

地震による変状を受ける斜面の特徴と斜面上に設置される 橋梁基礎の耐震安全性に関する基礎的研究

西田秀明¹・浅井健一²・遠藤繁人³・石田雅博⁴

¹正会員 修（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²修（理）（独）土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ地質チーム
総括主任研究員（同上）

³正会員 修（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 交流研究員（同上）

⁴修（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

大規模な地震に対する道路橋の耐震性は、既往の地震被害の経験や研究開発の成果を踏まえた技術基準の改定や既設橋に対する耐震補強の対策がなされた結果、着実に向上してきている。しかし、地震時に大きな地盤変状の影響を受ける場合については、地盤変状の範囲・規模やこれが橋に与える影響について十分な知見がないことから、現行の設計体系にはほとんど反映されていない。

しかし、例えば、平成16年新潟県中越地震や平成20年岩手・宮城内陸地震では、山地や丘陵の急峻な地形に立地した道路橋に、過去に滑動した経験がない基礎岩盤の初生すべりや地盤の大きな変状により落橋、段差、移動等が生じる事例が多く見られ、安全性はもとより、復旧、復興の長期化など地域社会に及ぼす影響が生じた。

このような被害を避けるためには、あらかじめ十分な調査を行い、大きな斜面変状が生じるような箇所を避けて架橋することが基本である。しかし、条件によってはやむを得ず地盤変状を生じる箇所に架橋せざるを得ない場合も考えられるが、この場合に地震時に大きな地盤変状を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要となる一般的な手法は確立されていない。

以上のような背景から、地震時に斜面変状を生じる箇所に設置された道路橋基礎が有する耐震安全性の判断手法の提案を行うために、地震時に変状を生じる斜面の特徴と、斜面の変状が生じる状況に対してどのような要因が道路橋基礎の安全余裕に影響し得るのかについての基礎的な検討を行った。

2. 地震による斜面地盤変状パターンと構造物への影響

地震による斜面崩壊は、道路橋に対する影響の有無にかかわらずこれまでに数多く確認されている。そこでまず、地質や地形的な観点から見た場合の地震による斜面崩壊の特徴について分析を行った¹⁾。

分析対象は、新潟県中越地震、岩手・宮城内陸地震等において斜面に地盤変状を生じた42事例（内訳は、平成6年北海道東方沖地震1、平成16年新潟県中越地震6、平成19年新潟県中越沖地震3、平成20年岩手・宮城内陸地震19、平成23年東北地方太平洋沖地震（本震7、同誘発地震（いわき）2）、平成23年長野県北部の地震4）とした。

収集した事例の斜面変状幅、斜面変状長さ、斜面変状層厚についてそれぞれ図-1～3に示す。ここで、収集した資料・文献に記載のないものは除いている（本章については以下同様）。また、斜面変状長さについては斜距離を基本とした。幅では300mまで、長さでは400mまで、層厚では40mまでのものが約9割を占める。表-1に収集した事例箇所の地質構造を示す。第三紀層の火山碎屑岩類と堆積岩類（砂岩泥岩互層、薄層を挟む層状砂岩・泥岩）の割合が多い。

図-4に収集した事例のすべり面・崩壊面の勾配を示す。第四紀層や中古生層の事例は少ないため地質年代の違いによる差を示すのは難しいが、地すべりとされた事例の方が崩壊とされた事例に比べて緩勾配のものが多く、中古生層では10°以下の事例は見られない。また、収集した事例箇所の地質構造（層理面、節理面など）の流れ盤・

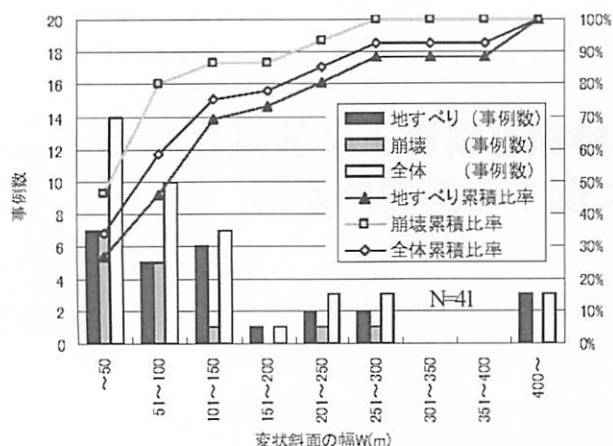


図-1 収集した事例の斜面変状幅

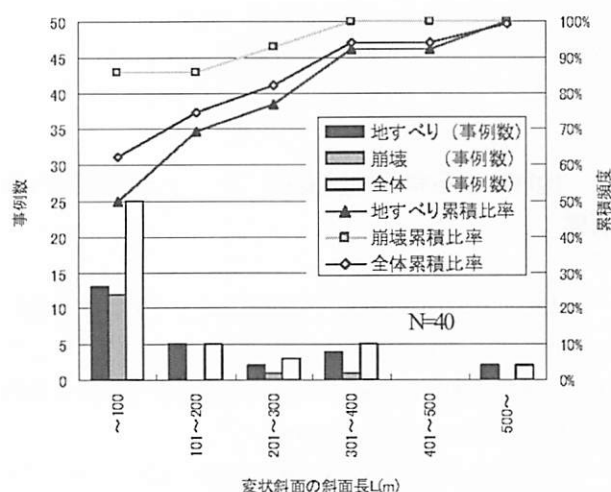


図-2 収集した事例の斜面変状長さ

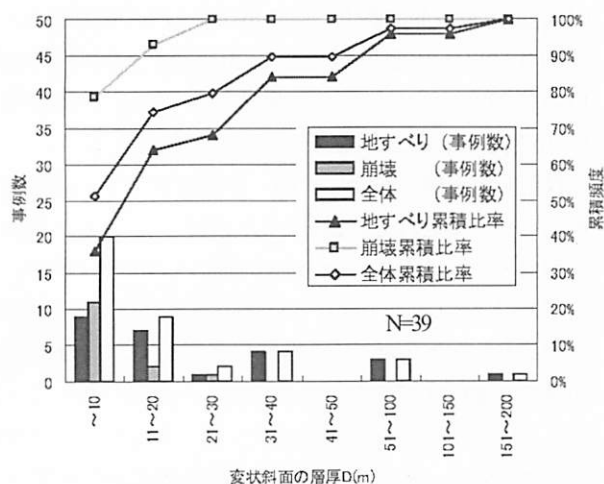


図-3 収集した事例の斜面変状層厚

表-1 収集した事例箇所の地質構造の流れ盤・受け盤の別

	事例数
流れ盤	32
水平	2
水平～受け盤	1
受け盤	1

受け盤の割合は流れ盤の事例が非常に多い(表-1)。

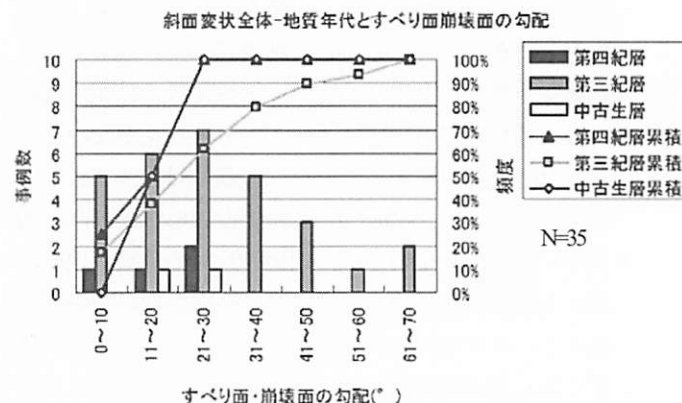
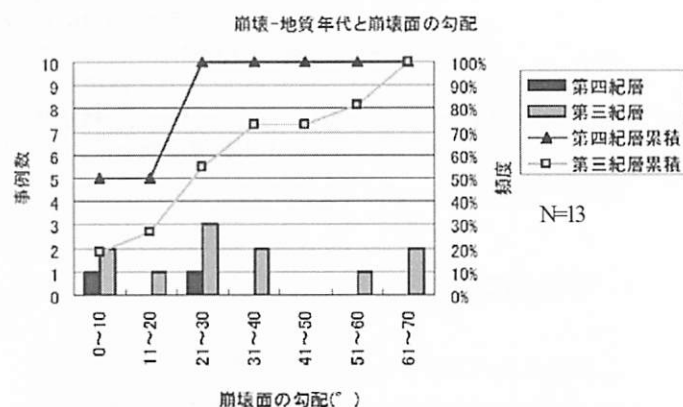
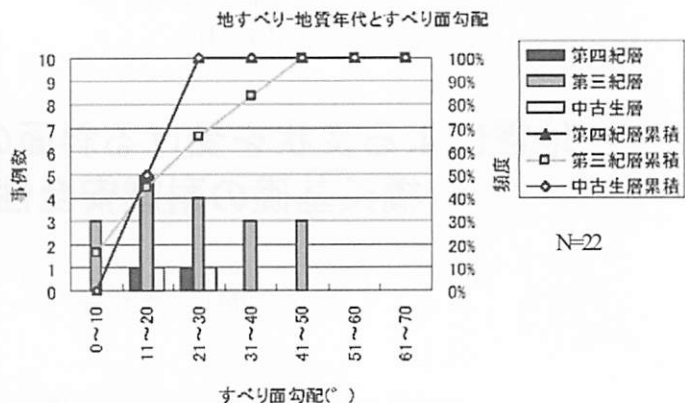


図-4 収集した事例のすべり面勾配

収集した 42 事例について、資料・文献の記載をもとに
変状パターンの分類を行った結果を図-5 の模式図とともに
次に示す。なお、あくまでも資料・文献の記載をもと
にした分類であるため、事例によっては今後の詳細調査
等結果を踏まえて別の変状パターンに分類されることも
あり得る。また、中間的なものやどのパターンに属する
か判断しがたいものもあるため、事例数の合計は 42 に一
致しない。

①古い地すべりなどにより形成された崩積土のすべりま
たは崩壊

いわき市の才鉢地区の地すべり(東北地方太平洋沖
地震の誘発地震:平成 23 年 4 月 11 日)など 5 事例が該
当すると考えられる。

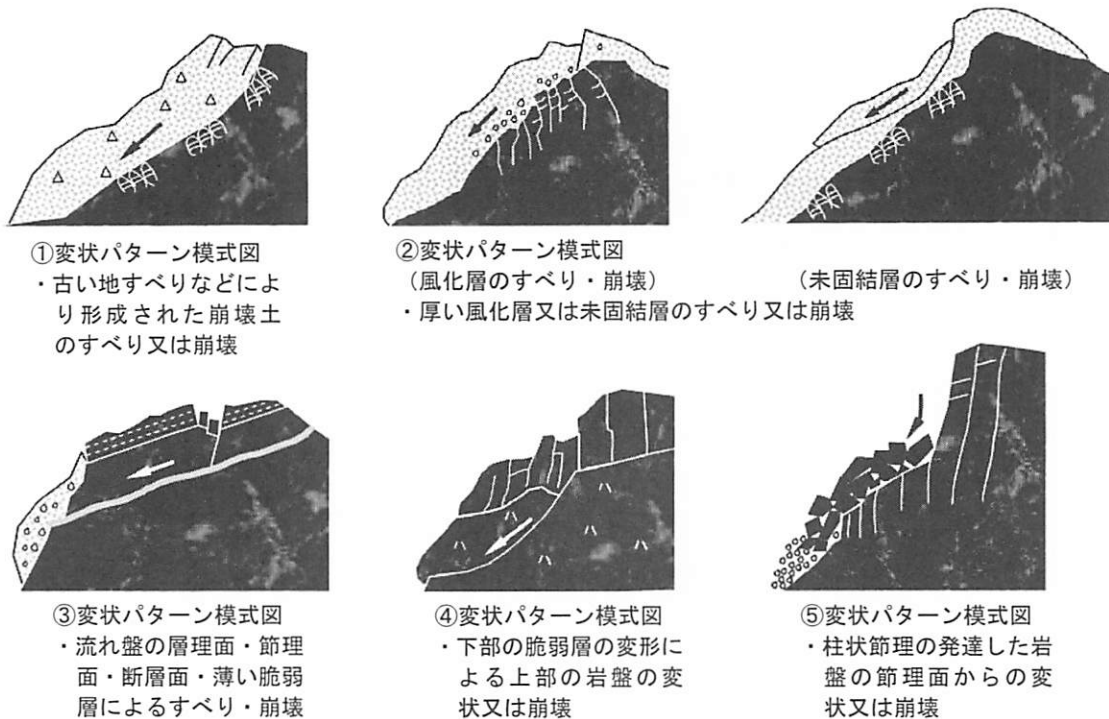


図-5 地震による斜面の地盤変状パターン

②厚い風化層または未固結層のすべりまたは崩壊

元の地盤が風化した層のすべり・崩壊は 5 事例、新しい時代に堆積した未固結層のすべり・崩壊は 7 事例（東北地方太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）における白河市周辺の葉ノ水平地区・岡ノ内地区等）が該当すると考えられる。

③流れ盤の層理面・節理面・断層面・薄い脆弱層によるすべりまたは崩壊

祭時大橋の落橋をもたらした地すべり、荒砥沢地すべり（いずれも平成 20 年岩手・宮城内陸地震）、いわき市の上釜戸地区の地すべり（東北地方太平洋沖地震の誘発地震：平成 23 年 4 月 11 日）など 19 事例が該当すると考えられる。

④下部の脆弱層の変形による上部の岩盤の変状又は崩壊

いずれも岩手・宮城内陸地震による 4 事例が該当すると考えられ、溶結凝灰岩の下部に脆弱層が存在していた。なお、脆弱層が薄くなると③に該当するが、その区分をどのようにするかは明確ではない。

⑤柱状節理の発達した岩盤の節理面からの変状または崩壊

いずれも岩手・宮城内陸地震による 4 事例が該当すると考えられ、溶結凝灰岩または溶岩からなる斜面であった。

3. 地震により斜面変状を生じる箇所に設置した基礎の安定性に関する検討方法

斜面の変状が生じる箇所に基礎を設置する場合、斜面変状規模が限定的であり、かつ基礎本体の耐力や支持力が十分大きければ構造的な対処で対応可能な可能性がある。しかし、大規模な斜面変状が生じることが想定される場合、基礎のみでは対処が不可能となり、実質的に当該地点への架橋は困難となると考えられる。そこで、地すべりを生じる可能性を有する斜面上に設置された道路橋基礎を対象に、地層構成、斜面の傾斜角及びすべり層の地盤定数が変化することによる外力（すべり力）の違いが、基礎が有する耐力や支持力に関する安全余裕へ及ぼす影響について解析的に検討した。

(1) 検討対象とした地盤変状パターン

前述のように地震時の斜面変状のパターンを分類できるが、構造物への影響という観点から考えると、堆積土のすべりによる場合（図-5 の①、②）と岩盤のすべりによる場合（図-5 の③、④、⑤）で異なると考えられる。堆積土のすべりの場合は、基礎前面から一定の範囲におけるすべり力が構造物に作用すると考えられる。一方、岩盤のすべりによる場合は、基礎前面にある岩塊の大きさに

表-2 試設計モデルの設計条件

(1)上部構造	形 式	4 径間連続 PC ラーメン橋						
	支間割	55.300m+97.500m+97.500m+63.200m						
	幅 員	全幅員 10.150m						
	活荷重	B 活荷重						
	支持条件	剛結						
(2)下部構造	橋 脚	柱式橋脚						
	基 礎	柱状体深礎基礎（土留め構造：ライナープレート補強リング+吹付けコンクリート及びロックボルト） 公称径=8,500mm，設計径=8,500mm						
	使用材料	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ，SD345（基礎）						
(3)鉛直荷重及び水平荷重		鉛直荷重及び水平荷重は下表の通り。						
				レベル地震時				
		鉛直荷重 (kN)		28,500				
		水平荷重 (kN)		4,600				
		※試設計方向は、斜面の傾斜が橋軸方向であることから、協軸方向とする。						
(4)重要度の区分		B 種の橋						
(5)地域区分		A2 地域（地域別補正係数 $c_d=c_{1d}=c_{2d}=1.0$ ）						
(6)地盤条件		地盤条件は下表の通り。						
			地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E_s(\text{kN/m}^2)$
		1 層	崖錐 dt	3.2	15	0	16	4,200
		2 層	軟岩 D	5.2	70	20	19	51,000
		3 層	軟岩 CL	8.9	90	40	20	65,900
		4 層	硬岩 CM	20.0	250	40	23	1,558,000
(7)橋脚の設計水平震度		設計水平震度は下表の通り。						
						橋軸方向		
		レベル 1 地震時			$k_h (=C_d k_{max})$	0.20		
		レベル 2 地震時		タイプ I	k_{h1}	0.48		
				タイプ II	k_{h2}	0.63		
(8)橋脚の終局耐力時の設計水平震度		橋脚の終局耐力時の設計水平震度は下表の通り。						
				単位	橋軸方向			
					タイプ I	タイプ II		
		橋脚が終局状態に達した際の橋脚基部の曲げモーメント		kN・m	476,700	488,600		
		終局耐力時の設計水平震度		—	0.82	0.85		

依存し、一体として動く岩塊が大きければ基礎に作用する力も大きくなると考えられる。このことから、これらは別々に扱う必要があるといえるが、本研究ではこのうち①、②に相当する斜面崩壊を対象に検討を行った。

(2) 検討対象とした基礎の諸元

検討対象とした道路橋基礎は、平成 24 年道路橋示方書に基づいて設計した斜面上に設置された柱状体深礎基礎である²³⁾。柱状体基礎の構造図を図-6 に、また試設計モデルの設計条件を表-2 に示す。

(3) 基礎に作用するすべり力の導出と作用方法

地震時に基礎に作用しうる外力には、地震動に起因するものと斜面の変状に起因するものがある。斜面の変状が地震動が最も強い時に生じるかこれを超えて生じるかについての明確な知見はないが、ここでは、地盤の変状のみに着目して地震動との荷重の重ね合わせは考慮しない状態に対する基礎の安定性を検討した。地盤変状が生じる場合の基礎の安定性については、道路土工切土・斜面安定工指針⁴⁾において示されている、シャフト工による地すべり対策を行う場合における地すべりに伴う外力の作用位置の仮定を参考に、すべり力がすべり面の上方 $h/3$ (h は地表面からすべり面までの深度) に集中荷重と

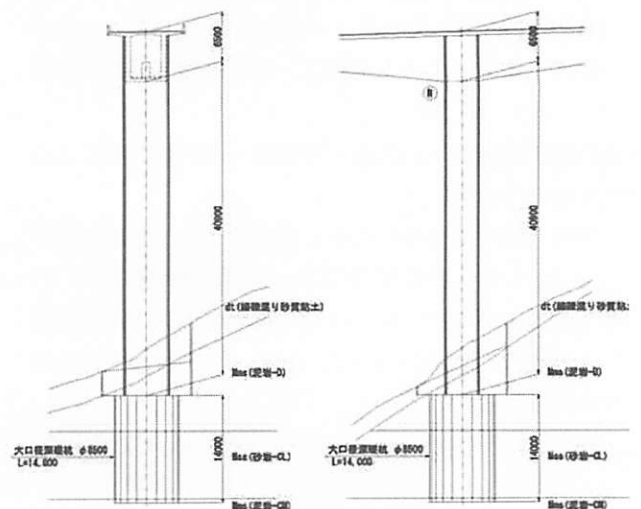


図-6 検討対象とした柱状体基礎構造図

して作用するものとし（図-7），この時に生じる力や地盤反力度を求めた。ここで、斜面の変状に伴い生じるすべり力は、(4)に後述する地層構成や傾斜角などからなる斜面モデルに対して、フェレニウス法にて斜面安定解析を実施して得られるすべり面で地すべりが生じるものとして設定した。これらの計算結果と、基礎の耐力や支持

力と比較して安全率を求め、斜面の変状の規模等の違いによる影響を検討した。

(4) 解析ケース

(a) 斜面の変状に関するパラメータ

斜面の変状に関する解析パラメータを表-3 に示す。地層構成は、すべりが生じ得る層（崖錐層と未固結層部分）が薄い場合（表-3 の C1）と厚い場合（表-3 の C2）とした（図-8）。傾斜角は、斜面上に設置される基礎の設計実績⁹⁾として、地盤傾斜が 20°～40°が全体の 50%程度を占めることを踏まえて、10°（表-3 の A1）と 30°（表-3 の A2）とした。すべり層の地盤定数（崖錐層における粘着力）は、すべり層である崖錐 d 層の地盤定数の影響を把握するために、粘着力 c を 5kN/m^2 と 15kN/m^2 とした。また、フェレニウス法による安定解析から求められるすべり面を設定するための設計水平震度としては、道路土工指針⁴⁾におけるレベル 2 地震時の設計水平震度（0.16）に加えて、大きな水平震度による影響の傾向を見るために、道路橋示方書耐震設計編⁹⁾におけるレベル 2 地震時（タイプ II）の設計水平震度に相当する震度（0.80）及びその半分（0.40）の 3 ケースを考慮した。

(b) 載荷幅に関する影響を検討するためのパラメータ

地すべりによる基礎への載荷幅として基礎径に対してどの程度の広がり方を考慮するべきかについては現時点では必ずしも明確ではないが、この設定が耐震安全性の評価に及ぼす影響は少なからずあると考えられる。そこで、本検討では、載荷幅として基礎径相当を考慮した基本ケースに加えて、基礎への作用荷重を基礎径の 3 倍としたケースについても検討した。

(c) すべり面の受働土圧抵抗の影響を検討するためのパラメータ

地すべりが生じる箇所に設置し、道路橋基礎に類する形状の構造物として地すべり抑止杭がある。地すべり抑止杭の設計では、すべり面の受働側地盤抵抗は、すべり面の中間付近に位置する場合には、基礎背面土砂がすべり落ちてしまうため受働土圧抵抗を考慮しないものとして設計を行うのが一般的であるが、すべり面の末端部付近に位置する場合には崩壊土砂が堆積し少なからず受働土圧抵抗が期待できる状況になるとしている（図-9）。このような状況は、道路橋基礎でも同様と考えられるため、受働土圧抵抗を考慮しないケースを基本としつつ、地層構成 C2、傾斜角 30 度の一部について受働土圧抵抗を考慮したケースについても検討した。

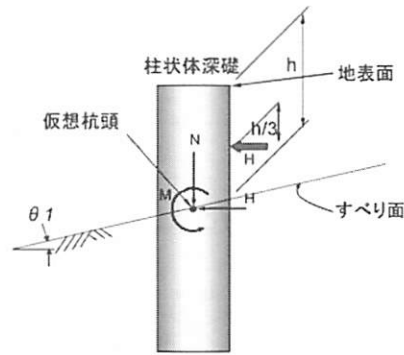


図-7 すべり力の作用位置

表-3 本試算における解析パラメータ

パラメータ	概要
(1)地層構成 (すべり層部)	C1) 崖錐 d 層 5.0m C2) 崖錐 d 層 5.0m+未固結 D 級層 3.0m
(2)傾斜角	A1) 10° A2) 30°
(3)すべり層の地盤定数 c (崖錐層における粘着力)	G1) 5 (kN/m ²) G2) 15(kN/m ²)
(4)すべり面 (設計水平震度 h_d)	S1) 0.16 S2) 0.40 S3) 0.80

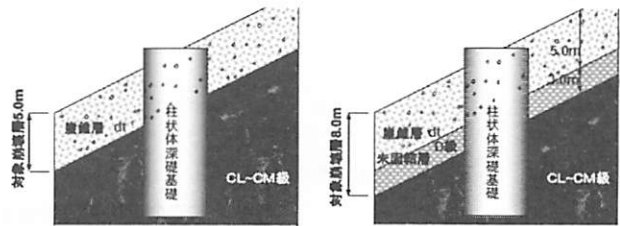


図-8 地層構成(左：表-3の地層構成 C1 右：同 C2)

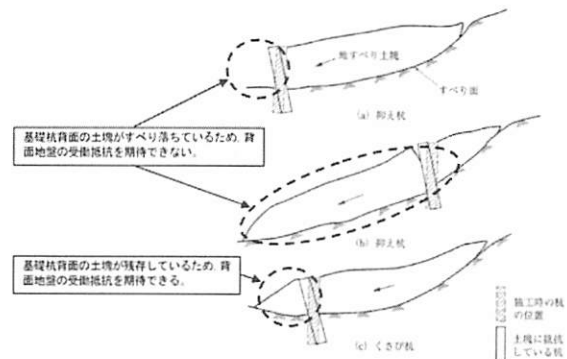
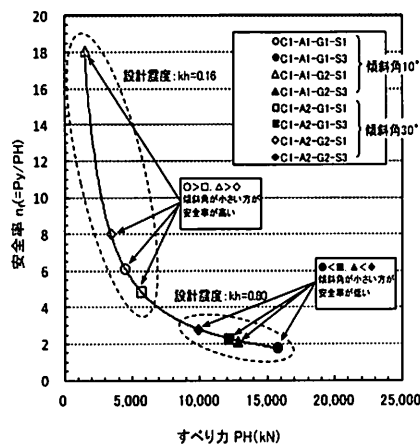


図-9 剛体杭の抑止効果における受働抵抗⁷⁾

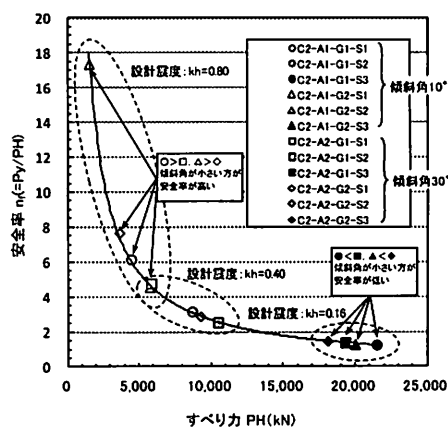
4. 地震による斜面変状に対する基礎の安定性に関する検討結果

(1) 斜面変状が生じる条件と基礎の安全率の関係

基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n_f とすべり力 PH (kN) の関係を図-10 に示す。ここで、安全率 n_f は、基

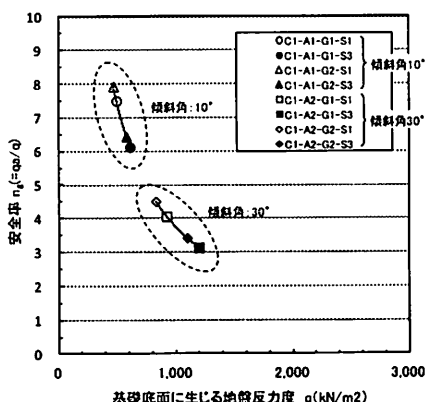


(a) 地層構成：C1

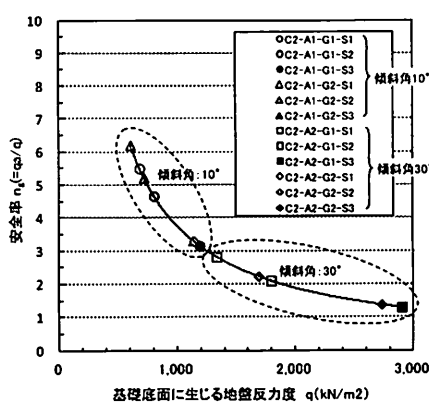


(b) 地層構成：C2

図-10 基礎の降伏水平耐力に着目した安全性の評価



(a) 地層構成：C1



(b) 地層構成：C2

図-11 基礎底面の鉛直地盤反力に着目した安全性の評価

礎の降伏水平耐力 P_y をすべり力 PH で除して求めたものを指す。設計水平震度 k_h やすべり層厚が大きく、すべり層である崖錐層の粘着力が低いほど安全率は小さい。一方、傾斜角については、 $k_h=0.16$ のケースでは大きい方が、逆に、 $k_h=0.80$ のケースでは小さい方がそれぞれ小さな安全率になっている。設計水平震度が大きい場合に傾斜角の小さい方が小さな安全率になっているのは、すべり力に関係するすべり土塊の重量が傾斜角の小さい方が大きく評価されることが要因と考えられる。したがって、傾斜角が小さくても一度すべりが生じると基礎の安全性へ与える影響が大きくなる可能性があることがわかる。

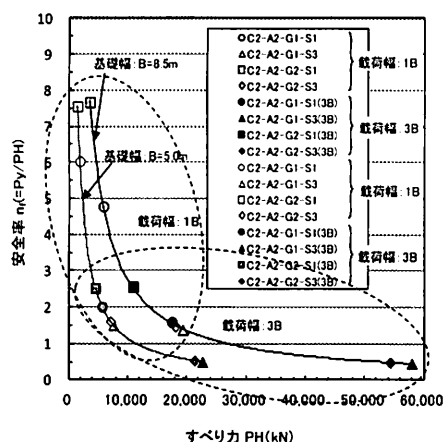
基礎底面の鉛直地盤反力に着目した安全率 n_k と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m^2) の関係を図-11 に示す。ここで、安全率 n_k は、レベル 1 地震時の地盤反力度の上限值 q_k をすべり力作用時に基礎底面に生じる地盤反力度 q で除して求めたものである。鉛直地盤反力度に対する安全率は、設計水平震度によらず傾斜角が小さい方が大きく、また、すべり層部が厚い方が同一の設計水平

震度で見た場合に安全率が小さくなった。

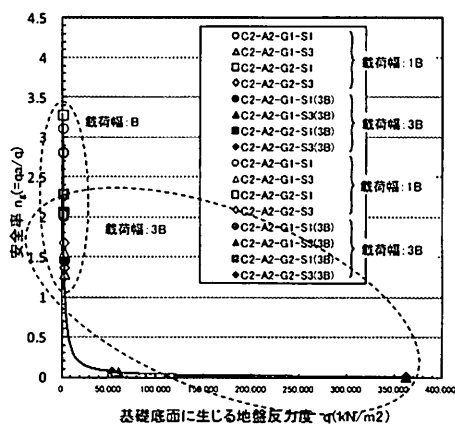
以上より、斜面のすべりに対する基礎の安全性は、同一の設計水平震度の場合で見ると、基礎が設置されている斜面の傾斜角だけではなく、基礎本体耐力と鉛直地盤反力度のどちらが先に限界状態に至るかや、すべり層厚などによっても異なるといえる。

(2) 基礎に作用する外力の載荷幅による影響

載荷幅に関する影響の検討は、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。なお、基礎形状の違いによる影響を把握するために、本項目についてのみ図-6 で示したモデルに加えて、基礎径を 5000mm としたモデルについても試算を行った。図-12 (a) に載荷幅 B の 1 倍のケース (1B) と 3 倍のケース (3B) の場合における基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、また、図-12 (b) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n_k と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m^2) の関係をそれぞれ示す。基礎径が同一のケースでみると、載

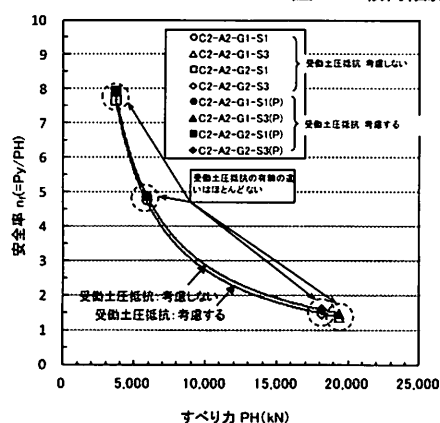


(a) 基礎の降伏水平耐力

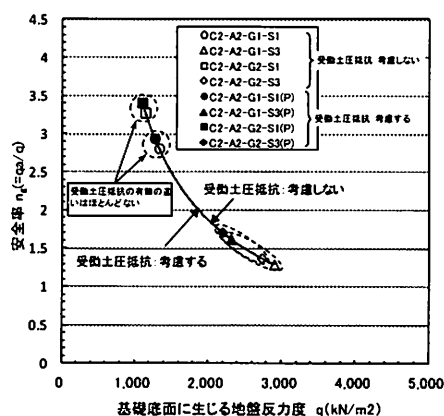


(b) 基礎底面の鉛直地盤反力度

図-12 載荷幅影響検討における安全性の評価



(a) 基礎の降伏水平耐力



(b) 基礎底面の鉛直地盤反力度

図-13 すべり面の受働土圧抵抗影響検討における安全性の評価

荷幅が広い方が狭い方よりも安全率が小さい。また、斜面のすべりに関する条件が同じで基礎径のみが異なるものを比較すると、確保されている安全率としては全体的にさほど差は見られない。試算ケースでは基礎幅 3B で $k_0=0.80$ のケースにおいて、基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに安全率が 1 を下回る結果となった。これより、載荷幅が基礎の安全性評価に与える影響が顕著であることから、この評価を適切に行うための検討が別途必要である。

(3) すべり面の受働土圧抵抗による影響

すべり面の受働土圧抵抗の有無による影響の検討は、載荷幅に関する検討と同様、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。図-13 (a) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎の降伏耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、また、図-13

(b) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n_q と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係をそれぞれ示す。基礎の

水平耐力及び鉛直地盤反力ともに受働土圧抵抗の有無による違いはほとんどみられないことがわかる。

5. まとめ

地震時に変状を生じる斜面の特徴の分析、ならびに、地震時に堆積土のすべり又は崩壊により斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎（柱状体深礎基礎）を対象に傾斜角や地盤定数などの斜面の条件、設計地震力などの斜面の変状が生じる条件や、基礎へのすべり力の載荷幅、受働土圧抵抗の考慮の有無が、基礎の安全余裕に及ぼす影響について解析的検討を行った。

この結果、次のことが明らかとなった。

- ・地震による斜面地盤変状事例を収集し、地盤変状箇所の地形・地質の特徴の整理と変状パターンの分類をおこなった。また、地盤変状の規模は、幅では 300m まで、長さでは 400m までのものが約 9 割を占めること、変状箇所の地質構造としては流れ盤の事例が多いという特徴が見られた。

- ・すべり力に対する基礎の降伏水平耐力の比として定義した安全率は、設計水平震度が大きい場合では傾斜角が大きい場合よりも緩い場合の方が小さくなり、傾斜角が緩くても一度すべりが生じると基礎の安全性に与える影響が大きい。また、斜面のすべりに対する基礎の安全性は、同一の設計水平震度で比較すると基礎本体耐力と鉛直地盤反力度のどちらが先に限界状態に至るかによっても異なる。
- ・外力の載荷幅が広いと基礎の耐震安全率が小さくなり特に大規模地震時における載荷幅の設定が安全性評価に及ぼす影響が大きい。
- ・受働土圧抵抗については基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに基礎の耐震安全評価に及ぼす影響は小さい。

今回の検討では、すべり面の仮定やすべり力の作用方

法などを簡易なモデルによっている。今後は、載荷幅の設定や、三次元的な広がりを持つことを考慮したうえでの検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1)浅井健一・日外勝仁・佐々木靖人：地震時に構造物基礎の安全性に影響を及ぼすような斜面地盤変状のパターン，地盤工学会関東支部発表会，2012
- 2)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説，2012
- 3)日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012
- 4)日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針，2009
- 5)独立行政法人土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第4037号，2006
- 6)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012
- 7)中村浩之：抑止杭による地すべり防止対策，2005