

## サンフェルナンド地震における高架橋被害の動的検討

建設省土木研究所 正員 栗林栄一 正員 岩崎敏男  
 建設省関東地方建設局 正員 高場正富  
 日本技術開発株式会社 正員 五十嵐功 正員 佐竹正行

### 1. まえがき

サンフェルナンド地震によって、震央付近の高架橋は大きな被害を受けた。この被害の原因を明らかにできれば今後の橋梁の耐震設計の一助になると考え、静的解析とともに動的解析を試みた。動的解析によって構造物の振動性状を求め、それを静的解析に反映させて原因の推定および両者の比較を行ない、解析の妥当性を検討する。ここで解析の対象としたのは次の3橋である。

- (1) 5号線と210号線のインターチェンジ橋 (ROUTE 210/5 橋)
- (2) 5号線と14号線のインターチェンジ橋 (SOUTH CONNECTOR OC 橋 (ROUTE 14/5 橋))
- (3) 210号線とFOOTHILL BOULEVARDの立体交差橋 (FOOTHILL BOULEVARD 橋)

### 2. 動的解析の概要

対象とした構造物を図-4, 7, 10に示すような多質点系に置換し、三次元の立体骨組構造物として「サンフェルナンド地震における高架橋被害の静的検討」に述べたと同じ境界条件で解析し、その振動性状を求めた。入力としては水平方向の最大加速度を $244g_{max}$ とした次の3種類を用いた。

- (1) CASTAIC 2/9/71 N69W<sup>3)</sup> [入力①] (図-1)
- (2) CASTAIC 2/9/71 N69Wの加速度応答スペクトル<sup>3)</sup> [入力②] (図-2)
- (3) 建設省土木研究所作成の平均応答スペクトル[1970, 岩盤上]<sup>4)</sup> [入力③] (図-3)

減衰定数は、構造物、入力レベルに応じて2%~20%とした。なお強震計の記録からは、架橋地点付近での最大加速度は $400\sim 600g_{max}$ と推定され<sup>2)</sup>、上記の値は小さめの入力といえる。

解析における入力の方向は、水平2~3方向を考えたが、ここでは橋軸方向の結果を示す。まずROUTE 210/5橋に対する振動モードおよび応答値を図-5, 6に、静的解析値と動的応答値の変位および断面力を表-1, 2に示す。以下同様に SOUTH CONNECTOR OC 橋の結果を図-8, 9, 表-4, 5に、また FOOTHILL BOULEVARD 橋の結果を図-11, 12, 表-7, 8に示す。

以上の結果から、水平方向の最大加速度を $244g_{max}$ と考えた場合、おおよそ次のことがいえる。

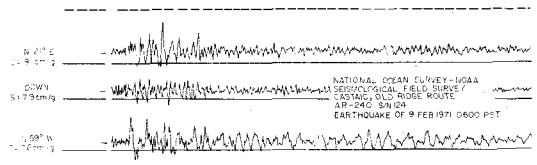


図-1 ACCELEROGRAPH RECORD CASTAIC, OLD RIDGE ROUTES, THE SAN FERNANDO, CALIFORNIA, EARTHQUAKE OF FEBRUARY 9, 1971

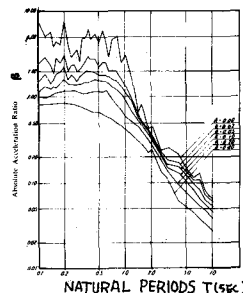


図-2 応答スペクトル

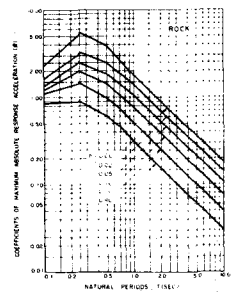


図-3 平均スペクトル

(i) ROUTE 210/5 橋

1次周期は2.6秒とかなり長い。全変位は約10<sup>cm</sup>で、桁のかけ違い部の相対変位は約1<sup>cm</sup>であり、かけ違い部(省座巾18<sup>cm</sup>)がはづれるまでには達していない。

またこの断面力では応力度からみても必ずしも破壊する程ではない。

(ii) SOUTH CONNECTOR OC 橋

1次周期は5.3秒と非常に長い。全変位で約24<sup>cm</sup>、桁のかけ違い部の相対変位では30<sup>cm</sup>を超えてあり、かけ違い部がはづれて落橋したと考えるのが妥当である。

(iii) FOOTHILL BOULEVARD 橋

1次周期は0.82秒であり、上記の2橋と比べるとやや短い。動的解析では、土圧の影響は考慮していないが、それでも断面力は設計値の約10倍となり、応力度上から曲げ圧縮による破壊が推定される。

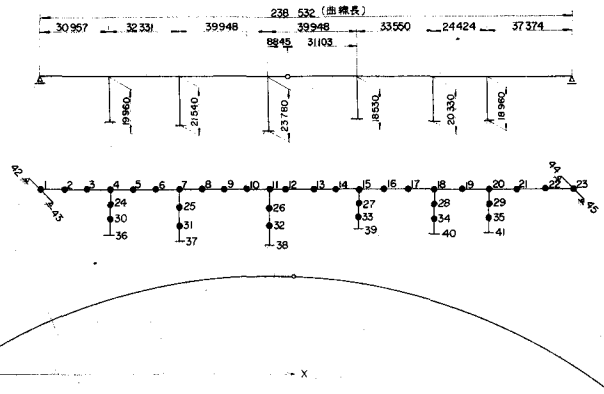


図-4 ROUTE 210/5 橋 振動モデル

\*\* RTE 210/5 SEPARATION AND OVERHEAD (TYPE-1) \*\*  
FREE VIBRATION MODE

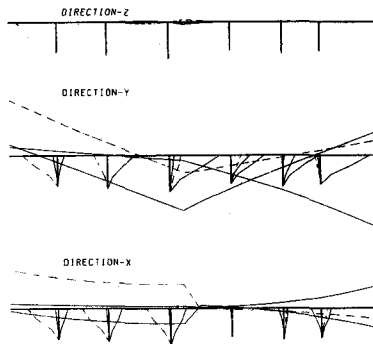


図-5 振動モード

	T sec	M/g
1	2.60	29.17
2	2.17	16.77
3	2.09	6.71

表-1 変位

(単位: cm)

橋点	11	12	13
設計値	4.7	3.2	3.2
静的解析値	9.6	6.5	6.6
動的応答値	入力①	9.8	8.9
	入力②	6.4	6.4
	入力③	12.9	12.9

表-2 曲げモーメント

(単位: t.m)

橋点	37	38	39
設計値	299.5	396.7	445.7
静的解析値	603.0	809.6	909.6
動的応答値	入力①	599.7	786.7
	入力②	461.5	563.1
	入力③	743.4	565.9

表-3 計算条件

設計震度	$k_H=0.049$
静的解析震度	$k_H=0.10$
減衰定数	$h=0.02$

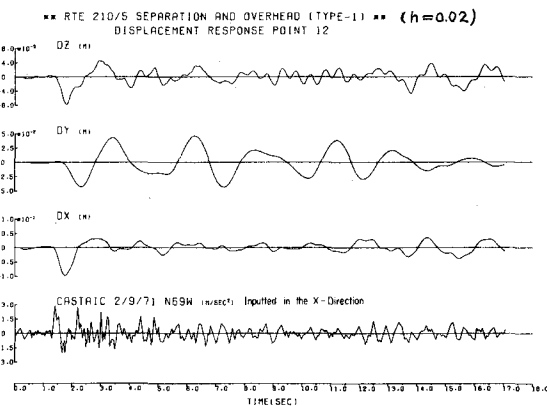


図-6 変位応答(かけ違い部)

3. 動的応答に相当する静的解析の震度の算出

静的解析に用いる水平震度を2つの方法を基に定めてみる。

(i) 動的解析から得られた桁部の最大加速度から推定。

(2) 振動解析から求めた固有周期、相当質量および応答スペクトル曲線 (CASTAIC 2/9/71 N69W) を用いて、下式より求まる加速度値から推定。

$$\alpha_s = \alpha \cdot \left( \frac{\sum \beta_i M_i}{\sum M_i} \right)$$

ここに

$\alpha_s$ : 静的解析に用いる加速度 (gal)

$\alpha$ : 水平方向の最大加速度 (gal)

$\beta_i$ :  $i$  次の固有周期に対する動的係数

$M_i$ :  $i$  次の相当質量

$n$ : 水平方向の振動が卓越する次数

この2つの方法によって得られた加速度の値を表-10に示す。これより上記の方法のうち(2)の方法によるものが高橋脚の橋では危険側になり、比較的剛なラーメン橋ではよく合致することが判る。これらから静的解析に用いる震度としては、次の値を考えることとした。

- (i) ROUTE 210/5 橋 :  $k_H = 0.10$
  - (ii) SO. CONNECTOR OC 橋 :  $k_H = 0.066$
  - (iii) FOOTHILL BLVD 橋 :  $k_H = 0.46$
- ただし これらの推定値は入力加速度の最大値を  $294 \text{ gal}$  とした場合のものである。

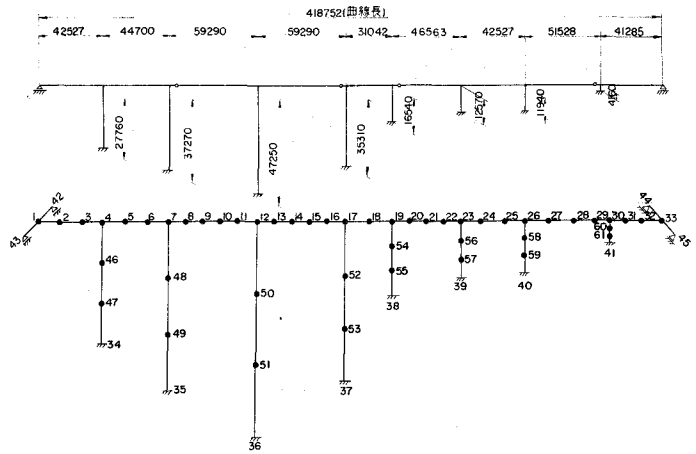


図-7 SOUTH CONNECTOR OC 橋 振動モデル

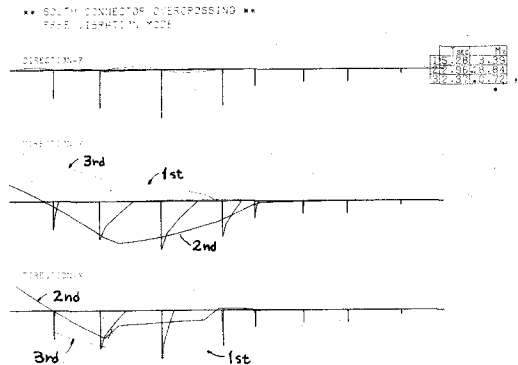


図-8 振動モード

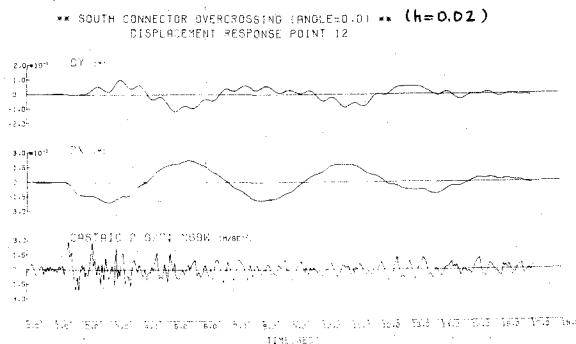


図-9 応答変位

表-6 計算条件

設計震度	$k_H = 0.044$
静的解析震度	$k_H = 0.066$
減衰定数	$h = 0.02$

表-4 変位 (単位: cm)

ケース	観測点	8	9	12	15	16
設計値		6.8	30.2	32.3	33.4	1.4
静的解析値		10.2	45.2	48.4	50.1	2.1
動的応答値	入力①	10.8	-20.6	-22.7	-23.8	9.4
	入力②	6.8	22.5	24.3	25.2	9.7
	入力③	15.3	47.8	50.4	53.5	12.8

表-5 曲げモーメント (単位: t·m)

ケース	観測点	設計値	静的解析値	動的応答値		
				入力①	入力②	入力③
35		721.2	1081.9	930.6	1204.6	2474.1
36		2150.1	3226.0	1950.1	1797.0	3520.0
37		239.3	358.9	1401.7	1681.6	3021.9

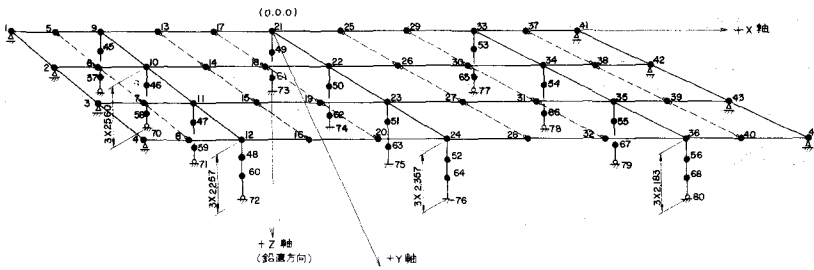


図-10 FOOTHILL BOULEVARD 橋 振動モデル

※ FOOTHILL BOULEVARD UNDERCROSSING ※  
FREE VIBRATION MODE

モード	周期 (sec)	変位 (cm)
1	1.0	3.76
2	0.57	4.39
3	0.50	62.42

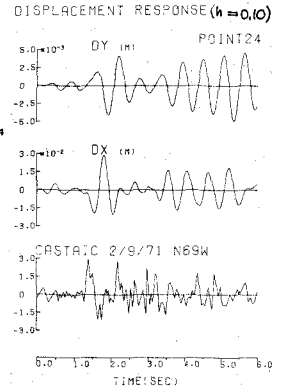


図-12 変位応答

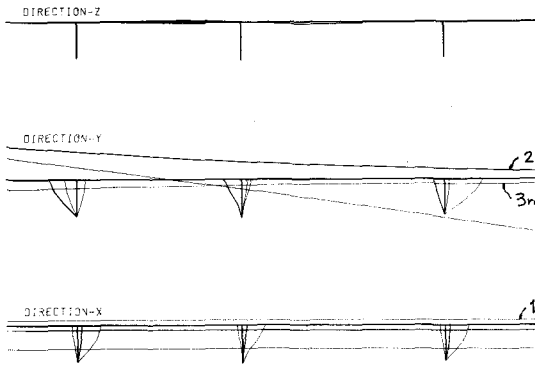


図-11 振動モード

#### 4. 結語

サンフェルナンド地震で被害をうけた高架橋3例につき、動的解析を行なった結果、次の諸点が指摘される。

- (1) 通常の我國の橋梁と比べて、下部工の剛性が著しく小さい。このため固有周期がかなり長い柔構造となっている。
- (2) 中位の高さの橋では、加速度0.3gの入力を考える限り変位、応答加速度はあまり大きくなり、しかし橋脚の応力度は極限強度近くに達しており、0.4~0.6gの入力加速度を想定すれば、明らかに極限強度を超過することになる（ROUTE 210/5橋）。
- (3) 高橋脚の橋の応答加速度あるいは断面力はさほど大きくない。しかし応答変位はかなり大きい。このためかけ違り部がはずれ、倒壊したものと推察される（SOUTH CONNECTOR OC橋）。
- (4) 比較的剛なラーメン橋については、応答変位はあまり大きくないが、応答加速度と断面力は非常に大きく、橋脚の応力度は極限強度をはるかに超過している（FOOTHILL BOULEVARD橋）。
- (5) 以上から橋梁の震害を防止するためには、橋全体としての変位を拘束することが重要であるといえる。そのためには下部構造（橋台・橋脚）の剛性を高めること、落橋防止構造等設計細目を重視すること、さらに合理的な設計震度をとることなどが効果的となる。

#### 参考文献

- 1) 栗林 謙, 中津川 比呂, 村上 浩, 橋脚の静的振動, 第2回地震学会研究発表会講演概要 (S47.7)
- 2) 大塚 隆, 中津川 比呂, 地震加振数値解析による橋脚の静的振動, 土木学会全国年次総会講演集(土木研究部編) (S46.10)
- 3) 中津川 比呂, 常時橋梁の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, 土木資料73号 (S47.3)
- 4) 栗林 謙, 地震応答スクリプト解析に関する研究, 第2回地震学会研究発表会講演概要 (S46.7)

表-7 変位 (単位: cm)

地点	ケース	設計値	静的解析値	動的応答値		
				入力①	入力②	入力③
12	0.3	3.0	3.0	2.8	2.5	
24	0.3	3.0	3.0	2.8	2.5	
36	0.3	3.0	3.0	2.8	2.5	

表-8 曲げモーメント (単位: t・m)

地点	ケース	設計値	静的解析値	動的応答値		
				入力①	入力②	入力③
36	55.3	508.4	498.5	484.3	432.4	
75	97.6	897.5	871.3	841.1	751.0	
76	96.6	888.5	856.3	835.6	746.2	

表-9 計算条件

設計震度	$k_h=0.05$
静的解析震度	$k_h=0.46$
減衰定数	$h=0.10$

表-10 加速度の比較 (単位: gal)

橋名	種別	静的解析の加速度	応答加速度
ROUTE 210/5 橋		98	306
SO. CONNECTOR OC 橋		65	11.9
FOOTHILL BLVD 橋		451	459