

昭和46年度科学技術庁特別研究促進調整費(緊急分)による試験研究



土木研究所資料
第739号

高架橋、ダムおよび地下構造物の
地震時における安全性の
確保に関する研究

昭和47年3月

建設省土木研究所

序 文

わが国の公共土木施設の耐震性の確保については、従来から特段の努力が払われてきているが、世界に類例のない巨大な都市東京をはじめとするわが国の大都市の地震時における安全性については、構造物、施設等の耐震性の面から改善する多大の余地が残されているといえよう。

昨年、アメリカ合衆国に起きたサンフェルナンド地震（1971年2月9日）による被害に鑑みても、公共土木施設の耐震性の確保が、地震災害の防止に如何に深い係わりをもっているかを理解することができよう。

このような鑑点から高架橋、地下構造物、ダムなどの耐震性を地震動、地質、土質などの諸特性と構造物の地震時の応答の面から、サンフェルナンドにおける被害例を中心に現地調査、実験、解析計算などの手法によって究明しようと図った。

ここでは、現時点における成果を紹介することにしたい。広く御批判を仰ぎ、今後の研究の進め方の参考にさせていただく所存である。

昭和47年3月

土木研究所長

伊吹山四郎

高架橋ダムおよび地下構造物の地震時における安全性の確保に関する研究

目 次

序 文

第1章 地震による橋架被害の解析と高架構造の耐震実験	1
1.1 地震被害と構造	3
1.2 強震記録とその特性	13
1.3 高架橋被害例の解析	22
1.4 高架構造の耐震実験	90
1.5 あとがき	101
第2章 地下構造物の震害例と耐震解析	107
2.1 地下構造物の震害例	109
2.2 沈埋トンネルの地震応答解析	110
2.3 沈埋トンネルの耐震実験	115
第3章 大型三軸圧縮試験機動的特性測定装置	125
3.1 概 説	127
3.2 動的三軸圧縮試験機の適応性	127
3.3 動的三軸圧縮試験機の概要	128
3.4 静的大型三軸圧縮試験機	130
3.5 あとがき	133
第4章 サンフェルナンド地震によるフィルダムの被害の解析	135
4.1 被害例の静的解析	137
4.2 被害例の動的解析	156
謝 辞	167

第1章 地震による橋梁被害の解析と 高架構造の耐震実験

大久保	忠	良	*			
岡	本	隆	**	菅	原	捷***
栗	林	栄	***	岩	崎	敏+
				飯	田	裕++
				辻		勝++
				佐	竹	正+++
						行

** 構造橋梁部長
 ** 地質化学部地質研究室長
 *** 地質化学部地質研究室主任研究員
 **** 構造橋梁部振動研究室長
 + 構造橋梁部振動研究室主任研究員
 ++ 構造橋梁部振動研究室研究員
 +++ 構造橋梁部振動研究室研修員

1.1 地質と地震災害

1.1.1 概 説

1971年2月9日午前6時頃カリフォルニア州ロサンゼルス郡北部でマグニチュード6.6の地震があった。震災が主としてSan Fernando Valleyに集中したのでSan Fernando 地震と命名された。地震そのものは中規模のものであったが2つの大病院が被災したので大きな人的損失を蒙った。

この地震は、南部カリフォルニア横断山地に特有な衝上断層をともない、盆地の広い範囲にわたって地震断層が生じ、一般の建物や公共施設の被害もそこに集中した。

この地域は新第3紀以後特に活発な造構造運動をしているところで、震央を含む北側のブロックがSan Fernando Valleyの沖・洪積層のブロックの上に衝上している。北側のブロックは主として先右生代及至中生代の花崗閃緑岩や片麻岩、西部は新第3紀下部の海域 積物（頁岩および砂岩）からなっている。これらが厚い沖・洪積層の上に衝上している。沖・洪積層は主として砂や礫からなっており、よく締っている。とくにSylmarの市街地は礫質の扇状地や堆積物からなっている。盆地を南北に縦断するGolden State Freeway (Route 5) 沿いのサウンディングによると地表から数mのところではN値はすぐ70以上になる。盆地の西隅にあるLower Van Norman Danの基礎が約10mの泥質の沖積層であることはむしろ例外に属する。

前述のように主要な地震災害は地震断層にともなって発生しており、新潟地震や十勝沖地震でみられたような軟弱地盤の破壊や沈下あるいは流動化現象のようなものはきわめて少なかった。

1.1.2 サンフェルナンド地域の地形および地質概況

カリフォルニア州は幾重にもかさなる北北西-南南東に走る大小の山地・丘陵・盆地・谷などからできている。この地形的特徴は、主に断層運動によるものであり、地形のみならず、地層の分布もこれに規制されている。しかしSan Fernando地域は前述の大きな傾向が乱され、全体の構造が東西にのびる、いわゆるTransverse Ranges (横断山地)と称されているところで、地質学上ひとつの興味ある地域となっている。Transverse Rangesの成因はカリフォルニアの地質構造や地震活動と密接な関係がある。主断層系のSan Andreas断層はロサンゼルス北部および東北部では屈曲しているので南部カリフォルニアで蓄積されたひずみはこの大断層系に斜交する一群の平行断層のズレや衝上によって解放される。1952年のKern County地震や今回のSan Fernando地震はこの典型的な例で、地史上何度も繰返えされて現在のような状態になったものと考えられる。この際、地下深处にあった結晶岩など古い岩石が地表に現われたり、新しい岩石の上に衝上して現在の地質構造ができ、それによって地形も規制されている。

San Fernando Valleyは、北東にSan Gabriel山地、東西および南にも山地や丘陵が発達している大盆地である。盆地の大きさは東西約25 km、南北約20 km、総面積約400 km²である。盆地北縁のSylmarの標高は1,400 ft (430 m)で南にゆるく傾斜し、南端のSheaman Oaksでは標高600 ft (183 m)あり、その間の平均勾配は100分の1強となる。San Gabriel山地は巾30 km余で北西-南東にのび、各々の峰は標高4,000~6,500 ft がある。盆地の北縁の標高は1,400~1,600 ft、前山の標高は3,800~3,900 ftでその水平距離は2.5 kmなので平均勾配は100分の30程度となる。

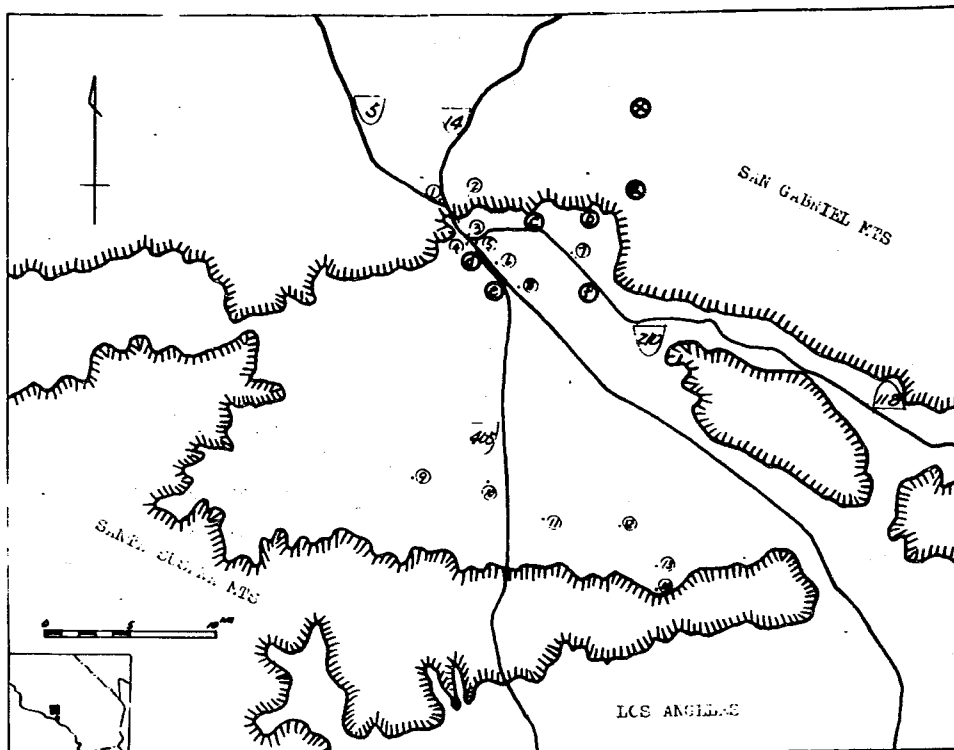


Fig. 1.1.1 Index map showing major topography and locations concerned. x, Main shock; a, Pacoima dam; b, Veterans hospital; c, Olive View Sanatorium; d, Upper Van Norman Lake; e, Lower Van Norman Dam; f, San Fernando Airport; 1 - 14, Exploratory boring holes (see Figure 7).

1.1.3 サンフェルナンド地域の地質

(1) 岩 質

この地域には先古生層の火成岩や変成岩から、第4世紀の沖積層まで発達している。しかし、この地域を構成する主要な岩相はSan Gabriel山地の片麻岩、花崗岩、その他の周辺丘陵地の中生代白亜紀～古第3紀の砂岩・頁岩、新第3紀のシルト岩・砂岩互層、盆地内の沖・洪積世の砂・礫等である。

San Gabriel山地を構成する岩石をもう少し詳しくみると、先古生代の火成岩や変成岩から沖・洪積層までである。そのうち主要部は片麻岩・結晶片岩・花崗岩などで、その生成時期は12～14億年前（花崗岩の一部には古第3紀7,000万年前のものもある）といわれている。山地の周辺部には新第3紀の海域堆積層（シルト岩・泥岩・細粒砂岩）が、また山地中央部には新第3紀の陸成堆積層（低固結度の砂岩・礫岩・泥岩）が発達している。これらの地層の厚さは場所によって著しく変化する。総厚は山地部では大部分侵食されてなくなっているが300～1,500 m、西隣の盆地で1,200～1,800 mある。San Fernando Valleyの褶曲運動や断層運動によって沈下した一種の向斜地で、沖・洪積層の下に発達する後紀白亜紀から第3紀末までの堆積物の厚さは4,000

Fig. 1.1.2 Generalized geologic map and section of the San Fernando area, Los Angeles Country, California—Continued.

mに達することが重力探査や石油井戸で確認されている。

San Fernando Valleyは厚い沖・洪積層に覆われている。新第3紀に引き続いて沈降地帯であったこの地帯は初期には泥質なものを、末期には粗粒なものを堆積している。これらのよくしまっているが未固結な堆積物は盆地の中央部で200mを越す厚さがあるが、だんだん薄くなって山部では消滅している。Sylman地区では現河床部をのぞくと平均6m程度の厚さがある。但しSan Gabriel山地の南縁を画するSanta SusanaやSierra Madre断層帯の南側は構造運動のため極端に深くなっており、場所によっては沖洪積層だけで、その厚さが4,000mに達している。Van Norwan Lakeを含む広い谷底平野には比較的泥質なものが10m余りの厚さで発達している以外はだいたいの砂や礫など粗粒な堆積物からなる。

(2) 地質構造と構造運動

この地域の大構造は2つの断層系によって規制されている。即ち北西—南東方向のものと東西方向のものである。前者にはSan Andreas断層やSan Gabriel断層などがあり、水平ずれの右走向断層を特徴とするのに対して、後者はSanta Susana Madre断層などがあり、北落ちの逆断層や衝上断層であり、San Gabriel山地など主要な山地はこの運動によって出来たものと考えられている。今回の地震によってできた新しい断層帯も後者の系列に属する。

San Andreas断層はカリフォルニア州を北北西—南南東に縦断する大断層で、その延長は陸上部だけで1,000km以上もある。1906年のサンフランシスコ地震などこの断層またはそれに付随した断層上の地震が非常に多い。この断層は右走向断層で中新世以後(2,500万年前から)冷日まで水平移動が250~280km、傾斜方向のズレは25,000mに達する。測地網が完備した1968年までの水平移動記録によるとサンフランシスコ南方で実に年3.5cmに達する。

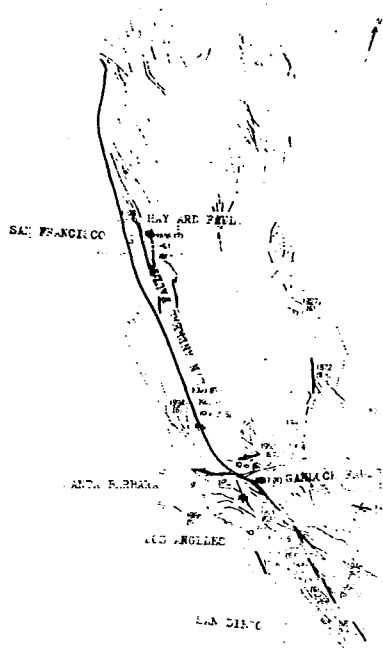


Fig. 1.1.3 Generalized fault map and the location of the major earthquake since 1836 in California. The heavy lines show the faults moved by earthquakes, and numbers in parentheses, the magnitude of the earthquake by D. L. Anderson 1971.

San Gabriel断層は多くの点でSan Andreas断層に似ている。第3紀鮮新世(700万年前)以後の水平活動が30 kmの右走向断層で傾斜方向のズレは最大4,300 mに達する。この断層が極く最近活動したという確たる証拠はないがSan Andreas断層との類似性から最も注目されている断層の一つである。

Santa Susana, Sierra Madre断層は前二者と異なり、東-西方向の長い断層帯を形成している。この数本の断層群はゆめく北に傾斜し、くねくね曲った低角度の衝上断層で水平方向の短縮および上昇量は両者共最大1,200 m以上に達している。この断層群の北側には先古生代の火成岩や変成岩および第3紀中新世以前の地層が、南側には沖・洪積層が分布している。これらの断層はSan Fernando Valleyの西部では明らかに段丘を切っているので極く最近まで活動していたことを示しているが、北部では詳かではない。

以上が主として盆地北部の山地や丘陵地に発達する主要な断層群であるが、San Fernando Valleyは巨大な沈降盆地である。前記のように重力探査や石油井戸によると白亜紀以後の堆積物だけで4,500mを越えている。周辺丘陵地には多くの断層が存在することと、盆地の急激な沈降を

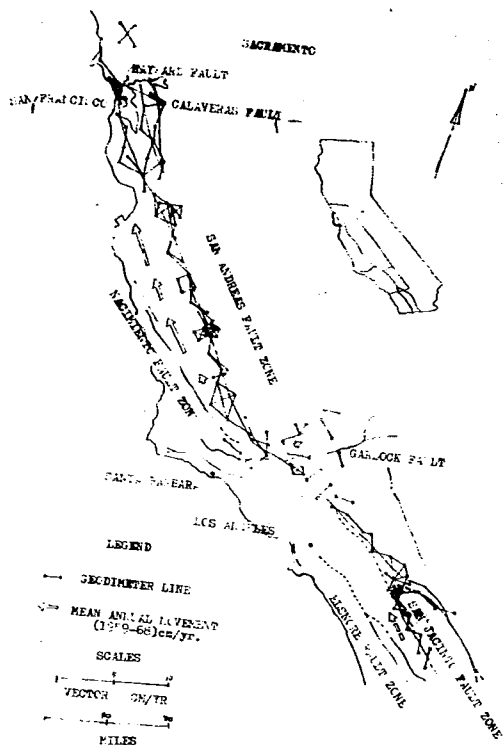


Fig. 1.1.4 Fault movement along the San Andreas Fault monitored with Geodimeter by R. W. Greensfelder and Douglas Crice 1971.

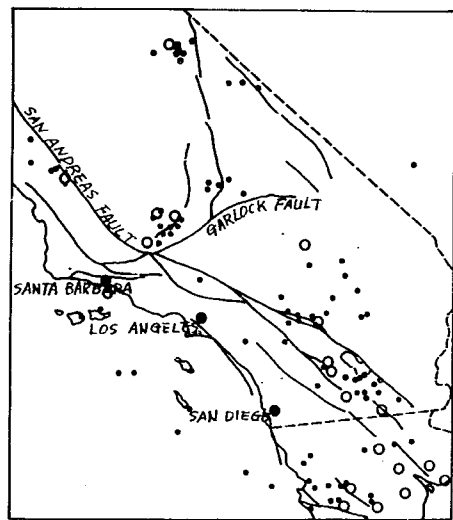


Fig. 1.1.5 The epicenters of major earthquakes took place in southern California between 1938 and 1969. Dots show the magnitude 5 to 5.9, circles, bigger than 6.0, Ancerson, 1971.

考えるとこの広大な盆地内にも未知の断層が存在することが予想される。事実、Fig. 1.1.2の西部や東部の断層の中には盆地までのびているものが沢山あり、沖・洪積層の中には大規模な地下水爆があり、断層の存在を暗示している。

1.1.4 サンフェルナンド地震にともなう地表変動

断層運動と構造的な地震とは密接な関係があり、両者共に地中に蓄積された応力が歪として急激に開放されるときに生ずるといわれている。地震予知の見地からすれば地中応力の増大を検知できればよいはずだが、計測技術が未だ確立されていない。カリフォルニア州は以前から地震に対する感心が高、大学など諸機関が活断層の調査、三角測量、水準測量、測距（主としてGeodimeterによる）などをおこなっている。今回の地震にあたっては十分活動しているが特に地震にともなう地表の変動についてはあらゆる角度からしかも徹底的な調査研究がなされた。

Pierre Jungels, D.L. Anderson (1971) は次のような報告をしている。震央の北方147 kmのIsabella, 南西208 kmのSan Diego, 北東280 kmのNevada Test Site などにおけるquarty strain seismometerおよびmercury tiltmeterの測定結果によると、サ

サンフェルナンド地震による Strain Field Change の方向は、圧縮軸 $N 45^{\circ} E$, 0° , 伸縮軸 $N 45^{\circ} W$, $70^{\circ} SE$ となる。これによって想定される断層は $N 64^{\circ} W$, $52^{\circ} NE$ と $N 25^{\circ} W$, $44^{\circ} SW$ となるが、実際の断層は前述の値とは若干異なり、それに近い古い断層が再活動するような形態をとるものと考えられる。もし新しい断層の長さが 2.0 km で深さが 1.0 km とすると、垂直方向の移動量は 1.3 m , 水平方向の移動量は 1.0 m となり、実測値と実によく符合する。

Table 1. Difference between preearthquake and postearthquake measurements after R. D. Burford et al, 1971 (See Fig. 6)

Line	Length of line (meters)		Change in length (meters)
	Preearthquake	Postearthquake	
L1 - No. 2	3,229.33	3,229.28	-0.05
- E2	5,141.72	5,139.69	-2.03
- F8	6,708.64	6,707.12	-1.52
E2 - No. 2	5,728.76	5,728.57	-0.19
- F8	5,354.90	5,354.94	+0.04

Fig. 1.1.6 及び Table 1.1.1 は地震前 (1960/63) と地震後の地盤の水平および垂直の移動を示したものである (R.O. Burford, et al, 1971)。水平移動のデータの中には 1935 年即ち 36 年間の累積歪も含まれているが、南北方向の短縮は区間長 $5,139.69$ (地震後) で最大 2.03 m に達しており、また垂直方向の移動量も地震の前後だけで最大 2 m 余に達している。

これまで多くの地震で観測された現象だが、地震前後の傾向的な地盤の動きと、主震や大きな余震の時の地盤の動きが全く逆の場合がある。今回の場合も全く同様の傾向を示している。主要な地震断層の北側のブロックに属する Lopez Canyon に設置された Extensometer の測定によると、全体として徐々に伸びる傾向にあるが、マグニチュード 4 程度の余震があれば反転して一瞬縮まり ($7.5 \sim 6.7 \times 10^{-6}$)、あたかも地下深部からこのブロックが引き上げられるような様態を示す (R.O. Burford, et al, 1971)。即ち断層の上盤であることを実証している。

今回の地震直後、恐らくこれまでの地震では行なわれたことがないほど詳細な地表のクラックが調査されている。(U.S.G.S., 1971)。地表面の断層ゾーンは San Gabriel 山地と San Fernando Valley の境界部および San Fernando Airport 北方および北西方とに限られており、主要なゾーンは一部屈曲部を伴って全長約 1.5 km でほぼ東西にのびている。一つ一つのクラックは山地側の地塊が平野側の地塊の上のしり気味に持ち上っている。大きなクラックで見られる断層のズレの方向は左ズレを示しているが、群小のものは右ズレを示しているものが多く、かなり複雑な動きをしている。1 クラック当りの測定した最大垂直および水平変位はいずれも約 1 m となっている。主震後一週間以内におこった余震はすべてこのゾーンの北側に起っており、またクラックから実測される断層の仮想傾斜は約 $45^{\circ} N$ で震源と破断層帯を結ぶ面より 10 度程度緩かになっている。

地表面のクラックと既存の断層との関連、即ち断層の再活動の有無を把握することは困難であるが、多くの地点で関連のあることが想定される。San Gabriel 山地の前縁のもの例えば西から Santa Susana, Hospital, Tujunga の諸断層は明らかに再活動と考えられる。またこれまで Mission Hill と San Fernando Airport を結ぶ線には断層が存在することがはっきり分らなかったが、地下水位の差や重力異常からその存在が予想されていた。もしこの仮定が正しいとすれば今回の地震に際しても多くの既存断層が再活動したことになる。

1.1.5 地質と地震災害

サンフェルナンド地震はマグニチュード 6.6 で中規模のものにすぎなかったが、いろいろな幸運

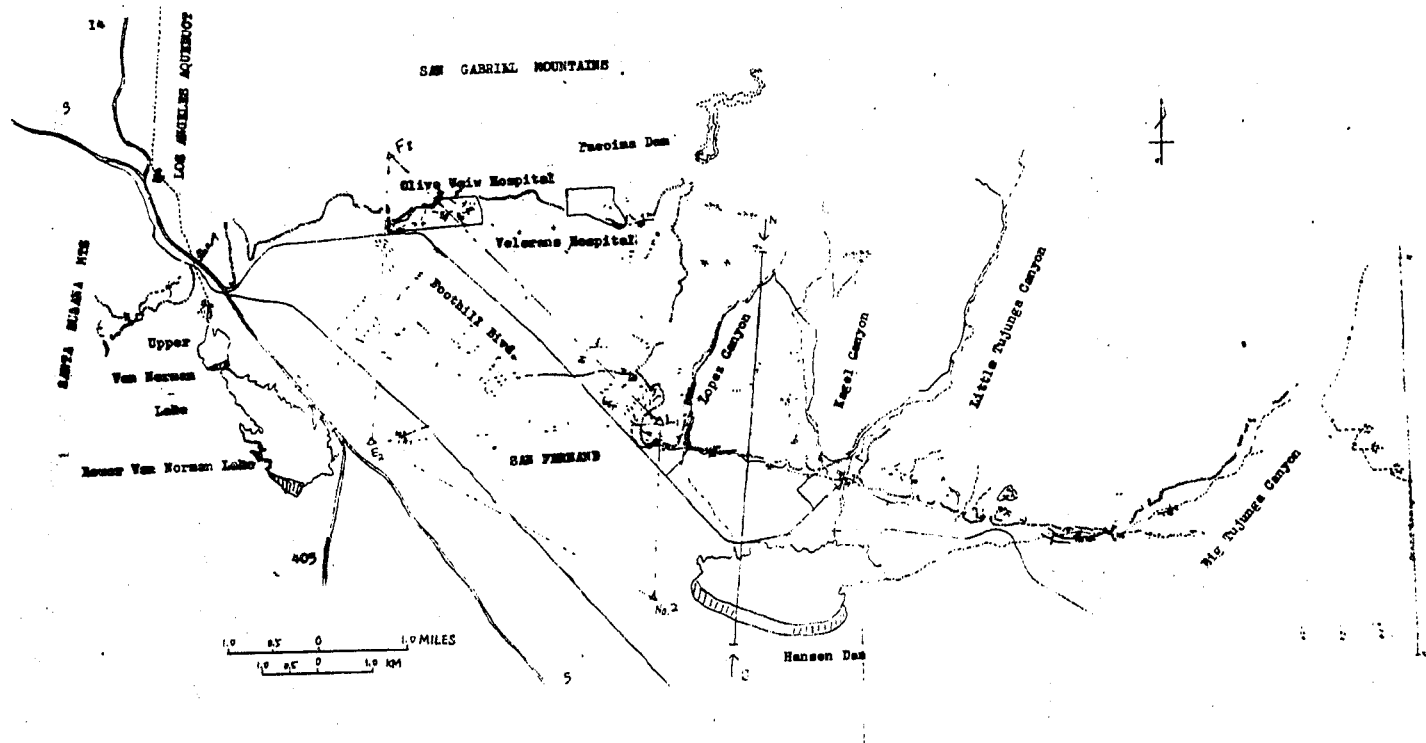


Fig. 6 Surface-faulting by the San Fernando earthquake, and elevation and length changes derived through comparison of pre- and post-earthquake measurements. Heavy and dotted lines show surface breaks; F8, E2, L1 and No. 2 are selected bench marks; N - S shows the vertical displacement profile line. After J. E. Kahle et al, 1971, and R. O. Burford et al, 1971

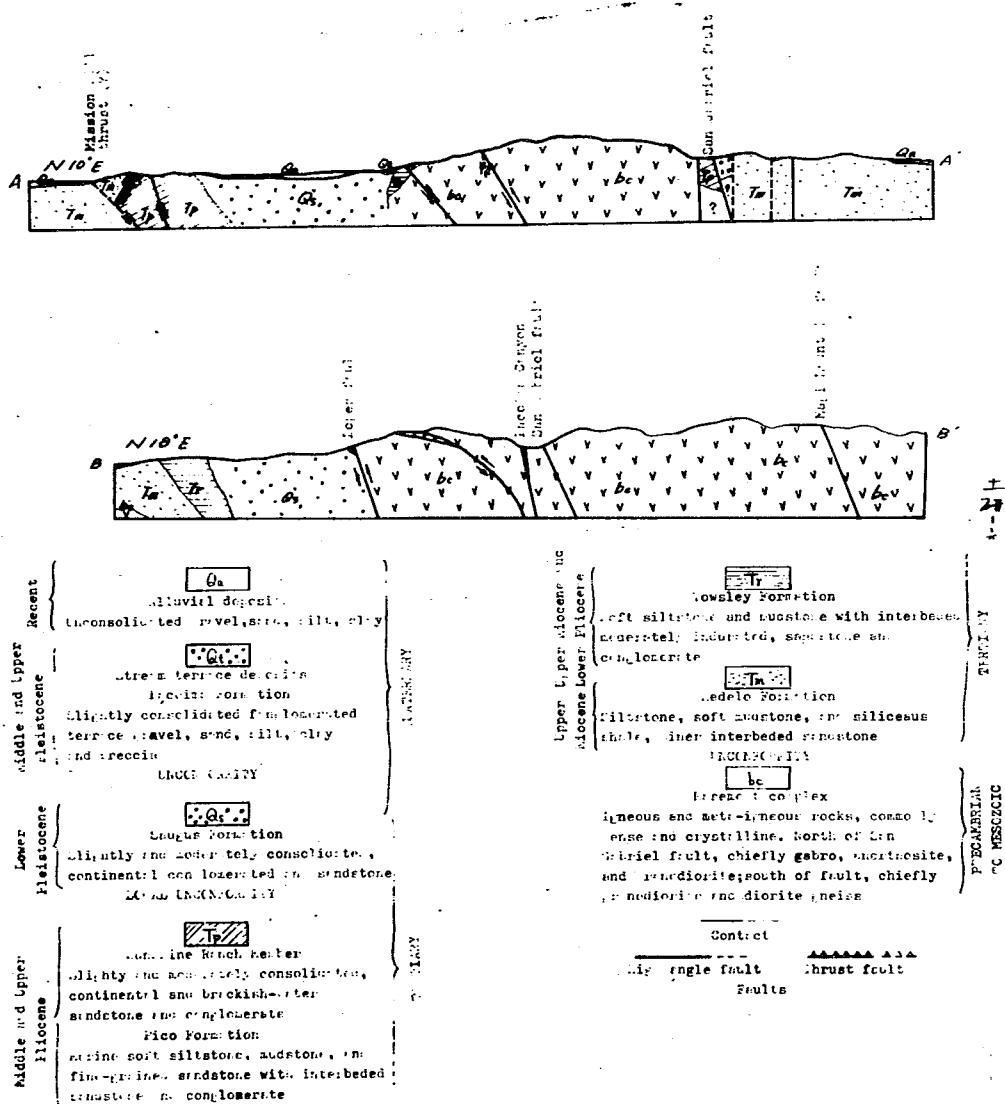


Fig. 7 Soil profile in San Fernando Valley. Based on data of Division of Highway, California, 1969 - Continued.

にめぐまれたにもかかわらず震源が市街地に近かったことと、大規模な地震断層活動があったことのため被害は大きくなった。さらに地震動の加速度記録はこれまでの常識を破る大きなものであったし、全体的に硬岩盤の方が、沖積層など軟岩盤より大きかったことは興味深い。

サンフェルナンド盆地は厚い沖・洪積層に覆われている。しかしその構成物は後背山地が近く、結晶岩を主体とするものであったので、粗粒で多くの場合扇状地堆積物と同じような礫質のものからなっている。市街地の大部分では深さが数mに達しないうちにN値が70以上になり、礫質部と砂質部の配合もよく、またよく締まっている (Fig. 1.1.7)。地震災害の集中区域は1~2の例外をのぞくと地震断層に集中し、新潟地震や十勝沖地震にみられたように沖積層全体に広がることはなかった。また新潟や十勝沖地震に多くみられた噴砂などの流動化現象はYan Norman Lakeの湖底で2~3ヶ発見されただけで一部をのぞいては、地震災害とは直接結びつかなかったことも大きな相違点の一つである。

地震災害が地震断層付近に集中した理由はいろいろ考えられるが、地盤の相対歪が大きかったことが最大の理由であろう。跨道橋等の被災の大きかったFreewayのRout 5とRout 14, Rout 5とRout 210等のインターチェンジ部はSanta SusanaスラストやSierra Madreスラストの再活動による地震断層に近い。前者は左走向断層で変移量6~10 cm, 後者は左走向断層で20~30 cm変動している。大量の人的被害を出したOlive View HospitalやVeterans HospitalもSierra Madereスラストの一部やその延長のHospital断層の再活動したところに存在する。San Fernandoの市街地の一般住宅の被災は大部分新に命名されたSan Fernando断層 (既存の断層の再活動の可能性が大きい) に沿うものであるしPacoimaやSunland地区の主要な被害は、San Fernando断層のTujunga地区に限られている。

Sylmar地区のクラック (地割れ)の中には直接断層と結びつかないものがある。その中最大のものはJuvenile Hallから変電所にかけて発生した地じりであるが、地形が平坦であること、地質が粗粒 (礫質) であることなどを考えると理解に苦しむ。

地じりや山崩れが地震によって近畿部約250 km²に1,000ヶ以上発生した (D.M.Morton, 1971)。これらの被害は主として地震動の強さによって決まるが、特に地震動の大きいところでは地質条件即ち岩質・破碎の程度等や地形条件によって規制される。新潟地震における砂丘や十勝沖地震における火山灰や凝灰岩の地じりなどに対して、今回は泥質なところで発生している地じりや山崩れが岩質に規制された典型はSan Fernandoの東部Lopez Canyon地区でみることができる。ここでは地形的に大差なく震源に近く、時代も新しいSaugus Formation中には少なく、震源に遠く、より古いTowesleyおよびModelo Formation中に多い。前者は粗粒砂岩や礫岩からなるのに対して後者はシルト岩や泥岩からなるためと考えられる (Fig. 1.1.2)

結晶岩地域や急崖の谷壁などの露岩地域では岩塊の崩落によって山道などの交通が一時中断した大きな影響とはならなかった。

ダム・被害については別章で検討されるが地質的背景としては次のようなものがある。2つのVan Normanダムは盆地の西隅に位置しているが、地形的に近く、後背地が泥質の丘陵地から成り立っているので、谷は広く、泥質なもので埋まっている。例えばLower Damの泥質層は約10 mあり、盆地の他の地域とは異った様相を呈している。ただしMiddle DamはSaugus Formationの上のっており、このダムの被害がなかった理由はダム本体の構造的なものの他に基盤の

地質事件の相違も考えられる。またLower DamはSan Fernando地震断層の延長上に当り、湖底での噴砂現象もみられた。

Pacoima DamはFig. 2でBasement Compleut Complexに入れられている花崗閃緑岩の上にのっている。このダムは電源に近く(約8 km), 大きな地震動が記録されたところ(1,000ガル以上)で, 事実左岸の基礎岩盤には大きなクラックが発生したがダム本体には特に損傷はなかった。左岸は建設頭初から地質が悪かったらしく, ロックボルトやガナイト処理が行なわれていた。右岸は地質がよく, 今回の地震でもクラック等が発生しなかった。

参 考 文 献

State of California, 1969, Geologic Map of California LOS ANGELES Sheet Roger W. Greensfelder and Douglas Crice, 1971, Geodimeter Fault Movement Investigations in California, California Geology vol. 24, No. 6

Don L. Anderson, 1971, The San Andreas Fault, Scientific American, vol. 225, No. 5 Carl M. Wentworth and R. F. Yerkes, 1971, Geologic setting and activity of faults in the San Fernando area, California, USGS Professional Paper 733

Barelay Kamb et al, 1971, Pattern of faulting and nature of fault movement in the San Fernando earthquake, USGS Professional Paper 733

US Geological Survey staff, 1971, Surface faulting, USGS Professional Paper 733 Pierre Jungels and Don L. Anderson, 1971, Strains and tilts associated with the San Fernando earthquake, USGS Professional Paper 733

R. O. Burford, et al, 1971, Preliminary measurements of tectonic movement, USGS Professional Paper 733

建設省土木研究所, 1965, 新潟地震調査報告 土木研究所報告 125号

建設省土木研究所, 1971, 十勝沖地震調査報告 土木研究所報告 141号

1.2 強震記録とその特性

1.2.1 サンフェルナンド地震とその強震記録^{1),2),3)}

(1) 地震の諸元

サンフェルナンド地震の諸元を示すと次のとおりである。

発生日時 1971年2月9日6時0分41.5秒(日本時間 2月9日23時0分41.5秒)

震源位置 San Gabriel 山中($34^{\circ}23.8' N$, $118^{\circ}23.6' W$) 深さ $H = 0 \sim 12 \text{ km}$

規模 マグニチュード 6.6 (新潟地震 7.3, 1968十勝沖地震 7.8)

物件に関する損害額 約2,000億円(新潟地震1,300億円, 1968十勝沖地震530億円)

(2) 強震の記録

この地震では、241台の強震計と144台の簡易強震計(サイスモスコープ)によって強震の波形記録ならびに最大幅が得られた。1971年4月までに公刊されたアメリカ合衆国政府機関の資料にもとずいて作成した震央距離と加速度の関傾はFig1.2.1あるいは1.2.2に示すとおりとなっている。^{5),6)} Fig1.2.2は日本において観測された震央距離と加速度の関係をマグニチュードMが6と7の場合について示してある。³⁾ 強震観測の結果からもサンフェルナンド地震のマグニチュードが6と7の間にあることが裏付けられている。

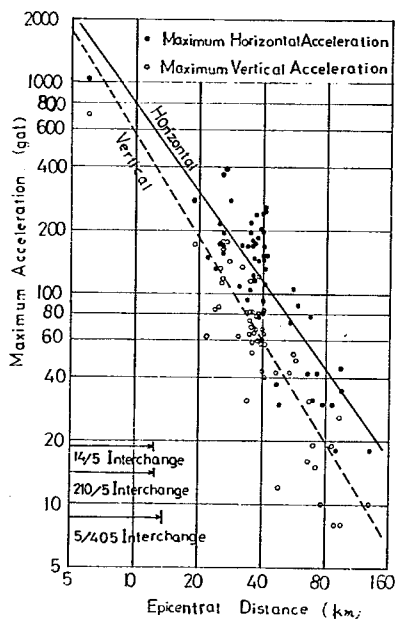


Fig. 1.2.1 A Relationship Between Epicentral Distance and Maximum Acceleration

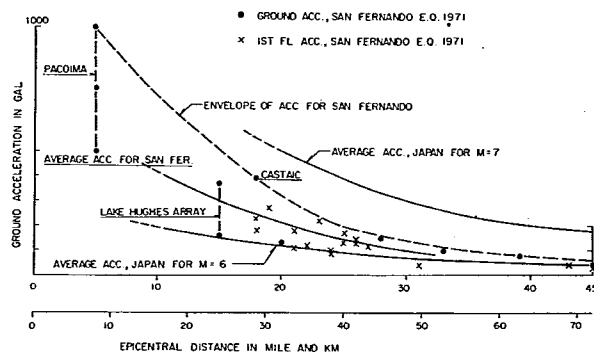


Fig. 1.2.2 A Relation Between Earthquake Accelerations and Epicentral Distances for the San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971

参考文献

- 1) ロスアンジェルス地震調査報告会資料 昭和46年4月 建設省土木研究所
- 2) R.P. Maley and W.K. Cloud "Preliminary Strong-Motion Results from The San Fernando Earthquake of February 9, 1971" Geological Survey Professional Paper 733, The San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971: A Preliminary report published jointly by the U.S. Geological Survey and the National Oceanic and Atmospheric Administration, U.S. Department of the Interior and U.S. Department of Commerce.
- 3) 勝又“地震の規模、震央距離と地震動の振幅、震度、加速度”
土木学会耐震工学委、本四耐震合同研究会資料 S. 45-10-29
- 4) M. D. Trifunac, D. E. Hudson, "Analysis of the Pacoima Dam Accelerogram," in Strong-Motion Instrumental Data on the San Fernando Earthquake of Feb. 9, 1971 edited by D. E. Hudson
- 5) 大久保忠良“サンフェルナンド地震の耐震設計に対する教訓—橋関係—,”土木学会第26回年次学術講演会講演集(第1部門, 研究討論会), 昭和46年10月.
- 6) 大久保忠良, 栗林栄一, 飯田裕: “高架構造橋梁の地震応答,”第26回年次学術講演会講演集(第1部, 1-93), 昭和46年10月.

PACOIMA ダムの岩盤に設置されていた強震計は1g以上の加速度を記録した。この観測値を含めて包絡線を描くとFig.1.2.2の点線ようになる。しかしながらこの観測値を省いて他の多数の観測値を代表するように震央距離と加速度の関係を画くと図中の太い実線ようになる。

サンフェルナンド地震で高架構造橋梁が著しい被害を蒙った5号線上のインターチェンジ(5/210, 5/14)は、震央の西南西、約16kmに位置する。Fig.1.1.1および1.2.2から震央距離16kmにおける平均的な加速度を求めると地表面において約400-600galになる。橋梁の地震応答については加速度記録は全く無い。

今回の地震の震央ならびに、震央付近における強震計の配置状況をFig.1.2.3および1.2.4に示す。この地震では145地点に設置された241台の強震計が作動し、記録が得られた。この他に150台のサイスモスコープ(最大相対変位が求まる)が、設置されており、このうち144記録が得られた。代表的な強震記録波形として、Pacoima Damでの記録(節理の多い閃緑岩質片麻岩上) Castaic, (砂岩上)での記録を、それぞれFig.1.2.5および1.2.6に示している²⁾。

1.2.2 波形特性

地震応答解析の入力とするため、Castaicにおける加速度記録(水平2方向)をデジタル化し、その波形特性を調べた。

水平2成分N21E, N69Wにつき、自己相関係数、パワースペクトル、応答加速度比スペクトル曲線および、応答速度スペクトル曲線の計算を行なって、それぞれFig.1.2.7, 1.2.8, 1.2.9および1.2.10に図示した。

Pacoima Dam 地点での強震記録に対する応答速度スペクトル曲線⁴⁾をFig.1.2.11に示してある。

得られた多数の強震記録を検討した結果、後述する高架橋やダムの地震応答解析において、構造物の基盤に考慮すべき入力加速度として、Castaic N69W 成分が有効な参考資料になると判断された。

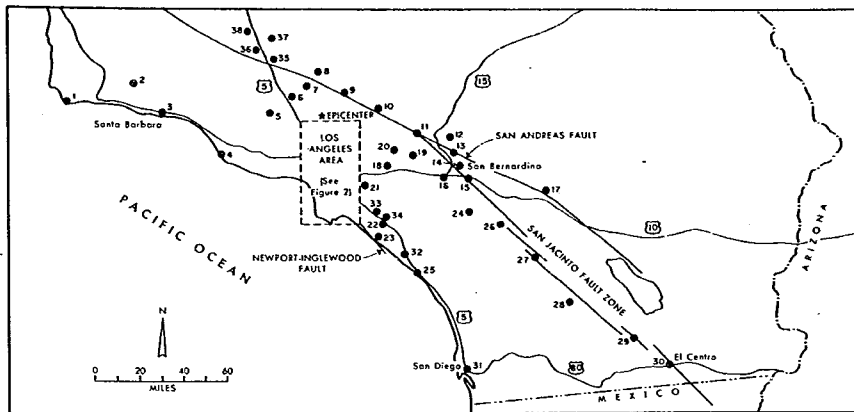


Fig. 1.2.3 Location of strong-motion accelerographs in southern california maintained by the NOS-NOAA as part of the cooperative network (February 1971)

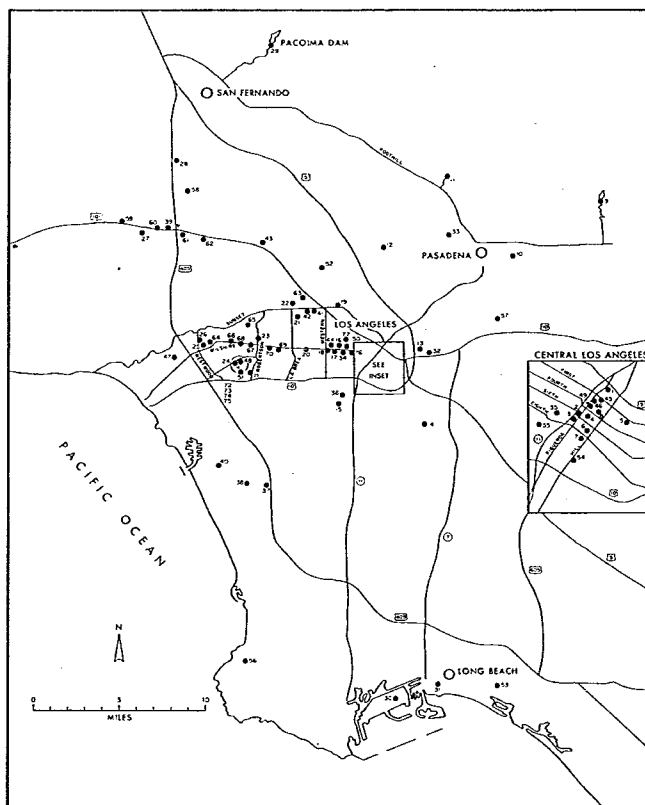


Fig. 1.2.4 Location of strong-motion accelerographs in the Los Angeles area maintained by the NOS-NOAA as part of the cooperative network (February 1971)

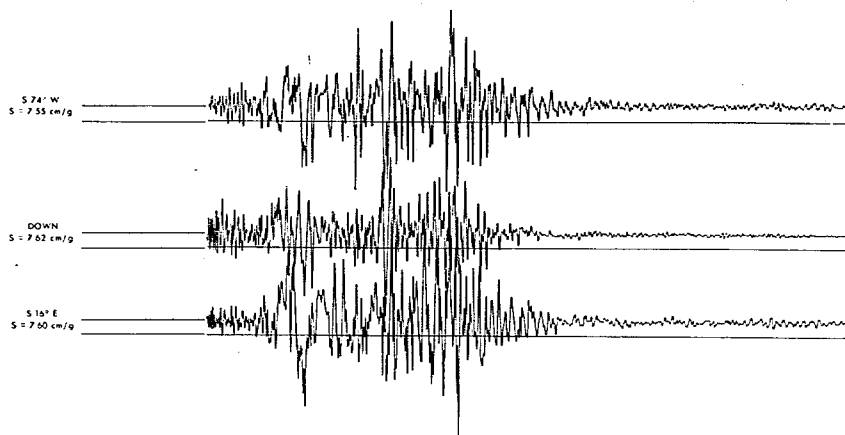


Fig. 1.2.5 Accelerograph record, Pacoima Dam.

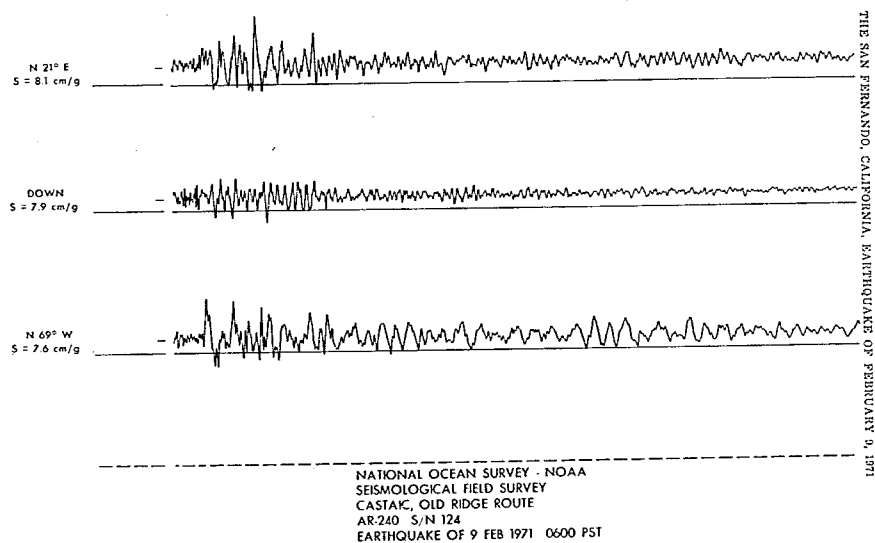


Fig. 1.2.6 Accelerograph record, Castaic, Old Ridge Routes.

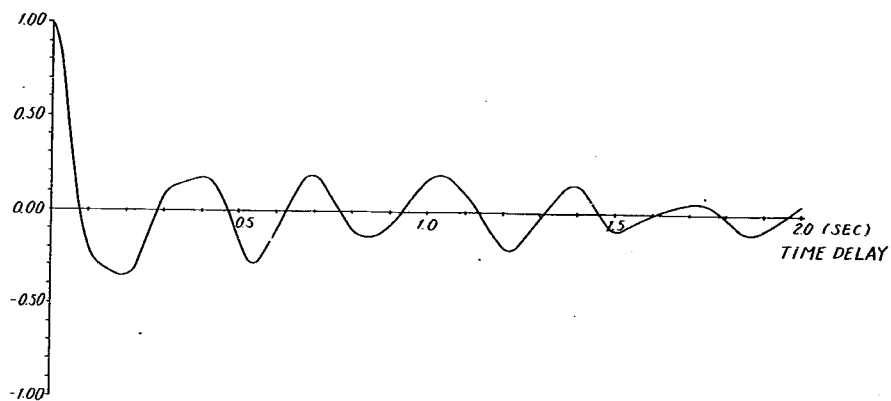


Fig. 1.2.7 (A) AUTO-CORRELATION FACTOR

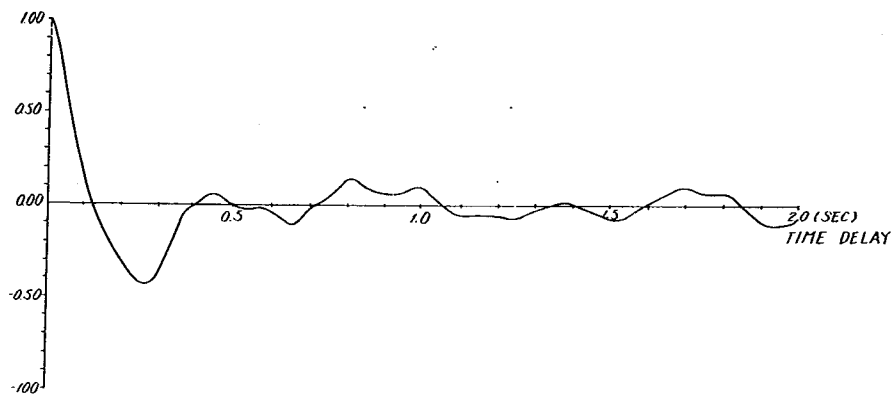


Fig. 1.2.7 (B) AUTO-CORRELATION FACTOR

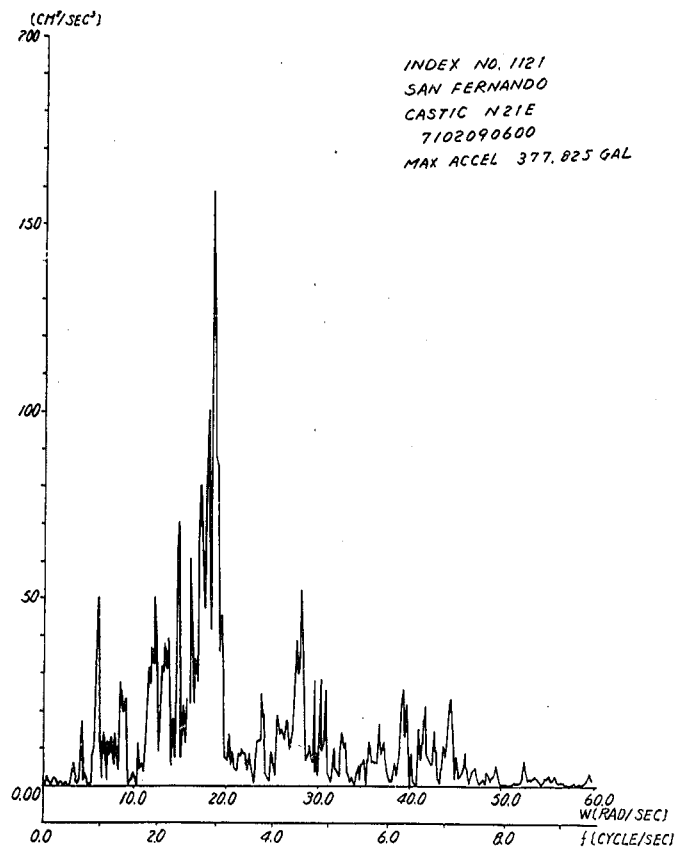


Fig. 1.2.8. (A) POWER SPECTRUM

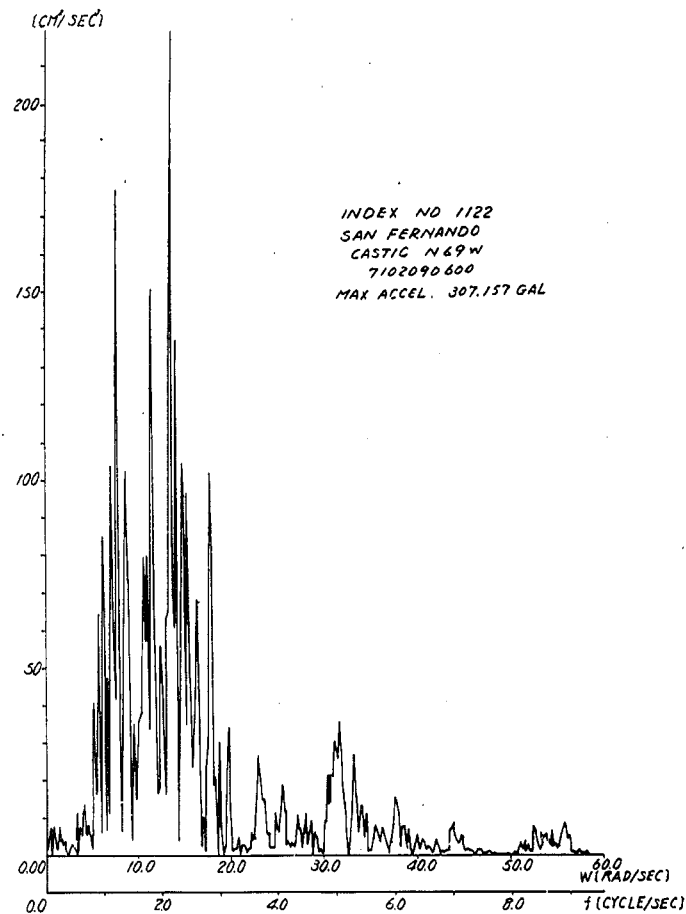


Fig. 1.2.8 (B) POWER SPECTRUM

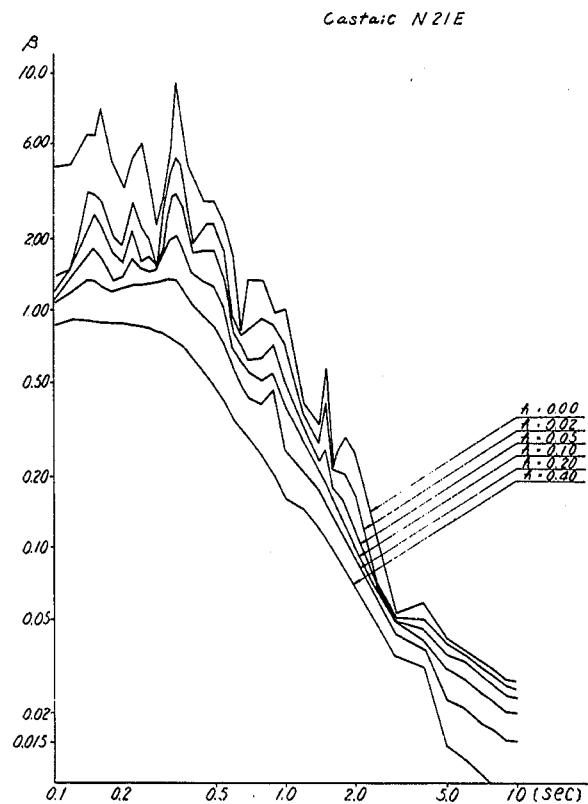


Fig. 1.2.9 (A) Absolute Acceleration Ratio Response Spectra

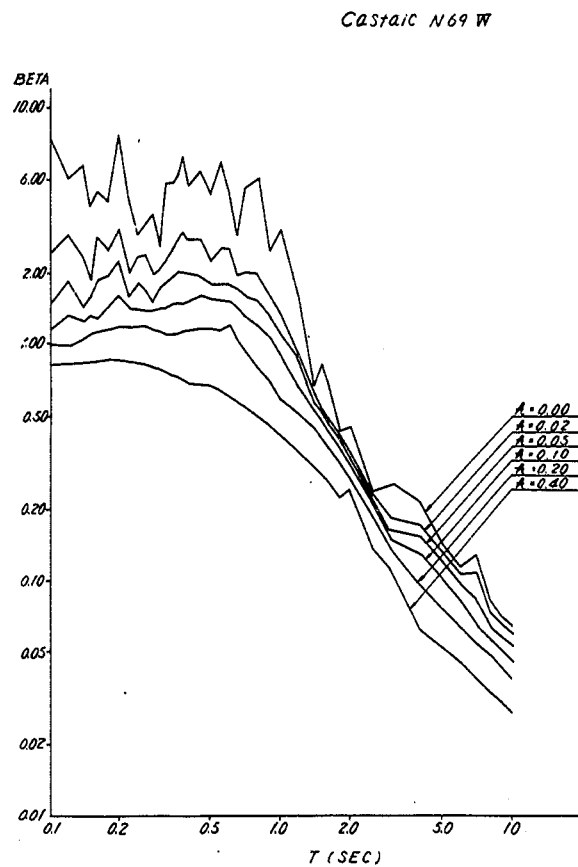


Fig. 1.2.9 (B) Absolute Acceleration Ratio Response Spectra

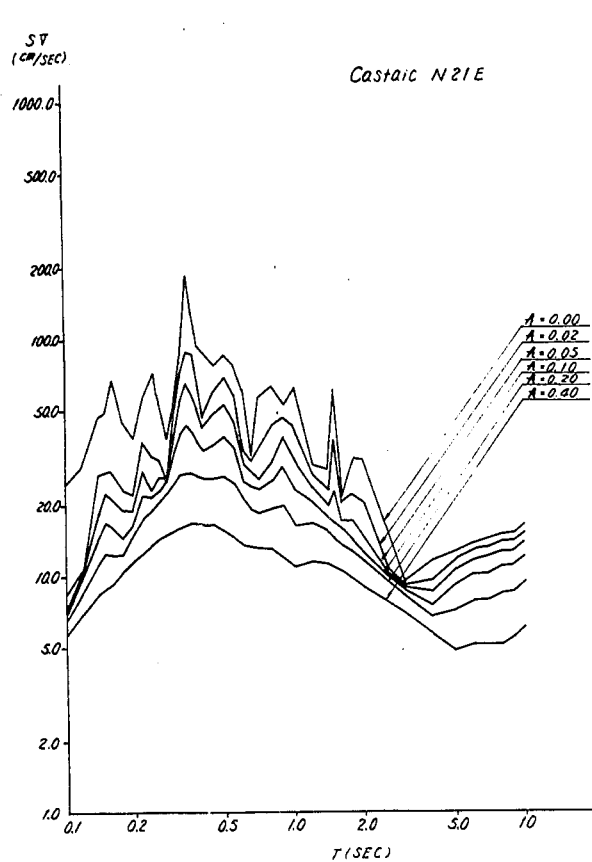


Fig 1.2.10 (A) Velocity Response Spectra

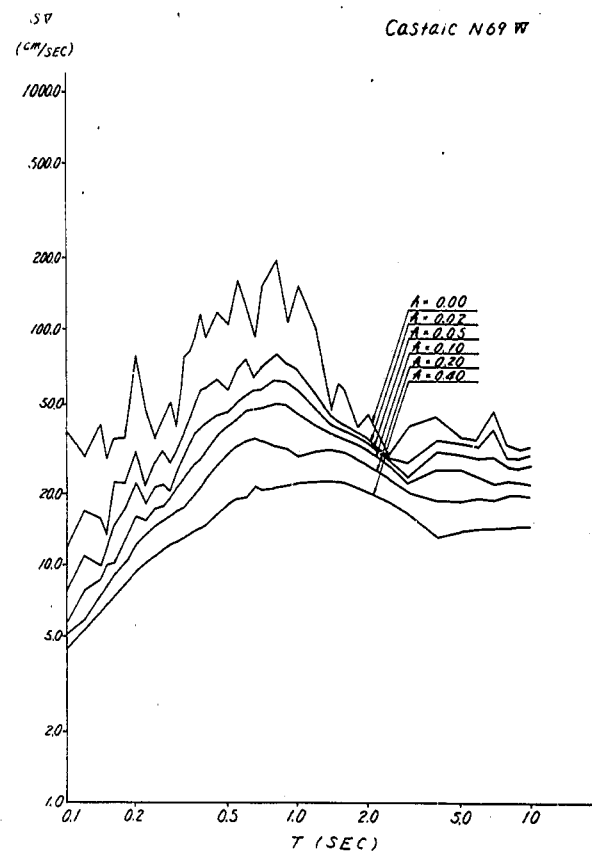


Fig. 1.2.10 (B) Velocity Response Spectra

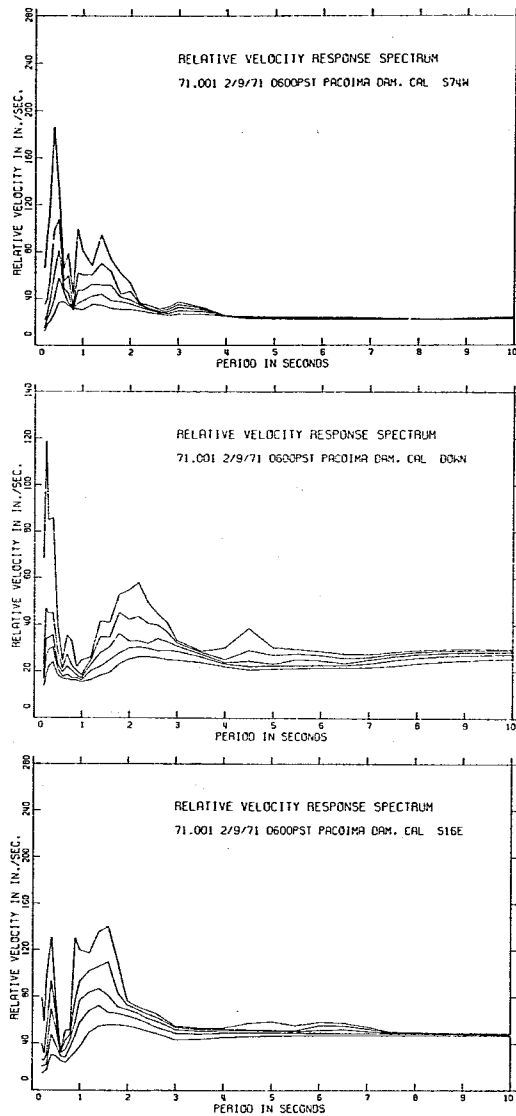


Fig. 1.2.11 Relative velocity response spectra, Pacoima Dam. The curves are for 0, 2, 5, 10, and 20 percent damping.

1.3. 高架橋被害例の解析

1.3.1 概 説

サンフェルナンド地震は、橋および道路に総額 2,500 万ドルに達する被害を与えたといわれている。中でも高速道路の高架橋は、完全崩壊したために、架設換えを必要とするもの 7 橋、鋼橋 1, RC 橋 3, PC 橋 3, 修復を必要とするもの 50 橋以上という大きな被害をうけた。

高架橋の被害は、州間高速道路 405 号線とのインターチェンジから北方約 8 km の間の州間高速道路 5 号線上および 5 号線とのインターチェンジから東方約 6 km の間の州間高速道路 210 号線上に著しかった。(Fig 1.3.1 参照)

とくに被害が著しかったのは 5 号線と 210 号線の交点および 5 号線と州道 14 号線との交点であったが、これらの地点では竣工直後の橋に大きな被害を生じたことを特徴の一つとして指摘できる。

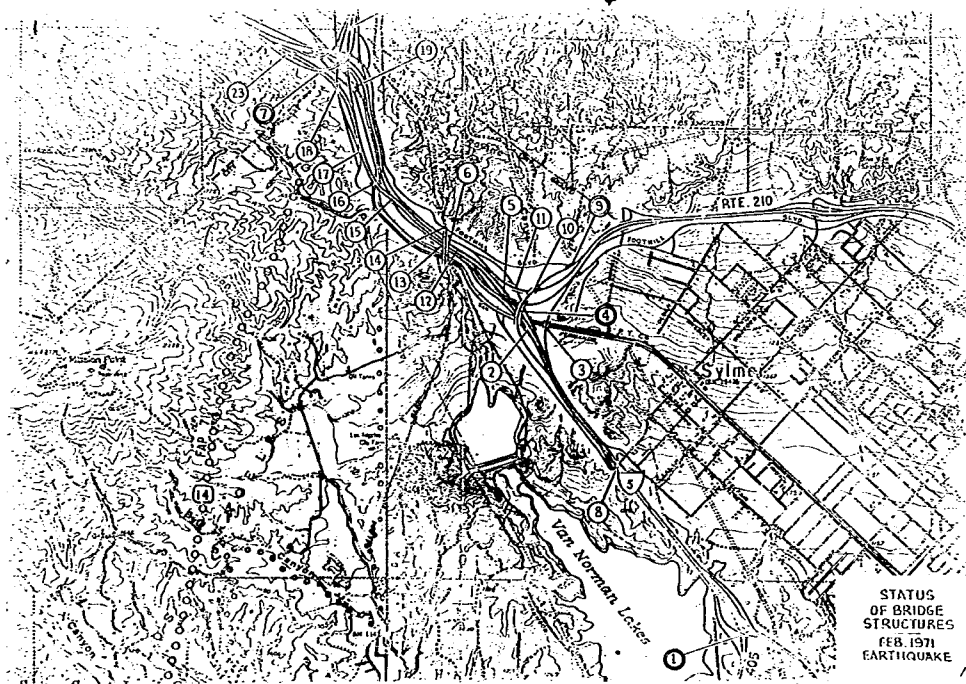


Fig1.3.1

特徴的な被害の様相を呈した、次の 4 橋につき、静的解析および動的解析を含む各種の検討を行った。

各橋に対する検討結果は 1.3.3 以下に記述する。

- 1) RTE 5/405 Separation (Fig1.3.1 の①)
- 2) RTE 210/5 Separation and Overhead (Fig1.3.1 の④)
- 3) RTE 14/5 South Connector Overcrossing (Fig1.3.1 の⑦)
- 4) Foothill Boulevard Undercrossing (Fig1.3.1 の⑨)

次に上記架設地点における基礎地盤の概況を示す。被害の著しかった道路の区間は、サンガブリエル山脈とサンフェルナンド盆地の境界に位置しており、基盤は第3記中新世および鮮新世の海成礫岩、シルト岩、泥岩またはこれらの互層からなり、その上に浅い沖積世の土砂が堆積している。

カリフォルニア州道路局提供の資料によると、代表的な被害地点での基礎地盤の標準貫入試験結果は表-1のとおりであり、比較的良好な地盤である。なお地下水位は210/5の西南部をのぞいて一般に低い。

Table 1.3.1 Soil Conditions at Freeway Interchanges

地 点	位 置	区 分	深 (m)															さ
			15	30	45	60	7.5	9.0	10.5	12.0	13.5	15.0	16.5	19.5	22.5	25.5		
5/405	中 央	土 質	シル ト				シル ト 質 砂 岩											
		N 値	15	>70	>70	>70	>70	>70	>70									
210/5	西 南 端 部	土 質	シルトおよび細砂							粘土・シルト交り砂質土、混り砂								
		N 値	8	9	11	18	22	27	33	60		>70						
	中央西南寄り	土 質	シルト質砂		しまったシルト質砂		細 砂			砂礫、砂質土								
		N 値	22	44	>70	53	60		70									
	中央北東寄り	土 質	しまった砂および砂礫															
		N 値	44	>70	>70	>70												
	北 東 端 部	土 質	シルト質砂						砂、砂質礫				しまった粘土、シルトまじり砂					
		N 値	>70	61	31	61	34	>70	>70		>70		>70	33		60		
14/5	中 央	土 質	礫交り砂		砂岩		礫岩		砂 岩									
		N 値	21	15	>70		>70		>70		>70							
	北 側	土 質	礫質砂 砂 岩															
		N 値	>70	>70	>70	>70	>70		>70		>70		>70	>70	>70			

1.3.2 立体骨組構造物に対する応力解析の基本式

(1) 静的解析

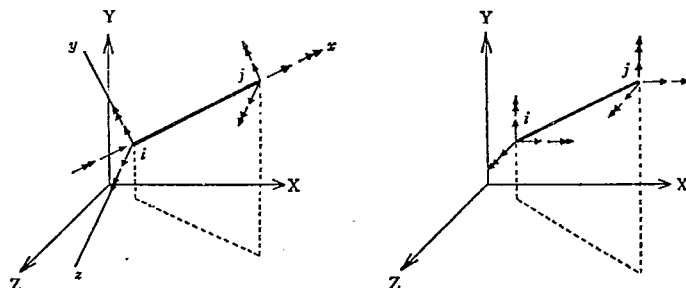


Fig1.3.2

上図の右手座標系X Y Zを構造座標系とし、部材 i, j に関する右手座標系 $x y z$ を部材座標系と

する。即ち構造物の格点の座標を与えるのが構造座標系で各点の変位および反力がこの座標系で計算され、各部材端の断面力が部材座標系で計算される。一般に変形法（変位法）を用いて構造解析を行なう場合には、1. 部材座標系での部材の剛性マトリックスを作成し、2. この剛性マトリックスを構造座標系に変換する。3. 構造座標系での部材剛性マトリックスから格点に関する剛性マトリックスを作成する。4. 荷重項を作成する。5. 格点剛性マトリックスを係数項とし、荷重項を定数項とした多元連立方程式を解いて変形量を求める。6. 各部材端の変位を部材座標系に変換し部材剛性マトリックスに乗じて部材端断面力を算出する。

(1) 部材剛性マトリックスの作成

上図の部材座標系において部材 i, j の部材端断面力をそれぞれ

F_x^i, F_x^j : 軸力

F_y^i, F_y^j : y 軸方向のせん断力

F_z^i, F_z^j : z 軸方向のせん断力

M_x^i, M_x^j : ねじりモーメント

M_y^i, M_y^j : y 軸回りのモーメント

M_z^i, M_z^j : z 軸回りのモーメント

とし、一方変位、回転角についても

x^i, x^j : x 軸方向の変位

y^i, y^j : y 軸方向の変位

z^i, z^j : z 軸方向の変位

θ_x^i, θ_x^j : x 軸回りの回転角

θ_y^i, θ_y^j : y 軸回りの回転角

θ_z^i, θ_z^j : z 軸回りの回転角

とすれば、部材 i, j の力と変位の関係は

$$\begin{pmatrix} F_x^i \\ F_y^i \\ F_z^i \\ M_x^i \\ M_y^i \\ M_z^i \\ F_x^j \\ F_y^j \\ F_z^j \\ M_x^j \\ M_y^j \\ M_z^j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} EA & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EA & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \ell & 12EI_z & 0 & 0 & 0 & 6EI_z & \ell & 12EI_z & 0 & 0 & 0 & 6EI_z \\ & \ell^3 & 12EI_y & 0 & 6EI_y & \ell^2 & 0 & \ell^3 & 12EI_y & 0 & 6EI_y & \ell^2 \\ & & \ell^3 & 0 & \ell^2 & 0 & 0 & \ell^3 & 0 & \ell^2 & 0 & 0 \\ & & & \ell & 0 & 0 & 0 & 0 & \ell & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 4EI_y & 0 & 0 & 6EI_y & 0 & 2EI_y & 0 & 0 \\ & & & & \ell & 4EI_z & 0 & \ell^2 & 0 & \ell & 2EI_z & 0 \\ & & & & & \ell & 0 & \ell^2 & 0 & 0 & \ell & 0 \\ & & & & & & EA & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & \ell & 12EI_z & 0 & 0 & 6EI_z & \ell^2 \\ & & & & & & & \ell^3 & 12EI_y & 0 & 6EI_y & 0 \\ & & & & & & & & \ell^3 & 0 & \ell^2 & 0 \\ & & & & & & & & & \ell & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 4EI_y & 0 \\ & & & & & & & & & & \ell & 4EI_z \\ & & & & & & & & & & & \ell \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^i \\ y^i \\ z^i \\ \theta_x^i \\ \theta_y^i \\ \theta_z^i \\ x^j \\ y^j \\ z^j \\ \theta_x^j \\ \theta_y^j \\ \theta_z^j \end{pmatrix}$$

ただし

I_x : 部材 $i-j$ のねじり抵抗

I_y : 部材 $i-j$ の y 軸回りの断面二次モーメント

I_z : 部材 $i-j$ の z 軸回りの断面二次モーメント

A : 断面積

E : 弾性係数

G : せん断弾性係数

ℓ : 部材 $i-j$ の部材長

前式を簡単に書いて

$$\begin{bmatrix} f_i \\ f_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_i \\ d_j \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1)$$

(2) 部材端力および変位の変換

部材座標系での断面力, 変位等を座標軸の回転を行なって構造座標系に変換する。

以下部材座標系を小文字 $x y z$ で表わし, 構造座標系を大文字 $X Y Z$ で表わす。

x 軸の X, Y, Z 軸に関する方向余弦を $\lambda_{11}, \lambda_{12}, \lambda_{13}$ とし, 同様に y 軸, z 軸に関して $\lambda_{21}, \lambda_{22}, \lambda_{23}, \lambda_{31}, \lambda_{32}, \lambda_{33}$ とすると構造座標系の作用力 A の直交成分を A_X, A_Y, A_Z とし, 部材座標系の直交成分 A_x, A_y, A_z との関係は方向余弦を用いて

$$\begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_{11} & \lambda_{12} & \lambda_{13} \\ \lambda_{21} & \lambda_{22} & \lambda_{23} \\ \lambda_{31} & \lambda_{32} & \lambda_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_X \\ A_Y \\ A_Z \end{bmatrix} \quad \text{で表わせる。}$$

構造座標系から部材座標系へ変換は各軸に関する回転を段階的に行なわせることによってできる。

$$C_x = \frac{(X_j - X_i)}{\ell}, \quad C_y = \frac{(Y_j - Y_i)}{\ell}, \quad C_z = \frac{(Z_j - Z_i)}{\ell}$$

$$\ell = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Y_j - Y_i)^2 + (Z_j - Z_i)^2}$$

(a) Z 軸回りに角 γ の回転を行なう。この回転により部材は XY 平面にある。このときのマトリックス R_γ は

$$R = \begin{bmatrix} \cos\gamma & \sin\gamma & 0 \\ -\sin\gamma & \cos\gamma & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\sin\gamma = \frac{C_y}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2}}$$

$$\cos\gamma = \frac{C_x}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2}}$$

この回転で X が X_γ に Y が Y_γ に移動し, X_γ, Y_γ, Z の座標軸になる。

(b) Y 軸回りに角 β の回転を行なう。この回転で部材の z 軸と X_β が一致して, $X_\beta, Y_\gamma, Z_\beta$ の座標軸になる。

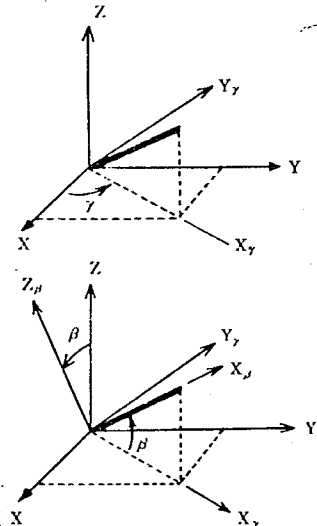


Fig1.3.3

$$R_{\beta} = \begin{bmatrix} \cos\beta & 0 & \sin\beta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\beta & 0 & \cos\beta \end{bmatrix}$$

$$\sin\beta = C_2$$

$$\cos\beta = \sqrt{C_x^2 + C_y^2}$$

この回転で部材の主軸が一致していれば、この X_{β} , Y_r , Z_{β} 軸が部材座標軸になるが断面の主軸が一致しないときにさらに X_{β} 軸回りに次の回転を行なう。

(c) X_{β} 軸回りに角 α の回転を行なう。このとき回転マトリックス R_{α} は

$$R_{\alpha} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\alpha & \sin\alpha \\ 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix}$$

この角 α は部材の方向によっては容易に求まらないときがある

がその場合は X_{β} , Y_{α} 平面の X_{β} 上でない1点の座標を与えることによって計算できる。P点の座標を(P_X , P_Y , P_Z)として部材端 i を原点にして

$$Z_P = P_X - X_i, \quad Y_P = P_Y - Y_i, \quad Z_P = P_Z - Z_i$$

は上の(a), (b)の回転が終わったときは

$$\begin{bmatrix} X_{Pa} \\ Y_{Pa} \\ Z_{Pa} \end{bmatrix} = R_r R_{\beta} \begin{bmatrix} X_P \\ Y_P \\ Z_P \end{bmatrix}$$

になる。前図より

$$\sin\alpha = \frac{Z_{Pa}}{\sqrt{Y_{Pa}^2 + Z_{Pa}^2}} \quad \cos\alpha = \frac{Y_{Pa}}{\sqrt{Y_{Pa}^2 + Z_{Pa}^2}}$$

となる。 α はP点の座標から計算できるので、回転マトリックスは部材の方向余弦とP点の座標だけを含む形となる。

よってこの回転マトリックスは(a), (b), (c)より

$$R = R_{\alpha} R_{\beta} R_r \quad (2)$$

最終的な部材座標系は X_{β} , Y_{α} , Z_{α} が x , y , z に一致する。

(d) 部材が垂直の場合(Z 軸と x 軸が平行)

x 方向が同じときは Y 軸回りに $-\frac{\pi}{2}$ 回転

$$R_{Y1} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ -0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

x 軸の方向が Z 軸と逆のときは

$$R_{Y2} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

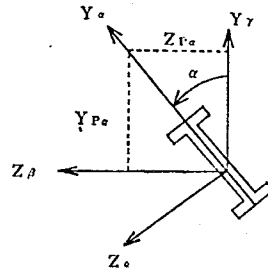


Fig 1.3.4

さらに x 軸りに角 α の回転をして断面の主軸を合せる場合には(c)の回転 R_α を行なえばよい。

$$R_y = R_\alpha \begin{bmatrix} 0 & 0 & +1 \\ 0 & 1 & 0 \\ +1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

一方 R は直交マトリックスであるから $R^{-1} = R^T$ である。実際に立体骨組構造物では部材端での未知変位が 12 個なので

$$R = \begin{bmatrix} R & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & R \end{bmatrix}$$

の形の計算に用いられる。

(3) 解 式

回転マトリックスを用いて(1)式を書きなおすと

$$\begin{bmatrix} F_i \\ F_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_i \\ D_j \end{bmatrix}$$

ただし

$$\begin{aligned} F_i &= R \cdot f_i & D_i &= R \cdot d_i & K_{ii} &= R \cdot k_{ii} \cdot R^T & K_{ij} &= R \cdot k_{ij} \cdot R^T \\ F_j &= R \cdot f_j & D_j &= R \cdot d_j & K_{ji} &= R \cdot k_{ji} \cdot R^T & K_{jj} &= R \cdot k_{jj} \cdot R^T \end{aligned}$$

(3)式を全部材について、格点に関して並べたものが構造全体の剛性 (Stiffness) マトリックスである。

$$P = K \cdot D$$

P は外力として、さらに K に支持条件を導入して多元連立方程式をとけば変位 D が求まる。この求まった構造座標系での変位より各部材の変位をとり出して部材座標系に変換して(1)式より部材端断面力を計算する。

〔2〕地震応答解析 1)

基本は支点の変位を含めて

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad \dots\dots\dots (5)$$

である。

ここに

- M : 支点も含めた質量マトリックス
- C : 支点も含めたダンピングマトリックス
- K : 支点も含めた剛性マトリックス
- U : 支点も含めた一般変位ベクトル
- $P(t)$: 時間の関数として与えられる外力ベクトル
- $\cdot$: 時間に関する微分

ここで変位 U を支点の変位 U_s による静的な変位と動的な変位に分け、更に支点の変位と支点でない点の変位に分けると

$$U = \begin{bmatrix} U_t \\ U_t^b \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} U_s \\ U_s^b \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} U \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{支点以外の変位} \\ \text{支点変位} \end{array}$$

全変位 静的変位 動的変位

となる。

そして(5)式を支点でない変位について書くと

$$[M, M^b] \begin{bmatrix} \ddot{U}_t \\ \ddot{U}_t^b \end{bmatrix} + [C, C^b] \begin{bmatrix} \dot{U}_t \\ \dot{U}_t^b \end{bmatrix} + [K, K^b] \begin{bmatrix} U_t \\ U_t^b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D \\ 0 \end{bmatrix} \quad (6)$$

となる。(右辺は支点以外に外力が作用しない事により 0 となる)

ここで

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \text{ とすると}$$

$$P = - (M\ddot{U}_s + M^b\ddot{U}_s^b + C\dot{U}_s + C^b\dot{U}_s^b + KU_s + K^bU_s^b) \quad (7)$$

である。

$$\text{静的変位については } KU_s + K^bU_s^b = 0$$

又ダンピングの項を無視し $M^b = 0$ であるから

$$P = MK^{-1} K^b U_s^b \text{ となる。}$$

ここで $P = P(t)$ とおく。

(A) 固有振動の計算

$$M\ddot{U} + KU = 0 \text{ より}$$

$$U = X \sin \omega t \text{ とおけば}$$

$$KX = \omega^2 MX \text{ なる固有値問題となる。}$$

(B) 応答計算

$$U = XY \quad (8)$$

とおけば式(7)は

$$MX\ddot{Y} + CX\dot{Y} + KXY = P(t)$$

$$X^T MX\ddot{Y} + X^T CX\dot{Y} + X^T KXY = X^T P(t) \quad (9)$$

固有ベクトルの直交性を考えれば $X^T MX$, $X^T KX$ は対角行列となり, $X^T CX$ が対角行列となる事を仮定し, その対角要素を M_n^* , C_n^* , K_n^* 又 $X^T P(t)$ はベクトルであるから対応する要素を $P_n^*(t)$ とし gn を n 次のモードに対する減衰定数とすれば,

$$M_n^* = X_n^T M X_n$$

$$C_n^* = X_n^T C X_n = 2 \cdot g_n w_n \cdot M_n^*$$

$$K_n^* = X_n^T K X_n = w_n^2 M_n^*$$

$$P_n^*(t) = X_n^T P(t) \text{ となり}$$

(9)式は

$$\ddot{Y}_n + 2 \cdot g_n w_n \dot{Y}_n + w_n^2 Y_n = \frac{P_n^*(t)}{M_n^*} \quad (10)$$

但し Y_n は Y の要素(10)式から各 n について Y_n を求めれば(8)式より U が決まる。

$KX = w^2MX$ の解法

両辺に左から $M^{-\frac{1}{2}}$ をかけ $Y = M^{-\frac{1}{2}}X$, $w^2 = \lambda$ とおけば, $M^{-\frac{1}{2}}KM^{-\frac{1}{2}}Y = \lambda Y$ となり, 普通の固有値問題となる。

まず, ハウスホルダー法により $M^{-\frac{1}{2}}KM^{-\frac{1}{2}}$ を3重対角行列に変換し, OR法で固有値を求め必要な固有ベクトル Y を逆反復法で求める。 Y が求めれば $X = M^{-\frac{1}{2}}Y$ より X が計算出来る。

00式の微分方程式の解

各 n について

$$\dot{Y}_n = U, \quad Y_n = V \text{ とすると}$$

$$\left. \begin{aligned} \dot{V} &= U \\ \dot{U} &= \frac{P_n^*(t)}{M_n^*} - 2 \cdot g_n \cdot w_n \cdot U - w_n^2 V \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

となり普通のルンゲクッタ法で解ける。

以上の計算のFlow chartをFig 1.3に示した。次項以下の計算は上述した基本式をもとに, 日本電子計算KK所有の電子計算機Burroughs-6,700により, 静的解析ではプログラムSPACER, 地震応答解析ではプログラムSPACER/DYANAを用いて行なわれた。

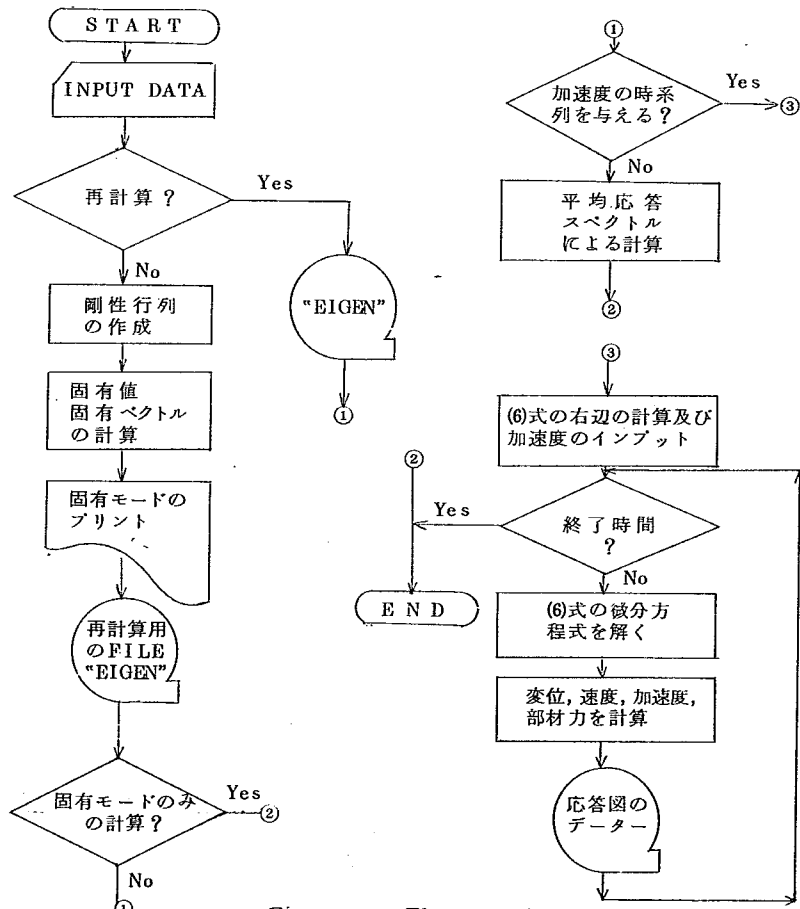


Fig 1.3.5 Flow charf

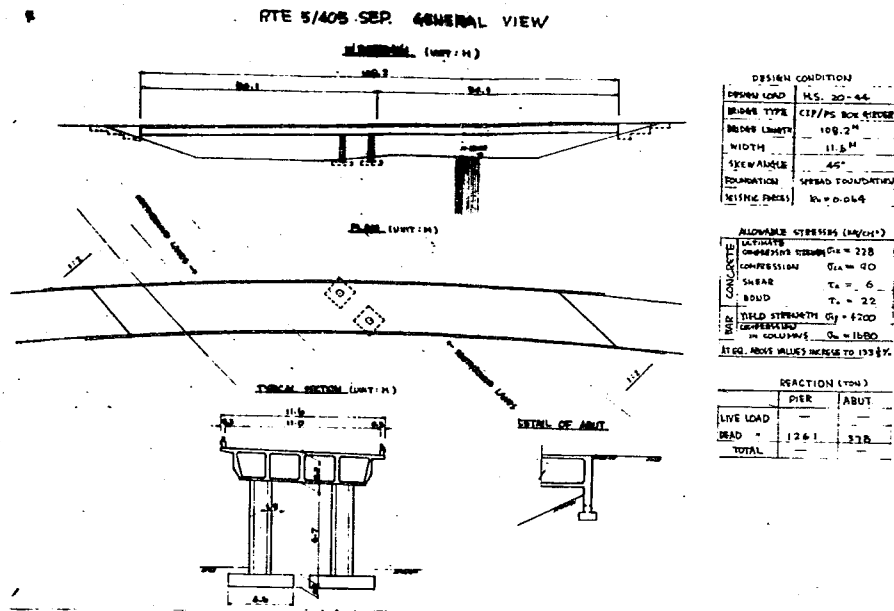


Fig 1.3.6

1.3.3 RTE5/405 Separation

(Truck Ramp) 高架橋

[1] 概 要

この高架橋は、州間道路5号線が、同405号線をまたぐ、トラックランプ用の高架橋であり、被害激甚地域の南端近く（Fig 1.3.1の①）に位置する。本橋は、Fig 1.3.6および1.3.7の概要図に示されるように全長108m、幅員11m、支間長5.4mの2支間PC連続箱げた橋で、中央部に断面寸法1.5m×1.2mの2本のベント橋脚を有する。この橋は地震によって、中央橋脚が圧潰し、ついで中央支点を失った橋げたが折損したものと認められ、観察によると地表変動近傍における激しい衝撃的な上下動による被害を示すものとみなされる。

本橋の被害の主因は近傍の地表面に認められた地表変動の影響によるものと認められた。

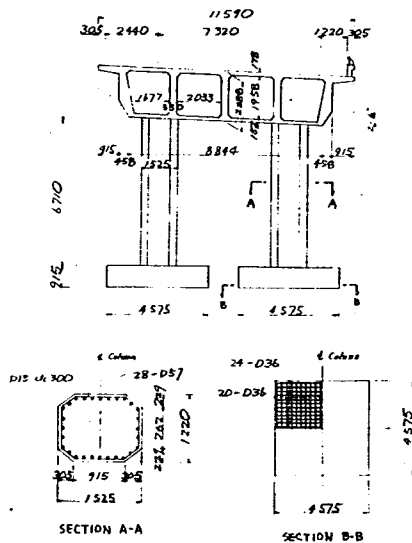


Fig 1.3.7

〔2〕 解析結果

本橋に関しては、前述した被害の様相を考慮して、まず、中央部脚柱の軸力に対する極限耐力と作用荷重とを比較した。

(1) 軸力のみが作用する場合

柱の全断面が有効に働くとし、帯鉄筋柱として、耐力を求めると、 $N_{u1} = 6,350t$ である。何らかの影響で、主鉄筋ならびにその外側のコンクリートが強度を失ったと仮定し、主鉄筋より内側のコンクリート（無筋）の耐力を求めると $N_{u2} = 3,190t$ となる。

一方この柱に作用する鉛直荷重は常時には $N = 1,010t$ であり地震時には仮りに鉛直震度を $1g$ としても $N = 2,020t$ であり、上記の耐力をはるかに下まわる。すなわち鉛直荷重のみでは、被害の合理的説明は、行ないにくいと考えられるので、次の検討を行なった。

(2) 軸力と曲げモーメントが同時に働く場合

この場合の脚柱の耐力は、Fig 1.3.8 に示すように、軸力の大きさと曲げモーメントの大きさと与えられ、仮りに軸力が常時 ($1,010t$) とすると、極限曲げモーメントは柱基部で $M_u = 1,250t \cdot m$ となり、これは水平震度 $k_H = 0.31$ に対応する。地震時に軸力が増加すれば、この M_u , k_H の値は低下するが、軸力の増加による強度の低下はさほど大きくはない。

(3) 破壊原因に対する考案

上述した検討から、本橋の被害原因としては、本地震によって上部構造に $0.3g$ 程度又はそれ以上の水平加速度が作用して、橋脚基部が破壊したものと考えられる。橋脚基部の破壊はかなり激しく、上部構造の自重を支持できなくなったものと思われる。

なお本橋に関してはとりあえず以上の検討までとし、詳細は解析は実施しない。

1.3.4 RTE210/5 Separation and Overhead 高架橋

〔1〕 概 説

これは、州間道路 210 号線の西行から、同 5 号線の南行きに移る高架橋で、Fig 1.3.1 の④の地点に位置する。本橋は、Fig 1.3.9～1.3.11 の概要図に示したように、全長 238.5m、幅員 9.8m で、中央に 1 個のヒンジをもつ 7 径間連続ラーメン橋である。上部構造は、スパン 24～40m の RC 曲線箱げたで、下部構造はくい基礎をもつ高さ 14～20m の 1 本柱である。

本橋は、被災した高架橋のうちでも、最も激しい被害をうけた。すなわち、橋台およびヒンジ支承のけたがかりが浅いため支承がはずれ、重い橋げたに作用する水平地震力によって橋脚基部に過大な曲げモーメントを生じ、この部分が折損して橋げた全体が側方（西側）に倒壊した橋脚基部において、 $\phi 57mm$ の主鉄筋が、基礎から抜け出しているものもあった。橋台が高盛土上に乗せたような形式の簡単な構造で、水平、鉛直両方向に変位しやすいものであったことが被害を助長したと考えることもできる。なおこの橋は完成直後の未供用のものであった。

また、この地域では地盤の永久変位が観察された。

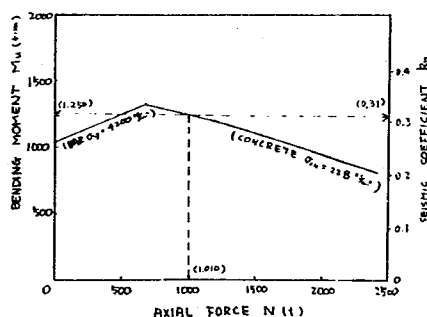


Fig. 1.3.8 Unimate Strenght of the Column of RTE 5/405 Separation

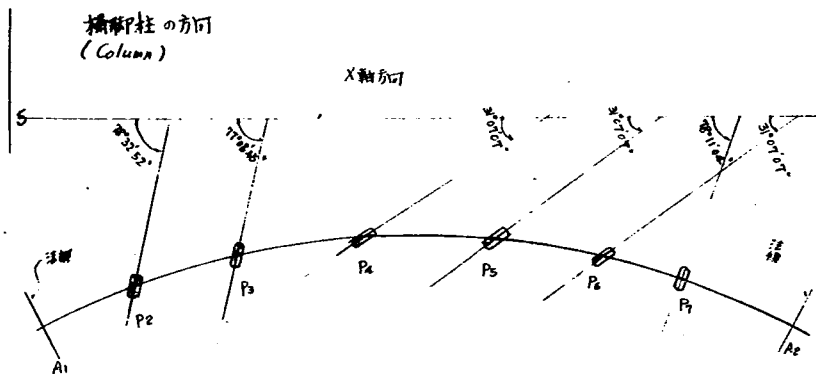
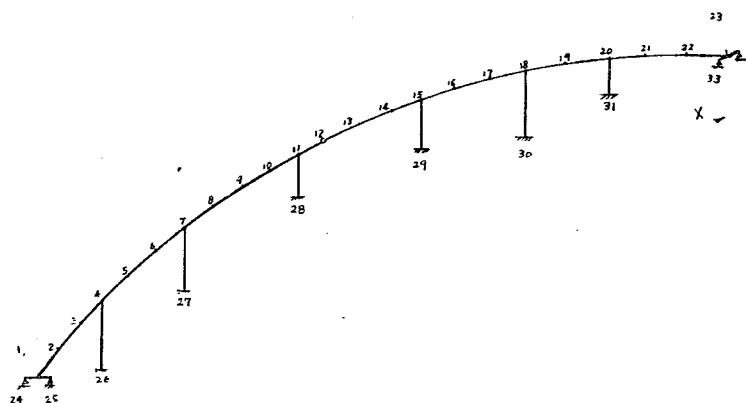
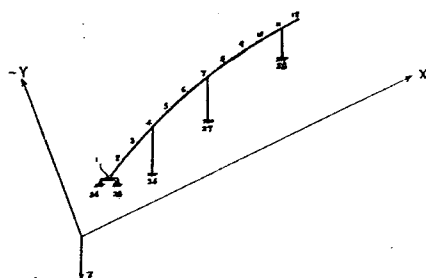


Fig. 1.3.11 ROUTE 210/5 SEPARATION & OVERHEAD

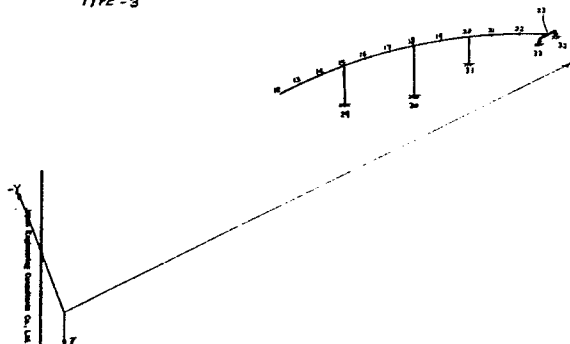
(1) TYPE-1 横断柱の配置



TYPE-2



TYPE-3



〔2〕 静的解析

1) モデル

まず中央のヒンジが、はずれていない状態での構造物を〔 Fig 1.3.12 (A) 〕の様にモデル化した。上部工は、3 シェルの箱桁を1本の曲り梁と考え、断面二次モーメント I_x , I_y 振り剛性 J を持たせた。各橋脚柱も〔 Fig 1.3.11 〕に示す様に方向性を持っているので、これを考慮に入れて、同様に I_x , I_y , J を持たせ、三次元のモデルを考えた。

次にヒンジが離れた状態について〔 Fig 1.3.12 (B) 〕, 〔 Fig 1.3.12 (C) 〕の様に、2種のモデルを考慮した。

2) 境界条件

〔 Fig 1.3.12 (A) 〕の中央のヒンジの条件は、シャーキーの条件を考慮して、鉛直および橋軸直角方向に対しては、ピン、橋軸方向に対してはフリーとした。次に橋台の条件であるが、橋台は、構造上桁の橋軸方向の移動を拘束する構造とはみなせないで橋軸および橋軸直角方向共にフリーとし、鉛直変位に対しては固定としてあつかった。又振りに関しては、箱桁の巾の長さを持つ剛なる部材を仮想した。橋脚柱の固定条件は、 P_1 , P_2 については、フーチングの上面を固定とし、 $P_3 \sim P_6$ のパイルベントについては、地表面から $1/3$ の長さの位置に仮想固定点をおいた。

3) 荷 重

荷重ケースとしては、基本的には

(case-1) 自重のみ

(case-2) 水平地震時

+X から -X 軸方向へ $k_H = 0.1$ が作用

各部材の自重に作用

(case-3) 水平地震時

-Y から +Y 軸方向へ $k_H = 0.1$ が作用

各部材の自重に作用

の3ケースを対象とする。すなわち死荷重について1ケースを計算し、水平地震力としては直交する2方向につき水平震度を0.1として計算する。地震の方向については、本橋が曲線桁であるため橋脚が任意方向に向いているのでX方向とY方向とSケース計算し、2.2.5度ずつ16方向についてチェックすることとした。(Fig 1.3.13 参照)

4) 脚柱の曲げモーメント計算結果

脚柱に作用する曲げモーメントの計算結果を Table 1.3.2 (A) および (B) に示す。

脚柱の各軸方向に作用する曲げモーメントの算定は、Fig 1.3.14 を参照とし、次の方法によった。

i) 水平力がb軸方向より作用した場合

水平力による曲げモーメント

$$M_2 = \cos \theta \times \text{case-2} + \sin \theta \times \text{case-3}$$

$$\therefore M_{y2} = \cos \theta \times \text{case-2}_{My} + \sin \theta \times \text{case-3}_{My}$$

$$M_{x2} = \cos \theta \times \text{case-2}_{Mx} + \sin \theta \times \text{case-3}_{Mx}$$

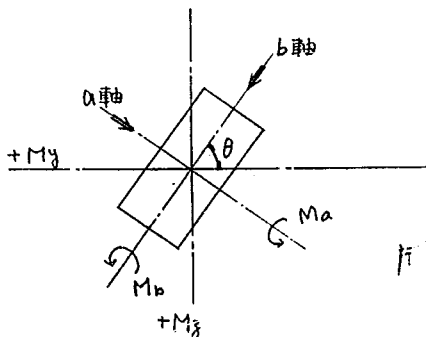


Fig 1.3.14

躯体自重による曲げモーメント

M_{y1} , M_{z1} とする。

b軸方向より水平力が作用した場合のa軸に関する曲げモーメント

$$M_a = 1 M_{y1} + M_{y2} 1 \times \cos \theta + 1 M_{z1} + M_{z2} 1 \times \sin \theta$$

ii) 水平力がa方向より作用した場合

$$M_z = -\sin \theta \times \text{case} - 2 + \cos \theta \times \text{case} - 3$$

$$\therefore M_{y2} = -\sin \theta \times \text{case} - 2 M_y + \cos \theta \times \text{case} - 3 M_y$$

$$M_{z2} = -\sin \theta \times \text{case} - 2 M_z + \cos \theta \times \text{case} - 3 M_z$$

a軸方向より水平力が作用した場合のb軸に関する曲げモーメント

$$M_b = 1 M_{y1} + M_{y2} 1 \times \sin \theta + 1 M_{z1} + M_{z2} 1 \times \cos \theta$$

5) 脚柱の応力度計算

柱の形状はFig 1.3.15 の上図の如き形状をし

ているが、応力度計算では下図のような形状と仮

定しその応力度を検討する事とする。

$$P_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{20648}{162 \times 122} = 0.01045$$

$$P_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{129.05}{122 \times 162} = 0.00653$$

$$A_{s1} = 057 - 8 \text{ 本} = 2581 \times 8 = 206.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 057 - 5 \text{ 本} = 2581 \times 5 = 129.05 \text{ cm}^2$$

応力度の計算結果をTable 1.3.3 に示している。

Table 1.3.3 Results of Analysis - Stress

TYPE		σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	備 考
1	2 6	191 ()	3,700 ()	a
	2 7	185 ()	3540 ()	a
	2 8	145 ()	1850 ()	a
	2 9	181 ()	3210 ()	a
	3 0	138 ()	2590 ()	a
	3 1	206 ()	4080 ()	a
2	2 6	191 ()	3770 ()	a
	2 7	186 ()	3320 ()	a
	2 8	140 ()	2390 ()	b
	2 9	—	—	
	3 0	—	—	
	3 1	—	—	
3	2 6	—	—	
	2 7	—	—	
	2 8	—	—	
	2 9	228 ()	3,180 ()	b
	3 0	166 ()	4,780 ()	a
	3 1	218 ()	4,250 ()	a

() 内は動的解析結果

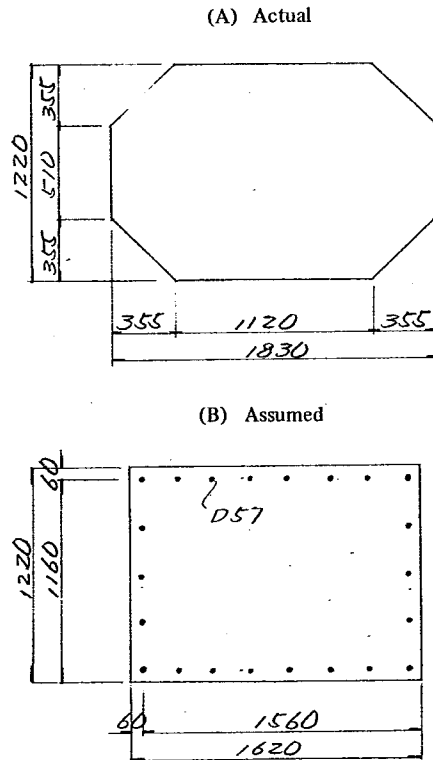


Fig. 1.3.15 Cross Section of Pier

[3] 動的解析

1) モデル

上部構造の値点の位置を静的解析の場合との比較をも考慮して、静的解析のモデルの節点の位置と一致させ、柱は柱長を3等分した、多値点系モデルに置き換えた。ヒンジがはずれる前の状態のモデルTYPE-1、ならびに、ヒンジがはずれた状態のモデルTYPE-2、およびType-3をまとめてFig-1.3.16に示す。

諸定数は静的解析の場合と同杯である。

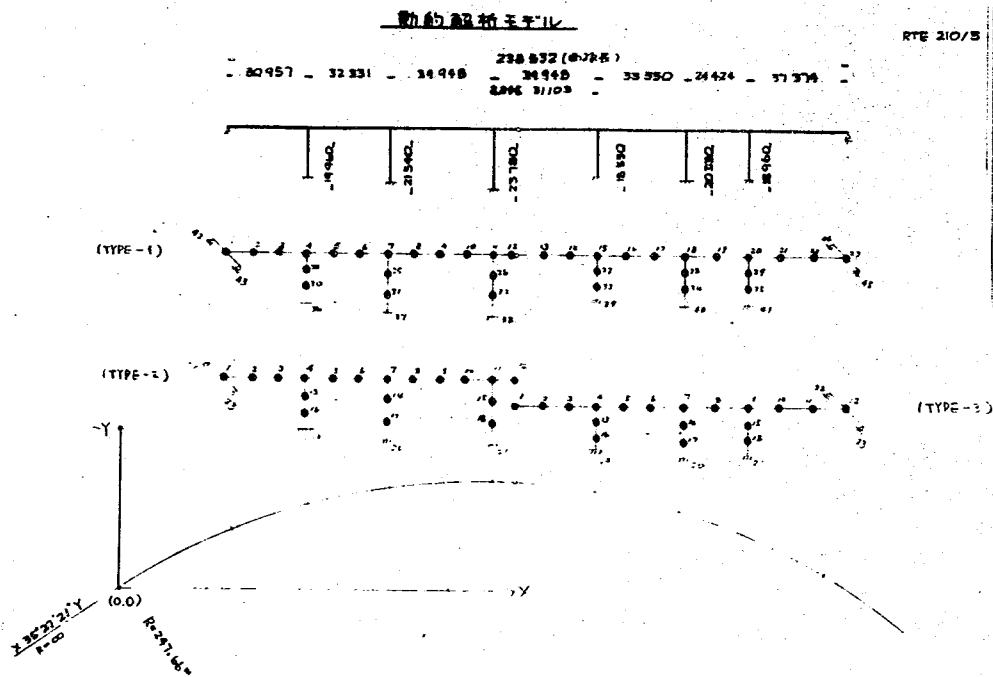


Fig. 1.3.16 Idealization for Dynamic Analysis of RTE 10/5 Separation and Overhead

2) 境界条件

静的解析の場合と同杯である。

3) 地震動の作用方向

曲線橋であるため、入力方向は、静的解析の結果を参考にして断面力の最大値が生じる $\theta = 0^\circ$ (橋軸方向に相対) および 90° (橋軸直角方向に相当) の2方向とした (Fig 1.3.13 参照)。

4) 地震入力

解析に用いた地震入力の種類は次の3種類とし、基盤での入力加速度の最大値は $0.30g$ とした。

i) CASTAIC 2/9/71, N69W (Fig 1.2.6)

計算時間隔は $2/100$ 秒とした。

ii) CASTAIC 2/9/71, N69W応答スペクトル (Fig 1.2.9(B))

iii) 平均応答スペクトル

土木研究所作成の平均応答スペクトル¹⁾(1970 岩盤上)

5) 減衰定数

直接応答の場合は2%とし、応答スペクトルの場合は2%、5%とした。

6) 解析結果

i) 振動モード

Type 1については、Fig 1.3.17 にモデルのスケルトンを、Fig 1.3.18 (A), (B)に振動モード図を示した。つぎに、Type 2については、Fig 1.3.19 にモデルのスケルトンを、Fig 1.3.20 (A), (B)に振動モード図を示した。Type 3については、Type 1およびType 2で有意の差が見出せなかったので、計算を省略した。

ii) 応答被形 (Castaic N69W 成分を入力としたとき)

Type 1, $\theta = 0^\circ$ (橋軸方向の地震入力) の場合について、応答変位をFig 1.3.21 (A)~(O), 応答加速度をFig 1.3.23 (A)~(I), さらに断面力の応答をFig 1.3.23 (A)~(P)にそれぞれ示した。

Type 1, $\theta = 0^\circ$ (振軸直角方向の地震入力) の場合について、応答変位をFig 1.3.24 (A)~(O), 応答加速度をFig 1.3.25 (A)~(I), さらに断面力の応答をFig 1.3.26 (A)~(P)にそれぞれ示した。

またType 2, $\theta = 90^\circ$ (振軸直角方向の地震入力) の場合について、応答変位をFig 1.3.27 (A)~(J), 応答加速度をFig 1.3.28 (A)~(G), さらに断面力の応答をFig 1.3.29 (A)~(G)にそれぞれ示した。

iii) 最大応答値

変位および断面力に関して、最大応答値を求め、静的計算によるものとの比較を行なったものをType 1.3.4(A)~()に示している。

さらに、上記の動的解析から得られた断面力の最大値を用いて、脚拘に作用する応力度を求めて、Type 1.3.3の()内に示した。

1) 栗林栄一, 岩崎敏男, 辻勝成: 地震応答スペクトルにおよぼす諸因子, 土木学会第11回地震震工学研究発表会, 昭和46年7月

Table 1.3.2 (A)

諸 力 表 (TYPE-1)

		㉔ P ₂	㉔ P ₃	㉔ P ₄	㉔ P ₅	㉔ P ₆	㉔ P ₇
θ		78°32'52"	77°08'45"	31°07'07"	31°07'07"	31°07'07"	78°11'04"
$\sin \theta$		0.980091	0.974939	0.516811	0.516811	0.516811	0.978812
$\cos \theta$		0.198551	0.222470	0.856099	0.856099	0.856099	0.204762
case-1	M-y	30.5	-10.6	-6.0	135	412	-661
	M-z	101	202	23	311	317	-45
case-2	M-y	-681.7	-6030	-8096	-9096	-7701	-5295
	M-z	-92.6	-37	25.8	-360	169	187.4
case-3	M-y	-239	213	79.7	-1796	-163	16.7
	M-z	1090.7	10152	675.8	970.7	636.4	1145.9
N (軸力)		6430	6281	7608	6878	4713	6679
	My ²	-158.8	-113.4	-651.9	-871.5	-667.7	-921
	Mz ²	1050.6	988.9	371.3	470.8	343.4	11600
	Ma	1065.1	1011.4	576.3	993.9	730.2	1163.4
	My ²	663.4	592.6	486.6	316.3	384.0	521.7
	Mz ²	307.3	229.5	565.2	849.6	536.1	512
	Mb	743.1	623.0	734.2	924.4	705.8	455.5

Table 1.3.2 (B)

			TYPE-2			TYPE-3	
		㉔ P ₂	㉔ P ₃	㉔ P ₄	㉔ P ₅	㉔ P ₆	㉔ P ₇
θ		78°32'52"	77°08'45"	31°07'07"	31°07'07"	31°07'07"	78°11'04"
$\sin \theta$		0.980091	0.974939	0.516811	0.516811	0.516811	0.978812
$\cos \theta$		0.198551	0.222470	0.856099	0.856099	0.856099	0.204762
case-1	M-y	-339	-105.6	81.6	1909	-364.9	-2190
	M-z	7.1	-0.8	-239	221.6	422	162
case-2	M-y	-710.5	-632.2	-833.5	-862.0	-780.2	-529.2
	M-z	-89.7	-7.3	19.7	-35.5	16.2	196.9
case-3	M-y	-25.7	18.6	8.34	-171.2	-32.9	9.2
	M-z	1093.5	1017.8	671.5	970.4	635.2	1148.7
N (軸力)		6170	7143	5320	1050.1	235.8	724.2
	My	-166.3	-122.5	-670.5	-826.4	-684.9	-99.4
	Mz	1053.9	990.7	363.9	471.1	342.1	1164.7
	Ma	1079.6	1015.8	679.9	902.0	1098.3	1221.1
	My	691.3	620.5	502.2	298.9	375.1	519.9
	Mz	305.0	233.5	564.7	849.1	535.4	42.5
	Mb	706.3	553.8	764.7	1169.7	499.8	306.5

Table 1.3.4 Maximum Response Values

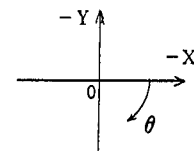
(A) 断面力の比較

(1) $\theta = 0^\circ$ の場合静的計算(S) $\alpha = 0.10g$ 動的計算(D) $\alpha_{max} = 0.30g$

TYPE-1

節 点	区分	F-x	F-y	F-z	M-x	M-y	M-z	t (sec)
30~36	S	-11.0	6.2	-70.2	6.0	-681.7	-92.6	
	D	-12.2	-10.1	-66.7	1.8	-671.7	-103.7	1.76
31~37	S	-5.7	-2.6	-59.1	4.1	-603.0	-3.7	
	D	-7.7	-8.8	-56.4	0.2	-599.7	-105.5	1.74
32~38	S	8.1	-3.4	-69.5	3.2	-809.6	25.8	
	D	5.9	-13.0	63.7	1.1	-786.7	-175.5	1.76
33~39	S	-7.2	9.4	-98.0	5.9	-909.6	-36.0	
	D	-11.5	-3.8	114.2	1.6	-1127.1	-130.9	1.72
34~40	S	-3.1	3.1	-76.1	7.8	-770.1	16.9	
	D	-8.5	-4.1	-86.8	2.5	-939.1	-117.9	1.72
35~41	S	24.9	-12.7	-57.0	11.7	-529.5	187.4	
	D	35.5	7.1	-66.3	6.4	-652.6	-9.9	1.72

(B) 断面力の比較

(2) $\theta = 90^\circ$ の場合静的計算(S) $\alpha = 0.10g$ 動的計算(D) $\alpha_{max} = 0.30g$ 

TYPE-1

(単位: t, t·m)

節 点	区分	F-x	F-y	F-z	M-x	M-y	M-z	t (sec)
30~36	S	4.3	91.5	5.2	23.3	23.9	-1090.7	
	D	3.2	85.3	-14.6	1.0	135.5	1019.5	1.76
31~37	S	-23.3	69.8	0	26.2	21.3	-1015.2	
	D	-21.7	47.9	-11.2	6.7	113.0	743.5	1.78
32~38	S	15.5	43.8	-5.1	24.7	79.7	-675.8	
	D	10.8	25.5	-6.8	8.8	134.0	419.6	1.78
33~39	S	-11.2	79.0	12.6	-32.0	179.6	-970.7	
	D	-4.2	47.1	-6.4	-11.5	175.0	638.3	1.78
34~40	S	-16.6	47.3	-6.3	-22.6	16.3	-636.4	
	D	-18.6	30.9	4.6	-2.1	66.0	472.0	1.72
35~41	S	10.9	98.5	-6.5	-17.6	16.7	-1145.9	
	D	14.1	93.3	2.2	5.2	38.4	1088.4	1.76

TYPE-2

16~19	S	3.8	91.7	5.3	23.3	25.7	-1093.5	
	D	0.7	85.6	-13.8	-0.5	133.5	1021.3	1.76
17~20	S	-21.2	70.1	0.3	26.2	18.6	-1017.8	
	D	-23.5	49.6	-8.3	6.3	98.5	753.4	1.78
18~21	S	6.8	43.9	-5.6	24.5	83.4	-676.5	
	D	8.0	21.1	-9.3	7.1	147.0	390.2	1.76

Table 1.3.4 (c) Maximum Response Values

(C) 変位の比較

RTE 210/5

TYPE-1

〔単位: cm〕

節点	地震 方向 ス	$\theta=0^\circ$		$\theta=90^\circ$	
		X	Y	X	Y
1	S	-10.0	-1.7	0.3	-8.4
	D	-9.9	7.5	2.6	-9.9
4	S	-9.8	-1.1	-0.4	-10.5
	D	-9.8	5.1	3.1	-9.5
7	S	-9.6	-0.6	-1.0	-13.1
	D	-9.8	3.6	3.6	-9.8
11	S	-9.6	-0.0	-1.3	-16.9
	D	-9.8	4.2	3.9	-11.1
12	S	-6.5	0.1	2.4	-17.7
	D	-9.8	4.6	3.9	-11.4
15	S	-6.6	0.6	2.1	-14.5
	D	-8.9	2.4	5.7	-10.1
18	S	-6.8	1.3	1.5	-11.7
	D	-8.9	2.3	-1.1	-9.4
20	S	-7.0	2.0	0.9	-10.2
	D	-9.0	-2.0	-1.9	-9.5
23	S	-7.7	3.4	0.2	-8.7
	D	-9.5	-3.8	-3.9	-10.4

(注) S: 静的計算による値

 $\alpha=0.10g$

D: 動的計算による最大値

 $\alpha_{\max}=0.30g$

Table 1.3.7 (A) Results of Dynamic Analyses (Displacements)

変位の比較

FOOTHILL BLVD

〔単位: cm〕

節点	地震 方向 ス	$\theta=0^\circ$		$\theta=90^\circ$	
		X	Y	X	Y
1	S	-3.0	0.1	-0.1	2.5
	D	3.0	-0.9		
9	S	-3.0	0.2	-0.1	2.7
	D	3.0	-0.8		
21	S	-3.0	0.2	-0.1	3.0
	D	2.9	-0.6		
33	S	-3.0	0.2	-0.1	3.7
	D	3.0	-0.5		
41	S	-3.0	0.3	-0.0	4.8
	D	3.0	-0.6		
4	S	-3.0	0.2	-0.4	3.0
	D	2.9	-0.8		
12	S	-3.0	0.2	-0.4	3.2
	D	2.9	-0.7		
24	S	-3.0	0.3	-0.4	3.5
	D	2.9	-0.5		
36	S	-3.0	0.3	-0.5	4.4
	D	3.0	-0.5		
44	S	-3.0	0.4	-0.5	5.7
	D	3.0	-0.6		

(注) S: 静的計算による値

 $(\alpha=0.46g \text{ の場合})$

D: 動的計算による最大値

 $(\alpha_{\max}=0.30g \text{ の場合})$

Table 1.3.7 (B) Results of Dynamic Analyses (Stresses)

 $\sigma_{ck} = 228 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_a = \text{kg/cm}^2$

モノグラム RG-B4

FOOTHILL (動的計算)

断面 鉛直 位置 記号	単位	FOOTHILL (動的計算)				動的モデルの 格点番号
		74 (30)	35 (43)	11 (11)	76 (32)	
M	t-m	872.5	541.7	450.7	841.1	
N	t	308.5	266.5	204.1	355.3	
Q	t	240.2	80.4	64.2	241.8	
b(r)	cm	63	"	"		
h(r')	cm	54	"	"		
d'	cm	9	"	"		
d(t)	cm					
As'	cm ²	19-D57 490.4	18-D57 464.6	22-D43 319.4	19-D57 490.4	
np		0.590	0.583	0.401	0.590	
As'	cm ²					
np'						
e	cm	283	203	221	234	
r'/r		0.86	"	"	"	
M=M+Nr		1,066.9	709.6	579.3	1,064.9	
e/r		4.5	3.2	3.5	2.4	
M/r ³		426.7	283.8	231.7	425.9	
Q/r ²		60.5	20.3	16.2	60.9	
C		0.79	0.75	0.95	0.70	
S		0.88	0.78	1.13	0.68	
Z		0.40	0.40	0.40	0.40	
σ_c	kg/cm ²	337	213	220	298	
σ_s	kg/cm ²	5,630	3,320	3,930	4,450	
τ	kg/cm ²	24.2	8.1	6.5	24.4	
備考		応力超過			応力超過	

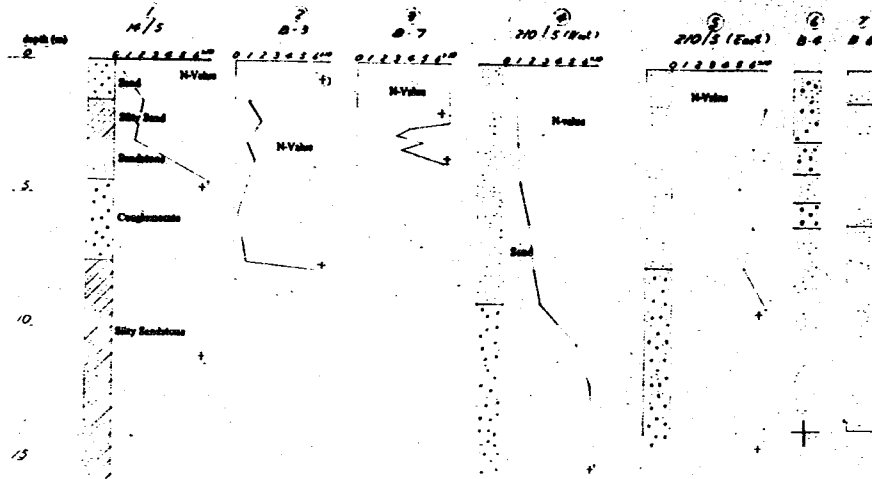


Fig. 1.3.12 (A) Idealization for static Analysis of RET 210/5 Separation overhead [Type 1]

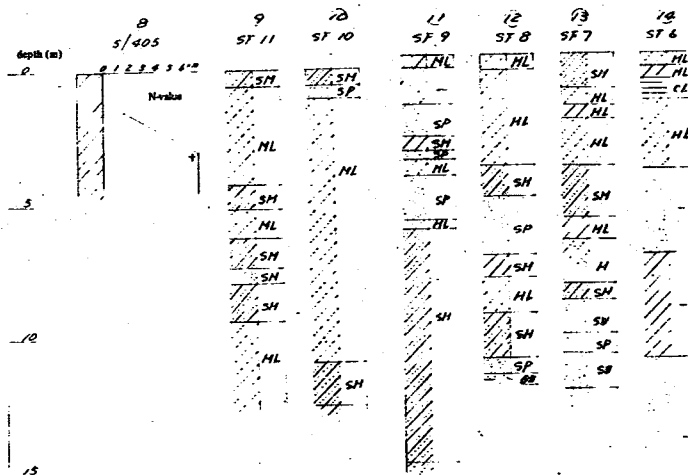


Fig. 1.3.12 (B) Idealization for static Analysis of RET 210/5 Separation overhead [Type 2]

Fig. 1.3.12 (C) Idealization for static Analysis of RET 210/5 Separation overhead [Type 3]

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
SKELETON

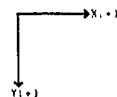
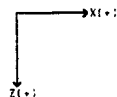
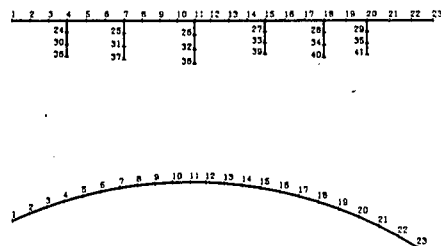


Fig. 1.3.17

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
FREE VIBRATION MODE

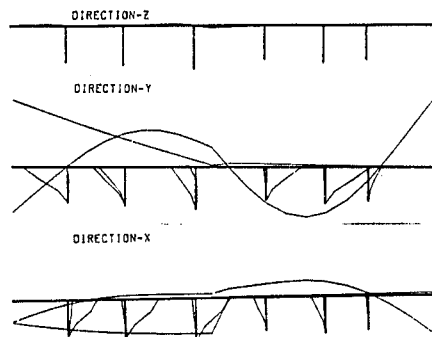


Fig. 1.3.18 (B)

	T_{sec}	M_k
4	1.89	0.01
5	1.64	21.87
6	0.76	0.00

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
FREE VIBRATION MODE

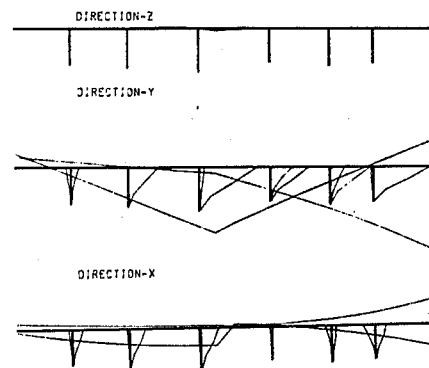


Fig. 1.3.18 (A)

	T_{sec}	M_k
1	2.50	29.17
2	2.17	16.77
3	2.09	6.71

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-2) ***
SKELETON

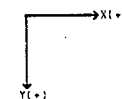
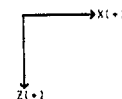
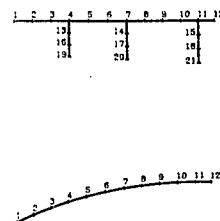
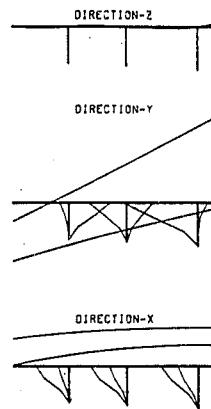


Fig. 1.3.19

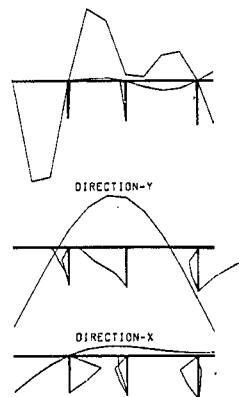
*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-2) ***
FREE VIBRATION MODE



	T _{sec}	M _z
1	2.51	38.20
2	2.12	34.76
3	1.85	0.44

Fig. 1.3.20 (A)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-2) ***
FREE VIBRATION MODE
DIRECTION-Z



	T _{sec}	M _z
4	0.47	0.00
5	0.42	4.50
6	0.27	0.02

Fig. 1.3.20 (B)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 1

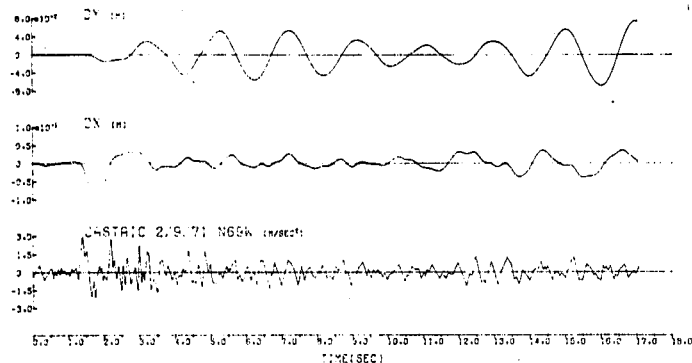


Fig. 1.3.21 (A)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 4

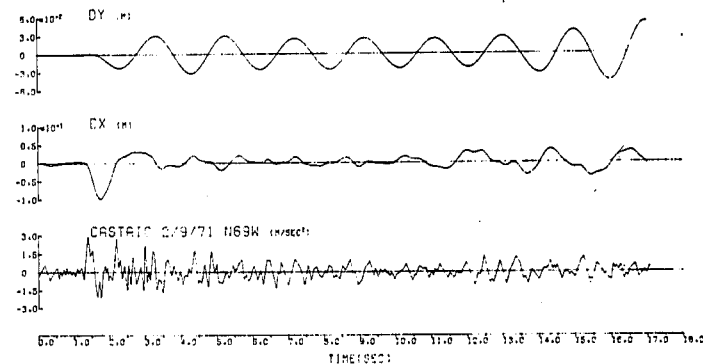


Fig. 1.3.21 (B)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 7

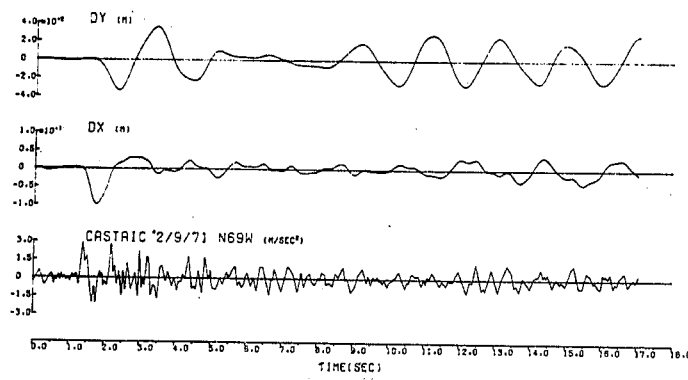


Fig. 1.3.21 (C)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 11

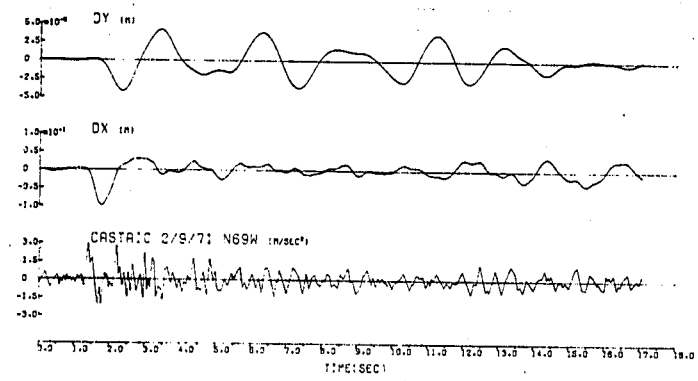


Fig. 1.3.21 (E)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 9

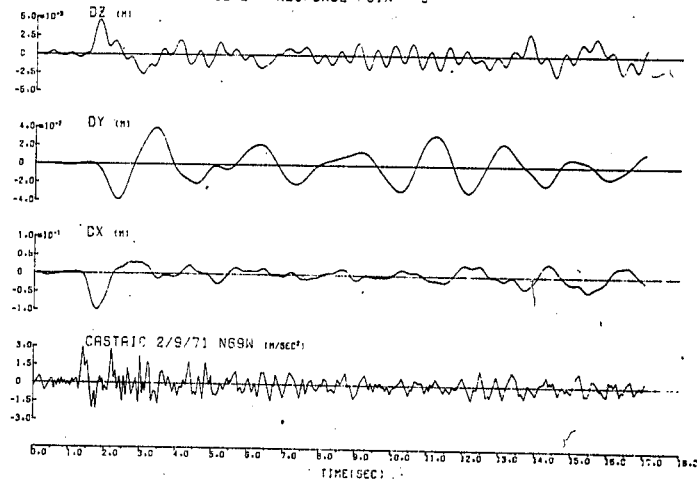
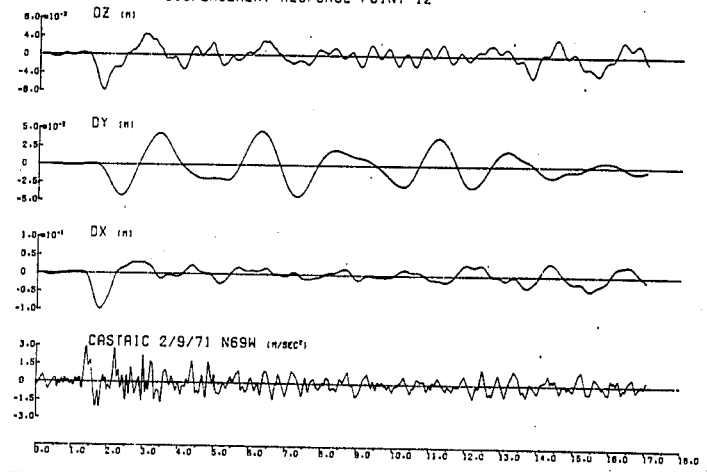


Fig. 1.3.21 (D)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 12



*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 13

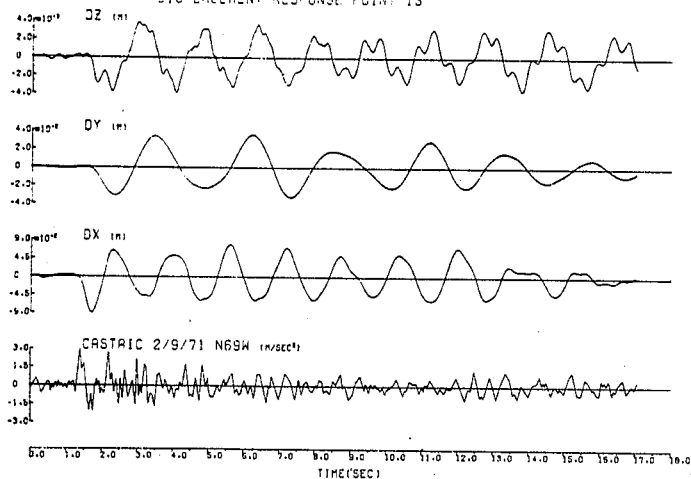


Fig. 1.3.21 (G)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 18

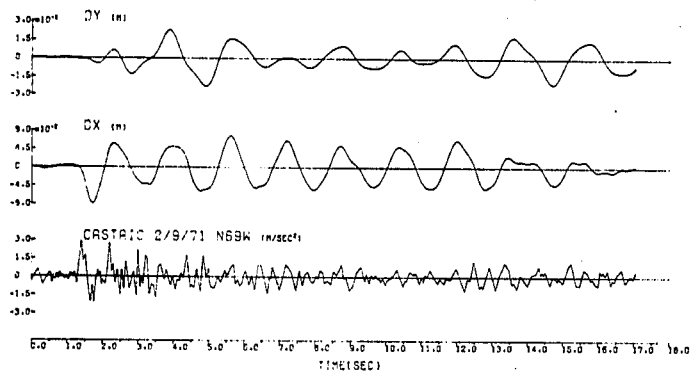


Fig. 1.3.21 (I)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 15

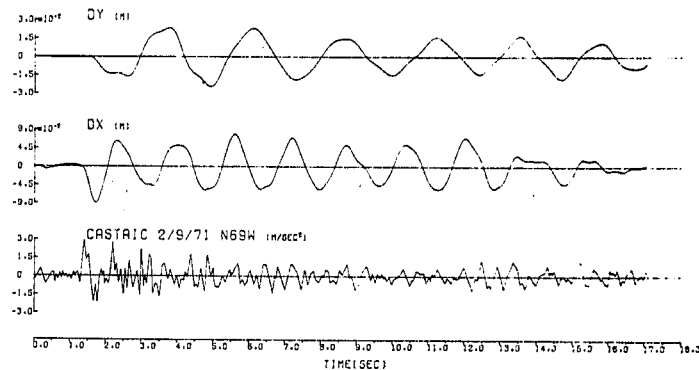


Fig. 1.3.21 (H)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 20

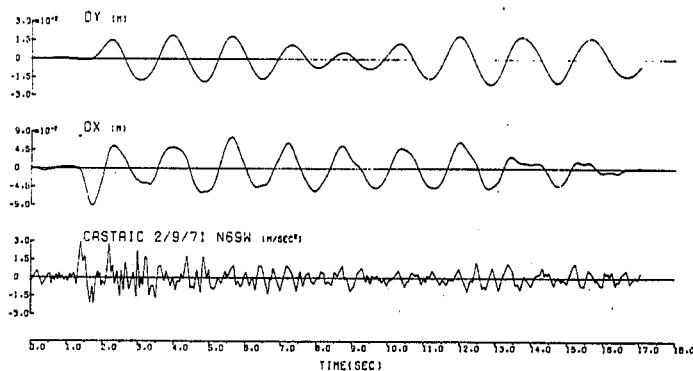


Fig. 1.3.21 (J)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 23

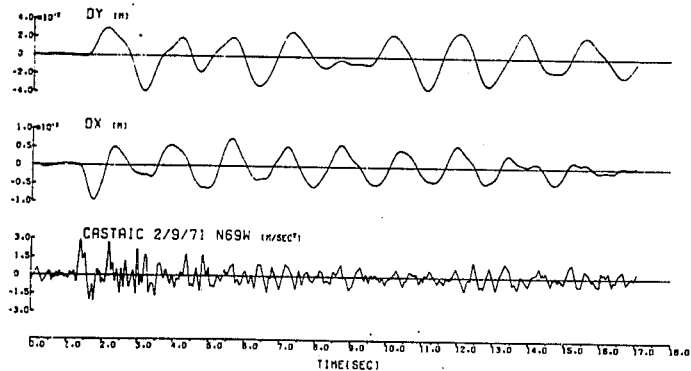


Fig. 1.3.21 (K)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 25

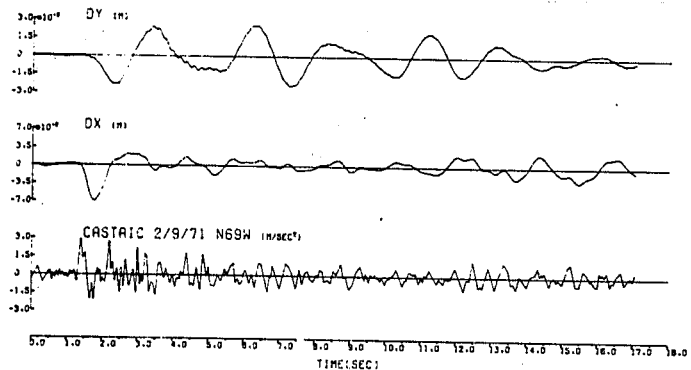


Fig. 1.3.21 (M)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 25

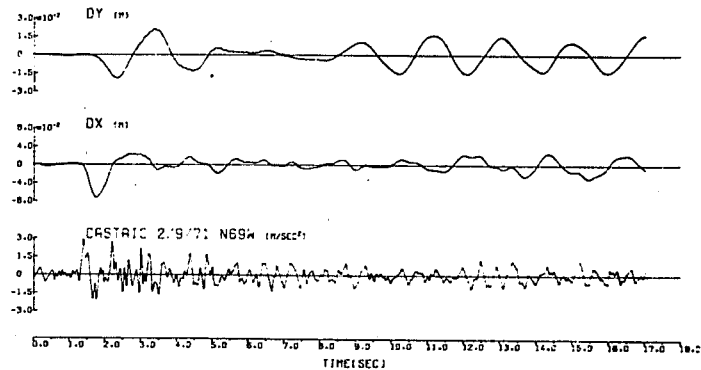


Fig. 1.3.21 (L)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 31

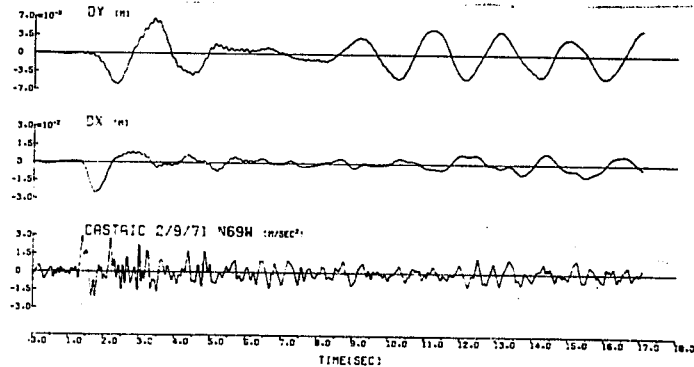


Fig. 1.3.21 (N)

■ ■ RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ■ ■
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 32

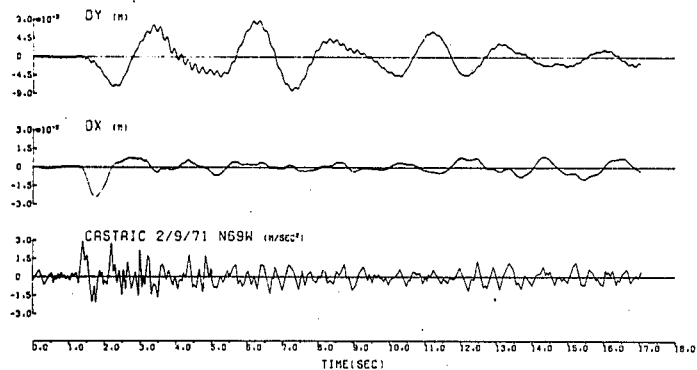
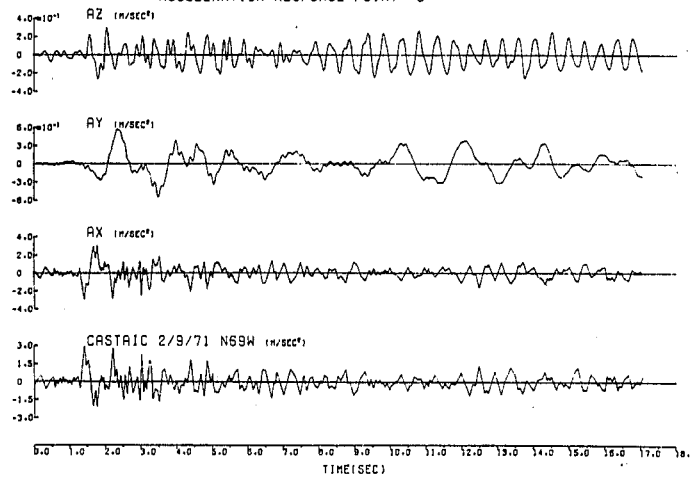


Fig. 1.3.21 (O)

■ ■ RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ■ ■
ACCELERATION RESPONSE POINT 9



■ ■ RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ■ ■ 3-3
ACCELERATION RESPONSE POINT 7

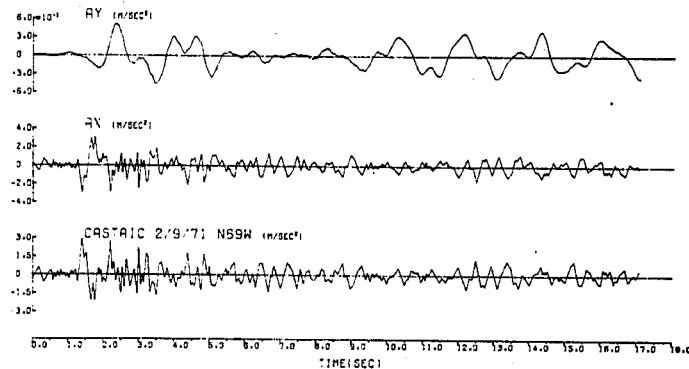


Fig. 1.3.22 (A)

■ ■ RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ■ ■
ACCELERATION RESPONSE POINT 11

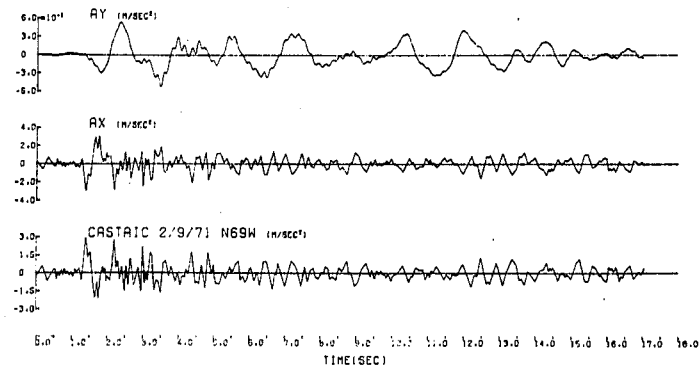


Fig. 1.3.22 (C)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 13

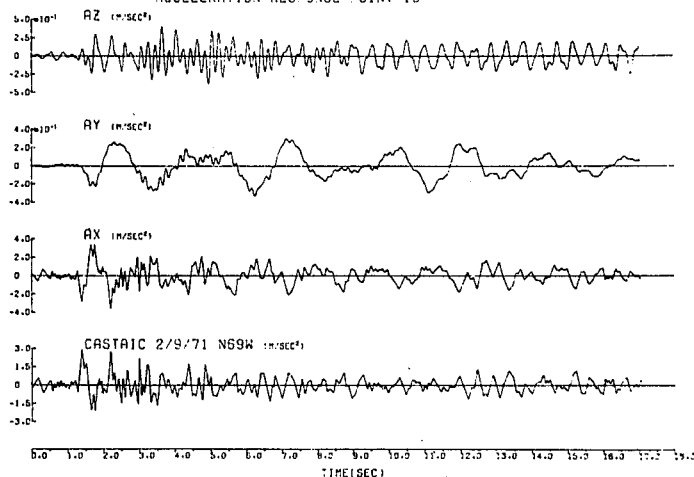


Fig. 1.3.22 (D)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 25

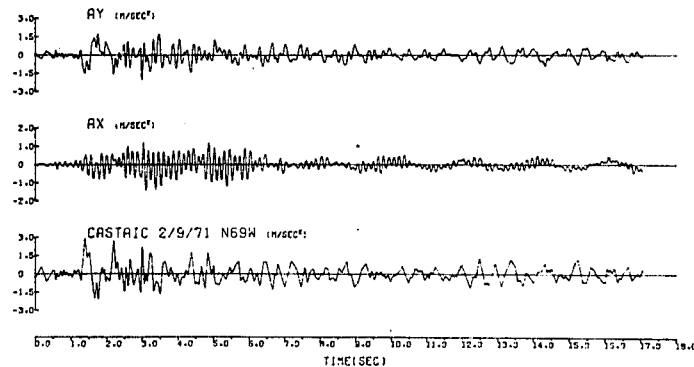


Fig. 1.3.22 (F)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 15

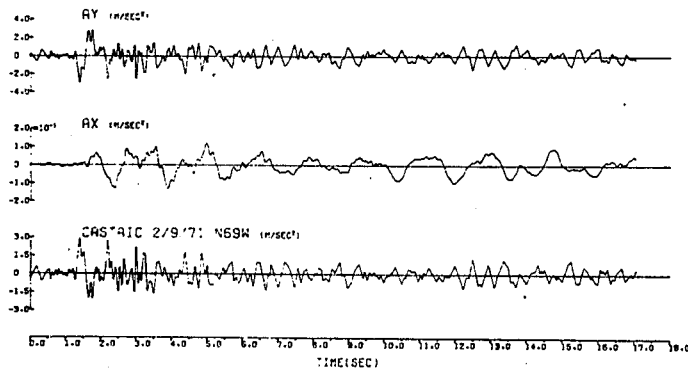


Fig. 1.3.22 (E)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 26

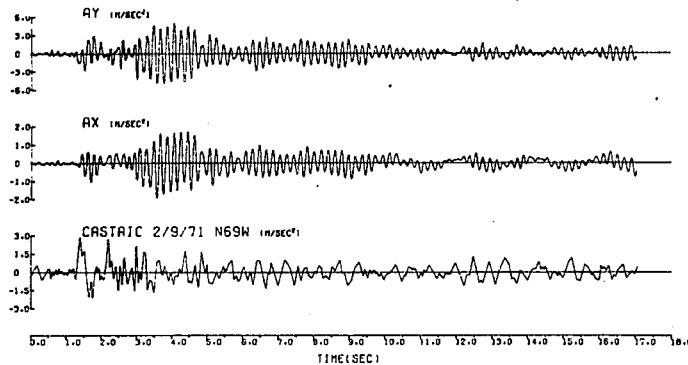


Fig. 1.3.22 (G)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
ACCELERATION RESPONSE POINT 31

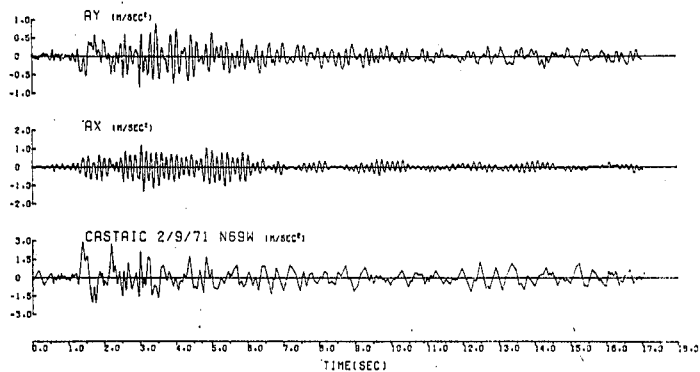


Fig. 1.3.22 (H)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
ACCELERATION RESPONSE POINT 32

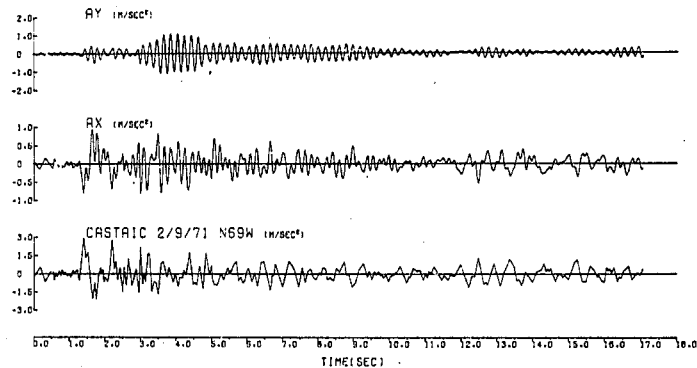
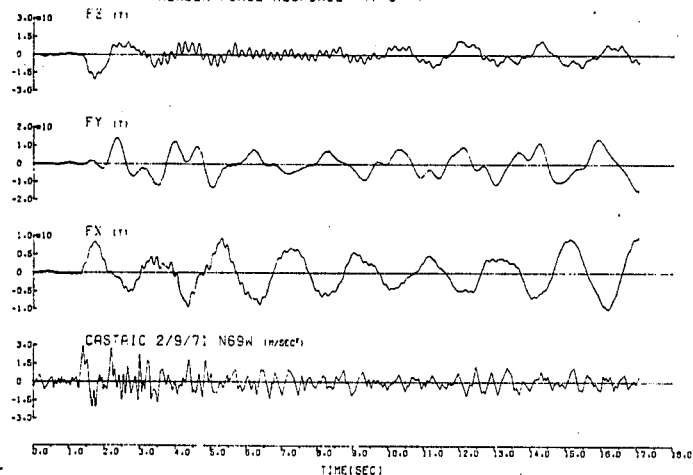
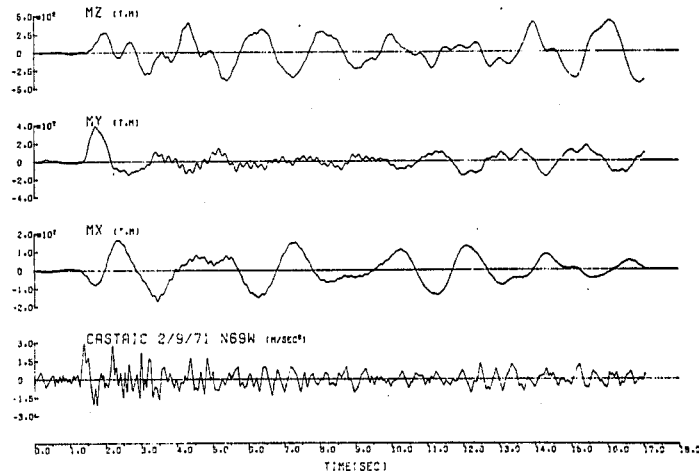


Fig. 1.3.22 (I)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4



*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 7-8-7

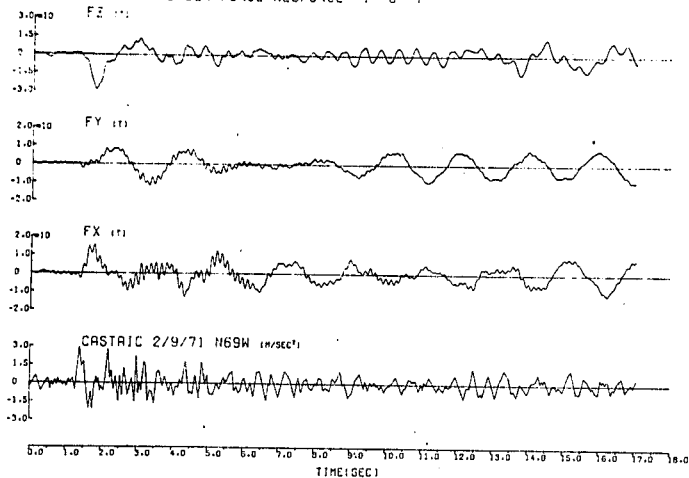
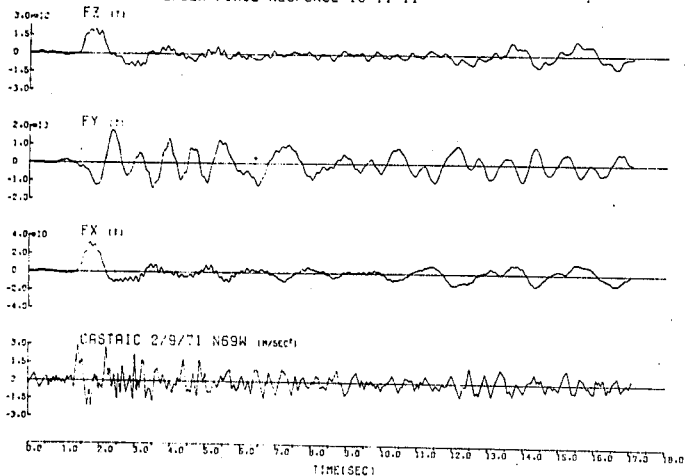


Fig. 1.3.22 (B)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 10-11-11



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 7-8-7

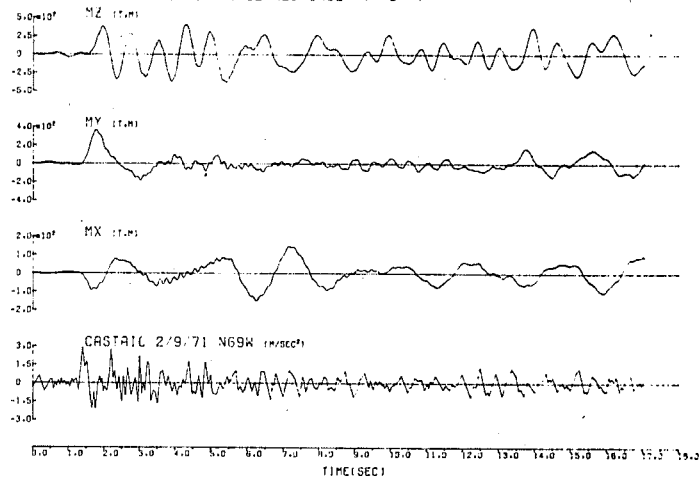
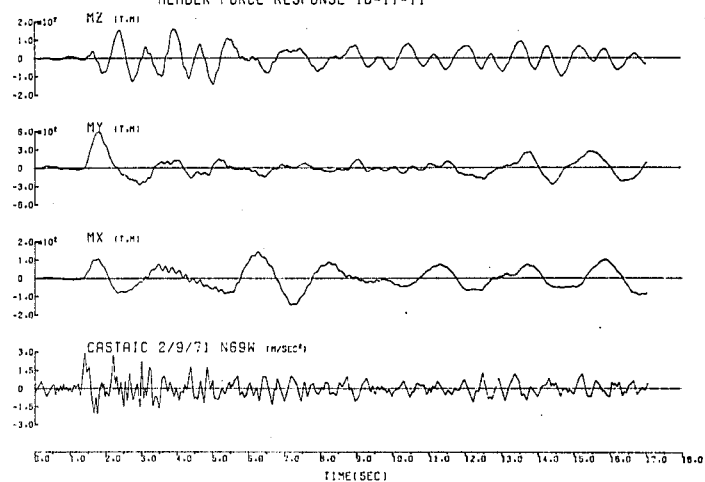


Fig. 1.3.23 (B')

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 10-11-11



== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 11-12-11

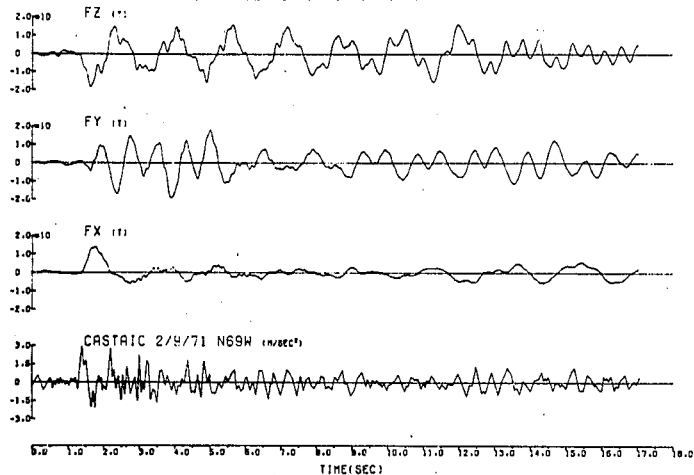
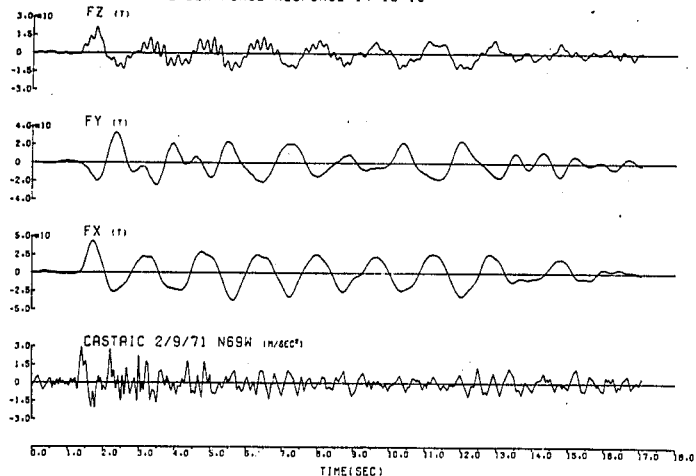


Fig. 1.3.23 (D)

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 14-15-15



== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 11-12-11

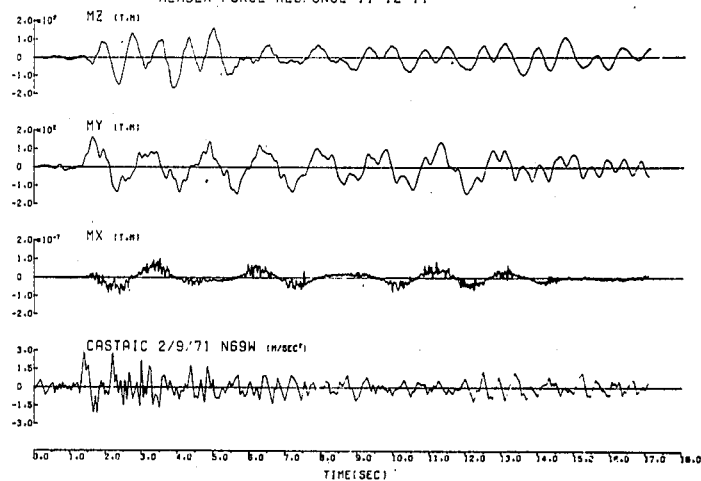
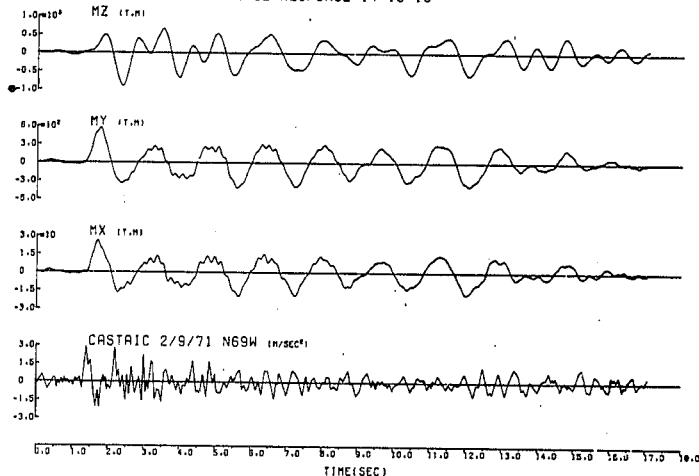
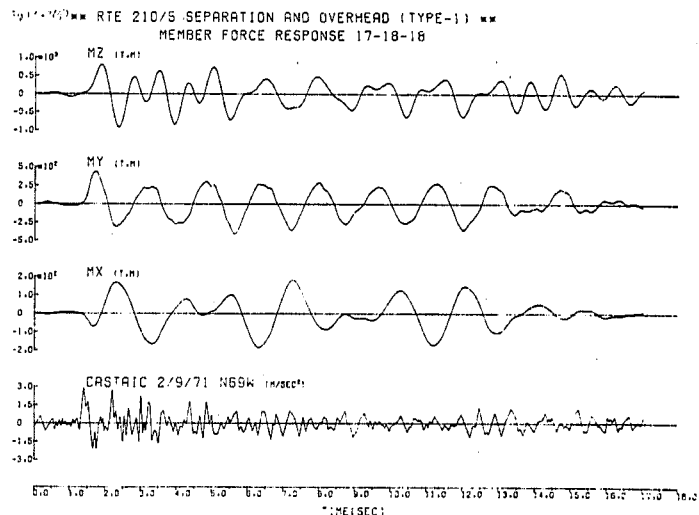
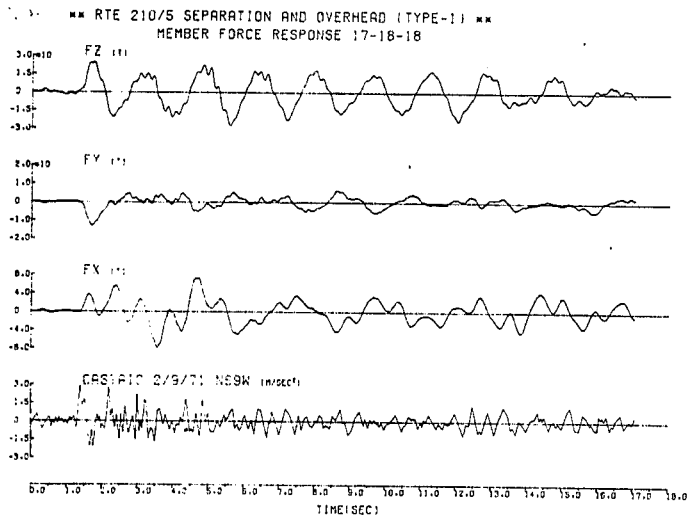
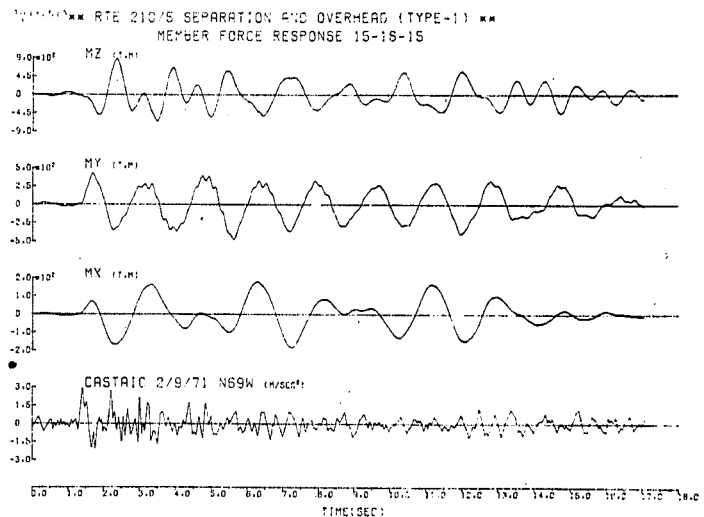
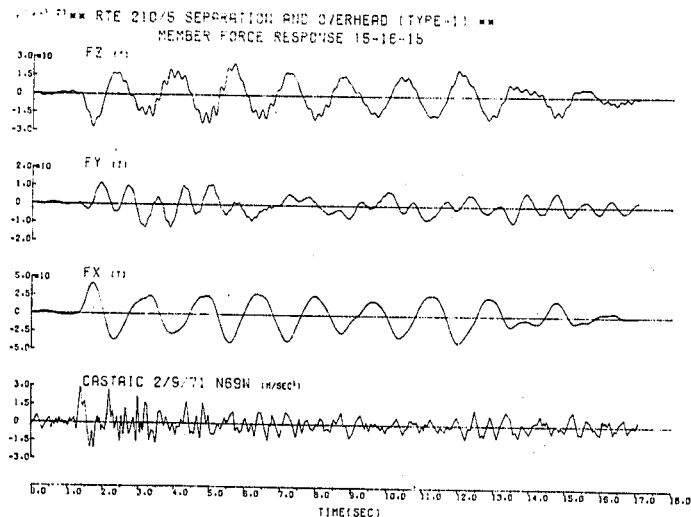


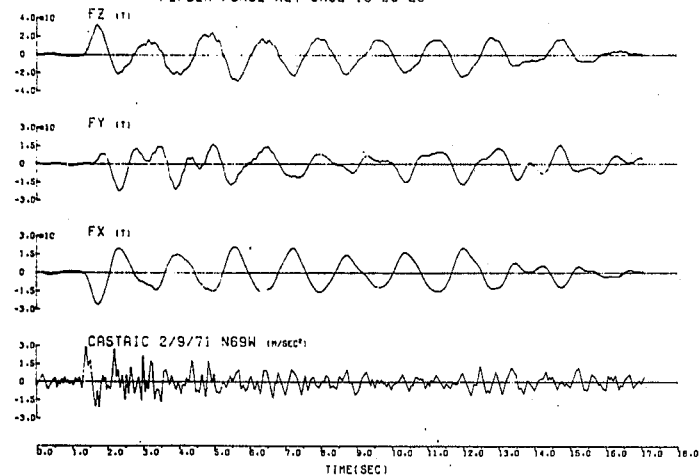
Fig. 1.3.23 (D')

== RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 14-15-15

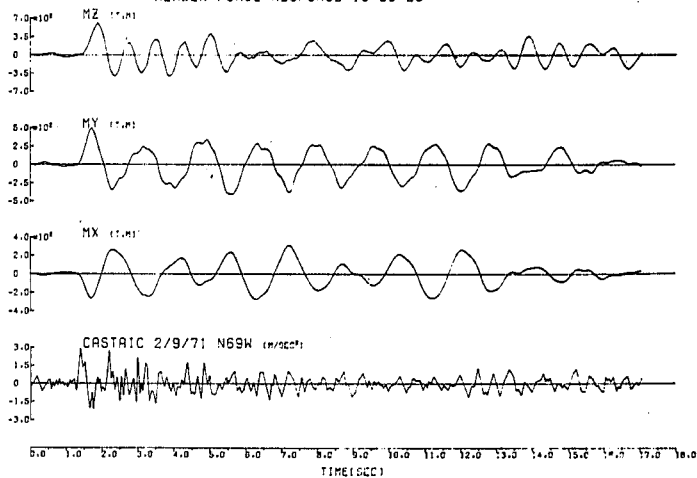




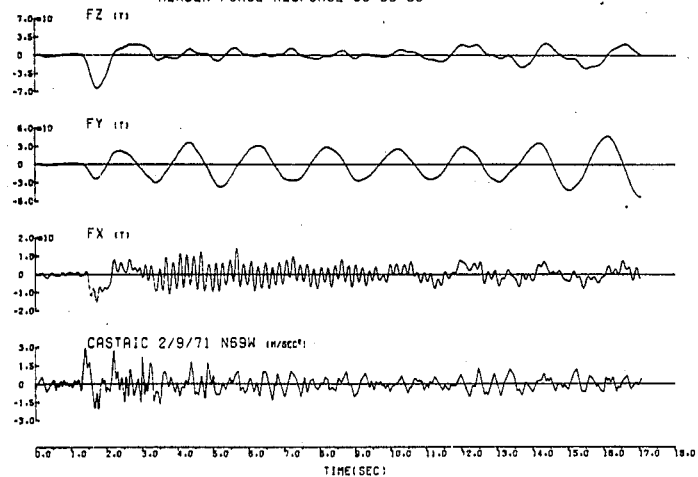
RTE 210'S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 19-20-20



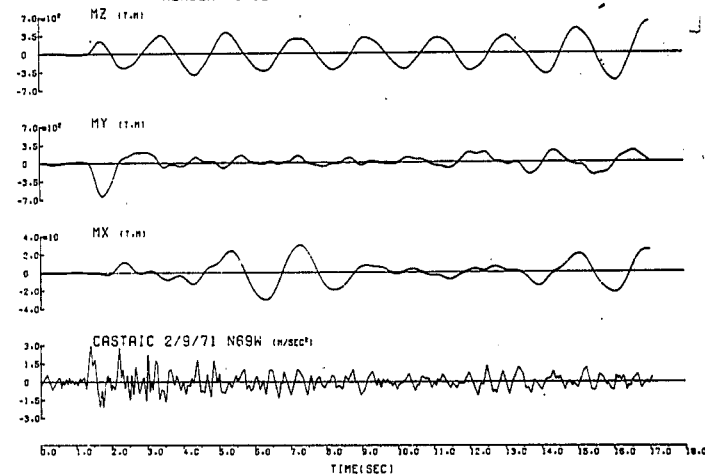
RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 19-20-20

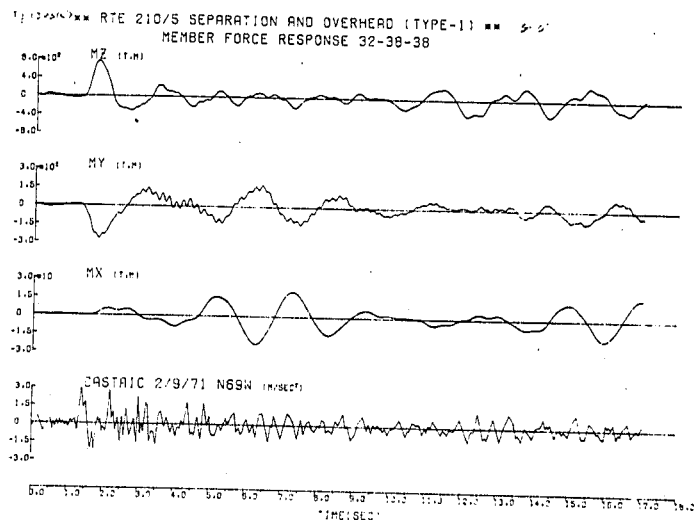
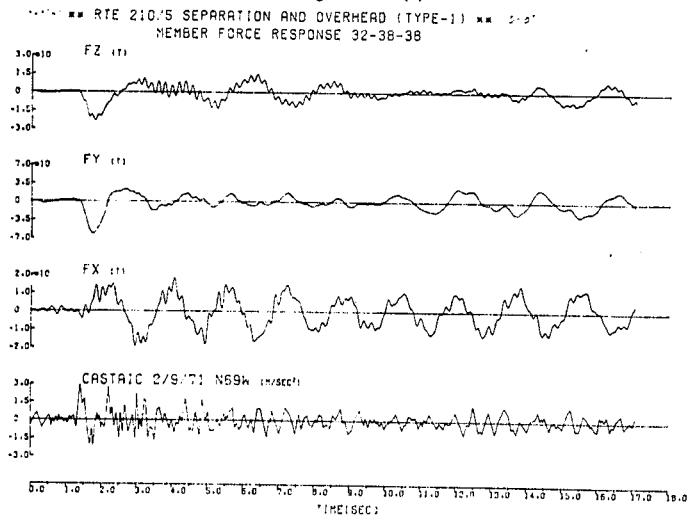
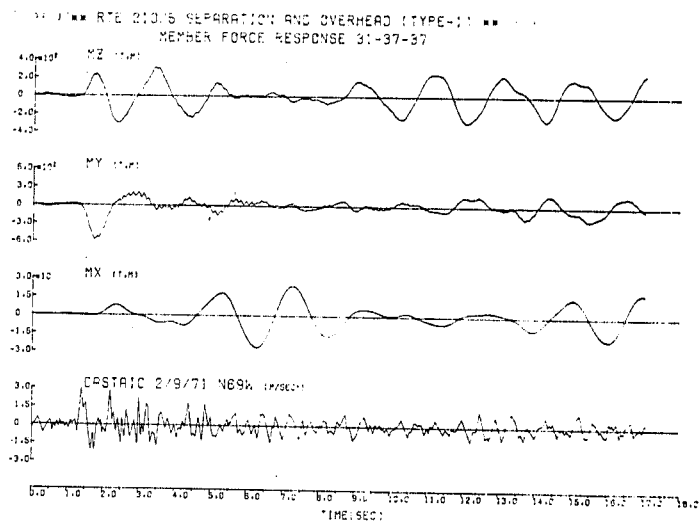
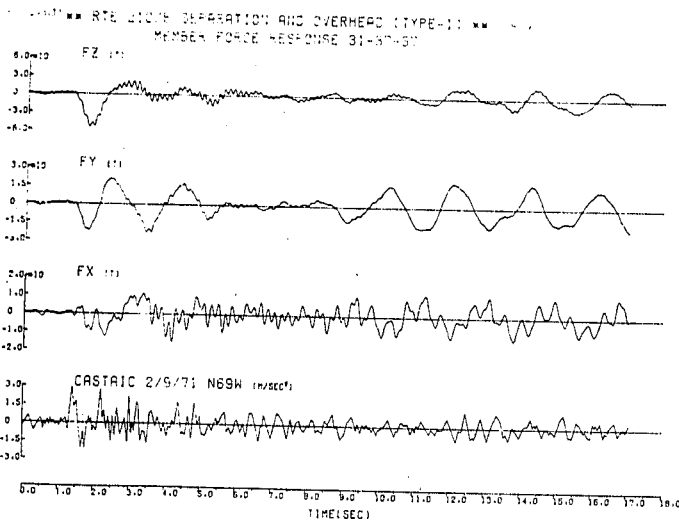


RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 30-36-36



RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 30-36-36





*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 33-39-39

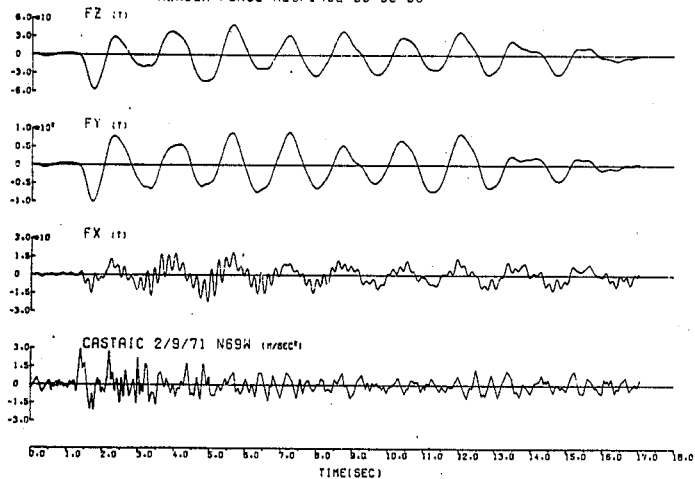
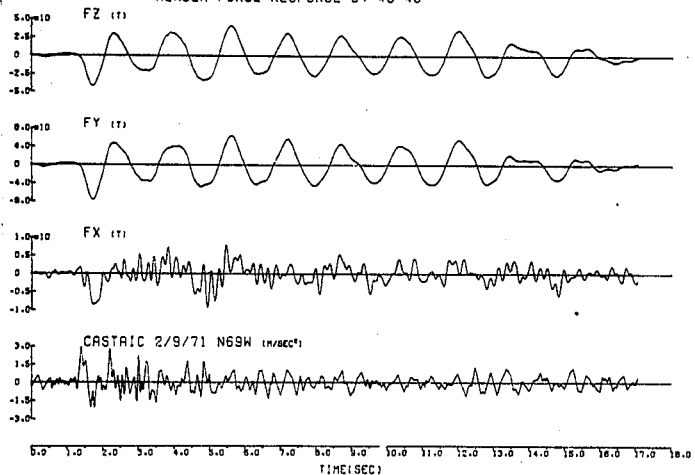


Fig. 1.3.23 (L)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 34-40-40



*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 33-39-39

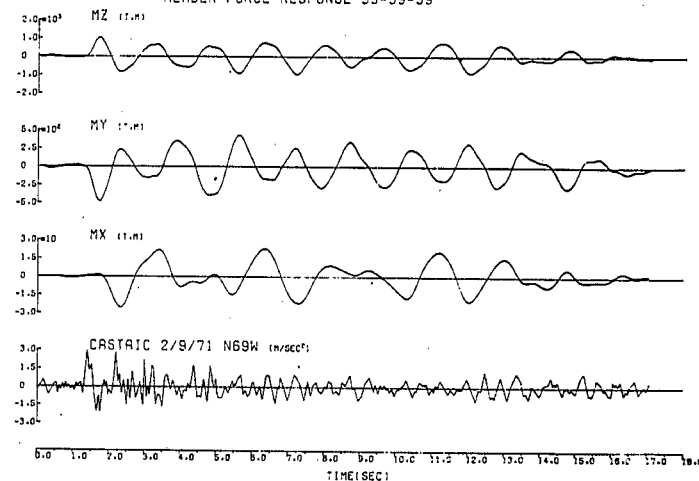
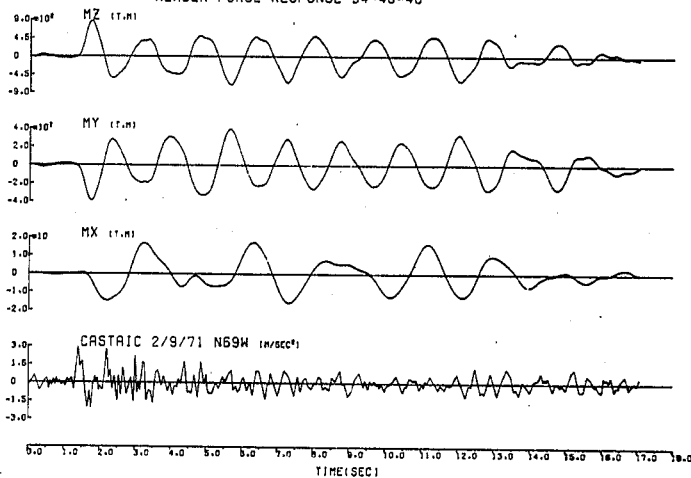


Fig. 1.3.23 (L')

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 34-40-40



RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 35-41-41

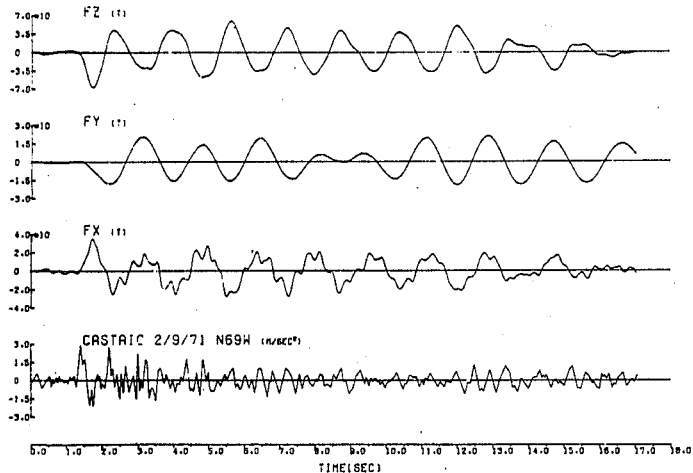
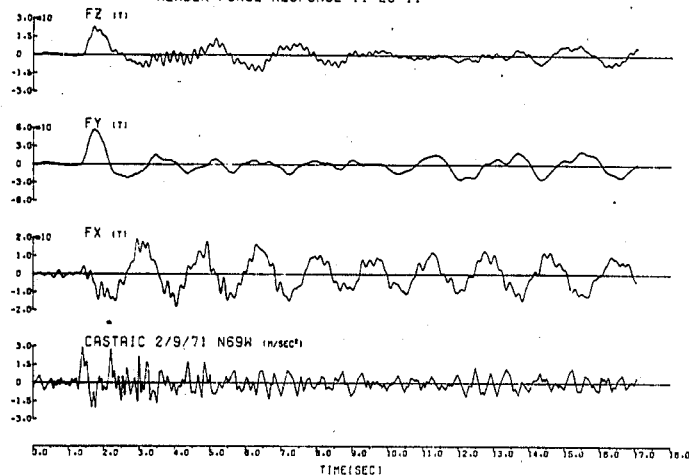


Fig. 1.3.23 (N)

RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 11-26-11



RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 35-41-41

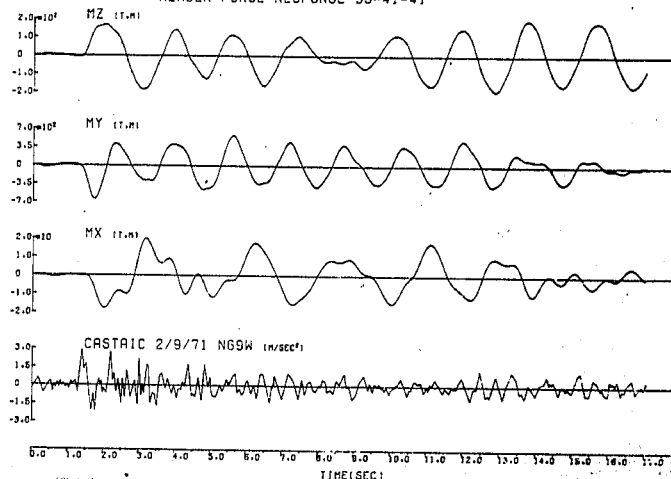
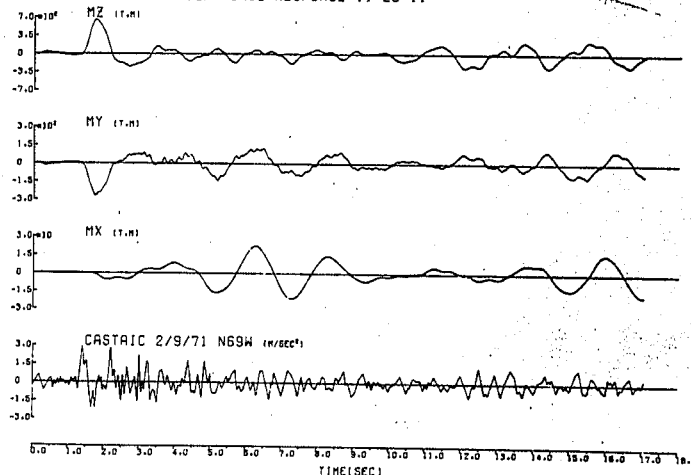


Fig. 1.3.23 (N)

RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) MEMBER FORCE RESPONSE 11-26-11



*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 12-13-12

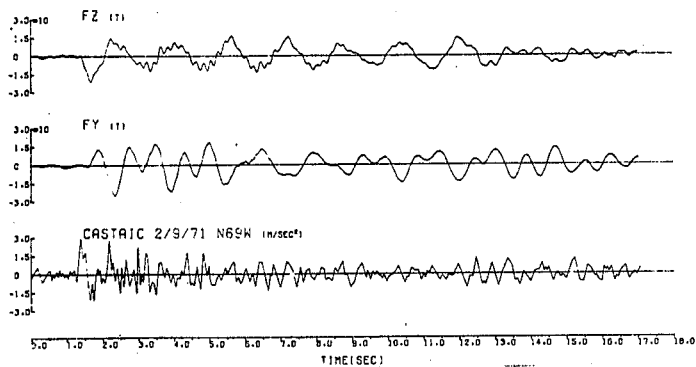


Fig. 1.3.23 (P)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 4

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 1

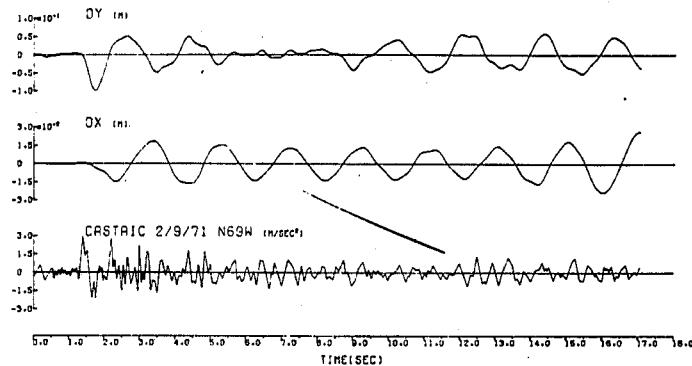
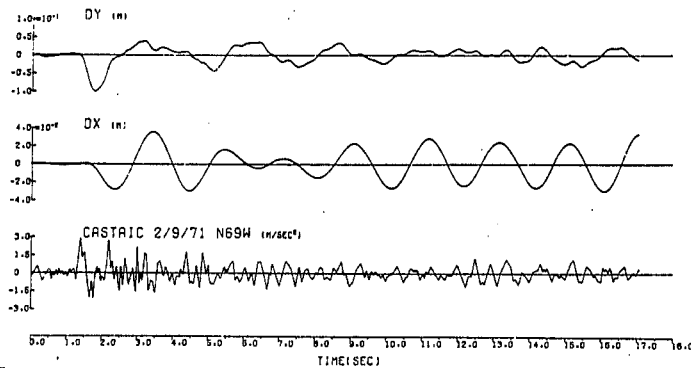
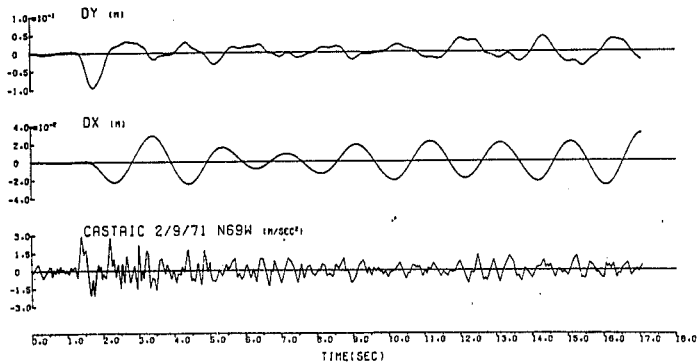


Fig. 1.3.24(A)

*** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 7



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 9

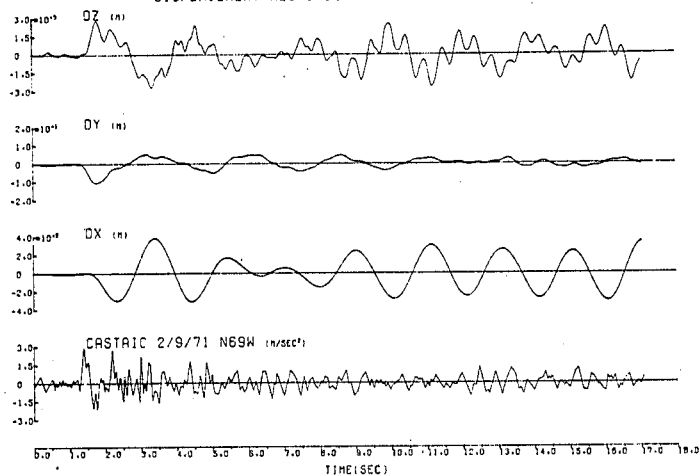


Fig. 1.3.24 (D)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 11

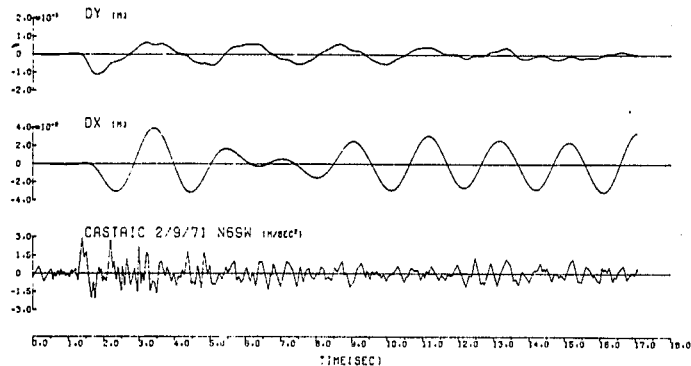


Fig. 1.3.24 (F)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 13

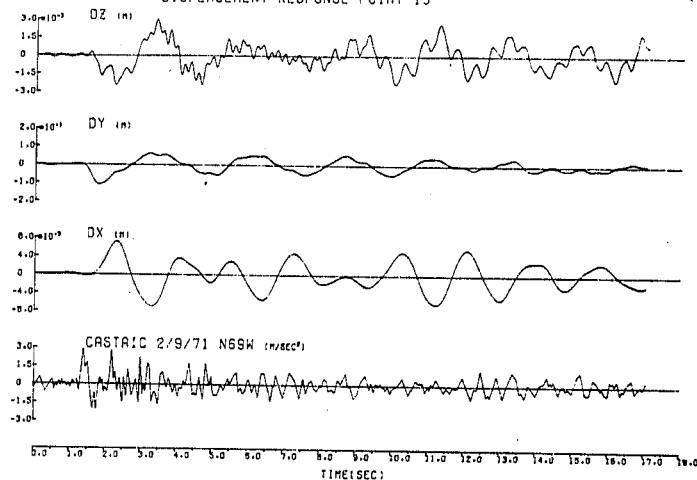
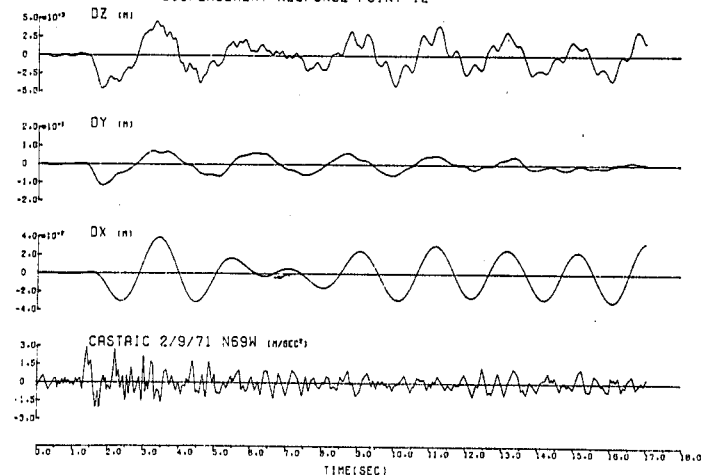


Fig. 1.3.24 (E)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 12



7 ** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) **
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 15

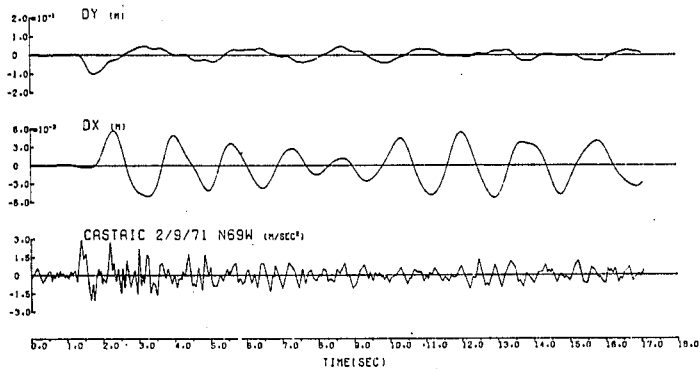


Fig. 1.3.24 (H)

7 ** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) **
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 20

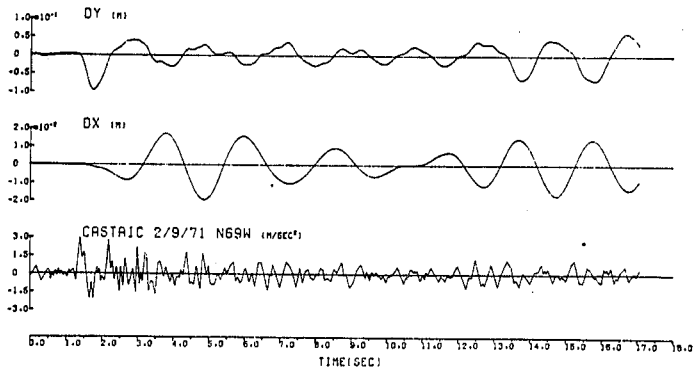


Fig. 1.3.24 (J)

7 ** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) **
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 18

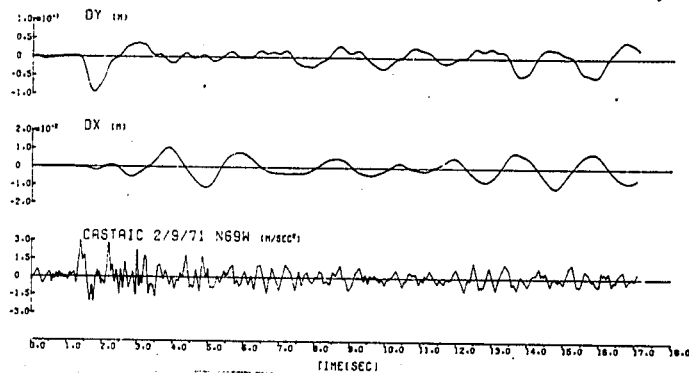


Fig. 1.3.24 (I)

7 ** RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) **
DISPLACEMENT RESPONSE POINT 23

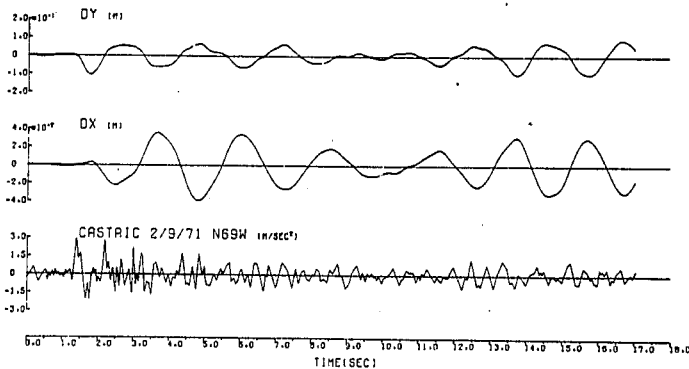


Fig. 1.3.24 (K)

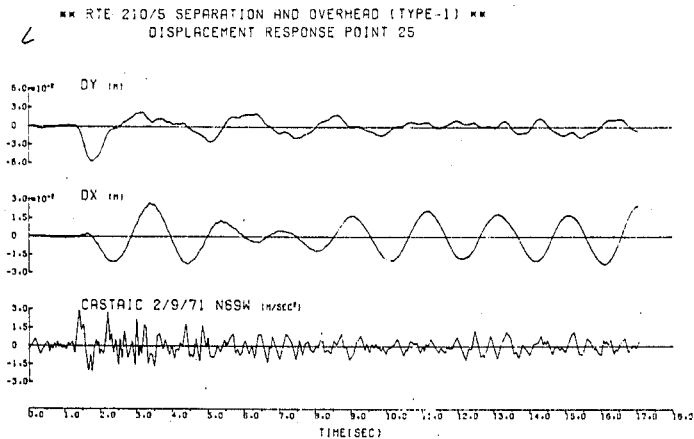


Fig. 1.3.24 (L)

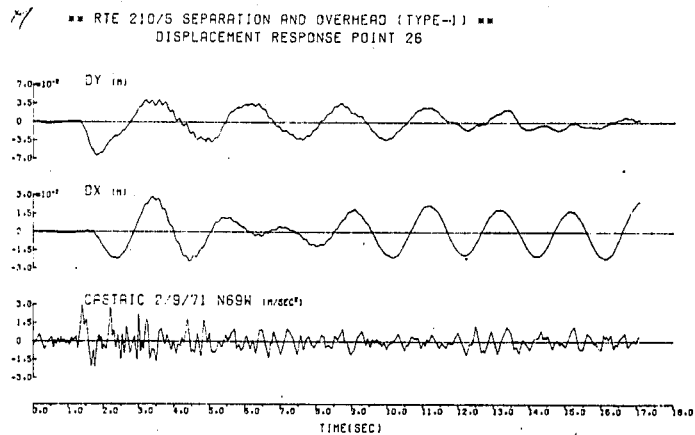


Fig. 1.3.24 (M)

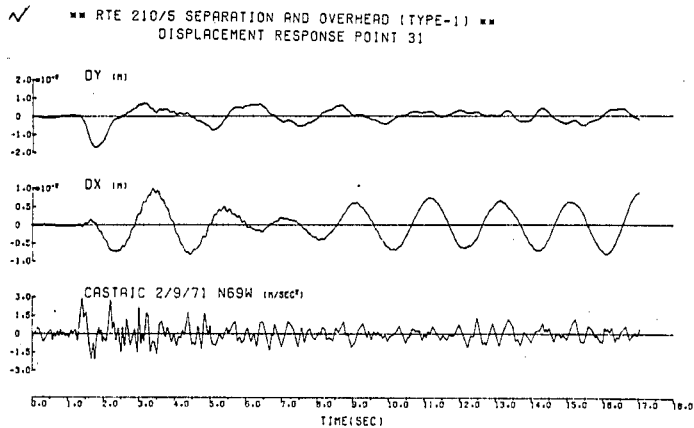


Fig. 1.3.24 (N)

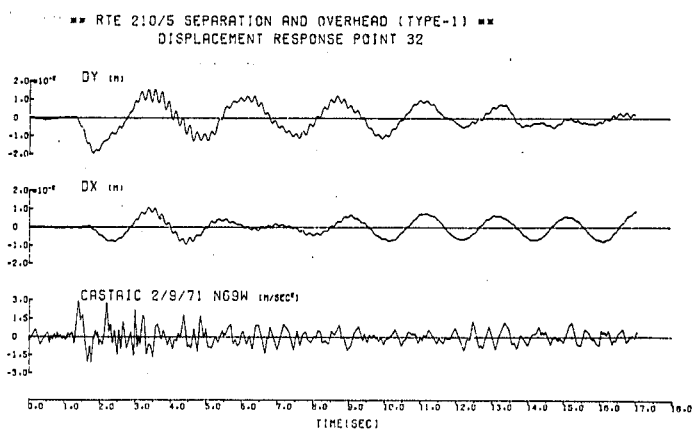


Fig. 1.3.24 (O)

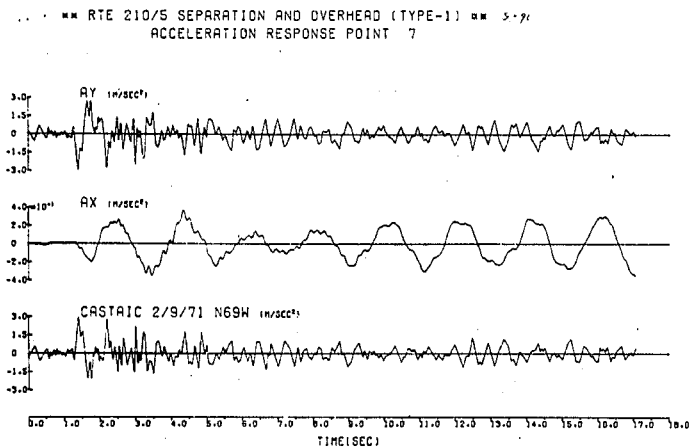


Fig. 1.3.25 (A)

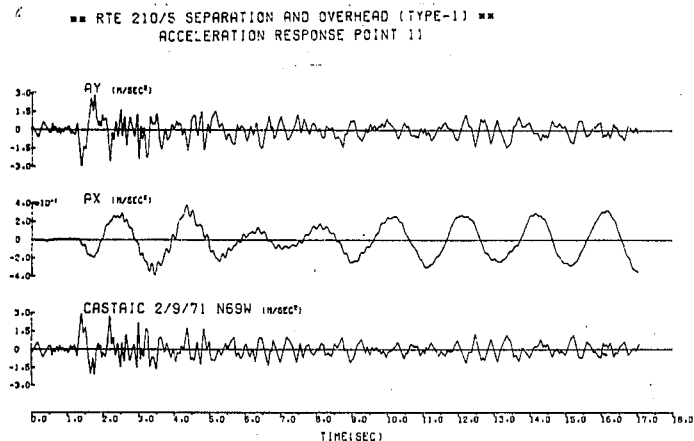


Fig. 1.3.25 (C)

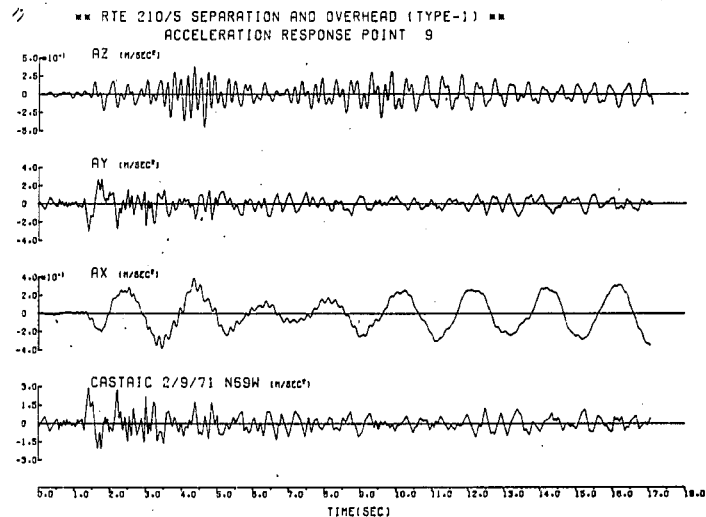
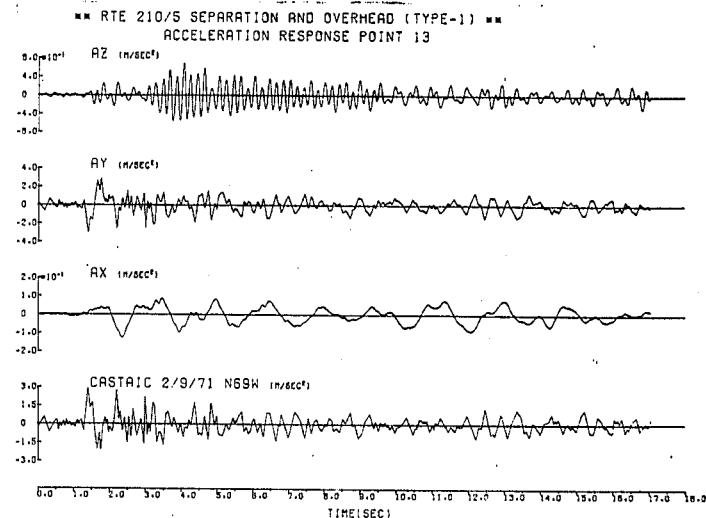


Fig. 1.3.25 (B)



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 15

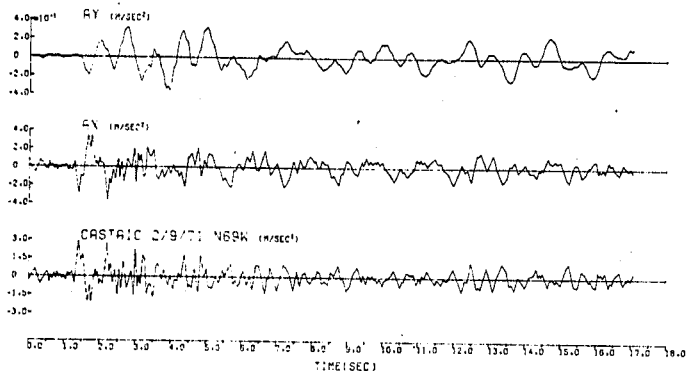


Fig. 1.3.25 (E)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 25

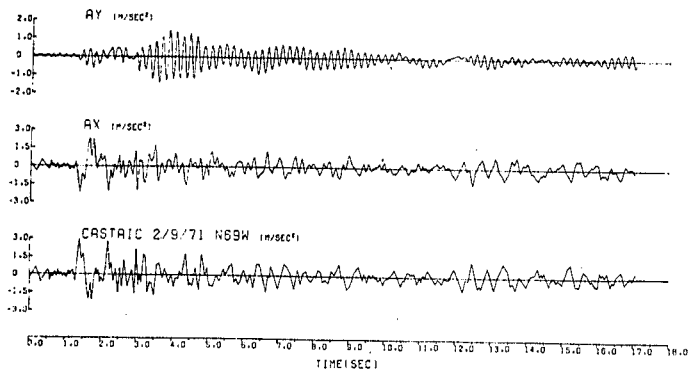


Fig. 1.3.25 (G)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 25

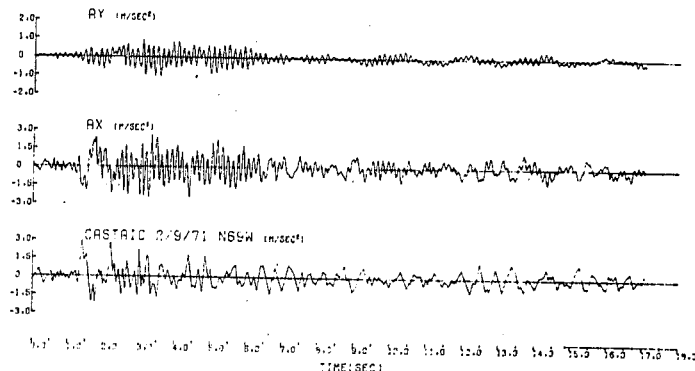


Fig. 1.3.25 (F)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
ACCELERATION RESPONSE POINT 31

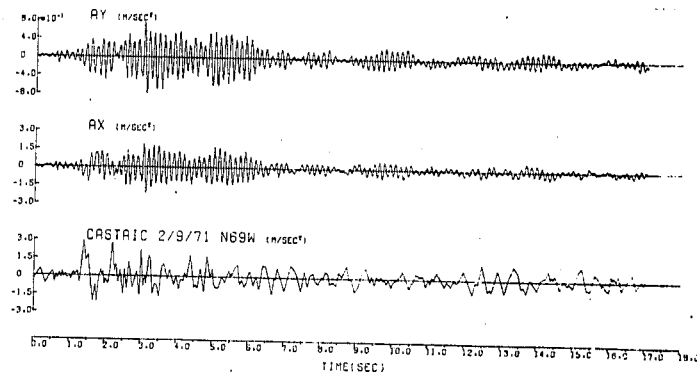


Fig. 1.3.25 (H)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
ACCELERATION RESPONSE POINT 32

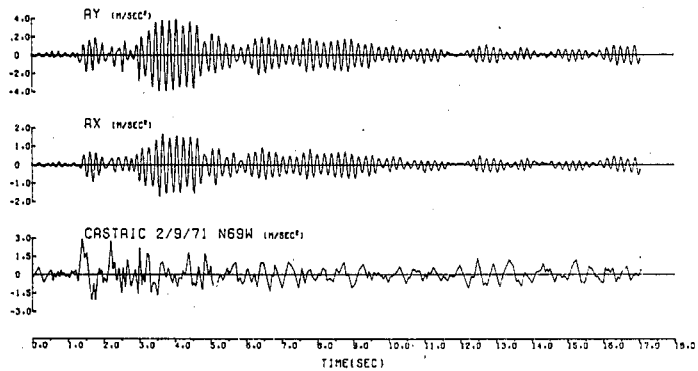
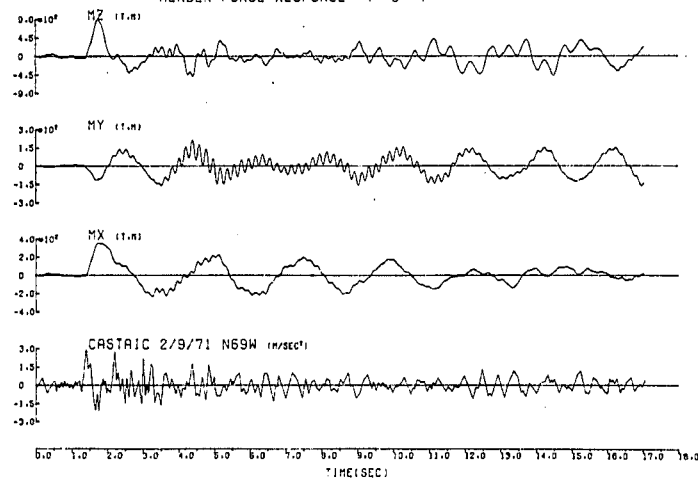


Fig. 1.3.25 (I)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4



*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4

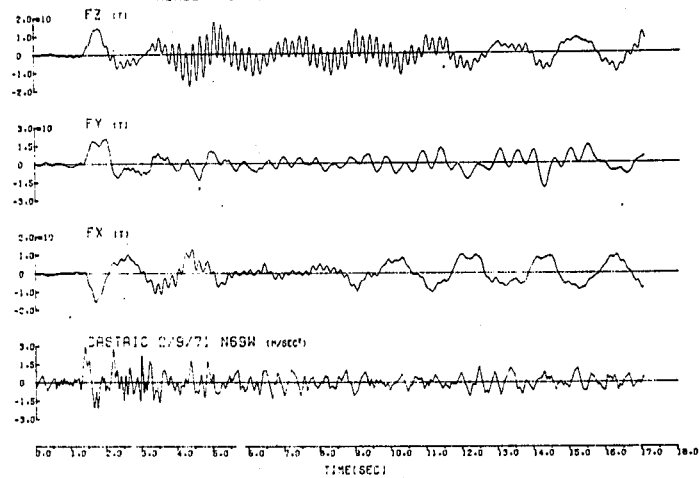
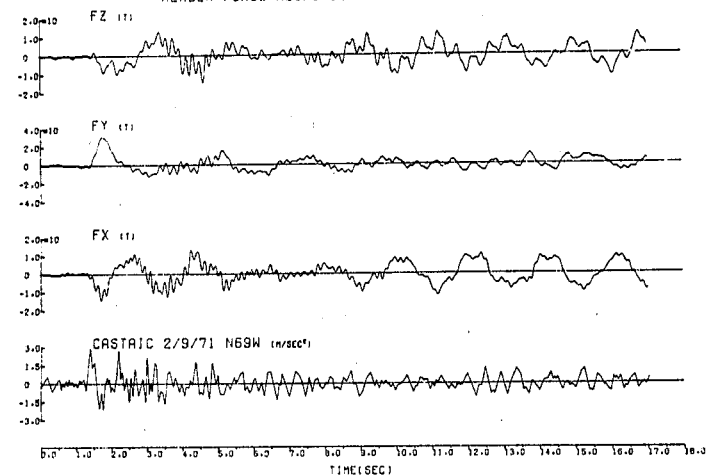


Fig. 1.3.26 (A)

*** RTE 210/S SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ***
MEMBER FORCE RESPONSE 7- 8- 7



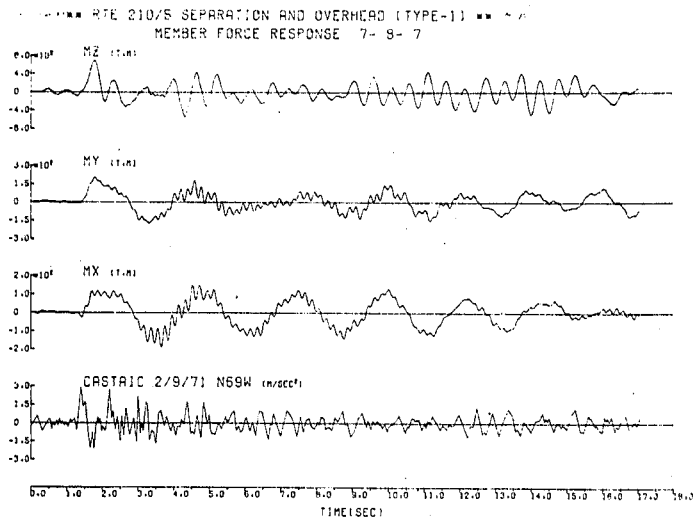


Fig. 1.3.26 (B')

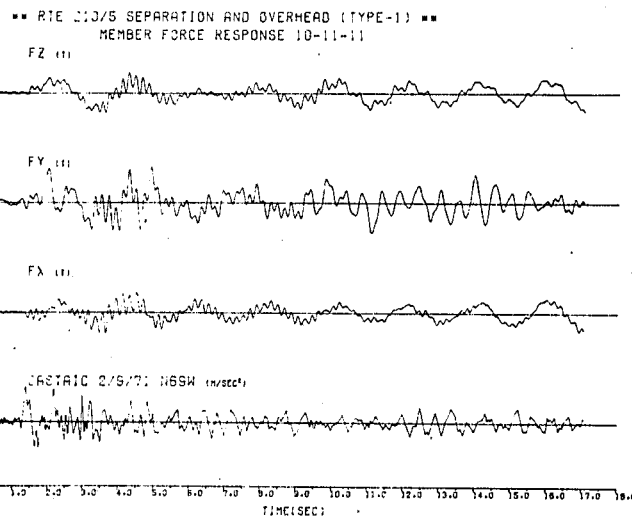
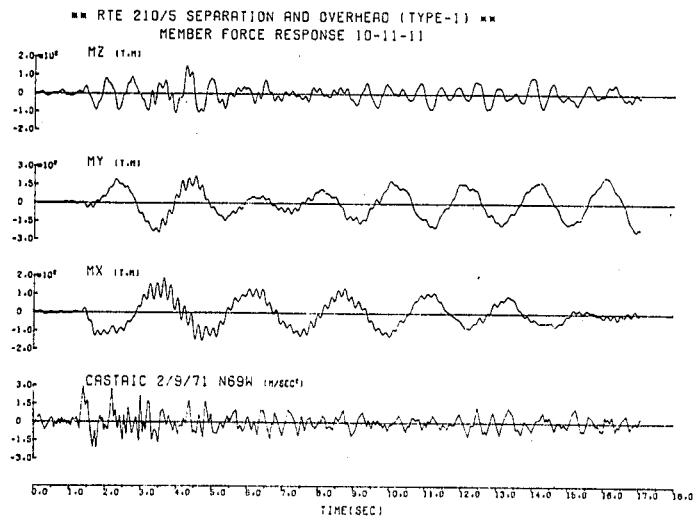
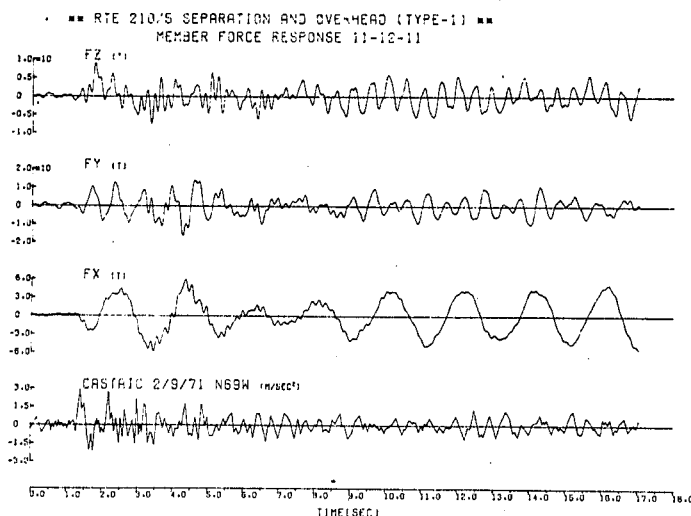


Fig. 1.3.26 (C)



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 11-12-11

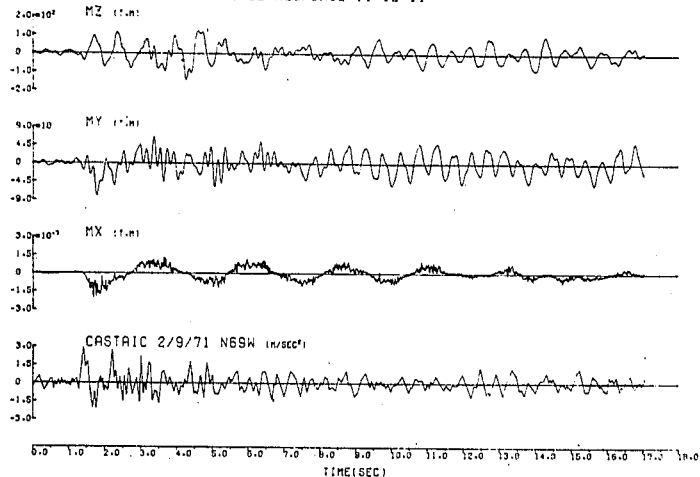
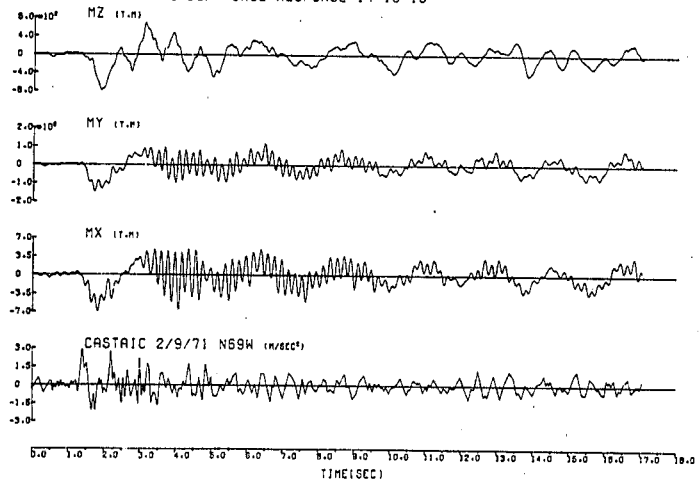


Fig. 1.3.26 (D')

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 14-15-15



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 14-15-15

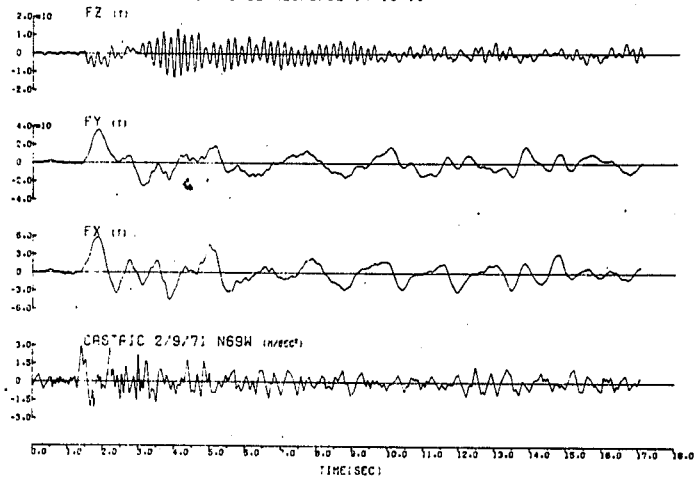
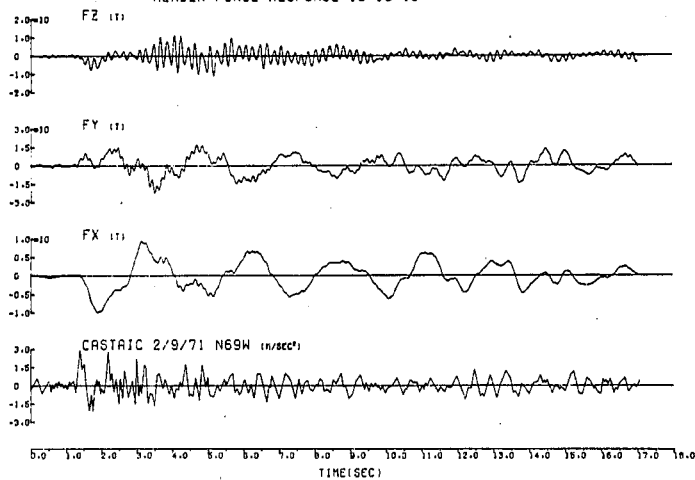
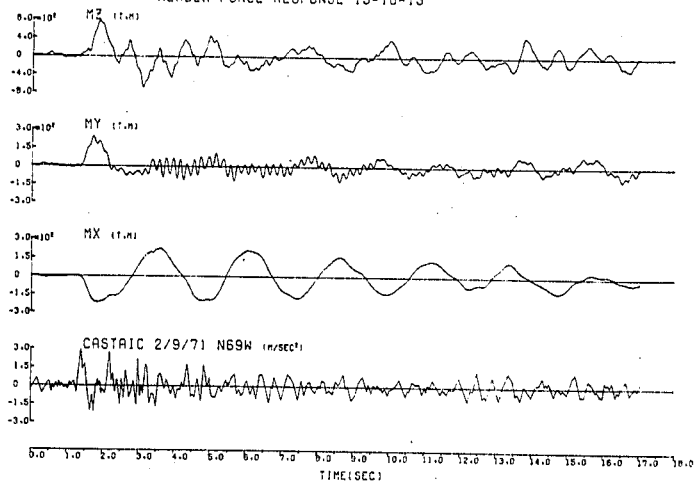


Fig. 1.3.26 (E)

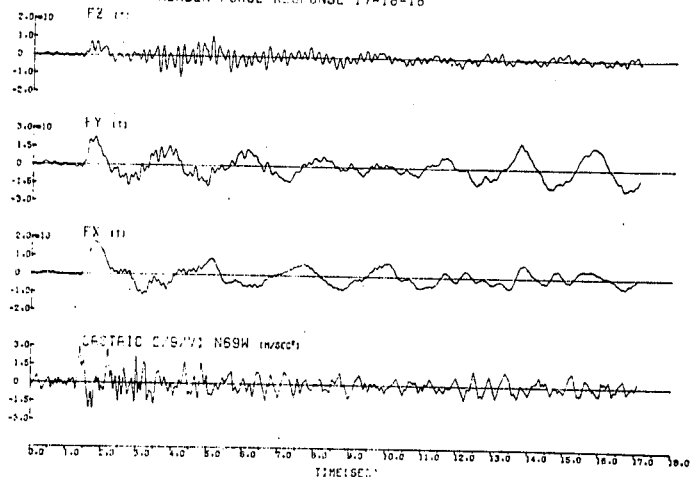
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 15-16-15



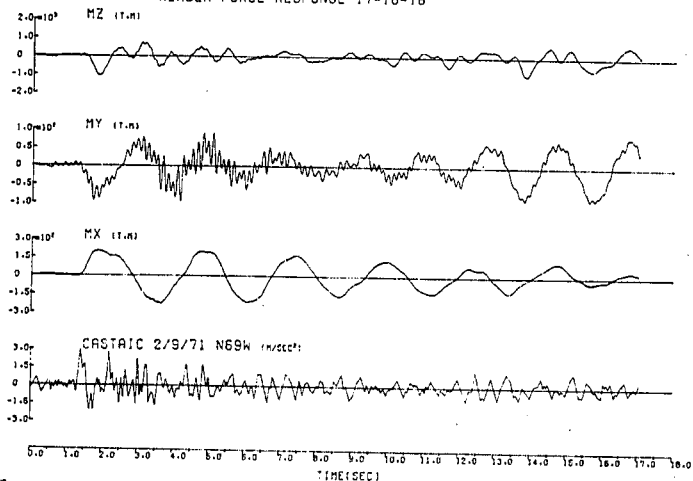
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 15-16-15



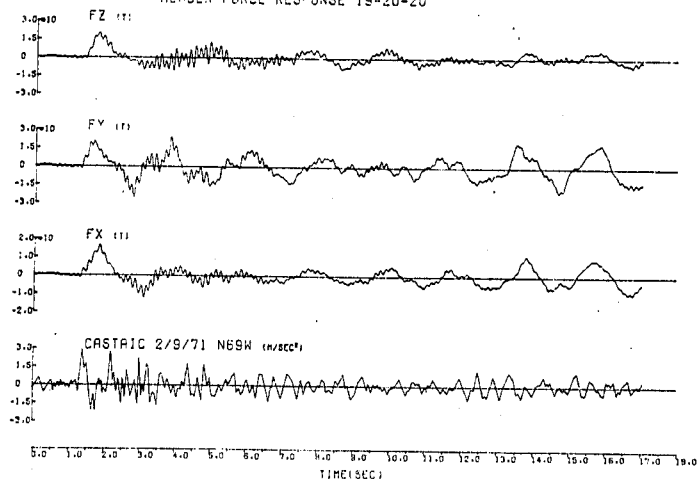
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 17-18-18



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 17-18-18



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 19-20-20



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 19-20-20

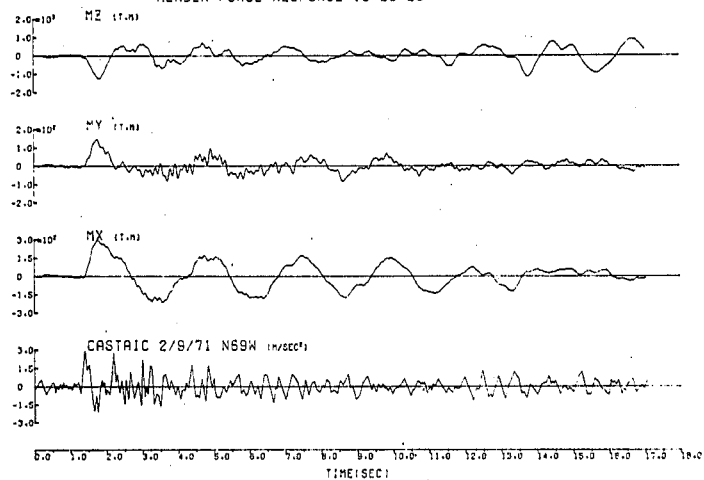
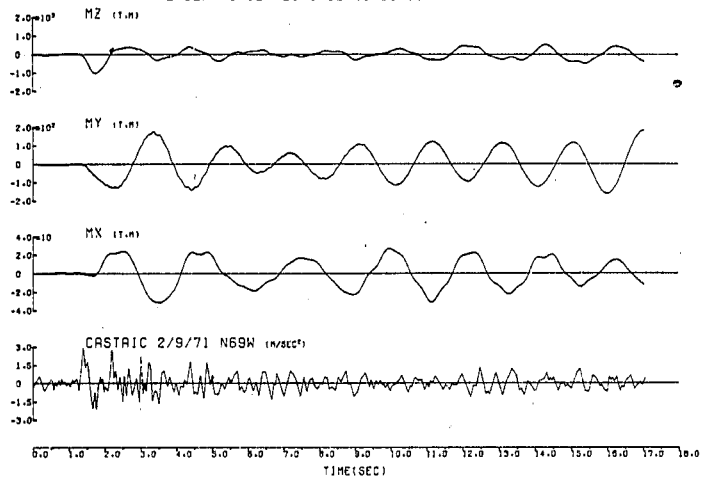


Fig. 1.3.26 (H)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 30-36-36



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 30-36-36

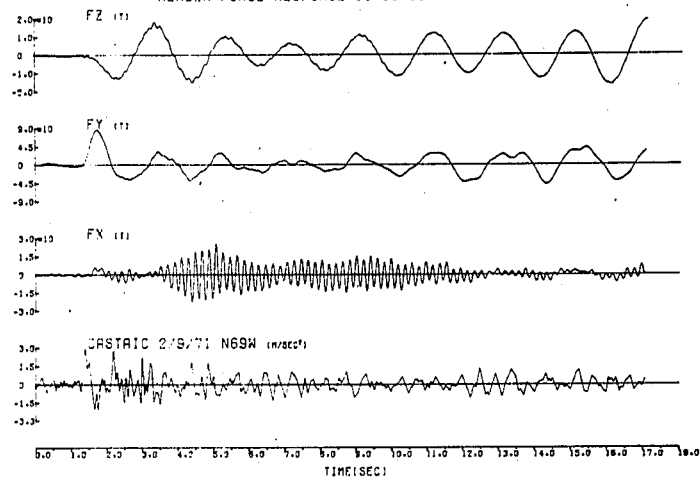
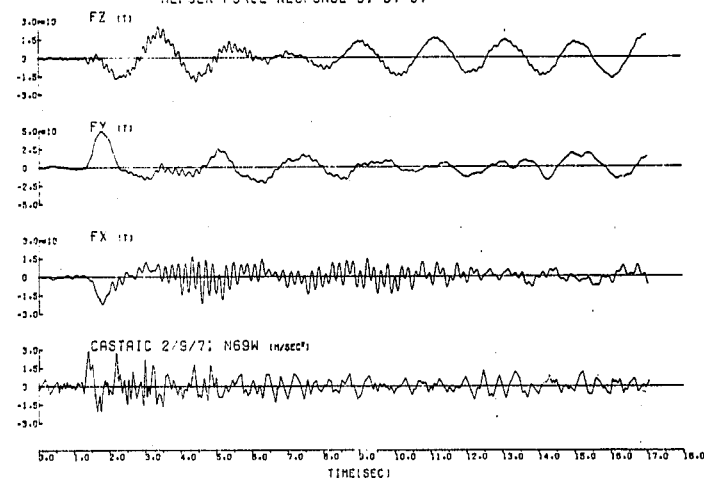


Fig. 1.3.26 (I)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 31-37-37



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 31-37-37

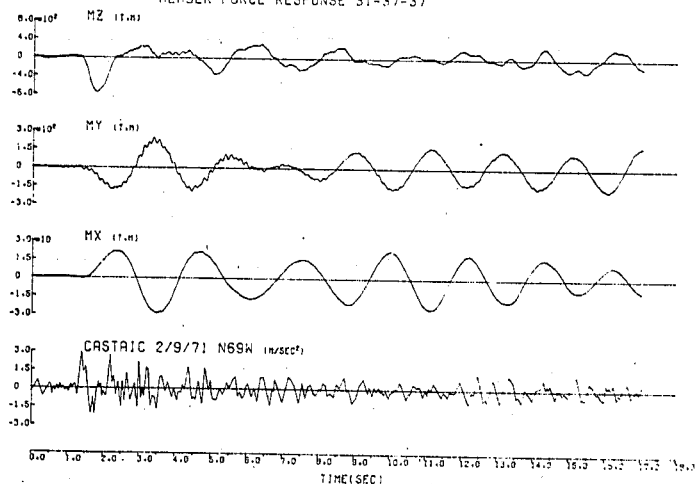
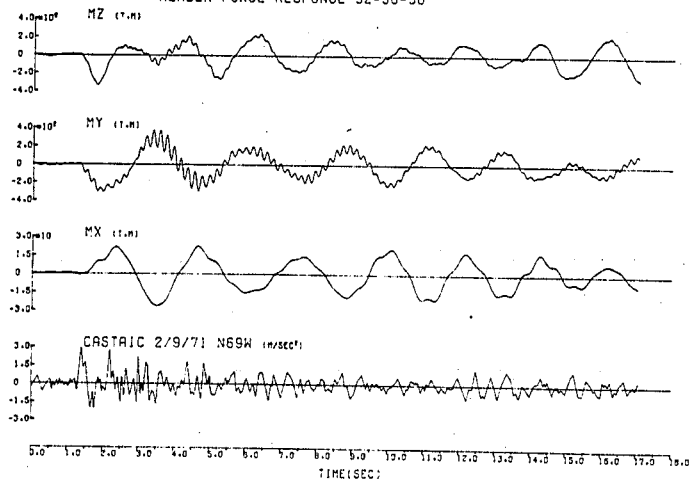


Fig. 1.3.26 (J)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 32-38-38



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 32-38-38

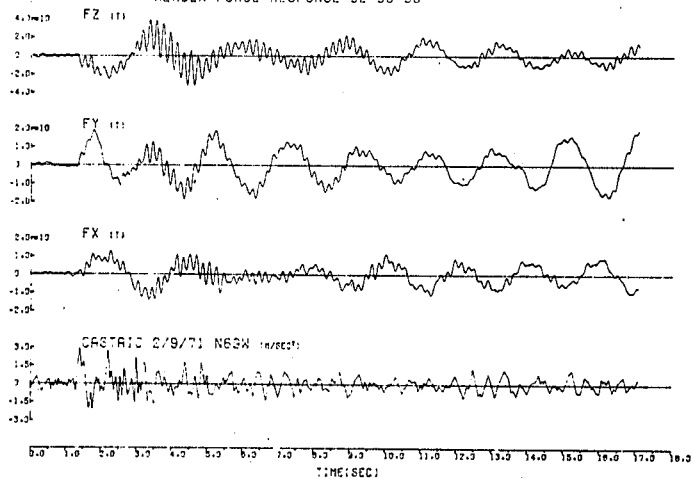
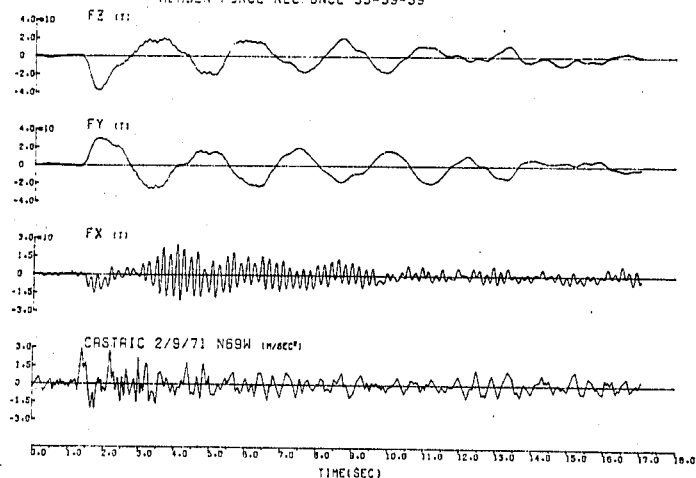
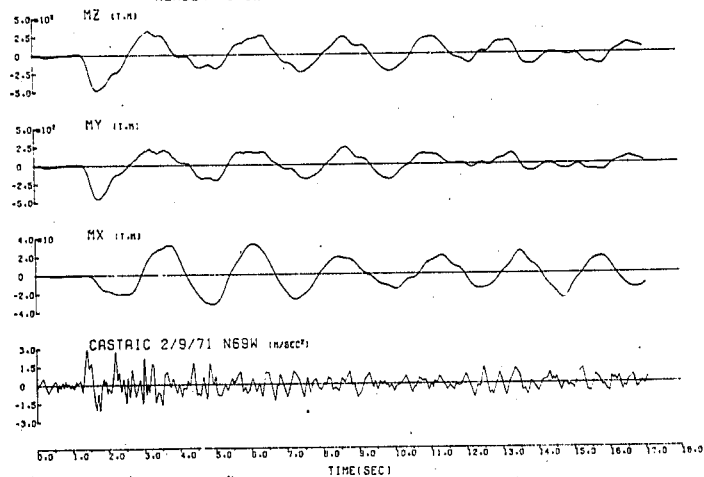


Fig. 1.3.26 (K)

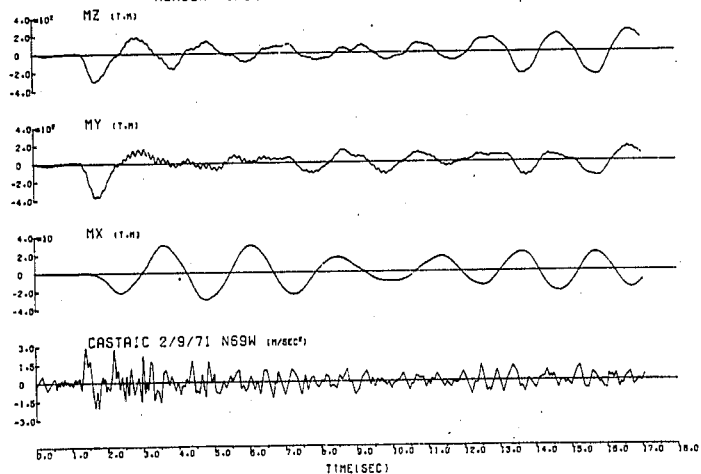
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 33-39-39



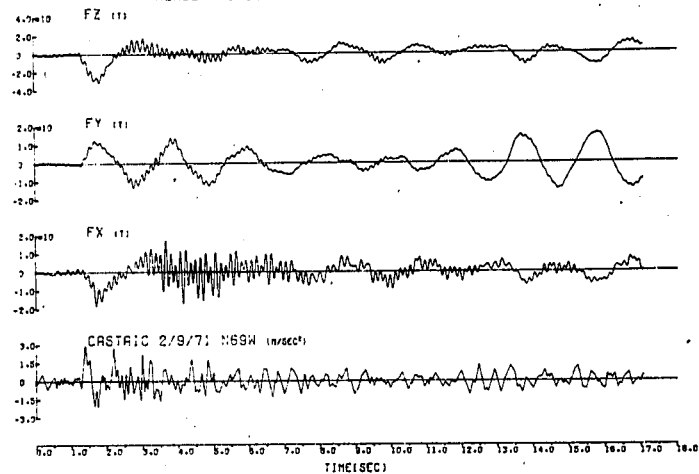
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 33-39-39



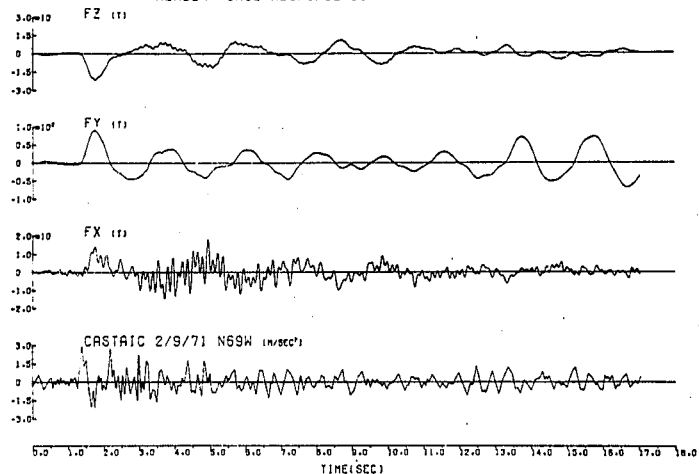
== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 34-40-40



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 34-40-40



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 35-41-41



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 35-41-41

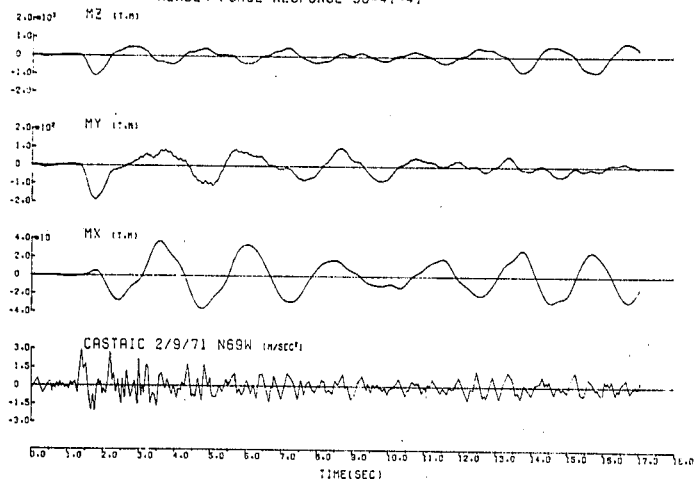
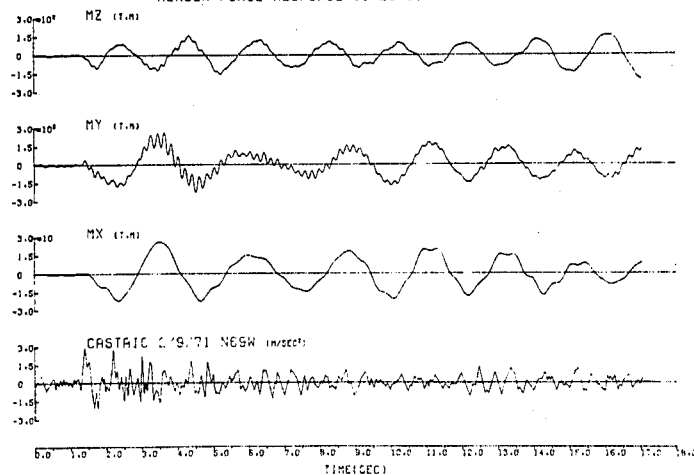


Fig. 1.3.26 (N')

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 11-26-11



== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 11-26-11

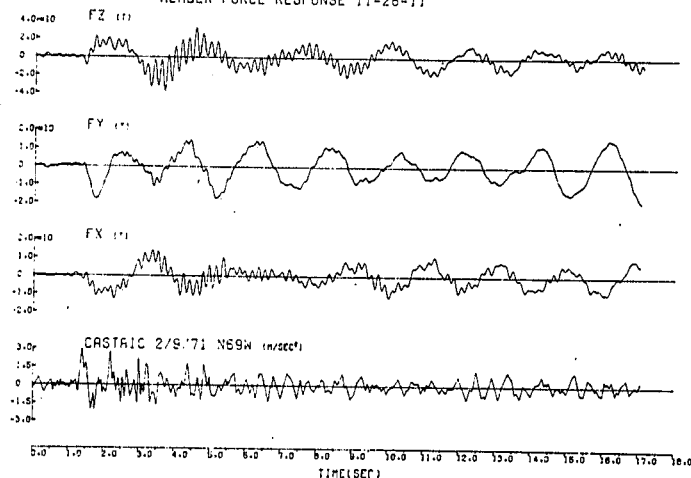
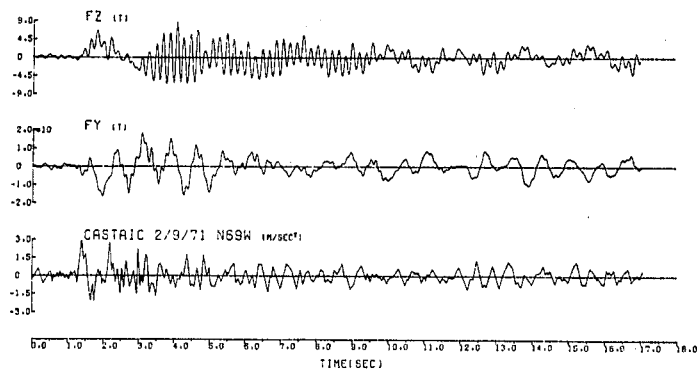


Fig. 1.3.26 (O)

== RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) ==
MEMBER FORCE RESPONSE 12-13-12



DISPLACEMENT RESPONSE POINT 1

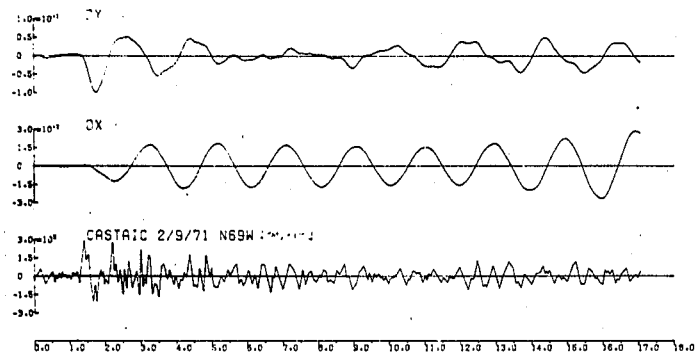
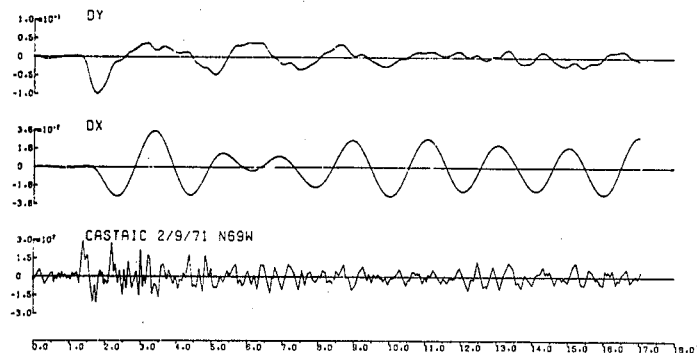


Fig. 1.3.27 (A)

DISPLACEMENT RESPONSE POINT 7



DISPLACEMENT RESPONSE POINT 4

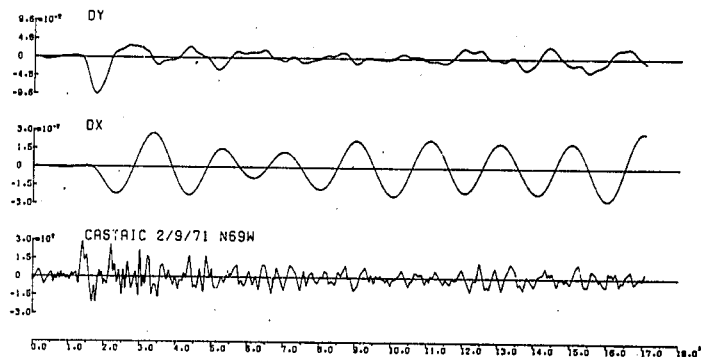
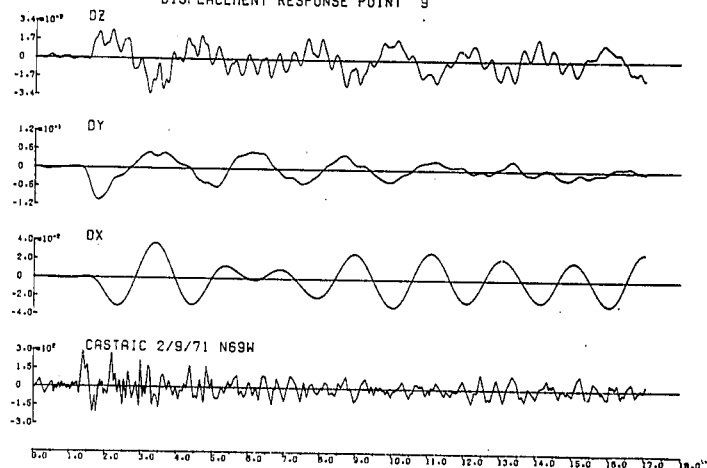


Fig. 1.3.27 (B)

DISPLACEMENT RESPONSE POINT 9



DISPLACEMENT RESPONSE POINT 11

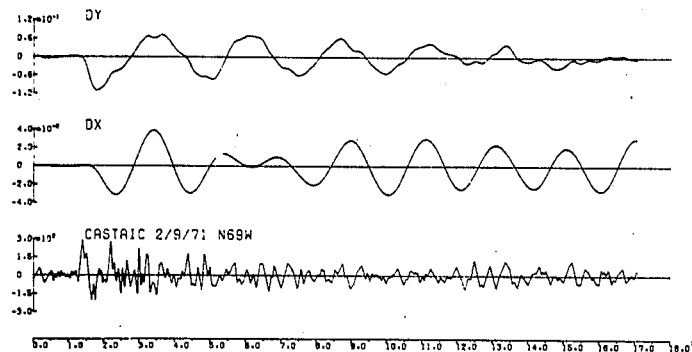
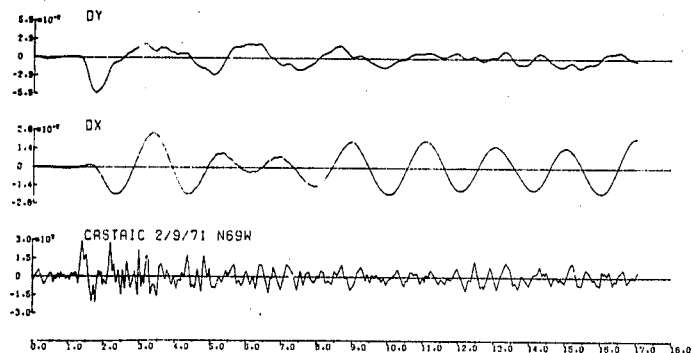


Fig. 1.3.27 (E)

DISPLACEMENT RESPONSE POINT 14



DISPLACEMENT RESPONSE POINT 12

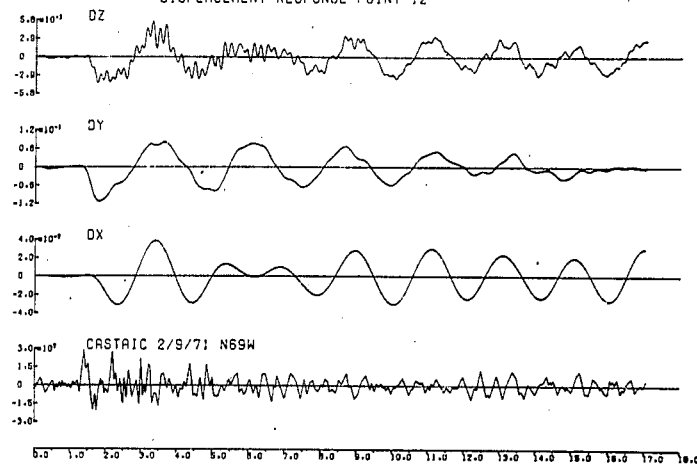
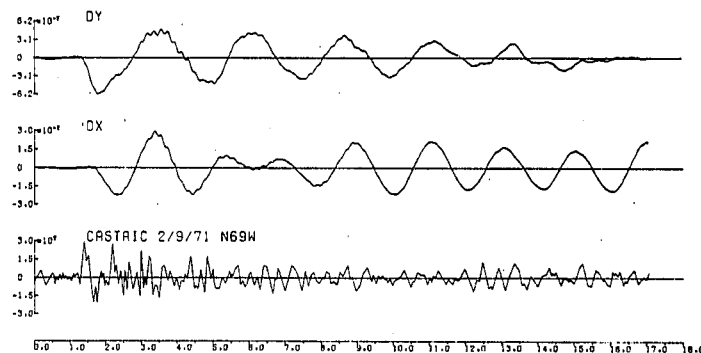


Fig. 1.3.27 (F)

DISPLACEMENT RESPONSE POINT 15



DISPLACEMENT RESPONSE POINT 17

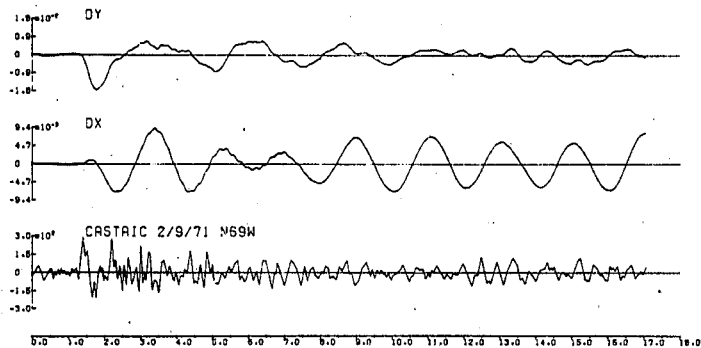


Fig. 1.3.27 (H)

ACCELERATION RESPONSE POINT 7

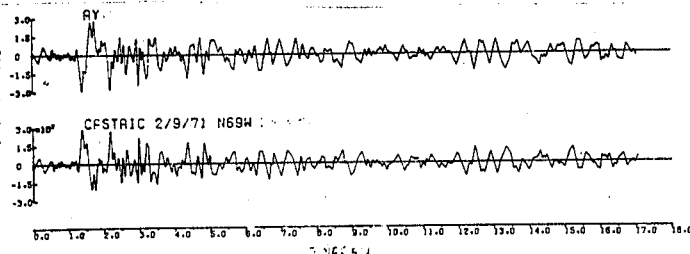


Fig. 1.3.28 (A)

DISPLACEMENT RESPONSE POINT 18

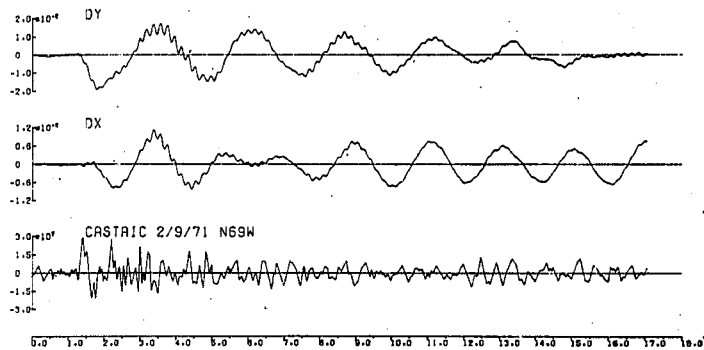


Fig. 1.3.27 (J)

ACCELERATION RESPONSE POINT 9

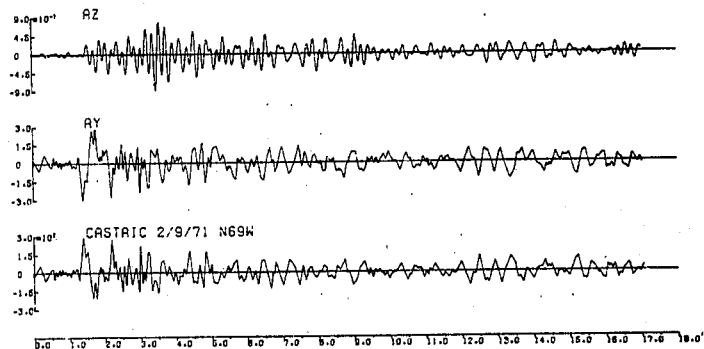


Fig. 1.3.28 (B)

ACCELERATION RESPONSE POINT 11

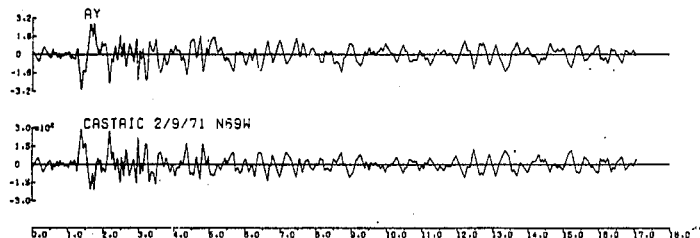


Fig. 1.3.28 (C)

ACCELERATION RESPONSE POINT 15

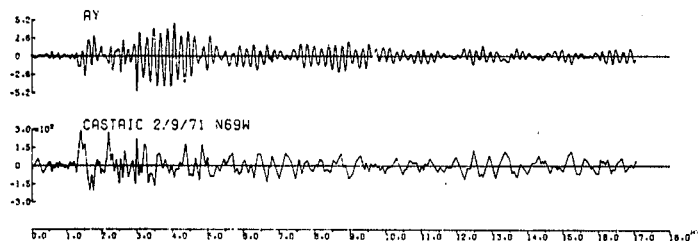


Fig. 1.3.28 (E)

ACCELERATION RESPONSE POINT 14

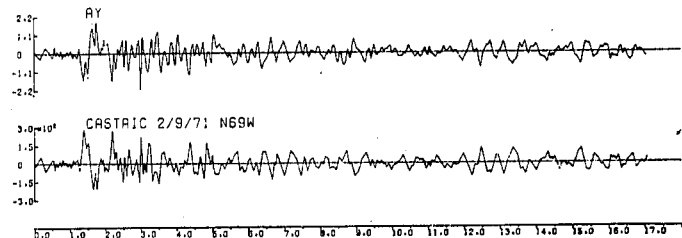


Fig. 1.3.28 (D)

ACCELERATION RESPONSE POINT 17

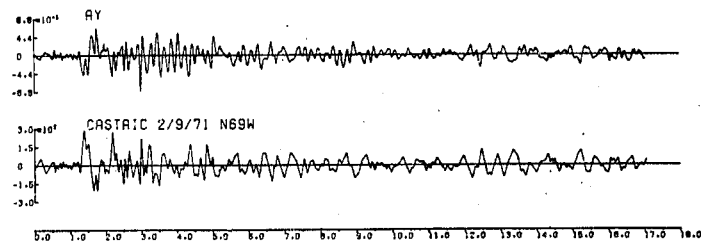


Fig. 1.3.28 (F)

ACCELERATION RESPONSE POINT 18

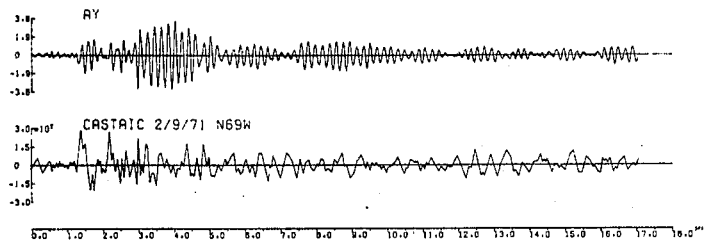
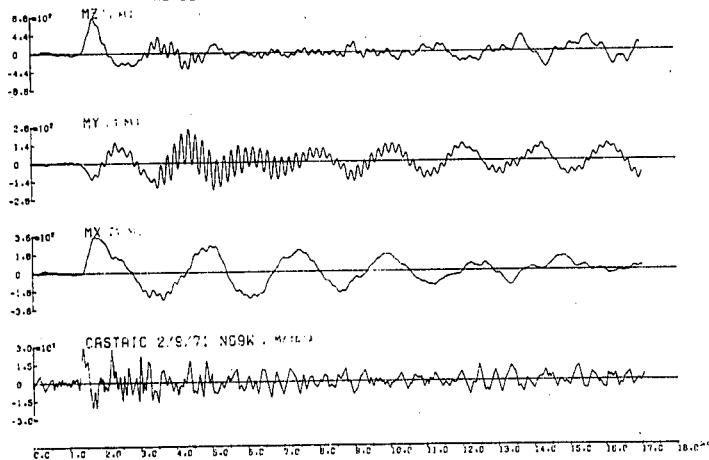


Fig. 1.3.28 (G)

MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4



MEMBER FORCE RESPONSE 4- 5- 4

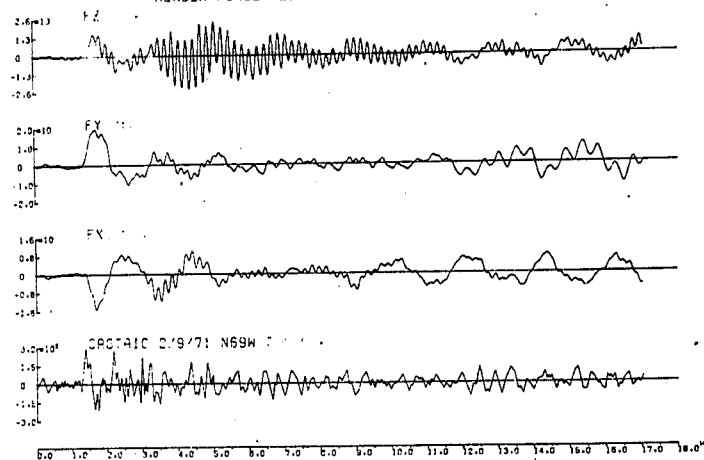
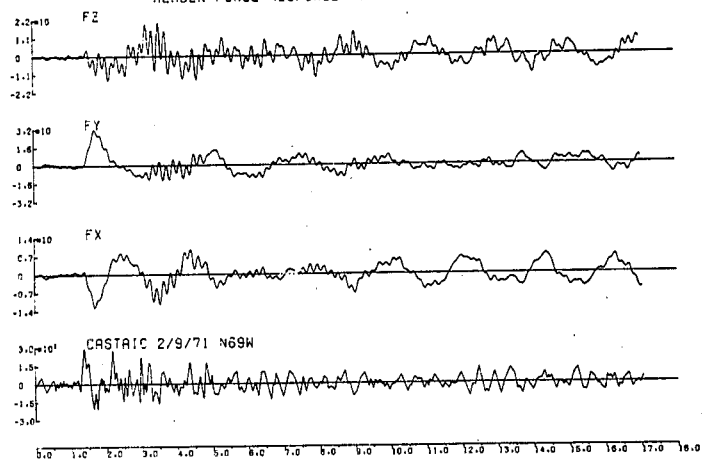


Fig. 1.3.29 (A)

MEMBER FORCE RESPONSE 7- 8- 7



MEMBER FORCE RESPONSE 7-8-7

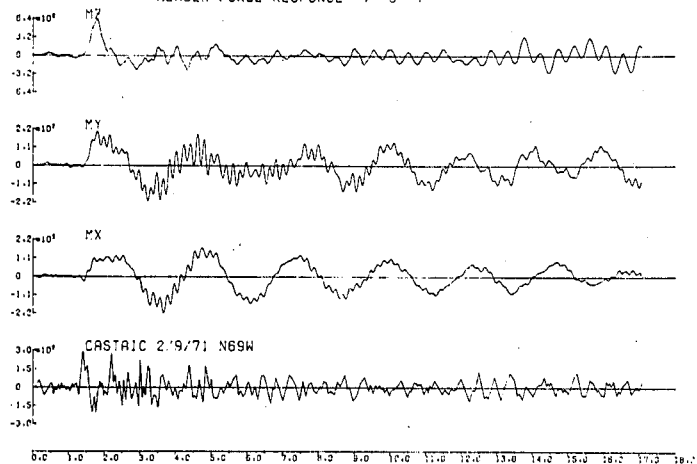
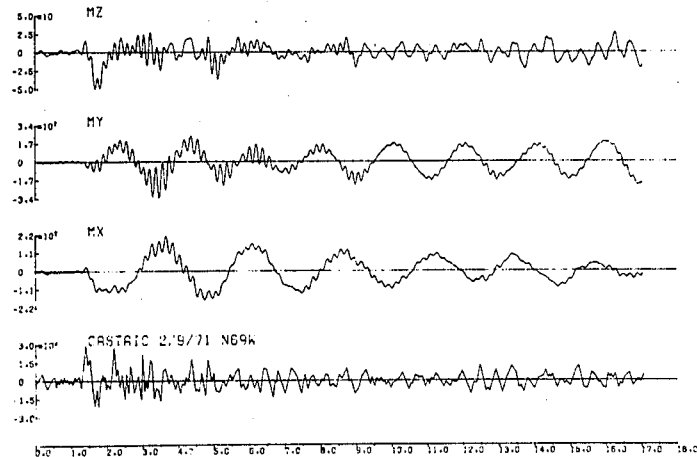


Fig. 1.3.29 (B')

MEMBER FORCE RESPONSE 10-11-11



MEMBER FORCE RESPONSE 10-11-11

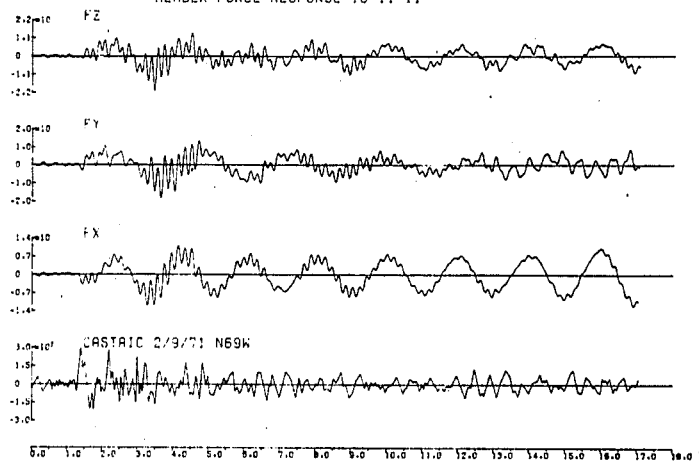
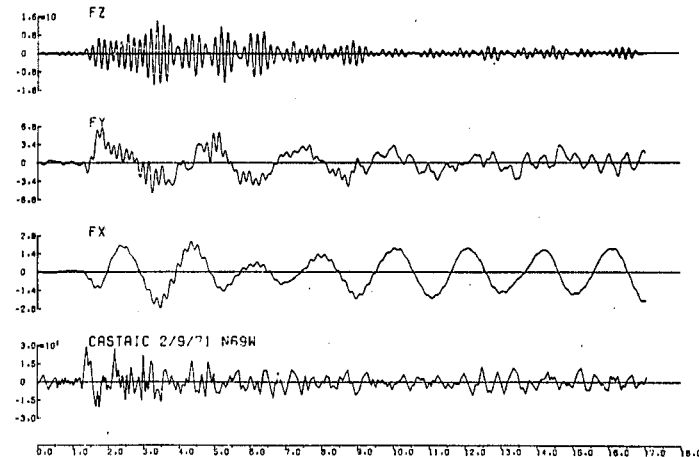


Fig. 1.3.29 (C)

MEMBER FORCE RESPONSE 11-12-11



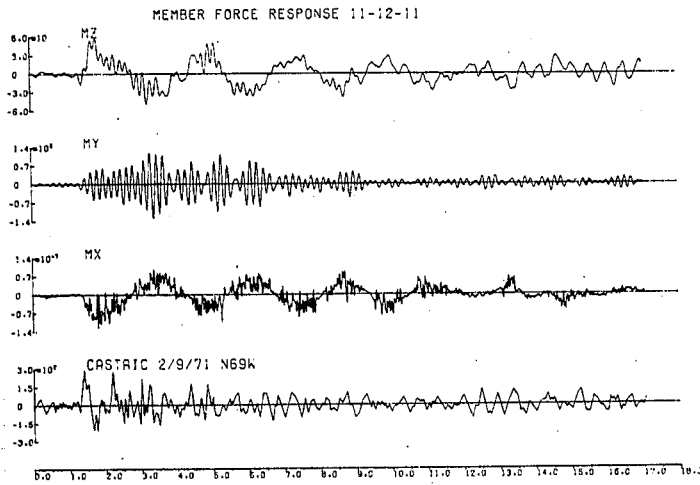


Fig. 1.3.29 (D')

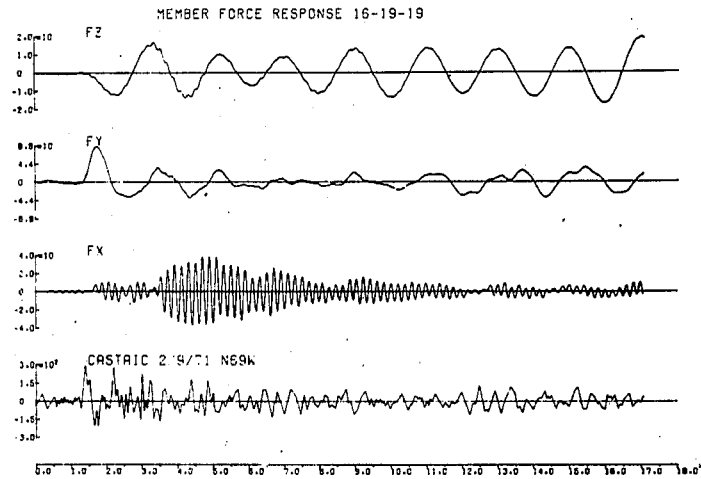
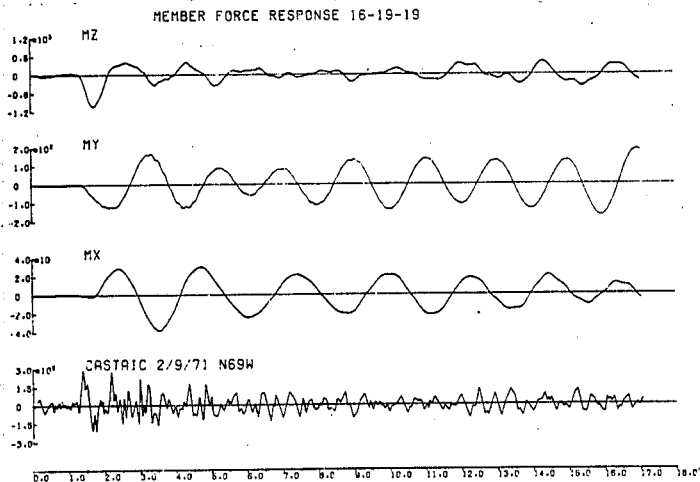
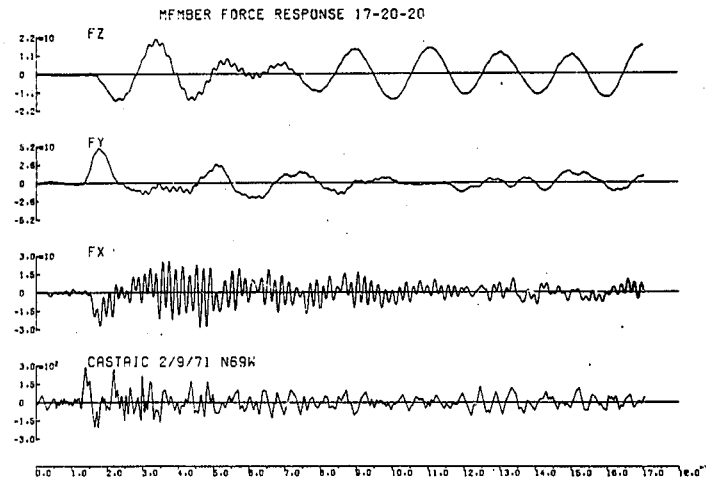


Fig. 1.3.29 (E)



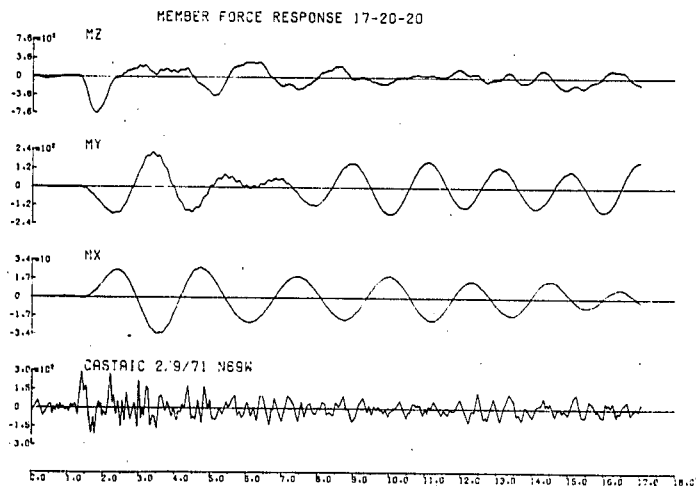
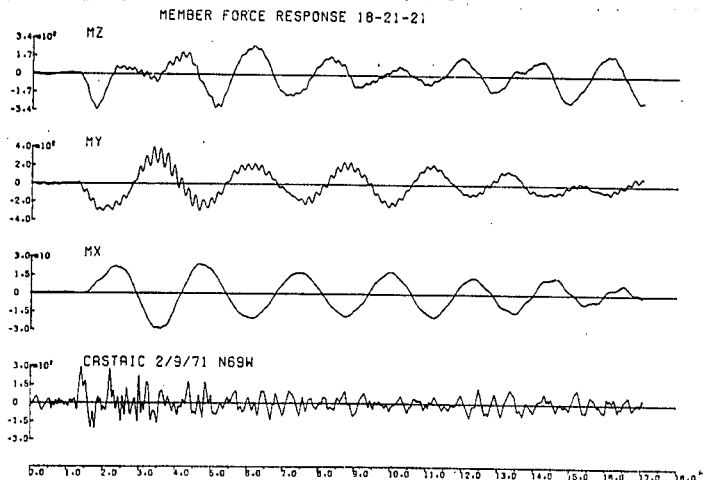


Fig. 1.3.29 (F)



MEMBER FORCE RESPONSE 18-21-21

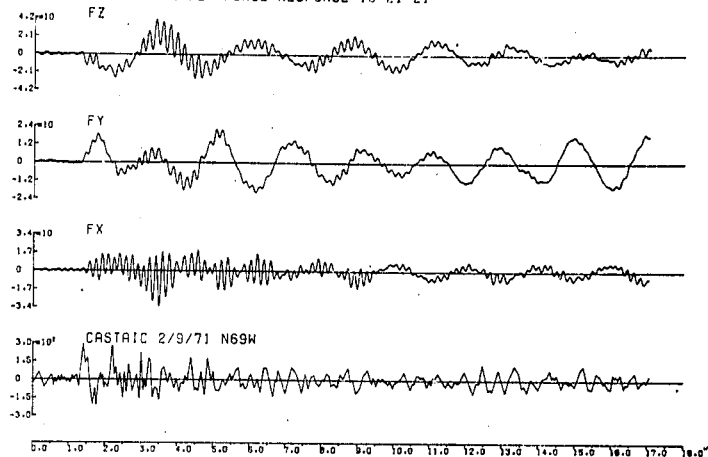


Fig. 1.3.29 (G)

1.3.5 RTE 14/5 South Connector Overcrossing 高架橋

(1) 概説

この橋は、州間高速道路 5 号線の南行きから州道 14 号線の東行きへと移行する高架橋で、激しい被害を受けた橋の中では (Fig. 1.3.1 の ⑦) に位置する。本橋は、Fig. 1.3.30 および Fig. 1.3.31 の概要図に示すように、全長 411m、巾員 9m、9 スパンの曲線橋である。上部構造は支間 11~44m の RC 箱げたと、支間 50m 前後の PC 箱げたからなり、4 ケ所にヒンジを有している。下部構造は、比較的高い (最高 42.7m)、フレキシブル (短辺 1.8m × 長辺 3m) な単柱ベント橋脚であり、基礎は 3m、深さ 12m のコンクリート場所打ちくいからなる。

本橋は、地震により大被害をこうむった。すなわち、この橋は、ヒンジ支承のけたがかりが浅く、かつ有効な落標防止構造を欠いたため、東から 3 本目の橋脚上の橋げたがはずれ、橋脚の基部から折損し、ほぼ円周方向に倒壊している。(Fig. 1.3.30 参照)。この橋脚は前述したように深さ 12m の太径コンクリートくい基礎と高さ 42m の躯体からなる高橋脚であって、地震動に対する大きな応答変位がけたの脱落と橋脚の倒壊を助長したものと思われる。この橋も完成直後で未供用であった。

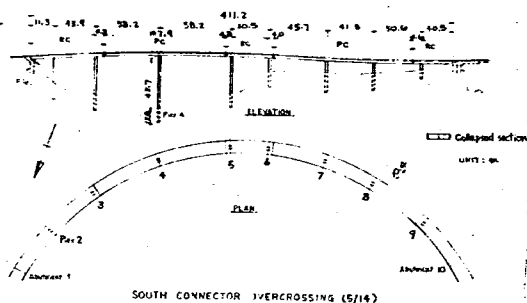


Fig. 1.3.30

(2) 解析

本橋に関しても、前項の PTE210/5 Separation and Overhead 高架橋の場合と同様、静的解析ならび動的解析を実施したが、詳細な結果はここでは割愛する。

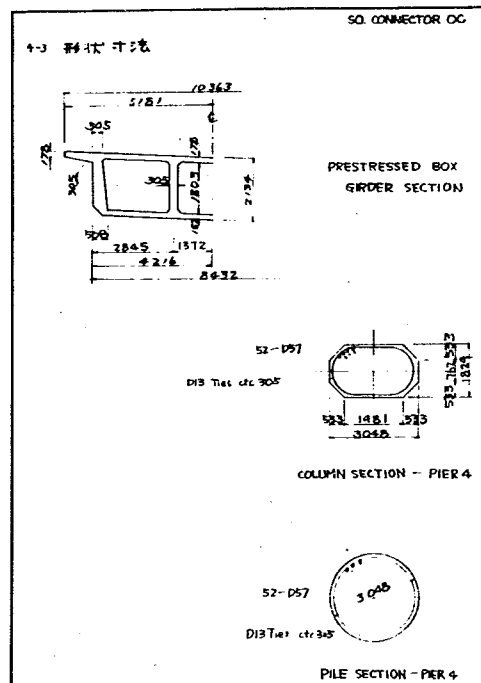


Fig. 1.3.31

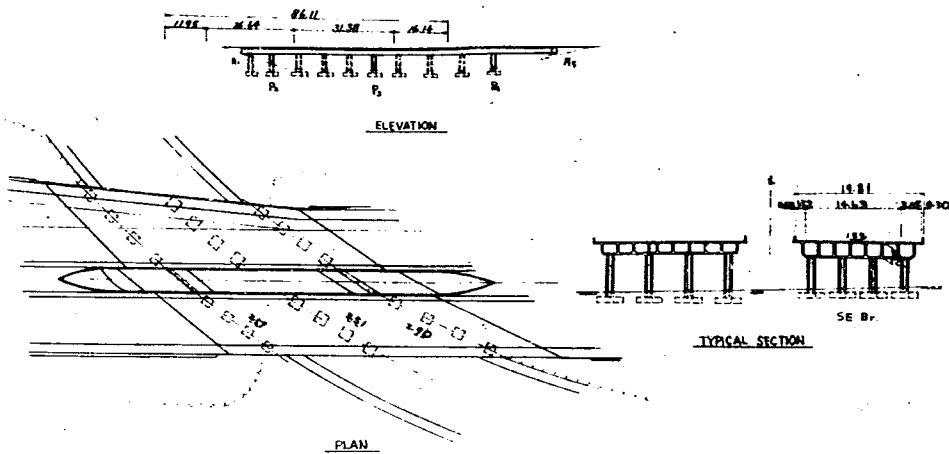


Fig. 1.3.32 Foothill boulevard undercrossing

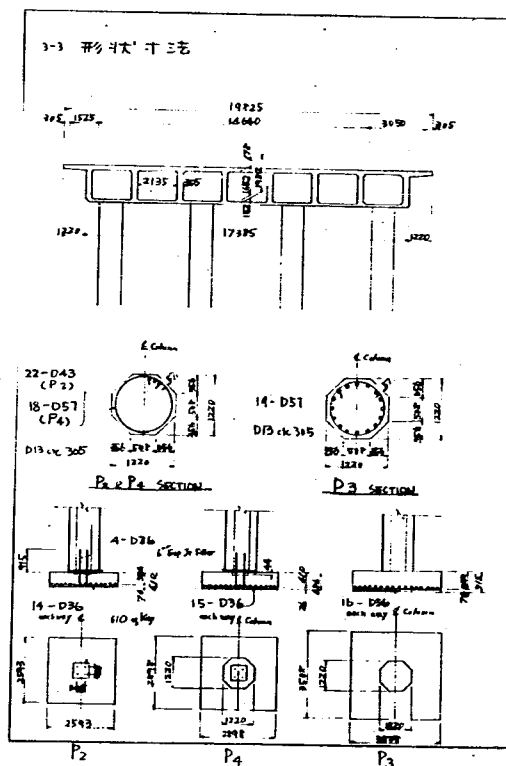


Fig. 1.3.33 Foothill boulevard undercrossing

1.3.6 Foothill Boulevard Undercrossing 高架橋

(1) 概 説

本橋は、州間高速道路210号線がFoothill Boulevard をまたぐための高架橋で、Fig. 1.3.1で⑨に位置している。本橋は、Fig.1.3.32および1.3.33に示すように、全長86.1 m、巾員19.2 mの4径間連続ラーメンの針橋（斜間 31.5° ）である。上部構造はスパン12～31mのRC箱げたで、下部構造は、中間の4本の脚（P3）が上下端剛結、両側の脚（P2およびP4）が上端剛結、下端ヒンジ構造になっている。基礎各脚柱につき独立した直接基礎である。

今回の地震による被害は、東南に位置する東行き路線の中央橋脚に激しく集中した。すなわち、中央のP3橋脚の4本の脚のうち3本が大きな損傷をうけ、主鉄筋が彎曲し、コンクリートが破壊している。一部帯鉄筋が切断した部分もある。P3橋脚の残り1本の脚には、ほとんど損傷がみられなかった。また両側のP2、P4橋脚については、上端のけたとの接合部において、コンクリートの脱落がみられ、一部主鉄筋が露出した。さらに、橋台の位置では斜角が増大する方向への永久変化（約7.5 m）が観察された。

(2) 静的解析

1) モデル

版と骨組という組合せの構造解析が、望まれるところであるが、種々の困難な問題があるので、Fig.1.3.34の様な骨組構造にモデル化した。

上部工はFig.1.3.33のごとく7-Shellの箱げたであるが、4本の橋脚を中心に約 $\frac{1}{4}$ ずつ断面積が分布しているの、上部工を4本の梁に分割した。この場合断面二次モーメント I_x 、 I_y

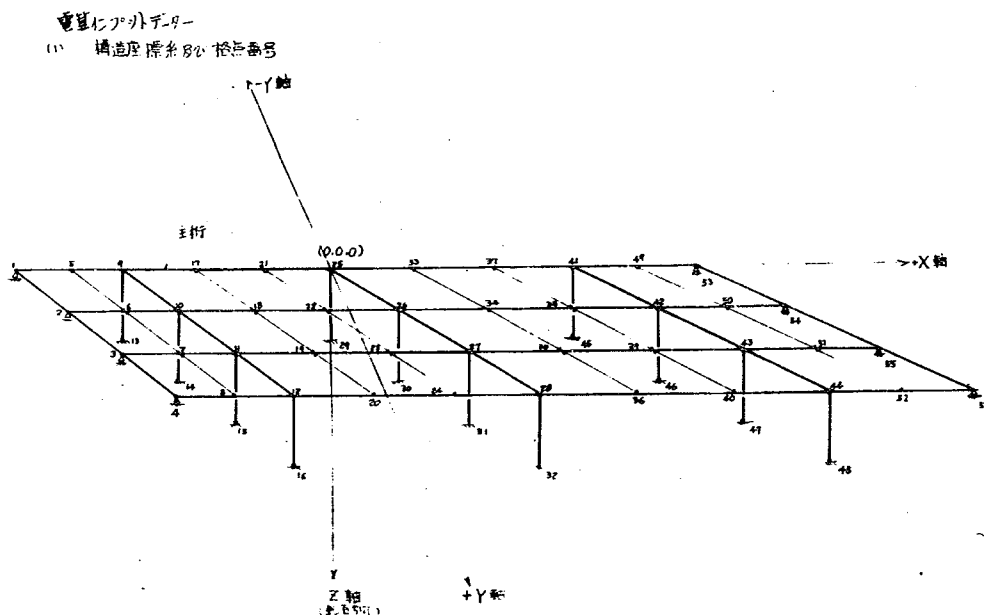


Fig. 1.3.34 Idealization for static Analysis of Foothill Boulevard Undercrossing

振り剛性Jは、全体で計算し、それぞれ4等分した。

橋脚、橋台上には実橋の横ばりを主げた及び橋脚に剛結した。さらに横ばり間で水平荷重に対して各主げたが単独に変形しない様に箱げたの上下フランジに相当する断面積だけを持つ部材を挿入した。鉛直荷重に対しては横げた間で各主げたは互に、拘束されずに変形することになるが、面外荷重は死荷重のみであるので、さほど問題にならないと思われる。

2) 境界条件

Fig. 1. 3. 34 の中間橋脚については、脚柱の基部で固定、両側橋脚については、フーチング上面とフィラージョイントが入っているので、脚柱の基部でピンとした。橋台は構造上、主げたの橋軸方向の移動を拘束する構造とは、みせないで、橋軸及び橋軸直角方向共にフリーであると仮定した。

3) 荷 重

荷重ケースについてはRTE5/210 高架橋の場合と同様、死荷重1ケース、水平地震時2ケースを計算し、22.5度の全方向について計算する。本橋は斜橋で、両橋台に働く地震時土圧が偏心的により、モーメントを生ずる。この振りモーメントが固定橋脚にどの様に働くかを見るために橋台の格点の各々に荷重が1t作用した場合を2ケース追加して計算した。

上述した荷重ケースをとりまとめると、次のようになる。

(Case-1) 自重のみ

(Case-2) 水平地震時

+Xから-X軸方向へ $K_H = 0.1$ が作用

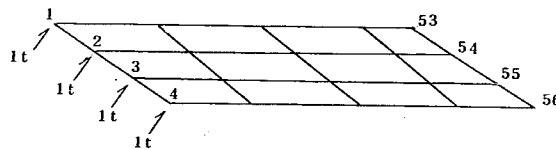
各部材の自重に作用

水平地震時

-Yから+Y軸方向へ $K_H = 0.1$ が作用

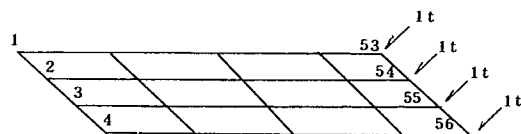
各部材の自重に作用

(Case-4)



X-Y平面で部材1~4に直角に格点1, 2, 3, 4にそれぞれ $P = 1^t$ 作用した場合

(Case-5)



X-Y平面で部材53~56に直角に格点53, 54, 55, 56にそれぞれ $P = 1^t$ 作用した場合

4) 脚柱に作用する断面力および応力度の計算

電計で求めた各 Case を合成して最も危険となる③Pointについて検討する。

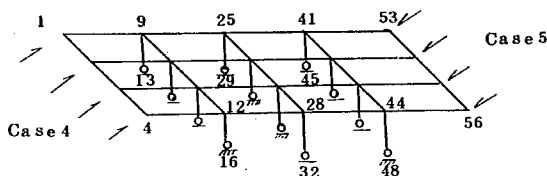


Fig 1.3.36

Table 1.3.5 Forces at Point 32 due to Unit Load

	F - x (t)	F - y (t)	F - z (t)	M - x (tm)	M - y (tm)	M - z (tm)
Case 4	0.04	0.12	0.10	-0.22	0.38	-0.51
Case 5	-0.56	-0.84	-0.63	-0.29	-2.40	3.50
Case 1 (死荷重)	-298.8	-6.1	-6.3	-1.6	-15.2	15.7
Case 2 (地震荷重)	-35.6	-53.7	-2.9	-2.4	-16.8	212.0

ここで土圧の大きさを検討してみる。

背面土砂を $\phi 30^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ と仮定する。また橋台の高さは、

$h = 11.3 \sim 14.5 \text{ ft}$ であり、

平均的に $h = 12.9 \text{ ft} = 3.93 \text{ m}$ と仮定する。

⑤⑥の土圧

$$\ell = \frac{19,825}{\sin 24^\circ 18'} = 48.1 \text{ m} \quad \ell' = \frac{\ell}{4} = 12.03 \text{ m}$$

常時土圧力

$$\delta = \phi/3 = 10^\circ$$

$$K = 0.3$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma k h^2 = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 0.3 \times 3.932^2 = 4.174 \text{ t/m}$$

終点に作用する荷重

$$P = P_1 \times 12.03 = 50.2 \text{ t}$$

地震時土圧力

$$K_H = 0.1 \quad \delta = 0 \quad k = 0.39$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 0.39 \times 3.932^2 = 5.43 \text{ t/m}$$

終点に作用する荷重

$$P = P_1 \times 12.03 = 65.32 \text{ t}$$

①④の土圧

$$\ell = \frac{19,825}{\sin 38^\circ 1'} = 32.199 \text{ m}$$

$$\ell' = P_1 \times 8.05 = 33.09 \text{ t}$$

合成荷重として次の組合せを考えるものとする。

常時 自主+土圧荷重 (①~④+⑤③~⑤⑥)

地震時 自主+地震荷重+土圧荷重 (⑤③~⑤⑥地震時)

($kH=0.1$ $\theta=90^\circ$)

柱に作用する最大断面力 (32point) は下記ようになる。

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
常時	325.2	-43.6	-34.2	-23.2	-146.0	171.9
地震時	-371.0	-114.7	-50.4	-22.9	-188.8	456.3

地震時は $kH=0.1$ ($\theta=90^\circ$), 土圧は片側のみ考える。

柱断面応力の計算を下記によつて行なう。

柱断面と同一断面積の円を考えるとその半径は、

$$r = \sqrt{\frac{122^2 - 4 \times \frac{1}{2} \times 35.6^2}{\pi}}$$

$$= 62.7 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{1220 - 57 \times 2 - 13 - 57}{2} = 518 \text{ mm}$$

$$\div 51.8 \text{ cm}$$

$$A_s = D57 - 19 \text{ 本} = 490.39 \text{ cm}^2$$

鉄筋断面積

$$D13 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$D57 = 25.81 \text{ cm}^2$$

計算した応力度を一覧にして, Table 1.3.6

に示す。この表で()内は, 次頁で計算した動的解析の結果である。

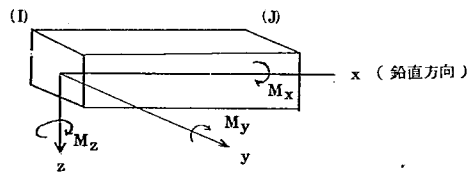


Fig. 1.3.38 Cross Section of Pier

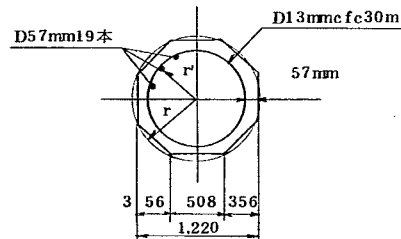


Fig. 1.3.37 Explanation of Forces

・応力度一覧

Table 1.3.6

	常 時		地 震 時	
	y 方向	z 方向	y 方向	z 方向
σ_c (kg/cm^2)	62.3	72.4	79.5 ()	18.2 ()
σ_s "	41.6	56.1	59.0 ()	23.70 ()
T "	3.5	2.9	9.7 ()	4.9 ()

(): 動的解析の結果

y 方向 z 方向を合成

	常 時	地 震 時
σ_c (kg/cm^2)	88.8	188.6 ()
σ_s "	87.5	236.0 ()
T "	4.9	12.2 ()

柱の振り応力 $M_t = 23.0 \text{ tm}$ については $T_m a_x = 5.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (): 動的解析の結果

許容軸荷重 $Q = 1231 \text{ t}$ (極限 $Q' = 3,693 \text{ t}$)

(3) 動的解析

1) モデル

静的解析の場合の節点の位置に質点を置き、柱長を3等分することにより、節点数80、質点数68、部材数109の多質点系モデルFig.1.3.39に置き換えた。

諸定数は静的解析の場合と同じである。

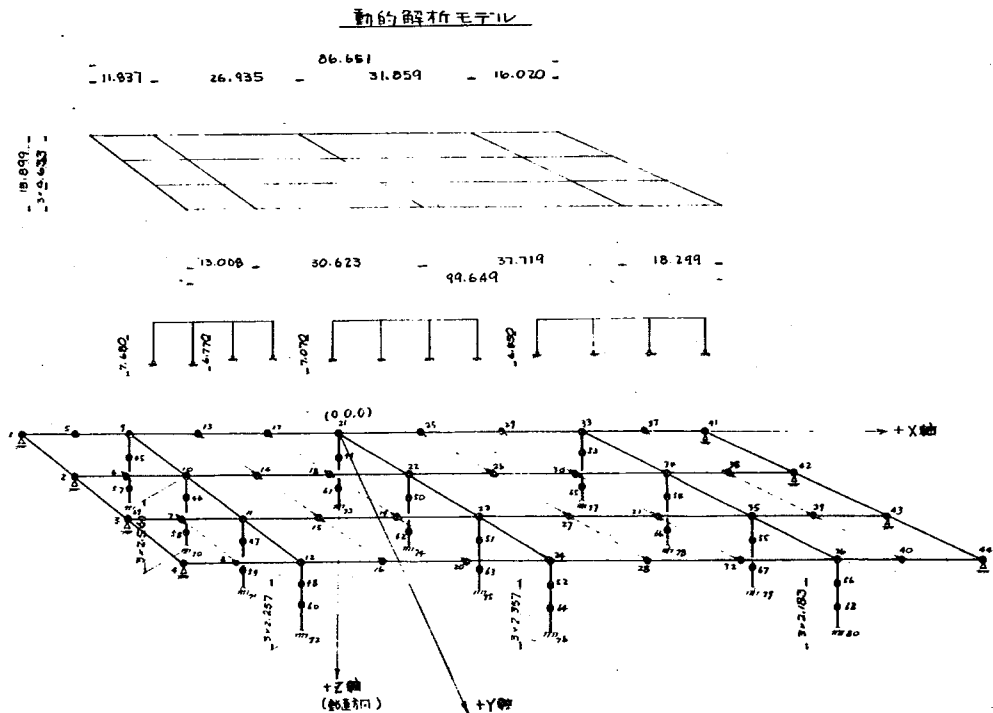


Fig. 1.3.39 Idealization for Dynamic Analysis of Foothill Boulevard Undercrossing (Southeast Bridge)

2) 境界条件

静的解析の場合と同様である。

3) 地震の方向

斜橋のため、橋軸方向、橋軸直角方向および土圧の作用方向の3方向 (Fig.1.3.13において $\theta = 0^\circ$, 270° および $301^\circ 33'$ に対応する) を考えた。

4) 地震入力

1.3.4 RTE210/5 の場合と同様である。但し、ここでは計算を行なう地震の継続時間を6.0秒とし、積分時間間隔は $1/100$ 秒とした。

5) 減衰定数

直接応答の場合は10%, 応答スペクトルの場合は5%, 10%, 20%とした。

6) 解析結果

i) 振動モード

1～3次までの振動モードを
Fig.1.3.40 に示してある。

ii) 応答波形 (Castaic N69W 成分を入力したとき)

$\theta = 0^\circ$ (横軸方向)の場合に
ついて、応答変位を Fig.1.3.41
(A)～(C)に、応答加速度を Fig.1.
3.42 (A)～(C)、断面力の応答を
Fig.1.3.43 (A)～(F)にそれぞれ示
した。

iii) 最大応答値

変位および断面力に関して、最
大応答値を求め、静的計算によるものとの比較したのが Table1.3.7 (A)～()である。さらに
上記の断面力の最大応答値を用いて、脚柱に使用する応力度を求めて、Table1.3.6 の()内
に示した。

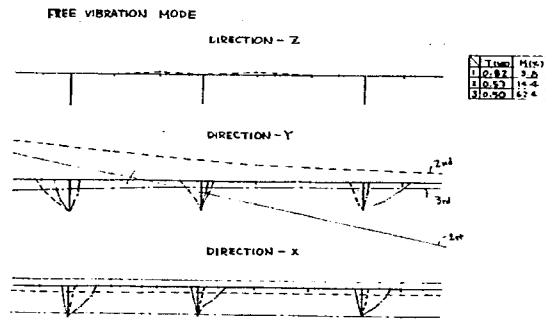


Fig. 1.3.40 Free Vibration Mode

== Foothill Boulevard Undercrossing (Angle=0.0) ==

POINT 1 DISPLACEMENT RESPONSE POINT 2

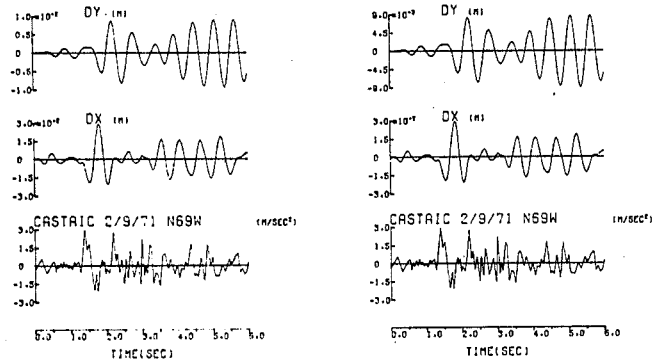


Fig. 1.3.41 (A)

== Foothill Boulevard Undercrossing (Angle=0.0) ==

POINT 3 DISPLACEMENT RESPONSE POINT 4

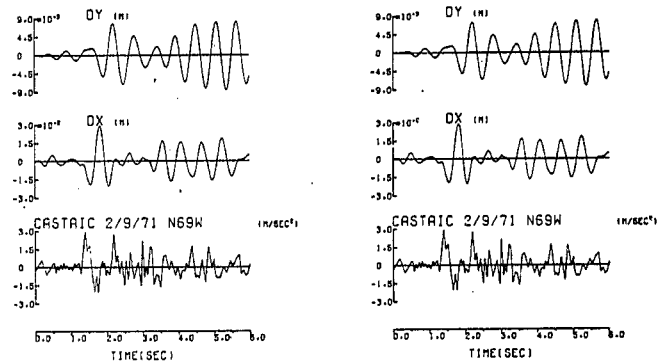


Fig. 1.3.41 (B)

== Foothill Boulevard Undercrossing (Angle=0.0) ==

POINT 41 DISPLACEMENT RESPONSE POINT 44

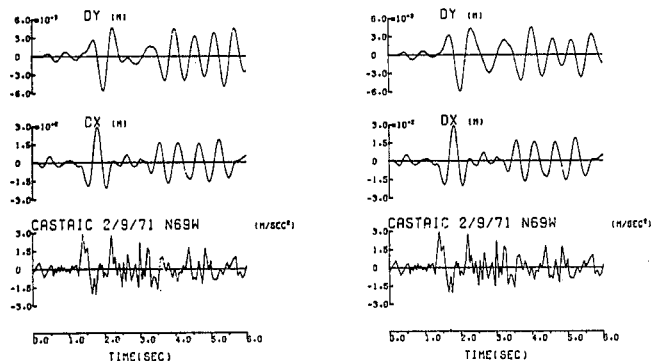


Fig. 1.3.41 (C)

== Foothill Boulevard Undercrossing (Angle=0.0) ==

POINT 1 ACCELERATION RESPONSE POINT 4

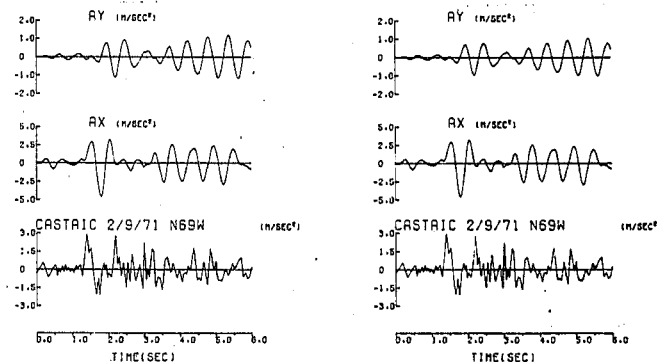


Fig. 1.3.42 (A)

■ ■ FOOTHILL BOULEVARD UNDERCROSSING (ANGLE=0.0) ■ ■
POINT21 ACCELERATION RESPONSE POINT23

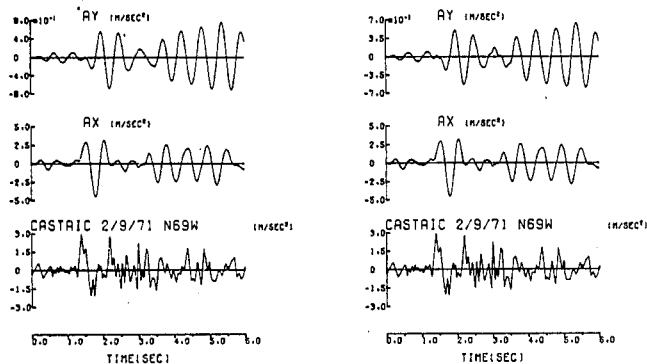


Fig. 1.3.42 (B)

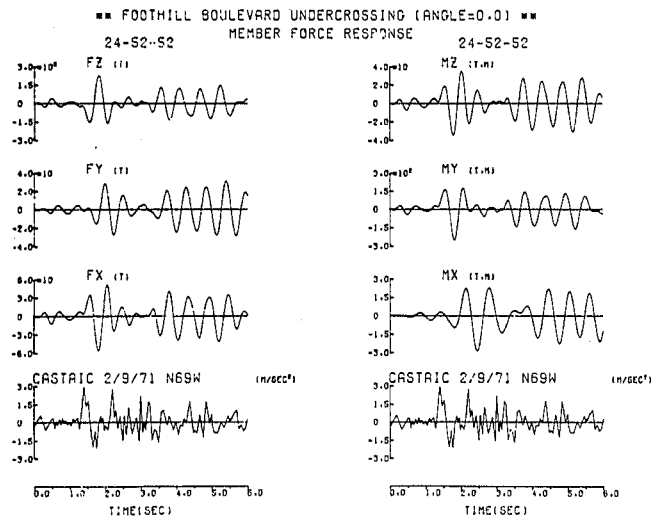
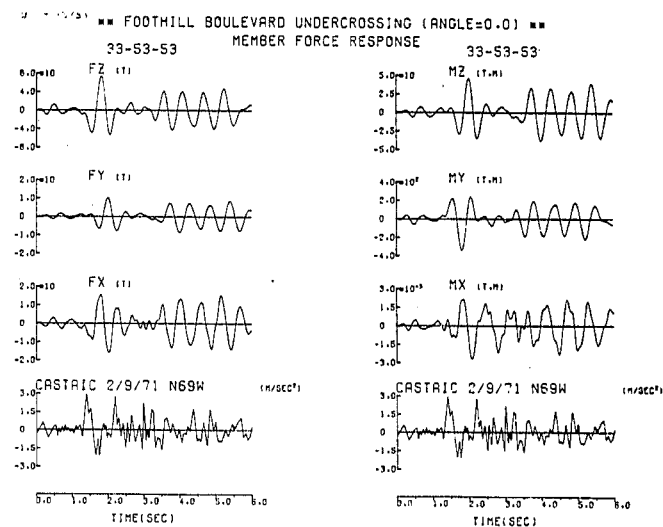


Fig. 1.3.42 (C)



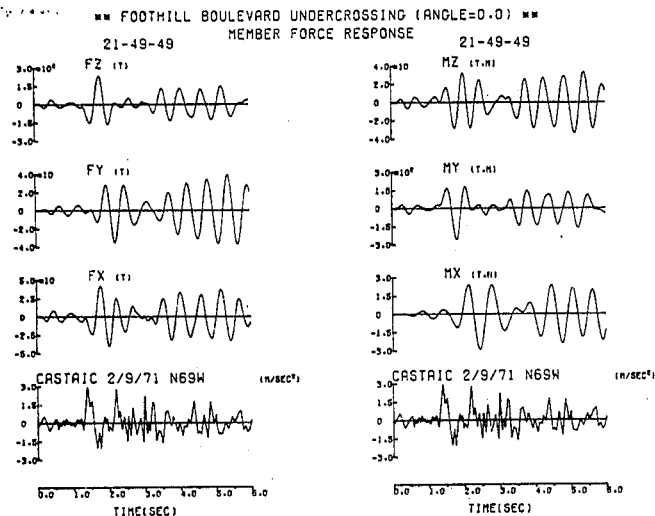


Fig. 1.3.43 (C)

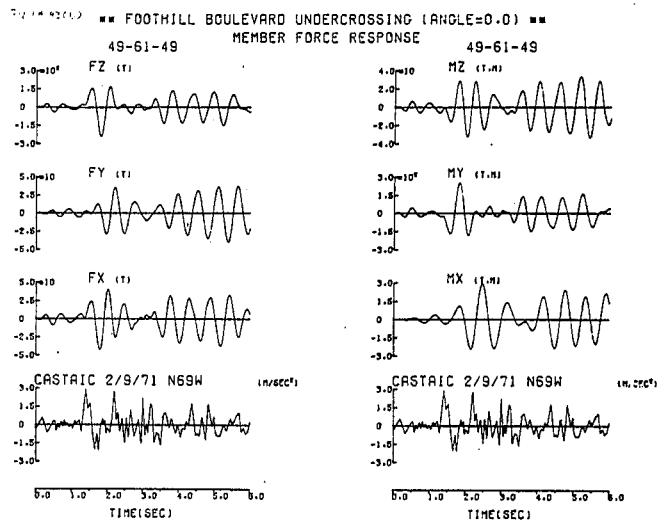
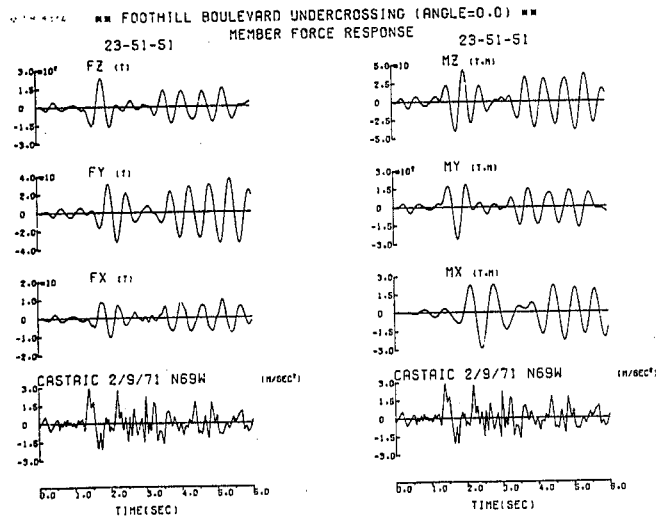
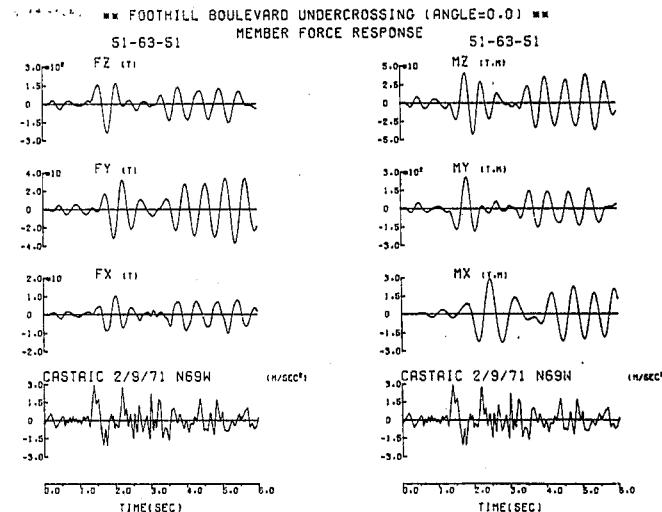


Fig. 1.3.43 (D)



1.4 高架構造の耐震実験

1.4.1 PCラーメン高架橋模型の耐震実験

(1) 概説

本実験は4径間連続PCゲタ橋（全長約100m）の鉸支点となるPCおよびRC混合構造のラーメン橋台（設計震度0.3，ゲタ下純高約5m）の橋軸方向の振動特性と振動破壊の状況を調査するために行なったものである。模型は二種からなり、一つは実橋とほとんど同質のPC，RCからなる1/3.75の模型，いま一つは合成樹脂（リゴラック）からなる1/20の模型からなっている。

前者では模型内部に加振装置が設置され，加振されることにより，主として振動破壊の進行状況とそれともなう動的特性の変化を調べた。後者では振動台上に設置され，加振されることにより，主として破損にいたらない初期の応力分布を調べた。

加振法として両者のそれぞれに対して内部加振法（力による強制振動）と外部加振法（変位による強制振動）が採られたわけであるが，共振時の作用は実用上両者の間にまったく差異がないものと考えてさしつかえない。

なお実橋の下部構造はクイ基礎であるが，実験のつごう上ラーメン脚柱下面以下には変形が生じないものと仮定した。

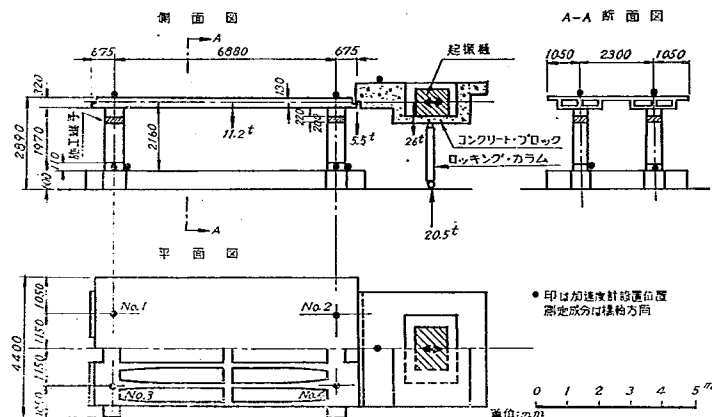


図-1.4.1

(2) 大型模型（1/3.75，PC，RC）による破壊実験

1) 模型

橋軸方向の振動に対する相似関係を満足させるために実橋の連続ゲタ部の重量に相当する付加重量をラーメン模型の支承部につけた（図-1.4.1参照）。ラーメン部は正しく実橋のつごう上，計画値（38.2t）の68%になり，全重量では計画値（49.4t）の75.3%になった。

したがって，実橋と模型の比重の比は（実物）	計画重量	実施重量	差異
／（模型）＝1.33に採ればよいことになる。	ラーメン部	11.2t	11.2t 0t
模型ラーメンは実橋とまったく同じ方法で造	連続ゲタ部	38.2t	26.0t 12.2t(32%)
られた。その製作法を概念的にのべるとつぎの	合 計	49.4t	37.2t 12.2t(24.7%)

とおりである。

PC-2箱ゲタからなる板梁部をまず製作して、そのクリープおよび乾燥収縮がある程度進行してから、板梁部の4隅すなわち、それぞれの箱ゲタ端部に4本のRC造りの柱を固定する。このような手順によれば、プレストレス、クリープおよび乾燥収縮などによってラーメンに生ずる不静定応力を小さくすることができる。したがって図-1に示すごとくラーメン脚柱頭部付近に施工つぎ手が設けられている。

ラーメンの板梁部は橋軸方向にはPC、横方向にはRCとして設計されている。しかし振動実験時には種々の実験上の都合上、横締め用PC鋼棒を装着した状態であった。これは振動実験にとって、特にふつごうな条件とはならない。

連続ゲタ部の重量に相当するコンクリート・ブロックをラーメン端部に定着する方法はつぎのとおりである。

ラーメンの橋軸方向プレストレス用PC鋼棒($\phi 12$)32本をソケットとともに約1mをコンクリート・ブロック内に埋め込んだ。こうすることによって定着部の橋軸方向の伸び剛性を大きく、鉛直方向の曲げ剛性を小さくすることができる。

模型ラーメンのコンクリートの品質は $\sigma_{28} = 550 \text{ kg/cm}^2$ (示方強度 $\sigma_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$ で、実験時には、 $130 = 575 \text{ kg/cm}^2$ (600~650)、弾性係数は約400,000 kg/cm^2 であった。また使用したPC鋼棒($\phi 12$)降伏点強度は、10,450 kg、使用した鉄筋はSS50のものである。

2) 実験法

振動負荷を与える方向および振動変位を測定する方向は橋軸方向のみとした。

加振装置は図-1に示すように連続ゲタの重量に対応するコンクリート・ブロック内のピットに設置された。加振装置の外形寸法は約1m立方で、その上部に7.5のIPの可変速電動機が設置される。加振装置の最大起振力は12.5t (13 c/sにて)である。また起振力は偏心重錘の交換によって(13 c/sにて)では3.3 t, 6.7 t, 10 t, 12.5 tと段階的に可変であり、一定の装備では偏心重錘の回転数(振動数)の自乗に比例して変化する(図-1.4.2参照)。

測定された振動の要素はラーメンの4隅すなわち脚柱上下部の橋軸方向の振動加速度である。(図-1.4.

1参照)

また振動負荷は小さな起振力から順次大きくしてゆき前記の4段階の負荷を与えた。

3) 模型と実橋の相似

実橋に対して模型はすでに図-1.1.3(a)のように単純化されている。むろん、これは橋軸方向の振動に対する相似律では複雑な系に対する場合も、それを単純化した系に対する場合にもまったく同じことが成立する。したがって、以下の議論の理解をたすけるために、模型をさらに単純化して図-1.3.4(b)のような系におきかえることにする。

相似律により、実橋と模型との共振振動数の関係はつぎのようになる。実橋の量にサフィックス

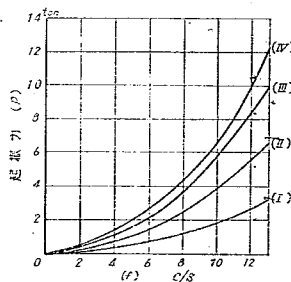


図-1.4.2

P 、模型の量に m を付して表わすものとする。

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{L_m}{L_p} \cdot \sqrt{\frac{E_p \cdot \rho_m}{E_m \cdot \rho_p}} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、

f : 振動数 (c/s)

L : 長さ (cm)

E : ヤング率 (kg/cm²)

ρ : 密度 (kg/cm³)

また本実験では、 $L_p/L_m=3.75$, $\rho_p/\rho_m=1.33$

したがって、(1)式はつぎのようになる。

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{1}{3.75} \times \sqrt{\frac{1}{1.33} \cdot \frac{E_p}{E_m}} = 0.231 \times \sqrt{\frac{E_p}{E_m}} \dots\dots\dots(1)'$$

つぎに実橋と模型の対応する各部の応力値が同値になる場合、いいかえれば、模型と実橋とが等質等材で同じような損傷度を示すさいの震度の比はつぎのようになる。

$$\frac{K_p}{K_m} = \frac{\rho_m \cdot L_m}{\rho_p \cdot L_p} \dots\dots\dots(2)$$

ここで

K : 震度。

なぜならば

$$\frac{F_p}{F_m} = \frac{\rho_p}{\rho_m} \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 \cdot \frac{K_p}{K_m} = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^2 \dots\dots\dots(3)$$

ここで

F : 力 (kg)

σ : 応力度 (kg/cm²)

(3)式に $\sigma_p = \sigma_m$ なる条件を与えれば(2)式がえられる。

しかし、本実験のように実橋と模型の材料強度が異なると見られる場合、破壊を生ずる震度の比はつぎのようになる。

$$\frac{K_p}{K_m} = \frac{\rho_m \cdot L_m \cdot \sigma_{bp}}{\rho_p \cdot L_p \cdot \sigma_{bm}} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 σ_b :破壊応力度(ただし実物と模型の材料の応力-ヒズミ曲線が相似なるを要す,kg/cm²)

本実験の場合、実橋と模型の材料の応力-ヒズミ曲線が相似しているとは考えられない(なぜならば、実橋では普通強度のコンクリートが脚柱材料として用いられているが、模型では高強度コンクリートが用いられているからである)。しかし後述する実橋の推定値の算定に用いる算式は便宜上強度の関係を省略して、つぎの値を用いることにする。

$$K_p/K_m = 0.200 \dots\dots\dots(4)'$$

いま一つ、実橋と模型の境界条件が相似していて、かつ各部の応力が同値になる場合の部材のモーメントの比はつぎのようになる。

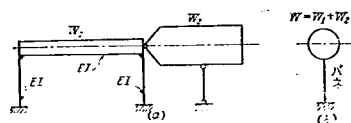


図- 1.4.3

$$\frac{M_p}{M_m} = \frac{K_p \cdot \rho_p \cdot L_p^4}{K_m \cdot \rho_m \cdot L_m^4} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで

M : 部材のモーメント (kg・m)

(5)式に本実験の諸数値を代入すれば,

$$M_p / M_m = 0.200 \times 1.33 \times 3.75^4$$

となる。

上記の相似式中には速度 (Velocity) あるいは摩擦による減衰項の関係式を含んでいない。したがって、さきほどの強度の関係とともども、相似が完全でないことを意味するものである。しかしながら、模型実験からえられた測定値を実際の場合に当てはめる目安にはなりうるものと考えられる。

4) 実験結果

(i) 共振時における測定結果

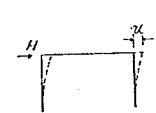
共振振動数は負荷が大きくなるにつれて小さくなっている。この間の測値および状況を表-1.4.1 表-1.4.2 に示してある。模型に生じた最大震度は1.046 に達している。

図-1.4.4は共振振動数の変化にともなう定常状態の共振倍率および減衰係数の変化を図示したものである。

表-1.4.1

区 分	起振力比	共振々 動数 (f_r)	共振時 起振力 (P_r)	振 幅 (cm)		震 度		位相差 (φ)	総水平 負荷力 (H)	共振倍率 ($K_u W / P_r$)	観 察 結 果
				U	D	K_u	K_d				
I	P	9.17c/s	1.65 t	0.0822	0.0053	0.278	0.0180	46.0°	10.34 t	6.27	脚柱基部にキレツ発見 脚柱下半分にキレツ発見 脚柱全面にキレツ発見
II	$2P_o$	8.30	2.70	0.1943	0.0123	0.540	0.0343	59.5	20.10	7.44	
III	$3P_o$	7.83	3.61	0.355	0.0179	0.877	0.0442	68.0	32.60	9.04	
IV	$375P_o$	7.24	3.76	0.497	0.0249	1.046	0.0515	72.0	38.90	10.35	

表-1.4.2

区 分	起振力比	共振振 動数 (f_r)	総水平力 (H)	変位振幅 (cm)		変形量* u	バネ係数 (H/u)	
				U	D			
I	P_o	9.17c/s	10.34 t	0.0822	0.0053	0.0795cm	130.0 t/cm	
II	$2P_o$	8.30	20.10	0.1943	0.0123	0.1881	106.8	
III	$3P_o$	7.83	32.60	0.3550	0.0179	0.3460	94.2	
IV	$3.75P_o$	7.24	38.96	0.4970	0.0249	0.4845	80.3	
静 的 実 験			15			0.05	300	

* $u \approx U - \frac{D}{2}$, ($\therefore \varphi \approx 60^\circ$)

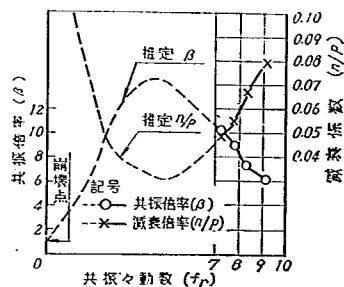


図-1.4.4

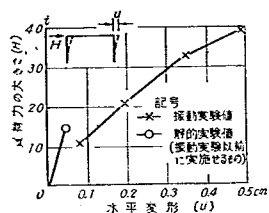


図-1.4.5

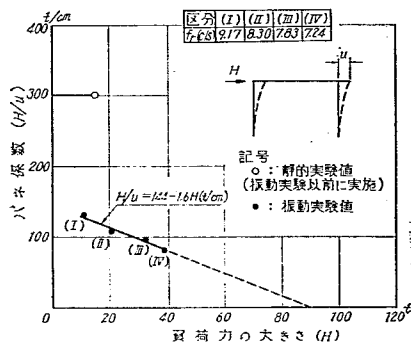
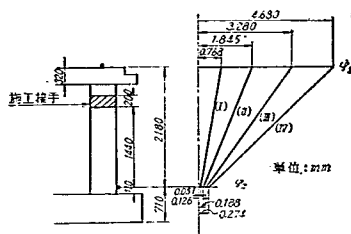


図-1.4.6



区分	共振実験値	共振時の加振力	$\phi_0=0$ 時の位相差 ϕ_r
(I)	2.17 cm/s	1.65 t	46.0°
(II)	8.36	2.75	59.5°
(III)	7.63	3.60	68.0°
(IV)	7.24	3.77	72.0°

図-1.4.7

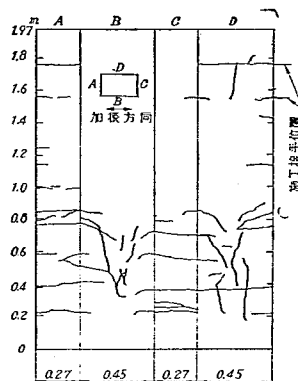


図-1.4.8

図-1.4.5は共振時の水平力の大きさとラーメンの変形の関係を図示したものである。

図-1.4.6は同様な水平力の大きさとラーメンの上端の水平変形に対するバネ係数を図示したものである。なお同図中に静的実験における本模型の橋軸方向水平載荷時のバネ係数、300 t/cm (15 t以下の荷重に対して)、も同時に示してある。

図-1.4.7は4段階の負荷におけるそれぞれの共振時の変形モードを図示したものである。

5) 実験結果の考察

(ii) 観察結果

脚柱基部では最初の負荷で、すでにキレツが生じていたことが、解析の結果判明したのであるが、観察によればまったく異常が認められなかった。しかし、負荷を大きくしていくにしたがって、キレツは次第に基部から沿って上部へ進行していった。最終段階の最大の負荷では図-8に示すよう

なキレツが柱面全体に発生した。その特徴は力に直交する面では水平のキレツのみが生じ、力の作用線と同一面内にある面では両縁付近に短かい水平なキレツ、中立軸付近では $30^{\circ} \sim 60^{\circ}$ の傾斜をもったキレツが生じた。

5) 実験結果の考察

(i) 初期の剛性

模型ラーメンが、振動実験の行なわれる以前にもっていた剛性を初期の剛性と名づけたわけである。静的載荷試験の結果からラーメンの梁部の中立軸位置の水平方向のバネ係数は 300 t/cm であることがわかっている。したがって、このラーメンを下端固定の門型ラーメンとして解いて、ヤング率を求めるとつぎのようになる。

$$E = \frac{h^2 l}{12J} \cdot \frac{2k + 3k^2}{1 + 6k} \cdot \frac{H}{u} \dots\dots\dots(6)$$

ただし、 $k = I/h$

J : ハリの断面二次モーメント

I : 脚柱の断面二次モーメント

l : ハリのスパン長

h : 脚柱の高さ(ハリの中立軸まで)

H/u : ハリの中立軸における水平方向のバネ係数

本実験ではこれらの諸数値はつぎのとおりである。

k : 0.346

J : 309.599 cm^4 (1箱ゲタ当り)

I : 281.100 cm^4 (1脚柱当り)

l : 6.88 m

h : 2.16 m

H/u : 300 t/cm

これらの数値からヤング率(E)を求めてみると、 $432,000 \text{ kg/cm}^2$ になった。この値は前掲の強度から推定したコンクリートのヤング率 $400,000 \text{ kg/cm}^2$ をやや上まわる程度でよく近似している。この点からみて、本模型の初期の剛性を $E = 432,000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $k = 0.346$ とすることができる。

(ii) 振動実験時の剛性

振動負荷を受けた後の模型ラーメンの剛性が、初期の剛性に比べてはるかに低下していることは、表-2のバネ係数の低下からみて明らかである。振動負荷の4段階における水平方向の変形の起こしやすさは、負荷の低いところから順次列挙すれば、初期の剛性を保持していた場合を1として、それぞれ2.31, 2.82, 3.19, 3.74になる。これは、振動負荷の増大にともなって、脚柱下端の固定度が低下し、さらに脚柱中間断面の損傷度が大きくなっていったからであると考えられる。

しかしここでは中間断面の損傷度の問題は省略してこれを一応健全なる断面と仮定し、このラーメンを脚柱下端が弾性固定されているラーメンとして解析してみよう。その弾性固定モーメントは次式のように得られる。

$$M_o = \frac{1}{6k-1} Hh(2k+1) - u \frac{12EJ}{hl} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし、 M_o ：脚柱2本当り（つまり模型全体に対する）弾性固定モーメント

$$J' = 2J$$

ここでは、 H および u は表-1.4.2にあげた数値を用いる。(7)式の数値計算の結果は表-1.4.3および図-1.4.9に示してある。

しかし、この弾性固定モーメント M_o の値は、脚柱中間断面の損傷度を省略してあるから、実際には、これより大きく、しかし下端固定として算出する値より小さな範囲にあると考えられる。

(iii) 実橋への換算

先述せる相似律によって求めた、共振振動数、同応力の生ずる震度、同応力が生ずる場合の脚柱基部の弾性固定モーメントなどを表-1.4.3に示してある。

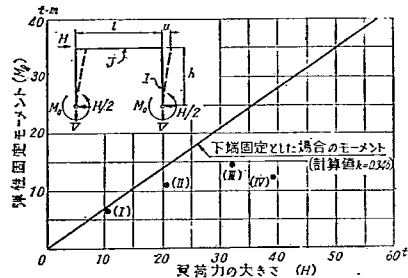


図-1.4.9

(iv)

表-1.4.3

区 分		模 型 実 験 値	実 物 推 定 値
寸 法 比		1/3.75	1/1
比 重 比		1/1.33	1/1
コンクリートのヤング率(kg/cm ²)		432,000	2210,000
コンクリートの強度(kg/cm ²)		575(500~650)	350
共 振 振 動 数 (c/s)	I	9.17	1.48
	II	8.30	1.35
	III	7.83	1.26
	IV	7.24	1.17
下端完全固定として推定した固有振動数(c/s)		14.25	2.29
実物と模型に等しい応力が生ずる場合の震度	I	0.278	0.056
	II	0.540	0.108
	III	0.877	0.175
	IV	1.046	0.209
実物と模型に等しい応力が生ずる場合の弾性固定モーメント(M _o) (t-m)	I	6.60	347
	II	10.48	551
	III	14.11	741
	IV	11.86	622
概 要		M _o 脚柱2本に対する値	

(iv) 崩壊荷重

実橋への換算で最も注目を引くのは崩壊荷重である。図-6に示すように水平力の大きさとバネ係数の間に直線性を仮定すれば、模型では次式がなり立つ。

$$H/u = 144 - 1.6 \cdot H \text{ (t/cm)} \dots\dots\dots(8)$$

このような直線性が崩壊時のバネ係数はゼロであるから、そのとき模型に生ずる水平反力はつぎのようになる。

$$H = 144 \div 1.6 = 90 \text{ t} \dots\dots\dots(9)$$

この値を実橋における水平震度 (K_p) に換算すると、0.484になる。この値は実橋がこの値を越えて抵抗すえない最大の期待値であると考えられる。

(v) 以上の推論に対する批判

本実験から推定した実橋の振動時の挙動に対する推論の要点を記せばつぎの二つになる。

- (i) 震度 0.056 を被震した後では、すでに脚柱下端部の固定度は相当失われている。
- (ii) 震度 0.484 以上の震度に抵抗しうことはほとんど望めない。むしろこの値より低いところに最大の期待値があると推定される。

この二者は破損と崩壊を示唆する値であることはいままでもないが、これらの数値には以下のような諸因子が含まれている。

- (i) 唯一の模型による実験から導かれたものである。
- (ii) 負荷方法は地震時の負荷と異なる。すなわち、負荷の増加にともない損傷が増大し、共振点を追跡して共振の定常状態を作り出す方法をとっている。つまり、振動外力によって最も能率よく損傷を起こさせるように負荷されている。
- (iii) したがって、損傷の成長にともなうエネルギー吸収 (振動の減衰作用) と負荷の継続時間が問題になる。
- (iv) 水平力とバネ係数の間に直線性を仮定している。
- (v) 材料の強度は模型と実橋とでは異なる (実橋の方が小さい)。
- (vi) 模型は非常に単純化されている。

これらの曖昧な諸点をいまいし消去するために、つぎに述べるところの小さな模型による実験を行なった。

(3) 小型模型 (1/20, 合成樹脂) による特性実験

前項の大型模型による実験では、当初予定していた震度よりはるかに低い震度で、しかも初回の負荷ですでに損傷が生じてしまった。したがって固定ラーメンとしての振動特性および応力分布などは振動実験からは得られなかった。

しかし、振動特性の一つである初期の固有振動数は、大型模型による静的実験結果を利用すれば、既出の表-1.4.3の一部に示すように、実橋では 2.29 c/s になるものと推定される。以下に述べる小型模型実験では、この実橋の固有振動数 2.29 c/s が最も重要な前提条件になる。

1) 模型

合成樹脂を用いた模型実験で最も問題となるのは、そのヤング率が、温度と負荷時間の影響を非常に敏感に受けやすいことである。しかし温度と負荷時間を一定にすれば、合成樹脂の模型でも弾性的な取り扱いができる。

模型の寸法は振動台の大きさから実物の $1/20$ にした。

图-10 (a)

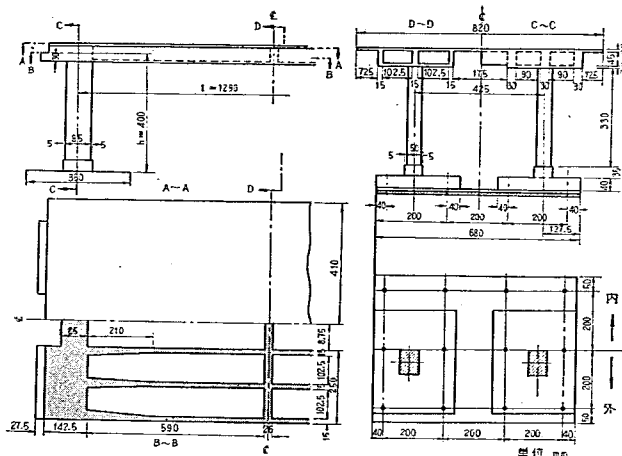


图 1.4-10 (b)

振動台は図- 11 に示すような構造および寸法のものである。模型はこの上面の載荷板（幅 1.7 m，長さ 4.0 m）上に取りつけられる。振動台の起振は，振動台の長手方向の重心線に水平面で直交する 4 本の回転軸に装備されている 4 対の不平等重量の回転によって行なわれる。水平方向起振の場合には図にみるとおり，電動機から，固定されたプーリーをへて，回転軸が振動台に固定されているプーリーに，動力が伝達される。電動機の回転数は，振動台の振動数を電気回転計で読みながら，遠隔制御される。

3) 実験結果

- 98 -

得られた模型のヤング率は $6,500 \text{ kg/cm}^2$ (実橋では $210,000 \text{ kg/cm}^2$) になった。

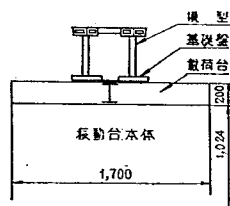


図-1.4.11 (a)

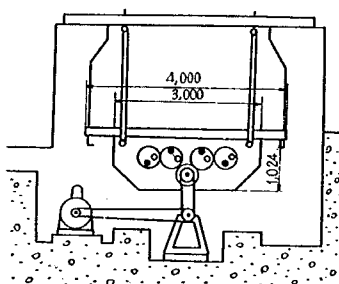


図-1.4.11 (b)

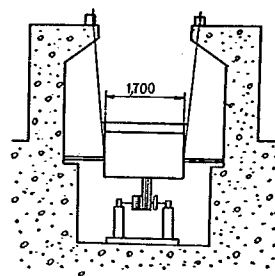


図-1.4.11 (c)

表-1.4.4

振動数 (s/c)	起振力 (t)				
	不平衡モーメント				
	1/3	1/2	2/3	5/6	1
不平衡 モーメント (kg·cm) (最小)	381	572	763	954	1,145
不平衡 モーメント (kg·cm) (最大)					
2	0.0612	0.0918	0.1224	0.1530	0.1836
5	0.382	0.573	0.764	0.955	1.146
10	1.53	2.295	3.06	3.825	4.59
15	3.44	5.16	6.88	8.60	10.32
20	6.12	9.18	12.24	15.30	18.36
30	13.76	10.64	27.52	34.40	41.28
40	24.8	37.2	49.6	62.0	74.4

表-1.4.5

	f_r (c/s)	u (cm)	K	H (kg)	σ (計算) (kg/cm ²)	σ (計算) (kg/cm ²)
A	11.37	0.262	1,365	229.8	6.60	7.05
B	"	0.129	—	—	-3.38	-5.31
C	"	0	—	—	-6.13	-12.75

共振時における脚柱部の変形モードは図-1.4.12(b)に示すとおりである。また脚柱部の応力分布は図-1.4.12(c)のとおりである。これらをまとめて表-1.4.5に示してある。

ここに示す理論計算値はむしろ下端固定ラーメンとして計算したものである。

脚柱基部で応力の測定値が非常に小さくなっている。これは断面増加の影響であると考えられる。

(4) 実験結果の総合

1) 損傷の進行

本実験ではラーメンの板梁部にはまったく異常は認められなかった。このことは板梁部をPCゲタにした特徴の現われであろう。

しかし、これに反して脚柱部では、実橋に換算して、負荷した最大の震度0.209に対しては脚柱全面にキレツが生じた。損傷が最初に生じたのは脚柱基部で、そのときの震度はわずかに0.056であった。この場合、特性実験結果からみて、とくに応力分布には異常が生じていない。むしろ脚柱基部では断面が増加されているために、応力は計算値より緩和されたものと思われる。しかし隅角部では応力集中によって相当大きな応力が生じたものと考えるのが当然である。したがって、この部分にハンデを設けることを推奨したい。

また負荷の増大にともなって、斜め引張りキレツが生じた。これに対してはスターラップを密に配置することが必要であろう。

損傷の進行を食い止めるために、これらの対策を講じたとしても、脚柱基部は、その下方の基礎部の剛性が相当大きいゆえに、やはり応力集中による局部的損傷が比較的小さい震度で起こりうる。したがって、基部(下端)の固定度が低くなるにつれてモーメントは上部へ転移してゆくの、これに対する構造全体としての設計法の検討が望まれる。

2) 崩壊荷重

実橋における境界条件および材料の性質、強度などが模型と類似しているという前提にたてばつぎのようなことがいえる。崩壊荷重を震度で表わして、0.484以上に期待することはできないであろう。しかし、実橋では地震荷重を対象としての震度を必要としているのであり、また前掲の前提条件とは異なった境界あるいは材料によって構成されている。したがって、0.484はあくまでも相対的な震度であることを強調しなければならない。つまり、他震作用は実験時の振動負荷とは異なり、きわめて短時間にかつ不規則に作用するものであるから、崩壊を生ぜしめる震度を大きくする傾向をもつと推定される。一方、境界条件である固定度が低いこと、ならびに材料強度が低いことは、この震度を小さくせしめる傾向をもつものと推定できる。

3) 振動の問題

損傷が進むにつれて、初期の固有振動数2.29では1.17 c/sになる。損傷が生じて、その段階の共振振動数における定常振動では実験の範囲では、損傷の大きさに比例して共振倍率が大きくなる。しかし、振動数の連続的变化にともなう損傷の成長による振動エネルギーの吸収・逸散など

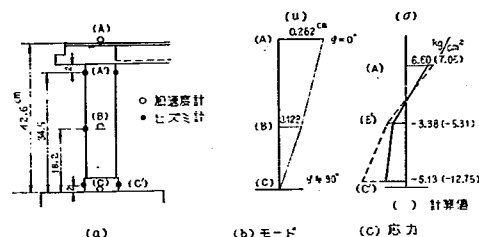


図-1.4.12

は明らかでない。

あ と が き

大型な模型による実験は多くの疑問や示唆を与えてくれた。実験の方法については反省すべき点が多かった。これらの諸点を別の機会にさらに一層明らかにし、改良していきたいと考えている。

1.4.2 大型振動台によるケーソン、多柱基礎の耐震実験

(1) 実験の概要

1) 概 説

この実験は、計画中の本州四国連絡橋のうち、中央径間 1,100m 級の吊橋の主塔・橋脚・地盤系をとりだして、模型を製作し、大型振動台による耐震実験を行ない、耐震設計の基礎資料を得ようとしたもので、実験手法とその結果は、高架橋の下部構造の耐震設計に、反映することができる。

2) 対象とした原型

対象とした原型は、最大水深約 35 m、基礎地盤が風花崗の地点の吊橋の下部構造である。この実験で対象とする橋脚の構造としては、ケーソン基礎ならびに多柱基礎の 2 種を考えた。図-1.4.13 は両橋脚の概略寸法、および主塔の概略を示したものである。対象地点の基礎地盤は、ヤング係数 $300,000 \text{ t/m}^2$ 、層厚 75 m の一様な弾性体であると仮定した。

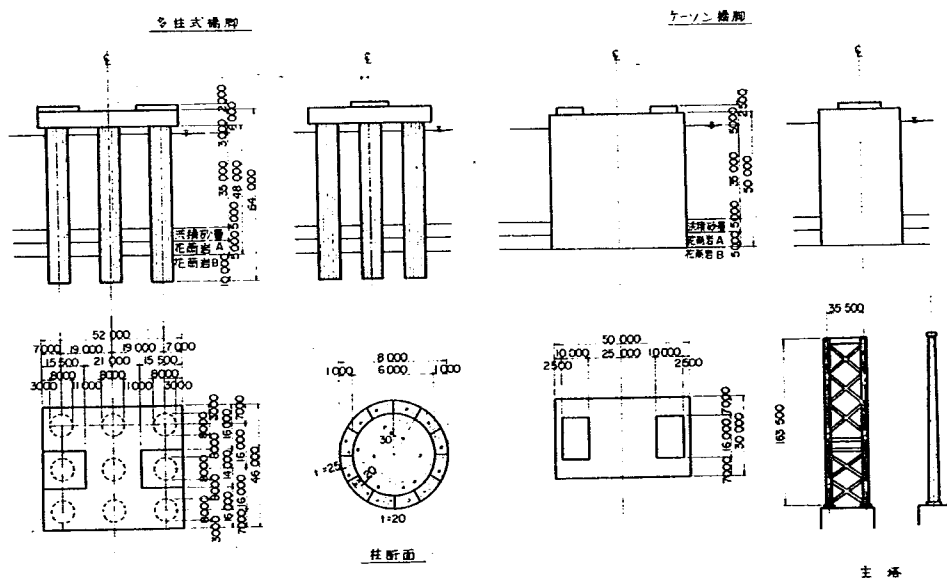


図-1.4.13 実験の対象とした実際構造

3) 相似律

吊橋の主塔・橋脚・地盤系をとりだして、模型耐震実験を行なったのであるが、原型と模型との間の力学的関係である相似則は、構造各部が弾性体であるとの前提のもとに設定された。相似則の決定に際しては、振動台の規模と性能、用いるべき模型材料の力学的性質、振動計測装置の性能等

を総合的に考慮した。基本的な約少率として、長さを $1/100$ 、時間を $1/5$ 、密度を $1/2$ に設定した。他の物理量の縮少率はバッキンガムの Π 定理から容易に定めることが出来る。

4) 模型の設計

模型の材料・諸元は、上記の相似則に従い、決定した。まず地盤材料として、各種材料を検討の結果、硬度 50 のゴムを選び、厚さ $5\text{cm} \times 1\text{m} \times 1\text{m}$ のゴム板 135 枚を接着することによって、厚さ $75\text{cm} \times 3\text{m} \times 3\text{m}$ の模型地盤を製作した。ケーソン基礎は剛体と考え、躯体重量および橋脚基部まわりの回転慣性を考慮して、アルミニウム材を主体として、ケーソン基礎の模型を製作した。このケーソン模型には、回転慣性がある程度調節できるように、鉛直方向に移動可能な分銅をとりつけた。多柱基礎については、全体としての固有周期が相側則を満足するよう、柱部の重量、曲げ剛性、地盤接地点の柱断面面積ならびに頂版の重量等を決定し、鋼材を用いて模型を製作した。

つぎに、主塔については長さおよび固有振動数の縮尺を相似させるようにし、かつ主塔の重量が、下部構造の振動特性に大きく影響を与えないよう考慮した。塔柱・水平材には、アルミニウム角棒を、また添加重量には、平鋼を使用した。

5) 実験

実験は大別して静的実験と振動実験の 2 種を実施した。静的実験は、地盤模型として用いたゴム材料の物性試験と各種模型（ゴム地盤、ケーソン基礎、多柱基礎ならびに主塔）に対する載荷試験とからなる。振動実験では、下記の 8 ケースを対象として、正弦波・ランダム波による振動特性実験ならびに下記のうちケース 3, 7, 8, をのぞく 5 ケースを対象として実地震波による地震応答実験を行なった。

ケース 1 地盤

ケース 2 地盤+ケーソン（地盤上に固定）〔橋軸方向〕

ケース 3 地盤+ケーソン（地盤上に自由設置）〔 " 〕

ケース 4 地盤+多柱〔 " 〕

ケース 5 地盤+ケーソン（固定）+主塔〔 " 〕

ケース 6 地盤+多柱+主塔〔 " 〕

ケース 7 地盤+ケーソン+主塔〔橋軸直角方向〕

ケース 8 地盤+多柱+主塔〔 " 〕

振動実験における計測装置としては、抵抗線式加速度計、光学式変位計、16 ミリ撮影機等を用いた。振動台は、本実験では防災センター大型耐震実験装置（筑波学園都市）を、補足実験では土木研究所電磁式振動台を使用した。

〔2〕 実験の結果

1) 静的実験の結果

ゴム材料の物性試験

地盤模型として用いたゴム（硬度 50 度）について、各種の物性試験を実施した。試験項目ならびに試験結果の概要は以下のとおりである。

- 比重測定 単位重量 $\gamma = 1.44 \text{ t/m}^3$
- 静的弾性係数測定（アムスラー試験機による圧縮試験） 弾性係数 $E = 30.3 \text{ kg/cm}^2$
せん断弾性係数 $G = 10.1 \text{ kg/cm}^2$ （ポアソン比 0.5 と仮定）（歪の大きさは約 2 %）

○ 動的弾性係数測定 (MT型防振ゴム振動試験機使用)

動的倍率 $\beta = 1.10$ (動弾性係数 $E_d = 334 \text{ kg/cm}^2$)

$f = 500 \text{ cpm}$, $a = \pm 1 \text{ mm}$ のとき

動的倍率 $\beta = 1.18$ (動弾性係数 $E_d = 35.8 \text{ kg/cm}^2$)

$f = 1,000 \text{ cpm}$, $a = \pm 3 \text{ mm}$ のとき

○ 定歪速度載荷試験 (インストロンフロー-TT-DM使用) による弾性係数の測定

この試験結果から歪の大きさによって弾性係数がかなり変化すること、小さい歪 (0.1 % 位) では、大きい歪の数倍に弾性係数が大きくなることが判明した。一方、温度変化の影響は余り大きくなく、 20°C から 0°C に低下させた場合でも、弾性係数は約 10 % 上昇したにすぎなかった。

ゴム地盤に対する平板載荷試験

直径 22.5 cm (一部、直径 30 cm を使用) の載荷板を用いて、鉛直載荷試験を行ない、試験結果と Boussinesq の式から弾性係数、地盤反力係数等を算出した結果の平均値は、

静弾性係数 $E = 88.3 \text{ kg/cm}^2$

せん断係数 $G = 29.4 \text{ kg/cm}^2$

地盤反力係数 $k = 7.0 \text{ kg/cm}^3$

となった。振動実験時における、ゴム地盤の変形定数は上記に近いものと推定された。これは図-4.7において、歪が 0.1 % 程度の場合の値に相当している。

ケーソン基礎および多柱基礎に対する載荷試験

ゴム地盤上に固定されたケーソン基礎に対して、水平引張試験を行ない、回転ばね係数とせん断ばね係数とを求めた。これから得られた実験値は、提案されている各種の計算式によって得られた値とはほぼ一致した。

つぎに多柱基礎に関しては、下部を完全固定した場合と、ゴム地盤上に固定した場合とについて、水平引張試験を行ない、水平ばね係数を求めた。両者の試験結果を比較するとケーソン基礎の剛度が、多柱基礎に比してかなり高くなっている。

主塔載荷実験

主塔基部を完全固定して、橋軸方向・橋軸直角方向について、水平載荷試験を行ない、主塔の剛性を確認した。

2) 振動実験の結果

振動特性実験

(1) の 5) に記述した 8 ケースの各々につき、次の 3 種の実験を行なった。

- 正弦波強制実験 共振曲線, 固有振動数, 減衰, 固有振動モード
- 自由振動実験 固有振動数, 減衰, 固有振動モード
- ランダム波実験 振動特性

これから得られた結果をとりまとめて、表-1.4.6 に示す。また固有振動モードの例を、図-1.4.14 ~ 1.4.16 に示している。

地震応答実験

(1) の 5) に記述した 5 ケースにつき、El Centro 地震波および十勝沖地震波 (八戸) を入力とし

図1.4.15 ケーソン基礎の
共振時モード

図1.4.14 ゴム地盤共振時モード

図1.4.16 多柱基礎の共振
時モード

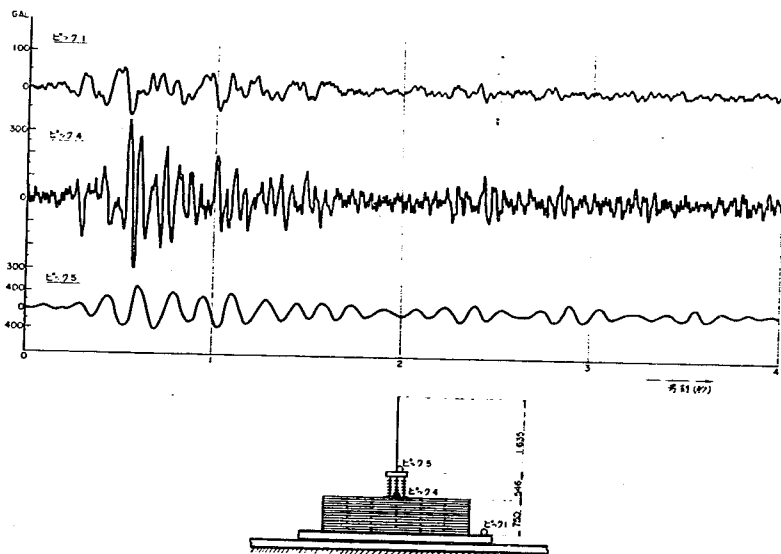


図1.4.17 経時応答（基礎＋多柱＋主塔）＋勝沖沢

表-1.4.6 共振曲線からの固有振動数, 減衰定数, 自由減衰からの対数減衰率

実 験 対 象 種 別		供 試 体 名			
		地 盤	ケーソン基礎	多性基礎	主 塔 1 次 2 次
地 盤 の み	固有振動数 (c/s)	16.4			
	共振曲線 対数減衰率	0.496			
	より 減衰定数	0.079			
	自由減衰 対数減衰率	0.32			
地盤+ケーソン (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	15.9	25.3		
	共振曲線 対数減衰率	0.477	0.521		
	より 減衰定数	0.076	0.083		
	自由減衰 対数減衰率				
地盤+ケーソン (ケーソン底面フリー) (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	14.3			
	共振曲線 対数減衰率	0.207	0.496		
	より 減衰定数	0.033	0.079		
	自由減衰 対数減衰率				
地盤+多柱 (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	16.7		6.4	
	共振曲線 対数減衰率	0.389		0.188	
	より 減衰定数	0.062		0.030	
	自由減衰 対数減衰率			0.123	
地盤+ケーソン+主塔 (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	15.6			0.9 (5.1)
	共振曲線 対数減衰率	0.703			0.015 0.014
	より 減衰定数	0.112			0.023
	自由減衰 対数減衰率	0.273	0.232		
地盤+多柱+主塔 (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	14.4		5.9 (6.3)	0.9 (5.85)
	共振曲線 対数減衰率	0.540		0.106	
	より 減衰定数	0.086		0.017	
	自由減衰 対数減衰率			0.125	
地盤+ケーソン+主塔 (橋 軸)	固有振動数 (c/s)	15.13			3.85 14.8
	共振曲線 対数減衰率	0.477	0.521		
	より 減衰定数	0.076	0.083		0.054 0.015
	自由減衰 対数減衰率				
地盤+多性+主塔 (橋軸直角)	固有振動数	15.6		7.3	
	共振曲線 対数減衰率	0.502		0.307	
	より 減衰定数	0.080		0.049	0.045 0.020
	自由減衰 対数減衰率				

て、地震応答実験を行なった。このさい、時間軸は相似則に従って1/5に縮少し、加速度はその最大値が50gal程度および100gal程度の2種について、実験した。図1.4.17は地盤+多柱+主塔（橋軸方向）の場合についての、応答波形の1例を示した。

(3) 考 察

以上、大型耐震実験装置を用いた吊橋下部構造の模型耐震実験について、紹介した。地盤をゴム材料で模型化することは、新しい試みであったが、一応の成果をあげたものと考えられる。模型製作においては、地盤材料の選択が重要であり、特に実験時の条件を考慮して、材料の吟味を行なう必要がある。

この種の実験から、設計計算等に用いる計算式の精度を確認でき、さらには実施震波を入力としたときの構造各部の応答を比較的正確にかつ容易に算定できる見通しを得たといえる。

今後さらに、この実験結果を詳細に検討すると共に、有限要素法による地震応答計算など、各種の理論計算を行なうことにより、基礎構造の耐震設計法を吟味することができるであろう。今回の実験では、多柱基礎に比べて、ケーソン基礎の剛度が高い結果を得たが、将来の実験計画として、地盤が比較的軟質の場合の各種下部構造の動的挙動を調査する必要があるだろう。さらに、地盤と構造物の非線型挙動、地盤の質量効果の問題も、この種の実験によって、解決をはかっていくべき重要課題と考えられる。

1.5 あとがき

本研究を進めるに当っては、下記の方々の御助力によった。ここに深く感謝の意を表す。

工 藤 慎 一	(日本技術開発KK)
後 藤 毅	(")
五十嵐 功	(")
山 口 樹 男	(")
町 田 昌 紀	(")
岸 本 俊 雄	(")

第2章 地下構造物の震害例と耐震解析

栗 林 栄 一 *
岩 崎 敏 男 **

辻 勝 成 ***
若 林 進 ****

* 構造橋梁部振動研究室長
** 構造橋梁部振動研究室主任研究員
*** 構造橋梁部振動研究室研究員
**** 構造橋梁部振動研究室技官

2.1 地下構造物の震害例

この節では過去の地震（日本の5地震とアメリカの2地震）において地中構造物（水道施設、石油パイプライン）の受けた震害の概要を述べる。

2.1.1 関東地震（大正12年9月1日）

上水道の施設に関する被害として取水堰のき裂、導水路の崩壊、沈下、漏水、浄水池のき裂および破壊、配水管および弁類の破損などが主である。

東京市の配水鉄管では淀橋から本郷に至る内径1,100mmの本管に被害が多く、また弁類のような異形管類は主として継手部、湾曲部などで折損した。

横浜市では取水口、沈澱池、導水路などにはたいした被害はなかったが浄水池と市内配管が大破した。配水管被害は全域におよび、継手を締め直し、破損管を取替えるために結局はほとんど全部を掘りおこさねばならなかった。

2.1.2 福井地震（昭和23年6月28日）

水道施設の被害は丸岡、福井、芦原において激しかったが、震央から遠い小松、山中ではきわめて軽微であった。

福井市では地盤が井戸枠に対して30～40cm沈下したため、弁類および管類が多数破壊した。

配水管は南北方向におかれたものが東西方向におかれたものにくらべて被害が大きく、ひどい所では12.5mに1ヶ所の割合で破壊された。直管はフランジでせん断され、曲管は湾曲部で破損し、伏起部は基礎が十分でなく被害が大きかった。制水弁は軸力をうけて胴割れし、T字管はせん断して、その前後のソケット継手にゆるみを生じた。分水栓、消火栓などでは取付部でせん断または曲げられた。

2.1.3 十勝沖地震（昭和27年3月4日）

上水道被害では、給水管の折損、給水栓の分岐部の破壊、貯水そうのき裂などが主なもので、非金属系のパイプはその継手において特に弱点を示した。釧路の給水管は鉄管であったが、フランジ継手になっておりこの部分が破損した。

2.1.4 新潟地震（昭和39年6月16日）

送配水管については新潟市の軟弱地盤に埋設されていた部分は甚大な被害をうけ、総延長470mのうち68%が被災した。管種は大部分が普通铸铁管で、継手はいんろう継手であり僅少のメカニカル継手があった。

被害の大きい順にあげると、継手の引抜け、分水栓の折れ、分水栓と鉛管との接合部分の引抜け、異形管の破損、制水弁の破損、管の折れであって、管の折れにくらべて引抜けが非常に多かった。継手としてはメカニカル継手はいんろう継手より比較的強いことが認められた。

下水道施設もまた大きな被害をうけ、信濃川、通船川周辺の地域は排水能力皆無となった。これらの河川の河岸に沿って作られた排水ポンプ井は吐出し、河川側に傾斜した。管渠は箱型渠、円形管とも振動により激突し、離脱、き裂、蛇行、高低の変化、流砂現象による浮上がりなどをおこした。特に浮上がり現象は特徴的で、基礎ぐいの上に作られた管路が基礎もろとも浮上がり、管の一部が路面上に頭を出しているものなども見られた。

2.1.5 十勝沖地震（昭和43年5月16日）

上水道、簡易水道、都市下水道、都市排水路などの被害はかなり広範囲におよび青森県西端部の

深浦町、宮城県北部の栗駒、金成、小牛田、涌谷の範囲にまで達している。

最も被害の著しいのは青森市で地震発生と同時に市の中心部に配水している横内浄水場系統が壊滅状態になり広範囲にわたって断水した。水源地から横内浄水場まで3 kmの導水管は15ヶ所で切断漏水し、浄水場から青森市内に至る導水管は130ヶ所で切断した。

2.1.6 ロングビーチ地震(1933年3月10日)

石油パイプラインの被害としては、処理パイプ(Process Piping)のうち蒸気ライン(Vapor Lines)の連結部又はその付近での破損が多かった。この原因としては二つの構造物の地震時の挙動が違ったためと考えられる。また連結パイプ(Interconnecting Piping)では地中に埋設してある管が数多く破損した、そのほとんどが鋳造の部分で、フレキシビリティに欠けたり、接続する構造物と違った挙動をしたためと考えられる。他の例では溶接継手部が壊れた例もある。地上の管やフレキシブル継手を取り付けられているものでは被害はなかった。しかし軸方向の管の移動を制限する装置がなかったため、伸縮継手の所で接続している小管が離れるという例があった。幹線パイプライン(Trunk Pipe Line)に関しては、橋やカルバートの接続部にあたるエビ管(mitre joint)の溶接部での破壊が多かった。その他の破壊もほとんどが継手部で生じていた。

2.1.7 サンフェルナンド地震(1971年2月9日)

水道管の被害は小径の鋳鉄管に多く見られた。都市ガスパイプラインでは古い16 inラインに著しい被害があった、このラインは50年前に設置された厚さ約8 mmの継目なし鋼管で、円周継手はガス溶接である。地震により約60ヶ所の継手が引張破断し、多くの箇所において6~7.5 cm開口したが、これは揺らん期の溶接のためであろう。このほか軸力による管体の圧潰したり、特殊な例であるが、細い管がS字状に屈曲したり、0.9 mの深さに埋設した3"管がいったん破断し約70 m重なった例もある。被害のひどかった所でも高張力鋼薄肉管を使用した新しいラインは破損しなかった。石油パイプラインには被害は比較的少なかった。

参 考 文 献

1. “耐震工学” オーム社 岡 本 舜 三
2. “Report on the Southern California Earthquake of March 10, 1933 And its Effect on Oil Industry Properties”
A Joint Report of the following companies,
Associated Oil Company
General Petroleum Corporation
Shell Oil Company
Standard Oil Company of California
The Texas Company (California)
Union Oil Company of California
3. “サンフェルナンド地震(1971年2月)の震害について”

土木学会論文報告集第195号 1971年11月

2.2 沈埋トンネルの地震応答解析

2.2.1 沈埋トンネルの地震応答解析法

〔1〕 まえがき

沈埋トンネルは未だ世界でも施工例が少なく、地震時の挙動についても不明な点が少なくない。

沈埋トンネルの合理的な耐震設計法を確立するためには、沈埋トンネルの耐震性を地震応答解析などによって検証することが必要となる。

ここでは現状での沈埋トンネルの地震応答解析法として、大きく計算による方法と実験による方法に分けてその概略を紹介する。

〔2〕 計算による方法

(1) BARTトンネルにおける例(1)

次の各種の仮定のもとに表層地盤の地震応答計算を実施している。

- ① 地盤は等層で無限の広がりをもつものとし、計算モデルは1次元の弾性体とみなす。
- ② 構造物の存在は無視する。
- ③ 計算方法としては、モーダル・アナリシスを採用し、応答スペクトルを用いて各モードの応答を求め、平方和の平方根をとって各モードを合成する。
- ④ 減衰定数は1, 2および3次のモードに対して、それぞれ10, 20, 30%とする。

(2) 京葉線多摩川沈埋トンネルにおける例(2)

沈埋トンネルおよび地盤とも多質点弾性系に置換し、立体的に振動を扱う。地盤の立体的なモデル化としては、横断面内は有限要素法により、平面歪として静的な力と変位の関係からバネ定数を定め、縦断に対しては、せん断バネを考慮している。沈埋トンネルの剛性計算には、曲げ、せん断および振れを考慮する。解析に際しては減衰値を1次周期に対して5%として、入力はEl Centro 1940 (NS)を最大0.1gとしている。

(3) 扇島トンネル(日本鋼管)における例(3)

応答計算モデルは次の仮定に基づいて作成している。

- ① 地中に完全に埋設された沈埋トンネルは自己振動を起さず、地盤の振動に支配される。沈埋トンネルは地盤より押されて変位する。
- ② 地盤の振動は前面振動とし、1次振動のみを考慮する。

このような仮定のもとで横断面内を有限要素法によって計算し、1次振動のモード、有効質量を計算しバネ定数は上記の質量を用いて、1次振動の周期が合うように定めている。縦断方向に対しては、地盤の質点を結ぶバネ、沈埋トンネルと地盤の振動モードを結ぶバネを考慮して、全体としては沈埋トンネルを弾性床上の梁として取扱っている。

(4) 土木研究所における例

次項2.2.2に土木研究所が実施した、沈埋トンネルの地震応答解析の例を記述する。

〔3〕 実験による方法

実験による方法としては野外模型振動実験と室内模型振動実験が行なわれている。

(1) 衣浦港沈埋トンネルにおける例(4)

この実験は野外模型振動実験の例である。

トンネル水平部を対象として、約1/20の縮尺となるように塩化ビニールパイプを用いて、これを盛土内に埋設し、“S-大砲”と称するS波発生装置を使って模型に振動を与え、模型に発生する歪と変位振動を地盤の変位振動と同時に測定している。

外径63cmの塩化ビニールパイプを単管とした場合と二本平行に接合したメガネ型断面の場合の二通りについて行なっている。

(2) 扇島トンネル（日本鋼管）における例(5)

この実験は沈埋トンネル及びそれを囲む地盤をモデル化し、振動台によって、線型領域内で3次元振動実験した例である。

模型は1/250で、沈埋トンネルをシリコンゴムを用い、地盤にはゼラチンを用いている。模型の寸法は長さ2.2 m、幅1.0 m、層厚が10.4 cm～17.8 cmの軟的地盤模型に縦2.8 cm、横3.4 cmの断面の沈埋トンネル模型を埋設している。

使用した振動台は機械式加振方式で一定振動（可変）で振動数を制御する様になっている。又加振波形は正弦波形であり、振動数範囲は0～20 Hzで最大積載時の重量は約500 kgである。

変位置の測定は写真、及び映画記録によって行なっている。

(3) 土研研究所における例

土研研究所が実施した、沈埋トンネルの耐震実験の例を2.3に示す。

参 考 文 献

- (1) T.R. Kuesel, "Earthquake Design Criteria for Subways," Jour. St. Div. Proc. Asce, June, 1969
- (2) 武藤清他“沈埋函の地震応答解析” 第3回日本地震工学シンポジウム（1970.11）
- (3) 浜田政則他“沈埋トンネルの地震応答計算” 第26回年次学術講演会（1971.10）
- (4) 青木義典他“沈埋トンネル水平部の野外模型振動実験”
第11回地震工学研究発表会（1971.7）
- (5) 田村重四郎他“沈埋トンネルの模型振動実験” 第11回地震工学研究発表会（1971.7）

2.2.2 沈埋トンネルの地震応答解析例

計画中の東京湾岸道路横浜港航路横断トンネルを例にとって、路線直角方向断面の地震応答解析を当所々有の有限要素法による2次元弾性体の地震応答解析のための電算プログラムによって行なうとともに、沈埋トンネル長手方向の地震応答解析のためのモデル化の検討を行なった。

解析の対象とした横浜港航路横断トンネルはFig-2.2.1に示すように、全長1897.5 mで、このうち沈埋トンネル区間は1235.0 mである。沈埋トンネルは13個のエレメントよりなり、1エレメントの長さは95 mで横断面は幅37.4 m、高さ8.45 mである。

計算モデルとしては、沈埋トンネル区間から代表的な断面（Fig-2.2.1に示す、①-①、②-②、③-③、④-④）を選び、沈埋トンネルが入っていない地盤のみの場合と、沈埋トンネルも含めた地盤・構造系の場合について解析を行なった。計算モデルをFig-2.2.2に示す。水平方向の地盤幅はトンネル幅の3～4倍とし、底面のみが固定という境界条件とした。

沈埋トンネル架設地点の地盤定数として、単位体積重量を 1.5 t/m^3 、ポアソン比0.45と仮定し、さらにせん断波速度を10 m/s、20 m/s、50 m/sの三段階とした。沈埋トンネルに対しては、弾性係数を $2.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 、単位体積重量を 2.5 t/m^3 、ポアソン比を0.15と仮定した。

Fig-2.2.3にケース5の場合について、固有振動モードの計算結果を示す、全てのケースに対応して1次振動はせん断型の振動モードで、Table-2.2.1に示すように、 $T=4H/V_s$ で与えられるせん断振動の理論値とほぼ一致している。

地震応答解析としては、土研平均スペクトル（1964）を用い、最大加速度を200 galとして

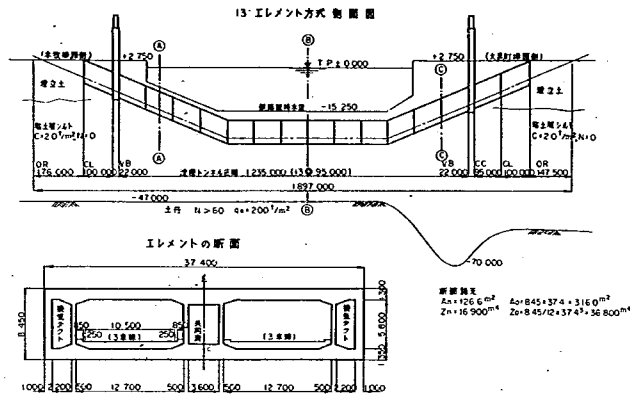


Fig-2.2.1 横浜港航路横断トンネル

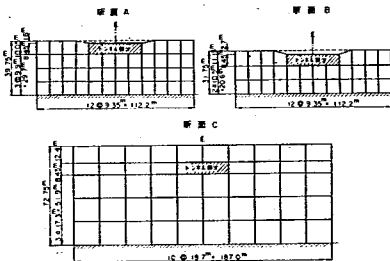


Fig-2.2.2 計算モデル

Table-2.2.1 固有周期の比較

ケース	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6	CASE-7	CASE-8
1	3.462	2.689	13.441	6.713	2.688	2.481	6.276	6.304
2	1.713	1.870	7.603	3.797	1.521	1.930	3.695	3.348
3	1.590	1.352	6.611	3.302	1.322	1.570	2.933	2.930
4	1.513	1.254	5.802	2.901	1.162	1.202	2.800	2.795
5	1.371	1.185	5.670	2.832	1.134	1.182	2.504	2.478
6	1.156	1.084	4.966	2.481	0.994	1.107	2.260	2.156
7	1.109	0.963	4.656	2.325	0.931	1.067	1.975	1.995
8	0.969	0.917	4.225	2.110	0.845	0.932	1.868	1.834
9	0.957	0.911	4.188	2.092	0.838	0.917	1.791	1.754
10	0.867	0.814	3.936	1.966	0.787	0.853	1.581	1.574
$\sum_{i=1}^{10} T_i$	3.180	2.540	12.700	6.350	2.540	2.540	5.820	5.820

T₀: 地震の固有周期 (sec), H: 地震震度の高さ (m), V₀: 地震震度の加速度 (g/sec)

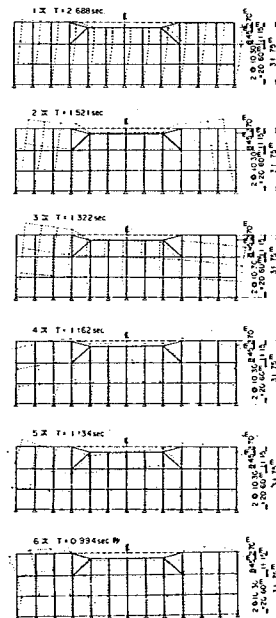


Fig-2.2.3 固有振動モード

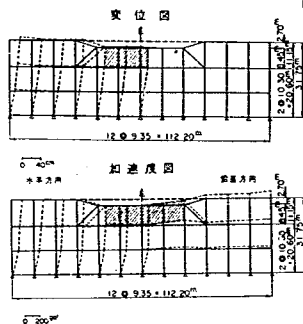


Fig-2.2.4 平均スペクトルによる応答

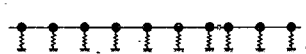


Fig-2.2.6 長手方向振動モード

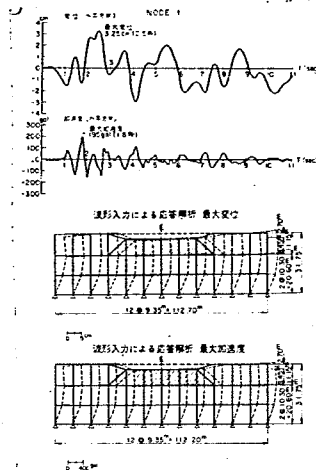


Fig-2.2.5 波形入力(明石NS)による応答

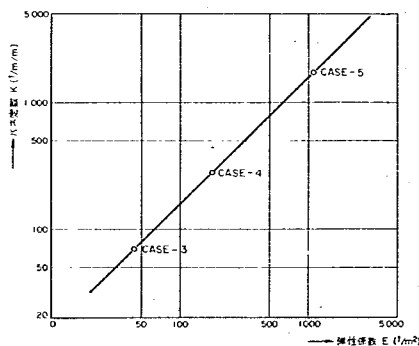


Fig-2.2.7 弾性係数とバネ定数の関係

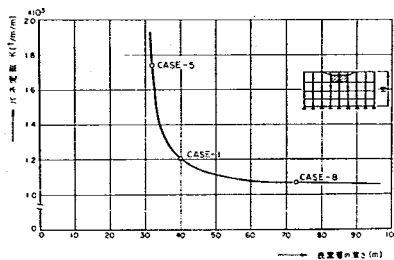


Fig-2.2.8 表面層の深さとバネ定数の関係

計算した、この結果の一例として同じくケース 5 の場合を Fig-2.2.4 に示す、又越前岬沖地震（1963）による明石での記録を入力とする直接応答の結果の一例を同じくケース 5 について Fig-2.2.5 に示す。

沈埋トンネルの長手方向の振動モデルとしては、例えば Fig-2.2.6 に示す質点-バネ系が用いられるが、この場合のバネ定数の算定の一方法として、有限要素法で得られた静的なバネ定数を用いる方法が考えられる、B 断面（標準断面）について弾性係数とバネ定数の関係を求めると Fig-2.2.7 に示す線型の関係が得られた、又弾性係数を 1110 t/m^2 の場合について、表層地盤の厚さとバネ定数の関係を求めると Fig-2.2.8 のような関係が得られた。このようにバネ定数が求められると質量の決定が残された問題となるが、これを固有振動解析から求められた 1 次の周期に合わ

すとなれば、沈埋トンネルに加えて、その付近の地盤も含めた大きな質量が必要となる。

2.3 沈埋トンネルの模型振動実験

2.3.1 概説

本節は東京湾岸道路沈埋トンネルを対象とした模型振動実験の結果をとりまとめたものである。

沈埋トンネルは軟質な地盤に沈設されることより、その地震時の挙動は、地盤の挙動によって大きく左右されることが予想され、今度の実験においても特に地盤の挙動を再現させるべく考慮をはらった。

本報告の内容は土木研究所千葉支所での模型材料試験と筑波にある防災科学技術センターの大型振動台による模型振動実験から得られた

- 1) 地盤模型材料としてのゼラチンの材料特性
- 2) ゼラチン模型による沈埋トンネルの振動特性

の2点を中心としている。

2.3.2 実験の概要

図-2.3.1に示す東京湾岸道路沈埋トンネルを対象として、模型振動実験を行なった。この場合の沈埋トンネルは軟質な地盤に敷設されることから、その地震時の挙動は、地盤の挙動によって大きく左右されることが予想される。一般に地震の動的性状は歪の大きさによって大きく変化するような非線型的性質を持ったものであるが、ここでは地盤を弾性体として考えている。また実際の

図-2.3.1 東京湾岸道路沈埋トンネルの概要

地盤は成層構造も複雑であるが、巨視的に土丹とその上の軟質な層の二層構造と考えている。

地盤の挙動を再現するには平面的に十分広い範囲を対象とする必要があるが、模型の幾何学的な縮尺と模型の大きさとの兼ね合いによって制限される。

沈埋トンネル全体の構造をみるとアプローチ、換気塔などがあり、地震時の挙動に影響を及ぼすことが予想されるが、今回は一応水平部のみを対象とした。

図-2.2.2に実験全体のフローチャートを示し、表-2.2.1に実験の工程を示す。

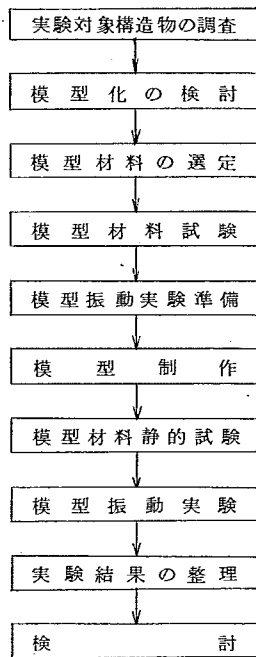


表-2.3.1 実験工程

年 月 日	項 目	場 所
S46.10.11	模型材料試験	建設省
}		土木研究所
30		千葉支所
S46.11.1	模型振動実験	科学技術庁
}	準備	防災科学技術
15		センター
S46.11.16	模型振動実験	(筑波)
}		
30		

図-2.3.2 実験のフローチャート

2.3.3 セラチンの力学特性

〔1〕 模型材料の選定

地盤模型材料として考えられるものの一例をあげると例えば、セラチン、合成ゴム、通気性ゴム（スポンジ）、発泡ポリエチレン、ステレオコポリマーなどがある。

表-2.2.2に各材料の比較表を示す。表よりわかるようにどの材料も長所・欠点があり、全てにわたって条件のいい材料はなく何か一つの点を取りあげて、特にその点に優れている材料を用いるというのが現在の時点で考えられる選定基準である。

今回の実験に際しては弾性係数を数10 g/cm²～1000 g/cm²の間で任意に選らべることを第1の条件として考えた。これは模型の縮尺率によってきまる条件で、もっと縮尺が大きくなれば数10 kg/cm²～数100 kg/cm²のオーダーにとることができ、このような場合はゴム材料が有力となる。

〔2〕 セラチンの材料試験

セラチンの弾性係数はその濃度と供試体の温度によって大きく変化するとされている。この点

表- 2.3.2 地盤模型材料の選定

材 料	16 m ³ の価格 1 2 3 4 5 6 7 8 9 (百万円)	長 所	短 所	(注)
ゼ ラ チ ン	1000円/Kg $\rho \approx 1$ 5 % 濃度 20 % 濃度	○ 価格が比較的安い ○ 透明に近く内部の観察可能 (実験後下取りがきく)	○ 取り扱いが困難 ○ 長期の試験期間中の安定性に問題がある ○ 模型製作に熟練を要する ○ 弾性定数が密度の割に小さい	「4m×4m×1mのブロックを作る場合、数cmごとに凝固させながら1m深さのものを作ってもほぼ均一なものを得られる」(業者の説) $E = \text{数} 10 \text{ g/cm}^2 \sim 1000 \text{ g/cm}^2$
ゴ ム	500円/Kg $\rho \approx 1$	○ 工場製作で扱いやすい ○ 安定性良し	○ 価格は高い ○ 16 m³のものを作るには、小さなブロックを数10コ接着する必要がある、全体的に均一性が落ちるおそれあり	
通 気 性 ゴ ム (スポンジ)	 2m×1m×0.5mブロック 45000円 $\rho \approx 0.3$ 上記ブロック16コ	○ 価格が安い ○ 安定性は良い	○ 質量が小さい ○ 弾性を期待できるかどうか問題 ○ 均一性がおちる	
発泡ポリエチレン (旭ダウ エサフォーム)	 50cm×5cm×2m 2000円 $\rho \approx 0.035$ 上記ブロック32コ	○ 価格安い	○ 質量が小さい ○ 塑性変形を生じる	○ 緩衝材である
ステレオコポリマー (合成ゴム) (旭ダウ タフデン)	300円/Kg 50 % 10円/Kg 50 % $\rho \approx 1$	○ 価格が比較的安い ○ 取扱い易い ○ 安定性も良い (実験後下取りきく)	○ 透明でない	○ 4m×4m×1mのブロック形成も可能だが運搬等の問題から小さなブロックを数コ結合する必要がある $E = \text{数} 10 \text{ Kg/cm}^2 \sim \text{数} 100 \text{ Kg/cm}^2$

に関して定量的な情報がなかったので模型振動実験に先だち、材料試験を行なった。

材料試験としては静的な試験と動的な試験が考えられ、静的な試験では試作された圧縮試験装置を用いて、荷重と供試体の変形から弾性係数を定めた。なお供試体の大きさはφ75mm、高さ80mm程度で、荷重はゼラチン濃度に合わせて0～3kg程度の範囲であった。このような条件のもとで供試体は歪が10%程度までほぼ弾性的性質を持っていることがわかった。

動的試験では小型の振動台を用いて共振法による動的弾性係数を求めることを試みたが、十分な精度が得られなかったので、今回は前述の静的試験によってゼラチンの力学特性を検討した。

〔3〕 ゼラチン濃度と弾性係数 (E)

まずゼラチン濃度と弾性係数 (E) との関係を探るため、ゼラチン濃度を6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 30%に変化させ、室温の状態で試験した。その結果を図-2.3.3に示す。この時の供試体温度は25°C～26.5°Cの範囲であった。

〔4〕 供試体温度と弾性係数 (E)

ついでゼラチン濃度を6, 14, 20%の3種類とし、恒温室において室温を5, 10, 15°Cと変化させた。供試体温度もほぼ室温と同じであった。

この結果を図-2.3.4に示す。これよりゼラチン濃度一定の場合、ゼラチンの弾性係数はほぼ供試体温度に比例する傾向がわかった。図中の○印の実測値より実験式をあてはめたのが図中の実線である。この実験式

$$E = aK + b \quad (1)$$

E : ゼラチンの弾性係数 (n/cm^2)

K : 供試体の温度 ($^{\circ}\text{C}$)

の a , b をゼラチン濃度に対してまとめると図-2.3.5に示すように

$$a = -3.4n + 11 \quad (2)$$

$$b = n^2 + 86n - 270 \quad (3)$$

n : ゼラチン濃度 (%)

なる関係が見い出される。

ただし式(2), (3)はゼラチン濃度が小さい場合(3%程度以下)には適用できない。

[5] ゼラチンの力学特性

式(1), (2), (3)の関係をまとめると

$$E = (11 - 3.4n)K + n^2 + 86n + 270 \quad (4)$$

E : ゼラチン供試体の弾性係数 (n/cm^2)

K : # 温度 ($^{\circ}\text{C}$)

n : # ゼラチン濃度 (%)

なる実験式が見出された。

図-2.3.6に式(4)による弾性係数を横軸に供試体温度、パラメーターとしてゼラチン濃度をとって示している。この式による弾性係数と実測値を比較すると図-2.3.7に見られるようにゼラチン濃度が高くなると両者が離れてくる。この差を ΔE として、式(4)による計算値を補正したものが図-2.3.8に示したもので、最終的にはこの関係グラフを用いて実験用模型を製作した。

[6] そ の 他

ゼラチンの他にグリセリンを混入すると供試体の弾性係数は増加する。ゼラチン濃度10, 14, 18%に対して、それぞれグリセリン濃度を0, 5, 10, 15%として試験した結果を図-2.3.9に示す。グリセリンを混入する目的はゼラチン濃度を高くしないで(ゼラチン濃度が低い方が透明度がよい)弾性係数を上げることにある。しかし実験結果では低いゼラチン濃度ではそれ程強度の増加は期待できないことが分かったので模型実験においては採用しなかった。

図-2.3.10に供試体のゼラチン濃度を一定として冷却時間(作成してから測定までの時間)を23時間から117時間と変化させ供試体の弾性係数の経日変化を調べたが、供試体温度による違いの方が大きくほとんど一定か、僅か乾燥収縮による強度上昇が見られる程度で、供試体温度が概ね一定であれば少なくとも5日間ぐらいは安定していることがわかった。

2.3.4 模型製作

[1] 模型と実物の相似

基本となる縮尺として長さ、密度、時間の3つを選ぶと

$$\text{長さの縮尺} \quad L_p/L_m = n$$

$$\text{密度の縮尺} \quad \rho_p/\rho_m = m$$

$$\text{時間の縮尺} \quad T_p/T_m = t$$

ここでサフィックス p , m はそれぞれ実物, 模型を表わす。

弾性係数, 速度, 加速度, 振動数はそれぞれ以下になる

$$\text{弾性係数の縮尺} \quad G_p/G_m = e = mn^2/t^2$$

$$\text{速度の縮尺} \quad V_p/V_m = v = n/t$$

$$\text{加速度の縮尺} \quad A_p/A_m = a = n/t^2$$

$$\text{振動数の縮尺} \quad C_p/C_m = c = 1/t$$

今回の模型振動実験においては, $n = 500$, $t = 5$ とした。 m は実地盤とゼラチン, ゴムなどの模型材料より一意的に定まる。

表-2.3.3 に実物と模型の諸元を示す。

表-2.3.3 原型と模型の諸定数

		原 型		模 型 (相似律から)		模 型 (実際の値)	
		第一層	第二層	第一層	第二層	第一層	第二層
地 盤	材 料	粘土質シルト	土 丹	ゼラチン	ゼラチン	同	左
	平 面 寸 法	750m×1350m		150m×270m		同	左
	層 厚	30~55m	95~70m	0.06~0.11m	0.19~0.14m	同	左
	せん断速度	100m/sec	300m/sec	1 m/sec	3 m/sec	1.1m/sec	3.0m/sec
	せん断弾性係数	153kg/cm ²	1830kg/cm ²	0.0102kg/cm ²	0.0917kg/cm ²	0.013kg/cm ²	0.09kg/cm ²
	ヤ ン グ 率	459kg/cm ²	5320kg/cm ²	0.0306kg/cm ²	0.266kg/cm ²	0.070kg/cm ²	0.27kg/cm ²
	単 位 重 量	1.5t/m ³	2.0t/m ³	1.0t/m ³	1.0t/m ³	1.0t/m ³	1.0t/m ³
ト ン ネ ル 部	ポアソン比	0.5	0.45	0.5	0.45	0.495	0.495
	基 本 周 期	2 sec		0.4sec		0.37sec	
	材 料	鉄筋コンクリート		ゴ ム		ゴ ム	
	平 面 寸 法	374m×1350m		0.075m×27m		0.075m×27m	
	厚 さ	8.45m		0.017m		0.017m	
	ヤ ン グ 率	270,000kg/cm ²		15kg/cm ²		12kg/cm ²	
	単 位 重 量	2.5t/m ³ (純1.0t/m ³)		1.25t/m ³ (純1.0t/m ³)		1.35t/m ³ (純1.0t/m ³)	

縮 尺 率

$$\text{長 さ} \quad n = L_p/L_m = 500$$

$$\text{密 度} \quad m = \rho_p/\rho_m = 1.53 \text{ (地盤第一層)}, 2.04 \text{ (地盤第二層)}$$

$$\text{時 間} \quad t = T_p/T_m = 5$$

$$\text{速 度} \quad v = V_p/V_m = n/t = 100$$

$$\text{加 速 度} \quad a = A_p/A_m = n/t^2 = 20$$

$$\text{弾 性 係 数} \quad e = G_p/G_m = mn^2/t^2 = 1.5 \times 10^4 \text{ (地盤第一層)}$$

$$2.0 \times 10^4 \text{ (地盤第二層)}$$

$$\text{ポアソン比} \quad \nu = \nu_p/\nu_m = 1$$

〔2〕 模型製作

今回の模型振動実験においては図-2.3.11に示す3種類の模型を考えた。

モデル1は水平な二層地盤で、モデル2は表面の軟らかい上層の厚さが変化しているモデルで、モデル3はモデル2に沈埋トンネルを埋設したものである。

模型の製作は、所要のゼラチンと水の混合液をホーローなべで湯煎し、溶解したものを、アクリル製の型枠で成型した。二層の地盤模型を作る際には、上記のようにして作った下層の上に、温度が30°C前後まで下がってから流し込み成型した。

また模型には変位観測用として、上層と下層の境界には20cm間隔で黒いゴム糸を張りめぐらし、表面にはゴム糸の交点の真上に白い標的をとりつけた。

模型の弾性係数をチェックするために、前述の方法によって静的試験も並行して行なった。

2.3.5 模型振動実験

模型振動実験は科学技術庁防災科学技術センターの大型振動台を使用して行なった。

図-2.3.11 地盤および沈埋トンネルのモデル

図-2.3.12に振動台の性能と仕様を示す。なおこの振動台では入力は全て変位で制御している。

〔1〕 実験の種類と計測システム

振動実験としては振動数特性及び振動モードを調べるための正弦波振動実験、減衰特性を調べるための自由振動実験、実際の地震波をうけたときの挙動を調べるための地震波振動実験の三種類を行なった、個々についてはその実験結果と合わせて後節に詳しく述べる。

計測システムは図-2.3.13にその概要を示すように、模型の動きは、16mm高速撮影機、光学式変位計によりとらえ、振動台の加速度を加速度計で計測した。

なお16mm撮影機はクレーン上にとりつけ、模型全体の挙動を計測し、光学式変位計は特定の位置の挙動を計測した。図-2.3.14に各モデルの変位観測位置図を示す。

〔2〕 正弦波振動実験

正弦波振動実験は各モデルの共振振動数およびその振動数における振動モードを調べるためのもので振動数を1.0 c/s ~ 10 c/s 前後まで変化させた、入力変位の大きさは最大2.5 mm、共振振動数付近では0.1 ~ 0.2 mm程度とした。図-2.3.15 ~ 2.3.22にその結果を示す、図の縦軸は計測点の実変位を入力変位で割った重次元量で、云わば変位の応答倍率を表わす量である。図-2.3.23 ~ 2.3.25に各モデルの共振時における振動モードを示す。また表-2.3.4には共振時に

表-2.3.4 共振時変位応答倍率(実変位/入力変位)の比較

(a) トンネル軸方向

モデル 固有周期 格点	モデル 1	モデル 2	モデル 3	
	0.338 秒	0.395 秒	0.420 秒	0.336 秒
1	54.3	9.5	3.4	12.1
2	53.1	6.3	2.5	8.9
3	39.4	3.6	3.3	11.6
4	44.1	11.2	9.7	6.3
5	58.6	53.9	25.2	16.5
6	41.6	7.4	1.6	5.8
7	31.4	5.2	1.2	4.2
8	31.8	3.0	1.7	6.0
9	33.1	1.6	3.6	2.3
10	36.9	28.2	7.4	4.8
11	18.6	—	1.0	1.0

(b) トンネル軸直角方向

モデル 固有周期 格点	モデル 1	モデル 1	モデル 3
	0.332 秒	0.388 秒	0.440 秒
2	77.3	37.4	34.9
5	64.2	19.3	20.8
7	36.2	—	—

表-2.3.5 各モデルの減衰定数

(a) トンネル軸方向

モデル 測定番号	1	2	3
1	0.0098		0.0241
2	0.0112		0.0266
3	0.0105		0.0258
4	0.0106		0.0092
5	0.0097	0.0099	0.0104
6	0.0096		0.0202
7	0.0103		0.0249
8	0.0107		0.0243
9	0.0099		0.0094
10	0.0105		0.0076
11	0.0101		0.0249

(b) トンネル軸直角方向

モデル 測定番号	1	2	3
	0.0084	0.0097	0.0155
2	0.0082	0.0079	
	0.0083	0.0091	
5	0.0086		
7	0.0086		

おける変位を一覧表にして示す。

〔3〕 自由振動実験

自由振動実験は共振動数付近で加振し、定常状態になった時点で加振を急速に止め自由振動を発生させる。図-2.3.26～2.3.28に自由振動による減衰の様子を示し、表-2.3.5に各モデルの減衰定数を示す。

〔4〕 地震波振動実験

地震波振動実験は、実地震に対するモデルの挙動を調べることを目的としている。

用いた地震はEl-Centro地震1940(N-S), 十勝沖地震(八戸), ランダム波で時間は全て1/5に縮尺した変位記録である。実験に際しては最大加速度が50 galと100 galとになるように振幅を変えて入力とした。

図-2.3.29～2.3.33に実験結果を示す。応答は各測点の変位を表わしている。

2.3.6 実験結果の検討

ここでは模型振動実験より得られた結果をとりまとめるとともに簡単な考案を加える。

〔1〕 模型共振振動数

図-2.3.15～2.3.22に示す共振曲線から各モデルが最も卓越する振動数を読みとると、モデル1に関してはトンネル軸方向の振動では2.96 c/s, 軸直角では3.0 c/s とほぼ同一の値である。モデル2に関してはトンネル軸方向の振動の場合、表面の軟らかい層のうち、厚い部分が共振する振動では2.53 c/s, 薄い部分が共振する振動では2.65 c/s と地盤の変化による違いが見られる。軸直角方向では2.58 c/s とほぼ両者の中間値を示している。モデル3に関しては、モデル2と同じ傾向で、軸方向では、表面層の厚さの違う部分で、2.38 c/s と2.98 c/s で共振しており、軸直角方向では2.27 c/s で共振している。ただ、モデル3はモデル2に沈埋トンネルを埋設したものであるが、その差は軸方向振動では表面の軟らかい層の厚い部分では沈埋管の入った方が長周期となっているのに対し、薄い部分では短周期となっている。一方軸直角方向振動では長周期となっており、沈埋トンネルが入った事による影響はこの共振振動数の結果からは単純には評価できない。

〔2〕 振動モード

図-2.2.23～2.2.25に各モデルの共振動数付近の振動モードを示しているが、いずれも、せん断型の振動をしている。前節に述べたように表面の軟らかい層のうち、厚い部分がよく振動しているモードと、薄い部分がよく振動している様子が良くわかる。沈埋トンネルが埋設された事による影響は振動モードから検討すると全体の变形に対する拘束が大きくなっている様子が見られる。

なお16mm撮影機で記録されたフィルムを解析した結果を図-2.3.34～2.3.43に示す。これによるとモデル1では比較的きれいなせん断振動をしているが、地層の変化するモデル2や沈埋トンネルの入ったモデル3では、特に軸方向の振動は必ずしもきれいなせん断振動をしているとは見なし難いといえる。

〔3〕 減衰定数

図-2.3.26～2.3.28に自由振動による減衰の様子を示しているが、均一な地層構造のモデル1ではきれいに減衰しているが、地層が変化したり、沈埋トンネルが入ると減衰の様子が波うち、変位の大きさによって減衰も変化しているように考えられる。表-2.3.5に各モデルに対して得られた減衰定数 h (臨界減衰に対する比)を示しているが、モデル1のトンネル軸方向では $h=0.01$,

トンネル軸直角方向では $h \approx 0.0085$ 、モデル 3 の軸方向では表面の軟らかい層の厚い部分では $h \approx 0.01$ で、薄い部分では $h \approx 0.025$ となっており沈埋トンネルによる拘束がここでも見られる。

〔4〕 地震波による模型の挙動

図-2.3.29～2.3.33 に各モデルに対する、El Centro 地震、十勝沖地震、不規則波に対する測点の変位記録を示している、これより入力波の振動台上の最大加速度と測点の最大応答変位を読み取ると表-2.3.6 のようになる。

表-2.3.6 地震波による最大応答変位

振動方向	モデル	地震波 測定 番号	EL Centro(1940)NS		十勝沖(1968)八戸	
トンネル軸直角方向	1	2	1.4mm 47.4 gal	3.5mm 118 gal	3.9mm 75.8 gal	8.7mm 120 gal
	2	2	1.0mm 50.5 gal	2.5mm 125 gal	2.4mm 52.6 gal	5.9mm 130 gal
	3	2	3.1mm 71.5 gal	6.2mm 142 gal	3.0mm 61 gal	6.7mm 137 gal
トンネル軸方向	2	5	6.5mm 47.4 gal	12.5mm 94 gal	4.6mm 29.5 gal	9.3mm 59 gal
	3	5	2.1mm 52.5 gal	4.6mm 115 gal	2.6mm 60 gal	6.2mm 142 gal

注) 測定の最大変位/入力 of 最大加速度 (振動台上)

入力地震波は実地震の加速度記録から長周期成分を取り除いて変位記録としたものである。目標とした最大加速度と振動台での実測値との間の誤差は 40% 程度の値となっている。

表-2.3.6 より、モデル全体を通して、El Centro 地震波に比べて、より長周期成分を持つ十勝沖地震波に対する応答変位が大きく出ている。またモデル 2 とモデル 3 を比較すると、トンネル軸方向の振動に関しては沈埋トンネルが埋設されたことによって拘束され応答変位は小さくなっている。

地震波による模型の挙動については、さらに波形解析を行ない周期特性などについても検討する必要があると考えられる。

2.3.7 考 案

前節までに今回実施した沈埋トンネル模型振動実験の概要を示した。

この実験を通して次のような事項を指摘することが出来る。

(1) 地盤模型材料としてのゼラチンは所要の弾性係数が得られる点では優れた材料である。ただし特に温度による影響が著しいので、温度をコントロールできる実験室がない場合、実験の時期が 11 月～3 月の秋冬期に限定される事を考える必要がある。

(2) 今回の実験では変位の計測が中心であったが、トンネル内での応力関係の計測も今後の重要な課題であろう。

(3) 模型の振動状態を観察すると、境界を自由としているので、特に隅角部において、その部分のみが共振するという様な振動がみられた。これは実際の地盤の振動状態とは別な、模型としての

振動で、このような振動をなくすような処置、例えば隅角部を切り取るという工夫が必要と考えられる。

(4) 模型の変位は光学式変位計、16mm撮影機によって行なったが、光学式変位計は一測点のみの振動を観測するものであり、16mm撮影機は模型の全体的な振動を観測できる、両者を効果的に用いることが必要である。

(5) モデル2のように表面の軟らかい層の厚さが変化する場合、表面に沿って波が伝わってゆく現象が観察された。この問題も今後の実験において十分検討する課題の一つであると思われる。

本実験にあたっては、科学技術庁防災科学技術センターの各位の御協力を得た。ここに記して感謝の意を表する次第である。

第3章 大型三軸圧縮試験機動の 特性測定装置

大 橋 秀 夫^{*}
山 村 和 也^{**} 佐々木 康^{***}
久 楽 勝 行^{***}

^{*} 機械施工部長
^{**} 機械施工部土質研究室長
^{***} 機械施工部土質研究室研究員

3.1 まえがき

新潟地震を契機として、地震時における土の動力学特性を明らかにする試験研究が多くなされている。これらの方法を大別すると、①振動台による模型の振動実験、②起振機などによる現場実験、③繰返し三軸圧縮試験機による室内試験、④地震時の土の挙動を観測するための計器埋設などがある。

本報告で述べる方法は繰返し三軸圧縮試験機による方法である。この装置は従来ある大型三軸圧縮試験機に動的载荷装置を取りつけたもので、フィルタイプダムに使われるような粒径の大きいロック材料についても試験できる利点を持っている。現在、動的载荷装置の据付けの段階であり、今後装置を調整して動的载荷試験を行ない、土の動力学特性を明らかにし耐震設計に役立てたいと考えている。そのため、ここでは動的三軸圧縮試験機の概要と土の静力学特性と動力学特性の比較するために行なったレキの静的試験の結果について述べることにする。

3.2 動的三軸圧縮試験機の適応性

地盤内の土は地震時には下部から伝達されるせん断波によって変形をうける。そのため、地震中には図-1に示すような周期的なせん断応力を地盤内の土はうけることになる。このような変形ま

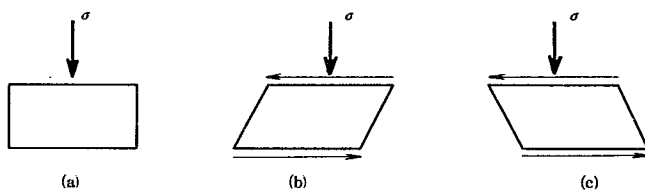


Fig. 3.1 Idealized stress conditions for element of soil below ground surface during an earthquake (seed. 1966)

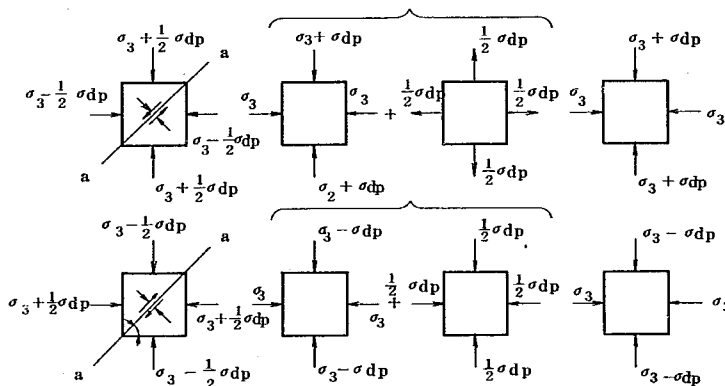


Fig. 3.2 Stress conditions for triaxial test on saturated sand under simulated earthquake loading (seed. 1966)

たは応力状態を室内の三軸圧縮試験機で再現する方法として、Seedは飽和土にかぎって図-2に示すような応力状態で行なうことを示した。図-2の第1列は図-1の(b), (c)の応力状態、すなわち一定の垂直応力 σ のもとで方向の異なるせん断応力 $\frac{1}{2}\sigma\alpha_p$ を受ける状態を示したものである。この応力状態のもとで三軸圧縮試験を行なうには、第2列、第3列の二つの応力状態のものを同時に試料に与えればよい。しかし、飽和土の非排水試験では第3列の応力状態、すなわち全周囲からの拘束圧 $\frac{1}{2}\sigma\alpha_p$ の増減は、試料中の間隙水圧が増減するだけで、試料中の有効応力には変化を与えない。したがって、飽和土の非排水試験の場合にかぎって第4列に示したような応力状態のもとで試験すれば、地震時の応力状態の試験が再現できることになる。ただし、この場合に測定された間隙水圧は図-2の第1列に示した応力状態のもとで測定されたものと異なっている。すなわち、第3列の応力状態のものだけ違っている。そこで、間隙水圧は第3列に示した $\frac{1}{2}\sigma\alpha_p$ だけの水圧を補正する必要がある。

以上のべたことから、地震時の地盤土の応力状態を飽和土の試料に加えて実験室で再現するには、側圧を一定にしておき、主応力差が土 $\sigma\alpha_p$ であるような周期的応力を試料の軸方向に与えるような操作すればよいことになる。なお、この実験は水平な地盤面をもった上中の任意の深さの位置における土の応力状態、すなわち図-1に示したような初期せん断応力がゼロであるような場合に適応できるものである。

3.3. 動的三軸圧縮試験機の概要

動的三軸圧縮試験機は大きく分けると、図-3に示すような大型三軸圧縮試験機、計測装置、油

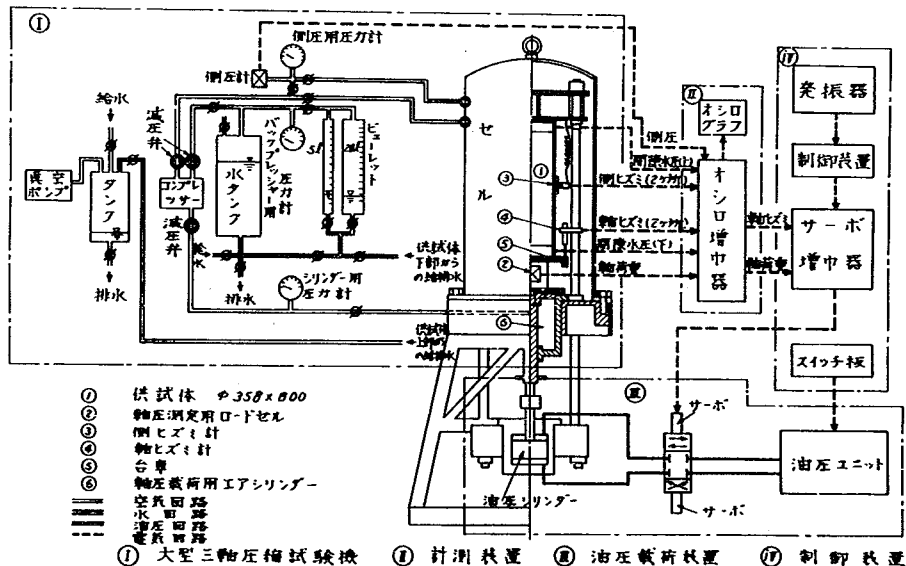


図 3.3 動的三軸圧縮試験機の概略図

圧荷装置および制御装置の四つの部分からなっている。それぞれの部分について、その概要をのべると次のようになる。

大型三軸圧縮試験機

大型三軸圧縮試験機は試料を載せ、試料に荷重を加え、その変形量および応力を測定する部分で、供試体、軸圧測定用ロードセル、軸圧荷用シリンダー、セル、ホイストから成っている。試験する供試体の大きさは直径 358mm、高さ 800mm である。供試体の初期断面積および容積はそれぞれ 0.1 m^2 、 0.08 m^3 である。また用いることのできる試料の最大粒径は 70mm 程度である。

側圧は空気圧を用いて最高 7 kg/cm^2 までかけることができる。側圧の制御は最小 0.02 kg/cm^2 まで読みとることのできるブルドン式の圧力計と減圧弁を用いて行なっている。軸圧は供試体下部のエアシリンダーを用いて空気圧により 9 kg/cm^2 までかけることができるほか、油圧シリンダーを用いて最高 35 kg/cm^2 までかけることができる。軸圧をかける装置がこのように 2 段構成になっているのは供試体の等方圧縮および異方圧縮を容易に行なうためである。また、供試体を飽和させるためと、試験の種類に応じて供試体内部に内圧を加えるためのバックプレッシャー荷装置が取り付けられている。

供試体はモールドに厚さ 3 mm 程度のゴムスリーブをかぶせ、手押しのバイブレータで締固めて作製する。締固めて作った供試体はホイストで三軸室用ビットの中段まで降ろし、取はずしのできるレールの上を滑らせて所定の位置に設置する。その後、モールドおよびレールを取り除き、測定器を設置してから、ホイストでセルをかぶせ試験を行なう。

3.3-2 計測装置

試験中に測定するものとして側圧、軸圧、間隙水圧、軸ヒズミ、側ヒズミおよび排水量がある。排水量はビューレットでもって測定するが、他のものはそれらの量を電氣的にとりだし、オシログラフでもって自動記録するようになっている。今後、試験結果の整理を迅速化するために簡単な演算装置を備え、その値をデジタル表示する自動計測装置を付加する予定している。

軸圧の測定は供試体下部にある差動トランス形式のロードセルを用いて行ない、軸ヒズミは供試体下部の底板の変化量を測定して求めている。また側ヒズミ計は供試体の直径の変化量を測定するもので、差動トランス式の変位計を応用したものである。このヒズミ計はバネでもってつるし、供試体の中央部 2 箇所測定している。計測器の最大容量および精度などを示すと表-1 のようになる。

Table-31 Efficiency of measuring gauge

Items	Maximum capacity	Accuracy	Remarks
Side pressure gauge	10 kg/cm^2	1%	Bourdon gauge type
Side pressure gauge	7 kg/cm^2	1%	Differential transformer type, Record in an oscillograph.
Load gauge (load-cell)	35 ton	1%	" "
Pore pressure gauge	$1 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$	1%	" two channel
Side strain gauge	50 mm	1%	" two channel
Axial strain gauge		1%	Be able to change channel
Burette (volume change)	5ℓ and 10ℓ	1%	" "
Pressure gauge for back pressure	10 kg/cm^2	1%	Bourdon gauge type

Table-32 Load apparatus by oil pressure

Oil supply source		Oil cylinder	
Maximum pressure	210 kg/cm ²	Maximum capacity	35 ton
Maximum discharge	0 ~ 150 l/min	Maximum stroke	150 mm
Capacity of motor	30 kw x 2	Maximum inflow oil pressure	210 kg/cm ²
Pump type	axial plunger type	Loading cycle	0 ~ 5 Hz
Capacity of oil tank	more than 800l	Maximum lam speed	18.5 cm/sec
Discharge of cooling water	max. 150l/min		
Power supply source	three-phase, 200V		

3.3 - 3 油圧载荷装置

油圧载荷装置は大型三軸圧縮試験機の軸荷重装置で、油圧源にて所定の油圧を発生させ、油圧シリンダーに送油することによって供試体に任意の荷重およびヒズミを発生させるためのものである。油圧源および油圧シリンダーの性能を示すと表-2のようになる。油圧シリンダーの最大揚量は35 tonで、最大ストロークは150mmである。また繰返し周波数はDC ~ 5 Hzまで可変することができる。最大ラム速度は18.5 cm/secである。

3.3 - 4 制御装置

ここで述べる制御装置は油圧载荷装置の制御装置であり、油圧源および油圧ジャッキの油圧、ストロークなどを制御するものである。制御装置によって軸荷重の波形を矩形波、三角波、正弦波の三種類に変えることができる。また、荷重の最大振幅±17.5 tonまで任意の荷重で繰返し載荷することが可能である。油圧シリンダーのラム速度も最小8mm/min ~ 最大18.5 mm/secまで任意に制御できる。この他に、油圧源の油圧ポンプの吐出量、吐出圧力および油温の自動制御も行なえるようになっている。

以上述べた動的三軸圧縮試験機によって次に示すような試験を行なうことができる。

(1) 変位制御による定ヒズミ速度試験

8 mm/min ~ 40 mm/min

(2) 応力制御による定応力試験

(3) 繰返し試験（応力繰返及び歪繰返）

波 形； 矩形波、正弦波、三角波

周 波 数； DC ~ 5 Hz

荷重の大きさ；（静荷重）+（動荷重）の総和が35ton 未満

3.4 静的大型三軸圧縮試験

3.4 - 1 粘着性のない土のせん断強度

砂、レキのような粘着性のない土のせん断強度は土の状態によって異なる。そこで、土のせん断強度 ϕ とすると一般に次式によって示される。

$\phi = f$ （密度または間隙比，含水比，粒径，粒度分布，粒子の形状，粒子の表面の状態，粒子の硬さ，粒子の鉱物成分）……………(1)

レキのような粒径の大きい材料を試験する場合には、大型の三軸圧縮試験機で行なわないと正確な値は得られない。現在ある大型

三軸圧縮試験機の例を示すと表-3のようになる。供試体の直径が

300mm, 最大粒径 70mm 程度のも

の多いが、なかには供試体の直径が 1130mm, 最大粒径 203mm

のものもある。これらの試験結果から粘着性のない土のせん断強度

は一般に間隙比が大きく、含水比の高いほど小さくなる。また、フルイ分けした均一粒径の場合、粒

径が小さくなるにしたがって ϕ は大きくなる。粒度分布については

粒度配合のよいものほどかみ合せ効果が大きくなり、 ϕ は大きくなる。粒子の形状はまるみのあるもの

より角ばった凹凸のあるものの方が ϕ は大きくなる。また、粒子

の表面の状態については表面がな

めらかなものほど ϕ は小さくなる。粒子の硬さに関係する粒子の破砕が増大すると材料の強度は低下する。

このようにせん断強度は材料のもつ特性および状態によって異なるが、試験時の試験条件（排水、非排水）、拘束圧および載荷速度によっても異なる。また、動的なせん断強度の場合は拘束圧、周期的な載荷応力、載荷時間などの影響が加わってくる。

これらの要因をすべて含めて試験し検討することは固難なため、ある要因を変化させ、他の要因は一定にして試験し検討する大型三軸試験機を利用して、レキの粒径、粒度分布および粒子の形状

Table-33 Example of large-sized triaxial compression apparatus in foreign country

(Thomas M. Leps, 1970 (a))

	Maximum side pressure (kg/cm ²)	Diameter of specimen (mm)	Maximum grain size in specimen (mm)
Corps of Engineers Sausalito, Calif.	8.8	305	76
Corps of Engineers Sausalito, Calif.	105.0	152	38
GeoTesting, Calif.	38.5	305	76
GeoTesting, Calif.	140.0	152	38
Soil Mechanics and Foundations Engineers, Calif.	52.5	305	76
United States Bureau of Reclamation, Denver, Colo.	7.0	228	76
Infiernillo, Mexico	24.5	1,130	203
Infiernillo, Mexico	49.0	203	38
U.C.B., Richmond Calif.	52.5	914	152

Table-34 Result of static large-sized triaxial compression test

Types of crushed stone	Grain size distribution			Void ratio	Frictional angle obtained from Mohr's envelope (degree)	Apparent cohesion obtained from Mohr's envelope (kg/cm ²)
	Maximum grain size	D10 (mm)	D60 (mm)			
NO. 2	50.8	44.0	50.0	0.646	41.5	1.1
NO. 3	38.1	30.0	36.0	0.601	41.8	1.4
NO. 4	25.4	10.6	16.2	0.618	36.5	1.4
NO. 5	19.1	10.1	15.6	0.591	35.0	1.1
NO. 6	9.52	4.8	8.4	0.580	43.6	0.6
NO. 7	4.76	1.2	3.5	0.523	44.0	0.9

がせん断強度に及ぼす影響について検討した結果を次のべることにする。

3.4-2 実験方法と結果

実験に用いた試料は碎石で、粒径の大きさとせん断強度の関係を求めるために、表-4に示すようなフルイ分けをした均一粒径の2号碎石から7号碎石までの6種類のものを使用した。碎石の比重は2.71であり、均等係数は1.5～2.9の範囲にある。また、粒度分布とせん断強度についても検討するため、4号碎石と7号碎石を用いて重量配合が2:8, 4:6, 6:4, 8:2になるように試料を調整した。これらの試料をモールドにつめ、手押しのパイププレートで5層に締固めた。実験は水で飽和させずに気乾状態のままで行なった。そのため、載荷中の試料の体積変化および間隙水圧の変化は測定できなかった。各粒径の試料について側圧1 kg/cm², 2 kg/cm², 3 kg/cm², 4 kg/cm²の4段階に変化させた。

(1) 粒径とせん断強度の関係

表-4は各碎石の大型三軸試験の結果を示したものである。実験時の初期間隙比は最大粒径の大きいものほど大きくなっている。これは手押しのパイププレートで締固めを行なっているため締固めエネルギーについて検討を加え、改善する必要があると考えられる。モールの円より求めた内部マサツ角は初期の間隙比にも関係するが、最大粒径が小さくなるにしたがって小さくなる傾向にある。しかし、砂、レキのような粘着性のない土のせん断強度を検討する場合には、実験中の試料の体積変化によるダイレイタンスーの効果について検討する必要がある。今回の実験では試料を飽和させていないので、ダイレイタンスーの効果は検討することができなかった。また、今回の実験のように気乾状態のものと飽和させた後、排れたせた湿潤状態のものとの違いはFumagalliによるとロック料では1°～2°しか変わりがないことが示されている。

(2) 粒度分布とせん断強度の関係

図-4は4号碎石と7号碎石の混合率を変化させた場合の内部マサツ角、均等係数および間隙比と4号碎石の混入率との関係を示したものである。粒度配合のよいのは混入率が60% 報度のときで、間隙比は混入率が40～60%のときに最小値を示している。また、内部マサツ角は混入率が60%～80%のとき最大となっている。混合碎石と均一碎石とを応力-ヒズミ曲線で比較すると、均一碎石の場合はヒズミが増加するにしたがって応力も増加するようなだらかかな曲線になるのに対し、混合碎石は応力-ヒズミ曲線にピークの値がでている。このことは、混合砂利では均一碎石に比較して粒度配合がよいため、かみ合せ効果によるエネルギーの増分が含まれていると考えられる。このため、粒度配合がよくなるにしたがってせん断強度も増加している。

(3) 粒子の形状とせん断強度の関係

粒子の形状を表わす一方法として修正円摩度Rを用いた。ここでの修正円摩度Rとは次式で示されるものである。(図-5を参照)

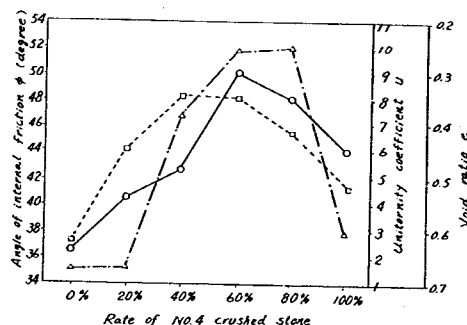


Fig. 3.4 Test results of mixed crushed stone

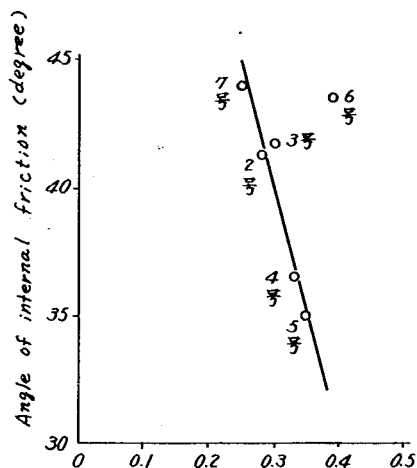


Fig. 3.6 Relation between angle of internal friction and modified roundness number

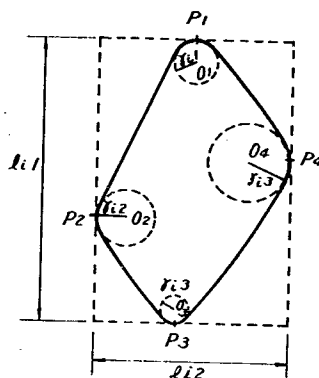


Fig. 3.5 Method of attaining modified roundness number

$$R = \frac{1}{2M} \sum_{i=1}^M \left(\frac{r_{i2} + r_{i3}}{l_{i1}} + \frac{r_{i1} + r_{i3}}{l_{i2}} \right) \quad (2)$$

ここで M ; 粒子の測定個数 l_{i1} ; 粒子の長軸, l_{i2} ; 粒子の短軸

$r_{i1}, r_{i2}, r_{i3}, r_{i4}$; 粒子内の各点における曲率半径

図-6は各碎石に対して70個程度任意の粒子を無作為に抽出し計算した修正円摩度と内部マサツ角との関係を示したものである。図から、修正円摩度 R と内部マサツ角の間にほぼ直線関係が成り立っていることから、粒子の形状を表わすものとして修正円摩度 R がよいと考えられる。

3.5 あとがき

動的三軸圧縮試験機の調整が済み次第、動的圧縮試験を行ない土の動的な性状について検討を加えたいと考えている。なお、静的試験についても試料を飽和させ、体積変化および間隙水圧を測定し、動的試験との比較も検討したいと考えている。

[参考文献]

- 1) Seed, H. B. and K. L. Lee: Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, Proc. of A.S.C.E. SM3 1967 May
- 2) Thomas M. Leps; Review of Shearing Strength of Rockfill, Proc. of A.S.C.E. SM4 1970 July
- 3) Emanuele Funagalli; Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams, Proc. of A.S.C.E. 1969 January

第4章 サンフェルナンド地震による フィルダムの被害の解析

野 島 虎 治 [*]			
飯 田 隆 一 ^{**}	小 林 茂 敏 ^{***}		
	北 条 紘 次 ^{***}		
	原 田 讓 二 ^{***}		
栗 林 栄 一 ⁺	岩 崎 敏 男 ⁺⁺		
	辻 勝 成 ⁺⁺		

^{*} ダム部長
^{**} ダム部ダム構造研究室長
^{***} ダム部ダム構造研究室研究員
⁺ 構造橋梁部振動研究室長
⁺⁺ 構造橋梁部振動研究室主任研究員
⁺⁺⁺ 構造橋梁部振動研究室研究員

4.1 被害例の静的解析

4-1-1 地震によるダムの被害の概要

ロスアンゼルス附近のダムには洪水調節ダムと水道電力用ダムとがあり、前者は、陸軍工兵隊、ロスアンゼルス郡洪水調節局とで管理し、後者は、市の水力部で管理している。

後者に属するものはダムには大規模なものは36、小さなものは70ある。被害の生じたSan Fernando Damは後者に属する。

San Fernando Dam はUpper S.F.Dam, Bypass Dam, Lower S.F.Damの3つからなっており、これらのうち被害が生じたのはUpper S.F.Dam と Lower S.F.Dam で、Bypass Dam には被害がなかった。

○ Lower San Fernando Dam 高さ135' (≒40m) 断面はFig4.1.1のようなものである。

このダムのEL1,100'までは水締め工法により1912～1975年の間に作られた。その後EL1,145'までDry Fillにより嵩上げ、下流面に4割5分の復付け(シーブ・フートルローラーにより転圧)が1945年に行なわれた。

被害:地震により上流面に法面の崩壊が生じ、(Fig4.1.1の点線)地震後は水位から最小部で1.5mしか残らなかった。このダムには堤の中央附近と右岸寄りに2本の取水塔があったが、前者は真中より折れ、後者は折れはしないが土砂が流れ込み、両方とも使用不可能となった。地震後はポンプ排水により貯水位が下げられた。

また、このダムの管理当局は復付けを行なった当時、コンサルタントに $K=0.15$ の地震時における安定計算を行なわせている。その結果では水位急低下時でクレスト下流面から上流面法尻をむすぶ弧上でのすべりが最も安全率の小さいことが示されていた。しかしながら、実際のすべり面は図に示すように中間水位で下流法面のDry Fillの部分から出発した。計算の予想より異なったことに関しては地震時に水位が計算の場合よりも低かったという関係もあるが、単にそれだけであるかどうか考察を加えてみる必要がある。

このダムの安定性については前々から関係者は気にしていたようである。なぜならば次のような念入りな実測が7年前から行なわれている。

浸潤面の測定 月1回(5本のWallを入れている)

たわみ測定 月1回(アラインメントを作り視準する)

漏水量の測定 週1回(2年前の洪水時にmaxを測定)

○ Upper San Fernando Dam 高さ68' (≒20.4m)

1911～1912年に水締めで作られた。その後1920年に18 feetあまりDry Fillにより嵩上げされた。上流面は波よけのために15cm厚のコンクリート張りとなっている。

クレスト部分はアスファルトによりフェーシングをしてある。

下流面は盛土のままである。

被害:Fig4.1.2の点線のように上流面中間からすべりが発生し下流側にすべっている。このためクレストは5 feet下流へ動き、3 feet沈下している。又、下流端附近にクラックが見られる。

正確なすべり面については、ボーリングにより調査中である。ダム基礎はAlluviumであり、Bed Rock までの深さは不明である。

o Bypass Dam

1970年にシープフートルローラーにより転圧して作られた。上下流面はアスファルトフェーシングがしてある。基礎はAlluviumを除いてBed Rock上に作ってある。

被害：アスファルト面にクラックが入っただけで構造的な被害はなかった。

なお被害のあったダムに共通することは次の2点であり、これらが被害をおこした大きな要因とも考えられる。

- (1) 沖積層 (Alluvium) 上に作ってあること。
- (2) 水締め工法により施工されていること。

4-1-2 解析内容と用いた諸元

地震により被害の生じたSan Fernando Lower Dam及びUpper Damについて以下に述べるような解析及び検討を行なってみた。

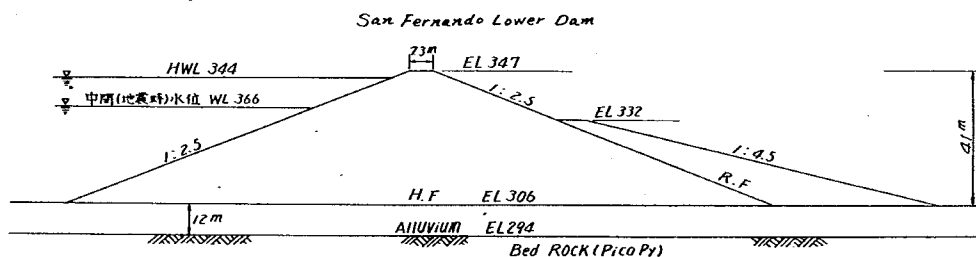


Fig. 4.1.1 Calculated Cross-Section

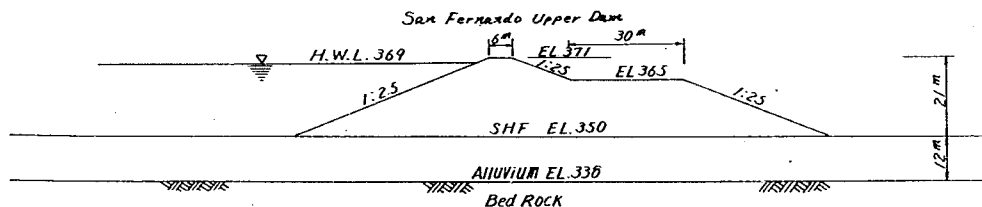


Fig. 4.1.2 Calculated Cross-Section

- (a) Darcy Flowに基づく定常浸透流時の浸透分布, 浸潤面のFEM解析
- (b) 弾性理論に基づく静的応力分布のFEM解析 (Lower Damのみ)
- (c) (b)の応力とMohr Coulombの式に基づく破壊に対する点安全率の検討 (Lower Damのみ)
- (d) 円弧すべりによる安定性の検討 (Upper Dam and Lower Dam)

検討に用いた諸数値は政府のLos Angeles地震調査団として地震直後、現地視察された東京大

学教授福岡正己氏（当時道路公団参与）及び土木研究所構造橋梁部長大久保忠良氏の帰朝報告資料によったものである。

計算断面 San Fernando Lower Dam Fig 4.1.1

San Fernando Lower Dam Fig 4.1.2

材料の係数

計算に用いた堤体材料及びダム基礎地盤の物性については正確な資料が入手されていないので、報告に基づく数値以外は全て仮定値を用いている。

表 4-1-1

＊は報告に基づく数値

	湿潤重量 γ_w	飽和重量	弾性係数	ポアソン比	C	ϕ	透水係数
Dry Fill	1.87	—	1,000 kg/cm ²	0.4	0.34	25°	10 ⁻⁴
Roller Fill	2.03	—	1,000 kg/cm ²	0.4	0.34	25°	10 ⁻⁴
Hyd Fill	* 1.87	1.96	1,000 kg/cm ²	0.4	* 0.34	* 25°	10 ⁻⁴
Alluvium	—	2.00	1,000 kg/cm ²	0.4	0.20	30°	10 ⁻⁴
Bedrock	—	—	50,000 kg/cm ²	0.2	—	—	—

—は計算に必要ななかったので特に設定しなかった。

地震強度

現地で得られた地震記録により作製された最大加速度～震央距離図（Fig 4.1.3, Fig 4.1.4）より San Fernando Dam（震央から 8.8 mile）の地震震度を

水平震度 $K_H = 0.5 \sim 0.3$ 鉛直震度 $K_V = 0.3 \sim 0.2$ とした。

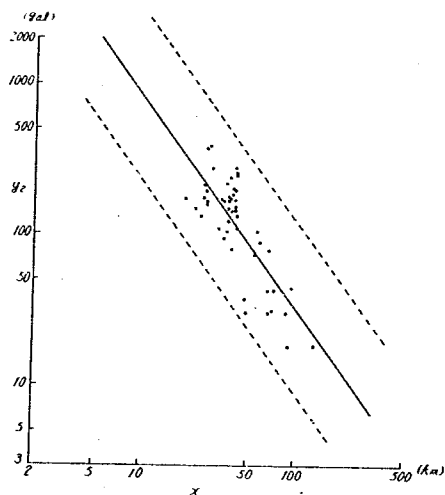


Fig 4.1.3 水平加速度震央距離

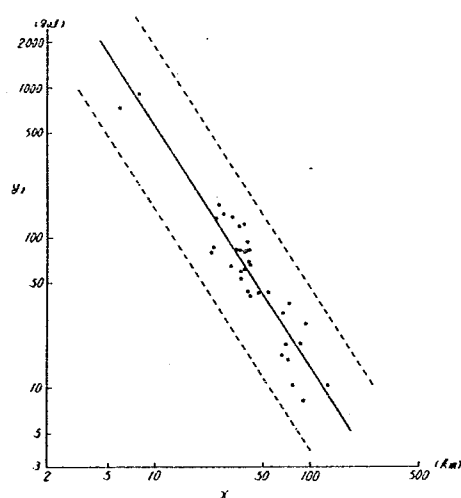


Fig 4.1.4 水平加速度震央距離

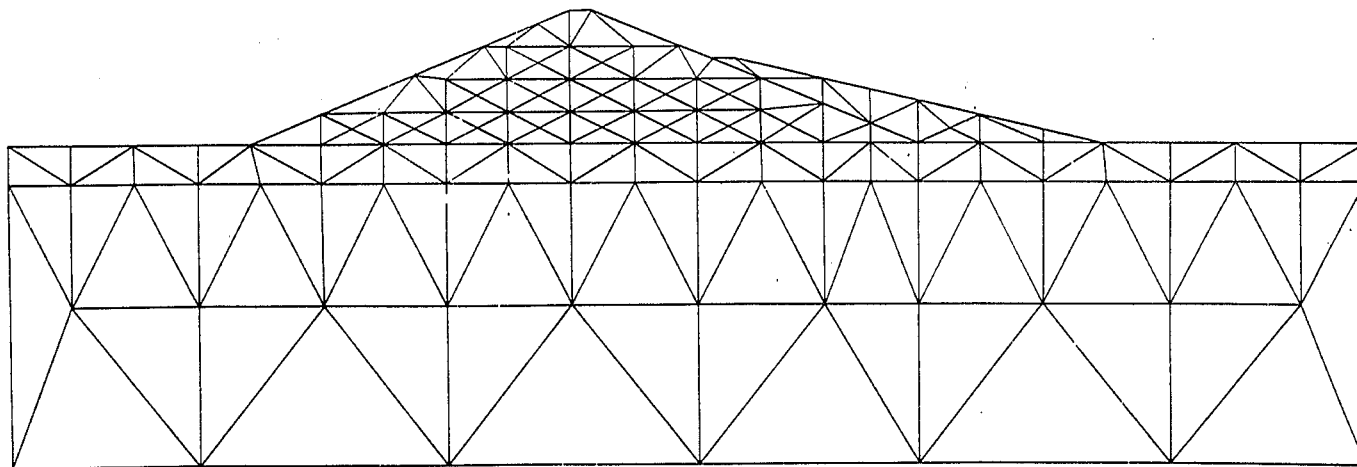


Fig. 4.1.5 Division of the Structure for FEM San Fernando Lower Dam

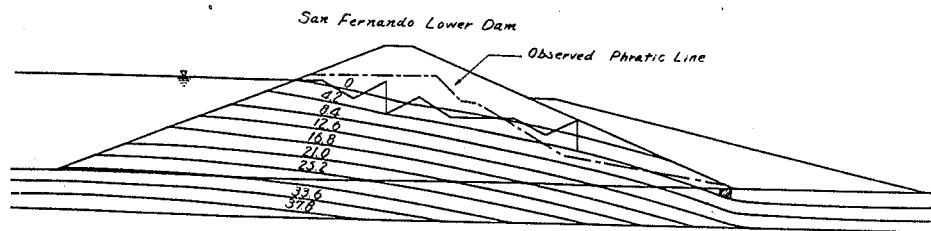


Fig. 4.1.6 Pressure line (by F.E.M)

4-1-3 FEMによる浸透解析

報告された浸潤線は測定エラーや観測時の水位条件と地震時の水位条件の違い等が想定されることと、以下の解析には浸潤線だけでなく堤体内の浸透圧の分布も知る必要が生ずるのでDarcy 理論に基づく浸透流をFEMを利用して計算した。

Dower Damの要素の分割状況を図4-1-5に示す。

この計算では、堤体は一様な透水体と考えBed Rock は不透水性体であると仮定した。

復付け部分は(Rolled Fill)はHydraulic Fillの下流端にある水抜きが有効に働き、浸透水が達しないものと考え、無視して計算した。また、地震時においても常時の浸透圧と同じであると仮定した。

計算結果得られた圧力の分布を図4-1-6に示す。

Upper Damの要素の分割状況を図4-1-7に示す。

計算結果得られた等圧力線の分布を図4-1-8に示す。

Lower Damの観測された自由浸潤線はクレスト下流で上流の水位よりも高くなっている。計算結果では上流水面から排水孔までは一様な勾配で下ってきている。測定された浸潤線の一部がなぜ上流面の水位よりも高かったのか原因がわからない。現地の説明では測定のミスはないということである。

Upper Damについては計算結果による自由浸潤線は測定された結果よりも多小高い位置であるが、かなりよく一致していると云えよう。

4-1-4 FEMによる応力と点安全率の解析

(1) 弾性応力の解析

浸透流の計算の時と同じ要素分割で、FEMによって弾性応力値を計算した。

地震慣性力は堤体と沖積層のみに作用させた。岩盤基礎の慣性力は0であるという保証はないが、岩盤基礎の弾性係数が堤体部分の弾性係数に比べて50倍も大きいので岩盤基礎に地震慣性力を加えたところで、堤体部分の応力値にはほとんど影響がないと思われる。

また、地震時における動水圧も考慮しないものとした。浸透流は地震時も静時のときと変わらないものと仮定した。貯水池水圧は、浸透流の解析結果に基づく浸透圧の勾配を物体力として加えることにより考慮した。

計算のケースは $K_H = 0$, $K_H = 0.3$, $K_H = 0.5$, $K_H = 0.3 \text{ \& } K_V = 0.2$ の4ケースであり計算結果は図4-1-9, 10, 11, 12に示す。

図中の応力はFEMによって求められた節点応力(節点を共有する要素応力の平均値)であり、荷重のかけ方から考えて、実際に働く応力値から浸透圧を差し引いた有効応力に相当するものである。

(2) すべりに対する点安全率の計算

クーロン式によれば、せん断応力 τ が $\tau_0 + f\sigma$ になったとき、せん断破壊が生ずる。(但し τ_0 :粘着力, f :摩擦係数 $=\tan\phi$, σ =せん断面に垂直な応力)。

ここで $\frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} = N$ と定義すれば N は τ が N 倍になったとき又は τ_0 と f が共に何かの原因で

$\frac{11}{N}$ になったときに破壊が生ずることを示す。つまり破壊に対する安全率である。

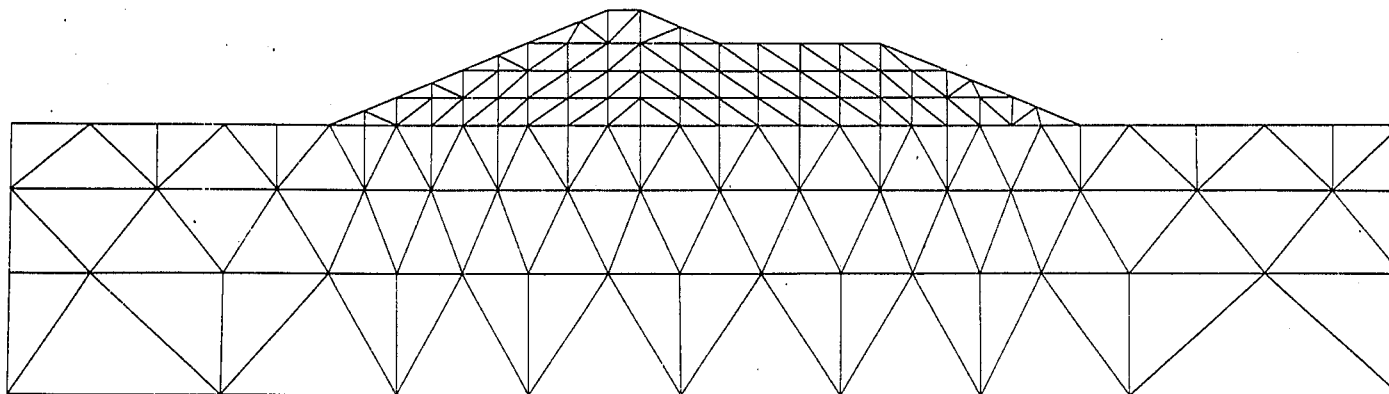


Fig. 4.1.7 Division of the Structure for F.E.M. San Fernando Upper Dam

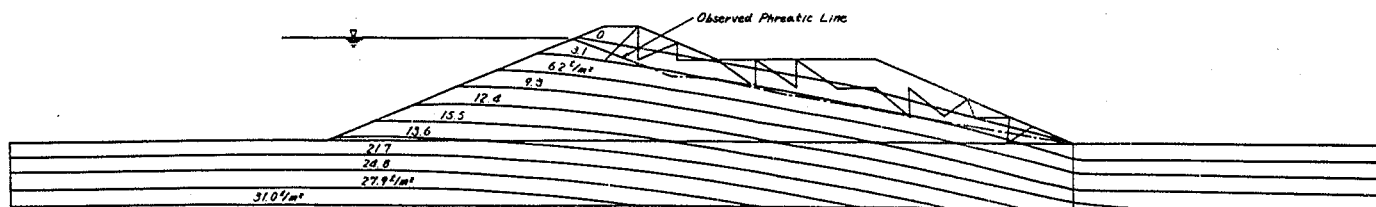


Fig. 4.1.8 Pore Pressure line San Fernando Upper Dam

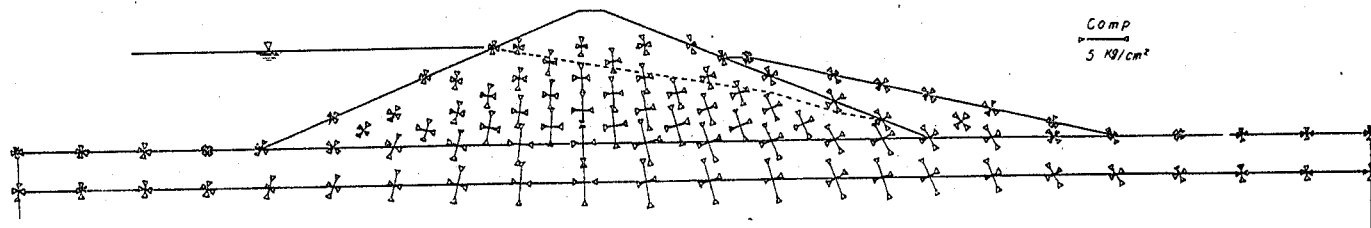


Fig. 4.1.9 Principal-Stresses Case 1. $KH = 0.0$

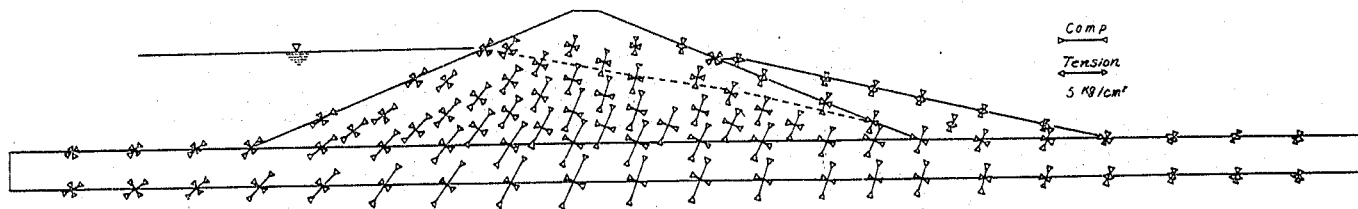


Fig. 4.1.10 Principal-Stresses Case 2. $KH = 0.3$

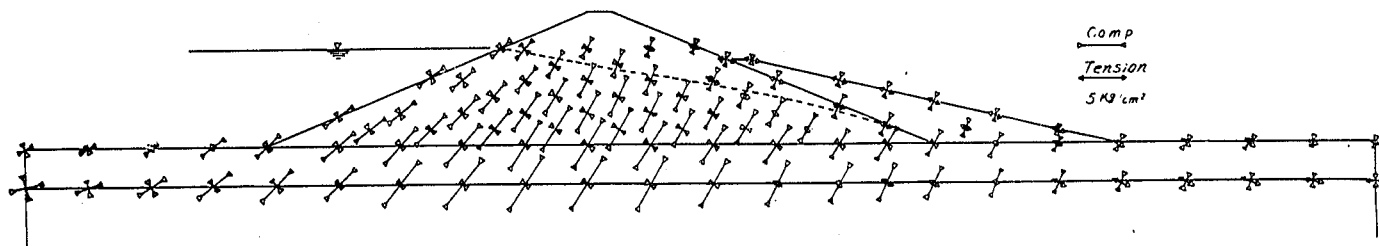


Fig. 4.1.11 Principal-Stresses Case 3. $KH = 0.5$

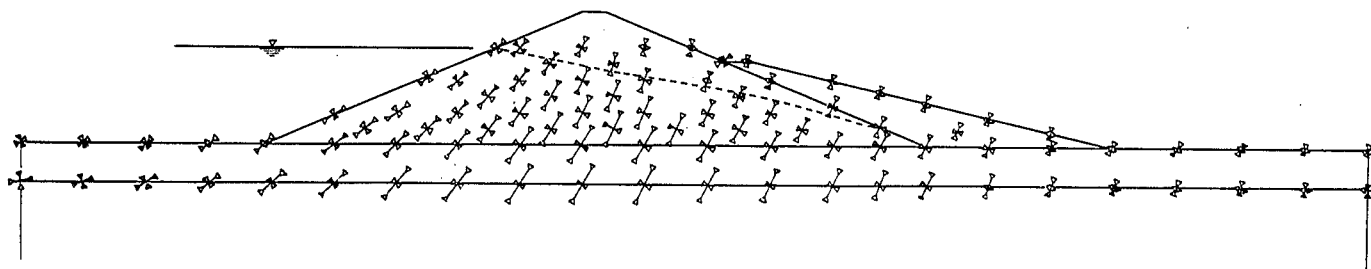


Fig. 4.1.12 Principal-Stresses Case 4. $KH = 0.3$ $KV = 0.2$

ある応力状態の点でも、方向によって τ が変わるから安全率 N も方向によって異なる。そこで最も小さい安全率を示す方向 θ_s とそのときの安全率(これを点最小安全率と定義する) N_s を求めると次式のようになる。

$$\theta_s = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right)$$

$$N_s = 2 \frac{\sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_2)}}{\sigma_1 - \sigma_2}$$

但し、 θ_s は第1主応力からの角度

これらの式にFEMで得た応力計算の結果を入れて N_s の値と、その方向を計算した。

Bed rockとAlluviumの境では、破壊面が岩盤の中に入り込むことはまず考えられなかったので、境界面をすべりの方向と仮定し、その方向における点安全率を計算した。

各ケースについての計算結果を図4-1-13, 14, 15, 16に示す。

数字は最小点安全率(N_s)を示し、線の方向はその安全率を示す方向である。

(3) 弾性解析の結果に対する考察

土の性質を考えたとき、アースダムのような土構造物を弾性論によって解析することは、かなり問題があると思われる。

しかし、締め固められた土は降伏するまではかなり弾性体に近い性質を示すようであるので、弾性計算による応力値を用いても、アースダムの安全性の評価もある程度可能ではなかろうかという考えのもとに、この解析を試みたものである。

地震のない場合

応力値はすべて圧縮応力であり、点安全率はすべて1以上となっているので、この状態でダムは安定しているということがいえる。個々の点の安全率はかなり値が異なり、ダム全体としてどの程度の安全率を有するかということは明確にはわからないが、円弧すべり法で求めた最小安全率を示すすべり円に近い方向で一般に点安全率も小さく、そのすべり面に沿った点安全率の平均値をとってみると後述する円弧すべり法による解析結果と同じく2.0程度になる。

地震水平加速度が0.3 gの場合

主応力の方向は上流を向いてくるようになる。下流面表面附近に値は小さいけれども引張り応力が発生している。

また、点安全率は1以下のものが出てくる。

安全率が1以下になる点と方向をたどっていくと、実際に生じたスリップラインによく似ている。しかし実際に生じたスリップラインは下流面近くで急に立っている。その方向は計算結果の最少点安全率の方向より、むしろ第一主応力の方向に一致している。

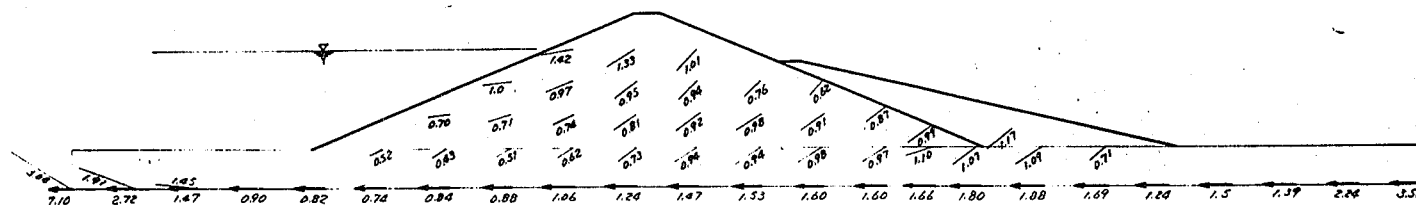
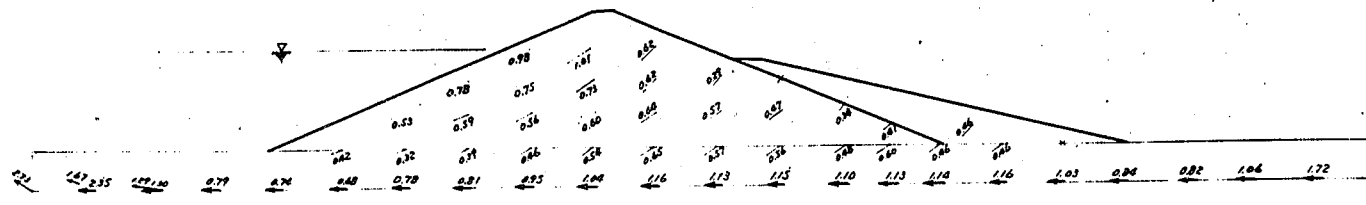
したがってLower Damにおいて下流面にあらわれた破壊面は引張り応力によって切られたものであり、すべり面は、せん断破壊と引張り破壊の複合したものではなかろうかと考えられる。

点安全率の最も小さいものを結んでいくと一本の曲線が引け、その線上では点安全率はすべて0.1以下になり平均して0.8程度になる。

したがって、ここに仮定した堤体強度と荷重条件では、ダムは破壊をしてしまうと考えても良いのではなかろうか。

Figure 10.10 is a diagram illustrating the stability of a slope with a water table. The diagram shows a cross-section of a slope with a ground surface profile and a water table profile. The water table is indicated by a dashed line with inverted triangles. A solid line represents the 'Estimated Slip Line by Observation'. The slope is divided into vertical slices, each with a width (labeled at the bottom) and a height (labeled on the left). The water table is shown as a dashed line with inverted triangles. The slip line is a solid line labeled 'Estimated Slip Line by Observation'. The diagram is used to illustrate the calculation of the factor of safety for a slope.

Fig. 4.1.14 Point Safety Factore Case 2. $KH = 0.3$



地震水平加速度 0.3 g 鉛直加速度 0.2 g の場合

堤体材料の比重が 2.0 ほど軽い状態で、水平加速度が 0.3 g かかったと考えたもので、点安全率は平均して前述のものより 10 % 程度小さくなるほかは、前述と同様の結果である。

地震加速度 0.5 g の場合

点安全率は堤体のどの部分でも 1 以下となってしまう。降伏後は土の性質が計算に仮定したものと大きく変わってしまうことを考えると、このような状態における現象を弾性解によって論ずることは意味がないと思われる。

4-1-5 円弧すべりによる安定解析

(1) 計算方法

Bishop の理論に基づき、すべり円上の各スライスは限界平衡を保ち、1 つのすべり円上のどの点の安全率も同じ値であるとした。

W : スライスの全土柱重量

水がある場合は $W = W_{wet} + W_{sat} + W_{水}$ と
なる。

W_{wet} : スライスの全面より上の土の湿潤重量

W_{sat} : スライスの水面より下の土の飽和重量

$W_{水}$: スライス土の上の水の重量

P : スライスの底面に働く鉛直応力 (全応力)

$$P = P' + u\ell$$

P' : 有効応力

u : Pore Pressure

ℓ : BC の円弧長

S : スライス底面に働くせん断力

X_n, X_{n+1} : スライスの n および n+1 断面のせん断応力

E_n, E_{n+1} : スライスの n および n+1 断面に働く全水平合力

E_o : 水がある場合 D 点の静水圧

: 静水圧の作用点と O の距離

θ : 半径方向と重線のなす角

C : 粘着力

とすると安全率は貯水のない場合

$$F = \frac{R}{EW_x} \sum \left\{ C\ell + (P - u\ell) \right\} \tan \phi$$

$$P = (W + X_n - X_{n+1}) \cos \theta - (E_n - E_{n+1}) \sin \theta$$

$$x = R \sin \theta$$

で表わされる。

今回の計算ではスライスのせん断力 X_n 項とスライスに働く水平力の内、土圧は無視し、 E_n 項

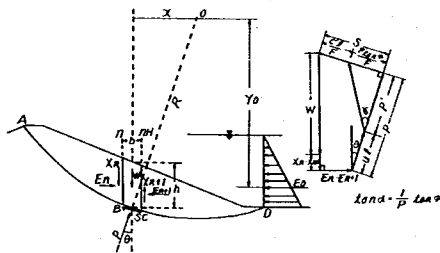


Fig. 4.1.17 Bishop Method

は側水圧のみ考慮した。

上式を貯水のある場合の今回の計算式に直すと、

地震がない場合の安全率

$$F_s = \frac{M_R}{M_O} = \frac{\sum \{ (W_{wet} + W_{sat} + W_{水}) \cos \theta - (E_n - E_{n+1}) \sin \theta - u \ell \} \tan \phi + C \ell}{\sum (W_{wet} + W_{sat} + W_{水}) \sin \theta - E_o Y_o}$$

水平加速度 K_H を考慮した安全率

$$F_{KH} = \frac{M_{RH}}{M_{OH}} = \frac{M_R - \sum K_H (W_{wet} + W_{sat}) \sin \theta \tan \phi}{M_O + \sum K_H (W_{wet} + W_{sat}) \cos \theta}$$

K_H + 鉛直加速度 K_V を考慮した安全率

$$F_{KHV} = \frac{M_{RH} - \sum K_V (W_{wet} + W_{sat}) \cos \theta \tan \phi}{M_{OH} - \sum K_V (W_{wet} + W_{sat}) \sin \theta}$$

間隙水圧と側水圧の計算には 2 で求めた浸透流解析結果を用いた。

(2) 計算結果

Lower Dam 上流法面について破壊状況から推定した滑り円（ただし、実際の破壊面は図 4-1-1 の点で示す様に、上部は引張り亀裂による垂直面、中間は円弧で、下部は直線に近い滑り面というような複雑な破壊が、地震によるせん断、引張り、材料の Liquefaction 等によりなされたと思われるが、これを単純円弧によるせん断滑りとして）で材料の設計値と地震加速度を変化させた場合の手計算による安全率を表 4-1-2 に示す。

また、表 4-1-1 の設計値を用いて、地震がない場合、水平加速度 $K_H = 0.5 g$ を考慮した場合、 $K_H = 0.5 g$ と垂直加速度 $K_V = 0.3 g$ を組合せた場合について電算結果による安全率分布を、次表に示す。

Dam 名	法面	地震なし	$K_H = 0.5 g$	$K_H (=0.5g) + K_V (=0.3g)$
Lower Dam	上流	図-4-1-18	図-4-1-19	図-4-1-20
	下流	図-4-1-21	図-4-1-22	図-4-1-23
Upper Dam	上流	図-4-1-24	図-4-1-25	図-4-1-26
	下流	図-4-1-27	図-4-1-28	図-4-1-29

また、表 4-1-1 の設計値を用いた場合に安全率が 1.0 となる様な加速度を求めるため、 K_H 、 K_V を変化させた。

Lower Dam 上流法面の最小安全率を表 4-1-3

臨界円の位置を図 4-1-30

Upper Dam 下流法面の最小安全率を表 4-1-4

臨界円の位置を図 4-1-31

に示す。

なお、図 4-1-34 で明らかな様に Upper Dam 下流面の臨界円は小段の先の滑りとなるため、実際の滑りに近いと推定される付近で最小の安全率および滑り円の位置を表 4-1-4、図 4-1-34 に付記する。

(3) 円弧滑り計算結果に対する考察

一般に円弧滑り計算を行なった場合、計算条件のみならず、材料の設計値や地震加速度の変化に

より、最小安全率は勿論、臨界円の位置や安全率の分布状況も全く異なるので、計算に用いた値が推定値と仮定値であるため、地震による実際の破壊を証明する事は困難である。従って今回の検討では、地震により破壊した事実と推定される滑り円の位置から、材料の設計値を仮定した場合どの程度の地震まで安全であるか、また設計値を変えた場合はどうか、を調べる事を主眼とした。

報告資料やその後の情報等から推定して、Hydr.Fillの強度の範囲を $C = 0.34 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 25^\circ \sim 35^\circ$ と仮定すると、地震がない場合はLower Dam, Upper Dam 上下流法面とも $\phi 25^\circ$ で安全率 $F = 2$ 前後以上と十分安全である。一方、ダムサイト付近の地盤震度は水平加速度 $0.5 \sim 0.3 \text{ g}$ 、鉛直加速度 $0.3 \sim 0.2 \text{ g}$ と推定され、堤体震度を $K_H = 0.5 \text{ g}$ とした場合は両ダム上下流共、 $\phi = 25^\circ$ で $F = 0.5$ 前後と非常に小さい。更に $K_H = 0.5 \text{ g}$ に $K_V = 0.3 \text{ g}$ を組合せたときは $F = 0.3$ 前後となる。Hydr.Fillの強度を $\phi = 35^\circ$ としても、それぞれ $F = 0.7$ 前後、 0.4 前後で、実際の破壊状況から推定して小さすぎる。また $K_H = 0.3 \text{ g}$ とすると、 $\phi = 25^\circ$ ではLower Dam上流で $F = 0.70$ 、下流で $F = 0.85$ 、Upper Dam上流で $F = 0.82$ 、下流で $F = 0.76$ となり、 $\phi = 35^\circ$ とするとLower Dam上流で $F = 0.95$ 、下流で $F = 1.20$ 、Upper Dam上流で $F = 1.11$ 、下流で $F = 1.03$ となる。 $K_H = 0.3 \text{ g}$ と $K_V = 0.2 \text{ g}$ を組合せた場合は $\phi = 35^\circ$ でもLower Dam上流で $F = 0.73$ 、下流で $F = 0.99$ 、Upper Dam上流で $F = 0.87$ 、下流で $F = 0.80$ と全て $F < 1$ となる。

$\phi = 25^\circ$ とした場合 $F = 1$ となる地震加速度はLower Dam上流法面で K_H のみの場合は $K_H = 0.17 \text{ g}$ 、 K_H と K_V を重ね合わせた時に $K_H = 0.15 \text{ g}$ 、 $K_V = 0.075 \text{ g}$ となり、臨界円の位置は加速度を増すと若干深くなる傾向があり、滑り面の位置は実際の滑り面（推定）と比べるといくらか上流寄りである。Upper Dam下流法面で $F = 1$ となる地震加速度は K_H のみの場合は $K_H = 0.18 \text{ g}$ 、 $K_H + K_V$ のときは $K_H = 0.16 \text{ g}$ 、 $K_V = 0.08 \text{ g}$ となるが、滑り面の位置は小段の先の滑りであり、実際の滑り面（推定）近くでは K_H のみでは $K_H = 0.20$ 、 $K_H + K_V$ では $K_H = 0.017$ 、 $K_V = 0.085$ となる。臨界円位置と実際の滑り面位置の違いは材料の設計値によるものと思われるが、この他地震強度にも影響されている。

以上から、Hydr.Fillの強度を $\phi = 35^\circ$ とした場合は $K_H = 0.3 \text{ g}$ 程度の地震が $F = 1$ の境界に成っていると思われ、これに K_V が重なった時は明らかに滑り破壊を起こすといえそうである。また、 $\phi = 25^\circ$ の時は $K_H = 0.20$ 弱で滑る。

いずれの場合もDower Damは上流法面の安全率が下流法面に比べて小さく、Upper Damは下流法面の方が小さいので、Lower Damは上流へ、Upper Damは下流へ滑った事は説明できそうである。

4-1-6 総合的な考察、今後の問題点

今回の解析では堤体材料、沖積層の性質等について正確な資料が入手できなかったもので、正しい結果であるか否かに疑問はあるが、現行の計算方法（円弧すべり）による結果でも、地震がないときは 2.0 程度ある安全率が、 $K_H = 0.12 \text{ g}$ で 1.2 程度、 $K_H = 0.3 \text{ g}$ になると $0.7 \sim 0.8$ 程度となり、材料の強度を相当大きく見込んでも（ $\phi = 25^\circ \rightarrow \phi = 35^\circ$ ） 1.0 程度となる。したがって今回の計算結果からは $K_H = 0.3$ 以上の地震ではLower Damは当然すべり破壊を起すと推定され、同様のことがUpper Damでもいえそうである。さらに、 K_V を重ね合せたときは K_H のみの安全率より $0.1 \sim 0.2$ 程度小さくなり、すべりの危険が増すことを示している。

表4-1-3 地震加速度を変化させたときの最小安全率と臨界円の位置

San Fernando Lower Dam 上流法面

地震がない場合				水平加速度を考慮した場合					水平加速度と垂直加速度を組合せた場合					
Min.Fs	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R	KH	Min.FKH	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R	KH	KV	Min.FKHV	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R
1.928	1025	410	107.3	0.06	1.472	1025	410	107.3	0.06	0.03	1.472	1025	410	107.3
				0.08	1.361	"	"	"	0.08	0.04	1.350	1035	390	90.0
				0.10	1.262	1030	400	101.1	0.10	0.05	1.241	1030	400	101.1
				0.12	1.174	"	"	"	0.12	0.06	1.145	"	"	"
				0.14	1.096	"	"	"	0.14	0.07	1.058	"	"	"
				0.16	1.027	"	"	"	0.16	0.08	0.980	"	"	"
				0.18	0.964	"	"	"	0.18	0.09	0.909	"	"	"
				0.20	0.909	"	"	"	0.20	0.10	0.845	"	"	"

表4-1-4 地震加速度を変化させたときの最小安全率と臨界円の位置

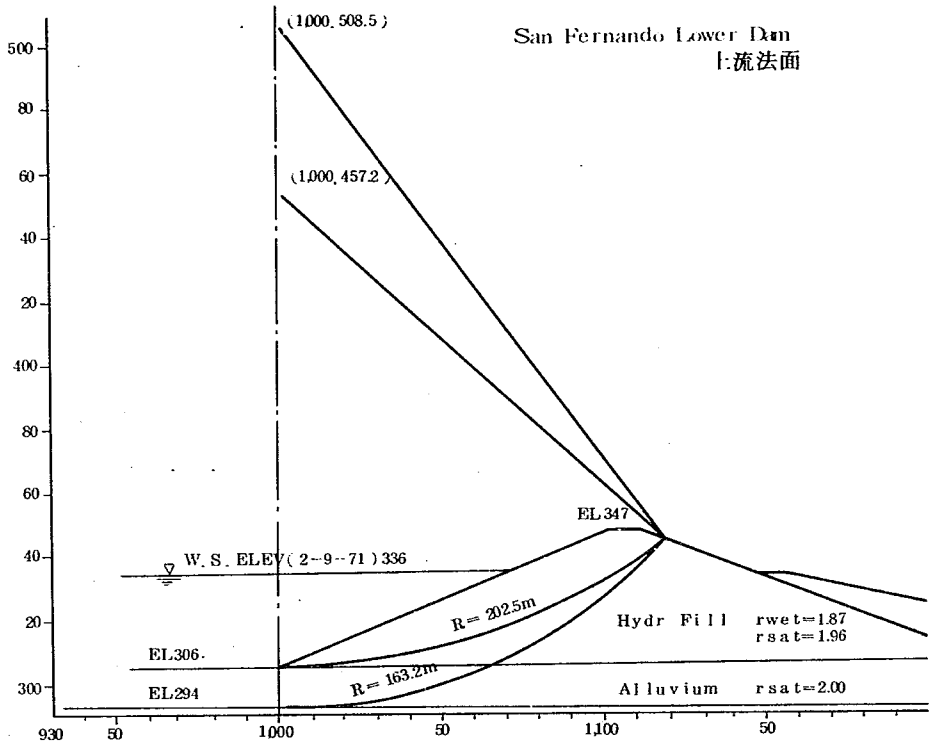
San Fernando Upper Dam 下流法面

地震がない場合				水平加速度を考慮した場合					水平加速度と垂直加速度を組合せた場合					
Min.Fs	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R	KH	Min.FKH	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R	KH	KV	Min.FKHV	X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R
1.834	1135	390	47.3	0.06	1.471	1135	390	47.3	0.06	0.03	1.456	1135	390	47.3
				0.08	1.378	"	"	"	0.08	0.04	1.354	1125	390	49.8
				0.10	1.296	"	"	"	0.10	0.05	1.253	"	"	"
				0.12	1.214	1125	390	49.8	0.12	0.06	1.162	"	"	"
				0.14	1.141	"	"	"	0.14	0.07	1.080	"	"	"
				0.16	1.076	"	"	"	0.16	0.08	1.006	"	"	"
				0.18	1.017	"	"	"	0.18	0.09	0.939	"	"	"
				0.20	0.964	"	"	"	0.20	0.10	0.878	"	"	"

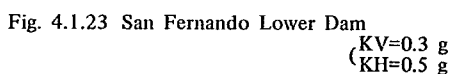
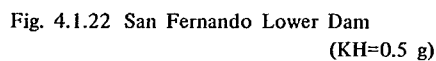
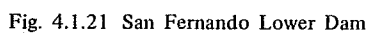
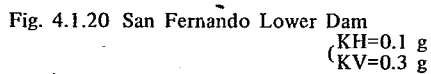
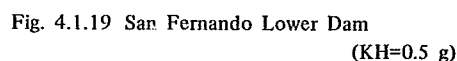
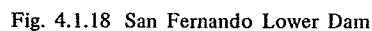
実際の滑り面に近いと推定される付近での最小安全率と滑り面の位置

滑り円の位置			地震: 0	KHのみ考慮		KH + KV		
X $\bar{O}$	Y $\bar{O}$	R	Fs	KH	FKH	KH	KV	FKHV
1115	430	91.1	2.178	0.06	1.621	0.06	0.03	1.589
				0.08	1.492	0.08	0.04	1.447
				0.10	1.380	0.10	0.05	1.325
				0.12	1.284	0.12	0.06	1.217
				0.14	1.199	0.14	0.07	1.122
				0.16	1.124	0.16	0.08	1.038
				0.18	1.051	0.18	0.09	0.962
				0.20	0.997	0.20	0.10	0.894

表4-1-2 推定滑り円における安全率(手計算)



	R=202.5m			R=163.2m		
	Fs	F _{KH}	F _{KHV}	Fs	F _{KH}	F _{KHV}
Hydr. F $\phi=25^\circ$ C=0.34	2.163			2.594		
Alluv. $\phi=30^\circ$ C=0.20						
KH=0.5 KV=0.3		0.546	0.410		0.509	0.299
KH=0.3 KV=0.2		0.818	0.736		0.793	0.631
KH=0.12 KV=0		1.339			1.401	
Hydr. F $\phi=25^\circ$ C=0.34	2.163			3.534		
Alluv. $\phi=45^\circ$ C=0.20						
KH=0.5 KV=0.3		0.546	0.410		0.709	0.381
KH=0.3 KV=0.2		0.818	0.736		1.093	0.833
KH=0.12 KV=0		1.339			1.917	
Hydr. F $\phi=35^\circ$ C=0.34	2.829			3.880		
Alluv. $\phi=45^\circ$ C=0.20						
KH=0.5 KV=0.3		0.693	0.467		0.753	0.468
KH=0.3 KV=0.2		1.053	0.902		1.179	0.965
KH=0.12		1.741			2.091	



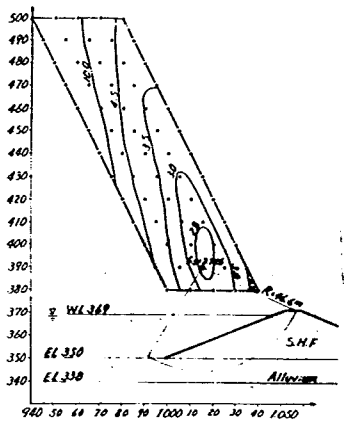


Fig. 4.1.24 San Fernando Upper Dam

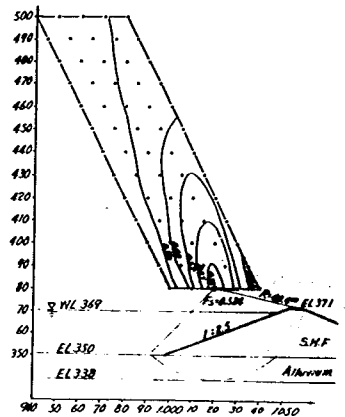


Fig. 4.1.25 San Fernando Upper Dam
(KH=0.5 g)

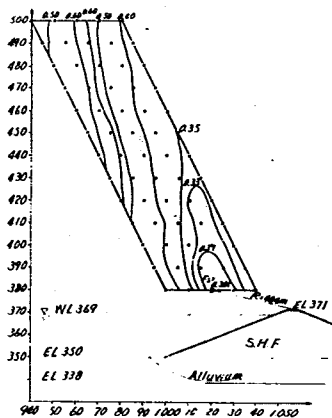


Fig. 4.1.26 San Fernando Upper Dam
(KH=0.5 g
KV=0.3 g)

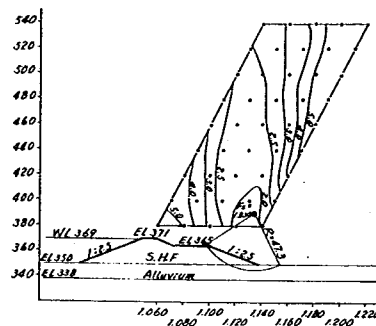


Fig. 4.1.27 San Fernando Upper Dam

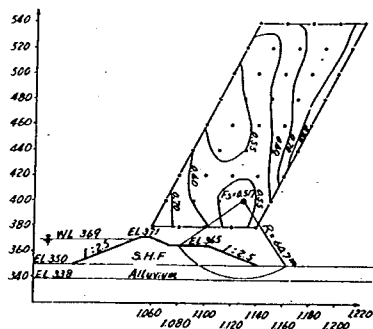


Fig. 4.1.28 San Fernando Upper Dam
(KH=0.5 g)

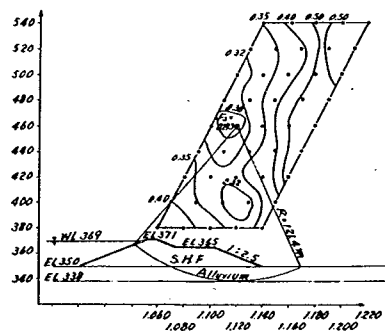


Fig. 4.1.29 San Fernando Upper Dam
(KV=0.3 g
KH=0.5 g)

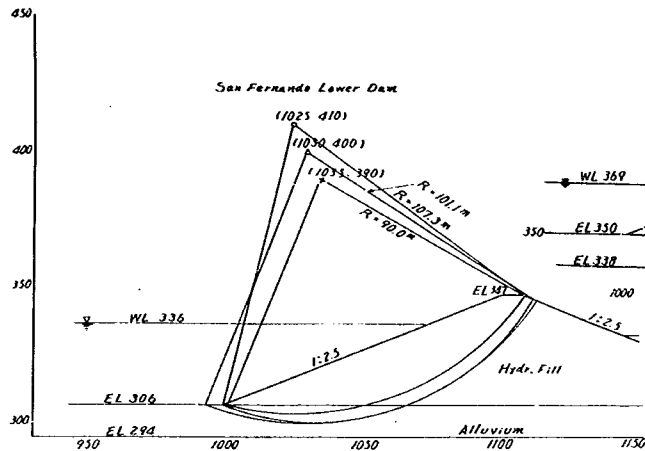


図 4.1.30 地震加速度を変化させたときの臨界円的位置

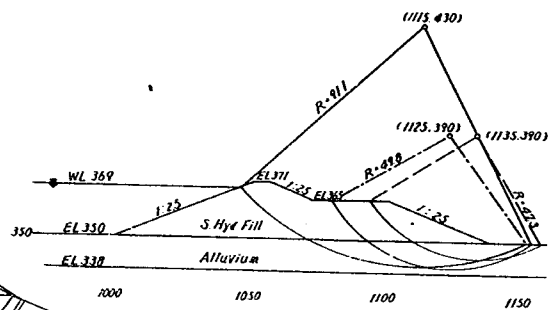


図 4.1.31 地震加速度を変化させたときの臨界円的位置

しかしながら現行のダム設計方法は完全に合理的なものではなく、今回用いた円弧すべり（スライス法）による計算も

- ① 計算法の欠陥、誤差（土圧、スライスのせん断力等の影響）
- ② 地盤震度の堤体への荷重のかかり方

の問題があり、このうち①についてはFEMによる静弾性論による解析結果の平均値と円弧すべり計算結果がほぼ同程度の安全率を与えている事から、オーダー的にはあまり変わらないと考えられるが、②についてはこれまで検証のしようがなく不明である。地震時の安定性については更に

- 鉛直加速度
- 地盤震度に対する堤体の応答の問題（加速度、変位、サイクル）
- 震動時の堤体材料の物性の変化（液状化現象等）
- 動水圧、pore pressure の震動時の影響

等の問題があげられるが、今回のようにほぼ同一地点で同程度の地震強度によって、上流へすべったLower Dam 下流へすべったUpper DamすべらなかったBypass Dam の3 Dam を解析し原因を究明することは、フィルダムの耐震設計の研究にとって有力な現場検証手段と成り得ると思われ、今後の検討として材料の設計値についての正確な資料を蒐集し、Lower Dam, Upper Damの解析結果を修正するとともに、Bypass Dam の安定解析を行ない、その結果から設計法の改良の耐震研究の方向を検討したい。

参 考 文 献

- (1) City of Los Angeles Department of Water and Power.
Van Norman Reservoir Complex Earthquake Damage March 1971
- (2) Zienkiewicz "The Finite Element Method In Structural and Continuum Mechanics" McGraw-Hill
- (3) Sherard et al "Earth and Earth Rock Dams" John Wiley & Sons.
- (4) 石井文雄 飯田隆一 岸本貞男 「ダム基礎の合理的設計法」

土木研究所第337号 1968年2月

4.2 被害例の動的解析

4.2.1 概 述

すでに前節(4.1)の静的解析で記述したSan Fernando Lower Dam に関して、有限要素法による地震応答解析を実施し、強震時における動的挙動を求めた。以下では、解析方法、解析結果を概述し、フィルタイプダムの耐震性を検討する基本資料とする。

4.2.2 有限要素法による地震応答解析法の概要⁽¹⁾

(1) 運動方程式と解析の基本概念

(1) 運動方程式

有限要素モデルの地震時における $x-y$ 平面内での運動方程式は、周知のごとく次式で表わされる。

$$[M]\{\ddot{r}\} + [C]\{\dot{r}\} + [K]\{r\} = -\{R(t)\} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

- $[M]$: 質量マトリックス
- $[C]$: 粘性減衰マトリックス
- $[K]$: 剛性マトリックス
- $\{r\}$: 節点変位マトリックス
- $\{R(t)\}$: 地震荷重ベクトル

であり、 t は時刻、 $\dot{r}$ および $\ddot{r}$ は t に関する一回および二回微分を示す。地震荷重は一般に次式で与えられる。

$$\{R(t)\} = \{M_x\}\ddot{Z}_x(t) \text{ and/or } \{M_y\}\ddot{Z}_y(t)$$

ここに、

$$\{M_x\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ \vdots \\ M_n \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \{M_y\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ \vdots \\ 0 \\ M_n \end{Bmatrix} \quad \text{但し } M_i : \text{ 節点 } i \text{ に集中する質量}$$

$n : \text{ 全節点数}$

$\ddot{Z}_x(t)$: 水平動 (x 方向) の地動加速度

$\ddot{Z}_y(t)$: 鉛直動 (y 方向) の地動加速度

有限要素モデルの地震応答解析は一般には(1)式を直接、数値積分することによって実施できるが、今、取扱う二次元弾性体の面内振動の解析においては、下記の固有振動解析にもとづくモーダル・アナリシス法によるものとする。もとよりこの方法はベクトルと位相からみればあらゆる場合に忠実であるとはいえないが、演算時間を短縮でき、かつ解が比較的安定しているという利点を有しているため、この種の解析においてはしばしば利用されている。

(2) 固有振動解析

固有振動の解析においては、いうまでもなく(1)式の外力 $\{R(t)\} = 0$ のとき、さらに粘性減衰 $[C]$ を無視する。すなわち

$$[M]\{\ddot{r}\} + [K]\{r\} = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで節点変位を

$$\tau(x, y, t) = \phi(x, y)e \quad \dots\dots\dots(3)$$

但し、 p ：固有円振動数、 ϕ ：固有ベクトル

とおき、これを(2)式に代入すると、

$$(K - p^2 M)\{\phi\} = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

が得られる。変位 r が 0 以外の値を取るための条件として、

$$|K - p^2 M| = 0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

が得られる。これは p^2 （これを固有値という）に関する $2n$ 次（ n ：節点数）の固有方程式で、 $2n$ 箇の固有地を与える。この結果を(4)式に代入すると $2n$ 元の連立一次方程式が $2n$ 組得られ、これらを独立に解いて固有ベクトル ϕ を求める。しかし電子計算機を用いる演算にあたっては、(4)式から直接、固有値と固有ベクトルを同時に求める方法（Jacobi の回転法など）を用いる場合が多い。

(3) 地震応答解析

(1)式を解く方法として、ここでは固有振動解析結果にもとづくモーダル・アナリシス法による地震応答解析の基本概念を紹介する。いま節点変位を

$$\{r\} = \{\phi\}\{Y\} \quad \dots\dots\dots(6)$$

但し $\{\phi\}$ ：固有ベクトルのマトリックス

$\{Y\}$ ：各モードの振巾を示す時間関数

とおき、これを(1)式に代入して整理すると、

$$\ddot{Y}_r + 2h_r p_r \dot{Y}_r + p_r^2 Y_r = \frac{P_r^*(t)}{M_r^*} \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$\text{但し } M_r^* = \{\phi_r\}^T [M] \{\phi_r\}$$

$$p_r^2 M_r^* = \{\phi_r\}^T [K] \{\phi_r\}$$

$$2h_r p_r M_r^* = \{\phi_r\}^T \{\phi_r\}$$

$$P_r^* = -\{\phi_r\}^T [M_x] \ddot{Z}_x(t) - \{\phi_r\}^T [M_y] \ddot{Z}_y(t)$$

となる。ここでサフィックス r は r 次モードに対する諸量を示し、 h は粘性減衰定数（臨界減衰に対する比）である。

式(7)で示される $2n$ 箇の独立な微分方程式を解き、 $\{Y_r\}$ を求めて、これらをモードに関して合成することによって応答値を算定する。各要素の歪、応力なども同様の手順で計算しうる。

(2) 各種マトリックスの算定

(1) 質量マトリックス $[M]$

有限要素の各節点に集中する質量系を仮定する。ある節点の質量は、当該節点に関連する全ての要素から供給されるものとし、各要素がもつ節点数で除して関係する節点に均等に配分する。質量マトリックス $[M]$ は

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & & \\ & M_1 & & \\ & & M_2 & \\ & & & M_2 & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & M_n & \\ & & & & & & M_n \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(8)$$

なる $2n$ 元の対角マトリックスで表わされる。ここで、 M_i は節点 i における質量を示し、 n は全節点数を示す。

(2) 粘性減衰マトリックス $[C]$

粘性減衰マトリックスをいかなる形で与えれば最も合理的であるかについては現在のところ定説がない。仮りに何らかの形で与えることができたとしても、それが対象とする構造物に対して適切であるか否かの検証が難しい。このことは(1)式を直接、解析することの困難性の一因ともなっている。しかしここではモーダル・アナリシス法によるため、粘性減衰マトリックス $[C]$ を直接与える代りに、(7)式の h_r の形で構造物の減衰効果を見込むことができる。減衰定数 h は物理的意味がある程度明確であり、現実の構造物に関して実測も可能な量である。このような手法によれば、ベクトル位相は共に(1)式を近似的に満足するにすぎないことになる。

実在する減衰性と減衰マトリックス $[C]$ との関係は、今後明らかにしていく必要のある問題の一つである。

(3) 剛性マトリックス $[K]$

剛性マトリックスは

$$[K] = [a]^T [K_e] [a] \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $[K]$: 系全体の剛性マトリックス

$[K_e]$: 要素の剛性マトリックス

$[a]$: 変位変換マトリックス

$[a]^T$: $[a]$ の転置マトリックス

で与えられ、静力学的に定まる $2n$ 元 (n : 節点数) の正方マトリックスである。

(3) 電算プログラムと試算例

(1) 電算プログラム

解析プログラムの基本事項を表-1に示す。本プログラムは固有振動解析、静的計算および地震応答計算に大別されるが、その概要を示すと下記のとおりである。

(a) 最大節点数：75，最大自由度：150，

(b) 最大要素数：150，要素の形状：三角形および四角形

(c) 応力-歪関係：10種

(d) 固有値解析：150次までの固有値と正規固有ベクトル-Jacobiの回転法

(e) 静的応答計算：静的外力・静的加速度による変位・応力の計算-消去法

(f) 地震応答計算：応答スペクトルを用いた最大応答ならびに地震加速度波形を用いた各時刻の
応答の計算-モーダル・アナリシス法

(2) 試算例

図1～4に現在までに試みた固有振動解析の一部を示す。これらの演算はすべてIBMシステム/360，モデル175を用いて行なったが、演算時間の実績を図5に示しておく。これらの試算結果から、次の事柄を指摘できる。

(a) 多くの先例にもあるように、固有周期の値は剪断または曲げによる理論値よりやや大き目となる。

(b) 振動モード(固有ベクトル)は剪断変形と伸縮による変形を重畳したものとなる。

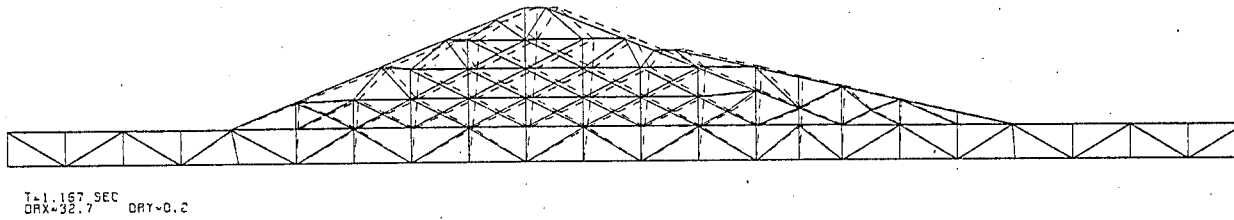


Fig. 4.2.7 (A) 1st mode of the San Fernando Lower Dam

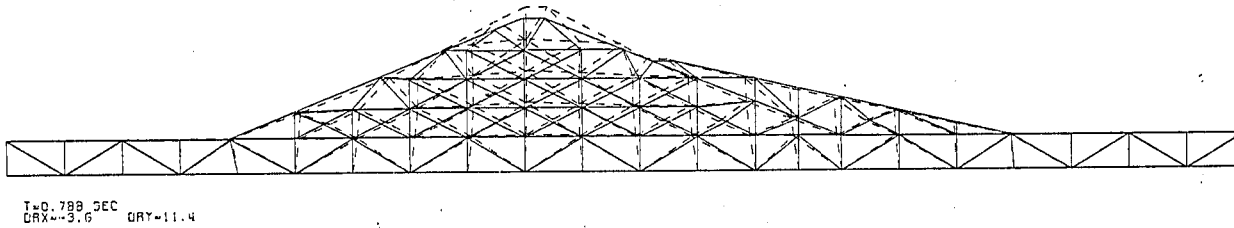


Fig. 4.2.7 (B) 2nd mode of the San Fernando Lower Dam

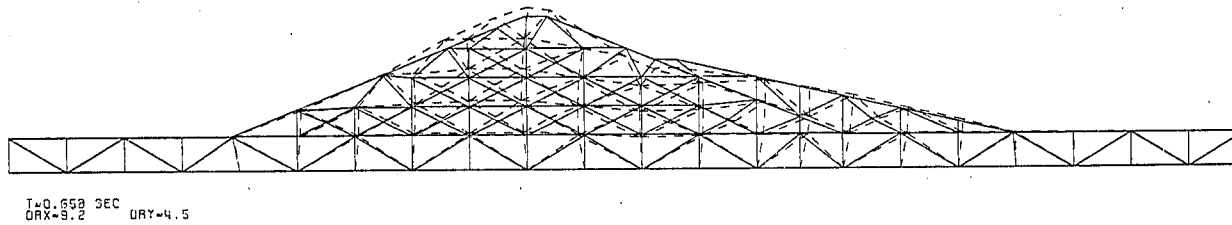


Fig. 4.2.7 (C) 3rd mode of the San Fernando Lower Dam

Fig. 4.2.8

TIME RESPONSE ACCELERATION

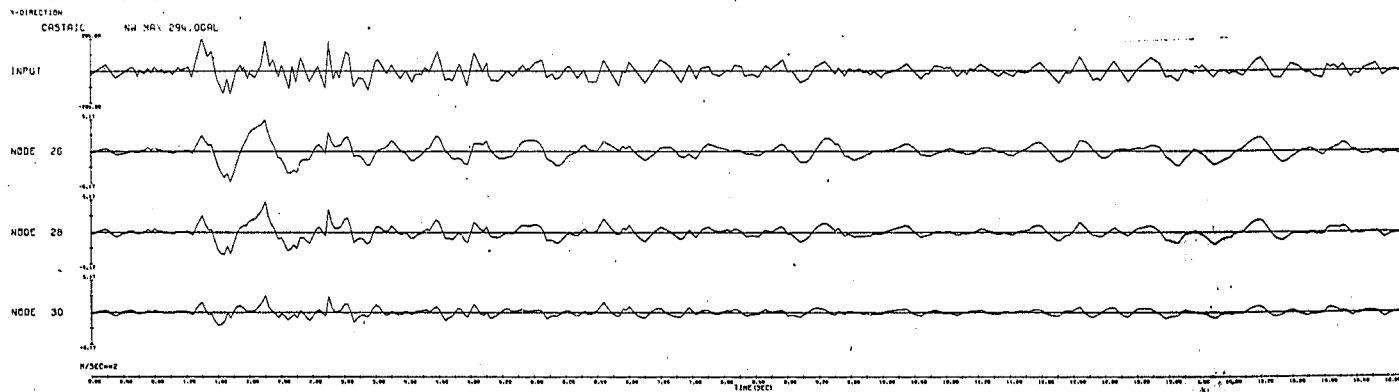


Fig. 4.2.8 Time Response Acceleration

SAN FERNANDO DAM
 MAX. RESPONSE ACCELERATION (RMS)
 INPUT RV. RESPONSE SPECTRUM (MAX. 294.00GAL, H=0.10)

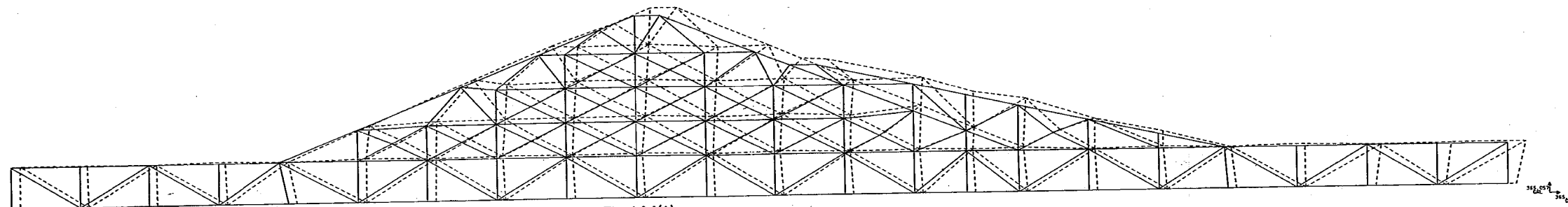


Fig 4.2.9(A)

SAN FERNANDO DAM
 MAX. RESPONSE VELOCITY (RMS)
 INPUT RV. RESPONSE SPECTRUM (MAX. 294.00GAL, H=0.10)

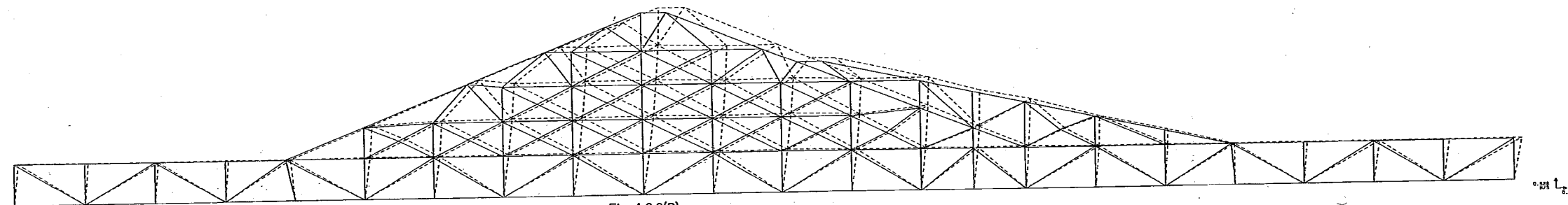


Fig 4.2.9(B)

SAN FERNANDO DAM
 MAX. RESPONSE DISPLACEMENT (RMS)
 INPUT RV. RESPONSE SPECTRUM (MAX. 294.00GAL, H=0.10)

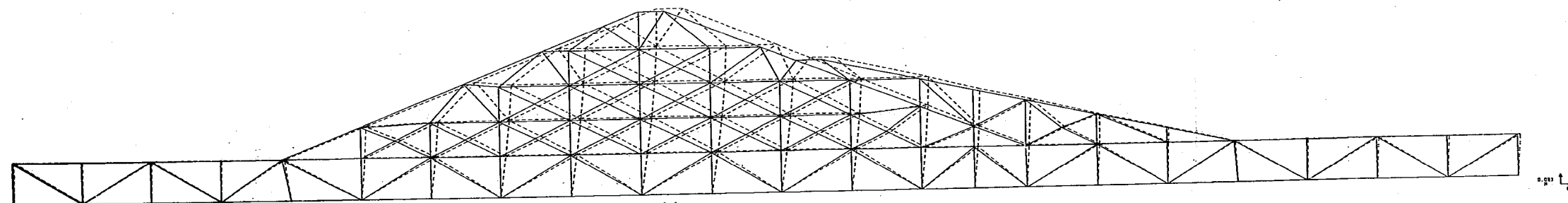


Fig 4.2.9(C)

- (c) 固有値・固有ベクトルの演算の精度は、応力度の解析を行なう場合に比べてかなり粗い分割法によっても、相当程度保たれることが予想される。
- (d) 演算時間は、Jacobiの回転法によれば、自由度の低いところでは自由度に比例し、自由度が大きな場合には自由度の3乗に比例する。実際問題では3乗に比例すると考えてよいであろう。

4.2.3 San Fernando Lower Dam に対する動的解析

このダムに対する、有限要素法の解析においては、Fig 4.2.6 に示すモデルを対象とした。モデル作成にあたっては、前節の静的解析におけるモデルを参照とし、出来るだけ両者で比較しやすいよう、配慮した。Fig 4.2.6 に示すように、モデルはダムの横方向の標準断面を対象とし、平面歪状態の二次元弾性体と仮定している。

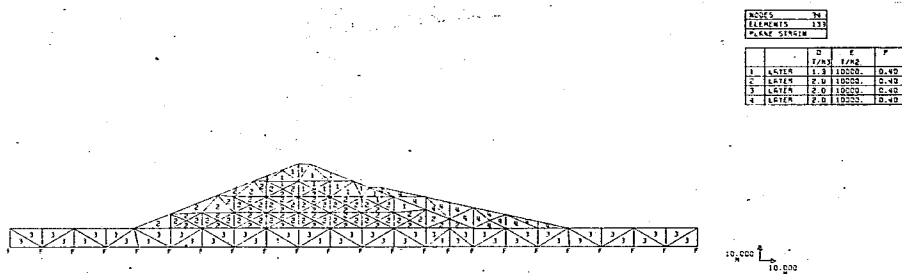


Fig. 4.2.6 Finite Element Model for Dynamic Analysis of the San Fernando Lower Dam

解析結果の一部をFig 4.2.7～4.2.9に示す。まずFig 4.2.7(A)～(C)は、振動モードを1～3次について図化したものである。Fig 4.2.8は、1.2に記述したCastaic 加速度記録N 6 9 W成分(最大加速度を0.3 gに調整)を入力としたときの、代表点での、応答加速度波形を示している。さらにFig 4.2.9(A)～(C)は、土木研究所の平均応答スペクトル(1970, 岩盤上)を入力としたときの各点の応答加速度、応答速度、応答変位の最大値を図化したものである。この計算においては、基盤加速度の最大値を0.3 g、堤体の減衰定数は10%と仮定した。

上述した各種の計算から、堤体には0.5 g以上という加速度が作用し、大きな変形が発生したことが判明し、本ダムの被害原因の一端がうかがわれる。

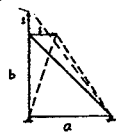
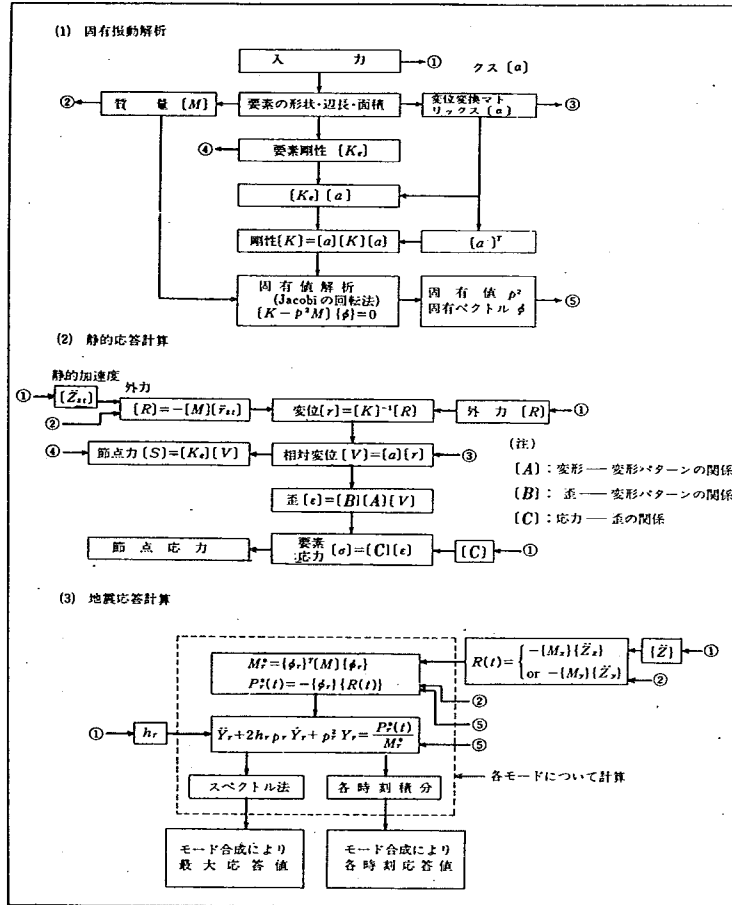
なお、本ダムに対する各種の解析・検討は、今後とも引続き実施していきたい。これによりフィルタイプダムの端震性を究明し、さらに合理的な耐震計法の確立をはかることが重要である。

参 考 文 献

- 1) 栗林栄一・岩崎敏男：“有限要素法による固有値の解析について、”日本鋼造協会第3研究集会，マトリックス構造解析講演集，日本鋼造協会，昭和44年5月

Table 4.2.1 解析プログラムの概要

表-1 解析プログラムの概要



Case	Order	h _r	1st Mode ω _r (rad/s)	2nd Mode ω _r (rad/s)
1	1	1	0.0228	0.0120
2	1	2	0.0218	0.0119
3	1	3	0.0217	0.0119
4	2	1	0.0228	0.0150
5	3	1	0.0228	0.0150

条件
 平面型
 マット E=10,000 MPa
 マット ν=0.25
 鉛直軸 P=3
 要素数 ④=1
 節点数 2

Fig. 4.2.1 三角形モデル

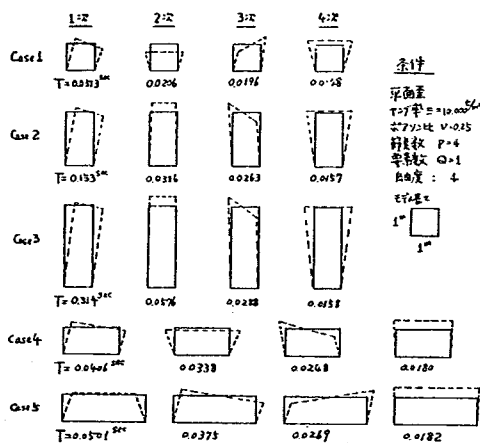


Fig. 4. 2. 2 四角形モデル

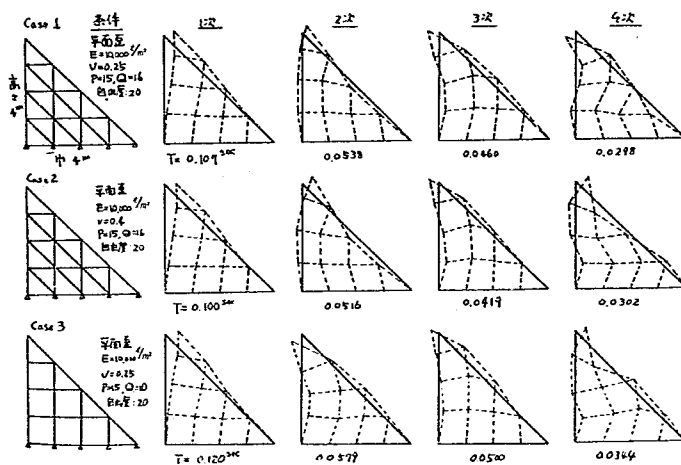


Fig. 4. 3. 3 楔状モデル(1)

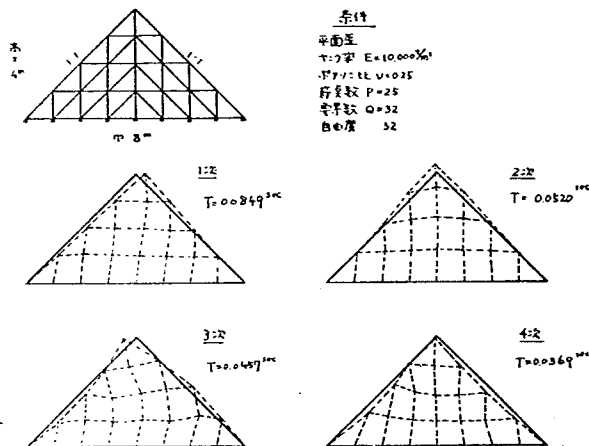


Fig. 4.4.4 楔状モデル(2)

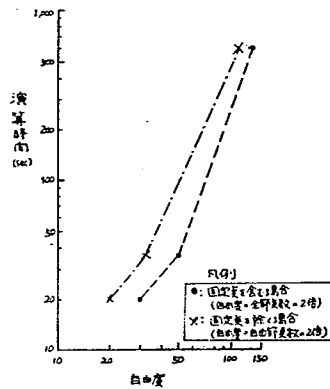


Fig. 4.4.5 モデルの自由度と演算時間の関係

謝 辞

本研究を進めるに当っては、U J N R耐風耐震構造専門部会の日米両国の関係機関および部会員の外に、特に下記の方々の御協力を得たものである。ここに厚く感謝の意を表す。

(アルファベット順)

Mr. W. K. Cloud	Associate Resercher, University of California, Berkeley
Mr. J. F. Hare	Structural Engineer, FHA, BPR, Sacramento, California
Dr. W. B. J ner	Geologist U.S. Geological Survey, Menlo Par, California
Mr. R. P. Maley	Geologist U.S. Geodetic Survey, Seismological Field Su rvey, Los Angeles, California
Prof. J. Penzien	Director, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
Prof. L. G. Selna	Professor, University of California Los Angeles