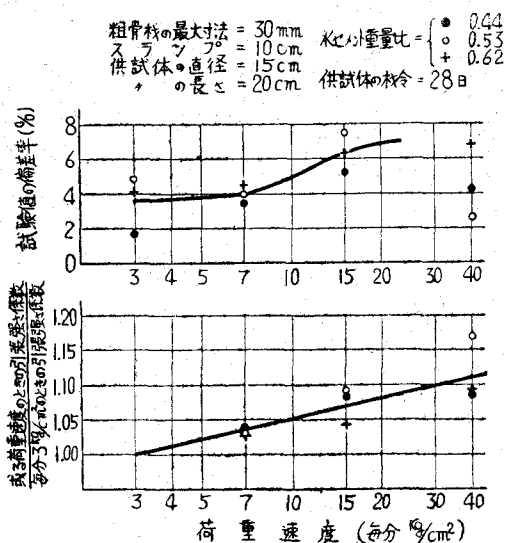


表-1

圖-2 荷重速度と引張強さ係数との関係



供試体を試験機へ偏して据えたときの破壊荷重

供試体と長さの方向に偏心して据えたとき			供試体の鉛直直径を偏心して据えたとき		
偏心量	偏心した長さ1cmの破壊荷重 A kg	偏心した長さ1cmの破壊荷重 B kg	偏心量	偏心した長さ1cmの破壊荷重 A kg	偏心した長さ1cmの破壊荷重 B kg
$\frac{A}{B}$			$\frac{A}{B}$		
$a=0.5\text{cm}$ $l=20\text{cm}$ $\frac{a}{l}=2.5\%$	524		$a=0.2\text{cm}$ $d=15\text{cm}$ $\frac{a}{d}=1.3\%$	574	
$a=0.3\text{cm}$ $l=12\text{cm}$ $\frac{a}{l}=2.5\%$	522	594	$a=0.3\text{cm}$ $d=15\text{cm}$ $\frac{a}{d}=2\%$	552	594
$a=0.6\text{cm}$ $l=12\text{cm}$ $\frac{a}{l}=5\%$	527				
粗骨材の最大寸法 = 30mm 水セメント重量比 = 0.53 供試体の直径 = 15cm			スランプ = 10cm 材令 = 28日		

(81) 観音山隧道改築工事について (15分)

国鉄岐阜工事部 大平 拓也

今後益々その重要性をますます隧道改築なる問題に対して、国鉄に於いては環金隧道、宇佐美隧道等僅かに2、3の実例があるのみで、未だ実際に立脚した多方面からなる充分の検討が出来ていない現状と考えられる。観音山隧道改築工事は環金隧道の場合とは工法を異にしてをり、工事途上で結論的資料を出せないが、実際施工の体験より隧道改築工法の一つとして研究すべきことと多く、工事概況の説明と並行して隧道改築工法としての検討に重点を置き、以下の各項に就き説明する。

1. 概要 飯田線中井侍一伊郡小沢間観音山隧道(530m)の中央部約100mが被害を受け、変状激しく剥落相続き列車運轉が危険に曝されるに至ったので、昭和24年8月より第1期35mの改築に着手した。
2. 施工計画の確立まで 山の状態、工費、工期、安全度、特に電気運轉区間である点等を考慮検討の上、環金隧道の工法(圖-1)とは違った夜間の閉鎖工事で本線を使用して隧道内面より改築する工法(圖-2)を採用した。後の各項に於いて詳しく述べるが此所に概括的な両工法の比較を述べる。
3. 線路低下及び移動 断面の変状著しく鉄製セントルを最も支障少なく且つ列車に対する内空断面を確保する爲に線路の低下及び移動を行ふ。
4. 鉄製セントル及び基礎コンクリート 環金隧道に用いたものの脚部を建築限界の関係上より改造したものを使用した。
5. 閉鎖工事及び停電作業 電気運轉区間であり、作業上汽車運轉区間に較べて種々不利な点がある。
6. 鉄製セントルの建植 鉄製セントルの建込は隧道改築には先ず不可欠のものであり、これが建込方法は研究の要がある。観音山隧道では環金隧道と違って、坑外、坑内共に各種の条件が不利であるので、坑内に於ける現場組立法を採用した。此の方法は予期以上の成績を上げ、更に改良すれば相当の高能率をあげ、他の条件の隧道に於ても用ひ得るので詳説する。
7. 掘鑿 ボキータ車上に組立てた櫓を用い、鉄製セントル間隙より頂設導坑に切上り、壘築一打の3.40mを、起供線以下150mまで切抜げる特殊の逆巻工法によつた。これは建設隧道と違って側壁掘鑿、壘築の際に

支えが自由にとれないのと山が悪い爲である。掘鑿、ブリ出、支保工材の搬入等全て条件悪く苦しい。

8. 被害の原因に対する推察 地質状態及び在來の施工状態よりして被害の原因を推察するが、大半の原因は施工不良にありと思はれる。

9. 疊築 掘鑿開始より覆工完成までの時間を最小限度にすることが、隧道改築の根本原則であることは云ふまでもない。拱架は鉄製セントル上の極めて乏しい空間に、且つ線路移動により必ずしも鉄製セントルに対して、左右対称でない7-9セグメントで組まねばならず基だ面倒である。又コンクリートの運搬並びに打込みも、本線上よりの跳上げ及び60cmピッチの鉄製セントルの間隙よりして容易でない。コンクリート配合及び冬季に於けるコンクリート養生状態に対する調査を説明する。

10. 改良, 改善案の2, 3

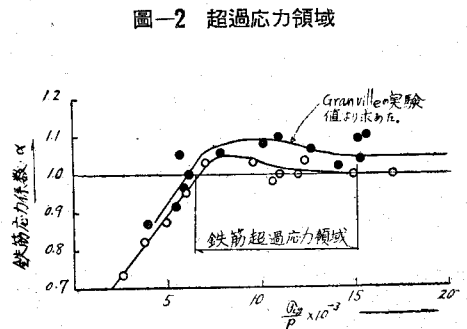
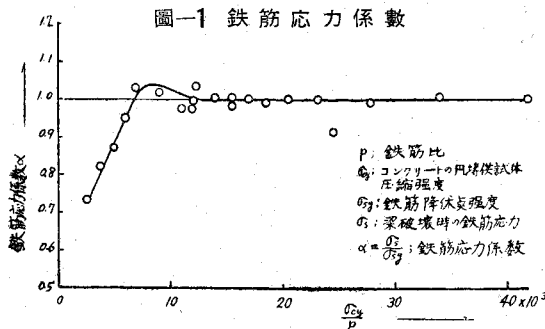
(82) 鉄筋応力係数と有効鉄筋比 (15 分)

早稲田大学 神 山 一

1. 鉄筋応力係数 塑性理論に於ける一般仮定を用ひ、破壊時の鉄筋応力を σ_{sy} (鉄筋降伏点強度) とせず、 $\alpha \cdot \sigma_{sy}$ にて表はし、実験に依つて求めた $\frac{M}{bd^2\sigma_{cy}}$ に対して α を求めると次の式にて表せる。

$$\alpha = \frac{1}{p\beta_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{bd^2\sigma_{cy}}} \right) \dots\dots\dots (1)$$

α と $p\beta_y$ 或は $\frac{\sigma_{cy}}{p}$ の関係を求めて見ると、鉄筋の降伏点強度一定の場合は $\frac{\sigma_{cy}}{p}$ と、一般の場合は $\frac{1}{p\beta_y}$ と、一次的関係をもつて居る。更に α は $\alpha < 1$, $\alpha = 1$, $\alpha > 1$ なる三つの状態にあることが解つた。従つて破壊曲ゲモーメント係数 $\frac{M}{bd^2\sigma_{cy}}$ も、三つの状態について考慮されるべきであると考えらる。



2. 鉄筋超過応力領域 鉄筋応力係数 α より $\alpha > 1$ なる領域のあることが解る。(6~7) $\times 10^3 < \frac{\sigma_{cy}}{p} < (13 \sim 15) \times 10^3$ に於て $\alpha > 1$ である。これが鉄筋超過応力領域であつて、この範囲内で鉄筋が最も有効に働く。超過応力現象が何に原因するかは R. Saliger, K. Hajnal-Kouyi, G. V. Kazincy S. Bryla, G. Magnel, R. H. Eanvan, F. Gebauer, G. P. Manning, G. Magnel S. Steuermann, K. W. Johnson, R. Guldán に依つて夫々考へられて居るが現在解らない。

3. 鉄筋応力係数と有効鉄筋比 鉄筋の最も有効に働く α_{max} を小野氏, Granville, Slater-Lyse, Humphrey 及び Lossés の実験値に対して求めて見ると $\frac{1}{p\beta_y} = 4.0 \sim 4.3$ の間に存在する。大略の値として $\frac{1}{p\beta_y} = 4.2$ にとると $p\beta_y = 0.238$ となる。この値は H. Kempton Dyson, R. Maillert, R. Saliger, Inge Lyse, C. S. Whitney の提案する値に比して著しく小さい。今迄各氏に依つて提案された値は鉄筋応力係数よりすれば $\alpha < 1$ の状態であらうと思われる。

各氏の提案せるものと鉄筋応力係数より求めた値を図示すると次の如くなる。

各氏の提案せる鉄筋量が、鉄筋応力係数より求めた値より大きいのは、梁の破壊時に於ける鉄筋の応力がコンクリートの強度、及び鉄筋量に無関係に、降伏点強度に達するものとする仮定に起因するものと考えられる。