



T-0009/43

土木研究所資料

第 415 号

水底トンネルに関する外国文献 (3)

昭和 43 年 10 月

建設省土木研究所



ま え が き

San Francisco Bay Area Rapid Transit District (サンフランシスコ湾地区高速鉄道局) が実施しているサンフランシスコ湾を横断する地下鉄用の沈埋チューブは BART チューブと略称され、海底部区間が約 5.8 Km, 最大水深は 41 m に達している。

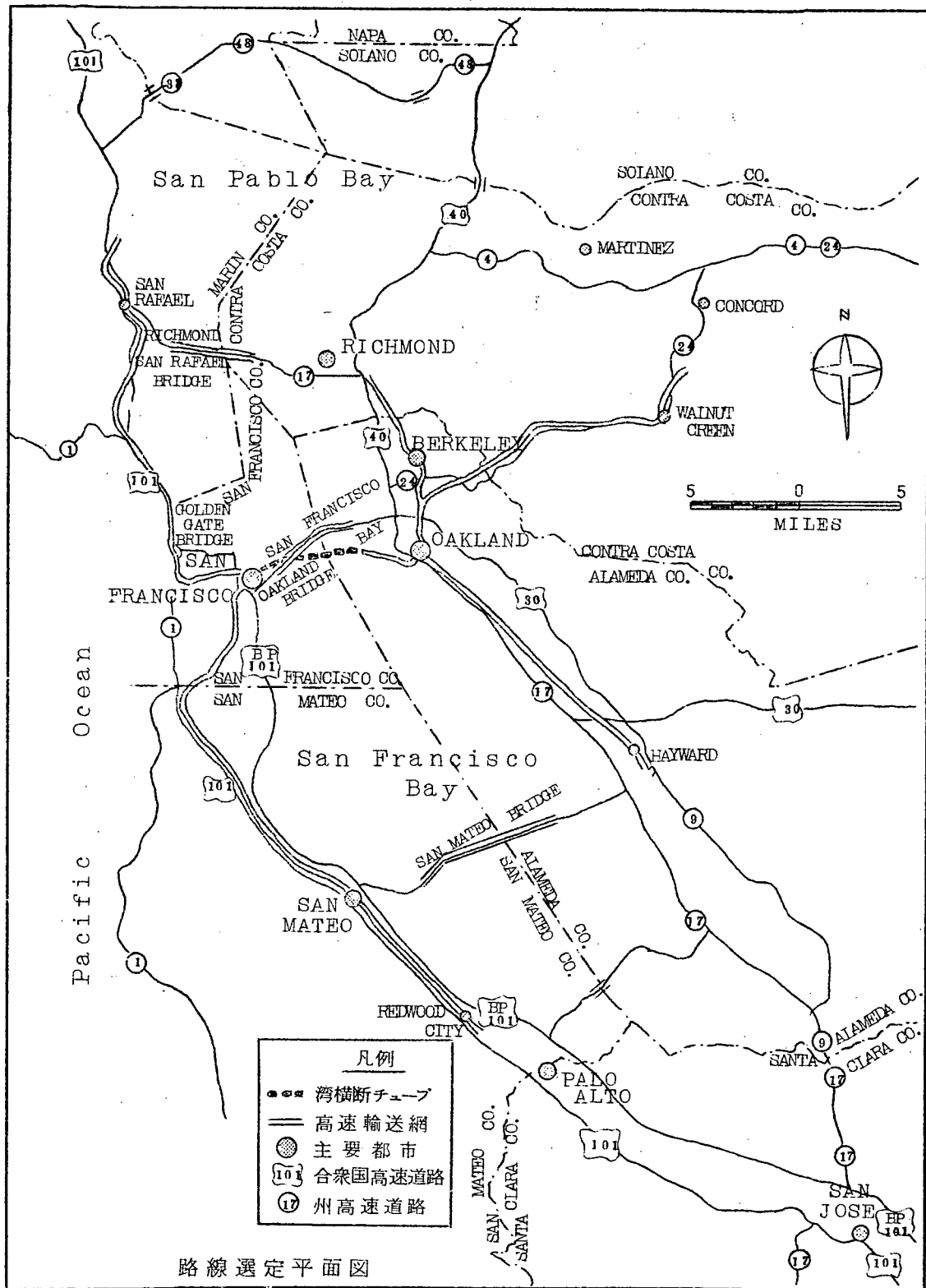
この地区は、1906 年にマグニチュード 8.3 と推定されるサンフランシスコ大地震を経験した地域で、その後も数多くの中小の地震が発生し、西側にある San Andreas 断層は活断層であるといわれている。こうした地域に史上最長の沈埋チューブを建設するため、1952 年以来 Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas の 4 社からなるジョイントベンチャーのコンサルタントが、多数の調査・研究を担当し、1960 年 7 月に技術報告書 (Engineering Report) をまとめた。

その後、PBQ & D 社 (全体指導と設計) は、Tudor 社及び Bechtel 社を加えて、設計・施工までのジョイントベンチャー組織をつくり、設計面では耐震設計に関する研究を進めて、ここに訳出した Technical Supplement to the Engineering Report (技術報告書の補遺編) をまとめ、企業主体の上記 BARTD 局に報告している。

このチューブの工事は、1966 年 4 月から着工され、現在最盛期を迎えているが、沈埋チューブの耐震設計について新生命を開いたこの報告書は大変興味深いものであるから、全文を訳出した。

村 上 良 丸

水 谷 敏 則



目 次

記 号	
I 序 文	1
(1) 目的及び範囲	1
(2) 路線選定	1
(3) チューブの概要	2
(4) 潮汐と潮流	3
II 地震の影響 一般事項	8
(1) San Francisco 湾内の断層	8
(2) 地震の振動	9
(3) 地震波の種類	9
(4) 地震波形及び地震スペクトル	10
(5) 地震のマグニチュードと強さ	10
(6) 地震波に対する沖積土の影響	12
(7) 軟弱層に対する地震の影響	12
(8) 構造物に対する地震の影響	13
III 現地調査	15
(1) 目 的	15
(2) 踏査ボーリング	16
(3) 弾性定数の調査	16
(4) 地震の感知・記録体系	19
IV 室内試験	20
(1) 静的土質試験	20
(2) 動的土質試験	22
V 土中における動的外力	25
(1) 設計スペクトル	25
(2) 土の弾性定数	26
(3) 地盤の調和変形 (harmonic deformation)	28
(4) 土の地震応力	29
(5) 土の設計縦断図	31

V	チューブに作用する動的荷重の解析	40
(1)	横断面内水平方向変形	40
(2)	横断面内鉛直方向変形	41
(3)	チューブに作用する土圧の影響 周辺応力	52
(4)	縦断面内水平方向変形	55
(5)	チューブに作用する横断面内加速度力	56
(6)	トンネルアプローチの地震応力	60
(7)	トンネルアプローチとプレキャスト・チューブの連結	63
(8)	土質のバラツキの影響	63
(9)	剛性係数のバラツキの影響	64
(10)	動的応力の計算	64
VI	チューブに作用する静的荷重の解析	65
(1)	チューブの路線設定	71
(2)	チューブの設計	71
VII	動的・静的応力の合成	72
(1)	チューブの縦方向の曲げ	77
(2)	チューブに対する push - pull 効果	77
(3)	周辺モーメント (リングモーメント)	78
(4)	チューブの地震加速度	78
(5)	チューブ設計に対する地震荷重の影響	79
IX	謝 辞	81
X	文 献	83
XI	諸 式	87

付 録

付録一 A	湾横断チューブ設計における地震力の考察に関する G.W.Housner 博士の報告…… 1960 年 5 月 27 日	95
付録一 B	San Francisco 湾泥 (Bay Mud) の動的試験に関する F.J.Converse 教授の報告…… 1960 年 6 月 21 日	103
付録一 C	章 VI の諸式の誘導 チューブに作用する動的荷重の解析	113

表

表-1	コンクリートチューブの諸元及び弾性定数(予備設計)	Ⅴ-3 a	43
表-2	圧縮に対する基礎定数(K_c), 水平方向変形	Ⅴ-8 a	47
表-3	せん断に対する基礎定数(K_B), 水平方向変形	Ⅴ-9 a	48
表-4	水平方向変形に対する基礎定数	Ⅴ-9 b	49
表-5	チューブに作用する土荷重, 水平方向変形	Ⅴ-11 a	51
表-6	〃 〃 , 鉛直方向変形	Ⅴ-12 a	54
表-7	横断面内加速力に関しての 周辺モーメント及び推力の係数	Ⅴ-21 a	62
表-8	チューブに作用する動的荷重, 縦方向の曲げ, 周上の曲げ	Ⅴ-23 a	65
表-9	静的荷重によるモーメント(M)及び推力(N)	Ⅶ-4 a	74
表-10	コンクリート筒状チューブ内の周辺(リング) モーメント及び推力	Ⅷ-3	78

図

路線選定平面図

口 絵

図-1	一般平面図及び縦断図	5	I-4の次
図-2	ボーリング 平面図及び縦断図	6	"
図-3	プレキャストチューブ I, II 型 代表断面図	7	"
図-4	予備設計地震スペクトル-横断面内地盤変位	33	V-9の次
図-5	予備設計地震スペクトル曲線(両対数グラフ)	34	"
図-6	S波伝播速度-B-4孔	35	"
図-7	自然湿潤密度と深さの関係	36	"
図-8	土の剛性係数	37	"
図-9	Xの関係としてのUの変化	38	"
図-10	tの関数としてのUの変化	38	"
図-11	地震セン断応力	39	VI-23aの次
図-12	土とチューブの変位	67	"
図-13	チューブによる土の乱れ	67	"
図-14	最大荷重に対応する波長-水平方向変形	68	"
図-15	チューブの縦方向変形	69	"
図-16	横断面内加速力	70	"
図-17	"Paris 公式"の載荷図	70	"
図-18	水平及び鉛直面内の縦方向曲げモーメントの合成	80	VII-5の次

記

号

$A(ft)$	調和曲線の最大横変位：S波の振幅
$A_t(ft)$	チューブの最大横変位
$a(ft/sec^2)$	S波の作用による加速度
$B(ft)$	矩形載荷面の幅
$b(ft)$	"
C, c	係数
$d(ft)$	泥土線 (Mud line; 泥土層表面) からの深さ
$d_1(ft)$	コンクリート・チューブの外径
$d_2(ft)$	コンクリート・チューブの内径
$d_c(ft)$	泥土線からのチューブ軸の深さ
$d_m(ft)$	泥土層の厚さ
$d_p(ft)$	泥土線からの点 P (セン断力分布線の交点) の深さ
$E(ergs)$	地震時に放出されるエネルギー
$E(psf, psi)$	コンクリートの弾性係数 (ヤング係数)
$E_s(psf, psi)$	土の弾性係数 (ヤング係数)
$E_{av}(psf, psi)$	チューブ軸と泥土層底面との中点における土の弾性係数
$F(lbs)$	push - pull 効果によってチューブに作用する総外力
$F_s(ft^2)$	チューブの総断面積
$F_t(ft^2)$	コンクリート断面積
$f_c(psi)$	コンクリート・チューブ内の曲げ応力
$G(psf, psi)$	コンクリートの剛性係数
$G_s(psf, psi)$	土の剛性係数
$G_{av}(psf, psi)$	チューブ軸と泥土層底面との中点における土の剛性係数
$G_o(psf, psi)$	点 P (セン断力分布線の交点) における土の剛性係数
g	重力加速度

$g_0(\text{psf, psi})$	土の剛性係数を決定するための定数； $d = 0$ のときの G_s の理論値
$H(\text{ft})$	剛基礎をもつ2地層系 (two-layer rigid base system) において、可縮性層の厚さ
$h(\text{ft})$	チューブ軸と泥土層底面との距離
$I(\text{ft}^4)$	チューブの断面2次モーメント
I_y	矩形等分布載荷面の隅角部における沈下計算のための影響値
I_y'	交番帯状載荷の場合に修正された沈下計算のための影響値
I_2	剛基礎をもつ2地層系において、矩形等分布載荷面の隅角部における沈下計算のための影響係数
I_2'	交番帯状載荷の場合に修正された、剛基礎をもつ2地層系における沈下計算のための影響係数
$K(\text{psf})$	水平方向振動に対する土の基礎定数
$K_c(\text{psf})$	水平方向の圧縮に対する土の基礎定数
$K_s(\text{psf})$	水平方向のせん断に対する土の基礎定数
$K_v(\text{psf})$	鉛直方向の圧縮に対する土の基礎定数
$L(\text{ft})$	調和振動地震波の波長
$L_1(\text{ft})$	矩形載荷面の長さ
$L_m(\text{ft})$	チューブに最大曲げモーメントを発生させる波長
$L_p(\text{ft})$	" 最大土圧 " "
$L_v(\text{ft})$	" 最大せん断力 " "
M	地震のマグニチュード (Richter scale)
$M(\text{ft, kips})$	周辺曲げモーメント (リングモーメント)
$M_h(\text{ft, kips})$	水平方向の最大曲げモーメント
$M_q(\text{ft, kips})$	点Qにおける等価合成モーメント
$M_v(\text{ft, kips})$	鉛直方向の最大曲げモーメント

m	矩形載荷面の辺長比 (side ratio); (長さ) / (幅)
n, n'	指数
P波	膨脹波; 圧縮波 (疎密波)
$P_d(\text{lbs/ft})$	横断面内加速度によるチューブの全慣性力
$P_s(\text{lbs/ft})$	" " によってチューブに作用する全土圧
$p(\text{lbs/ft})$	チューブに作用する土圧
$p_c(\text{lbs/ft})$	横断面内圧縮のための土圧
$p_d(\text{lbs/ft}^2)$	横断面内加速度による慣性力
$p_s(\text{lbs/ft})$	横断面内セン断のためのセン断応力
$p_m(\text{lbs/ft})$	チューブに作用する土圧の最大値
$q(\text{lbs/ft}^2)$	沈下計算のための分布荷重
$q(\text{ft})$	チューブ周辺に沿う弧長
$r(\text{ft})$	チューブの外半径
S波	セン断波; 横波
$S(\text{lbs/ft})$	チューブ殻内の接線方向セン断応力; 面内セン断力
$T(\text{sec})$	波の周期; 1つの全振動に要する時間
$T(\text{lbs})$	チューブリングの断面に作用する推力 (normal thrust)
$t(\text{sec})$	時刻; 独立変数; 特定の瞬間
$u(\text{ft})$	S波の作用を受けたときの点Pの静止点からの変位
$u'(\text{ft})$	チューブに対して斜めにS波が作用したとき, 点Pの静止点からの変位のチューブ軸方向成分
$V(\text{lbs})$	チューブリングの断面上の半径方向セン断力 (radial shear)
$V(\text{lbs})$	横断面内変形によるチューブ断面上のセン断力
$V_m(\text{lbs})$	チューブ断面における最大セン断力
$V_p(\text{ft/sec})$	P波の伝播速度
$V_s(\text{ft/sec})$	S波の伝播速度

$W(\text{lbs})$	集中荷重
$x(\text{ft})$	調和波の伝播方向に沿って測った距離：独立変数
$x(\text{radians})$	土圧作用方向に平行な直径と点 Q の動径とのなす角
$x'(\text{ft})$	チューブ軸に沿って測った距離；変数
$x(\text{ft})$	点 P（仮定したセン断力分布の上限）から下へ測った距離；独立変数
$x_1(\text{ft})$	点 P（仮定したセン断力分布の上限）からチューブ軸までの深さ
$x_2(\text{ft})$	点 P（仮定したセン断力分布の上限）から泥土層底面までの深さ
$y(\text{ft})$	土とチューブの相対変位
$y_t(\text{ft})$	S 波の作用によるチューブの実変位
$r(\text{ft}/\text{ft})$	" " 土のセン断歪
$r'(\text{ft}/\text{ft})$	push-pull 運動に関して、チューブが土を拘束する結果として発生するセン断歪
$\delta(\text{lbs}/\text{ft}^3)$	自然湿潤密度
$\Delta y(\text{ft})$	チューブの微小移動によって生じる土の伸縮量（式-23）
$\Delta y(\text{ft})$	沖積層に対する土の相対総セン断変位（式-48）
$\Delta y(\text{ft})$	矩形面積の中央の沈下量（式-37, 39）
$\Delta y'(\text{ft})$	剛基礎をもつ 2 地層系において、矩形載荷面の隅角部の沈下量
$\epsilon(\text{ft}/\text{ft})$	軸方向歪
$\theta(\text{radians})$	仮定したセン断力分布限界線と鉛直線とのなす角
$\rho(\text{slugs}/\text{ft}^3)$	土の自然質量密度（ $= \delta / g$ ）
$\tau_s(\text{psf, psi})$	土のセン断応力
$\tau_{xy}(\text{psf, psi})$	push-pull 効果によるチューブ軸での土のセン断歪
σ	ポアソン比

$\sigma_y(\text{psf, psi})$	push - pull 効果による泥土層底面上任意高さの点での伸縮力
$\bar{\sigma}(\text{psf, psi})$	チューブ軸における δ_y の値
$\sigma_h(\text{psi})$	M_h によってチューブ内に生じる最大応力
$\sigma_v(\text{psi})$	M_v によってチューブ内に生じる最大応力
$\sigma_{hq}(\text{psi})$	M_h によって生じる点 Q での応力
$\sigma_{vq}(\text{psi})$	M_v " " "
$\sigma_q(\text{psi})$	点 Q における合成応力 ($= \delta_{hq} + \delta_{vq}$)
$\log_{10} b$	b の常用対数
$\log_e b$	b の自然対数
$\partial/\partial x$	x に関する偏微分
$\partial/\partial t$	t " "

序 文

(1) 目的及び範囲

本報告書（湾横断チューブ技術報告書の補遺編）は1960年7月1日付の「湾横断チューブ技術報告書」（the Trans-Bay Tube-Engineering Report）を補うものである。後者の報告書は、構造物に対する地震の影響を特に考慮した湾横断チューブを建設するに当って、その可能性と費用についてのさらに進んだ調査研究を行なうために、San Francisco湾地域高速鉄道局（BARTD）がParsons Brinckerhoff-Tudor-Bechtel（以下、ジョイント・ベンチャーという）に委託して作られたものである。

これらの調査・研究に関する報告書は次の2つの部分となって提出されている。(1)湾横断チューブ技術報告書 (2)湾横断チューブ報告書の補遺編。技術報告書には、計画の概要及びボーリング、現地調査、土の室内試験、土やチューブに発生する地震応力の解析等から得られた結果の概要が収められている。補遺編には、現地調査、ボーリング計画、土の静的・動的載荷試験結果についてさらに詳細に述べてあり、又、土の弾性定数調査の設備や方法及びその結果についても概述してある。さらには、大地震時に土やチューブに影響を与える最大地震波の予測をするために、実際に起こる地震振動を観測する器械を湾泥（Bay mud）中に設置したことについても述べてある。地震振動によるチューブ内の応力解析は相当詳細に解明されている。

本書には、技術報告書を読んでいない読者にも判る様に、今までの資料も含めておいた。

(2) 路線選定

現在使用できる詳しい資料を得るために、1955年に提案された湾横断チューブの路線を再調査した。この路線はOaklandのSouth Pacific埠

頭と San Francisco の Washington 街とを直線で結び、Washington 街に沿って Kearny 街に出、Kearny 街を南下して Market 街に至り、San Francisco 下町線に抜けるものであった。この路線によれば、San Francisco 下町で2つの鋭角の屈曲が入ってくるので、新路線を次の様に決めた。即ち Oakland 埠頭と Market 街とを直接結ぶ路線でその間には、長い直線区間と Market 街付近の大半径の曲線しか含んでいない。これら2つの路線について建設費の見積りをしたところ、新路線の方が経済的であることが判り、この案を採用することになった。

(3) チューブの概要

チューブは、Market 街の地下鉄の延長として始まり、Embarcadero とフェリー事務所の下をくぐり、Yerba Buena 島の南で San Francisco Oakland 湾橋の第4、5橋脚の間を通過して湾を横断し、Oakland 埠頭の下をくぐり、Oakland の Ferry 街で終わっている。

本書ではチューブを次の3つに大別している。

- a) San Francisco 側アプローチ :— Market 街の双設シールド区間で、プレキャストチューブの西端までの区間。約 1,687 ft (514 m)
- b) 水底チューブ :— San Francisco 側のシールドトンネルと Oakland 側の開削埋戻しトンネルとの間の区間。約 1,855 ft (565 m)
- c) Oakland 側アプローチ :— Oakland 埠頭の開削埋戻し工法による円断面トンネル区間。約 1,267 ft (386 m)

このように定義すれば湾横断チューブの全長は 2,150 ft (655 m) となるが、本書では特に断わらない限り、水底チューブについてだけ話を進めるものとする。San Francisco, Oakland の両アプローチももちろん地震の影響を受けるが、これに対する地震力は水底チューブに対するものほどは大きくないと考えられる。

チューブは、米国を初め他の国々の多くの水底トンネルに用いられた沈埋工法で建設される。この工法では路線に沿って湾底にトレンチが浚渫されるが、このトレンチはチューブの外径よりさらに 7 ft (2.1 m) 以上深く掘

られる。水底チューブは、凡そ外径35 ft (10.7 m)、長さ300 ft (91 m)で3/8インチ(9.5 mm)の鋼板を使ったシェル構造のエレメントからなり、その内面に4.5 ft (1.4 m)間隔でT型リング構造の補強材を入れ、さらに34インチ(86 cm)厚の鉄筋コンクリートで覆工を施してある。

エレメントには、浮力に打勝つ重量を持たせるために、沈設前に余分のコンクリートを打っておく。このエレメントは、沈設地点まで曳航され、予め浚渫されたトレンチに適切な高さで勾配となるように敷かれた砂ベッドの上に沈設され、潜水夫の手で既設のエレメントと連結される。沈設されたエレメントはその天端から少なくとも5 ft (1.5 m)まで被る様に埋戻される。換気塔付近のチューブ端部は締切堤で浸水から保護されている。すべてのエレメントを沈設し連結した後、締切堤内を排水してチューブ両端を露出させ、バルクヘッドを端から順次外して行き、かくして内部の作業が可能になる。

技術報告書には次のタイプのエレメントが掲載されている。

I型：直線エレメント、外径35 ft (10.7 m) 5個

II型：曲線エレメント、外径36 ft (11.0 m) 9個

III型：2連エレメント、片方のチューブ内に配電室を納める 2個

特殊型：San Francisco側の双設シールドとの連結部 1個

地震応力の数学的取扱いはこゝでは代表的なI型についてだけにしておく。その他の型については同程度の大きさの応力となるであろう。

San Francisco側アプローチはよく行われる圧気シールド工法で2本のトンネルを作る。Oakland側アプローチは開削埋戻し工法で作る、本体は平らなコンクリート基礎上に円形鉄筋コンクリートで作る。

(4) 潮汐と潮流

San Francisco湾の干満の差は激しく平均低潮面 (Mean Lower Low Water) は平均海面下3.0 ft (0.9 m)である。Golden Gateで平均潮位差は4 ft (1.2 m)、日潮位差は5.7 ft (1.7 m)、Yerba Buena島では夫々4.3 ft (1.3 m)、6.0 ft (1.8 m)である。

Golden Gate における年間を通じての予想最高潮位は $MLLW + 6.7 \text{ ft}$ (2.0 m) , 最低潮位は $MLLW - 1.5 \text{ ft}$ (0.35 m) である。

最高潮流は引潮時に発生し, Golden Gate で 6.1 ノット (11.3 km/h) , Yerba Buena 島で 4.3 ノット (8.0 km/h) である。

本書の口絵は湾横断チューブの建設地点の平面図である。図-1 はチューブの一般平面図及び縦断図, 図-2 はボーリングの平面図及び縦断図, 図-3 はプレキャストチューブ I, II 型の代表断面図である。

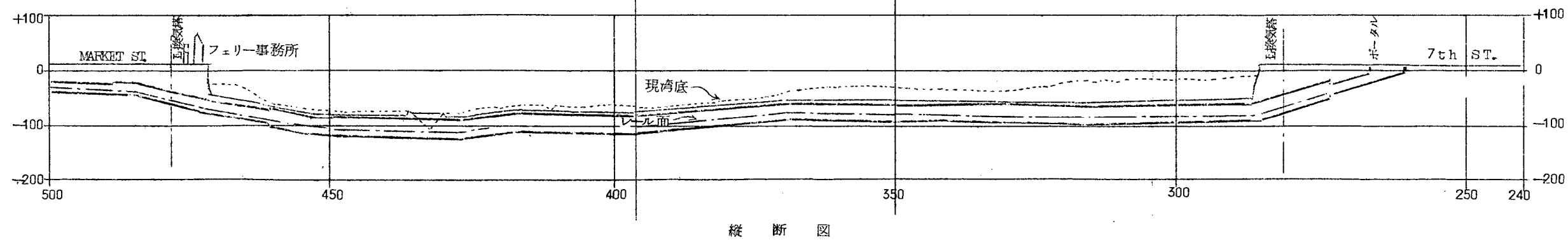
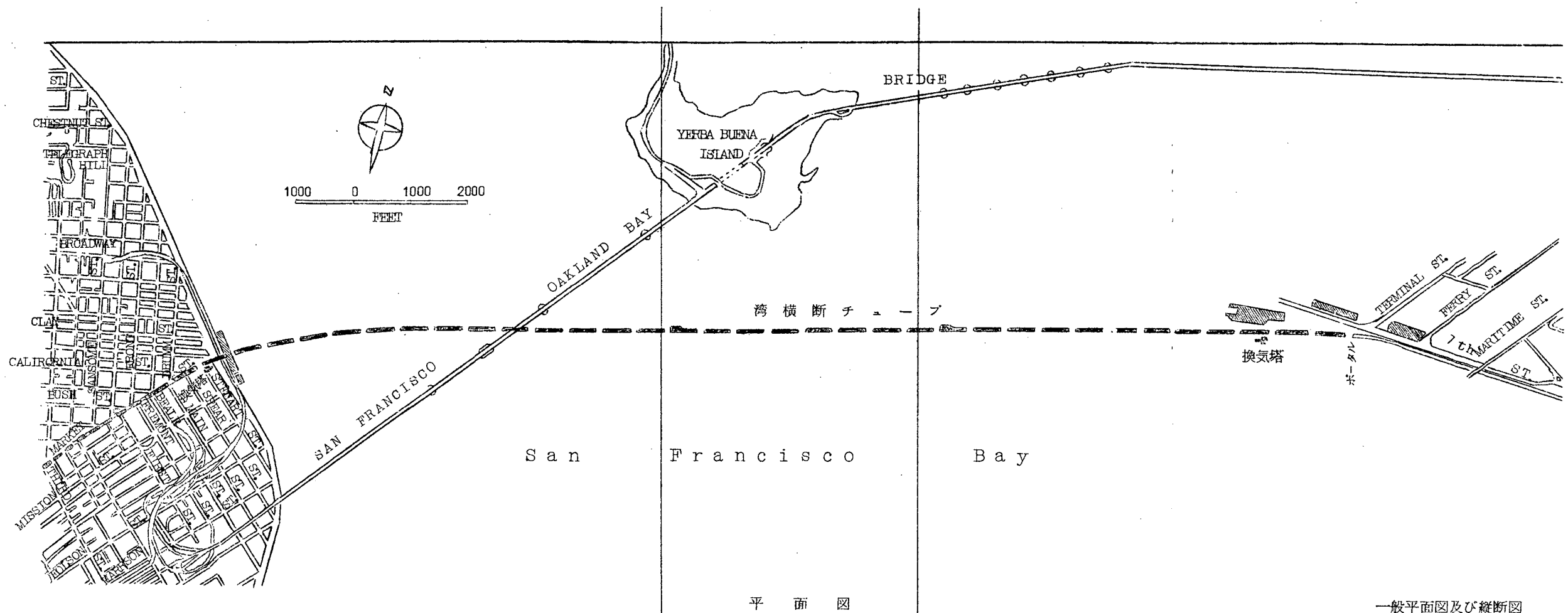


図 - 1

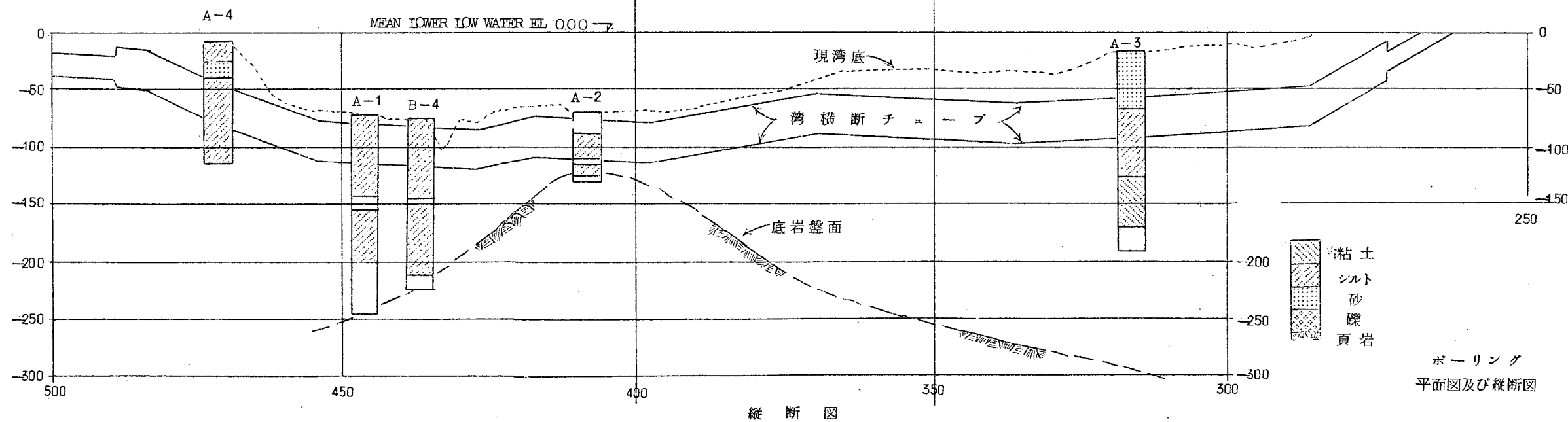
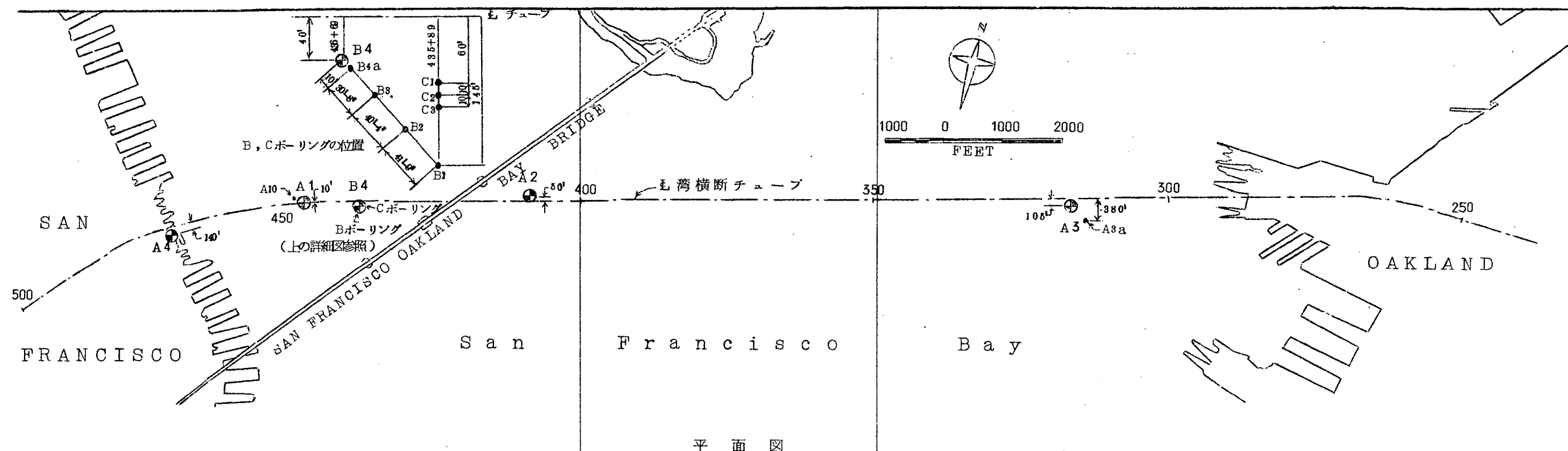
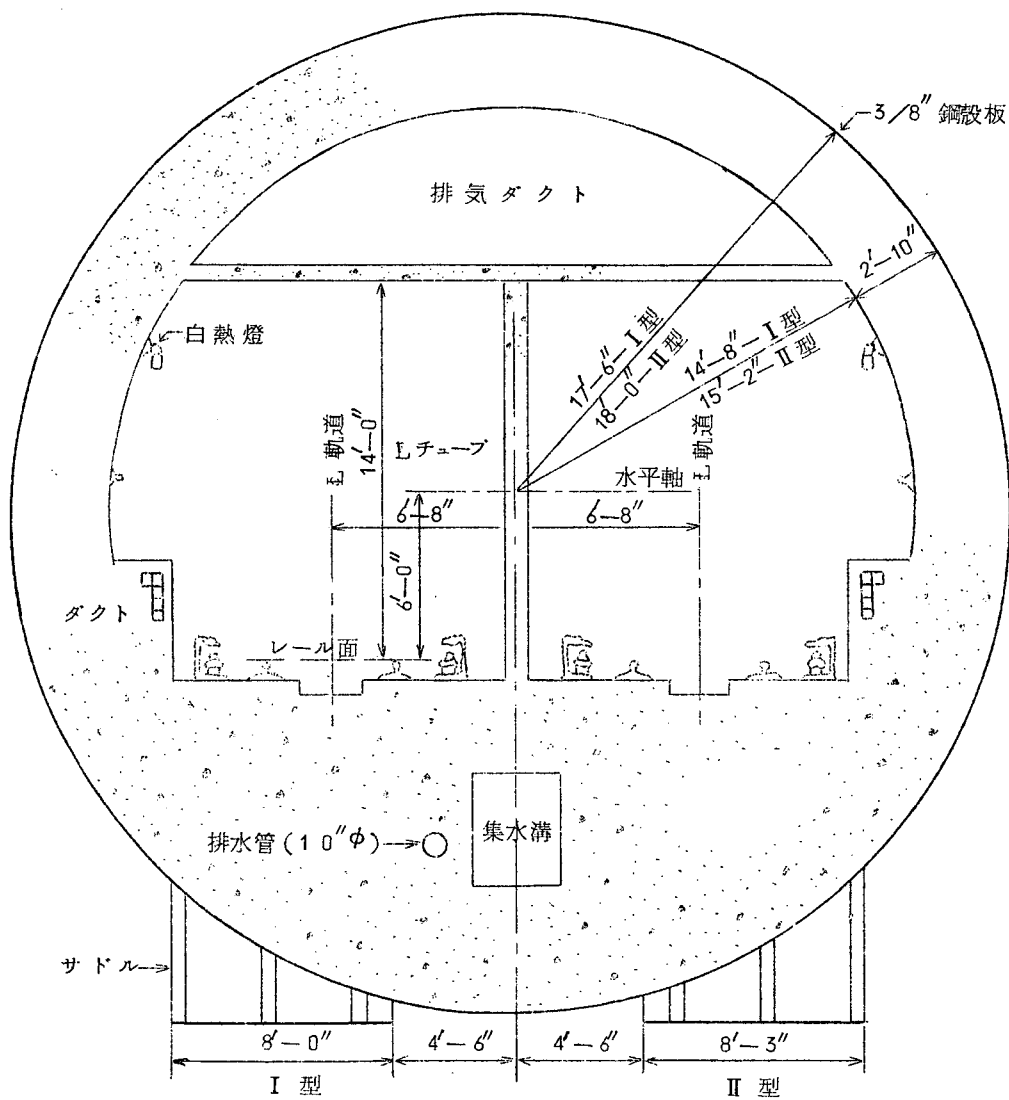


図 - 2



プレキャストチューブ
I II型
代表断面図

図 - 3

Ⅱ 地震の影響 一般事項

San Francisco湾は地震の活動地域に当り、地震の影響を考慮することは非常に重要である。この影響を調べると、地震によって構造物が破壊される原因は次の2点に絞られることがわかる。

1. 活断層を横切って作られると、その断層の両側の地盤がずれて動くことによりチューブが破壊される。従って、San Francisco湾内に発生する断層について考慮する必要がある。
2. 強い地震によって発生した振動は相当遠方まで伝播し、震源地付近の地盤を振動させる。この地震振動については後の章で調べることにする。

(1) San Francisco 湾内の断層

San Francisco湾は北西から南東に走る長い断層塊 (fault block) 上に位置している。この断層塊の東端はBerkeley市とOakland市の東側境界線に沿って走っているHayward断層帯であり、ほとんど鉛直な破碎帯が何本もある。西端はSan Franciscoのすぐ西にあるSan Andreas断層帯で、Daily市の近くでSan Francisco半島に入り、そこから南東に延びている。ここにもほとんど鉛直な亀裂が何本もある。

San Andreas, Hayward 両断層の他にも、この断層塊の中を横に走る断層が多く知られているが、それほど重要ではない。San Andreas, Hayward 両断層はその付近で強い地震や多くの微震が発生しており、現在活動中であることがわかる。断層塊内の小さい破碎帯でも微震が時々発生しているが、これらの断層はほとんど活動していない、或は死んでいると考えられている。

チューブ建設地点からいくらも離れていないところにこのような大きい断層があるということは、断層塊内部で局所的な断層が発生し難くなり、地殻変動がこれら活断層に集中して発生することになる。

従って、次のような危険は今後も発生しないと判断できる。

- (1) 地盤のせん断変位によってチューブが破壊されること。
- (2) 断層の活動によって、チューブ建設地点の地盤が無視できない程伸縮す

ること。

(2) 地震の振動

「震源」(hypocenter) は地震の原因となる岩石の破壊が発生した地点で、地殻の内部にあり、「震央」(epicenter) は震源直上の地表上の点である。震央は活断層線の端、或はその近辺の崩壊点にあることが多い。余震の震央はこの断層の別の地点、或は初めの崩壊に関与したり、その後活動し始めた他の断層に位置している。

震源から離れたところにある構造物を破壊する直接原因となる地震振動を「地震波」といい、活断層面における突然な地殻変動に起因している。地殻内の圧力の解放は絶えず発生しているが、地震帯では特に顕著であって活断層面のズレもこれに含まれる。「弾性反撥理論」(elastic-rebound theory) によれば、断層面で摩擦力があるため、ズレは継続しては発生せず、まず周辺の岩盤に応力蓄積が起り、これがある大きさに達すると断層にズレが発生し、蓄積されていたエネルギーは運動エネルギーの形で解放されて岩盤の振動として伝播し、時には相当遠方にまで到達することがある。

現在のところ、地震の発生する確率を決定する方法も、既応の地震が将来いつごろ再発するかを予測する方法も確立されていない。他方、特定地域では地震中の変動は有史以来ほとんど発生していない。従って、2~300年にわたる地震記録があれば、その地域での最大の地震記録を将来も越すことはないとみなすことができる。

(3) 地震波の種類

地震によって発生した地震波は震源から四方八方に伝播して行くが、それには次の2種類がある。

- (1) 縦方向の疎密波(音波と同様のもの)：一彎曲した地殻内にも伝播し、伝播速度は結晶性岩では約 3.5 mile/S (5.6 Km/S) であって初期波又はP波と呼ばれる。
- (2) 横波又はセン断波：— これは水平・鉛直の2成分からなり、P波と同じ経路を伝播し、伝播速度は結晶性岩では 2.0 mile/S (3.2 km/S) で

あって第2次波又はS波と呼ばれる。

P波、S波の伝播速度は1つの媒体については一定である。P、S波以外の地震波も観測されており、地震学者達によって研究されている。これらの地震波は科学的観点からして大いに興味があるが、チューブ応力には大して影響がないと考えられる。

(4) 地震波形及び地震スペクトル

地震時にチューブに作用するS波振動はあらゆる方向から到達し、大きい周期、波長、振幅をもっている。数学的取扱いがしやすいように、実際の振動を調和関数の重ね合わせとして取扱う。こういった解析によって、特定地震の「地盤変位スペクトル」(ground displacement spectrum)と呼ばれるグラフを作ることができる。このグラフは地盤変位の最大振巾と波長との関係を示すものである。S波の伝播速度がわかれば周期、加速度等の調和波のすべての特性が決まる。

橋梁設計に規定されている活荷重と同様に、チューブの応力計算のためにも、各種の地震記録をもとにして、予期されうる「設計地震」に対する理論的スペクトルを作っておいてもよいであろう。(章V節(1)設計スペクトル参照)

(5) 地震のマグニチュードと強さ

地震の「マグニチュード」は岩盤から放出されるエネルギーの量によって決まる。マグニチュードは、その地震の総体的な性格を表わすものであり、たまたま地震動を観測している地点の性格を表わすものではない。マグニチュードの尺度としてはRichter scaleが知られており、次の式で表わされる。

$$\log_{10} E = c + a \cdot M$$

ここに E: 放出されたエネルギー (erg)

c, a: 経験的定数

M: 地震のマグニチュード

放出されるエネルギー量を算定する段階が複雑であるために、これまでに多くの地震学者達によって色々な定数値が提案されているが、「Seismi-

city of Beath # (文献 16) によれば a の値として 1.6 ~ 1.8 をとっている。

マグニチュード ($M-1$) 地震エネルギーに対する, マグニチュード M の地震エネルギーの比は次式で決められる。

$$\log_{10} \frac{E_M}{E_{M-1}} = \log_{10} E_M - \log_{10} E_{M-1} = a [M - (M-1)] = a$$

$a = 1.6$ とすれば

$$\frac{E_M}{E_{M-1}} = 40$$

$a = 1.8$ とすれば $E_M/E_{M-1} = 63$ となる。これによって, マグニチュードの尺度が量的にどの程度のものかが判る。

地震の # 震度 # は, ある特定の地点にある構造物や人間に及ぼす地震振動の影響の程度で測られる。震度は一般に震央から離れるほど小さくなり, その地点の地形によっても影響される。であるから, 同じ地震でも場所によって震度は変わってくる。震度については, 各種の尺度が長年用いられており, また, 1つの地震についても一定の値とはならないものであるから, 本書では震度は使わないことにする。

San Francisco 湾内の地震記録によれば, 1906 年 4 月 16 日に起った地震が飛抜けて大きい地震である。B. Gutenberg 博士の調査によれば, この地震はマグニチュード 8.25 であった。G. W. Housner 博士が指摘しているように (付録 A), もし 1906 年の地震より大きいものが発生すれば, 断層の長さが 1906 年の地震時より幾分長くなるであろう。しかし, このように断層の長さが増す地点はチューブ建設地点から相当離れていて, 建設地点での地盤動の強さにはほとんど影響しないであろう。

マグニチュード 8.25 の設計地震時のチューブ軸に沿った地点での振巾は, 底岩盤上に堆積している軟弱層の性質と厚さにより大きく左右される。チューブ応力を決定するための設計スペクトルの選定は付録 A に述べられている。

(6) 地震波に対する沖積層の影響

激しい地震は、いつも硬岩の突然の移動によって発生する。この衝激によって発生した地震波は、発生地域内ではほとんどその特性が変わらないまま、震源から四方八方に伝播する。これが硬岩と沖積層との接触面に達すると、振巾も伝播速度も変わる。この際、振巾は大きくなり、伝播速度は小さくなる。従って、この結果、沖積層を基礎としている構造物は硬岩を基礎としているものより大きく揺さぶられることになる。

硬岩から沖積層に入るときの地震波の拡大の度合は土の性質によっても異なる。この拡大率の算定法について、いくつか発表されたが、中には大きくなり過ぎるものもある。水中にあって、しかも底岩盤と接している軟弱層の中に地震計を設置するようなことは今までになかったので、現在のところ湾泥や沖積層内の振巾の算定は全くの推定にしか過ぎない。そこで、現在湾横断チューブ建設地点において、実際に地震計を設置してこの種の観測を行っている。そして、この資料から、設計地震時の湾泥中の振巾の算定がより信頼性のあるものとなり、最終的なチューブ設計のためのスペクトルの作成ができるように期待されている。現段階の研究については、1960年に G. W. Housner 博士が提案したスペクトルを用いることにする。

(7) 軟弱層に対する地震の影響

San Francisco 湾は、岩と堅い沖積層でできたすり鉢の中に軟弱な沖積土が一杯つまった様なものである。湾泥 (Bay mud) として知られている表層堆積土は、下部の堅い沖積層や岩に比べて非常に軟弱であるため、このようにすり鉢の中にゼリーに例えられるのである。地震によってこのすり鉢が振動し、その結果湾泥ゼリーが振動するのであるが、この振巾は前述のようにより大きくなる。

地震振動を受けたとき、この軟弱土の挙動には基本的に次の3つの型がある。

- a) 強い振動を受けて飽和土が液状化する場合。この状態になると、土或は本質的に粒状のものは高密度の流体のように振舞い、セン断強さがなくな

ってしまう。湾泥の採取試料について液状化テスト（付録B参照）を行った結果、この湾泥は設計地震に対してこの現象が発生する恐れはないことが判った。

- b) 強い振動を受けて軟弱土内のせん断変形が動的破壊条件を越え、この湾泥が大きい塊（chunk）にちぎれてしまう場合。これら塊の間の撓乱領域（failure zone）の土はこね返えされて完全に破壊されており、一種の厚いスラリー（slurry）としての働きをする。この土が潤滑油として働いて泥の塊は非常に動きやすい状態になり、水平に5～600 ft（150～200 m）位川のように流れることがある。

San Francisco湾内の主な地震の報告書には、これに起因する「泥土の這り」（mud-slip）の現象が述べられている。干潟のような所では地震時に表層泥が粘液のようになり、下層とは一体に動かない（即ちスベリ面が存在する）ということは明らかである。この移動泥の厚さはまだ判っていないが、摩擦力をもとにして考慮すればそれほど厚くはないことがわかる。

（文献25P1368）この種の土の移動現象は、泥の表層がよほど軟弱でせん断強度が小さくない限り水中ではほとんど発生しない。

F. J. Converse 教授が行った動的テスト（付録B参照）によれば、設計地震時に対応する歪や加速力に対して湾泥は破壊しないことがわかった。

- c) 軟弱層が設計地震時に液状化も破壊も起さずに変形する場合。この場合、チューブは湾泥に対するそれ自身の相対的剛さに相当する分だけ土の変形に従って変形する。

(8) 構造物に対する地震の影響

地上に突出している構造物は地盤から基礎に伝えられた強制振動を受けることになる。構造物が低く、剛なものであると支持地盤と同じ加速度で一体となって振動する。それに対して、構造物が背が高く、ある程度可撓性をもつものであると、鉛直軸に関してたわむことになり、構造物の上部と下部ではその振巾も加速度も異なる。

California で観測された最大地震加速度は $0.25 \sim 0.30g$ (g : 重力加速度) を越えるものである。それにもかかわらず、水平加速度 $0.10g$ 以下で設計されている建物が何ら重大な損害もなくこれらの地震に耐えてきた。この構造物には「余力」(reserve strength) があつたと言われるのも、 $1-g$ 設計荷重より相当きびしい振動にほとんど損傷もなしに耐えることができたからである。これらの理由により、California では $0.10g$ 或はそれ以下で設計するのが普通である。

地中にすっかり埋まっているトンネル構造物に対して重力ファクターを割引することは今までにやったことがない。トンネルは、それ自身と周囲の土との剛さの違いによってある程度減衰効果をもっているが、周囲の土とほとんど同程度に振動させられる。チューブの加速度の解析ではこの減衰効果を見捨てているが、安全側であるので差支えないであろう。

チューブに対する地震の主な影響として、チューブに縦方向変形を起す土のせん断変形がある。この種の変形は地上の構造物では普通起らない。従って、このようなチューブの変形に対しては普通の地上構造物の設計とは全く異なった解析法が必要となってくる。

Ⅱ 現 地 調 査

(1) 目 的

地震時に周囲の土の移動によって発生するチューブ応力の計算法についてはほとんど未開発の分野であることが、この研究を始めるに当ってわかった。そこでさらに研究、現地調査、独創的な解析をすることにより、詳細な計算法を開発することが必要となった。

(a) 既設トンネルに対する地震の影響

硬岩中のトンネルに関する地震時の資料は相当沢山ある。これらのトンネルは、それが地質上不安定な地域を通過していない限り、重大な損傷を受けていないことがわかる。普通よく知られているが、震源地の活断層に近くない場合で、岩盤中に深く掘られたトンネルや竖坑の中では、地上で相当地にひどい地震があっても気がつかないことさえある。

それに対して、沖積層中の長い水底トンネルについては、地震時の振動の影響とか発生する応力の計算法に関する報告書がほとんどない。

(b) 必要なデータの種類

地震時の計算に必要な基本的なデータには次のものがある。

- (1) チューブ設定路線上のボーリング、室内試験等の土質調査。この調査は、研究に必要な最深部以下十分に深いところまでの土の重要な諸性質の変動図を作れる分の数だけ必要である。
- (2) 陸上の物理探査と同様の方法を用いた、土中の各深さでの P、S 波の伝播速度の測定。この測定によって、地震時のチューブ応力の算定に重要な土の弾性定数や剛性定数を計算する。
- (3) 湾底の飽和土内で予想される地震波の諸特性に関する信頼性の高い資料。地上の硬岩や固い沖積層に据えられた計器によっては広範な観測が行われているが水中の飽和泥や沖積層では今までにそのような観測が行われていない。Parsons - Brinckerhoff社の1955年の報告書に

はこのような基礎データの必要性を認めているが現在の研究に先立ってこの計画が始められる気配はない。

(2) 踏査ボーリング

湾横断チェーン建設地点の踏査ボーリング計画の立案に先立って、San Francisco 湾地域の今までのボーリング記録、採取試料テスト等の資料を収集した。過去のボーリングの中で最も近い地点のものとして、計画路線と Yerba Buena 島南西で交差している San Francisco Oakland 湾橋の建設当時のものがある。この記録を使って計画路線に沿った地質の一般図が描けるが、各層の深さ・厚さそして諸特性のどれに関しても各地点毎に非常に変動が大きいことが予想される。

この研究に必要なデータを得るために図-2に示すA-ボーリング地点で踏査ボーリングを行い、その全地点で不攪乱試料を採取した。

踏査ボーリングの結果、San Francisco 湾を横切って Yerba Buena 島から Rincon Hill へと続いている岩盤の隆起があることが判った。これは計画路線上で Sta. 410+00 の測点付近にあって、岩盤の上端は約 M L L W - 125 ft (- 38 m) にあり、そこでの湾泥及び沖積層の厚さは 60 ft (18 m) である。

踏査ボーリングはスチールケーシングを用いた普通の方法で穿孔した。潮流が速いので穿孔船から湾泥面まで保護ケーシングを取付けた。

不攪乱試料は次の2方法で採取した。

- (1) Osterberg 型の 5 インチ (12.5 cm) 径の水圧ピストンサンプラー
- (2) 最低 4 インチ (10 cm) 径のコアのとれる Denison 型 2 重管サンプラー

Osterberg サンプラーは湾泥、2 重管サンプラーは湾泥より下層の比較的硬い試料の採取に用いた。

(3) 弾性定数の調査

踏査ボーリング計画の立案中に、土の弾性定数の決定法について地震学者達が討論した。章 V で説明するが、主な弾性定数として次のものが必要であ

る。

1. 剛性係数
2. ポアソン比
3. 弾性係数(ヤング率)

これらは地中を伝わるP, S波の速度を観測することによって計算できる。チューブの地震応力の計算には、相当信頼性の高い弾性定数の算定が要求される。第一段階の調査は近似的な算定で行うが、その間に、特に深さと弾性定数の関係について相当正確な数値を得るために少なくとも1地点で地質調査を行うことが必要である。

この地点についてはPasadenaのUnited Electrodynamics社(UED)で十分検討されたが、その結果、水面下の地中では今までにそのような種類の調査はほとんどやられていないがうまくやれるという確信がつかめた。そしてUEDがジョイントベンチャーでこの調査を行った。

この調査は地質調査で普通に用いられる方法を使って図-2のB-ボーリング地点で行った。S, P波テストの記録は測点上のはしけに据えられた修正United Geophysical社記録器で記録した鉛直、水平およびこれらに垂直な方向の3方向成分地中感振器(geophone)がUEDの手で製作された。

B-1, B-2, B-3の各ボーリング孔には4インチ(10cm)径のプラスチックケーシングが使われており、その中に地中感振器の据付がなされた。B-4ボーリング孔は起振孔として使われ、10インチ(25cm)径のスチールケーシングが用いられた。UEDが設計したセン断波発生器(shear wave generator)でS波を発生させて、各孔の(10ft)3m. 間隔毎にS波を記録した。S波テストが終了してから、少量のダイナマイトを爆発させてその伝播時間を記録するP波テストが行われた。

この調査で得た資料は、オシログラフで作られたフォト地震記録(photographic seismic record)の形で保管してある。セン断波の伝播速度はB-3, B-1孔への伝播時間の差で計算され、B-2孔はチェッ

ク用である。一般に地中感振器はセン断波発生器と同じ高さに据える。P波の水平方向の伝播速度の測定は隣接した孔への伝播時間を観測する。

P波の鉛直方向の伝播速度の測定には、湾泥面に置いた一連の感振器(up-hole geophone)を使う。この資料は水平方向のデータとの相互チェック用に使う。鉛直、水平各方向の平均伝播速度はほとんど同じであるが、個々に比べてみると相当大きい変動がある。

S、P波の伝播速度の観測の結果を次表に掲げる。S波については図-6にも図示してある。P波の直は土のポアソン比を決定するのに重要なものである。

M L L W からの深さ (ft)	泥土線から の 深 さ (ft)	P 波 平 均 伝 播 速 度		S 波 平 均 伝 播 速 度 (ft/sec)
		水 平 方 向 (ft/sec)	鉛 直 方 向 (ft/sec)	
74.0	0.0			
85.5	11.5	5,000	4,760	310
95.5	21.5	5,925	5,000	360
105.5	31.5	3,340	4,550	420
115.5	41.5	4,450	4,350	500
125.5	51.5	5,150	4,250	550
135.5	61.5	5,150	3,750	680
166.0	92.0	5,400	4,250	780
209.2	135.2	8,900	4,500	2,660
221.8	147.8	9,400	4,800	2,660
225.0	151.0	(岩 盤 の 表 面)		

② 2 2 1.8 ft地点の値は本当は頁岩中を屈折して通過してきたものの値となっている。

(4) 地震の感知・記録体系

San Francisco 湾付近の固い沖積層や硬岩上で観測した資料との比較のために図-2のCボーリング地点に湾泥中の地震波観測用の地震感知・記録設備が据付けられた。穿孔及び据付はU E Dの監督下で行われた。

特製の地中感振器が3つのC-ボーリング孔に夫々異なる深さで湾泥中、或は頁岩中に据えられた。これらの装置は湾橋を横切っている Pacific Telephone Telegraph 社の耐水電話ケーブルに連結され、San Francisco の California St. 101にある Bechtel 社の事務所に据えられた記録装置に繋がれた。

この装置が動き始めると、湾地域の数ヶ所の地震研究所の地震計と同時に中、小の地震を記録しはじめた。この資料は一般的な地震の影響の研究に対する科学的価値はもちろん、チューブの最終設計の際にも価値あるものである。

記録装置の管理は Bechtel 社が行い、記録テープは実験および将来の研究のために Pasadena の G. W. Housner 博士のもとに送られた。

この報告書が書かれた現時点(1960年7月)までに、小さい地震($M < 6$)が数回記録されている。

IV 室内試験

(1) 静的土質試験

踏査ボーリングで得た不攪乱試料について、San Francisco の Dames & Moore 研究所で次の試験を行った。

自然含水量と単位重量

アッターベルク限界

直接せん断試験

3 軸圧縮試験

圧密試験

粒度分析

A-3 a ボーリングで得た砂の不攪乱試料について、相対密度を求めるために最大、最小密度のテストをした。A-2 ボーリング地点でベーンセン断テストが行われたが、砂層であるのでその結果が実際の土の性質を表わしているとは考えられない。

計画路線に沿って土質が非常に変動し、かつ複雑であるために、ボーリングの結果から連続した土の縦断図を描くことはできなかった。各柱状図はそのボーリング地点だけの土質を示すものであるが、これらの資料だけでもチューブ建設費の見積りには充分である。しかし、最終的なチューブの設計にはさらに土質調査が必要である。この調査の一環として約 1,000 ft (305 m) 毎に踏査ボーリングを行ったが、Yerba Buena 島付近では岩盤、或は M L L W - 205 ft (76 m) に達するまで行ない、それ以外の地点では岩盤あるいは M L L W - 200 ft (61 m) に達するまで行なった。

地中の土質の変動を知ることは、土やチューブ内に発生する地震応力を調べるのに重要なことである。不攪乱試料の自然湿潤密度(δ)を図-7 に示す。A-2, A-3 ボーリング地点では表面に砂層があるために、そこの上部 50 ft (15 m) での試料は他の試料とは異なる傾向を示すので、これを除いて考えれ

ば、 δ と深さの関係は次式で表わされる。

$$\delta = 9.8 + 0.17 d \text{ (lbs/ft}^3 \text{)} \quad (\text{式-3})$$

ここに d : 泥土線 (Mud line : 泥土層表面) からの深さ

静的セン断強度は、チューブを設置するトレンチの法面の安定を調べるときに重要となる。この値は直接セン断試験、3軸圧縮試験から決めた。それによれば一般的に土の自然セン断強度は深さと共に増している。静的荷重下のセン断強度と動的 (振動) 荷重下のセン断強度との関係は節(2)の動的試験のところで述べる。

(a) 法面の安定

トレンチの法面勾配を決めるために、2割勾配 (上層の軟弱泥土では3割勾配) をもつ断面の2、3の例について、その安定性を調べた。その結果、この断面の安全率は1.8であることが判った。この解析には、泥土線下40 ft (3 m) 以上のものについては室内試験によるセン断強度を使用し、10 ft (3 m) 未満のものについては、試料を試験することができないので、次式で求まるセン断強度を使用した。

$$100 + 10 d \text{ (lbs / ft}^2 \text{)}$$

チューブに沿ってのセン断強度の変動がボーリングの結果から充分に決定できれば、最終案として、ある地域では法面を急にして浚渫量を減らすこともできる。

(b) チューブの沈下防止

チューブの縦断は大体、埋戻し土表面が既存の泥土線下にあるように選定した。沈下について調べた結果埋戻し土と水底チューブとの全重量は、圧密試験で示された泥土の先行荷重の半分に満たない程度だけ浚渫土の重量を超過することがわかった。このていどの先行荷重では将来の沈下を防ぐには不十分であるが最終設計では、埋戻し土に軽い材料を用いることによって改善できるし、それによる建設費の増加は全体としてはわずかである。

(c) 地震時の地盤沈下

節(2)動的土質試験で述べるように、地震時に土が液状化することはないが、緩い砂上にある場合にはチューブが沈下する可能性は依然としてある。しかし、A-3 aボーリングの不攪乱試料でわかるように、高い相対密度を有するため、地震時にさらに圧縮される可能性は少ない。

チューブは将来 40 ft (12 m) の深さの航路を浚渫できるように砂層中に深く設置するので、その負荷を除く結果として、地震時に砂がさらに圧縮される可能性がある。それ故、最終設計の前に、その砂層をさらにボーリングし、相対密度の範囲を見出しておかなければならない。湾底付近の既存の砂層の相対密度、或は動的限界密度 (dynamic critical density) より小さい相対密度をもつ地点では、地震振動によって圧縮される可能性があり、チューブの沈設前にこの部分の圧縮性について考慮を払っておかなければならない。

(2) 動的土質試験

湾泥の不攪乱試料の動的試験には2つのグループがあり、PasadenaのF.J. Converse教授の手で試験が行われた。(付録B参照) 試料は章III現地調査で述べた踏査ボーリングで得られたものを使った。

(a) 液状化 (liquefaction) に関する試験

付録Bに述べる様に、試験の第一グループは地震時に湾泥が液状化するかどうかについての試験である。液状化は一時的な現象であり、この状態では土や本質的に粒状のものは密度の高い流動体のように挙動することとなる。この状態はせん断強度がなくなることを意味し、実際に地震時に発生すると同様の突然の衝激とか振動によってこの状態を発生させる。液状化試験については付録Bで詳しく述べてあるが、結論としては、地震時に発生する相対変位は湾泥が液状化したり、過大なせん断応力が発生したりするような大きいものではないことがわかった。

(b) 動的応力-歪曲線

章Ⅴ節(4)土の地震応力で述べるように地震応力の計算法は、土の剛性係数(G_s)を用いている。剛性係数とは地震時にせん断変形を受けたときのせん断応力(τ)とせん断歪(γ)との比で表わされる。即ち

$$G_s = \tau / \gamma, \quad \tau = \gamma G_s$$

地質の研究においては、この剛性係数を次式で計算するのが普通である。

$$G_s = \frac{\delta}{g} (V_s)^2 \quad (\text{式-4})$$

ここに G_s : 剛性係数 (lbs / ft^2) ; δ : 自然湿潤密度 (lbs / ft^3)
 g : 重力加速度 (ft / sec^2) ; V_s : S波の伝播速度 (ft / sec)

(式-4)は弾性理論で導かれる。 V_s 値は章Ⅲ節(3)弾性定数の調査で述べたように直接観測して決定するのが普通である。この報告書で初めに用いられる G_s 値はこの方法で求めたものである。

ところが、この(式-4)で決まる G_s 値で計算すると応力も歪も極く小さくなり、一方、設計地震で発生すると考えられる歪はもっと大きいはずである。このことから、U E Dが“現地”調査で得た G_s 値をそのまま地震時に適用できるものかどうかという疑問が生じてきた。

土中のせん断応力とせん断歪とが同時に測定できれば応力-歪曲線を描くことができ、この曲線の接線の勾配がその点の剛性係数の値となる。

上述の液状化試験では、同時にせん断応力と歪を測定することや振動の影響を考慮していない。それ故、地震振動が剛性係数にどんな影響を与えるかについても何も指摘していない。そこでConverse教授は地震時に予想される動的条件下で応力-歪関係を決定するための室内試験をさらに行った。この試験の第2グループは付録Bに詳しく述べてある。

1 / 1,000 ~ 20 / 1,000の範囲の相対変位で振動させたときの応力-歪曲線が数個の試料を使って得られた。この結果を調べると応力-歪関係は線形的でないことがわかる。即ち、曲線の接線の勾配で示される剛性係数は一定値ではなく相対変位が大きくなる程小さくなっていくことが

わかる。

大きい地震時に湾泥の歪は $1.0 / 1,000 \sim 2.0 / 1,000$ にも達する
と考えられる。室内試験では強い振動下での湾泥の“比例限界”は歪が
かなり小さい範囲においてだけであることが示されている。地震時の応力-
歪曲線の勾配（剛性係数は）静的試験時のそれよりも明らかに大きい値と
なる。他方、U E Dが現地試験で得た剛性係数は地震時のそれよりも大き
く、それ故それを使って得られた歪は地震時より小さくなって当然である。

換言すれば、この報告書の予備計算に用いた剛性係数は実際の地震時よ
り幾分大きい値をとっていることになる。章Ⅵで述べるように、地震時に
チューブに加わる曲げモーメントはほゞ土の剛性係数に比例するので V_s
から計算した剛性係数（一定値）を使って算出したチューブの応力は恐ら
く充分余裕があるものと思われる。

Converse教授による室内試験は次の点で注目に値する。

- 1) ジョイントベンチャーが室内での模擬地震条件の下で試験を行い、応
力-歪曲線を得たという記録はこれが初めて（1960年）であること。
これによって、普通の静的セン断試験や現場でのS波伝播速度の決定で
は得られないような資料が入手できた。
- 2) この試験によって、セン断応力-歪曲線が動的振動的には非線形とな
ることが判ったこと。現地試験で得た剛性係数は地震時に予想されるも
のよりかなり大きかったこと。

模擬地震条件下で剛性係数を決める動的室内試験には、それほど費用
はかゝらなかつた。チューブの最終設計の前にこの方法の信頼性を調べ
るのと、チューブ設計用の G_s を決める実用的方法を開発するという意
味あい、僅かの現地での V_s の測定と共に相当に多数の動的室内試験
を行った。

V 土中における動的外力

(1) 設計スペクトル

この報告書のチューブ設計は、1906年のSan Francisco地震と同程度のマグニチュード8.25 (Richterscale)といふ設計地震²を基準にしている。このような地震は200~250マイル(320~400 Km)離れたSan-Andreas断層の変動によつて発生すると考えられる。このような大地震は深い地殻の中で地震波を引起し、これが大きい周期、波長、振巾の振動としてチューブのあらゆる方角から作用する。(付録A参照)

地盤変形の設計スペクトル(図-4)は、Housner博士が設計地震時に予想される地震波特性に関して過去の地震記録を観察し、判断して決めた。この設計スペクトルは、今後の地震計から得られる資料に照らし合わせて、チューブの最終設計の前に修正する必要がある。それまでは、図-4の設計スペクトルで、初期の建設費の概算に必要なチューブの応力解析は十分正確にできると思われる。

予備設計スペクトルは10秒以下の周期をもつ横振動波の波長と振巾の組合せとして示されており、これはS波即ちせん断波についてだけ適用性のあるものである。初期振動波、即ちP波はチューブ設計には影響しないものと考えられる。

設計スペクトルは深さ100ft(34m)までの湾泥について適用される。泥土線以下の深いところでは土の剛性が増すために振巾は小さくなり、この報告書の予備研究としては重要なものではない。

S波は震源地から外方に向けて伝播し、3方向地震計に記録される。そのスペクトルは、その波長で最も振巾が大きい波の、チューブ軸に平行な方向への成分波の等価振巾を表わしている。

設計スペクトルは、チューブが存在しない状態での土の変形を表わしている。チューブが存在するとスペクトルは横断面内水平方向(即ち水平面内で

チューブ軸と直交する方向)に作用しようとする。横断面内鉛直方向の変形は、実際の地震記録から判るように、このスペクトルの約2/3の振巾でしかない。

スペクトルは、複雑な一連の地震波と等価である。どの時点においても多種の波が同時にチューブに作用するが、スペクトルはそれらの合わさった影響を反映している。従つて、設計にはチューブに最大の影響を与える特定の波だけを考えればよい。しかしチューブに対して最大の土圧が作用する波と最大の曲げモーメントを発生させる波等とは波長が必ずしも一致しないことは注意すべきである。

計算の便宜のため、波長が6000ft(1830m)以下の波について両対数グラフにプロットすると図-5のようになる。ここに波長(L)、振巾(A)共にft単位である。これによつて、設計スペクトルは次のようなLのべき関数として表わされることがわかる。

$$A = C_1 \cdot L^n \quad (\text{式-1})$$

$$\text{ここに } C_1 = 4.9 \times 10^{-6} \quad n = 1.4$$

この式は波長が3000ft(910m)位までは正しい。波長が400ft(120m)以下の場合、もとのスペクトル図(図-4)からとつた点と、直線とが明らかにくい違つているが、実際にはほんの少し違いだけであり、スペクトルの決定に際しての精度内にはいつてしまう。

(2) 土の弾性定数

土やチューブに対する地震波の影響について弾性理論を適用する場合、いわゆる“弾性定数”を決めなければならない。即ち

$$\text{剛性係数 } (G_s) = \frac{\text{せん断応力}}{\text{せん断歪}}$$

$$\text{弾性係数(ヤング係数)} (E_s) = \frac{\text{直応力(normal stress)}}{\text{直歪(normal strain)}}$$

ポアソン比(μ)

これら弾性定数はP波、S波の伝播速度 (V_p , V_s) を用いて求められる。
伝播速度は章Ⅲ節(3) 弾性定数の調査で述べたように実測から決められ、湾泥内の各深さについて調べられる。

B-4 ボーリング地点でUEDが観測した V_s 値を図-6に示す。これによれば、湾泥内の深さとともに大きい値となることがわかる。予備計算では次の様に仮定する。

$$V_s = 240 + 6d \text{ (ft/sec)} \quad (\text{式-2})$$

ここに d : 泥土線からの深さ

不攪乱試料の自然湿潤密度(δ)を図-7に示す。 δ と d の関係は次式で表わされる。

$$\delta = 98 + 0.17d \text{ (lbs/ft}^3\text{)} \quad (\text{式-3})$$

B-4 ボーリング地点で観測した V_p 値は章Ⅲ節(3)弾性定数の調査で表に掲げてある。それによれば、泥土中深さ11.5~92.0ft(3.5m~28m)のところで V_p 値は3340~5925ft/sec(1018~1806m/sec)の範囲にある。UEDの報告書によれば、底岩盤上の湾泥及び沖積層での平均値は4500ft/sec(1370m/sec)である。

土に対して弾性定数を用いたということは、土を等方性体で完全弾性体であると仮定したことを意味している。土やチューブの応力の解析に用いる弾性定数は弾性理論から引用された次式で求められる。(文献19 p364参照)

$$G_s = \rho V_s^2 \text{ (lbs/ft}^2\text{)} \quad (\text{式-4})$$

ここに ρ : 土の質量密度 ($=\delta/g$), δ : 自然湿潤密度, g : 重力加速度

$$\sigma = 0.5 \left\{ 1 - \frac{1}{(V_p/V_s)^2 - 1} \right\} \quad (\text{式-5})$$

$$E_s = 2G_s(1 + \sigma) \text{ (lbs/ft}^2\text{)} \quad (\text{式-6})$$

以下における弾性定数や土中の地震応力の数値計算には、Bボーリング孔(Sta. 436+69)で実測された V_s , V_p 値を用いることにする。

(a) 剛性係数

(式-4)より

$$G_S = (\delta/g) V_S^2$$

(式-3)の δ 、(式-2)の V_S を使うと上式は d の3次式となる。

$$G_S = \frac{98+0.17d}{g} (240+6d)^2 \quad (\text{式-7})$$

d が20~80 ft (6~24 m)のときは、この式の代りに次の一次式を使つてもよい(図-8参照)。

$$G_S = -125,000 + 23,000d \text{ (lbs/ft}^2\text{)} \quad (\text{式-7a})$$

(b) ポアソン比

平均的な $d=60$ ft (18 m)付近で $V_p=4,500$ ft/sec (1,370 m/sec), $V_c=600$ ft/sec (180 m/sec)をとると $(V_p/V_c)^2 = 56.25$ であり、

$$\sigma = 0.5 \left(1 - \frac{1}{56.25-1} \right) = 0.491 \quad (\text{式-8})$$

ポアソン比がこの様な値をとるということは、恐らく含水量が高いためであろうが、土が事実上圧縮されないことを示している。

(c) 弾性係数

$$E_S = 2 G_S (1+\sigma)$$

$$E_S = 2 G_S \cdot 1.491 = 2.98 G_S \quad (\text{式-9})$$

G_S として(式-7a)を用いると

$$E_S = -372,000 + 68,500d \text{ (lbs/ft}^2\text{)} \quad (\text{式-10})$$

(3) 地盤の調和変形 (harmonic deformation)

設計スペクトルは地盤の変形に対する地震の影響を表わすもので、実際の地震記録から、各波長の波について最大の振巾を選んで作られたものである。ある時点にはある1つの波長の波が作用するものと仮定し、同時に2種以上の波長の波は作用しないものとする。

波の伝播方向と平行に地盤に水平な線を考える。土が地震波で振動し始める前にはこの線は直線であるが、振動している間はこの線は曲りくねった形になる。ここで次の記号を導入する。

t : ある瞬間の時刻

u : その瞬間における、初めの直線（或は点 P の座標軸）からの変位

x : 座標軸上の任意原点から点 P までの距離

L : 1 回の振動に対応する波長

A : 地震波の $1/4$ 点（即ち $x = L/4$ ）で起る。点 P の最大変位，波の振幅

T : 波の周期，1 つの波が移動するのに要する時間

すると、波の移動の調和式は次のようになる。

$$u = A \sin \left\{ \frac{2\pi}{L} (x - V_s t) \right\} \quad (\text{式-11})$$

この式はチューブがない土の中を伝わる理想化した波動を表わしている。波がチューブの付近を通過するときのチューブ周辺の地盤の変形は、章Ⅵで説明するように修正を必要とする。図-9 及び（式-12）は t を一定とし x だけの関数として u の変動を表わしている。

$$u = A \sin 2\pi x/L \quad (\text{式-12})$$

図-10 及び（式-13）は x を一定とし、 t だけの関数として u の変動を表わしている。

$$u = A \sin 2\pi t/T \quad (\text{式-13})$$

(4) 土の地震応力

調和振動時の土中のせん断歪(r)は（式-12）より

$$r = \frac{\partial u}{\partial x} = A \frac{2\pi}{L} \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \right) \quad (\text{式-14})$$

$$r_{\max} = 2\pi A/L \quad (\text{式-15})$$

ここで次の記号を導入しよう。

τ_s : セン断応力 (lbs/ft²)

r : セン断歪

すると土の剛性係数は

$$G_s = \frac{\tau_s}{r} = \frac{\tau_s}{\partial u / \partial x}$$

$$\therefore \tau_s = G_s (\partial u / \partial x) = G_s A (2\pi/L) \cos(2\pi x/L) \quad (\text{式-16})$$

$$\tau_{s, \max} = G_s \cdot 2\pi(A/L) \quad (\text{式-17})$$

調和振動時の点 P の横方向の加速度は (式-13) より

$$a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -A \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (\text{式-18})$$

$$a_{\max} = -A(2\pi/T)^2 \quad (\text{式-19})$$

振動を受ける土の微小要素は (式-16) のセン断応力を受けることになり、(式-18) の加速度でもつて振動する。均等密度の土であつて、隣接微小要素が同じ周期、振巾で振動している限りにおいては、微小要素相互間でセン断応力を受けることはあつても圧力としての動的 (加速力的) 反力 (dynamic pressure reaction) を受けることはない。

チューブが存在しない場合、土中の最大セン断応力は (式-17) より

$$\tau_{s, \max} = G_s \cdot 2\pi(A/L)$$

4500 ft (1370 m) の波長に対して、設計スペクトル図より A/L の値は $6.6/4500/12 = 1.22 \times 10^{-4}$ となる。この値及び (式-7) を使うと、最大セン断応力は d の 3 次式として得られる。

$$\tau_{s, \max} = 7.65 \times 10^{-4} \frac{98 + 0.17d}{g} (240 + 6d)^2 \quad (\text{式-20})$$

G_s に (式-7-a) を使うと、最大セン断応力の近似値として次式が得られる。(図-8 参照)

$$\tau_{s, \max} = -96 + 17.60d \quad (\text{lbs/ft}^2) \quad (\text{式-20-a})$$

(式-20-a) は $d = 20 \sim 80$ ft の範囲についてだけ適用できる。(式-20)、(式-20-a) を図示したものが図-11 である。

章Ⅳ節(2)(b)動的応力-歪曲線で述べたように、湾泥に関する応力-歪曲線は直線でないため接線の勾配として決まる剛性係数は一定値をとらず、歪の増加とともに減少する。地質試験の結果を使つて求めた G_s 値では非常に小さい歪しか発生せず、設計地震時のように大きい歪が発生する場合には適用できない。しかし、土やチューブの応力は剛性係数に比例して大きくなるので、地質試験の G_s 値を用いることは随分控え目にとつたことになり、この報告書の予備計算ではこれを用いることにする。

章Ⅳ節(2)(b)動的応力-歪曲線の中で述べた検討についても参照されたい。

(5) 土の設計縦断面図

前に説明したように、弾性定数は、P波、S波の伝播速度 V_p, V_s から求められる。これら伝播速度の測定はB-1~4のボーリング孔について行われただけであり、動的外力の伝播を解析するのに役立つような測定は湾地域では他に行われていなかった。

地質縦断面図(図-2)でわかるように、チューブ軸に沿つて土質も層の厚さも非常に変化している。チューブに作用する動的外力の予備解析には、Sta. 436+69付近のボーリング柱状図や土の諸特性を基にして、単純化した土の設計縦断面図を仮定した。チューブに沿つて土質も層の厚さも変化していることが動的応力と関連してチューブ建設費の見積りにどのように影響するかを決めるために、その影響について後で調べた。(章Ⅴ参照)

合理的な土の設計縦断面図を決めるために、次の資料について調べた。

1. B-4, A-1 ボーリングの柱状図
2. B-4 ボーリング点で測つた伝播速度、(個々の値及び平均値の両者について)
3. 直接せん断試験で決められた、A-1 ボーリングの不攪乱試料のせん断強度(章Ⅳ節(1)静的土質試験参照)

これらのデータを図-6に図示したが、これより、 $d=100\text{ft}$ での

土になると上層の湾泥に比べて非常に堅固であることがわかる。湾泥は密度についても（図-7）、せん断強度についても（図-11）、S波の伝播速度についても（図-6）、深さが増すにつれてほとんど均一に増加していることがわかる。

採用した土の設計縦断図は次の地層で構成されたものである。

1. 厚さ $d_m = 100 \text{ ft}$ の泥土或は粘土層。

$$V_s = 240 + 6d \text{ (ft/sec)} \quad (\text{式-2})$$

$$V_p = 4500 \text{ (ft/sec)} = \text{const}$$

$$\delta = 98 + 0.17d \text{ (lbs/ft}^3\text{)} \quad (d = 100 \text{ ft のとき} \\ \delta = 115 \text{ lbs/ft}^3\text{)} \quad (\text{式-3})$$

2. 泥土層の下にある、厚さ 50 ft の沖積層。

この層は上層の泥土層よりかなり堅固であるものとする。

3. 沖積層の下にある頁岩の岩盤。

図 - 4

予備設計地震スペクトル

横断面内地震盤変位

マグニチュード=8.2

(G.W.Housner 博士の提唱 - 1959.12)

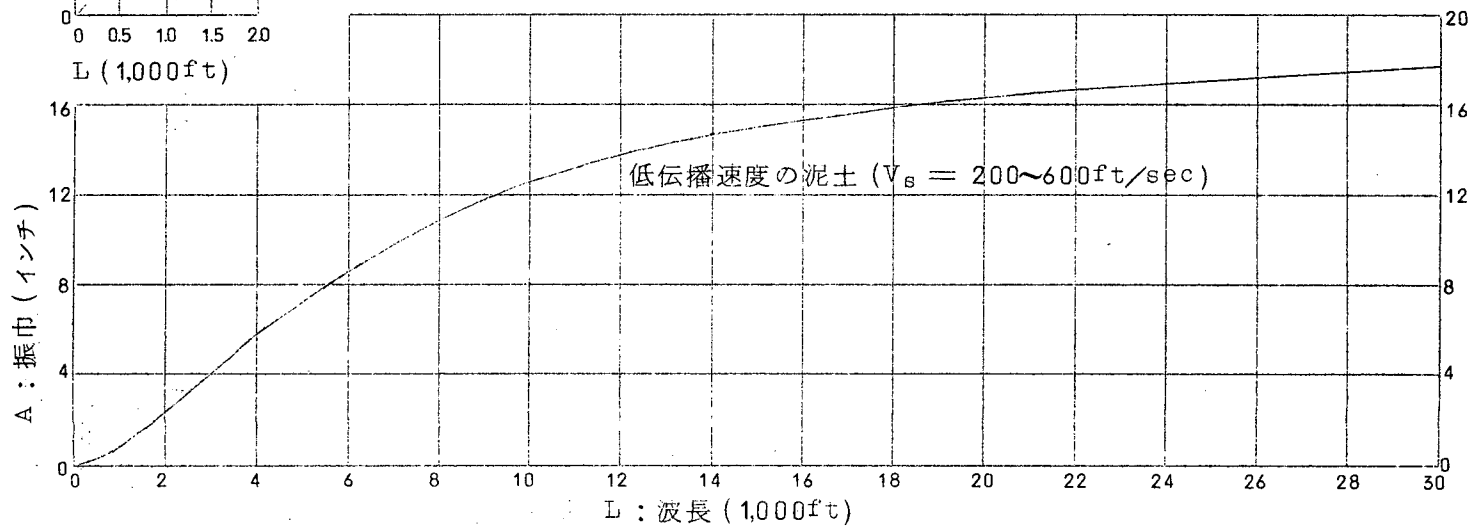
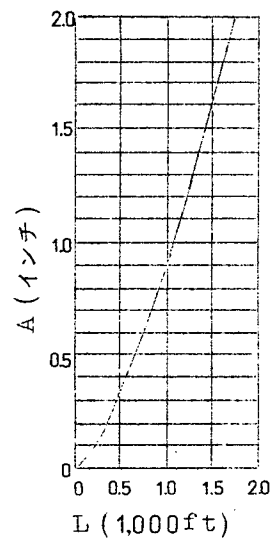
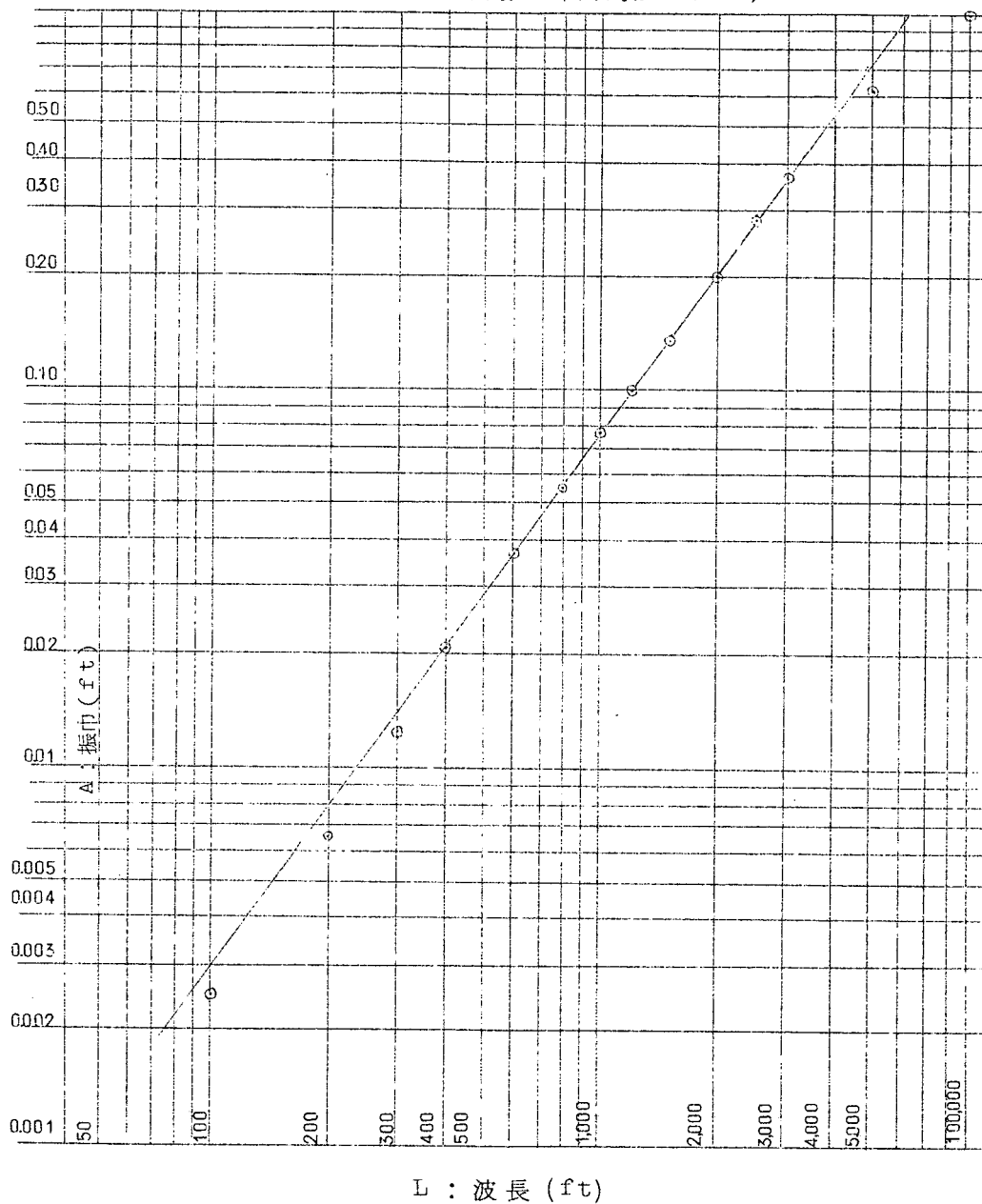


図-5 予備設計地震スペクトル曲線 (両対数グラフ)



$$A = C_1 L^n$$

$$C_1 = 4.9 \times 10^{-6}$$

$$n = 1.4$$

○ = 設計スペクトルの値

S波伝播速度が200~600ft/secの湾泥に適用

物理探査調査地点

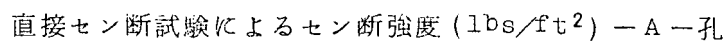
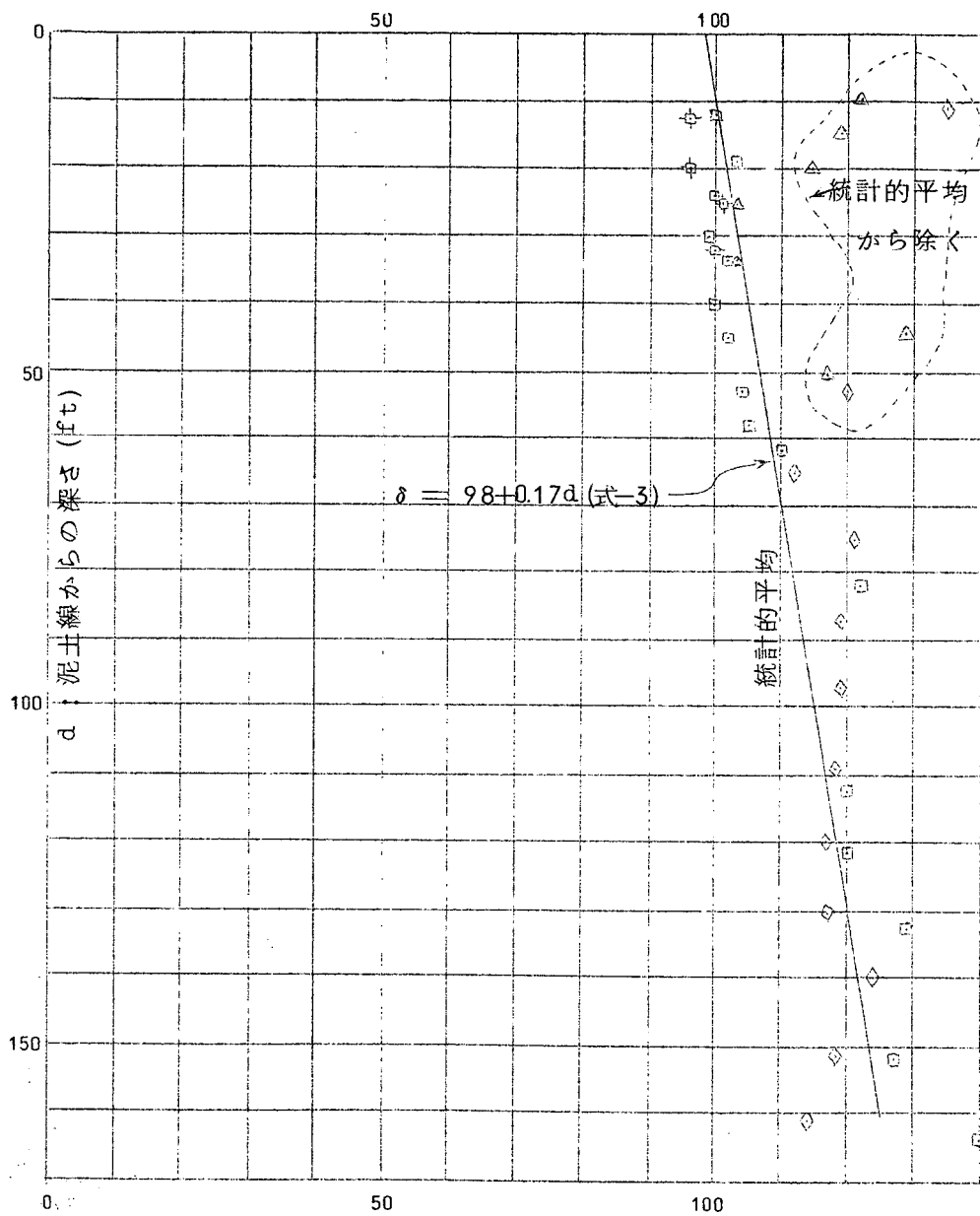


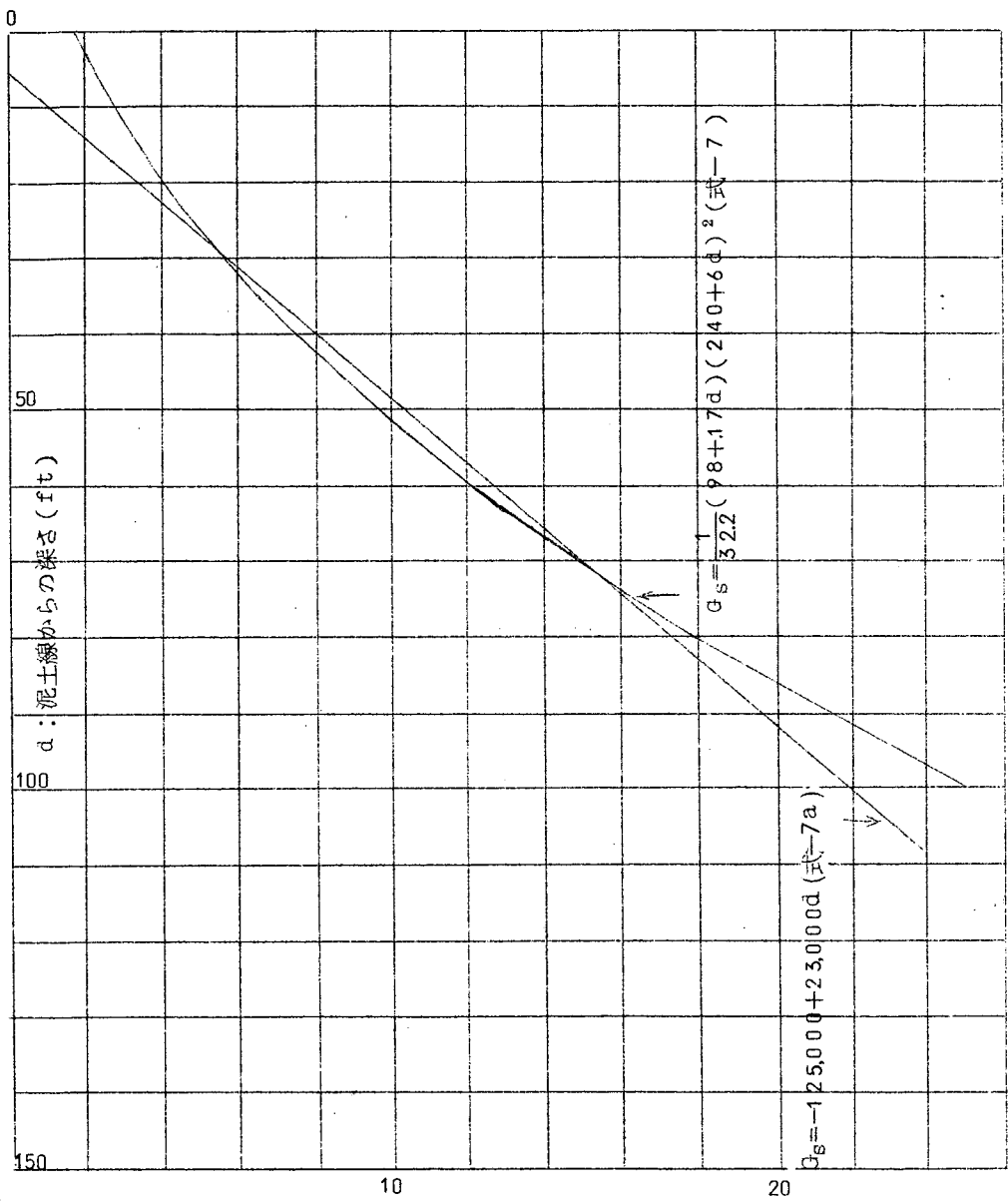
図-7 自然湿潤密度と深さの関係



δ : 自然湿潤密度 (lbs/ft³)

- A-1 ボーリング
- ⊠ A-1a ボーリング
- △ A-2 ボーリング
- ◇ A-3 ボーリング

図-8 土の剛性係数



G_s : 剛性係数 (100,000 lbs/ft²)

図-9 x の関数としての u の変化

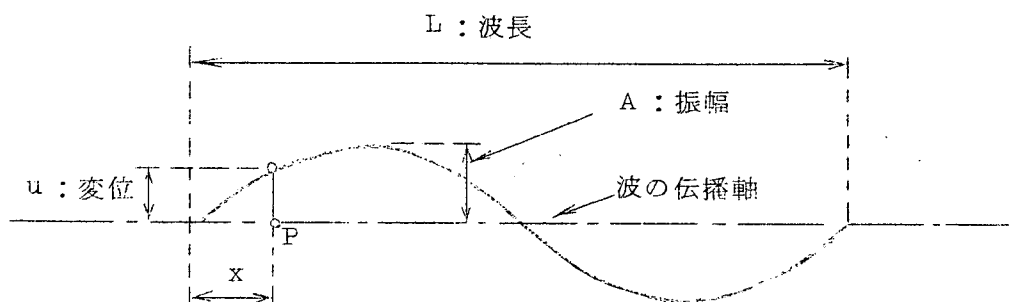


図-10 t の関数としての u の変化

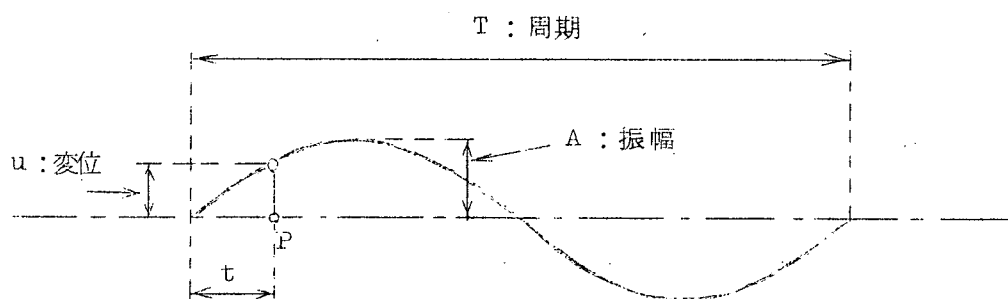
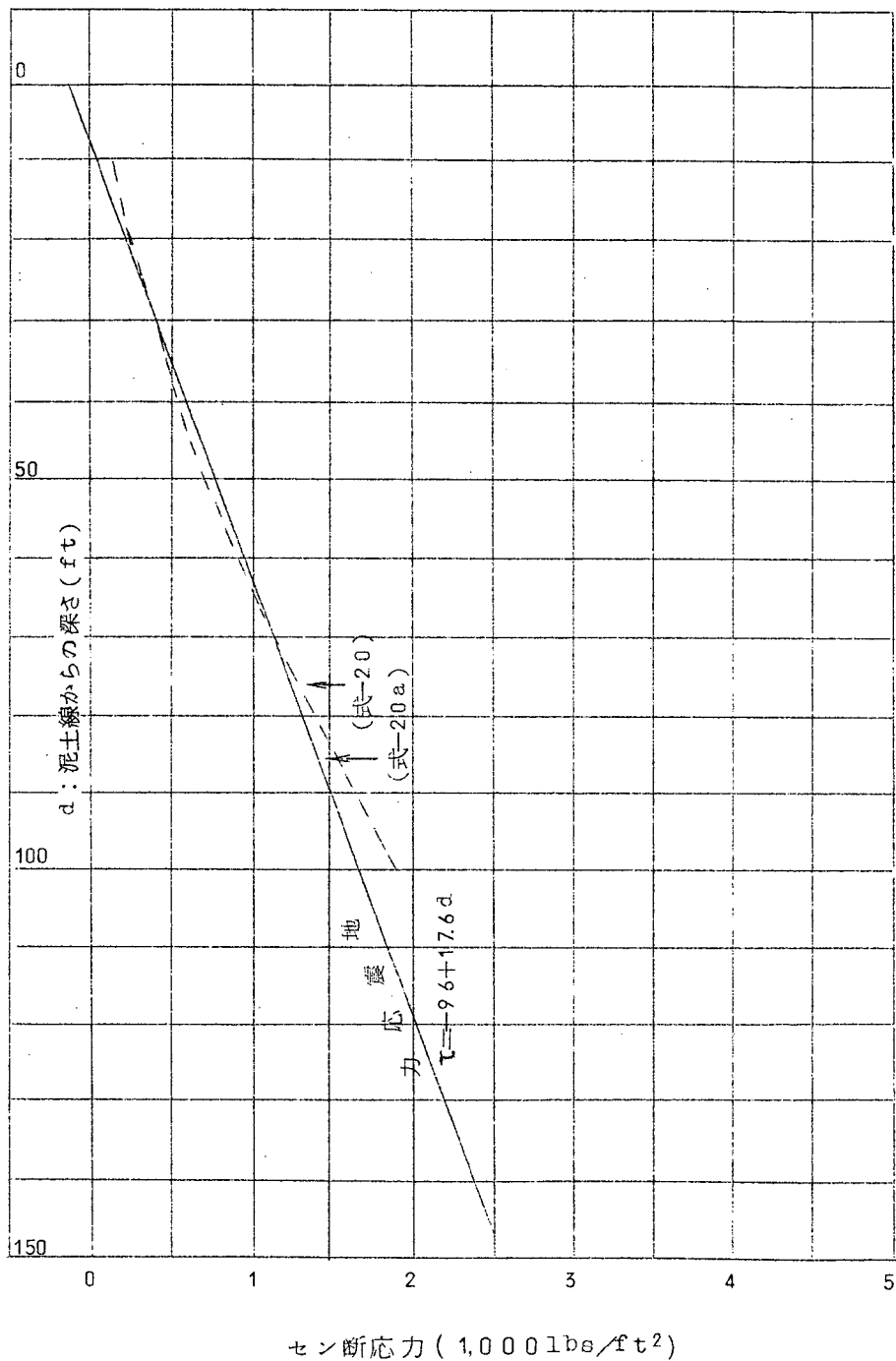


図-11 地震せん断応力



Ⅵ チューブに作用する動的荷重の解析

地震波がチューブ付近を通過すると、チューブは振動するとともに周辺の土の変形を拘束することになる。地震波が土からチューブへ伝達される過程は、たとえその地震が調和振動であつたとしても複雑多岐である。章Ⅴで述べたように、S波だけがチューブの設計に影響するものと考えたが、この章の解析でもチューブに対してはS波の影響だけを考えることにする。前述のように、チューブが存在しない場合はS波によつて土中にせん断応力しか発生しない。

しかし、チューブが存在すると、チューブにも土にも直応力 (normal stress) が発生する。というのは、チューブから遠く離れたところでせん断応力が存在していても、構造物の内面ではせん断応力はゼロになるはずであるからである。チューブの応力を厳密に解析しようと思えば、相当手間のかゝる研究をしなければならない。しかし、そのように厳密な解析を行つても設計にはそれほど影響しないので、こゝでは余裕のあると思われる程度で解析を簡易化することにしよう。

解析を簡明にするために、地震力がチューブに及ぼす影響のし方に応じて、次の部分に分けて考えることにしよう。

1. 横断面内水平及び鉛直方向変形

チューブは土より堅固であるために土より変形が少なく、その結果、チューブと土の間に横断面内で圧力が発生することになる。チューブ表面のせん断応力を無視すれば、チューブは弾性基礎上の梁と考えられる。この場合の荷重は、チューブを土の間の相対変位によつて発生する。

2. チューブに作用する土圧の影響、周辺応力

横断面内の振動によつて発生した外圧力はチューブ断面にせん断力を発生させる。このせん断力の分布と外圧力の分布が一致しないために、

チューブ壁に周辺曲げモーメントとせん断力が発生する。

3. 縦断面内水平方向変形

チューブに対して斜めから作用する地震波によつて、縦断面内水平方向（軸方向）変形が発生する。土と比較すれば、チューブは縦方向に関して剛体とみなしうるから、チューブ周辺の土の縦方向歪を拘束することになる。この拘束作用によりチューブ本体には軸方向の圧縮、引張応力が発生する。

4. チューブに対する横断面内加速度力

土とチューブの弾性定数や密度の違い、チューブの質量分布の不均一性によつて土とチューブ間に外圧力が発生し、チューブ壁質点は、加速度力と外圧力を受けることになる。外圧力の合力は d' Alembert 力（加速度力）の合力と釣り合うが、チューブ全断面にわたつてその分布が一致しないために、チューブ壁に周辺曲げモーメントが発生する。この力は各部分で釣り合っているからチューブ軸方向には何ら曲げモーメントを発生させない。

(1) 横断面内水平方向変形

地震による変形の横断面内水平方向成分（チューブは水平であるとして水平面内でチューブ軸に垂直な方向の変形）に対して設計スペクトルを適用する。こゝでは、この変形成分の解析についてだけ考えることにし、他の成分（横断面内鉛直方向変形、縦断面内水平方向変形）については後で取扱うことにする。

以下の議論において、チューブは均一な弾性体内にあり、チューブ両端の構造物の影響を受けないものと仮定する。また、チューブは周辺の土と同じ周期、位相、波長で振動するものと仮定しておく。

(a) チューブに作用する土圧

チューブ軸上の任意原点から x だけ離れた点での土の横方向変位は、（

式-11) で $t=0$ のとき

$$u = A \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-21})$$

この式は土の振巾がチューブの存在によつて影響を受けない場合の波形を表わしている。

実際のチューブの変位は一般に土だけの自由変位よりも小さいので、土とチューブの間に反力が発生する。この反力は変動するものであり、チューブの単位軸長 (ft) 当り p lbs にまで達する。この反力はチューブ周辺の土の変位を減少させると同時に、後で述べる曲げモーメントを発生させるようなチューブの横方向の曲げを引起す。

図-12において

u : チューブがないときの土の自由変位

y_t : チューブの実変位

とおく。チューブの実変位とその周辺の土の変位とはどの時刻、地点においても同じである。

$$\Delta y = u - y_t$$

= (荷重 p に起因する土の伸縮量)

$$u = A \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-21})$$

土圧载荷によるチューブの最大変位を A_t とおけば、チューブの弾性変形曲線 (elastic curve) は、

$$y_t = A_t \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-22})$$

すると土とチューブの相対変位は

$$\Delta y = u - y_t = (A - A_t) \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-23})$$

こゝで $p/\Delta y = K$ とすると、 K は弾性基礎の基礎定数に相当する定数である。 p を単位軸長当りの lbs, Δy を ft で表わせば K は lbs/ft² となる。 $p = K \Delta y = K(A - A_t) \sin(2\pi x/L)$ (式-24)

この式が土とチューブの間に作用している単位軸長当りの圧力の反力 (pressure reaction) を表わすことになる。(式-23)(式-24)より

$$p = K(u - y_t) \quad (\text{式-25})$$

(D) チューブの弾性変形曲線

コンクリートチューブを可撓梁と考えることにする。コンクリートチューブの諸元及び弾性定数を表-1に示す。表中、断面2次モーメント(I)はチューブを同じ肉厚の円筒と考えてコンクリート断面積だけについて断面2次モーメントを計算してあり、鉄筋量の分は計算に入れていない。また、チューブの弾性変形特性を計算する際には鋼シェルの方も考慮しないことにする。

表-1 コンクリートチューブの諸元及び弾性定数(予備設計)

外 径	$d_1 = 3.5 \text{ ft} \quad (10.67\text{m})$
内 径	$d_2 = 2.933 \text{ ft} \quad (8.94\text{m})$
平 均 径	$(d_1 + d_2)/2 = 3.2167 \text{ ft} \quad (9.80\text{m})$
総 断 面 積	$F_g = 96.2 \text{ ft}^2 \quad (89.4\text{m}^2)$
コンクリート断面積	$F_t = 28.6 \text{ ft}^2 \quad (26.6\text{m}^2)$
断面2次モーメント	$I = (\pi/64)(d_1^4 - d_2^4) = 3.73 \times 10^4 \text{ ft}^4$
コンクリートの弾性係数	$E = 3.00 \times 10^6 \text{ lbs/inch}^2 = 432 \times 10^8 \text{ lbs/ft}^2$ $EI = 1.611 \times 10^{13} \text{ lbs ft}^2$
" ポアソン比 (仮定)	$\sigma = 0.15$
" 剛性係数	$G = E/2(1+\sigma) = 432 \times 10^8 / 2 \times 1.15 = 1.88 \times 10^8 \text{ lbs/ft}^2$

可撓チューブの弾性変形曲線に関する微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} = p \quad (\text{式-26})$$

(式-25)(式-26)より

$$EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} + Ky_t = Ku. \quad (\text{式-27})$$

(式-22)より

$$\frac{d^4 y_t}{dx^4} = \left\{ \frac{2\pi}{L} \right\} A_t \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-28})$$

(式-21, 22, 28) を (式-27) に代入すれば

$$EI \left(-\frac{2\pi}{L} \right)^4 A_t \sin(2\pi x/L) + KA_t \sin(2\pi x/L) = KA \sin(2\pi x/L)$$

$$A_t [K + EI (2\pi/L)^4] = KA$$

$$A_t = \frac{KA}{[K + EI (2\pi/L)^4]} \quad (\text{式-29})$$

従つて、コンクリートチューブの弾性変形曲線は

$$\begin{aligned} y_t &= A_t \sin(2\pi x/L) \\ &= \frac{A \sin(2\pi x/L)}{1 + (EI/K) (2\pi/L)^4} \end{aligned} \quad (\text{式-30})$$

一方、(式-29) より

$$\begin{aligned} A - A_t &= A \left[1 - \frac{1}{1 + (EI/K) (2\pi/L)^4} \right] \\ &= \frac{A}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \end{aligned} \quad (\text{式-31})$$

(式-31) を (式-24) に代入して

$$p = \frac{KA \sin(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-32})$$

よつて p の最大値は

$$p_m = \frac{KA}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-32-a})$$

チューブに作用するせん断力は次式で表わされる。

$$V = - \int p \, dx \quad (\text{式-32-b})$$

こゝに負号は単純梁で普通用いられる約束と合わせるためのものである。

よつて (式-32) より

$$V = \frac{KA (L/2\pi) \cos(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-33})$$

V の最大値は

$$V_m = \frac{KA (L/2\pi)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-33-a})$$

同様にして調和波に沿った方向のチューブの曲げモーメントは

$$M = \int V dx$$

$$= \frac{KA (L/2\pi)^2 \sin(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-3.4})$$

Mの最大値は

$$M_m = \frac{KA (L/2\pi)^2}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-3.4-a})$$

(式-3.0, 3.2, 3.3, 3.4) はチューブ軸に平行な平面内での調和変形 (例えば横断面内水平方向変形、横断面内鉛直方向変形等) に関しての弾性変形曲線、チューブに作用する圧力及びチューブのせん断力と曲げモーメントを表わしている。これらの式中のKの値はチューブ軸に沿った各地点での柱状図の特性によつて変わるが、水平方向変形か鉛直方向変形かによつても異なる。

(c) 土の基礎定数(K)

前述のように、この基礎定数(K)は、チューブと土の間の圧力 (p: チューブ単位軸長当りのポンド) とその圧力による土の変位の減少量 (Δy : 図-1.2 参照) との比であつて一定値であると仮定している。土に対するチューブの反力によつて、地震波が通過する際の土の自由振動変位量は減少される。

チューブが土に影響を与える範囲をチューブ軸から半径R内であると仮定し、その範囲内では地震時に図-1.3に示すような影響が現われるものとしよう。チューブと直接接触している土は点P₁から点P₂へ移動 (影響円外の土に対する相対的な移動) させられる。これによつて点P₂より右の部分の土は圧縮を、点P₂より左の部分の土は“引張り” (というよりはむしろ、圧縮が軽減されること) を受けることになり、また、チューブの上方、下方部の土にはせん断応力が伝播されることになる。もつと詳しい解析をすれば、実際にはチューブ周辺ではどの点においても直応力、せん断応力の両者が存在していることがわかるが、図-1.3に示すように仮定しても計

算上では十分妥当な近似であると思われる。

全分布荷重 P の中で土の圧縮力による荷重を p_c で表わすと、チューブの反対側での“引張り”力も(絶対値が) p_c と等しいものである。同様に、全分布荷重の中でチューブの一部(下部)に作用するセン断応力を p_s で表わそう。このセン断応力は直応力 (p_c) のように 2 倍に加算されない。それは、セン断歪がチューブ下方の土からだけしか伝播せず、チューブ周辺で均等に伝播されないからであつて、さらには、もしチューブが比較的表面(湾面)近くにある場合にはチューブの上部では何ら“接触物”がないためでもある。(項⑨参照)

土を完全弾性体とすれば土の圧縮力(又は引張り力)は、

$$p_c = K_c \Delta y$$

同様に $p_s = K_s \Delta y$

よつて $P = 2p_c + p_s = (2K_c + K_s) \Delta y$

こゝで $2K_c + K_s = K$ とおけば (式-35)

$$P = K \Delta y \quad (\text{式-36})$$

このように $2K_c$ と K_s とを加算することは幾分余裕があると思われる。チューブ軸より上の土被りには制限があるので、チューブから受ける水平方向圧力は土中の鉛直面上に対称的には分布せず、その結果 K_c の有効値が減少する。実際、地層の厚さ(こゝでは 150ft と仮定している)の数倍の波長の波については実用上土の反力のすべてがセン断力として、下層の堅固な土に伝播される。しかし、以下に示すように、チューブ応力の計算に関する危険波長は約 150~500ft の範囲内であるので、この計算に用いる K_c として何らの形で波長を考慮しておく方がよいように思われる。

(d) 圧縮に対する土の基礎定数 (K_c)

チューブによつて発生する帯荷重 (strip load) が仮定した地震波形に応じて正、負に変化することを考慮したうえで、弾性体内の圧縮力と変形の分布についての Boussinesq 理論を応用して、圧縮に対する土の基礎定数を決定することにしよう。

K_c 値の誘導の詳細は後に示すとして（付録 C 参照）、最終的な結果は、

$$K_c = E_s L^{-0.3} / 0.223 \quad (\text{式-43})$$

ここに L : 波長、 E_s : 土の弾性係数

横断面内水平方向変形に関して、（式-43）で用いる E_s 値としてはチューブ水平軸の深さ d_c での値を採用する（式-10）

各種の波長、深さについてこの式で計算した K_c 値を表-2 に示す。前述のように、これらの値は幾分大きい目の値となっており、 L が 500 ft を越える場合即ち、泥・粘土・砂層の厚さよりも波長 L が大きい場合、特に顕著である。

表-2 圧縮に対する基礎定数 (K_c)

水平方向変形

$$d_m = 100 \text{ ft}$$

$$K_c \times 10^{-6} (\text{lbs}/\text{ft}^2) = (-1.667 + 0.307 d) L^{-0.3} \quad (\text{式-44})$$

$L(\text{ft})$	$d_c = 20'$	$d_c = 30'$	$d_c = 40'$	$d_c = 50'$	$d_c = 60'$	$d_c = 70'$	$d_c = 80'$
100	1.121	1.891	2.660	3.430	4.199	4.969	5.739
200	0.911	1.537	2.162	2.788	3.413	4.039	4.664
300	0.809	1.363	1.918	2.473	3.028	3.583	4.138
400	0.742	1.251	1.759	2.268	2.777	3.286	3.795
500	0.692	1.168	1.643	2.118	2.593	3.069	3.544
600	0.657	1.107	1.558	2.009	2.459	2.910	3.361
700	0.625	1.055	1.484	1.913	2.342	2.772	3.201
800	0.603	1.017	1.431	1.845	2.259	2.673	3.087

(e) セン断歪に対する土の基礎定数 (K_s)

この研究では、土のセン断歪に関する基礎定数は、チューブが平行四辺形の土の柱で下層の堅固な頁岩と連絡されており、その柱の中の水平面に均一に分布しているセン断応力によつて水平外力に抵抗しているものと仮

定して決定する。

K_s 値の誘導の詳細は後に示すとして（付録 C 参照）、最終的な結果は、

$$K_s = \frac{2G_0 \tan \theta}{\log e \left\{ \frac{(G_0 + c_1 x_1)(x_2/x_1)}{(G_0 + c_1 x_2)} \right\}} \quad (\text{式-49})$$

ここに G_0 : 点 P（仮定したせん断力分布限界線の交点）における土の剛性係数

x_1, x_2 : 点 P からの深さ

θ : 仮定したせん断力分布限界線と鉛直線とのなす角度

泥土線からのチューブ軸の深さ (d_c)、或は泥土層底面とチューブ軸の距離 (h) の各種についてこの式で計算した K_s 値を表-3 に示す。

(式-32-a) (式-33-a) (式-34-a) 中の K 値としては (式-35) の

$$K = 2K_c + K_s$$

を用いる。

表-4 に $d_m = 100\text{ft}$ の場合で、各種の波長、深さ (d_c : 泥土線からのチューブ軸の深さ) についての K 値を示す。

表-3 セン断に対する基礎定数 (K_s)

水平方向変形

$$d_m = 100 \text{ ft}$$

$$K_s = \frac{4,850,000 - 59,800h}{\log e \frac{(2,175,500 - 23,000h)(13.5+h)}{29,369,250}} \quad (\text{式-50})$$

d_c (ft)	h (ft)	K_s (lbs/ft ²)
20	80	946,000
30	70	1,390,000
40	60	1,831,000
50	50	2,330,000
60	40	2,964,000
70	30	3,873,000
80	20	5,427,000

表-4 水平変形に対する基礎定数

$$d_m = 100 \text{ ft}$$

$$K \times 10^{-6} (\text{lbs/ft}^2) = (2K_c + K_s) \times 10^{-6} \quad (\text{式-35})$$

L (ft)	$d_c = 20'$	$d_c = 30'$	$d_c = 40'$	$d_c = 50'$	$d_c = 60'$	$d_c = 70'$	$d_c = 80'$
100	3.188	5.172	7.151	9.190	11.362	13.811	16.905
200	27.68	44.64	61.55	79.06	97.90	119.51	147.55
300	25.46	41.16	56.67	72.76	90.20	110.39	137.03
400	24.30	38.92	53.49	68.66	85.18	104.45	130.17
500	23.30	37.26	51.17	65.66	81.50	100.11	125.15
600	22.60	36.04	49.47	63.48	78.82	96.93	121.49
700	21.96	35.00	47.99	61.56	76.48	94.17	118.29
800	21.52	34.24	46.93	60.20	74.82	92.19	116.01

(f) チューブに最大土圧、最大せん断力、最大曲げモーメントを発生させる波長。

項(b)チューブの弾性変形曲線に戻つてみれば、チューブに作用する土圧の最大値は、

$$p_m = \frac{KA}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-32-a})$$

章V節(1)設計スペクトルで述べたように、波の振幅 A は、波長の関数とし

$$\text{て、 } A = C_1 L^n \quad (\text{式-1})$$

ここに $n = 1.40$

P_m 値を最大にするような L 値を L_p とすれば、この L_p は次のようにして得られる。即ち、(式-32-a)について(A を L の関数で表わした後に) dp_m/dL を算出し、それをゼロとおけばよい。(式-43)に示すように K も L の関数であるから、結果として(式-32-a)は複雑な形となり L_p 値を簡単に算出することを妨げている。ところが、 K_c は L の変化に従つて徐々に変化しただけであるから L_p 値を算出する際には K が L の関数でないと考えて差支えないであろう。このようにすれば L_p 値は次式のように得られる。

$$L_p = 2\pi \left(\frac{EI}{K} \frac{n}{4-n} \right)^{1/4} \quad (\text{式-53})$$

同様に、 V_m を最大にするような L 値を L_v とすると、(式-33-a)を微分して L_v 値は次式のように得られる。

$$L_v = 2\pi \left(\frac{EI}{K} \frac{n+1}{3-n} \right)^{1/4} \quad (\text{式-54})$$

M_m を最大にするような L 値、即ち、 L_m も同様にして(式-34-a)より次式のように得られる。

$$L_m = 2\pi \left(\frac{EI}{K} \frac{n+2}{2-n} \right)^{1/4} \quad (\text{式-55})$$

(式-53、54、55)の誘導の詳細は付録Cに述べてある。

(g) チューブに作用する最大土圧、最大せん断力及び最大曲げモーメント

S波による横断面内水平方向変形の結果としてチューブに作用する最大土圧、最大せん断力及び最大曲げモーメントは次のようにして算出される。

(式-53、54、55)は、 $K = \text{const}$ の仮定のもとでチューブに作用する土圧、せん断力及び曲げモーメントが夫々最大となるような波長の値を与えるものである。実際には $K = 2K_c + K_g$ であつて K_c は(式-44)、 K_g は(式-50)で表わされる。

最大土圧を発生させるような K 、 L 値は(K_c 、 K_g 、 L_p を与える式)(式-44、53)を同時に満足しなければならず、同様に最大せん断力につ

いては(式-44、50、54)、最大曲げモーメントについては(式-44、50、55)を満足しなければならず、これらの式より夫々のK、L値が決定される。

これらの式を解くには試行錯誤法が用いられるが、この手続きを簡単にするために、まず(式-53、54、55)を両対数グラフにプロットしておく(図-14)。そしてこのグラフに、各種 d_c 値に対して(式-44、50)から算出される $K(=2K_c+K_s)$ 対L曲線を描き加える。

これら曲線の交点の値が求めるK、L値であり、 $P_m \cdot V_m \cdot M_m$ の最大値は次式で与えられる。

$$P_{m \cdot \max} = \frac{KA}{1+B} \quad (\text{式-32-a})$$

$$V_{m \cdot \max} = \frac{KA(L/2\pi)}{1+B} \quad (\text{式-33-a})$$

$$M_{m \cdot \max} = \frac{KA(L/2\pi)^2}{1+B} \quad (\text{式-34-a})$$

$$\text{ここに } B = \frac{KL^4}{EI(2\pi)^4}$$

設計地震時に地盤の横断面内水平方向変形によつて発生する土圧、横断面内せん断力、軸方向曲げモーメント及び(軸方向曲げモーメントによる)曲げ応力の最大値の計算結果を表-5に示す。

表-5 チューブに作用する土荷重、水平方向変形
最大土圧

d_c (ft)	K (psf)	L_p (ft)	A (ft)	$P_{\max}$ (lbs/ft)
2.0	2.6×10^6	270	.01248	20,900
3.0	$4.3 \times "$	235	.01028	29,000
4.0	$6.1 \times "$	217	.00913	36,200
5.0	$7.9 \times "$	205	.00845	43,000
6.0	$9.8 \times "$	195	.00786	49,250
7.0	$12.2 \times "$	185	.00733	56,900
8.0	$15.0 \times "$	173	.00660	64,400

最大せん断力

d_c (ft)	K (psf)	L_v (ft)	A (ft)	V_{max} (kips)
20	2.5×10^6	350	.01770	990
30	$4.1 \times "$	310	.01504	1,210
40	$5.8 \times "$	285	.01337	1,390
50	$7.5 \times "$	265	.01198	1,540
60	$9.3 \times "$	255	.01144	1,690
70	$11.5 \times "$	240	.01051	1,830
80	$14.5 \times "$	225	.00978	2,050

最大軸方向曲げモーメント及び最大曲げ応力

d_c (ft)	K (psf)	L_m (ft)	A (ft)	M_{max} (ft-kips)	$f_{c,max}$ (psi)
20	2.4×10^6	500	.02936	63,800	208
30	$3.8 \times "$	440	.02450	68,700	224
40	$5.4 \times "$	405	.02187	72,100	235
50	$7.0 \times "$	380	.02010	75,100	245
60	$8.7 \times "$	360	.01854	77,800	254
70	$10.7 \times "$	340	.01712	80,000	261
80	$13.5 \times "$	320	.01570	82,600	269

(2) 横断面内鉛直方向変形

章V節(1)設計スペクトルで述べたように、地震波の横断面内鉛直方向成分は波長とは関係なく設計スペクトルの2/3の振巾をもっているものと仮定する。この波（鉛直方向成分）はチューブ軸を含む鉛直平面内の変形を引起すことになる。この波がチューブ応力に及ぼす影響を解析する方法は前述の横断面内水平方向変形の場合と同様であり、土の基礎定数 (K_v) の決め方が異なるだけである。

今の場合、チューブの変形によつて土は鉛直方向に圧縮されるだけである。というのは、チューブ軸に平行して剛な土壁体 (rigid vertical soil structure) が存在しないためにチューブから土へせん断力が伝播され得ないからである。よつて、基礎定数 K_v を決定するに当つて、前述の K_g のときのような計算はしなくてもよいことになる。チューブの土被りは相対的に小さいから、チューブより下の土の圧縮についてだけ考慮して K_v を計算することにする。

従つて、この問題は半無限弾性体に載荷された場合の問題と類似である。たゞ今の場合、チューブ軸からある程度離れたところに比較的剛な地層が存在しており、これによつて土の鉛直変位量が減少し、この変位量は泥土層内だけでまかなわれることになる。このような剛基礎をもつ2地層系 (two-layer rigid-base system) については、D. M. Burmister 教授の論文 (文献-9) 中に、等分布載荷面が任意形状をもつ場合について解かれている。Burmister の方法は下層のヤング係数 (E_g) が上層のヤング係数の少なくとも 1000 倍以上であるという仮定のもとに展開されている。土の設計縦断図によれば2層の弾性係数の比は Burmister の仮定ほど大きくないが、この方法を用いることはチューブ応力の計算には安全側となる。さらに簡単化のために、泥土の E_g 値は深さ(d)に関して一定であると仮定し、泥土層の中央面と沖積層上面との中点における値を (式-10) によつて計算する。

横断面内水平方向変形の場合の K_g を決定するとき、帯荷重が仮定した地震波形のもとで正、負に変動すると仮定してやつたのと同様の方法で、Burmister の方法を応用すればよい。前と同様に、 K_v 値は波長の関数となり、また、深くなるほど大きくなる。 K_v の誘導の詳細は付録Cに述べてある。

- (a) チューブに作用する最大土圧、最大せん断力及び最大曲げモーメント
これらの値は、水平方向変形の場合と同様の方法で計算されるが、今

の場合 K の代りに K_v が用いられ、最大値を発生させる波長は図式的（付録 C の付図 - 11 参照）に決定される。鉛直方向変形の場合の振巾 (A) は、設計スペクトルで与えられた波長に対応する振巾の $2/3$ をとる。

設計地震時に地盤の横断面内鉛直方向変形によつて発生する土圧、横断面内せん断力、軸方向曲げモーメント及び（軸方向曲げモーメントによる）曲げ応力 (f_c) の最大値の計算結果を表 - 6 に示す。

表 - 6 チューブに作用する土荷重：鉛直方向変形

最大土圧

d_c (ft)	K (psf)	L_p (ft)	A (ft)	P_{max} (lbs/ft)
20	3.74×10^6	245	.01082	17,600
30	$4.33 \times "$	238	.01039	19,300
40	$5.26 \times "$	225	.00960	21,900
50	$6.36 \times "$	215	.00901	24,800
60	$7.86 \times "$	205	.00843	28,400
70	$10.73 \times "$	190	.00758	34,900
80	$17.15 \times "$	167	.00633	47,200

最大せん断力

d_c (ft)	K (psf)	L_v (ft)	A (ft)	V_{max} (kips)
20	3.74×10^6	320	.01570	775
30	$4.33 \times "$	305	.01470	827
40	$5.26 \times "$	290	.01370	892
50	$6.36 \times "$	280	.01304	967
60	$7.86 \times "$	265	.01208	1,050
70	$10.73 \times "$	245	.01082	1,305
80	$17.15 \times "$	215	.00901	1,435

最大軸方向曲げモーメント及び最大曲げ応力

d_c (ft)	K (psf)	L_m (ft)	A (ft)	M_{max} (ft-kips)	f_c max (psi)
20	3.74×10^6	440	.02450	45,900	150
30	$4.33 \times "$	425	.02339	46,600	152
40	$5.26 \times "$	405	.02187	48,000	156
50	$6.36 \times "$	390	.02060	49,100	160
60	$7.86 \times "$	365	.01910	51,400	167
70	$10.73 \times "$	340	.01712	53,400	174
80	$17.15 \times "$	300	.01436	57,300	187

(3) チューブに作用する土圧の影響：周辺応力

チューブ軸に対して横から作用する土の影響を述べたときに、土とチューブの間に圧力の反力 (pressure reaction) が発生し、これがチューブに軸方向曲げモーメントを発生させることを指摘した。この土圧はチューブ断面のせん断力と釣り合うはずである。チューブ壁に沿ってこの土圧の分布とせん断力の分布とは一致しないので、コンクリートチューブ壁には周辺曲げモーメントが発生する。

チューブに作用する土圧は土圧作用方向と直交する直径上に等分布しているものと仮定しよう。この土圧はチューブ壁に沿って分布しているせん断応力と釣り合うはずである。壁厚がチューブ半径に比べて小さいものとすれば、単位周辺長当りのせん断応力はチューブ壁面に接する方向を向いていると考えられる。このせん断応力は、実際には壁厚全体に分布しているのであるが、計算の簡単のためチューブ外壁面に作用しているものと仮定する。このせん断応力の周辺上の分布は、土圧作用方向に平行な直径上の点でゼロとなり、最大値が次式で表わされるような $\sin$ 曲線状の分布であると仮定する。

$$S = P/\pi r \quad (\text{式-66-a})$$

ここに S : 周辺せん断力 (lbs/ft)

P : チューブに作用する土圧 (lbs/ft)

r : チューブ外半径 (ft)

周辺応力の解析の詳細は付録Cに述べてある。この解析の結果が下に掲げてあり、この中には、周辺曲げモーメント、半径方向せん断応力、推力 (normal thrust) が係数と単位軸長当りの土圧とチューブ外半径とで表示ある。

周辺曲げモーメント、推力及び半径方向せん断力

リング上の位置	M	T	V
B. 底部: 土圧作用方向と平行な直径の下端	0.0700pr	-0.1857p	0
E. 土圧作用方向と直交する直径の両端	-0.0624pr	-0.2500p	0.0265p
T. 頂部: 土圧作用方向と平行な直径の上端	0.0550pr	-0.1857p	0

ここに $+M$: リング外縁に圧縮を生じるようなモーメント

$+T$: 引張り力

V : リングの半径方向せん断力 (radial shear)

上述の载荷条件は典型的なものであるから鉛直方向変形の場合にも水平方向変形の場合にも適用できる。節(1)横断面内水平方向変形で述べたように全土圧 ((式-32-a) 中 $K=2K_c+K_s$) は次の2つに分けられる。1つはチューブの右から水平方向に作用する正の圧力、他の1つはチューブの左から作用する負の圧力で大きさはともに全土圧の $1/2$ である。さらに地震波の鉛直成分から引起された鉛直荷重 ((式-32-a) 中 $K=K_v$) がチューブの下面から上向きに作用している。これらの土圧の作用方向を考慮したうえで合成すれば、チューブ内に発生する合成周辺曲げモーメントを決めることができる (表-7 参照)

(4) 縦断面内水平方向変形

チューブは San Andreas, Hayward 両断層と直交する方向を向いている

ので、この断層で発生した地震は本質的にはチューブを横方向にせん断変形させることが多い。この地震振動については設計スペクトルの中で考慮されている。横方向せん断波と軸方向P波とに限つていえば、泥土のチューブ軸方向への伸縮は微小であり、チューブの軸方向歪は底岩盤に比べて小さいものと考えられる。従つて、これらによつて発生する応力に対してチューブが耐えられるかどうかについては全く心配はない。しかし、チューブ軸に対してある角度をもつてせん断波が作用する場合には、これらより重大な応力が発生することがある。この影響について図-15で説明しよう。

チューブ軸上に点Pをとり、地震波が直線BBに沿つて伝播速度 V_s で伝播してくるものとする。ある時刻 t_0 のとき直線BBと直交する方向への土の変位を、点Pでゼロとすると、直線BBに沿つてこの点Pから $L/2$ だけ離れた点 P_2 ではゼロ、 $L/4$ だけ離れた点 P_4 ではAとなる。⊗点 P_2, P_4 で直線BBに垂線をたててそれとチューブ軸との交点を P_2', P_4' とする。伝波線(wave front)は1直線であるから、時刻 t_0 のとき点 P_4' では点 P_4 と同じ振巾Aだけ P_4P_4' の方向に変化し、点 P_2' では点 P_2 と同じくゼロである。点 P_4' での土の変位のチューブ軸方向成分は、

$$A' = A \cos \theta$$

同様に、BB上で点Pから x だけ離れた点 P_x での変位を u とすれば、チューブ軸上で点Pから $x' (= x/\sin \theta)$ だけ離れた点 P_x' での変位のチューブ軸方向成分は、

$$u = u \cos \theta$$

直線BBに沿つて波形が

$$u = A \sin(2\pi x/L)$$

で表わされるものとすれば、点 P_x' のチューブ軸方向変位は

$$u' = u \cos \theta = A \sin(2\pi x/L) \cos \theta$$

この式はチューブ軸に沿つた方向への土の相対変位(チューブに対する相対変位)を表わしている。このような土とチューブの相対的軸方向変位によつてチューブ軸に沿つてsin曲線のように変化する軸方向外力が発生し、その結果、チューブに伸縮効果即ち、“Push-pull”効果が提起される。

⊗ G. W. HousnerはA値を設計スペクトルの値の $1/2$ をとるのがよいと述べている。

以下に、G.W.Housner 博士によつて提唱された "Push-pull" 効果の解析法を述べることにする。

San Andreas, Hayward 両断層のいずれかで発生する地震波は、浅いときは地殻表面、深いときは20マイル以上もの深さの断層面上の地点から伝播してくる。湾地域はこのように断層面から上方及び東方に伝播してくる地震波によつて揺さぶられるが、まず底岩盤の頁岩層が揺さぶられ、次に頁岩層の水平振動がセン断波として、泥土中を上方に伝播する。このように、チューブに直接作用してくる型式の地震波はほとんどない。しかし実際の地震波は一連の平面伝播波 (a single train of plane-polarized waves) だけではなくて、断層面上の他の地点で発生した波や反射、屈折の後に到達した波等の混合したものであることがわかり、このことから、実際にはチューブに直接作用してくるセン断波も発生しうることをわかる。

一般に、底岩盤内を伝播する地震波の波長が泥土層の厚さに比べて大きいと、チューブに発生する "push-pull" 効果による応力は非常に小さくなる。極端な場合として無限に長い波長を考えれば、泥土層は、チューブ全長にわたつて何ら歪を発生せずに底岩盤と全く同じ運動をすることになり、チューブには軸方向の応力も歪も発生しない。

波長が2000ftの場合、それに比べて薄い泥土層は底岩盤と同様の変位と歪を受けることになる。push-pull 効果によるチューブの歪は、泥土の歪を越えることはできないのであるから底岩盤の歪より小さいといふことができる。底岩盤が引張り破壊を起す恐れはなく、鉄筋コンクリートチューブはそれよりも引張りに強いのであるから、結局、泥土層の厚さ程度より長い波長のものについてはチューブは何ら危険にさらされないといふことができる。

チューブの設計に余裕を持たせるために、波長が500ftで振巾が設計スペクトルより $A = 0.36$ インチのセン断波を仮定し、最も影響の大きい場

合として波がチューブ軸に対して 45° の角度で作用する場合を考えることにしよう。

点 P_x の横方向の変位は (チューブのない場合)

$$u = A \sin(2\pi x/L)$$

$$\text{ここに } A = 0.36 \text{ in} = 0.003 \text{ ft}; L = 500 \text{ ft}$$

点 $P_{x'}$ のチューブ軸方向の変位は、

$$u' = A \sin(2\pi x/L) \cos \theta \quad (\text{式-59})$$

$\theta = 45^\circ$ のとき

$$u' = (A/\sqrt{2}) \sin(2\pi x/L) \quad (\text{式-60})$$

チューブ軸方向の土の歪は

$$\epsilon = \frac{\partial u'}{\partial x'} = \frac{\partial u'}{\partial x} \frac{dx}{dx'}$$

(式-60) より

$$\frac{\partial u'}{\partial x} = \frac{2\pi A}{L\sqrt{2}} \cos(2\pi x/L) \quad (\text{式-60-a})$$

また $x' = x/\sin \theta$; $dx/dx' = \sin \theta = 1/\sqrt{2}$ であるから

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{\partial u'}{\partial x} \sin \theta = \frac{A \cdot 2\pi}{\sqrt{2}L} \frac{\cos(2\pi x/L)}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{\pi A}{L} \cos \frac{2\pi x}{L} \end{aligned} \quad (\text{式-61})$$

チューブは土と比較すれば軸方向について剛体であると考えられるから、チューブ壁面に直接接触している土の歪を拘束することになる。

そのためにチューブには応力が発生することになるが、この応力はチューブがない場合に発生すべき土の歪を拘束するのに必要な土中のせん断応力と圧縮応力との和に等しいと仮定して算定される。チューブ応力の誘導の詳細は付録Cで述べてある。その結果、チューブに作用する最大外力は、

$$F = 2d_1 G_{av} A \left[\frac{\pi h}{L} + \frac{L}{2\pi h} \right] \quad (\text{式-65})$$

ここに F : チューブに作用する外力 (lbs)

d_1 : チューブの外径 (ft)

G_{av} : 土の平均剛性係数 (lbs/ft^2)

$= E_{av}/2.98$ (式-9.56) 参照)

h : チューブ軸から堅固な沖積層上面までの深さ (ft)

この外力 F は引張り及び圧縮の量大値を表わしている。“push-pull”効果によつてチューブ内に発生する応力の算定は付録 C に述べてあるが、それによると鋼シエルの断面を考慮しない場合コンクリート壁には最大 192 psi ($13.5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$) が発生することになる。

(5) チューブに作用する横断面内加速度力

付録 A で述べたように、California で記録された地盤の最大加速度は約 0.33g である。設計地震に対して、湾泥中の最大加速度は周期 0.20 秒の調和波に関するもので約 0.66g であると仮定する。この加速度は設計スペクトルから求められるものより相当に大きいものであるが、これはいくつかの小さい振巾の波が偶然に重なり合つて 1 つの衝激として加速度計に現われてくるものであり、設計スペクトルには含まれていないものである。土に比べてチューブの剛さが高いために減衰効果が現われ、そのためにチューブの加速度は 0.66g より幾分小さ目となる。しかし、この効果を見捨てても設計としては安全側となる。

このような大きい加速度力を伴つた波が土中を伝播するとき (チューブがない場合)、土粒子間には地震波の調和歪による動的外力だけが作用する。土中にチューブが存在すると今度はチューブと土の間でも相互に作用するが、これらは密度や弾性係数の点で異なり、又、チューブ断面内での質量分布が一様でないために土とチューブの間に外圧力が発生する。ニュートンの第 2 法則により、チューブに作用する反力は $0.66W$ となる。(W は路面等を含んだチューブの全重量) チューブに作用する全圧力はこれら反力の和に等しい。しかし、チューブ断面上のこれら反力の分布はチューブ壁に作用する土圧の分布とは異なる。このためにチューブ殻に周辺曲げモーメントが発生する。一

方、チューブの反力は外から作用する土圧と、釣合っているので、チューブには軸方向の曲げは発生しない。

仮定した最大地震加速度力がチューブに与える影響はd' Alembert 力を用いて調べることができる。(“ Dynamics ” G.W.Housner & D.E.Hudson ; Van Nostrand, 1959; p253 参照)。これによれば、チューブに作用する土圧は加速度とは逆の向きであることがわかり、次式で表わされる。

$$P_d = 0.66 W$$

ここに W : 路面等を含めたチューブの全重量 (lbs/ft) (図-16 参照)
チューブはそれと置換わる水より僅かに重いだけであるから、同じであると仮定して、

$$W = 64\pi(17.5)^2 = 61,500 \text{ lbs/ft (62,000 とする)}$$

$$\therefore P_d = 0.66 \times 62,000 = 41,000 \text{ lbs/ft}$$

この P_d はチューブ周辺に沿って等分布しているものと仮定するとチューブ表面の d' Alembert 力は[⊗]

$$p_d = P_d / 35\pi = 373 \text{ lbs/ft}^2$$

ニュートンの第2法則によれば、この加速度力は合力 $P_a = P_d = 41,000 \text{ lbs/ft}$ であるような土圧と釣合わなければならない。この土圧は鉛直面へのチューブの投影面上に等分布するものであり、次式のような水平方向の等分布土圧となる。

$$p_a = P_a / 2d_1$$

この土圧はチューブの両側から作用し、一方は正 (チューブに押しつける) で、他方は負 (チューブから引き離す) である。故に

$$p_a = 41,000 / (2 \times 35) = 585 \text{ lbs/ft}^2$$

これによつてチューブ殻に発生する周辺曲げモーメントを算定する式は

“Engineering News-Record” Nov, 10, 1921, p768~771に J.M. Paris

⊗ d' Alembert 力は実際には直径 $(d_1 + d_2) / 2 = 32.17 \text{ ft}$ の周上に等分布しているが、計算を簡単にするためにはチューブ外壁面 (直径 35.0 ft) に分布していると考えた方が都合が良い。

が発表した“Paris 公式”から誘導され得る。これは次のようなものである。

殻の外縁に圧縮を生じるようなモーメント(M)を正とする。

殻に引張りを生じるような推力(N)を正とする。

図-16で、チューブの水平方向直径の加速される側の端をB、その反対側をT、また、鉛直方向直径の上、下端をEとする。

Paris 公式

上記のように定めた各4分点でのチューブの周辺曲げモーメント及び推力の算定係数を表-7に掲げるが、表中 P_a 荷重についての係数は Case VII、 P_d 荷重についての係数は Case XVI に関するものである。(図-17 参照)

P_a 荷重について、モーメントの係数は wr^2 、推力の係数は wr の乗係数をもっている。こゝに、

$$w = P_a = 585 \text{ lbs/ft}^2 \quad r = 17.5 \text{ ft}$$

$$wr = 10,250 : wr^2 = 179,400$$

P_d 荷重について

$$w' = P_d = 373 \text{ lbs/ft}^2$$

また、 $P_a = P_d$ であるから $w'(2\pi r) = w(4r)$

よつて $w' = w(2/\pi)$

故に w' の係数は (w の係数) $\times (2/\pi)$ である。

モーメントおよび推力の係数を表-7に示す。この表の結果はチューブに水平方向の加速度が作用した場合に適用できる。鉛直方向の加速度が作用した場合も同様に解析できるが、この場合の周辺曲げモーメントはそれほど大きくないことが明らかである。実用上チューブに作用する加速度力は全く無視しても良いといふのである。

表-7 横断面内加速度力に関する周辺モーメント及び推力の係数

(P_a 荷重)	Mt	Nt	Me	Ne	Mb	Nb
case VII	0.299	0.106	-0.307	-0.500	0.587	-0.106
case VIII	0.049	0.106	-0.057	-0.000	0.337	-0.106
VII + VIII	0.348	0.212	-0.364	-0.500	0.924	-0.212
(P_d 荷重)						
case XVI	-0.500	-0.500	0.571	1.570	-1.500	0.500
XVI $\times (2/\pi)$	-0.318	-0.318	0.364	1.000	-0.955	0.318
計	0.030	-0.106	0.000	0.500	-0.031	0.106

$$\times wr^2 (= 179,400)$$

$$M(\text{ft. lbs}) \quad 5,380 \quad \quad \quad 0.000 \quad \quad \quad -5,560$$

$$\times wr (= 10,250)$$

$$N \text{ (lbs)} \quad -1,090 \quad \quad \quad 5,100 \quad \quad \quad 1,090$$

$$\text{コンクリートチューブ: } I/c = (2333)^2/6 = 1.338 \text{ ft}^3$$

$$f_c = 5,560/1.338 = 4,160 \text{ lbs/ft}^2$$

$$= 28.9 \text{ lbs/in}^2 (203 \text{ kg/cm}^2)$$

(6) トンネルアブローチの地震応力

シールド推進やプレキャストで作ったアブローチも、今まで水底プレキャストチューブについて解析したのと同じ様な地震による変形を受ける。アブローチ付近の土質の資料によれば、この付近の土は湾泥より堅固であり、振巾も小さいであろうということがわかる。故に、アブローチに作用する地震荷重は、プレキャストチューブの場合ほど大きくはない。

(7) トンネルアブローチとプレキャストチューブの連絡

地震応力を解析したときに判つていように、プレキャストチューブと開削埋戻し或はシールド推進トンネルとの結合部には軸方向応力が発生するが比較的小さいものである。しかしこの付近では湾から陸へ入につれて土の

剛さが増加するものと考えられる。これがどの程度増加するかについては、最終設計の際の追加土質調査をするまで判らないであろう。もし、この変化が急激なものであれば、比較的自由に振動するチューブと比較的しつかりと陸に固定されているアプローチとの間に、必要なだけ軸方向に融通の利くような連絡方法を特に考慮する必要があるだろう。もしこの変化が相当の長さにわたって除々に変化しているものであれば、上述の考慮は不要であろう。どちらにせよ、これによるチューブ建設費の増減はそれほど大したものではない。

(8) 土質のバラツキの影響

土の設計縦断面図は、チューブ建設路線上のたゞ1ヶ所（B-4ボーリング孔）で得られた土質をもとにして作られている。チューブに沿って土質が相当に変化していることは判っており、特にOakland側では60 ft以上の細砂の下にほんの薄い泥土層があるだけである。この細砂は比較的密度が高く、恐らくB-4ボーリング孔で得られた湾泥よりも幾分高い剛性係数をもっているであろう。チューブの最終設計のための追加現地調査の結果、これが事実であれば、チューブの地震応力は今まで計算した値より大きくなるであろう。しかし、地震応力は静的応力に比べて大した量ではないから、この原因で建設費が増加しても初期見積りの中の通常臨時費に含まれてしまうことになると思われる。

(9) 剛性係数のバラツキの影響

横方向変形時にチューブに作用する最大土圧は、（式-32-a）より、

$$p_m = \frac{KA}{1 + (K/EI)(L/2\pi)^4} = \frac{A}{1/K + (L/2\pi)^4/EI}$$

最大土圧 p_m は K が増加するにつれて増加する。基礎定数 K は剛性係数 G_s の関数であつて G_s の増加とともに増加するから、結局、チューブに作用す

る荷重は G_s 値が増すにつれて大きくなる。しかし、 K 値が余り大きくなると弾性基礎上の梁であるという仮定が正しくなくなってしまう。

章IV 節(2)動的土質試験で述べたように、予備計算としてこの報告書で用いられている G_s 値は実際の地震時の値より明らかに大きいものである。従つて、物理探査をもとにして算定した地震応力には十分余裕があると考えられる。しかし、これらの計算は G_s に関する動的室内試験を行う前にほとんど終了していたので、今さらそれらを再検討する必要もないと考えられる。チューブの最終設計に先立つて行われる追加の室内調査の結果によつては、地震応力を少しでも減少させるように土の弾性定数を再計算した方が得策であるかもしれない。いずれにせよ、この報告書で算出された数値は十分安全側にあるものと考えられる。

(10) 動的応力の計算

ここに述べた数値計算は、土の設計縦断面図で泥土線からの深さ $d_c = 60 \text{ ft}$ の地点にチューブが位置しているものとして行つた。この深さは最終設計で予想される深さの最大のところである。この計算に用いられた泥土層の土質は、静的室内試験及びUEDの現地物理試験をもとにして、求めたものである。これらの計算結果を表-8に示す。

表-8 チューブに作用する動的荷重

(軸方向曲げ)

$$d_c = 60 \text{ ft}$$

$$d_1 = 35 \text{ ft}$$

$$K_c = 16.73 \times 10^3 \text{ L}^{-0.3} \text{ kips/ft}^2$$

$$K_s = 2964 \times 10^3 \text{ kips/ft}^2$$

$$K_h = 2K_c + K_s \quad (\text{式-35})$$

$$K_v = 7.86 \times 10^3 \text{ Kips/ft}^2$$

	モーメント (M)	せん断力 (V)	土 圧 (P)
	$L_m = 360 \text{ ft}$	$L_v = 255 \text{ ft}$	$L_p = 195 \text{ ft}$
	$A = 0.01854 \text{ ft}$	$A = 0.01144 \text{ ft}$	$A = 0.00786 \text{ ft}$
水平変形	$K_h = 8,700 \text{ kips/ft}^2$	$K_h = 9,300 \text{ kips/ft}^2$	$K_h = 9,800 \text{ kips/ft}^2$
	$M_h = 77.80 \times 10^3 \text{ ft.kips}$	$V_h = 1,685 \times 10^3 \text{ kips}$	$P_h = 49,250 \text{ kips/ft}$
鉛直変形	$K_v = 7,860 \text{ kips/ft}^2$	$K_v = 7,860 \text{ kips/ft}^2$	$K_v = 7,860 \text{ kips/ft}^2$
	$M_v = 50.60 \times 10^3 \text{ ft.kips}$	$V_v = 1,036 \times 10^3 \text{ kips}$	$P_v = 28.0 \text{ kips/ft}$
合成変形	$M_q = (M_h^2 + M_v^2)^{0.5}$ $= 92.80 \times 10^3 \text{ ft.kips}$	$V_q = (V_h^2 + V_v^2)^{0.5}$ $= 1.98 \times 10^3 \text{ kips}$	

(周辺曲げ)	周辺曲げモーメント (M)	推 力 (T)
チューブ頂部	26.95 ft.kips	5.20 kips
水 平 軸 上	-37.06 "	-16.16 "
チューブ底部	34.30 "	- 5.20 "

图—12

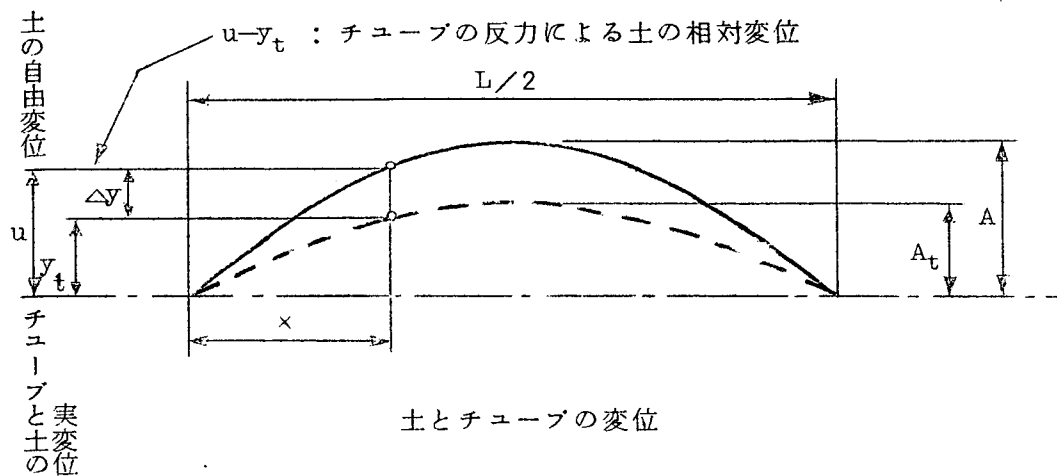


图 1-3

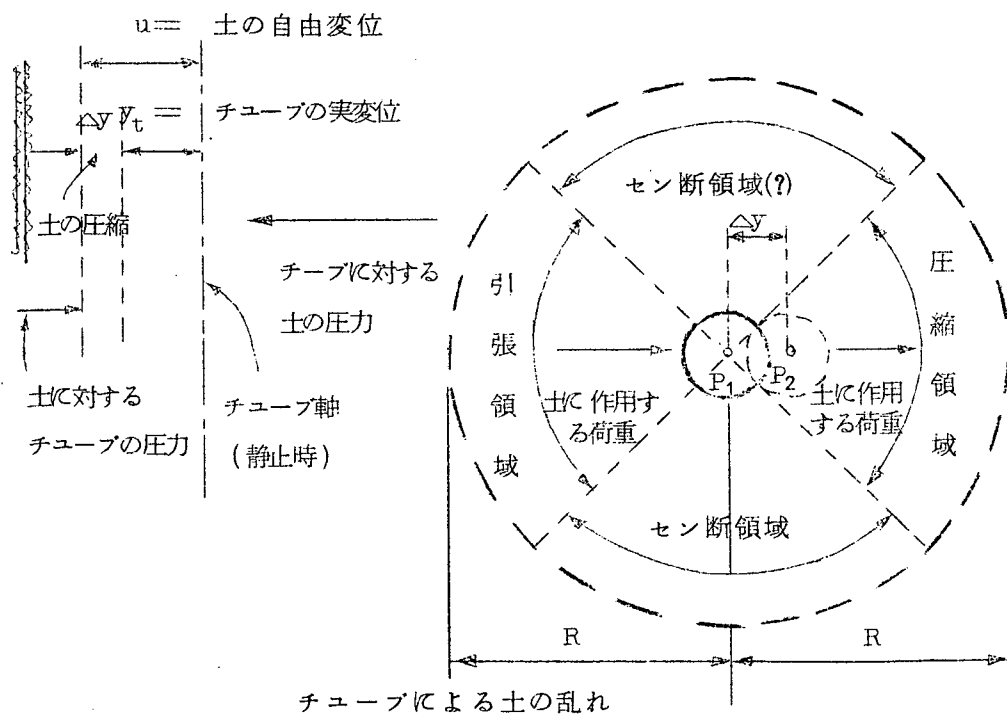
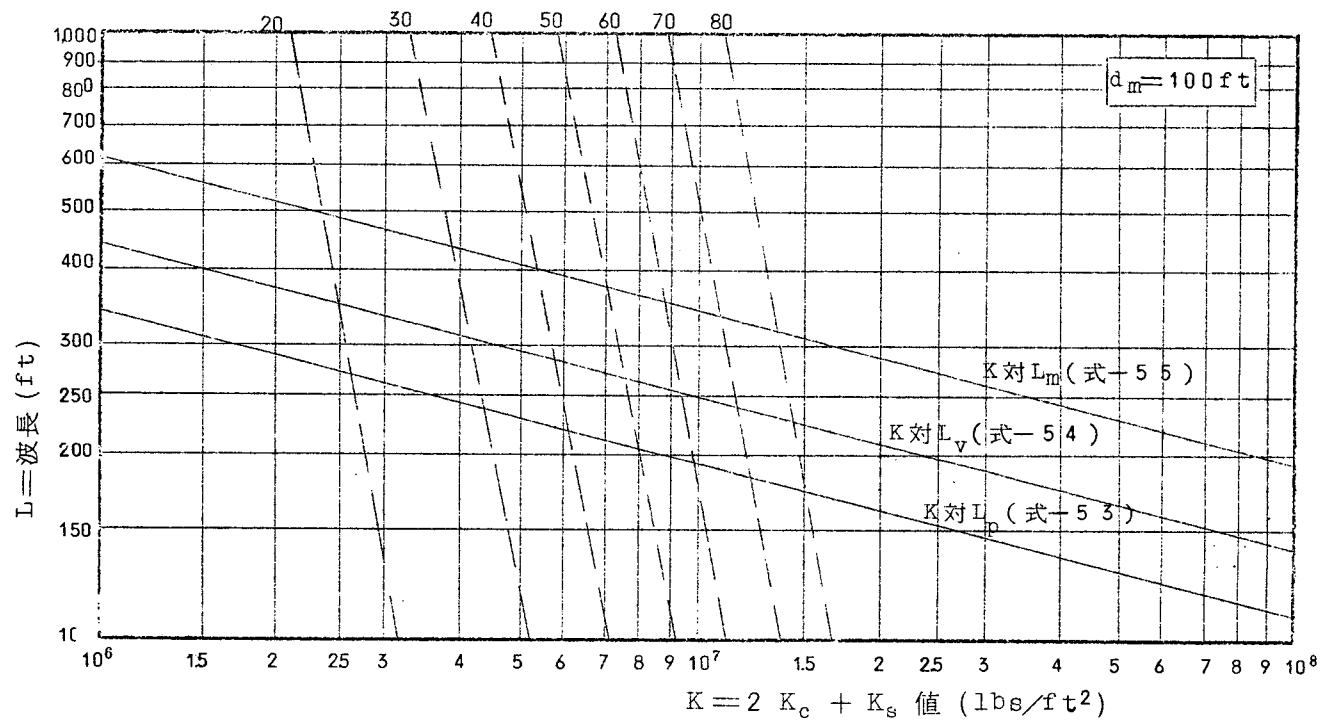


図-14

d_c = チューブ軸の深さ (ft)



— — — $K \text{ 対 } L \text{ (表-4)}$

最大荷重に対応する波長

水平方向変形

図-16 横断面内加速度力

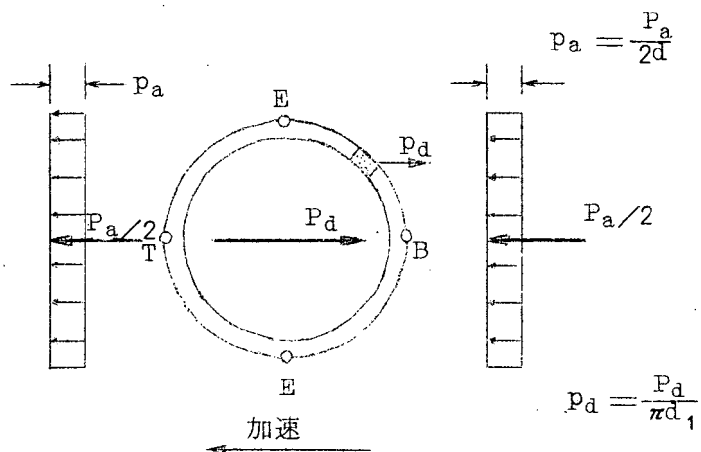
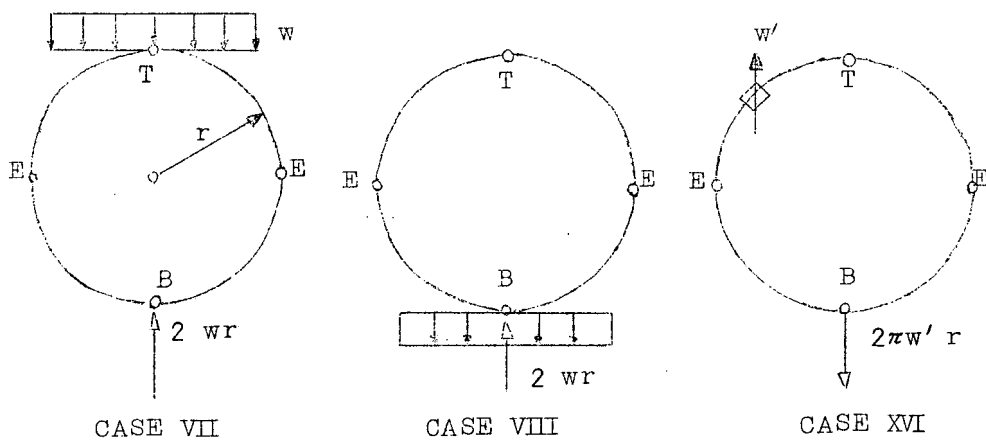


図-17 "Paris 公式" の載荷図



VII チューブに作用する静的荷重の解析

(1) チューブの路線設定

湾横断チューブに作用する静的荷重を解析するには、San Francisco, Oakland 間の路線の平面線形及び縦断線形を決定する必要がある。平面線形は Oakland 埠頭から San Francisco Oakland 湾橋の下を通る長い直線部、及び Market 街に通じる Embarcadero 高速道路とフェリー事務所の下を通っている San Francisco 海岸側の曲線部とからなっている。

プレキャスト部分には、基本的に次の2種類のチューブが用いられた。I型は外径が35ft(10.7m)で直線部に使用され、II型は外径が36ft(11.0m)で曲線部に使用された。上記2種の他に、さらに2種類の特殊型が用いられた。その中の1つがIII型で配電室を収容するためのものであり、2ヶ所に設置する必要がある。他の1つが San Francisco 海岸側の西端のプレキャストチューブであり、2本のシールド推進部分とII型のプレキャストチューブを連結するためのものである。

章V 土中における動的 外力 で述べたように、湾泥の上層部は地震力による振動に耐え得るだけの強度をもっているから、浚渫、埋戻しが最小となり、かつ埠頭や航路では必要な水深が確保できるだけの深さのところではチューブを設置することができる。縦断線形は次に述べる基準をもとにして設定される。

1. 最急勾配 3 %
2. 排水のための最小勾配 0.25 %
3. San Francisco 及び Oakland の埠頭線において、MLLW からチューブ天端までの深さは最小47ft(14.3m)とする。これは将来の浚渫深さ40ft(12.2m)と過浚渫の余裕2ft(0.6m)とチューブ保護層5ft(1.5m)を見込んだものである。
4. 湾内では将来の航路水深45ft(13.7m)を見込んで、MLLW からチューブ天端までの深さは最小52ft(15.9m)とする。

5. チューブ保護層の厚さは最小5ft(1.5m)とする。チューブ保護層が洗掘されるのを防ぐには現海底より少なくとも5ft(1.5m)はとるべきである。

湾橋の西方約500ft(150m)の海底に、巾約1,100ft(330m)、最も深いところで普通の海底より約30ft(9m)の深さをもつ窪地がある。そこで計画としては、この付近の約2300ft(700m)の区間のチューブを平均10ft(3m)下げるより、むしろチューブ上部を海底に露出させて、この上に5ft(1.5m)の土の保護層と捨石による保護層を設けることにした。

普通のところでは土と捨石の保護層を自然海底面上に盛り上げたのではないから、チューブが沈下する傾向は全く見られない。元にあった土より埋戻し土や保護層の方が重くなるが、沈埋チューブは非常に軽いものであるから、チューブ下面での土圧は結局以前よりも小さくなる。このようにして、窪地付近を除けば、チューブ全長にわたって現海底面より5ft(1.5m)以上の保護層がとれるように縦断線形が計画された。窪地は侵蝕や洗掘でできたことは明らかであるから、この付近の基層は以前に先行荷重を受けていたことが推定され、チューブを設置しても沈下は起らないと考えられる。さらに調査を行った結果この仮定が正しくないとわかった場合には、例えば、捨石保護層で被われた埋戻し土の重量を軽減する等の特別の対策を講じなければならない。

(2) チューブの設計

章Vにおいて、湾横断チューブ及び周囲の土が地震時に受ける動的外力の解析を行った。設置後或は沈設中にチューブに作用する水圧、土圧等の静的荷重によってチューブ内に推力、モーメント、せん断力が発生し、これら応力に対して地震を考慮しない場合の設計がなされる。章Iで述べた浚渫トレンチへ、チューブを沈設する作業中に発生する地震応力を考慮する必要はないと考えられる。

この種のトンネルに静的荷重が作用したときの応力の計算法は長年にわた

って開発されてきており、実験によっても十分満足できるものであることが判っている。この報告書の第1の目的は動的荷重の解析法について述べることにあるから、ここでこれらの計算方法を詳しく説明する必要はないと考えられる。

(a) 設計基準

チューブの設計基準は次のようである。

1. 荷重

- | | | |
|---|------------|--------------------------------------|
| a | 水中の土の重量 | 60pcf ($0.96\text{t}/\text{m}^3$) |
| b | 大気中の湿潤土の重量 | 120pcf ($1.92\text{t}/\text{m}^3$) |
| c | 主働土圧係数 | 0.27 |
| d | 水の重量 | 64pcf ($1.025\text{t}/\text{m}^3$) |
| e | コンクリートの重量 | 150pcf ($2.40\text{t}/\text{m}^3$) |

2. 水面

平均低潮面 (MLLW).....BL±0.00

3. チューブ天端上の最大土被り 20ft (6.1m)

4. 許容応力

- | | |
|---|---|
| a | 構造用鋼.....A.I.S.C.によるA-373鋼 |
| b | コンクリート.....A.C.Iによる28日強度3000psi ($21\text{Kg}/\text{cm}^2$) |
| c | 鉄筋用鋼.....A.C.Iによる普通鋼 |

(b) 静的荷重及び応力

地震応力と比較するために、完成したトンネルに作用する静的荷重について解析を行う。各種静的荷重によってチューブに発生する応力の算定式は、章VIにも出てきたが、J.M.Parisの“Stress Coefficients for Large Horizontal Pipe” Engineering News-Record, Nov. 10, 1921の論文から引用する。

静動荷重	Paris case
○ 水 圧	等圧載荷
○ 埋戻し荷重	
チューブ上の等分布鉛直荷重	case K
水平荷重；等分布	case XIV
" ；三角形分布	case XV
四分円の土荷重	Parisの論文にはないのでPBD&Dが

誘導した式を用いる。

静的荷重によってコンクリートチューブに発生するリングモーメント及び推力を表-9に示す。

完成後、チューブが静的荷重によって軸方向曲げモーメントを受けることはない。

表 - 9

静的荷重によるモーメント(M)及び推力(N)

M：チューブ単位軸長(ft)当りのモーメント(ft.lbs)

チューブの外側に圧縮を生じるモーメントを正とする。

N：チューブ単位軸長(ft)当りの推力(lbs)

引張りの場合正とする。

荷 重	チューブの頂部		水 平 軸 上		チューブの底部	
	M	N	M	N	M	N
水 圧	0	-94,680	0	-94,680	0	-94,680
等分布鉛直荷重	+77,570	0	-77,570	-19,300	+77,570	0
" 水平 "	-20,940	-5,210	+20,940	0	-20,940	-5,210
三角形分布水平荷重	-14,010	-2,620	+16,840	0	-19,670	-5,760
四 分 円 荷 重	+6,690	+320	-10,480	-3,320	+11,150	-320
全 静 的 荷 重	+49,310	-102,190	-50,270	-117,300	+48,110	-105,970

(c) 浚渫勾配

湾横断チューブ沈設用トレンチの法面勾配は踏査ボーリングによって得た資料をもとにして円弧スベリ面法で決定した。San Francisco 海岸から約 1000ft の区間を除いて代表的勾配を 2 割とした。この約 1000ft の区間では、湾泥の上層 15ft (4.6m) の部分で 3 割の法面勾配が必要であり、湾泥と沖積層の境界に 20ft (6.1m) の犬走りを設けた。

(d) 設計法

各プレキャストチューブは、内側に鋼補剛材を取付けてある鋼殻板の内面を鉄筋コンクリートで巻立てたものからできている。沈設に先立ち、沈設の際の浮力を上回る重量をつけるために、十分なコンクリート量が打設される。沈設、連結、連結部の排水の後、バルクヘッドを取外し、軌道間の隔壁、天井、軌道面の仕上げを行う。このようにすれば、沈設時の誤差を修正することが可能である。コンクリートリングの内径は高速度輸送網のために選定された軽量車輛に必要なクリアランスから決まり、外径は浮力に打ち勝つための条件から決まってくる。

プレキャストチューブは次の 3 つの条件下の静的荷重に対して設計されている。

1. 進水後および内装コンクリート打設中
2. 沈設後で、未だ埋戻されていない状態
3. 連結され、埋戻された最終の状態

条件 1. の下では、鋼殻板が造船台から進水するときを考えて設計されている。このとき内装コンクリートは未だ打設されておらず、チューブが回転しないように底荷としてインバート部に鉄筋を積んでいる。このようにして造船台で取付ける横断面内の補剛材の寸法、数量を最小に押えている。内装コンクリートの打設順序によって異なってくるが、それらに応じて鋼殻板や補剛材に生じるモーメントや推力を J.M.Paris の公式を用いて計算した。このとき補剛材間の鋼殻板を連続版と考えて設計した。

条件 2. 即ちジョイント部にトレミーコンクリートを打設したり、埋戻した

りする前には、Ⅰ、Ⅱ型のチューブでは浮上りに打ち勝つための十分な重量が必要である。しかし、Ⅲ型のチューブでは、2本のチューブ間の上部にトレミーコンクリートを打設することにより重量をつけて沈設するよう設計されている。

無筋コンクリートの単位重量は $150 \text{ lbs/ft}^3 (2.4 \text{ t/m}^3)$ とする。これはトラップ(traprock:玄武岩など)のような重い碎石を使うからであるが、必要な重量を得るためにコンクリート量を増すよりは経済的であると考えられる。

各チューブについて重量と浮力の関係は次表のようである。

	(重量) - (浮力) [沈設前]	浮上りに対する安全率	
		埋戻し前	完成後
チューブⅠ	225 ton	1.03	1.18
チューブⅡ	452 ton	1.05	1.20
チューブⅢ	0 ton (乾舷3 ft)	1.03	1.40

条件3の下では、完成後のリング断面の平均径を用いてモーメント及び推力を計算した。

VIII 動的・静的応力の合成

チューブは先ず章VIIで述べた静的荷重をもとにして設計し、それから、以下に述べるように動的地震応力を重ね合わせて、各種地震変形の下でチューブ各部に発生する最大応力を算定した。静的荷重と地震荷重を合わせ考えて設計するときには普通行われるように、許容応力を静的荷重だけのときより1/3だけ割増しする。

動的応力は、章VIで述べた載荷条件の下で計算されたものであり、チューブ軸は最大応力を受けるように湾底下60ft(18.3m)にあるものとする。

(1) チューブの縦方向の曲げ

チューブに縦方向の曲げモーメントを発生させるような静的荷重はないと仮定した。しかし、動的荷重は、章VIで述べたようにチューブ軸を含む鉛直面内でも水平面内でも同時に縦方向の曲げモーメントを発生させる。

図-18に示すように、水平面内の最大曲げモーメントを M_h 、それと同じ波長に対して鉛直面内の最大曲げモーメントを M_v 、そしてチューブ表面上の点Qと鉛直線のなす角を ϕ とする。等価合成モーメントは $\tan \phi = M_h / M_v$ の点で最大となり、この最大合成モーメントは

$$M_g \max = (M_h^2 + M_v^2)^{1/2}$$

これによってチューブに生じる最大応力は

$$\sigma_q \max = M_g \cdot c / I \quad (\text{lbs/ft}^2)$$

ここに $c = d / \sqrt{2} = 17.5 \text{ ft}$

$$I = 3.73 \times 10^4 \text{ ft}^4 \quad (\text{表-1 参照})$$

表-8に示すように、 $M_g = 92.8 \times 10^3 \text{ ft} \cdot \text{kips}$ (12800t.m)であるから、最大応力は

$$\sigma_q = M_g \cdot \frac{c}{I} = 92.8 \times 10^3 \cdot \frac{17.5}{3.73 \times 10^4} = 43.5 \text{ kips/ft}^2 = 302 \text{ lbs/in}^2$$

(21.2 Kg/cm²)

水平面内曲げによるせん断力は鉛直面内曲げによるせん断力と直交するから

合成せん断力として

$$V_g = (V_h^2 + V_v^2)^{1/2} \quad (\text{式-71})$$

表-8 より $V_q = 1.98 \times 10^3 \text{ kips} (899 \text{ t})$ であるから平均せん断応力は $V_g/286 = 6.91 \text{ kips/ft}^2 = 48.0 \text{ lbs/in}^2 (3.4 \text{ Kg/cm}^2)$

これらの応力を静的荷重による応力と重ね合わせる必要はない。コンクリートチューブには縦方向に配筋鉄筋があり、この縦方向の曲げに関する限り地震荷重は何ら設計に影響しない。

(2) チューブに対する push-pull 効果

章Ⅵで述べた“push-pull”効果による地震時の土の縦方向変形は静的荷重のときには全く見られないものである。これによるコンクリートの伸縮応力は $192 \text{ lbs/in}^2 (13.5 \text{ Kg/cm}^2)$ である。この応力は他の地震応力と一緒に重ね合わせる必要はないが、ジョイントと同様にコンクリートチューブの縦方向の配筋に考慮を払わねばならない。

(3) 周辺モーメント (リングモーメント)

地震時に章Ⅵで調べたような土圧が作用するが、この種の動的荷重 (表-8) は表-9 に示される静的荷重と重ね合わされる。その結果を表-10 に示す。

表 - 10

コンクリートチューブ内の周辺モーメント (リングモーメント) 及び推力

	チューブ頂部		水平軸		チューブ底部	
	M	N	M	N	M	N
静的荷重 (表-9)	49,310	102,190	50,270	117,300	48,110	105,970
動的荷重 (表-8)	26,950	5,200	37,060	16,160	34,300	5,200
動的荷重 静的荷重 比	0.547	0.051	0.738	0.137	0.713	0.049

M (lbs.ft) , N (lbs)

(4) チューブの地震加速度

地震時のチューブの横断面内加速度力について章Ⅵで調べたが、コンクリートチューブには 301 lbs/in^2 (2.1 kg/cm^2) 未満の周辺曲げ応力が発生することが判った。この加速度力は他の地震の影響と重ね合わせる必要はない。というのは、これは、いくつかの波が偶然に重なり合って発生したものであって、設計スペクトルに含まれるような最大せん断波の影響とは無関係であるためである。加速度力による影響もチューブの設計には重要でないことがわかる。

(5) チューブ設計に対する地震荷重の影響

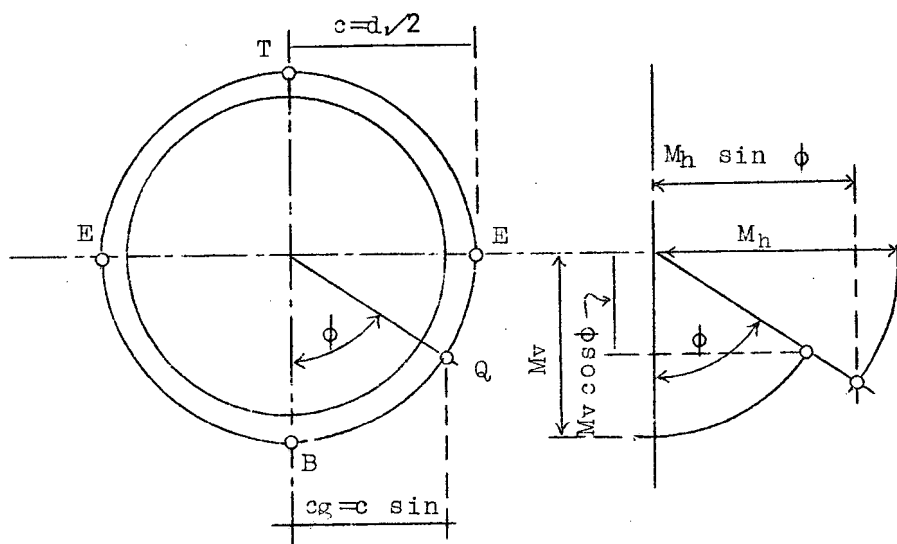
この報告書で述べてきた応力計算は、各種の静的荷重や動的荷重の重ね合せによってコンクリートチューブに発生する最大曲げモーメントや推力を決定することに限られていた。このモーメントや推力はチューブの4分点（水平、鉛直径の両端）について求めた。しかし、土圧によって生じる周辺モーメント（リングモーメント）を除けば、地震荷重は実用上設計に何ら影響を及ぼさないことが判った。

チューブのコンクリート及び鋼板に生じる応力を計算するためには、現段階では未だ決定できない配筋について詳しく調べる必要があるので、ここでは述べなかった。又、この報告書の本来の目的（チューブの設計上の可能性の確証及び建設費の概算）は、配筋を決めることではない。しかし、チューブの最終設計時には静的応力及び動的応力についてもっと詳しい数値計算を行わなければならない。

この報告書の処々で述べたように、動的応力の計算に用いた地震時の土の剛性係数についての仮定は十分余裕のあるものであって、この報告書で用いた動的荷重は最終設計に先立って行われる土の追加動的試験によってさらに小さくすることができるであろう。

これらを考慮すれば、地震荷重によって鉄筋量やコンクリート量を増すことはあっても静的荷重だけの設計と比べてほんの僅かであることが判る。

図 - 18



水平及び鉛直面内の縦方向曲げモーメントの合成

K 謝 辞

湾横断チューブ設計についての研究、その中でも地震力の影響についての研究は、Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas 社のスタッフからなるジョイントベンチャーによって推進され、現地調査の計画の第一歩は 1959 年 6 月に始まった。一般的な問題点についての予備検討会は、Washington D.C. において、U.S.Coast & Geodetic Survey 社の主任地震学者である Dean S.Carder 博士の臨席の下で開かれた。Carder 博士は、U.S.C.G.S 社がこの現地調査の結果に大いに興味をもっているということもあって、多くの有益な助言をして下さった。

1959 年 8 月には、Pasadena の Colifornia 工科大学(Cal-Tech)において以下に掲げる専門家諸氏の臨席の下で(ジョイントベンチャーの代表者も加えて)協議会が開かれた。

Beno Gutenberg 博士

前 Cal-Tech 地震研究所長であり、地震全般並びに岩や土に対する地震力の影響に関しては世界的名声があった。氏は 1960 年 1 月末突然に逝去された。

George W.Housner 博士

地震工学者であり、Cal-Tech の地震工学の教授である。氏は構造物に対する地震力の影響に関して全国的に知られる権威者である。

Frederick J.Converse 教授

顧問技術者であり、Cal-Tech の土質工学の教授(現在は名誉教授;訳者注)である。氏は土に対する振動の影響についての研究の権威者として広く知られている

1959 年 8 月には、又、California 州 Barkeley において地震学者であり California 大学地震観測所長である Perry Byerly 博士の臨席の下で協議会が開かれた。Byerly 博士は地震学の分野(特に California における地震に関する分野)における権威者として知られている。

U.S.C.G.S 社の地震学者である William K.Cloud 氏にも San Franci-

sco 湾での現地調査の段取りの計画に関して有益な忠告をして頂いた。

以上の協議会の結果、ジョインベンチャーが湾横断チューブに対する地震力の影響についての研究を進めていくうえで、Housner 博士と Converse 教授にコンサルタントになってもらうことになった。両氏は Parsons-Brinckerhoff 社のスタッフと協力して、地震波及びそれが土やチューブに及ぼす影響についての解析方法を開発する作業に携わった。この作業の大部分は、地震振動の下で土がどのように挙動するかを決めるための計算方法や実験方法について独創的な研究を行うという、全く先駆的な性格のものである。現段階の研究成果としては、本書の付録-A, B に報告されている。

生前の 1963 年迄は Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas 社の要員であった H.A. Foster 氏には、本書の重要な部分となっている数学的展開について大層貢献して頂いた。

X 文 献

1. October 1959. Journal of Geophysical Research
"Surface Motion from Large Underground Explosions" by D. S. Carder and W. K. Cloud
2. March 1959. Proceedings of Second Protective Construction Symposium Vol. 1, page 337 -
"Effects of Earthquakes on Tunnels" by C. M. Duke and D. J. Leeds
3. 1958. "Elementary Seismology" by Charles F. Richter published by W. H. Freeman and Company, San Francisco
4. August 1958. A.S.C.E. Proceedings Paper No. 1730
(Soil Mechanics and Foundations Division Journal) "Effects of Ground on Destructiveness of Large Earthquakes" by C. Martin Duke
5. July 1958. A.S.C.E. Proceedings Paper No. 1695
"Structural Dynamics in Earthquake-resistant Design" by John A. Blume
6. 1957. "About Earthquakes" by G.A. Eiby (New Zealand) published by Harpers, New York
7. July 1957. "Elementary Theory of Surface Amplification of Earthquake Motion" by Dr. C.M. Duke (draft copy)
8. May 1957. Division of Mines - California Department of Natural Resources - Mineral Information Service "San Francisco Earthquake of March 22, 1957"
9. 1956. Highway Research Board Proceedings (pages 773-814) "Stress and Displacement Characteristics of a Two-layer Rigid Base Soil System" by Donald M. Burmister
10. September 1956. Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Univ. of Texas)

"Varieties of Submarine Slope Failures"
by Karl Terzaghi (Harvard Soil Mechanics
Series - No. 52).

11. April 1956. Division of Mines - California Dept. of
Natural Resources - Mineral Information
Service "Earthquakes and Faults in
California"
12. _____ 1955. California State Division of Mines
Bulletin 171 - "Earthquakes in Kern County
during 1952"
p. 131 "General Introduction to Seismology
by H. Benioff and B. Gutenberg
p. 147 "Seismograph Development in
California" by H. Benioff
p. 271 "The Design of Structures to Resist
Earthquakes" by G. W. Housner
13. June 1955. Appendix H(Geology) of Report to the Water
Project Authority of the State of
California on "Feasibility of Construction
by the State of Barriers in the San
Francisco Bay System"
14. _____ 1954. "Seismology" by K. E. Bullen (Australia)
published by John Wiley and Sons, New York
and Methuen and Co. Ltd., London
15. _____ 1954. "Earthquake Intensity and Related Ground
Motion" by Frank Neumann published by
University of Washington Press
16. _____ 1954. "Seismicity of the Earth"
by B. Gutenberg and C. F. Richter
published by Princeton University Press
17. December 1952. American Journal of Science
"Turbidity Currents and Submarine Slumps
and the 1929 Grand Banks Earthquake"
by Bruce E. Heezen and Maurice Ewing
18. June 1952. Symposium on Earthquake and Blast Effects
on Structures - U.C.L.A.
"Spectrum Intensities of Strong-Motion
Earthquakes"
by G. W. Housner

19. 1951. "Physics of the Earth" Series by National Research Council (1939) Vol. VII.
"Internal Constitution of the Earth"
edited by B. Gutenberg republished by
Dover Publications (1951)
20. 1951. California State Division of Mines
"Geologic Guidebook of the San Francisco
Bay Counties"
p. 75-94 "Geologic History of San
 Francisco Bay"
 by George D. Louderback
p. 117-150 "Geology of the San Francisco
 Bay Counties"
 by N. L. Taliaferro
p. 151 "History of Earthquakes in the
 San Francisco Bay Area"
 by Perry Byerly
21. September 1951. Bulletin of the Geologic Society of
America
"Engineering Geology of San Francisco Bay,
California"
p. 1079 by Parker D. Trask and Jack W.
Ralston
22. 1949. Transactions A.S.C.E. Vol. 114 Page 755
"Strength of Soils Under Dynamic Load"
by A. Casagrande and W. L. Shannon
23. January 1947. Bulletin of Seismological Society of
America Vol. 37 Page 33 (reprint)
"Central California Earthquakes of the
1830's" by George D. Louderback
24. 1943. "Theoretical Soil Mechanics" (p. 478)
by Karl Terzaghi published by John Wiley,
New York
25. 1941. Transactions A.S.C.E. Vol. 106 page 1363
"Earthquake Stresses on the San Francisco-
Oakland Bay Bridge" by N. C. Raab and
H. C. Wood
26. 1940. Transactions A.S.C.E. Vol. 105 page 269
"Earthquakes and Structures"
by L. M. Hoskins and J. D. Galloway

27. 1938. "Practical Seismology and Seismic Prospecting" by L. D. Leet
published by Appleton-Century, New York
28. September 1932. Subsoil Committee of the San Francisco
Section, A.S.C.E. Report on "Subsidence
and the Foundation Problem in San Francisco"
29. 1931. "The Japanese Earthquake of 1923"
by Charles Davison
published by Thomas Murby and Co., London
30. 1908. Report of the State Earthquake Investiga-
tion Commission - Andrew C. Lawson,
Chairman "The California Earthquake of
April 18, 1906"
published by the Carnegie Institution of
Washington

XI. 諸 式

$$(式 - 1) \quad A = C_1 L^n$$

$$(式 - 2) \quad V_s = 240 + 6 d$$

$$(式 - 3) \quad \delta = 98 + 0.17 d$$

$$(式 - 4) \quad G_s = p V_s^2$$

$$(式 - 5) \quad \sigma = 0.5 \left\{ 1 - \frac{1}{(V_p/V_s)^2 - 1} \right\}$$

$$(式 - 6) \quad E_s = 2 G_s (1 + \sigma)$$

$$(式 - 7) \quad G_s = \frac{98+0.17d}{g} (240+6d)^2$$

$$(式 - 7.a) \quad G_s = -125,000 + 23,000 d$$

$$(式 - 8) \quad \sigma = 0.5 \left\{ 1 - \frac{1}{56.25-1} \right\} = 0.491$$

$$(式 - 9) \quad E_s = 2 G_s 1.491 = 2.98 G_s$$

$$(式 - 10) \quad E_s = -372,000 + 68,500 d$$

$$(式 - 11) \quad u = A \sin \left\{ \frac{2\pi}{L} (x - V_s t) \right\}$$

$$(式 - 12) \quad u = A \sin 2\pi x/L$$

$$(式 - 13) \quad u = A \sin 2\pi t/T$$

$$(式 - 14) \quad r = \frac{\partial u}{\partial x} = A \frac{2\pi}{L} \cos \frac{2\pi x}{L}$$

$$(式 - 15) \quad r_{\max} = 2\pi A/L$$

$$(式 - 16) \quad \tau_s = G_s (\partial u / \partial x) = G_s A (2\pi/L) \cos (2\pi x/L)$$

$$(式 - 17) \quad \tau_{s.\max} = G_s 2\pi (A/L)$$

$$(式 - 18) \quad a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -A \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \sin \frac{2\pi t}{T}$$

$$(式 - 19) \quad A_{\max} = -A(2\pi/T)^2$$

$$(式 - 20) \quad \tau_{s.\max} = 7.65 \times 10^{-4} \frac{98 + 0.17d}{g} (240 + 6d)^2$$

$$(式 - 20.a) \quad \tau_{s.\max} = -96 + 17.60d$$

$$(式 - 21) \quad u = A \sin (2\pi x/L)$$

$$(式 - 22) \quad y_t = A_t \sin 2\pi x/L$$

$$(式 - 23) \quad \Delta y = u - y_t = (A - A_t) \sin (2\pi x/L)$$

$$(式 - 24) \quad p = K \Delta y = K(A - A_t) \sin (2\pi x/L)$$

$$(式 - 25) \quad p = K(u - y_t)$$

$$(式 - 26) \quad EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} = p$$

$$(式 - 27) \quad EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} + Ky_t = Ku$$

$$(式 - 28) \quad \frac{d^4 y_t}{dx^4} = \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 A_t \sin(2\pi x/L)$$

$$(式 - 29) \quad A_t = \frac{A}{1 + (EI/K) (2\pi/L)^4}$$

$$(式 - 30) \quad y_t = \frac{A \sin(2\pi x/L)^4}{1 + (EI/K) (2\pi/L)^4}$$

$$(式 - 31) \quad A - A_t = A \left\{ 1 - \frac{1}{1 + (EI/K) (2\pi/L)^4} \right\}$$

$$A - A_t = \frac{A}{1 + K/EI(L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 32) \quad p = \frac{KA \sin(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 32 \cdot a) \quad p_m = \frac{KA}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 33) \quad V = \frac{KA(L/2\pi) \cos(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 33 \cdot a) \quad V_m = \frac{KA(L/2\pi)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 34) \quad M = \frac{KA(L/2\pi)^2 \sin(2\pi x/L)}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(式 - 34 \cdot a) \quad M_m = \frac{KA(L/2\pi)^2}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4}$$

$$(\text{式} - 35) \quad K = 2K_C + K_S$$

$$(\text{式} - 36) \quad p = K \Delta y$$

$$(\text{式} - 37) \quad \Delta y = 4 \Delta y' = 2 p_C \frac{(1 - \sigma^2)}{E_S} l_y$$

$$(\text{式} - 38) \quad I_y = \frac{1}{\pi} \left\{ m \log_e \left(\frac{1 + \sqrt{m^2 + 1}}{m} \right) + \log_e (m + \sqrt{m^2 + 1}) \right\}$$

$$(\text{式} - 38.a) \quad C = 2(1 - \sigma^2) l_y = 1.52 I_y$$

$$(\text{式} - 39) \quad \Delta y = p_C \frac{C}{E_S}$$

$$(\text{式} - 40) \quad K_C = p_C / \Delta y = E_S / C$$

$$(\text{式} - 41) \quad I_y' = C_2 L^{n'}$$

$$(\text{式} - 42) \quad C = 1.52 I_y' = 0.223 L^{0.3}$$

$$(\text{式} - 43) \quad K_C = E_S / C = \frac{E_S L^{-0.3}}{0.223}$$

$$(\text{式} - 44) \quad K_C = (-1,667,000 + 307,000d) L^{-0.3}$$

$$(\text{式} - 44.a) \quad \Delta y = \int_{x_1}^{x_2} dy = \frac{ps}{2 \tan \theta} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x G_S}$$

$$(式 - 45) \quad G_s = g_o + c_1 d$$

$$(式 - 46) \quad G_s = g_o + c_1 d = g_o + c_1 (d_m - h - x_1) + c_1 x$$

$$(式 - 46 \cdot a) \quad G_s = G_o + c_1 x$$

$$(式 - 47) \quad G_o = g_o + c_1 (d_m - h - x_1)$$

$$(式 - 48) \quad \Delta y = \frac{p_s}{2G_o \tan \theta} \log_e \frac{(G_o + c_1 x_1) x_2}{(G_o + c_1 x_2) x_1}$$

$$(式 - 49) \quad K_s = \frac{2G_o \tan \theta}{\log_e \left\{ \frac{(G_o + c_1 x_1) (x_2/x_1)}{(G_o + c_1 x_2)} \right\}}$$

$$(式 - 50) \quad K_s = \frac{4,850,000 - 59,800h}{\log_e \frac{(2,175,500 - 23,000h)(13.5 + h)}{29,369,250}}$$

$$(式 - 51) \quad K_c = f(d) L^{-n'}$$

$$(式 - 52) \quad p_m = \frac{KC_1 L^n}{1 + \frac{K L^4}{EI (2\pi)^4}}$$

$$(式 - 53) \quad L_p = 2\pi \left\{ \frac{EI}{K} \frac{n}{4-n} \right\}^{1/4}$$

$$(式 - 54) \quad L_v = 2\pi \left\{ \frac{EI}{K} \frac{n-1}{3-n} \right\}^{1/4}$$

$$(式 - 55) \quad L_m = 2\pi \left\{ \frac{EI}{K} \frac{n+2}{2-n} \right\}^{1/4}$$

$$(式 - 56) \quad E_{av} = 3,053,000 + 34,250 d_c$$

$$(式 - 57) \quad \Delta y = 2p I_2' / E_{av}$$

$$(式 - 58) \quad K_v = \frac{E_{av}}{2 I_2'}$$

$$(式 - 59) \quad u' = A \sin(2\pi x/L) \cos \theta$$

$$(式 - 60) \quad u' = (A/\sqrt{2}) \sin(2\pi x/L)$$

$$(式 - 61) \quad \epsilon = \frac{A\pi}{L} \cos \frac{2\pi x}{L}$$

$$(式 - 62) \quad \bar{\sigma} = \epsilon E_s = \frac{\pi A}{L} E_s \cos \frac{2\pi x}{L}$$

$$(式 - 63) \quad \sigma_y = \frac{\pi A}{L} E_{av} \left(\frac{y}{h}\right)^2 \cos \frac{2\pi x}{L}$$

$$(式 - 64) \quad \tau_{xy} = \frac{G_{av}}{h} \frac{A}{\sqrt{2}} \sin \frac{2\pi x}{L}$$

$$(式 - 65) \quad F = 2d_1 G_{av} A \left(\frac{\pi h}{L} + \frac{L}{2\pi h} \right)$$

$$(式 - 66) \quad S = \frac{p \sin x}{\pi r}$$

$$(式 - 67) \quad dw = p \cos x dx$$

$$(式 - 68-a) \quad dM = dW r \left[0.2387 u - z/2 + 0.1592 (xz + \theta s + c - uc^2) \right]$$

$$(式 - 68-b) \quad dT = dW \left[0.1592 (xz - uc^2) - 0.0796u \right]$$

$$(式 - 68-c) \quad dV = dW \{ 0.1592 (xu - z/2 + zc^2) \}$$

$$(式 - 69-a) \quad dM = dW r \{ 0.2387 u - z/2 + 0.1592 (xz + \frac{1}{2} s + c - uc^2) \}$$

$$(式 - 69-b) \quad dT = dW \{ 0.1592 (xz - uc^2) - 0.0796 u - z/2 \}$$

$$(式 - 69-c) \quad dV = dW \{ 0.1592 (xu - z/2 + zc^2) - u/2 \}$$

$$(式 - 70) \quad \max. M_q = (M_h^2 + M_v^2)^{1/2}$$

$$(式 - 71) \quad v_q = (v_h^2 + v_v^2)^{1/2}$$

付 録 一 A

湾横断チューブ設計における地震力の考察に関する

George W. Housner 博士の報告書

1960年5月27日

主題：湾横断チューブ設計における地震力の考察

一般考察

このチューブは、San Andreas と Hayward の断層の間に位置することとなるので、その耐用年限内に強い地震運動を経験することを覚悟せねばならないし、致命傷をうけないようにこれに抵抗するように設計されねばならない。

Richter scale でマグニチュード 5.0 から 6.5 の中程度の大きさの地震は San Andreas と Hayward の断層沿いにかなり屢々起ると予想出来るので、このチューブは、その耐用年限内に何度か中程度の強さの地震動を経験することになる。このチューブの耐用年限内に、大地震の発生する見込みは非常に少ない。大地震が Hayward 断層で起ることは予想されないが、将来の何時か、丁度 1906 年に起ったように、San Andreas 断層で起ることはありうる。この地震は、Richter scale でマグニチュード 8.25 を有していたと推定されており、滑動は略 200 マイル (320Km) の断層長に沿って生じ、断層の両側の相対的なズレ (offset) の最大は、Tomales 湾の近くで、約 20ft (6m) に達した。1906 年の震動で生じた San Francisco 湾の一般地区の地盤運動 (Ground motion) は、恐らく将来の如何なる地震によって起される強力な地盤運動の中でも最も強いものに等しいと判定されている。1906 年の震動 (shock) より大きな地震、例えばマグニチュード 8.6 の地震がもし起ったとすれば、滑動がおこる断層の長さが、1906 年の震動の時より、若干長くなり、この余分な滑動の増加分は、チューブ位置から 100 マイル (160Km) 以上の距離の所であり、縦ってチューブの提案箇所での地盤運動の強さに及ぼされる影響は無視できる。事実マグニチュード 7 の震動で生じる滑動の長さ (略 50 マイル $\div$ 80Km) だけで十分な大きさがあるので、その時のこのチューブ位置での地盤運動の強さは、マグニチュード 8.25 の地震の時と殆んど同じ位の激しさがあると予想できる。この点は極端な地盤運動を経験しようとして、極端な地震 (マグニチュード 8 以上) を待っている必要はないという事実注意到すべきことを強調している。

チューブの耐震設計についての以下の基準は、マグニチュード 8.25 の地震が San Andreas 断層沿いに発生し、トンネル箇所と反対の点に集中したという

仮定に基いている。

考えられる地震被害の形態—— 地震被害の考えられる形態は次の通りである。

1) 断層沿いの地表面の相対的な変位 San Andreas 断層が 1906 年に起こしたようなズレ (offset) をおこす断層を横切って、構造物がつくられるとその構造物は、このズレを防ぐ特別な設備をしないかぎり、引きはなされるだろう。チューブは San Andreas と Hayward の両断層の間におかねばならないし、両断層共、過去に滑動した歴史があるので、湾地区での地表の滑動がこれらの断層の 1 つに沿って起ることは、事実上確かであるが、湾内でおこる地表の滑動の可能性は、それに対して設計する必要がない程、遠方のものであると判断される。

2) 激しい地盤振動 大地震が San Andreas 断層沿いに起ると十分感知出来る地盤加速度が湾地区に生じるであろう。その地震から生きのこるためには構造物はそれ自身 地盤の加速度によって生じる慣性が耐えるだけの強度を有していなくてはならない。地震時の地盤の加速度の特性は、過去の地震で記録された地盤運動の研究からよく判っている。かつて記録された最強の地盤運動 (El Centro, 1940 年 5 月 18 日) は、重力の 33 % という最大加速度を有していた。これは、約 50 マイル (80km) の滑動延長があった断層から約 10 マイル (16km) の地点のもので、その時の断層を横切ったの相対的な地表面変位は、最大 12 フィート (3.7m) に達していた。マグニチュード 8.6 の地震に対して、又、その場所の断層に対する相対的な位置と、提案されているチューブ位置の地質に対して、外挿法を使えば、地盤加速度の合理的な上限値として、重力の 60 % という値がえられる。上述の外挿法の精度は、地質条件に影響されるので、現在、湾底下で行われている地震時の測定を直して、研究されている。湾底下の地盤で記録されたかぎりでの地震による地盤動では、上述の最大地盤加速度の推定の修正をする必要は何もない。

3) 地盤の変形 地震中、地盤は変形するし、その地盤上乃至地盤中の構造物は、何れも歪んだ形になる。この事は、提案されているチューブのような、

比較的長い構造物の場合には特に重要である。この地盤の変形は、地震波が地盤中を通る時、地震の進行中、過渡的な性質を有して変化するものである。この地盤の過渡的な変形の性質を過去の地震で記録された地盤動 使って研究している。記録された地盤の変位と、加速度記録(accelerogram)から算出した積分変位(integrated displacement)から地盤変位の振巾と周期が得られる(例えば、付図-1の Taft, 1952年の地盤動 参照)これらは順に、地盤の空間的な変形を示している。地盤変形の性質は別な地震に対しては、異なっていることがわかる；即ち、別な地震では別な振巾と周期になる。チューブ箇所での将来の地震の時の地盤変形の特性は予言できないので、地震波が通過する際に起りうるあらゆる地盤変形に耐えるようにチューブを設計する必要がある。チューブ軸線に対して横断方向の変形については、変形の重要特性は始めの直線に生じる曲率である。これらは、特定の(specified)波長と振巾の等価正弦波動(equivalent sinusoidal wave)によって表わされる。当該箇所での推定条件に対応して種々の波長に対する振巾(チューブのような障害物のない土だけの状態: freefield)の包絡線を示すような図表がつくられている。このようにしてつくられた地盤変位スペクトル[⊗]は、PB-B-Tの予備報告書の中に、複写されている。応用に当っては、このスペクトル上の任意の一点に対応する地盤変形のもつ力にチューブが耐えられるように、設計すべきであるが、このスペクトルの2つ以上の別な波の同時変形に耐える必要はない。チューブは、曲げ剛性を有しており、且つ、周囲の土には弾性があるので、チューブの合成変形と、それによって生じる応力 を求めるためには、チューブと土の相互作用を解析しなくてはならない。

⊗ これは、フーリエスペクトルではなく、これが地盤変形に対してもつ関係は、よく知られている速度応答スペクトル(Velocity Response Spectrum)が構造物の速度に関してもつ関係 と同じ関係になっている。

過去の地盤運動の記録から、鉛直運動は水平運動の $\frac{1}{2}$ から $\frac{2}{3}$ の大きさであることがわかっている。従って、チューブの鉛直方向変形は、チューブの横方向変形に対する地盤変位スペクトルの $\frac{2}{3}$ の大きさについて計算することが推奨される。

チューブのまわりの土の緊張差が、チューブを伸ばしたり、縮めたりする傾向の軸力を発生する可能性がある。チューブが位置しなくてはならない沖積層の深さに比べて、波長が長い軸変形の場合には、沖積層中の振巾は、底の頁岩の中のものと同質的に同じになる。チューブが軟かい沖積層を通して頁岩に結ばれているので、チューブに生じる軸方向歪は、頁岩中の対応する歪より小さくなるし、従って、応力は小さいであろう。しかしながら相対的に短い波長($L < 500\text{ft}$)のセン断波は、チューブに軸方向応力を発生させる可能性がある。このような波が、チューブに斜めに当たると、その波は、チューブ軸の方向に土の直歪(normal strain)を発生するであろう。チューブは相対的に降伏することはないので、チューブのすぐそばの土の中の歪を拘束し、このことから、チューブに直応力を発生することになる。もしも、San Andreas断層に大地震がおこれば、非常に多くのセン断波がいろんな方向から、位相のずれをもってやってくるであろう。これらは、影響を打消す傾向がある。チューブにかかる軸方向の影響については、次の(安全側)解析をすることを推奨する。500ft(150m)の波長とスペクトルから与えられる値に等しい振巾を有するセン断波の等価層波列(equivalent planar train)がチューブに打当すると仮定する；そして、チューブ軸線と 45° の角度をなす波列の伝播方向を仮定する。

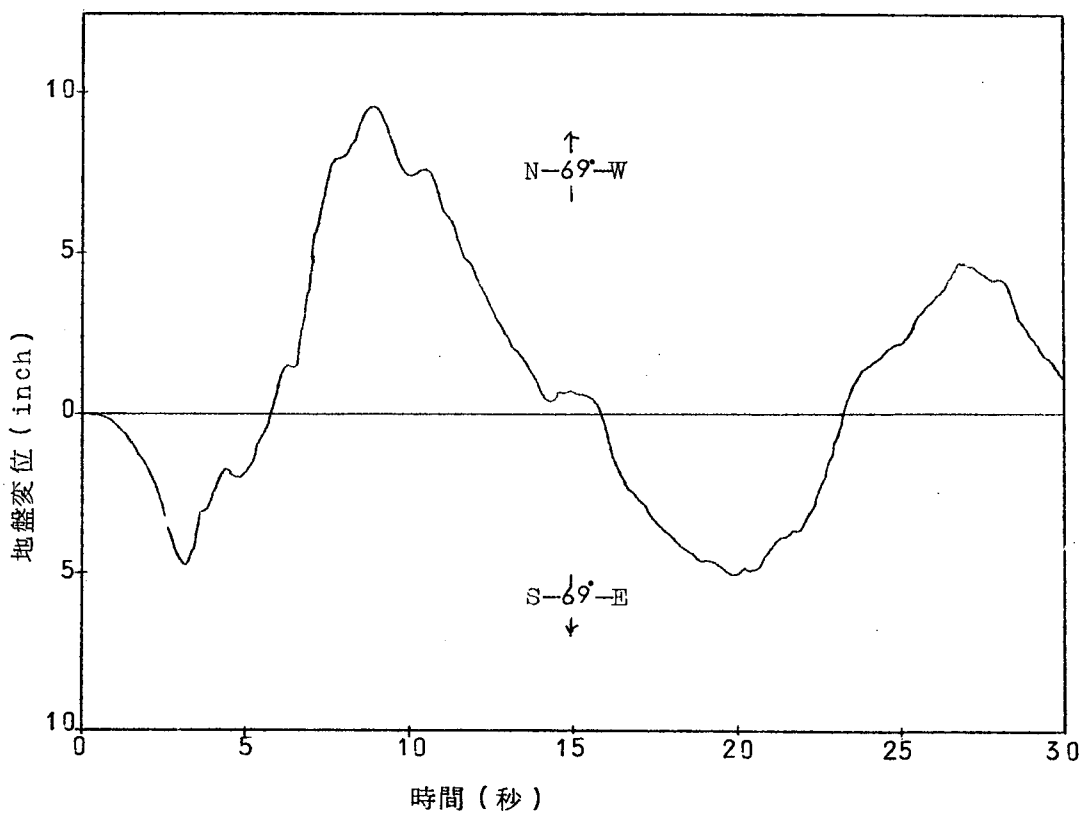
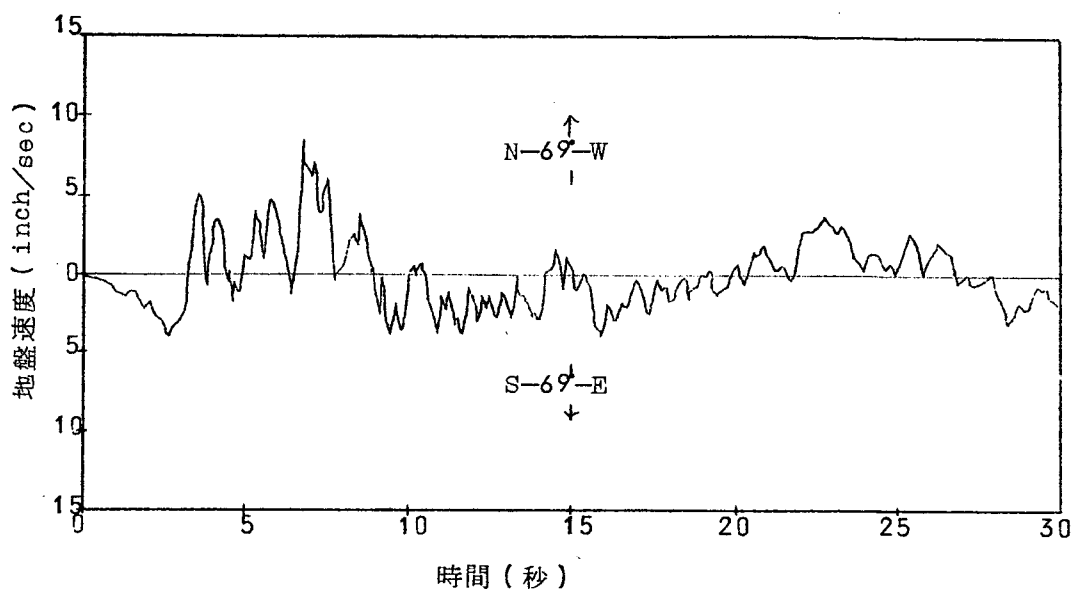
- 4) チューブのまわりの土の沈下と流動 地震中に振動する応力や歪をうける時に、土がその強度を失わないということを確かめねばならない。この立証には、地震中に予期されるよりももっときびしい条件下で、土の動的試験を行う必要がある。チューブは、土が適切な動的強度を有することを十分に信頼出来る深さの所におかねばならない。この動的試験の結果は、F.J. Converse 氏の報告の中に述べられている。それによれば、土は、地震中に、

その強度を失うことなく、又、流動しないだろうとされている。

チューブの予備設計——チューブについての予備設計計算は、Parsons Brinckerhoff, Quade and Douglas 社の H.A.Foster 氏が用意していたが、それを調べて、安全側のベースに基づいて行われていることを知った。その計算では、チューブは、上述の地震被害の起りうる形態に抵抗するように設計できることを示している。こうした計算に基づいて、誘発される地震応力は、適切に設計され施工されたチューブでは、被害をうけることなく、耐えうるものであると結論できる。

George W.Housner

(コンサルタント)



TAFT, 1952 N-69°-W 方向成分

付図-1

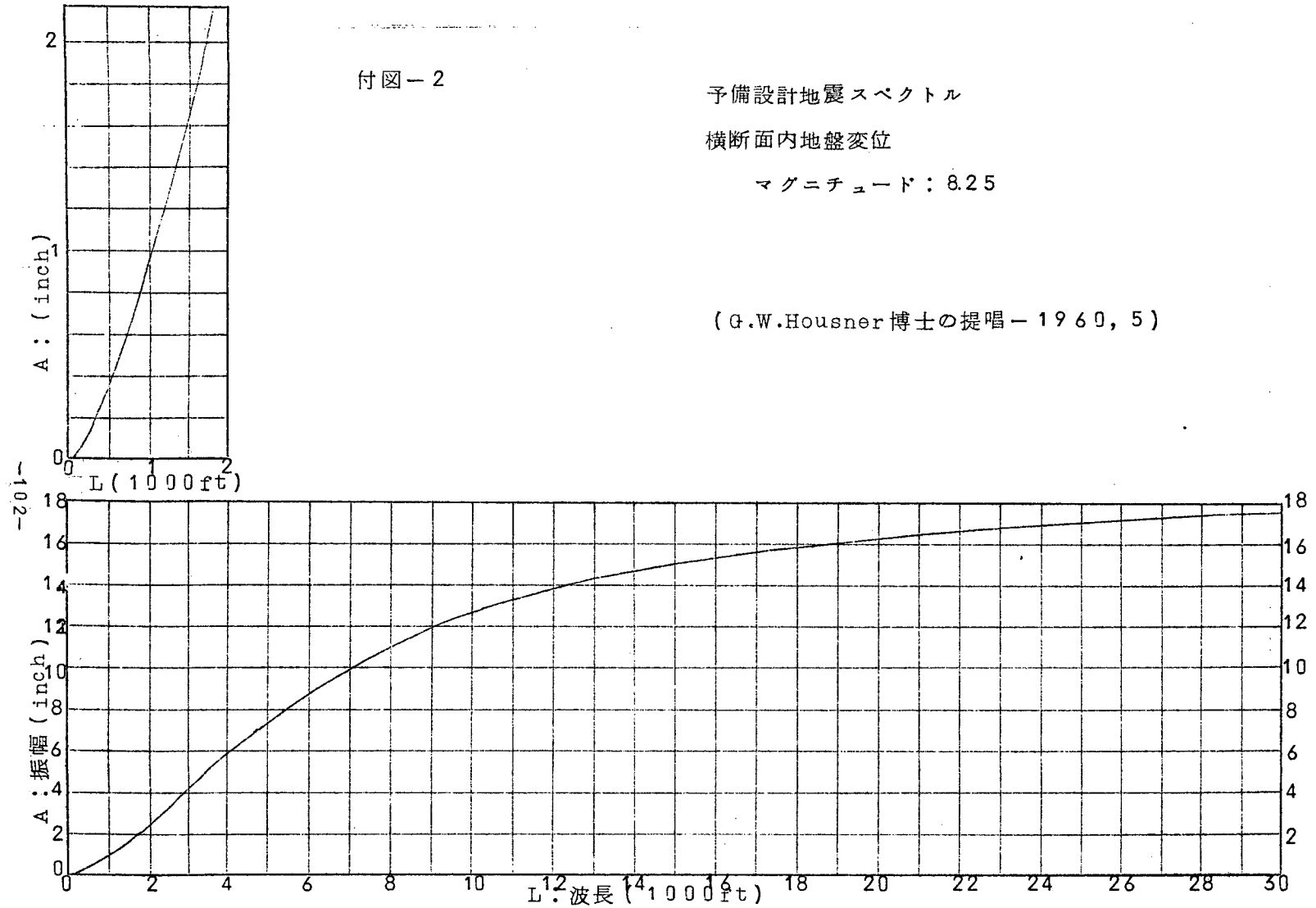
付図-2

予備設計地震スペクトル

横断面内地盤変位

マグニチュード：8.25

(G.W.Housner 博士の提唱 - 1960, 5)



付 録 — B

San Francisco 湾泥の動的試験に関する
Frederick J. Converse 教授の報告

1 9 6 0 年 6 月 2 1 日

一般考察

湾泥の不攪乱試料について2グループの試験を行った。第1の試験グループは、推定した地震条件下で泥の液化の可能性を求めるために行われた。これから述べる試験では、テストされた土には液化の危険はないことを示している。第2の試験グループは、激しい地震時に予期される振動数と変形に匹敵するような正負に振動する力の下での土の応力変形関係を求めるために行われた。この試験では、予期される地震振動によって、土が破壊される(overstress)ことはないであろうということを示している。

液状化についての試験

ある種の土が激しい振動とか衝撃条件下では、液状に流動化することはよく知られている事実である。この状態が予期される地震条件下で、チューブ付近の San Francisco湾泥の中にかかるかどうかを求めることは、本質的に大事なことであるとみなされた。これを求めるために、付表-1に示した比較的乱されていない試料について、3種類のテストが行われた。

付表-1

試料	深さ (MLLW)	泥土中の深さ (ft)	土の分類
A1-OS-1	- 83.5	12	砂層を伴う灰色の砂質シルト質粘土
A1-OS-3	- 95.5	24	レンズ状の砂を伴う灰色のシルト質粘土
A1-OS-7	-116.5	45	レンズ状の砂を伴う灰色のシルト質粘土
A1a-OS-1	- 84.5	13	極細砂から中程度粒子の砂までの薄層を伴う灰色のシルト質粘土(乱されている)
A1a-OS-2	- 91.5	20	細砂の小さな層を伴う灰色のシルト質粘土
A2-OS-1	- 79	10	灰色の中程度粒子砂から細砂及び、灰色のシルト質粘土層を伴う貝殻類
A2-OS-5	- 99	34	灰色のシルト質粘土、多数の薄い砂層

系列—1 変位制御 (Controlled displacement)

地震のセン断波をうける土の隣接粒子 (adjacent particles) の最大相対変位は、

$$r = \frac{a T}{2 \pi V}$$

であると仮定した。ここで、 a は加速度、 T は周期、 V はセン断波の速度である。地球物理学的なテストから、地表近くの泥土中のセン断波の速度は約 300 ft/sec で、頁岩層上の粘土・砂層中での約 800 ft/sec まで増加する。0.2 秒乃至それ以下の周期に対しては、 $\frac{2g}{3}$ ft/sec² という最大加速度がありうると推定された。これは、G.W.Housner 博士の経験によれば、安全側の (Conservative) 仮定である。0.2 秒より大きな周期に対しては、最大加速度は、 $\frac{2g}{3}$ ft/sec² よりかなり小さいと思われる。

上の方の土での速度は、300 ft/sec であると仮定して、若干の地震周期に対する最大の相対変位を求めたのが付表—2 である。

付表—2

周 期 T (秒)	相 対 変 位
0.2	0.0023
0.15	0.0017
0.1	0.0011

隣接土粒子の相対変位に関する上述の値は、地震時に湾泥中に想定すべき最大値である。このような変位を発生する振動が連続して起っている時間は、安全側に見て、30 秒以内であろう。

変位制御テストの装置と方法

コントロールされた条件下で相対変位を起させるために、次のテストが計画された。2 リングダイブの直接セン断試験機を、ボックスの間の純間隔 (Clear

space) が 1 インチ (2.5 cm) になるように改作した。上側のボックスは、下側のボックスに固定されたローラー上に乗っているのので、この間隔は、2つのボックスが互に相対的に動いても一定している。下側のボックスを固定して、上側のボックスを任意の振巾で、相対的に振動させることができる。試料は径 2.41 インチで、各ボックスの内へ約 $\frac{3}{4}$ インチのばしておく。これらの試料は、のこぎり歯状の不透水性の板でキャップされ、中央部分の 1 インチが、露出するようにセン断ボックス中に置かれる。

液化の発生をチェックするために、若干の方法が使われた。その第 1 のものは、目での観測である。1 インチの露出柱全体を通して、土の流動が発生しなければ、液化が起らないことは明らかである。

第 2 の方法は、揺った直後に直接セン断テストを行って、これと揺っていない隣の土についてのセン断テストの結果とを比較することであった。泥の性質には、かなりの変化があったので、これは、かなりラフなものであると思われる。しかしながら、振動中に土の再成形 (remolding) があれば、セン断力が下がるという事実で現われるはずである。

第 3 の方法は、振動テストだと判るように、試料のセン断での応力-歪曲線をとることであるが、変形を仮定した降伏強度以下の値になるように制限した。かくして、振動テストを実施し、振動が終ると同時に第 2 の応力-歪曲線をとった。振動後の応力-歪曲線は、振動前のものより、僅かに急傾斜することが判った。このことは、振動テスト中に土の密度変化 (densification) があったことを示すものであろう。

こうした条件下でのテストは、液化が起らなかったこと及び、強度の損失がなかったことを説明している。

変位の振巾と、振動を続けていた間の時間間隔は、このテストの方が予期される最も激しい地震の時のものより、はるかに大きかった。その振巾は、付表 2 に掲げた値の 1.5 倍から 30 倍であり、振動時間は 30 秒から 9 分にわたっている。

系列-2 沈降重量 (Settling Weight)

飽和状態のシルト乃至細砂は、衝撃乃至急激セン断のために液化すると支持能力を失うことが知られている。この液化法を試みるために、1インチの高さの $2\frac{1}{2}$ インチ径の真鍮リングに土をつめて、セン断試験機の底のボックスの中においた。それから金属球を、その球の直径の約 $\frac{1}{3}$ だけ土をすぐい出した穴の中の土の上にのせた。それから、セン断ボックスを、水中に沈め、種々の周波数と振巾で揺った。球が沈降したかどうかを見るために何度も測定が行われた。これはまず、1インチ径の真鍮ボールで行われ、2度目には、別な試料上で、 $\frac{7}{8}$ インチ径の鋼球で行われたが、液化も、沈降も発生しなかった。振動の激しさは、このテスト状態の方が、最も激しい地震の時に予期されるものより、はるかに大きかった。

相対的な変形は、上下のセン断ボックスに固定されたフレキシブルなスプリング装置と、Wheatstoneブリッジ型式のワイヤーストレインゲージを使って測定した。2つのボックスの相対運動によって発生するシグナルは、2点ペン書き記録計 (two pen brush recorder) の1本のペンに伝達される。

セン断応力は、上側ボックスの質量と加速度から算出される。加速度は上側ボックスに取付けた加速度計で測定された。その加速度計からのシグナルは、2点ペン書き記録計の2番目のペンに伝えられた。この方法で、加速度と、変形の両方の同時記録が得られた。大半のテストは、毎秒5サイクルの周波数で行われた。これが、最も破壊的な地震波の範囲であると考えられている。1シリーズは、毎秒3サイクルで行なった。

正弦波型の土中波 (Sinusoidal earth wave) での隣接土粒子の最大相対変位の方程式は、次のようになる。

$$r = \frac{a T}{2 \pi v}$$

こゝで、 a は加速度、 ft/sec^2

T は周期、秒

V は波の速度, ft / sec

最大加速度を $\frac{2}{3}g$, 即ち $21.5 \text{ ft} / \text{sec}^2$ ($6.56 \text{ m} / \text{sec}^2$), $T = 0.2$ 秒と仮定すれば, テストした試料の深さでの地震条件下の土の最大相対変位は付表-3のようである。

付表-3

試料	泥土線からの深さ (ft)	セン断波 速 度 (ft/sec)	相対変位 r	セン断応力 lbs / ft^2		
				変位 r に 対する動的 的 応 力	地球物理 学 的 な $G r$	DM最大
A4-OS-3	17.5	330	0.0021	80	828	540
A1-OS-3	24	375	0.0018	100	784	435
A2-OS-5	34	470	0.0015	24	1000	810
A4-OS-7b	41.5	530	0.0013	41	1260	760
A1-OS-7	45	560	0.0012	48	1200	650

系列-3 動的セン断又は疲労 (fatigue)

この程の泥土に液化を起すのに必要な力と振巾を今少し調べるために, 次のテストが工夫された: 1箇の試料を準備して変位制御のところで述べたセン断ボックスに入れた。既知の重量を上側のセン断ボックスに取付けたが, 垂直荷重としては, 無視できる荷重だけを, 土の上に直接のせた。それから, 下側のボックスを揺さぶり, 一方, 上側のセン断ボックスは, 土の試料の拘束以外には, 下側のボックスに対する相対的な動きと絶縁している。下側のボックスの周期と振巾を除々に増大して行き, 土が, ボックスの間から流出するようにした。地表近くの泥土の試料については, その流動化は迅速で, 水のようになった。より深い試料については, 土は, プラスチックになり, かなり大きな径に拡大したが, 特に湿った状態とは見えず, 塑性は示したが, 液化はしなかった。

乱されていない試料をこの方法で, 毎秒5サイクルの周波数でテストした。

振巾を除々に増して流動乃至液化が起るまでに、0.08から0.100インチの間の大きさに達した。こうしたテストは、この土にも液化が起りうるが、それは最悪の地震時に予期される振巾の25倍から100倍の振巾の時であることを示している。

動的応力-歪曲線

地震の時に予想される状態と比べられる動的な状態下での応力と歪の関係を求めるために、湾泥の若干の試料についてテストが行われた。

設定したテストは、既述の液化テストで使ったものと同様に、動的測定並びに、記録装置が追加された。直接セン断試験機は、1インチの高さのスペースで分離された下側と上側のボックスからなっている。径2.41インチ、長さ約3インチの土の試料が一端は下側のボックスの中に固定され、他端は、上側のボックスの中に入れられ、この2つのボックスの間に1インチの長さの自由区間を残しておいた。この部分は、テスト中の水分の蒸発を防ぐために、湿室(humidity room)から移す前に、ゴム膜でまいた。下側のボックスは、ベース板に取付けられた。このベース板は、ボールベアリング上にのっており、 $\frac{3}{8}$ インチのロッドを通して、起振器に結ばれている。上側のボックスは、下側のボックス上のローラーの上にのっていて、下側ボックスと平行な面内では振動から絶縁されている。上側のボックスに付加的な質量を加えるために、重りを上側のボックスに取付けたが、試料の上面には圧力はかゝらない。

仮定した相対変形についての実験室で得られた応力と $S = Gr$ という式を使って地球物理学的手法で得られた応力との間には大きな不一致がある。ここで、 G は剛性係数 (Modulus of rigidity) で、 ρV_s^2 に等しく、 r は、最大相対変位である。この不一致は土の応力-歪曲線は、直線 (linear) ではないという事実に基くものと思われる。低いエネルギー波と、非常に小さい変位の下では、変形に対する応力の割合は仮定した地震状態下でのこれらの値の割合より、

大中に大きくなるであろう。このことは付図-3, 4に示した動的応力-歪曲線によってはっきりと示されている。実験室の動的応力-歪曲線の方が、セン断の波速度に基いて算出した値よりも、地震時の実際の状態により近く表わされていると思われる。

結 論

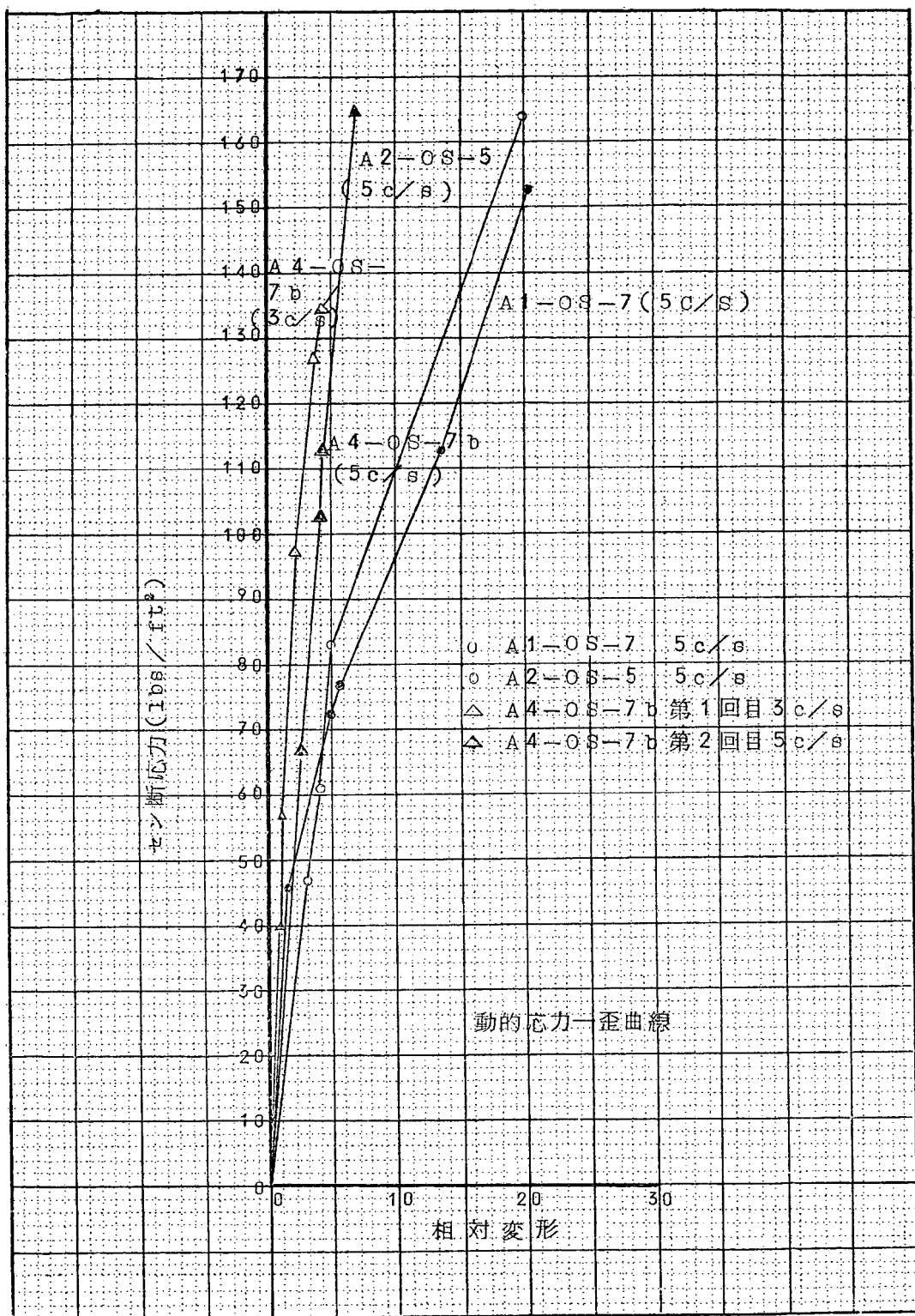
応力-歪テストは液化テストを確証するもので、地震時におこる相対変位は、セン断で、湾泥に液化を起したり、破壊 (overstress) を起したりする程のものではないことを示している。

チューブ予備設計の土質力学特性

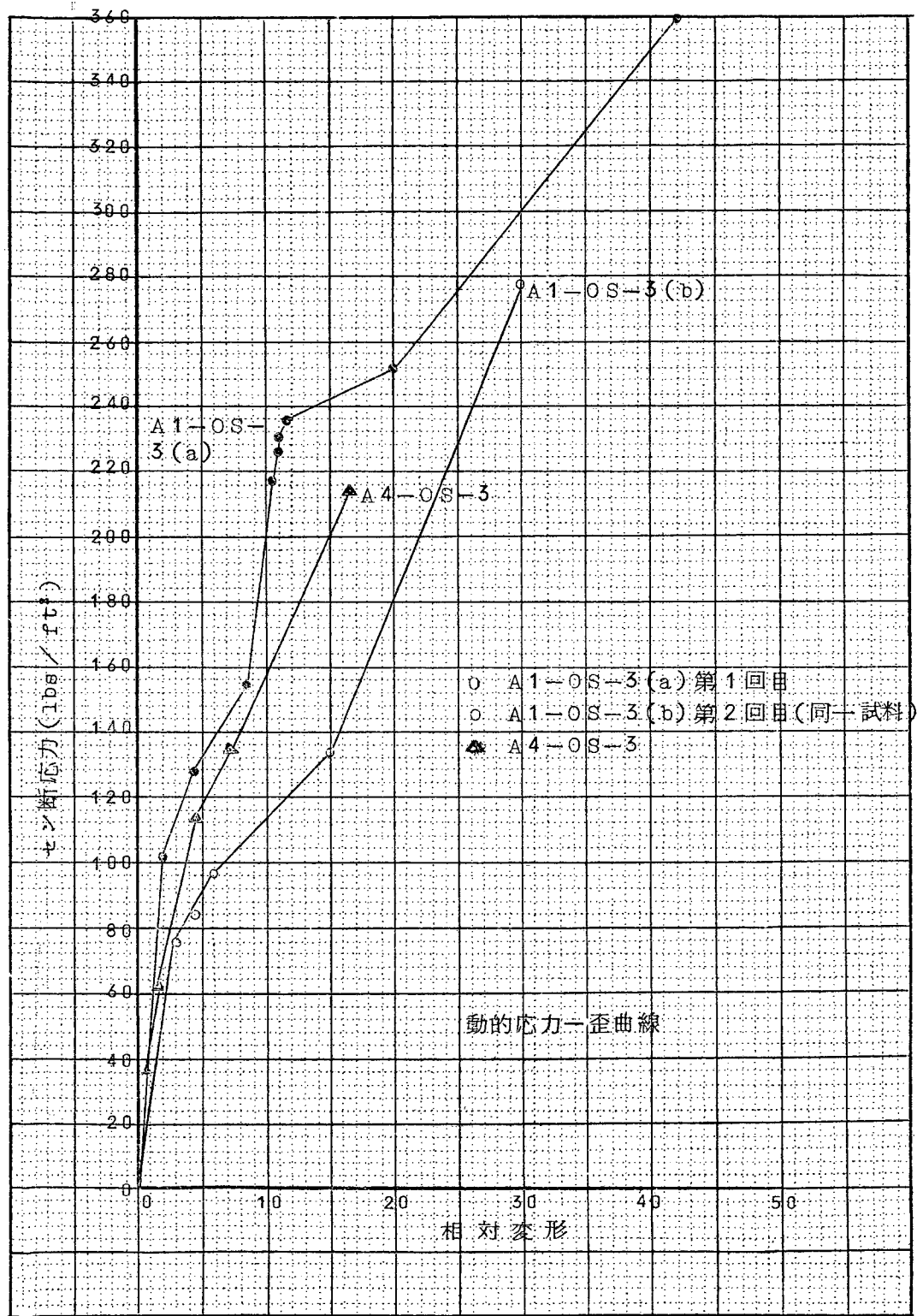
Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas 社の H.A. Foster 氏が行った予備設計を再吟味した。地震力下での土の強度と、その挙動に関して行った仮定は安全側であると考えられる。

Frederick J. Converse

(コンサルタント)



付図 - 3



付図 - 4

付 録 一 C

章 VI の 諸 式 の 誘 導

—— チューブに作用する動的荷重の解析 ——

付 録 — C

章Ⅵの諸式の誘導 チューブに作用する動的荷重の解析

(1) 序 文

章Ⅵにおける解析の本筋を簡明にするために、諸式の誘導をこの付録で説明する。このような形式にすることは詳しい理論的手順を踏み、しかもこの問題の本筋を見逃すことがないという点で好ましいものと考えられる。この付録の中の詳細な誘導が本文中のどこに該当するかを明瞭にするため本文と連続した式番号を使っている。

この付録の中には次の事項の誘導が述べてある。

- 横断面内水平方向変形
 - a 圧縮に対する土の基礎定数 (K_c)
 - b セン断歪に対する土の基礎定数 (K_s)
 - c チューブに最大土圧を発生させる波長 (L_p)
 - d " 最大セン断力 " (L_v)
 - e " 最大曲げモーメント " (L_m)
- 横断面内鉛直方向変形
 - f 鉛直方向変形に対する土の基礎定数 (K_v)
- チューブに作用する土圧の影響
 - g チューブに作用する土圧による周辺応力
- 縦断面内水平方向変形
 - h チューブに作用する軸力の近似計算

これらの誘導を章Ⅵの本文々章となるべく切離して行うためには、文章の多少の繰返しはやむを得ないであろう。

(2) 横断面内水平方向変形

- (a) 圧縮に対する土の基礎定数 (K_c)

分布荷重を p_c をチューブの単位軸長当りのポンド (lbs/ft) で表わすと、圧縮に対する土の基礎定数は次式で表わされる。

$$K_c = \frac{(\text{チューブの単位軸長当りの荷重})}{(\text{相対変位})} = \frac{p_c}{y}$$

チューブによって発生する帯状荷重が地震波形に応じて正、負に変化している（付図－５参照）ことを考慮したうえで、弾性体内の圧縮力分布に関する Boussinesq 理論を応用して (Terzaghi "Theoretical Soil Mechanics" P382~383) K_c 値を決めることにする。簡単のため、荷重分布は正弦曲線状分布ではなく等分布とする。

長さ L_1 、巾 B の矩形等分布載荷面の隅角部での沈下量 $\Delta y'$ を求めるために、Terzaghi は「影響値」 I_y を用いている。そこで付図－５に示すように $L_1 = L/4$ 、 $B = d_1/2$ とすれば、半波長 ($L/2$) にわたって分布している荷重による $1/4$ 波長点 (点 P) での沈下量は $4\Delta y'$ となる。

Terzaghi は弾性体の表面に分布している荷重に関する Boussinesq 公式を基にして解折を進めており、次式のように $\Delta y'$ を導いている。

等分布荷重の烈度を $q = P/d_1$ 、土のポアソン比を σ ((式－８)より $\sigma = 0.49$)、土の弾性係数を E_s とすれば

$$\Delta y' = q B \frac{(1-\sigma^2)}{E_s} I_y = \frac{p_c}{d_1} \frac{d_1}{2} \frac{(1-\sigma^2)}{E_s} I_y$$

$$\therefore \Delta y = 4 \cdot \Delta y' = 2 p_c \frac{(1-\sigma^2)}{E_s} I_y \quad (\text{式-37})$$

I_y は無名数であって次式で表わされる。

$$I_y = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{1+\sqrt{m^2+1}}{m} \right) + \ln (m+\sqrt{m^2+1}) \right] \quad (\text{式-38})$$

ここに $m = L_1/B = L/2 d_1$

各種 m 値に対する I_y 値を付図－６に示す。

$$C = 2 (1-\sigma^2) I_y = 1.52 I_y \quad (\text{式-38-a})$$

とおけば (式－３７) は

$$\Delta y = p_c C / E_s \quad (\text{式-39})$$

$$K_c = p_c / \Delta y = E_s / C \quad (\text{式-40})$$

分布荷重 p_c は載荷面 ($d_1 \times L/2$) 毎に交互に正、負と符号が変化しているから、影響値 I_y を次のように修正しなければならない。

(5 L/2 にわたる分布荷重)

— 2 × (中央 3 L / 2 ")

$$+ 2 \times (\text{中央 L} / 2 \quad " \quad)$$

$$\left(m = \frac{5L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right) - 2 \times \left(m = \frac{3L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right)$$

$$+ 2 \times \left(m = \frac{L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right)$$

$$I_{y'}' = (m = \frac{9L}{2d_1} \text{ のときの } I_y) - 2 \times (m = \frac{7L}{2d_1} \text{ のときの } I_y)$$

$$+ 2 \times \left(m = \frac{5L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right) - 2 \times \left(m = \frac{3L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right)$$

$$+ 2 \times \left(m = \frac{L}{2d_1} \text{ のときの } I_y \right)$$

2種の波長 ($L = 400, 1000 \text{ ft}$) について、1、5、9半波長の各場合の I_V' を計算すると次表のようになる。 ($d_1 = 35 \text{ ft}$)

	L=400ft	L=1000ft
1 半波長	$I_y' = 1.08$	$I_y' = 1.38$
5 "	0.88	1.14
9 "	0.85	1.15

この表から I_y' の極値の近似値を得るには 5 半波長まで考えれば十分であることがわかる。

このようにして (5 半波長に対して) 算出された I_y' 値を対数グラフにプロットしたのが付図-7 あり、 I_y' は波長の関数として次のように表わされる。

$$I_y' = C_2 L^{n'} \quad (\text{式-41})$$

$$\text{ここに } C_2 = 0.147 \quad n' = 0.3$$

(式-38-a) の I_y に (式-41) の I_y' を代入すると

$$C = 1.52 \times I_y' = 0.223 L^{0.3} \quad (\text{式-42})$$

これを (式-40) に代入すると

$$K_C = \frac{E_S}{C} = \frac{E_S L^{0.3}}{0.223} \quad (\text{式-43})$$

これに (式-10) を代入すれば

$$K_C = (-1,667,000 + 307,000d) L^{-0.3} \quad (\text{式-44})$$

ここに d : 泥土線からの深さ

横断面内水平方向変形に関して (式-44) で用いる d 値としては、チューブ水平軸の深さ d_c を採る。(付図-8 参照)

各種の波長、深さについて上述のようにして計算した K_C 値を表-2 に示す。前述のように、これらの値は幾分大きな値となっており、 L が 500 ft を越える場合即ち泥、粘土、砂層の厚さよりも波長 L が大きい場合、特に顕著である。

(b) セン断歪に対する土の基礎定数 (K_S)

水平力 P_s (lbs/ft) がチューブに作用することによって土中に生じるセン断歪状態を付図-8 に示す。この水平力によってチューブ軸より下の土の水平断面にはセン断応力が発生するが、このセン断応力は鉛直線と θ をなす直線 PQ、PD の範囲内で拡がっていると考えられる。点 P はチューブ軸上 $x_1 = \frac{d_1}{2 \tan \theta}$ のところに位置し、また、 $\theta = 52.5^\circ$ と仮定する。

点 P より x だけ下の水平面 AB 上にはセン断応力 τ_x

$$\tau_x = \frac{p_s}{2x \tan \theta} \quad \text{が発生する。}$$

沖積層 (CD) 及び AB 面に対するチューブ軸の相対セン断変位を夫々 Δy 及び y とすると、AB でのセン断歪は $\gamma = \frac{dy}{dx}$

$$G_s = \tau_x / \gamma \quad \text{より} \quad \gamma = \tau_x / G_s$$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = \frac{\tau_x}{G_s} = \frac{p_s}{2x \tan \theta} \cdot \frac{1}{G_s}$$

$$dy = \frac{p_s}{2 \tan \theta} \cdot \frac{dx}{x G_s}$$

$$\therefore \Delta y = \int_{x_1}^{x_2} dy = \frac{p_s}{2 \tan \theta} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x G_s} \quad (\text{式-44-a})$$

$$(\text{式-7-a}) \text{より} \quad G_s = g_0 + c_1 d \quad (\text{lb./ft.}^2) \quad (\text{式-45})$$

$$\text{よって} \quad g_0 = -125,000, \quad c_1 = 23,000$$

付図-8より $d = x + dm - h - x_1$ であるから G_s は x の関数として、

$$G_s = g_0 + c_1 d = g_0 + c_1 (dm - h - x_1) + c_1 x \quad (\text{式-46})$$

$$= G_0 + c_1 x \quad (\text{式-46-a})$$

$$\text{よって} \quad G_0 = g_0 + c_1 (dm - h - x_1) \quad (\text{式-47})$$

(式-46-a) を (式-44-a) に代入すると

$$\Delta y = \frac{p_s}{2 \tan \theta} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x (G_0 + c_1 x)}$$

$$\int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x (G_0 + c_1 x)} = \left[-\frac{1}{G_0} \log_e \left(\frac{G_0 + c_1 x}{x} \right) \right]_{x_1}^{x_2}$$

$$= \frac{1}{G_0} \left[\log_e \frac{G_0 + c_1 x_1}{x_1} - \log_e \frac{G_0 + c_1 x_2}{x_2} \right]$$

$$= \frac{1}{G_0} \log_e \left[\frac{G_0 + c_1 x_1}{x_1} \cdot \frac{x_2}{G_0 + c_1 x_2} \right]$$

$$\therefore \Delta y = \frac{p_s}{2 G_0 \tan \theta} \log_e \frac{(G_0 + c_1 x_1) x_2}{(G_0 + c_1 x_2) x_1} \quad (\text{式-48})$$

$$K_s \frac{p_s}{\Delta y} = \frac{2Go \tan \theta}{\log_e \left\{ \frac{(Go + c_1 x_1) (x_2 / x_1)}{(Go + c_1 x_2)} \right\}} \quad (\text{式-49})$$

章V節5の土の設計縦断面図で述べたように、泥、粘土層の厚さ $d_m=100\text{ft}$ の場合について K_s 値を計算しよう。この場合

$$g_0 = -125,000, \quad x_1 = d_1 / 2 \tan \theta = 35 / 2.6 = 13.5$$

$$c_1 = 23,000, \quad x_2 = h + x_1 = 13.5 + h$$

$$d_m = 100\text{ft}$$

$$(\text{式-47})より \quad g_0 = -125,000 + 23,000(100 - 13.5 - h)$$

$$= 1,865,000 - 23,000h \frac{(Go + c_1 x_1) (x_2 / x_1)}{(Go + c_1 x_2)}$$

$$= \frac{1,865,000 - 23,000h + 23,000 \times 13.5}{1,865,000 - 23,000h + 23,000(13.5 + h)} \frac{(13.5 + h)}{13.5}$$

$$= \frac{(2,175,500 - 23,000h)(13.5 + h)}{29,369,250}$$

$$2Go \tan \theta = 2.6(1,865,000 - 23,000h) = 4,850,000 - 59,800h$$

故に(式-49)より

$$K_s = \frac{4,850,000 - 59,800h}{\log_e \frac{(2,175,500 - 23,000h)(13.5 + h)}{29,369,250}} \quad (\text{式-50})$$

(式-50)により、 K_s 値はパラメータ h の関数として表わされており、波長 L とは無関係である。(式-44)の K_c と比較せよ)

泥土線からチューブ軸までの深さ(d_c)、或は泥土層底面とチューブ軸の距離(h)の各種について上述の仮定のもとで計算した K_s 値を表-3に示す。

(式-32-a、33-a、34-a)の中の K 値としては(式-35)の

$$K = 2K_c + K_s$$

を用いる。

表-4に $d_m=100\text{ft}$ の場合で、各種の波長、深さ(d_c : 泥土線からチューブ軸までの深さ)についての K 値を示す。

(c) チューブに最大土圧を発生させる波長 (L_p)

章Ⅵ節 1 (b)で述べたように、チューブに作用する最大土圧は(式-32-a)

$$p_m = \frac{KA}{1 + (K/EI) (L/2\pi)^4} \quad (\text{式-32-a})$$

章Ⅴ節 1 の設計スペクトルで求めたように

$$A = C_1 L^n \quad (\text{ft}) \quad (\text{式-1})$$

$$\text{ここに } C_1 = 4.9 \times 10^{-6}, \quad n = 1.4$$

$$(\text{式-35}) \text{より } K = 2K_c + K_s$$

$$(\text{式-44}) \text{より } K_c = f(d) \cdot L^{-n'} \quad (\text{式-51})$$

$$\text{ここに } n' = 0.3, \quad f(d) = -1,667,000 + 307,000d$$

(式-50)より K_s は L の関数ではない。

p_m を最大にする L 値を L_p とすれば、(式-32-a) について (A 、 K を L の関数として表わした後に) dp_m/dL を計算しそれをゼロと置いて求めることができる。(式-1)、(式-51) に示すように A も K_c (即ち K) も L の関数であるから、(式-32-a) は複雑な形となり L_p 値を簡単に算出することを妨げている。ところが K_c は L の変化に伴って徐々に変化するだけであるから L_p 値を算出する際には K が L とは無関係であると考えないであろう。

(式-32-a、1)より

$$p_m = \frac{KC_1 L^n}{1 + \frac{KL^4}{EI(2\pi)^4}} \quad (\text{式-52})$$

$$N_1 = KC_1, \quad N_2 = K/EI(2\pi)^4 \text{ とすれば}$$

$$p_m = \frac{N_1 L^n}{1 + N_2 L^4} \quad (\text{式-52-a})$$

p_m を最大にするには $dp_m/dL = 0$ のときの L 値である。 U 、 V を L の関数として $p_m = U/V$ とおけば

$$\frac{dp_m}{dL} = \frac{VdU/dL - UdV/dL}{V^2}$$

これを簡単に書けば
$$dP_m = \frac{VdU - UdV}{V^2} \quad (\text{式-52-b})$$

従って P_m を最大にするのは $VdU = UdV$ のときの L 値である。

故に (式-52-a) より $(1+N_2L^4)N_1nL^{n-1} = N_1L^n \cdot 4N_2L^3$

$$= N_14N_2L^{n+3}$$

両辺を N_1L^{n-1} でわると

$$n + nN_2L^4 = 4N_2L^4$$

$$n = N_2(4-n)L^4$$

$$\therefore L_p = \left\{ \frac{n}{N_2(4-n)} \right\}^{1/4} = \left\{ \frac{EI(2\pi)^4 n}{K(4-n)} \right\}^{1/4}$$

$$= (2\pi) \cdot \left(\frac{n}{4-n} \cdot \frac{EI}{K} \right)^{1/4} \quad (\text{式-53})$$

こゝに $n = 1.40$

(d) チューブに最大せん断力を発生させる波長 (L_v)

V_m を最大にする L 値を L_v とする。最大せん断力は (式-33-a) より

$$V_m = \frac{KA(L/2\pi)}{1 + (K/EI)(L/2\pi)^4}$$

(式-1) の $A = C_1L^n$ を代入すると

$$V_m = \frac{KC_1L^{n+1}}{2\pi[1 + (K/EI)(L/2\pi)^4]}$$

前項のように $N_1 = KC_1$ 、 $N_2 = K/EI(2\pi)^4$ を代入すれば

$$V_m = \frac{N_1L^{n+1}}{2\pi(1 + N_2L^4)}$$

V_m を最大にするのは $VdU = UdV$ のとき、即ち

$$2\pi(1 + N_2L^4)N_1(n+1)L^n = N_1L^{n+1}2\pi4N_2L^3$$

$$= 2\pi N_1L^{n+4}4N_2$$

両辺を $2\pi N_1L^n$ でわると

$$(1 + N_2L^4)(n+1) = 4N_2L^4$$

$$(n+1) + (n+1)N_2L^4 = 4N_2L^4$$

$$n+1 = 4N_2L^4 - (n+1)N_2L^4 = N_2(4-n-1)L^4$$

$$L^4 = \frac{n+1}{N_2(3-n)} = \frac{n+1}{3-n} \frac{EI(2\pi)^4}{K}$$

$$\therefore L_v = 2\pi \left(\frac{EI}{K} \frac{n+1}{3-n} \right)^{1/4} \quad (\text{式-54})$$

(e) チューブに最大曲げモーメントを発生させる波長 (L_m)

最大曲げモーメントは (式-34-a) より

$$M_m = \frac{KA(L/2\pi)^2}{1 + (K/EI)(L/2\pi)^4}$$

前項と同様にすれば

$$M_m = \frac{KC_1 L^{n+2}}{(2\pi)^2 [1 + (K/EI)(L/2\pi)^4]} = \frac{N_1 L^{n+2}}{(2\pi)^2 [1 + N_2 L^4]}$$

M_m を最大にするのは $VdU = Udv$ のとき、即ち

$$(2\pi)^2 (1 + N_2 L^4) N_1 (n+2) L^{n+1} = N_1 L^{n+2} (2\pi)^2 N_2 4 L^3$$

両辺を $(2\pi)^2 N_1 L^{n+1}$ でわると

$$(1 + N_2 L^4) (n+2) = 4 N_2 L^4$$

$$(n+2) + (n+2) N_2 L^4 = 4 N_2 L^4$$

$$n+2 = N_2 (4 - n - 2) L^4$$

$$L^4 = \frac{n+2}{2-n} \frac{1}{N_2} = \frac{n+2}{2-n} \frac{EI}{K} (2\pi)^4$$

$$\therefore L_m = 2\pi \left(\frac{n+2}{2-n} \frac{EI}{K} \right)^{1/4} \quad (\text{式-55})$$

(3) 横断面内鉛直方向変形

(f) 鉛直方向変形に対する土の基礎定数 (K_v)

章Ⅵで述べたように、この定数は D. M. Burmister の方法を基にして算定されている。その中で文献 9 第 7 章に出ている「影響係数」 I_2 が用いられるが、この係数は水平表面上の矩形等分布載荷面の隅角部での沈下量 $\Delta y'$ を求める際に使われている。弾性体と考えた地盤のポアソン比は 0.4 であるとする。載荷面は長さ a 、巾 b で、その下の可縮層の厚さは H であるとする。(付図-9)

今の場合、 $H = d_m - d_c$ であり、文献 9 第 7 章より

$$\Delta y' = \frac{H I_2 q}{E_{av} a n}$$

ここに $q = p/d_1$ (lb/ft^2) : 土に作用する等分布荷重の烈度

E_{av} : チューブ軸と沖積層上面との中点

$[d_{av} = (d_m + d_c)/2]$ に おける可縮層のヤング係数、

(式-10) より $E_{av} = -372,000 + 68,500 d_{av}$

$d_m = 100 ft$ であるから

$$E_{av} = 3053,000 + 34,250 d_c \quad (\text{式-56})$$

$I_2' = I_2 H/b$ 、 $b = d_1/2$ とおけば

$$\Delta y' = \frac{p I_2'}{2 E_{av}}$$

付図-9 に示すように $a = L/4$ 、 $b = d_1/2$ 、 $H = d_m - d_c$ とすれば、半波長 ($L/2$) 毎に符号の入れかわる分布荷重と考えた矩形等分布荷重は、 $1/4$ 波長点 (P) で次式で表わされる沈下量を生じさせる。

$$\Delta y = 4 \Delta y'$$

$$\therefore \Delta y = 2 p I_2' / E_{av} \quad (\text{式-57})$$

I_2 の値は深さ比 b/H と辺長比 b/a の関数として文献 9 第 7 章に図示されている。これを I_2' の値として書き直したもの (文献 9 図-8) が付図-10 である。このグラフより、今考慮している b/H の範囲内では、 $a/b > 3$ について $I_2' = \text{const}$ であることがわかる。

(式-57) より

$$K_v = P / \Delta y = E_{av} / 2 I_2' \quad (\text{式-58})$$

分布荷重 p は符号が正負に変化するから、 K_v の計算のときに I_y' を求めたのと同じ方法で影響係数 I_2' を修正しなければならない。1、5、9 半波長の各場合について I_2' を計算すると、 I_2' の近似値を得るには 5 半波長まで考えれば十分であることがわかる。

各種の a/b 値、 d_c 値について上述のようにして計算した I_2' 値を付

図一 10 に示す。K_v 値は付図一 10 の I₂' 値を (式一 58) に代入して得られ、その結果を付表一 4、付図一 11 に示す。

付 表 一 4

鉛直方向変形に対する基礎定数 (K_v)

$$d_m = 100 \text{ ft.}$$

$$K_v \times 10^{-6} \text{ (lb./ft.}^2\text{)}$$

L (ft)	d _c =20'	d _c =30'	d _c =40'	d _c =50'	d _c =60'	d _c =70'	d _c =80'
100	5338	5860	6113	6986	8009	10726	17147
120	4673	5256	5670	6605	7856	10726	17147
140	4336	4881	5396	6357	7856	10726	17147
160	4063	4554	5263	6357	7856	10726	17147
180	3925	4400	5263	6357	7856	10726	17147
200	3813	4359	5263	6357	7856	10726	17147
210	3738	4326	5263	6357	7856	10726	17147

(4) チューブに作用する土圧の影響

(g) チューブに作用する土圧による周辺応力

チューブ軸に対して横から作用する土の変形について述べたときに、チューブに縦方向曲げモーメントを生じさせる圧力の反力が土とチューブの間に発生することを指摘した。この圧力はチューブに発生するせん断力と釣り合うことになり、このせん断力によって上述の縦方向曲げモーメントが発生する。また、チューブ壁に沿って、この土圧の分布とせん断力の分布とは一致しないのでチューブのコンクリート壁に周辺曲げモーメントが発生する。

付図一 12 に示すように、チューブに作用する土圧 ($p \text{ lb./ft.}$) はその作用方向と直交する直径上に等分布 (強度 $w = p/2r \text{ lb./ft.}^2$) しているも

のと仮定する。

チューブを薄肉シェルと考えると、せん断力 (S lb./ft.) はチューブ壁面の接線の方向を向いている。このせん断力 S は、実際には壁厚全体に分布しているのであるが、計算の簡単のためチューブ外壁面に作用しているものとし、また、周辺に沿って次式のように変化しているものと仮定しよう。

$$S = \frac{p \sin x}{\pi r} \quad (\text{式-66})$$

ここに x は p の作用線と平行な直径と S の作用点 Q の動径とのなす角
(付図-12 参照)

$$\text{弧長 } BQ = q \text{ とすれば } q = rx \quad dq = r dx$$

微小弧長 dq 上に作用しているせん断力 dS は

$$S dq = S r dx = \frac{p \sin x r dx}{\pi r} = \frac{p \sin x dx}{\pi}$$

S の鉛直成分は $S \sin x$ であるから、これらの総和は

$$2 \int_0^{\pi} S \sin x dq = 2 \int_0^{\pi} \frac{p \sin^2 x dx}{\pi} = \frac{2p}{\pi} \left[-\frac{\sin x \cos x}{2} + \frac{x}{2} \right]_0^{\pi} = p$$

これによって (式-66) の仮定に矛盾がないことがわかる。

チューブの周辺曲げモーメントの計算は R. J. Roark "Formulas of Stress and Strain" p158 表 VIII case 25 (McGraw-Hill, 1943) の式を用いて行える。載荷状態を付図-12 に示す。全荷重 p は巾 ($r \cos x dx$) 毎に作用している集中荷重 $dw/2$ であると考えたと

$$dw/2 = p/2r (r \cos x dx)$$

$$dw = p \cos x dx \quad (\text{式-67})$$

付図-12 に示すように、チューブ周辺上 θ のところに微小集中荷重 ($dw/2$) が作用してそれがせん断力 S と釣合っているとき、チューブ周辺上 x の断面 (点 Q) に発生する曲げモーメント dM 、推力 dT 、半径方向せん断力 dV の値は Roark の公式で与えられる。

ここで次の記号を導入しよう。

$$z = \sin x, \quad u = \cos x, \quad s = \sin \theta, \quad c = \cos \theta$$

+M: リング外縁に圧縮を生じるようなモーメント

-M: " " 引張り " "

+T: 引張り力

数値計算は、チューブの頂部(点T)、底部(点B)、水平直径の両端(点E)について行われた。これらの点のx値は夫々、 π 、0、 $\pi/2$ である。

Roark の公式は次の2つの場合に分けられる。(1) $0 \leq x \leq \theta$ (2) $\theta \leq x \leq \pi$

Roark の公式をこの問題に適用する場合、各x値(0、 $\pi/2$ 、 π)の場合についてdM、dT、dVを $0 \leq \theta \leq \pi/2$ の範囲で積分しなければならない。(1)の公式は $x=0$ の場合、(2)の公式は $x=\pi/2$ 、 π の場合に用いられる。

$x=0$ の場合 Roark の公式は

$$dM = dw r [0.2387u - s/2 + 0.1592(xz + \theta s + c - uc^2)] \quad (\text{式-68-a})$$

$$dT = dw [0.1592(xz - uc^2) - 0.0796u] \quad (\text{式-68-b})$$

$$dr = dw [0.1592(xu - z/2 + zc^2)] \quad (\text{式-68-c})$$

$$\begin{aligned} x=0, \quad z=0, \quad u=1, \quad s=\sin\theta, \quad c=\cos\theta \quad dw = pr \cos\theta d\theta \text{ を代入すると (式-68-a) は } \\ dM = pr \cos\theta [0.2387 - \sin\theta/2 + 0.1592 \\ (\theta \sin\theta + \cos\theta - \cos^2\theta)] \\ = pr [0.2387 \cos\theta - \sin\theta \cos\theta/2 + 0.1592 \\ (\theta \sin\theta \cos\theta + \cos^2\theta - \cos^3\theta)] d\theta \end{aligned}$$

$$\int \sin\theta \cos\theta d\theta = \frac{\sin^2\theta}{2}$$

$$\int \theta \sin\theta \cos\theta d\theta = -\sin\theta \frac{\theta}{4} + \frac{\theta}{2} \sin^2\theta + \frac{\sin\theta \cos\theta}{4}$$

$$\int \cos^2\theta d\theta = \frac{\sin\theta \cos\theta}{2} + \frac{\theta}{2}$$

$$\int \cos^3 \theta \, d\theta = \frac{1}{3} (\sin \theta \cos^2 \theta + 2 \sin \theta)$$

$$\therefore M = \int_0^{\pi/2} dM = pr \left[0.2387 \sin \theta - \frac{1}{2} \frac{\sin^2 \theta}{2} + 0.1592 \left(-\frac{\theta}{4} + \frac{\theta \sin^2 \theta}{2} + \frac{\sin \theta \cos \theta}{4} + \frac{\sin \theta \cos \theta + \theta}{2} - \frac{\sin \theta \cos^2 \theta + 2 \sin \theta}{3} \right) \right]_0^{\pi/2}$$

$$M = pr (+0.0700) //$$

(式-68-b) も同様にして

$$dT = p \cos \theta d\theta [0.1592 (-\cos^2 \theta) - 0.0796]$$

$$\frac{dT}{p} = [-0.1592 \cos^3 \theta - 0.0796 \cos \theta] d\theta$$

$$\frac{T}{p} = \left[-\frac{0.1592}{3} (\sin \theta \cos^2 \theta + 2 \sin \theta) - 0.0796 \sin \theta \right]_0^{\pi/2}$$

$$T = p (+0.1857) //$$

(式-68-c) も同様にして

$$dV = dw \times 0 = 0$$

$$V = 0 //$$

$x = \pi/2$ 、 π の場合 Roark の公式は

$$dM = dw r [0.2387 u - z/2 + 0.1592 (xz + \theta s + c - u c^2)] \quad (\text{式-69-a})$$

$$dT = dw [0.1592 (xz - u c^2) - 0.0796 u - z/2] \quad (\text{式-69-b})$$

$$dV = dw [0.1592 (xu - z/2 + z c^2) - u/2] \quad (\text{式-69-c})$$

$x = \pi/2$ の場合

$z = 1$ 、 $u = 0$ 、 $s = \sin \theta$ 、 $c = \cos \theta$ 、 $dw = p \cos \theta d\theta$ を代入すると (式-69-a) は

$$dM = pr \cos \theta d\theta [-1/2 + 0.1592 (\pi/2 + \sin \theta + \cos \theta)]$$

$$= pr [-\cos \theta / 2 + 0.1592 (\pi \cos \theta / 2 + \theta \sin \theta \cos \theta + \cos^2 \theta)] d\theta$$

$$M = \int_0^{\pi/2} dM = p r \left[-\frac{\sin\theta}{2} + 0.1592 \left(\frac{\pi \sin\theta}{2} - \frac{\theta}{4} + \frac{\theta \sin^2 \theta}{2} \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{\sin\theta \cos\theta}{4} + \frac{\sin\theta \cos\theta}{2} + \frac{\theta}{2} \right) \right]_0^{\pi/2}$$

$$M = p r (-0.0624) //$$

(式-69-b)より

$$dT = dw [0.1592(\pi/2) - 1/2] = -p \cos\theta d\theta / 4$$

$$T = \int_0^{\pi/2} dT = -p \left(\frac{\sin\theta}{4} \right)_0^{\pi/2} = p (-0.2500) //$$

(式-69-c)より

$$dV = p \cos\theta d\theta [0.1592(-1/2 + \cos^2\theta/2)]$$

$$= p [0.0796(-\cos\theta + 2\cos^3\theta)]$$

$$V = \int_0^{\pi/2} dV = p 0.0796 \left[-\sin\theta + \frac{2}{3} (\sin\theta \cos^2\theta + 2\sin\theta) \right]_0^{\pi/2}$$

$$V = p (+0.0265) //$$

x = \pi の場合

z=0、 u=-1、 s=sin\theta、 c=cos\theta、 dw=p\cos\theta d\theta を代入
すると(式-69-a)は

$$dM = p r \cos\theta d\theta [-0.2387 + 0.1592(\theta \sin\theta + \cos\theta + \cos^2\theta)]$$

$$M = \int_0^{\pi/2} dM = p r \left[-0.2387 \sin\theta + 0.1592 \left(-\frac{\theta}{4} + \frac{\theta \sin^2 \theta}{2} \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{3 \sin\theta \cos\theta}{4} + \frac{\theta}{2} + \frac{\sin\theta \cos^2 \theta + 2 \sin\theta}{3} \right) \right]_0^{\pi/2}$$

$$M = p r (+0.0550) //$$

(式-69-b)より

$$dT = dW (0.1592 \cos^2 \theta + 0.0796) = p (0.1592 \cos^3 \theta$$

$$+ 0.0796 \cos\theta) d\theta$$

$$T = \int_0^{\pi/2} dT = p \left[\frac{0.1592}{3} (\sin\theta \cos^2 \theta + 2 \sin\theta) + 0.0796 \sin\theta \right]_0^{\pi/2}$$

$$T = p (+0.1857) //$$

(式-69-c)より

$$dV = dw [0.1592(-\pi) + 1/2] = p \cos \theta d\theta (-0.500 + 0.500) = 0$$

$$V = 0 //$$

周辺モーメント、推力、半径方向せん断力を決定するための係数を
付表-5に示す。

付 表 - 5

土圧による周辺のモーメント、推力、半径方向せん断力

リング上の位置	M	T	V
B 底部 ($x=0$)	0.0700pr	-0.1857p	0
E 水平直径の両端($x=\pi/2$)	-0.0624pr	-0.2500p	0.0265p
T 頂部 ($x=\pi$)	0.0550pr	0.1857p	0

(+M:リング外縁に圧縮を生じるようなモーメント)
(+T:引張り力)

付図-12に示す載荷状態は代表的なものであって鉛直方向変形の場合にも水平方向変形の場合にも適用できる。前述のように横断面内水平方向変形による全土圧((式-32-a)中 $K=2K_c+K_s$)は次の2つに分けられる。1つはチューブの右から水平方向に作用する正の圧力、他の1つはチューブの左から作用する負の圧力で大きさはともに全圧力の1/2である。さらに、鉛直方向変形による土圧((式-32-a)中 $K=K_v$)がチューブの下面から上向きに作用している。(付図-12参照)これらの土圧の作用方向を考慮したうえで合成すれば、周辺合成モーメントを決めることができる。(表-8参照)

(5) 縦断面内水平方向変形

(h) チューブに作用する軸力の近似計算

チューブ軸に対して45°の角度でせん断波が作用する場合にトンネルの縦方向横方向について調べると、チューブ軸に平行な方向への土の変位

及び歪は付図-13((式-60, 61))のように変化していることがわかる。

チューブは泥土と比較すれば軸方向について剛体と考えられるから、チューブ壁面に接触している土の歪 ϵ を拘束することになり、そのためにチューブに応力が発生する。この歪の拘束は一部泥土中に伸縮力として、また一部底岩盤の頁岩にせん断力として伝播する。これによって土を2種の領域に分類すると、付図-13に示すようにチューブ直下の“A”ブロックとその両側の“B”ブロックに分けられる。

伸縮力

“A”ブロックの長さ $L'/4$ だけを取りだして考えることにし、慣性力を考えないものとする(このように考える方が安全側である)と、土に作用する伸縮力は付図-14のようになる。(横断面内水平方向振動のときの K_c の算定と比較せよ)

“A”ブロック内におけるチューブ軸方向の圧縮応力を σ_y (lb/ft^2)とし、チューブ軸上で $\sigma_y = \bar{\sigma}$ とすると、(式-61)より

$$\bar{\sigma} = \epsilon E_s = \frac{\pi A}{L} E_s \cos \frac{2\pi x}{L} \quad (\text{式-62})$$

E_s は h の間で一定であるとし、その値はチューブ軸と沖積層上面との中点即ち $d_{au} = (d_c + d_m)/2$ における(式-10)の値を採用するものとしよう。

$d_m = 100'$ について求めた(式-56)は

$$\begin{aligned} E_{au} &= -372,000 + 68,500(d_c + 100)/2 \\ &= 3,053,000 + 34,250d_c \end{aligned}$$

故に(式-62)は

$$\sigma = \frac{\pi A}{L} E_{av} \cos \frac{2\pi x}{L}$$

σ_y が次式のように深さの2次関数として変化するものと仮定すれば

$$\sigma_y = \bar{\sigma} \left(\frac{y}{h} \right)^2$$

$$\sigma_y = \frac{\pi A}{L} E_{av} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \cos \frac{2\pi x}{L} \quad (\text{式-63})$$

セン断応力

土に対するチューブの拘束効果によって生じるセン断変形は深さとともに変化しないものと仮定する。チューブ軸でのセン断歪は $\gamma' = u' / h$ であるから、チューブ軸でのセン断応力は

$$\tau_{xy} = \gamma' G_s = \frac{u'}{h} G_s$$

G_s は沖積層上面での値をとるべきであるが、今は $G_{av} = E_{av} / 2.98$ (式-9) を用いることにする。

(式-60) より

$$\tau_{xy} = \frac{G_{av}}{h} \frac{A}{\sqrt{2}} \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (\text{式-64})$$

合成応力

"A"ブロックに対する拘束効果によってチューブに作用する最大外力は、伸縮力とセン断力の合力に等しい

(式-63) より

$$\sigma_{y\max} = \frac{\pi A}{L} E_{av} \frac{y^2}{h^2}$$

(式-64) より

$$\tau_{xy} = \frac{G_{av}}{h} \frac{A}{\sqrt{2}} \sin \frac{2\pi x}{L}$$

$$F_a = d_1 \int_0^h \frac{\pi A}{L} E_{av} \frac{y^2}{h^2} dy + d_1 \int_0^{L'/4} \frac{G_{av}}{h} \frac{A}{\sqrt{2}} \sin \frac{2\pi x}{L} dx'$$

$$F_a = d_1 \frac{\pi A}{L} E_{av} \frac{h}{3} + d_1 \frac{A}{\sqrt{2}} \frac{G_{av}}{h} \int_0^{L'/4} \sin \frac{2\pi x'}{L'} dx'$$

$$L' = L\sqrt{2}, \int_0^{L'/4} \sin \frac{2\pi x'}{L'} dx' = \frac{L'}{2\pi} \quad \text{であるから}$$

$$F_a = d_1 \frac{\pi A}{L} E_{av} \frac{h}{3} + d_1 \frac{G_{av}}{h} \frac{A}{\sqrt{2}} \frac{L'}{2\pi}$$

$$= d_1 A \left(\frac{\pi}{L} E_{av} \frac{h}{3} + \frac{G_{av}}{h} \frac{L}{2\pi} \right)$$

(式-9) より $E_{av} = 2.98 G_{av} \div 3 G_{av}$ であるから、上式は

$$F_a = d_1 A \left(\pi G_{av} \frac{h}{L} + \frac{G_{av}}{h} \frac{L}{2\pi} \right)$$

$$F_a = d_1 G_{av} A \left(\frac{\pi h}{L} + \frac{L}{2\pi h} \right)$$

両側の "B" ブロックによる影響は "A" ブロックの半分であると仮定すれば、チューブに作用する最大合力は

$$F = F_a + 2 F_b = F_a + 2 \left(\frac{1}{2} F_a \right) = 2 F_a$$

$$\therefore F = 2 d_1 G_{av} A \left(\frac{\pi h}{L} + \frac{L}{2\pi h} \right) \quad (\text{式-65})$$

F 値はチューブの深さが最大るとき即ち $d_c = 60 \text{ ft}$ のときに最大となる。

今、各値を次のようにとると

$$d = 100 \text{ ft}$$

$$d_1 = 35 \text{ ft}$$

$$d_{av} = 80 \text{ ft}$$

$$h = 40 \text{ ft}$$

$$L = 500 \text{ ft}$$

$$A = 0.0294 \text{ ft}^2$$

$$E_{av} = -372,000 + 68,500 \times 80 = 5,108,000 \text{ lbs./ft.}^2$$

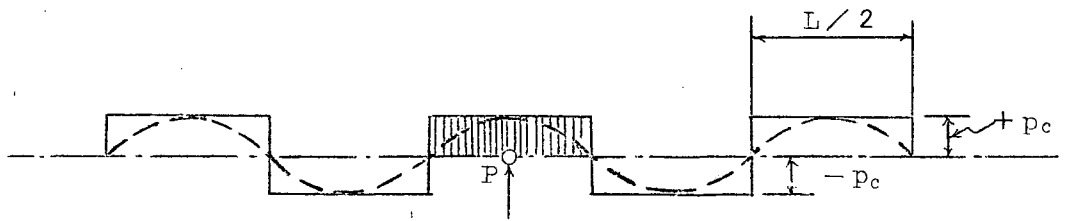
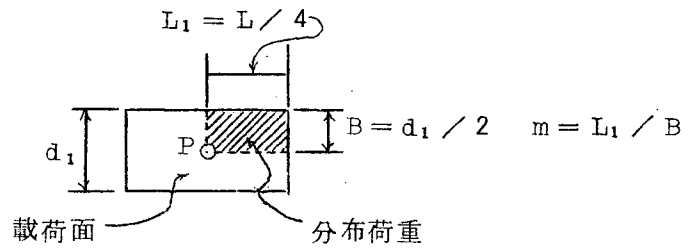
$$G_{av} = E_{av} / 2.98 = 1,715,000 \text{ lbs./ft.}^2$$

Fの最大値は

$$\begin{aligned} F &= 2 d_1 G_{av} A (\pi h / L + L / 2 \pi h) \\ &= 2 \times 35 \times 1,715,000 \times 0.0294 (40 \times 3.14 / 500 + 500 / 2 \\ &\quad \times 3.14 \times 40) \\ &= 3,530,000 (0.251 + 1.99) \\ &= 7,917,000 \text{ lbs} \end{aligned}$$

コンクリート総断面積は 286 ft^2 であるからコンクリートの単位応力は

$$7,917,000 / 286 = 27,700 \text{ lbs/ft}^2 = 192 \text{ psi} (= 13.5 \text{ Kg/cm}^2)$$



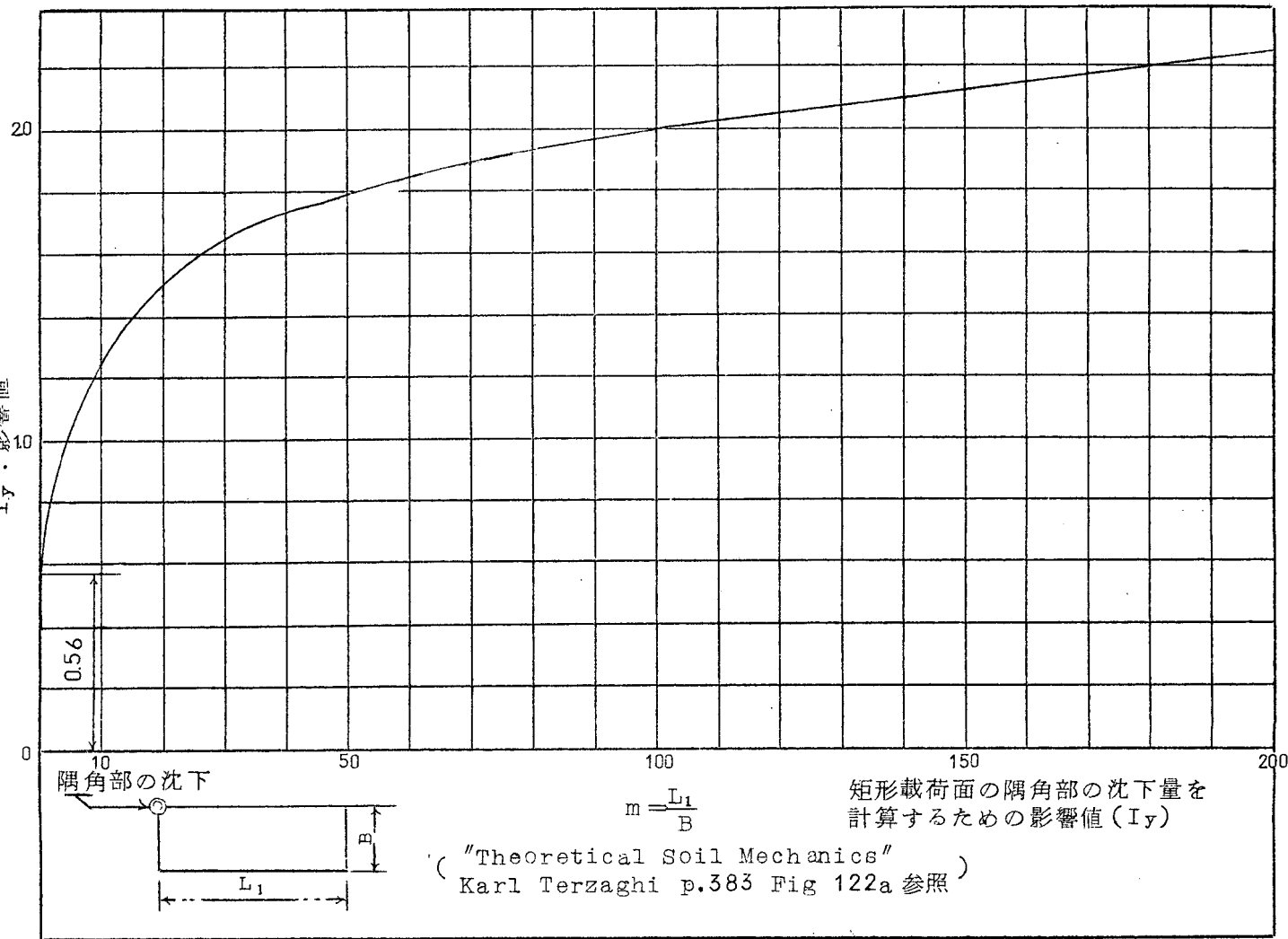
土から受ける圧縮荷重

水平方向変形

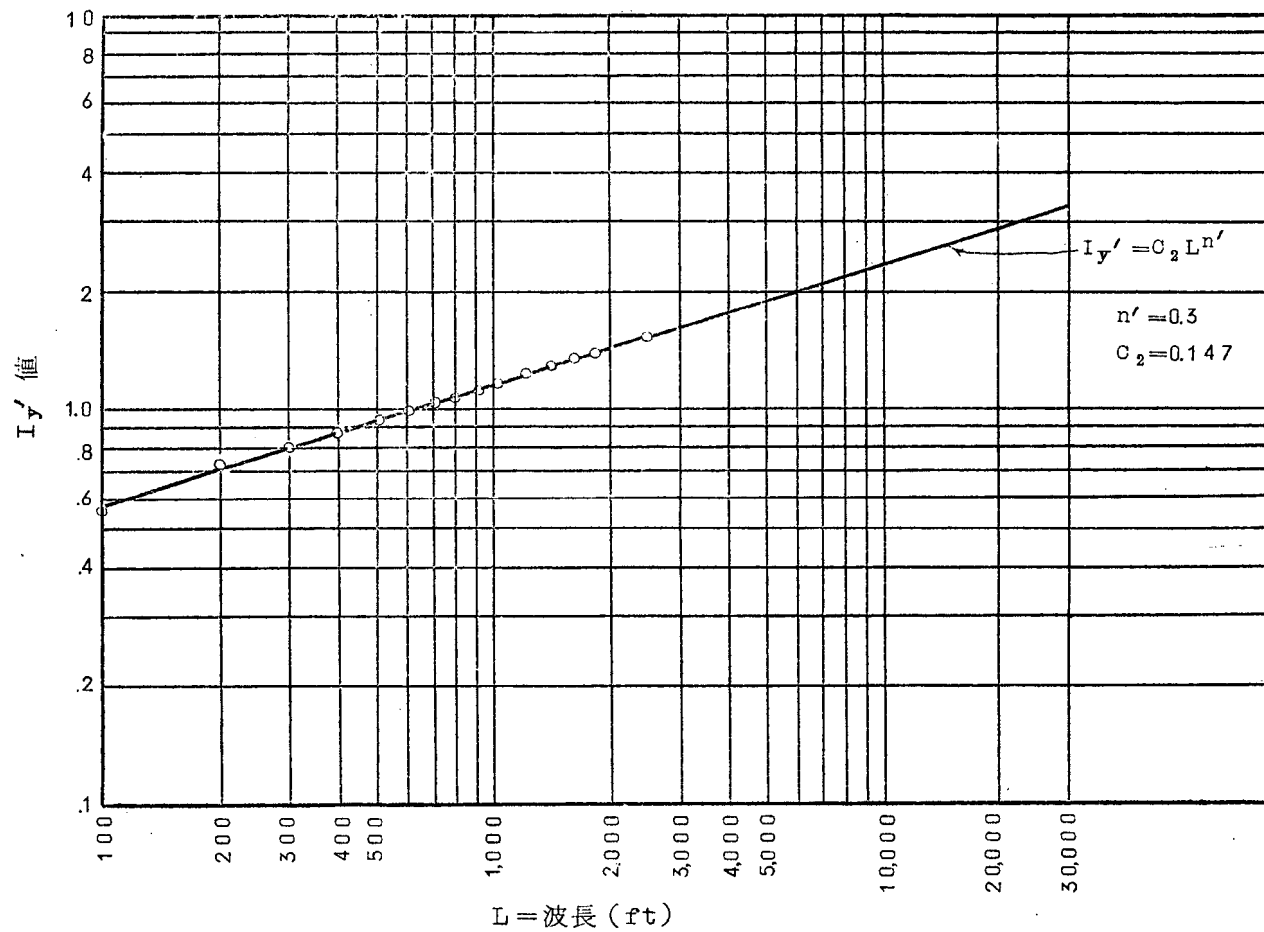
付図-5

付図一 6

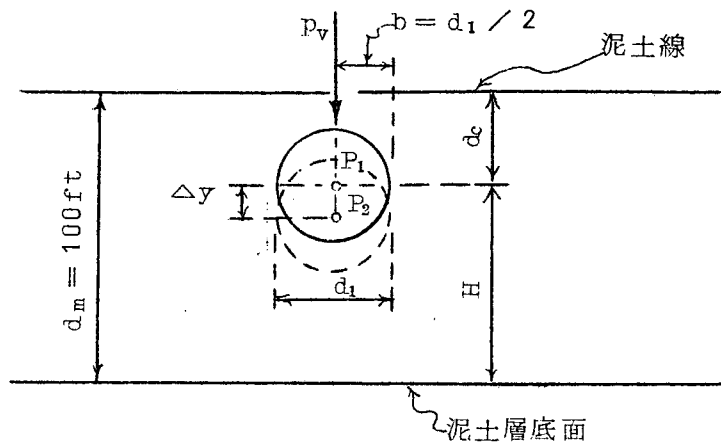
I_y : 影響値



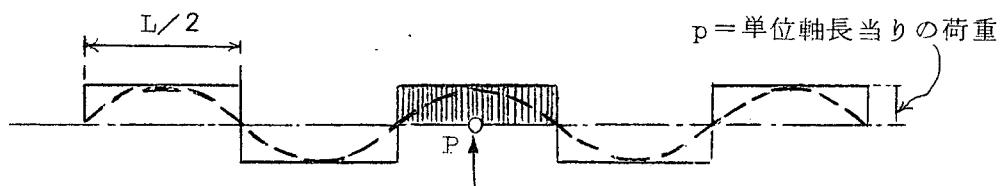
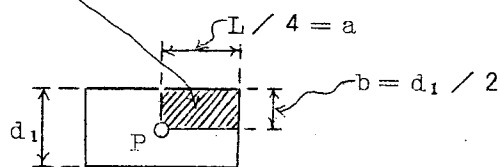
付図-7



影響値 ($I_{y'}$) と波長の関係 (Kc の算定)

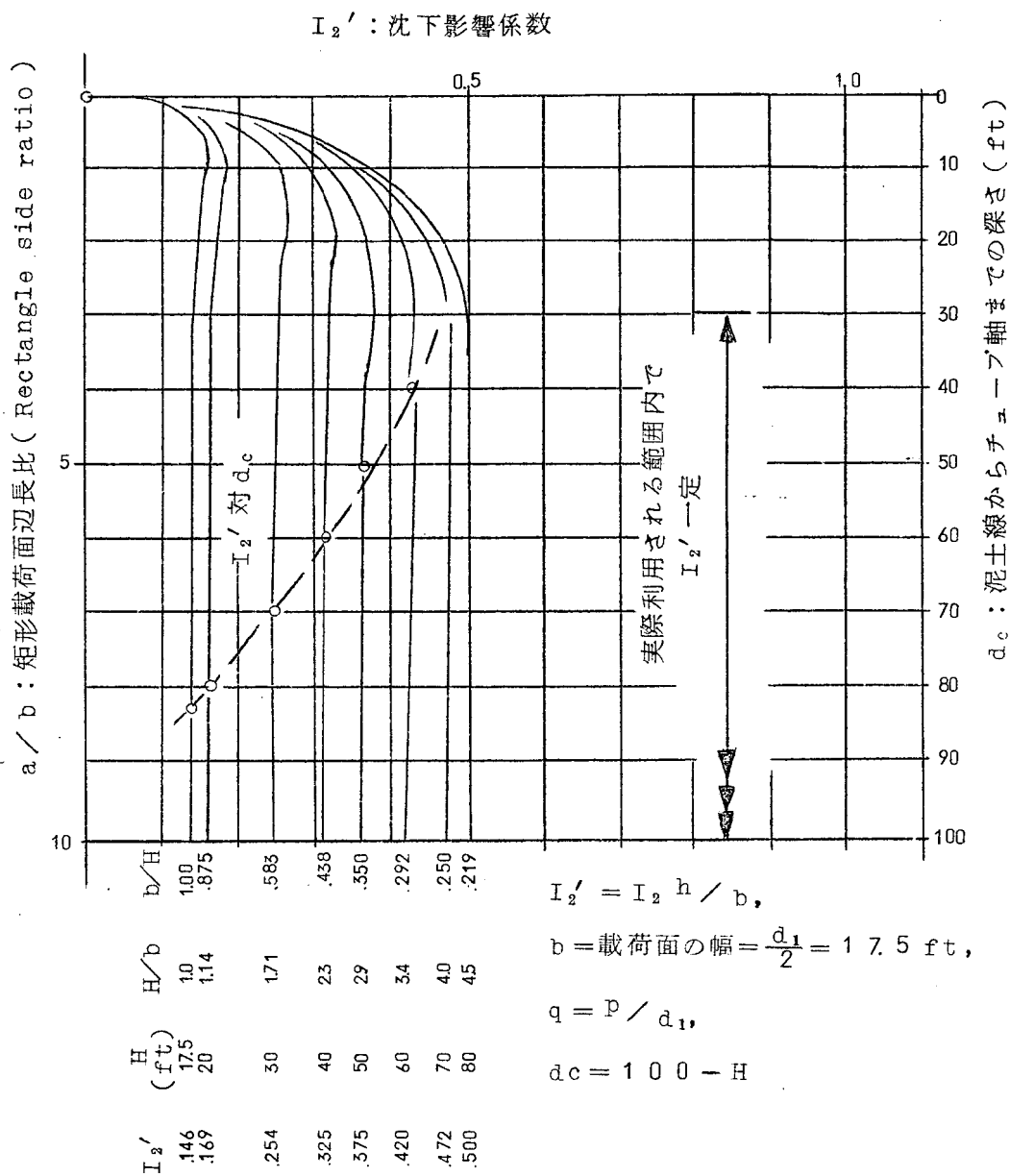


分布荷重 $q = \frac{p}{d_1}$



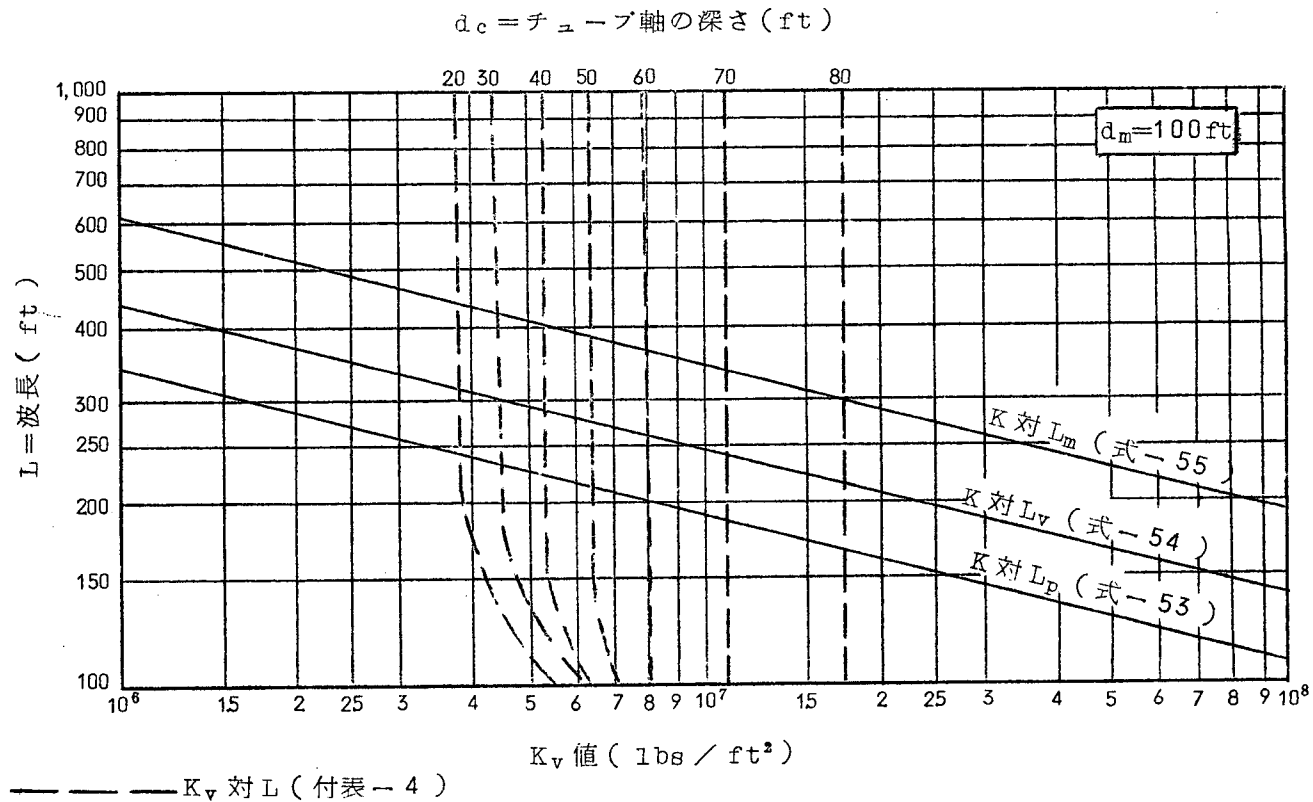
土から受ける圧縮荷重
鉛直変形

付図 - 9



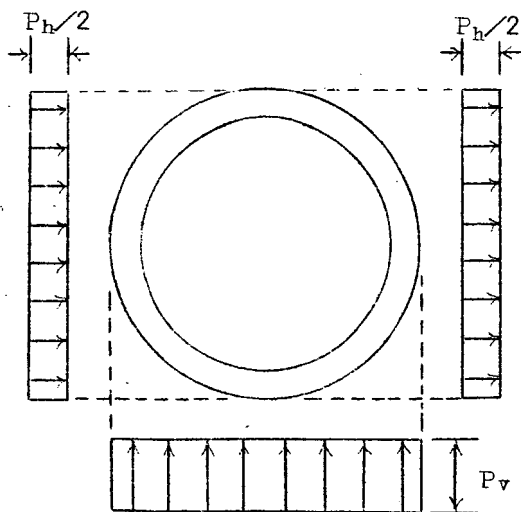
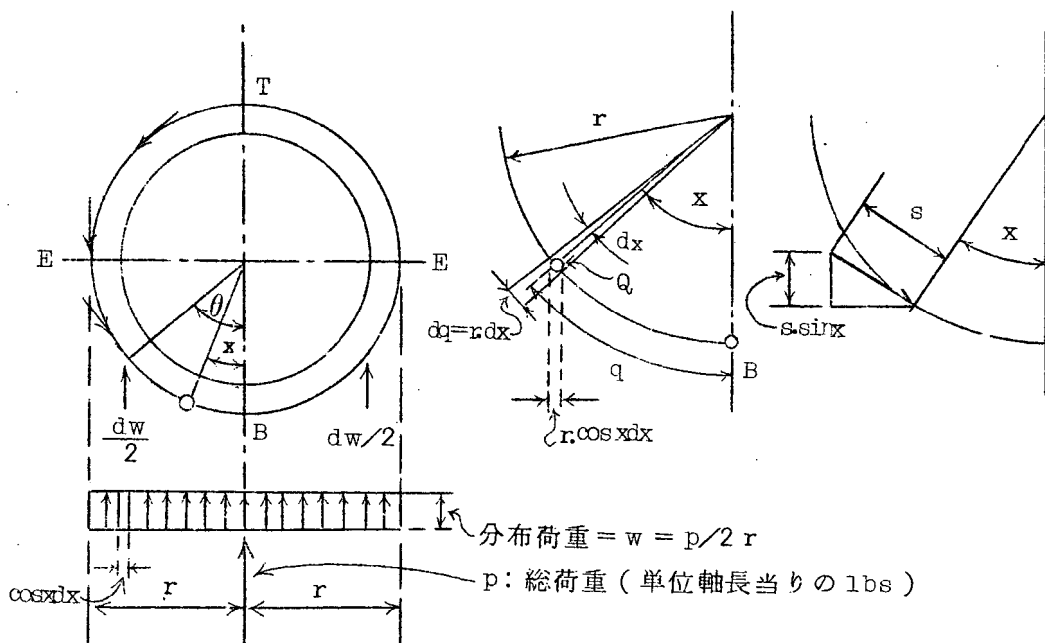
影響係数 (I_2') と辺長比, 影響係数とチューブの深さの関係

付図-10



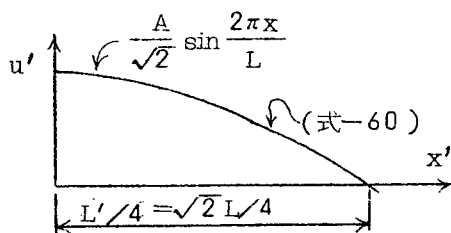
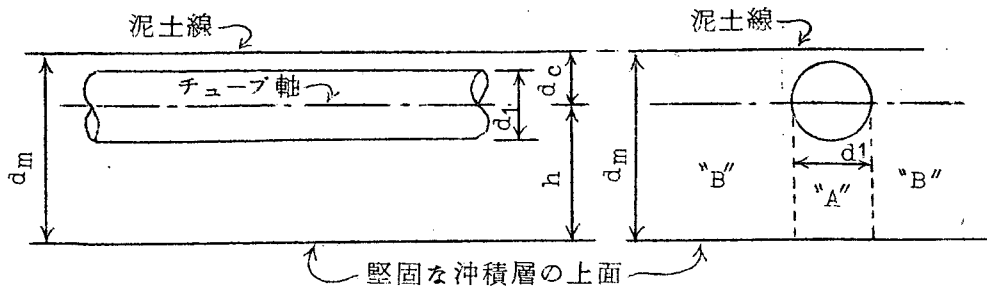
最大荷重に対応する波長

鉛直変形

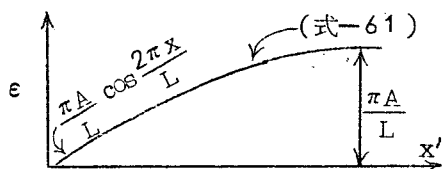


P_h と P_v の符号を変えることにより
 各種の組合せの荷重が考えられる

面内せん断応力



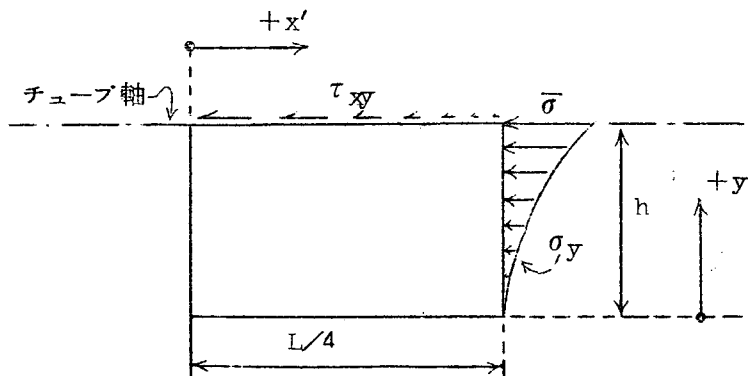
チューブ軸に平行な方向への
土の変位〔 $\theta = 45^\circ$ の時〕



チューブ軸に平行な方向の土の
直歪 (normal strain)〔 $\theta = 45^\circ$ の時〕

Push-pull 効果を引起す土の乱れ

付図 - 13



τ_{xy} はチューブと土の間で
作用するものであり、地震時
の土中のせん断応力では
ない。

チューブに作用する, Push-pull 効果による

圧縮力 (σ_y) 及びせん断力 (τ_{xy})

付図 -