

千葉工業大学 土木工学科

佐藤工業株式会社 中央技術研究所

正員 足立 一郎

正員 石橋 時男

正員 岩藤 正彦

正員 ○滝沢 正実

1. はじめに

最近、地下連続壁工事は、仮設土留工または本構築用として、頻繁に採用されてきているが、このような連続壁の設計や施工に際しては、設計土圧の問題を始めとして、壁の抵抗機構・周辺地山の挙動など、今だ未解明の問題点が数多く残されている。

本報告は、これらの問題点を解明する第一歩として、軟弱な粘土地盤において、地下連続壁に作用する土圧と水圧、壁の変形と応力、周辺地山の挙動の測定を実施し、その測定結果を示したものである。

2. 土質と工事概要

本測定は、東京都の新橋駅ふきんに位置する、建築基礎工事現場において使用した、地下連続壁を対象として行なった。

当現場の土質は、図-1に示すように、軟弱で鋭敏比が非常に大きな海成の沖積粘土が、GL-24^mまで厚く堆積しており、この下には東京砂層が広がっている。

地下連続壁は、図-2に示すように、1エレメントが羽子板状をなしており、幅 6300^{mm}、厚さ 450^{mm}、根入長 (GL-18^m、GL-24^m) である。掘削状況は、1次掘削 (GL-3.3^m)、2次掘削 (GL-6.5^m)、3次掘削 (GL-10.5^m)、4次掘削 (GL-12.35^m) とわけて実施し、鋼製切梁3段で支持した。

3. 測定の概要

現場敷地内に、壁の変形と応力、壁に作用する全土圧と間隙水圧、掘削背面土の地中水平変位・地表面の沉下、切梁反力などを集中的に測定する一区画を設け、昨年9月から本年1月まで測定を行なった。使用計器は、土圧計・間隙水圧計 (差動トランス型)、鉄筋計 (カールソン型)、挿入型傾斜計 (差動トランス型) である。各種計器は、地盤の状態や切梁の位置などを考慮して、図-2に示す

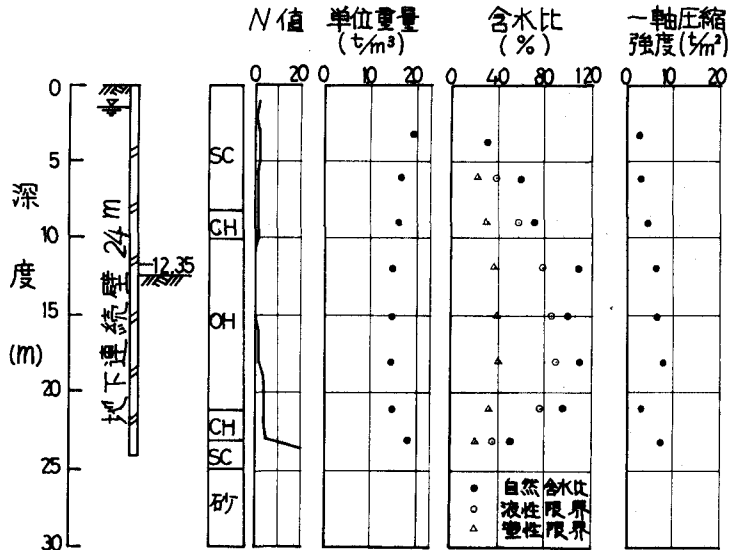


図-1 測定地の地盤状況

ように配置した。なお、土圧計・間隙水圧計の設置には、初期のコンクリート圧力で後圧面を地山に密着させる事ができる。シートを用いた竹中式を採用した。

4. 測定結果と考察

4-1 地下連続壁に作用する全土圧・間隙水圧について、

図-3には、壁面に取付けた土圧計・間隙水圧計の測定結果を、掘削開始前（静止時）から掘削終了まで5段階にわけて示している。

間隙水圧は、全期間を通して、

粘土層上部のSC（砂質土）層までは、静水圧分布をしており、OH（粘土）層になると、弓形をなして減少する特徴な分布形状を呈している。掘削が進むと間隙水圧は全深度にわたって減少し、4次掘削後は、静止時の60%程になっている。掘削側の間隙水圧は、各掘削段階の掘削面を水面とした時の静水圧分布に近似するように減少している。

全土圧分布は、静止時には日本建築学会採用の地下壁に作用する土圧分布式 $P = K_0 \gamma h + \gamma_w h$ （但し、 K_0 : 静止土圧係数, γ : 土の水中単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量, h : 深さ）において、 $K_0 = 0.8 \sim 0.9$ とした三角分布に近似している。掘削が始まると、地山側（主動側）の全土圧は、壁が掘削側へ変位する事によって、1次掘削で $K_0 = 0.7$ 、4次掘削終了時で $K_0 = 0.5$ と減少している。

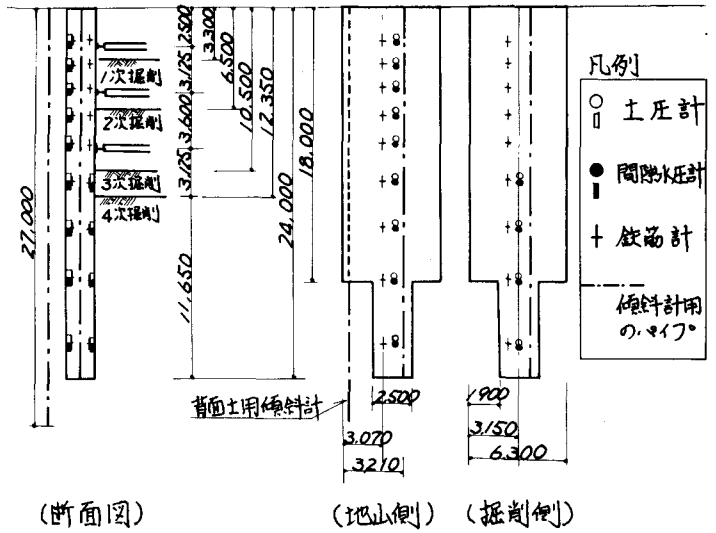


図-2 測定計器配置図

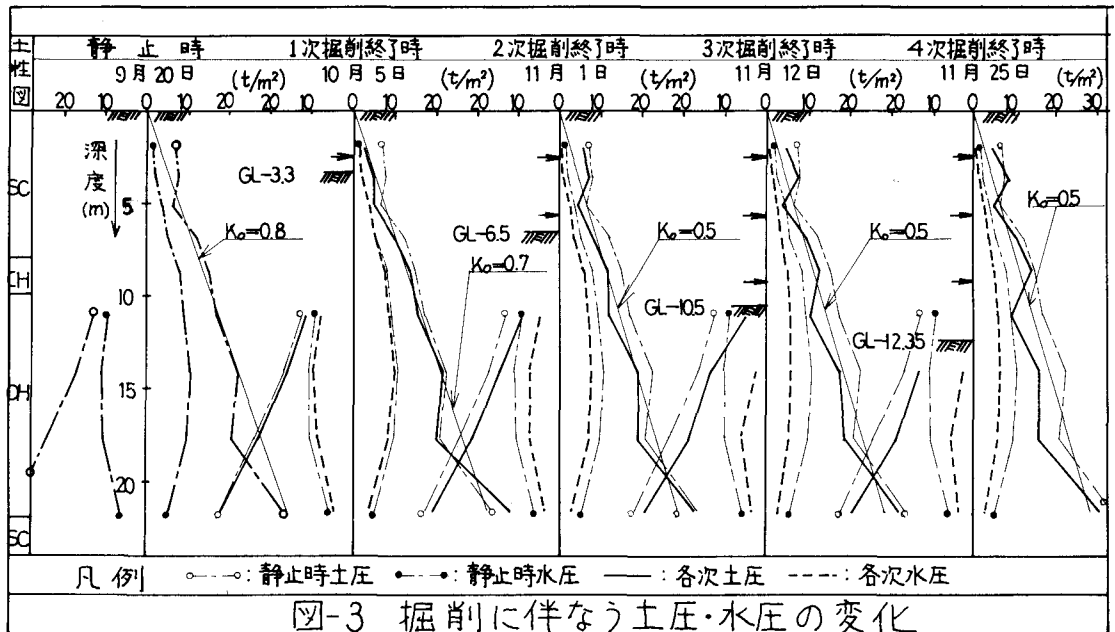


図-3 掘削に伴う土圧・水圧の変化

しかし、掘削面より上部の全土圧は、この減少の後に、壁が切梁を支点として、地山側の土を圧縮する方向に変位するために、再び増加し、所によって静止時を上回る全土圧を示すようになり、台形分布に近くなっている。

4-2. 掘削面より上部の土圧分布について、

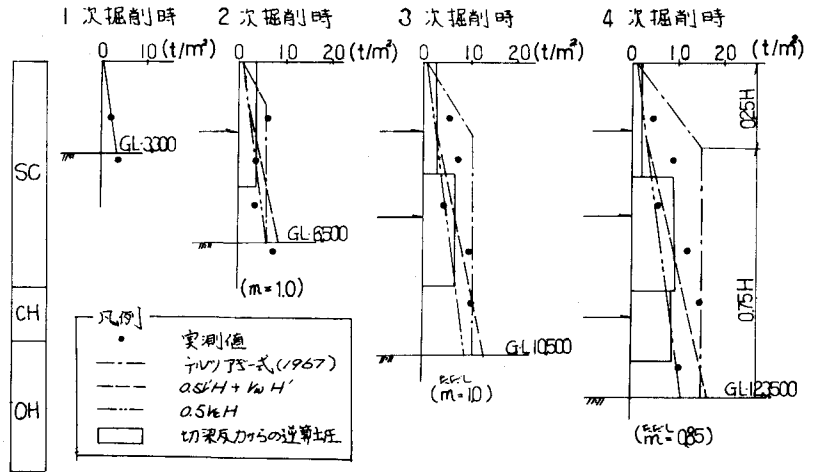


図-4 実測値土圧と設計用土圧との比較

図-4は、切梁反力から1/2分割法によって求めた逆算土圧と壁面取付土圧計による実測土圧とを、各種山留設計用土圧分布式と比較したものである。切梁反力は実測土圧と同じ日の値を用いた。これによると、逆算土圧・実測土圧とも、テルツァギ(1967年)式で $m=0.85 \sim 1.0$ とした分布形で包絡される。図-4には示していないが、切梁反力の最大値から逆算した土圧は、 $m=1.0$ とした分布形より35%小さな値となっている。切梁反力から求めた逆算土圧は、実測土圧より若干小さいが、これは連続壁の根入部分で支持された為であろう。

4-3. 壁の変形と掘削背面土の変形について、

図-5に挿入型傾斜計から求めた、壁と掘削背面土の変形の測定結果を示している。背面土の変形は、壁から50cm離れた位置で測定した。壁の変形マ状は、1次掘削で大きく片持梁の変形(天端が38mm)をしたあと、下部掘削と共に徐々に弓形の形状へと変化してゆく。天端ふきんでは地山側への動きがみられる。

最大変形が生じる位置は、各掘削段階とも掘削面上0~1.5m内に生じている。最大変形は4次掘削終了時に生じ、88mmであった。背面土の変形マ状や、最大変形が生じる位置は、壁の場合と同じであるが、量的には若干小さめにしている。

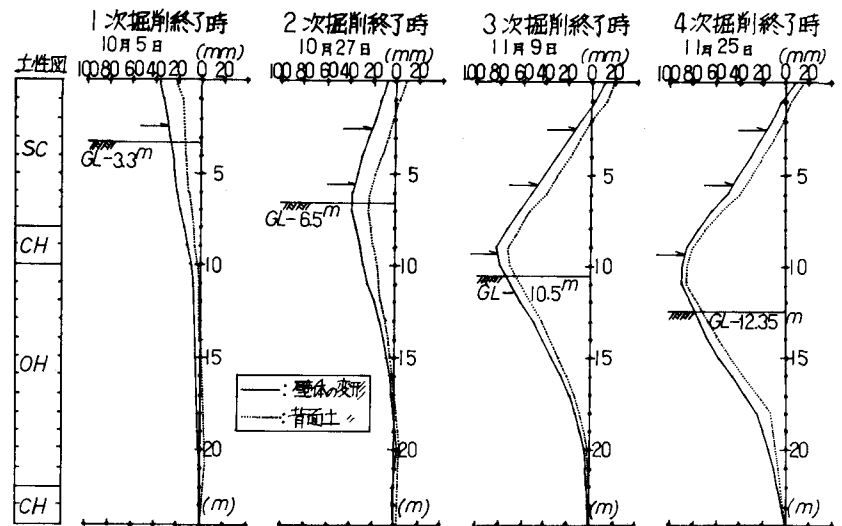


図-5 壁体及び背面土の変形

4-4 壁に生じる
モーメントについて、

図-6は、各次掘削に伴うモーメント分布の変化を示している。実測モーメントは、鉄筋に取付けた鉄筋計の応力から、複鉄筋断面として逆算した。実測モーメント分布形は、壁の変形から想定されるモーメント分布

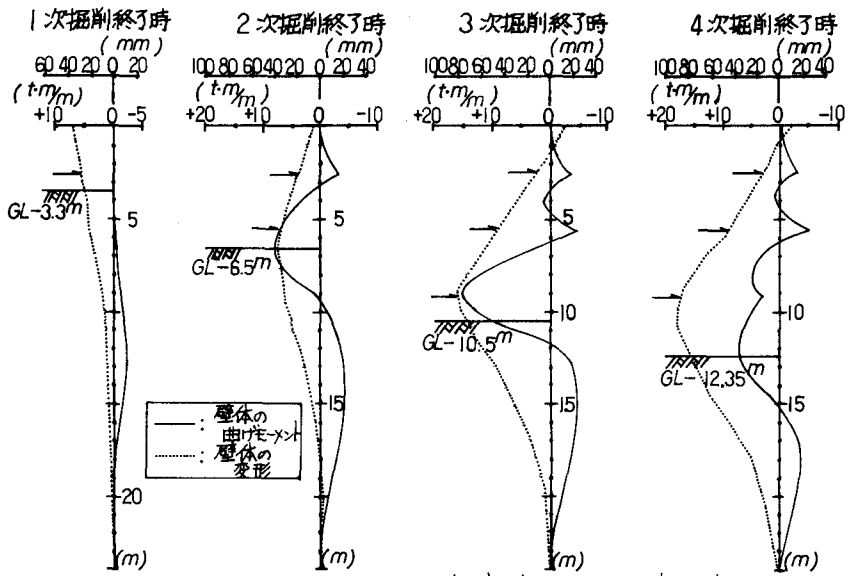


図-6 掘削にともなう壁体曲げモーメントの変化

形と良く一致している。各掘削段階の最大曲げモーメントは、1次掘削時を除けば、最大壁体変形が生じた位置と同様に、掘削面上0~1.5mに生じている。全期間を通じての最大曲げモーメントは、3次掘削終了後にあらわれ、その値は+15 t·m/mである。掘削底面下のモーメントの反曲点の位置は、掘削面から1.5~3m下にあらわれている。

図-7は、実測土圧分布を使用して算定したモーメント分布と、実測モーメント分布とを比較したものである。モーメント分布の算定にあたっては、単純梁法と連続梁法を使用し、根入部分の支点は、実測モーメントの反曲点(掘削面から2.7m下)をヒンジ支点と考えた。また、支点の変位は考慮していない。これによると、分布形状の点では、どちらかと言えば単純梁によるよりも、連続梁によって計算した方が、より実測モーメントに近いようであるが、完全とはいえない。

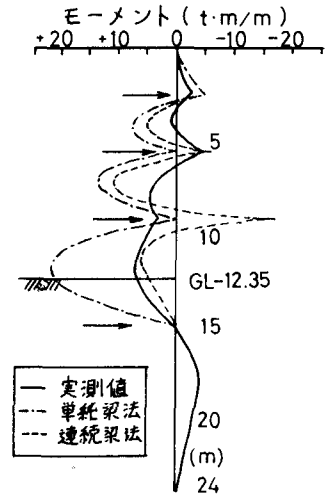


図-7 実測曲げモーメントと計算値との比較

図-6に示すように、2段・3段切梁の位置のモーメントは、掘削の進行と共に、正から負のモーメントへと変化している。この事は、当然の事ではあるが、設計に際しては、単純に最終段階のみを考慮して配筋するのが、非常に危険である事を示している。