

III-110 R C 山どめ壁の挙動と周辺地盤の測定結果

(株) 銭高組 本社研究部 正員 大 橋 昌 良
同 上 正員 ○ 藤 原 正 明
同 本店建築部 山 崎 隆 昭

1. まえがき R C 山留壁に作用する側圧等の研究は近年さかんに行なわれているが、山どめ壁および周辺地盤の挙動については明らかにされていない部分も多い。今回山どめ壁に隣接する基礎の浅い建物（高：20 m）への影響、又掘削による応力解放によって生じた下部粘土層のヒービング現象等を計測し、R C 山どめ壁の信頼性について検討を行なったので報告する。

2. 地盤および工事概要

敷地は大阪市東区で地質状況は図-1に示す如くであり、GL-6 m以深に洪積の天満砂層が認められ、GL-20～-32 mは海性粘土層（Ma. 12）、砂層を介してGL-41 m以深はMa. 11である。敷地に隣接して建物（巾7 m、高20 m）があり、基礎が浅いために山どめ壁の施行に先だってアンダーピンニング杭で仮受けした。地盤面と山どめ壁頭は同一レベルであり、1エレメントは巾5.2 m、厚0.6 m、長22 mで、根切り深さはGL-17.68 mである。一段掘後鋼製切梁で支持すると共にI Fスラブのみ逆打ち工法を採用した。以下の掘削深さと切梁位置の関係は図-1に示す。

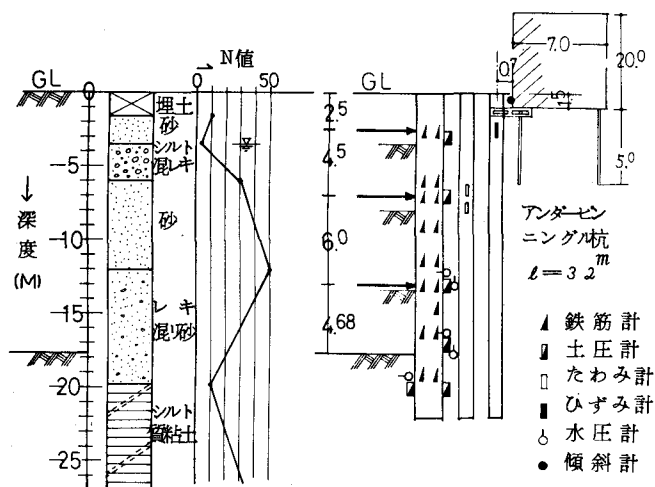


図-1 土質柱状図および測点断面図

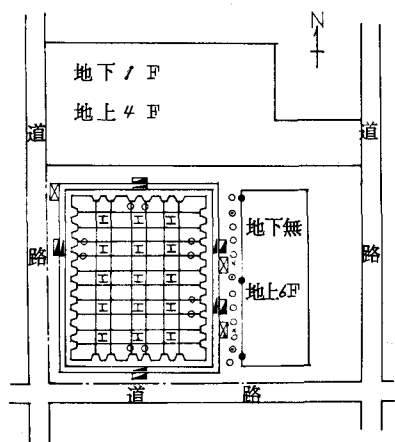


図-2 敷地平面図

3. 測定項目 本工事において行なった主な計測は図-1、2に示す如くであり、山どめ壁に作用する側圧（カールソン型土圧計、間隙水圧計）、壁の応力測定（カールソン型鉄筋応力計）、壁の傾斜および亀裂（差動トランス型管内傾斜計、亀裂計）、切梁の軸力（カールソン型表面歪計と直読式盤圧計）建物の傾斜（差動トランス型傾斜計）、壁背面上の変位置（差動トランス型たわみ計）、アンダーピンニング杭の軸力（表面歪計）、観測井による水位観測、銅芯柱上のI Fスラブにてヒービング量のレベル観測、なお土圧計はジャッキ式とシート式（竹中式）で、間隙水圧計は圧入方式により設置した。

4. 測定結果と考察

4-1 側圧 側圧については掘削前（S47.6/6）、1段掘後（6/14）、I Fスラブ打後（8/10）、2段掘後（9/11）、11 m掘後（9/25）、3段掘後（10/9）、最終掘削後（11/6）の各工事段階の結果を図-3に示す。なお図は全土圧で示す。水圧は砂層中でありほぼ静水圧分布を示した。土圧計の計器不調になる原因はセットの時、壁面に対して斜めになる場合が多いようであ

る。次に各掘削段階ごとの側圧係数を次式により求めた。

ΣP ΣP : 掘削深さまでの側圧合計
 $K = \frac{\Sigma P}{\gamma H^2 (1)}$ H : 掘削深さ、 γ : 平均湿潤単位体積重量
 結果を西新宿電話局における関東ローム層の硬質地盤の場合と比較した。 表-1 側圧係数

	1 段掘後	2 段掘後	3 段掘後	4 段掘後
今 回	GL-3.5m 0.31	GL-8.0m 0.83	GL-13.2m 0.38	GL-17.68m 0.31
西 新 宿	GL-2.5m 0.28	GL-9.0m 0.64	GL-14.75m 0.49	GL-20.50m 0.28

4-2 壁に生じる応力

応力測定は鉄筋計によりひずみ度として測定され、それより壁に生じる曲げモーメントを算出した。結果の一部を図-5に示す。図-4にはRC山どめ壁の剛性を考慮に入れ、地盤をバネ常数で表わした直桁解析により求めた支点反力-荷重関係に実測の切梁反力を代入して推定土圧を求めている。図-6に土圧計による実測土圧から、図-7に上記の推定土圧から直桁解析により求めたモーメント図、および切梁反力を示す。これらによるとモーメントは鉄筋計からのものが負側に5割程度大きくなっているが、これは壁の変形により生じた内部残留応力の影響を受け、応力レベルに応じて変化する $n = ES / EC$ を考慮に入れるのが困難なためである。しかし反力は3つの場合ともほぼ同じ質となった。よって今後切梁反力からシュミレートすることによってほぼ近い側圧、および内部応力を推察できると思われる。

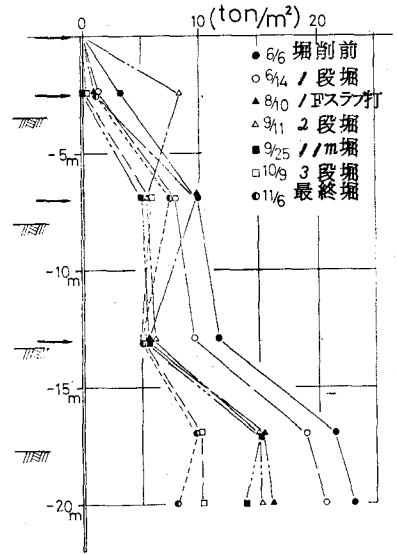
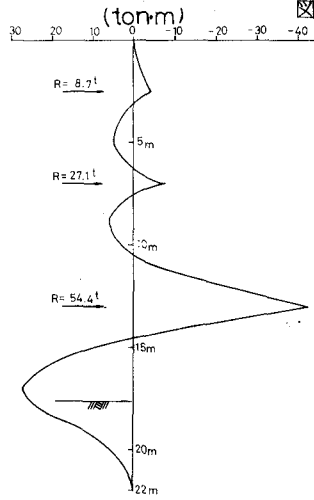
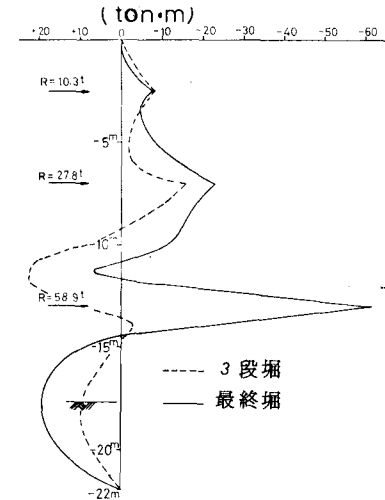


図-3 側圧変化

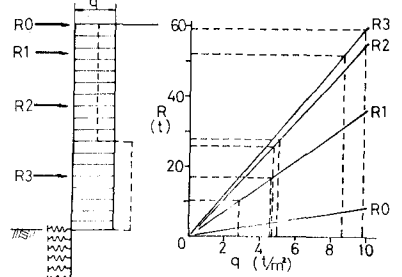


図-4 切梁軸力より側圧の推定

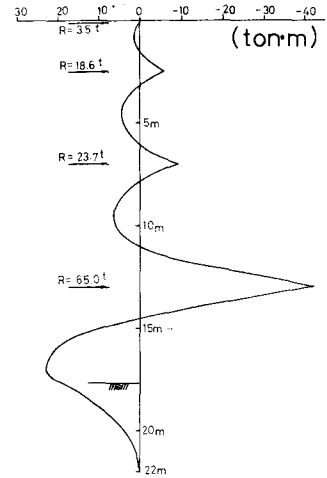


図-5 鉄筋計からのモーメント 図-6 実測土圧よりモーメント 図-7 推定土圧よりモーメント

4-3 壁の変形と背面の変位量

壁のたわみは鉄筋計から求めた曲げモーメントを2回積分して求めた。積分定数は1Fスラブを打設する8/10までは下部固定、上端自由、それ以後は上下端ヒンジとして求めた。又壁内のGL-8mの点に管内傾斜計をセットし、変形により生じる傾きを求めた。背面上の変位量は壁から0.5m離れたGL-5~-8mの点に土中たわみ計を2点セットして計測した。計算結果を図-8に示すが、傾斜計および土中たわみ計の値と比較すると傾向的には一致するが、4段掘後で傾斜計によると2.3mm/mと計算値の倍になっている、これは計算では累積した変形を考慮できないため

あろう。以後地中梁打設まで傾斜計（最大 4 mm/m ）、切梁軸力とも増加しており、変形は最大 40 mm 程度と思われる。又背面土の変形量測定は基準点がよく決められなかった。

4-4 掘削による除载荷重とヒービングの関係

図-1の土質柱状図に示すように根切り底以深に層厚 12 m の海性粘土と 8 m の砂質土を介して $GL-41\text{ m}$ 以深にも海性粘土が存在し、除荷重による応力解放によりヒービング現象が生じた。仮受鋼芯柱（ $\ell=32\text{ m}$ ）上の1Fスラブにおける測定値を図-9（c）に示す。これによると除荷重が 10 t/m^2 からヒービング現象が表われ、 20 t/m^2 から急増する。敷地中央において約 30 t/m^2 の除荷重に対して 70 mm のヒービング量が

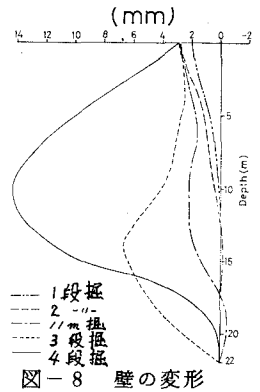


図-8 壁の変形

見られた。これは大阪市内の他の現場⁽²⁾における計測結果ともほぼ一致している。しかし山どめ壁の上においてはほとんど生じなかった。これは山どめ壁の重量が大であるのと、根入れ深さが浅いためであろう。

4-5 隣接建物の挙動

山どめ壁に隣接（約 2.5 m ）する建物の挙動を測定するために、山どめ壁施行に先だって建物を仮受けしたアンダーピンニング杭の軸力、および建物の傾斜を自動記録した。結果を図-9（a）、（b）に示す。

杭の軸力は 8 m 掘削後急に増加し、最終掘削後には 100 t/本 となり、建物の片側をほぼアンダーピンニング杭で支持していることになる。壁の傾斜も同様の結果を示し、最大で 0.9 mm/M 掘削側と反対に傾き、以後横這いとなる。これらの原因には（1）山どめ壁の変形により背面土がゆるみ、既設杭の支持力が減少した。（2）ヒービングによりアンダーピンニング杭（ $\phi=600\text{ mm}$ 、 $\ell=32\text{ m}$ ）に押し上げ力が働いた。の2つが考えられる。壁からの漏水、地下水位の変動はほとんどない。しかし建物の上下方向変位は傾斜計からは 3 mm 程度となるが、水準測量では建物前後面の挙動の実態を把握出来なかった。どちらの原因によるかは明らかではないが、両者が合成したものではないかと推察される。今なお計画中であり、今後構造体の重量が増した場合の挙動を測定して結論づけたい。

5. むすび

以上の結果を総合的に考えると、敷地に隣接して基礎の浅い建物がある場合、RC山どめ壁は剛性が大であるため、逆打ち工法等により頭部の変位を抑制するとともに漏水、地下水位の変動に注意すれば、かなり信頼性が高いものと思われる。なおこの計測は近畿電気通信局第2建築部各位の御指導御協力によりなし得たものであり、解析には（財）大阪土質試験所の坂元氏の協力を得た。又側銭高組作業所の皆様の協力を付記し、感謝する。

参考文献 (1) 古藤田 喜久雄ら：日本建築学会学術講演梗概集 昭和47年 P861～P864

(2) 例えば、大阪駅前第1ビル工事計測結果等より

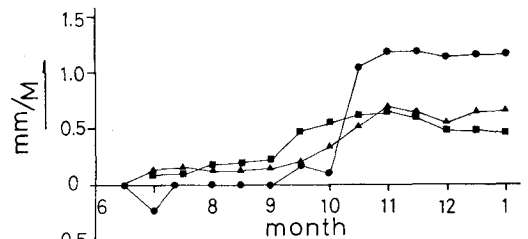
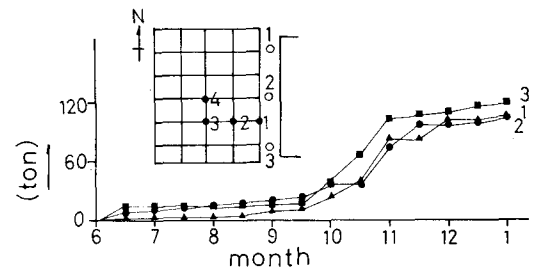
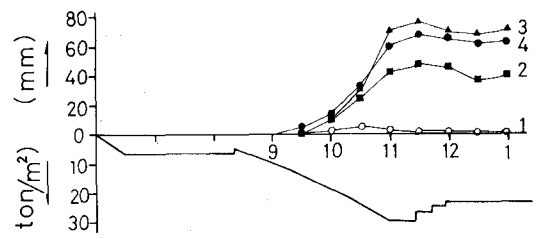


図-9 (a) 建物傾斜の経日変化



(b) アンダーピンニング杭軸力経日変化



(c) 除载荷重、ヒービング量経日変化