

明日を築く43

特集

杭基礎の
耐震問題を
めぐって――



钢管杭協会機関誌

ルポルタージュ

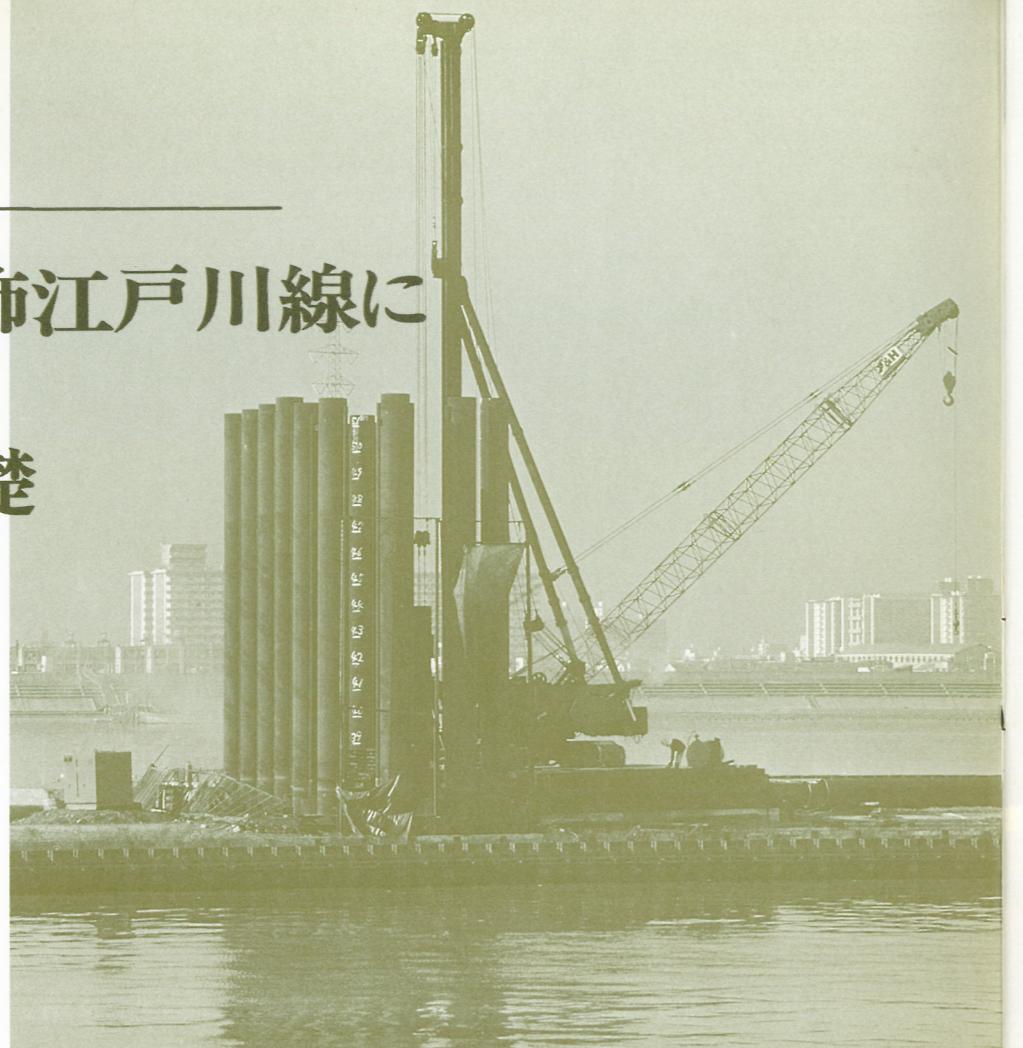
湾岸に結ぶ 首都高速葛飾江戸川線に 34基の 鋼管矢板基礎

首都高速道路公団
第一建設部西葛西工事事務所

その昔、道を自然のものと、人工のものとに分け、前者を「鹿路(ししみち)」、後者を「治道(はりみち)」と呼んでいた。この治道、すなわち人工道が歴史に現われたのは、今をさかのぼること2,500年ほど前のこと、「山陽道を開く」と記されている。

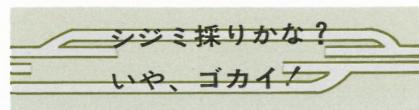
そして、2,500年後の今、巨大都市・東京には、一般道をはじめ、無数の道路がはりめぐらされているが、現代版「治道」ともいえるのが高速道路だろう。

首都高速道路がはじめて誕生したのが20年前、昭和37年12月のことである。開通区間は、中央区宝町から港区芝海岸通りまでの約4.5km。車でとばせば、ものの5分で終りになる区間であった。以後、高速道路網の必要性が声高にいわれ、いくつもの路線が開通するとともに、現在では、総延長が150kmを越す道路網として、東京の交通緩和



に大きな貢献を果たしている。

今号では、その一環として建設のすすむ「首都高速葛飾江戸川線」にスポットを当てた。

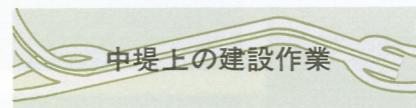


都心から車を駆り首都高にのる。朝早くの高速7号小松川線の下り車線はうれしいほどにすいている。反対の上

り車線は、これがまたすごい。ジュズつなぎになった車の列が延々と続く。少しでも動いていればよいが、ピタリと止まつたきり動かない。車窓からのぞくドライバーの顔は、イライラする様子もなく、涼しい顔だ。慣れたものである。15分ほどで高速を降り、浦安街道に入って荒川放水路を渡る。橋の中ほどにかかると、眼下にたくさんの鋼管矢板基礎が見えてきた。ほとん

が小判形のものだが、ひとりわ大きな円形のものも見える。荒川放水路と中川放水路の間にある幅30mほどの中堤上にクレーン、杭打ち機、ブルドーザー、トラックなどがひしめき合い、工事のピークを思わせる。

中堤上に降りてみると、汚ないといわれた荒川も意外にきれいだ。岸近くには10数羽の小鳥が遊び、また別の川面では鵜がさかんに水中に潜り、飼の魚をあさっている。しばらく上流の方へ歩くと、潮の引いた浅瀬で10人足らずの一見漁師と思える人達が、ドロを掘り返しては、何かを探っている。場所からいってシジミ採りかなと思って見ていると、通りかかった現場作業員いわく、「あれはゴカイ採りだよ。あの入達は、きっとあんたの何倍もあれでかせいでいるこったよ!」それまで忘れていた師走の風の冷たさが、取材班の身に浸みたひと言であった。



この中堤上に建設のすすむ首都高速葛飾江戸川線(K-E線)は、都市高速道路6号線と接続し、ここを起点として綾瀬川左岸沿いに南下し、中川との合流点付近で荒川左岸堤(荒川と中川との中堤)上に入り、さらに南下し、その突堤部付近で中川をわたり、江戸川区葛西沖埋立地で高速湾岸線に接続



図-1 首都高速道路路線図

K-E線の概要は次の通りである

- 区間：起点 葛飾区四つ木3丁目 終点 江戸川区小島町1丁目
- 延長：約11.2km
- 道路規格：第2種第2級
- 設計速度：60km/h
- 幅員：20.5m
- 車線数：4車線
- 構造：高架構造
上部構造；3径間連続鋼箱桁橋

もくじ

●ルポルタージュ④	1
首都高速葛飾江戸川線に34基の鋼管矢板基礎	
●特集・杭基礎の耐震問題をめぐって	4
緒一耐震問題をめぐる諸情勢	4
対談 岸田英明・田中柳之助	
杭基礎の震害事例 水野二十一	7
建築における基礎構造の耐震設計	
杉村義広	9
地震時の砂地盤の液状化と杭基礎橋梁	
の耐震設計 岩崎敏男	10
国鉄における鉄道構造物の耐震設計について 佐藤博紀	11
文献紹介	14
文献抄録	17

表紙のことば

世界一のマンモス都市・東京も、ひと昔前までの悪評に反発するようにならゆる面で欧米都市並の近代化を急いでいる。

道路整備もそのひとつである。いま、荒川と中川の中堤上に建設のすすむ首都高速葛飾江戸川線も一翼を担う道路である。高架道路の鋼管矢板基礎のすぐ上を、ちょうどいま、地下鉄東西線の電車が通りすぎてゆく。道路が完成すると、この電車の上をまたいで通うことになる。

編集MEMO

最近、基礎構造の耐震設計についての議論があちこちで聞かれるようになりました。そこで、今号では特集を組み、とくに杭基礎の耐震問題に的を絞ってご紹介しています。

東京工業大学教授で当協会特別技術委員会の幹事をつとめられる岸田先生と田中専務理事の対談を序抄に、各分野の先生方のご意見をご紹介しています。

なお、本誌に対するきたなんいご意見をお待ちしています。

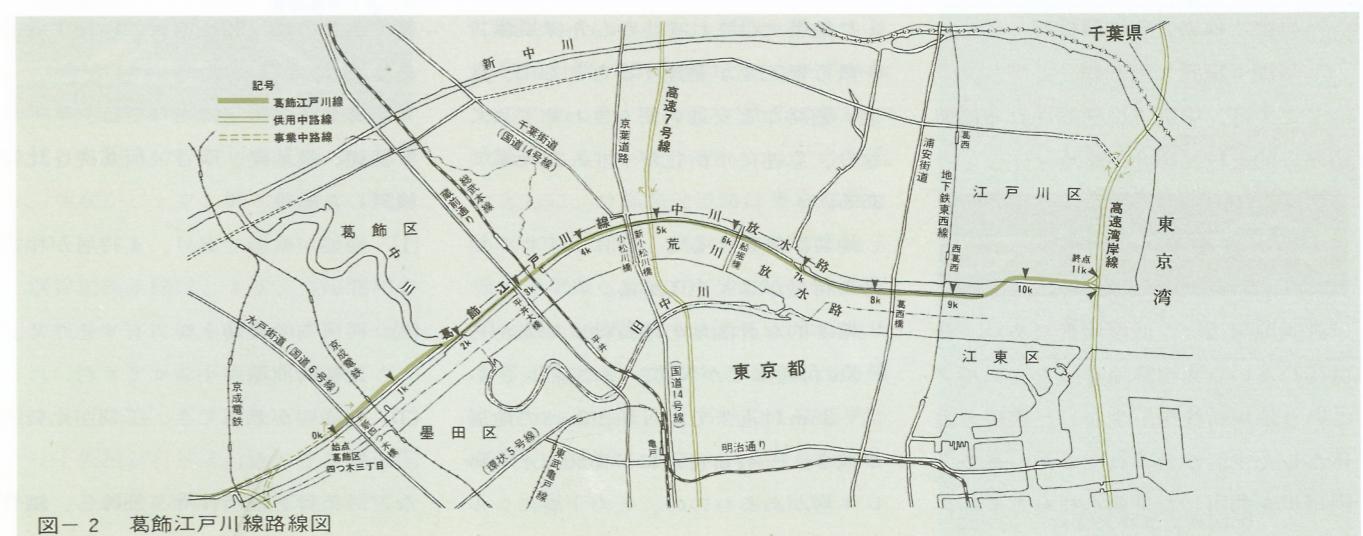
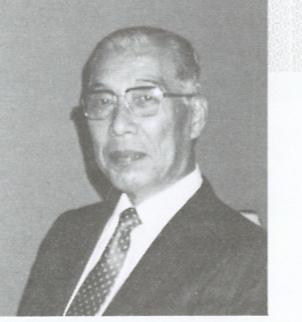


図-2 葛飾江戸川線路線図

緒——耐震問題をめぐる諸情勢



対談 鋼管杭協会特別技術委員会幹事
東京工業大学教授
工博 岸田英明
鋼管杭協会専務理事
田中柳之助



活発になってきた 耐震議論

田中 最近、杭基礎の震害が各方面で議論されるようになってきました。当協会でも、以前から杭基礎の耐震性能については関心を持ち、建築耐震分科会を設置し、研究を続けています。構造物の基礎の耐震性について学会等で採りあげられるようになったのは宮城県沖地震以後のようですが、昨今のこのようなさまざまな議論に先立ち、新潟地震では「液状化とN値」の問題を、十勝沖地震では、ほとんどの目が構造物の上部の被害に向けられたのに対し、合わせて先見的に基礎にまで立ち入った調査をされ、さらに宮城県沖地震では震害直後に鉄町周辺でいっそう具体的に杭基礎の被害調査をされた岸田先生!。先生を今日お招きしましたのは、最近の耐震問題に関するさまざまな情勢をここで総ざらいして、これからの方も含めて考えてみたいと思ったからなんです。

岸田 私は、よい指導者に恵まれていました。新潟地震の時に私は建設省建築研究所にいましたが、当時の第三研究部の久田部長や基礎研究室の大崎博士が「災害は早い機会に現地を見なければいけない。この足で

すぐ行こう!」といわれました。なるほど、おかげで貴重な体験ができたのです。また、十勝沖地震の時には、久田部長が福井地震の経験から「基礎も調査してみたら…」といわれ、基礎構造の被害も調査しました。これらの経験は宮城県沖地震や浦河沖地震の調査にたいへん役に立ちました。ほんとうによい指導者のもとに、よい調査ができたと思いますね。

田中 今年(1982年)の建築学会で大崎先生をはじめ、識者の意見発表がありましたね。

岸田 今年の大会の中の「震災構造物の損傷評価と修復」というテーマのシンポジウムには、各界から1,000人を大幅に上まわる人達が参加しました。ここでは被害よりもむしろ損傷の評価と修復方法の検討が主だったんですが、この中で大崎さんが「地中にある基礎被害はたいへん見つけにくい。基礎が壊れても建物にあまり影響を与えていないものがあるからだ。宮城県沖地震で杭基礎が壊れているものが他にもあるのではないか」という発言をされたのには興味をひかれました。それだけ基礎、とくに杭基礎の耐震分野は遅れています。

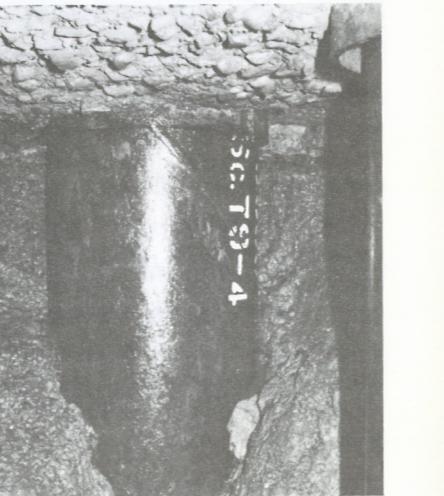
震害については、建築研究所の水野さんをはじめ、これまでいろいろな

発表がありました(7ページ参照)が、壊れた建物の修復には莫大な費用がかかります。たとえば新潟地震の際には、新築工事費の40~50%の額の修復費がかかっています。これは大きな問題ですよ。

田中 基礎の壊れ方にもありますね。

岸田 そうです。杭の壊れ方にもさまざま考え方がありますが、「どう壊れたらよいか」が問題なんです。鋼杭の座屈やコンクリート杭の圧潰などが生じると建物がかたむいたりします。水平荷重によって少しくらいのヒビや曲げ変形が生じても、そのまままとまっていれば問題ないわけです。

田中 これまで土木と違って建築では、上載荷重を安全に支持層に伝えれば、水平力はあまりみなくてもよいとの考え方があったようですが……。



写真① 浦河高等学校

岸田 そうですね。建物は根入れ部分の土圧でもっと習慣的に考えられていました。かつては細い杭をまとめたくさん打っていたので、それはどう水平力を考えないでよかったんです。それが杭が太くなつて1本の柱に1~2本の杭といったように極端に減って、1本壊れると大きな被害が起こるようになったのですね。やはり横からの力は横でもつべきものです。

田中 そういえば、昔の帝国ホテルは剣山のようにずいぶん松杭を打っていた記憶がありますね。

大切な耐震設計の 土俵作り

岸田 耐震設計の基本は、昔も今も変わらないんです。一般的な考え方として、建物にどのような地震力が入ってくるのか、すなわち外力の決め方ですね。これは研究者が自然現象を観察して明らかにしてゆく問題です。自然現象の地震入力を解明することは、ひじょうに困難なので、設計のために、たとえば震度0.2というような設計用外力を決めるわけです。次に、設計用外力も含めて杭の安全率を決める、これはひとつ約束ごとで、行政サイド等が主体となってその「土俵」を作つてやる必要があります。アメリカでは、役所、設計者等が集つてATC(Applied Technology Council)というところで、「みんなで安全率を決めよう」という発想で、合理的な土俵作りをしました。

わが国でも建築基準法によりひとつの土俵を決めています。ここで決めていることは、30~40年に一度の中程度の地震では、建物は壊れてはいけない。100年に一度起るような大地震では、建物は壊れてもよいが、人を死なせてはならないと大ざっぱに定義しています。そこで、より具体的、実際的な土俵が求

められていたわけですが、このほど建設省が中心になり、「地震力に対する建築物の基礎設計指針案」(9ページ参照)がまとまりました。建築研究所の杉村さんらが熱心にまとめられたものですが、ここで外力や材料などについて土俵を決めました。これはひじょうにいいことですね。建設省では、この新耐震案について外部の意見を聞いているそうですが、協会ではどのようにお考えですか?

田中 基本的には、建設省が提案しているように基礎を構造物として見ることに賛同します。最初の案なので具体性に欠けるきらいがありますが、卓見だと思いますね。

岸田 土俵がひとつ決まつてしまえば、あとは方法だけの問題です。安全性を検討する計算式にはいろいろありますが、力学的に正しい計算法はどれを使ってもいいんです。より合理的な方法を見つけてゆくのが今度は私達の仕事です。

田中 ATCのリコメンデーションでは、サンフェルナンド地震の教訓から地震の頻発度のゾーニングをし、さらに建物の重要度によってランク付けも行なっています。杭基礎についてはダクティリティ(ねばり)という考え方を導入して、この観点から、重要度の高い建物には原則としてコンクリート杭は使わないといった考え方方が述べられています。わが国の最近の動きは、このあたりがうまくすり合っているかどうかわからないんですが……。

上部・下部一体の 設計思想確立を

岸田 耐震設計は、原則として「力の釣り合い」と「変形の適合条件」を考える必要があります。これを踏まえてリミットアラリス、新耐震設計法では保有耐力といっていますが、このような設計法では一部壊れても

耐力は低下しない、いわゆる塑性ヒンジがひじょうに重要な問題になってしまいます。これは、いくら強くてもボキッと折れではだめだということで、そこで今おしゃったダクティリティがひじょうに重要になってくるわけです。上部構造でもそうですが、下部でももちろん重要です。ねばりがなければ、耐震材料とはいえません。

田中 一時、橋梁などでスレンダーな、一見不安定な設計がはやりましたね。建築でもそうかもしれないですが、あの宮城県沖地震の被害では杭(コンクリート系)の被害のほか、1階部の柱の被害が多かったようですね。これをみると基礎構造の接点となる部分——杭頭かフーチングあたりが問題ではないかと思うんです。杭頭を固定としてみると、あるいは半固定としてみると、このあたりはいろいろ考え方があるようですが、私どもでは固定でよいのではないかと思っています。地震時における土中の動きがはつきりつかめていないので、杭に生じる曲げモーメントについては、より安全サイドの見方をしていた方がよいと思います。

岸田 いまはなくなりましたが、お話をのように橋梁では一柱一脚基礎がはやったことがあります。逆に建築では、最近経済性から一柱一脚(柱の下に1本の杭)が見られるようになりました。これを考えるに、つなぎ梁から下は下部、上は上部という考え方で、下部と上部の設計思想に差があると、このような設計はひじょうに危険だと思います。現状ではこの境目の研究が十分でないと思います。これはこわいですよ。一柱一脚だけに杭だけが強くてもフーチングが壊れれば建物に大きな被害が出ます。今後はこの境目を上部と下部の研究者が協力して研究してゆく必

要があります。現在、たとえばつなぎ梁の下で1階分の深さだけの杭の部分を上部と同じ構造にするという考え方がありますが、これだと現状よりもだいぶ合理化されると思います。

田中 そのあたりが各先生の考え方が分かれるところですが、協会では、上・下部は一体の構造体という考え方をしています。

さて、先生。上部構造物に慣性力がかからると、杭頭部に相当大きな力が働くことは、前からいわれていますが、地中にはさまざまな地層があり、杭に作用する外力は杭頭のみではないことも実証されていますね。神奈川県下での地震時観測（14ページ参照）によると、支持層付近にも地表近くに匹敵するくらいの大きな水平外力が働いていることが発表されています。

こうなると先生がおっしゃられたように単に杭頭付近のみでなく、支持層付近の外力も考える必要があるということですね。

岸田 それも大事なことですよ。地盤が動くと杭も一緒になって動きますから、国鉄では地盤の強制変形をとり入れた計算法を設計基準に採用しています。さきほどの神奈川県下でのデータにもあるように硬い層と軟らかい層の境目では杭に大きな曲げ



写真② 浦河小学校

モーメントが生じます。新潟地震のとき、液状化した地層と非液状化層の境目で杭がメチャメチャに壊れたという発表（15ページ参照）が建築学会で出されました。これもそのよい実証例ですね。

田中 杭は、上方だけしっかりとしてもダメで、地盤の変る所も水平抵抗を考慮して設計する必要があるということですね。

岸田 その通りです。地盤の剛性の変化する所ですね。次に重要なのが、杭の継手の問題です。協会では継手を標準化されましたね。

田中 以前はメーカー各社が各様に継手を製作していたんですが、新潟地震の際に継手部からの割れが見られたとの声があり、協会でJASPPジョイントとして標準化しました。継手部は本体と同等の強度と考えていただいてよいですね。建築関係では、継手1か所当たり強度を5%減らすとの設計思想があるようですが、鋼管杭に限ってはこれは考えなくともよいといいたいですね。

迅速な災害調査と結果公開を

田中 さて、今回の浦河沖地震では、宮城県沖地震と同様に、鋼管杭基礎を掘り出して調査したわけですが、

鋼管杭については、フーチングの一部に施工が原因と思われる被害が見られただけで、鋼管杭そのものは十分に耐力を發揮し、“地震に強い鋼管杭”を実証しました。

岸田 浦河で興味深かったのは、钢管杭協会とポールパイル協会の両方にご協力いただき、すぐ近くの建物で钢管杭（浦河高等学校：写真①参照）とコンクリート杭（浦河小学校：写真②参照）の調査ができたことです。

この調査に基づいて、建築学会学校建築委員会の第九小委員会で学校の耐震設計を見直してゆくことになります。

最近、北大の柴田教授グループ、さらに東工大の黒正教授グループが、コンクリート杭の構造耐力について精度のよい実験をはじめられていますが、今後の耐震問題を考えるときに、鉄筋コンクリート構造の専門家が杭に興味をお持ちになられるることは、たいへんありがたいことです。これらの先生や建築研究所の中田室長の研究によると、従来コンクリート杭はシアスパン比が2.5程度ならせん断破壊はせず、曲げ破壊だけにとどまるといわれていたものが、実験によると、せん断破壊を起こしそうだというんですね。これはもっと実験を重ねて、よりよい杭基礎づくりに役立ててほしいですね。

鋼管杭、コンクリート杭を問わず、あらゆる杭の耐震性能の向上が大切です。その意味でも各分野でのこういった研究がどんどん進むことが望されます。

最後に、アメリカ土木学会の新会長になったビーデマン氏が災害調査の重要性を強調しています。災害を二度と繰り返さないためにも公的機関が中心となって迅速な調査を行ない、これを公開するシステムづくりが日本でも必要ではないでしょうか。

田中 先生、今日はお忙しいところありがとうございました。

杭基礎の震害事例

建設省建築研究所
国際地震工学部
第一耐震研究室主任研究員
水野二十一

下表に、杭基礎の震害事例（1923年～1982年）を上部構造の被害とともにとりまとめた。各事例の解説は文献12等を、杭種と杭破損パターンとの関係、杭基礎震害の外因別分類については、文献29を参照願いたい。

杭基礎の震害については、明治以来の杭工法の変遷（新技術の導入・衰退の過程）を色濃く反映しているのがわかる。また、観点を変えて考えれば、

杭基礎の震害は設計技術者と主に研究に携わる技術者との連絡の悪さに起因するとも言いうことができよう。今後は、杭の变形性能と耐力について、施工段階をも含めた、実証的な実験データの蓄積をはかるとともに、地震時杭挙動と地盤・建物の動特性との関係を把握するため、振動実験・地震観測を組織的に実施する必要があろう。

杭基礎の震害（1923～1982）【文献29の表に加筆】

No.	地震名(年)	上部構造			杭種・杭径(cm)	杭長(m)	長期許容鉛直支持力(t/本)	杭破損状況（一部つなぎ梁以深の柱）	文献 No.
		名称	構造種別	被　害					
1	関東地震(1923)	農商務省特許局陳列館	RC 3	建物の両端45cm沈下	W	?	?	不明。「適當ナル位置ニ強固ナル間仕切壁ヲ有シ耐震ナル建物ナルベキニ基礎ノ構造悪シク為ニ其ノ不同沈下ニヨリ各部大破スルニ至レリ」と報告されている。	①
2	"	中井商店	RC 5	建物15°傾き、ひびわれ発生	W 外壁下部は連続鉄筋コンクリート造基礎	?	?	不明。「中井商店ハ其ノ面積ノ小ナル割合ニ高キ建物ナリ震力ノ作用ニヨリ其南側面ノ直圧力ノ増大ニ基因シ、ソノ部分ノ基礎ノ沈下ニヨリ南方ニ傾斜シタリ」と報告されている。	①
3	福井地震(1948)	北陸配電ビル	RC 4	1階床若干沈下 2階柱頭と1階床梁にわずかのひびわれ。それ以外被害なし。	W	?	?	地下柱（独立基礎の基礎スランプとつなぎ梁の間の柱）がせん断破壊。9つの独立フーチングのうち7個のフーチングで破壊。この他に連続フーチングの地下柱もひびわれ。	②
4	新潟地震(1964)	入船小学校	RC 3	最大1.2m沈下	W21 他説に5.4	6	?	地中梁各部に多数のひびわれ。中央部で最大5mmに及ぶひびわれ数か所。	④, ⑥
5	"	東警察署	RC 2一部3	全体に約1m沈下 1/100傾斜 他に被害なし	RC 30	6 他説に11.5	11.0 他説に11.5	RC杭とフーチングのジョイント部分に多数のひびわれ。	④, ⑥
6	"	昭和大橋	12スパン長さ303.9m	落橋	S 60.9 厚さ16~9mm 地下部分16	25	?	钢管杭の曲がり。 現場溶接部近傍の局部座屈。	⑤, ⑦
7	"	八千代橋	14スパン長さ307m	橋台が河心部に50cm水平に押し出された。	RC 60	10	29 地震時杭軸荷重53t/本同水平4.5t/本	R C杭に約30cm間隔で輪切状のひびわれ（曲げひびわれ）。	⑤, ⑦
8	"	東北電力循環水ポンプ室クレーン受け架構	RC+S3 2階以上がS造	最大沈下1.5m	RC?	?	?	クレーン受け架構基礎のR C杭頭破損、鉄筋露出、鉄筋座屈。	③
9	"	某事務所建築(新潟駅前)	RC 3一部2階	最大1.3mの沈下。構造体被害なし。H型鋼杭の圧入、セメントミルクのグラウトにより復旧使用。解体に伴なう、杭破損調査が行なわれた。	RC 30	10	25	支持地盤のやや上部（杭先から2.2m付近）とフーチング下端から3.1~3.5mの位置で、コンクリート圧壊・剥離。軸方向鉄筋（12φ）とスパイラル筋露出。杭全体に渡って輪切状の曲げひびわれ（約0.7~1.2mmの幅）が10~20cm間隔で発生。	⑥, ⑧
10	十勝沖地震(1968)	八戸東高校	RC 3	外壁、耐力壁に大きなせん断ひびわれ。	独立基礎	—	—	基礎柱（80cm×50cm、つなぎ梁と基礎スラブとの間の短柱）が、せん断破壊、曲げ破壊、圧壊。	⑨
11	"	三沢高校管理棟	RC 2一部塔屋	直後の調査では被害軽微。その後各所にひびわれ発生。建物不動沈下（最大相対沈下量2cm）	RC 30	14	24	建物隅フーチングの掘削調査結果 4本のRC杭の3本は杭頭で破損し、1本は杭頭部と捨てコンが剥離した。杭頭が破損した3本の破損状況のうち1本は圧縮力の影響が強く見られるせん断破壊であり、残りの2本は杭頭がひき裂かれるようせん断破壊である。 杭頭沈下約3.3cm（座屈した鉄筋より推定）建物解体時掘削調査で他のフーチングの杭の破損確認。	⑩, ⑪, ⑫

No.	地震名(年)	上部構造			杭				文献 No.
		名称	構造種別	被害	杭種・杭径(cm)	杭長(m)	長期許容鉛直支持力(t/本)	杭破損状況【一部つなぎ梁以深の柱】	
12	十勝沖地震	姉沼高架橋	R C 1	損傷なし 高架橋各ブロック間の相対変位 顕著(最大水平 75cm、鉛直10cm)	R C 40	19~32	?	地盤の側方流動により R C 杭に曲げひびわれ。鉛直支持力に直接関係するような破壊的な損傷はなし。 地盤の残留変位が20cm以下の部分では杭に曲げひびわれが認められず。	⑬
13	宮城県沖地震 (1978)	仙台市営郡山住宅高層住棟	S R C 11	建物屋上部で 31.3cm 水平方向に傾く最大沈下 7cm 傾斜による わざかなひびわれ。他に被害なし。	A C 60	12	150	杭頭部のせん断破壊、圧壊、縦ひびわれ、鉄筋露出、座屈。	⑪, ⑫, ⑯, ㉑
14	"	仙台市営郡山住宅中層住棟	R C 5 (壁式)	なし。	A C 40	16	60	A C 杭の曲げひびわれ。杭頭付近に水平ひびわれがあり一部コンクリート剥落。	⑰, ㉑
15	"	サニーハイツ高砂	S R C 14	廊下側非構造壁に X 型のせん断ひびわれ多数。	A C 60	24	160	ある杭は杭頭部が完全に破壊している。破壊した杭頭部から斜めひびわれが下方に続いている。ある杭では P C 鋼棒破断。	⑪, ㉑
16	"	中央信託銀行仙台寮	R C 4 (壁式)	扉開閉不能多数 建物のわざかの傾斜	P C 35	5	70	杭頭部が完全に破壊した杭が多く、P C 鋼線の外側へのはらみ出しがめだつ。フーチングがわれている部分もある。	⑮, ㉑, ㉒
17	"	仙台市営西中田住宅	R C 5 (壁式)	なし	A C 40	7	60	A C 杭に縦ひびわれとそれより派生した水平ひびわれ(杭打設時のひびわれの疑いが濃い)	㉑, ㉒
18	"	丸吉	R C 3	1階崩壊	R C 25	5	20	曲げひびわれ(上部構解体後の調査)	⑯,
19	"	朝鮮学園高校(増築部)	R C 4	不同沈下による わざかなひびわれ	P C 30	10	30	杭頭から 60cm の部分で破損。他に杭頭部とフーチングとの離脱。	㉐, ㉑
20	浦河沖地震 (1982)	浦河町立浦河小学校	R C 3	約10cm の不同沈下。他説に 4~7cm。	R C 30	?	?	破壊、主鉄筋座屈、フープ鉄筋切断 フーチングと杭頭に隙間、鉄筋露出	㉓
21	"	北海道立浦河高等学校	R C 4	なし	S 40. 64 厚さ 9mm	6~20	86~127 (杭打試験)	杭には何の損傷も認められないが、つなぎ梁とフーチングにクラック。	㉔, ㉕, ㉖

凡例 構造種別
杭種 R C : 鉄筋コンクリート、S R C : 鉄骨鉄筋コンクリート、S : 鉄骨
W : 木杭(松杭)、R C : 遠心力鉄筋コンクリート杭、P C : 遠心力プレストレストコンクリート杭、
A C : 遠心力高強度プレストレストコンクリート杭
数字は階数
数字は杭径を示す(単位cm)。

杭基礎震害参考文献

- 震災予防評議会; “震災予防調査会報告、第百号(丙), 下” 1926年
- 北陸震災調査委員会; “昭和23年福井地震震害調査報告、II 建築部門” 1951年
- 建設省建築研究所; “新潟地震による建築物の被害とくに新潟市における鉄筋コンクリート造建物の被害について” 建築研究報告, No.42 1965年3月
- Kishida, H.; “Damage to Reinforced Concrete Building in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering”, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 1, p. 71~88 1966年1月
- Fukuoka, M.; “Damage to Civil Engineering Structure”, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, p. 45~52 1966年3月
- 日本建築学会; “震害復旧の記録—新潟地震で被災した鉄筋コンクリート建物—” 1966年5月
- 土木学会; “昭和39年新潟地震震害調査報告” 1966年5月
- 西沢敏明, 河村壯一, 田尻貞夫; “新潟地震における破損した既製P C イの調査と耐震解析(その1)調査概要”, “日本建築学会大会学術講演梗概集”, pp767~768, 1982年10月
- 日本建築学会; “1968年十勝沖地震災害調査報告” 1968年12月
- 建設省建築研究所; “青森県三沢商業高
- 等学校鉄筋コンクリート建物耐力診断”, 受託研究報告書, No. 206 1974年2月
- 水野二十一; “地盤と震害・建築物関係—えびの地震、十勝沖地震・宮城県沖地震ほか”, 基礎工, Vol. 6, No. 11 1978年11月
- 水野二十一; “基礎に関連する障害の防止止、竣工後に生ずる問題点と対策、地震時”, 建築技術, No. 360, pp68~87, 1981年8月
- 田村浩一・藤原俊郎・森重龍馬; “十勝沖地震(1968)における高架橋の被害” 関東地震記念国内地震工学シンポジウム論文集, pp147~153 1973年8月
- 日経アーキテクチュア; “11階建支えるP C 杭が圧壊設計震度を上回る地震力直撃”, pp38~48 1979年9月20日
- 志賀敏男; “宮城県沖地震におけるくいの被害とその復旧”, 建築技術, No. 344, pp79~91 1980年4月
- 志賀敏男; “許されない杭の損壊、地震力直視の考え方を設計に”, 日経アーキテクチュア, pp39~44, 1980年9月15日
- 日経アーキテクチュア; “中層棟でも被害確認 基礎に広がる被害を示唆”, pp45~48, 1980年9月15日
- 岸田英明; “1982年浦河沖地震による被害調査報告、その2-2: 建築基礎構造の被害速報”, 日本地震工学ニュース, No. 66, pp16~19, 1982年8月
- 川上圭二; “浦河沖地震による鋼管杭基礎構造物の状況調査”, 鋼管杭協会機関誌, 明日を築く, No. 42, pp12~16, 1982年9月
- 鋼管杭協会; “浦河沖地震による鋼管杭基礎の被害状況調査報告”, 昭和57年7月
- 水野二十一, 飯場正紀; “基礎構造の震害例(その1), (その2)”, 日本建築学会東海支部研究報告, 第18号, pp32~38, 1980年2月
- 岸田英明; “宮城県沖地震にみる建築基礎”, 鋼管杭協会機関誌, 明日を築く, No. 27, pp10~12 1978年9月
- 廣沢雅也・杉村義広他; “1978年宮城県沖

建築における基礎構造の耐震設計

建設省建築研究所
第3研究部基礎研究室長
工学博士 杉村 義広

建築基礎構造の耐震設計に関しては、建設省から「地震力に対する建築物の基礎の設計指針(案)」(昭和57年3月)(以下指針案と呼ぶ)が提示されるに至って初めて行政的な取り扱いが具体化されるようになった。もっとも、この指針案は基礎構造の耐震設計に関する団体等のコンセンサスを得る作業が進められているさ中であるので、効力を持つようになるにはなお多少の時間と改良の余地を要しようが、ここでは指針案に示された考え方のうち、とくに杭基礎の場合について概説してみたい。

概説を試みる前に少くとも2つの基本的問題に触れる必要がある。その1つは、指針案が1次設計(許容応力度設計)のみを対象としているという点である。周知のように上部構造では、この他に原則的に2次設計(保有水平耐力の検討)を行うことが要求されており、そこでは構造物のねばり(Ductility)が重要視されている。もちろん、指針等の作成過程で基礎構造の2次設計への配慮が皆無であったというわけではないが、必ずしもすべてカバーしきれてはいないので1次設計のみを対象としたという経緯がある。このことは、現状で基礎構造の2次設計は義務づけられないものとして運用されることを想起させる。しかし、その中味は安全性が保障されているから2次設計が不要であるという意味ではなく、むしろ、壊れる可能性があるとすれば、その確率は原則的に2次設計が義務づけられている上部構造よりも基礎構造の方が高いことを示していると解釈すべきである。この点が誤解されではない。したがって、基礎構造の2次設計の法規的条文が用意されていない現状でも、財産保持等の観点から施主または設計者の自由な裁量による基礎構造の保有水平耐力の検討は重要視されており、また研究的な意味からもその重要性は依然として残されていると考えるべきである。その意味で最近建築学会から示された耐震設計における基礎構造の保有耐力に関する考え方は重要な参考資料となるであろう。

基本的な問題の2つめは、基礎構造は地盤と接している構造部分であるので、その耐震性を考える場合地盤との相互作用が常に「ついてまわる」点である。新耐震設計法の設計地震力は構造物の慣性力として割り切って考えられ、さらに基礎構造の条件に拘らず建物の高さに応じて一律に決められている。基礎部分の条件が固定であってもロッキング・スウェイをする場合であっても、その条件の差異は無視して(まとめにして)一律に決められているのである。杭基礎の場合に限っても、杭種類や施工法、根入れ深さ等に応じて地震入力や抵抗要素が地盤との相互作用によって多様に変化することは直ちに想起されるので、これは「奇異」な感じがすることを禁じえないであろう。しかし、この点に関しては研究的に未解明要素が多いため、現実的手段として上部構造との力の釣り合いを考え、基礎構造への設計用地震力も上部構造からの慣性力として考えておく方法がある。指針案の設計地震力は、このような考え方に基づいて設定されたものである。したがって、これは厳密には「真の地震入力」とは異なるかも知れぬが、それを代表すると考えた現実的な一種の「設計上の決め事」であるという点である。この点に対する配慮が忘却されてはならない。

さて指針案の概説に移るが、比較的詳しい解説は別に示してあるのであわせて参照していただきたい。上述のごとく、指針案の設計地震力は上部構造の1次設計用地震力(設計震度K=0.2にほぼ相当)が慣性力として基礎に作用すると考えている。このうち杭基礎の場合には、地下室等の根入れ効果により0.7を越えない範囲で次式による割合 α だけ水平力を差し引けることになっている。

$$\alpha = 1 - 0.2 \sqrt{H} / \sqrt{D_f} \quad (1)$$

ここで、 α は根入れ部分の水平力分担比、Hは地上部分の高さ(m)、D_fは根入れ深さ(m)であり、D_f ≥ 2 m の場合に(1)式が適用できるものとされている。この式の根拠は文献3)に譲るとして、ここでは関連する2つの点のみを指摘しておこう。その第1は建物の高さは大体60~70mまでを対象としており、階数としては14~15階からせいぜい20階建以下止りまでを想定しており、あまり高い建物は対象外としていること、第2は根入れ効果を期待しすぎないようには相当安全側に考えていることである。この根入れ効果については研究の途についたばかりであり(相互作用そのものに関連)、解らない点が多いので、この関係程度に押えたという事情がある。今後の研究の発展と地下室の効用性を願うという両面性が示されているわけである。

設計用地震力が設定された後は、杭体に生ずる断面応力度の算定法が示される。もちろんその過程では、許容支承力とか許容引き抜き抵抗力とかいった主として地盤の性質によって決まる抵抗力の検討をすることは言うまでもない。杭体の断面応力度の算定は原則として弾性理論に基づく応力の重ね合わせ法であり、軸方向力、水平力による応力度の算出 자체はそれぞれ独立に行い、後に合成するという方法が示されている。今少し具体的に言えば、曲げに関しては軸応力度と曲げ応力度の

合成応力度で検討し、せん断に関してはせん断応力度のみで検討することになっているので、厳密にはすべて合成応力度を算出しているというわけではない。水平力による曲げモーメントの算定にあたっては、杭頭条件を原則的に回転を拘束した固定として扱う。これは杭の応力度に対しては安全側の検討をすることを目指したものであるが、ここで誤解を生じないように指摘しておくべき点がある。それは、指針案が杭頭固定を推奨または規制していると受けとられている観があることである。決してそうではなく、杭体応力度の「算定方法」として言っているのであって、「設計方針」として言っているのではない。ただ杭頭固定度に関しては未解明点が多いので「特別な実験・研究」に基づいた場合に必ずしも固定として扱わなくてよいとの条件がついているわけである。したがって今後の方向としては、種々の条件に応じた最適の杭頭固定度合が発見され、それに基づいた算定法が確立されることが望まれていると解釈するべきである。

算定された杭体応力度に比較するべき許容応力度が次に杭材種ごとに示される。ここで、従来建築の基礎で考えられていた許容応力度と比較しての特徴は以下の2点に要約される。その第1は、鋼管杭の腐食しろの扱いであり、従来は慣用的に外側2mmが考えられていて最近の研究成果に基づいて外側1mmでよいとされたことである。^{文4)} 第2は、プレストレストコンクリート杭の有効プレストレスの扱いについてであり、従来は許容応力度の設定の際に用いられていたが、指針案では杭体応力度の算定式に入れ許容応力度の値自体には無関係としたことである。許容応力度設定にあたっての安全率は、材料安全率を主体として考えているが、従来から考えられていた施工性その他の要素の影響を加味した安全率との運動性を保持することにも配慮されている

ので、必ずしも材料安全率で統一したことになっている面もある。許容せん断応力度については、とくにコンクリート杭系に対し、上部構造物の鉄筋コンクリート関係の研究者から、柱などと比較して少し「甘すぎる」のではないかという指摘が出ている。この点は2次設計の破壊モードに対して配慮されたもので、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないことを必ずしも保障していないことの指摘である。これは前述の基本的問題の第1点に関連することであり、2次設計用外力条件下での安全性に関しては、重要な問題を残しているかも知れない。要するに、杭は上部構造の柱と比較して構造性能としては、「大人」と「子供」の関係を残している面があるかも知れない点を認識しておくことが必要であろう。

以上その他、指針案には根入れによる水平力の低減分を、力の釣り合いを保持するために、地下壁等に負担させること、したがって地下壁等の設計についてのコメントが示され、また杭頭処理など設計と直接的に関連する施工面の注意書きなども追加されている。

以上が指針案の概要であるが、現状で得られている知見を可能な限りで体系的にまとめた努力が認められる一方で、未解明点の多さや今後の調査研究に期待されている点が多いこともみてとれる。したがって、この指針案はそれはしがきにもあるように「基礎構造の耐震設計の研究ならびに改善の在り方を規定しようとするものではなく、むしろ将来においてよりよい設計指針として改良されるまでの暫定的な指標としての性格」を持ったものと理解し、育てることが重要となろう。

参考文献

- 1)建設省建築技術審査委員会建築基礎検討小委員会：地震力に対する建築物の基礎の設計指針(案)，昭和57年3月，130pp.
- 2)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981，基礎構造，pp.1-38
- 3)杉村義広：基礎構造の耐震設計，昭和57年

度秋季講演会概要集，建設省建築研究所監修，建築研究振興協会，昭和57年11月，pp.173-185
4)大崎順彦：鋼管の腐食，(社)鋼材倶楽部，1980.9, 148pp.

地震時の砂地盤の液状化と杭基礎橋脚の耐震設計

建設省土木研究所
耐震研究室長
工学博士 岩崎 敏男

新潟市信濃川に昭和39年5月に完成した昭和大橋は、わずか1か月後の6月16日の新潟地震（マグニチュードM=7.5、架橋地点までの震央距離=55km）の発生により、中央径間5径間が水中に落下するという近年に例をみない大被害を受けた。昭和大橋の橋脚は、いわゆるペントビアであり、鋼管杭（径609mm）1列9本使用の杭基礎橋脚であった。本橋の被害の主原因としては、ゆるい飽和砂地盤が地震動を受けて液状化し、大幅にその支持力を失ったことがあげられている。

新潟地震によって発生した砂地盤の液状化に起因する各種土木、建築構造物の震害経験を契機として、液状化の調査研究が広く行われるようになった。筆者らも、砂地盤の地震時液状化に関して、多方面の調査を行ってきており、合理的な液状化判定法、および液状化を考慮した道路橋下部構造の耐震設計法を提案してきた。以下にその概要を紹介する。

まず、液状化の判定指標として、次式(1)で求まる液状化に対する抵抗率 F_L を定義する。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (1)$$

ここに、 R ：地盤の動的強度比

L ：地震荷重比

R および L の判定法には、簡易法と詳

細法があるが、簡易法の場合は式(2)および式(3)による。

$$R = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.19, & 0.02 \leq D_{50} \leq 0.05 \text{mm} \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}}, & 0.05 < D_{50} \leq 0.6 \text{mm} \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.05, & 0.6 < D_{50} \leq 2.0 \text{mm} \\ \dots \end{cases} \quad (2)$$

$$L = k_s \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \cdot r_d \quad (3)$$

ここに、 N ：標準貫入試験の N 値

D_{50} ：平均粒径(mm)

k_s ：地表面震度($=v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_{so}$)

σ_v ：全上載圧(kg/cm²)

σ_v' ：有効上載圧(kg/cm²)

$r_d = 1.0 - 0.015x$, x ：深度(m)

k_{so} ：地表面における標準設計

水平震度(-0.15)

v_1 ：地域別補正係数($=0.7 \sim 1.0$)

v_2 ：地盤別補正係数($=0.9 \sim 1.2$)

v_3 ：重要度別補正係数($=0.8 \sim 1.1$)

また、詳細判定法の場合では、 R を原位置から採取した不擾乱資料に対する動的三軸試験から求め、 L を当該地盤の地震応答解析の結果から求める。

上述した F_L による液状化の判定から、 $F_L \leq 1.0$ の土層については、何らかの液状化の影響が現われるものと判定する。この方法は、新潟地震のみならず、昭和53年の宮城県沖地震の場合に適用した結果、かなり高い確度で液状化判定が可能なことが判った。

次に $F_L \leq 1.0$ となる砂地盤中の杭基礎の耐震設計は以下の通りとする。杭基礎の場合、耐震設計上の地盤面より

$$1/\beta \quad (\text{ここに}, \beta = \sqrt{\frac{KD}{EI}})$$

の深さ範囲を検討の対象とする。

$F_L \leq 1.0$ となる飽和砂層については、土質定数を耐震設計上次のように低減する。

1)深さ10mまでの範囲：

$F_L > 1.0$ に対して $D_E = 1.0$

$0.8 < F_L \leq 1.0$ に対して $D_E = \frac{2}{3}$

$0.6 < F_L \leq 0.8$ に対して $D_E = \frac{1}{3}$
 $F_L \leq 0.6$ に対して $D_E = 0$

2)深さ10~20mの範囲：
 $F_L > 0.8$ に対して $D_E = 1.0$
 $0.6 < F_L \leq 0.8$ に対して $D_E = \frac{2}{3}$
 $F_L \leq 0.6$ に対して $D_E = \frac{1}{3}$

ここで D_E は、液状化が発生しない場合の地盤定数(地盤反力係数 K 値等)に乘ずる低減係数で、この係数を乗じた値を液状化時の地盤定数とするわけである。 $D_E = 0$ の場合は、完全液状化とみななし地盤定数を0とし、地盤反力等を完全に無視する。

上述した昭和大橋の下部構造は、長さ25m、径609mmの鋼管杭による杭式橋脚である。当初は9本1列であったが、被災後の復旧にあたり増し杭され、9本2列の18本構造に補強された。最も被害が激しかった第5橋脚付近での原位置における地盤液状化の判定結果によれば、深さ10m位までの範囲で F_L 値は、 $0.6 < F_L \leq 1.0$ となり、液状化の発生ありと判定され、これは現場の状況とほぼ一致した。

この液状化の発生を考慮し、上記の D_E 値の低減($D_E = \frac{1}{3}$)を考慮して橋脚

天端の地震時変位を推算したところ、震度 $k = 0.2$ に対して、補強前で約60cm、補強後で約10cmと求まった。補強の効果が大きく現われていることが判る。

以上の検討から下記の事が指摘できる。

1)液状化に対する抵抗率 F_L を用いる液状化の判定法は、新潟地震の橋梁の被害と対応がとれており、ある程度合理的な判定指標として用い得る。

2)液状化を考慮した下部構造の耐震計算は、地盤定数の低減を行うことにより行うことができる。これにより、水平変位は大きくなるが、あらかじめ適切に設計を行っておけば、液状化発生時でも大変位を拘束することができる。

3)これらより、砂地盤液状化の判定、および液状化を伴う杭基礎橋脚の耐震

性の検討を、ある程度合理的に行うことができる。

なお、以上では、基礎構造の耐震設計に用いることを前提とした、液状化に対する抵抗率 F_L の概念を示した。 F_L は、1地点であっても、深さ方向に分布する値である。筆者らは、深さ方向の F_L 値の分布状況を1つの値として表現することを考え、液状化指数 P_L として次式を定義している。

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0.5x) F_L dx \quad (1)$$

$$F = 1 - F_L, \quad F_L \leq 1.0$$

$$F = 0, \quad F_L > 1.0$$

$$x : \text{深さ(m)}$$

この P_L は、 $F_L \leq 1.0$ となる部分の $(1 - F_L)$ 値に重み係数を乗じて深さ方向(0~20mまで)に積分して、当該地点における液状化の影響程度を1つの値としたものである。 P_L 値は0~100の間をとるが、今までの調査からおおむね $P_L > 15$ の場合は、液状化の影響が大きく、 $P_L < 5$ の場合は影響が小さいものと判断されている。この方法は、ある地域の液状化に対する危険性の判定等に利用されている。

参考文献

- 岩崎・常田・木全：「地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究」土木研究所 資料1729号、1981年、9月

国鉄における鉄道構造物の耐震設計について

日本国有鉄道構造物設計事務所 基礎土構造補佐 佐藤 博紀

鉄道構造物の耐震設計においては従来原則として震度法が用いられてきた。昭和54年9月に「耐震設計指針(案)」(以下指針(案)とする)がまとめられた後は、後述する特殊地盤において、指針(案)に示す応答変位法を下部工の

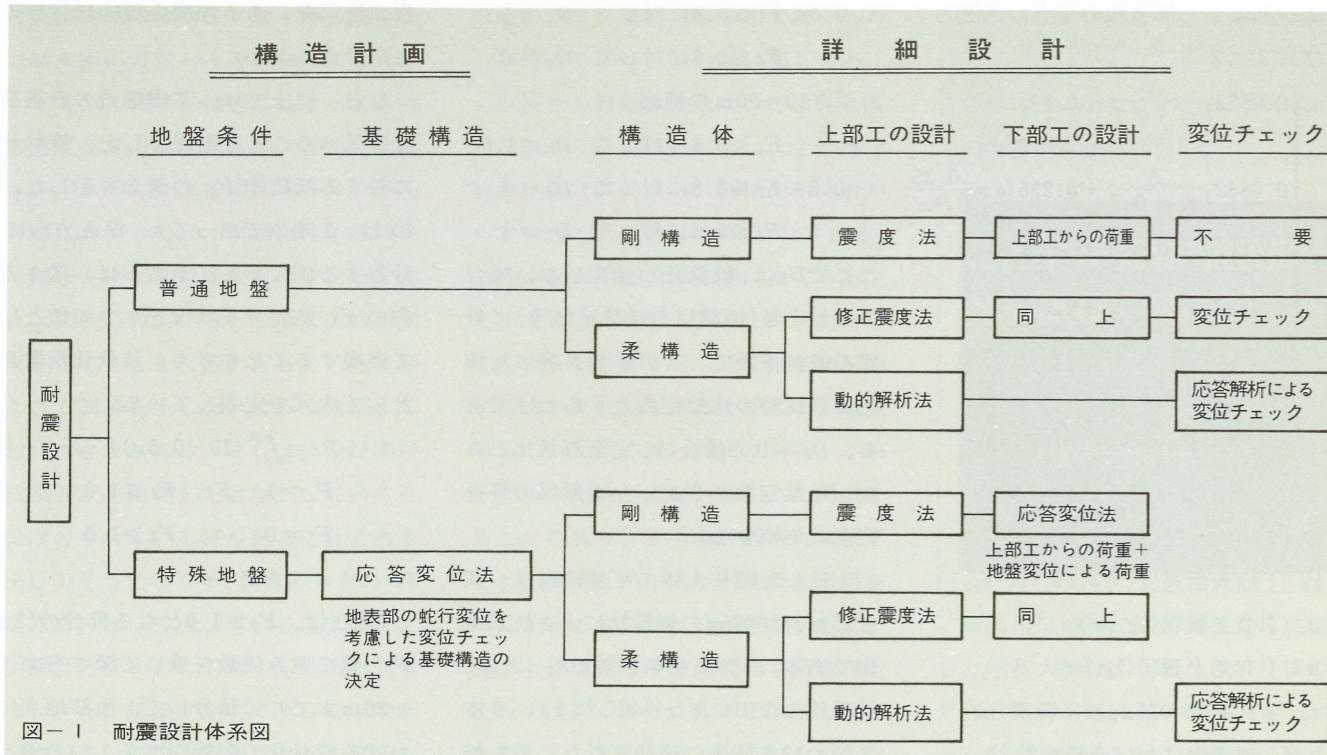


図-1 耐震設計体系図

設計に試用するとともに、地震時の列車の走行安全性を確保するために不同変位量の検討を行うこととしている。その後、指針(案)に示す修正震度法については今年度中に改訂予定の建造物設計標準に取り入れられ、全面的に採用されることとなった。

構造物の地震時の挙動に最も大きく影響する要因は基礎地盤の条件と構造物の振動特性であるため、耐震設計の

体系は図-1のように、最初に地盤条件によって2つに分け、次に両種地盤についてそれぞれ構造物の振動特性に応じて細分することとしている。

軟弱地盤においては良質の地盤に比して地震動の卓越周期が長く、地盤変位が大きいことなどによる変位震害が起きやすいため、基礎の設計に地盤変位を考慮した応答変位法を採用している。応答変位法を適用する地盤を特殊

地盤とし、それ以外の地盤を普通地盤とする。両者の区分方法を図-2に示す。地盤の変位量の算定方法は後述する。

構造物の剛柔区分は、構造物に0.1の水平震度を作用させた時の橋脚天端における変位量と固有周期との関係式（振動実験例の解析結果により作成：表-2）から求めた構造物の固有周期によっている。0.3秒以下を剛構造、それ以上のものを柔構造としており、特に2秒以上のものは動的解析法により設計する。

震度法、修正震度法における設計水平震度Khは、次式により算定している。

$$Kh = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$$

K_0 ：標準設計水平震度 (=0.2)

Δ_1 ：地域別係数 (A 地域 1.0, B 地域 0.75) (図-3)

Δ_2 ：地盤別係数 (岩盤 0.8, その他 1.0)

Δ_3 ：地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (構造物の固有周期Tにより、 $T \leq 0.3$ 秒で1.0, $T \geq 0.3$ 秒で図-4による)

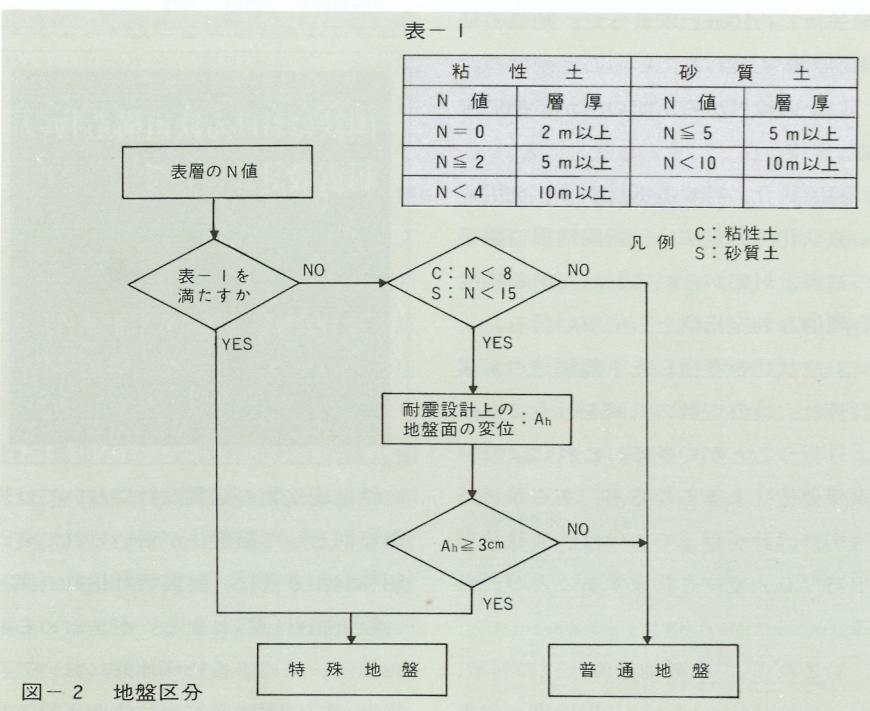


図-2 地盤区分

表-2

橋りょう形式	基礎形式	固有周期T(sec)	適用範囲
けた式高架橋	直接基礎, 杭基礎	0.23 $\delta^{0.16}$	$\delta \leq 25\text{mm}$
		0.034 $\delta^{0.75}$	$\delta > 25\text{mm}$
ケーラーハンガーブリッジ	直接基礎, 杭基礎	0.24 $\delta^{0.15}$	$\delta \leq 25\text{mm}$
		0.034 $\delta^{0.75}$	$\delta > 25\text{mm}$
ラーメン高架橋	直接基礎, 杭基礎	0.14 $\delta^{0.50}$	—
多径間連続橋	—	固有周期解析による	—

ただし、 δ (mm) は0.1の水平震度が作用したときの橋脚天端における水平変位量、回転変位量および曲げ変形量の和とする。

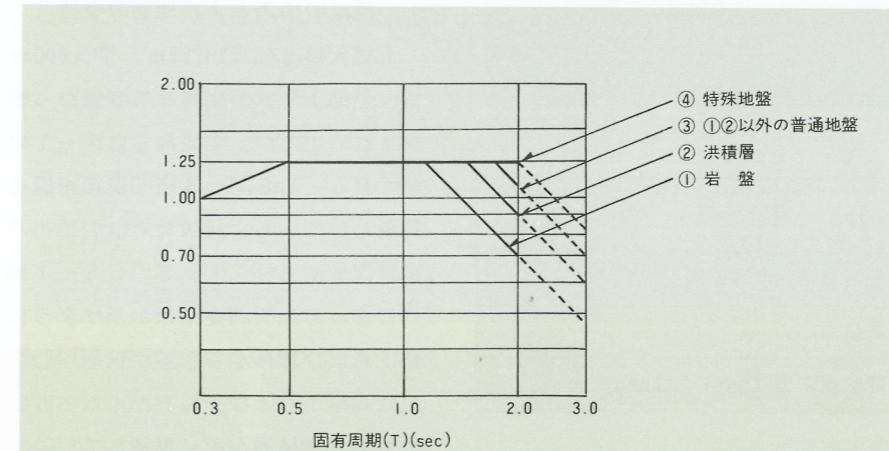
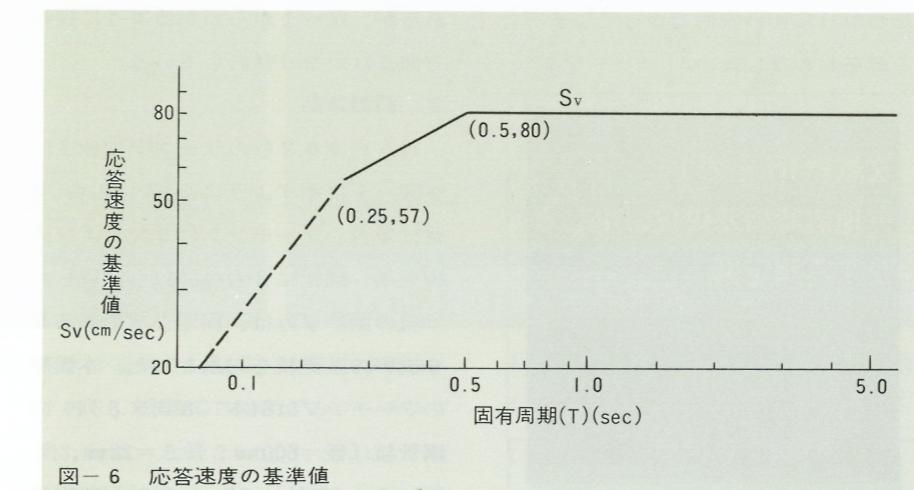
図-4 补正係数 Δ_3 の値

図-6 応答速度の基準値

特殊地盤と判定され、応答変位法を用いる場合の基礎の設計方法を以下に示す。

地盤の変位量を算出する際の地盤状態は図-5のように大きく3つに分けている。図-5の基盤に地震動が作用したときの表層地盤のせん断振動による変形状態をスペクトル曲線を用いて算出する。通常は1次固有振動のみ考慮しており、以下に式を示す。

1) 地震時の耐震設計地盤面の変位量

$$A_d = 0.20 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h'$$

$$B_d = 0.25 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h'$$

A_h ：耐震地盤面の水平変位振幅(cm)

$$T : 表層地盤の固有周期(sec)$$

$$A_d = 4 \cdot \ell / V_s$$

$$B_d = 5.2 \cdot \ell / V_s$$

$$\ell : 表層地盤の厚さ(m)$$

$$V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度(m/sec)$$

$$S_v : 基盤に 1g の最大加速度を受けたときの応答速度スペクトル$$

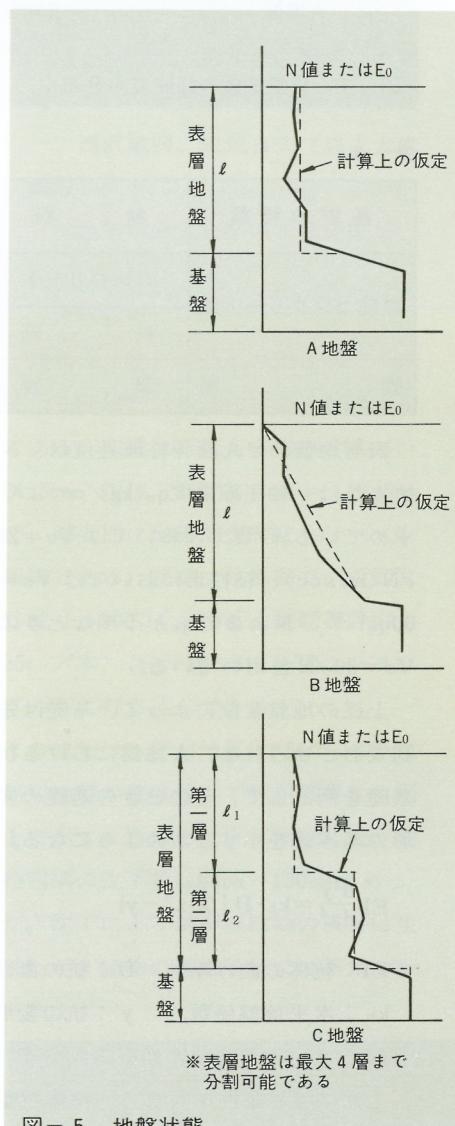
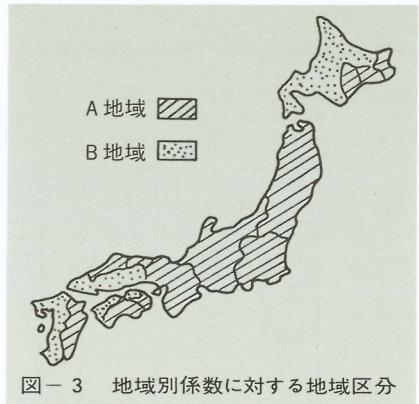


図-5 地盤状態

ル (図-6)

K_h' : 設計基盤面における水平震度 ($K_h' = \Delta_1 \cdot K_0$)

2) 地盤変位の鉛直方向分布 (図-7)

$$A_d(X) = A_h \cdot \cos(\pi X / 2\ell)$$

$$B_d(X) = A_h \{1 - 1.446(X/\ell) + 0.517(X/\ell)^2 - 0.071(X/\ell)^3\}$$

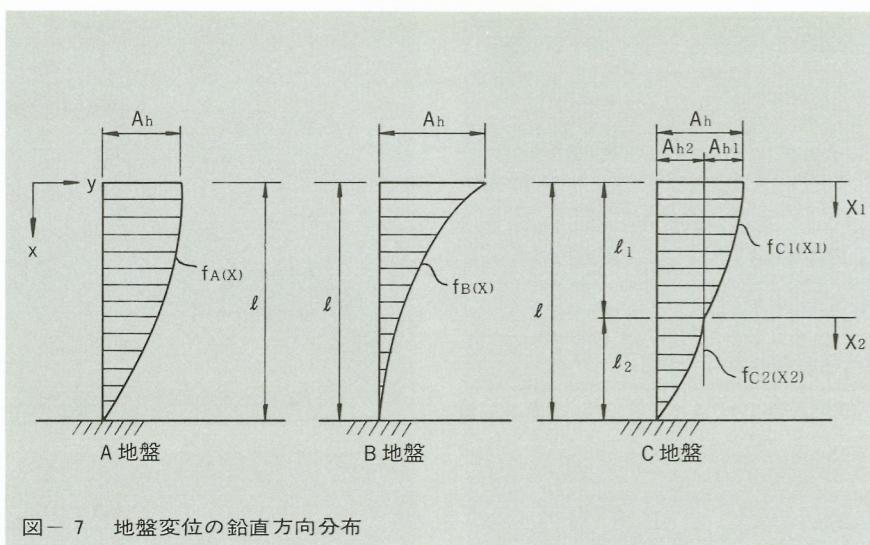


図-7 地盤変位の鉛直方向分布

表-3

基礎の種類	材 料	許 容 応 力 度
鉄筋コンクリート製	コンクリート	設計基準強度×0.8
	鉄 筋	降伏点応力
鋼 製	鋼 管	降伏点応力 (SS41: 2400kg/cm²)

表層地盤のせん断弾性波速度は、N値または一軸圧縮強度 q_u (kg/cm²)より求めている。砂質土においては、 $V_s = 20\sqrt{N}$ (m/sec)、粘性土においては $V_s = 60q_u^{0.36}$ 、 $N \geq 2$ で q_u が不明なときは $V_s = 30\sqrt{N}$ を用いている。

上述の地盤変位によって、基礎は強制変形させられる。A地盤における杭基礎を例として、そのときの基礎の変形の基本式を示すと次のようになる。

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = k_h \cdot D \{f_A(x) - y\}$$

EI: 杭体の曲げ剛性、D: 杭の直径
 k_h : 水平地盤係数、y: 杭の変形

f_A : 水平地盤変位の鉛直方向分布

上式に境界条件を入れて、杭体の変形、曲げモーメント等を計算する。杭体の設計においてはこれにより得られた応力に、地震時水平力による応力を加えた応力によって生ずる部材の応力度が表-3に示す許容応力度以下になるように部材を決定している。

この他に、図-1に示したように、地震時の列車の走行安全性を確保するために構造物の変位の検討を行なうが説

土木学会誌 1982年9月号

(2)「藤沢市大庭大橋における地震観測(その1、観測体制と加速度記録について)」出羽克之、赤尾嘉彦、齊藤一郎、芳賀健彦(以上清水建設)

土木学会年次講演会 1982年10月

(3)「同上(その2、基礎杭の動ひずみについて)」赤尾嘉彦、出羽克之、広瀬道孝(以上清水建設)

土木学会年次講演会 1982年10月

I. 橋梁の構造および地盤の概要

大庭大橋は幅員10.75m、全長600mで、上部工型式が相異なる3橋から構成されているが、本観測では図-1に示すP5~P8間の3径間鋼箱桁橋を対象としている。建設地点は引地川の後背湿地であり、図-2のGS-1地点における地質調査結果が示すように、粘土および細砂からなる洪積層(基盤)上に腐植土およびシルトからなる非常に軟弱な冲積層が厚く堆積している。

基盤面は橋軸直角方向にはほぼ水平であるが、図-1からわかるように橋軸方向にはかなり傾斜している。

2. 観測体制

固有周期0.2秒のサーボ型加速度計を図-1に示すように、地表に1台、基盤に4台、フーチングに3台および橋脚端、橋桁に3台の計11台設置した。

杭の動ひずみは、固定支承であるP6橋脚の基礎杭を対象とした。本橋脚のフーチングは64本(8列×8列)の鋼管杭〔径=600mm; 長さ=22m; 肉厚=9mm(直杭), 12mm(斜杭)〕で支持されており、杭先端は基盤に十分根入されている。観測は直杭、斜杭各1本につきそれぞれ深さ方向の4断面で行うこととし、ストレインゲージ型のひずみ計を1断面当たり4台、合計32台設置した。

3. 地震観測結果

1982年2月21日に発生した八丈島沖の地震(MJ=6.7)は、当地で震度IIを記録し観測期間中最大の加速度を示した。この地震の橋軸水平方向の最大加

損した杭の発掘調査が行われた。そこで、杭先端部付近の破損が確認された貴重な例が報告されているのでその概要について紹介する。

<文献名>

(1)「新潟地震時に破損した既製RC柱の調査と耐震解析(その1)調査概要」西澤敏明、河村壮一、田尻貞夫(以上大成建設)

日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年10月

(2)「同上(その2)液状化を考慮した建物・くい・地盤連成系解析」河村壮一、西澤敏明、田尻貞夫(以上大成建設)

日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年10月

I. 建物概要

建物は、RC造地上3階建て、一部地上2階建て、地階なしの事務所ビルである。架構は、長辺方向が5スパン、24.5m、短辺方向が2スパン、18.5mで、両妻面に耐震壁を有するラーメン架構である。基礎は杭基礎で、既製RC杭(Φ300, ℓ=10m、長期設計耐力25t/本)合計104本を独立フーチングの下に打ち込んである。

この建物は、新潟地震(1964年)の際に周辺地盤が液状化して杭が破損し、図1に示すように、沈下・傾斜した。建物四隅の沈下量は65cm~130cmであった。沈下により地中埋設物の被害は生じたが、建物の構造骨組には異常なかった。

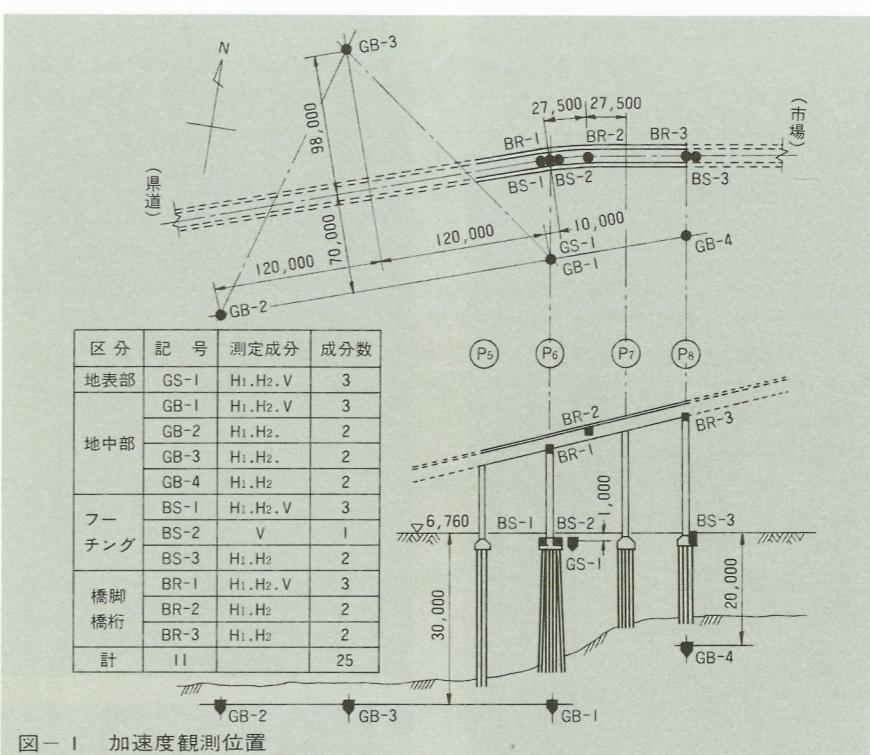


図-1 加速度観測位置

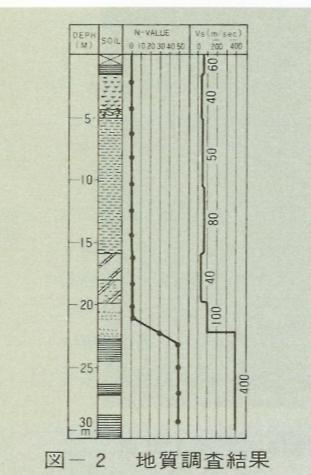


図-2 地質調査結果(地点GS-1)

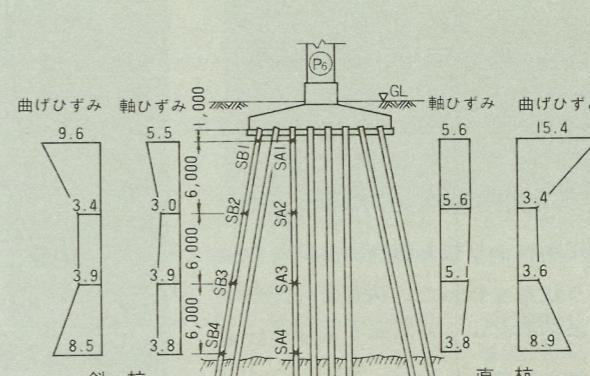
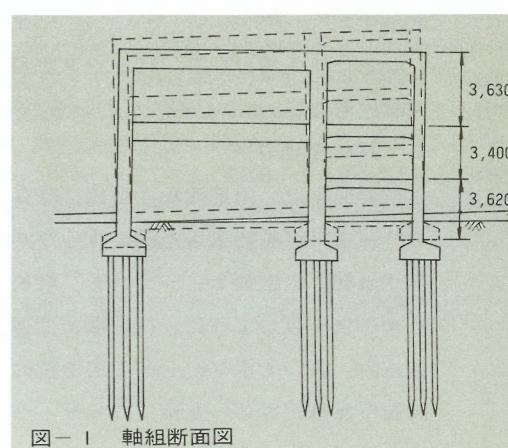


図-3 杭の動ひずみ分布(単位: ×10⁻⁶)

速度は基盤で2.4gal、地表で10.2galであり、橋脚部ではP6のフーチングで3.6gal、天端で4.6gal、それより背の高いP8のフーチングで3.8gal、天端9.3galであった。加速度記録を積分して求めた最大速度は基盤で0.23cm/s、地表で1.13cm/s、最大変位は基盤で0.09cm、P6橋脚のフーチングで0.14cm、天端で0.21cmであった。地盤の記録はP6橋脚から橋軸直角水平方向に70m離れた地点の記録で、橋梁の振動の影響は小さいと思われる。図-3に杭の最大ひずみ分布を示す。これを見ると軸ひずみは下に行くほど小さく、曲げひずみは中間が小さく上下両端が

大きい。他の地震についても同様の傾向が見られた。

文献紹介(その2) —地震時に杭先端部付近が破損した例



新潟地震(1964年)時に砂地盤の液状化により基礎杭(既製RC杭)に被害を受けた事務所ビルの建替えに当り、破

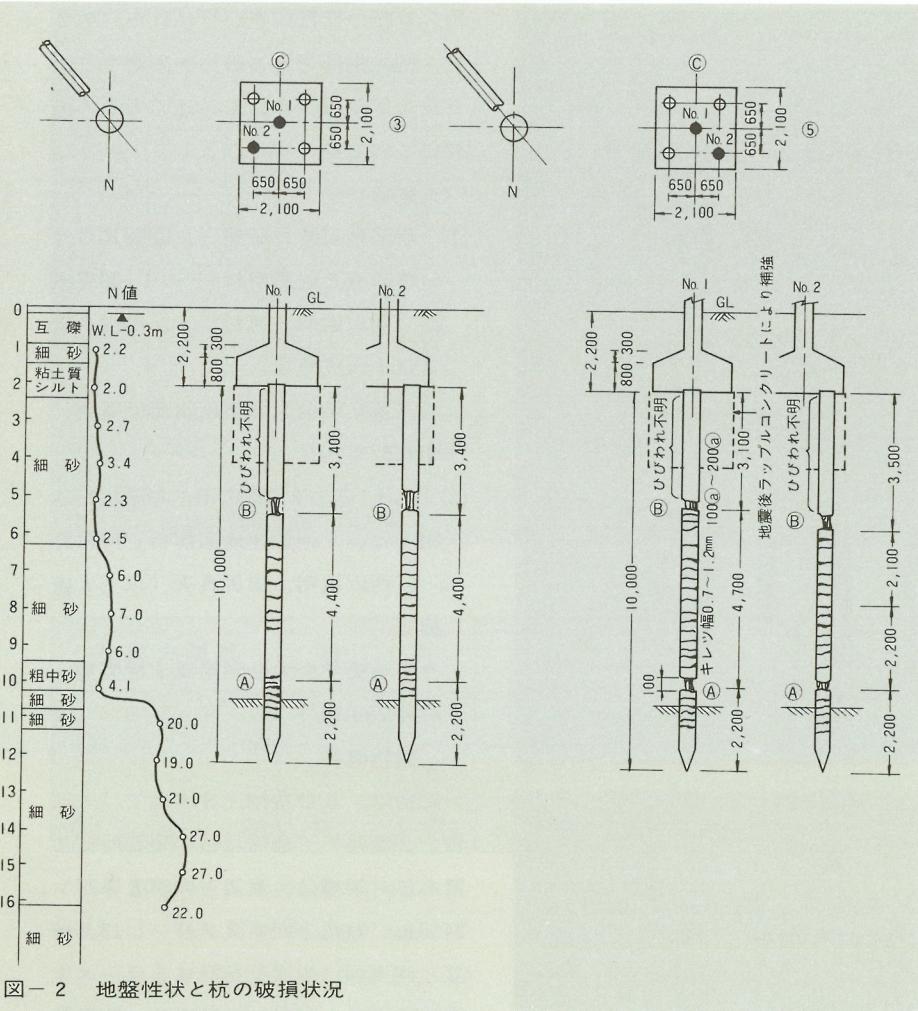


図-2 地盤性状と杭の破損状況

地震後、建物を持ち上げて、新たに建物周囲に打設したH鋼杭で建物を支え修復し、最近に至るまでこの建物は使われていた。

2. 地盤概要

当敷地は、国鉄新潟駅の近くに位置する。新潟地震(1964年)時には、このあたりでは地盤が液化化して、沈下・傾斜した建物がいくつも見られた。この地盤の土質およびN値の分布を図2に示す。

なお、杭先端はGL-12mでN値20の細砂層に1.5mほど貫入している。

3. 杭の発掘方法

杭の発掘は、上部建物を解体し既存のフーチングを撤去した後に行った。まずφ600の鋼製ケーシングを、対象とする杭を包むように、杭先端まで押し込み、次いで水ジェット工法で杭の周面摩擦抵抗を切った後、ワイヤーがけしてクレーンで引抜いた。この時、

発掘工事により杭を傷つけることのないよう注意を払った。調査をしたのは2か所のフーチングの各2本ずつ計4本の杭を対象とした。

4. 杭の破損状況

発掘した杭の被害状況は、図2に示すごとくである。破損のひどい箇所は図中ⒶおよびⒷの2か所で、Ⓐは杭先端から2.2m付近、Ⓑはフーチング下端から下方に3.1~3.5mの位置である。Ⓐ、Ⓑ両点の破損状況は、両者とも10~20cmの長さにわたってコンクリートが圧壊・剥離してボロボロになっており、軸方向鉄筋(12-9φ)およびスパイラル補強筋が露出していた。鉄筋は錆びているが、それほどひどく腐食していることはない。また、横ひびわれは杭全体にわたって、幅約0.7~1.2mmのものが10~20cm間隔で認められた。

5. 地震応答解析

解析に用いた建物・杭・地盤連成系

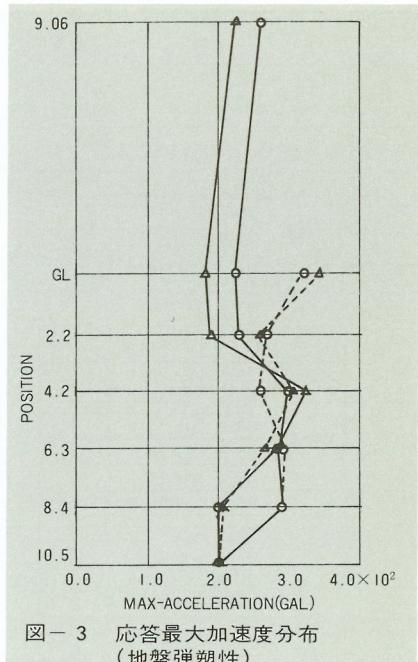
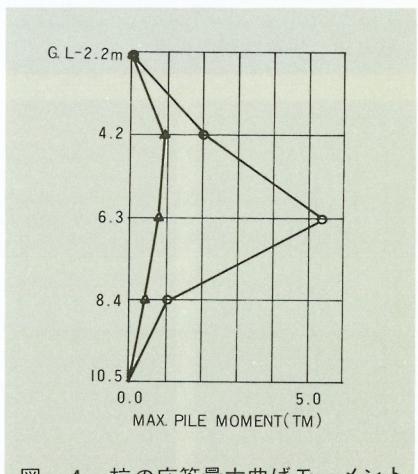
図-3 応答最大加速度分布
(地盤弾塑性)

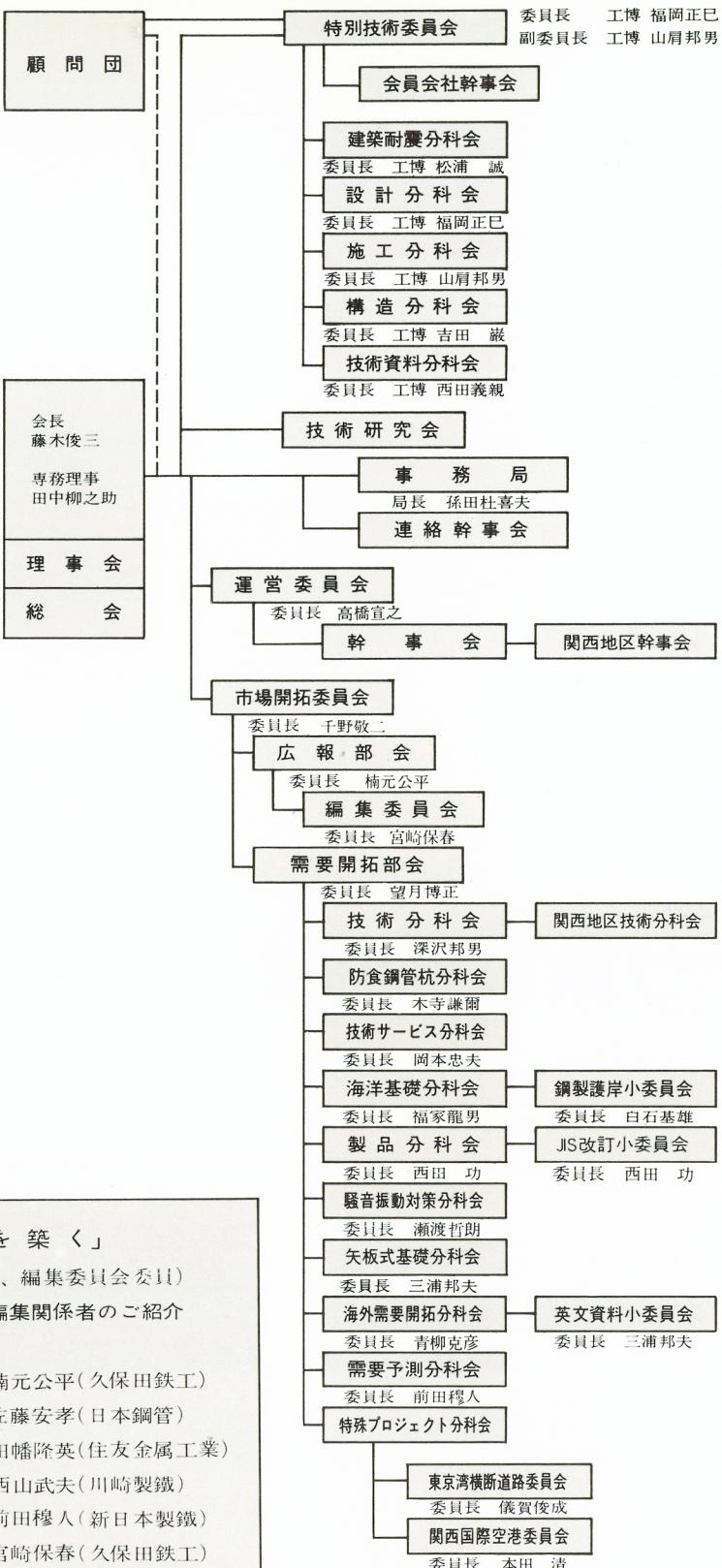
図-4 杭の応答最大曲げモーメント

振動モデルとして建物は上部1質点、基礎2質点とした。杭および地盤は、N値が急増するGL-10.5mから上を、各々4層および5層に分割した。したがって、構造物系列は付加地盤も含めて11質点、自由地盤系列は5質点である。

応答結果は図3に示す応答最大加速度分布から分るように、土の塑性化により、加速度応答倍率は弾性時に比べ全般的に低下している。その分布形状も弾性時と異なり、杭中間部分で大きくなっている。杭の曲げモーメントは図4のように、TAF(1952EW)に対する曲げひびわれモーメントを大きく超え、ほぼ実際の被害状況と合致する特徴を示している。

鋼管杭協会組織図

(昭和58年1月1日現在)



「明日を築く」

(広報部会、編集委員会委員)

編集関係者のご紹介

広報部会

委員長 楠元公平(久保田鉄工)
委員 佐藤安孝(日本鋼管)
" 田舎隆英(住友金属工業)
" 西山武夫(川崎製鐵)
" 前田穆人(新日本製鐵)
" 宮崎保春(久保田鉄工)

編集委員会

委員長 宮崎保春(久保田鉄工)
委員 白庭瑞夫(久保田鉄工)
" 川上圭二(新日本製鐵)
" 戸田康雄(住友金属工業)
" 中俣 強(日本鋼管)
" 菊田忠宏(川崎製鐵)
" 長谷川勝則(日本鋼管)
" 平林士彦(新日本製鐵)

会員会社鋼管杭製造工場所在地 および設備

[] 内は設備

株式会社吾嬬製鋼所
千葉製造所：千葉県市原市吾嬬ヶ崎海岸7-1
〔スパイラル〕

川崎製鐵株式会社
知多工場：愛知県半田市川崎町1-1
〔スパイラル、電縫管〕
千葉製鐵所：千葉市川崎町1番地
〔U.O.〕

川鉄鋼管株式会社
千葉市新浜町1番地
〔スパイラル、板巻〕

久保田鉄工株式会社
大浜工場：大阪府堺市築港南町10
〔スパイラル〕
市川工場：千葉県市川市高谷新町4
〔スパイラル〕

株式会社酒井鉄工所
大阪市西成区津守町西6-21
〔板巻〕

新日本製鐵株式会社
君津製鐵所：千葉県君津市君津1
〔スパイラル、U.O.〕
光製鐵所：山口県光市大字島田3434
〔電縫管〕
八幡製鐵所：北九州市八幡区枝光町1-1-1
〔スパイラル〕

住友金属工業株式会社
和歌山製鐵所：和歌山市湊1850
〔電縫管、U.O.〕
鹿島製鐵所：茨城県鹿島郡鹿島町大字光750
〔U.O.〕

住金大径钢管株式会社
本社工場：大阪府堺市出島西町2
〔板巻、スパイラル〕
鹿島工場：茨城県鹿島郡神栖町大字東深芝14
〔スパイラル〕

東亜外業株式会社
神戸工場：神戸市兵庫区遠矢浜町6-1
〔板巻〕
東播工場：兵庫県加古郡播磨町新島14
〔板巻〕

西村工機株式会社
兵庫県尼崎市西長州東通1-9
〔板巻〕

日本钢管株式会社
京浜製鐵所：横浜市鶴見区末広町2-1
〔電縫管、U.O.、板巻〕
福山製鐵所：広島県福山市钢管町1
〔U.O.、スパイラル〕

明日を築く No. 43

発行日 昭和58年1月20日発行

発行所 鋼管杭協会

東京都中央区日本橋茅場町
3-2-10(鉄鋼会館) 〒103
TEL 03 (669) 2437
制作 株式会社 ニューマーケット
東京都新宿区三栄町20-3
〒160 (新光オフィソーム)
TEL 03 (357) 5888
(無断転載禁)

鋼管杭協会会員一覧 (50音順)

株式会社吾嬬製鋼所	住金大径钢管株式会社
川崎製鐵株式会社	住友金属工業株式会社
川鉄鋼管株式会社	東亜外業株式会社
久保田鉄工株式会社	西村工機株式会社
株式会社酒井鉄工所	日本钢管株式会社
新日本製鐵株式会社	



鋼管杭協会