

構造物の安全性に関する報告書

“Report on Structural Safety”

The Structural Engineer, May 1955

1. 概要 この報告書は Institution of Structural Engineers の特別委員会が、1951年12月から1954年10月までの20回の会議で、安全性の問題を討議した結果をまとめたもので、より合理的な設計への新しい試みであるが、中間報告であつて最終的結論ではない。

2. 基礎事項 構造物が備えねばならない基本的要素

- (a) 使用目的にかなうこと、
- (b) 不安のないこと、
- (c) 危険を予知しうること。

3. 設計上の要素 安全性を判定するための設計上の要素

- (a) 建設地点及び基礎条件、
- (b) 材料及び工法、
- (c) 設計の特徴と荷重条件、
- (d) 設計計算法及びそれに関連する試験。

4. 安全率の基準 予想される荷重を極限荷重（破壊荷重）と比較するか、制限荷重と比較するかによつて、極限安全率と制限安全率が考えられるが、極限安全率を基本のものと考える。

5. 極限安全率の選定に関連する事項

X項 破壊の原因に関する事項

- A. 検査・維持・材料まで含めての意味での工法
- B. 管理方法も考慮しての荷重
- C. 構造型式も考へての応力解析の精度

Y項 破壊の結果に関連する事項

- D. 人命への危害
- E. 経済的影響

6. 極限安全率の算定方法 委員会の過半数が、最も簡単でしかも適用範囲の多いものとして支持したのは、表を用いる方法であつて、それは前節のA・B・Cの事項と表-1からXの係数を求め、D・Eの事項と表-2からYの係数を定め、XとYとの係数の積を安全率とする。

Xの係数については、A・B・Cの事項のおのおのに次の段階で程度差を与える。

- 優 [Very good (vg)]
- 良 [Good (g)]
- 可 [Fair (f)]
- 不可 [Poor (p)]

Yの係数はDとEとの事項だけであつて、そのおのおのを次の3つの分類にあてはめる。

重要でない [Not serious (ns)]

重要 [Serious (s)]

はなはだ重要 [Very serious (vs)]

こうして表-2からYの係数が得られるが、Yの係数は本質的にはXの係数を修正するものであるから、最小値としては1となる。

XとYとの係数が定められると、その結果を次のように組合わせて極限安全率とする。

極限安全率 = (Xの係数) × (Yの係数)

表-1 Xの係数

事 項	B					
	A	C	vg	g	f	p
vg	vg		1.1	1.3	1.5	1.7
	g		1.2	1.45	1.7	1.95
	f		1.3	1.6	1.9	2.2
	p		1.4	1.75	2.1	2.45
g	vg		1.3	1.55	1.8	2.05
	g		1.45	1.75	2.05	2.35
	f		1.6	1.95	2.3	2.65
	p		1.75	2.15	2.55	2.95
f	vg		1.5	1.8	2.1	2.4
	g		1.7	2.05	2.4	2.75
	f		1.9	2.3	2.7	3.1
	p		2.1	2.55	3.0	3.45
p	vg		1.7	2.15	2.4	2.75
	g		1.95	2.35	2.75	3.15
	f		2.2	2.65	3.1	3.55
	p		2.45	2.95	3.45	3.95

表-2 Yの係数

事 項	D			
	E	ns	s	vs
ns		1.0	1.2	1.4
s		1.1	1.3	1.5
vs		1.2	1.4	1.6

7. 表方式の使用例

(a) 水槽 地方の給水用鉄筋コンクリート高架水槽

A=g B=vg C=g D=ns E=s

すなわち、Xの係数=1.45、Yの係数=1.1

極限安全率=1.60

(b) 劇場 首都の鉄骨構造の劇場

A=g B=vg C=g D=vs E=s

すなわち、Xの係数=1.45、Yの係数=1.5

極限安全率=2.18

(c) アパートの壁 普通の都市の荷重のかかる練瓦造りの壁

A=p B=g C=p D=s E=vs

すなわち、Xの係数=2.95、Yの係数=1.4

極限安全率=4.13

(KK組間鳩ヶ谷出張所 片岡 明)

ロンドン都心地区における駐車問題の考察

C.D. Buchanan

Journal of the Town Planning Institute,
Jan. 1955

ロンドンにおいても都心地区の駐車問題が運輸当局によつて採り上げられ、1953年に都心部駐車対策に関する報告書が提出され、ガレージの建設、駐車メーターの採用、公正な路上駐車規制の実施等が提案されたが、このうち特に市内の歴史的な広場の地下にガレージを建設すること、路外駐車場の経営上の欠損を運輸省とロンドン都庁が折半して負担すべきことに対して異議を生じ、Buchanan氏はロンドン都心部駐車問題についておおむね次のような意見を述べている。

(1) 駐車問題は交通量を規制しなくては解決不能である。

(2) アメリカでは都市の駐車問題解決のために莫大な経費を投入しているが交通混雑と事故の根本的解決はいまなお達成されていない。この事実にかんがみ、駐車問題解決の追求に焦慮して都市の他の多くの価値を損傷すべきではない。この意味でロンドンの有名な広場の地下に駐車場を建設する方策は再考の必要がある。

(3) 駐車現象の性格はきわめて複雑である。駐車場の必要理由、駐車場所の種類、駐車時間の多様性等の性格を究明する必要がある、ことに駐車の原因として建築物との関係が重要である。単なる台数調査だけでもとづいて駐車対策を研究することは無意味である。

(4) いかなる建物についても駐車需要は三つの類型に分類できる。建物内から外へ出かける人のための駐車、通勤者の駐車及び来訪者の駐車である。この3種についてそれぞれ個別的に必要性を分析し、それぞれに有効な対策を立案すべきである。

(5) ロンドン都心部への通勤者のうち、自家用車を使用する者は通勤者全体の2%程度であるが、これは都心の街路交通の混雑と駐車の問題によつて抑制されている量であつて潜在需要を加えれば4%くらいになる。通勤者用の駐車場は少数箇所を集約すべきであり、各職場にそれぞれ付設しなければならぬ理由はない。

(6) 貨物の集配をするトラックの駐車は乗用車以上にいちじるしい交通障害となつてゐる。トラック対策についても乗用車と並行して研究することが急務である。

(7) 路上駐車は主な弊害は街路交通（警察、消防、救護活動を含む）の阻害と特定人による路側の独占である。前者は幹線街路上の駐車を禁止することによつていちじるしく解決され、後者は料金を支払つて路外駐車場を使用すればよい（ロンドンでは既設有料ガレージはなお相当の余裕がある）。将来の需要増に対しては路側駐車場の有料制、建物内の駐車場の付設、民

営路外駐車場の建設によつて解決できる。この3種の駐車施設のうち、地方庁が管理すべきものは路側駐車場（駐車メーター）である。

(8) 前項の各種の方策の実現について最も重要なことはこれら施設の建設及び経営の所在がどこにあるかを合理的に決定することである。一般論としては駐車場建設の責任は自動車運転者と駐車目的地（建築物）の所有者または使用者にあり、一般市民が連帯責任をとる理由はない。ただし交通上支障のない路上の短時間駐車が実際上きわめて便利なことは事実であり、また、既設建築物に駐車場を挿入することは困難であるから多数の建物への駐車需要を集約収容する路外駐車場の建設も必要になる。この場合新設建物所有者（駐車場付設の義務を与えられる）と既設建物所有者との間の不公平を除去する措置が必要である。

(9) 駐車場の運営に対する一般租税からの補助（地方庁が運営する場合）はそれが納税者の利益に貢献する場合にのみ許される。これが該当する駐車場は都心部の短時間駐車場（路側を含む）である。

(10) 都心部の短時間駐車場は前項の趣旨から地方庁が建設管理すべきであるが、これだけでは需要を賄いきれないから新築建物の付設駐車場もできるかぎり短時間駐車を収容するよう設計すべきである。

(11) 工場については工場管理者が自力で駐車場を付設すべきかどうか疑問がある。工場に対しては公営または民営の有料駐車場を適宜集約的に配置するのが得策である。

(12) 貨物の集配については、経営上建物に所属する自動車の駐車場は絶対的に建物所有者または占有者の責任において設置すべきである。既設建物についても可及的速やかにその付設を実施させねばならない。

(13) 長時間駐車場は公営または民営の有料路外駐車場に収容することが望ましい。この場合公共資金の補助を与えるべきではない。

(14) 短時間駐車と長時間駐車は都市の規模性格、地方の状況等によつて異なる。たいていの都市ではこの境界を30分程度と見てよいが、各都市によつて当然変化すべきである。

(15) 駐車料金は駐車場の建設費を考慮に入れて制定する。一般に小都市ほど料金は安い。短時間駐車をなるべく安くし、長時間駐車を割高にすることが望ましい。また長時間駐車料金は都心に近い場所ほど高くし、時間が長くなるにつれて適増すべきである。もちろんその標準料金は都市の事情、経営の性格（公営か民営か等）によつて変るのが当然である。

（建設省首都建設調査室 中村 滋）

スベリ面は存在するか？

"Do Slip Surfaces Exist?"

by W. Kjellman

Proc. European Conference on Stability

of Earth Slopes, Vol. I, 1954

土の法面安定の一般理論は次の2つの仮定にもとづいている。

A. 法面の崩壊はスベリ面の発生によつておこり、この面の上部の土塊はこの面にそつて下部の土塊の上をすべる。そして両部分の土塊自体は rigid のままである。

B. スベリ面上の各点でセン断応力 τ が土のセン断強度に到達したときに破壊がおこる。この強度は真の粘着力 (true cohesion) と真の内部摩擦 (true internal friction) の和に等しい。後者はスベリ面上の有効圧力 σ に $\tan \phi$ を乗じたものである。ここに ϕ は真の内部摩擦角である。

このような仮定によれば、スベリ面上ではどの点においても、この面と最大主応力のなす角は

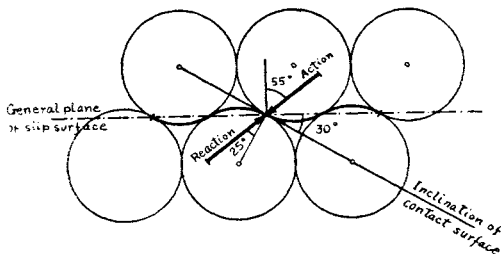
$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi}{2} \dots \dots \dots (1)$$

となる。

このような数学的仮定であるスベリ面が厳密にいつて存在するであろうか？ 筆者は次のような例をあげて上述のスベリ面の概念が疑わしいことを結論している。

1. 乾いたゆる砂の破壊に際してはこのようなスベリ面があらわれない。
2. 粘土の一軸圧縮試験におけるスベリ面は、その荷重速度によつてその傾きを異にする。
3. 例えば一面セン断の場合 (砂, $\phi=35^\circ$)、スベリ面に平行な応力を σ_p 、垂直な応力を σ_n とすると σ_p は最初約 $0.5\sigma_n$ であつたものが、破壊時には約 $2.0\sigma_n$ にまで増加しなければならぬことになる。いわゆる面の中のスベリ運動によつて応力をこの面に平行にこのように大巾に制御しうるかどうかが疑わしい。
4. 土を模型的に径の等しい球の堆積と考えると、**図-1**のごとく内部摩擦角は 55° ということになる。しかし実際には粒子の丸い均質砂の内部摩擦角は 35° 以下である (粒子間の摩擦角は 25° とした)。

図-1



そこでセン断破壊は面ではなく、**区間 (space)**のうちでセン断ヒズミが過大になつたためにおこるもの

と考えた。この過大なセン断ヒズミ (excessive change of angle) は土塊中の強く応力をうけた領域中の最も弱い薄層の中に始まり、そしてその後の破壊の進み方は、セン断ヒズミが、いかにその土のセン断強度に影響するかによつてきまる。これは二つの場合が考えられ、それによつて二つの異なつたタイプの破壊が生ずる。

すなわち、ある土ではこの薄層内の excessive change of angle はこの層のセン断強度を減じ、その結果破壊は促進されるが、この層内にかぎられる。かかる土を **もろい (brittle)** と称し、かかる破壊現象を **層破壊 (layer rupture)** とよぶ。一方ある土では薄層内の excessive change of angle は、この層のセン断強度を増大させ、その結果この層のセン断ヒズミはさまたげられる。載荷がつづけばこれと同じことがつぎつぎに弱い層内におこり、強く応力をうけた領域全部に、その土のセン断強度を超過するまで続いて、はじめて破壊がおこる。かかる土は **かたい (tough)** と称し、この現象を **領域破壊 (region rupture)** とよぶ。

かくて、前のスベリ面の概念、すなわち仮定Aは、層破壊、領域破壊の概念によつておきかえられ、仮定Bは“スベリ面”という項を“最大主応力に対して $45^\circ - \phi/2$ の傾きをなす面”という言葉でおきかえればそのままよい。ただこの面はスベリ面ではなく、どの破壊層にも平行でなく、なんら物理的意味をもたぬことに注意しなければならない。

また破壊層 (あるいは領域) 内では zero elongation の方向と最大主応力の方向のなす角 α_1 は、破壊に際しての土の膨脹性 (dilatancy) によつてきまる。土が均質であれば

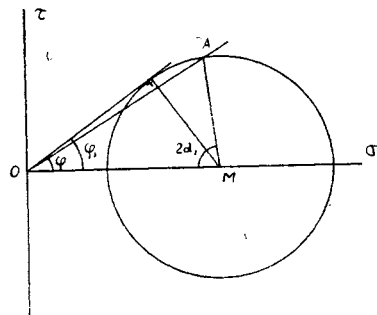
$$\cos \alpha_1 = \sqrt{\frac{\alpha+1}{2}} \dots \dots \dots (2)$$

となる。ここに d は dilatancy である。

式 (1) は式 (2) によつておきかえられるべきものである。式 (2) は破壊層 (または領域) 内でよく成立つ。

以上の結果を一面セン断試験の場合に適用する。**図-2** は粘着力のない砂についてのモールの図で、A点 は水平な破壊面上に働らく応力をあらわす。A点から

図-2



σ 軸に $2\alpha_1$ なる角をなす直線をひく(式(2)を用いる)。それが σ 軸との交点 M を中心に A' を通る円を画けば、それがこの場合のモールの円となる。そして原点 O からその円に切線をひけば実摩擦角 (real angle of friction) φ_1 がわかる。一般には A と O とを結び σ 軸とのなす角 φ を求めて摩擦角としている。図-2 と式(2)から φ と φ_1 の関係は

$$\tan \varphi = \frac{\sqrt{1-d^2} \cdot \sin \varphi_1}{1-d \sin \varphi_1}$$

となる。一方、三軸圧縮試験においては加えた荷重による主応力から結果を整理しているから、 φ_1 をうるることができる。 φ_1 は φ よりも常に大きいから、三軸圧縮試験は常に同じ土について、一面せん断試験よりも高い強度を与えるものと考えねばならぬ。しかし三軸試験では中間主応力が一面せん断試験の場合(および実際の法面安定を論ずる場合の条件)よりも小さすぎるのでこの傾向は相殺され、結果の信頼性もおちる。

法面安定を論ずる場合は法面内の破壊層(あるいは領域)中の応力とヒズミの条件は一面せん断試験の場合と変形の拘束状態がにている。従つて普通行われているような安定計算法を用いるかぎりは見掛けの摩擦角を用いればよい。(建設省土木研究所 久野悟郎)

熱勾配がある場合の土中水の移動

“Movement of Soil Moisture under a Thermal Gradient”

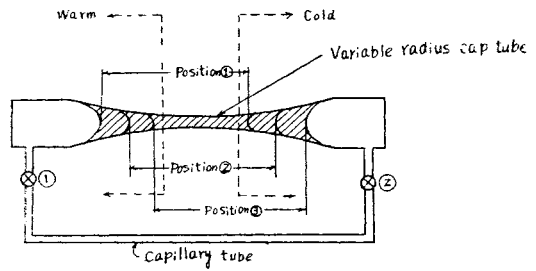
by R.L. Rollins, M.G. Spangler, D.K. Kirkham.
Proc. H.R.B. 1954

交通荷重をうける道路の支持力の大小は土の含水量により大きく左右されるということは今や常識になっている。したがつて土中水の移動、不透過性の舗装下部への水分の集中および路床土中の含水量の変動をおさえるという一般的な問題は道路技術者にとつて最も重要なテーマの一つである。

多数の研究者は土中水の移動は温度勾配があるために起つているということを示しているが、土中水の移動の機構の説明に関してはかなり意見の不一致がある。本文は外部と水分の移動を遮断した場合 (closed system) に温度勾配をうけて土中水が移動する問題につき理論的、実験的な研究を行つたもので、定常的に気体として移動する水の量を定量的に決定するために一つの式を誘導し、これと実験の結果を比較している。しかし理論計算と実験値とは合っていないが、土中水の移動の機構についての説明は面白い。

土中水の移動の機構の説明には土の状態をあらわすために温度勾配を受ける 図-1 に示すような毛細管の模型を考える。模型の毛細管の両端は閉ざされており、毛細管は半径が中央にゆくほど細くなつており、

図-1 Capillary Model



そして両端の空気と水の接触部ではメニスカスができるように水が満たされている。管の端は図に示すように小さい毛細管で互いに連結している。この模型は粒径がいろいろ異なつており、したがつてメニスカスの半径の異なる土中の毛管水と同じで、土の含水量が変化したときにメニスカスの半径が変化するのにならせてある。連結する小さな毛細管は水で飽和していない土の中の空気だけの間隙をあらわしている。

図中の①の位置は全体が一定の温度のときの毛管水の平衡状態の位置をあらわしている。すなわち半径の変化する毛細管の端における水蒸気圧と連結毛細管における水蒸気圧は同じである。もしこの模型に温度勾配をあたえると、つぎに述べる2つの異なる過程が同時におこることになる。まづつぎの記号を定義しよう。

- T_h : 高温部における水の表面張力
- T_c : 低温部 " "
- ΔP_h : 高温部におけるメニスカスの境界面の圧力降下
- ΔP_c : 低温部 " "
- r : 温度勾配を加える前のメニスカスの半径
- Δr_{c1} : 表面張力の影響のためにおこる低温部のメニスカスの半径の変化
- Δr_{h1} : 表面張力の影響のためにおこる高温部のメニスカスの半径の変化
- Δr_{c2} : 水蒸気の拡散のためにおこる低温部のメニスカスの半径の変化
- Δr_{h2} : 水蒸気の拡散のためにおこる高温部のメニスカスの半径の変化
- ΔP : 空気と水の境界を通しての圧力降下
- T : 液体の表面張力

第一の過程は温度によつて水の表面張力が変化するために、メニスカスの位置は②の位置にならうとする傾向がある。それは水の接触角を0とすると、

$$T_c > T_h, \Delta P = \frac{2T}{r}$$

であるから

$$\Delta P_c > \Delta P_h$$

したがつて半径が変化している毛細管中の水は①から②へ移動しようとする。②の位置になると、

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta P_c &= \Delta P_h \\ \Delta P_c &= \frac{2 T_c}{r + \Delta r_{c1}}, \quad \Delta P_h = \frac{2 T_h}{r - \Delta r_{h1}} \end{aligned} \right.$$

すなわち低温部では表面張力の増加の影響は低温部に向つて水分が移動してメニスカスの半径が増加することによつて埋合わされることになる。同様に高温部では表面張力が減少するが、これはメニスカスの半径が減少することによつて埋合わされる傾向がある。要するに全体として新しい平衡の位置になるように毛管水の状態がなつてゆく。

上の式であきらかなように、低温部のメニスカスの半径は高温部のメニスカスの半径よりも大きい。もしこの影響を外部と水分の出入を遮断した水で飽和していない土の場合に移せば、低温部の含水量は高温部の含水量よりも大きいことになる。

第二の過程は小さい毛細管を通して水が水蒸気として拡散してゆく場合である。高温部のメニスカスに接続している水蒸気圧力は低温部のメニスカスに接続している水蒸気圧力よりも大きい。そのため水蒸気は連結毛細管を通して高温部より低温部へ拡散してゆく。

ある時刻に高温部においてはメニスカスが蒸発してその半径は Δr_{h2} だけへるが、低温部においては水蒸気がメニスカスに沈澱してその半径は Δr_{c2} だけ増加する。したがつて

$$\Delta P_c = \frac{2 T_c}{r + \Delta r_{c1} + \Delta r_{c2}}$$

$$\Delta P_h = \frac{2 T_h}{r - \Delta r_{h1} - \Delta r_{f2}}$$

②の位置で平衡を保っていたものが上式のようになると、 $\Delta P_c < \Delta P_h$ となるから毛管水は低温部から高温部へ移動しようとする。上の模型で温度勾配が維持されていれば、結果的には水蒸気として高温部から低温部へ移動した水分は液体として低温部から高温部へ移動する水分と等しくなることになる。この周期的な移動の平衡条件は 図-1 の③の位置で示されることになる。

連結した毛細管のバルブ①と②を閉じ、半径の変化する毛細管の代りに土を入れたパイプを考えると循環をゆるさない場合になるが、この場合も温度勾配があると高温部から低温部へ液体の状態では水を動かす力がある。水の単位体積当りのこの力を F_t とすると、水分の移動は全体として低温部へ水が集まることになる。しかし同じ土では水は液体としては湿つた部分から乾いた部分へ移動する傾向があるので、この力を F_w とする。上のように考えると温度勾配があると水は液体の状態では高温部から低温部へ F_t の作用のもとに移動し、水分が低温部に集まると高温部における水分不足のために生ずる力 F_w が働らき、それが水を低温部から高温部へ移動しようとする傾向を生ずる。そして結局 $F_t = F_w$ の点に到達して液相の移動が終ることになる。

水蒸気としての移動は、温度勾配のために高温部と低温部の間に水蒸気に圧力差をつくる。したがつて水蒸気は高温部から低温部へと空隙を通して拡散する。そして水分は液体として低温部から高温部へ流れようとする傾向になり 図-1 の場合と同じ機構と考えられるようになる。流れの割合を追跡するためには連結管の中に水銀を少し入れておいてその移動をしらべればよい。

ついで本文では定常状態における拡散過程の一般式より出発して 図-1 を考慮し、水蒸気が完全ガスであると仮定してクラペイロンの式を利用して次の式を誘導している。

$$q = 2.3 \times 10^{-6} \alpha \phi \frac{L P_v}{(P - P_v) T^{0.7}} \frac{dT}{dx} \quad (\text{gm/sec/cm}^2)$$

ここに

q : 単位時間に単位面積を通して x 方向に流れる水蒸気の量

α : 土の構造による係数

ϕ : 空気間隙の容積比

L : 蒸発熱 cal/gm

P_v : 水銀柱であらわした水蒸気だけの圧力

P : 湿気を含む空気の全圧 (mmHg)

R : ガス常数 cal/gm.mole/deg K

T : 絶対温度

この式を実験値と比較するために、上の式において α の値として Penman にしたがつて $\alpha = 0.66$ とし、以下実測値として

$$\phi = 0.215, \quad T = 23.8^\circ\text{C}, \quad \frac{dT}{dx} = 2.8^\circ\text{C/cm}$$

$$L = 583.7 \text{ cal/gm}, \quad P_v = 22.11 \text{ mmHg},$$

$$P = 76 \text{ mmHg}$$

を得たのでこれらを上の式に入れて

$$q = 2.3 \times 10^{-6} \alpha \phi \frac{L P_v}{(P - P_v) T^{0.7}} \frac{dT}{dx}$$

$$= 2.03 \times 10^{-7} \text{ gm/sec/cm}^2$$

土の断面積は 19.6 cm² であつたので全体の流れは

$$q = 19.6 \times 2.03 \times 10^{-7} = 0.397 \times 10^{-5} \text{ gm/sec}$$

しかし実験の場合に実測した値は

$$q = 2.4 \times 10^{-5} \text{ gm/sec}$$

であつた。

これによると実験値は理論値よりも6倍も大きい。これは α の値などの係数のとり方にも問題はあるであろうが、この種の問題の理論的なりあつかい方の困難さを示しているようである。

(建設省土木研究所 竹下春見)

ポストテンション方式により PS コンクリートを施工するさいの諸問題

Beton und Stahlbetonbau には PC 鋼線とシース間の摩擦損失及び PC 鋼線周囲へのグラウチングについて多くの論文が発表ないし紹介されている。これらの問題はわが国でも注目され、研究されているもの

であるからここにまとめて紹介してみる。なお 1954 年までの論文は土木学会誌 39 巻 10 号の資料欄で主要なもの紹介しておいたからここではふれない。

○ May 1954 p.111, Robert Schwarz “Spannbetonförderbrücken in der Gaskokerei Berlin-Mariendorf (PC 鋼線周囲へ注入してから間もなく現場架設をする必要があり、かつ外気温は $-1\sim 2^{\circ}\text{C}$ であつたのでグラウトの凍結による害を懸念して実験が行われた。まずガラスビンにグラウトをいれ一晚屋外に放置したらビンが割れていた。次に鉄筋の少ない $50\times 60\times 12\text{ cm}$ のコンクリート内にかぶりを 4 cm としてシースを配置し、 $w/c=0.38\sim 0.40$ とし分散剤としてプラスチックを 1% 用いたグラウトを注入してのちただちに -4°C の室に 17 時間放置したのち出して、みたらコンクリートにはきれつがなかつたが、グラウトは凝結していなかつた。ところが材令 3 日では初期に 17 時間も -4°C という温度においておいたにもかかわらずプラスチックな状態を脱していたという。この結果から注入後 2 日で現場に桁をすえつけることにしたという)

○ Juli 1954, p.156~165, Oskar Völter “Die Reibung im Spannbeton” (緊張弛緩を繰返す工法を主として扱っている。土木学会誌 39 巻 10 号に紹介した論文の続編である)

○ Februar 1955, p.64~71; März 1955, p.89~93, Arthul Röhnisch “Die Einwirkung von Frost auf den Einpreßmörtel von Spangliedern” (1951 年春アーチ橋の PS コンクリートハンガー部材に縦方向のひびわれが生じて問題になつたが 1953 年秋にも PS コンクリート多径間橋に同様なきれつが生じた。両者とも静的並びに動的載荷試験の結果、載荷による応力が原因となつてきれつを生じたものでないことが確かめられた。両者に共通していたことは注入後零度以下の気温にさがつたことであつたので Röhnisch はブリージングによる水が凍結したさいにこのような害をなすものであるとし、普通ポルトランドセメントにボゾラン、AE 剤、アルミ粉を加えたもの、アルミナセメント等を用いたグラウトについて (1) グラウトの材料分離、(2) 凝結に及ぼす温度の影響、(3) 凍結の及ぼす影響等を研究し空気量と化学変化をしない水の比が 9% 以下であるとグラウトの凍結膨脹作用により害をうけるとしている。

○ May 1955, p.151~152, Utescher が抄録

Cooley, Friction in post-tensioned prestressing systems 1953, Estimation of friction in prestressed concrete 1954, Research Reports of Cement and Concrete Association, Londonより (摩擦によるプレストレスの損失はジャッキ内の摩擦によるもの、定着部内部の摩擦によるもの、PC 鋼線曲線部に生ずるもの、PC 鋼線直線部に生ずるもの、の 4 つにわけ

られる。最初の 2 つはマンメーターの読みと緊張力との関係を求めておき、PC 鋼線の許容応力を超過させないために求める必要があるが大体圧力に比例するようである。あとの 2 つは各点の緊張力を知るために必要である。 $V_x=V_0e^{-(Kx+\mu\alpha x)}$ ただし V_x は緊張端から x の距離の所の緊張力、 V_0 はジャッキ及び定着部内の摩擦損失を除いたあとの緊張端の緊張力、 K は直線部 1 m あたりの緊張力の減少率、 μ は方向変化 1 rad 当りの緊張力の減少率、 α_x を x までにおこつた PC 鋼線の方向変化とすると、 μ 、 K の値は大体次のとおりである。Fressynet 方式 $\mu=0.25\sim 0.55$ 、鋼と鋼では 0.35、コンクリート鋼では 0.55、ジャッキ及び定着部内の摩擦損失は 5%、 $K=15\sim 0\text{ (m}^{-1}\cdot 10^{-4}\text{)}$ 、振動を加えると大きくなる。Lee-McCall 方式 $\mu=0.3\sim 0.55$ 、 $K=30\sim 50$ 、 $15\sim 30$ 、 $0\sim 15\text{ (m}^{-1}\cdot 10^{-4}\text{)}$ 、ただし各シースの余裕が 3 mm, 6 mm, 12 mm の場合、ジャッキ内の摩擦損失 1~5%、定着部内の摩擦損失 0)

○ Juli, 1955, p.187~189, Volker Hahn, Ausgleich des Reibungsverlustes in Spanngliedern durch Einwirkung von Wärme (摩擦によるプレストレスの損失を PC 鋼線を緊張前または緊張後に加熱によつて補償する方法について考察を加えている。加熱の方法については蒸気によるのが便利であることを指摘し、温度分布は計画的なものにするのが望ましいが実際問題としてはなかなかむづかしいとしている。しかしスパン 13.6 m の桁につき実験し温度上昇を測つたところ外気温より $92\sim 98^{\circ}\text{C}$ 上昇という値を示し、蒸気導入端が熱かつた。従つて摩擦損失の大きい箇所から蒸気を導入するのが有効であろう。なお、この平均 95°C の温度上昇はわづか 1~1.5 分の加熱によつて得られたものでありコンクリートの温度はシースの付近でも上昇しなかつたといつてよかつた。実際上は所定の温度上昇を得たのち、ただちにシース内を冷却することによりコンクリートへの影響は全く問題にならなくなるであろう。平均 95°C という温度上昇は約 2100 kg/cm^2 のプレストレスを確保したことを意味している。高温における PC 鋼線の残留ヒズミ、シース加熱によるコンクリートへの悪影響等、いろいろ解決しなければならぬ問題も多いが、しかし有望な解決法であると思われる)

○ 関連文献 Spannbeton für die Praxis Kap. 7, 8. F. Leonhardt 1955; Guyon, Moll の著書も少し参考になる。仁杉 巖, 支間 30 m のプレストレスコンクリート鉄道橋, 土木学会論文集第 27 号; 三浦一郎・菅原 操, プレストレストコンクリート鋼線の摩擦, 鉄道業務研究資料第 12 巻 7 号; 菅原 操, ノモグラムによる PC 鋼線緊張作業, 土木学会誌第 40 巻 7 号; 菅原 操, プレストレスト コンクリートのグラウチング, 鉄道業務研究資料第 12 巻 14 号。

(鉄道技術研究所 樋口芳朗)