

III-235 軟弱地盤における開削工法検討（淀川左岸線正蓮寺川工区）

阪神高速道路公団大阪第三建設部 正会員○林田充弘
日本工営（株）大阪支店 正会員 埴原 強

1. 概要

淀川左岸線は、大阪市街地から湾岸線へのアクセスとして計画されており、このうちの2.3 kmを占める正蓮寺川工区は、一級河川の正蓮寺川を浅層改良工で陸上化した後、開削工法にて掘割構造あるいはトンネル構造で高速道路を建設する工区である。当工区の地盤構成は、図-1に示すように河床から4～5 m厚でヘドロが堆積し、この下部に1～2 mのゆるい砂層を挟んで10～20 mの軟弱な沖積粘性土が堆積する。掘削深度は16～20 mと大きく、周囲は河川護岸に近接して木造家屋が密集する住宅地域であるため、騒音、振動、地盤沈下などの支障を起こすことなく掘削工事を行うことが、設計施工上の課題となっている。本稿は、当地区に適用する土留工に必要な深層改良工の必要諸元を、設計、施工、周辺環境の観点から検討した経緯について述べるものである。

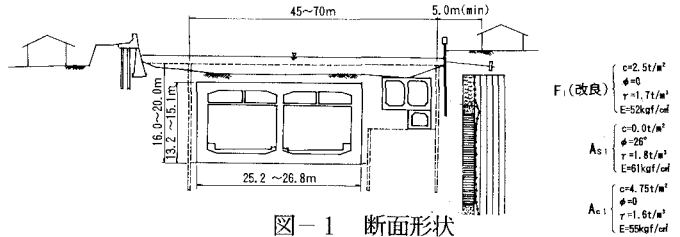


図-1 断面形状

2. 深層改良の基本仕様について

当地区は土留背面に木造家屋が近接するため、土留工の変位を極力小さくすることが要求され、また A_{c1} 層の鋭敏比が10前後と大きく、掘削時のトラフィカビリティ確保に問題があるため、地盤改良工としてセメントによる深層改良工を採用するものとした。検討の結果、本体支持力対策は不要であることが判明したため、地盤を掘削部と底盤部に分け、以下の条件を満足するように改良仕様を検討した。

- ① 変位抑制効果が高いこと。
- ② 人力、機械掘削が可能な強度であること。
- ③ 弾塑性土留解析との整合性を考慮し、塑性化後のせん断強度が極端に低下する脆性的破壊を起こさない程度の強度であること。

図-2は代表的な断面において底盤改良の変形係数を $E=1000kgf/cm^2$ とし、掘削部 A_{c1} 層の変形係数をパラメータとして、土留壁の最大変位をプロットしたものである。なお、ヘドロ層は $q_u=0.5kgf/cm^2$ ($E=52kgf/cm^2$)に浅層改良されるものとしている。図-2によれば土留めの剛性によって傾向は異なるが、20m前後の開削工事の土留めとして一般的な鋼矢板、H型鋼では変形係数が $1000kgf/cm^2$ 以下では強度の増加とともに土留の変位は小さくなるが、これ以上では効果は定常化している。これより、当工区では改良地盤の変形係数の上限値を $E=1000kgf/cm^2$ とした。次に図-3は、 A_{c1} 層を対象とした配合試験における一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係を示したものである。 $q_u=6\sim7kgf/cm^2$ を境界として破壊パターンが変わっており、これ以上では挙動はコンクリートに近い脆性破壊となるのに対して、

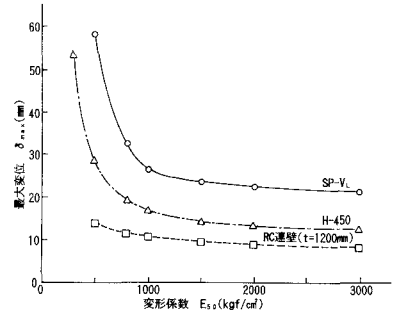


図-2 掘削部変形係数と土留の変位

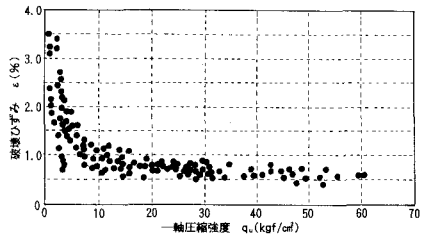


図-3 一軸圧縮強度と破壊ひずみ

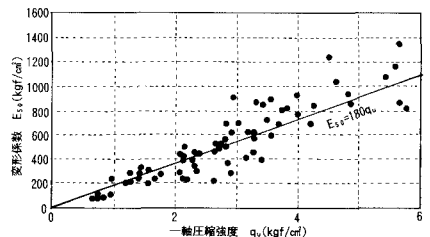


図-4 一軸圧縮強度と変形係数

これ以下では土に近く塑性破壊になると考えられる。これから設計上の改良強度の上限値は $q_u = 6 \text{ kgf/cm}^2$ 程度以下が望ましいといえる。次に、図-4に $q_u = 6 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の q_u と変形係数 E の関係を示す。両者の関係は、 $E = 180q_u$ で近似され、 $E = 1000 \text{ kg/cm}^2$ とすると変位抑制上の上限強度は $q_u = 5.5 \text{ kgf/cm}^2$ となる。この強度はばらつきを考慮しても機械掘削が可能と考えられる。以上より、改良強度の上限値を $q_u = 5.5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

3. 土留タイプ・改良強度の決定

実際の断面での必要改良強度は、土留壁の材質と関連させて周辺家屋位置の変形量を抑制できるように決定した。木造家屋に対する影響の比較的軽微な地盤変形量としては、沈下量 1.5 cm^1 、傾斜角 10^{-3} rad^2 （以下、許容値と呼ぶ）と仮定した。まず土留材と改良強度の組合せを数種類選定し、土留の応力が許容値以下となるような土留材のサイズを弾塑性土留解析により決定し、併せて土留壁の変位を求めた。次に、この土留壁の変位を図-5に示すFEMモデルに強制変位として与え、背面地盤の沈下分布、傾斜角分布を求め、土留めに最も近接する木造家屋の地点の沈下量、傾斜角が前記許容変形量を満足する土留めと改良強度の組合せを選定した。図-6、7に沈下、傾斜角の計算結果の一例を示す。この断面では最も土留壁に近接する家屋は7mの位置であり、条件を満足する工法は、改良強度を 2 kgf/cm^2 以上とし、鋼矢板 V_L 型を土留めとして用いるケースであることが分かる。

今回、掘削深度の異なる4断面で、土留タイプ、改良強度を変えた計24ケースの解析を行なった。これから、土留壁の最大水平変位 $\delta_{\max}$ と、許容値を満足する土留壁からの水平距離 l の関係を、沈下量と傾斜角についてプロットしたものを図-8に示す。これによると $\delta_{\max}$ と l の関係は沈下量、傾斜角に関わらず同一曲線上にプロットされており、沈下から決定される限界距離と傾斜角から決まる限界距離がほぼ等しいことが分かる。これは木造家屋の被害実績から設定した沈下量 $S_a = 1.5 \text{ cm}$ 、傾斜角 $\theta_a = 10^{-3} \text{ rad}$ の組合せの妥当性を示している。図-8により、各断面で家屋と土留壁の位置関係から、土留壁の最大水平変位が設定できる。

4. まとめ

今回は、家屋に近接する開削工法における地盤改良の基本仕様決定法について主として設計面から検討した結果を示した。今後始まる試験工事、本工事においては実測値の収集を行い、発表内容の検証、見直しを行っていく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 1991.2 pp.160
- 2) 間片，高橋他：シールド掘進に伴う地盤沈下と家屋被害について 土と基礎 1980.6 pp.59～66

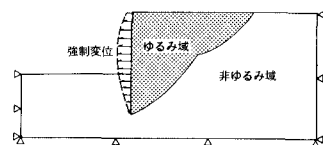


図-5 FEMモデル

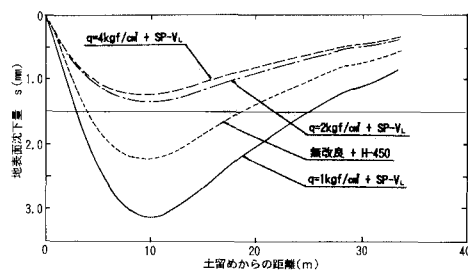


図-6 FEM解析結果（沈下）

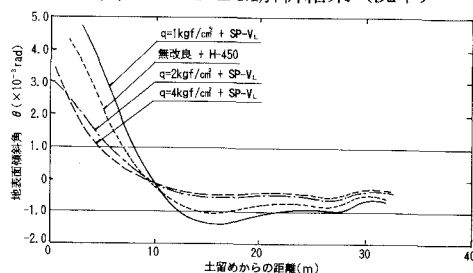


図-7 FEM解析結果（傾斜角）

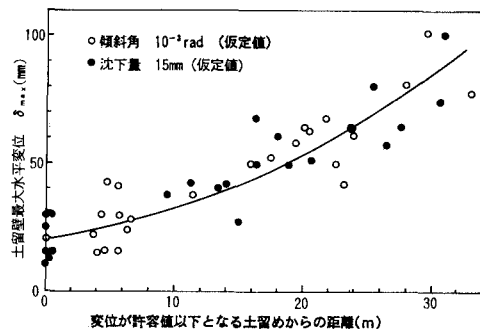


図-8 家屋位置と土留めの水平変位