

土木研究所資料

東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査

昭和51年9月

建設省土木研究所
振動研究室

東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査

建設省土木研究所地震防災部	部長	大橋昭光
建設省土木研究所地震防災部振動研究室	室長	岩崎敏男
建設省土木研究所地震防災部振動研究室	研究員	龍岡文夫
建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所	所長	宮田浩邇

目 次

1	ま え が き	1
2	調査対象地点の地質概要	5
2-1	曙橋建設予定地点	7
2-2	新辰巳橋建設予定地点	14
3	道路橋耐震設計指針による流動化の判定	16
4	詳細な流動化判定	24
4-1	概 説	24
4-2	地震時作用応力 (τ/σ_v') _e の算定	25
4-3	動的強度 (τ/σ_v') _d の算定	38
5	地震時作用応力と動的強度の比較による流動化の可能性の検討	57
5-1	予備検討	57
5-2	流動化の可能性の検討	60
6	ま と め	67
7	あ と が き	68
	参 考 文 献	69

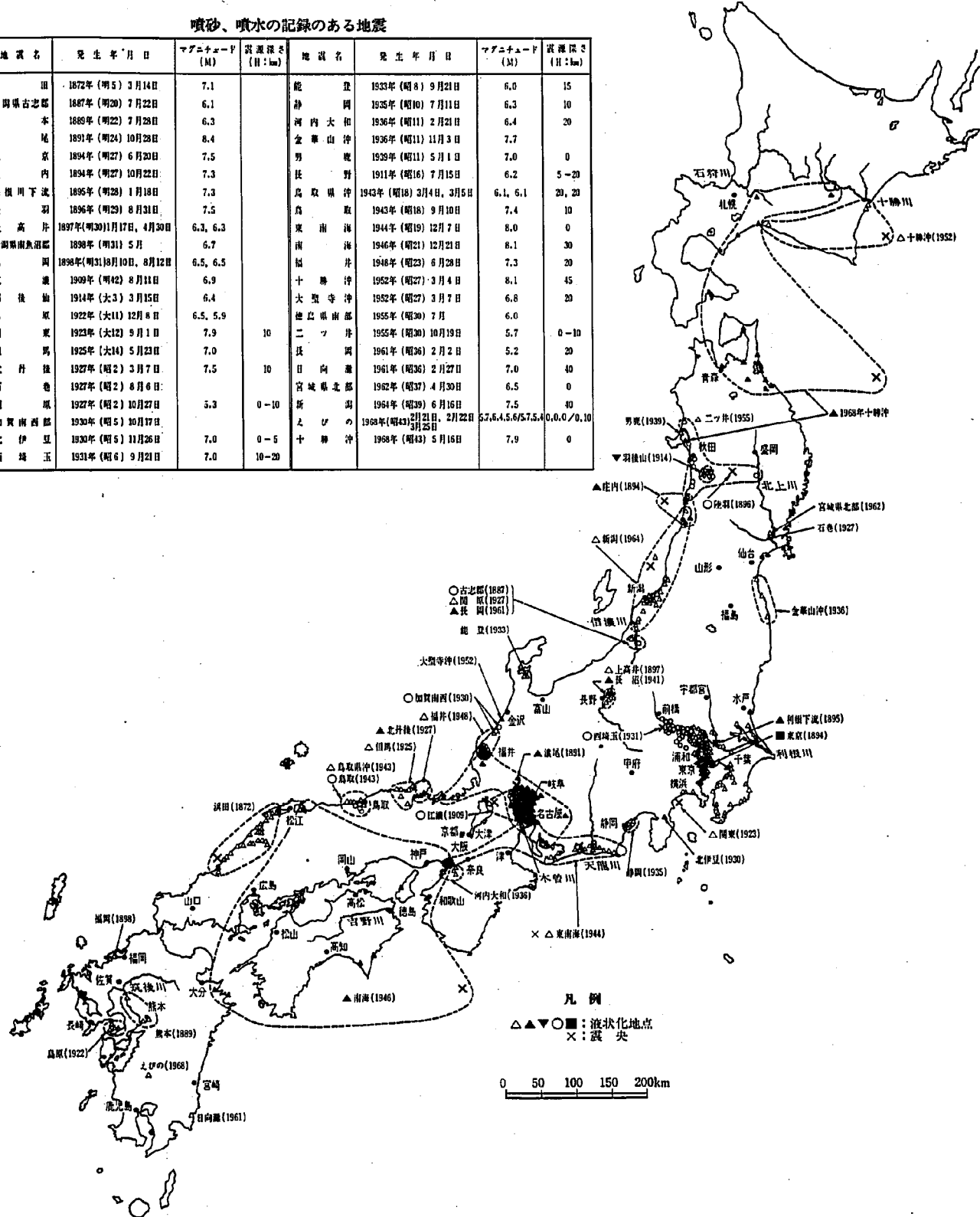
1 ま え が き

新潟地震では、地盤や河床の流動化に帰因して、橋梁などの近代的土木構造物、建設物が被害を受けた。¹⁾ 地盤流動化による構造物の被害は、新潟地震に限らず、それ以前、それ以後の地震でも生じており、^{2)、3)} 耐震設計を行う上に、地盤の流動化の可能性の判定、流動化対策工法の選定は不可欠なものとなってきている。文献3、4によると、図-1-1に示すように明治以降限っても、4.0以上の大小地震で全国各地で埋立地、旧河道、沖積砂層を中心に地盤流動化が生じている。今回、橋梁の建設が予定されている地点にはここ十数年間の埋立地、および沖積砂層が存在し、上述のことから、この地点の流動化の有無の判定をする必要が生じてきた。道路橋の耐震設計に対しては、日本道路協会道路橋耐震設計指針の流動化規定があるが、これによると別途検討を行う場合は指針の規定に従わなくてもよいとされており、本報告書は、今日の段階で考えうる最も詳細な手法を用いて、この地点の流動化の有無に対して特に検討を加えた結果を報告するものである。

噴砂、噴水の記録のある地震

地震名	発生日月日	マグニチュード (M)	震源深さ (日:km)	地震名	発生日月日	マグニチュード (M)	震源深さ (日:km)
浜田	1872年(明5)3月14日	7.1		能登	1933年(昭8)9月21日	6.0	15
新潟県古志郡	1887年(明20)7月22日	6.1		静岡	1935年(昭10)7月11日	6.3	10
奥本	1889年(明22)7月28日	6.3		河内大和	1936年(昭11)2月21日	6.4	20
津	1891年(明24)10月28日	8.4		金華山沖	1936年(昭11)11月3日	7.7	
東京	1894年(明27)6月20日	7.5		男鹿	1938年(昭11)5月1日	7.0	0
庄内	1894年(明27)10月22日	7.3		長野	1911年(昭16)7月15日	6.2	5-20
利根川下流	1895年(明28)1月18日	7.3		鳥取県沖	1943年(昭18)3月4日、3月5日	6.1, 6.1	20, 20
津	1896年(明29)8月31日	7.5		鳥取	1943年(昭18)9月10日	7.4	10
上高井	1897年(明30)1月17日、4月30日	6.3, 6.3		東南海	1944年(昭19)12月21日	8.0	0
新潟県南魚沼郡	1898年(明31)5月	6.7		南海	1946年(昭21)12月23日	8.1	30
福岡	1898年(明31)10月10日、8月12日	6.5, 6.5		福井	1948年(昭23)6月28日	7.3	20
江	1909年(明42)8月11日	6.9		十勝沖	1952年(昭27)3月4日	8.1	45
羽後	1914年(大3)3月15日	6.4		大湊寺沖	1952年(昭27)3月7日	6.8	20
島原	1922年(大11)12月8日	6.5, 5.9		徳島県南部	1955年(昭30)7月	6.0	
岡	1923年(大12)9月1日	7.9	10	二ツ井	1955年(昭30)10月19日	5.7	0-10
胆馬	1925年(大14)5月23日	7.0		長岡	1961年(昭36)2月2日	5.2	20
北丹後	1927年(昭2)3月7日	7.5	10	日向灘	1961年(昭36)2月27日	7.0	40
石巻	1927年(昭2)8月6日			宮城縣北部	1962年(昭37)4月30日	6.5	0
岡	1927年(昭2)10月27日	5.3	0-10	新潟	1964年(昭39)6月16日	7.5	40
加賀南西部	1930年(昭5)10月17日			えびの	1968年(昭43)2月21日、2月22日	5.7, 5.4, 5.6, 5.7, 5.4, 0.0, 0.0, 0.10	
北伊豆	1930年(昭5)11月26日	7.0	0-5	十勝沖	1968年(昭43)5月16日	7.9	0
西端玉	1931年(昭6)9月21日	7.0	10-20				

図-1-1 流動化(液体化)履歴地図(1872年~1968年)



2 調査対象地点の地質概要

図-2-1に示す東京湾環状道路網計画の中での図-2-2に示す荒川右岸の曙橋及び新辰巳橋の建設予定地点が調査対象である。図-2-3、図-2-4に建設予定地点の地質断面図を示す。この図に示すボーリング柱状図は、この流動化判定の作業の開始以前に行った地盤調査によるものであり、今回、流動化判定作業のために行った地盤調査と区別するために、以下でこれを前回ボーリングと呼んでいるものである。図-2-3、図-2-4によると、両橋の建設予定地点は共に似たような地質構成を有している。以下その概要を述べる。^{5)、6)}

この地域は埋立地であり、北方に都営辰巳住宅などがある平坦地であるが、現在も著しい地盤沈下が続いている地域である。江東地区を構成する地質は、第三紀鮮新世～第四紀更新世の三浦層群を基盤に、これを覆って、洪積世の下部東京層、東京礫層、上部東京層及び七号地層があり、更にこれらを覆って沖積世の下部有楽町層（墨田泥層）、上部有楽町層（墨田砂層）及び現海浜堆積物層が分布している。

三浦層群は江東付近では、海拔標高-150m以深に分布し、漸次東に向けて深くなっている。この三浦層を覆う東京層に就いては、厚さが最大150mにも達し、深掘り試錐の資料が少いため、まだ不明な点も多いが、一般に下部は、砂ないし砂礫層からなり、場所により泥層を挟むことも少くない。

砂礫層と泥層が広域に亘って規則的に互層するとは限らないが、このうち砂礫層は3層程確認され、最上部の砂礫層が地史的に意味が深いことから特に東京礫層と呼ばれている。

東京礫層は、東京下町地域では、建築物に対して、最も信頼のおける地層として重要なものである。東京礫層は、通常厚さ5～10mであるが、地域的に変化があり、また常に礫～砂礫層とは限らず、シルト混り礫層乃至礫混りシルト層のこともある。

本調査地域で確認された七号地層は、主に旧荒川に沿って発達する比較的締った砂と、軟かい粘土の互層からなる地層で、洪積世の末期に、旧荒川によってもたらされた堆積物とされている。調査地付近では、これらの洪積層群を覆って、主に軟弱なシルトからなる下部有楽町層（隅田川以東では墨田泥層と呼んでいる）と、主に砂からなる上部有楽町層（墨田砂層）が分布している。

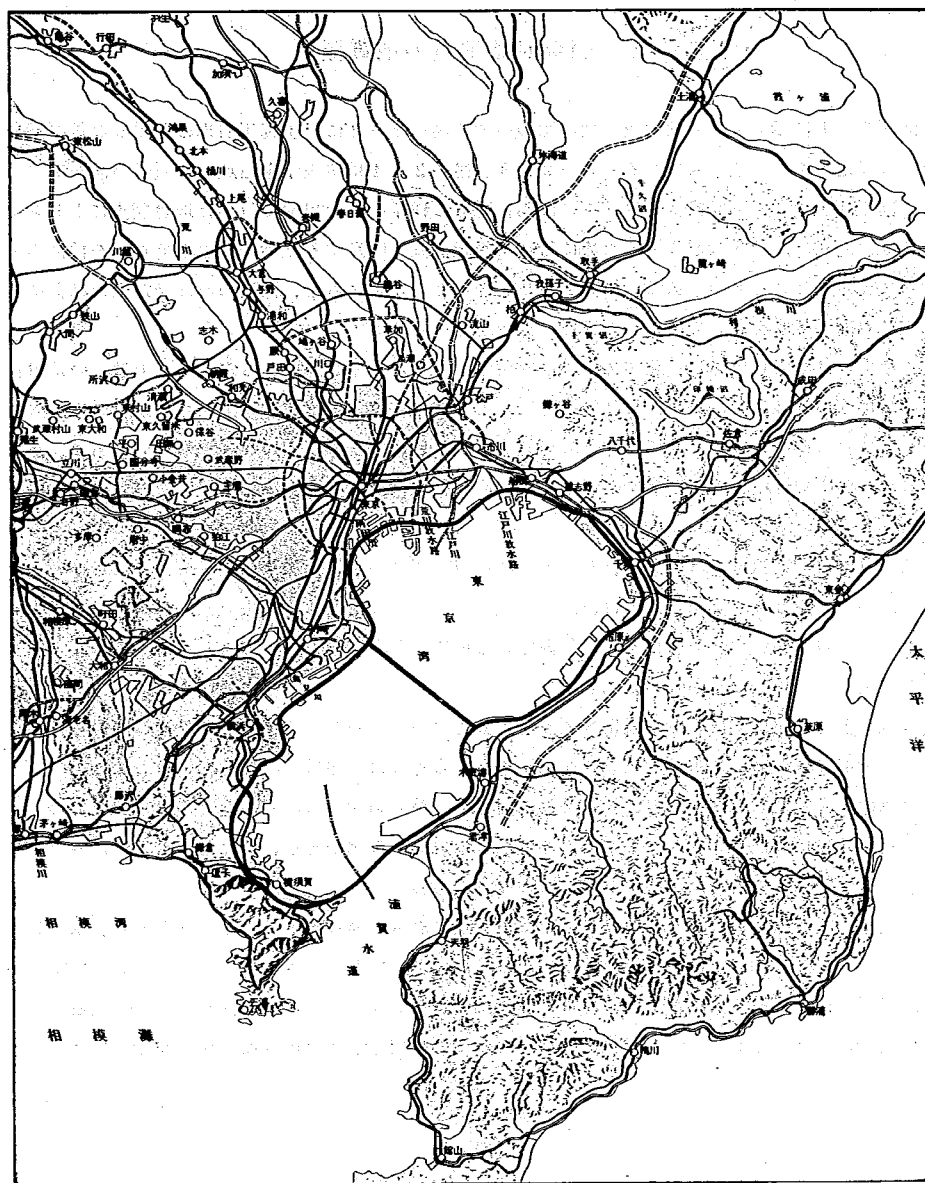


図-2-1 東京湾環状道路網計画

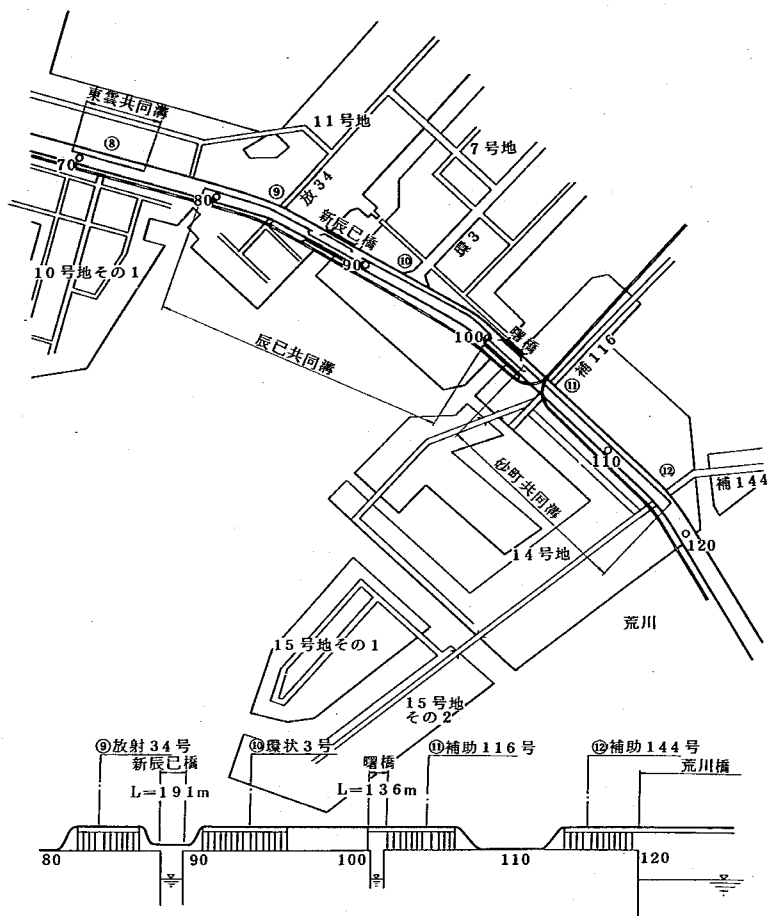


図-2-2 調査対象地点

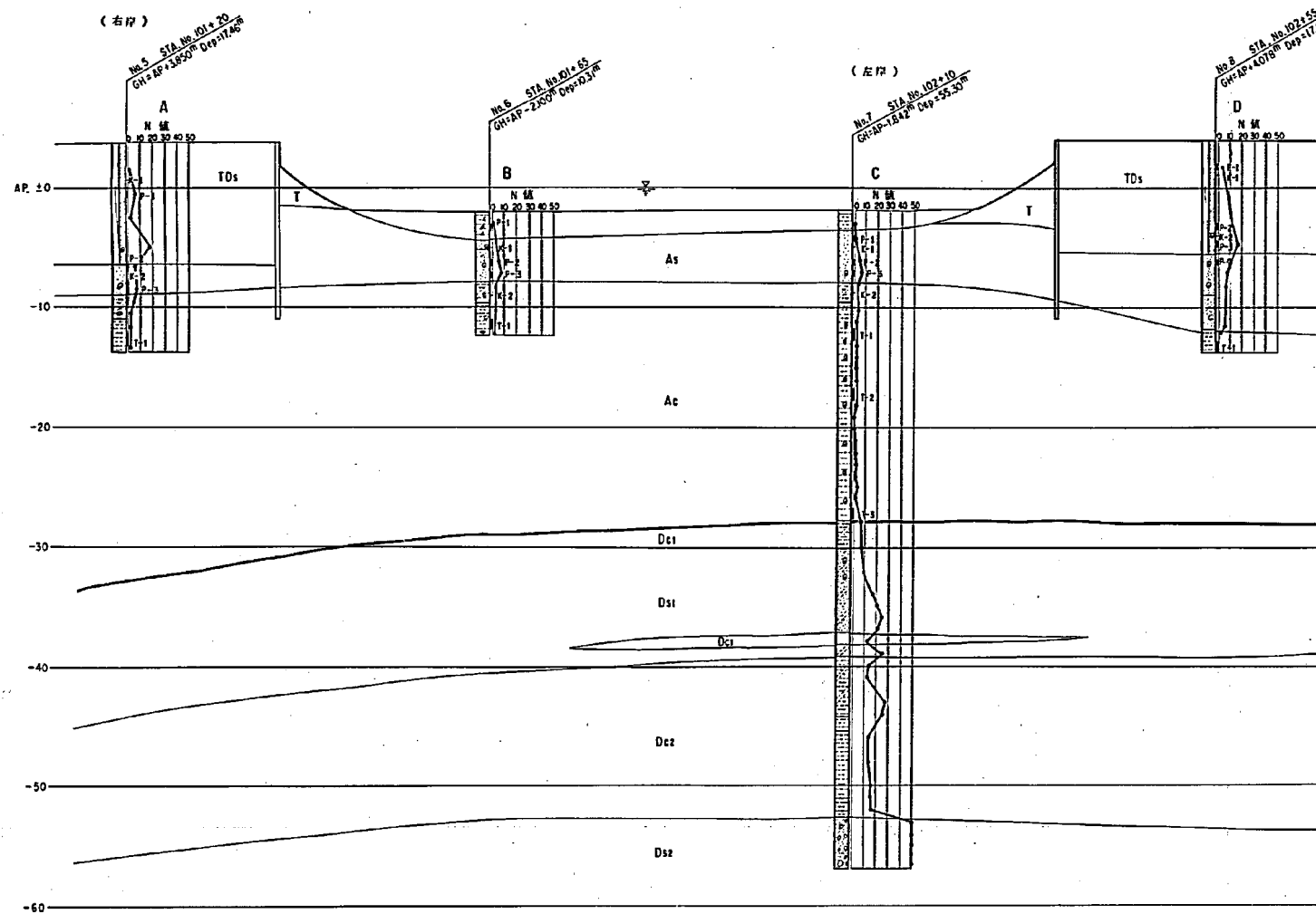
2-1 曙橋建設予定地点の地質

(1) 洪積層

(i) 東京礫層 (D.)

ㄥ7 試堆で確認された東京礫層は、深度50.90m以深で、厚さ4.40mを確認して、掘進を中止している。本層は暗灰色の砂礫で、径20～30%の亜円礫を主体とし、これに砂及びシルトをマトリックスとしている。この礫層は、いずれもN値50以上である。

(ii) 七号地層



時代	地層名	記号	記 事	N 値
沖積層	ヘドロ	He	高含水、高有機質シルト質	0
	埋 土	T	粘性土を主とし、これに互層を多量に混入する	2~18
	埋 砂	TDs	細砂を主とし、これに小円礫シルトを挟在する	2~18
	有 来 町 層	As	細砂を主とし、部分的にシルト質細砂を挟在する	1~8
洪積層	有 来 町 層	Ac	大部分シルトからなるが、一部砂層シルトからなる	0~4
	七号地層	Dc1	砂質シルトよりなる	12
	上 部 砂 層	Ds1	シルト質細砂を主とし、所によりシルトを不規則に含む	15~20
	下部シルト層	Dc2	砂質シルト、シルト質細砂シルトの互層	11~21
東京層	砂 礫 層	Ds2	径 20~30% の円礫及び細砂からなる	+50

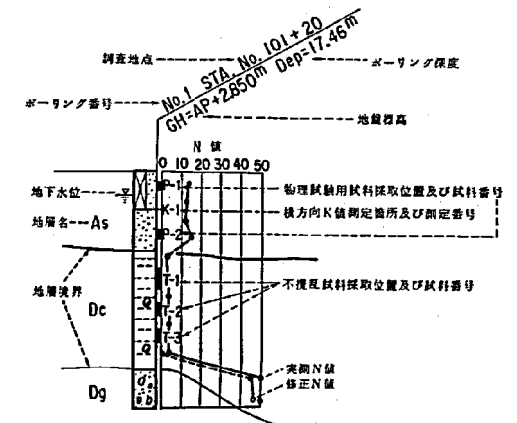
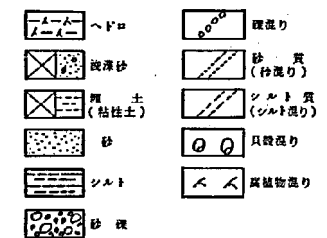


図-2-3 曙橋地質断面図

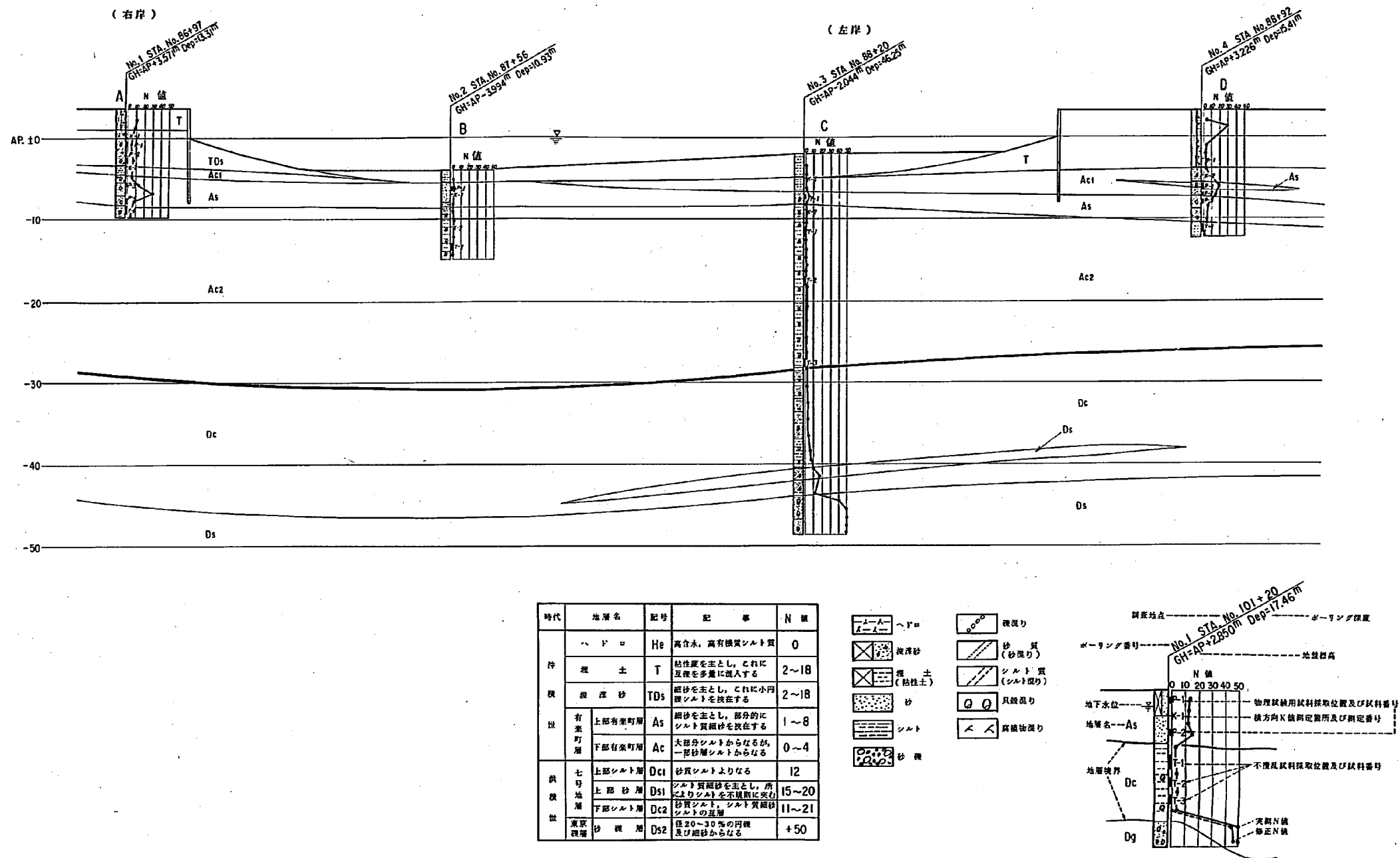


図-2-4 新辰巳橋地質断面図

(a) 下部シルト (D_{s2})

本層は、 $\phi 7$ 試錐で深度 3.545 m 以深 5.090 m まで確認されている。本層の上部 7 m は、砂質シルトおよびシルト質細砂からなり、粒度的にややあらくなっているが、下部はシルトからなっている。本層の N 値は $11 \sim 21$ であるが、代表値は $N=11$ でかたいコンシステンシーを示している。この N 値は、洪積層でも比較的古い上部東京層の粘土層に近く、七号地層のシルト層としては、かなり堅硬なものといえる。

(b) 上部砂層 (D_{s1})

上部砂層は、 $\phi 7$ 試錐の深度 2.845 m から 3.545 m まで確認されており、暗灰色のシルト質微細砂で、部分的に塊状シルトを不規則に挟在する外、貝殻小片を混入している。本層の N 値はバラツキがあり、 $4 \sim 2.0$ となっているが、一般に本層の上部約 2 m は N 値が低い、代表的なものは $N=1.5 \sim 2.0$ で中位程度の相対密度を示す地層である。

(c) 上部シルト層 (D_{s1})

本層は、本地域の洪積層の最上部に厚さ約 2.50 m 確認される地層で、微細砂を不規則に混入する暗灰色の砂質シルトである。本層の N 値は $5 \sim 6$ で中位程度のコンシステンシーを示している。

(2) 沖積層

(i) 下部有楽町層 (A_c)

本地域の下部有楽町層 (A_c) は厚さ 2.0 m 程度の非常に軟弱なシルト層からなり、 N 値は $0 \sim 4$ である。一般に東京地盤の下部有楽町層は $N=0 \sim 2$ のものが圧倒的に多く、極めて軟弱な地層であることを示している。

(ii) 上部有楽町層 (A_s)

本地域の上部有楽町層は、厚さ $2.5 \sim 5.5\text{ m}$ で上部にシルト質細部を挟在するが、大部分は暗灰色の細砂で、貝殻片を混入する外、腐植物なども、時に混入することがある。 N 値は $1 \sim 8$ とバラツキが、代表値は 6 程度で、ゆるい相対密度を示しているが、本層の層序的位置、 N 値等から見て、地震時の流動化については、十分に検討を要する地層である。

(iii) 埋土 (T または T_{ds})

本地域は、所謂埋立地であるために、埋立材料には、浚渫による海浜砂 (T_{ds}) 及び、瓦礫等を混入した粘性土からなる埋土 (T) がある。浚渫砂は、比較的均一な粒径の細砂の場合が多く、 N 値は $2 \sim 1.8$ と可成りバラツキが、多くは 1.0 以下であり、この地層に就いての流動化の可能性を検討する必要がある。

一方瓦礫等を混入する粘性土を主とする埋土は、 N 値もバラバラであり、特に礫に当たった場合には、異常に高い値を示すこともあり、 N 値は余り信用はできない。

(iv) ヘドロ (H_c)

本地域の海中で実施した $\phi 6$ 及び $\phi 7$ 試錐で、夫々230 m、160 mを確認しているが、有機物を多量に含有する黒灰色のシルト質なものが多く、N値は、いずれも0である。

2-2 新辰巳橋建設予定地点の地質

(1) 洪積層

(i) 東京層(D₁)

$\phi 3$ 試錐で確認された東京層は、深度41.60 m以深にある。今回の調査では、本層は、厚さ4.65 mを確認したのみに止まったが、このうち上部2.90 mは暗灰色の細砂からなり、下部1.75 mは微細砂で、いずれも貝殻および腐植物を混入している。N値は、いずれも50以上で、非常に密な相対密度を示し、構造物の基礎としては十分な強度を持っている。

(ii) 七号地層(D₂)

前述したように七号地層は、旧荒川による凹地堆積物であり、土相は、地域によって可成り異にする。この七号地層は、曙橋地域と新辰巳橋地域で可成り土相が異なり、新辰巳橋地域では、曙橋で見られた上部の砂質部を欠いておりシルトを主とする地層のみからなっている。

$\phi 3$ 試錐で確認された七号地層は、深度26.20 m以深に層厚15.0 mに存在しており、上部と下部は砂質シルト、シルト質細砂及び砂混りシルト層からなっており、中部は、暗灰色シルトからなっている。N値は、上部の砂質シルトで2~4で柔かいコンシステンシーを示し、中部のシルト層は6~7で中位、更に下部の砂混りシルトでは $N=8$ で中位のコンシステンシーを示す。これらのN値は、曙橋の七号地層のシルトに比して、可成り軟弱であるといえよう。

(2) 沖積層

(i) 下部有楽町層

本地域の下部有楽町層は、厚さ約20.0 mで全層均質なシルト層からなり、これに貝殻片を混入している。このシルト層のN値は0~2で、非常に柔かいコンシステンシーを示し、東京低地帯の沖積シルト層としては、典型的なものと云えよう。

(ii) 上部有楽町層

(a) 砂層(A₁)

本層は、この地域で実施した4本の試錐ですべて確認されているが、このうち、右岸では、礫混り細砂、微細砂及びシルト質細砂からなり、厚さは3.8 m、海中では細砂乃至シルト質細砂からなり、厚さは1.30~2.55 m、更に左岸側では、微細砂~シルト質微細砂で、その厚さは0.75 mである。これらの砂層のN値は、極く一部を除いて10以下でゆるい相対密度を示し、その位置的条件等から考えて、地震時の流動化に就いては、検討

する必要がある。

(b) シルト層 (A_{c1})

本層は、厚さ $0 \sim 3.35 \text{ m}$ のシルト乃至砂質シルトからなるが、新辰巳橋付近でのみ確認されているが、曙橋付近では欠層している。本層の N 値は、 $1 \sim 14$ と可成りのバラツキがあるように見えるが、 N 値測定の実績が少く、特に高い $N = 14$ は左岸側の下部の埋土による圧密の影響が考えられるので、実際は $N = 2 \sim 4$ 程度の柔らかいコンシステンシーを示すものと考えられる。

(iii) 埋土

(a) 浚渫砂 (T_{ds})

前述したように、調査地は、海岸を埋立て、造成した地域であり、多くの浚渫砂によって埋立てられている。本調査地では、浚渫砂による埋土は右岸側にのみ確認され、その厚さは、約 4.50 m である。これは黒灰色で粒径が比較的均一な細砂を主とし、これに最大 15 mm 程度の亜円礫を混入している。この浚渫砂の水平的広がりには定かではないが、 N 値が $5 \sim 7$ で、ゆるい相対密度を示す地層なので、地震時の流動化については検討すべきであろう。

(b) 粘性土質埋土

本層は、陸上部の最上部で確認され、褐灰色の粘性土を主とし、これに碎石、コンクリート片、練瓦片等を多く混入している。右岸側は、前記浚渫砂の上にあるため、その厚さは 2.5 m 程度であるが、左岸側では、浚渫砂がなく、本層の厚さは約 7 m である。本層の N 値は一定でなく、特に混入する礫等に達着した場合等は異常値を示しているが、右岸側では $N = 9 \sim 12$ とかたく、一方左岸側では $N = 2 \sim 4$ と柔らかいコンシステンシーを示していると云えよう。

(iv) ヘドロ

本地域の海底には、厚さ $1.55 \sim 2.80 \text{ m}$ のヘドロが堆積している。これは、黒灰色で有機物を多く含んだシルト質土よりなり、 N 値は 0 である。

3 道路橋耐震設計指針による流動化の判定

2章で示したように、この地点で流動化の可能性の判定の必要のあるのは、上部の沖積砂層である上部有楽町層（砂層）と埋立層である。そのために、新辰巳橋、曙橋のそれぞれの建設予定地点の右岸の2地点で新たに地盤調査⁶⁾を行った（図-3-1参照）。図-3-2に、図-2-3、図-2-4に示す各ボーリング地点での各深度での砂の粒径加積曲線を示す。一方、日本道路協会道路橋耐震設計指針⁸⁾では、地盤流動化に対して次の規定が設けられている。

3.6 耐震計算上の地盤面

耐震計算においては、「3.7耐震計算上支持力を無視する土層」に規定する土層の支持力を期待しないものとし、その層が現地盤面から深さ方向に連続してあるときは耐震計算上の地盤面をその層の下面におく。

ここでいう支持力の無視とは、土の粘着力（ c ）および内部摩擦角（ ϕ ）を零と考えることをいう。

3.7 耐震計算上支持力を無視する土層

(1) 流動化する砂質土層

現地盤面から深さ10mより浅いところにある飽和砂質土層は、現位置における標準貫入試験のN値が10以下、均等係数が6以下でかつ粒径加積曲線の D_{20} が0.04～0.5mmの区間にあるときに流動化するものとし、耐震計算上支持力を無視する土層として扱う。

なお D_{20} が上記の区間以外でも0.04～1.2mmの間にあるものは流動化の可能性があるため注意を要する。ここでの深さ、N値および流動化の判定は既往の資料などを参考に決めるのがよい。

またとくに検討を加えた場合はこの条項によらなくともよい。

(2) 粘性土層およびシルト質土層

現地盤面から深さ3m以内にある粘性土層およびシルト質土層で一軸圧縮試験または現位置試験より推定される圧縮強度 0.2 kg/cm^2 以下のごく軟弱な土層の支持力は耐震計算上無視する。

(3) 支持力を無視した土層重量の取り扱い

支持力を無視した土層の重量は、それ以下の地盤に負載重量として働くものとする。

3.7(1)に従って両地点の地盤流動化可能性を判定してみると次のようになる。

(a) 現地盤面から深さ10mより浅いところに飽和砂質土層があるか？……両地点ともあては

新辰己橋地区（右岸）

曙橋地区（右岸）

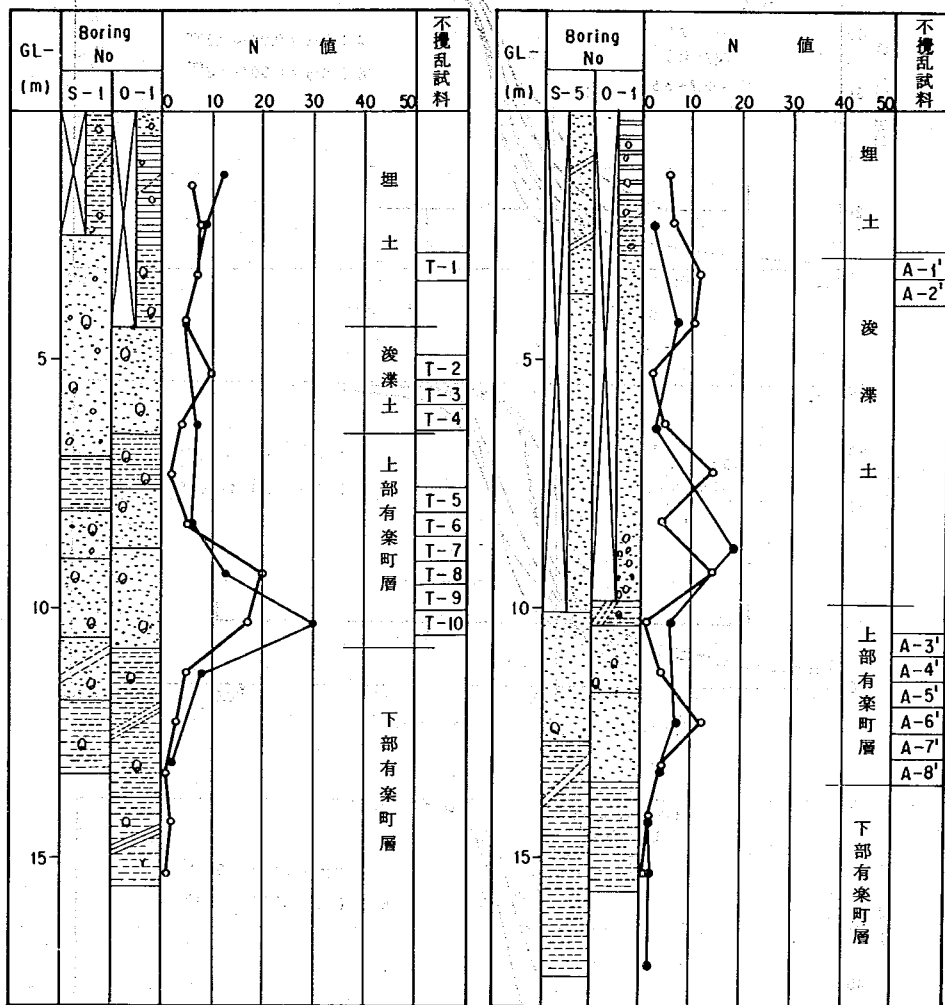


図-3-1 ボーリング柱状図及び不攪乱試料採取深度

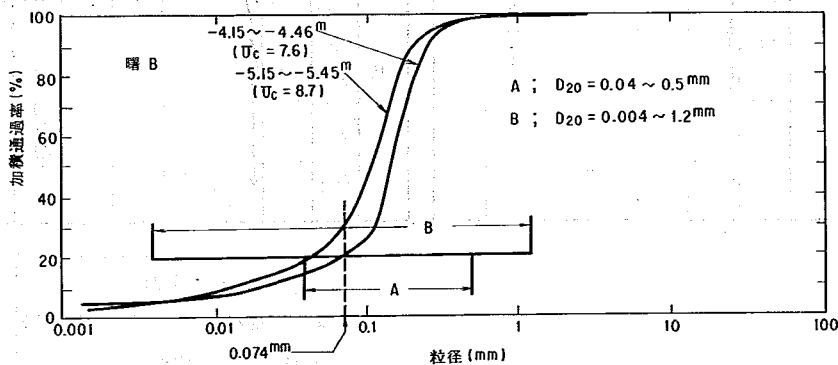
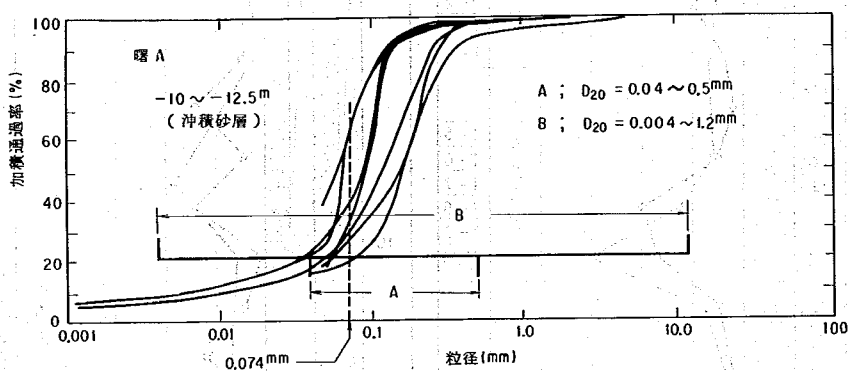
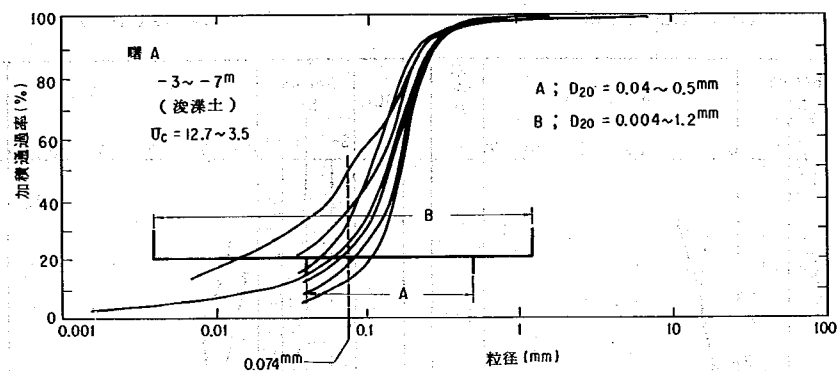


図 3-2 図 2-3, 図 2-4 に示す地点での各深度の砂の粒径加算曲線

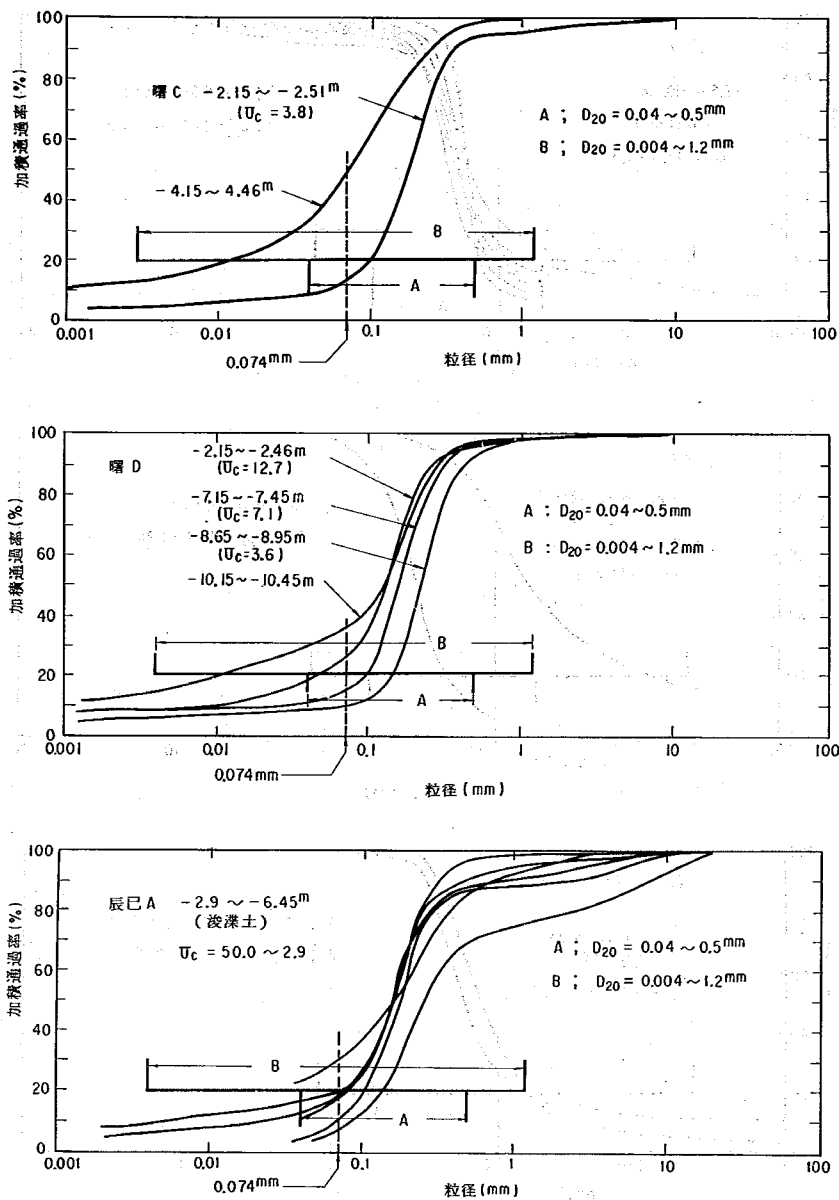


図-3-2 図-2-3, 図-2-4 に示す地点での各深度の砂の粒径加算曲線

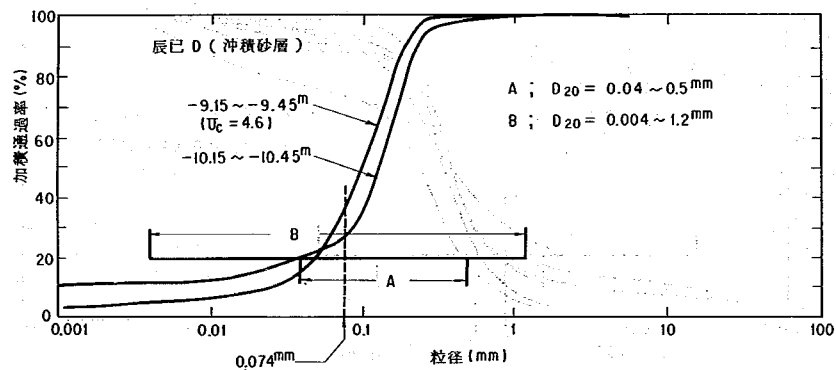
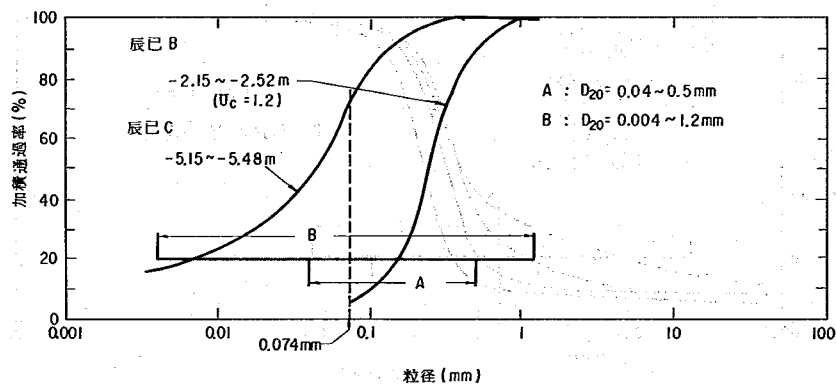
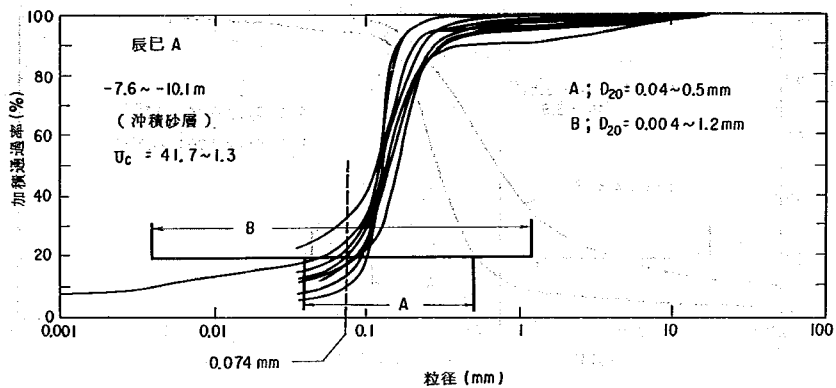


図-3-2 図-2-3, 図-2-4 に示す地点での各深度の砂の粒径加算曲線

まる。しかし10 mよりやや深い所にも飽和砂質土層が存在する。

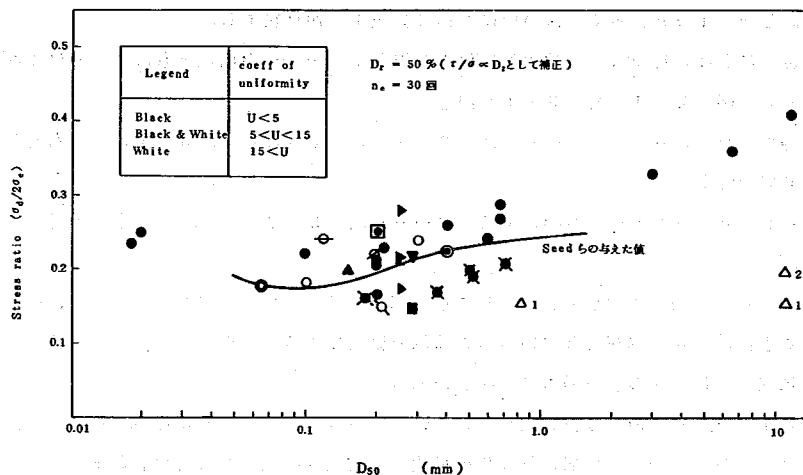
- (b) 現位置における標準貫入試験のN値は10以下か? …… 両地点ともほぼあてはまる。(図-2-3、図-2-4、図-3-1参照)
- (c) 均等係数U。が6以下か? …… 図-3-2に示すようにU。が6以下の部分もあるが、多くは6以上である。
- (d) D_{20} が0.04~0.5 mmの区間にあるか? …… 図-3-2に示すように多くの部分であてはまる。

以上のことから、(a)~(d)項から判定する限り、(c)項を満足しない地層がかなりあり、そこは流動化しないことになるが、無視できない広さの領域で流動化すると判定されることになる。しかし、(a)~(d)項に関しては、次の事を考慮する必要がある。

- (a) 深さ10 mより深い所は流動化しないという保証は現在のところはない。従って、必要ならば10 mよりも深い所の砂層の流動化の可能性の調査は必要なものと思われる。

- (b)に関して、…… N値10という条件は、「最大加速度約170 galの新潟地震でN値10以下の砂層が流動化したことが報告されている」(文献8、47頁)ことが大きな根拠となっている。しかし、新潟市で流動化を生じた砂は細粒分の含有率がきわめて低い粒径の揃ったきわめて“きれいな”砂である。一方、N値は礫を含む地盤ではN値はきわめて大きくなり、粗砂では細砂の場合より、又、細砂では微細砂の場合より一般にN値は大きくなり、又、細粒分を含んだ砂では更に小さくなることが知られている。従って、N値だけで土質を考慮しないで流動化の有無を判定することは、一般には困難である。たとえば、アラスカ地震では、氷河によって形成された礫を含んだゆるい砂層は $N > 10$ であっても流動化が生じた。⁹⁾ 関東地震(1923年)では、埼玉県東部の利根川中流の砂礫層はN値が10を越える程大きくても激しい流動化が生じたが、東京東南部の沖積砂層はN値が10より小さくても、上流域の砂層、砂礫層ほど激しい流動化が生じなかったと推定されている。⁴⁾ 従って、本調査地点ではN値は全般的に10より小さいが、砂の粒子径が小さいこと、細粒分の含有率が高いことを考慮しなければ流動化に対する適切な判断を行えないであろう。

- (c)に関して…… 最近の調査^{10) 11)}によると、室内実験結果は均等係数U。が6以上であっても、特に流動化しにくくなることはない。(図-3-3)これに応じて、文献10に示されている流動化判定基準では、U。に関する判別項が含まれていない。又、粒度試験は、ある長さの採取試料全体について行うものである。しかし、各々の薄い層は、ある長さについて求めたU。より小さいU。を持っていることがありうる。U。は小さいが粒径の違う薄層をいくつかまとめてU。を求めれば、当然U。は大きくなりうる訳である。たとえば、きれいな均一な砂層の間に、シルトや粘土のシームをはさんでいる時、これをまとめて粒度試験をすれば、U。は大きくなってしまふ。従ってU。は、この意味でも不確実な面を持った土質パラメータであ



文 献	記 号	D_{50}	U_c	備 考
Lee & Fitton (1968)	●	0.018 ~ 6.5	≤ 2.2	Code A~F, J~P, R H, I, AA Q (正振巾 5%)
	⊙	0.065 ~ 0.4	7.5 ~ 13.4	
	○	0.1	150	
森野, 今井, 篠崎 (1974)	⊗	0.254 ~ 0.712	1.19	
石原, 田中 (1974)	∅	0.2	≥ 15	A-1
	⊕	0.3	≥ 15	A-2
	⊖	0.12	≥ 15	A-3
	⊗	0.15	≥ 15	B-1
斉藤, 松田他 (1974)	■	0.28	1.94	
14号地砂 (首都公団)	▲	0.15	2.7	
小 菅 砂 (首都公団)	⊠	0.2	7.4	
千 住 砂 (首都公団)	▼	0.28	22	
Won, Seed & Chan (1974)	△	125 0.8	392	Δ_1 : 正振巾 2.5% Δ_2 : " 7%
吉見, 大同(一斉試験) (1972)	▶	0.25	1.9	三軸データのみ

図-3-3 動的三軸による砂の動的強度と平均粒径 D_{50} の関係¹⁰⁾

る。

(d)に関して……… D_{20} が小さいものは細粒分が多く「粘着力によって粒子がばらばらになることは無い」⁸⁾ こと、 D_{20} の大きいものは、「粒径が大きく、従って透水性も大きい地盤では、過剰間隙水圧も発生しない」⁸⁾ ことを考慮してこの規定が設けられている。しかし、この限界は必ずしも定量的な検討によって設けられたものではなく、指針でも、「… D_{20} が $0.04 \sim 0.5 \text{ mm}$ の区間にあるときは流動化する………」と述べている外に「……… D_{20} が上記の区間以外でも $0.004 \sim 1.2 \text{ mm}$ の間にあるものは流動化の可能性があるので注意を要する」としてあり、 D_{20} の規定は、これによって流動化の判定が大きく左右されない様になっている。

以上述べた様に、細粒分の含有率が高い細砂を主体とする本調査箇所に対して、道路橋耐震設計指針 3.7 (1)を直接的に適用することは必ずしも適当とは云えない。従って、今回は、可能な限り詳細な流動化の直接的な検討を行うこととした。

4 詳細な流動化判定

4-1 概 説

本章で示す手法は、一般の材料力学的手法であり、動的な強度と動的作用力の2者を算定し、両者の相対的な大きさを比較し、動的安定性を検討するものである。従って、本手法は、動的な強度及び動的作用力の算定の2つの作業からなっている。図-4-1に作業のフローチャートを示す。フローチャートの左半分は、動的な作用力（図中で $(\tau/\sigma_v)'$ ）と記されているものの算

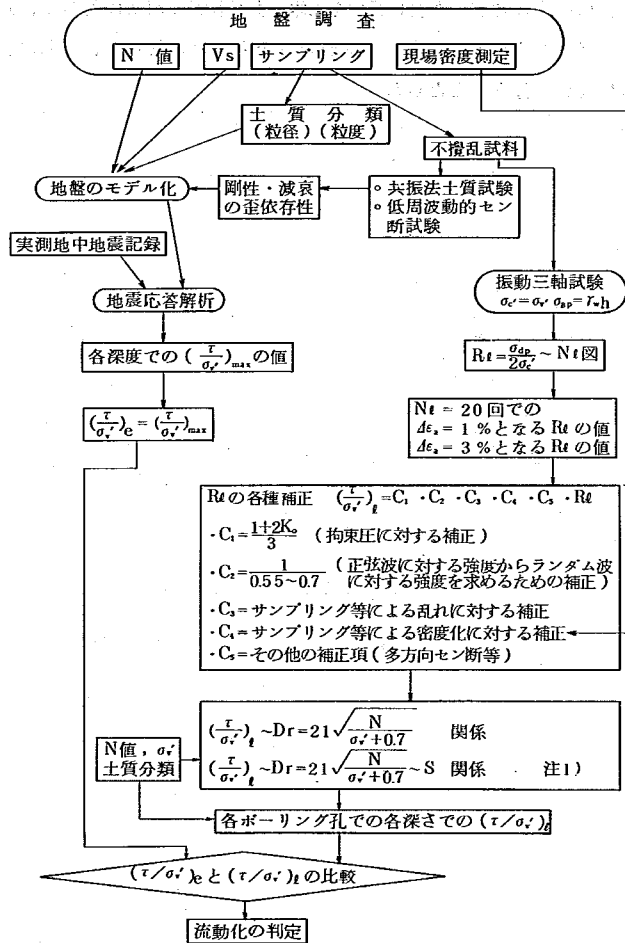


図-4-1 流動化判定調査のフローチャート

定のための流れを示し、右半分は動的強度（図中で $(\tau/\sigma_v')_e$ と記されている）の算定のための流れを示す。以下、フローチャートに沿って説明を行う。

4-2 地震作用応力 $(\tau/\sigma_v')_e$ の算定

地震時の地盤流動化は地震力によって地盤内に生ずるくりかえしせん断力 τ によって生ずる（図-4-2）。この τ は、図-4-3 に示す様にランダムに変化する。今回の手法では、地震力を、各深度での時間的にランダムに変化する τ/σ_v' の値の最大値 $(\tau/\sigma_v')_{\max}$ で代表させ、これを各深度での地震力、 $(\tau/\sigma_v')_e$ とした。図-4-4 は、この $(\tau/\sigma_v')_e$ の算定のために用いた水平せん断振動モデルの模式図を示すものである。具体的な計算法としては金井によって開発された重複反射理論¹²⁾を用いた。実際の地中地震記録¹³⁾で、水平動が地盤内を伝播する様子は、川崎市浮島公園において記録された八丈島東方沖地震（1972年）、伊豆半島沖地震（1974年）については、川崎市浮島公園の解析モデルに対してこの手法を用いてよく追跡できることは既に確認されている。^{14) 15)} しかし、この地震での深さ12.7mでの最大加速度は、せいぜい6.4 gal であり、今回の解析では、基盤で150 gal の最大加速度を想定しているが、まだこのように大きな地震動は

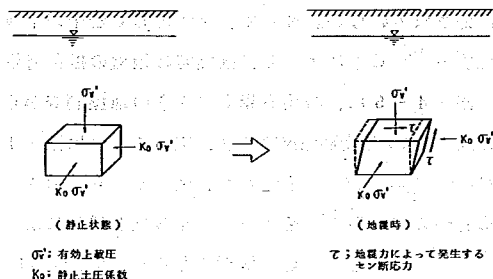


図-4-2 地盤内の静止状態，及び地震時の応力状態

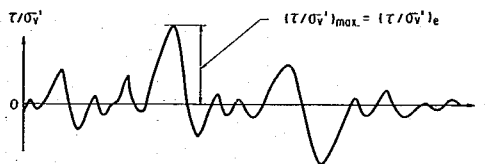


図-4-3 地震力 $(\tau/\sigma_v')_e$ の説明

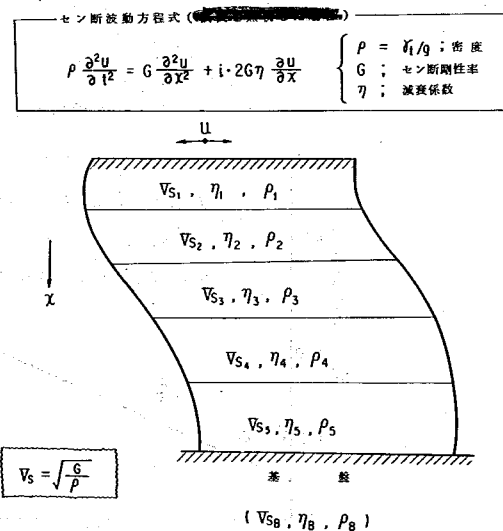


図-4-4 水平せん断振動モデル

記録されていない。従って、手法として若干の不確かさは残るが、土の変形特性の非線型性を考慮する¹⁶⁾ ことによって、強震時の地盤の振動特性を予測することとした。

図-4-5に、曙橋右岸(曙A)の地盤調査から定めた解析モデルを示す。 G_0 は $r=10^{-6}$ 程度でのせん断変形係数であり、実測あるいは図-4-6に示す $V_s \sim N$ 値関係から V_s を用いて $G_0 = \frac{r}{\rho} V_s^2$ から定めた。図-4-6でのA、Bのデータは文献10による。解析は土の変形特性の非線型¹⁶⁾を考慮した重複反射理論によった。この手法は、土の非線型性を等価線型法^{18) 19)}で考慮した線型解析であり、まず、 $r=10^{-6}$ での G 、 η を用いて計算を行ない地盤内に発生した最大せん断歪 r_{max} の0.7倍の歪 r の大きさに適合した G 、減衰 η の値を図-4-7を用いて求める。次にこの G 、 η を用いて計算をして、上述のことを繰り返す。そして、想定した G 、 η と、それを用いた計算で求められた r_e に適合する G 、 η が一致するまで繰り返す。

z (m)	(代表N値)	r_e (1/m)	dh (m)	V_s (m/sec) *実測	G_0 (kg/cm ²)	$G/G_0 \sim r/r_e$ 土層
0	埋立土	1.9	80	150*	440	III
8	埋立土	1.9	20	226*	940	II
10.5	細砂	1.9	30	135*	355	III
13.5	シルト (1~2)	1.6	183	100	160	I
31.3	砂質シルト (5)	1.8	50	140	360	II'
36.3	砂質シルトと シルト質砂の 互層(15)	2.0	120	230	1080	II
48.3	シルト (15)	1.8	80	230	970	II
56.3	砂礫などの 互層層 (100)	2.1	70.7	500	5360	II
127	土層	2.1	∞		10000	II

*印以外の V_s は代表N値から図-4-6の
 $V_s \sim N$ 関係を参考にして決めた。

図-4-5 応答解析モデル曙橋右岸(曙A)

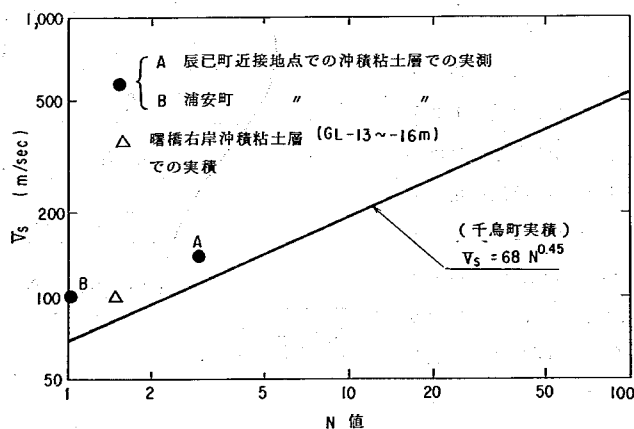


図-4-6 $V_s \sim N$ 値関係

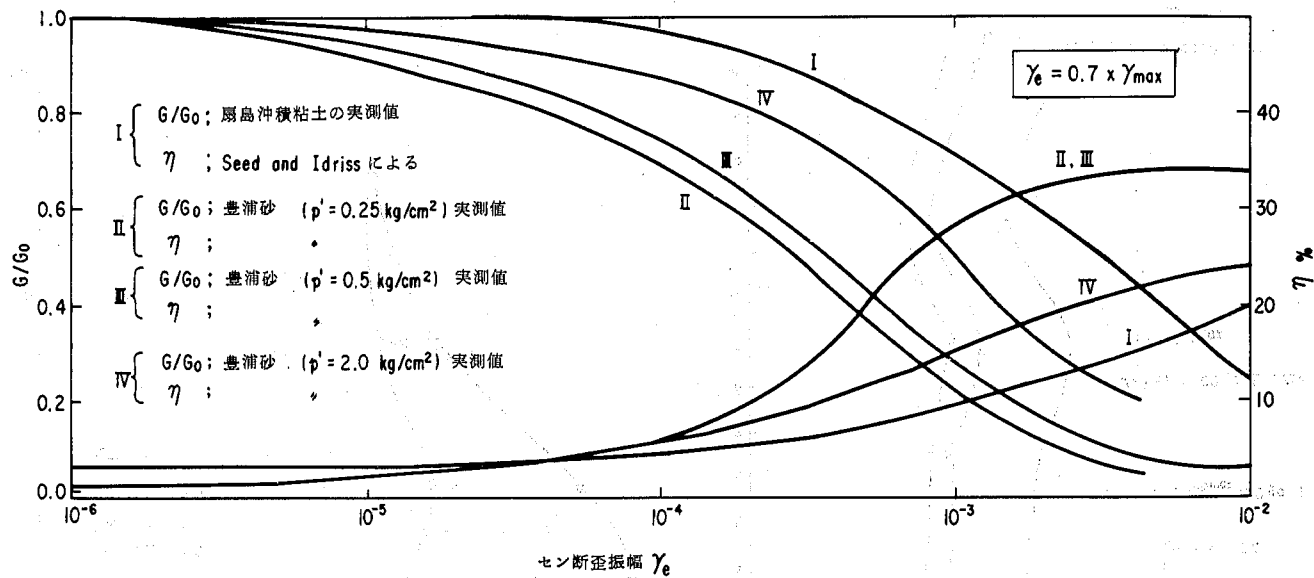


図-4-7 計算で用いた $G/G_0 \sim \gamma_e$, $\eta \sim \gamma_e$ の関係

曙橋右岸（曙A）

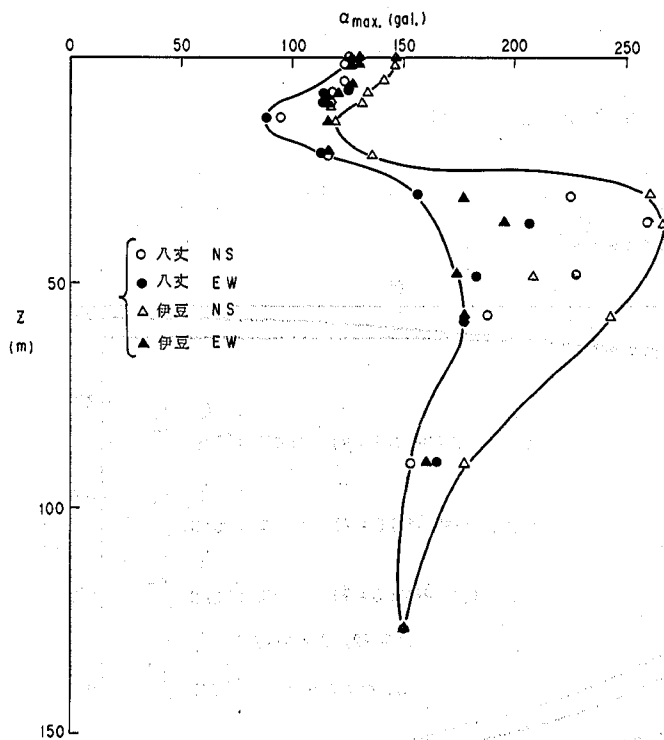


図-4-8 曙A, $\alpha_{\max}$ 分布

曙橋右岸（曙A）

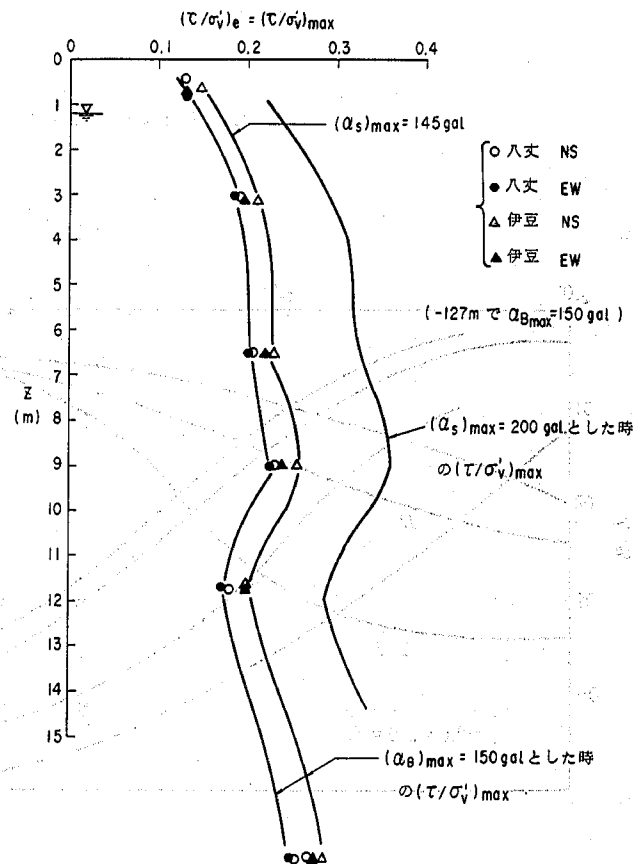


図-4-10 曙Aモデル $(\tau/\sigma_v')_e$ の分布

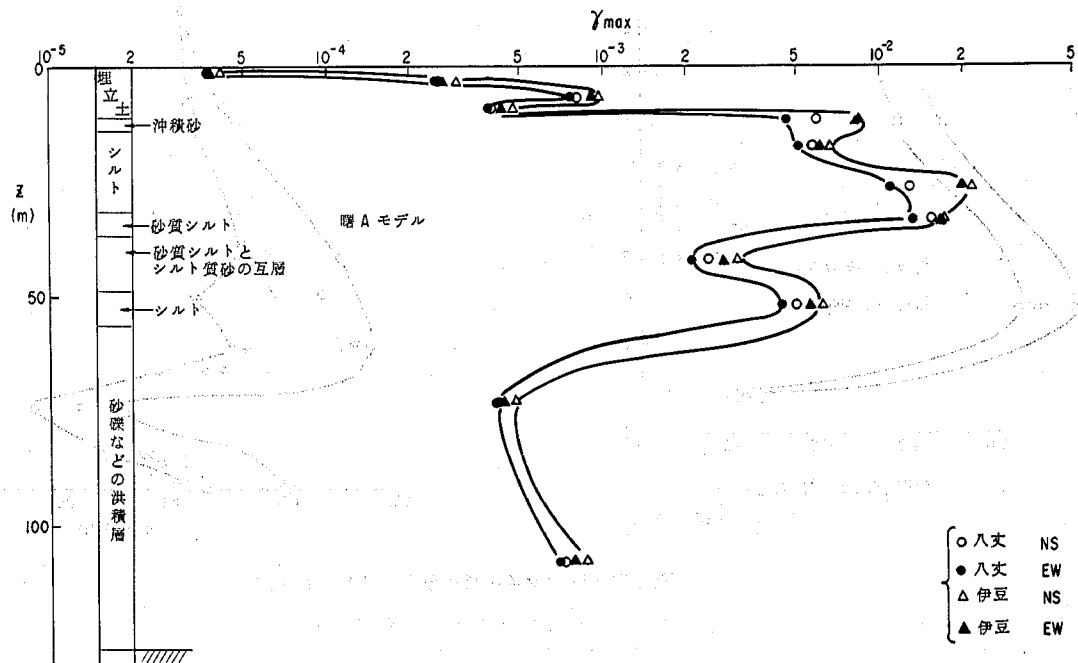


図-4-9 曙A,モデル $\gamma_{\max}$ 分布

	(代表N値)	r_s ($1/m^2$)	dh (m)	V_s (m/sec)	G_0 (kg/cm^2)	$G/G_0 \sim \gamma$ 曲線
0	へ (0) □	1.2	1.6	50	30	I
1.6	細 (5) 砂	1.9	4.45	140	380	Ⅲ
6.05	砂質シルト (3)	1.6	1.65	110	200	Ⅲ
7.7	シルト					

以下曙Aモデルと同一

V_s は代表N値から図-4-6の $V_s \sim N$ 関係を参考にして決めた。

図-4-11 応答解析モデル曙橋河道(曙C)

曙橋河道(曙C)

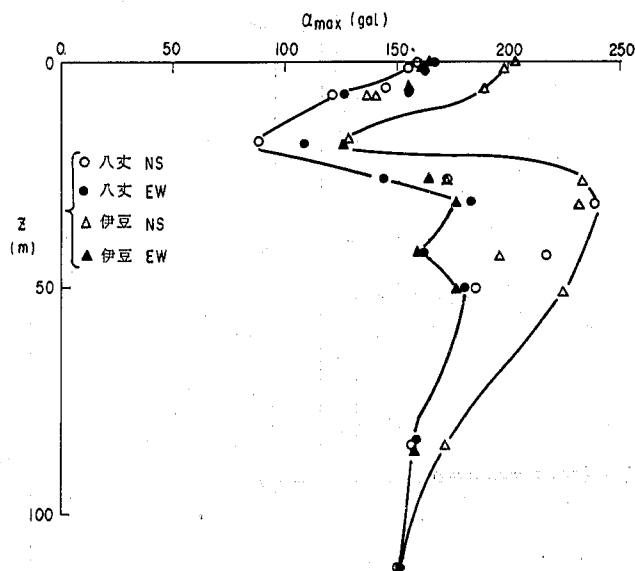


図-4-12 曙C, α_{max} 分布

曙橋河道(曙C)

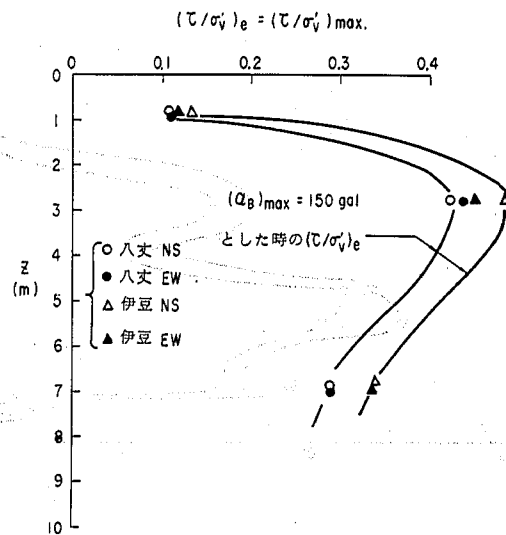


図-4-14 曙C, $(\tau/\sigma_v)_0$ の分布

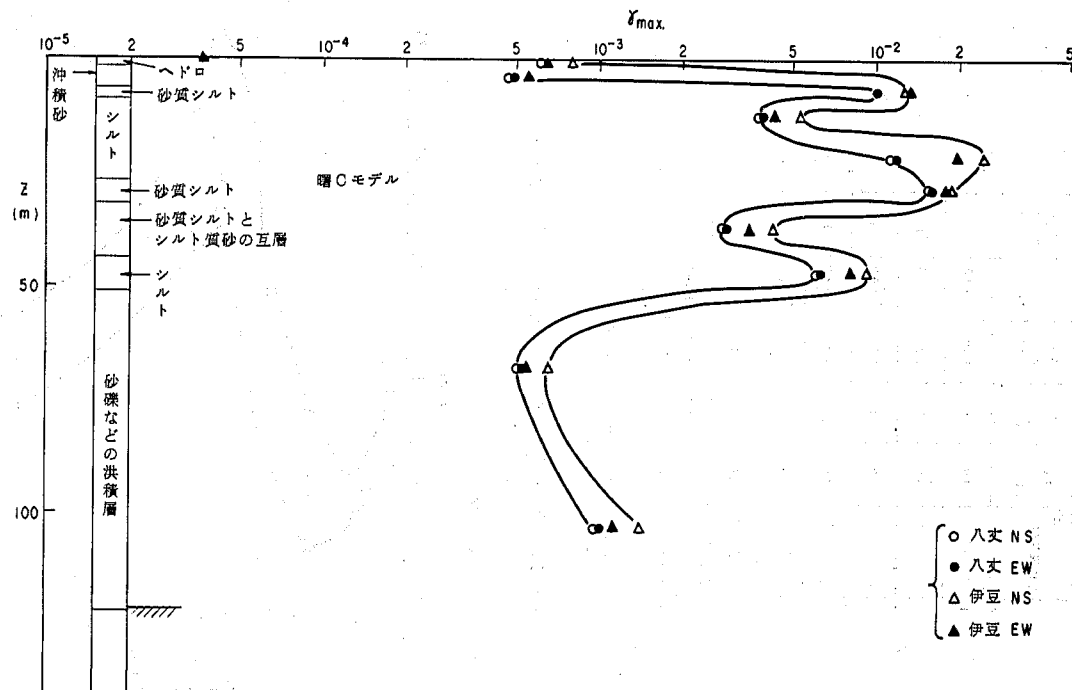


図-4-13 γ_C モデル, γ_{max} 分布

	(代表N値)	r_s (t/m ²)	dh (m)	V_s (m/sec) *実測	G_0 (kg/cm ²)	$G/G_0 \sim \gamma, h \sim r$ 曲線
0						
1	埋立土	1.9	3	150*	440	Ⅲ
3	埋立土	1.9	5	120*	280	Ⅲ
8	細砂	1.9	4	170*	560	Ⅲ
12	シルト (1~2)	1.6	2.03	100	160	I
323	砂質シルト (2)	1.8	8.5	130	265	I
408	シルト質砂 (12)	2.0	6.9	210	900	N
477	砂礫などの 洪積層 (100)	2.1	79.3	500	5360	N
127	土丹		∞		10,000	N

*印以下の V_s は代表N値から図-4-6の $V_s \sim N$ 関係を参考にして決めた。

辰巳A・Bモデル共通

図-4-15 応答解析モデル新辰巳橋右岸(辰巳A)

新辰巳橋右岸(辰巳A)

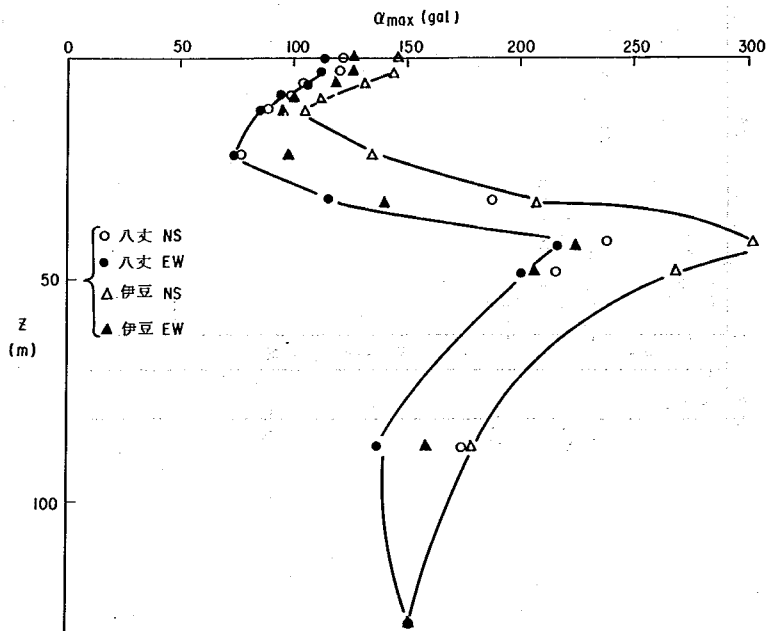


図-4-16 辰巳A, α_{max} 分布

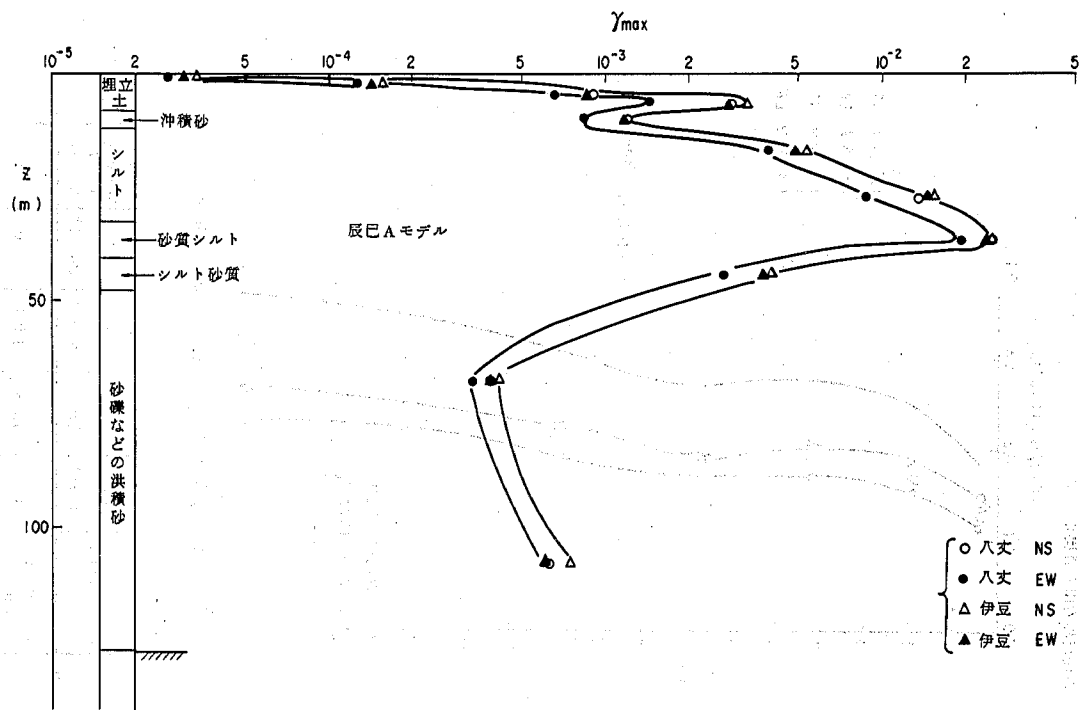


図-4-17 辰巳A, γ_{max} 分布

新辰巳橋右岸（辰巳A）

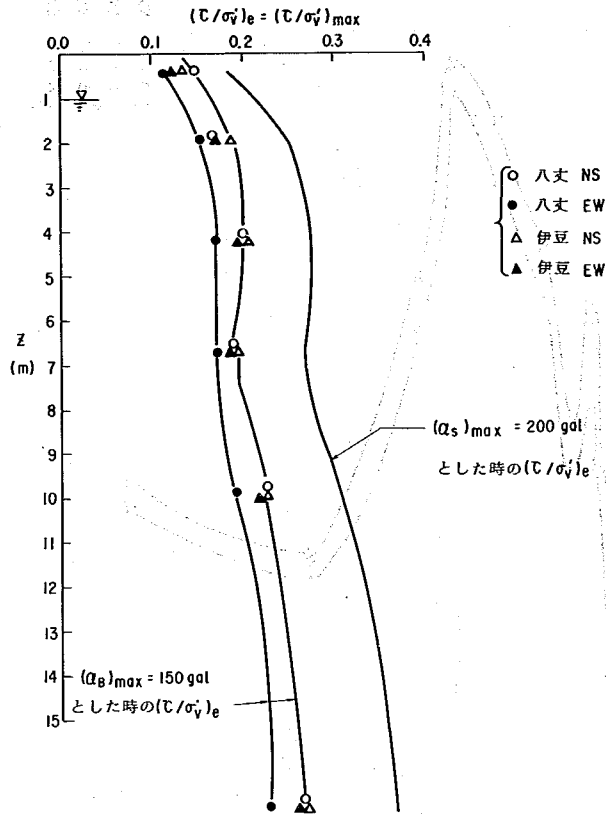


図-4-18 辰巳A, $(\tau/\sigma'_v)_e$ 分布

z (m)	(代表N値)	r_t (t/m ²)	Δh (m)	V_s (m/sec)	G_0 (Kg/cm ²)	$G/G_0 \sim \gamma_h \sim \gamma$ 曲 線
0	ヘドロ (0)	1.2	1.55	100	30	I
15.5	細砂 (1)	1.9	2.55	100	190	II
4.1	シルト					

以下辰巳Aモデルと同一

V_s は代表N値から図-4-6の
 $V_s \sim N$ 関係を参考にして決めた。

図-4-19 応答解析モデル新辰巳橋河道（辰巳B）

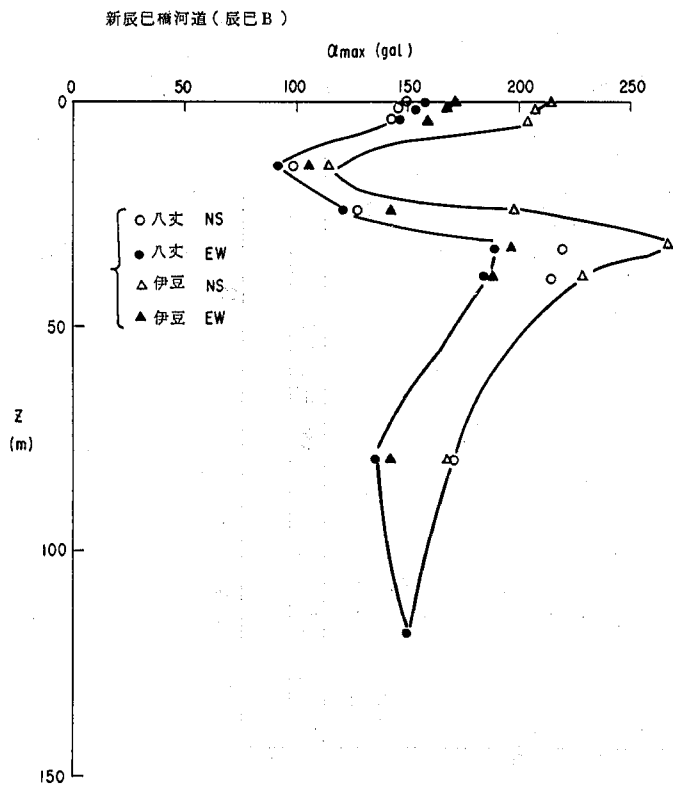


図-4-20 辰巳B, $\alpha_{\max}$ 分布

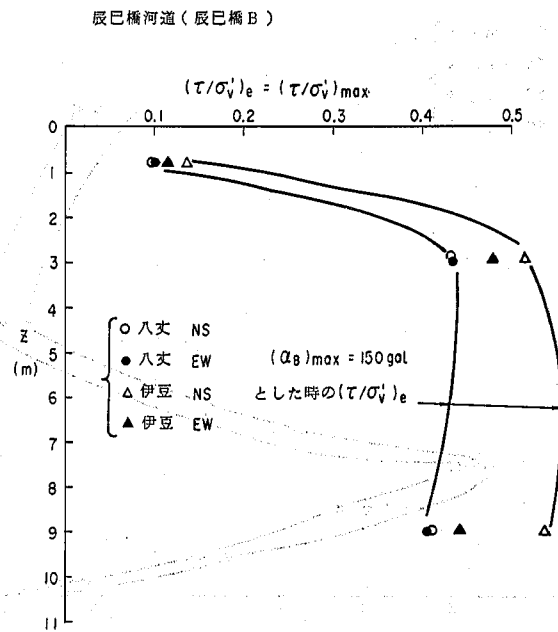


図-4-22 辰巳B, $(\tau/\sigma'_v)_e$ 分布

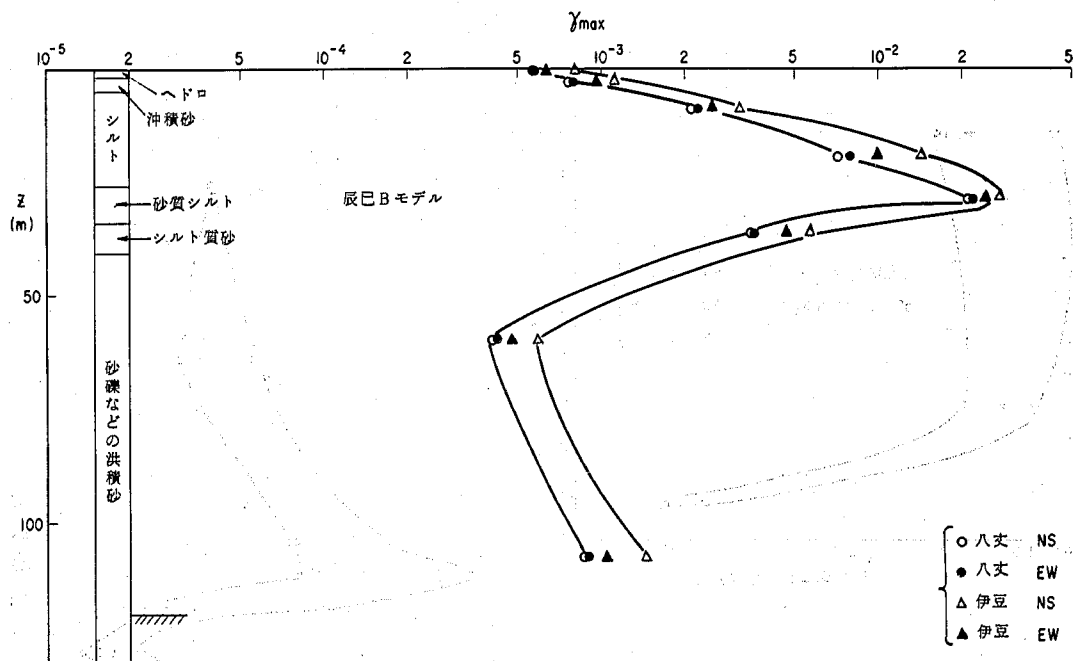


図-4-21 辰巳B, γ_{max} 分布

計算を行う。図-4-7に計算に用いた $Q/Q_0 \sim r$ 、 $\eta \sim r$ の関係を示す。これは文献¹⁷⁾ 18)¹⁹⁾に示してある実測結果を参照して定めた。地中地震記録¹³⁾は、1972年八丈島東方沖地震と1975年伊豆半島沖地震の川崎市浮島公園-127mで記録されたNSおよびEW計4成分を用いた。その際、今回の解析モデルでは-127mを入力基盤として、最大加速度は、150 galに設定した。この150 galの値は、昭和50年度東京湾横断道路調査報告書(日本道路協会)²⁰⁾に準拠して定めた。これによると、耐震設計上の基盤面における震度期待値は0.085~0.17、(加速度になおして約85~170 gal)である。図-4-8に曙Aモデルの α_{max} 分布、図-4-9に同じく r_{max} 分布、図-4-10に深さ18mまでの (τ/σ_v') 分布を示す。図-4-11~図-4-22に曙C、辰巳A、辰巳Bモデルでの解析結果を示す。曙A、C、辰巳A、Bモデルは図-2-3、図-2-4に示してある地盤をモデル化したものである。ここで非常に特徴的なことは、全てのモデルで軟弱なシルト層に、 10^{-2} 程度の大きな歪が発生し、従って、この層で土の剛性が著しく低下し、かつ減衰の値も大きくなり、地表の応等値が、河岸で最大150 gal程度、河道で200 gal程度であり、基盤での最大加速度に対する倍率があまり大きくないことである。これは、軟弱な層が厚く存在する時に特徴的な結果であり、文献¹⁹⁾で示してある応答解析結果もほぼ同様な結果を示している。又、河道では、河岸より (τ/σ_v') の値が相当大きい。これは、次の2つの理由によるものである。まず、応答加速度そのものが河道では大きい。(地表で約200 gal)これは、地表近くの剛性が小さい程一般に地表近くの応答値は大きくなるという一般的傾向²¹⁾に対応するものである。即ち、河道では、ヘドロ、軟弱層が地表近くに存在するため、剛性がそれほど小さくはない埋立土が地表近くに存在する河岸より応答値が大きくなっている。又、河岸では、地下水位が-1m程度であるので、例えば、深さ3mでの有効上載圧 σ_v' の値は、全単位体積重量 r_t と有効単位体積重量 $r' = r_t - r_w$ を用いて求めると、

$$\sigma_v' = (1.9 \times 1 + 0.9 \times 2) / 10 = 0.37 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-1)$$

程度である。又、深さ一様に $\alpha_{max} = 150 \text{ gal}$ にかかっている時の深さ3mでの (τ/σ_v') の値は剛体的に振動している場合は、概略次の値となる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_e \div \frac{\frac{\alpha}{g} \cdot r_t \cdot h}{\sigma_v'} = \frac{150}{980} \times 1.9 \times 3 \times \frac{1}{10} \div 0.37 = 0.24 \quad (4-2)$$

又、河道において深さ3mでの σ_v' の値は、地下水位はマイナス高であり、ヘドロの r' が小さいため、例えば辰巳Bモデルでは

$$\sigma_v' = \left\{ \underbrace{0.2 \times 1.5}_{\text{ヘドロによる}} + \underbrace{0.9 \times (3 - 1.5)}_{\text{細砂による}} \right\} / 10 = 0.16 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-3)$$

のように小さい値となる。しかし、ヘドロの τ_1 は τ' に比して、はるかに大きく、応答値も大きいから深さ方向に一樣に $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$ かかっているとすると

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_e \div \frac{\frac{210}{980} \times \{1.2 \times 1.55 + 1.9 \times (3 - 1.55)\} \times \frac{1}{10}}{0.16} \div 0.59 \quad (4-4)$$

となり、河道では河岸より相当大きな (τ/σ_v') を発生することになる。

以上の計算では、各モデルは、水平方向に無限な一樣さを持つものと仮定してあるものである。しかし、実際の地盤は、岸壁に高低差を持つと言う偏断面を有している。従って、岸壁近くの河岸では、水平セン断振動モデルで得られたより大きな応答値を示す可能性がある。しかし、流動化の可能性の調査の対象である橋台の建設予定地点は、岸壁高の3倍以上岸壁より離れているので、応答値に与える偏断面の影響は小さいものと思われる。従って今回の解析では、この影響は無視した。このようにして求めた地震力 (τ/σ_v') の深さ方向の分布を、以降の解析に用いる。

4-3 動的強度 (τ/σ_v') の算定

この作業は主に次の5つの作業から成っている。

- (1) 不攪乱試料の採取
- (2) 動的三軸試験
- (3) 動的作用力 (τ/σ_v') と比較しうる動的強度 $(\tau/\sigma_v')_d$ を動的三軸試験結果から求める。
- (4) $(\tau/\sigma_v')_d \sim N$ 値 $\sim \sigma_v' \sim$ 細粒分有率等の関係を求め、各ボーリング孔で、 N 値、 σ_v' 、細粒分含有率等から、各深度の $(\tau/\sigma_v')_d$ を求める。

4-3-1 不攪乱試料の採取

これは、改良型ビショップサンプラー（内径53mm、長さ650mm）によって行った。これは、空気で満たした潜水ベル内にサンプラーを引き上げることにより、サンドサンプルを不飽和状態にして、粒子間のメニスカスにおける表面張力による見かけの粘着力を利用して、サンドサンプルの乱れを少なくする所に特徴がある。詳しくは文献22を参照されたい。砂質分の多いと思われたものはドライアイスで凍結して、細粒分の多いと思われたものは凍結しないで通常の方法で運搬した。図3-1に、各採取試料の採取深度を示す。表4-1に各試料の凍結の有無を示す。A-5'、A-8'試料は凍結によって約5%膨張した。しかし、後に示すようにこのことによる影響は特に大きいものとは思われなかった。又、このサンプリングによって得られた現場密度を表4-2に示す。この表で示している最大間隙比 $e_{\max}$ 、最小間隙比 $e_{\min}$ は次の様な吉見・陶野の方法²³⁾によった。内径6cm、深さ4cmのステンレス容器に乾燥した試料を詰め

表-4-1: 各試料の凍結の有無

曙橋右岸

試料名	採取深度 (m)		凍結による膨張量(%)	細粒分含有率(%)
A-1'	- 2.8 ~ 3.300	凍 結	測定不可	34
A-2'	- 3.300 ~ 3.811	"	"	16
A-3'	-10.40 ~ 10.903	"	0.0	28
A-4'	-10.93 ~ 11.420	"	測定不可	37
A-5'	-11.46 ~ 11.959	"	4.9	37
A-8'	-12.98 ~ 13.485	"	5.0	65

新辰巳橋右岸

試料名	採取深度 (m)		凍結による膨張量(%)	細粒分含有率(%)
T-1	- 2.86 ~ 3.327	凍結せず	-	31
T-2	- 4.96 ~ 5.409	凍 結	測定不可	11
T-3	- 5.46 ~ 5.918	凍結せず	"	7
T-5	- 7.60 ~ 8.107	"	-	16
T-6	- 8.11 ~ 8.569	"	-	15
T-7	- 8.62 ~ 9.084	"	-	31
T-8	- 9.12 ~ 9.578	"	-	13
T-9	- 9.60 ~ 10.071	"	-	10

て、その詰まった試料の重量を測定し、間ゲキ比を求める方法であり、最大、最小間ゲキ比を次の様にして求めた。

(Ⅰ) 最小間隙比 $e_{\min}$

試料を10~20回にわけて入れ、できるだけ容器を動かさない様にして容器の外部を毎回互いに45°ずつ異なる8つの方向で1つの方向に5回、計40回水平方向にたたく。

(Ⅱ) 最大間隙比 $e_{\max}$

紙で作ったじょうご(口径約6.5mm)に試料を入れ、静置した容器に静かに注いでゆく。

このようにして求めた $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ は、今回の試料のように細粒分をかなり含有しているものに対しては、物理的意味が明確ではない。たとえば、この $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ の値を用いて、三

軸供試体圧密後の間隙比 e から求めた相対密度 D_r ；

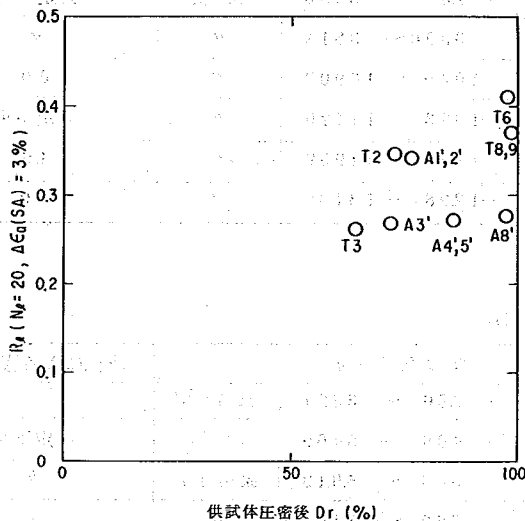
$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (4-5)$$

と、動的強度 R_d （定義は後に示す）の関係を図-4-23に示すが、両者にはほとんど相関性が見られない。従って、

今回の解析では、 e 、 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ から求めた相対密度 D_r の概念を主要なものとしては用いなかった。

4-3-2 動的三軸試験

表-4-2に示す試料を用いて、通常の動的三軸試験を行った。²⁴⁾ここで言う不攪乱試料とは凍結あるいは未凍結で運搬されてきた試料をそのまま実験したものであり、攪乱試料は、それを完全に乱して、モールドの中に泥水をはってから脱気攪乱試料を投入して、モールドをたたき密度化し、



$$\left[\begin{array}{l} e_{\max}, e_{\min} \text{ を求めて } \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \\ \text{から計算した } D_r \end{array} \right]$$

図-4-23 $R_d \sim D_r$ 関係

次に圧密して作製したものである。図-4-24に動的三軸試験で用いた試料の粒度分布曲線を示す。図-3-2に示す通常の土質調査で得られたこの地点の砂の粒度分布と似ていることから、この動的三軸試料はこの地点の砂を代表しているものと考えてよいであろう。図-4-25に示すように三軸供試体は全て高さ10cm、直径5cmであり、原位置の有効上載圧 σ_v' に相当する有効拘束圧 σ_h' で約2時間等方圧密をしてから非排水条件の元で1Hzの正弦振動で動的軸荷重 σ_{dp} を加えた。背圧 σ_{bp} は不攪乱試料については原位置静水圧以上で、スケンプトンのB値が0.96以上になるまで加えた。攪乱試料は $\sigma_{bp} = 0.0$ でも $B > 0.96$ ならばそのまま実験を行った。

動的三軸試験で流動化抵抗力を求めるには、4個程度の供試体が必要であるが、1本のサンプラーから4個の供試体がとれない場合は、2本のサンプラーから4個をとった。図-4-26に実験結果の一例を示す。縦軸は動的軸荷力 $R = \sigma_{dp} / 2\sigma_v'$ 、横軸はくりかえし回数 N である。図中にはある応力比 R と、軸歪 ϵ_a の片振幅 $\Delta\epsilon_a(SA)$ が1%、と3%と5%になっ

表 - 4 - 2 動的三軸試験結果一覧表

曙橋右岸

②

試料 No	原 位 置					不攪乱試料 $R_g = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c}$ $\Delta\epsilon_a(SA) = N_g = 20$		不攪乱試料 平均相対密度、 D_r		攪乱試料、 $R_g = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c}$ $\Delta\epsilon_a(SA) = N_g = 20$		攪乱試料 圧密後相対 密度 D_r (%)	細 粒 分 (74 μ 以下) 含有率 S (%)	N 値	深 さ z (m)
	r_d	e_{max}	e_{min}	e	D_r (%)	1 %	3 %	圧密前	圧密後	1 %	3 %				
1'	1431	1425	0.702	0.876	75.9								34	11	3.5
2'	1437	1297	0.708	0.875	71.6	0.325	0.340	61.6	76.4	0.202 (0.202)	0.202 (0.202)	76.4	16		
3'	1271	1400	0.663	1.098	41.0	0.250	0.265	40.5	72.0	0.170 (0.130)	0.201 (0.154)	94.6	28	2	11
4'	1429	1272	0.690	0.875	68.2										
5'	1294	1632	0.842	1.083	69.5	0.225	0.270	67.3	86.3	0.159 (0.155)	0.180 (0.175)	89.4	37	4	11.5
8'	1219	2005	0.961	1.176	79.4	0.240	0.274	71.8	97.7	—	—	—	65	4	13

辰巳橋右岸

②

試料 No	原 位 置					不攪乱試料、 $R_g = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c}$ $\Delta\epsilon_a(SA) = N_g = 20$		不攪乱試料 平均相対密度、 D_r (%)		攪乱試料、 $R_g = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c}$ $\Delta\epsilon_a(SA) = N_g = 20$		攪乱試料 圧密後相対 密度 D_r (%)	細 粒 分 (74 μ 以下) 含有率 S (%)	N 値	深 さ z (m)
	r_d	e_{max}	e_{min}	e	D_r (%)	1 %	3 %	圧密前	圧密後	1 %	3 %				
1	1.368	1.568	0.934	0.923	101.7	—	—	—	—	—	—	—	31	7	3
2	1.400	1.152	0.71	0.931	50.0	0.265	0.345	52.6	72.6	0.213 (0.231)	0.220 (0.239)	66.8	11	9	5
3	1.417	0.998	0.646	0.903	27.0	0.235	0.262	31.4	64.2	—	—	—	7	7	5.5
5	1.380	1.468	0.816	0.948	79.8										
6	1.395	1.383	0.768	0.922	75.0	0.220	0.410	82.6	98.0	0.155 (0.153)	0.175 (0.173)	99.2	16 15	4	8
7	1.394	1.604	0.858	0.920	91.7										
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4	0.265	0.353	95.1	108.1	0.171 (0.150)	0.192 (0.168)	123.7	31 13	16	9
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4										
9	1.445	1.394	0.793	0.864	88.2	0.260	0.370	83.7	98.8	—	—	—	13 10	19	9.5

(注) () の数字は、次式によって、不攪乱試料と同一の D_r の時の R_g に補正したものである。

$$(\text{不攪乱試料圧密後の } D_r \text{ の時の攪乱試料の } R_g) = \frac{(\text{不攪乱試料の圧密後の } D_r)}{(\text{攪乱試料の圧密後の } D_r)} \times (\text{攪乱試料の } R_g)$$

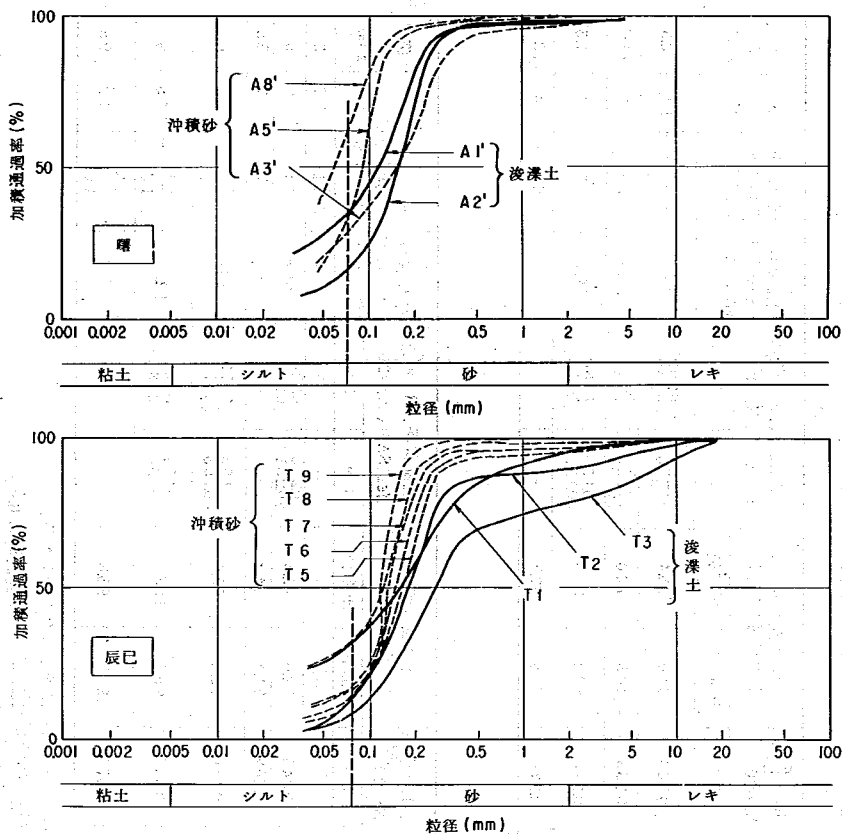


図-4-24 動的三軸試料の粒度分布曲線

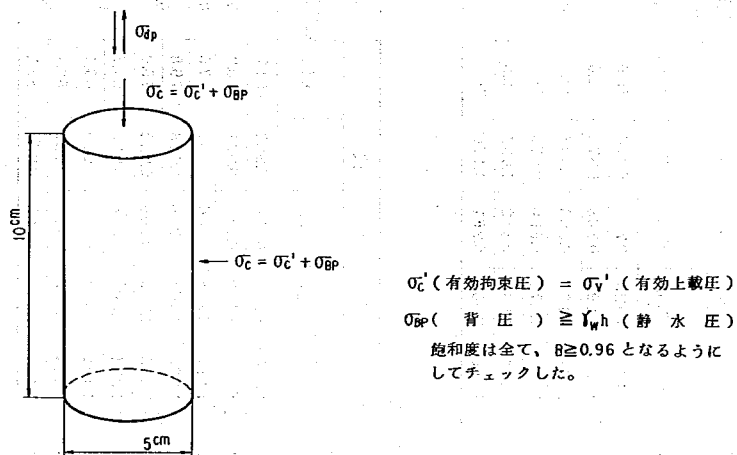


図-4-25 三軸供試体

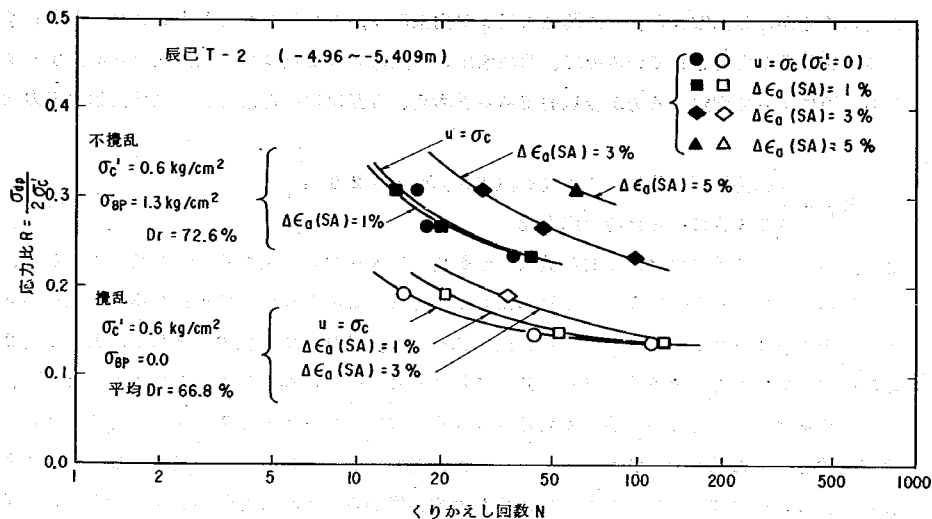


図-4-26 動的三軸結果の一例

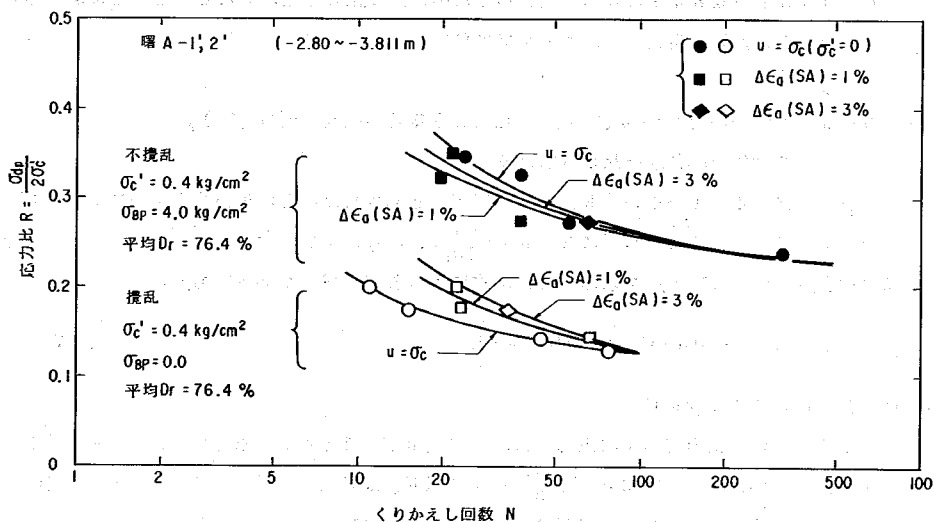


図-4-26 動的三軸結果の一例

た時のくりかえし回数 N と、過剰間隙水圧 u が拘束圧 σ_c と等しくなった点がプロットされている。細粒分が含有されているので、間隙水圧の測定によって供試体の流動化の判定をするよりも、歪によって判定する方が合理的であると考え、今回は次の定義で、供試体流動化応力比とした。

$$R_\ell = \left(\begin{array}{l} \text{軸歪振幅 (片振幅)} : \Delta \epsilon_a (SA) \text{ が } N=20 \text{ 回} \\ \text{で 3 \% になった時の応力比} \end{array} \right) \quad (4-6)$$

$\Delta \epsilon_a (SA) = 3\%$ の値は、動的な破壊 (流動化) は大きな歪が生ずることを意味するから、この値が適当であろうということで決めたものである。このようにして求めた不攪乱試料の R_ℓ の比較を図-4-27に示す。ただし、攪乱試料の R_ℓ は D_r に比例するとして、表-4-2の図に記してある方法で不攪乱試料の D_r に対する R_ℓ の値に補正したものである。ただし、この補正量は、次の記述の内容を変える程大きくはない。図-4-27に示してあるように、今回実験を行った細粒分の含有の多い試料では、攪乱することによって強度は著しく低下する。従って、この種の試料で攪乱した後求めた動的強度から流動化の有無の判定を行うことは著しく不適当である。尚、渡辺ら²⁵⁾の実験では、細粒分を含む乱さない土の流動化 (液状化) 強度は、乱した試験に対して、応力比にして1.06~1.26倍程度大きい。今回の実験では、これよりはるかに大きい倍率となったが、我々の実験での間隙比が $e=0.7$ から1.0と渡辺らの実験での $e=0.439 \sim 0.844$ より相当大きかった事、流動化の定義が異なることなどによるものであるが、その差異は現在の所、明らかではない。

4-3-3 動的作用力 (τ/σ_v')₀ と比較しうる動的強度 (τ/σ_v')_ℓ

を動的三軸試験結果から求める。

これは、図-4-1の中での「 R_ℓ の各種補正」と記された内容に相当するものである。即ち $N=20$ 回で $\Delta \epsilon_a (SA) = 3\%$ になる $R_\ell = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c}$ から、動的作用 (τ/σ_v')₀ と比較しうる動的強度 (τ/σ_v')_ℓ を求めるには次式による各種の補正が必要である。

$$(\tau/\sigma_v')_\ell = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_\ell \quad (4-7)$$

(i) 拘束圧に関する補正 C_1

三軸供試体の圧密時の平均主応力は、 $\sigma_c' = \sigma_v'$ であるが、原地盤では平均主応力は $(\sigma_v' + 2K_0 \sigma_v')/3 = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_v'$ (K_0 は静止土圧係数) である。石原、李²⁶⁾によると、液状化 (流動化) 強度は同一の平均主応力で同一の値を持つ。従って、動的三軸試験結果から原地盤内の強度を求めるには、(4-7)式における C_1 の値は、

$$C_1 = \frac{1+2K_0}{3} \quad (4-8)$$

としなくてはならない。沖積砂層では $K_0 \approx 0.5$ と推定されるから、 $C_1 \approx 0.67$ である。

(ii) 地震波の不規則性に対する補正 C_2

(τ/σ_v') は図-4-3に示すように不規則な地震による作用力の中での最大値 $(\tau/\sigma_v')_{\max}$ をとった。一方、石原・安田²⁷⁾によると、正弦波荷重に対する $N=20$ 回での強度は、その正弦波の振幅を最大値に持つ地震波に対する強度の、0.55~0.70程度しかない。従って、正弦波に対する強度から地震波のような不規則波に対する強度を求めるには、

$$C_2 = \frac{1}{0.55 \sim 0.7} \div 1.6 \quad (4-9)$$

とすればよい。

(iii) サンプル等による乱れに対する補正 C_3

粘性土のせん断強度に関しては、乱れによって、強度減があることは知られている。しかし、細粒分を含んだ砂質試料の乱れによる影響を定量的に求めた研究は現在の所はまだない。しかし、図-4-27によると、今回の資料は、完全に乱すと相当強度が減ずるから、乱れによる影響は小さくないものと思われる。従って

$$C_3 > 1.0 \quad (4-10)$$

であることは明きらかである。

(iv) サンプル等および再圧密による密度化に対する補正 C_4

一般に砂質材料は、密度が増加する程動的強度は増加する。きれいな砂に対しては、動的強度は相対密度にはほぼ比例することが求められている。今回の実験では、表-4-2に示す様に、圧密後の三軸供試体の相対密度は現位置のものよりかなり大きくなっている。これは図-4-28に模式的に示す様に、再圧密前のサンプリング等によるものと、三軸セル内での再圧密によるものであるが、前者は無視できる程小さいが、後者は、図-4-29に示す様に小さくはない。従って、強度 R_d が、 D_r に比例するとして、図-4-30に示すように

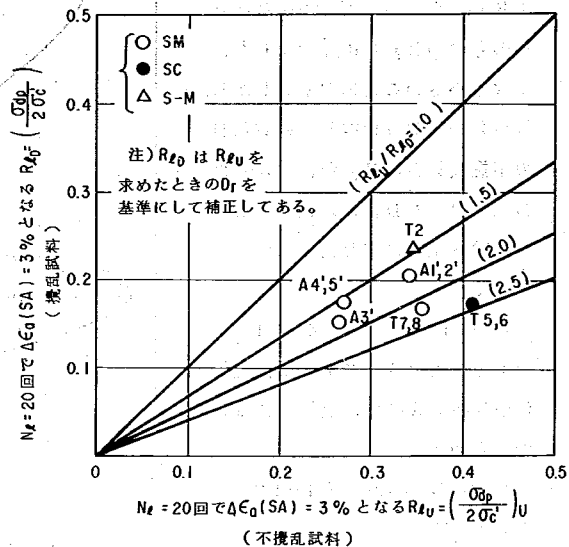


図-4-27 攪乱試料と不攪乱試料の R_d の比較

して、現場相対密度に対する R_d ; R_{d1} を求めると、不攪乱試料そのものの R_d ; R_{du} よりも、かなり小さいことになる。しかし、細粒分をかなり含有した砂質試料の不攪乱試料の R_d が、前述した方法で求めた D_r に比例するという実験的根拠は未だ何もない。

従って、

$$C_4 < 1.0 \quad (4-11)$$

であることは確かであるが、定量化が現在の段階では困難であるので、今回は

$$C_3 \times C_4 = 1.0 \quad (4-12)$$

とした。

(V) その他の影響に対する補正 C_5

実際の地震では、水平振動の他に鉛直振動もあるし、水平面内に限っても、今回の解析や実験で想定している様な一方向のせん断だけでなく、多方向にせん断が生じる。しかし、現在の段階では、定量化が不可能であるので、

$$C_5 = 1.0 \quad (4-13)$$

としておく。

以上のことから、今回の場合

$$C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4 \times C_5 = 1.07 \div 1.0 \quad (4-14)$$

となるから

$$(\tau / \sigma_v')_d = R_d (N_d = 20, \Delta \varepsilon_a (SA) = 3\%)$$

$$(4-15)$$

となった。

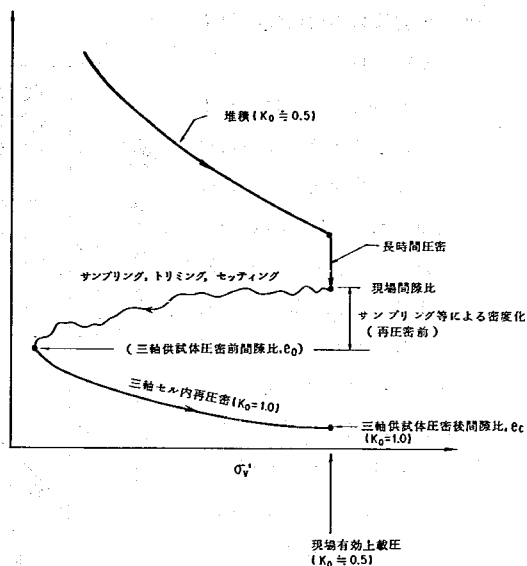


図-4-28 不攪乱試料の e , σ_v' , K_0 変化模式図

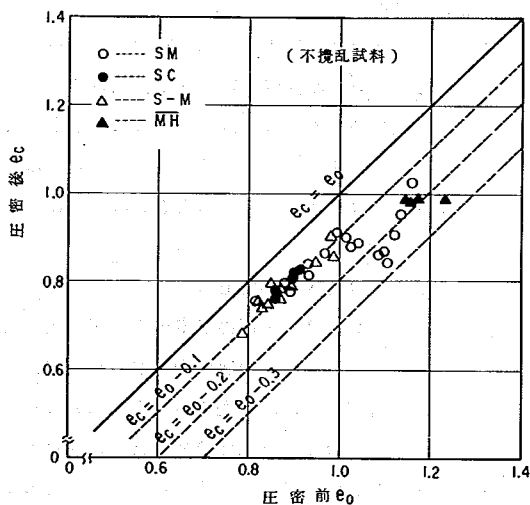


図-4-29 不攪乱試料の圧密前間隙比 e_0 と圧密後間隙比 e_c

4-3-4 $(\tau/\sigma_v')_g \sim N$

値 $\sim\sigma_v'$ $\sim$ 細粒分
含有率関係

通常、流動化の有無を判定すべき地点はある面的な広がりを持っていて、地盤調査もサウンディングと通常のサンプリングをある限られた個所でしか、又、流動化判定のための特別なサンドサンプリングは更に限られた個所でしか実施できない。従って、不攪乱試料の室内実験によって得られた $(\tau/\sigma_v')_g$ と、サウンディングによる地盤パラメーター（標準貫入試験によるN値、ダッチコーンによる q_c 、スウェーデン式による N_{sw}

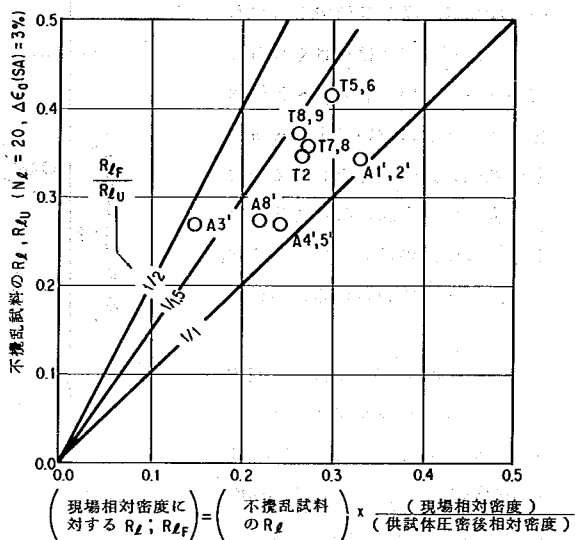


図-4-30 現場相対密度に対する強度 $(R_g$ が D_r に比例するとした場合)

等)及び土質定数(細粒分含有率 S (%)、 D_{20} 、 D_{50} 等)との相関を求め、次にサウンディングと通常のサンプリングのみしか行っていない孔の各深度での $(\tau/\sigma_v')_g$ をサウンディングと物理試験の結果求められた土質定数から推定する方法をとるより他はない。以下、このような考えに基づいて試みた $(\tau/\sigma_v')_g = R_g$ と地盤定数・物理定数関係の定式化を述べる。

図-4-31は、参考の為に R_g と原位置密度 γ_d との関係を示すものである。両者には相関関係があり、 γ_d が現位置で容易に求めれば、この関係を用いて R_g を求めることは可能であろうが、実際は、 γ_d をかなりの精度で容易に求めることは困難であることから、この関係は今回は用いなかった。

次に、図-4-32は、 R_g とN値の関係を示す。この関係を用いて、N値から R_g を求めることは可能であり、かつ後に示す様に、それほど精度の悪いものではなく、非常に単純な手法である。しかし、この方法では、仮に同じ R_g を有していても避けることのできない土質の違いによるN値の違いを考慮することができない。たとえば、きれいな砂でN値が小さい時は、これは相対密度が小さく、 R_g が小さいということになるが、細粒分を含んでいるとN値が小さくても R_g はそれほど小さくはないはずである。 $R_g \sim N$ 値関係では、このことが考慮され

ていない。又、後に示す様にきれいな砂では、同じN値であっても深い程、相対密度は小さくなる事が知られている。 $R_{\ell} \sim N$ 値関係には、深さの違いによるN値のもつ意味の違いも考慮されていない。従って、今回に限って言えば、 $R_{\ell} \sim N$ 値関係は有用ではあるが、一般性を欠いているから、用いなかった。

一方、扇島の埋立地では、今回用いたビショップサンプラーによる密度測定と $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ 測定による相対密度の値、及びN値が同時に求められている。^{19) 28)}これによると扇島の砂では、 D_r は $\sigma_v' > 0.5 \text{ kg/cm}^2$ に対して $N^{\frac{1}{2}}/z^{\frac{1}{2}}$ (z は深さ (m)) に比例する。又、同時に、動的三軸試験で、 $N=20$ 回で $u = \sigma_c$ ($\sigma_c' = 0$) になる $R_{\ell} = \sigma_{dp} / 2 \sigma_c'$ の値が求められている。扇島のような細粒分の少ない砂は、上述の定義による R_{ℓ} と、今回の定義 ($N=20$ 、 $\Delta \epsilon_d(\text{SA}) = 3\%$) による R_{ℓ} とは、 D_r が 100% に近くなければ差はない。図-4-3-3に示す破線はこうに

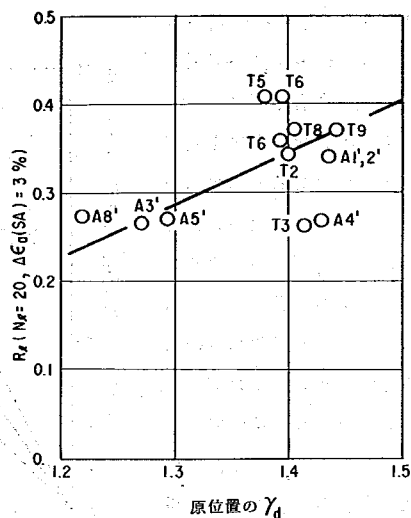


図-4-31 $R_{\ell} \sim \gamma_d$ 関係

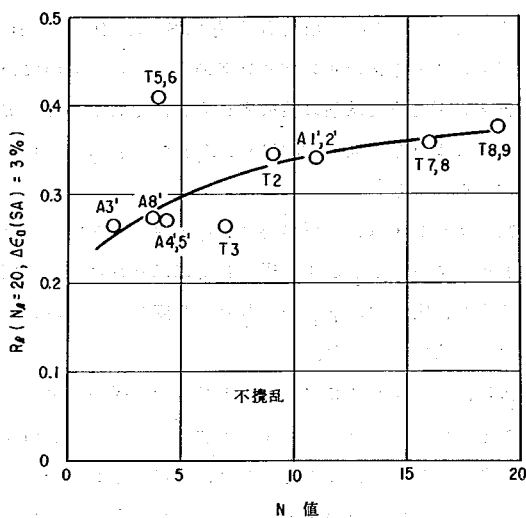


図-4-32 $R_{\ell} \sim N$ 値関係

して求めた $R_g \sim N^* = N^{\frac{1}{2}} / z^{\frac{1}{3}} (\propto D_r)$ 関係である。

N^* は N 値に深さ z の要因を加味したパラメーターであり、扇島では D_r に比例することが確認されているパラメーターである。図-4-33には今回の砂について得られた R_g と N^* の値の関係もプロットしてある。明らかに同じ深さで同じ N 値の場合で今回の調査地点における砂は、特に N^* の値が小さい場合に扇島よりも大きな動的強度 R_g を持つことが分かる。今回の

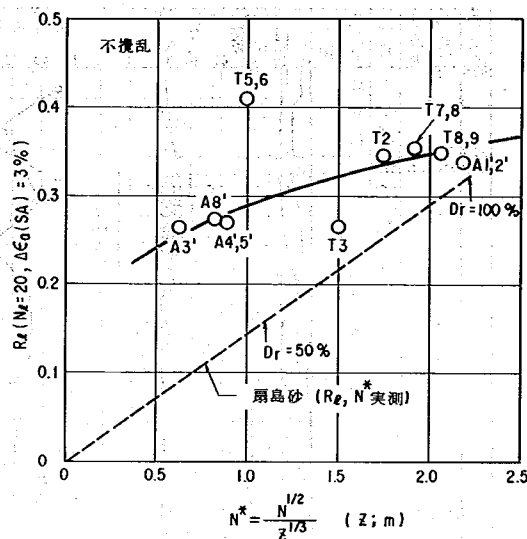


図-4-33 $R_g \sim N^* = \frac{N^{\frac{1}{2}}}{z^{\frac{1}{3}}}$ 関係

砂について得られたこの $R_g \sim N^*$ 関係は、 N 値に深さの要因を加味した N^* の値を用いているから、 $R_g \sim N$ 値関係よりも、一歩進んでいる。又、後に示す様に z と N 値から、 $R_g \sim N^*$ 関係を用いてそれほど悪くない精度で各深度の R_g を推定できる。しかし、 $N^{\frac{1}{2}} / z^{\frac{1}{3}}$ が D_r に比例することは σ_v' が小さい所に対しての適用に難があり、又、土質の違いによる N 値即ち N^* の値の違いが考慮されていないので、将来の発展性の可能性はあるが、今回はこの $R_g \sim N^*$ 関係は用いなかった。

一方、Gibbs and Holtz²⁹⁾は大型タンク内に密度を各種に変えて砂を詰め、その表面に載荷圧を加えて標準貫入試験を行ない、 $D_r \sim N$ 値 $\sim \sigma_v'$ 関係を求めた。更にこれを基にして Meyerhof³⁰⁾は次式を提案した。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (4-16)$$

ここで、 σ_v' は有効上載圧 (kg/cm^2) である。図-4-34は新潟地震(1964年)で実際に激しく流動化が生じた新潟市川岸町での4本のボーリング孔でのビショップサンプラーによる現場密度の実測による相対密度の実測値²⁸⁾(図中の○印)と、 N 値から、Meyerhofの式を用いて求めた D_r の値(図中●印)の比較を示す。Meyerhofの式が全ての砂にあてはまるかどうかについては疑問があるが、川岸町の場合は、レキを10%以上含有し、 N 値が大きくなっ

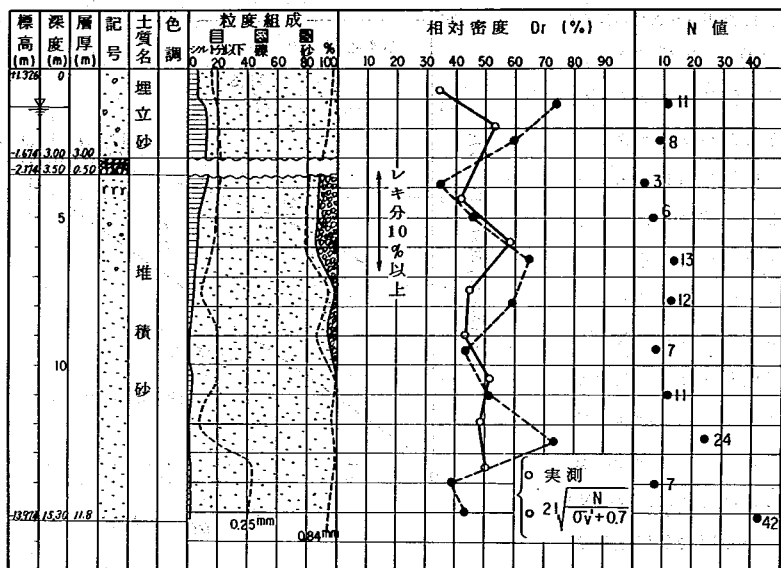


図 - 4 - 3 4 新潟市川岸町における D_r の測定結果

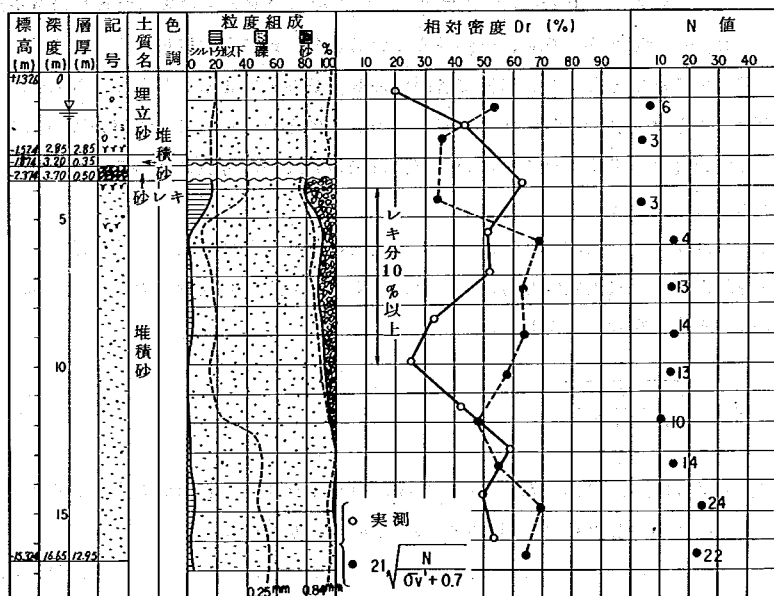


図 - 4 - 3 4 新潟市川岸町における D_r の測定結果

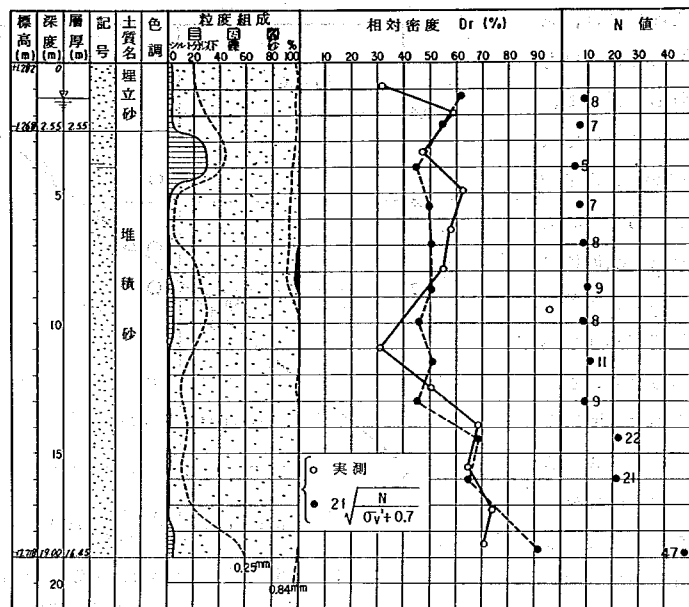


図-4-34 新潟市川岸町における D_r の測定結果

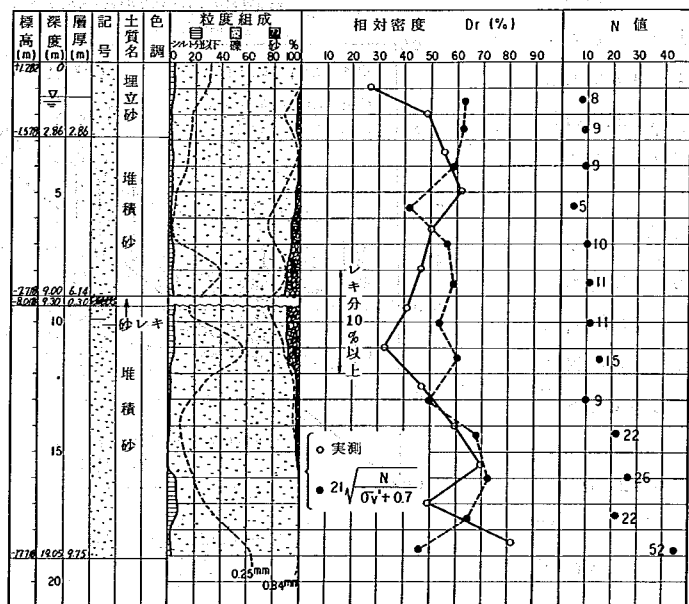


図-4-34 新潟市川岸町における D_r の測定結果

ている所を除いては、両者の一致は悪くはないものと思われる。従って、きれいな中砂については、Meyerhofの式はある程度適用可能であろう。更に各種のきれいな砂については、動的三軸試験による動的強度がかなりの機関で求められている。液状化の定義は機関によってそれぞれ若干異なるが、きれいな砂の場合、 D_r が 100% に近くなければ、 R_d の値は同じ繰返し载荷回数 N に対しては大きな差はないので、それをまとめたのが表 4-3、図 4-35 である。

$$= \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

には一つの比例関係が見られる。この場合、 D_r は e 、 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ を実測して求めたものである。

この関係は

$$R_d = 0.0042 \cdot D_r \quad (D_r; \%) \quad (4-17)$$

であらわせる。又きれいな砂である新潟の砂については、攪乱試料と不攪

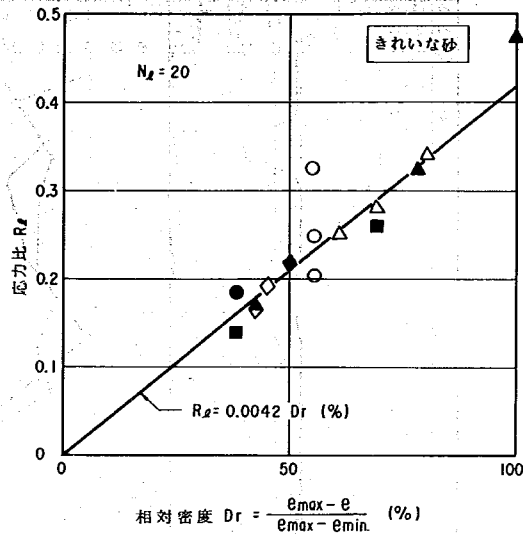


図-4-35 乱したきれいな砂の R_d ($N_d = 20$) ~ D_r 関係

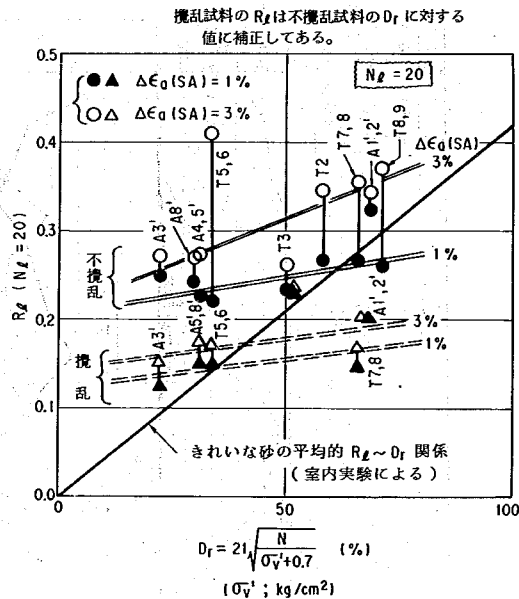


図-4-36 $R_d \sim D_r$ 関係

表 4 - 3 乱したきれいな砂の動的三軸試験結果

文 献 名	D ₅₀	細粒分 (74 μ 以下) 含有量(%)	e _{max}	e _{min}	R _{g=20}	D _r	記号	備 考
Seed and Lee(1966)		0	1.03	0.61	0.185	38 %	●	0.297~0.149mm Sacrament River Sand
Lee and Seed(1967)		0	"	"	0.325	78	▲	"
			"	"	0.475	100		"
Lee and Fitton (1968)	6.5	0			0.427	50		$\epsilon = \pm 25\%$
	0.68	0			0.287	"	◆	"
	0.10	0			0.217	"		"
Finn, Pickering and Bransby(1971)	0.40	0	0.82	0.50	0.26	69	■	Ottawa Sand
					0.14	38		ASTM C109
一斉試験 柴 田 (1972) 谷 本			1.007	0.590	0.205	55		新潟砂
			"	"	0.25	"	○	
			"	"	0.325	"		
荻野、今井 篠崎 (1974)	0.712	0	0.921	0.623	0.34	80		浅間山砂
			"	"	0.28	69	△	
			"	"	0.25	61		
Ishihara & Yasuda (1972)	0.260	2	0.99	0.55	0.19	45	◇	新潟砂
" (1973)	0.40	0	1.03	0.48	0.165	42.5	◆	富士川砂
砂層の流動化に関する 研究報告(1975)	0.28				0.23	50		千住
	0.20	16			0.21	40		小菅
首都高	0.15	15			0.21	54		14号地

乱試料の R_g は同じ密度については同じであることが最近の調査で見出されている。³²⁾ 以上示したきれいな砂について成り立つ3つの法則を結び合わせて考えると、きれいな砂の地盤の場合、 N 値、 σ_v' から (4-16) 式を用いて D_r を推定し、図-4-35、(4-17) 式の関係を用いて、 D_r から R_g を推定することも可能であろう。従って今回の調査を、従来数多く行われてきたきれいな砂についての動的三軸試験の結果と結びつけ、かつ、新潟での流動化の経験と結びつけて行うために、今回の調査対象についても $R_g \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ 関係を求めてみたのが図-4-37である。図に示すように今回の砂については、不攪乱砂についても、又、攪乱砂についても、又、更に、 $\Delta \epsilon_a$ (SA) = 1% の定義に対しても、又、 $\Delta \epsilon_a$ (SA) = 3% の定義に対しても、 R_g と $D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ の関係は、きれいな砂についての関係とは全く一致しない。つまり、今回のような細粒分を含んだ砂について求めた $R_g \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ 関係における D_r は、きれいな砂にあてはまる相対密度という明確な物理的意味を有しているものではない。と言うのは、細粒分を含んだ今回の砂については、まず、 $21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ で求めた D_r と、現場密度の実測値による e と e_{max} 、 e_{min} の測定から求めた D_r は図-4-38に示すように一致しないし、又、 R_g と e 、 e_{max} 、 e_{min} から求めた D_r は図-4-23に示すように、明確な相関関係がない。従って今回の砂についての $R_g \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ 関係における D_r は相対密度と言うより、 N 値に深さの要因を加味したサウンディングによって得

られた地盤定数と考えるべきである。図-4-37には、今回の調査対象の地盤について N と σ_v' から R_g を求めるべき $R_g \sim D_r$ 関係を示してある。T5、6の R_g は大きすぎ、T3の R_g はやや小さすぎるというバラツキはあるが、 R_g と $D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ には一定の相関関係が認められる。明らかに、今回の砂については同一の深さ (σ_v') での同一の N 値に対しては、特に N が小さい所で、きれいな砂よりも R_g は、相当大きい。しかし、

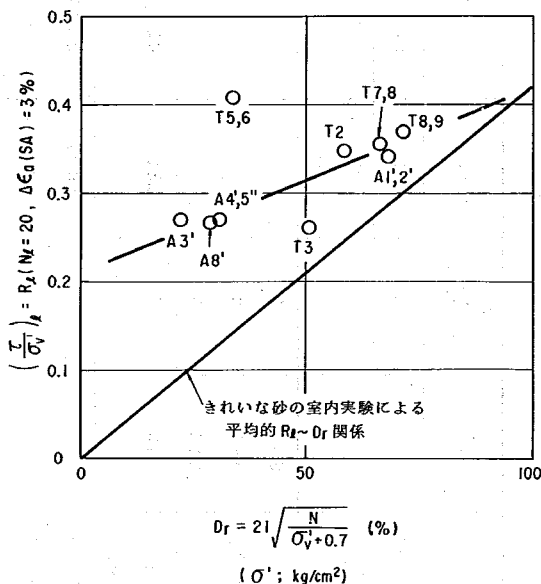


図-4-37 R_g ($N_g = 20$, $\Delta \epsilon_a$ (SA) = 3%)

$$\sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \text{ 関係}$$

この $R_g \sim D_r = 21$
 $\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ 関係は、 R_g
 $\sim N^* = N^{\frac{1}{2}} / z^{\frac{1}{3}}$ 関係と
 同様に、土質の違いをパ
 ラメーターとして入れては
 いけない欠点を有する。
 しかし、前回の地盤調査
 5) 6) には、 N 値のみ求
 めていて、土質を示して
 いない箇所があるため、
 その様な箇所については、
 第一近似的に、各個所の
 N 値、 σ_v' から、図 -
 4-37 の関係を用いて、
 $R_g = (\tau / \sigma_v')_g$; 動
 的強度を求めた。

次に、 $R_g \sim D_r = 21$
 $\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ 関係に、更に

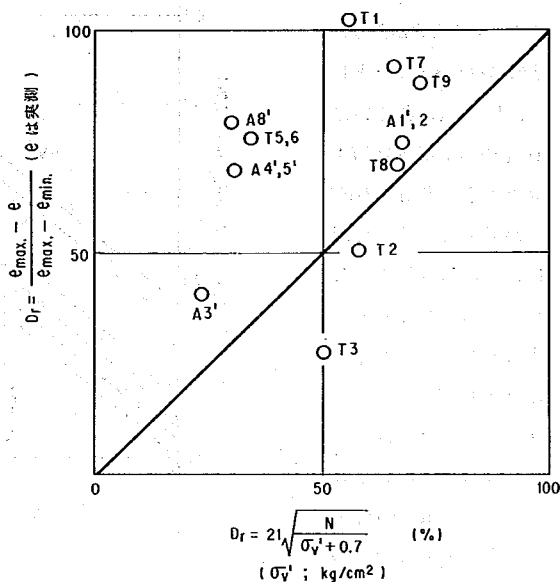


図-4-38 N 値と σ_v' による D_r と、 e_{max} ,
 e_{min} , e による D_r の比較

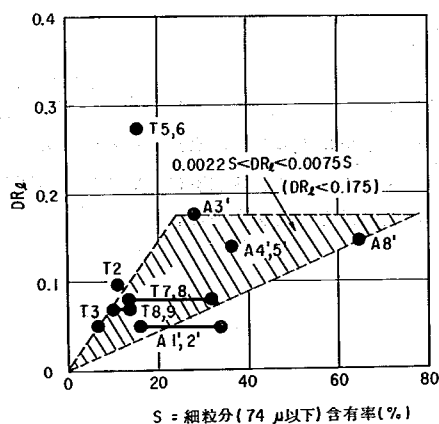
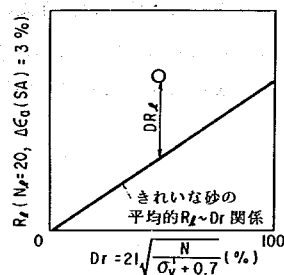


図-4-39 $DR_g \sim S$ 関係



土質の違いを加味した関係を求める必要がある。

土質のパラメーターとして、 D_{20} 、あるいは D_{50} 又は、細粒分 (74 μ 以下) の含有率 $S(\%)$ 等が考えられる。今回は、一般に N 値を著しく下げる要因として考えられている細粒分の含有率 $S(\%)$ をパラメーターに選んだ。図-4-39は、きれいな砂についての $R_g \sim D_r$ 関係からの R_g の値のつれ DR_g と S の関係を示すものである。デ

ータの数が少なく又、バラツキが大きい、 DR_g と S には、相関関係が見られる。そこで、T5、6のデータを除いて、ある S に対する DR_g の値の推定範囲を図中針線の部分のように定めた。これは次式であらわせる。

$$DR_g = 0.0022S \sim 0.0075S \quad (S; \%) \quad (4-18)$$

ただし、 $DR_g \leq 0.175$

図-4-40はこの関係を用いて作った $(\tau/\sigma_v')_g = R_g \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \sim S$ 関係である。この関係は、今後のデータの積み重ねによって当然改良されるべきものであるが、今回は、とりえず N 値、 σ_v' 、 S のデータがそろっている個所についてはこの関係に、 N 、 σ_v' 、 S の値を代入して $(\tau/\sigma_v')_g$ の値の推定範囲を求めた。

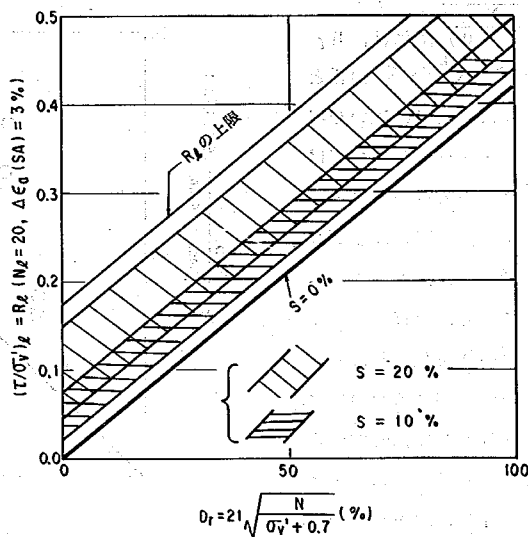


図-4-40 $R_g \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \sim S$ 関係

5 地震時作用応力と動的強度の比較による流動化の可能性の検討

5-1 予備検討

今仮に、曙橋右岸の砂が、図-4-35の $D_r \sim R_d$ 関係を適用でき、 $D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ が適用できるようきれいな砂であると仮定して、道路橋耐震設計指針での流動化規定における流動化に対する限界 N 値=10を検討をしてみる。この規定における N 値=10の限界値は、きれいな砂地盤の新潟市での流動化の経験に基づいていると考えられるから、この検討は意味あることである。まず、深さ14mまで一様に N 値=10として、 $D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 10}}$ を求め、次に、 $(\tau/\sigma_v')_d = 0.0042 D_r$ を求めてプロットしたのが、図-5-1の×印である。図中の斜線部分は、 $N < 10$ に相当する $(\tau/\sigma_v')_d$ の範囲を示すのである。又、地震応答解析から求めた-127mでの最大加速度 $(\alpha_b)_{\max} = 150 \text{ gal}$ とした時の地震力 (τ/σ_v') を同時に示してある。図から明らかな様に、この地盤では、仮にきれいな砂であれば、 $N < 10$ であれば流動化が生じることになるから、 N 値=10という限界 N 値は流動化に対する規定として適切であることが分かる。従って、地震応答解析で求めた $(\alpha_b)_{\max} = 150 \text{ gal}$ の時の (τ/σ_v') は、道路橋耐震設計指針で言う限界 N 値=10に適合していると言えよう。図-5-1には参考のために地表最大加速度 $(\alpha_s)_{\max} = 200 \text{ gal}$ の時の (τ/σ_v') の値をプロットしてある。この (τ/σ_v') の値に対して深さ8~10mで流動化を生じないための必要な N 値を、仮にきれいな砂地盤として求めてみる。 $(\alpha_s)_{\max} = 200 \text{ gal}$ に対して流動化を生じないための $(\tau/\sigma_v')_d$ は約0.35であるから、これに対応する D_r (%)は、

$$D_r = \frac{0.35}{0.0042} = 83\%$$

これに対応する N 値は、深さ8~10mで、 $\sigma_v' \doteq 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ であるから、(4-16)式を用いると、

$$N = (\sigma_v' + 0.7) \left(\frac{D_r}{21} \right)^2 = (1.0 + 0.7) \left(\frac{83}{21} \right)^2 \doteq 26.5$$

となる。この値は、礫を含まないきれいな砂の飽和地盤で深さ8~10mでの値としては相当大的な値であるから、 $(\alpha_s)_{\max} = 200 \text{ gal}$ という条件は、かなり過酷であると言えよう。

次に、同様に曙橋右岸がきれいな砂地盤であり、かつ実測の N 値を持つものと仮定して、上述と同様な方法で $(\tau/\sigma_v')_d$ を求め、 (τ/σ_v') と比較したのを図-5-2に示す。明らかに、一部を除きほぼ全層に亘って流動化が生ずることになる。即ちこの図は、道路橋設計指針の地盤流動化規定とは別の特別な検討をしたとしても、きれいな砂での動的三軸試験結果を用いたとしたならば、 $(\alpha_b)_{\max} = 150 \text{ gal}$ の地震力に対して、この地盤での流動化は避け得ないという結論に至ることを示している。

曙橋右岸（曙 A）

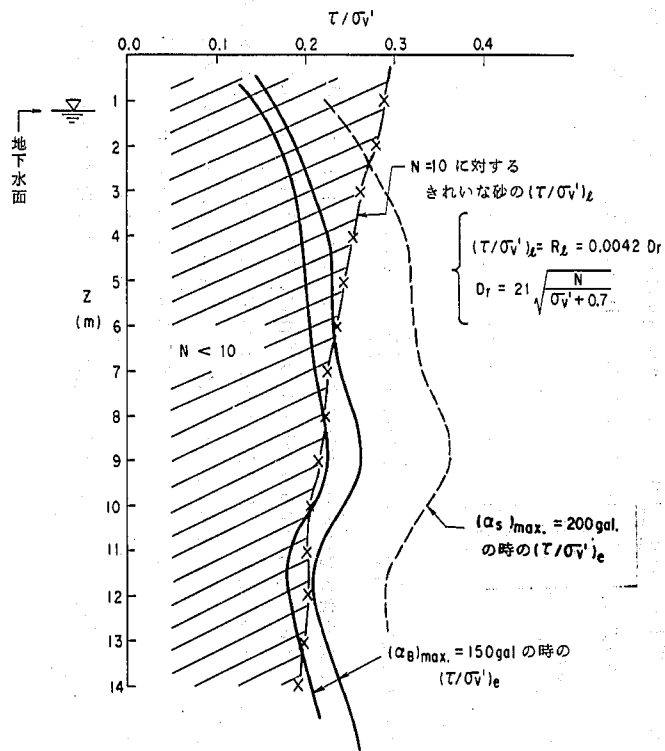


図-5-1 N値=10できれいな砂とした時の
 $(\tau / \sigma_v')_e$ と $(\tau / \sigma_v')_g$ の比較

曙橋右岸（曙 A）

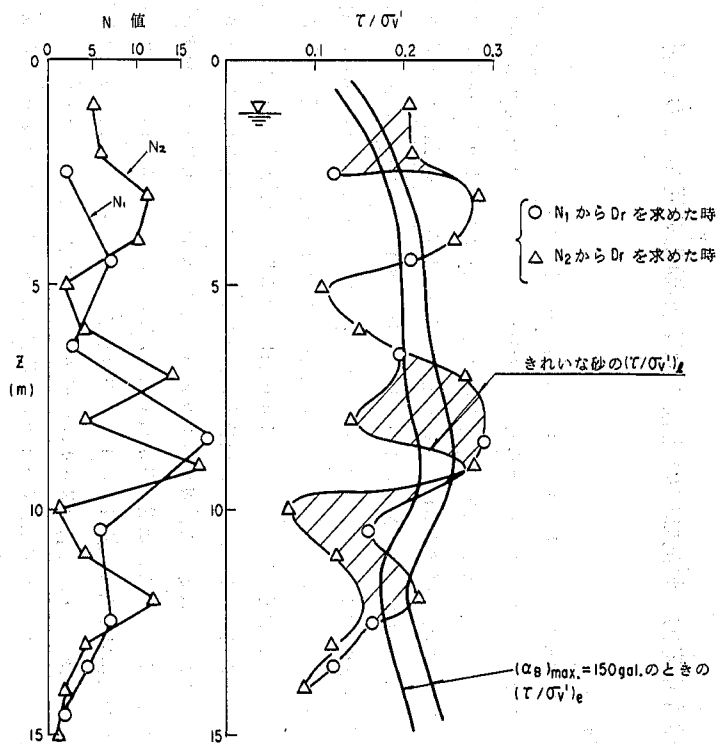


図-5-2 きれいな砂の $D_r \sim R_g$ を用いた時の
 $(\tau / \sigma_v')_e$ と $(\tau / \sigma_v')_g$ の比較

曙橋右岸(曙A)

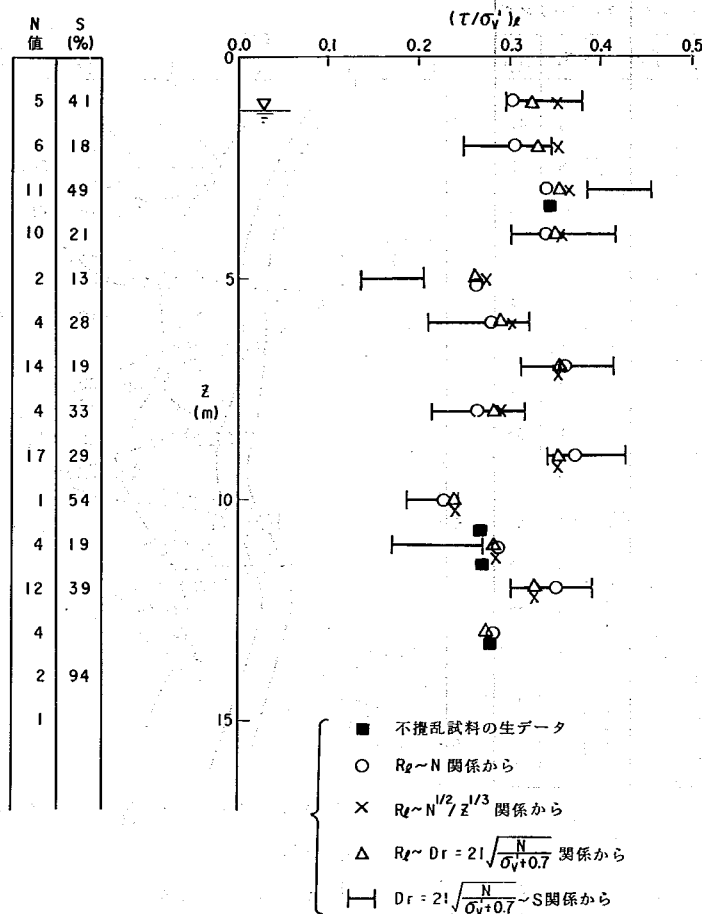


図-5-3 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ の各定法の比較

前章で、 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ を推定する方法をいくつか列挙した。ここで、曙橋右岸を例にとり、次の各方法で求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ を比較してみる。図-5-3に示すように、(1)不攪乱試料の動的三軸試験から求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ (2) $R_\ell \sim N$ 関係から求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ (3) $R_\ell \sim N^{1/2} / Z^{1/3}$ ($Z; m$) から求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ (4) $R_\ell \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ (例) から求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ の間では、 $Z = 3m$ 以深では大差がない。又、細粒分含有率 $S(\%)$ と $D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ と R_ℓ の関係から求めた $(\tau/\sigma_v')_\ell$ の値の範囲は、場所によっては他の方法による値とはかなり異

曙橋右岸（曙A）

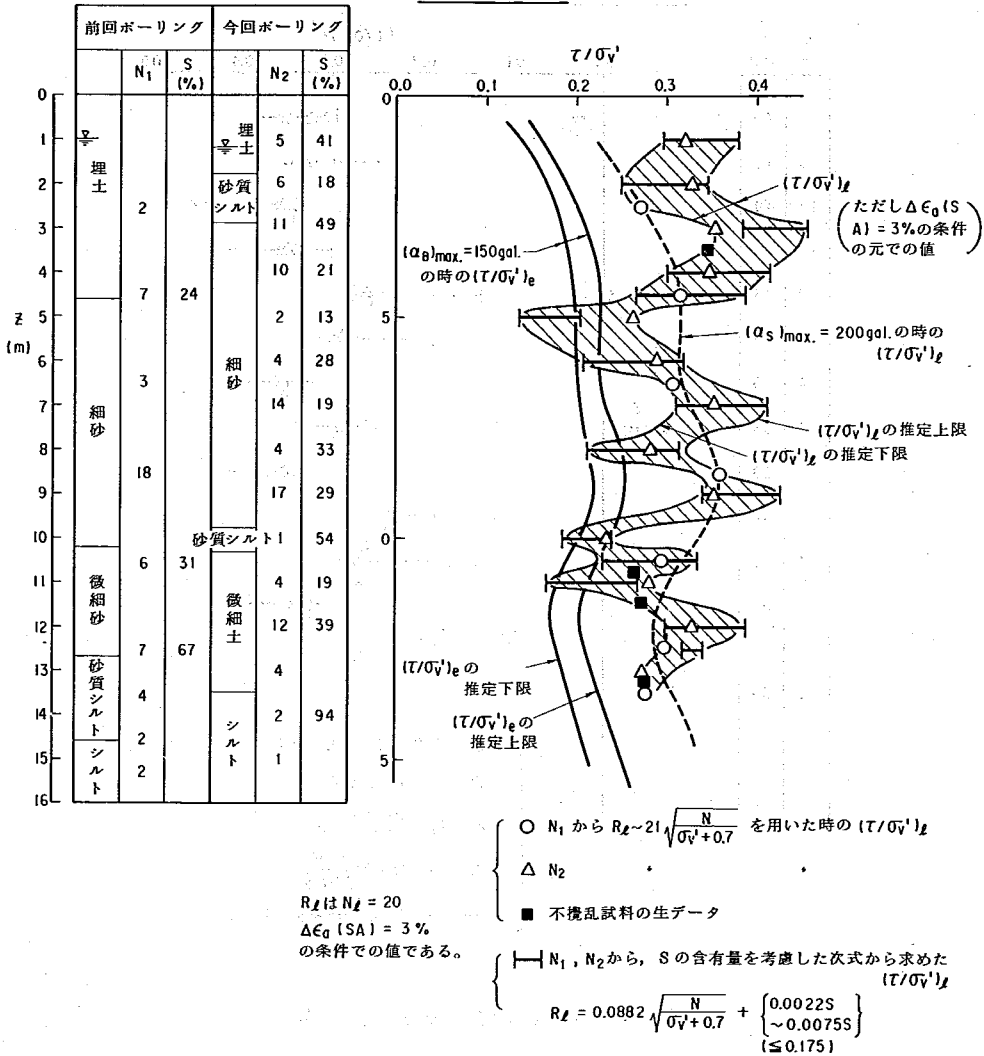


図-5-4 曙橋右岸（曙A）での $(\tau/\sigma_v')_e$ と $(\tau/\sigma_v')_l$ の比較

なる。従って、できる限り、不攪乱試料での生データ、及び、 $R_L \sim D_r$ 関係、 $R_L \sim D_r \sim S$ 関係から求めた $(\tau/\sigma_v')_l$ を総合して判定を下すのが適切であろう。

5-2 流動化の可能性の検討

図-5-4 に曙橋右岸での $(\tau/\sigma_v')_e$ と $(\tau/\sigma_v')_l$ の比較を示す。 $(\tau/\sigma_v')_l$ の推

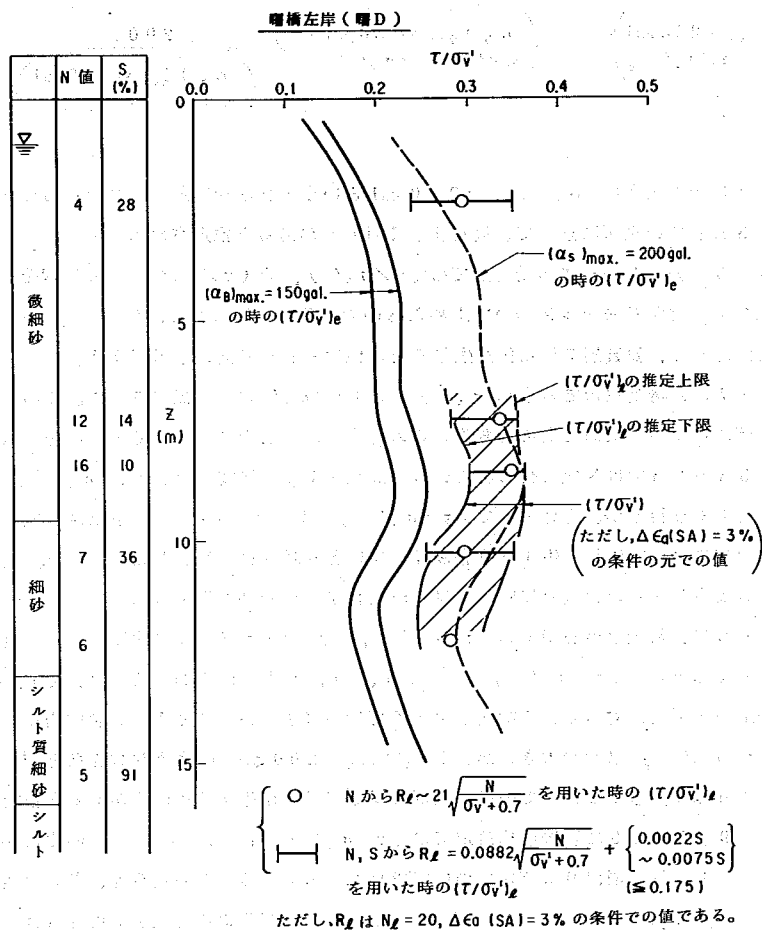


図-5-7 曙橋左岸（曙C）での $(\tau/\sigma'_v)_e$ と $(\tau/\sigma'_v)_L$ の比較

定下限値は $(\alpha_b)_{\max} = 150 \text{ gal}$ とした時の $(\tau/\sigma'_v)_e$ 。よりも、深さ 5 m あたりと深さ 10 m あたりの砂層で下回っているが、 $(\tau/\sigma'_v)_L$ の平均的な推定値は全体として $(\tau/\sigma'_v)_e$ 。よりも上回っている。従って、この地点では、流動化は一部で生ずる可能性はあるが、全層に亘る激しい流動化は生じないと推定される。又、図-5-4 には $(\alpha_s)_{\max} = 200 \text{ gal}$ の時の $(\tau/\sigma'_v)_e$ 。の値を示してある。これは、 $(\alpha_b)_{\max} = 150 \text{ gal}$ の時の $(\tau/\sigma'_v)_e$ 。と $(\alpha_s)_{\max}$ から $(\tau/\sigma'_v)_e$ 。が $(\alpha_s)_{\max}$ に比例するとして(5-1)式により求めたものである。

$$\left(\frac{\alpha_s}{\sigma_v'} \right)_{\max=200 \text{ gal}} = \left(\frac{\alpha_b}{\sigma_v'} \right)_{\max=150 \text{ gal}} \times \frac{200}{\left(\frac{\alpha_b}{\sigma_v'} \right)_{\max=150 \text{ gal}}} \quad (5-1)$$

図-5-4に示すように $(\alpha_s)_{\max}=200 \text{ gal}$ という大きな地震動が生じた場合は深さ4 m以深から13 mまでの全層に亘って、流動化する可能性があると推定される。

図-5-5、図-5-6に曙橋河道での $(\tau/\sigma_v')_c$ と $(\tau/\sigma_v')_\theta$ の比較を示す。この $(\tau/\sigma_v')_c$ は曙Cモデルについて求めたものである。両地点とも、 $(\alpha_b)_{\max}=150 \text{ gal}$ の地震動に対して、砂質層で流動化が生じる可能性はきわめて高いと言えよう。

図-5-7に、曙橋左岸での $(\tau/\sigma_v')_c$ と $(\tau/\sigma_v')_\theta$ の比較を示す。この $(\tau/\sigma_v')_c$ は曙Aモデルについて求めたものである。この地点では、右岸に比較すると、調査の精度が低い。特に深さ3 m～6 mではN値も得られていない。従ってこの区間では、 $(\tau/\sigma_v')_\theta$ が著しく小さいこともあり得るが、全体として $(\tau/\sigma_v')_\theta$ は $(\tau/\sigma_v')_c$ を上回っているから、流動化が全層に亘って激しく生ずる可能性は少ないと判断されよう。ただし、 $(\alpha_s)_{\max}=200 \text{ gal}$ となるような激しい地震動に対しては、流動化する可能性が高くなる。

図-5-8に、新辰巳橋右岸での $(\tau/\sigma_v')_c$ と $(\tau/\sigma_v')_\theta$ の比較を示す。曙橋右岸に比較すると全体として $(\tau/\sigma_v')_\theta$ は $(\tau/\sigma_v')_c$ を十分に上回っており、 $(\alpha_b)_{\max}=150 \text{ gal}$ の地震動に対して、流動化を生ずる可能性は小さいと言えよう。全体的には、曙橋右岸より $(\tau/\sigma_v')_\theta$ はやや大きい、 $(\alpha_s)_{\max}=200 \text{ gal}$ のような大きな地震動に対しては、深さ4 m以深から12 mまでのほぼ全層に亘る流動化が生ずる可能性があると推定される。

図-5-9、5-10に新辰巳橋河道での $(\tau/\sigma_v')_c$ と $(\tau/\sigma_v')_\theta$ の比較を示す。この $(\tau/\sigma_v')_c$ は、辰巳Bモデルについて求めたものである。この場合も、曙橋河道の場合と同様に、 $(\alpha_b)_{\max}=150 \text{ gal}$ の地震動に対して砂質層が流動化を生ずる可能性は高いと推定される。

図-5-11に、新辰巳橋左岸での $(\tau/\sigma_v')_c$ と $(\tau/\sigma_v')_\theta$ の比較を示す。 $(\tau/\sigma_v')_c$ は、辰巳Aモデルについて求めたものである。 $(\alpha_b)_{\max}=150 \text{ gal}$ の地震動に対しては全層に亘って流動化を生じないと推定されるが、 $(\alpha_b)_{\max}=200 \text{ gal}$ の地震動に対しては、深さ5～7 m、11～13 mで部分的流動化が生ずる可能性があると推定される。

曙橋河道（曙B）

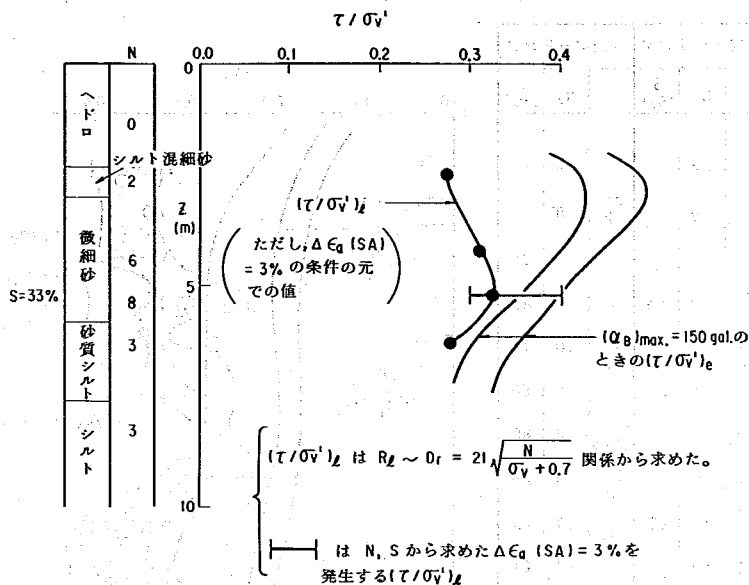


図-5-5 曙橋河道（曙B）での $(\tau/\sigma_v')_e$ と $(\tau/\sigma_v')_l$ の比較

曙橋河道（曙C）

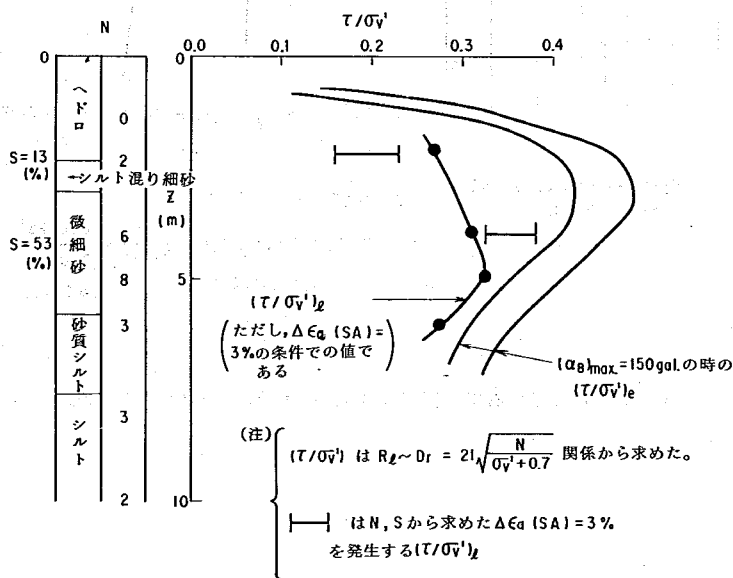


図-5-6 曙橋河道（曙C）での $(\tau/\sigma_v')_e$ と $(\tau/\sigma_v')_l$ の比較

新辰巳橋右岸（辰巳A）

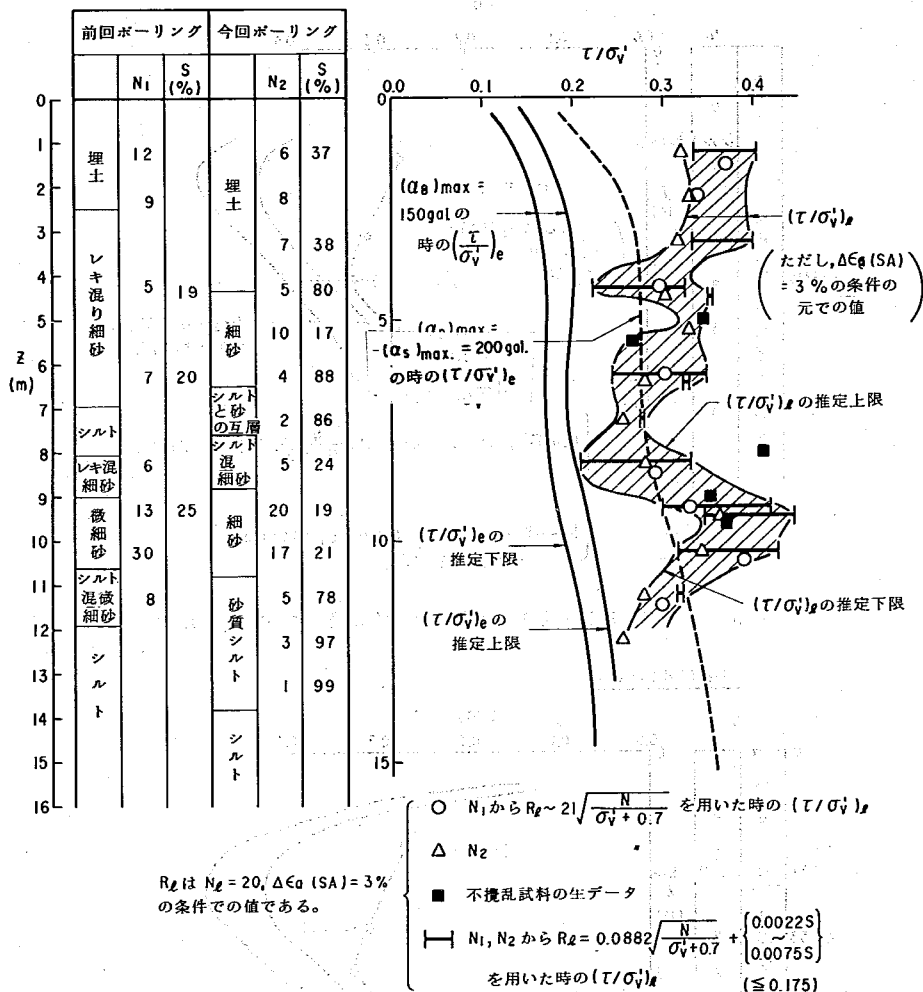


図-5-8 新辰巳橋右岸（辰巳A）での $(\tau/\sigma'_v)_e$ と $(\tau/\sigma'_v)_L$ の比較

新辰巳橋河道（辰巳B）

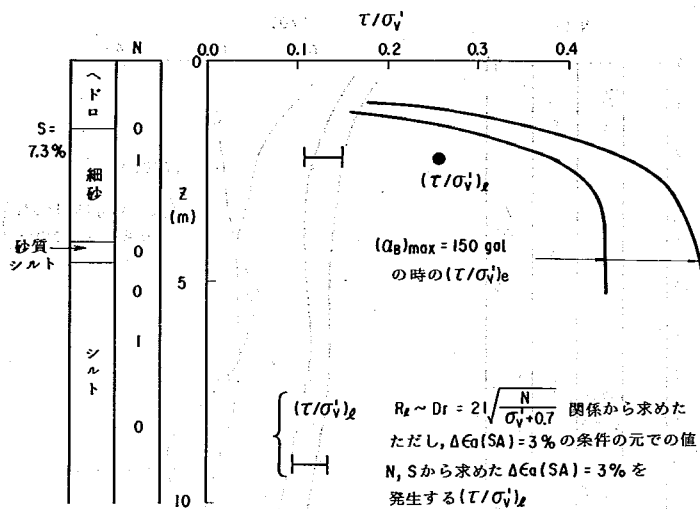


図-5-9 新辰巳橋（辰巳B）での $(\tau/\sigma'_v)_0$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較

新辰巳橋河道（辰巳C）

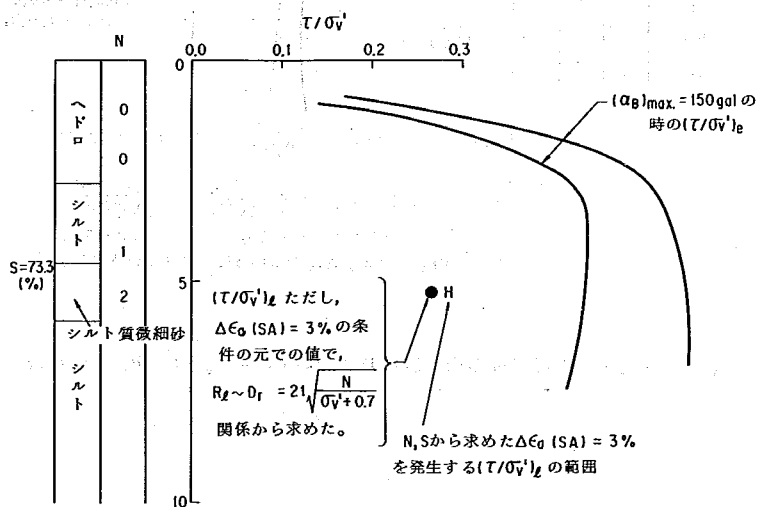


図-5-10 新辰巳橋（辰巳C）での $(\tau/\sigma'_v)_0$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較

新辰巳橋河道（辰巳D）

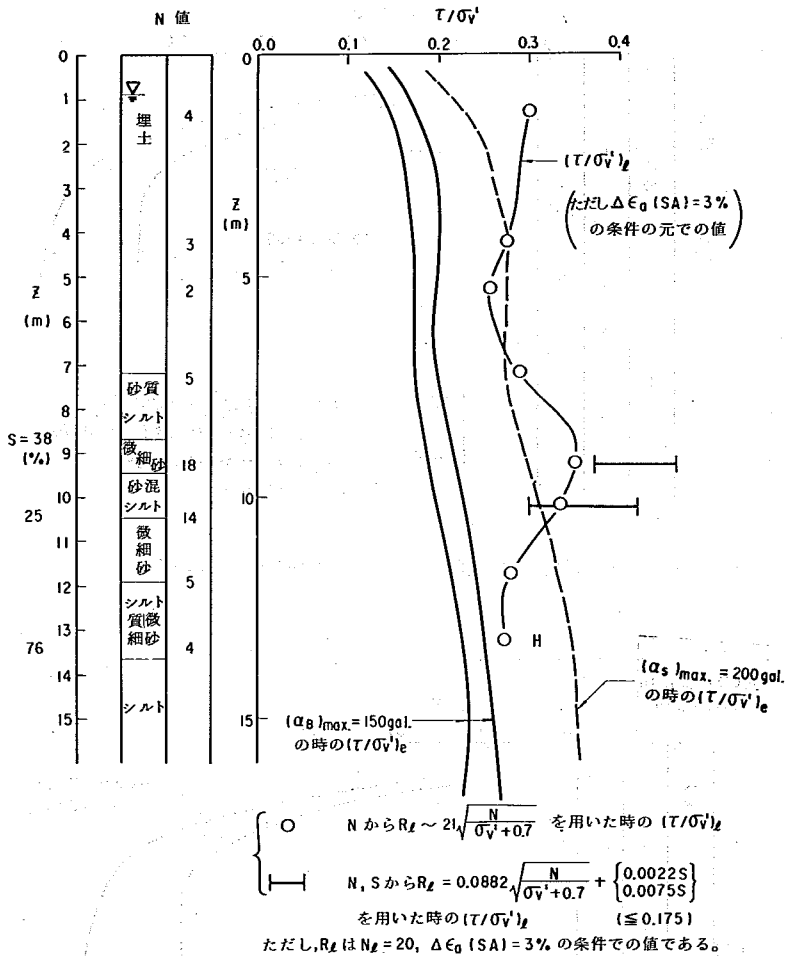


図-5-11 新辰巳橋左岸(辰巳D)での $(\tau/\sigma'_v)_e$ と $(\tau/\sigma'_v)_\ell$ の比較

6 ま と め

地盤調査(サウンディング、サンプリング、PS 検層)及び室内試験(物理試験、動的三軸試験)、地震応答解析を行い、東京湾岸道路曙橋・新辰巳橋建設予定地点の地盤の流動化の可能性の判定調査を実施した結果、次のことが判明した。

- (1) 道路橋耐震設計指針の流動化規定を適用すると、両橋の地点の兩岸、河道共に無視できない広さの領域で流動化することになる。しかし、この規定の適用は、細粒分を多く含んだ本地点の砂地盤に対して合理的ではない。
- (2) 不攪乱試料を用いた動的三軸試験によって得られた強度的強度(τ/σ_v')_gと、地震応答解析によって得られた地震時応力(τ/σ_v')_gの比較から流動化の可能性を推定すると、基盤最大加速度(α_b)_{max} = 150 gal の地震動に対して、両橋の両河岸での流動化の発生の可能性は小さいが、両橋の河道の砂層の流動化の発生の可能性は大きいと推定される。
- (3) 以上示した手法は、今後発展させる必要のあるものであり、特に次の諸点での発展が期待される。
 - (i) 応答解析手法……この手法の発展のためには、強震動の地中地震計の記録とその解析例の蓄積、土の動的変形特性の実験例の蓄積、解析手法の発達が必要である。
 - (ii) 動的強度の評価法……この手法の発展のためには、不攪乱砂質試料のサンプリング手法、動的三軸試験による不攪乱砂質試料の動的試験例の蓄積、N 値などのサウンディングによる地盤パラメーターと、細粒分の含有率などの土質パラメーターと動的強度の相関例の蓄積が必要である。

流動化すると判定された場合には採るべき手段として考えられるのは、

- (i) 地盤改良……これはバイプロフローテーション、バイプロコンポーザー、バイプロロッドなどの工法が考えられる。これらの工法は細粒分含有量の少ない地盤には有効であるが、今回の調査地点のように細粒分含有量の多い砂質層に対しては効果が小さいと考えられる。
- (ii) 流動化する層を無視しての上部構造物の耐震設計計算及び十分な落橋防止対策……これについては道路橋耐震設計指針の規定に従う。

又、流動化する地盤内の構造物の挙動は、まだ明確になっていない。最近の調査^{33) 34)}によると、完全な流動化が生ずると、地盤は地震動を伝えないから静止し、構造物も静止する可能性が高い。むしろ、危険な状態は、完全に流動化する前に生ずる地盤の剛性の低下による地盤の入力地震動に対する共振が生じている時点であり、この時点では橋脚にも大きな変形が生ずる可能性がある。これらの事項を耐震設計にとり入れるのは今後の課題である。

7 あ と が き

本調査をまとめるにあたっては、土木研究所耐震研究室長栗林栄一氏、基礎研究室長矢作枢氏、岡山義人氏の御指導を得た。又建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所竹野照夫氏、岩崎章氏、長田紘二氏、東亜建設工業株式会社広瀬誠氏、基礎地盤コンサルタンツ株式会社安田進氏らの多大な協力を得た。末筆ながら感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会新潟震災調査委員会編、1966年、“昭和39年新潟地震震害調査報告”土木学会
- 2) Iwasaki, T., 1973 “Earthquake-resistant Design of Bridges in Japan,”
Bulletin of Public Works Research Institute, NO.29
- 3) 栗林栄一、龍岡文夫、吉田精一、1974年“明治以降の本邦の地盤液状化履歴”、土木
研究所彙報第30号
- 4) 岩崎敏男、龍岡文夫、吉田精一、1976年10月、“我国における地震時の地盤流動化履
歴”土木技術資料、10月号 Vol 18, NO.10 October, 土木研究会
- 5) 建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所・サンコーコンサルタント株式会社、1976年
3月“曙橋地質調査報告書”
- 6) 建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所・サンコーコンサルタント株式会社、6年
3月“新辰巳橋地質調査報告書”
- 7) 建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所・東亜建設工業株式会社、1976年8月、“辰
巳橋曙橋動土質調査”
- 8) 日本道路協会、1972年4月、“道路橋耐震設計指針・同解説”
- 9) Ross, G.A., Seed, H.B. and Migliaccio, R.R., 1969, “Bridge Foundation
Behavior in Alaska Earthquake”, Journal of SMFDiv., Proc. of ASCE,
July, 1969.
- 10) 砂層の流動化研究委員会(栗林栄一委員長)、1975年3月、“砂層の流動化に関する調
査報告書”首都高速道路協会
- 11) 栗林栄一・西山啓伸、1976年3月“砂層の流動化判定手法に関する一研究”、土木学
会誌、3月号、1976. Vol. 61
- 12) Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B., 1972, “SHAKE,” A Computer Program for
Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, ”
EERC-72-12, Berkeley, Univ. of California.
- 13) 岩崎敏男、若林進、堀内俊一、1976年“地中地震動の観測結果”土木研究所資料第
1103号
- 14) 岩崎敏男、龍岡文夫、今井五郎、1976年7月、“地中地震記録に基づく地盤の応答解析”
第14回地震工学研究発表会
- 15) 岩崎敏男、若林進、龍岡文夫、1976年8月、“地中地震記録に基づく地盤の地震応答解析”、
土木研究所資料第1157号
- 16) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和、吉田精一、1976年11月“土の変形特性の非線型性と
地盤の振動特性”土木技術資料11月号、Vol. 18, NO. 11, November. 土木研究会

- 17) 栗林栄一、岩崎敏男、龍岡文夫、堀内俊一、1974年8月、“土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定”、土木研究所資料第912号
- 18) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和、1976年3月“広範囲な歪領域における砂の動的変形特性について”土木研究所資料第1080号
- 19) 日本鋼管株式会社、1975年12月、“扇島地区埋立て地盤の液状化予測と対策”
- 20) 日本道路協会・東京湾横断道路技術調査特別委員会、1975年3月、“東京湾横断道路技術調査報告書(昭和50年3月)”
- 21) 河角広、佐藤泰夫、嶋悦三、1974年11月、“東京都23区の地盤のレスポンス及び震度分布に関する調査研究,”東京都防災会議
- 22) 福田正美、半沢秀郎、1976年4月、“サンドサンプラーによる埋立造成地盤の相対密度測定結果”、土と基礎4月号、Vol.24,NO.4, Ser.NO.218
- 23) Yoshimi,Y.,and Tohno,I.,1973, “Statistical Significance of the Relative Density,”ASTM,STP NO.523..
- 24) 酒井運雄、安田進、1976年6月、“振動三軸実験で求めた土の動的変形特性”、第11回土質工学研究発表会概要集
- 25) 渡辺忠雄、袖川正人、田中 雄、日置修、1975年6月、“土の液状化に及ぼす粒度および細粒分含有率の影響”土と基礎6月号 Vol.23,NO.6, Ser.NO.208.
- 26) Ishihara,k.and Li,S.,(1972),“ Liquefaction of Saturated Sandin Triaxial Torsion Shear Test,” Soils and Foundations, Vol.12, NO.2.
- 27) 石原研而、安田進、1975年6月、“液状化に及ぼす地震波の不規則性と初期拘束圧の影響”土と基礎6月号、Vol.23,NO.6. Ser NO.208.
- 28) 今井五郎、私信
- 29) Gibbs,H.J.,and Holtz.W.G.,1957, “Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Tests ”, Proc.of 4th ICSMFE,London, Vol.1
- 30) Meyerhof,G.G.,1957, “ Discussion of Gibbs and Holtz Paper,”Proc.4th ICSMFE,London,Vol.III.
- 31) 土質工学会、1976年3月“地下街および地下工作物の地震被害に関する研究報告書”
- 32) 石原研而、M.L.Silver 私信.
- 33) 岩崎敏男、龍岡文夫、吉田精一、1976年6月、“砂層中の抗の動的挙動に関する模型振動実験”、土木研究所資料第1152号
- 34) 岩崎敏男、龍岡文夫、1976年9月“流動化する地盤内の抗基礎の動的挙動に関する模型実験”土木技術資料9月号、Vol.18,NO.9. September, 土木研究会.