

—動的解析—

東京大学	正員	福岡正己
首都高速道路公団	"	玉野治光
"	"	玉置 脩
"	"	矢作 枢
長大橋設計センター	"	○友沢武昭

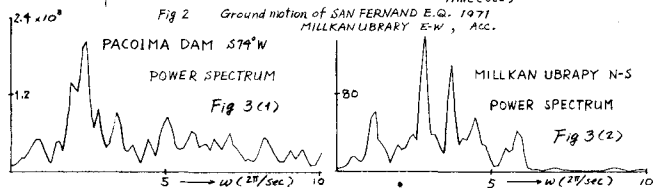
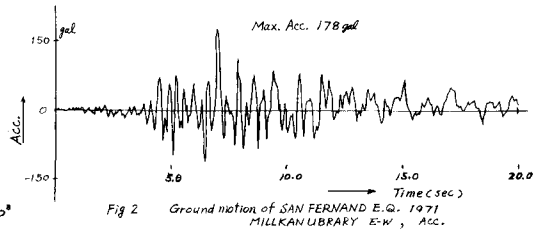
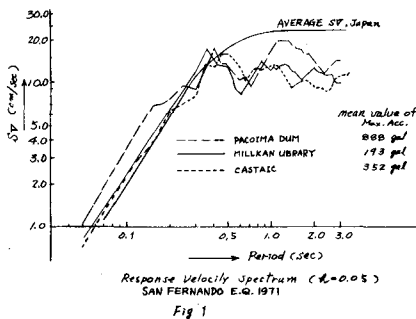
§ 1. まえがき 本報告はサンフェルナンド地震を受けた現地高架橋の地震応答解析について述べている。対象とした高架橋は、(その1)で示されている3橋である。対象橋梁の破壊状況等は、(その1)§2を参照されたい。解析作業は下に示す流れに従って進め、最終的に対象橋梁の1ヶ所(特定着目ヶ所)を破壊に到らしめる地震強度および桁上での応答震度を求め、(その1)の静的解析結果と対比を行なった。本報告が耐震設計に対する1資料となれば幸いである。

§ 2. 解析方法

1) 解析作業の手順 手順をつぎに示す。 1. サンフェルナンド地震記録の整理→2. 対象橋梁の動的特性とサンフェルナンド地震に対する応答計算→3. 構造耐力と応答値の関係→4. 破壊地震強度とそのときの応答震度分布(静的計算との比較)

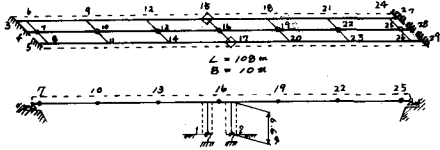
2) 振動解析方法 振動系の表現は変形法の手法により、応答計算はモーダルアナリシスを用いた。なお橋梁の非線形性を考慮する場合はルングクッタ法によった。応答計算にあたっては、橋脚応力および天端変位に着目し、各着目量が最大値になる地震の入力方向を参考文献3)の方法で求めた。構造の耐力については(その1)の終局強度を参照した。

§ 3 地震記録の整理 地震波の加速度記録としてPACOIMA DAM, MILLKAN UBRARY, CASTAICの3地点における水平2方向記録を入手した。これらの記録の応答スペクトルは、Fig-1に示すように互によく似た曲線であり、特にMILLKAN UBRARYとCASTAIC記録の類似が見られる。対象とする橋梁に作用させる地震波形はMILLKAN UBRARYもしくは、CASTAIC記録が適当であろうと判断した。以後「橋梁の応答」とは、特記しないかぎり、MILLKAN UBRARY記録に対する応答を示す。Fig-2にMILLKAN UBRARY E-W方向の記録波形を示す。



§ 4. 応答計算結果

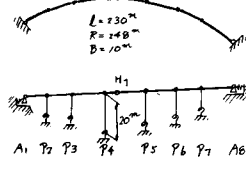
1) 対象とした3橋梁の振動モデル (その1) で示された3橋、Route 14/5, 5/405, 210/5をそれぞれ Fig-4、5、6のようにモデル化した。



condition of each Model

Model	condition of axial condition (%)	condition of horizontal condition (%)
Model 1	100%	100%
Model 2	20%	50%
Model 3	0% (Free)	50%

Fig 5



condition of each Model

Model	condition of axial condition (%)	condition of horizontal condition (%)	condition of vertical condition (%)
Model 1 Abut.	100%	100%	100%
Model 1 Hinge	100%	100%	100%
Model 2 Abut.	20%	50%	100%
Model 2 Hinge	20%	20%	20%
Model 3 Abut.	0% Free	50%	100%
Model 3 Hinge	0% Free	20%	20%

ROUTE 210/5
Fig 6

橋梁の振動特性を、サンフェルナンド地震の加速度スペクトルと対比させて Fig-7に示す。

2) ROUTE14/5 応答結果 同橋ではモデル2が任意方向から地動を受けた場合の挙動を示す。応答結果から着目量に、終局強度を生じさせる地震加速度を Table-1に示す。同表より、最も低加速度で終局値に達する着目量は、P8におけるMt-Qの組み合わせで294ガルと得られた。またヒンジ部では、H3が最も開きが大きく100ガルの地震に対して3.3cmである。294ガルの地震に対する桁部の応答加速度分布を Fig-8に示す。

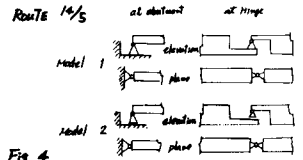
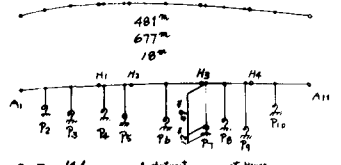


Fig 4

3) ROUTE5/405 同橋ではモデル2について、100ガルの地震に対する橋脚の断面力応答を Table-4に示す。これらの応答値が橋脚の終局強度に達するような地震強度を Table-2に示す。同表中の最小地震強度200ガルを任意方向から受けた場合の桁部最大加速度分布を Fig-9に示す。Table-4中カッコ内の値は、橋脚のねじれ振動が卓越する場合は想定して、両橋端で逆位相の地震(回転地動)を作用させた場合の応答値である。Table-2のMt-Q組み合わせは、回転地動によるねじれモーメントと、並進地動によるせん断力を組み合わせた。Table-4から橋脚断面に最大応答を生じさせる地震方向は、橋軸直角方向であることがわかる。

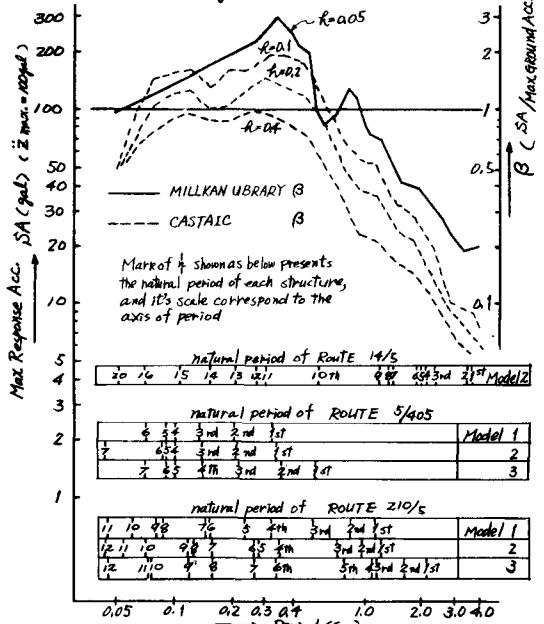
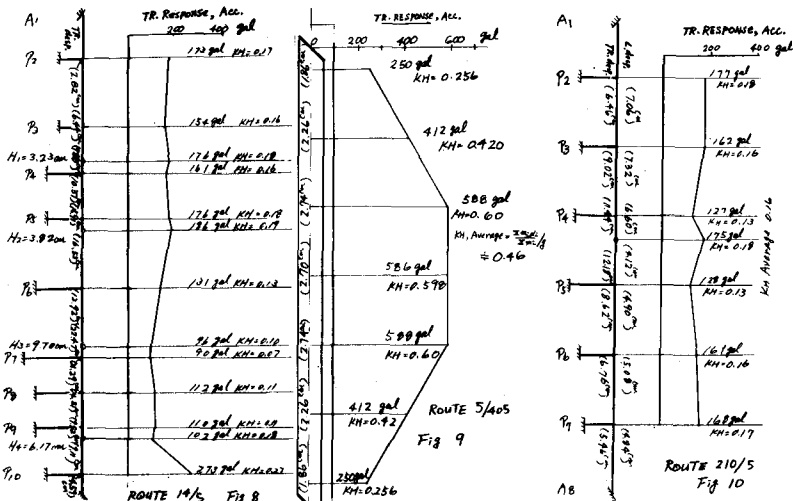


Fig 7 Period distribution of each Br. and Max. Response Acc. of SAN FERNANDO E.Q.

4) ROUTE210/5 同橋の耐震強度を決定する要因であると考えられる P4、P5の



応力およびヒンジ部の開きについて、100ガル地震に対する最大応答とその時の地震入射角を Table-5 に示した。着目量の応答が終局強度に達するような地震加速度を Table-3 に示し、同表モデル3の220ガル地震に対する天端応答加速度を Fig-10 で示した。同橋あるいは14/5では、桁にゲルバー形式のヒンジが設けられている。この構造は、(その1)で示されているように、左右の桁どうしを結びつけるような装置は何ら考慮されていない。このため桁軸力の変化によって、構造系の振動性状が大きく変化する。つまり桁に軸方向引張力が作用する状態ではモデル3の性状を示し、圧縮力が作用する場合にはモデル1あるいは2の性状を示すものと考えられる。また、引張方向には抵抗が少ないため、桁落下の現象が問題になると考えられる。このため、桁上ヒンジ部および橋端部に Fig-11 で示したモデル化を行ない、時刻毎の応答を求めた。同応答では桁の落下現象に着目するため、加振方向は Table-5 より 60° の方向で行なった。加振の結果桁部は、Fig-2 に示した MILLKAN UBRARY 記録の7.0秒において桁衝突が起り、7.35秒で引き抜き限界の25cmを越えて落橋した。落橋後は、左右ラーメン構造が完全に分離した状態で応答を求めている。この間、橋脚の応力応答について見ると、落橋以前では7.0秒でP5橋脚のMt-Qの組み合わせのみが終局値に達し、落橋以後はP4 P5橋脚の応答が順次終局値に達するという結果を得た。なお、地震波は Fig-2 の波形を最大加速度が500ガルになるように拡大しており、落橋直前の地動加速度は437ガルを示していた。同橋については桁外れの現象に注目し、ヒンジ部の左右ラーメンがそれぞれ橋軸方向に逆位相地動を受ける場合も想定したが、ヒンジ部の外れが生じるような結果は得られなかった。

Point	Max ACC. of GR.
P8 M-N	706 gal
P8 Q-N	1314
P8 Mt-Q	294
Relative displ. at Hinge	
H1	3181 final value
H2	2692
H3	1060 35cm
H4	1667

ROUTE 14/5 Model 2
 $R=0.05$
 Table 1

Point	Max ACC. of GR.
Model 1 P1	M-N 356 gal
	Q-N 300
	Mt-Q 300
Model 2 P1	M-N 312
	Q-N 260
	Mt-Q —
Model 3 P1	M-N 237
	Q-N 200
	Mt-Q —

ROUTE 5/405 $R=0.05$
 Table 2

Point	Max ACC. of GR.
Model 1 P5	M-N 1304 gal
	Q-N 2481
	Mt-Q 490
	H —
Model 2 P5	M-N 897
	Q-N 1612
	P4 Mt-Q 310
	H 2857
Model 3 P5	M-N 377
	Q-N 546
	Mt-Q 220
	H 533

ROUTE 210/5 $R=0.05$
 Table 3

Max. Acc. of GR. $R=0$	$R=0$	$R=100$ gal	$R=100$ gal	Angle of direction θ°	θ°
N	1.08	70.247	70.26	0.000	0.4°
Qy	2.40	74.903	74.93	0.000	0.9°
Qz	2.24	77.561	77.59	0.000	0.8°
Mt	0.137	0.807	0.820	0.000	7.8°
Mjy	9.802	333.192	333.24	0.000	0.8°
Mjz	10.518	320.468	320.64	0.000	0.9°

ROUTE 5/405 Model 2 $R=0.05$
 Max. Acc. of ground 100gal
 () means Response by Relative ground motion
 Table 4

Acc. of gr. 100gal	Model 1	Model 3
	Max. θ°	Max. θ°
P5 My	100.0 cm 23°	370.7 cm 16°
P5 Mz	60.7 cm 19°	271.1 cm 15°
P5 Qy	7.2 cm 22°	30.8 cm 19°
P5 Qz	9.0 cm 22°	45.3 cm 20°
P5 Mt	23.6 cm 24°	58.8 cm 22°
P5 Mz	32.2 cm 16°	28.3 cm 16°
Max. average	—	340.0 cm 17°

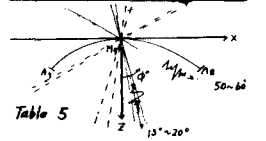


Table 5

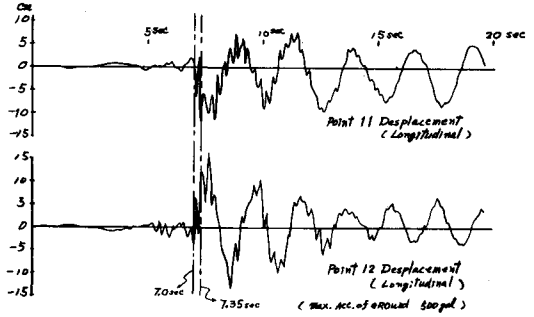
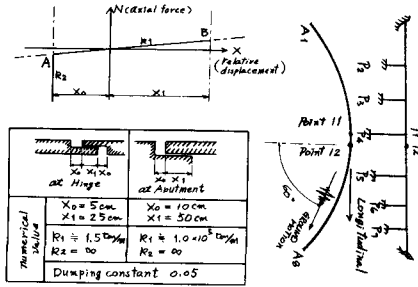


Fig 11

§ 5. まとめ 3 橋梁の耐震性について Table-6 の結論を得た。同表中 ROUTE 5/405 については主要周期が 0.35 秒であり、同程度の周期をもつ橋梁では、一般に減衰効果が大きいと考えられているため 20%、40% の減衰率に対する応答も考察した。同橋の場合、破壊を生じる地震強度は 400 ~ 600 ガルと考えられる。つまり落橋原因は本体の設計震度不足もさることながら、橋台の移動等境界の不安定性が大きな影響を与えたのではないかと考えられる。他の 2 橋については、解析作業中において桁の落下現象が先に生じたか、あるいは橋脚破壊が先に生じたかが問題となった。Table-3 から見るかぎり橋脚破壊が先に生ずると考えられるが、直接地震による応答結果から地震の主要動の方向によっては、桁の落下現象が先に生ずる事も考えられないこともないといえる。なお、文献 2) によるとサンフェルナンドにおける平均的な地震強度は約 500 ガル、被災橋梁の受けた加速度は約 400 ガルと考察されている。最後に静的に解析された結果との対比を Table-7 に示す。

モデル化の相違、応答

震度分布の表現、動的挙動と静的挙動の差違等があるが、2 橋の橋梁としての弱点は、静的解も動的解もおおむ

ROUTE	major Period T	damping Constant R	Response Factor $\beta = \frac{R}{R_0}$	Acc. of Ground \ddot{x}_0	Response at the Top of pier Av. Acc. seismic coef. KH	Max. cm displacement d	Braking state
14/5	1.5 ~ 3.5 (sec)	0.05	0.53	294 gal	156 gal (T)	Max 20 (T)	P8 Mx-Q
5/405	0.35 (sec)	(0.05) (0.20) (0.40)	(3.0) (1.5) (1.0)	(200) 400 gal (600)	Max 600 gal (T)	Max 2.7 cm (T)	Central Pier Q-N
210/5	1.0 ~ 2.3 (sec)	0.05	0.6 ~ 0.7	200 gal	120 gal (L) 160 gal (T)	Max 12.2 cm (T)	P5 Mx-Q

Table-6 L: Longitudinal T: Transverse

ね同じ結果を示しているといえよう。

参考文献 1 土木学会耐震工学委員会サンフェルナンド地震の震害 土木学会論文報告集 195、1971-11 P117
2 久保忠良他、高架構造橋梁の地震応答第 26 回年次講演集 P282
3 柴田他、構造物の立体振動解析について第 26 回年次講演集 P277

		ROUTE 14/5			ROUTE 210/5				
		Pier	M-N	Q-N	Q-Mt	Pier	M-N	Q-N	Q-Mt
Static	Static coef. seismic coef. KH (Respn)	P6	0.18	0.28	0.19	P4	0.18	0.49	0.36
		P8	0.14	0.15	0.14	P5	0.14	0.23	0.16
Dynamic	Static coef. seismic coef. KH (Respn)	P6	0.45	0.97	0.15	P4	0.30	0.66	0.29
		P8	0.28	0.48	0.14	P5	0.15	0.22	0.10
	Acc. of Ground (Respn)	P6	920 gal	1996 gal	310 gal	P4	480 gal	1060 gal	470 gal
		P8	720 gal	1240 gal	380 gal	P5	390 gal	570 gal	250 gal

Table-7