

カルバートに作用する鉛直土圧の評価

Evaluation of Vertical Earth Pressure on Culvert

田中博明* 根岸正充** 石川博之***

Hiroaki TANAKA, Masamitsu NEGISHI and Hiroyuki ISHIKAWA

カルバートに作用する鉛直土圧が、土かぶり厚とカルバート幅との比にどのように関係しているか検討した。北海道で築造された数カ所のカルバート(土かぶり厚10 m以上)の鉛直土圧を測定した結果、従来の評価以上の土圧が作用する場合が多いことがわかった。そこで、鉛直土圧の評価方法を検討した結果、FEM解析である程度評価できることがわかった。

《土圧；カルバート；高盛土》

Vertical earth pressure on culvert was investigated in terms of H/B ratio (H : height of banking on culvert, B : breadth of culvert). The vertical pressure was measured on several culverts with high banking ($H > 10$ m) in Hokkaido. It was found that most of the observed pressures are significantly higher than the estimated values obtained by the conventional calculating method. As a result, it was emphasized that FEM analysis is useful for the evaluation of the vertical pressure on culvert.

Keywords: earth pressure, culvert, high banking.

まえがき

カルバート頂版上に作用する鉛直土圧の評価は、カルバート断面形状を決定する上で重要な条件であり、これに関するものとして、「道路土工指針—擁壁・カルバート仮設構造物指針¹⁾」では、土かぶり厚10 m以内を前提としたボックスカルバートの鉛直土圧の評価方法について述べられている。しかし、土かぶり厚10 m以上および比較的大きな開削工を伴う直接基礎など、特殊と考えられるケースについては明確に示されていない。

このような現状の中であって、近年の開発事業の進展に伴う山岳道路の建設などで必要となってきた土かぶり厚10 mを超えるカルバートでは、どのように鉛直土圧を評価し、設計すべきか大きな問題点となってきた。そのため、当報文ではこの問題に関し、基礎工研究室におけるこれまでの調査・成果を整理検討し、考察を

加えるとともに、その評価方法について若干述べる。

1. 調査・概要

カルバートの挙動および鉛直土圧の把握は、現場における多様な土質および施工形態を考えると、実際に施工されたカルバートの計測調査によるのが最も的確と考えられる。このため、土かぶり厚10 m以上の5カ所を対象に土圧計および鉄筋計の設置を行い、施工経過に応じた計測を実施した。測定カ所は、当所一現場(土かぶり厚25 m)を対象に昭和50年度から各種計器を設置し測定を行っていたが、道内各所で土かぶり厚10 mを超えるカルバートが築造されるにいたり、さらに4カ所の現場において、盛土施工完了後長いもので5年程度経時変化を測定し、昭和60, 61年で調査を終了した。調査カ所は、それぞれ札幌開発建設部管内2カ所、小樽開発建設

*基礎工研究室員 **同室長 ***前基礎工研究室主任研究員 現帯広開発建設部帯広道路事務所工事課第2建設係長

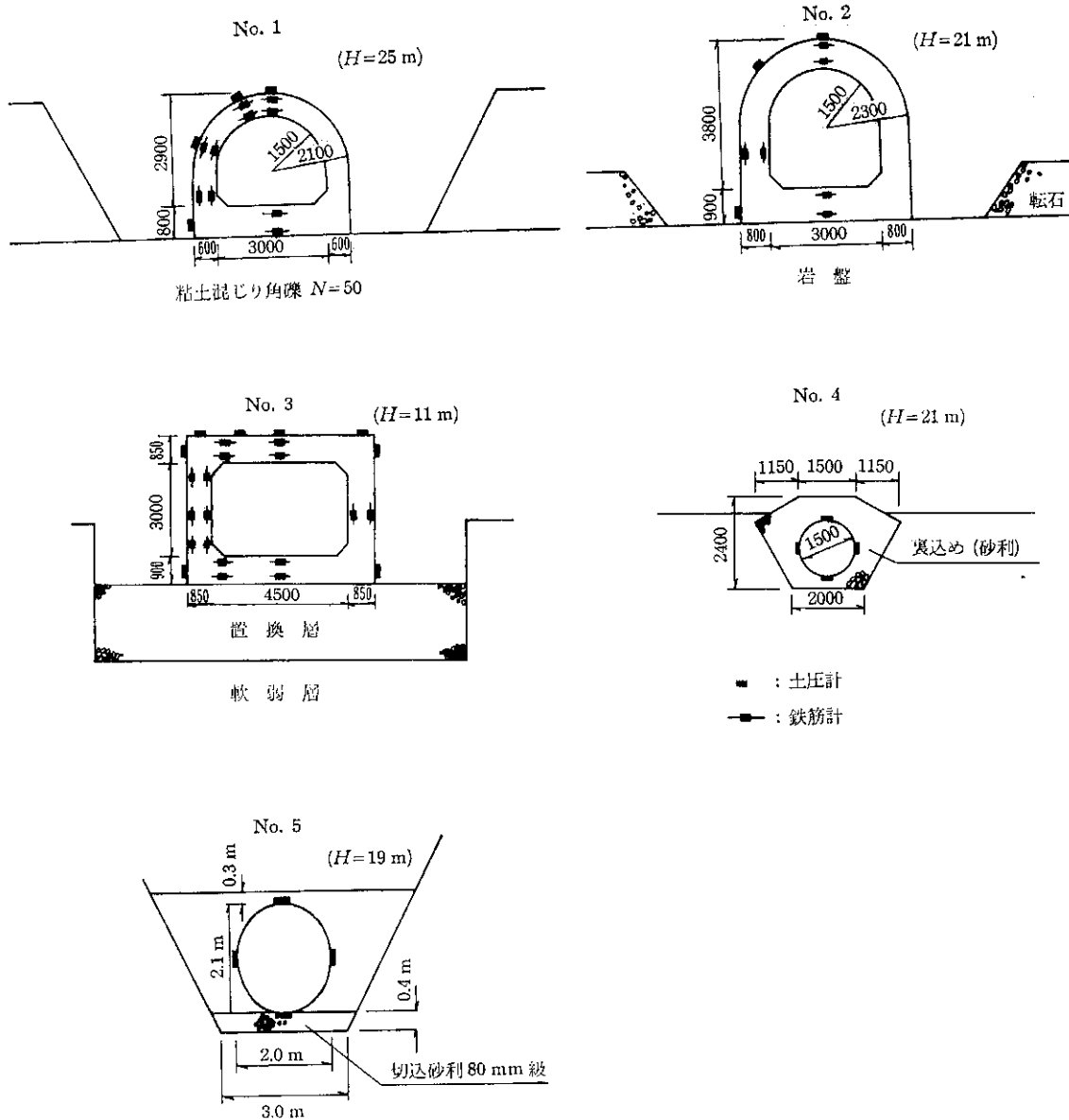


図-1 カルバート断面形状および埋設状態

部管内1カ所、旭川開発建設部管内1カ所であり、カルバートの断面形状および埋設状態の概略を図-1に示す。調査項目は現場ごと多少異なるが、カルバートに作用する盛土荷重(鉛直土圧、水平土圧)とその底版下に働く反力を土圧計(測定容量 10 kgf/cm^2)で測定し、同時に間隙水圧も測定した。カルバートの断面力は、鉄筋応力または変形量で測定した。そのほか、作用土圧に関係すると思われる土質特性~相対沈下量も試験または測定した。なお、現場No.1~No.4の土質常数を表-1に示すが、No.3, No.4のC, ϕ は、土質分類上の推定値で統一分類表⁴⁾から推定した値である。

各現場について補足すると、次のとおりである。

No.1 図に示すとおり、基礎地盤のN値は50以上で開削した地盤は若干圧縮性を有している。

表-1 盛土土質定数

No. 1	単位体積重量 $\gamma_t=1.90\text{ t/m}^3$ 内部摩擦角 $=34\sim37^\circ$ 粘着力 $=0.1\sim0.2\text{ t/m}^2$
No. 2	単位体積重量 $\gamma_t=1.72\text{ t/m}^3$ 内部摩擦角 $=41\sim46^\circ$ (推定値) 粘着力 $=0.1\sim0.81\text{ t/m}^2$ (推定値)
No. 3	単位体積重量 $\gamma_t=1.57\text{ t/m}^3$ 内部摩擦角 $=41\sim46^\circ$ 粘着力 $=0.0\text{ t/m}^2$
No. 4	単位体積重量 $\gamma_t=1.70\text{ t/m}^3$ 内部摩擦角 $=33\sim35^\circ$ (推定値) 粘着力 $=0.13\sim0.58\text{ t/m}^2$ (推定値)

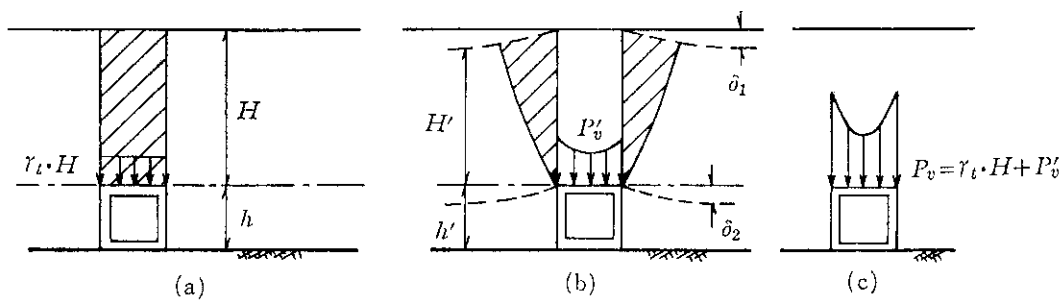


図-2 鉛直土圧のメカニズム

No. 2 基礎地盤は岩盤であり、 $\phi 30$ cmの平板載荷試験の結果 $K_s = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の値を得ている。

カルバート直上付近の土かぶり高0~2m程度は、含水比の高い圧縮性の盛土材である。

No. 3 基礎地盤が軟弱なため、良質な材料で置換して支持力を確保した直接基礎であり、 $\phi 30$ cmの平板載荷試験の結果、鉛直バネ係数 $K_s = 25 \text{ kgf/cm}^2$ 以上を得ている。また、下層に被圧水槽があり、置換部以深に圧縮性の層が介在している。

No. 4 基礎は崖錘上の直接基礎であり、管の周囲を砂利で裏込めした。裏込め材の弾性係数 E は、およそ 200 kgf/cm^2 程度と思われる。

2. カルバートに作用する鉛直土圧

カルバートに作用する鉛直土圧は、一般にカルバートの剛性および埋設状態で、その大きさが異なると考えられている。鉛直土圧のメカニズムについて考えると、カルバートの剛性が周囲の土に比べかなり大きい場合には、土かぶり厚 H と盛土単位体積重量 γt による重量 $\gamma t \cdot H$ の作用により、カルバートとその側方土との間に図-2.bに示すような相対的な沈下 δ が生じ、鉛直土圧は $\gamma t \cdot H$ より大きくなる。つまり、相対的な沈下が生じることにより盛土内にせん断力が生じるが、盛土材はこれに抵抗するため、その反力をカルバートが受持つことになる。また、相対的な沈下がさらに大きくなるとその形状は不明であるが、盛土材にせん断面が発生し、図-2.bに示す斜線部の土塊の重量分 Pv' が $\gamma t \cdot H$ に付加されると考えられる。

3. 測定結果

先に述べた調査方法で得られた実測鉛直土圧を、土かぶり厚 H との関係で示すと図-3となる。図に見られるように、ほとんどの現場において $\gamma t \cdot H$ よりも大きい土圧が測定されており、実測鉛直土圧 Pv は、 $Pv = \alpha \cdot \gamma t \cdot H$ ($\alpha \geq 1$) となっている。また、鉛直土圧の土かぶり厚に対する増加割合は一部の現場で一定値ではなく、土か

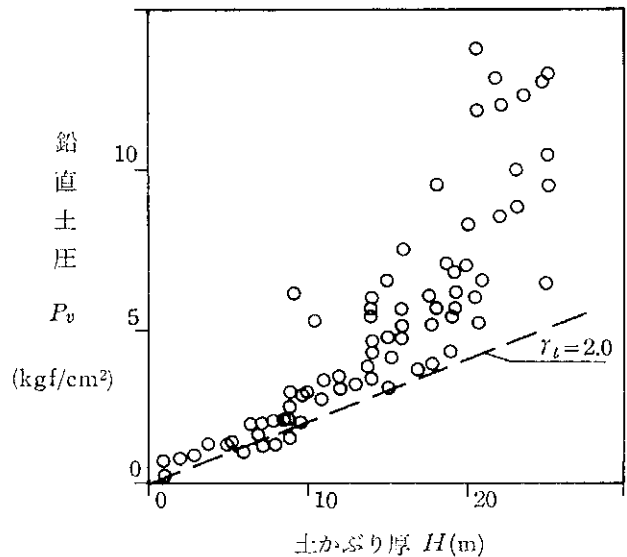


図-3 鉛直土圧と土かぶり厚の関係

ぶり厚の増加に伴い、その割合が大きくなっているものもある。これらの傾向は、マーストンの理論式(式-1)および指針で主に杭基礎を用いて築造される場合に鉛直土圧を割増する係数 α などにみられるものである。そこで、マーストンの理論式で $\phi = 30^\circ$, $K = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$, $\gamma t = 1.0 \text{ t/m}^3$, $B = 1 \text{ m}$ とし、 H を変化させて求めた鉛直土圧とこの条件 ($\gamma t = 1.0 \text{ t/m}^3$) における $\gamma t \cdot H$ の比(鉛直土圧 $\div \gamma t \cdot H$) を α' 、指針で主に杭基礎を有するカルバートに用いている係数 α を α'' 、実測値の鉛直土圧および実測 γt から求められる係数 α (実測鉛直土圧 $\div \gamma t \cdot H$) を α''' とし、土かぶり厚 H とカルバート幅 B の比 (H/B) との関係で図-4に示した。

図に見られるように、 $\alpha' \sim \alpha'' \sim \alpha'''$ のおのおのの相関および α''' と H/B の相関は、はっきりと見受けられず、単に α''' の値は α' を上限、 α'' を下限として考えられるだけである。ただし、マーストンの理論式において、等沈下面高さ He を設定して α' を求めれば上限から下限へと α' を変化させることは可能であるが、現実この等沈下面高さ He を設定することは、盛土材の不均一および不確実性を考えるとむずかしい要素を含んでいると

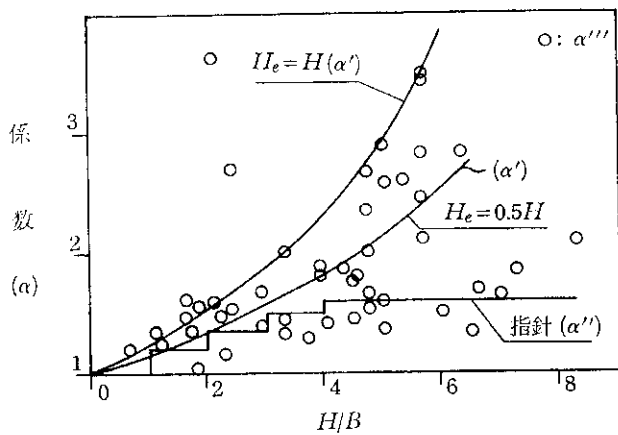


図-4 係数 α と H/B の関係

ともに、場合によっては極端に大きな鉛直土圧、または小さな鉛直土圧を考慮してしまふ場合がある。以上の比較検討から、今回の調査個所のように比較的相対沈下が小さいと思われる場合においても、係数 α を考慮した鉛直土圧の評価が必要であり、なおかつ、相対沈下量と盛土材の特性を考慮した評価が必要と考えられる。

$$P_v = \gamma t \cdot B \frac{e 2K\mu \frac{He}{B} - 1}{2K\mu} + \gamma t(H - He) \cdot e 2K\mu \frac{He}{B} \dots \dots \dots (1 \text{ 式})$$

P_v : 鉛直土圧 γt : 盛土の単位体積重量
 B : カルバート幅 K : 水平土圧係数
 u : $\tan \phi$ ϕ : 盛土の内部摩擦角
 H : 土かぶり厚 He : 等沈下面高さ

4. 鉛直土圧の計測

鉛直土圧の測定方法は、各現場とも土圧計を用いている。使用した土圧計は、 $2 \cdot \gamma t \cdot H$ 程度まで測定できるものを用い、土圧計の設置においては、礫などの比較的径の大きい土砂が受圧面に接触しないように考慮したが、それでも測定結果に対して疑問をもたれる面もある。そこで、土圧計で測定した値以外に鉄筋応力および変形量から次の方法で確認を行った。

(1) カルバート各部の応力は、盛土荷重によって生じたものと考え、鉄筋応力の測定結果を用いて求めた軸力、曲げモーメントと土圧計で測定した作用外力をカルバートに作用させて求めた場合の軸力、曲げモーメントを比較検討する。

(2) 実測した変形(たわみ)量を、土圧計で測定した作用土圧をカルバートに作用させた場合に生じる変形量および変形形状と比較検討する。

以上の比較を現場 No. 1~No. 4 について、異なる 2~3 の土かぶり厚に対して行った。比較の一部を図-5~7 に示す。2つの値は多少遊離したところも見受けられるが、断面力計算上の仮定なども考慮すると総じてよい対応を示しているものと思われ、土圧計による測定結果はほぼ正しい盛土荷重を測定していると推察される。

また、No. 5 の現場測定結果においては、比較する方法がなかったために確認することはできないが、土圧計の選定および設置方法は十分注意しており、現場 No. 1

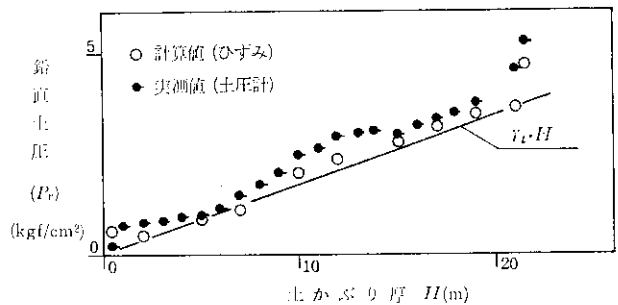


図-5 実測値と軸力による計算値

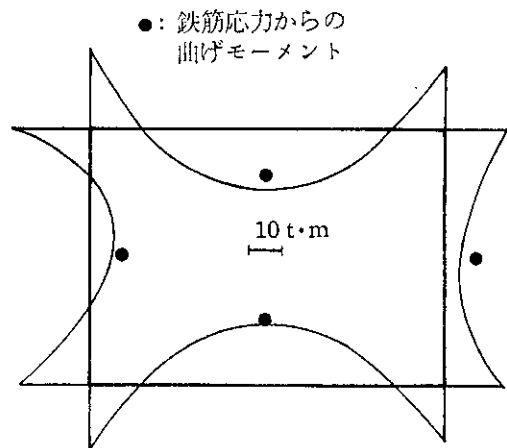


図-6 計算曲げモーメントと応力によるモーメント

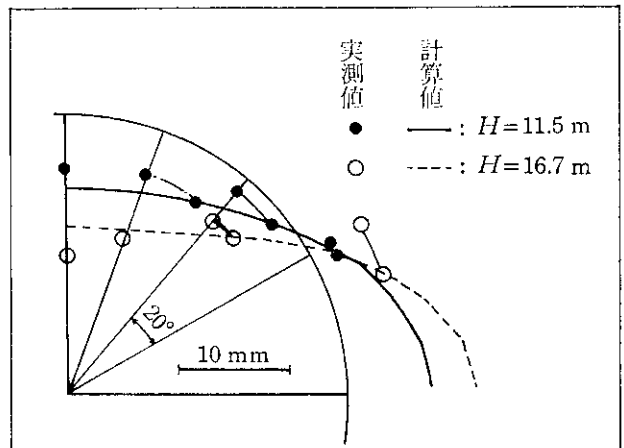


図-7 計算たわみ量と実測たわみ量

～No. 4 同様正しい盛土荷重を測定していると考えられる。

5. FEM 解析による検討

最近、地盤、盛土～構造物系の問題点説明のため有限要素法 (FEM) 解析が利用されているが、地盤、盛土系の土質常数や境界条件の決定方法にまだ不確実な点が残

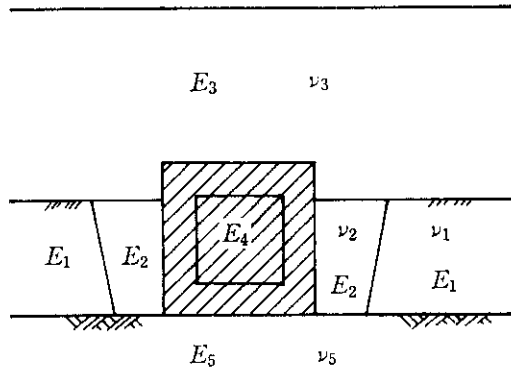


図-8 現場モデル

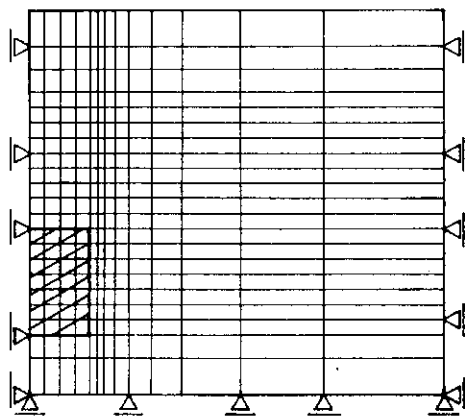


図-9 FEM モデル

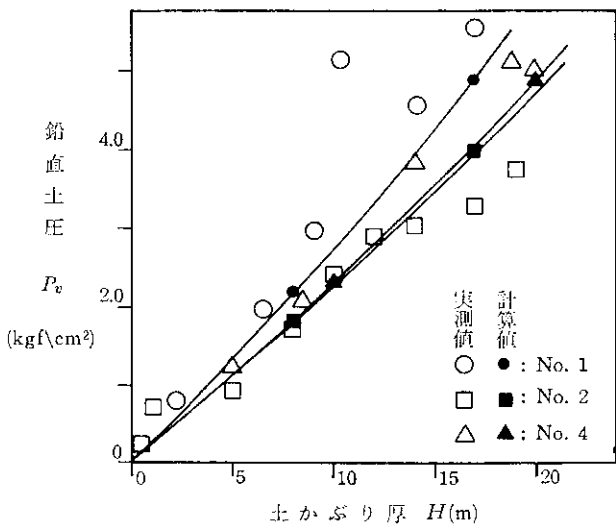


図-10 FEM 計算値と実測値の比較

されている。しかし、地盤、盛土～構造系を複雑な条件下で応力、変位などを求め、実測値をより汎用性のあるものとしていくためには、FEM 解析はかなり有効な計算手法と思われる。そこで、今回の現場計測資料の中で比較的土質性状および施工状況の知れる現場についてカルバートの施工状態などを考慮し、地盤、盛土～構造物系を図-8 に示すような現場モデルを各現場について作成し、これを図-9 のような適当な要素に分け、盛土部の自重を考慮して解析を行った。計算にあたっては、各要素材はすべて二次元 (線形) 弾性体とし、平面ひずみの条件で考え、カルバート弾性係数 E は $2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とし、現場 No. 4 においては $E = 1.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、盛土材の E は N 値 = 4~5 と考え、 $E = 28 N$ から $E = 130 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 (ν) は砂質土系の盛土を考え、 $\nu = 0.3$ と仮定した。地山・地盤および埋戻し土の E は、盛土材の E を基準にして推定することとした。これらの仮定および諸数値を用いて計算した結果を、図-10 に実測値とともに示した。その結果、比較的良好な対応を示すものとなっているが、No. 2 の現場においては、土かぶり厚 $H = 16 \text{ m}$ 前後の実測値と計算値に差が見られる。これは、カルバート頂版上に圧縮性の大きい盛土材

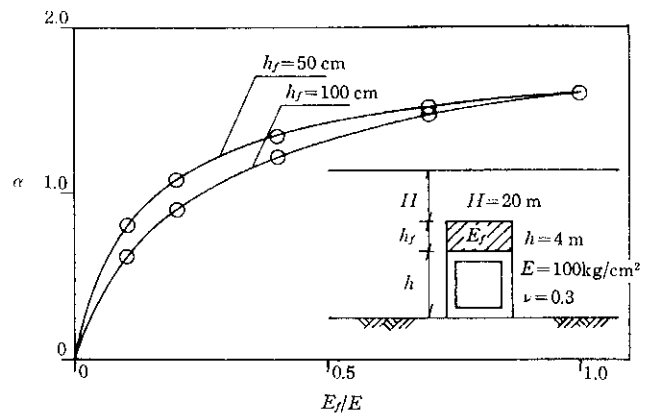


図-11 カルバート上に圧縮性の盛土がある場合の FEM 計算値

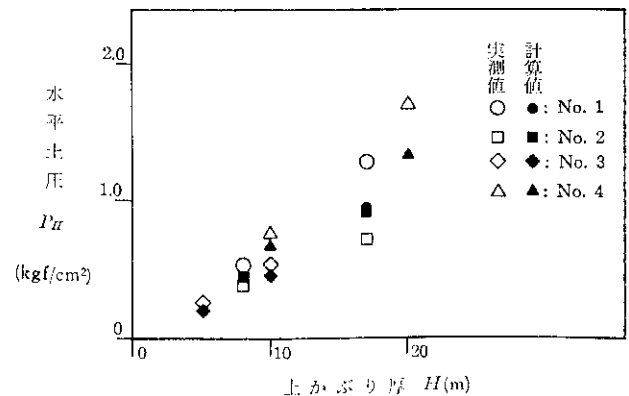


図-12 FEM 計算の水平土圧と実測値の比較

があり、これをFEM計算では、考慮していないことおよび盛土荷重の時間的変化を考慮できないためと思われる。ちなみに、頂版上に圧縮性の盛土材がある場合のFEM計算値の傾向は、図-11から容易に理解される。また、図-12にカルバート側壁部に設置した土圧計による測定結果と今回のFEM解析によって得られた水平土圧を比較して示しているが、土かぶり厚が大きくなると実測値と計算値の差が大きくなり、ポアソン比の設定に多少検討の余地がある。いずれにしても、今回の計算結果において、カルバートに作用した実測土圧とFEM計算土圧とは各現場とも比較的良好な対応を示しており、FEM解析手法は、カルバートに作用する鉛直土圧の推定にかなり有効であることがわかる。そこで、カルバートに作用する鉛直土圧を設計段階で評価する方法を考えると、実際の施工現場の多様な土質および施工形態を設計段階で知ることがむずかしい。そのため、FEM解析モデルを単純化して図-8に示す現場モデルにおいてカルバート部分とその側方部分、盛土部分の3種の材料に分けた($E1=E2$, $\nu1=\nu2$)。盛土部分の材料の弾性係数およびポアソン比 ν を $E1$, $\nu1$, カルバート側方土は $E2$, $\nu1$, カルバートは $E4=E5=\infty$ として単純化したモデルを考えて係数 α と H/B の関係を弾性係数の比 n ($n=E2/E1$)のおおのについて計算し、指針で用いられている α とともに図-13に示す。同図によれば、指針の α は $n=1.2$ とした場合の計算値程度であり、係数 α は H/B に関係するだけでなく $E2/E1$ にもかなり関係していることがわかる。以上、現場モデルによる計算値と

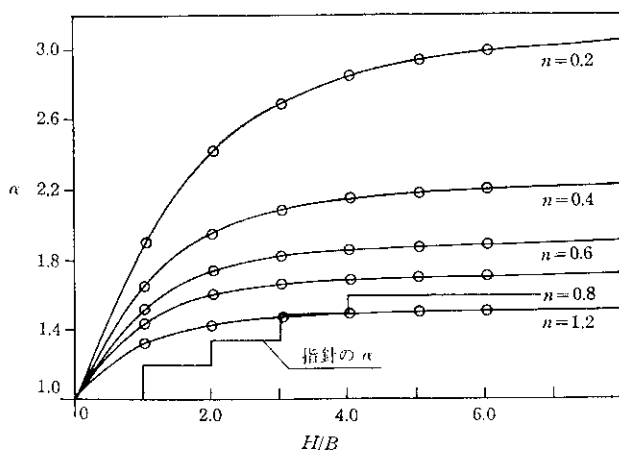


図-13 FEM計算と実測の α と H/B , n の関係

実測値の比較結果および単純化したモデルの計算結果を合わせて考えると、係数 α は今回のような良質な地盤に直接築造される剛性カルバートにおいては、盛土材の弾性係数とカルバート側方土の弾性係数の比 $E2/E1$ がわかれば、図-13からある程度評価できると考えられる。

あとがき

以上、土かぶり厚が10mを超える比較的良質地盤上に築造されたカルバートの鉛直土圧の測定結果を資料として、カルバートに作用する鉛直土圧の評価について述べた。

結果として、良質と考えられる地盤に築造された場合のカルバートに対しても係数 α を考えた鉛直土圧の評価が必要であり、また、係数 α は土かぶり厚10m以上、かつ $H/B=4$ 以上のものについては、指針で示す係数 α は最大で1.6であり、今回の実測結果をみる限り、 α は1.6以上の値を考える必要性がある。特に北海道では、泥炭性軟弱地盤が広く分布しており、これらの地域では盛土のFに対するカルバート側方土のEはかなり小さいので、地盤～盛土計の土質特性を考慮して評価のできるFEM計算による方法は有力な評価法と考えられ、図-13は鉛直土圧の一評価方法と考えられる。

最後に本報文の実施にあたって、種々御指導、御協力いただいた第3研究部長(前基礎工研究室長)森 康夫氏および各開発建設部関係各位に対し、厚く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 日本道路協会；擁壁・カルバート・仮設構造物工指針。
- 2) 市原松平；暗キョに作用する鉛直土圧の実例，土と基礎，1958年4月。
- 3) 福岡正己；現場技術者のための土圧，土留計算法と実例，近代図書，昭和48年9月。
- 4) 土質工学会編；土質試験法。
- 5) 土質工学会；コルゲートメタルカルバート・マニュアル(第1回改訂版)。
- 6) 宇都一馬，冬木 衛，佐藤正人；突出型剛性カルバートに作用する鉛直土圧低減法の一提案，第14回土質工学研究発表会—昭和54年度発表講演集。