

# 論文 地下立体交差構造物の解析的検討

西村拓也\*1・徳永法夫\*2・伊藤学\*2・吉田高之\*2

**要旨：**コスト削減を目的に、交差する上部構造と下床版と下部構造の上床版を一体化させた地下構造物を採用するにあたり、立体FEM解析を行うことにより設計上の注意点を検討した。その結果、上部構造の縦断方向に曲げが発生する場合の床版の引張主鉄筋の有効幅は、径間長が短い場合には道路橋示方書Ⅲに示される有効幅より大きくとれることがわかった。また、軸方向で地盤の変形係数が変化する交差構造部境界付近で、上部構造部の地盤反力が低減されるため、側壁部材の配筋計算に影響を及ぼすことがわかった。

**キーワード：**地中構造物、立体FEM、有効幅、地盤反力

## 1. はじめに

近年の道路建設は経済性、施工性よりも環境対策がより大きな判断基準となりつつある。そのため都市内高速道路の建設空間を地上より地下に求め、トンネル構造とする計画路線が増加している。都市内高速道路では用地の制約条件から、地下で本線とランプが交錯することも多い。一方、社会情勢からは公共構造物に対するコスト削減が叫ばれている。このような状況にあって、筆者らは、図-1に示すような交差部分の下部構造の上床版と上部構造の下床版を一体化する構造を提案している。<sup>1)</sup>

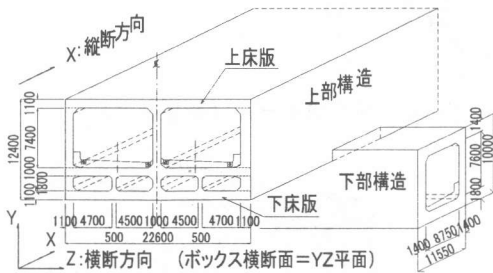


図-1 交差部一体構造トンネル

ここで、上部構造を支持する地盤の変形係数が下部構造を支持する地盤の変形係数に比べて

小さく、一方で土被りやトンネル上部に構造物が設置されること等、載荷荷重が大きい場合、上部構造物の縦断方向に断面力が発生することになる。このような場合には、主として横断方向のみで行われている函体の応力検討を、縦断方向に対しても実施する必要がある。<sup>2)</sup> ここで曲げモーメントについては、上床版の軸(X)方向鉄筋(ボックス横断面(YZ面)からみれば配力筋)で対応することが可能である。

一方、せん断力について見ると、必要な斜引張鉄筋をスターラップで受け持たせるものとするれば、このスターラップは、ボックス横断面の曲げ引張主鉄筋と共同で負担することとなる。

これらの問題点の影響について、筆者らは図-1に示す交差一体構造部を図-2に示す平面FEM解析により検証を行っている。<sup>1)</sup>

このモデルは、上部構造の交差部と同じ長さLの函体が継手を介してつながるものとし、荷重状態は土被り荷重、函内の舗装等後荷重、将来計画による上載荷重等を考慮している。また、曲げモーメントは交差部の端部、せん断力は交差部端部より 1/2 H (H:上部構造函体高)の位置で照査を行うものとし、上部構造支持地盤の変形係数と継手位置が変化することによる影

\*1 八千代エンジニアリング(株)大阪支店技術第1部 (正会員)

\*2 阪神高速道路公団神戸第二建設部設計課

響を検討した。

なお、継手位置を境に隣接する構造物に曲げモーメントが伝達しないものとしている。

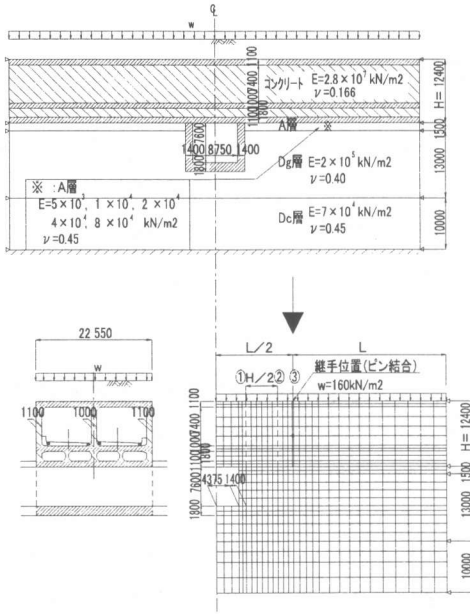


図-2 平面FEMモデル

その結果、以下のことがわかった。

当然のことではあるが、継手位置が交差点から離れるほど、交差点付近の曲げモーメントが大きくなり、継手に作用するせん断力は、小さくなる。一般的な構造物における配筋鉄筋量(D16ctc250)程度<sup>3)</sup>の抵抗曲げモーメントでは交差点付近に構造継手を設ける必要がある。この場合には継手位置に大きなせん断力が発生するため、このせん断伝達機能を確保する継手構造としなければならない。したがって、継手位置は、上部構造と下部構造の支持地盤の変形係数の相違、配筋鉄筋方向の施工性・経済性を考慮した配筋、継手構造のせん断伝達機能等を総合的に検討した上で決定する必要がある。

また、せん断力は函体の側壁ならびに中壁で受け持つことになり、特に交差点近傍では大きなせん断力が発生するためせん断補強筋が必要となる。この補強筋は横方向の主鉄筋と共有することとなるので設計上の配慮が必要となる。

しかし、これらの検討における縦断方向の解析についての前提条件には、次のような問題点を含んでいる。

- (1) 構造は上床版と下床版を側壁と隔壁でつながれた版で形成された函体であり、上床版または下床版に配筋される軸方向鉄筋に対して有効幅の取り方が問題となる。
- (2) 上部構造の地盤反力が縦断方向に変化するため、横断方向の堅壁(側壁、中壁)の設計に対する軸力の影響がある。

これらを検証するために、今回の検討では、交差構造部を立体FEM解析を行うことにより、設計上の注意点について考察を加えたものである。

## 2. 解析条件

前述の二次元FEMモデルを拡張する形で、交差部一体構造部の1/4範囲について、汎用FEM (NASTRAN) を用いた三次元解析を行った。図-3および4にそのモデルを示す。

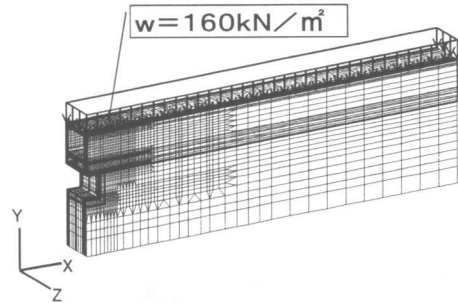


図-3 FEMモデル(荷重状態)

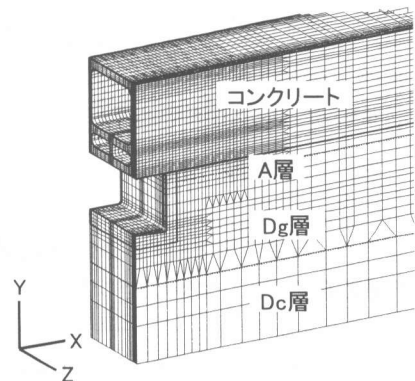


図-4 拡大図(材質構成)

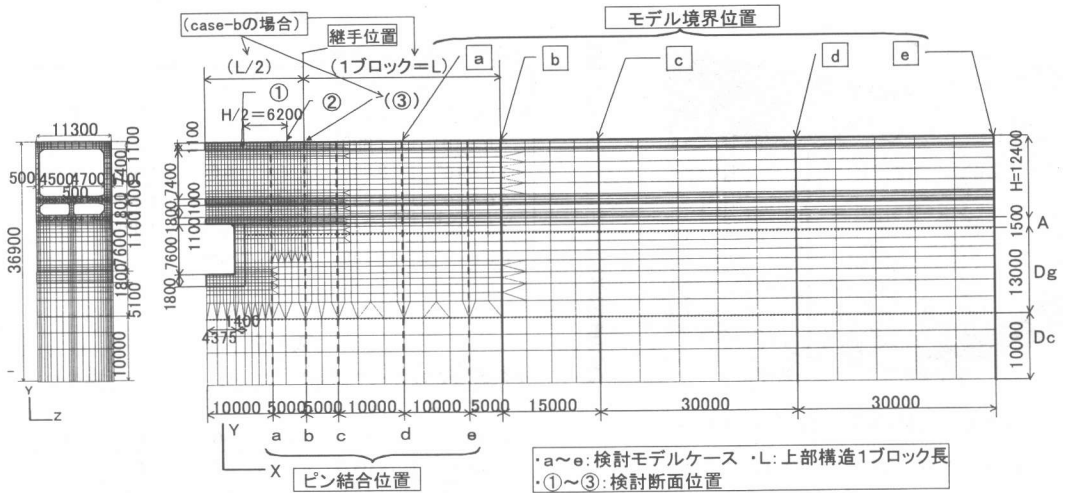


図-5 メッシュ図および諸寸法

また、図-5に示すように、函体部は横断方向における常時載荷重時設計計算にて決定された部材厚をもとに、厚さ方向への要素分割を行っている。また、平面FEM解析時と同様に、上部構造の縦断方向は交差部と同じ長さ（1ブロック長=L）の函体が継手を介して連続する前提条件より、X方向のモデル境界は継手位置よりLだけ離れた位置とする。なお、境界条件は、地盤下端については3方向固定、X軸正方向のモデル境界ではX方向固定、またZ軸正方向の境界は全方向自由とし、残るその他の境界は対称条件としている。

このモデルの上面より、等分布荷重  $w = 160 \text{ kN/m}^2$  を全面載荷させ、表-1および図-5に示すa~eの各位置にピン結合にてモデル化した構造継手を、さらに表-2に示すA層の変形係数との間で、全  $5 \times 5 =$  計25ケースの組み合わせによる解析を行った。

表-1 解析ケースと継手位置

| ケース名 | 継手位置 (L/2) |
|------|------------|
| a    | 10m        |
| b    | 15m        |
| c    | 20m        |
| d    | 30m        |
| e    | 40m        |

表-2 各ソリッド要素の物性値

| 材 料    | ヤング係数E (kN/m <sup>2</sup> ) | ポアソン比 $\nu$ |
|--------|-----------------------------|-------------|
| コンクリート | $2.8 \times 10^7$           | 0.16        |
| A層     | 1) $5.0 \times 10^3$        | 0.45        |
|        | 2) $1.0 \times 10^4$        |             |
|        | 3) $2.0 \times 10^4$        |             |
|        | 4) $4.0 \times 10^4$        |             |
|        | 5) $8.0 \times 10^4$        |             |
| Dg層    | $2.0 \times 10^5$           | 0.40        |
| Dc層    | $7.0 \times 10^4$           | 0.45        |

### 3. 解析結果

#### 3.1 上床版の有効幅

前述の条件下で解析を実施した結果、上部函体構造の縦断（X）方向のひずみ  $\epsilon_x$  について図-6にその分布傾向を示す。ここで、引張を負担すると予想される上床版部材に着目し、図-5に示す断面①での上床版のひずみ分布を抽出したものを図-7に示す。

この抽出した上床版部材の中央部における  $\epsilon_x$  に対して、図-8に示すような有効幅の定義<sup>4)</sup>を考え、各ケースの有効幅を中壁、側壁に対しそれぞれ求めると、表-3および4の結果が得られ、これらの関係を図-9および10に示す。

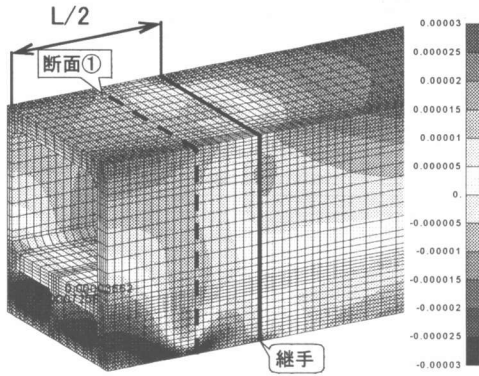


図-6 上部構造 軸方向ひずみ  $\varepsilon_x$   
(モデル-a ( $E=5.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ ))

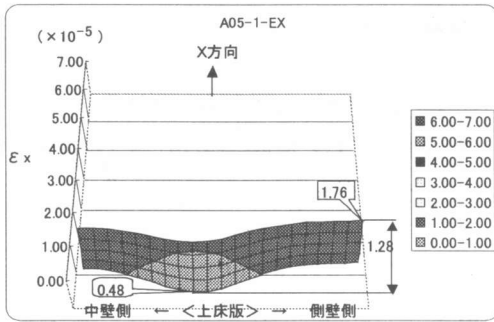


図-7 上部構造上床版  $\varepsilon_x$   
(モデル-a ( $E=5.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ )) : ①断面

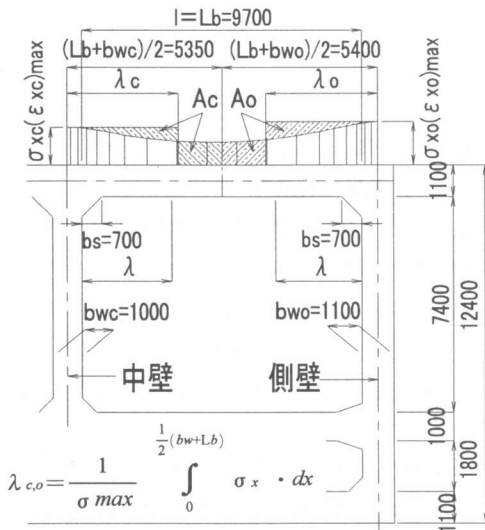


図-8 有効幅の考え方

表-3

上床版有効幅  $\lambda_o$  (側壁側) 単位:m

| ブロックL (m)          | a     | b     | c     | d     | e     |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $E(\text{kN/m}^2)$ | 20    | 30    | 40    | 60    | 80    |
| $5.0 \times 10^3$  | 3.880 | 4.406 | 4.692 | 4.871 | 4.920 |
| $1.0 \times 10^4$  | 3.899 | 4.409 | 4.683 | 4.844 | 4.890 |
| $2.0 \times 10^4$  | 3.953 | 4.440 | 4.700 | 4.849 | 4.897 |
| $4.0 \times 10^4$  | 4.043 | 4.519 | 4.764 | 4.890 | 4.924 |
| $8.0 \times 10^4$  | 4.169 | 4.626 | 4.864 | 4.967 | 4.990 |

表-4

上床版有効幅  $\lambda_c$  (中壁側) 単位:m

| ブロックL (m)          | a     | b     | c     | d     | e     |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $E(\text{kN/m}^2)$ | 20    | 30    | 40    | 60    | 80    |
| $5.0 \times 10^3$  | 4.052 | 4.698 | 4.932 | 5.055 | 5.090 |
| $1.0 \times 10^4$  | 4.033 | 4.690 | 4.924 | 5.040 | 5.070 |
| $2.0 \times 10^4$  | 3.999 | 4.659 | 4.895 | 5.013 | 5.043 |
| $4.0 \times 10^4$  | 3.951 | 4.597 | 4.841 | 4.963 | 4.997 |
| $8.0 \times 10^4$  | 3.892 | 4.516 | 4.766 | 4.897 | 4.937 |

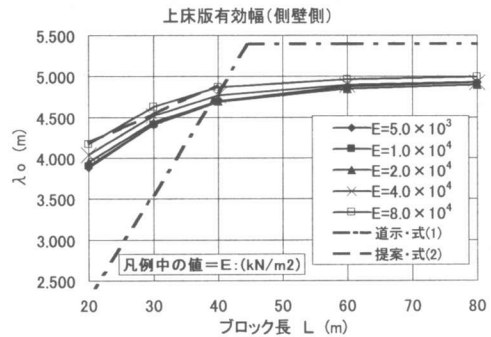


図-9 上床版側壁側の有効幅検討結果

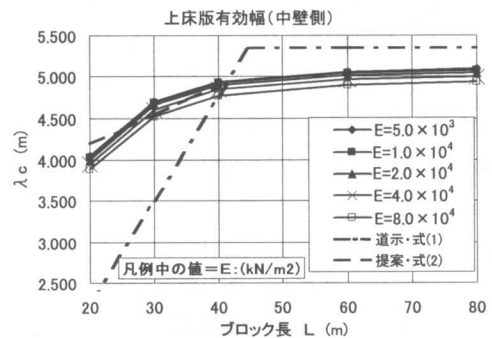


図-10 上床版中壁側の有効幅検討結果

これによると、有効幅は上部構造の支持地盤 (A層) と下部構造支持地盤 ( $D_g$ 層) の違い

による差はなく、一方、上部構造縦断方向の継手位置による影響で決定することがわかる。

ここで、道路橋示方書Ⅲ・コンクリート橋編（以下、道示Ⅲと略記）における有効フランジ幅<sup>9)</sup>は、

主桁、支点横桁（直接支持された桁）の場合、

$$\lambda = \frac{l}{8} + b_s \quad (1)$$

ただし、

連続版および単純版の場合  $\lambda \leq l_b / 2$

ここで、 $\lambda$ ：フランジの片側有効幅

$l$ ：有効幅算出のための支間長

（図-11参照）

$b_s$ ：ハンチ部の有効幅

$l_b$ ：主桁の純間隔

ゲルバーけた

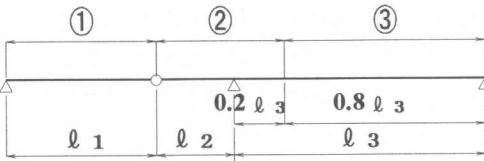


図-11 道示Ⅲ・有効幅算出のための支間長

表-5

| 区間  | ①     | ②      | ③        |
|-----|-------|--------|----------|
| $l$ | $l_1$ | $2l_2$ | $0.8l_3$ |

の算出式が設定されている。この(1)式を適用して有効幅を求め、図-9および10に示す。

これによると、有効幅が一定となるブロック長は約45mでFEM解析により算出した結果とほぼ一致するが、これより短いブロック長では道示Ⅲ式(1)の有効幅は安全側を与えていると考えられる。当該構造物では有効幅を下式で与えることができる。

$$\lambda = \frac{l}{28.5} + b_s + 2.65 \quad (2)$$

ここで、 $l = L - \text{下層函体幅}$

$= L - 11.55 \text{ (m)}$

$0 \leq L \leq 45$

### 3. 2 地盤反力低下による影響

函体は一般に地盤を弾性バネとして骨組に置き換え、水平荷重（土圧、水圧等）と鉛直荷重（自重、載荷重等）による曲げと軸力を有する部材として設計される。ここで、側壁に着目すると、当該構造のような場合、交差部付近の上部構造の地盤反力は単体構造物に比べ小さくなり、したがって側壁に作用する軸力が小さくなると考えられ、地盤反力が低減する範囲に対して通常の設計手法に則り主鉄筋を決定した場合、軸力作用部材においては危険側の設計となる可能性がある。

上部構造の支持地盤に相当する、A層の上面（XZ平面）に位置する水平断面において、今回の解析により得られた函体底面に作用する地盤反力度に相当する、図-12に示す位置におけるA層鉛直面の直応力 $\sigma_y$ の分布図を示すと、図-13および14のようである。

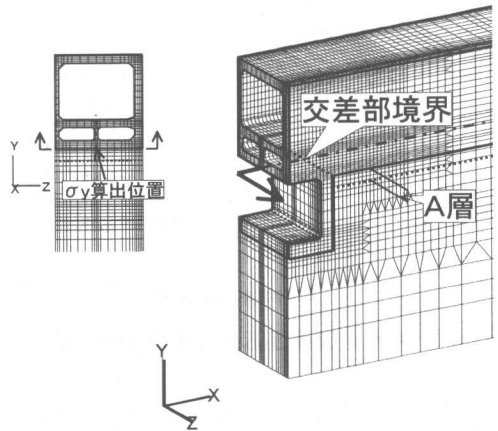


図-12 A層鉛直面直応力算出位置

これによると、上層構造の地盤反力が一定範囲内において低減され、地盤反力値は交差部近傍から一定区間の間に通常の反力値に定常化する傾向が確認できる。

この地盤反力だけを見ると、交差部付近の低減率が大きくなっているが、側壁に作用する軸力を考えると、交差部は支点として作用することから、応力の流れはもっと複雑で、今回の解析における軸力の低減率は80%程度であった。

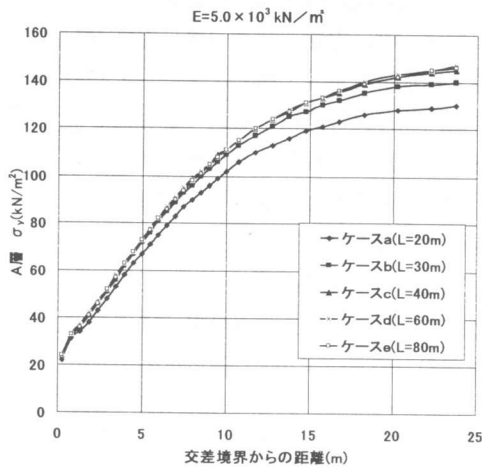


図-13 A層鉛直面直応力(ブロック長別)

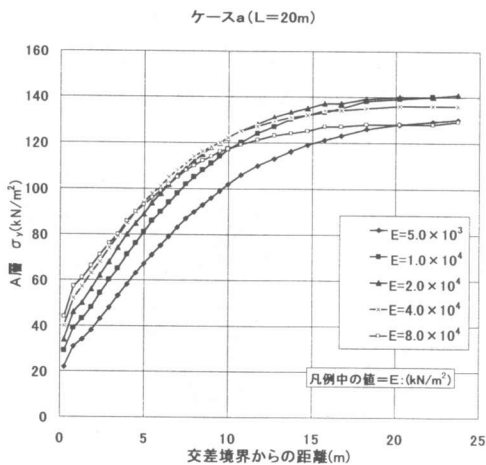


図-14 A層鉛直面直応力(地盤変形係数別)

なお、今回の解析は、鉛直力のみに着目し、側方地盤をモデル化していないことから、土圧等による曲げモーメントについては、ボックス横断面の骨組解析で得られた曲げモーメントをそのまま採用している。

その結果、側壁における軸力低減の影響は表-6のようであり、鉄筋を1ランク程度増加させる必要があることがわかった。

なお、交差点付近のせん断力に対しては、側壁部材の圧縮鉄筋で受け持たすことが可能となる。

表-6 断面②における側壁主鉄筋断面照査

|               |                   | 元設計    | 軸力低減後  |
|---------------|-------------------|--------|--------|
| M             | kN・m              | 680    |        |
| N             | kN                | 1080   | 860    |
| 主鉄筋(@125mm)   |                   | D16-1段 | D19-1段 |
| $\sigma_c$    | N/mm <sup>2</sup> | 7.0    | 6.5    |
| $\sigma_s$    | N/mm <sup>2</sup> | 164.1  | 158.9  |
| $\sigma_{ca}$ | N/mm <sup>2</sup> | 10.0   |        |
| $\sigma_{sa}$ | N/mm <sup>2</sup> | 180.0  |        |

#### 4. まとめと今後の課題

(1) 当該構造物のように、函体の軸方向に曲げモーメントが作用する場合の床版の引張主鉄筋の有効幅は、径間長の短い場合は道示Ⅲに示されているフランジの有効幅より大きくとれることがわかった。しかし、一方では、縦壁間隔が大きくなる場合には、径間長が長くなっても全幅有効とできるかは問題が残る。

(2) 軸方向で地盤の変形係数が変化する場合、函体計算における地盤反力が低減される部分があり、側壁の配筋計算に影響をおよぼすこととなり、設計に注意する必要があることがわかった。ただし、側壁の軸力と地盤反力の関係は複雑なものがあり、地盤の変形係数の変化の仕方が軸力にどのように影響をおよぼすかが課題となる。

(3) 当該構造物の側壁には、曲げモーメントとせん断力が2軸方向に生ずることとなるので、これに対する鉄筋の配筋方法(設計手法)を明らかにすることが今後必要と考えられる。

#### 参考文献

- 西村拓也, 徳永法夫, 中本 覚, 吉村敏志: 開削トンネルにおける交差部の構造検討, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部(B), III-B20, pp.40-41, 1999.9
- 例えば, 土木学会: トンネル標準示方書〔開削工法編〕・同解説, 1996
- 阪神高速道路公団: 開削トンネル設計指針(案), 1997.10
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, III. コンクリート橋編, 1994.2