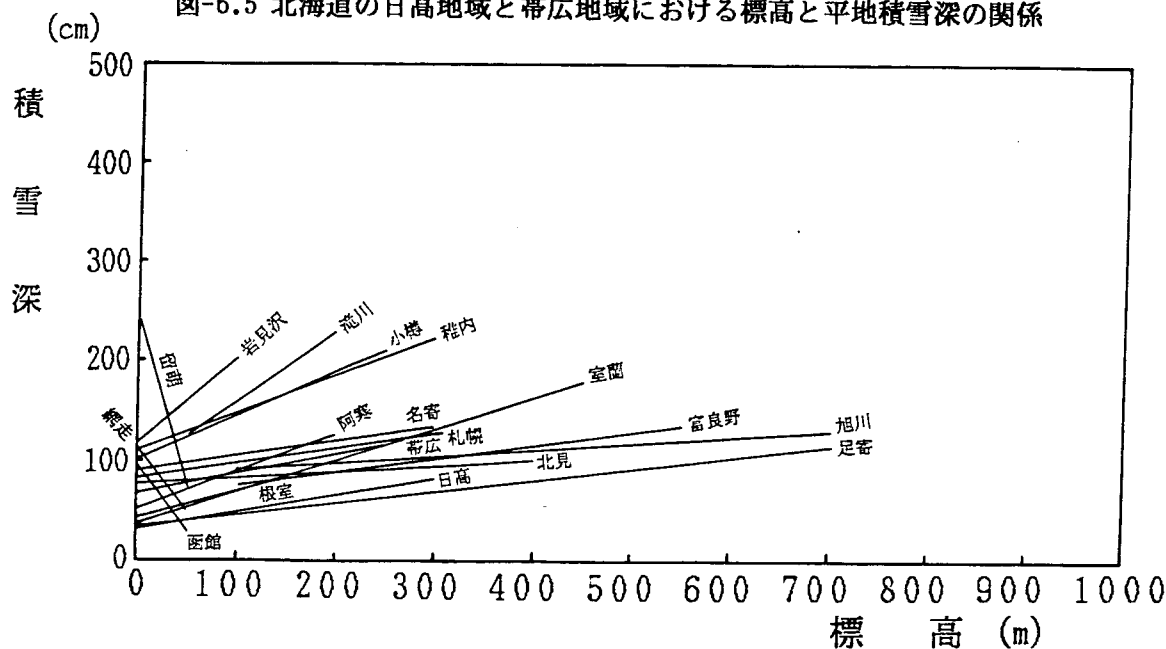


図-6.6 各積雪地域セルにおける標高と積雪深との関係 (北海道地方)

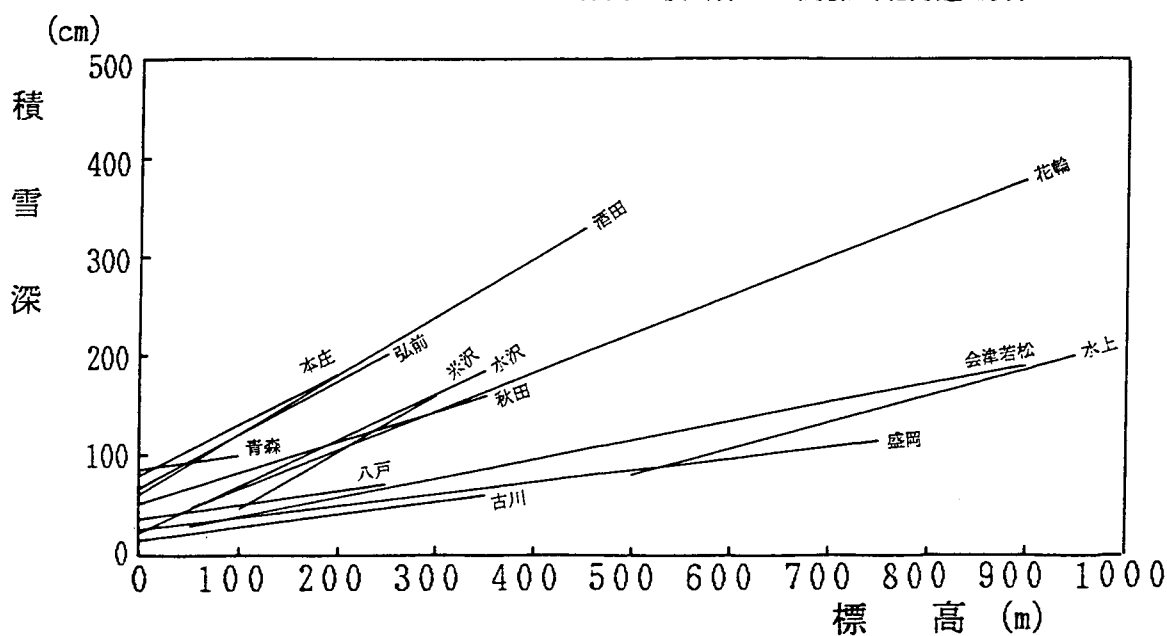


図-6.7 各積雪地域セルにおける標高と積雪深との関係 (東北地方)

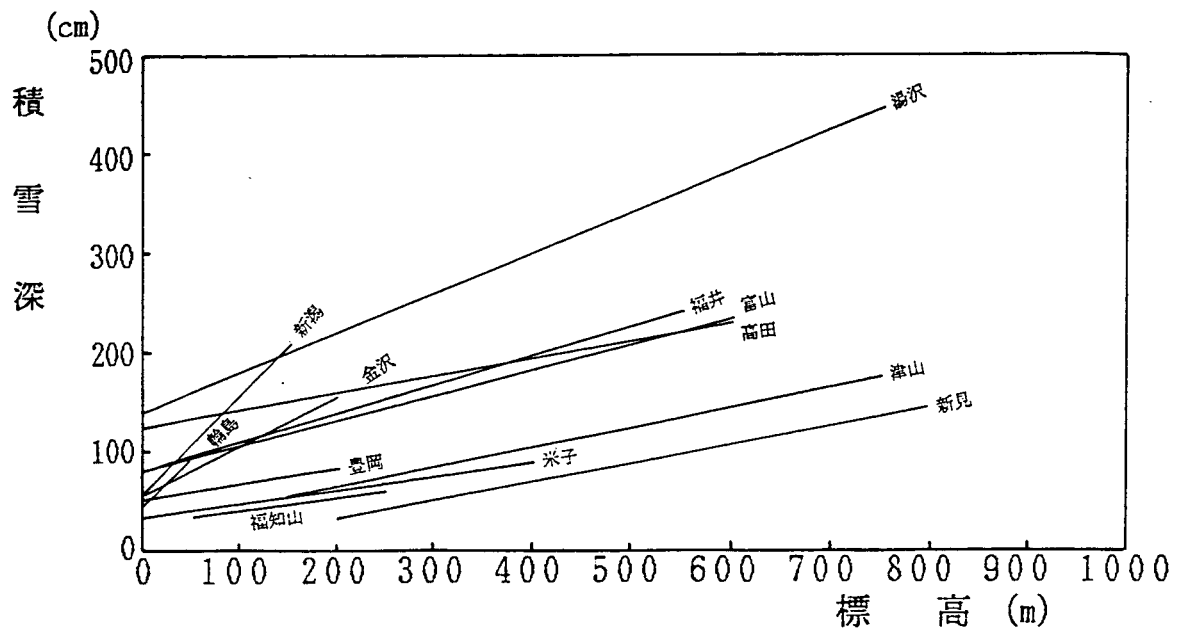


図-6.8 各積雪地域セルにおける標高と積雪深との関係（北陸～山陰地方）

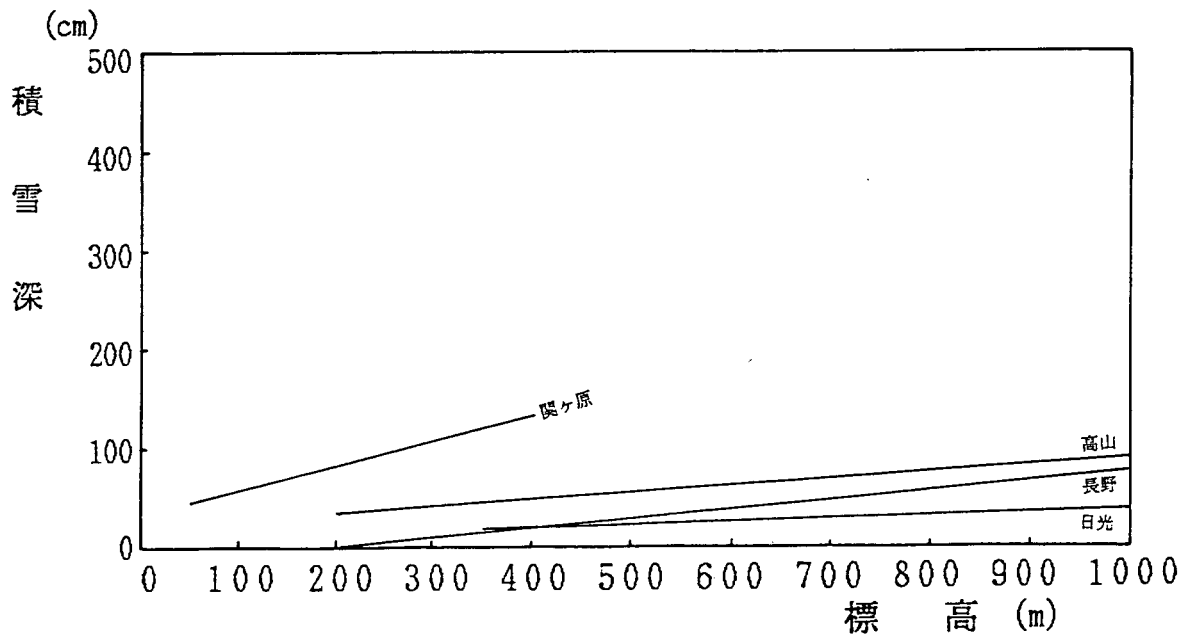


図-6.9 各積雪地域セルにおける標高と積雪深との関係（中部地方）

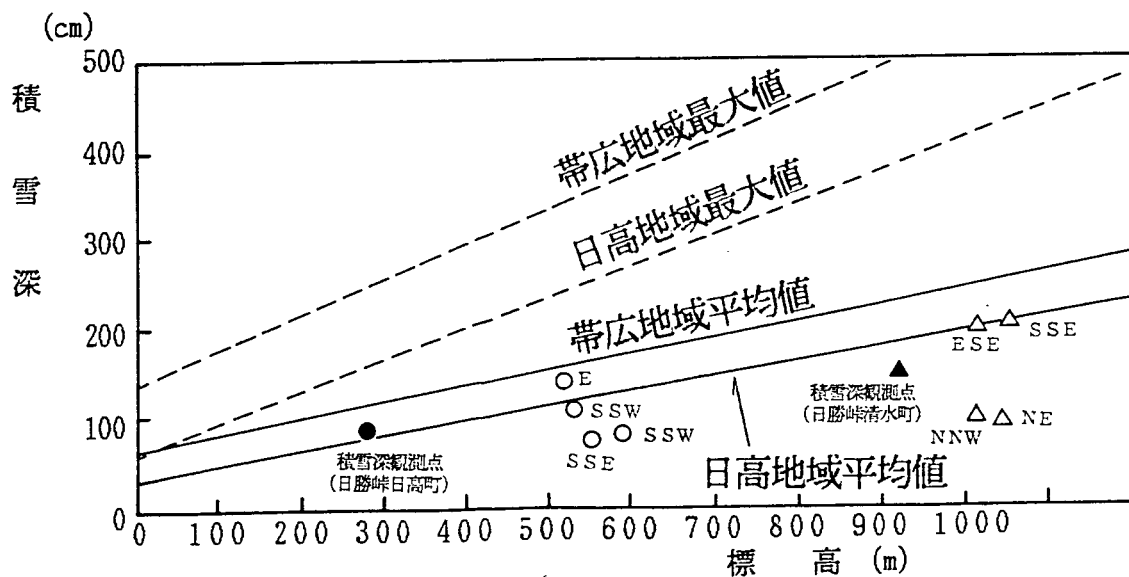


図-6.10 北海道の日高地域と帯広地域における斜面方位と斜面積雪深の関係

このうち、代表的な積雪地域セルとして北海道の日高地域と帯広地域における標高と平地積雪深の関係を、図-6.5に示す。なお、図中白印は各積雪地域セル内の各気象観測所における28年間の最大積雪深を、黒印は同じく各年の最大積雪深の平均値を示している。また、実線は各年の最大積雪深の平均値の一次回帰式を、破線は同じく28年間の最大積雪深値の一次回帰式を表しており、それぞれの傾きは、表-6.1に示す標高に対する積雪深の増加量に対応している。これらの積雪地域セル内では、平地積雪深と標高との相関が高く、標高を設定することによりその標高における平地積雪深を求めることができるものと思われる。またこれと同様のことが、他の積雪地域セルについてもいえる。

そこで、各積雪地域セルにおける標高と年最大積雪深の平均値との一次回帰の結果を、各地方建設局ごとに図-6.6～図-6.9に示した。なおこの場合、各積雪地域セルにおける標高の表示範囲は、各積雪地域セル内にある気象観測所の標高に基づいて表示するものとした。また山陰地方の結果を北陸地方と合わせて表示した。

これらの図より、ほぼすべての積雪地域セルにおいて平地積雪深が標高とともに増加していることがわかる。また、標高に対する積雪深の増加量は日本海側で大きく、内陸に向かうほど小さくなる傾向にあることがわかる。

6.2.3 斜面条件と積雪深の関係

上記で得られた標高と平地積雪深の関係および、昭和62年度冬期の斜面積雪実態調査のデータから斜面条件と積雪深の関係について検討を行うものとする。昭和62年度冬期に斜面積雪を観測した箇所として北海道の日高地域と帯広地域をとりあげ、斜面条件による平地積雪深と斜面積雪深の関係を検討するものとする。これらの積雪地域セル内においては、2つの気象観測所における積雪深と8つの斜面における積雪深の観測を行った。図-6.10には各箇所における標高と積雪深の最大値をプロットしており、実線および破線は図-6.5における実線と破線に対応している。すなわち、実線はこの地域における標高と各年の最大積雪深の平均値の関係を、また破線は同じく標高と約30年確率最大積雪深の関係を示している。また、図中には各斜面の方位（斜面の上から下に見下ろす方位）も合わせて記入している。

これより、昭和62年度のこれらの地区における積雪状態はほぼ平年並であったことがわかる。しかし、斜面方位によって斜面積雪深が大きく異なり、斜面方位等の違いによる斜面積雪深の定量的な差違の把握は今後の課題と考えられる。

6.3 まとめ

今回の検討により、標高の増加に対する積雪深の増加分は積雪地域セルを設定することにより比較的簡便に算定することができることがわかった。しかし、斜面方位など斜面条件によって斜面積雪深が平地積雪深よりも大きくなることが予想され、施設等の設計を行う場合には斜面条件による積雪深の変動を考慮した設計を考えていくことが望まれる。

7. 検証実験計画概要

7.1 実験目的

本実験は、元年度に実施した実物大基礎実験および雪圧シミュレーションプログラム開発の検証を目的として行う。

- ①元年度に実施した実物大基礎実験を基にして、今回は実斜面での基礎実験を行い、設計手法の確認を行う。
- ② 2次元および 3次元雪圧シミュレーションの検証を行う。また、雪圧シミュレーション（3次元解析）による辺縁効果についても確認する。表-7.1に地域別に行う検証項目を示す。

表-7.1 地域別検証項目

検証項目	新設柵	既 存 柵	
		東 北	新 井
設 計 手 法	○	—	—
雪圧シミュレーション (2次元および3次元)	○	○	○

7.2 実験概要

7.2.1 検証用柵の設置場所

計測の便宜を考慮して、新設柵は新潟試験所（新井市）近傍の斜面に設置し、検証用柵数を 2基とする。また、新井及び東北地区では、既存の柵を利用して雪圧測定を行う。

7.2.2 供試体

上部構造の設計は、設置場所付近での積雪データを基に行う。基礎の設計は、土質試験によって得られたデータを用いて行うものとする。ただし、今回の実験は予防柵が破壊するまで計測するため、実際の積雪（約 4m）より少ない積雪深（2m）で設計を行う。また、基礎形状は独立基礎・独立基礎で上部構造につなぎ材を取り付けた基礎の 2タイプとする。

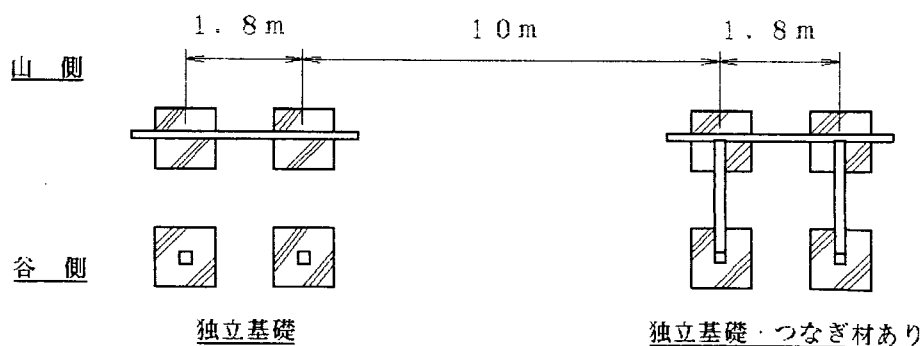


図-7.1 供試体基礎形状

7.2.3 原位置試験

検証用柵設置斜面の土質条件を知るために、平板載荷試験を前もって行う。ただし、測定の度に平板載荷試験を行うことは困難であるので、対比を行うために適宜、土研式簡易貫入試験・静的コーン貫入試験・スウェーデン式サウンディング試験も併せて実施するものとする。表-7.2 に測定項目を記す。

表-7.2 地盤の測定項目

測 定 項 目
地盤支持力（長期・短期）
N 値（換算前）
現場土の単位体積重量
最適含水比・最大乾燥密度
内部摩擦角，粘着力
地盤反力係数

7.2.4 実験方法

1) 観測項目（既存の柵を利用した雪圧測定）

- a. 積雪深
- b. 密度
- c. グライド
- d. クリープ
- e. 断面観測
- f. 気温観測

2) 計測項目

- a. 荷重……………ロードセル（12点）より検出する積雪荷重
- b. 変位……………変位計（12点）より検出される基礎の変位
- c. 地盤反力……土圧計（16点）より検出する基礎底部の地盤反力
- d. 歪……………支柱及びつなぎ材（計 6点）に発生する歪
- e. 傾斜……………傾斜計（8点）によって、設置された基礎の傾きを調べる
- f. 供試体及び供試体近傍挙動の目視観察

3) 使用計測機器

- a. ロードセル（36個）
- b. 圧痕計（12個）
- c. 防水変位計（12個）
- d. 土圧計（16個）
- e. 防水型ワイヤ・ストレイン・ゲージ（24枚）
- f. 傾斜計（8個）

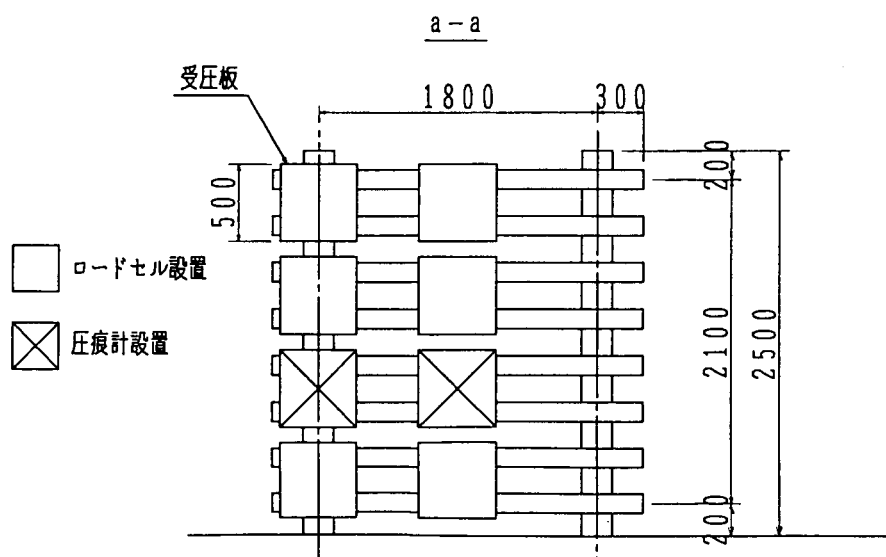
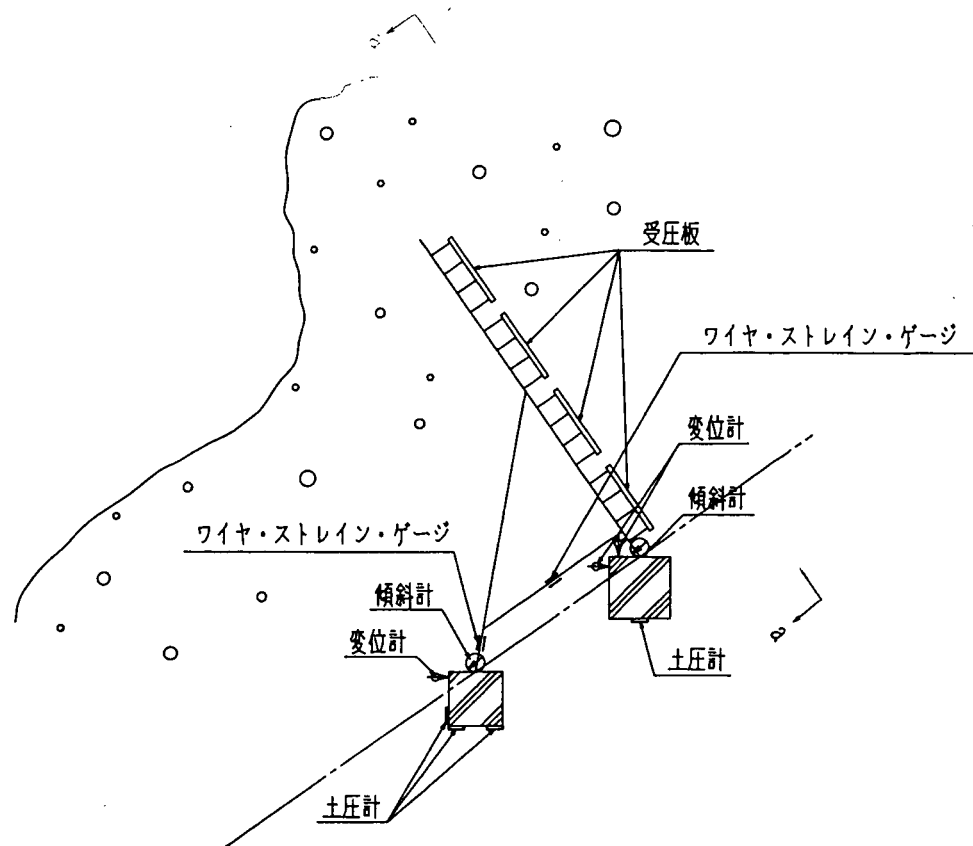


図-7.2 使用計測機器

— 資 料 —

1. 平板載荷試験データ.....	127
-------------------	-----



擁壁基礎

平板載荷試験

報告書

平成元年 6 月

ロードテストエンジニアリング株式会社

S 1 試験概要

1 - 1 一般事項

工 事 件 名	擁壁基礎 平板載荷試験
工 事 場 所	茨城県筑波市
試 験 実 施	ロードテストエンジニアリング株式会社
試 験 期 日	平成元年 5月30日

1 - 2 試験目的

本試験は、基礎地盤の支持力度を確認することを目的とした。

1 - 3 試験内容

試 験 基 準	土質工学会『地盤の平板載荷試験方法・同解説』
試 験 箇 所	1ヶ所
最大載荷々重度	$28.3 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow 2.0 \text{ tf/} 0.07\text{m}^2$
載 荷 板	$\phi 300$. 円板 $t = 28 \text{ mm}$
載 荷 重	油圧ジャッキ、手動ポンプ (10 ton)
荷 重 測 定 計 器	圧力変換器
沈下量測定計器	ダイヤルゲージ

8.2 試験装置

2-1 載荷装置

図2-1に示す通り、反力に重量物（コンクリートブロック）を使用した。荷重の伝達は、加力装置（油圧ジャッキ）の上に、第一架台（主桁）を設置し、荷重をこの重量物に伝達するものとした。

2-2 計測装置

1) 変位計測器

平板沈下量の計測には、ダイヤルゲージ（精度 1/100 mm、ストローク 50 mm）を使用した。また、計測にあたっては基準点となる基準杭、基準梁を設置し、固定器具によりダイヤルゲージを取り付けた。

2) 荷重計測装置

本試験では、加力装置として容量 10tf の油圧ジャッキを使用した。荷重制御は、圧力変換器を用い、荷重増減の操作は手動式油圧ポンプにより行なった。

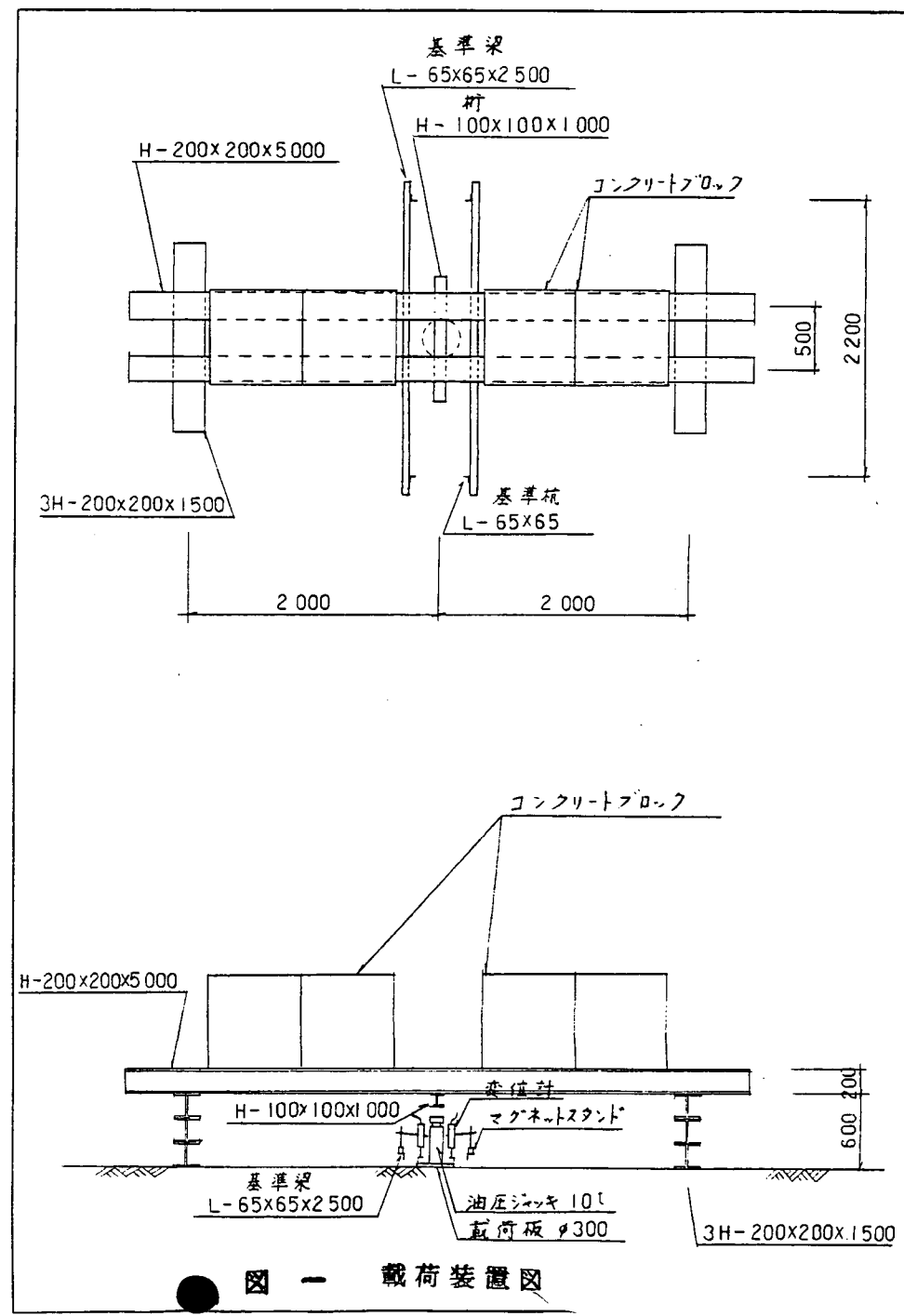


図 1 載荷装置図

S 3 試 験 方 法

3-1 試験基準

本試験は、土質工学会により制定された『地盤の平板載荷試験方法 同解説』に基づいて実施し、載荷方法は多サイクル法を採用した。

3-2 載荷要領

下表に示す通り、1サイクル10段階にて実施した。

サイクル	荷 重 段 階 (tf)
1	0 - 0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.4 - 0.2 - 0
2	0.4 - 0.8 - 1.0 - 1.2 - 1.0 - 0.8 - 0.4 - 0
3	0.4 - 0.8 - 1.2 - 1.4 - 1.6 - 1.8 - 2.0 - 1.8 - 1.6
	1.2 - 0.8 - 0.4 - 0

上記の数値は、30 cm 円板 (0.07m²) に対する実載荷を示すもので単位面積当りの荷重は、この数値の約 14.3 倍として換算される。また、_____印は処女荷重を示す。

3-3 測定方法

測定方法のうち荷重保持時間、測定間隔については、次のとおりとする。

荷重段階	荷重保持時間	荷重速度 (tf/min)		測定間隔 (min)
		増 圧	減 圧	
処女荷重 0 荷重	一律 30 分間	0.20	0.40	0.1, 2, 5, 10, 15, 30
履歴荷重	一律 5 分間	同 上	同 上	0.5

S 4 データ整理・解析方法

4-1 沈下量の測定値

試験結果の時間 (t)、荷重 (Q)、平板沈下量 (S) の関係を次に示す種々の図を作成し、総合的に判断して極限荷重を判断する。

●結果総合図

●log Q ~ S 曲線図

●log Q ~ log S 曲線図

●log t ~ S 曲線図

●ΔS/Δlog t ~ Q 曲線図

4-2 極限荷重の判定法

荷重～沈下量曲線において、ある荷重にたいし沈下量が急激に増大し始め、これ以上荷重を増加することが難しく、曲線が沈下量軸にほぼ平行となる時、または試験時に載荷板が大きく傾斜したり、あるいは載荷板周辺の地盤に大きな亀裂や盛り上がりが生じたりするなど地盤の破壊的状況の発生によって載荷が難しくなった場合には、その時の荷重を極限支持力と判断する。

また、このような現象が生ぜず極限支持力と決定することが難しい場合には、沈下量が 5cm (載荷板幅の 15%) を越えない範囲において次のうちいずれか小さな荷重を極限支持力とする。

①沈下の増加が大きくなり、沈下が直線的に増加し始める荷重

②log Q ~ S 曲線が沈下軸にほぼ平行になり始める荷重

尚、沈下が 5cm の範囲内において、①もしくは②のいずれの荷重も認め難い場合には、支持力に達していないと判断し、極限支持力を求める必要はないものとする。

土質工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説 25 条 (2) の解説より」

4-3 降伏荷重の判定法

次に示す種々の図を作成し、総合的に判断して降伏荷重を判定する。

I) $\log Q \sim \log S$ 曲線

処女荷重と処女荷重の最終沈下量を両対数紙上にプロットし、これらの測定点を結ぶ直線が急折する点を降伏荷重とする。

II) $S \sim \log t$ 曲線

処女荷重における沈下量と時間を片対数紙上にプロットした場合多数の曲線群が描ける。これらの曲線が直線的な性状から上に向かって凹状の曲線を示すようになる限界、または、直線上の勾配が急増する限界に当る荷重を降伏荷重とする。

III) $Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線

各処女荷重段階の一定時間内（例 1 ～ 30 分）の勾配 $ds/d \log t$ を処女荷重に対してプロットすると、直線が急折する点ができる。その時の荷重を降伏荷重とする。

4-4 地盤反力係数

地盤反力係数は、『荷重～沈下曲線』を基に次式によって求める。

$$\text{地盤反力係数 (} K_v \text{)} : K_v = \frac{\Delta Q}{\Delta S} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここで、 ΔQ : 単位面積当りの荷重の範囲 (kgf/cm^2)

ΔS : ΔQ に対応する沈下 (cm)

I) 地盤反力係数

$$K_{vs} = \frac{Q_2 - Q_1}{S_2 - S_1} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここで、 Q_1 : 原則として 0 荷重とする。但し、初期の状態に地盤の緩みや予備載荷の影響が認められる場合には、これらの影響が認められなくなったと判断される最小の荷重とする。 (kgf/cm^2)

Q_2 : 原則として最大荷重の $\frac{1}{4}$ の荷重とする。 (kgf/cm^2)

S_1, S_2 : Q_1, Q_2 にそれぞれ対応する沈下。 (cm)

以上、土質工学会『地盤の平板載荷試験方法・同解説』より抜粋

§ 5 試 験 結 果

5 - 1 試験記録

(1) 変位測定

荷重と変位の関係を表 5 - 1 試験結果表に示した。又、載荷板沈下量は次の要領で求めた。

- 1) 沈下量は測定点 4 点の平均値とした。
- 2) 各荷重における最大沈下量を全沈下量とした。
- 3) 0 荷重時における沈下量を残留沈下量とした。
- 4) 全沈下量と残留沈下量との差を弾性変位量とした。

5 - 2 平板沈下量測定結果

平板沈下量の測定データは、§ 7. 測定データ集に示す。各処女荷重最終測定の結果を表 5 - 1 に示す。§ 4 データ解析方法に基いて、下記の結果図を作成した。

- 結果総合図 図 5 - 1
- $\log Q \sim S$ 曲線 図 5 - 2
- $\log Q \sim \log S$ 曲線 図 5 - 3
- $S \sim \log t$ 曲線 図 5 - 4
- $Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線 図 5 - 5

ここで、 S : 平板沈下量

t : 経過時間

Q : 載荷々重

表 5 - 1 試験結果表

工事件名: 擁壁基礎 平板載荷試験

試験月日: 平成 元 年 5 月 30 日

工事場所: 茨城県筑波市

載荷板寸法: PL-300*25 (mm)

サイクル	荷 重 (tf)	荷重度 (tf/m ²)	最大変位 (mm)	塑性変位 (mm)	弾性変位 (mm)	備 考
1	0.20	2.9	0.07			
1	0.40	5.7	0.20			
1	0.60	8.6	0.24	0.01	0.23	
2	0.80	11.4	0.33			
2	1.00	14.3	0.43			
2	1.20	17.1	0.57	0.24	0.33	
3	1.40	20.0	0.80			
3	1.60	22.9	0.88			
3	1.80	25.7	1.00			
3	2.00	28.6	1.07	0.56	0.51	

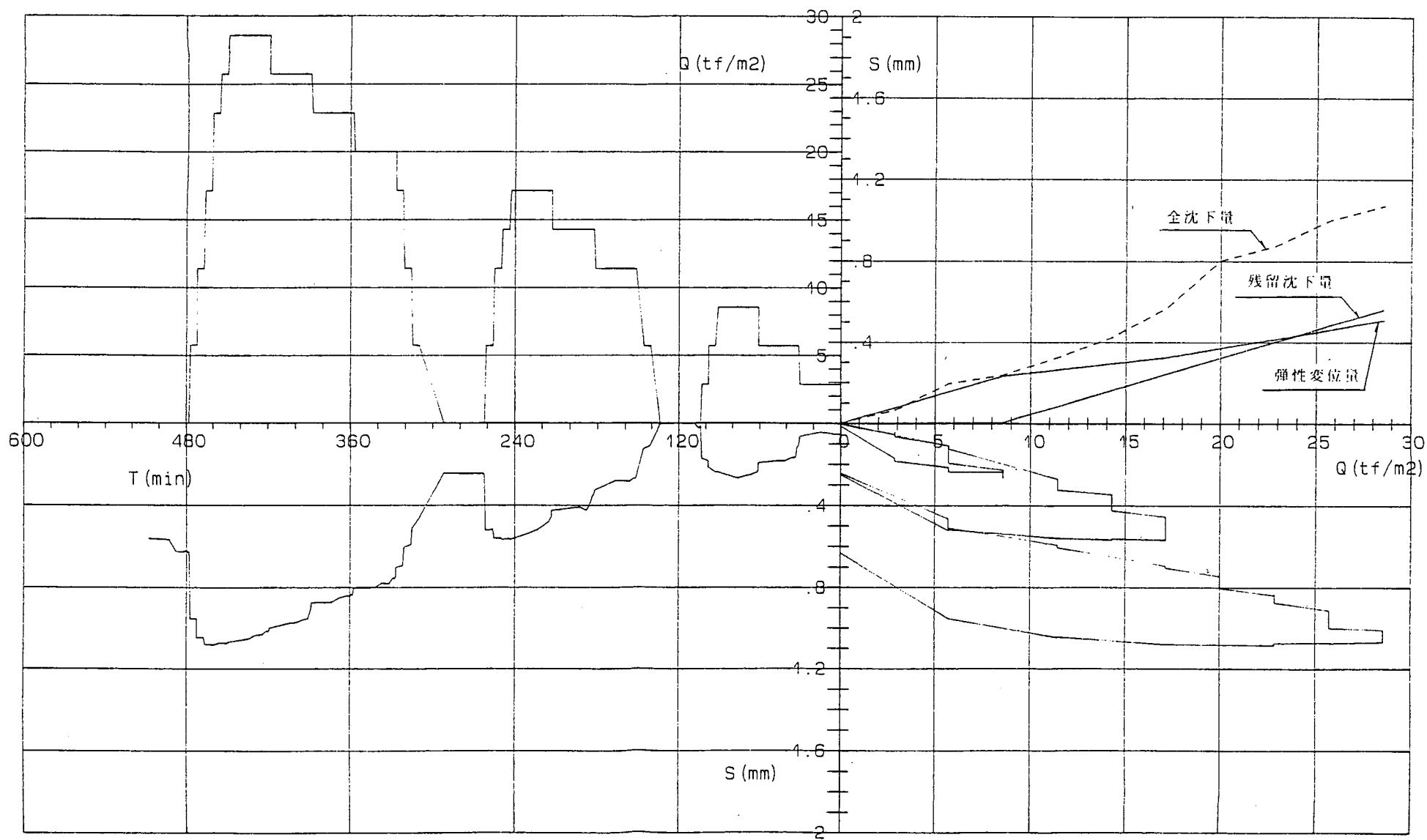


図 5 - 1 試験結果図

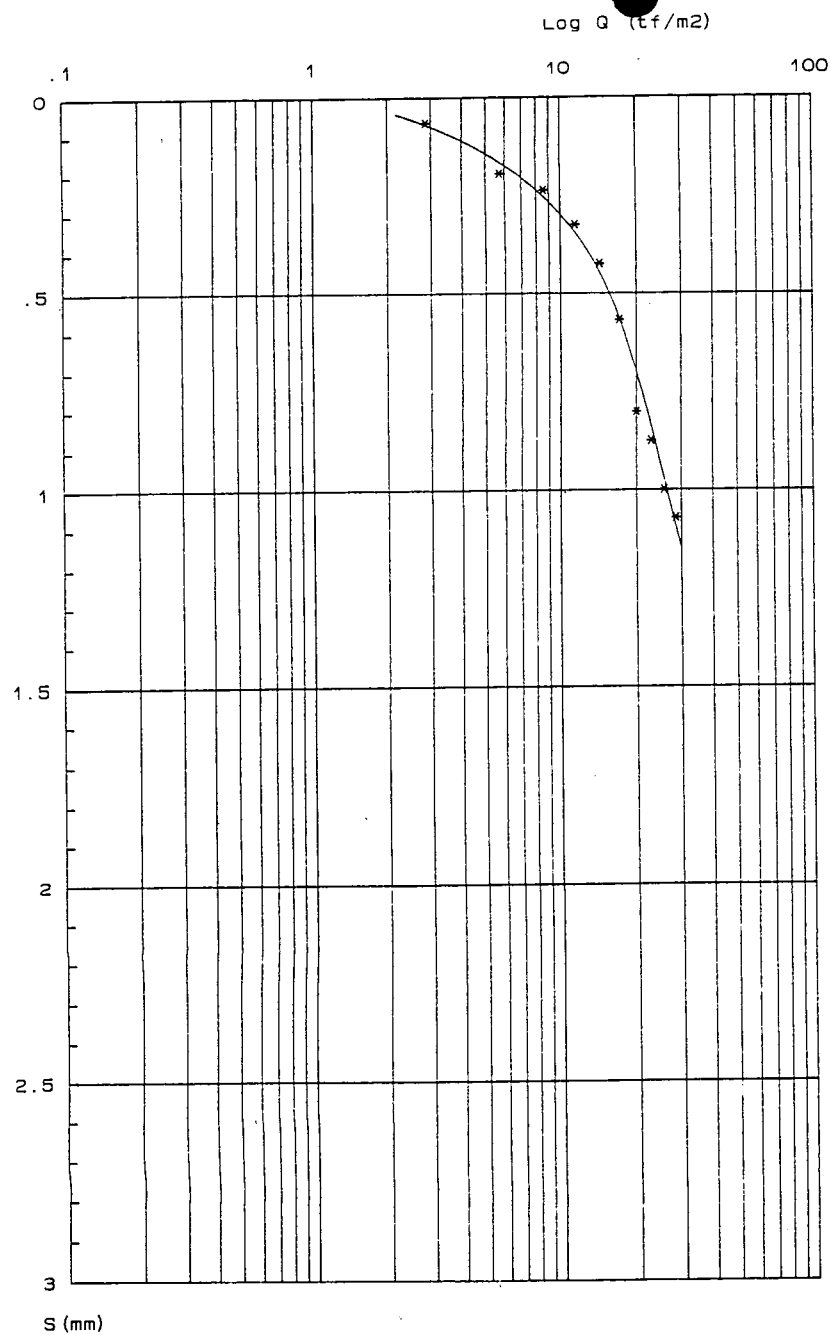


图 5-2 $\text{Log } Q \sim S$ 曲线图

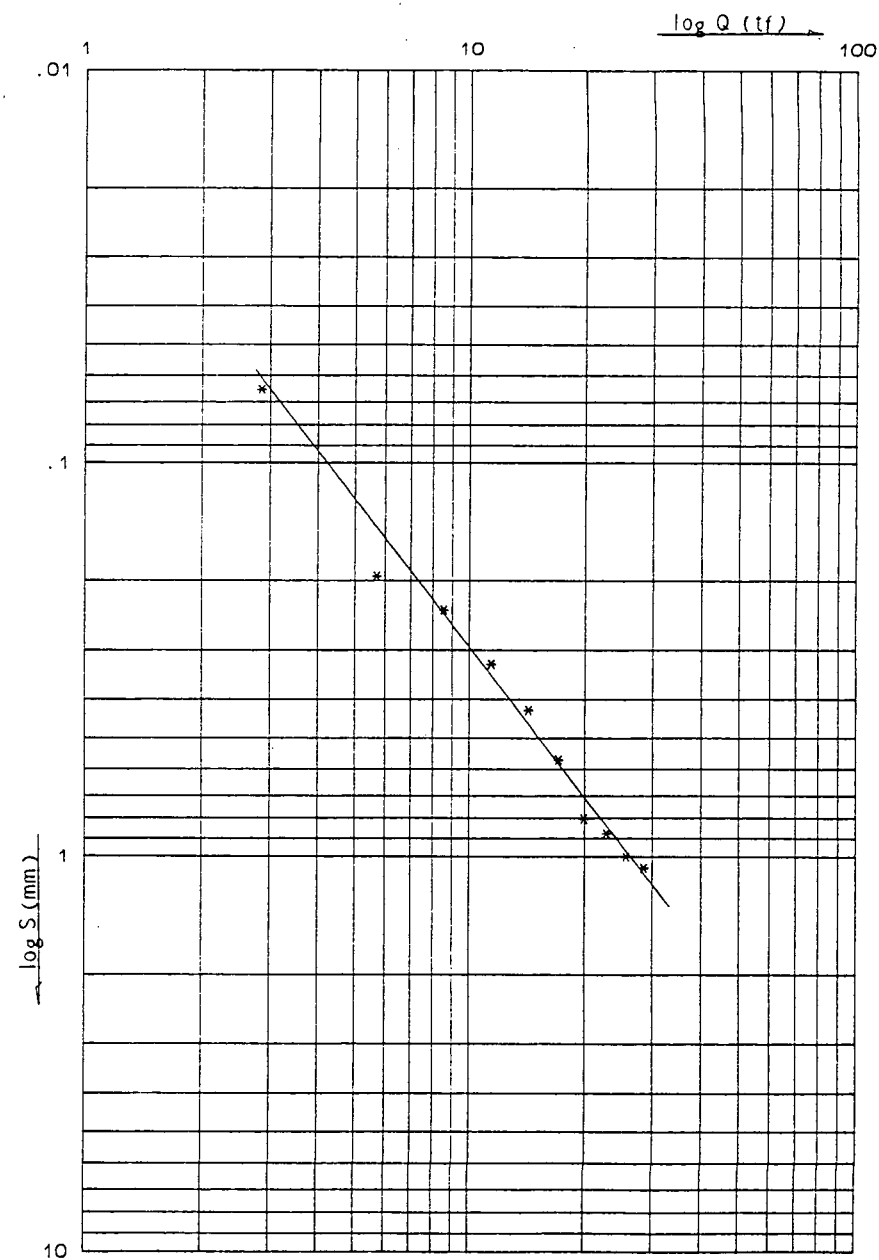
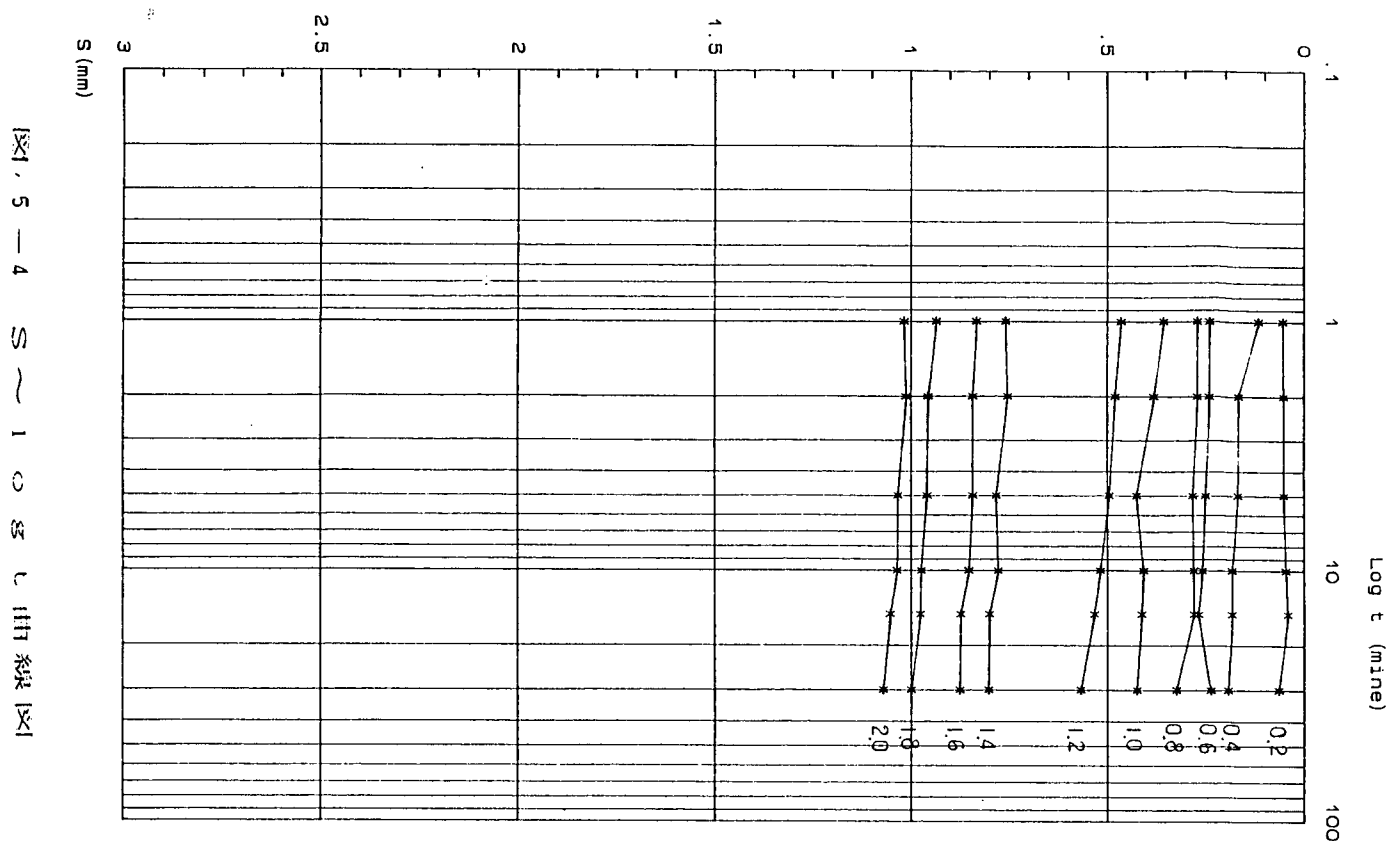
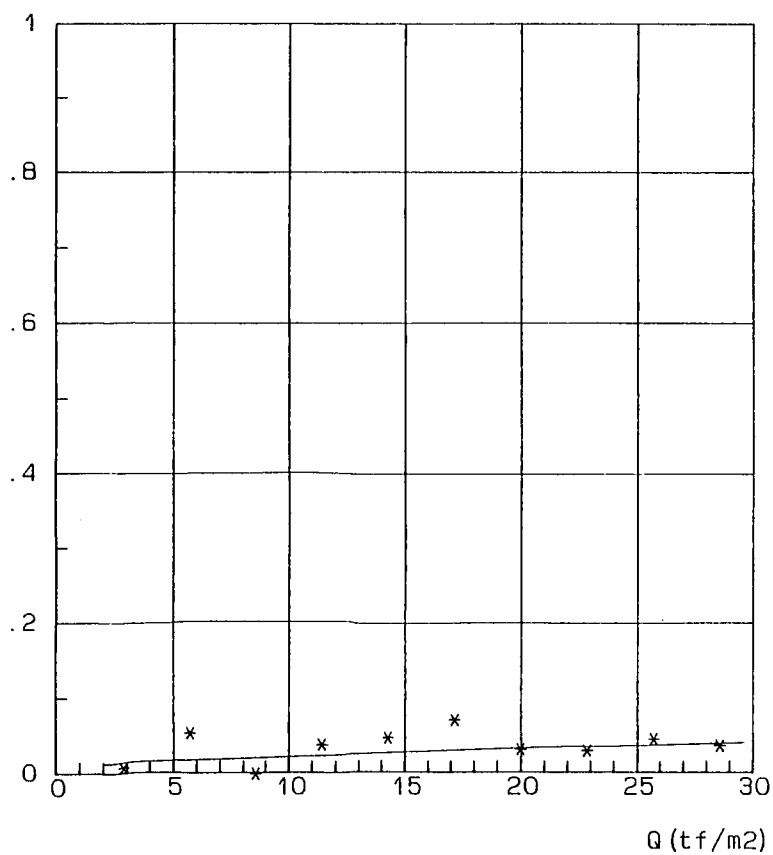


图 5-3 $\log Q \sim \log S$ 曲线图



$dS/d\text{Log } t$



Q (tf/m ²)	S_1 (mm)	S_2 (mm)	ds (mm)	$ds/d\text{Log } t$
2.9	0.06	0.07	0.01	0.0068
5.7	0.12	0.20	0.08	0.0525
8.6	0.24	0.24	-0.00	-0.0017
11.4	0.27	0.33	0.06	0.0372
14.3	0.36	0.43	0.07	0.0457
17.1	0.47	0.57	0.10	0.0694
20.0	0.76	0.80	0.05	0.0305
22.9	0.83	0.88	0.04	0.0288
25.7	0.94	1.00	0.06	0.0440
28.6	1.02	1.07	0.05	0.0355

圖 5-5 $Q \sim \Delta S / \Delta \text{Log } t$ 關係圖

5-3 荷重～沈下性状

図5-1に平板沈下量測定データによる試験結果図（荷重～沈下量曲線、時間～荷重曲線、時間～沈下量曲線、及び荷重～弾性変位曲線、荷重～残留沈下量曲線）を一覧図として示した。

図5-1によれば荷重～沈下量の関係からは、最大載荷々重までほぼ直線的な傾向であった。最大沈下量は、 $S = 1.07\text{mm}$ （載荷板幅の0.36%）であった。

5-4 極限荷重の判定

極限荷重の判定は、§4、4-2の判定方法に従い、図5-1及び図5-2より極限荷重を判定する。

図5-1によれば、荷重と沈下量の関係は、直線的傾向であった。沈下量から検討しても最大載荷々重時での最大沈下量が1.07mmと非常に小さい値であった。

又、図5-2 $\log Q \sim S$ 曲線においても、その曲線が沈下量軸に平行になるまでには十分余裕があるものであった。

以上の事を考えあわせ極限荷重の判定を行うと、各図及び沈下量ともに極限状態に到達しないうちに試験を終了した。よって、今回の試験では極限荷重は、検出されなかった。

5-5 降伏荷重の判定

降伏荷重の判定は、下記に示すとおりであった。

$\log Q \sim \log S$ 曲線 …………… 検出されず

$S \sim \log t$ 曲線 …………… 検出されず

$Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線 …………… 検出されず

上記の様に今回の試験では、各図共に降伏荷重は、検出されなかった。

S 6 まとめ

6-1 長期許容支持力度判定

建築学会及び土質工学会は、平板載荷試験を実施した場合の長期許容支持力度は、試験より判断される極限荷重の1/3及び、降伏荷重の1/2のいずれか小さいほうを採用している。

今回の試験では、降伏荷重・極限荷重に至らずに試験が終了した。したがって、最大載荷々重の1/3を長期許容支持力度とする。

$$Ra = 1/3 \times Q_{max} = 1/3 \times 28.6 = 9.5 \text{ tf/m}^2$$

よって、本試験地盤の長期許容支持力度は9.5tf/m²の耐力を保有していることが確認された。

6-2 地盤反力係数の評価

各処女荷重を対象に、原点と結ぶ地盤反力係数 K_v と、各処女荷重に対応する試験地盤の変形係数 E の計算結果を、表6-1に示した。

又、荷重と地盤反力係数の結果図を図6-1に示した。

尚、各処女荷重に対する試験地盤の変形係数 E を、次式により求め計算結果を図6-2に示した。

$$E = 1pB(1 - \nu^2) \frac{\Delta Q}{\Delta S}$$

ここに、 E : 地盤の変形係数 (tf/m²)

$1p$: 基礎底面の形状と剛性によって決まる係数 0.79

ν : 基礎のポアソン比

ν : 0.3 と仮定

B : 基礎の短辺長さ(m) $B = 0.3\text{m}$ (円形載荷板)

ΔQ : 計算する測定値の載荷重 (0荷重を基準にして) (tf/m²)

ΔS : 載荷重に対応する載荷板の沈下量 (直前の0荷重を基準にして) (m)

表 6-1 地盤反力係数

[Kvs, Evs]

荷重 (tf)	荷重量 (t/m ²)	S (mm)	Kvs (kg/cm ³)	Evs (tf/m ²)	備考
0.20	2.86	0.07	43.96	9480.00	
0.40	5.71	0.20	29.30	6320.00	
0.60	8.57	0.24	36.09	7783.58	
0.80	11.43	0.33	35.16	7584.00	
1.00	14.29	0.43	33.61	7249.41	
1.20	17.14	0.57	30.21	6514.89	
1.40	20.00	0.80	24.92	5374.95	
1.60	22.86	0.88	26.12	5633.83	
1.80	25.71	1.00	25.71	5545.80	
2.00	28.57	1.07	26.70	5753.88	

Kv (kg/cm³)

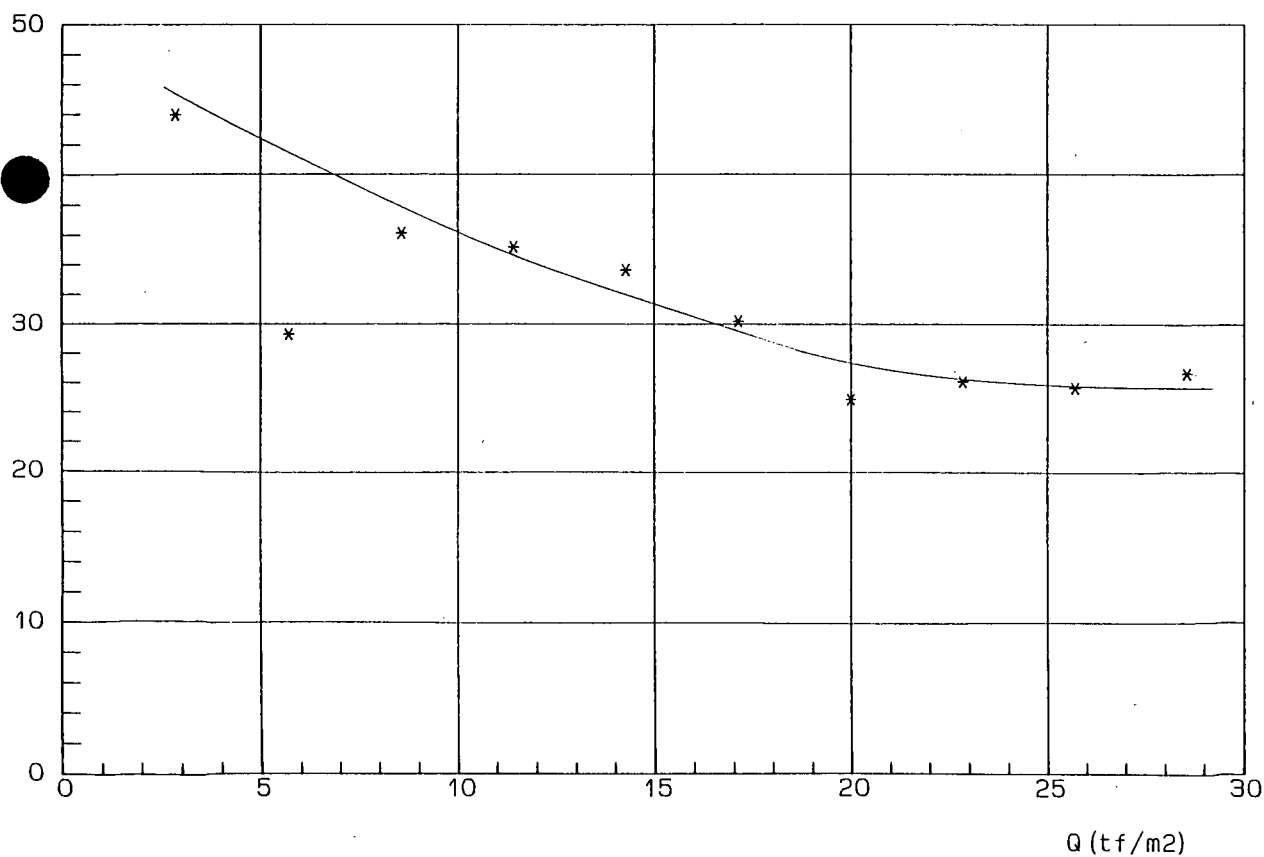


図 6-1 荷重と地盤反力係数の結果図

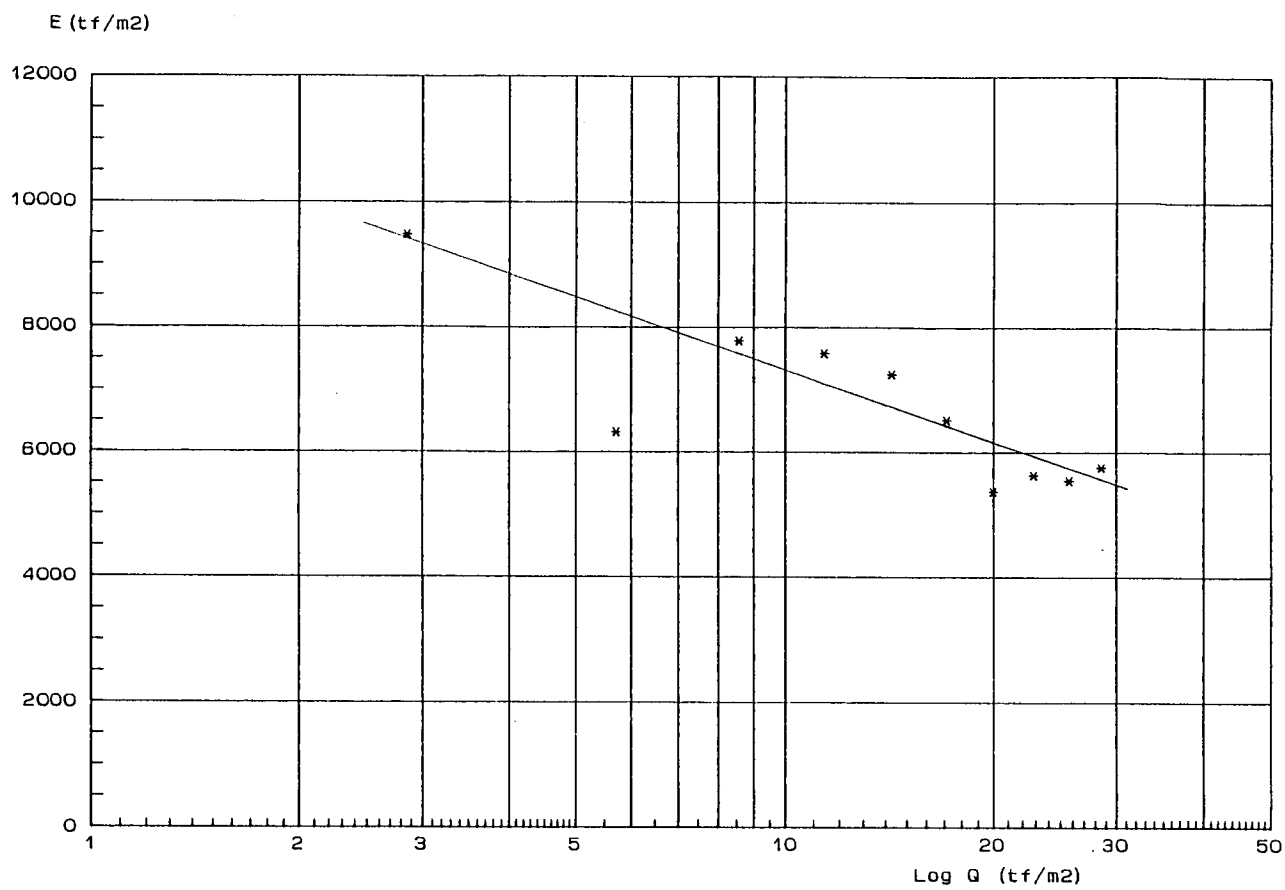


図 6 - 2 荷重と地盤の変形係数の結果図

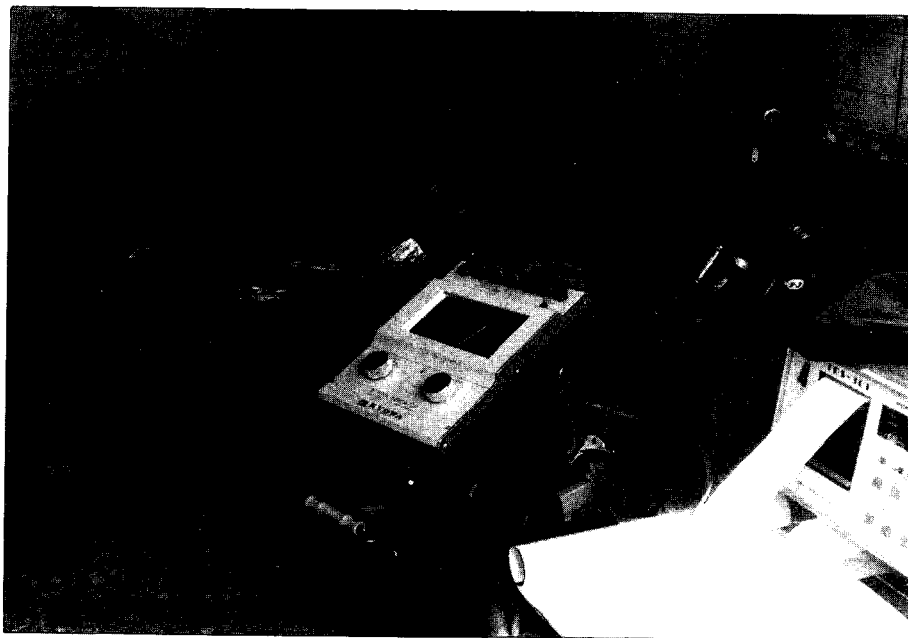
サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m ²)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	0.20	2.9	12:33	0	9	7	2	4	6	
	0.20	2.9		1	9	7	2	4	6	
	0.20	2.9		2	10	7	2	2	5	
	0.20	2.9		5	10	7	2	2	5	
	0.20	2.9		10	10	7	0	2	5	
	0.20	2.9		15	10	7	0	0	4	
	0.20	2.9		30	13	11	0	2	7	
	0.40	5.7	13: 4	0	22	20	0	2	11	
	0.40	5.7		1	24	21	0	2	12	
	0.40	5.7		2	25	40	0	2	17	
	0.40	5.7		5	26	40	0	2	17	
	0.40	5.7		10	29	43	0	2	19	
	0.40	5.7		15	29	43	0	2	19	
	0.40	5.7		30	31	45	0	2	20	
	0.60	8.6	13:34	0	37	52	0	2	23	
	0.60	8.6		1	40	54	0	2	24	
	0.60	8.6		2	40	54	0	2	24	
	0.60	8.6		5	42	56	0	2	25	
	0.60	8.6		10	45	58	0	0	26	
	0.60	8.6		15	46	59	0	2	27	
	0.60	8.6		30	39	54	0	2	24	
	0.40	5.7	14: 6	0	37	54	0	4	24	
	0.40	5.7		5	36	48	0	2	22	
	0.20	2.9	14:11	0	31	43	0	0	19	
	0.20	2.9		5	29	40	0	0	17	

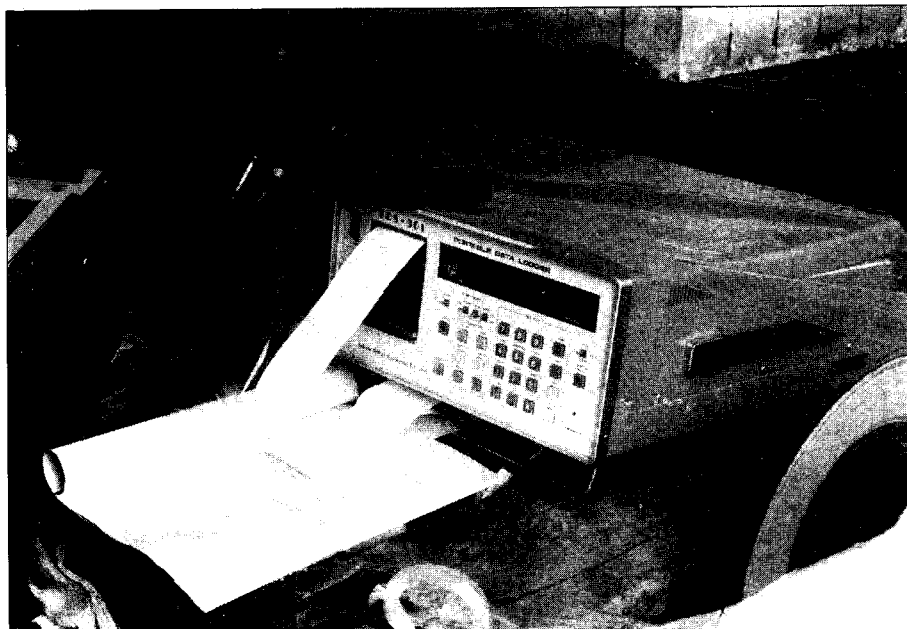
サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m ²)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	0.00	0.0	14:17	0	14	25	-18	-16	1	
	0.00	0.0		1	14	25	-16	-14	2	
	0.00	0.0		2	13	25	-16	-14	2	
	0.00	0.0		5	13	23	-18	-18	0	
	0.00	0.0		10	13	23	-18	-16	1	
	0.00	0.0		15	13	23	-18	-18	0	
	0.00	0.0		30	13	23	-18	-16	1	
	0.40	5.7	14:54	0	32	40	-10	-18	11	
	0.40	5.7		5	34	42	-10	-16	13	
	0.80	11.4	15: 5	0	51	57	0	0	27	
	0.80	11.4		1	51	57	0	0	27	
	0.80	11.4		2	51	57	0	0	27	
	0.80	11.4		5	54	59	0	0	28	
	0.80	11.4		10	53	59	0	0	28	
	0.80	11.4		15	53	59	0	0	28	
	0.80	11.4		30	58	66	4	2	33	
	1.00	14.3	15:36	0	61	68	6	4	35	
	1.00	14.3		1	62	69	6	6	36	
	1.00	14.3		2	65	72	8	8	38	
	1.00	14.3		5	66	72	24	8	43	
	1.00	14.3		10	66	69	22	6	41	
	1.00	14.3		15	66	69	24	6	41	
	1.00	14.3		30	67	69	26	8	43	
	1.20	17.1	16: 6	0	72	74	28	8	46	
	1.20	17.1		1	73	75	28	10	47	

サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m ²)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	1.20	17.1		2	76	76	30	10	48	
	1.20	17.1		5	78	76	30	14	50	
	1.20	17.1		10	81	78	32	16	52	
	1.20	17.1		15	83	78	34	18	53	
	1.20	17.1		30	87	82	36	22	57	
	1.00	14.3	16:37	0	87	82	36	20	56	
	1.00	14.3		5	87	82	38	20	57	
	0.80	11.4	16:43	0	86	82	36	20	56	
	0.80	11.4		5	86	82	36	20	56	
	0.40	5.7	16:49	0	78	77	34	18	52	
	0.40	5.7		5	78	77	34	20	52	
	0.00	0.0	16:55	0	47	39	14	0	25	
	0.00	0.0		1	46	38	14	0	25	
	0.00	0.0		2	46	38	14	0	25	
	0.00	0.0		5	46	38	14	0	25	
	0.00	0.0		10	46	38	14	0	25	
	0.00	0.0		15	46	38	14	0	25	
	0.00	0.0		30	46	35	16	0	24	
	0.40	5.7	17:43	0	76	58	28	24	47	
	0.40	5.7		5	82	64	30	28	51	
	0.80	11.4	17:49	0	93	74	36	34	59	
	0.80	11.4		5	96	76	36	34	61	
	1.20	17.1	17:55	0	105	84	44	44	69	
	1.20	17.1		5	107	84	44	46	70	
	1.40	20.0	18: 0	0	112	90	48	48	75	

サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m ²)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	1.40	20.0		1	113	90	50	50	76	
	1.40	20.0		2	113	90	48	50	75	
	1.40	20.0		5	116	93	52	52	78	
	1.40	20.0		10	116	93	50	52	78	
	1.40	20.0		15	118	94	52	56	80	
	1.40	20.0		30	119	94	52	56	80	
	1.60	22.9	18:31	0	121	98	56	60	84	
	1.60	22.9		1	121	98	56	58	83	
	1.60	22.9		2	121	98	58	60	84	
	1.60	22.9		5	122	99	56	60	84	
	1.60	22.9		10	124	99	58	60	85	
	1.60	22.9		15	126	101	58	64	87	
	1.60	22.9		30	127	101	58	64	88	
	1.80	25.7	19: 2	0	130	105	62	68	91	
	1.80	25.7		1	132	106	64	72	94	
	1.80	25.7		2	135	107	66	74	96	
	1.80	25.7		5	136	107	66	74	96	
	1.80	25.7		10	138	109	66	76	97	
	1.80	25.7		15	138	108	68	76	98	
	1.80	25.7		30	141	111	68	80	100	
	2.00	28.6	19:32	0	141	113	70	80	101	
	2.00	28.6		1	142	113	70	82	102	
	2.00	28.6		2	142	113	70	80	101	
	2.00	28.6		5	143	114	72	84	103	
	2.00	28.6		10	144	114	72	84	104	

[illegible]







— 付 録 —

1. 共同研究全体計画（スケジュール）	147
2. 共同研究の組織と参加会社	150
3. 会議開催状況	152



付表-1.1 (1) 共同研究全体計画

研 究 項 目	実 施 年 度			作 業 分 担		研 究 内 容
	63年度	元 年 度	2 年 度	土木研究所	鋼材倶楽部	
1-1 破損実態の調査	■■■ ■■■			○	◎	1. 既存資料による破損実態調査等の解析 県や道路公団、地建等の機関別及び支柱、横梁等の部位別に調査し、設計条件の妥当性を見る。
1-2 設計等の現状と問題点の整理	■■■ ■■■			○	◎	1. 各機関（県、公団、地建等）別の設計、施工要領の調査 2. 各機関別の材料仕様の調査 3. 設計条件の設定や設置法について問題点の整理 4. 維持管理の実態やその方法について調査
2-1 雪圧特性に関する実験 (1) 雪圧実験 小段斜面、自然斜面 水平、垂直力、地域別 (2) グライド、クリープ測定 小段斜面、自然斜面 地域別	■■■ ■■■	■■■ ■■■	■■■ ■■■	◎		斜面雪圧について下記の調査を行なう。 1. グライド係数、クリープ係数、地域係数 2. 部材（柵面材）の形状係数 3. 辺縁効果 4. 柵配置、柵間隔 新潟県新井のデータを基にして、他地域への補正を試みる。 また、他期間のデータ利用を図り、データが不足する場合は新たに実験をする。
2-2 雪圧特性に関する検討 (1) グライド特性等のまとめ (2) 設計荷重算定式の推定 (3) シミュレーションの開発 *各種手法の検討 *モデルによる検討 *総合的な手法の検討	■■■ ■■■	■■■ ■■■	■■■ ■■■	○	◎	1. 基礎式の補正、修正 新防雪工学ハンドブックの雪圧式に、実験解析によって得られたデータを用い、条件（気象や地域差等）を考慮した雪圧実験式を推定する。また、年次ごとに得られるデータで補正を加える。 2. 雪圧シミュレーションから設計荷重算定式を見出す。 3. 斜面状態（勾配、植生）や気象（方位、積雪深、密度）部材強度などのデータを入力すれば予防柵の構造設計から

(注) は共同研究発足時における当初計画を示す。一方、は共同研究を実施したもの、および は今後研究を行うものを示す。

付表-1.1 (2) 共同研究全体計画

研 究 項 目	実 施 年 度			作 業 分 担		研 究 内 容
	6 3年度	元 年 度	2 年 度	土木研究所	鋼材倶楽部	
						合理的な配置計画までできる総合プログラムソフトを開発する。
3-1 上部構造に関する検討 （１）現有施設の検討 （２）雪圧荷重を考慮した構造検討 （３）部材強度の検討（静的試験等） （４）地域、積雪別を考慮した検討	■■■■■	■■■■■	■ ■		◎	1．実態調査から妥当性のある基本構造モデルを検討する。 …モデル設定の要件… 積雪データ（積雪深、密度） 気象データ（方位、植生） 地形（斜面角） 設置間隔（水平、奥行） 構造 基礎 （備考）（３）については中止
3-2 基礎構造に関する検討 （１）現有施設の検討 （２）雪圧荷重を考慮した基礎構造の検討 （３）雪圧別による基礎構造の検討（耐荷力試験等） （４）地域、積雪別を考慮した検討	■■■■■	■■■■ ■■■■	■■■■ ■■■■		◎	1．簡便な施工法で効果の高い基礎工法を検討する。 2．既存施設の問題点等の検討 3．現地での力学実験や土質調査を行ない設計データを収集する。
3-3 最適構造に関する検討 （１）構造別耐久性と費用の検討 （２）設計積雪深の検討		■■■■■■■■■	■	◎		1．経済性に大きく影響するのは設計積雪深であり各機関の実態調査を踏まえ、適応する確率設計積雪深を検討する。

(注) は共同研究発足時における当初計画を示す。一方、は共同研究を実施したもの、および は今後研究を行うものを示す。

付表-1.1 (3) 共同研究全体計画

研 究 項 目	実 施 年 度			作 業 分 担		研 究 内 容
	6 3 年 度	元 年 度	2 年 度	土 木 研 究 所	鋼 材 倶 楽 部	
3-4 検証実験 (1) 積雪別基礎的検証 (2) 地域、積雪別実用検証				○	○	1. 予防柵を用いて現地検証実験を行なう。 ケース1：新井の試験場 ケース2：東北および北海道地区
4-1 設計設置基準（案）の 検討			 	○	◎	
5-1 研究報告書の作成等 (1) 単年度ごと及び終了報告 (2) その他	 	 	 	○	○	
5-2 その他 (研究会、会議等)	 	 	 		◎	

(注) ■■■は共同研究発足時における当初計画を示す。一方、■■■は共同研究を実施したもの、および ■■■は今後研究を行うものを示す。

2. 共同研究の組織と参加会社

本研究は、建設省土木研究所と民間各社の参加で実施されている。組織的には雪崩予防施設技術開発委員会の下に幹事会、ワーキンググループが設けられ、その円滑な推進が図られている。各組織の構成は以下のとおりである。

雪崩予防施設技術開発委員会

委員長	柴田 正雄	建設省土木研究所	道路部長
委員	神崎 紘郎	建設省土木研究所	道路交通総括研究官
"	高田 邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室長
"	岡 邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
"	下村 忠一	建設省土木研究所	新潟試験所長
"	石平 貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	新見 吉和	(株)鋼材倶楽部	土木専門委員長
		(新日本製鐵(株))	参与建材開発技術部長
"	瀧口 洋一	新日本製鐵(株)	建材開発技術部建材市場開発室部長代理
"	掛江 正紀	N K K	建材センター建材事業開発部
			土木建材開発室課長
"	西澤 信二	川崎製鐵(株)	エンジニアリング事業部建材技術部
"	飯村 修	住友金属工業(株)	建設技術部土木技術開発室長
"	前花 忠夫	(株)神戸製鋼所	鉄鋼生産本部スラグ・建材部技術室
			担当課長
"	蓮尾 泰三	(株)中山製鋼所	製品開発事業部営業推進グループ
			営業第二室室長
"	菅澤 保則	トピー工業(株)	鉄構事業部技術総括部設計部
"	末成 健夫	日鐵建材工業(株)	製品開発部開発第三室課長
"	福知 脩	日本鋼管ライトスチール(株)	営業本部部長
"	安田 誠宏	川鉄建材工業(株)	土木技術部課長
"	田中 幹夫	住金鋼材工業(株)	営業技術部長
"	川口 芳之	神鋼建材工業(株)	技術開発部部長
"	小山 博基	東京製鋼(株)	取締役機工部長

雪崩予防施設技術開発幹事会

幹事長	高田	邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室長
幹事	岡	邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
"	下村	忠一	建設省土木研究所	新潟試験所長
"	石平	貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	中島	久男	建設省土木研究所	新潟試験所
"	末成	健夫	日鐵建材工業(株)	製品開発部開発第三室課長
"	畑田	佳則	(株)中山製鋼所	製品開発事業部第二技術開発室
"	石川	秀也	日鐵建材工業(株)	製品開発部開発第三室課長
"	平尾	章司	日本鋼管ライトスチール(株)	技術部商品開発プロジェクトチーム係長
"	安田	誠宏	川鉄建材工業(株)	土木技術部課長
"	波多江	俊一	住金鋼材工業(株)	営業技術部土木仮設チーム副長
"	柴田	忠志	神鋼建材工業(株)	技術開発部次長
"	山藤	紀彦	東京製綱(株)	研究所課長

雪崩予防施設技術開発ワーキンググループ

WG長	岡	邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
委員	石平	貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	中島	久男	建設省土木研究所	新潟試験所
"	畑田	佳則	(株)中山製鋼所	製品開発事業部第一技術開発室
"	菅澤	保則	トピー工業(株)	鉄構事業部技術総括部設計部
"	石川	秀也	日鐵建材工業(株)	製品開発部開発第三室課長
"	高野	孝一	日本鋼管ライトスチール(株)	技術部商品開発プロジェクトチーム
"	青木	幹人	川鉄建材工業(株)	土木技術部
"	平山	智良	住金鋼材工業(株)	営業技術部土木仮設チーム
"	松田	博	神鋼建材工業(株)	技術開発部開発グループ係長
"	田代	元司	東京製綱(株)	機工部技術課

3. 会議開催状況

開催月日	会 議 名	場 所
平成元年		
4月19日	第6回 雪崩予防施設技術開発幹事会	大阪住金鋼材会議室
5月10日	第2回 雪崩予防施設技術開発委員会	鉄 鋼 会 館
6月7日	第8回 雪崩予防施設技術開発WG	土 木 研 究 所
6月13日	第7回 雪崩予防施設技術開発幹事会 実大基礎載荷実験見学会（委員会）	土 木 研 究 所
7月20日	第9回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄 鋼 会 館
8月3日	第8回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄 鋼 会 館
8月22日	第10回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄 鋼 会 館
9月7日	第9回 雪崩予防施設技術開発幹事会	新潟試験所
10月19日	第11回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄 鋼 会 館
11月22日	第10回 雪崩予防施設技術開発幹事会 二次元雪圧シミュレーションプログラム デモンストレーション及び検収（幹事会及びWG）	鉄 鋼 会 館
12月13日	第12回 雪崩予防施設技術開発WG	土 木 研 究 所
12月22日	第3回 雪崩予防施設技術開発委員会	鉄 鋼 会 館
平成2年		
1月23日	第13回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄 鋼 会 館
2月22日	第11回 雪崩予防施設技術開発幹事会	新潟試験所
3月13日	第14回 雪崩予防施設技術開発WG	土 木 研 究 所
3月23日	第15回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄 鋼 会 館
3月29日	第12回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄 鋼 会 館

土木研究所共同研究報告書第47号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

土木研究所共同研究報告書第47号