

新潟交通独身寮復元工事施工記録

新見 芳 男 高橋 賢之助
久富 洋 清水 勇
野中 稔 大藪 征夫

—ま え が き—

1. 新潟地震による被害

昭和39年6月16日13時2分頃、新潟県岩船郡粟島浦村南方 38.4°N, 139.2°Eを震央とする、マグニチュード 7.7（後に7.5と訂正された）の大地震が発生し、新潟県下をはじめとし、山形県下、秋田県下にも多大の被害を与えた。特に新潟市内においては多くの鉄筋コンクリート造建物が被災した。その被害状況は従来の他の地震によるものとは異なり、構造体の破壊等はほとんどなく、大部分が建物の沈下・傾斜等で、逆に浄化槽では浮上したものが多く、そのうち最も甚だしいのは川岸町の県営アパートに見られるように、転倒はしても構造体の破壊は全く見られず、被災はいずれも地盤に起因するものと考えられた。

新潟市内にある鉄筋コンクリート造建物は約1,500棟といわれ、そのうち約500棟が何らかの被害を受けて使用上の不便をきたし、さらにその約1/3の150棟は復元を要するものといわれた。新潟市役所の見解では復元を要するものとは傾斜1°以上のもの、1階床面が道路面より30cm以上沈下して不便なものということである。

2. 新潟交通独身寮

当社施工の建物も新潟市内には数多い。しかし旧砂丘地帯にあった日本銀行支店や比較的最近の施工で、基礎地業のしっかりしていたものはほとんど被害がなく、沈下・傾斜した建物は大部分が比較的小規模のものであった。そのうちで新潟交通独身寮は男子寮、女子寮の2棟からなり、新棟の増築もあって、比較的規模の大きいものになっていた。ここに報告するものは男子寮の復元工事の施工に関するものである。新潟市内における被災復旧建物の規模としては鉄道病院に次ぎ、その重量で県立図書館に匹敵するものであるが、これらに比べて沈下・傾斜量が大きく、当時大成建設施工の鉄道病院復旧工事と並んで注目を集めていた所である。

3. 建物の規模概要

棟別	建設年	建物幅	建物長さ	建坪	延坪	重量
旧棟 新棟	昭34年	10.400	69.450	598.122	2,368.926	約 3,600
	昭38年	9.760	39.500	385.520	1,380.920	2,200
			108.950	983.640	3,749.846	5,800

軒高（G.L.よりパラペット天端まで） 14.270m
総高（基礎フーチング下端よりパラペット天端まで） 15.470m

基礎ぐい

棟別	種類	径	長さ	当初設計支持力
旧棟	松ぐい	末口 18cm	6.40m	5 t/本
新棟	既製コンクリートぐい	径 30cm	10.00m	25 t/本

用途 1階 バス庫庫
2～4階 寮室

位置 新潟市流作場元新州（図-1参照）
信濃川右岸からの距離 男子寮 約100m
女子寮 約160m

4. 分担

本報告は2部からなり、次のように分担した。

施工記録〔I〕 建物の復元施工について

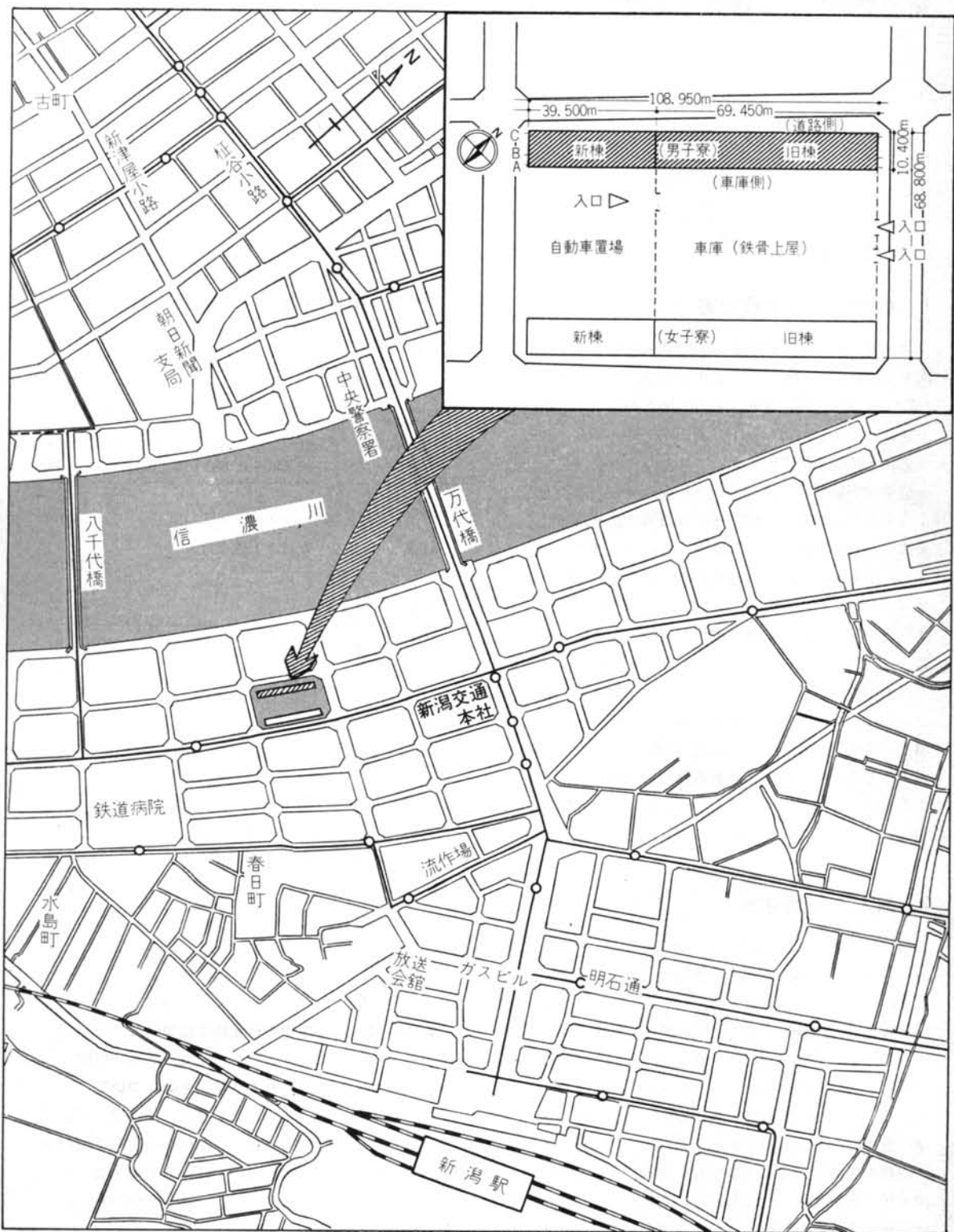
施工研：新見、久富、野中

施工記録〔II〕 地盤および基礎ぐいについて

土質研：高橋、清水勇、大藪

施工記録〔I〕では工事名称との関係から、総て独身寮復元工事と称し、施工記録〔II〕では比較上男子寮と女子寮を区別しているが、施工されたのは男子寮のみで、女子寮は未着手である。

〔新見 記〕



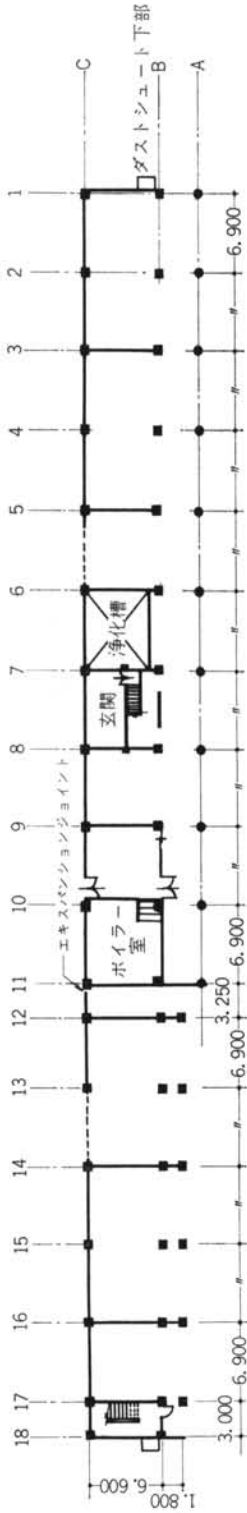
図一1 位置図 (S; 1 : 10000)



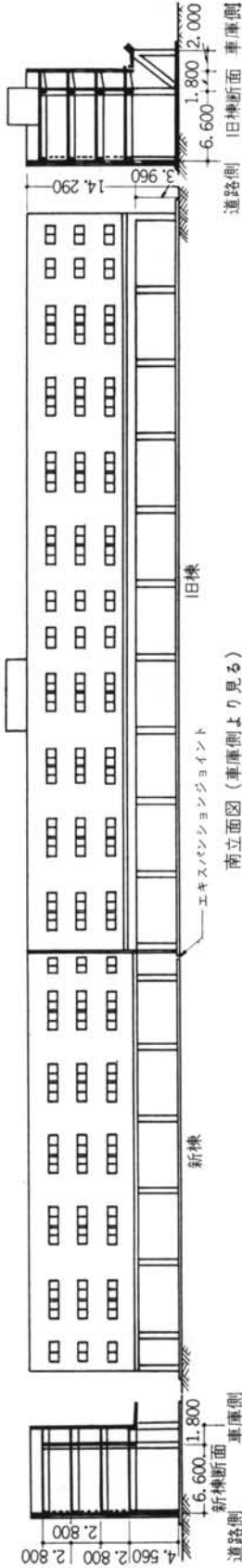
写真一 復元工事着工前の建物全景



写真二 復元工事完了後の建物全景



一階平面図



図一-2 建物規模図

第 I 部

建物の復元施工について

新 見 芳 男
久 富 洋
野 中 稔

§ 1. はじめに

1. 1 復元工事の基本方針

新潟交通株式会社独身寮の復元工事については施工原案が作製される前に、基本的な方針として次のようなことが考えられていた。

- (1) 新潟地震と同程度の地震が再び起こった場合、沈下傾斜の大きな被害を受けないこと
- (2) 新設補強ぐいは-18mに到達させること
- (3) 独身寮と女子寮の間にあった生研トラスによる車庫上家は取除き、復旧しないこと
- (4) 扛上(こうじょう)高さが大きいことは危険を伴うので、必ずしも旧地盤の高さまで復旧する必要はないこと

- (5) 2階以上の居室は使用中のまま工事を進めること
 - (6) 工事の記録をとり、社内資料とすること
- 等であった。施工中の一般方針として安全確実はいうまでもないが、その安全確実さをできるだけ確認しつつ工事を進めることが要請された。

1. 2 原案の承認

施工方針の原案は現場で作製された。この原案作製に

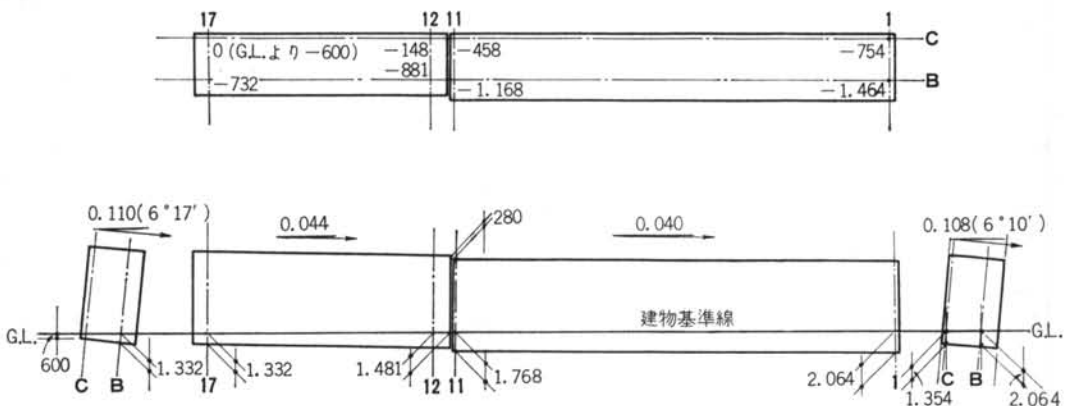
あたって在来基礎ぐいの残存支持力、新設補強ぐいの種類・位置についての方針、構造体の補強、扛上時の荷重による構造体の安全性等については本社設計部栗野課において検討された。

なお松ぐいの残存支持力については39年中に旧棟北端部において試験掘、ウエルポイント排水試験とともに載荷試験が行なわれた。PIPぐいについても地震後の8月に、当現場の道路側(C通側)で施工実験が行なわれ、-20mまで施工可能なことを確かめている。このPIPぐい実験には研究所からも参加した。

このような資料と地震後のボーリング結果等を参考として、40年1月18日、本社において、城戸専務以下、現場、設計部、機械部、工務部、技術室、研究所等の関係者が集って、施工原案を中心に検討した。前記の基本方針と原案が承認され、数々の注意事項が与えられた。

§ 2. 建物の沈下・傾斜の状況

復元工事計画の詳細な検討のためには、まず現状の正確な把握が必要である。40年2月上旬、数日間にわたり猛吹雪の中で建物の現状実測を行なった。



図一 1 建物の沈下および傾斜状況

2.1 建物の沈下・傾斜

地震時には広範囲にわたって地盤に変動があったので震災前の基準点を求めることができない。したがって、建物の絶対沈下量を求めることは不可能であるから、最も沈下量の少ない点、新棟C通り端部を±0とし、これに対して建物各隅の相対的沈下量を求めた。当時は建物の陸墨を探したが発見できなかったため、バラベットの天端を一応水平に仕上げられていたものとみなし、測定を行なったが、その結果を図-1に示す。また車庫側外壁面に下げ振りをおろし、建物の傾斜角度を測った。大体 $6^{\circ}10'$ 程度で、車庫側外壁面の天端は、地盤高さの外壁面よりも約1.70mも車庫側に出ていることになる。

復元工事の施工中、周辺道路の新しい高さが当局によって順次決定されてきたが、それに対して最高点(±0点)で約60cm下がっていたことになる。

2.2 構造体の亀裂とコンクリートの推定強度

建物全体にわたって相当詳細な観察を行なったが、構造および壁体に亀裂を発見できなかった。旧棟A通りの円柱に水平の亀裂のあるものが2か所認められたが、これらは地震力によるというよりも、独身寮と女子寮の間にあった車庫の鉄骨上家が破壊・変形したために起こった二次的な力によるものと考えられ、またこれらの円柱は鉄骨上家が復元されないため、亀裂の補修の必要もなかった。

新築当時のコンクリートの品質管理の程度を推定し、構造体の良否を考えるために、地中ばりまで掘削した時期にシュミットハンマーによる強度試験を行なった。その結果、設計強度の $150\text{kg}/\text{cm}^2$ に対し、平均 $184.3\text{kg}/\text{cm}^2$ 、標準偏差 $22.7\text{kg}/\text{cm}^2$ 、変動係数 12.3% 、推定強度 $161.6\text{kg}/\text{cm}^2$ という比較的良好な結果を得た。

§3. 復元工事計画

3.1 概要

旧棟と新棟では、鋼管の圧入と、仮受けの方法がやや異なる。旧棟の方は、車庫のトラスを受けていたはりがあり、これを反力として鋼管の圧入と仮受けに利用できるからである(図-2、図-3)。

いま、この施工計画ができた考え方を順にたどると、

- (1) 建物を起こすには、下からジャッキをかける。
- (2) ジャッキをかけるには、それを支える耐圧版が必要である。
- (3) 耐圧版は地盤、旧ぐいおよび新設する補強ぐいによ

って支持される。

- (4) 新設補強ぐいは、道路側はPIPぐいが施工可能であり、車庫側は建物のオーバーハングのためにPIP機械が入れず、短い鋼管を継ぎながら圧入していくよりほかない。
- (5) 常水面がほとんどG.L.と一致するため、地下工事にはウエルポイントが必要とする。

以上の施工の順序としては、PIPぐい、旧棟鋼管圧入、ウエルポイント設置、根切り山止め、新棟鋼管圧入、耐圧版の製作ということになる。

耐圧版の製作に当っては、建物の重量を圧入した鋼管ぐいと旧ぐいにかけたまま根切りを行ない、一部のぐいを切断して耐圧版のコンクリートを打設し、その上にコンクリート製および堅木製のサンドルを組んで、これに建物の荷重を移してから、旧ぐいを切断するという方法をとる。隣合った基礎下を同時に掘ることは危険であるから、適宜千鳥に施工する。建物の荷重が総て耐圧版上のサンドルに移った後、図のようにジャッキをかけて、扛上を行なう。所定の高さまで上ると、このコンクリートサンドルを鉄筋コンクリートで巻き立てて、基礎と耐圧版を一体にし、埋戻しを行なって終了する。

この計画に決定するまでに、柱と基礎を切断して扛上する方法や、新棟も旧棟と同じく、地上で鋼管の圧入を行なう方法など種々考えられたが、2階以上に居住者が生活しているままの復元工事を実施するために、最も安全であり、また現存建物の取りこわしの少ない方法が採用された。

3.2 測定計画

測定の計画としては、次のように考えられた。

- (1) 着工前の建物の傾斜の状況と、歪の測定
- (2) 連続測定として
 - a. ウォーターレベルを各柱位置に設置して、一般作業による建物の不同沈下の測定
 - b. 外壁に下げ振りを設け、傾斜の動きの測定
 - c. 建物の水平移動の測定以上を工事着工前より完了時まで連続的に記録する。
- (3) 局所的な測定としては、根切り等が行なわれる際にその基礎の局所的な沈下など
- (4) ぐい関係の測定として
 - a. 圧入鋼管の圧入記録
 - b. 旧コンクリートぐい、松ぐいの耐力を載荷試験により確認
 - c. 圧入した鋼管ぐいとPIPぐいの載荷試験による設計耐力の確認

d. 圧入した鋼管の垂直度の測定

e. 圧入した鋼管を仮受け柱として使用する際に、鋼管に移っていく荷重の変化

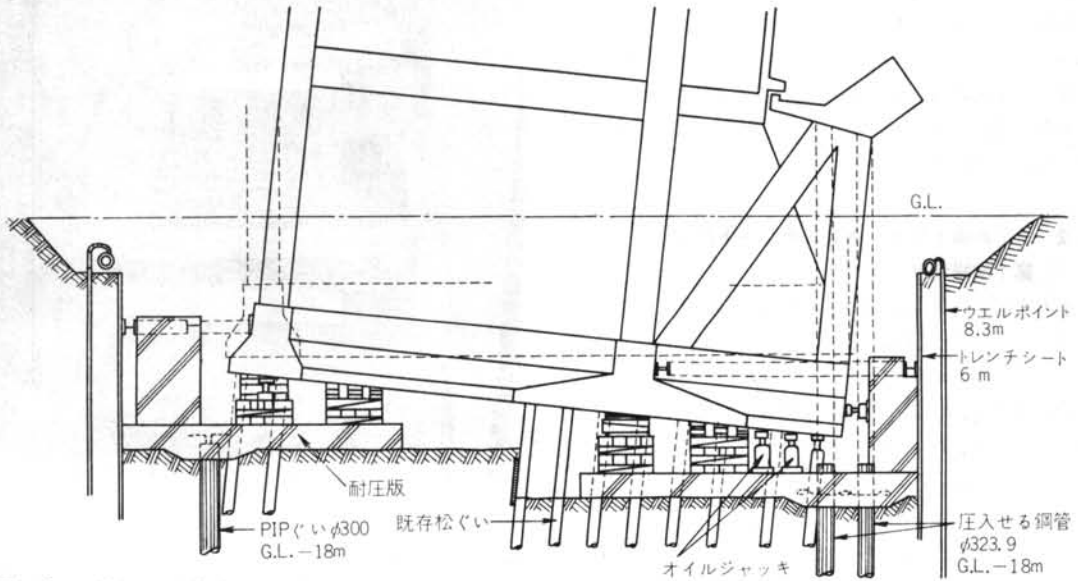
(5) 扛上作業時の測定

その他、日々の現場作業の進行に従って、必要な測定を行ない、その対策を立てることにした。また、工事の記録をとることも課題とされた。

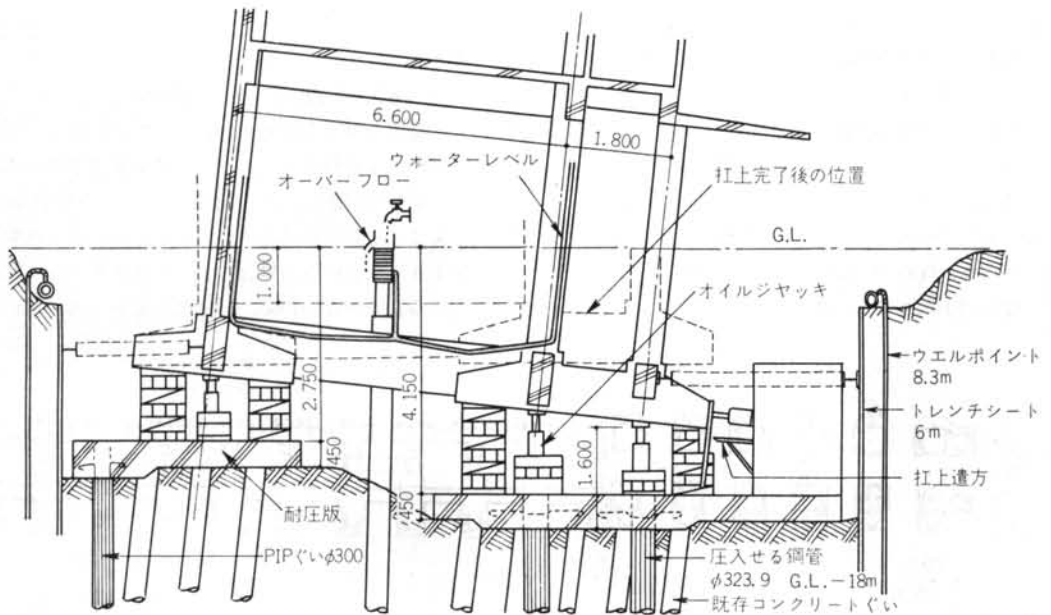
§ 4. 作業記録

4.1 着工前の状態の測定

この測定は、工事着手前の建物の傾斜、歪み等を測定することを主目的とし、建物修正時の基準をどこに置くかを決定することを副目的とした。



図一 2 旧棟復元工事計画図



図一 3 新棟復元工事計画図

建物の状況を知るためには、建設当時の基準墨をみつけ出して調査することが最もよい方法と思われたが、1階では、コンクリート面が打放し仕上げのために、建設当時にすでに濃い墨出しをしていないから、数年経過したいま、これを見つげ出すことはできず、また2階以上は使用者が居住しているため、仕上げを斫り取って古い墨を見付け出すことを避けた。やむを得ずパラペット天端、外壁仕上面、窓台、幅木天端等を実測して、沈下および傾斜状況図を作成した(図-1参照)。

旧棟、新棟はおのおの傾斜は異なるが、一つの棟の各部分の傾きはほぼ等しく、また曲がりもみられず、歪みも無い。すなわち、構造体に内部応力は内蔵されていないものと思われた。したがって、このデータを基として、扛上時の基準とした。

4.2 ウェルポイント、トレンチシート打ち、 第1次根切り

第1次根切りとは、地中ばり側面を露出させるまでの段階をいい、工期的には表題の三つの作業はほとんどラップして行なわれ、またこの頃には次項のPIPぐいの施工と旧棟の鋼管の圧入工事も開始されていた。

(1) トレンチシート打ちは6mのものをパイプロハンマーで約5m打ち込み、その後をモンケンで追った。山止めは鋼製山止め1段ばりとし、初めは建物の地中ばり部分に支持させ、後に耐圧版コンクリートが終った部分にコンクリートのパットレスを設けて、そこに盛替えて扛上作業に備えた(写真-1)。

(2) ウェルポイントは、深さ8.3m、1m間隔に設置し揚水した水は直接信濃川に放流する。震災後の市の下水道の復旧がまだ完了していないため、各現場で独自のパイプラインを設ける必要があり、信濃川の堤防を越えるために1度ポンプアップし、堅管でヘッドをつける必要がある。

(3) 第1次根切りは、まず地震時に噴出し滞留した土砂を除き、既存の土間コンクリートをこわした後に地中ばりの下端まで掘削する。

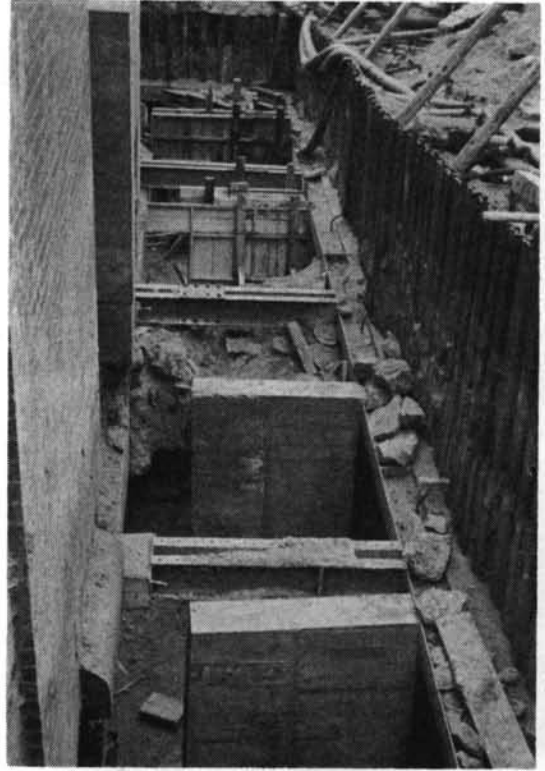


写真-1 山止め、切張り、コンクリートパットレス

4.3 PIPぐいの施工

4.3.1 PIPぐい試験工事:

増強されたいぐいのうち、PIP機で施工可能な範囲にはPIPぐいが採用されている。PIPぐいの施工位置は図-4参照。

新潟地区の粒度のそろった細砂地帯で、PIPぐいの確実な施工ができるかどうかについては、すでに39年8月に試験工事を行なっている。この試験工事の目的はPIPぐいが施工可能ならば、鋼管ぐいよりも安価であり能率もよく、無音無震動の工法である等の有利な点もあるが何よりも鋼管圧入の場合のように基礎フーチング下を掘削する必要がないので、安全な作業ができるということ

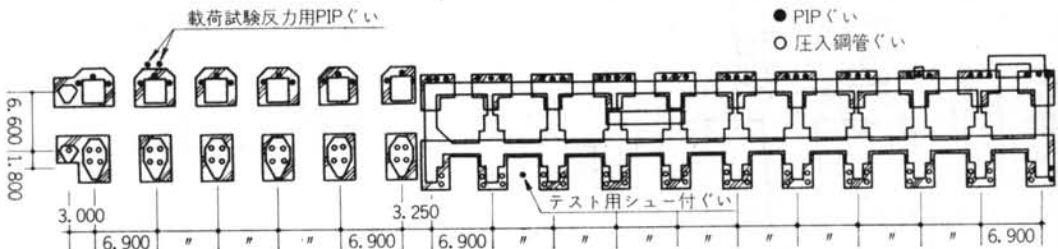


図-4 PIPぐい、鋼管ぐい配置図

であった。したがって、施工可能の見通しがつけば、新潟交通独身寮の復元工事を含め、その他の建物の復元工事の補強ぐいにも使用したい考えであった。

しかし、新潟交通独身寮の場合は、建物が6°10'も車庫側に傾斜しているため、建物に接近してPIP機の高いやぐらを建てることのできないで、屋内または底下で施工しなければならない。したがって、全高の低いやぐらで、長いオーガージャフトを継ぎ足して打設することになる。

施工実験は39年8月21日～28日に実施された。

a) 使用機械

- PIP やぐら 全高6 m, 有効高さ5 m, 鋼管上をスライド移動式
- オーガー 3 mものを継ぎ足し, 21mまで使用
- PIP 原動機 22kw, 減速比1/30,
および減速機 50～60 r.p.m.
- ウインチ 8 kw, ローププール3 t,
ロープ速度10m/min
- グラウトポンプ 3.7kw, 電動シンプレックス型,
吐出力1.5m³/hr
- グラウトミキサー 4.5kw, 8切複槽
- ゼネレータ 70kw

b) 試験は3回にわたって行ない、順次工夫改良を加えていったが、次のようなことが判った。

① 深くなるとオーガーをとられて動かなくなる。これは主としてオーガーの接続に相当の時間を要するため、これを防ぐためベントナイト液を注入しながら掘進すれば、このような現象はおこらない。

また、一度回転を始めれば掘進は楽に進められるので、1本もののオーガーならば施工上の問題はないと考えられる。

② 鉄筋の挿入は要領よく、手早く行なわないと、困難になる。これは全長ほとんど砂地盤であるため、注入モルタルの脱水によるモルタルの硬化がおこるからである。この脱水対策は目下別に研究中であるが、これも鉄筋かごを長さ3 mとせず、1本ものまたは2本継ぎとすれば挿入可能の見通しを得た。

③ 電動モーターの起動電流が大きいこと。これは①と関連して同じ対策でよい。

しかし結局のところ、短い2～3 mのオーガーを継ぎ足しながら、屋内または底下で18～20 mまで施工することはほとんど不可能と結論せざるを得なかった。

4. 3. 2 PIPぐいの施工：

試験工事の結果、1本もののオーガージャフトを使用

できる高いやぐらを建てられる範囲のみをPIPぐいとしその他の部分では鋼管ぐいの圧入が採用された。

a) 使用機械

- PIP やぐら 全高23m, 有効高さ19.5m,
ターンテーブル式とし, 台車は
レール上を走行移動する。
- オーガー 外径30cm, 20mもの1本
- PIP 原動機 22kw, 減速比1/30,
および減速機 50～60 r.p.m.
- ウインチ 8 kw, ローププール3 t,
ロープ速度10m/min
- グラウトポンプ 7.5kw, 鉋研試錐MG-10,
吐出力2.0m³/hr
- グラウトミキサー 6.6kw, 8切3連槽

b) プレパクトモルタルの調査

セメント	フライ アッシュ	砂	イントルー ジョンエイ ド	水	W/C+F	フロー値
100kg	40kg	140kg	1.2kg	65kg	41%	22秒

c) PIPぐいの仕様

- くい長さ 施工時 G. L. より-18m, 掘削後有効
長さ約14m
- 外 径 30cm, やや大きくできている。
- 鉄 筋 主筋φ16×6本, 帯筋φ9×@50cm,
鉄筋は籠形に組んだ長さ7 mのものを
2本継ぎ足して挿入。
- プレパクトモルタルの圧縮強さ 180kg/cm²(4w)
- 許容支持力 設計 20t/本
載荷試験 30t/本, 詳細は本施工報告
〔II〕参照。

d) PIPぐいの施工

くいの打設は旧棟の端部A-1, C-1から始め、C通りをC-1からC-18まで順次に施工を続けた。PIPぐいやぐらは台車によって、レール上を移動するので、建物と外周トレンチシートの間レールを敷設した。前記試験工事および市内の東芝商事現場における施工経験から、極めて順調に打設された。2月28日～3月19日の間に総計53本、最高1日6本であった。その他に、載荷試験用の反力ぐいとして同寸で鉄筋量を増加したものを2本打設した。

隣接したくい位置ではモルタルが新しい掘削孔に流入するおそれがあるので、とびとびに打設した。すなわち設計で基礎1か所当り3本の場合、1日には1基礎当り1本ずつで、1日5本ということは5か所の基礎に1本ずつ打設し、翌日PIP機をまたもとの位置にかえし、1

本ずつ打設するというのである。

・施工実績

月日	本数	月日	本数	月日	本数
2.28	1	3.7	休	3.14	休
3.1	2	8	5	15	5
2	レール方向換	9	2	16	5
3	休	10	3	17	6
4	2	11	6	18	1
5	3	12	4	19	1
6	4	13	3	20	反力ぐい2

4.4 旧棟の鋼管の圧入

鋼管の圧入の記録および載荷試験の結果等については旧棟、新棟共に施工記録〔Ⅱ〕に詳細に述べられている。

ここでは多少重複するが、施工上の記録、問題点などを説明する。

4.4.1 概要：

鋼管の圧入は、適当な反力点を求めて、これにジャッキを固定し、垂直度を確認しながらジャッキを作用して行なう。1 mおよび2 mの鋼管を圧入するには、各種の長さのダイスを準備しておいて、これを鋼管とジャッキの間に、適当に組合せて次々に入れて、ジャッキを作用させる。ダイスの組合せ方を図-5に示す。

電動ジャッキのストロークは300mmである。

反力点については、旧棟は図のように元車庫のトラスを受けていたはりが利用でき、ここにジャッキを取付け

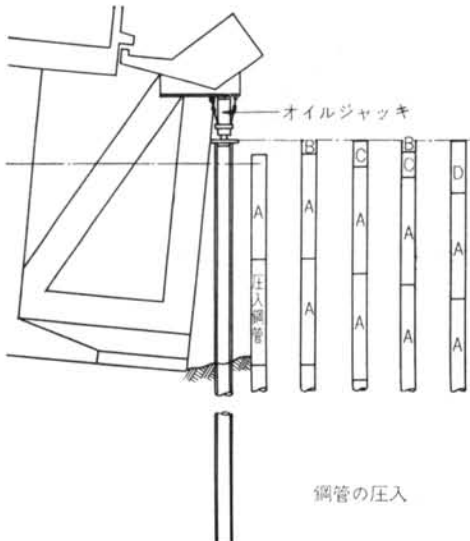


図-5 ダイスの組合せ図

ても2 m以上の空頭 (clearance) を得るので、2 mの鋼管の圧入ができたが、新棟では地下水位の関係から根切り底の空頭が1.60 m程度に押えられ、ジャッキや、溶接する相手の鋼管の寸法を差引くと正味1.20 m程度しかなく、したがって、1 m以上の鋼管を使用することができなかった。

4.4.2 鋼管の準備：

鋼管は八幡製鉄、光工場製 STK-41、外径323.9mm、厚さ6.4mmで、現場で引張り試験を行ない、材質を確認している。

切断および接続面のごしらは機械加工とし図-6のような開先と内部スリーブを取付けた。

現場に搬入された鋼管はまず地上の治具に1列に並べ、通りを直し、上面と側面に通し墨を打ち、

圧入順に鋼管番号を打ち、この番号と墨を基準にして溶接と圧入を行なう。

4.4.3 建入れ：

鋼管の初めの2~3本は50 t 手動ジャッキで建入れを完全に修正しながら圧入する。最初は圧入力も大きくないので修正も可能であるが、深くなると頭部だけが動いて修正は不可能になる。

建入れは、管の両側に下げた下げ振りに管の墨を合わせる方法によった。圧入抵抗が大きくなると100 t 電動ジャッキに取り替え、圧入を続けた。

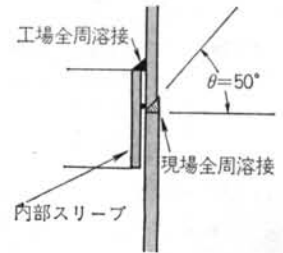
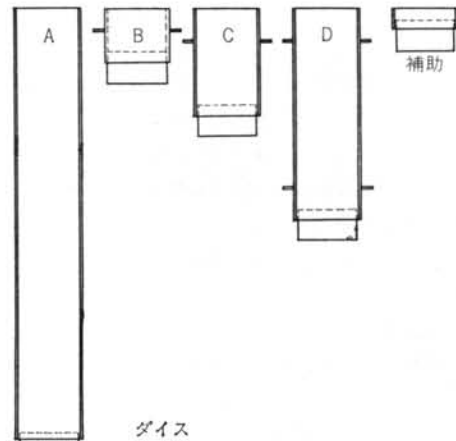


図-6 鋼管継手詳細図



4. 4. 4 電動ジャッキによる圧入：

電動ジャッキは理研精機製 TYPE・MP-8 で分離式である。1 台のポンプにジャッキ 1 台を取付ければ 100 t、2 台ならば 200 t の能力となる。ただし、上昇速度は $\frac{1}{2}$ となる。反力点に取付けられた治具に、ターンバックルでジャッキを固定し、その垂直度は正確に調整しておく(写真-2)。圧入力が 100 t に近くなると、ジャッキを 2 台併用できるような段取りとした。

4. 4. 5 鋼管の座屈：

鋼管の座屈耐力は、計算によれば 154 t となり、実際にも 150 t 前後で頭部に座屈を生じている。したがって短柱の座屈と考えてよい(写真-3)。ダイスを置いた場合には、ダイス頭部に同様の座屈現象が見られた。

4. 4. 6 鋼管内の掘削：

圧入力が上昇すると鋼管の座屈のほかに、反力点の局部破壊の心配がでる。圧入力が 150 t 以下に押えるためには管内先端に閉塞している土砂を取除く必要がある。記録〔Ⅱ〕の圧入記録に詳細に示されている通り、閉塞土は深さ約 2 m 程度になると、それ以上は増加せず、完全閉塞の状態となり、圧入力が急に増加してくる。施工の方針としては、圧入力が 80 t を越えると、管内掘削を行なうことにした。

掘削については、技術室および機械部と打合せ、次のように検討を行なった。

- (1) オレンジピールバケットを製作し使用する
- (2) キースポンプを製作し使用する
- (3) 水中ポンプを使用する(ジェット併用)
- (4) エアリフト法による

これらについて、

(1)は、メーカーに問合せてみたが、内径 300mm の管内で使用可能なオレンジピールバケットは製作の経験もなく、新しく設計すれば、重量等について困難が多く、工期にも間に合わないので中止した。米国では、使用例がある。

(2)については、機械部で設計試作。

(3)については、機械部で調査した結果、某メーカーで小型水中サンドポンプを開発しており、これにはジェットのノズルを内蔵して鋼管内の掘削を目的としている。この試作品を借用できることになった。

(4)については、現場で調査してテストをするという結論となった。

施工にあたっては、まず第一に掘削底を鋼管先端より深く掘りすぎないこと、ボイリング現象を防ぐため、管内の水位を常に常水面以上に保つこと、さらに、特に新棟では管外に水を溢れさせないこと等を主眼とした。

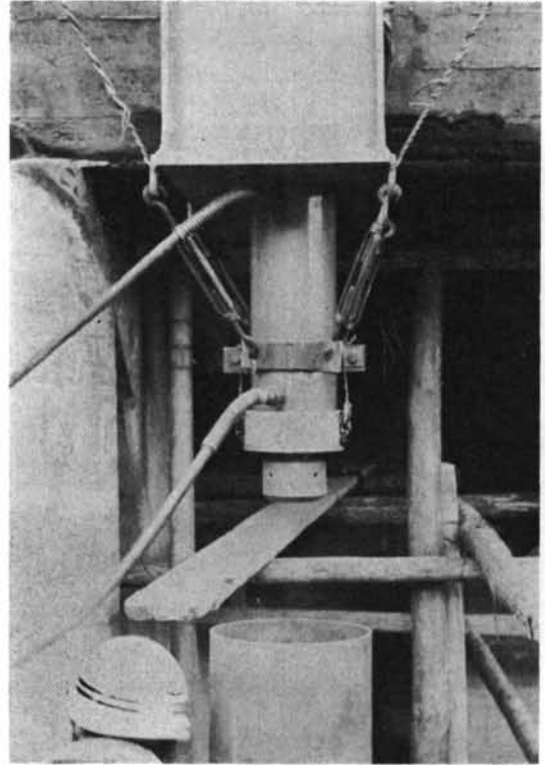


写真-2 100 t オイルジャッキとつり下げ治具



写真-3 座屈した鋼管およびダイス
(座屈部分のみ切断したもの)

以下に、旧棟における試みを記す。

- a) 工程的にキースポンプの製作が間に合わないので、サンドポンプ(写真-4、図-7)のテストを行なった。このポンプの仕様は次の通りである。

型式：サンドポンプ HS-25型

製作所：桜川ポンプ製作所

口径：50mm 揚程：15m

吐出量：0.4m³/min 出力：3.7kw
 重量：55kg 高さ：76cm
 最大径：24cm ジェットノズル：径16mm 4本



写真—4 サンドポンプ

ジェット用のポンプは5段の口径50mmタービンポンプとし、接続のホースは給水、排水ともに50mmのキャンパスホースとした。

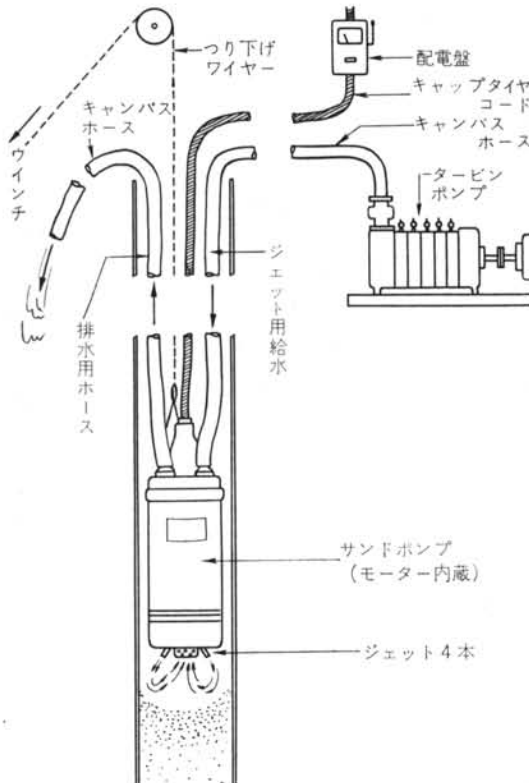
数回のテストの結果、10分間の作動で、900~1000mmの掘削が可能であることがわかった。また、ポンプをつり下げて宙ぶりのままで作動させると、ポンプの掘削深さは250mm程度であるので、使い方によってはオーバーカットを防止することができる。

ただし、このポンプには、取扱い上に数々の欠点があることを見出した。

(i) 取扱い上の不便

ポンプの本体には、給水および排水用の2本の50mmキャンパスホース、電源用キャップタイヤコード、つり下げ用ワイヤーロープ等が取付けてあり、これを径300mmの管内で上下させる場合、重量は推定70~80kg程度となり、また、上記のラインを混然なく出し入れすることは、なかなかむずかしい。

そのため、つり下げ治具を製作し、10kwのダルマウインチを別の場所に設置してつり下げたが、段取りが大きすぎて、移動その他に不自由なので、後には手動ウインチを取付けて操作した(写真—5)。



図—7 サンドポンプ説明図



写真—5 改造後のサンドポンプつり下げ治具 (手巻きウインチを取付けた)

(ii) 給水と排水のバランス

排水は水中の土砂の混入の度合によって、当然揚水量が変化してくる。給水は常にそれに見合った量だけ補給して、管内の水位を下げ過ぎず、また溢れ出ることのないように保たねばならない。したがって、管内の水面を観察しながら、タービンポンプのバルブを微妙に調整する必要がある。しばしば突然に揚水量が零に近くなる場合があり（ポンプのインペラーに空気が入ったためと考えられる）、急いでタービンポンプを停止させても間に合わず、溢水が鋼管上端を越えて周囲の水びたしにしてしまう。旧棟の場合はこの水は釜場に導いて自給式ポンプで吸上げたが、新棟の根切り底の場合は問題と考えられた。

- b) 上記のように、しばしば水が管端より溢れて、周囲が水びたしとなったため、初めから意図して水を溢れさせることにし、タービンポンプよりの給水ホースを直接管底に下ろし、底を洗って土砂を上昇水とともに洗い出すテストを行なった。10分間に1000～1200mm程度の掘削ができることが判った。この方法によると段取りとしては、タービンポンプと50mmキャンパスホースの先に長さ60cm ぐらいのパイプを取付けたものだけとなって、取扱いが簡便であり、これを使用することにした。

この場合、特にオーバーカットをしないように、常に管底の土砂の深さを確認するように、測定を繰り返した。水洗の場合には鋼管底に少なくとも深さ 600mm の閉塞土が残るようにし、また水洗作業を G.L.-12m 付近以前に限定したが、これはその後の圧入によって、G.L.-18m に鋼管が達した場合には、ふたたび深さ 2m 程度の土砂がたまって、完全な閉塞効果が期待できるようにしたためである。これらは初めの数回の慎重な測定によって資料をそろえ、その後の実施に際しては、その都度確認を行なった。

旧棟では、総てこの方法を採用した。

- c) エアリフト法については、前項の水洗が成功しているし、段取りとしてはこれにエアアが加わるだけのものであるから、実験は行なわなかった。

また、キースポンプについては、新棟で実験を行なった。

4. 4. 7 鋼管の溶接：

単位長さの1本の鋼管の圧入が終了すると、次の鋼管を番号を合わせて建込み、建入れを見たうえで溶接する。初めに四方を点付けし、その後3層に盛る。溶接棒は神鋼B-10を使用した。

4. 4. 8 鋼管圧入の能率：

圧入に要する時間は概略次の通りである。

- ・ポンプ1台にジャッキ1台を使用した場合、1ストロークの圧入……………6～7分
- ・ポンプ1台にジャッキ2台を使用した場合、1ストロークの圧入……………8～9分
- ・溶接時間……………30～40分

したがって、2m鋼管の圧入と溶接に約1時間30～40分を要し、20mの圧入には15～16時間を必要とする。

実施の際は、前述した通り、初めの2～3本に手動ジャッキを使用したし、また工事の途中から電動ジャッキを2組使用し、同時に2か所で圧入を行なったりした。これと反対に、他の工事のために手待ちを生じたこともあり、圧入能率として正確な値は出せなかったが、平均して1日1.5本に近い打設能率をあげたと思われる。

鋼管の数は、

旧棟	20m	40本	2月22日より3月24日まで
新棟	14m	25本	3月26日より5月4日まで

4. 4. 9 シュー付鋼管の圧入試験：

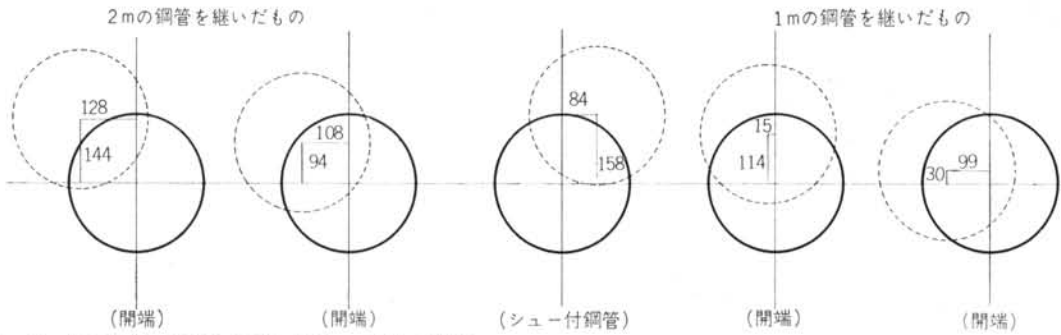
管内の掘削方法を検討している間に、久良知技術室長より、鋼管は先端が開端であるよりも、シュー付きの方が圧入力が少なく、したがって、掘削の必要がないのではないかとの意見が出され、これを試みることにし、先端角度40°のものとして90°のシューを製作し、圧入試験を行なった。

シュー付鋼管では掘削を行なわなくても150t以下で圧入できることが確かめられた。しかし実用上は、くい建入れが非常に不安定で、圧入中にこの調整に手間どる点、および万一圧入力が増大して鋼管の座屈耐力を越える場合には、開端ぐいと違って掘削ができないから、所定の深さまで圧入することが不可能となる等の理由で開端ぐいを採用することにした。

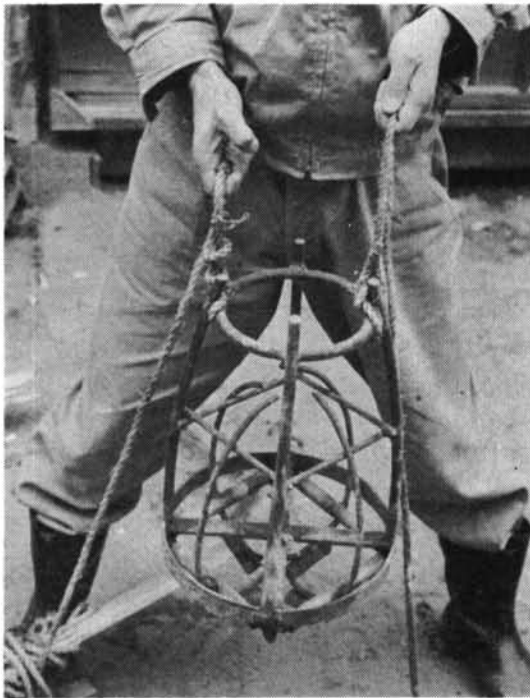
4. 4. 10 鋼管ぐいの垂直度：

短い鋼管を溶接しながら圧入する場合、垂直に入っていくかどうか、初めから心配されていた。圧入後の2、3の測定の結果は図-8のように、管天と管底の断面が外れていないので、まず良好な成績と考えた。

測定方法は水を満たした管内に重りを下げる。重りには写真-6のように接地と同時に四方に拡がるアームを取付け、重りがセンターに位置するようにし、これにナイロンテグスを取付け、浮子を浮かせて上端でその位置を測定する方法と、シュー付きの場合は、管内に水がないので電灯を下ろし、下げ振りが鋼管の四周に接する位置を上端で測定する方法をとった。



図—8 圧入鋼管の垂直度（実線：管天 破線：管底）



写真—6 鋼管の垂直度測定に使用した重り。
接地すると四方にアームが拡がり、鋼管の中央に位置するようになっている。

4. 4. 11 圧入後の鋼管先端の固定：

圧入後の鋼管には、プレパクトモルタルを高さ2m注入し、閉塞土を固定した。鋼管の内側面積は長さ1m当たり約9,700cm²で、鋼管内面とモルタルの付着を7kg/cm²とすれば、約68tとなり充分であるが、念のため、2mの注入を行なった。

4. 5 第2次根切りと新棟の鋼管圧入

第2次根切りとは、地中ばりおよび基礎の下部の根切りをいい、新棟においては、この根切りを行ってから鋼管を圧入した。基礎下の空頭は1.6m程度しかとれな

いので、鋼管は1mのものを14本接続しながら圧入する。既存のコンクリートぐいが傾斜したまま林立している間で施工するので、鋼管圧入の位置はコンクリートぐいの先端部に当たらないように選ばなければならない。

この圧入作業中の鋼管内の掘削作業が難点の一つであった。このように空頭が小さく、またコンクリートぐいが接近して存在する中で、しかもG.L. - 4mの根切り底付近で果してウエルポイントが充分効果を上げているかどうかの予想がつかず、したがって、旧棟で実施した周囲を水びたしにしてしまうような工法がとれるかどうか疑問であり、水中サンドポンプも、キースポンプも実はこの作業を主目標として準備されていたのである。

水中サンドポンプについては、掘削能力等は旧棟の場合とほぼ等しく、狭い場所なので取扱いの不便さが倍加されていたというだけである。

キースポンプは、これを掘削点に向けて、相当なスピードで落とし込まなければ効果がなく、そのために本体には重量を加えて、合計114kgになっている。これを管内に落とし込み、速かに引上げる揚重装置の製作は相当困



写真—7 キースポンプ

難である。前述したような狭い場所なので、水中サンドポンプのつり下げに用いた手動ウインチ付きの治具を使用した。急速な作動ができないために、ほとんど掘削は不可能であった。あるいは、他に全く方法がなければ、多少大段取りになっても、ウインチ・キンネン等の準備をしたであろうが、次の水洗法が成功したので、もっぱらこの水洗法によったというのが実情である。

旧棟で成功した水洗方法をテストした。問題はウエルポイントが溢水を吸上げる能力があるかどうかであったが、多少の水たまりができて、砂地盤を通して容易に吸込み、ウエルポイントで充分処理できることを確認し、この方法を採用することにした。

4.6 耐圧版の製作と仮受け作業

4.6.1 旧棟の基礎下根切り工事と、その場合の仮受け鋼管応力と建物の部分沈下の測定：

基礎下の根切り工事が進むにしたがい、既存松ぐいを切断してゆくと、一時的に建物基礎を支持するものがなくなる。そのために図-9のような仮受け鋼管ぐいでトラス受けばりを支持して、建物の部分的沈下を防ぐ工夫をした(写真-8)。

この工法の安全性を確認するために、基礎部分の沈下と、仮受け用鋼管は座屈に対して長柱の計算では1本76tの耐力があるので2本で150tとし、これを鋼管の支持力限度とした。測定結果を図-10、図-11に示す。

この測定結果により、根切りによるくい摩擦抵抗が減少することは確かであるが、地盤にも相当な荷重の分担が考えられる。根切り完了時に鋼管応力は合計55tを示した。くいの切断に伴う仮受け鋼管の応力の急激な上昇はグラフ上にもはっきり表われている。仮受け用鋼管応力の最高は129tを示し、沈下は支持用鋼管部で1.6mm、B通り部分で3.3mm、またB通り基礎中央部で図-9で左回りに回転していることから、横すべりはおこらなかった。

鋼管ぐい応力と沈下の関係は、応力の上昇につれて沈下量も増大するが、くいと地盤との関係、根切りしている基礎と隣合った基礎との関係などにより、既存松ぐいの切断完了後は沈下は増大したが、鋼管ぐいの応力の増加はなく、かえって減少の傾向がみられた。

4.6.2 耐圧版の製作と仮受け：

仮受け状態で基礎下の根切りを行ない、旧松ぐいは先端部の4本を残して切断した。道路側は松ぐいを残して根切りを完了し、耐圧版のコンクリート工事を行なった。車庫側は、圧入した鋼管から溶接によって突出したアンカー鉄筋とアンカーリングを埋込み、道路側におい

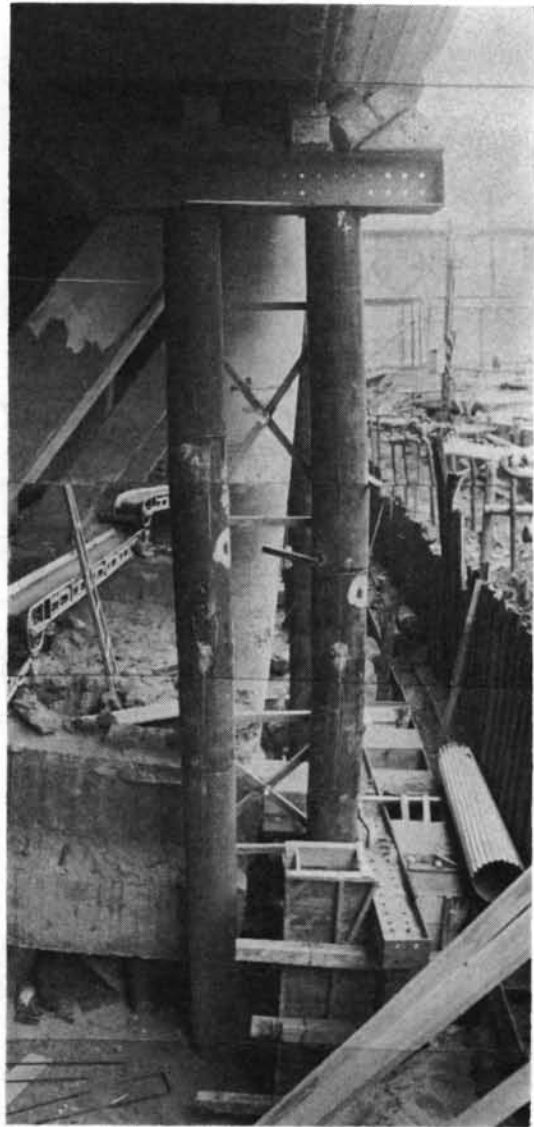


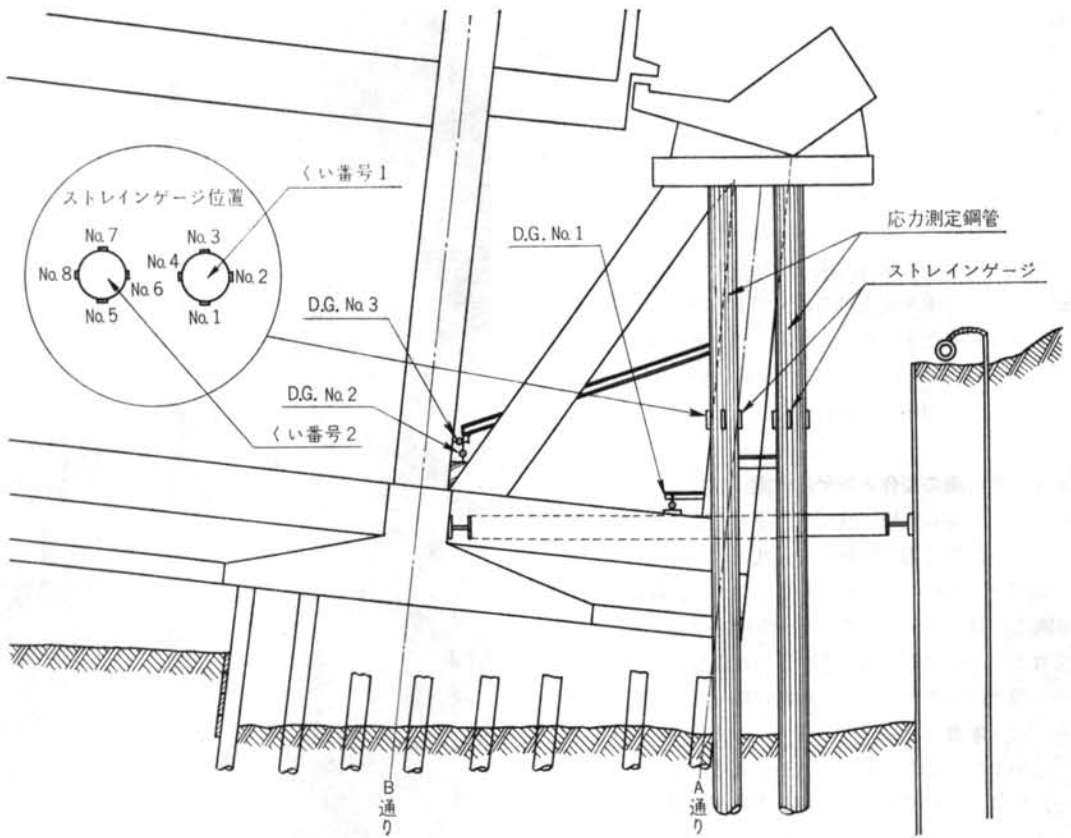
写真-8 鋼管ぐいを延長してトラス受けばりを仮受けする

ては、PIPぐいの頭をこわして鉄筋を定着させた。

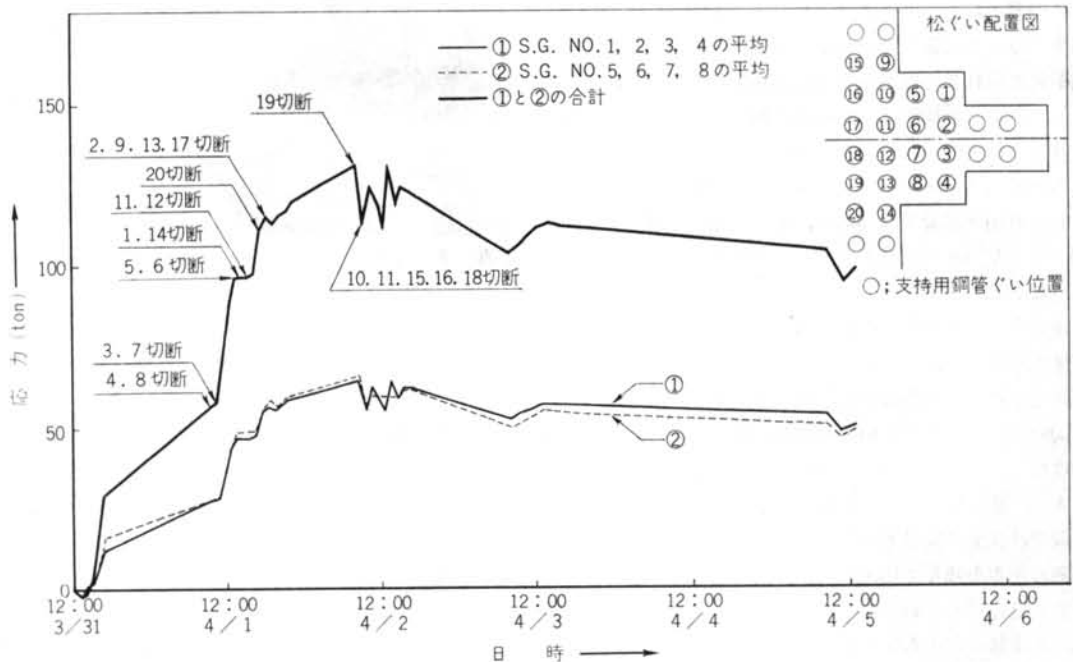
新棟の場合は、車庫側は圧入した鋼管の天端と、基礎との間にくさびをかってから旧コンクリートぐいをこわし、建物の荷重をこれに移した。旧棟と同様に鋼管からアンカーを出し、また旧コンクリートくい頭の鉄筋を埋込んで耐圧版コンクリートを打設した。

旧コンクリートぐいをこわすとき、鋼管と基礎底面の間のくさびに荷重が移る状況を測定した。

荷重移動の状況はワイヤーストレインゲージを鋼管に図-12のように貼りつけて測定した。その結果を図-13に示す。



図一 鋼管応力測定点および歪み測定点位置図



図一〇 鋼管くい応力測定結果(4A)

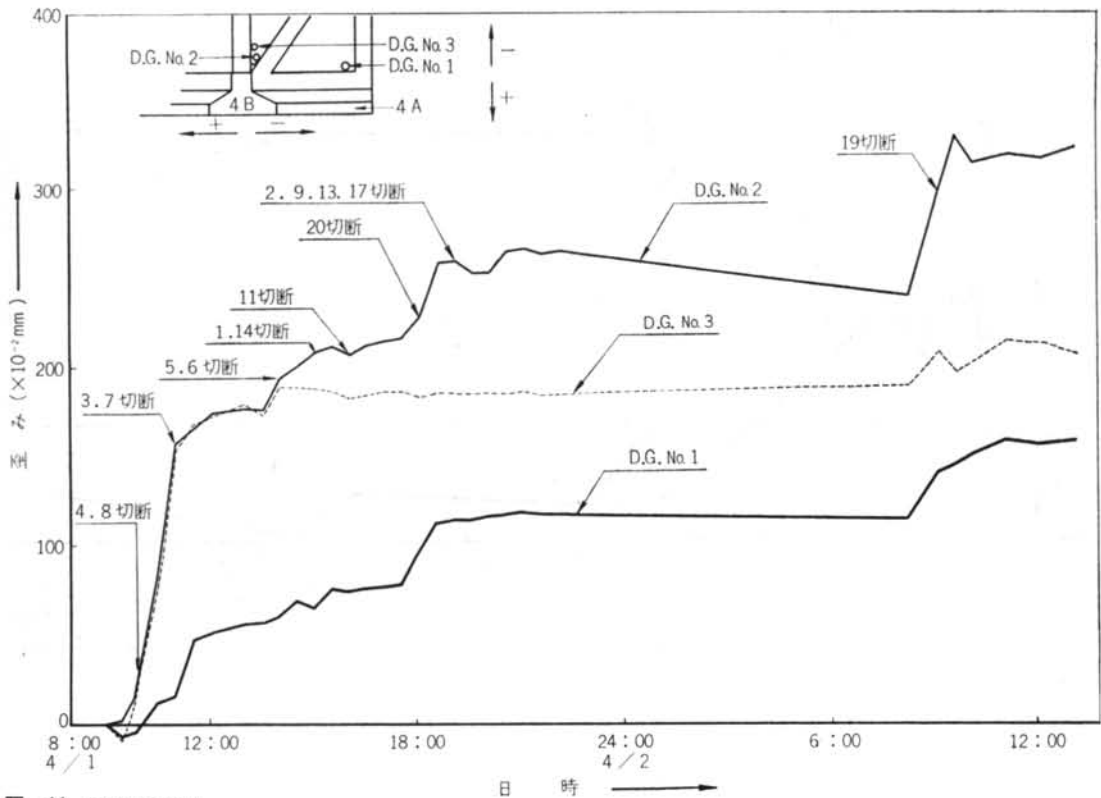


図-11 歪み測定結果

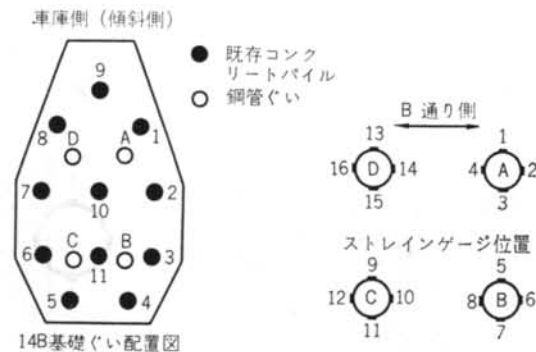


図-12 鋼管応力測定位置図

コンクリートくさびの締め付けには油圧ジャッキを使用し、20 t の圧力で締め付けてあった。このとき鋼管ぐいはすでに平均15 t の応力を示していたが、既存コンクリートぐいの切断に伴い、建物傾斜側の A、D ぐいに荷重が集中し、逆に B、C ぐいでは浮き上りの傾向を示しはじめた。つまり建物が傾斜側に傾きつつあることを示したわけである。この測定を行なっているときは両隣の基礎は既に耐圧版ができて、コンクリートサンドルの

上に仮受けされた状態であったが、鋼管ぐいの応力は終局的には60 t に達した。この結果により、建物全体の剛性が高く、両隣の基礎が支持点になれば、その中間の基礎は、その部分の建物重量 250 t のうち約 1/4 を支持することがわかった。このことから扛上時のジャッキ圧に相当の差が生じてても、建物の破壊はおこらないであろうと考えられた。

新棟の道路側は、旧コンクリートぐいを残したまま耐圧版を打設して、仮受けサンドル組みの後にコンクリートぐいをこわし、ぐいの鉄筋と、耐圧版の鉄筋をつないで駄目コンクリートを打った。

耐圧版のコンクリートには、生コンクリートを使用したが、早強セメントが入手できなかったために、ポゾリス No. 10 を混じて初期強度を上げるように計画し、また打設場所は投光器と養生シートによって保温に努め、3日強度 120kg/cm²程度で仮受けした後、隣接基礎の根切りに取りかかった。

このような掘削、仮受け作業中の局所的な基礎の沈下、水平のずれなどの測定を行ない、工事の安全な進行の裏付けとした。

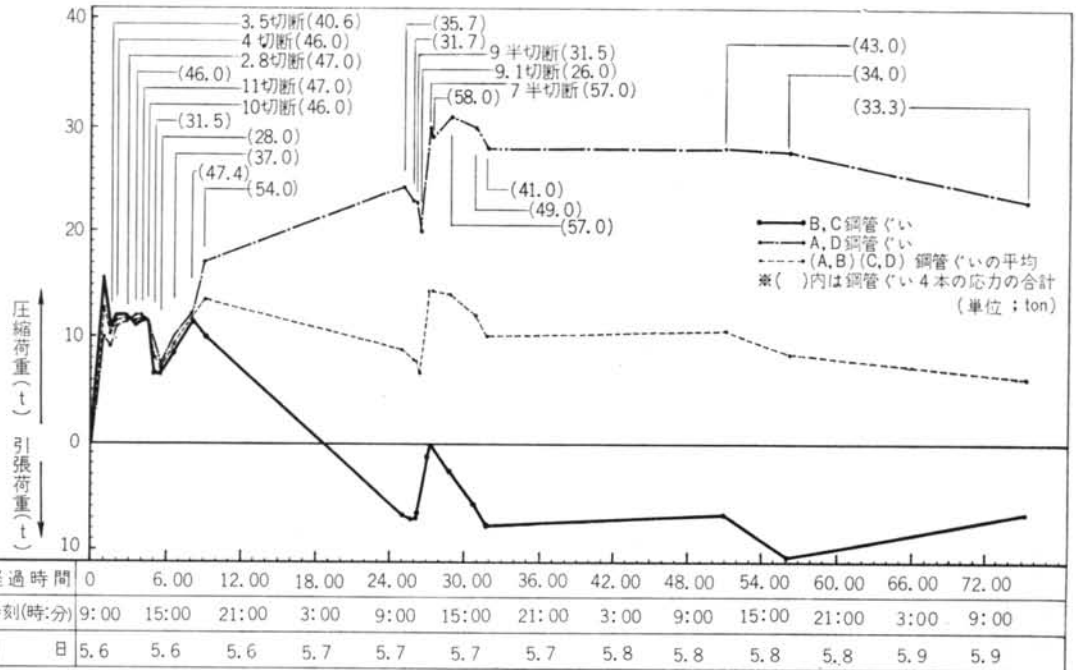


図-13 鋼管応力測定結果

4. 6. 3 新棟における控柱の応力測定：

写真-9 および図-14のように建物の沈下と傾斜の傾向を控柱に加わる応力から判定しようとするもので、たんに安全性確認のための一手段として行なったものである。控柱下端部は耐圧版を足がかりとし、上端部は建物2階床のりを支持している。このはりの剪断耐力は約40tである。これを警告点とし、それ以上控柱に応力が加わらないように努力した。その結果を図-15に示す。

またこの控柱は新棟の作業方法の指示をするために設けたもので、この部分だけにとどめた。

図-15は控柱の応力の増減がはげしいことを示している。最高53t、最低-9tであった。これらの応力測定値の変動は、控柱の応力の値によりB通りの根切りを中止して、C通りの根切りを進めるように指示したためである。この測定値と、この部分の下げ振り測定値とはだいたい一致した傾向を示していた。



写真-9 斜め支柱とその応力測定

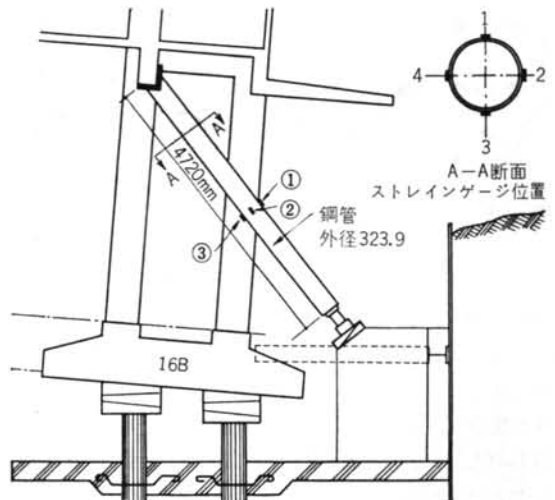
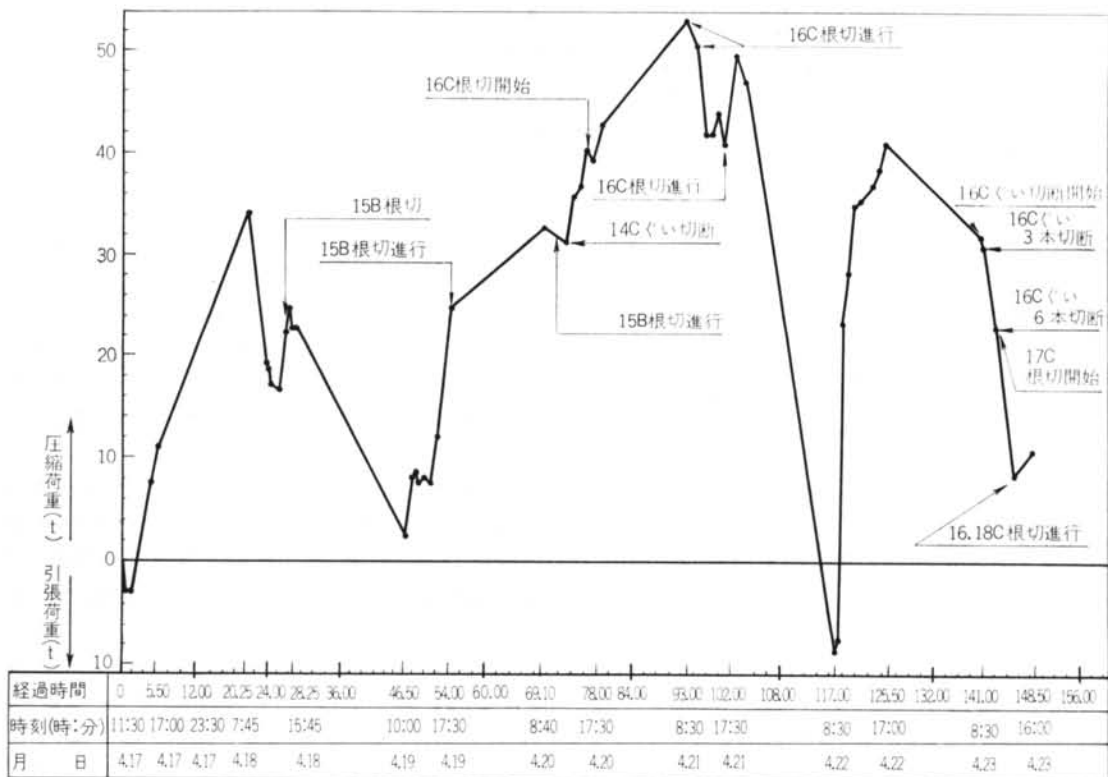


図-14 新棟における控柱の応力測定方法および位置



図一15 控柱応力測定結果

4.6.4 扛上作業の準備:

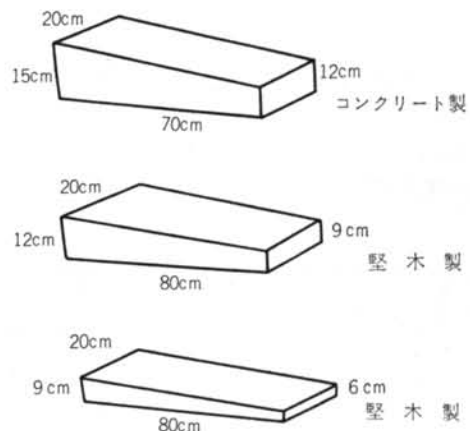
- (1) コンクリート製のサンドルとくさびは、工程によって、事前に現場で製作した。写真一10にくさびを、図一16にその寸法を示す。
- (2) 耐圧版と新設ぐいの配置は図一17の通りである。
- (3) 耐圧版が完成すると、その上にサンドルを組み、これと基礎下端との間にくさびをかけた。旧棟について



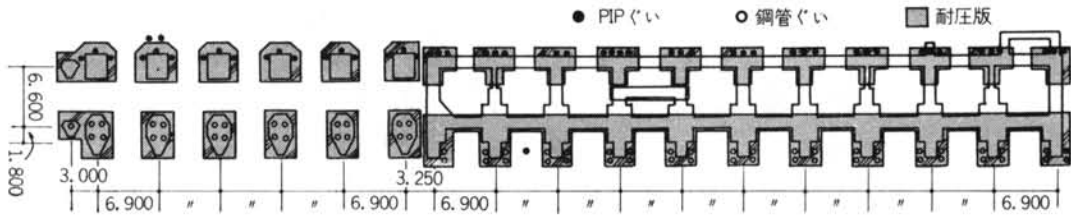
写真一10 コンクリート製くさび

は先に残してあった先端の4本の松ぐいを切断して、荷重はサンドルを介して耐圧版にかかり、扛上作業の準備を完了した。

以上の経過をたどって、いよいよ扛上作業にかかるが、これまでの準備諸作業中の連続測定の記録を、次のせよう。



図一16 くさび見取図



図一17 新設ぐい，耐圧版配置図

4.7 連続測定の記録

4.7.1 屋上のウォーターレベル：

この方式は一点にメインレベルを設置し，各ウォーターレベルの相対変位を出し，メインレベルは地上のベンチマークとの関係を求めておき，建物の絶対変位を計算により求める方法をとった。しかし，屋上にあるため，日射，風速，温度等に影響され，その各柱のウォーターレベルの測定精度に大きく期待することはできなかつた。その結果を図一18に示す。冬季であるので，管内には白灯油を使用して凍結を防いだ。

グラフはウォーターレベルに固定したスケールから直接記録したもので，グラフの点が基線より下の場合は建物が沈下していることを示すものである。これからみるとB通りは沈み，C通りはある程度浮き上がっていることがわかる。しかし，この程度の変動は危険を示す徴候とは考えられなかつた。

4.7.2 1階のウォーターレベル：

工事が進行し，ウォーターレベルを1階に取付けられる状態になったので，屋上につけた場合に測定精度を妨げていた因子，すなわち日射，風速，温度などを考慮して1階に設置した。この度は絶対変位も同時に測定できるように鋼管（φ323.9mm，G.L.-20m）を打込んで，それにメインレベルを固定した。この測定は同一時刻に同一観測者によって充分注意をして行なわれた。その結果を図一19に示す。図に示されている測定値の変動は，根切り，基礎下の既存ぐい切断，またくさびかいなどが行なわれた時点で，明らかにその影響を示している。

建物全体についていえば，B通りはC通りの約1.5倍（絶対沈下量で約10mm）の沈下を示している。

その原因は，

(1) B通りの一つの基礎で250 t，C通りで115 tの荷重を分担しており，そのうえ建物がB通り側に傾いているために，B通り側に重心が移りやすくなっているためであろう。

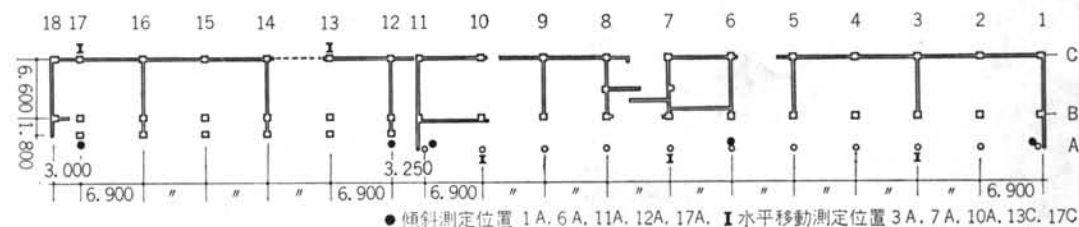
(2) 建物が沈下していく場合に，補強したぐいが初めに効いてくるとすれば，C通りのPIPぐいの1本の負担は40 t，B通りの鋼管ぐいは1本の負担が63 tである。載荷試験による沈下量は前者が40 tで1.6mm，後者が63 tで3.5mmであった。

4.7.3 水平移動：

水平移動測定と傾斜測定のための測定点は図一20の場所に設置した。旧棟では，基礎ぐい補強のために圧入された4本の鋼管ぐいのうち1本を自由にしておき，それに不動点を取り，鋼管ぐいと建物の両方に特製の定規をとりつけ，その間隔を測定した。また新棟では，PIPぐいを不動点として旧棟と同じ要領で測定を行なった。測定は図一21に示されるような測点間の距離をノギス（1/20 mm）で測った。その結果を図一22に示す。建物の水平移動は，根切りの順序によってその方向が左右される。B通りを先に行なえば建物は傾斜側にすべり，C通りを先にすればその逆の現象が起こることがわかった。しかし，根切り工事中は約2 mmの水平移動にとどまった。

4.7.4 傾斜測定：

各柱のウォーターレベルの相対変位から建物の傾斜を判読することもできるが，外壁仕上面を基準として，その時々の変化を“下げ振り”によって直接測定した。これは屋上パラペットから15kgの重りをピアノ線をつりさげ，測定値が風に影響されないように水没させて，特



図一20 測定器具取付け位置図

定な定規(図-23)により測定を行なった。数は旧棟3か所、新棟2か所とした。その結果を図-24に示す。

これらの結果よりみると、建物の傾斜値に測定点で左右に約5~8mmの変動があるが、建物全体が、B通りとC通りの根切りが行なわれたために移動したものである。ただし、建物の変動の角度は2'~3'であった。

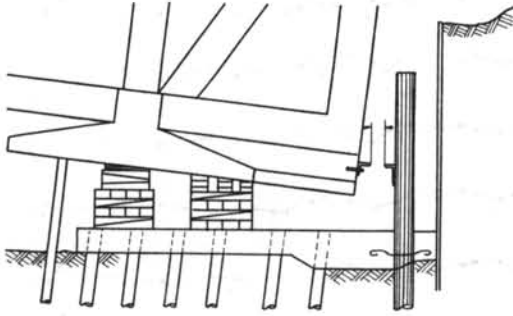


図-21 水平移動測定方法

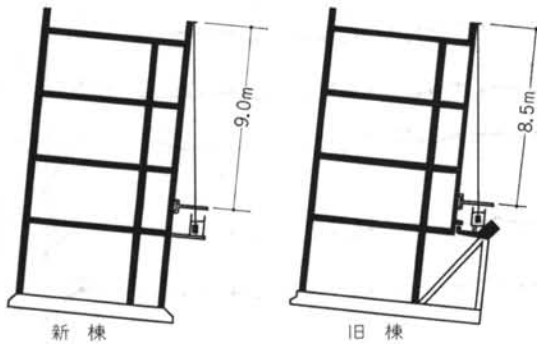


図-23 傾斜測定方法

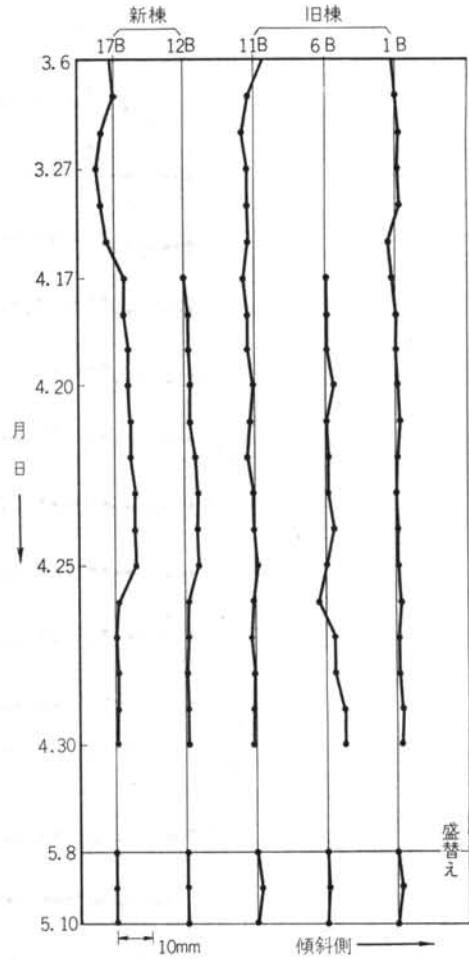


図-24 下げ振り測定結果

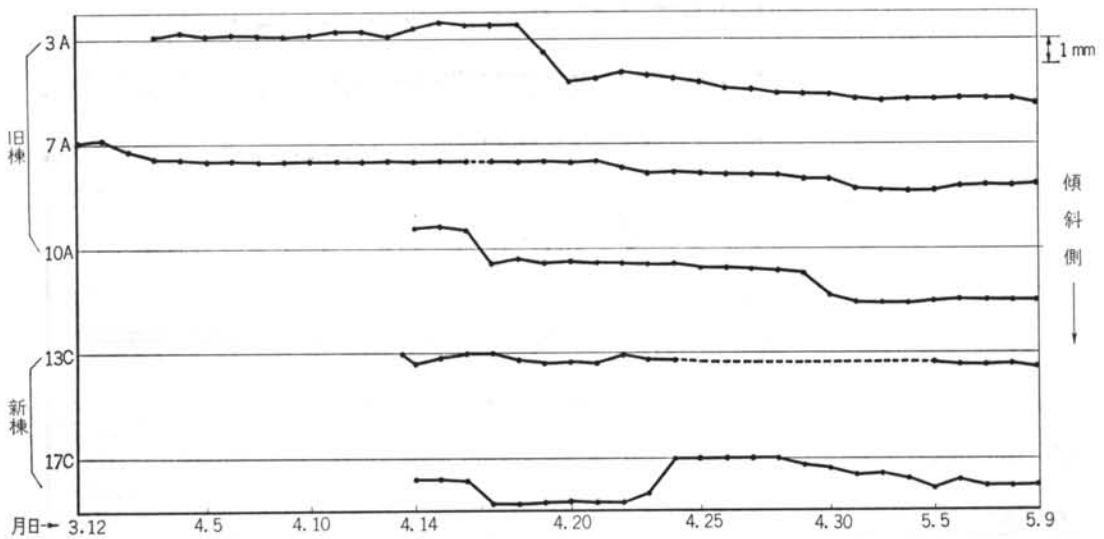
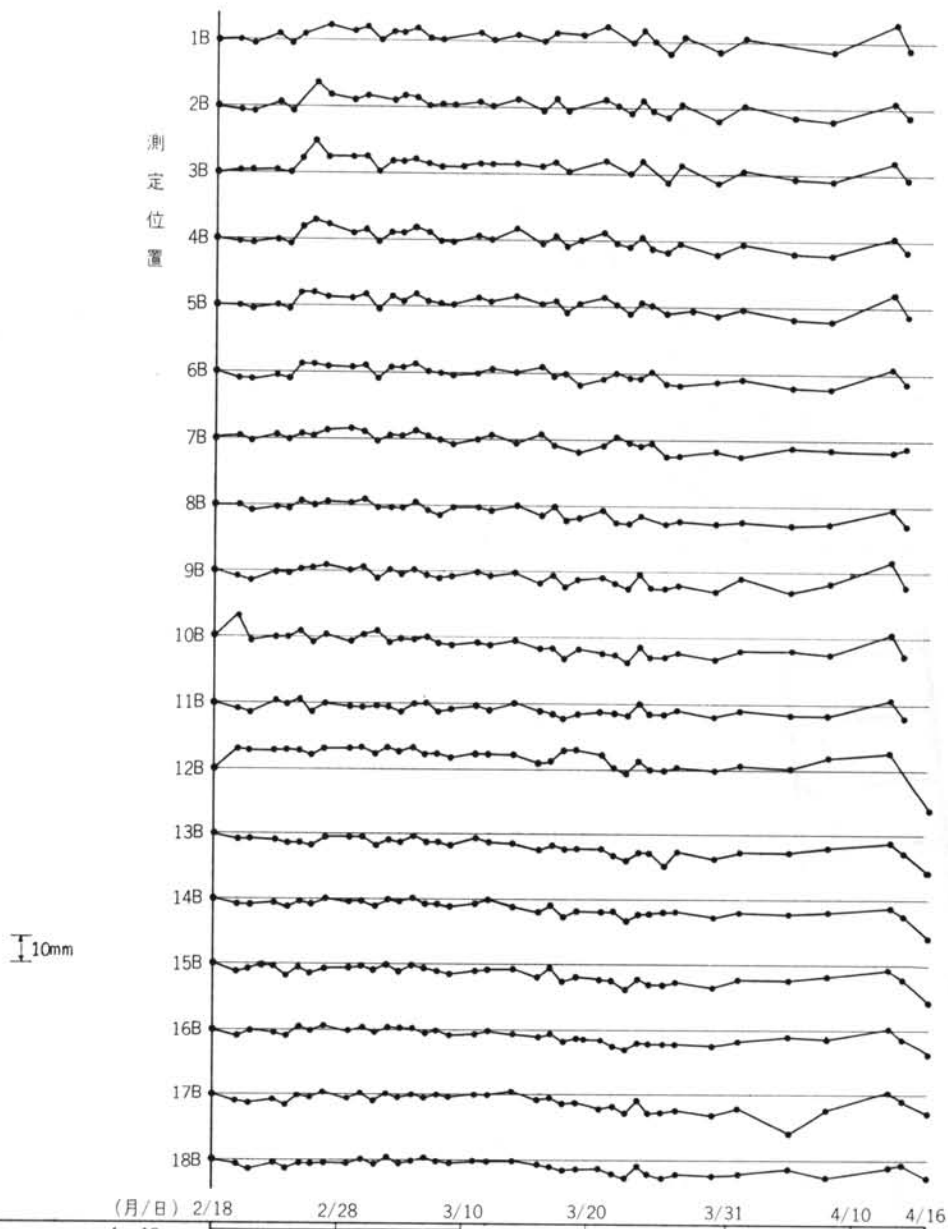


図-22 水平移動測定結果



		(月/日)	2/18	2/28	3/10	3/20	3/31	4/10	4/16
PIP くい打	ℓ = 18m	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
鋼管くい圧入	ℓ = 18m	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
"	"	実施	[Dashed bar]		[Dashed bar]				
ウェルポイント排水路および打込		計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
"	運 転	実施	[Dashed bar]		[Dashed bar]				
第1段根切	旧FFLまで	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
第2段 "	基礎下端まで	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
第3段 "	基礎下以下	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
耐圧版および仮受工	旧 棟	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
"	新 棟	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
建物補強工	旧11ヶ所 新6ヶ所	計画	[Solid bar]		[Solid bar]				
		実施	[Dashed bar]		[Dashed bar]				

図-18-a 屋上ウォーターレベル測定結果 (B通り)

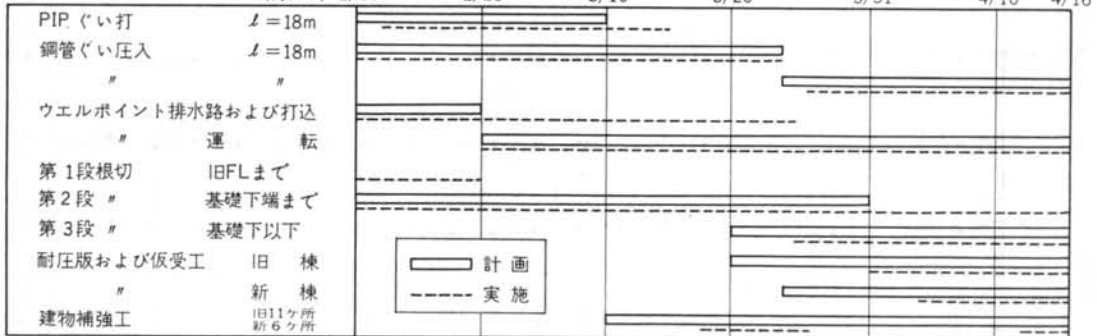
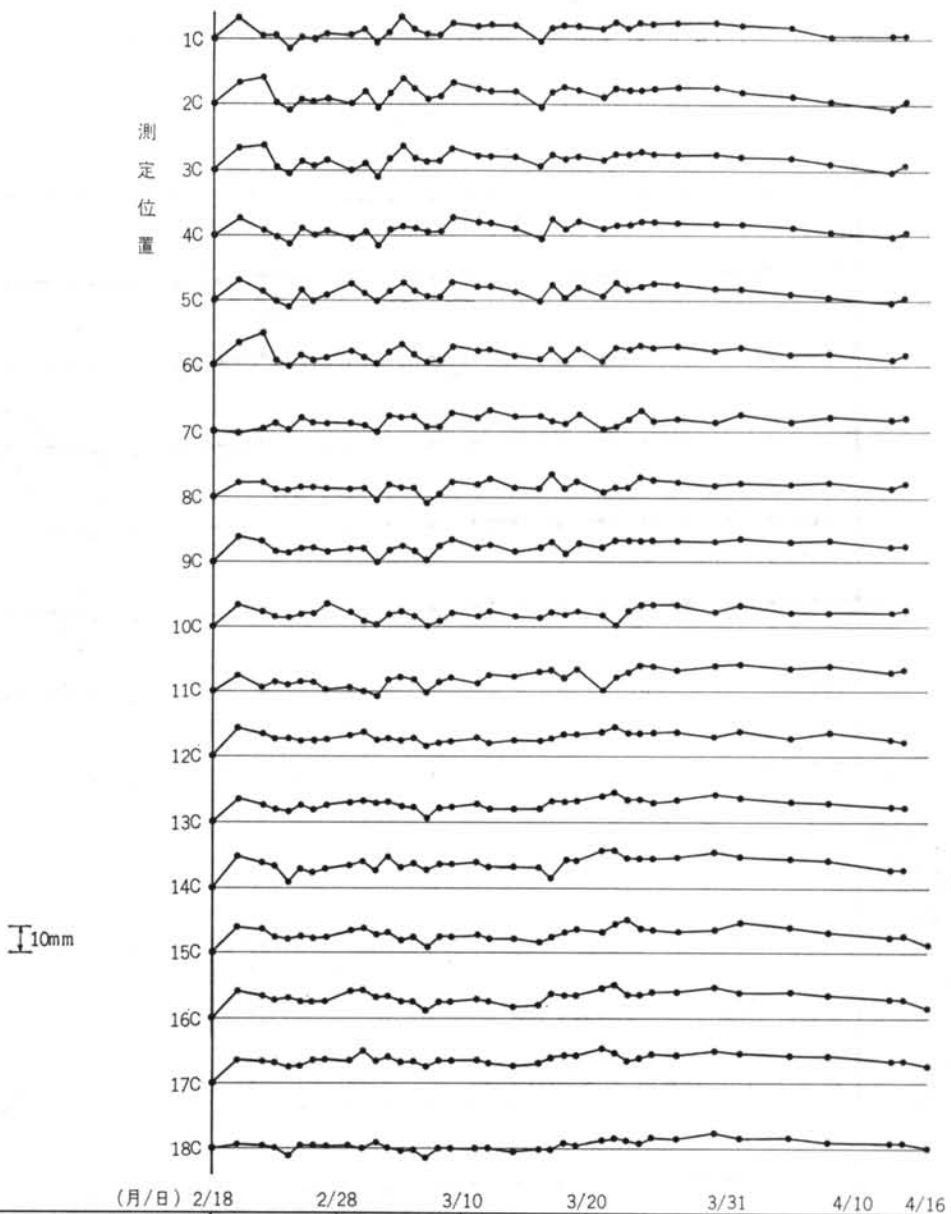


図-18-b 屋上ウォーターレベル測定結果 (C通り)

4.8 旧棟の補強壁

旧棟の扛上作業時における車庫側のジャッキの位置は図-2でわかるように、ほとんどC通りに集中されている。これは圧入した補強鋼管の近くにジャッキを置いて耐圧版に大きなモーメントのかからないように計画したためである。このままジャッキアップすると、建物に対しては地中ばりの先端部だけを持ち上げるようになり、地中ばりには大きなモーメントと剪断力が働くことになる。これに対し、構造体を補強するために、図-25および写真-11のように、鉄筋コンクリート造の補強壁を新設した。

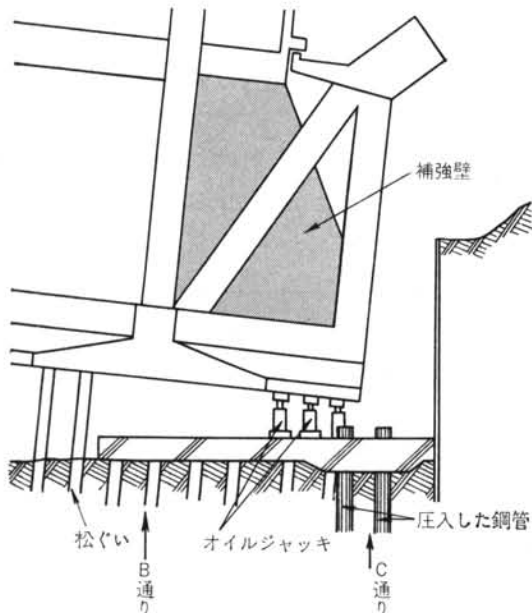


図-25 旧棟の補強壁

§5. 扛上作業

新潟市内の各所で実施されている扛上作業をみると、いわゆる引き家の仕事師が経験と勘を頼りに、たいした測定器具も使わないで、ジャッキアップしている例が多い。規模の小さい建物ならば、さして危険もないであろうが、当現場のような大規模で、傾斜も甚だしく、しかも居住者の居るままの作業では、慎重を期さなければならない。扛上作業に使用するジャッキは下請持ちのため容量50tのものあり、100tのものあり、圧力計のあるもの、ないもの、まちまちであった。またそれを作動する労務者も、各基礎ごとの班長を除けば老若男女さまざまであった。このような労務者が各ジャッキについて、号



写真-11 1階各所のウォーターレベルとジャッキアップのための補強壁

令に合わせて手動で行なうのであるから、まず全ジャッキを平均にかけるなどということはできない相談で、最もおそれる不同扛上が起きて、建物の構造体に内部応力が生ずるおそれがある。最初の測定によって、建物の沈下・傾斜による歪みは極めて小さく、したがって、内部応力はほとんどないと考えられていたので、扛上作業時には不同扛上を避け、内部応力を増加させない方針をとったが、上記のような作業内容であるから、何か良いコントロールの方式を考案する必要があった。これには各種の測定と、その解析を必要とするが、その測定や解析に時間をとり、その結果が出るまで現場の次の作業を長く待たせたり、後戻りさせたりすることのないように心掛けた。今回のコントロールの方式も、一度作業を開始した後は、測定に時間をかけないように、資料の整理が簡単なるようにして、次の作業の指示を与え、現場作業全般をリードする態勢を常にとれることを方針とした。

5.1 扛上作業の計画とコントロールの方式

5.1.1 扛上の順序：

a) まず、旧棟、新棟同時にはり間方向の修正を行なう。

この際は車庫側の基礎下のみジャッキをかけ、反対の道路側はサンドルのみとし、ここを支点にして回転させる。

- b) 次に、旧棟、新棟間のエクステンションジョイントを取外し、両棟をフリーな状態にしてから、新棟のけた行き修正を行なう。
- c) 最後に、旧棟のけた行き修正と扛上を行なうが、この b), c) 工程の際には、全基礎下にジャッキを配置する。最終扛上目標レベルは、新棟の最も高い部分、すなわち G.L. -600mm に統一する(図-26)。

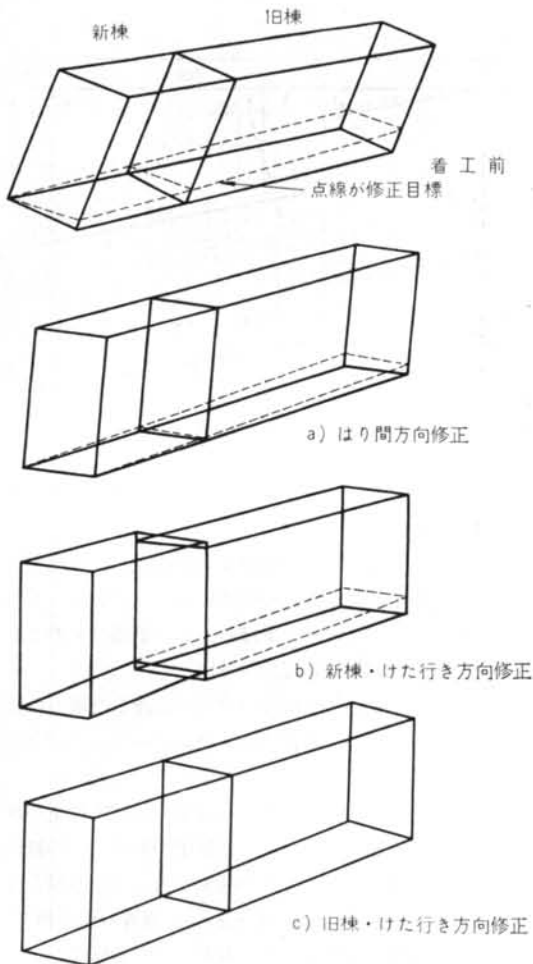


図-26 扛上修正計画図

5. 1. 2 方法:

各基礎下に配置したジャッキを指揮者の号令にしたがって一斉に作動させ、1回の予定扛上寸法に達するとジャッキアップを中止し、サンドルを補充し、くさびをかい、また必要に応じてジャッキの盛替えをする。これを

目標高さまで繰返す。

5. 1. 3 扛上作業の分担:

現業は現場責任者以下、扛上作業の実働隊として、下請を指揮統制する。研究所員は扛上の状況を直ちに把握し、不同扛上を防ぎ、かつ最も能率的な経路による作業方法を決め、現場係員に提示する。具体的には、各基礎の次回の扛上寸法を指示する。

5. 1. 4 扛上時の不同扛上の限界:

この建物の不同扛上の限界を、隣合った柱についてはスパンの± 1/1000 と定め、スパンが6.9 mであるから、± 6.9mm 以内を目標に置いた。

5. 1. 5 最大扛上寸法:

一応20mmとした。これは最悪の場合でも不同扛上が± 6 mm の限界内に納まることを期待したためである。後に実施の際に、この範囲にあることが確かめられた。

5. 1. 6 現場作業への寸法標示:

扛上寸法の標示は、基礎下から確認しやすい所に扛上遣方を取付け、これにマークをつけ、このマークまでジャッキアップする。

5. 1. 7 扛上の確認:

1階の各柱に取付けたウォーターレベルの水柱の高さの変化によって確認する。メインレベルは建物と絶縁して設置した堅固な基礎に取付けてあり、液面は G.L. ± 0 に合わせてある。各柱に取付けたウォーターレベルの水柱の読みが、そのまま柱の G.L. からの高低を表わすようにした(図-27, 写真-11)。

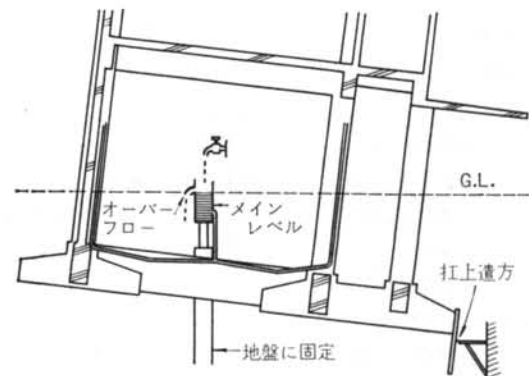


図-27 扛上遣方およびウォーターレベル計画図

5. 1. 8 コントロールボード:

建物外に仮設した中央司令室内にコントロールボードを設けた。これには、 α 軸上に、各柱のウォーターレベルの位置が1/9の縮尺で引いてあり、その γ 軸上に、各ウォーターレベルの水面の高さが現寸で記入できるように目盛が入っている。1回の扛上を終り、くさびかきが完

了してから、各ウォーターレベルの水面高さを測定し、コントロールボード上の該当する縦線上にプロットすると、全体の現状が一目して分る。これらのプロットが一直線上にあれば不同扛上はなく、また一直線からの上下のバラツキが各ウォーターレベル位置の不同扛上を意味し、目盛を読むか、あるいはスケールを当てれば、その寸法が限界内であるかどうかを確認できる(図-28)。

最終の扛上予定線は、はるか上の方に水平に引かれており、現在の傾斜の状況を示すウォーターレベルのプロットを結んだ標示線から、この最終線に至るまでの経過は次のようにして行なわれる。図上でこの2線を延長して交点を求め、常に扛上標示線の延長がこの交点に向かっているようにすれば、ロスが少ない。その場合、最大扛上寸法は回転の中心から遠い点で20mmとしたが、前回の扛上によるプロットにバラツキがあれば、その最も遅れているものから縦線に沿って20mmをとってチェックした。実際には、交点に一端をピンで止めた赤糸を、次々に移動させていったので、この操作は極めて簡単であり、前回のプロットから、この赤糸までの距離を図上でスケールで測り、これを各々の基礎の次回扛上寸法として指示するという方法をとった。これによって、バラツキが生じて、その都度、補正値が加えられながら作業が進行できるわけである(図-29)。

以上の方式で記録、検討、補正、指示が総て図上で行なえるので、とかく時間を要し、間違いの生じやすい数値の計算を排除することができた上に、一目して全体の状況を把握することが可能であった。

5. 1. 9 コミュニケーション:

現場係員、測定係員と指令室間はトランシーパー・ラウドスピーカーにより連絡をとった。特に測定係員と、指令室の係員にはその任務にしたがって固有名詞をつけ係員の交代があっても、混乱が生じないようにした。データの通信には聞き違いの生じない方法を取り(電信におけるイロハのイのように)、正確で迅速な通信のシステムを確立した。

5. 1. 10 その他の測定:

扛上作業中に、建物が次第に起きていく状態は、外壁の下げ振り測定によって記録し、また建物の水平移動は縦横2方向の測定とともに、建物のねじれをも知る事ができるようにした。この詳細は後にのべる。

5. 2 扛上作業

5. 2. 1 実施の記録:

昭和40年5月11日午前9時から扛上作業を開始した。前日までに総てのジャッキの配置を完了し、中央指令室、

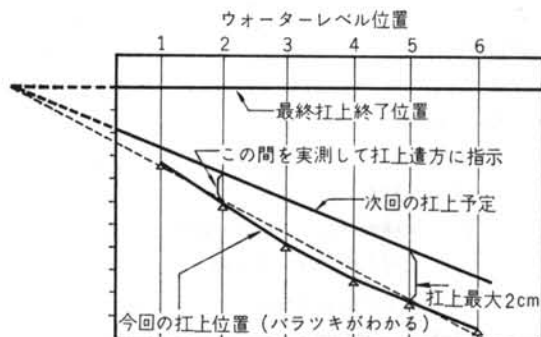


図-28 コントロールボード説明図

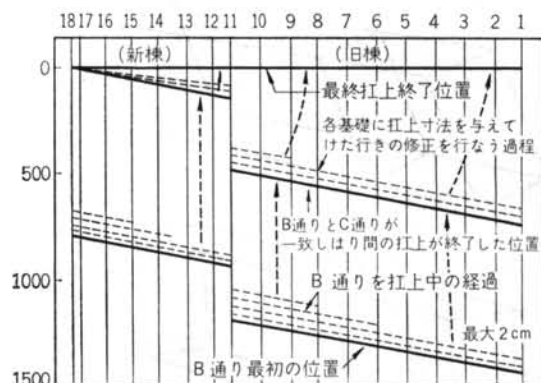


図-29 コントロールボード上での扛上計画

コミュニケーション設備、緊急ベル、各種測定器具の準備も終了した。

ジャッキの作動は下請の間瀬工業の係員が、ラウドスピーカーを使用して号令をかけ「いち」でジャッキのアームを上げ、「にー」で下げるという単純なものである。号令は1分間16回程度である。

ジャッキアップが扛上遣方のマークに達した班では作動を中止し、「完了」の合図をトランシーパーで司令室に送る。

この報告の順序と、時間で、司令室では扛上作業の進行状況の概要を知ることができ、特定の基礎のみが特に遅れるとか、列によって完了の時刻が大きく変わる場合は現場係員に示唆して原因を調べさせ、労務者の配置換え、ジャッキの台数の変更などを行なわせた。各回のジャッキアップが完了した所は、直ちにくさび締めを行ない、また地中ばりの要所要所にもサンドルを組み、くさび締めを追従させていった。

この間、ウォーターレベルの水面の落ち着くのを待って(この程度の規模で約4分を要した)測定を行ない、司令室に報告させ、同時にコントロールボードにプロットした。これを図上で検討したうえで次回の扛上目標線を

移し、各基礎のジャッキアップの寸法を決めて、逆に現場に送信し、遣方にマークさせた。このような作業を繰返した。

以上のような方法で、ジャッキアップに10分、くさび締め、サンドル補充、ジャッキの盛替え、ウォーターレベルの測定、次回扛上寸法指示などに20～40分を要し、1日にこのサイクルを12～15回繰返すことができた。

工程ははり間修正に3日、新棟だけ行き修正に1日、旧棟けた行き修正と扛上に2.5日を要した。次項に、それぞれの場合のジャッキの数と、作業人員を示す。

次に、この作業中の問題点を2,3あげる。

- (1) 1回のジャッキアップの誤差は指示寸法に対し±3mm以内であった。またくさび締めを行ってから盛替えなどのためジャッキをはずし、相当時間が経過してもこの誤差は±6mm以内であって、当初の目標値以内に納まり、本コントロール方式は有効であった。
- (2) このコントロール方式は、少なくとも現場作業を遅らせなかったことはもちろんであるが、通信連絡が完備していたために基礎下にもぐっている労務者の1人1人に至るまで、いつでも現状を十分に理解し、したがって全員がロスタイムを極力少なくする努力をする結果となり、円滑に作業を進行させることができた。
- (3) 扛上に必要なジャッキの能力は、その基礎にかかる荷重の1.2倍程度では、扛上作業は困難で、1.4～1.5倍以上となると容易である。
- (4) ウォーターレベルを使用するコントロールは極めて精度も良く、充分信頼性があり、甚だ有効である(本工事のために考案したメインレベルは実用新案出願中である)。
- (5) 水平移動の測定結果からみると、予想とは異なり、建物は必ずしもジャッキをかけない側を支点として回転するのではなく、時にはジャッキ部が垂直に上昇することもあり、回転の支点は複雑に移動することがわかった。
- (6) ジャッキが電動式であるか、または総てに圧力計がついているものであれば、コントロールの方式もさらにスマートなものにできたであろうと思われる。
- (7) なお、この間のコントロールボードの記録と、水平移動、下げ振りの測定結果等は、5.2.3.項に示す。

5.2.2 使用ジャッキと人員:

各基礎下に配置するジャッキの数は、次のようにして算出した。旧棟および新棟のそれぞれB通り、C通りの基礎にかかる荷重を算出して、その1.2倍から1.5倍程度の合計能力になるようジャッキを組合わせた。

表-1 各基礎にかかる荷重

棟別	B通り	C通り
旧棟	223 t	133 t
新棟	250 t	164 t

表-2 使用したジャッキ台数(各基礎下) (単位:台)

	B通り		C通り		合計	
	50 t	100 t	50 t	100 t	50 t	100 t
第1回、はり間修正(旧,新棟同時)	5	1			89	18
第2回、新棟けた行き修正	4	1	4		52	18
第3回、旧棟けた行き修正	4	1	4		89	6
予備ジャッキ					40	2

扛上作業に参加した人員は次の通りである。

- ・現業(社員・工務員・応援社員—事務は除く) 14名
- ・研究所 13名
- ・下請:間瀬工業(社員・工務員) 約20名
- ・〃 労務者 約110名
- ・その他:大工,土工,排水工等 若干名

5.2.3 測定記録:

a) 水平移動

扛上時の建物の水平移動とけた行き方向の曲りに関しては、旧棟と新棟に分けて測定を行なった。建物の扛上時の水平移動の測定は、ジャッキをかけない基礎の方を支点として回転するのか、扛上にしたがって横すべりを起こすのか等を観察するためのものである。建物のけた行き方向の両端に移動測定点を設置した。この方法は、図-30のように柱下端部に定規を出して、“下げ振り”を下げた不動点とし、ジャッキをかけない方の基礎中央が支点として回転したときの定規上の数値をあらかじめ算出しておいた。外壁を基準とした建物の修正角度により、その数値をグラフ上にプロットして、水平移動の量を簡単にわかるようにした。

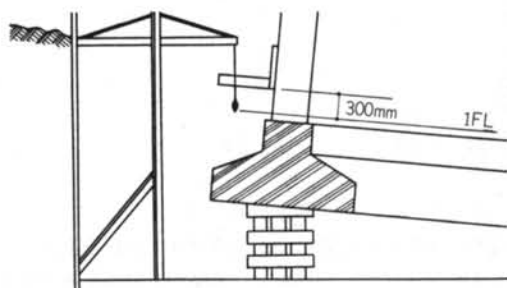


図-30 扛上中の水平移動測定方法

次に、建物のけた行き方向の曲りは水平変位測定を基準として、各柱下端部に定規をとりつけ、それらを建物に固定したトランシットによって測定を行なった。これらのデータは水平移動と同じグラフ上にプロットし、各柱の絶対移動量まで一目でわかるようにした。その結果を図-31に示す。

建物のはり間方向の修正により、ジャッキをかけている方の基礎が垂直に上昇するものとする、ジャッキの

かかっていない方は計算では約39mmの横すべりが生ずる。しかし実測の結果では、新棟で約18mm、旧棟で12~20mmの横すべりにとどまった。

建物の水平曲りは、扛上途中において、旧棟部分は比較的大きな曲りを示した。隣合った柱間の変形が最高25mmのものがあり、その対策として、扛上作業中に止しめ材と建物基礎の間にくさびをかけて、建物の曲り直しを行なった。

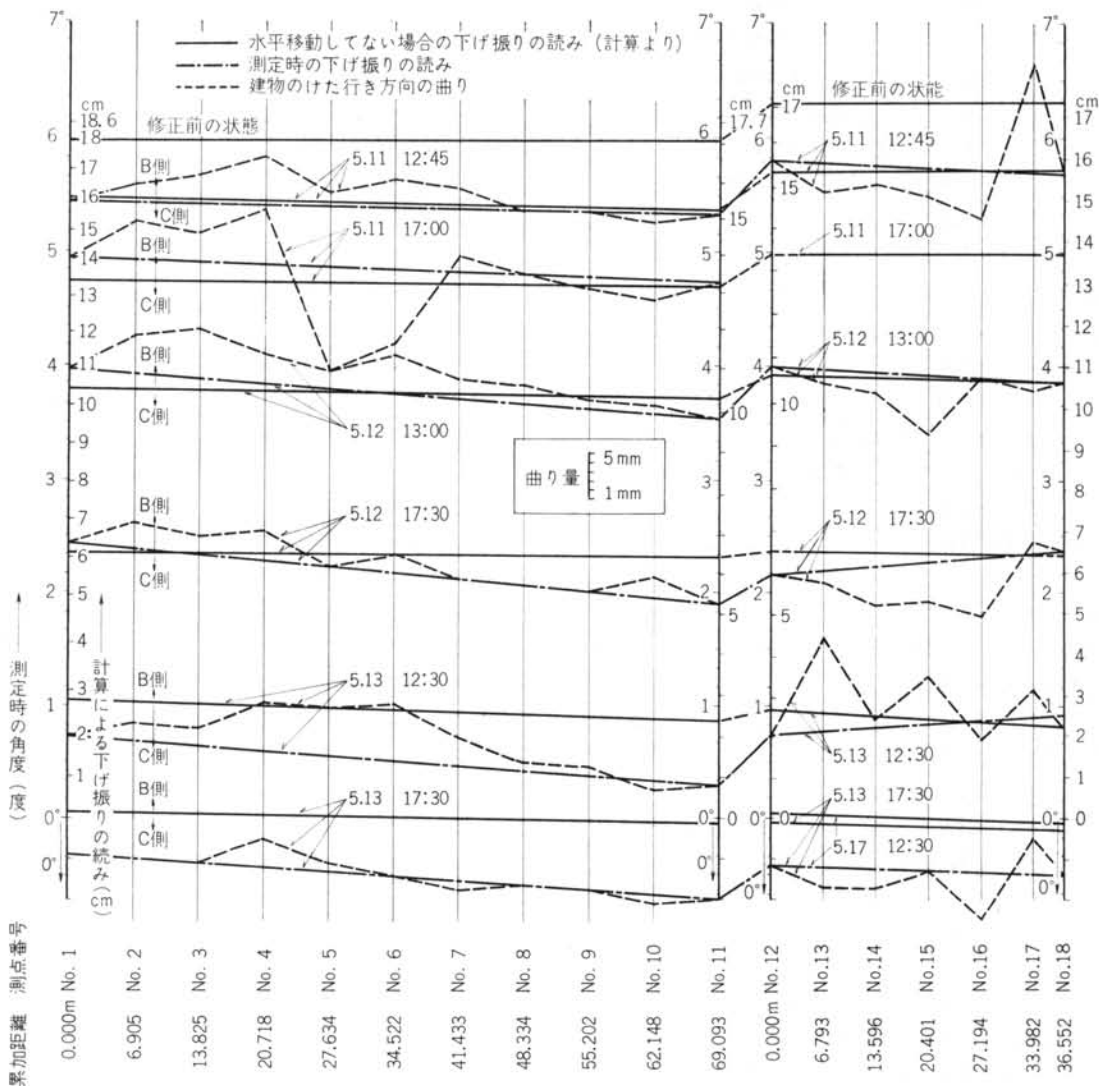


図-31 扛上中の水平移動測定結果

b) 扛上中の下げ振り測定結果

建物の傾斜の修正完了は南側外壁仕上面が垂直になったときと規定した。この測定は連続測定器具をそのまま

使用した。はり間方向の扛上中は、1日3回測定を行ない、記録板に記入した。その結果を次表に示す。

表-3 扛上中の下げ振り測定結果

測定位置	日時	5月10日			5月11日		5月12日		5月13日		
		13:00	8:00	12:45	8:00	13:45	8:15	12:50	14:35		
旧棟	1-B	6°10'	5°57'	5°28'	4°43'	3°47'	2°23'	1°03'	0°03'		
	6-B	6°10'	6°00'	5°26'	4°45'	3°45'	2°21'	0°58'	0°00'		
	11-B	6°10'	5°56'	5°22'	4°43'	3°42'	2°19'	0°52'	-0°02'		
新棟	12-B	6°17'	6°17'	5°43'	4°59'	3°56'	2°22'	0°58'	-0°03'		
	17-B	6°17'	6°19'	5°43'	4°59'	3°51'	2°21'	0°49'	-0°08'		

§6. 定着作業

扛上作業が終り、総ての荷重が耐圧版上のコンクリートブロックのサンドル上に載ると、本締めを行なった。その後の建物の挙動については、ウォーターレベルによって詳細な観察を継続した。前々節4.7.2.参照。数日後には沈下は完全に停止したものと認められたので、定着作業に着手した。

仮受けのコンクリートブロック積みは各基礎当り3か所以上あったが、これらの各々を取り囲んで鉄筋を組立てた。下部耐圧版へは差し筋を通して連結され、要所を電気溶接し、上部基礎フーチングへは可能な限りフーチング周辺のコンクリートを研り溶接を行なった。配筋その他は総て設計図に指示された通りである。鉄筋の外側に型わくを組み、コンクリートの投入口は朝顔型に作って、コンクリートの打設を行なった。ここまでの工事は扛上作業が完了し、建物が安定した後かなり急いで施工した。これによって仮受けのブロック積みが完全に鉄筋コンクリートに包まれたので、地震等による外力が加わっても、ブロック積みの崩壊のおそれはなくなった。

コンクリート打設にはバイブレーターを用い、相当慎重に施工したが、フーチング底面と新しいコンクリートを完全に密着させることは難しいので、あまり無理をせず、2~10cm程度ならばすき間のできるにまかせた。周囲のコンクリートにある程度の乾燥収縮を起こさせた後このすき間の周囲をモルタル詰めし、注入パイプを挿入してプレバクトモルタルを注入し、圧力をかけて完全な浸透をはかった。プレバクトモルタルは硬化直前まで膨張するので、完全に浸透しておれば、硬化後の新旧コンクリートの付着は完全である。

旧棟の方は、地中の継ぎばり下にも松ぐい打ってあり、これらのぐいの支持力は扛上後にも期待されていたので、地中に残された松ぐいと継ぎばり下端を連結する必要があった。継ぎばり下にある旧松ぐい地業の上に、

幅は継ぎばりと同じくし、厚さ30cmの耐圧版を打設しこの上に松ぐいの位置ごとに継ぎばり下端まで50cm角に鉄筋コンクリートの角柱を打設した。

これらの定着作業が完了して、ふたたび砂が搬入され埋戻しが行なわれた。

§7. 工事費と工程

研究所の参加は主として技術的な問題についてであって、経済的な問題は主な目的ではなかったが、一応工事費についてふれておこう。

7.1 実費精算方式

新潟営業所の工事費に対する方針は、半ば実費精算方式によることであつた。これは古くからの得意先である新潟交通株式会社の工事でもあり、同社にとっても新潟地震による災害であり、その復旧工事は不時の出費であるので、このような工事で特に利益をあげようとは考えなかった。また、このような大規模で、傾斜の大きい建物を復元する特殊な工事では、施工中どのような危険な問題が起こるか予断を許さなかった。安全確実な施工のためには予測できない費用を要するであろうが、これらを総て見込むには不確定要素が多過ぎた。

したがって、施工計画が決定されたとき、この計画について新潟交通の承認を得て、概算金額を提出した。施工中特殊な事情の発生しない限り、この金額以内で工事を完成することを約し、施工計画の中の不確定要素で工事の進行に伴い施工を要しない部分は省略して、その部分の費用は工事金額より差引くことにした。

7.2 概算工事費

復元工事の当初の概算金額は次の通りで、扛上完了当時には大きな増減はない模様であつた。

3,750m² 約70,000,000円 @18,670円(昭和40年)

建築当時の新築工事費(設備別)は次の通りである。

旧棟 2,369m² 40,885,000円 @17,260円(昭和34年)

新棟 1,381m² 37,150,000円 @26,900円(昭和38年)

いまこれを、当社建設工事物価賃金月報の鉄骨鉄筋コンクリート造平均物価指数により換算すれば、

年月	指数	旧棟	新棟
33.1	100		
34.6	110	17,260	
38.6	125	↓	26,900
40.5	143	22,440	30,770

これに対する復旧工事費は、それぞれ83%、56%に当り、換算平方メートル当り平均単価25,508円の約73%になる。

一般的に、復旧工事費は新築工事費の60~70%に達するといわれている。もちろん復旧建物の規模、仕様、敷地の条件、被害の状態、復旧方法等によって工事費の割合も異なる。たとえば、小規模の建物でもウエルポイントを使用した場合、排水のための下水管がないので、信濃川で新しく敷設すれば、かなりの費用を要するし、ウエルポイントの平方メートル当りの単価も建物延坪が小さければ割高となるであろう。

本工事のように極めてオーソドックスで、堅実な工法を採用した大規模建物の場合の工事費としては、適正な

ものではないかと考えられる。

7.3 工程

参考のため、本工事の実施工程表を下にかかげよう。

§8. む す び

全工事完了後しばらく継続したウォーターレベルによる沈下測定も全く異状はみられない。工事中記録すべき失敗もなく、手戻り工事もなく、順調に施工することができた。

いま2か月を経過して、この工事について反省し、感

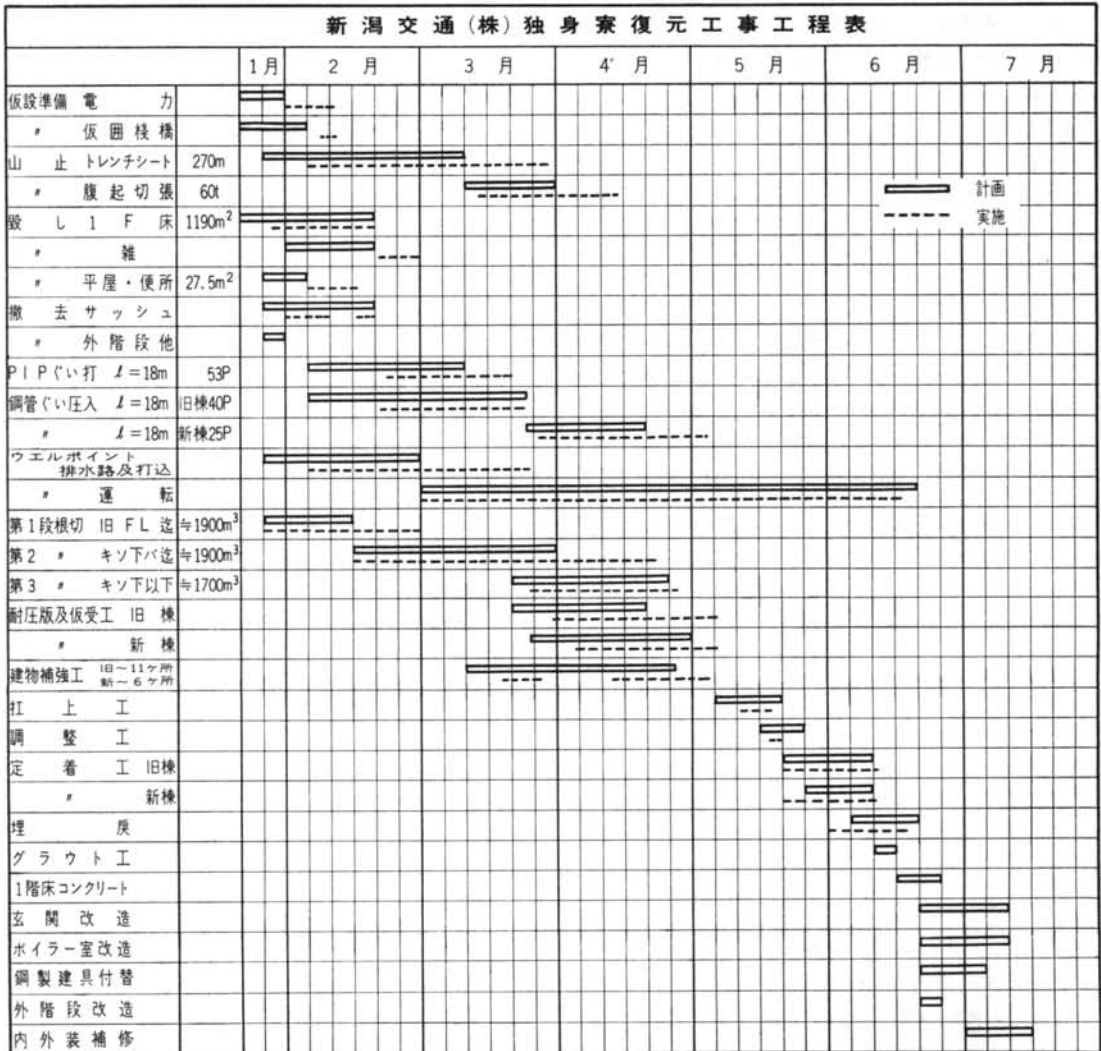


図-32 工程表

想を述べてむすびとしたい。

- (1) 当社には最近数年間に、鎌倉大仏の地震対策のための扛上工事、某アパートの傾斜復元工事の経験があり、これらの貴重な体験が研究所を通して生かされていた。また、全然種類の異なる工事ながら、スライディングフォーム工法で、歪み応力を起こさないように型わくを引上げた経験を数多くもっており、不同扛上をさけるためのレベルコントロールに、さらに時間のファクターを入れたものにも習熟していた。
- (2) 一方、現場でも、すでに浅川活版、敦井商店、トヨペット等の小規模工事の復元工事を完了し、扛上工事にも相当の自信をもっており、本工事の施工計画にあたっても基礎的資料をそろえ、はっきりした意見を出されたので、活発な意見の交換により、よい打合せができた。
- (3) 施工計画が本社打合会で承認されて、詳細な注意事項が与えられ、その後は現場と応援班にまかされたので非常に仕事がやりやすかった。また、社内各部、特に研究所内では土質研、力学研から全面的な応援を得、設計部とは随時打合せの上、各種の計算、試算を行ない、機械部では普通機械はもとより新作機械についても、ジェット付サンドポンプ、小型キースポンプ等について協力を得た。

以上のような有利な点も多かったが、一方、多少心残りになる点もあった。

- (1) 本工事の施工中、建研・小泉博士等（日本住宅公団軟弱地盤対策委員会）の「地震時に危険な砂地盤について(案)」を入手したので、新設補強ぐいについて再検討した。

同案によれば、補強ぐいの深さが-18mに達しても、同程度の地震時における耐力は不足するようであるが、-18mとするには相当の根拠もあり、諸条件を判断して決定されたもので、補強の効果はあり、建物は大きな被害を受けないものと考えられる。

当社のもつ施工能力としては、PIPぐいにも、鋼管ぐいにもなお相当の余裕があった。

- (2) 建物に歪みのない状態とはどのような状態であろうか。掘削開始前に屋上パラペットの柱当り位置にウォーターレベルを設け、掘削による影響について連続測定を行なった。パラペット天端を水平であったと見なして測定を進め、建物に歪みが起こったかどうかの測定の基準としたが、大きな誤りはないにしても、完全なものであったかどうか確信がもてない。2階内壁で陸墨を探したが、完全な状態では発見することができなかった。これは2階以上の居室を使用のままで工事を進めたので、居

住者に対する多少の遠慮もあったが、徹底的に陸墨を探すべきであった。

他の軟弱地盤地帯でも建物の傾斜は予想されるので、今後当社施工の建物には基準となる測定点を建物内の一定個所に埋込んでおくべきであろう。これは砲金等で装飾的なものにしておけばよい。

- (3) 今回の扛上作業はかなり順調に進めることができたが、このコントロールシステムには、もっと要領のよい方法があったのではなかろうか。決定前後に考えられた案には次の如きものがある。

a) 荷重量による方法。各基礎当りの荷重を計算し（実際の荷重と大体合致するであろう）、ジャッキのゲージに示される荷重がそれに見合うだけの荷重になるように、絶えず速度を調整する方法であるが、この場合、荷重の調整はできても、同時にこれを高さでチェックし、両者を同時に調整しながら扛上を進めることができるであろうか。集中管理方式を採用しても可能であろうか。実現できれば最善の方法であろう。ただし、今回下請の使用したジャッキにはゲージの付いていないものもあったので、その準備も必要であろう。

b) マニホールド方式。1か所の基礎当り4台ないし5台の50tおよび100tオイルジャッキが使用され、これに各1人のジャッキマンがつき、作業司令の号令に合わせてジャッキの操作を行なっていたが、この場合4~5台のジャッキの油送管をマニホールドし、油圧ポンプ1台で操作する方法である。この方法によればオイルジャッキの容量は異なっても、その容量に比例した扛上力を出すことができる。個別操作の場合は各ジャッキごとの扛上力が異なり、フーチング底面に加わる力はたえず変化することになる。

ただし、この方法では上昇速度は1/4~1/5程度になるが、1基礎当り1人のジャッキマンでよいので、統制ははるかに楽になり、多少日数を要しても、有利な点は多いと考えられる。

c) ウォーターレベルにフロートスイッチを応用し、扛上予定高さまであがれば警告する装置は、従来の経験により簡単にできる。スライディングフォーム工法の時間のファクターの入った操作よりもやさしい。しかし、広い建物では各ウォーターレベルはメインレベルとの間に時間的ずれ（上昇時約2分、下降時約5分）があり、これを防ぐことはできない。

- (4) 支点の位置について。はり間方向の傾斜直しの場合ジャッキをかけない側の基礎下で、回転の支点ができるわけであるが、コンクリートブロックの仮受けがあり、平面で受けているので、支点がはっきり判らず、万全な

対策がとれなかった。予想通り、コンクリートくさびの先端が圧壊したが、このような場合に、フーチング下に堅木のくさびを打込むことは効果がない。適当な容量のオイルジャッキで受けるべきではなかったか。また、ヒンジ型の受金物を作るべきであろうか。

(5) 復元高さについて、復元された高さは新しい道路高さよりも約 60cm 低く、1 階車庫にはバスを収容することができなくなったが、さらに 60cm あげて道路面まで復元すべきであった。これは現業の決定すべき問題ではあるが、わずかな追加工事費と期間で実施できることである。一定高さまで扛上したとき、仮受けコンクリートブロックの周囲に鉄筋コンクリートを打設し、一応固めて、さらに扛上作業を続ければ、安全性も確保される。

(6) シルト層の断層。基礎フーチング下端あたりの深さに厚さ約 30cm のシルト層があり、深く沈下した A 通り側のフーチング外側約 1 m の線で断層を生じていた。すなわち、それ以下の地盤が流動化したとき、建物荷重によって沈下したものと想像される。建物下をほとんど総掘りしたので、これらが計画的に調査されれば、何らかの結果が出たかもしれない。ここでは写真 1 枚を示すにとどめよう。さらに、PIP ぐい施工中、-19.50 m あたりに厚さ約 25cm のシルト層があることが判明した。約 15m の上下間隔においてシルトの不透水層が存在することは、地震時の砂地盤の液化現象に何らかの関係があるのだろうか。



写真—12 建物周辺の断層

最後に、御指導、御協力をいただいた城戸専務をはじめ、技術室、工務部、機械部、設計部、北陸支店の関係者に深く感謝いたします。

研究所よりの参加者は次の通りである。

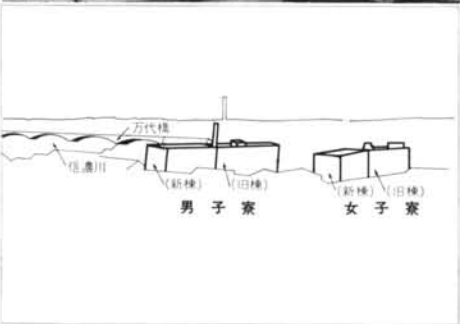
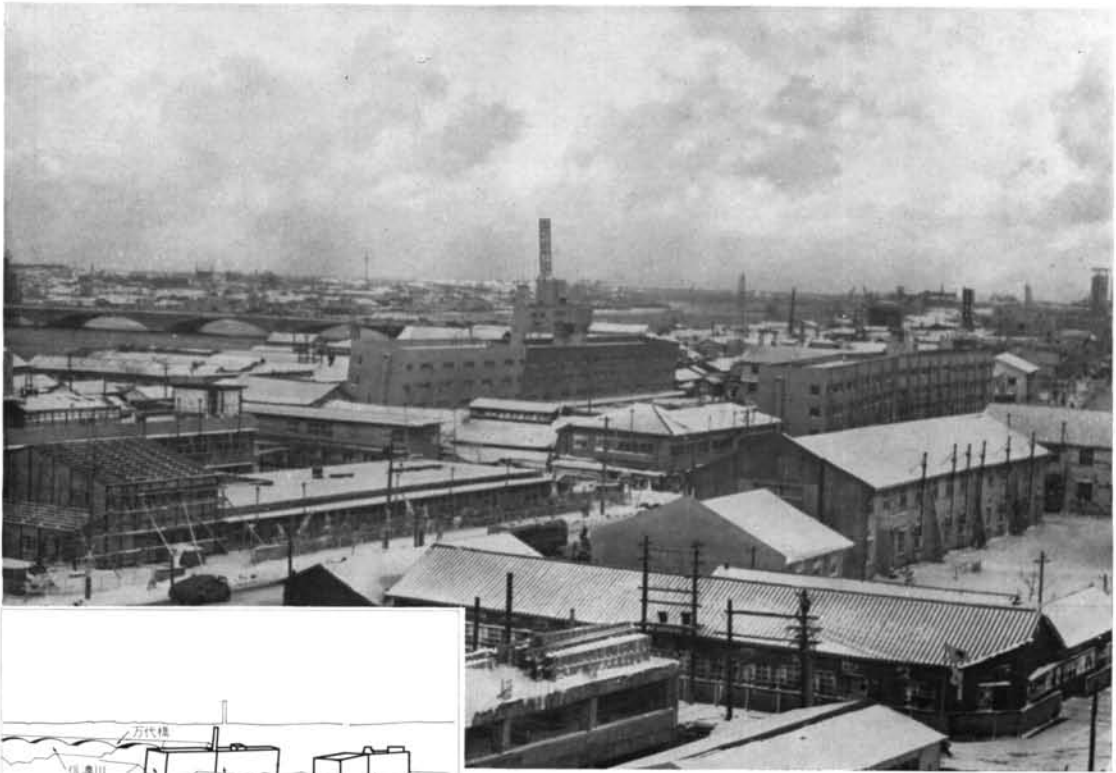
施工研：主任研究員・新見芳男 久富洋 土谷耕介
野中稔 藤盛紀明 松井建二 柳剛正弘
曾田俊紀 岡田武二 堀口寛

土質研：高橋賢之助 清水勇 大園征夫

力学研：高橋和男 磯畑脩 広瀬道孝 三谷勝之
渡辺弘之

研修生：足立公明 山崎昌彦

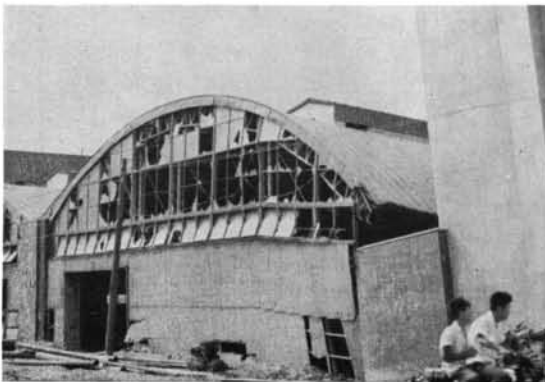
新潟交通独身寮復元工事記録写真



工事着工前、車庫のトラスは撤去してある。今回は男子寮の復元工事を行なう。

着工時

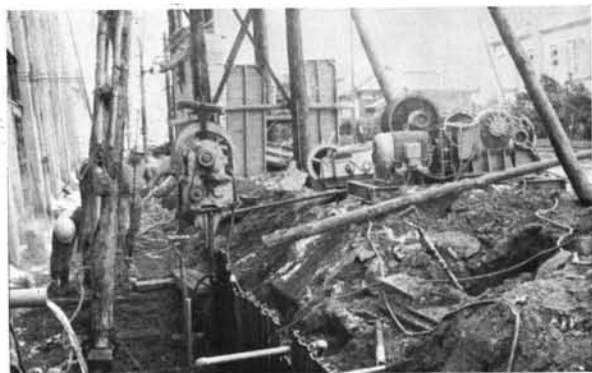
新潟交通独身寮は信濃川から約100 mの所にありこの付近の建物はことごとく被害を受けている。左後方に震災で残った唯一の橋、万代橋が見える。



撤去した車庫トラス。震災直後の状況



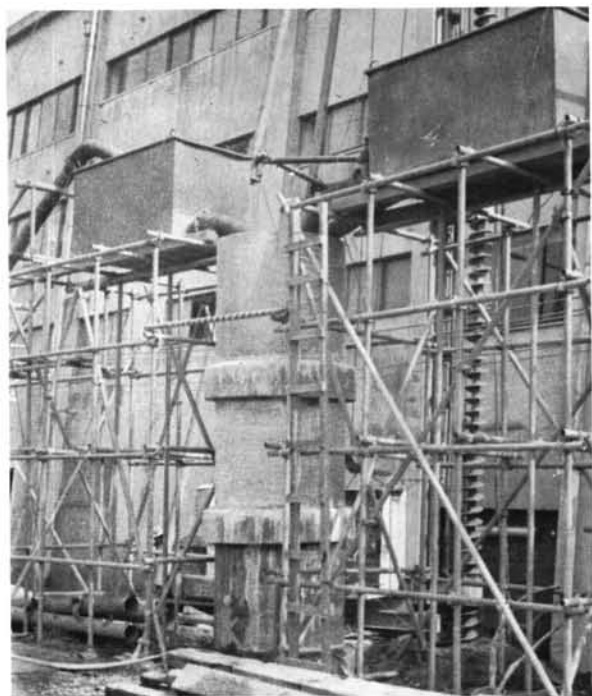
男子寮の沈下、傾斜の状況



パイプロハンマーでトレンチシートを打つ



左から、ウエルポイント、トレンチシート、切張り

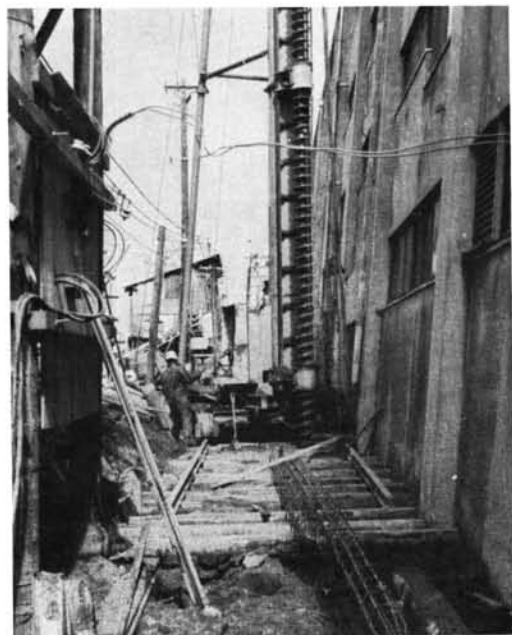


ウエルポイント放水用の豎管

常水面の高い砂地で地下工事を
行なうためにウエルポイント工法
を必要とする。工事は集積した土
砂を取除き、既存の土間コンクリ
ートをこわして根切りにかかる。



土間コンクリートのこわし

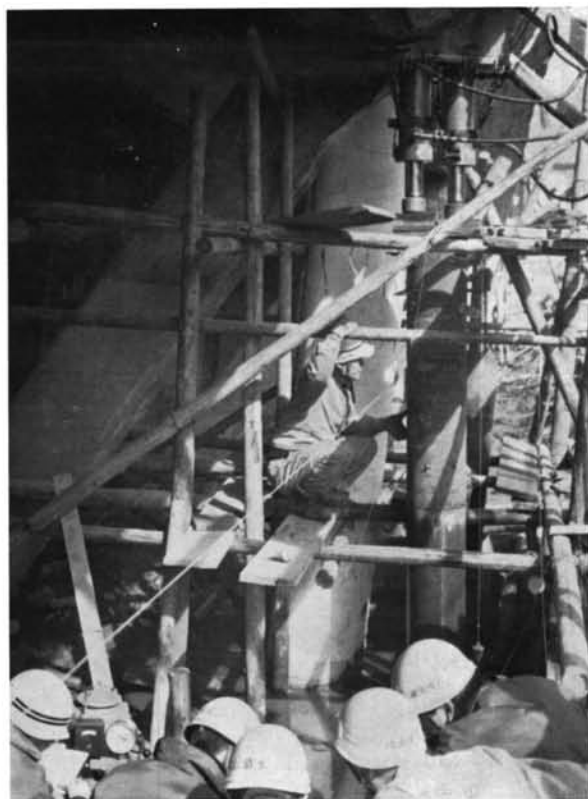


道路側のPIPぐいの施工

鋼管の圧入作業



〈上〉まず地上で1列に並べて、通し墨と番号を打つ
〈中〉内部の掘削には水洗法を用いる 〈下〉各種のタイス



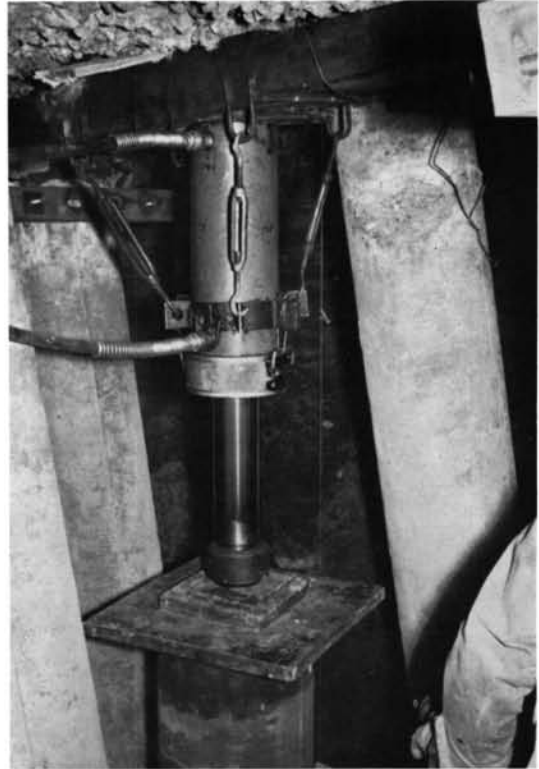
旧棟は、はり下で2mの鋼管を圧入



2mごとに溶接する



新棟基礎下の根切り



基礎下で圧入中のオイルジャッキ



圧入に使用する電動ポンプ

新棟では、根切りをしてから基礎下で1 mの鋼管を圧入する。所定の深さまで圧入した鋼管内には、プレバクトモルタルを注入して先端を完全に閉塞する。圧入時のダイスの使い方や、溶接、水洗による内部の掘削などは、旧棟の場合と同様である。



プレバクト用ミキサーとポンプ



旧棟建物の圧入鋼管による仮受け

仮受け

圧入した鋼管で建物を仮受けし、既存ぐいを切断して耐圧版を製作する。この後、仮受けは耐圧版に盛替えられる。



仮受け鋼管にかかる応力の測定



根切りにしたが現われたPIPぐい



旧棟の基礎下根切りと松ぐいの切断



耐圧版の型わく、配筋

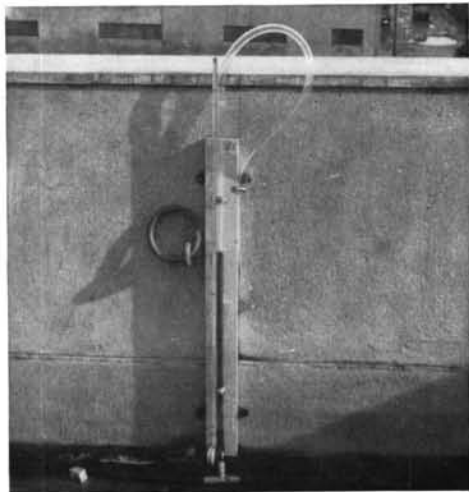


新棟の仮受け基況



耐圧版上に仮受けを盛替え

測 定



ウォーターレベルの詳細



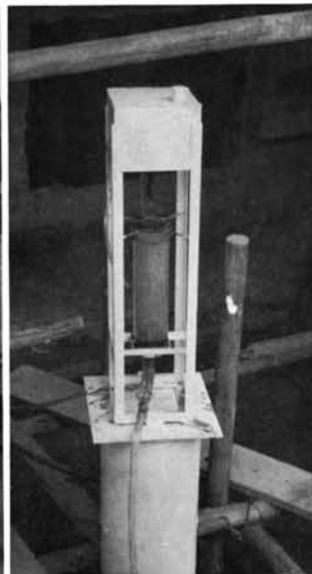
屋上に設けたウォーターレベル



建物の水平移動の測定器



メインレベル。オーバー
フローを組み込んである



1階のメインレベル

ウォーターレベルは傾斜の測定に有効である。1階に設けたウォーターレベルは、扛上作業のコントロール用として使用する。扛上作業をはじめる前に、各種の計測器を設置する。



扛上作業に備えて中央指令室を設ける

扛上作業



ラウドスピーカーで号令をかける



号令に合わせてジャッキを作動する



地中ばりの下端にもくさびを打ち込む



扛上ごとにくさびをかう

すべての準備が完了して、いよいよ扛上作業が開始される。百数十台のジャッキ、200人に近い労務者、測定員、係員が投入される。

扛上のコントロール



各柱のウォーターレベルを測定し報告する



報告はトランシーバーで指令室に入る



データは直ちにコントロールボードにプロットされる

すべての基礎の下で、労務者が個々のジャッキを受け持って、扛上作業を行なっている。建物には不同扛上を与えないように、また能率的な扛上作業ができるように、このコントロール方式を確立する。



これを検討して次の指令が各基礎に出される

扛上完了へ



次第にサンドルが高く積まれる



盛替え、ジャッキアップが繰り返される



旧棟では松くいと基礎の間がこんなに空いた

このコントロール方式が有効に働き、扛上作業は安全に、またきわめてスムーズに進行した。扛上開始後5日間で6000トンの建物が修正された。



修正完了、かつてこのはりは仮受けの上にあった

完 成



鉄筋は耐圧版の差筋に溶接される。



コンクリートと基礎のすき間にはプレパクトモルタルをグラウト

扛上作業が完了すると、積み重ねたコンクリート
サンドルをつつんで配筋し、コンクリートを打設す
る。基礎とのすき間にプレパクトモルタルを注入す
る。この後、埋戻しを行なって工事を完了する。

(写真下は工事完了時の外観)



第Ⅱ部

地盤および基礎ぐいについて

高橋賢之助
清水 勇
大藺 征夫

§ 1. 地盤および基礎ぐいと被害

新潟交通独身寮（男子寮）復元工事に当り、当敷地における既存の地盤調査資料やくい打ち記録などについて調査した。

当敷地における地盤調査の記録は、旧棟施工当時のものが全く見当らず、新棟施工前の昭和37年3月に実施した2本（No. 1, No. 2）、新棟施工時の昭和38年3月に実施した1本（No. 3）、および地震後の昭和39年6月下旬に実施した1本（No. 4）、合計4本のボーリング結果がある（図-1）。^{註）}

また、当敷地における地震前のくい打ちに関する記録は、旧棟施工当時のものが全く見当らず、わずかに施工した現場関係者の話がきけただけである。新棟については、施工前の昭和37年2月に実施した2本のくい打ち試験結果、および昭和38年3月の施工時に女子寮で記録さ

れたものがある。

地盤調査の記録のうち、昭和37年3月に実施した2本のボーリングは、No. 1が女子寮で、No. 2が男子寮で実施されたものであり、これらの2本の結果は、ともに深さ約15mまで非常にゆるくなっている。昭和38年3月に実施したボーリング No. 3の記録を見ると、ぐいの貫入状況が昭和37年3月に実施したボーリング結果と異なり、そのためNo. 1とNo. 2との中間でNo. 3を実施したと書かれており、その結果は、深さ約11mまでが非常にゆるく、それ以深が締まっている。

これら3本のボーリングにおいては、深さこそ異なるが、標準貫入試験の結果が完全にL字型を示しているのに対し、地震後の昭和39年6月下旬に実施した No. 4の結果では、この型を示していない。

旧棟には、末口直径 18cm、長さ 6.4m（根切り深さ 1.2m、くい先端深さ 7.6m）の松ぐい（長期設計耐力 5 ton、女子寮の1部で 3 ton）が打設されており、現場関係者の話によると、南側のぐいに比較して、北側のぐいの入りが、男子寮、女子寮ともに良かったとのことである。

新棟についてのくい打ち記録のうち、昭和37年2月に実施したくい打ち試験は、1本が男子寮で、他の1本が女子寮で実施されたもので、ともに松ぐいである。男子寮で打たれたぐいは、末口直径27cm、長さ9mである。このくい打ち試験は、根切りを1m行なってから実施され、深さ9mまで打ち込まれた。打ち込みに用いられたハンマーの重量は、525kgで、測定予定深さになればトンピを用い、落下高さを3mにして3回自然落下させ、貫入量を測定し、建築基準法施行令に示された(1)式を用いて許容支持力を算定している。

女子寮においては、ぐいの末口直径が19cmであるほか、男子寮の場合と全く同じである。

$$R_a = \frac{W_H \cdot H}{5S + 0.1} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 R_a ：ぐいの許容支持力（t）

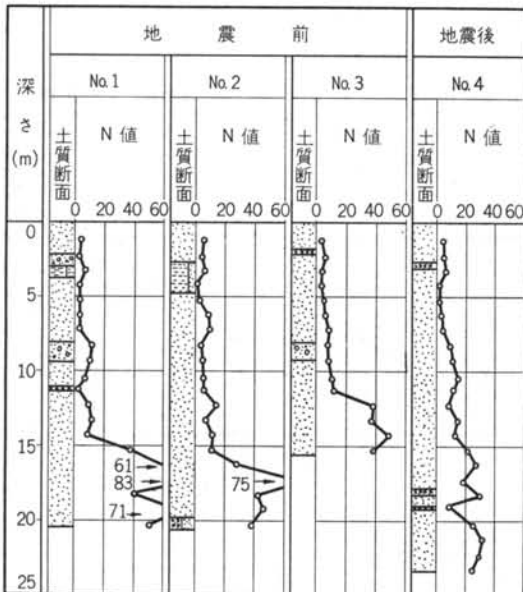


図-1 ボーリング結果

W_H : ハンマーの重量 (t)
 H : ハンマーの落下高さ (m)
 S : くい貫入量 (m)

この試験結果を表一に示しておく。

昭和38年3月、女子寮新棟においてくい打ちが行なわれているが、その記録によれば、直径30cmの既製鉄筋コンクリートぐいが打設され、長いものが16m(2本継ぎ)、短いものが10m(1本もの)であった。打ち込みに用いられたハンマーの重量は2tonであり、許容支持力は、(1)式を用いて25ton以上が期待できるまで打ち込まれた。

男子寮については記録がなく不明であるが、現場関係者の記憶によると、直径30cm、長さ10mの既製鉄筋コンクリートぐいが打たれたとのことである。長期設計耐力が25tonであり、しかも、ほぼ同じ時期に施工されていることから、やはり(1)式を用いて許容支持力を算定しているものと思われる。

この地震による男子寮の沈下および傾斜の状況につい

ては、新潟交通独身寮復元工事記録第I部(以下、記録〔I〕と書く)に示されているので、説明を省略する(図一)。

なお、旧棟は連続フーチング基礎、新棟は独立フーチング基礎である。

註) ボーリング No. 1, No. 2, No. 3 は、日本鑿泉探鉱株式会社に依頼して実施し、No. 4 は、財団法人建築業協会が東京ボーリング株式会社に依頼して実施したものである。

§ 2. 旧ぐいに関する調査

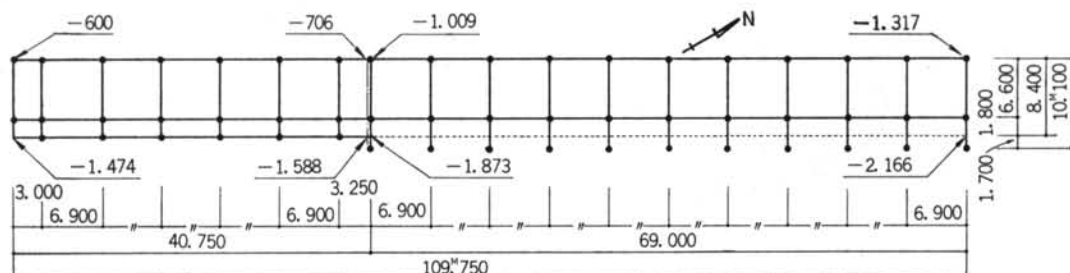
2. 1 施工当時の支持力

2. 1. 1 松ぐい:

旧棟施工時におけるくいの支持力に関する資料は、前記のように全く入手できなかったが、建築基礎構造設計規準案12条(昭和27年、日本建築学会)に示されている

寮名	くい材	くい長さ (m)	くい末 口直径 (cm)	根切り 深さ (m)	ハンマー 重量 (kg)	落下高さ (m)	くい先端 深さ (m)	3回計 沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	(1)式による 許容支持力 (ton)	(3)式による 許容支持力 (ton)
女子(新)	松	9.0	19.0	1.0	525.0	3.0	6.0	13.0	4.33	4.84	1.85
							7.0	10.5	3.50	5.94	1.92
							8.0	8.7	2.90	6.42	5.61
							9.0	6.4	2.13	7.62	5.47
男子(新)	松	9.0	27.0	1.0	525.0	3.0	6.0	9.4	3.13	6.01	8.52
							6.5	8.0	2.66	6.22	—
							7.0	7.4	2.46	7.03	9.79
							7.5	6.5	2.16	7.57	—
							8.0	5.8	1.93	8.01	4.21
							9.0	4.5	1.50	9.00	6.01

表一 施工前(37年2月)くい打ち試験結果(松ぐい)



図一 男子寮沈下状況(南西端沈下量を周囲の状況から600mmとする)

(2)式か、前記(1)式によって、5 ton 以上の許容支持力が得られたものと考えられる。

$$R = \frac{0.18W(H-H_0)}{S} \cdot \frac{W}{W+P} \dots\dots\dots(2)$$

- ここに、 R : くい許容支持力 (t)
 W : ハンマーの重量 (t)
 H : ハンマーの落下高さ (cm)
 H_0 : くい貫入量がゼロとなる最大落下高さの推定値 (cm)
 S : 落下高さ H におけるくい貫入量 (cm)
 P : くい重量 (t)

ボーリング No. 1, No. 2, No. 3 の結果を用い、建築基礎構造設計規準29条(昭和36年, 日本建築学会)解説中の29.7式, 29.7'式に示された下記(3)式により、許容支持力を算定してみると、No. 1 で1.8~4.7 ton, No. 2 で2.2~2.9 ton, No. 3 で3.9~4.3 ton となり、ともに設計耐力より小さい。

$$R_a = 1/3 R_u = 1/3 (43 N A_p + \bar{N} A_s / 6) \dots\dots\dots(3)$$

- ここに、 R_a : くい許容支持力 (t/本)
 R_u : くい極限支持力 (t/本)
 A_p : くい先端面積 (m²)
 A_s : 支持層に貫入した部分の

くい周表面面積 (m²)

N : くい先端地盤の N 値

\bar{N} : くい支持層中の貫入深さに対する平均の N 値

2. 1. 2 既製鉄筋コンクリートぐい:

男子寮新棟施工時におけるくいの支持力に関する資料も、前記のように全く入手できなかったが、ほぼ同じ時期に施工された女子寮新棟の記録によると、(1)式によってくいの許容支持力を求めており、男子寮新棟においても(1)式によったものと考えられ、25 ton 以上の許容支持力があつたものと考えられる。

松ぐいの場合と同様に、3本のボーリング結果を用いて、(3)式により許容支持力を算定してみると、No. 1 で5.9 ton, No. 2 で5.5 ton, No. 3 で16.5 ton になり、ともに設計耐力 25 ton より小さい。

2. 2 地震後の載荷試験による支持力

2. 2. 1 松ぐい:

載荷試験は、図-3に示すように、B通りの柱1と柱2との中間において1本(柱1ぐいとす)、同じくB通りの柱6において1本(柱6ぐい)、計2本について行なつた。柱1ぐいおよび柱6ぐいのくい先端深さは、建物の沈下状況から算定すると、それぞれ9.7m, 9.5m

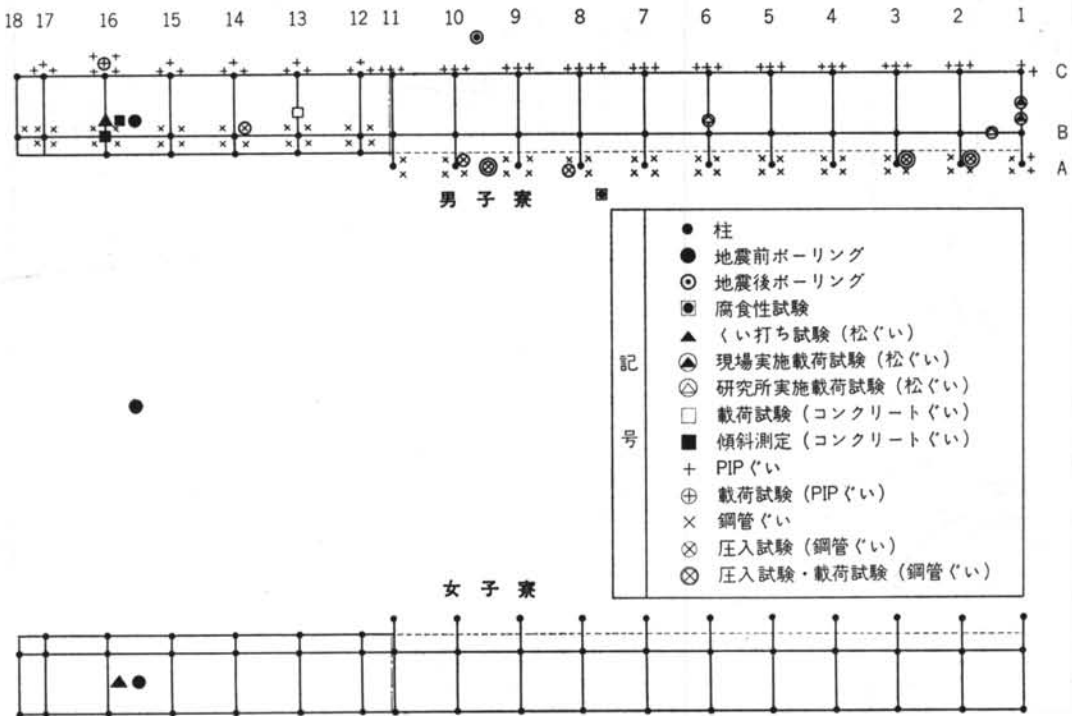


図-3 調査地点位置図

になる。載荷試験は、基礎下の土砂を基礎下端から約70 cm 掘さくしてくいの頭部を切断し、オイルジャッキを挟んで実施した。試験荷重は 2 ton 単位で加え、10分間一定荷重を保持して荷重を 0 ton にもどし、荷重 0 ton においては5分間放置して次の荷重段階に移る方法、すなわち、荷重と時間とをともに制御する方法をとった。

試験結果の荷重 P と沈下量 S との関係を図-5-(a)および(b)に、荷重の対数 $\log P$ と沈下量の対数 $\log S$ との関係を図-6に、荷重 P と沈下速度 ΔS (4式)との関係を図-7に、荷重 P と指数 n (5式)との関係を図-8に、荷重 P と平均増加沈下量 \bar{S} (6式)との関係を図-9に示す。

$$\Delta S = S_5' - S_1' \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 S_5' : 載荷後5分における沈下量

S_1' : 載荷後1分における沈下量

$$n = \frac{\log S_r - \log S_{r-1}}{\log P_r - \log P_{r-1}} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 P_r : 載荷荷重

P_{r-1} : P_r の一段階前の載荷荷重

S_r : P_r に対応する沈下量

S_{r-1} : P_{r-1} に対応する沈下量

$$\bar{S} = \frac{S_r - S_{r-1}}{P_r - P_{r-1}} \quad \dots\dots\dots(6)$$

これら図-6~図-9からそれぞれ降伏荷重を推定すると表-2が得られ、降伏荷重最小値の1/2を許容支持力とすれば、許容支持力の平均値が5 ton になる。地震後に行なった No. 4 のボーリング結果を用い、(3式)によって許容支持力を算定すると5.3 ton になり、ほぼ等しい値になる。

なお、くいの土中における長さは、ともに約5.7mである(図-4)。

これとは別に、現場では旧棟北端のくい2本について載荷試験を行なっている。この結果の荷重 P と沈下量 S との関係を図-5-(c)に記しておく。

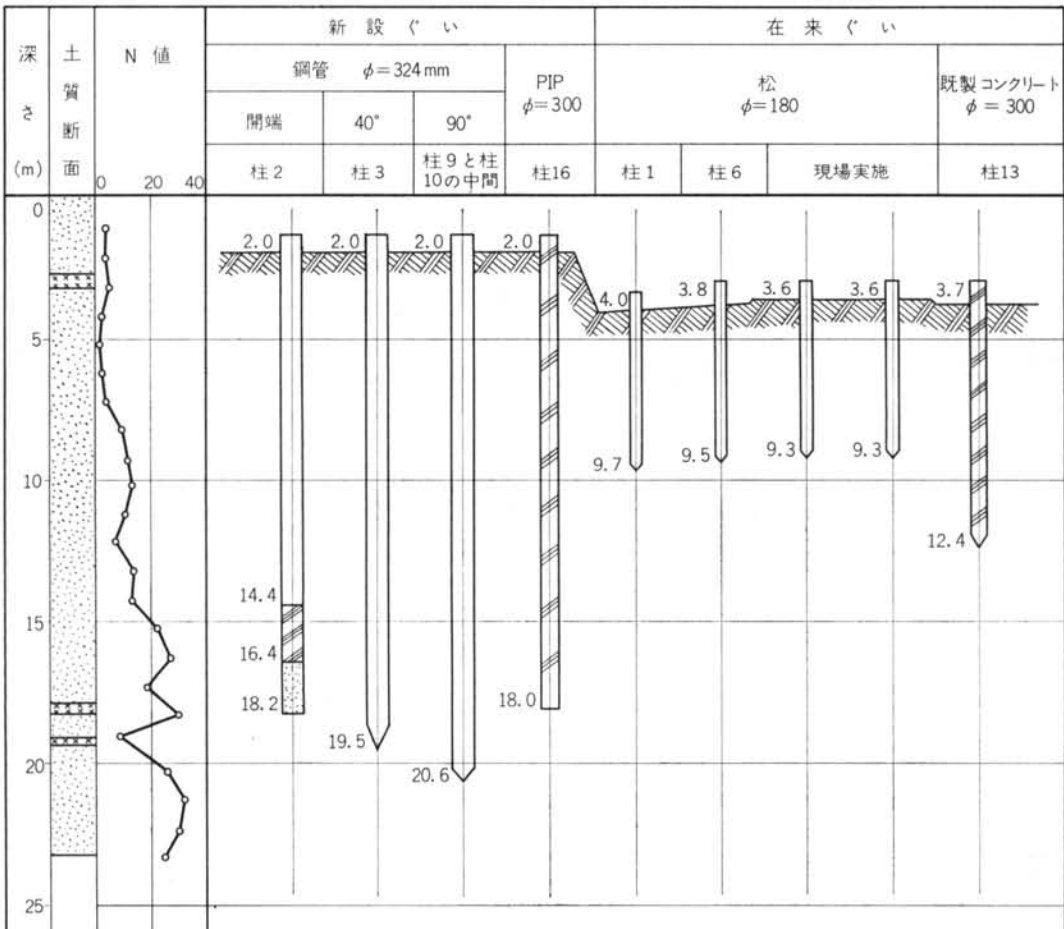


図-4 載荷試験を行なったくいの土中における長さ

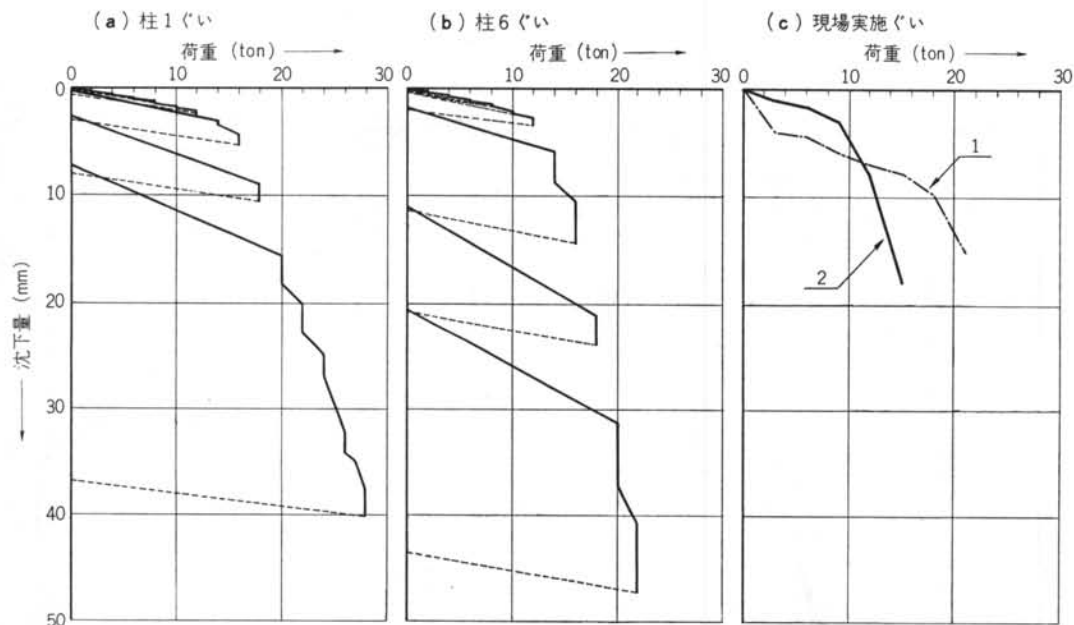


図-5 松くい載荷試験結果

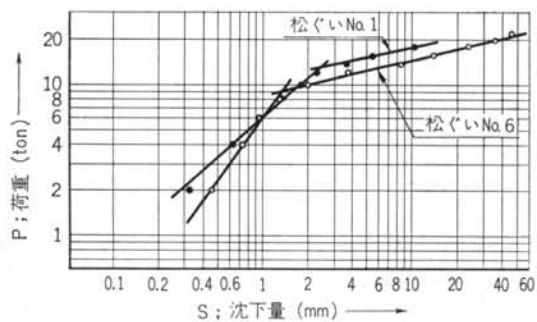


図-6 松くい「log P ~ log S」曲線図

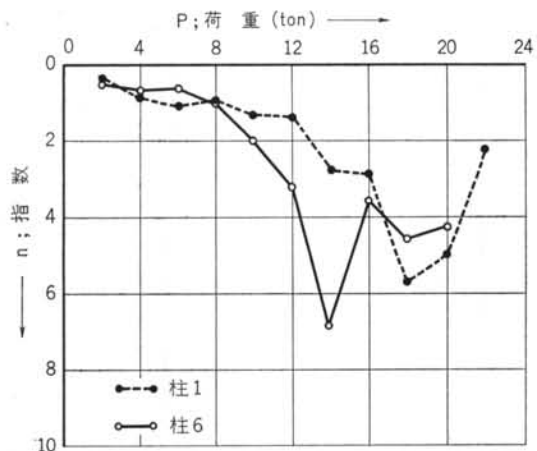


図-7 松くい「P ~ ΔS」曲線図

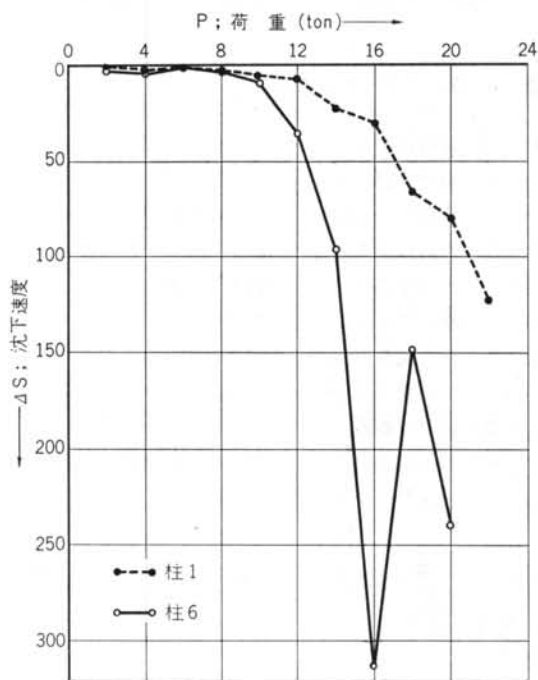


図-8 松くい「P ~ n」曲線図

降伏荷重 くい	$\log P \sim \log S$	$P \sim \Delta S$	$P \sim n$	$P \sim S$
柱 1	13	16	12	12
柱 6	9	12	8	10

表-2 松くい降伏荷重 (ton)

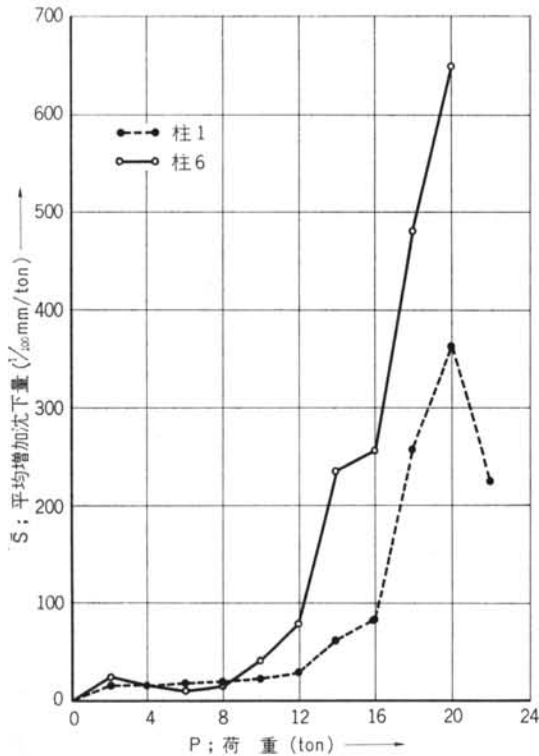


図-9 松くい「 $P \sim \bar{S}$ 」曲線図

2. 2. 2 既製鉄筋コンクリートぐい:

載荷試験は、図-3に示すB通り柱13の位置において1本のぐいについて行なった。ぐい先端深さは、建物の沈下状況から推定すると12.4mになる。載荷試験は、基礎下の土砂を基礎下端から約1.3m掘さくし、ぐいの頭部を切断してオイルジャッキを挟み、ぐい軸方向に荷重を加えた。載荷方法は、荷重と時間とをともに制御して行ない、荷重を8 ton単位で加えたほか、松ぐいの場合と全く同じである。

試験結果の荷重 P と沈下量 S との関係を図-10に、荷重の対数 $\log P$ と沈下量の対数 $\log S$ との関係、荷重 P と沈下速度 ΔS との関係、荷重 P と指数 n との関係、荷重 P と平均増加沈下量 \bar{S} との関係を、それぞれ図-11、

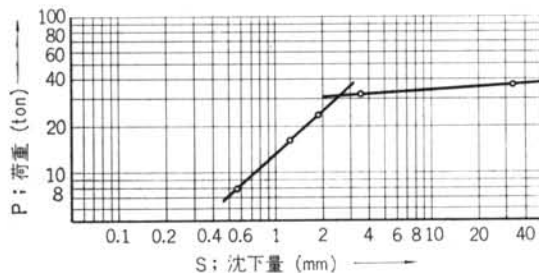


図-11 既製鉄筋コンクリートぐい「 $\log P \sim \log S$ 」曲線図

図-12、図-13、図-14に示す。

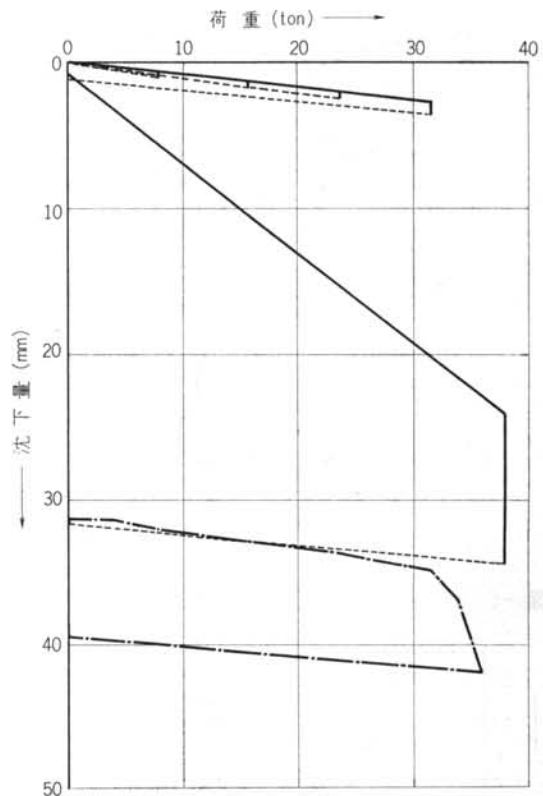


図-10 既製鉄筋コンクリートぐい(柱13)載荷試験結果

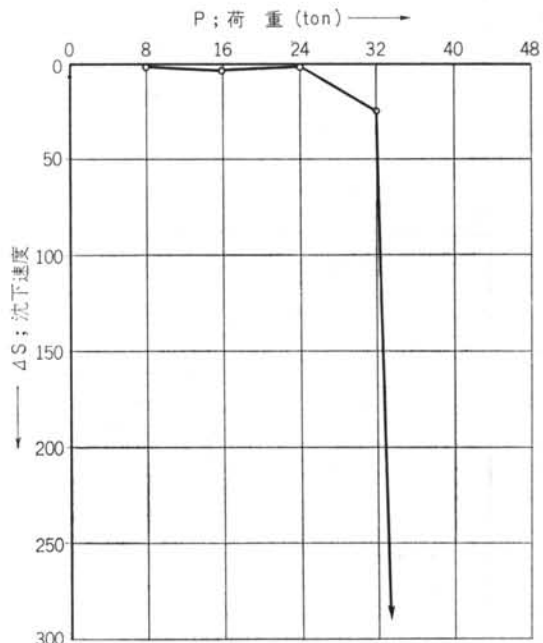


図-12 既製鉄筋コンクリートぐい「 $P \sim \Delta S$ 」曲線図

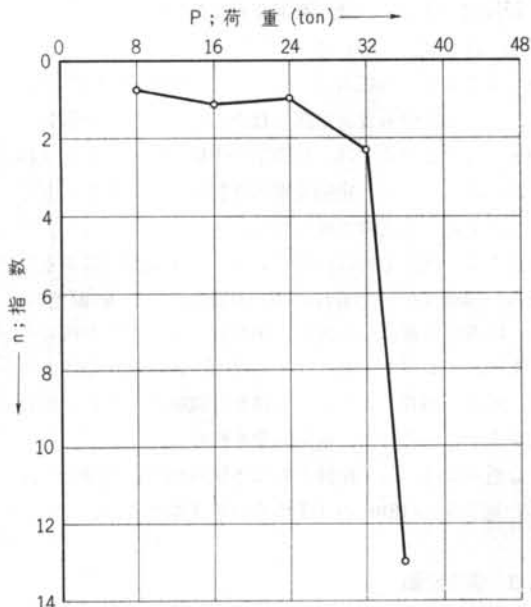


図-13 既製鉄筋コンクリートぐい「P~n」曲線図

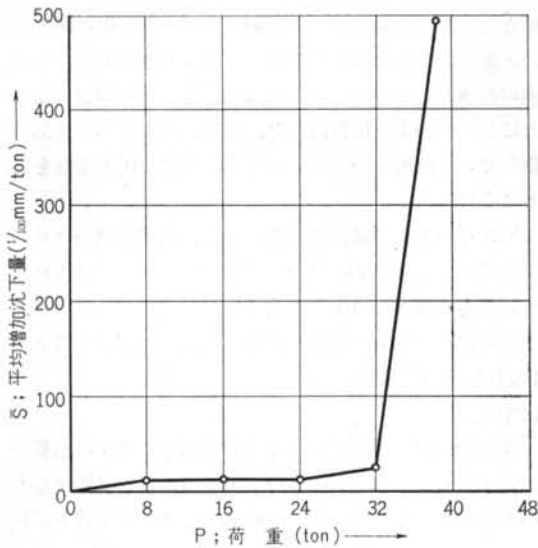


図-14 既製鉄筋コンクリートぐい「P~S」曲線図

ぐい	降伏荷重	$\log \frac{P \sim}{\log S}$	$P \sim \Delta S$	$P \sim n$	$P \sim \bar{S}$
	柱 13		31	32	32

表-3 既製鉄筋コンクリートぐい降伏荷重 (ton)

これら図-11~図-14によると表-3に示す降伏荷重が得られるが、図-10によると、載荷荷重が 32 ton を越えると極端に大きな沈下量を示していることから、32 ton を極限支持力と考えるのが妥当であろう。No. 4 の

ボーリング結果を用い、(3)式によって極限支持力を求めると 30.7 ton になり、ほぼ等しい。なお、ぐいの土中における長さは、約 8.7m である (図-4)。

2.3 地震後のぐいの傾斜

2.3.1 松ぐい:

復元工事のため基礎下の土砂を掘さくし、ぐいの傾斜状況を観察した結果、建物の傾斜(約6°)に比較して松ぐいの傾斜は写真-1にみられるように小さく、傾斜の方向は建物の傾斜の方向とほぼ同じである。

なお、この写真は、建物の傾斜を復元した後に撮影したものである。



写真-1 松ぐいの傾斜状況

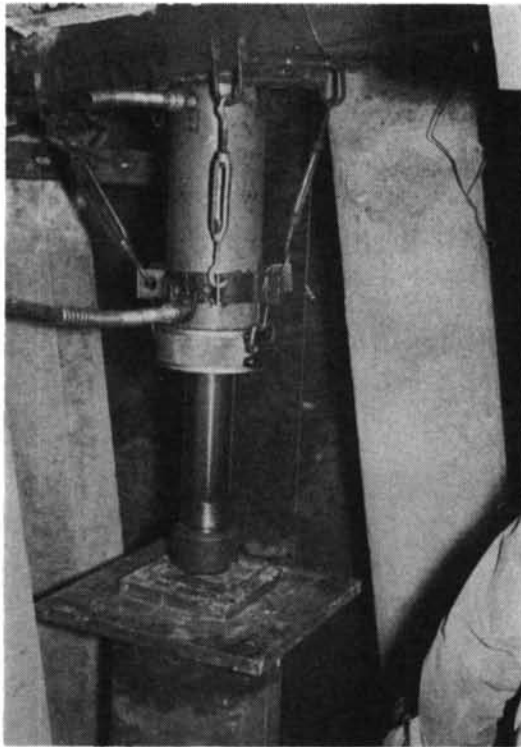
2.3.2 既製鉄筋コンクリートぐい:

松ぐいの場合と同様に、復元工事のため基礎下の土砂を掘さくし、ぐいの傾斜状況を観察した結果、建物の傾斜に比較して既製鉄筋コンクリートぐいの傾斜はさらに大きく、日本光学機械株式会社製光学傾斜計CM型(最小目盛1分)を用い、2本のぐいについて測定することにした。測定は、ぐい頭部の切断前と切断後に行なっている。この結果は表-4に示すとおりであり、傾斜の方向は建物の傾斜の方向とほぼ同じであった。写真-2は後に述べる鋼管ぐいの圧入時に撮影したものであるが、ぐいの傾斜状況がこの写真でもよくわかる。

柱	ぐい	ぐい上端 よりの距離	ぐい頭部切断前	ぐい頭部切断後
		16A	1	60.0 cm 95.0
	2	75.0 140.0	10°02' 10°39'	9°51' —

(径 30 cm 長さ 10 m)

表-4 既製鉄筋コンクリートぐい傾斜測定結果



写真一 2 既製鉄筋コンクリートぐい傾斜状況

§ 3. 新設ぐい

新設ぐいの設計に至るまでの経過、工事計画、施工状況等については記録[I]に詳細に示されており、重複するが、決定された新設ぐいについての設計方針、研究所において立案された調査計画、および調査計画に基づいて実施した諸試験の結果について述べることにする。

3. 1 設計方針および工事計画

設計においては、今回の地震と同じ程度の地震が発生した場合、今回のような大被害を受けないようにすることとし、このため深さ 18m まで PIP ぐいを打設して補強ぐいにする。しかし、建物傾斜の関係から、A 通り側には PIP ぐいの打設ができず、旧棟 A 通りおよび新棟 B 通りには鋼管ぐいを圧入し、C 通り（新棟、旧棟ともに）には PIP ぐいを打設して補強ぐいとすることにし、次のように計画された。

すなわち、旧棟部分においては、A 通り各柱の周囲に直径 32.39cm、肉厚 6.4mm の鋼管ぐいを深さ 18m まで 4 本ずつ圧入する。圧入は車庫上家のはりを反力にし、長さ 2m の単管を溶接しながら行なう（図一 20 参照）。

新棟部分においては、B 通り各基礎の下に旧棟部分と同様、直径 32.39cm、肉厚 6.4mm の鋼管ぐいを深さ 18m まで 4 本ずつ圧入する。圧入は建物基礎を反力にし、長さ 1m の単管を溶接しながら行なう。この鋼管ぐいを圧入するためには、基礎下の土砂を掘さくしなければならなくなるが、建物荷重は既製鉄筋コンクリートぐい（旧ぐい）に支持させておく。

圧入する鋼管ぐいは開端ぐいとし、先端閉塞によって圧入が困難になった場合には、鋼管内の土砂を掘さくし、圧入完了後はくい先端の閉塞効果が完全に期待できるように、プレパクトモルタルを管内に長さ 2m 分注入する。また、鋼管ぐいに対する腐食性試験を行ない、腐食性が大きい場合には、電気防食を行なう。

C 通りには、旧・新棟ともに各柱外側に直径 30cm、くい先端深さ 18m の PIP ぐいを 3 本ずつ打設する。

3. 2 調査計画

前記の設計方針や工事計画によれば、PIP ぐいおよび開端鋼管ぐい（以下、単に開端ぐいと書く）についての調査を行なえばよいが、閉端鋼管ぐい（以下単に閉端ぐいと書く）との比較を試みることも興味があり、2~3 本の開端ぐいを準備して、開端ぐいととも調査することにし、次のように計画した。また、圧入される全部の鋼管ぐい（開端ぐい）についても、簡単な圧入記録をとることにした。

PIP ぐい 1 本の載荷試験を行なう。載荷試験のための反力は、2 本の PIP ぐい（補強ぐいとして設計されたぐい以外に深さ 18m まで打設する）と建物とを用いる。

載荷試験は 8 ton 単位で荷重を加え、載荷最大荷重を 100 ton にするほか、松ぐいなどの場合と全く同じようにする。

鋼管ぐいは、開端ぐい 3 本（旧棟部分で 2m の単管を溶接するもの 2 本、新棟部分で 1m の単管を溶接するもの 1 本）と閉端ぐい 3 本（旧棟部分で 2m の単管を溶接する 40° のシュー付ぐい 2 本、90° のシュー付ぐい 1 本）の計 6 本について圧入試験を行ない、くい先端深さと圧入抵抗との関係を調査する。開端ぐいの場合には、特にくい先端深さと鋼管内閉塞土砂の厚さとの関係、および鋼管内閉塞土砂の経済的掘さく方法などについて調査する。また、開端ぐい 1 本、40° シュー付ぐい 1 本、90° シュー付ぐい 1 本、計 3 本について載荷試験（いずれも旧棟部分）を行なう。載荷試験のための反力には、圧入の場合と同様に車庫上家のはりを用い、荷重を 10ton 単位で加え、載荷最大荷重を 150 ton までとするほか、松ぐいなどの場合と全く同じにする。このほか、鋼管ぐい

に対する腐食性を，コロージョンポイントを用いて深さ30mまで調査する。

3.3 調査結果

3.3.1 PIPぐい載荷試験結果:

載荷試験は，図-3に示すようにC通り柱16の近くで1本について行なった。ぐいの先端深さは18mであり，根切りを約2m行なってから試験を行なっているため，ぐいの土中における長さは，約16mである(図-4参照)。この試験結果の荷重 P と沈下量 S との関係を図-15に，荷重の対数 $\log P$ と沈下量の対数 $\log S$ との関係，荷重 P と沈下速度 ΔS との関係，荷重 P と指数 n との関係，荷重 P と平均増加沈下量 \bar{S} との関係を，それぞれ図-16，図-17，図-18，図-19に示す。

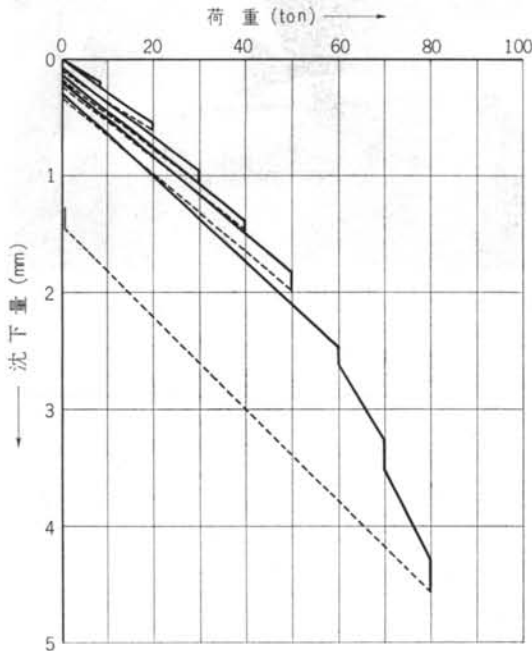


図-15 PIPぐい(柱16)載荷試験結果

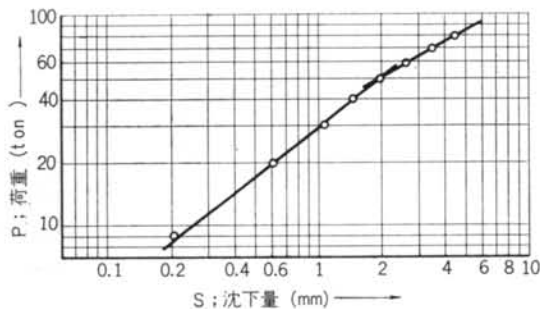


図-16 PIPぐい「 $\log P \sim \log S$ 」曲線図

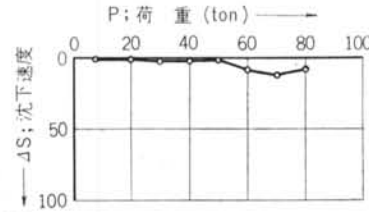


図-17 PIPぐい「 $P \sim \Delta S$ 」曲線図

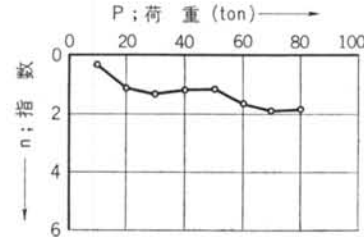


図-18 PIPぐい「 $P \sim n$ 」曲線図

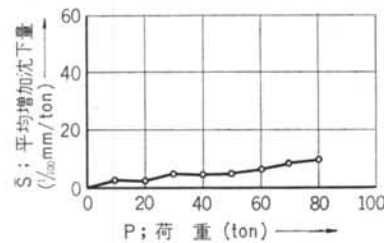


図-19 PIPぐい「 $P \sim \bar{S}$ 」曲線図

これら図-16～図-19からそれぞれ降伏荷重を推定して表-5に示す。

No. 4のボーリング結果を用い，(3)式によって許容支持力を算定すると40.1tonになる。なお，調査計画に記した100tonまでの載荷が，反力架構の関係からできず，80tonで止めた。

降伏荷重	$\log P \sim \log S$	$P \sim \Delta S$	$P \sim n$	$P \sim \bar{S}$
ぐい	50	>80	>80	>80

表-5 PIPぐい降伏荷重 (ton)

3.3.2 鋼管ぐいの圧入試験結果:

No. 4のボーリング(地震後)結果を用い，(3)式によって各深さにおける鋼管ぐい(先端閉塞の場合)の極限支持力を推定すると図-21が得られる。

圧入試験は，旧棟A通りで5本，新棟B通りで1本，計6本について行なった。そのうち開端ぐいは柱2，柱8，柱14，40°シュー付ぐいは柱3，柱10，90°シュー

付ぐいは柱9と柱10との中間点である。

これらの試験結果を、一般に行なわれる載荷試験結果を示す図のように、時間と圧入荷重との関係、時間と圧入量（くい先端深さ）との関係、圧入荷重と圧入量との関係で整理した。これらの結果を図-22～図-27に示した。また、開端ぐいの場合には、くい先端深さと管内土砂の厚さとの関係も記入してある。なお、この圧入試験は、各柱周囲に4本ずつ圧入される鋼管ぐいのうち、最初に圧入されるくいについて行なったものである。

図-23において、くい先端の深さが約14.5mのとき、管内の土砂を掘さくしているが、この方法は径5cm、5段のタービンポンプを用い、径5cmのホースを管内閉塞土砂の近くまでおろして送水し、土砂を洗い流しただけである。

この方法により管内の閉塞土砂約1mを掘さくするに要した時間は約35分で、そのうち実際に送水した時間は約10分であった。このほか、鋼管内に入れられるHS型25サンドポンプを用いて掘さくしてみたが、思わしくなかったため、前記のように単にタービンポンプとホースを用いて送水し、洗い流すことにした（写真-3）。

鋼管ぐいの建込みを行ない、圧入を開始する前に鋼管ぐいを垂直にし、それから圧入したが、鋼管ぐいが土中に4～6m圧入されるまでは常に垂直度を確認し、矯正しなければならず、それで深は矯正できなかった。

圧入は、最初50tonの手動オイルジャッキを用いて、4～6mまで矯正しながら圧入し、圧入抵抗が約50tonになれば、100tonの電動オイルジャッキ1台を用い、次に100tonの電動オイルジャッキ2台（1台の電動オイルポンプで）を用いている。

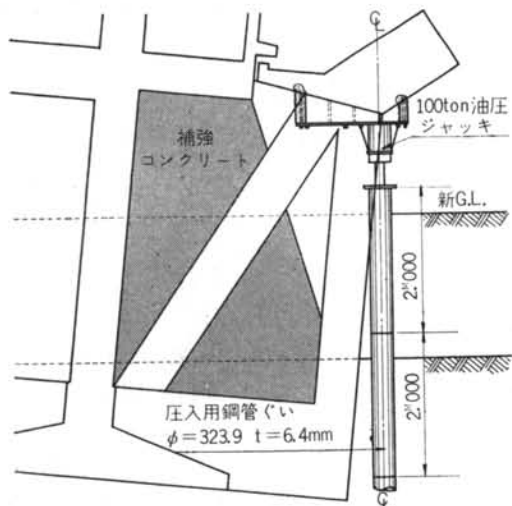


図-20 鋼管ぐい圧入装置（旧棟）

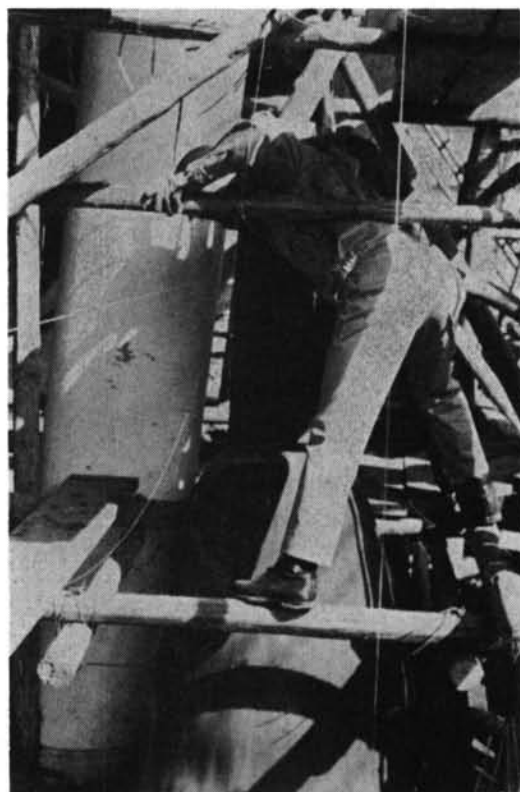


写真-3 鋼管ぐい（開端）閉塞土砂の掘さく

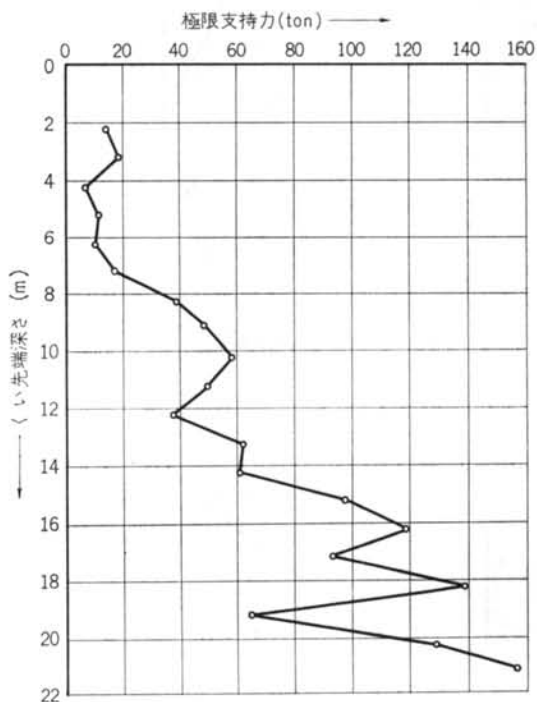


図-21 鋼管ぐい圧入深さと極限支持力

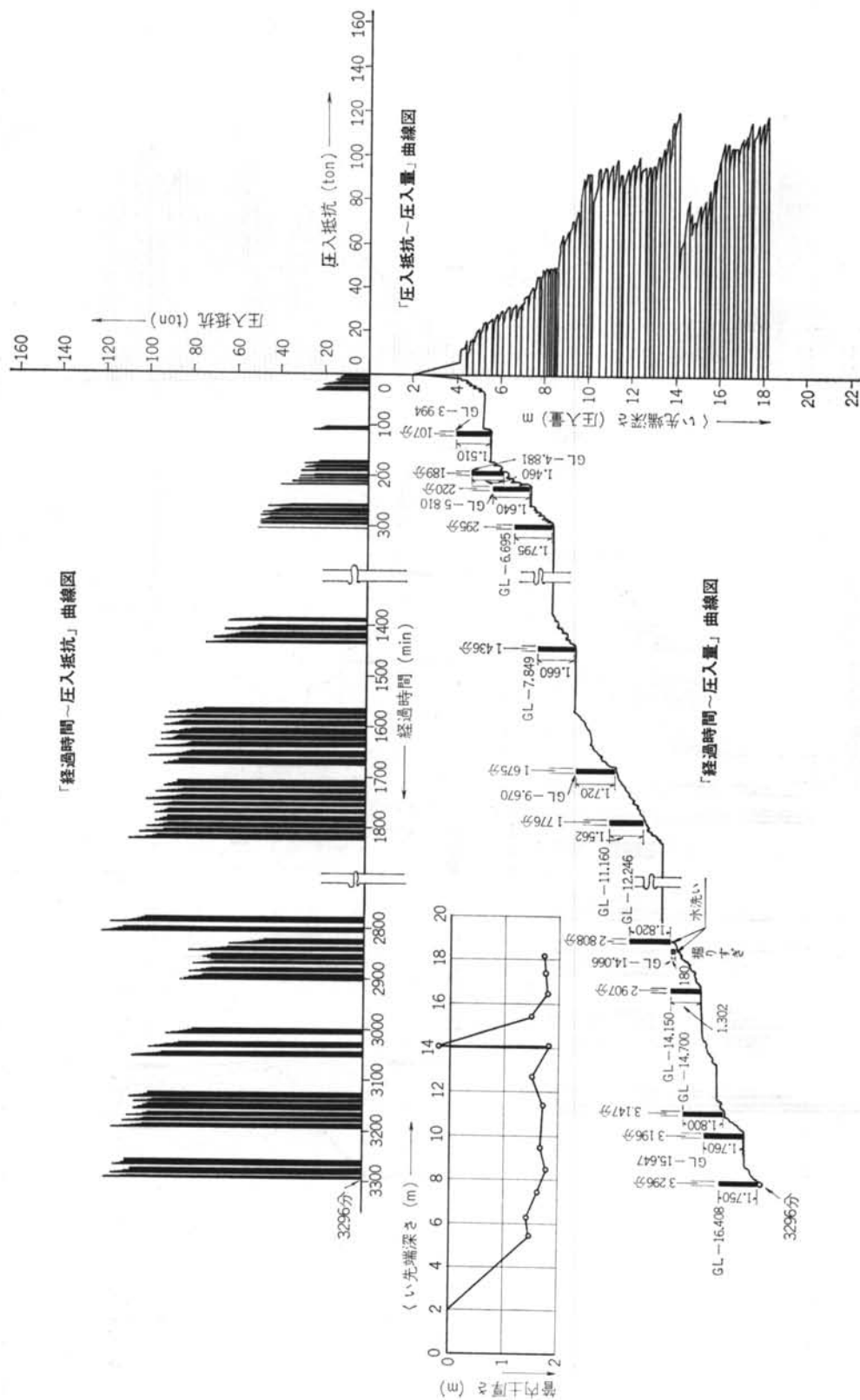
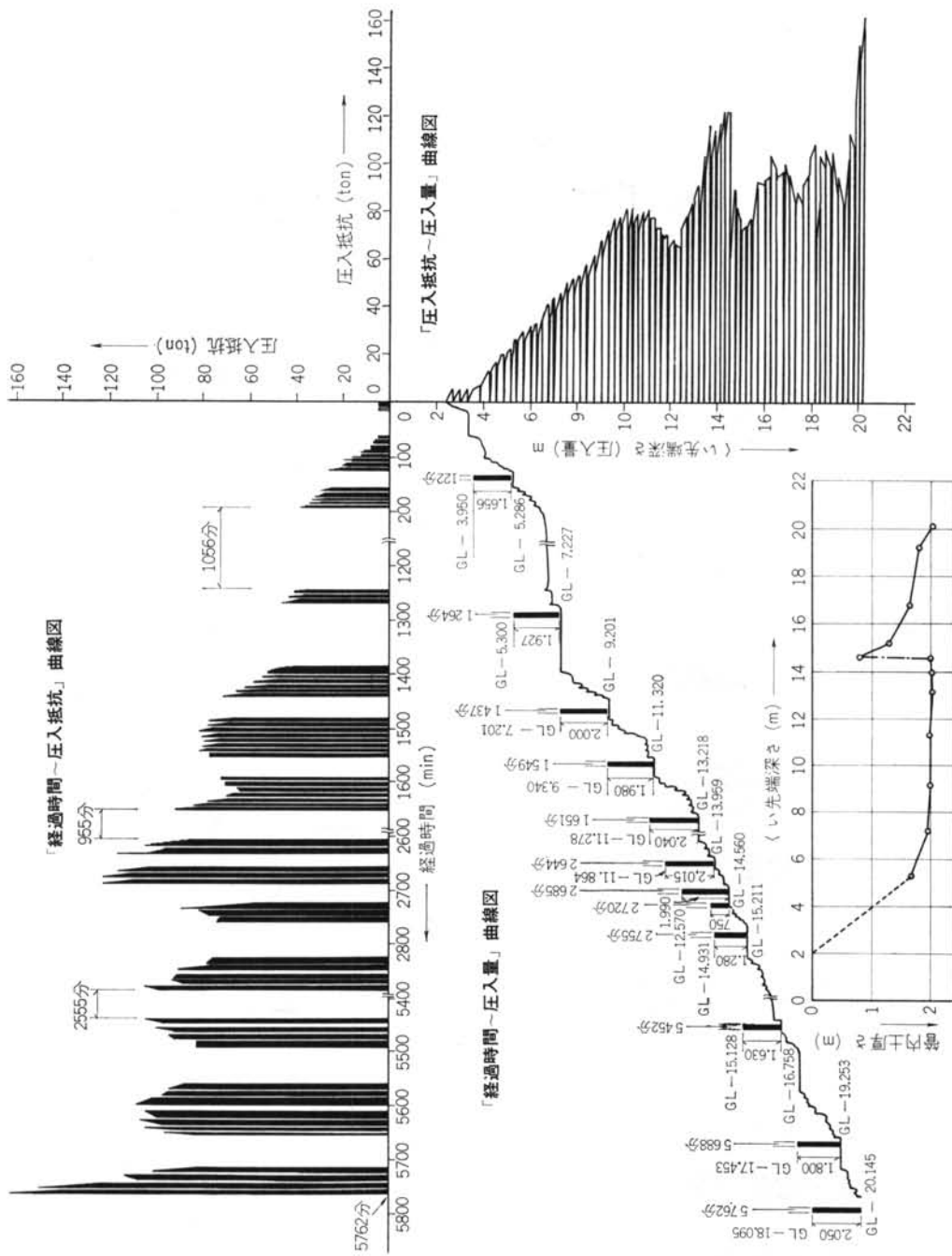
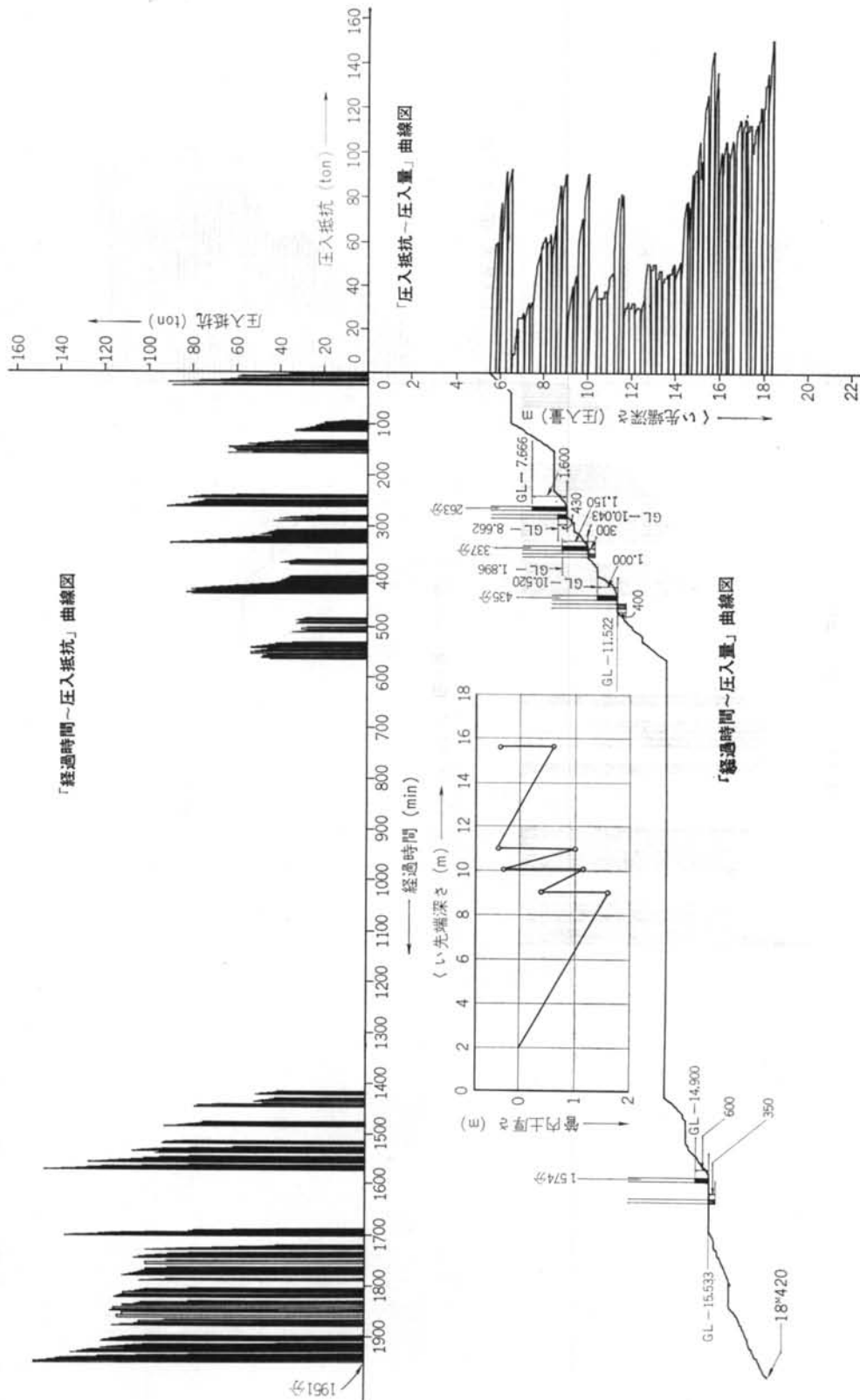


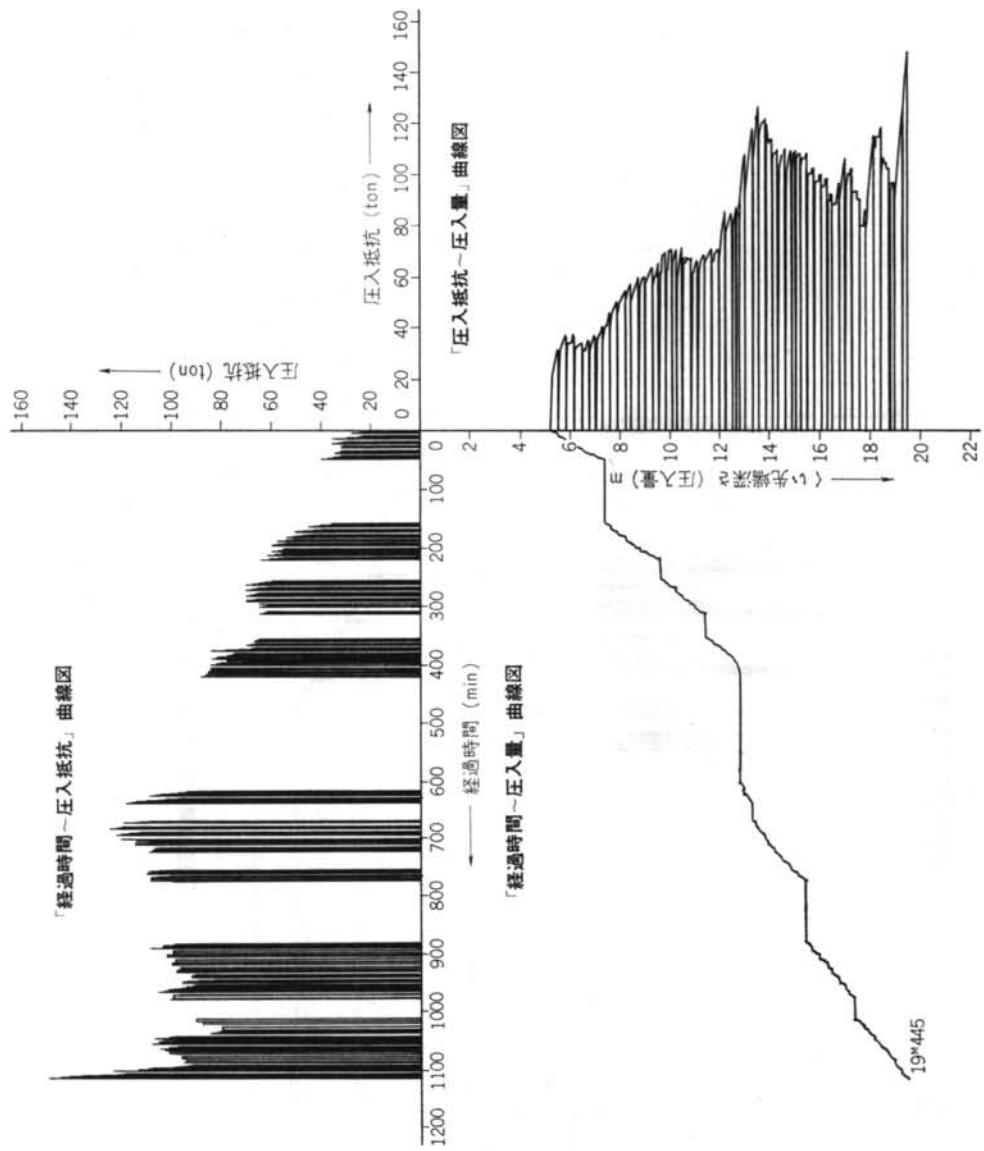
図-22 鋼管くい(開端)圧入記録:「圧入抵抗~圧入量」曲線図: くい番号 2A-c: 径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm 昭和40年3月2日~4日圧入



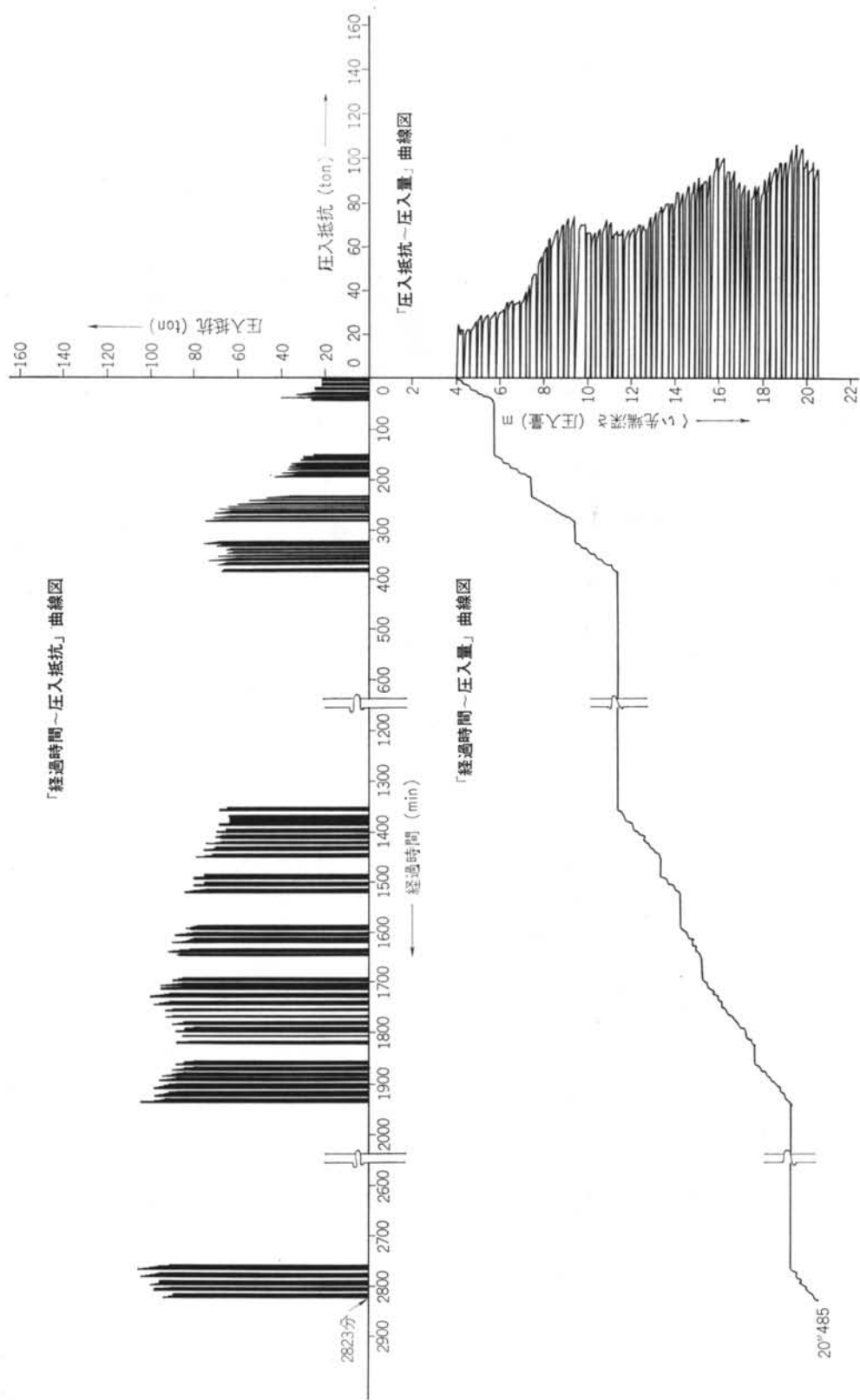
図—23 鋼管くい（開端）圧入記録：「圧入抵抗～圧入量」曲線図：くい番号 8A—a：径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm 昭和40年2月18日～22日圧入



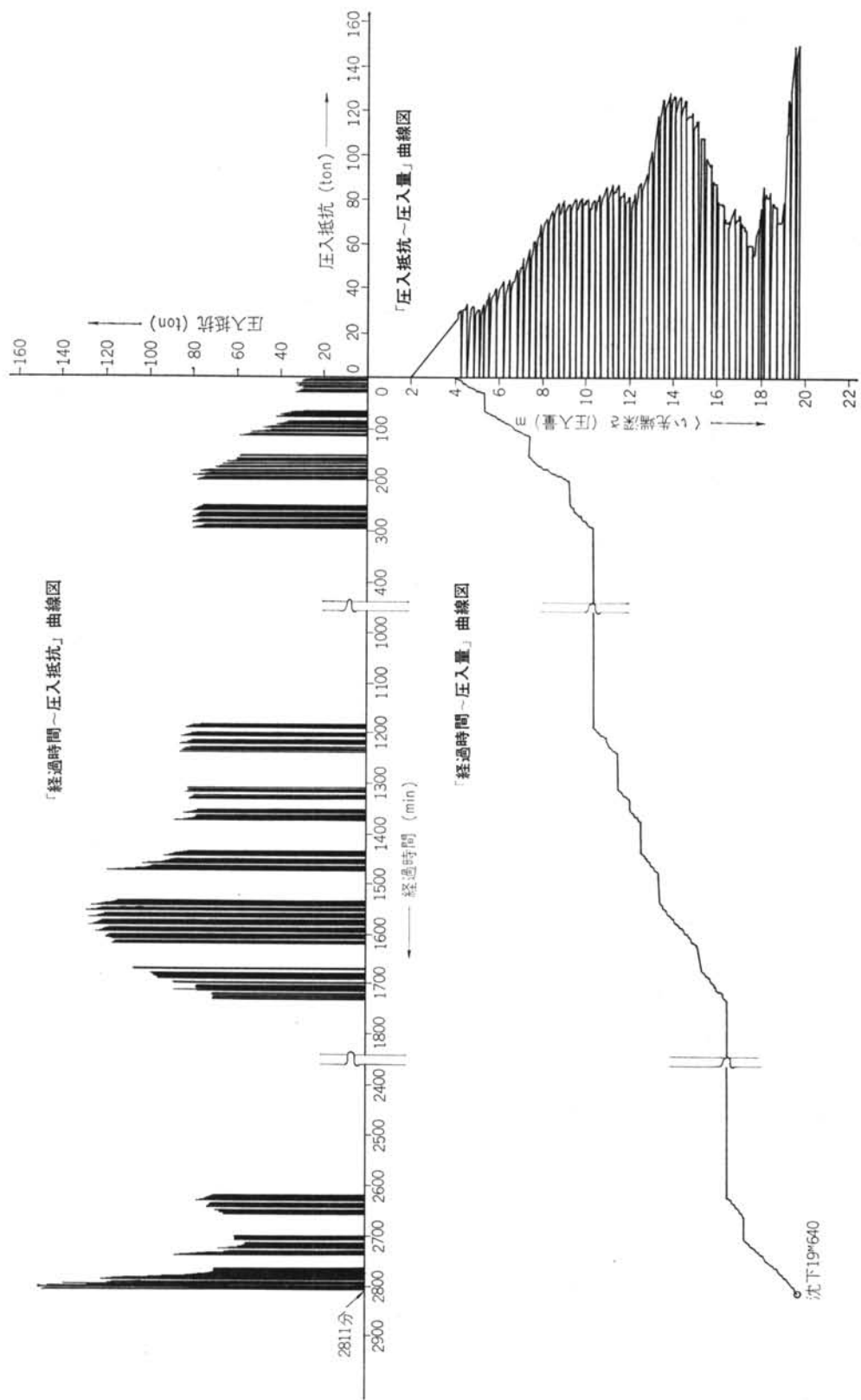
図一24 鋼管φ18(開端)圧入記録:「圧入抵抗～圧入量」曲線図:経過時間 14B-c:径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm 昭和40年4月29日～30日圧入



図—25 鋼管ぐい、(40° シュー付) 圧入記録: 「圧入抵抗～圧入量」曲線図: ぐい番号 3A-c: 径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm 昭和40年3月23日～24日圧入



図一26 鋼管ぐい (40° シュー付) 圧入記録: 「圧入抵抗～圧入量」 曲線図: ぐい番号 10A-c: 径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm : 昭和40年3月23日～24日圧入



図一27 鋼管ぐい (90° シュー付) 圧入記録: 「圧入抵抗～圧入量」 曲線図: <v>番号 9'A: 径 323.9 mm 肉厚 6.4 mm 昭和40年 3月27日～29日 圧入

3. 3. 3 鋼管ぐいの載荷試験結果:

載荷試験は圧入試験を実施したくいのうち、柱2の開端ぐい、柱3の40°シュー付ぐい、柱9と柱10との中間の90°シュー付ぐいについて、圧入工事がほぼ完了した時期に実施した。各ぐいの土中における長さは図-4に示すようにそれぞれ約16.2m, 17.5m, 18.6mである。また、開端ぐいは先端閉塞効果を完全にするため、プ

レパクトモルタルを2m分注入し、硬化させたものである。

試験結果の荷重 P と沈下量 S との関係を図-28に、荷重の対数 $\log P$ と沈下量の対数 $\log S$ との関係、荷重 P と沈下速度 ΔS との関係、荷重 P と指数 n との関係、荷重 P と平均増加沈下量 \bar{S} との関係を、それぞれ図-29、図-30、図-31、図-32に示す。

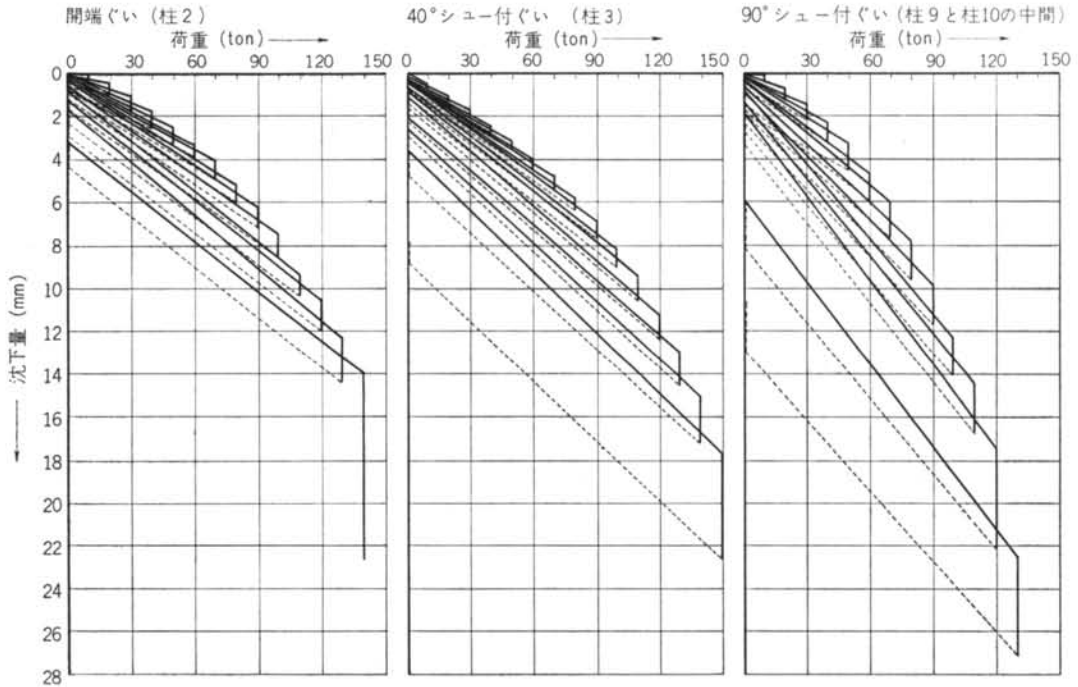


図-28 鋼管ぐい載荷試験結果

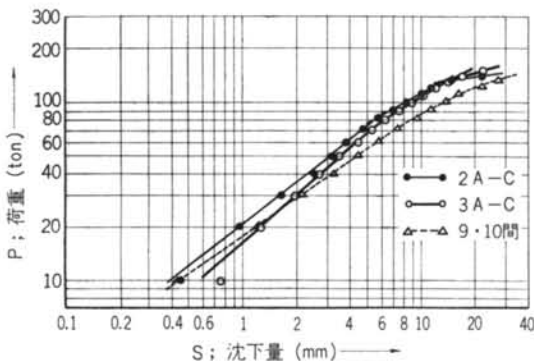


図-29 鋼管ぐい「 $\log P \sim \log S$ 」曲線図

これら図-29~図-32からそれぞれ降伏荷重を推定すると、表-6が得られる。No. 4のボーリング結果を用い、(3)式によって許容支持力を求めると、それぞれ46.0 ton, 21.8 ton, 43.2 tonになる。

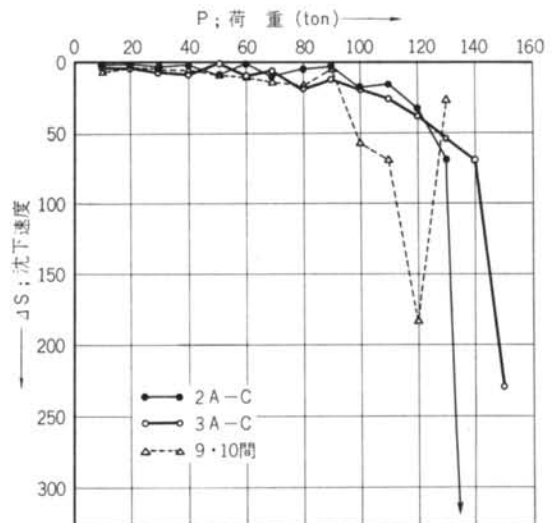


図-30 鋼管ぐい「 $P \sim \Delta S$ 」曲線図

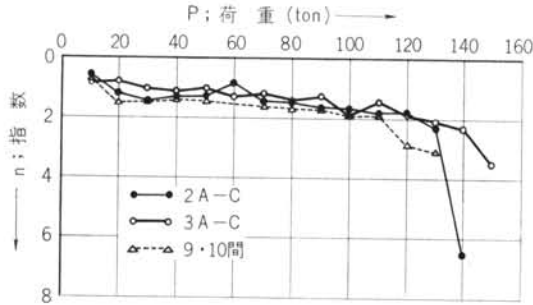


図-31 鋼管ぐい「P~n」曲線図

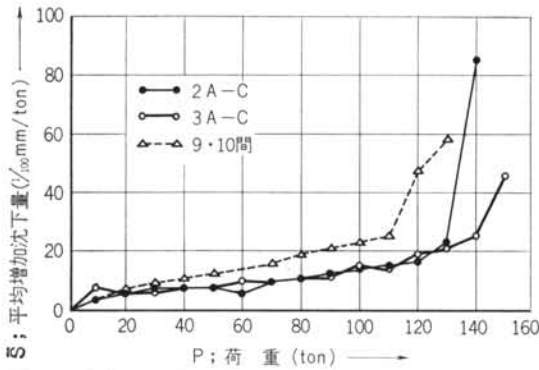


図-32 鋼管ぐい「P~S」曲線図

くい		降伏荷重	$\log P \sim \log S$	$P \sim \Delta S$	$P \sim n$	$P \sim \bar{S}$
開端	柱2		80 or 130	130	130	130
閉端	40° 柱3		80 or 140	140	140	140
	90° 9~10		80 or 110	110	110	110

表-6 鋼管ぐい降伏荷重 (ton)

3. 3. 4 鋼管ぐいの圧入記録:

鋼管ぐいの圧入記録は、圧入試験を実施したぐいを除き、すべてのぐいについてとってある。その記録の一例を表-7に示す。

この記録をとった目的は施工管理が主であるが、このほかに、圧入順序が圧入抵抗にどのような影響をおよぼすかを調査するためでもあった。しかし、工程の関係から、初め柱周囲4本のぐいについて50 tonの手動オイルジャッキを用い、圧入抵抗が約50 tonになるまで圧入する。柱周囲4本の圧入が終れば、100 tonの電動オイルジャッキ2台を準備し、2本のぐいを同時に圧入できるように1台ずつ設置し、交互に圧入する。ぐいの圧入抵抗が約100 tonになれば、1本のぐいの圧入を一時中止し、他の1本のぐいに100 tonのオイルジャッキ2台

柱	a				b				c				d																			
	3月5日~3月10日								3月2日~3月9日								3月2日~3月9日								3月10日~3月12日							
	一般時		掘さく直後		一般時		掘さく直後		一般時		掘さく直後		一般時		掘さく直後		一般時		掘さく直後													
くい先端深さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)	圧入抵抗(ton)	管内土厚さ(m)														
6A	6	47	1.80			32			23	2.05			40	2.00																		
	7																															
	8	65	2.00			51			60	2.10			75	2.00																		
	9												90	2.00	55	1.10																
	10	88	2.00	40	0.60	65			70	2.10			60	1.75																		
	11												90	2.00	40	0.50																
	12	50	1.20			67	2.00	—	0.74	75	2.10	40	0.60	70	1.10																	
	13												90	1.80	40	0.80																
	14	104	1.60			88	1.50			85	2.00			63	1.40																	
	15																															
	16	135	1.80			100	1.52			114	2.05			125	2.00	50	1.00															
	17																															
	18	140	1.80			107	1.58			118	2.10			125	2.00																	
	19					116	1.60																									

表-7 圧入記録の一例

を設置し、深さ約 18m まで圧入する。圧入が完了すれば、圧入を一時中止してたいくの圧入を行なう。

このようにしたため、圧入順序による圧入抵抗の変化を求めることができなかった。

これらの圧入記録によると、深さ約 18m における圧入抵抗は 94 ton 以上、最大 162 ton に達している（表-8）。

通 り	柱 番 号	圧 入 抵 抗 (ton)			
		a	b	c	d
	1	111	135	—	—
	2	125	112	圧入試験 118	115
	3	125	130	圧入試験 148	155
	4	145	117	123	154
	5	125	112	122	130
A	6	140	116	118	125
	7	142 圧入試験	109	123	115
	8	162	135	110	128
	9	145	140	136 圧入試験	144
	10	125	125	94	140
	11	—	—	145	144
	12	147	141	137	139
	13	125	130	145 圧入試験	135
	14	140	134	150	138
B	15	135	139	140	134
	16	143	143	135	135
	17	154	155	155	155
	18	—	—	146	—

表-8 鋼管ぐい最終圧入抵抗

3.3.5 腐食性試験結果:

鋼管ぐいに対する腐食性を調査するため、現在最も信頼度が高いといわれている Rosenqvist の方法により、図-3 に示す位置において、深さ約 30m までのボーリングと10箇所（深さ方向に）の腐食性試験を行なった。その結果を図-33に示す。

建築鋼ぐい基礎設計規準12条解説（昭和38年、日本建築学会）によると、“有害でない”と推定され、年間腐食率の最も大きい部分で 1.5×10^{-3} mm/年という値が得られている。

この調査を実施するために行なったボーリング孔において、標準貫入試験も実施した。この結果も図-33に併

記してある。この結果によると、No. 4 のボーリング結果に比較し、深さ約 13m 以深が締まっており、深さ約 13m または深さ約 15m で、L字型を示しているといえる。

註) 腐食性の調査は、昭和40年3月下旬、東京ボーリング株式会社に依頼して実施したものである。

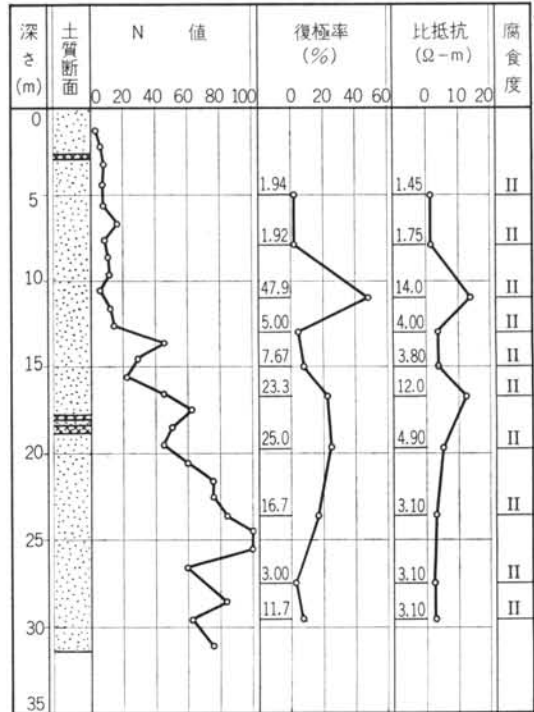


図-33 腐食性試験結果

§ 4. 考 察

以上、種々の調査、試験、記録、現場関係者の話などから判明したことがらの大略を示し、若干の考察を加えてみよう。

4.1 敷地地盤について

地震前に実施した3本のボーリング結果は、深さこそ異なるが、標準貫入試験の結果が完全にL字型を示しているのに対し、地震後に実施した No. 4 の標準貫入試験結果ではこの型を示していない。また、鋼管ぐいに対する腐食性を調査する目的で掘さくしたボーリング孔で実施した標準貫入試験 (No. 5 とする) 結果では、深さ

13m および 15m で L 字型を示しているとみることができ。

これについては、次に示す二つの異なった考察をすることができる。

- a) No. 1, No. 2, No. 3 のように締まっていた地盤が、今回の地震によって No. 4 のようにゆるめられ、時間がたつにしたがって No. 5 のように回復した、とみることができる。
- b) 信濃川右岸から各ボーリング地点までの距離と、標準貫入試験結果が L 字型を示す深さとの関係を図示してみると、図-34 のようになることから、現在のような平らな地形になる以前、砂丘または砂洲が発達しており、5本のボーリングのうち、No. 4 をのぞいた4本が、この砂丘または砂洲まで調査されたが、No. 4 の調査では砂丘または砂洲まで到達していなかった、とみることができる。

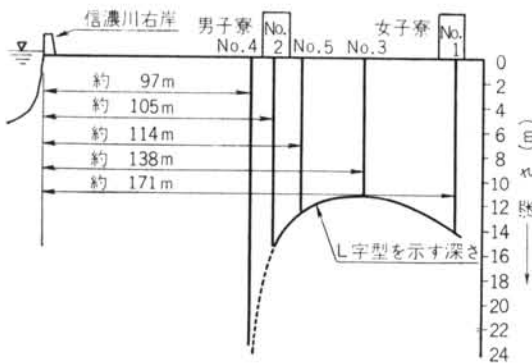


図-34 標準貫入試験結果が L 字型を示す深さと信濃川との関係

4.2 建物の沈下および傾斜について

くいの長さや貫入状況、建物荷重の偏心などの影響がそのまま建物の沈下および傾斜の状況にあらわれているようにみられる。

- a) 敷地の地盤 (4.1 の b 項に示した砂丘または砂洲より浅い部分) は、松ぐいの貫入状況から判断して、南から北に向かって徐々にゆるくなっていたものと推定され、したがって、南側の沈下量に比較し北側の沈下量が、旧棟、新棟ともに大きくなっているのは、このためと考えられる。
- b) 旧棟と新棟との境界部分における沈下量の差は、くい長さの差 (旧棟は松ぐいで 6.4m, 新棟は既製鉄筋コンクリートぐいで 10.0m) によるものと考えられ、くいの短い旧棟が、新棟にくらべ約 30cm 多く沈下している。

- c) 旧棟、新棟ともに東側に大きく傾斜 (約 6°) しているのは、おもに建物荷重が東側に偏心 (東側片廊下) していたためと考えられる。

4.3 松ぐいおよび既製鉄筋コンクリートぐいの傾斜について

松ぐいおよび既製鉄筋コンクリートぐいは、建物の傾斜方向 (東側に傾斜) とほぼ同じ方向に傾斜しているが、傾斜の角度には、大きな差 (松ぐいは建物の傾斜より小さいが、既製鉄筋コンクリートぐいは大きく、約 10° である) がある。また、既製鉄筋コンクリートぐいの頭部 (ぐいと基礎スラブとの接続部) を切断した結果、傾斜がいく分なおった。

これについては、次のように考察される。

- a) 松ぐいの傾斜が建物の傾斜より小さいのは、砂丘または砂洲より浅い部分の飽和砂が液性化し、建物が沈下し傾斜したが、松ぐいの頭部と基礎スラブとの接合部が、既製鉄筋コンクリートぐいの場合のように十分に接合されていないため、ほぼそのまま大きな傾斜をせずに沈下したものと考えられる。
- b) 既製鉄筋コンクリートぐいの傾斜が建物の傾斜より大きいのは、砂丘または砂洲より浅い部分の飽和砂が液性化し、くい周辺に働く摩擦力が低下するとともに拘束力も低下し、建物とともに沈下し傾斜しようとしたが、くいの先端が比較的よく締まった砂丘または砂洲に達していたため、建物の沈下量が小さく、建物荷重に耐えられるまで傾斜したものと考えられる。

この場合、くい先端地盤 (砂丘または砂洲) に水平移動がなかったと仮定すれば、建物 (新棟) が約 170 cm 移動したことになるが、この新棟だけが移動したとすれば、旧棟はそのまま沈下し、新棟は東側に水平移動して沈下するため、地震後の状況のように旧棟と新棟とがほぼ一直線にはならず、大きな水平方向のズレがあるはずである。しかし実際には、記録 [I] にも述べられているように、水平方向のズレはほとんどない。したがって、

- (i) 深部の比較的よく締まった地盤が、信濃川に向かって移動した
 - (ii) 浅部のゆるい土層が、信濃川と反対方向に移動した
 - (iii) 前記二つがともに起こった
- の三つの場合が考えられる。

このことから、女子寮新棟の既製鉄筋コンクリートぐいの傾斜が建物の傾斜と反対になっているものと推定され、女子寮新棟の基礎ぐいを観察したいと思う。

4.4 松くいおよび既製鉄筋コンクリートぐいの支持力について

施工当時におけるぐいの支持力は、(1)式または(2)式を用いて、それぞれ設計耐力以上であったものと考えられるが、No. 1, No. 2, No. 3 のボーリング結果を用い、(3)式で推定してみると、ともに設計耐力より小さい。また、載荷試験により確認された支持力は、(3)式で推定した値にほぼ等しい。

a) 新潟駅前の某現場において、山止めのための鋼矢板を打ち込んだ際、現場寄りの道路に幅約5mにわたって沈下がみられ、その最大沈下量が6cmに達した。また、直径40cmの既製鉄筋コンクリートぐい約680本を深さ18mまで打ち込む予定であったが、打ち込める深さが徐々に浅くなり、最も浅くなったものは、深さ約13mであった。

この例は、ゆるい飽和砂が振動により締められることを示し、また、ぐいの貫入によって、ゆるい砂が下方および側方に排除されて締め固められ、ぐい周辺に働く摩擦力およびぐい先端地盤の支持力が増大することを示しているものと考えられる。

したがって、この新潟交通独身寮の場合も同様に、ゆるい砂地盤が締められ、打撃による支持力が増大して、(3)式が適用できなくなったものと考えられる。

b) 載荷試験により確認された支持力が、(3)式で推定した支持力にほぼ等しいのは、施工時に締められた地盤が今回の地震によってゆるめられて沈下し、(3)式が適用できるようになったためであろう。

4.5 PIPぐいおよび鋼管ぐいの支持力について

PIPぐいの支持力は、No. 4 のボーリング結果を用い、(3)式で推定した支持力に等しいか、それより大きく、鋼管ぐいの支持力は、(3)式で推定した値より大きい。しかし、載荷試験において同一沈下量における載荷荷重は、PIPぐいが大きく、鋼管ぐいは小さい。また、鋼管ぐいのうち、開端ぐいおよび40°シュー付ぐいの支持力、ならびに同一沈下量における載荷荷重は、90°シュー付ぐいより大きい。さらに、沈下性状がほぼ同じである開端ぐいと、40°シュー付ぐいを比較すると、開端ぐいの沈下量が120tonの載荷荷重を越えると、40°シュー付ぐいよりいく分大きな沈下量を示している。

a) PIPぐいおよび鋼管ぐいの実断面積を求めてみるとPIPぐいは鋼管ぐいの約11倍であり、鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会)によると、コンクリートのヤング係数が鉄筋の1/10である。すなわち、載荷試験における両ぐいの弾性変形量が、ほぼ同じに

なるはずである。したがって、地盤がほぼ同じであれば、沈下量もほぼ同じになるはずである。特に、PIPぐいは掘さくによる場所打ちぐいであり、鋼管ぐいは圧入によって地盤を締め固め、ぐい周辺に働く摩擦力およびぐい先端地盤の支持力を増大させたいのであるから、鋼管ぐいの沈下量に比較して、PIPぐいの沈下量が大きくなるはずである。

これは、PIPぐい打設の際、掘さく用オーガの直径より大きく掘さくされ、ぐいの直径が大きくなること、また、掘さく孔にモルタルを注入(圧力を加えて)して硬化させ、ぐいを造るため、ぐいの直径がオーガの直径より予想以上に大きくなっているものと考えられる。

b) 90°シュー付ぐいが、開端ぐいおよび40°シュー付ぐいより同一沈下量における載荷荷重が小さいのは、90°シュー付ぐいは柱9と柱10との中間に圧入され、他のぐいの圧入による影響(例えば、摩擦力の増加)をほとんど受けていないのに対して、開端ぐいおよび40°シュー付ぐいは、圧入後周囲に圧入された3本のぐいの影響を受けて、ぐい周辺に働く摩擦力などが、90°シュー付ぐいより大きくなったものと考えられる。

c) 開端ぐいの載荷荷重が120tonを越えると、40°シュー付ぐいの沈下量に比較し、いく分大きな沈下量を示しているのは、圧入試験の際の最終圧入時における圧入抵抗が40°シュー付ぐいより小さい(開端ぐいは118ton、40°シュー付ぐいは148ton)ためか、土中におけるぐいの長さが短い(開端ぐいは約16.2m、40°シュー付ぐいは約17.5m)ためであろう。

4.6 鋼管ぐいの圧入試験について

図-22に示した各深さにおける極限支持力の推定値と圧入試験の結果とを比較してみると、深さ14mまでは試験結果が極限支持力推定値より大きく、ほぼ直線的に増加しており、深さ約19mまでは小さく、しかも複雑である。また、圧入抵抗に対するぐい先端形状の違いによる差は認めにくい(図-35)。

a) 深さ約14mまでの圧入抵抗が、極限支持力推定値より大きいのは、4.4のa項で例を上げて考察したものと同一理由によるものと考えられるほか、圧入速度が速いためとも考えられる。

b) 深さ約14mまでの圧入抵抗の増加傾向が極限支持力推定値の増加傾向とほぼ同じであり、しかも、ほぼ直線的に増加していることから、この間の砂が比較的均一な粒度分布を示し、さらに、粒径もほぼ同じであ

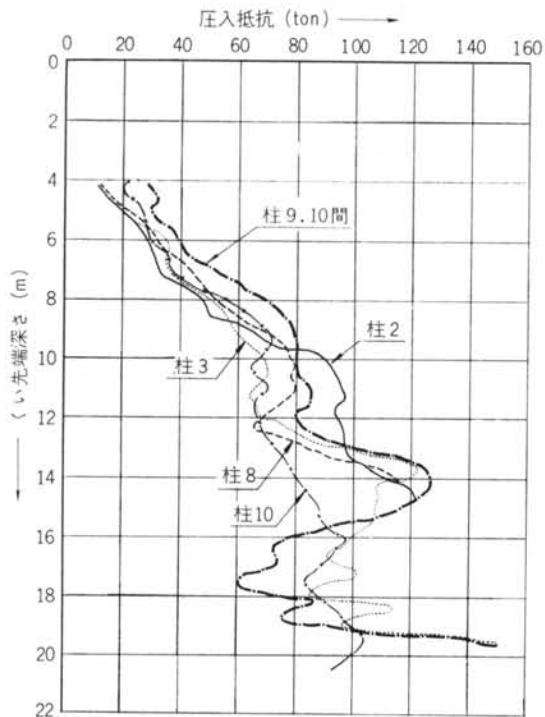


図-35 圧入試験結果の比較

らうと思われる。

これに比較し、深さ約 14m 以深の成層状態が複雑であり、砂と粘性土との互層になっているか、粗砂または中砂と微細砂との互層になっていると考えられる。また、柱10ぐいの深さ 14m 付近における圧入抵抗が、他の4本の圧入抵抗と異なるのは、この付近の土層が、他の部分の土層と異なるのではないかと考えられる。

- e) くい先端形状の違いによる圧入抵抗の違いが認められないのは、図-23などに示したように、土中に約6m圧入すれば、開端ぐいがほぼ完全に閉塞され、ゆるい砂を下方および側方に排除して、閉端ぐいの場合と同様に締め固めるためであろう。
- d) 多くのくいを圧入する場合、ゆるい地盤が次第に締め固められて圧入抵抗が増大し、圧入できなくなることが予想される。

この点、開端ぐいは閉塞土砂を掘さくすることにより、圧入抵抗を減少させることができるので、閉端ぐいに比較し有利といえる。