

— 静 的 解 析 —

東京大学	正員	福岡正巳
首都高速道路公団	〃	玉野治光
〃	〃	玉置 脩
〃	〃	小村 敏
オリエンタルコンサルタンツ	〃	〇忍足 正

1. ま え が き

1971年2月, ロスアンゼルス北部で発生したサンフェルナンド地震により, 橋梁構造物も大きな被害を受けた。その被害については, 種々の調査報告と, それに基づいた被害原因の想定がすでに行われている。総括的な被害状況の詳細については, 土木学会論文報告集第195号に詳しく述べられているので本報告では省略する。

本研究は, この震害を我国における橋梁構造物の耐震設計への教訓とするために, 代表的な高架橋について, 破壊原因を数値的および実験的に究明することを目的とし, 次の三段階にわたる解析を行った。(a) 静的解析, (b) 動的解析, (c) 太径鉄筋#18 (D57相当) を用いた橋脚の基礎的実験。本文は(a)の静的解析の結果について述べるもので, (b), (c)も今回同時に発表されている。

静的解析は, 被害を受けた各種の橋梁の中より, 許容応力度法 (WSD) で設計された, 比較的特徴のある完成された2橋と, 施工中に地震を受けた1橋をとり出し, 震度法の範囲で, 一般に行われている設計手法により, 断面力を算出し, さらに断面の終局耐力を求めて, 種々の解析を試みてみた。

2. 解析を行つた高架橋の概要と破壊状況

1) Route 14/5 高架橋

地震発生時において, 本橋は施工中で, 主桁は両側の数径間が支保工上でコンクリートが打設された状態であり, その被害も支保工の沈下により主桁と橋脚の結合部に多少のひびわれが発生した程度であつた, しかし同種の橋梁が多数破壊されていることと, その破壊された橋梁の凶面の入手が困難であつたため, 凶面の入手が可能であつた本橋について, 完成時を想定した解析を行つた。

その概要は Fig-1 に示されるように 10 径間連続の箱桁ラーメン橋で, 主桁は PC と RC を併用した曲線桁で構成さ

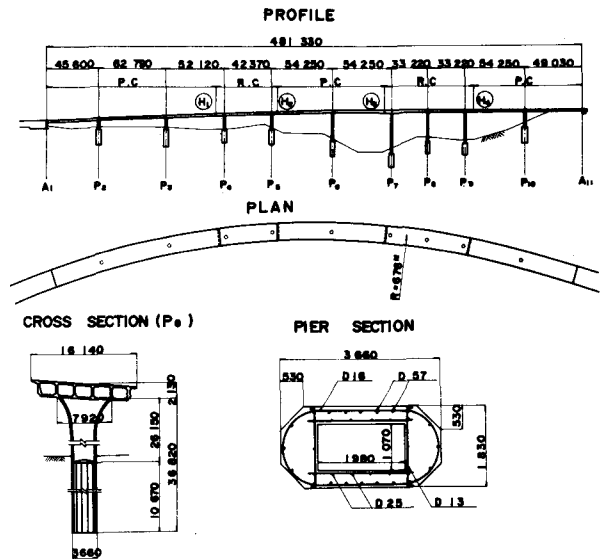


Fig-1 Outline of Route 14/5 bridge

れている。特徴としては、日本の橋梁構造の概念からみた場合、橋脚が非常にスレンダーであること、基礎が柱および橋台とも比較的簡易であること、ゲルバーヒンジの桁受けが小さいこと（幅35cm）、およびPCとRCを主桁に併用していること、等があげられる。

各部材の材料強度は Table-1に示すとおりであり、PC部材のコンクリート強度が非常に小さいことが目につく。

本橋近辺の地盤は、表層数米が礫混り砂、その下はシルト岩で構成されており、比較的良好的な支持地盤と云えよう。

2) Route 5 / 405 高架橋

本橋の構造は Fig-2に示されるような2径間連続ラーメンで、その両端は主桁と一体になつた簡易な橋台で支持されている。中間の橋脚は2本の比較のスレンダーなRC構造で構成されそれらの基礎は、すべて地山上の直接基礎となつている。また上部構造には、PCの4室箱型桁が用いられている。構造の特徴としては1)の場合と同じように、下部構造が非常に簡易であるという印象を受ける。とくにフーチングはその厚さも小さく、上側鉄筋は配置されていない。また橋梁全体は、わずかな平面曲線を含むとともに、その両端は比較的大きな斜角（38°~52°）を有している。

各部材の材料強度は Table-2 に示すとおりである。

本橋は、完全に桁が落下した状態で破壊されているが、この破壊原因とし

Table-1 Strength of materials

Bar Concrete	Girder	PC-Member	$f'c = 24.5 \text{ Kg/cm}^2$
		RC-Member	$f'c = 21.0 \text{ Kg/cm}^2$
	Pier	$P_2 \sim P_7, P_{10}$	$f'c = 28.0 \text{ "}$
		$P_8 \sim P_9$	$f'c = 21.0 \text{ "}$
		#18 (D57)	$f_y = 4220 \text{ "}$
		Others	$f_y = 4220 \text{ "}$

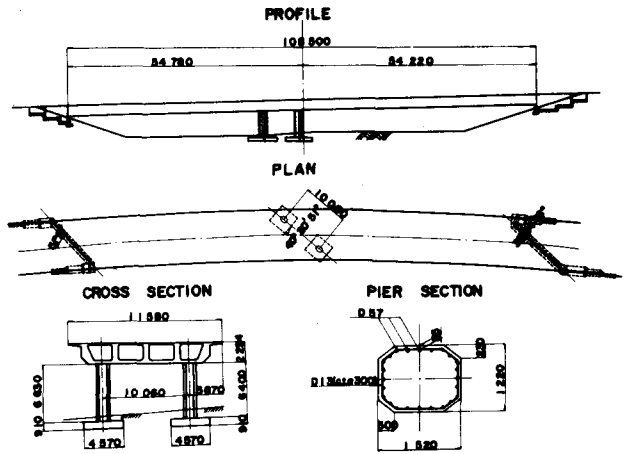


Fig-2 Outline of Route 5/405 bridge

ては、橋台に作用した地震時土圧、および桁自体の慣性力により橋梁全体が水平面内で回転を生じ、このねじりを主体とした断面力がまず橋脚を破壊し、つづいて上部構造が落橋したものと推定されている。

本橋近辺の地盤は、比較的良好的で、全面的にかなりの深さまでシルト岩で構成されている。

3) Route 210 / 5 高架橋

本橋の構造型式は Fig-3に示されるような7径間連続ラーメンで、真中の径間のみゲルバーヒンジが配置されている。橋台には簡易な逆T構造が用いられている。また橋脚は1本柱型式で主桁に剛結されている。

下部構造は、 $A_1 \sim P_3$ が盛土上に、 $P_4 \sim A_2$ が地山上に配置されている。それらのうち盛土上の基

Table-2 Strength of materials

Concrete	Girder	$f'c = 28.0 \text{ Kg/cm}^2$
	Pier	$f'c = 23.0 \text{ "}$
Bar		$f'c = 4220 \text{ "}$

礎にはプレキャスト杭 (φ380) が使用されている。また残りの橋脚は、柱式基礎、橋台は直接基礎となっている。

主桁は、RCの箱桁で、半径2475mの平面曲線を含んでいる。

また各部材の材料強度は、Table-3に示すとおりである。

本橋も全面的に破壊されたが、その原因として、まずゲルバーヒンジ部で桁が脱落し、全体としてのラーメン構成がくずれることにより、橋脚の負担が増加し、橋脚がゲルバー部近辺より順次破壊されたものと推定されている。

本橋近辺の地盤は、表層数メートルが軽くしまつた砂で、その下は非常によくしまつた砂、または礫まじり砂で構成されており、全体的に比較的良好的な地盤と云えよう。

3. 解析方法

1) 構造解析 震度法による静的な方法で、各種の地震時における、実際の構造系を想定した断面力と、変位量を計算した。構造系の想定に当つては、とくに変位量との関係で複雑な応力伝達機構となる、ゲルバーヒンジ部、および橋台部等に着目し、地震方向も考慮した接点条件の設定を行った。

解析は、橋軸、および橋軸直角 (両橋台間を結んだ割線に対して直角) の両方向について行った。また Route 14/5, Route 210/5 の両橋に含まれる柱式基礎は、弾性支承内の梁として扱った。

2) 部材解析 1)で求められた断面力を用いて、部材がどの程度の震度まで耐え得るかを終局強度理論 (ACI-Code を基準) に基づき、橋脚に主体をおいて計算した。その場合の解析の対象とした断面力と、断面力の組合せを Table-4 に示す。次に各ケースにおける計算上の仮定、および計算式について説明する。

a) 曲げモーメント+軸力 断面の終局耐力は、コンクリートの圧縮応力度が最大圧縮ひずみ度 0.003 で長方形分布するものとして、断面内の釣合い状態を考え、断面の方向性を考慮して (2軸応力を受けたものとして)、厳密に計算した (Fig-4 参照)。

b) せん断力+軸力 $v_u = 0.504\sqrt{f'c'} + 176P_w V_u d / M'$, $M' = M_u - N_u \times \{(4t-d)/8\}$

c) せん断力+ねじり せん断とねじりの相関々係を次式のように仮定した、ACI 318-63 に基づいて計算する。 $(\tau_u/3.18\sqrt{f'c'})^2 + (v_u/2.65\sqrt{f'c'})^2 \leq 1$, 注: 式はすべて Kg, cm 単位。

ただし、 v_u :せん断応力度。 $f'c'$:コンクリートの圧縮強度。 P_w :鉄筋比。 V_u :せん断力。 d :断面の

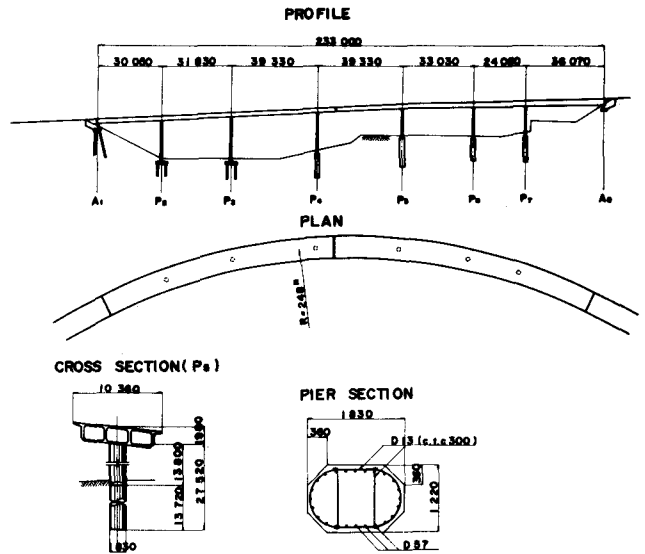


Fig-3 Outline of Route 210/5 bridge

Table-3 Strength of materials

Concrete	Girder	$f'c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$
	Pier	P_2, P_3, P_5, P_6 $f'c' = 210$ "
		P_4, P_7 $f'c' = 280$ "
Bar	$f_y = 4220$ "	

Table-4 Combination of stresses

Stresses	Case	of stresses		
		1	2	3
Bending-moment	M	○		
Axial-force	N	○	○	
Shearing-force	V		○	○
Torsional-force	T			○

有効高さ。 M_u : 曲げモーメント。 N_u : 軸力。 t : 断面の高さ。

r_u : ねじりせん断応力度。

4. 解析結果

1) Route 14/5 高架橋

a) 変位について 橋軸方向に地震力が作用した場合、水平震度 $K_H = 0.29$ で、ヒンジ H_3 の部分に 35cm の相対変位が生じゲルバーがはずれる状態に達する。橋軸直角方向変位についてはあまり問題ない。

b) 部材耐力について 比較的作用力の大きな橋脚について、その断面が終局強度に達する震度を Table-5 に示す。

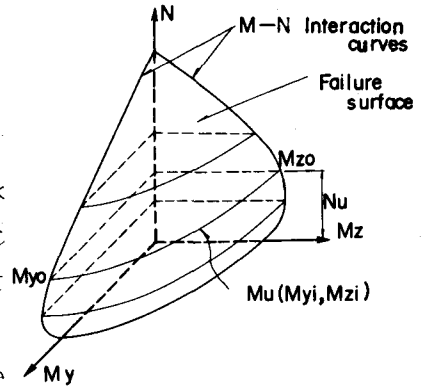


Fig-4 M-N Combination curves

Table-5 Acceptable seismic coefficient

Direction	Pier	M-N	N-V	T-V
Longitudinal	P_2	0.20	0.16	—
	P_{10}	0.21	0.33	—
Transverse	P_8	0.18	0.28	0.19
	P_9	0.14	0.15	0.14
	P_{10}	0.17	0.25	0.20

2) Route 5/405 高架橋

本橋は、特に橋台に作用する土圧と、橋台の変位に注目して解析を行つたが、橋脚が破壊に達するまでの経過をみると、まず橋軸直角方向水平震度が、0.18に達すると橋台が滑動を始め、その水平変位が約 13cm に達した時 ($K_H = 0.28$)、ねじりとせん断の合成応力により、橋脚が終局耐力に達する。

3) Route 210/5 高架橋

a) 変位について 本橋の破壊原因として、ゲルバー部における主桁の脱落が、あげられているが、ゲルバー部左右の相対変位は、比較的小さく、橋軸方向で水平震度が 0.65 に達した時、はじめて変位量が、ゲルバー部の桁がかり幅 (35cm) をこえる。

b) 部材耐力について 作用力の比較的大きな橋脚が、終局強度に達する時の水平震度は、Table-6 に示されるとおりであり、本橋は橋軸方向より直角方向に弱いという結果を得た。

Table-6 Acceptable seismic coefficient

Direction	Pier	M-N	N-V	T-V
Longitudinal	P_2	0.25	0.42	—
	P_8	0.21	0.25	—
	P_9	0.21	0.27	—
Transverse	P_4	0.18	—	—
	P_8	0.14	0.23	0.16

5. まとめ

以上の解析を行つた各高架橋は、カリフォルニア州の高速道路橋設計基準に基づいて設計されているが、それによれば地震時の設計は、震度法により、水平震度は 0.06 程度以下にとられている。しかし各橋は、少なくとも水平震度 0.14 以上で破壊されたという結果を得た。したがって作用した地震力は、設計震度を大幅に上回つたものと考えられる。またゲルバーヒンジ部の桁がかりが小さいため、まず桁が脱落し、つづいて橋脚が破壊したものと想定されているが、ゲルバー部左右の桁の相対変位は比較的小さく、桁の脱落に先立ち橋脚が破壊されている傾向が強い。次に橋脚の破壊原因であるが、各橋の配筋をみると、一般に、主筋 ($D57$ が $22 \sim 25\text{cm}$ 間隔) の割に帯筋が少なく ($D13 \sim D16$ が 30cm 間隔) せん断、ねじりに対し弱い傾向を示している。また柱は断面が比較的小さいため、曲げに対する耐力も小さく、前者と後者がほぼ同一の震度で終局強度に達している場合が多い。

なお本解析は、首都高速道路公団、一樹、オリエンタルコンサルタンツ、清野、横溝、須藤、諸氏の御協力により行われたもので、ここに謝意を表します。