

震害調査シリーズ④

1994年
ノースリッジ地震
震害調査報告

Reconnaissance Report on the Northridge, California,
Earthquake of July 17, 1994

登 録	平成10年 4 月20 日
番 号	第 45720 号
社団 法人	土 木 学 会
附属	土 木 図 書 館



1997年2月

土木学会
JAPAN SOCIETY of CIVIL ENGINEERS

震害調査シリーズ発刊にあたって

人口の増大、地域の開発・発展にともない、社会資本、施設の充実・拡充が進み、地震による人的、物的損失が増加し、社会活動に影響を与えるケースが増加している。耐震性の高い構造物を建設し、地震に強い生活環境、都市を形成して人々の生命、財産を守って行くうえで、震害の状況を記録して研究の基本資料を得ることは基本的であり、重要であることは言をまたない。

しかし、大地震の発生する時間間隔は大きいから、それぞれの地域で短時間内に震災の記録を得ることは期待できないのが普通である。国の内外を問わず他の地域における震害の資料もまた大きな意義をもっている。世界で広く耐震設計が実施されるようになってきた現在、震害は耐震設計の考え方、設計方法、耐震性の評価方法などを検討するうえで極めて重要なものになっているからである。震害ならびにその研究は益々重視されて行くであろう。

土木学会では1923年関東地震の後、記録の詳細を極めた震害調査報告書を上梓し、その詳細と高いレベルの故に国際的にも高く評価されている。1964年新潟地震、1983年日本海中部地震の際にも被害全般に亘る報告書を作成した。1971年サンフェルナンド地震では土木学会論文集に公表している。また、1978年宮城県沖地震では、本学会東北支部で地震調査報告書を上梓している。

近年、震害の社会に与えるインパクトの増大にともない、耐震工学に関わる研究者、技術者は世界的に著しく増加し、多くの分野で、各機関、団体、あるいは個人により、震害調査が実施されるようになったのは成り行きである。調査も細分化し、種々の視点から詳細に行われるようになっていく。地震観測の整備、充実により、地震動の特性が量的にも明らかになるにつれ、震害の分析、評価、その成果の解釈についても、地域性を超えて一般化しつつある。このことは総合的な視点からの調査が必要であることを示しており、地震防災について国際的な協力が進行していることを特に考慮する必要がある。

上述のように、震害調査に対する要求が増し、広く総合的な視点でまとめ、資料として残すことが求められている。これに対応して、従来特に大きい震害のあった地震に対して行われてきた震害調査を、その範囲を拡大実施することを促し、調査結果をまとめて資料の充実をはかり研究の促進に資すよう、土木学会耐震工学委員会は震害調査報告を震害調査シリーズとして刊行することを決定した。このことが震害軽減の促進に役立つことを願っている。

1993年5月

土木学会耐震工学委員会

委員長 田村重四郎

1994 年ノースリッジ地震震害調査報告
各章主査および執筆者名簿（順不同，敬称略）

◎：各章主査

委員長

田村重四郎（日本大学生産工学部）

幹事長

◎大町 達夫（東京工業大学）

幹 事

◎井合 進（運輸省港湾技術研究所）

委 員

安藤 雅孝（京都大学防災研究所）

◎入倉孝次郎（京都大学防災研究所）

釜江 克宏（京都大学原子炉実験所）

澤田 純男（京都大学）

吉田 望（佐藤工業㈱）

末富 岩雄（佐藤工業㈱）

池浦 友則（鹿島建設㈱）

◎時松 孝次（東京工業大学）

森本 巖（基礎地盤コンサルタンツ㈱）

小長井一男（東京大学）

若松加寿江（早稲田大学）

五十嵐俊一（大成建設㈱）

沼田 淳紀（飛島建設㈱）

◎川島 一彦（建設省土木研究所）

運上 茂樹（建設省土木研究所）

杉田 秀樹（建設省土木研究所）

星隈 順一（建設省土木研究所）

中村 良明（日本道路公団）

和泉公比古（首都高速道路公団）

吉田 好孝（東京湾横断道路㈱）

米田 昌弘（川田工業㈱）

土田 肇（（財）沿岸開発技術研究センター）

◎松本 徳久（（財）ダム技術センター）

中村 昭（建設省土木研究所）

岩下 友也（建設省土木研究所）

◎岩井 哲（京都大学防災研究所）

◎若林 拓史（名城大学）

能島 暢呂（広島工業大学）

◎室崎 益輝（神戸大学）

◎林 春男（京都大学防災研究所）

長能 正武（㈱竹中工務店）

原子力発電所の安全性を検討するにあたり、東北地方太平洋沖地震の教訓から学ぶことが求められているが、地震動について言えば、東北地方太平洋沖地震において我々が偶然に助けられたということがその教訓の最たるものである。

原子力発電所のように、一旦事故が起これば国民生活全般を脅かしかねない重要施設の耐震性の検討のために、大規模なプレート境界地震を対象として基準地震動を策定する場合においては、東北地方太平洋沖地震の SPGA4 に相当するような強い SPGA の破壊が対象施設の近傍で生じるような条件を考慮することが必要である。別の言い方をすれば、強震動生成領域の中で局所的に応力降下量の高い部分⁵が対象施設の近傍に存在するケースを考慮すべきである。

しかしながら、現時点で原子力規制委員会が作成している審査ガイド(案)¹⁸においては、アスペリティ(強震動生成領域に相当)の位置や応力降下量の不確かさには言及されているが、SPGA(もしくは強震動生成領域の中で局所的に応力降下量の高い部分)の位置や応力降下量の不確かさには言及されていない。これでは、上述のような東北地方太平洋沖地震の教訓を反映した審査ガイドであるとは言えないので、本稿で述べたような観点からの審査ガイドの改訂が望まれる。

謝辞 防災科学技術研究所の K-NET, KiK-net の記録を利用しました。京都大学名誉教授の入倉孝次郎先生にはこれまで多くのことを教えていただきました。心より御礼申し上げます。

文献

- 1—青井真・他: 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動, 地震 2, 64, 169(2012)
- 2—佐藤智美: 経験的グリーン関数法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル—プレート境界地震の短周期レベルに着目して—, 日本建築学会構造系論文集, No. 675, 695(2012)
- 3—K. Asano & T. Iwata: Source model for strong motion prediction in 0.1–10 Hz during the 2011 Tohoku earthquake, Earth Planets Space, 64, 1111(2012)
- 4—川辺秀憲・釜江克宏: 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源のモデル化, 日本地震工学会論文集, 13, 75(2013)
- 5—S. Kurahashi & K. Irikura: Short-period source model of the 2011 M_w 9.0 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Bull.

Seism. Soc. Am., 103, 1373(2013)

6—S. Aoi et al.: Strong-motion seismograph network operated by NIED: K-NET and KiK-net, Jour. Japan Association for Earthquake Engineering, 4, 65(2004)

7—顔瀬一起: カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, 66, 93(1996)

8—大野晋・他: 2011 年東北地方太平洋沖地震における仙台地域の地盤震動特性, 日本地震工学会論文集, 12, 339(2012)

9—神山眞・他: オンラインアレー地震観測システムの構築とその記録の若干の考察, 土木学会論文集, No. 688, 283(2001)

10—永野正行: 地震動の特徴—2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録から見る地盤増幅—, 日本建築学会・第 9 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 5(2013)

11—秦吉弥・他: スーパーアスペリティモデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した 2011 年東北地方太平洋沖地震における岩切線路橋での地震動の評価, 構造工学論文集, 59A, 383(2013)

12—秦吉弥・他: 余震観測記録に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震におけるゴム系支承の被災橋梁での地震動の評価, 日本地震工学会論文集, 13, 30(2013)

13—野津厚: 2011 年東北地方太平洋沖地震を対象としたスーパーアスペリティモデルの提案, 日本地震工学会論文集, 12, 21(2012)

14—野津厚, 山田雅行, 長尾毅, 入倉孝次郎: 溝溝型巨大地震における強震動パルスの生成とその生成域のスケーリング, 日本地震工学会論文集, 12, 209(2012)

15—Y. Yokota et al.: Joint Inversion of strong motion, teleseismic, geodetic, and tsunami datasets for the rupture process of the 2011 Tohoku earthquake, Geophys. Res. Lett., 38, L00G21, doi:10.1029/2011GL050098

16—K. D. Koper et al.: Frequency-dependent rupture process of the 2011 M_w 9.0 Tohoku Earthquake: Comparison of short-period P wave backprojection images and broadband seismic rupture models, Earth Planets Space, 63, doi:10.5047/eps.2011.05.026

17—大川出・他: 長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討, 建築研究資料, No. 127, 2010

18—原子力規制委員会, 基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド(案), 2013

1994 年ノースリッジ地震震害調査報告

目 次

1. 緒 言	1
2. 地震活動と地震動	
2.1 ノースリッジ地震周辺の地震活動	6
2.2 本震の位置と断層解	8
2.3 余震	10
2.4 その他の現象	12
2.5 地震関連のまとめ	14
2.6 ハイブリッドグリーン関数法を用いた強震動のシミュレーション	14
3. 強 震 動	
3.1 まえがき	24
3.2 強震動記録の特徴	24
3.3 震源特性	36
3.4 伝播経路特性	41
3.5 サイト特性	48
3.6 強震動特性と微動特性	56
3.7 まとめ	63
4. 地盤および地盤災害	
4.1 まえがき	68
4.2 地質および被害の概要	68
4.3 サンフェルナンドバレーの地盤災害	83
4.4 サンフェルナンドバレー以外の地盤災害	94
4.5 液状化地点と噴砂の性質	103
4.6 まとめ	104

5. 道路・橋梁	
5.1 被災地域の道路・橋梁の現況	108
5.2 道路・橋梁被害の概要	109
5.3 カリフォルニア州における道路橋の耐震設計法・耐震補強法	111
5.4 強震記録から見た橋の振動特性	116
5.5 主要な道路施設の被害状況および復旧	121
5.6 地震後の対応	151
5.7 まとめ	154
6. 港湾・空港	
6.1 概要	158
6.2 ロサンジェルス港の被害	159
6.3 ロングビーチ港の被害	164
6.4 レドンドビーチの被害	165
6.5 サンタモニカビーチの被害	166
6.6 空港の被害	166
7. ダム	
7.1 概説	170
7.2 ダムおよびダムサイトでの実測地震動	170
7.3 各ダムの挙動	178
7.4 まとめ	197
8. 建築物の被害	
8.1 建物の調査ならびに被害の概要	200
8.2 建物被害事例	202
8.3 震源付近の建物被害分布調査	216
8.4 米国カリフォルニアの建築耐震設計の概要	226
8.5 まとめ ー 被害による教訓と今後の課題	227
9. 交通システムの危機管理	
9.1 はじめに	232
9.2 災害後の交通需要変化と既往研究	232
9.3 交通対策からみた州・市の危機対応体制	233
9.4 地震直後からの交通管理運用策	235
9.5 カリフォルニア州の危機管理に関する考察	242
9.6 わが国の道路システムの整備と運用に関する考察	244

10. 火 災	
10.1 地震火災の概況	250
10.2 炎上火災の実態と問題点	255
10.3 消防活動の実態と問題点	260
11. 情報と対応	
11.1 はじめに	266
11.2 2つの地震災害の比較ーノースリッジ地震と阪神淡路大震災.....	266
11.3 ロサンゼルス市の災害対応の象徴	268
11.4 災害対応において実施すべき3種類の対策	270
11.5 アメリカの災害対応体制	272
11.6 ノースリッジ地震の際にとられた災害対応体制	275
11.7 ノースリッジ地震の緊急対応の特徴	279
11.8 ノースリッジ地震の応急対応の特徴	284
11.9 ノースリッジ地震の生活再建の特徴	289
11.10 おわりにー危機管理としての防災.....	292

2. 地震活動と地震動

2.1 ノースリッジ地震周辺の地震活動.....	6
2.2 本震の位置と断層解.....	8
2.3 余震.....	10
2.4 その他の現象.....	12
2.5 地震関連のまとめ.....	14
2.6 ハイブリッドグリーン関数法を用いた強震動のシミュレーション.....	14

安藤 雅孝 (京都大学防災研究所)

入倉孝次郎* (京都大学防災研究所)

釜江 克宏 (京都大学原子炉実験所)

* とりまとめ

3. 強 震 動

3.1 まえがき.....	24
3.2 強震動記録の特徴.....	24
3.3 震源特性.....	36
3.4 伝播経路特性.....	41
3.5 サイト特性.....	48
3.6 強震動特性と微動特性.....	56
3.7 まとめ.....	63

大町 達夫* (東京工業大学)

澤田 純男 (京都大学)

入倉孝次郎 (京都大学防災研究所)

釜江 克宏 (京都大学原子炉実験所)

吉田 望 (佐藤工業㈱)

末富 岩雄 (佐藤工業㈱)

池浦 友則 (鹿島建設㈱)

* とりまとめ

4. 地盤および地盤災害

4.1	まえがき	68
4.2	地質および被害の概要	68
4.3	サンフェルナンドバレーの地盤災害	83
4.4	サンフェルナンドバレー以外の地盤災害	94
4.5	液状化地点と噴砂の性質	103
4.6	まとめ	104

時松 孝次* (東京工業大学)
森本 巖 (基礎地盤コンサルタンツ㈱)
小長井一男 (東京大学)
若松加寿江 (早稲田大学)
五十嵐俊一 (大成建設㈱)
沼田 淳紀 (飛島建設㈱)

* とりまとめ

5. 道路・橋梁

5.1	被災地域の道路・橋梁の現況	108
5.2	道路・橋梁被害の概要	109
5.3	カリフォルニア州における道路橋の耐震設計法・耐震補強法	111
5.4	強震記録から見た橋の振動特性	116
5.5	主要な道路施設の被害状況および復旧	121
5.6	地震後の対応	151
5.7	まとめ	154

川島 一彦* (建設省土木研究所)

運上 茂樹 (建設省土木研究所)

杉田 秀樹 (建設省土木研究所)

星隈 順一 (建設省土木研究所)

中村 良明 (日本道路公団)

和泉公比古 (首都高速道路公団)

吉田 好孝 (東京湾横断道路㈱)

米田 昌弘 (川田工業㈱)

* とりまとめ

6. 港湾・空港

6.1 概要	158
6.2 ロサンジェルス港の被害	159
6.3 ロングビーチ港の被害	164
6.4 レドンドビーチの被害	165
6.5 サンタモニカビーチの被害	166
6.6 空港の被害	166

井合 進* (運輸省港湾技術研究所)

土田 肇 ((財)沿岸開発技術研究センター)

* とりまとめ

7. ダム

7.1 概説.....	170
7.2 ダムおよびダムサイトでの実測地震動.....	170
7.3 各ダムの挙動.....	178
7.4 まとめ.....	197

松本 徳久* ((財)ダム技術センター)

中村 昭 (建設省土木研究所)

岩下 友也 (建設省土木研究所)

* とりまとめ

8. 建築物の被害

8.1 建物の調査ならびに被害の概要.....	200
8.2 建物被害事例.....	202
8.3 震源付近の建物被害分布調査.....	216
8.4 米国カリフォルニアの建築耐震設計の概要.....	226
8.5 まとめ ― 被害による教訓と今後の課題.....	227

岩井 哲 (京都大学防災研究所)

9. 交通システムの危機管理

9.1 はじめに	232
9.2 災害後の交通需要変化と既往研究	232
9.3 交通対策からみた州・市の危機対応体制	233
9.4 地震直後からの交通管理運用策	235
9.5 カリフォルニア州の危機管理に関する考察	242
9.6 わが国の道路システムの整備と運用に関する考察	244

若林 拓史* (名城大学)

能島 暢呂 (広島工業大学)

* とりまとめ

10. 火 災

10.1 地震火災の概況.....	250
10.2 炎上火災の実態と問題点.....	255
10.3 消防活動の実態と問題点.....	260

室崎 益輝 (神戸大学)

11. 情報と対応

11.1	はじめに	266
11.2	2つの地震災害の比較ーノースリッジ地震と阪神淡路大震災	266
11.3	ロサンゼルス市の災害対応の象徴	268
11.4	災害対応において実施すべき3種類の対策	270
11.5	アメリカの災害対応体制	272
11.6	ノースリッジ地震の際にとられた災害対応体制	275
11.7	ノースリッジ地震の緊急対応の特徴	279
11.8	ノースリッジ地震の応急対応の特徴	284
11.9	ノースリッジ地震の生活再建の特徴	289
11.10	終わりにー危機管理としての防災	292

林 春男* (京都大学防災研究所)

長能 正武 (關竹中工務店)

* とりまとめ

1. 緒 言

田村重四郎 (日本大学生産工学部)

1. 緒 言

1994年1月17日午前4時31分(現地時間)米国カリフォルニア州ロスアンゼルス市サンフェルナンドバレーでマグニチュード6.8 (Ms) (当初6.6としたが後に訂正された)の地震が発生した。震央位置の地名からノースリッジ(Northridge)地震と名付けられた。不幸なことに震源が都市の直下で深さ18 kmにあったため、その激しい地震動により当該地域ならびにその周辺地域に大きな被害を生じ、61名の犠牲者を出し、ロスアンゼルス市に多大の損害を与えた。前年1月15日に1993年釧路沖地震、6月12日には1993年北海道南西沖地震の相次ぐ二つのマグニチュード7.8の巨大地震が起こっていて、これらに続く大地震で、その被害報道に衝撃を与えられた。

当該地域ではこの地震に先立つこと23年前の1971年2月9日午前6時過ぎに、本地震の震央の北東約25 km離れたSan Gabriel山地内に震央を持つサンフェルナンド地震(マグニチュード6.6)が発生している。サンフェルナンド地震は1968年十勝沖地震に続く大被害地震で、半径約10 kmの震央域およびその近接地域では、橋梁、RC建物、道路、ライフライン、ダム、地下貯水槽等の社会施設に甚大な被害があったことは衆知である。米国ではこの地震を契機に多くの構造物の耐震設計基準が改訂され、防災対応が検討され、構造物の耐震補強が実施されてきている。23年を経て、震央域を接して発生した今回の地震の被害状況は極めて重要な意味を持ち、その調査・研究は今後の地震防災に対し今までに得られなかったような貴重な教訓と示唆を与えるであろうと考えられる。

土木学会耐震工学委員会はこの地震と震害の重要性にかんがみ、同年1月の委員会で現地調査を実施することを決定した。伯野元彦東洋大学教授(地震当時、耐震工学委員会副委員長)を団長とする調査団を組織して、1994年2月1日より約1週間震災地を踏査し、関係機関と連絡をとりつつ被害の実態の把握と資料の蒐集に努めた。時期を同じくして本邦からは文部省自然災害研究班突発災害調査団、建築学会調査団、JCBO/BCJ ミッションの各グループが現地調査を行っていて、互いに可能な限り協力しつつ調査を進めた。

南カリフォルニアは最近サンフェルナンド地震、1989年10月のロマ・プリータ地震(マグニチュード7.1)の大被害地震に見舞われており、この地震はこれらの地震に続いている。調査は地震発生のおぼ2週間後に行ったのであるが、落下した橋げたの撤去、被災した住宅の耐震診断などすでに終了していて、地震直後の処置の迅速さから地震防災組織が確立していることを垣間見ることができた。地震動は1.82 GのTarzanoを含めて0.9 G以上の加速度を示したのが4地点あり極めて激しい地震動であったことが明らかにされた。サンフェルナンド地震で壊滅的な被害を受けた5号線の高架橋は、この地震でも同程度の強さの地震動が作用したものと見られるが、被害は一部の橋げたの落下にとどまった。被災した橋梁は1971年以前の基準による設計になるものとされている。サンフェルナンド地震で壊滅的な被害を受けたサンフェルナンド下ダムおよび上ダムは除かれ、その近傍に慎重な耐震設計の下に建設されたロスアンゼルスダムはこの地震で軽い変状を受けたにとどまっている。また、サンフェルナンド地震で著しい被害を蒙ったOlive View病院はRC造に代わって鋼構造で再建さ

れていて、今回の地震で構造的には被害は受けていない。これらは耐震設計のレベルの向上と、それによって築造された実構造物の激震に対する耐震性を示すものとして重要である。全般的に見て構造的震害は相対的に減少したように見受けた。しかし高い耐震性を持つと見られていた鉄骨造建物で亀裂が発生するという新たな被害性状も発生している。また、サンフェルナンド地震で被災した Pacoima ダムは、修復されていたものが今回の地震で再び同じように被災した。

地震観測結果によれば、今までには計測されていない大きい加速度の地震動が記録されている。この地震であらためて地震動の強さ、震害との関係など基本的な課題について問題を与えられたとてよいであろう。この20～30年で地震工学は長足の進歩をなし設計基準がたびたび改訂されていて、地震被害の詳細な分析には対象物の歴史的背景にまで立ち入る必要があり、また、多角的、総合的視点からの検討と評価が必要となってきた。本調査にあたっては土木工学の分野のみならず他の分野での国内外の関係機関の多くの方々の協力を得ていることは言うまでもない。

この地震のちょうど1年後に1995年兵庫県南部地震（マグニチュード7.2）が発生して、淡路島北部から神戸、西宮、芦屋などの兵庫県南部の諸都市を直撃して6千4百余名の犠牲者と10兆円を超える物的被害を生じた。この地震もまたこの地域の真下を通る活断層の活動によるものであって、現在被害の調査・分析が進められているところである。本報告書がこれに対しても有用であることは明らかである。

この報告書は当初地震後1年半の間に刊行の予定であったが、1995年兵庫県南部地震の発生により、その対応に追われて発刊が大幅に遅れる結果となった。このことで各方面にご迷惑をかけたことを心よりお詫び申し上げます。

終わりに、この多用・多忙の時期に報告書作成にあたり執筆された方々、困難なまとめの労をとった幹事、およびよき協力と支持を与えられた土木学会事務局、特に編集に当たった方々に対しここに記して謝意を表する。

2. 地震活動と地震動

1994年1月17日12時31分(現地時間4時31分)、ロサンゼルス北西30 kmのノースリッジ直下でマグニチュード(M_s)6.7の地震が発生した。1971年サンフェルナンド(San Fernando)地震(M_s 6.6)に隣接した地域であり、種々の観測網の中で発生したことから、その解析結果は、地震予知や地震のメカニズム研究に貴重なデータをもたらした。当地震に関する地震および強震動、被害等に関してすでに簡潔にまとめられている¹⁾のでそれを参照されたい。

2.1 ノースリッジ地震周辺の地震活動

2.1.1 トランスバース・レインジ

カリフォルニア州を縦断するサンアンドレアス(San Andreas)断層は、北はオレゴン州の境界から、メキシコとの境界を越え、カリフォルニア湾へと続く全長1000 kmに達する世界でも極めて長い断層である(図2.1.1)。今回の地震は、サンアンドレアス断層が造り出したトランスバース・レインジ(Transverse Range)と呼ばれる地域に起きた(図2.1.3)。ほぼ海岸に平行にNNW-SSEの方向に走る

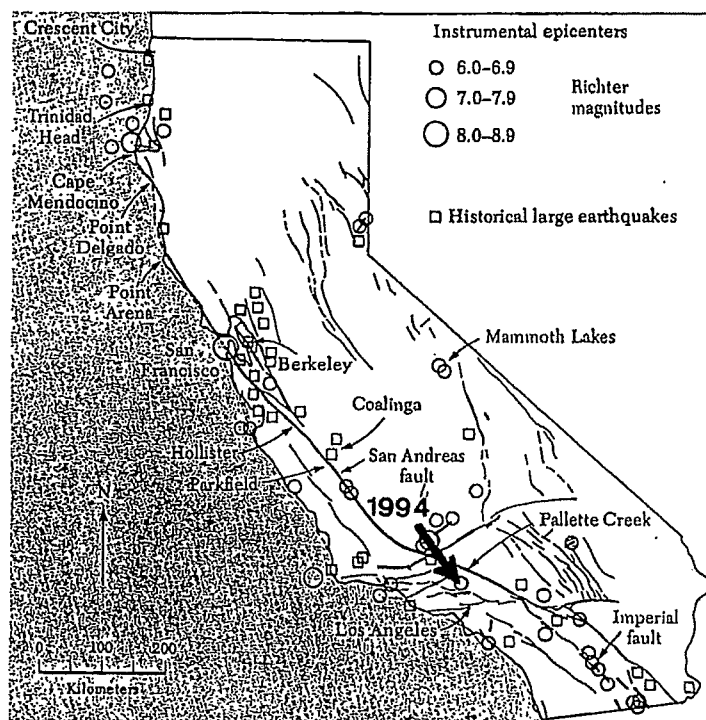


図 2.1.1 カリフォルニア州を走るサンアンドレアス断層と主な活断層の分布図
(矢印は1994年ノースリッジ地震の位置)

サンアンドレアス断層は、ロサンゼルス北西 100 km 付近で大きく屈曲する。この大きな屈曲は、ビッグ・ベンド (Big Bend) と呼ばれている。サンアンドレアス断層を南から北へ追うと、ビッグベンド付近で西へ約 160 km ほど曲がる。断層の西側にある太平洋プレートは北に向かって進むため、地殻はビッグベンド付近で圧縮力を受け (図 2.1.3), 年に 10 mm を越える割合で短縮される。これが、トランスバースレインジに山脈や褶曲や逆断層を造り出す源となっている。規模は小さいながら、インドプレートとユーラシアプレートの衝突と同じような現象が起きている。サンアンドレアス断層沿いには、ほかにもトランスバースレインジに似た地域がある。1989 年ロマプリエタ (Loma Prieta) 地震が発生したサンタクルーズ・レインジ (Santa Cruz Range) がその例である。ロマプリエタ地震は、トランスバースレインジ域の多くの断層と同様に逆断層成分を持っていたことは、記憶に新しい。

2.1.2 近年の地震活動

トランスバース・レインジの断層系は何本もの断層が複雑に錯走しているのが特徴である¹⁾ (図 2.1.2)。近年、この地域の地震活動は高い。Huakusson^{2),3)}は、ノースリッジ地震前にすでにそれについて指摘している (図 2.1.4)。1971 年サンフェルナンド地震 (M_w 6.7), ウィットティアナローズ (Whittier Narrows) 地震 (M_L 5.9), 1991 年シェラマドレー (Sierra Madre) 地震 (M_L 5.8) など相次いだ。さらに広く見れば、ランダース (Landerse) 地震 (M_w 7.8) もその例に入ろう。図 2.1.4 に示すように、1930 年前後と 1970~1990 年代 (特に 1985 年以降) に地震活動が集中する^{2),3)}。今回の地震は、

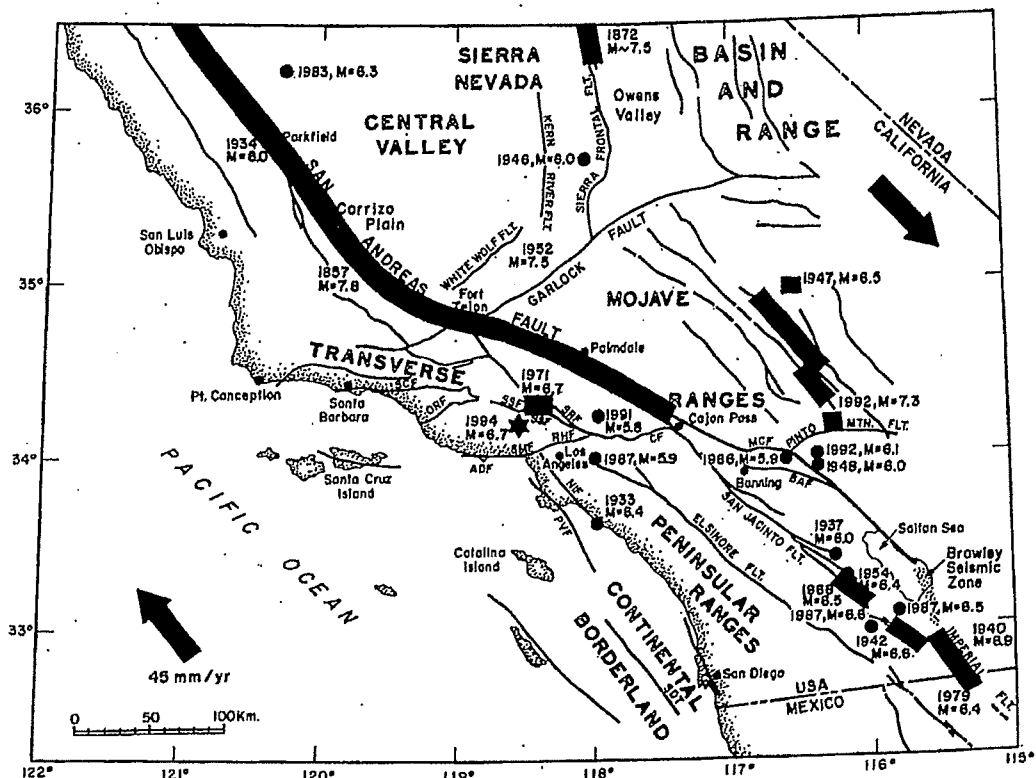


図 2.1.2 南カリフォルニアにおける活断層と主な歴史地震のうち地表に現れた地震断層 (太黒線)¹⁾ (★印は 1994 年地震の位置。図には、1932 年から 1993 年までの $M > 6$ の地震が示されている。太矢印はプレートの運動方向)

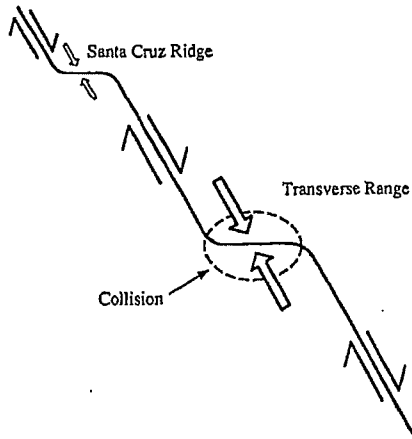


図 2.1.3 トランスバース・レンジとサンタクルズ・レンジにおける断層の曲がりによる圧縮力の発生を説明する模式図

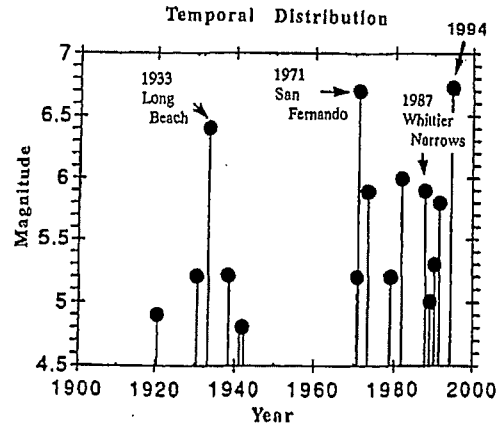


図 2.1.4 1900 年以降のトランスバース・レンジ地域の地震活動 (1930 年前後, および 1970 年以降に主な地震活動が集中する³⁾)

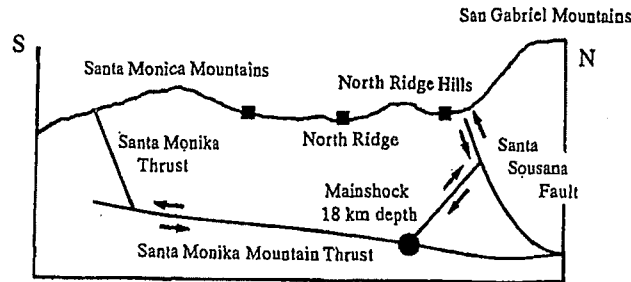


図 2.1.5 トランスバース・レンジにおける活断層分布の南北断面図 [1971 年サンフェルナンド地震の断層 (サントスザナー: Santa Susana 断層), 1994 年ロマブリエタ地震の断層 (矢印で断層運動の方向が示されている) が示されている]

1971 年サンフェルナンド地震のすぐ西側に発生した (図 2.1.5)。サンフェルナンド地震との関連については後述する。

2.2 本震の位置と断層解

本震の震源位置等のパラメータは表 2.2.1 のとおりである。米国地質調査所 (USGS) は当初マグニチュードを 6.6 としたが後に 6.7 と修正した。地震モーメントに基づくマグニチュード M_w は 6.8 である。震央は $34^{\circ}12.53'N$, $118^{\circ}32.44'W$, 深さは 19 km である。P 波初動解から、断層は走向は $N70^{\circ}W$ から $N80^{\circ}W$, 傾斜は 35° から 45° である。これらの結果は、長周期地震波や測地データ (GPS) の解析結果にほぼ合う。地震モーメントは、平均するとほぼ $1.2 \times 10^{19} N \cdot m$ ($0.88 \sim 1.6 \times 10^{20} N \cdot m$, 表 2.2.1 参照)。破壊は断層の南東端 (底部) から始まり、上方に伝わった^{4),5)}。地震断層の大きさは $250 km^2$ 程度とされている。この程度の断層にしては地震モーメントがかなり大きいため、断層面上のずれ (dislocation) は 3~5 m に達する。図 2.2.1 (a) は、南カリフォルニアの比較的近地の観測点のデータを用いて決定された P 波初動解である。地震後、ただちに P 波または表面波の波形を用いて CMT 解

表 2.2.1 USGS による震源パラメータ

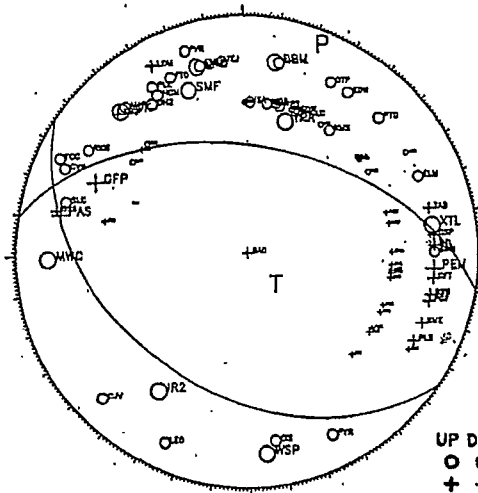
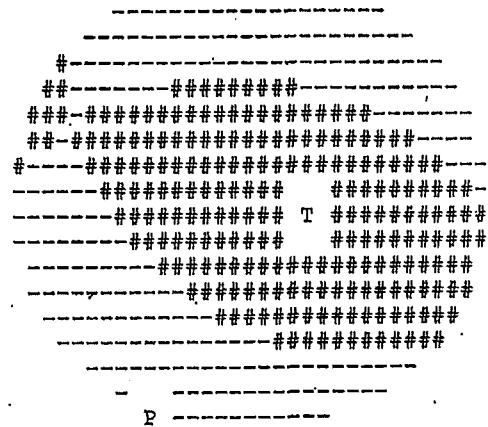
Location	34.22° N, 118.53° W
Origin time	04 h 30 m 51.39 s, 17 January 94 (PST)
Depth	18 km
Magnitude	6.7 (M_w), 6.8 (M_s)

表 2.2.3 測地 (GPS) データによる断層モデル
(K.Hudnut and M. Murray)

Dip angle	41.64°
Depth	5.84 km
Width	10.30 km
Strike	99.99
Length	8.07 km
Slip	3.52 m
Rake	83.4°
Seismic Moment	0.877×10^{26} dyn·cm

表 2.2.2 震源メカニズム解

No.	dip	rake	strike	dip	rake	strike	M_0 (10^{26} dyn·cm)	Depth (km)	Source
1	48	122	137	51	59	273	0.88	10	Kawakatsu CMT
2	44	105	123	48	76	283	1.2	14	Dreger, waveform
3	42	107	113	50	75	271	0.88	21	Needham
4	40	110	125					15	First Motion
5	47	130	137				1.0	20	Thio, Tel B
6				58	85	291	1.6		Thio, TERRA. R and L
7	50	108	126	43	70	279	1.2	17	Harvard
8	65	80	96				1.5	15	Thio, CMT
9	48	93	118	42	87	294	1.6		K Global S. R and L

(a) 近地地震観測点の記録に基づく P 波節面
(下半球に投影⁹⁾。+印は押し、○印は引きを示す)

(b) ハーバード大学による CMT 解

図 2.2.1

(Centroid Moment Tensor) が決定された。表 2.2.2 に示されるように異なるグループ間の結果に大きな違いはない。図 2.2.1 (b) には、このうち Harvard 大学による CMT 解を示した。この断層解 (複双力源) と図 2.2.1 (b) の P 波初動解とはほぼ同じである。このようなことから、ノースリッジ地震の破壊過程は単純なものであり、かつゆっくりとしたすべり (slow deformation) は起こらなかったものと結論できよう。

GPS (Global Positioning System) 観測による水平地殻変動, 強震記録, 遠方で記録されたP波を用いて断層モデルが求められた⁵⁾. 断層の走向を 122° , 傾斜角を 42° , rake を 109° と固定し, それぞれのデータセットに対して地震モーメントは $1.1, 1.3, 1.5 \times 10^{26}$ dyn·cm と求められた. 異なるデータセットを基に, ほぼ同じような地震モーメントが得られた (表 2.2.3 参照). このことから, 破壊過程は単純であったと判断される.

2.3 余震

2.3.1 余震分布の特徴

本震後3週間で $M > 1.5$ の地震が 3 000 個を数えた¹⁾. 余震分布は北西—南東方向に伸びており, 長軸方向に 30 km, 短軸方向に 15 km の長さとなった. 図 2.3.1 の余震分布^{1), 6)} から, 断層面はほぼ 45° 南西に傾斜しており, 震源解 (後述) を参考にすると, 北東側隆起の逆断層であることがわかる. 余震は3つのクラスターに分かれる. 第一のクラスターは, 本震の震央から 15 km ほど西北西の位置から, 15 km 北北東の位置まで伸びている集団である. このクラスターは, 図 2.3.1 で見られるように, ほぼ 45° に傾斜した面をなす. 最大余震は ($M 5.9$) で, 本震から1分後にクラスターの東端に起きた. 第二のクラスターは, 第一クラスターの面の上に分布する浅い地震群 (8 km より浅い地震) で, 本震により誘発された地震群と思われる. したがって, その分布は本震の断層を表すものとは考えられない. 第三のクラスターは, 余震域の北西端に位置し, ほぼ東西に 10 km の長さに達する. 11 時間後に発生した2番目の最大余震はこのクラスターに含まれる. 後述するように, 第三クラスターも本震の断層を表すものではない. 通常, 本震からの時間と共に余震が拡大することが知られているが, ノースリッジ地震の場合, 本震後 24 時間の余震 500 個の分布と, 本震後 6 か月間の余震 6 300 個の分布とはほぼ同じである^{1), 6)}. 「本震 1 日程度の余震分布はほぼ断層の大きさを表す」との経験則が成り立たない例と言えよう.

2.3.2 サンフェルナンド地震の余震分布との関連

ノースリッジ地震は 1971 年サンフェルナンド地震に隣接して発生した. この二つの地震の関連は, 地震発生メカニズム研究や地震予知の上で興味深い. 図 2.3.1 は, 2 つの地震の余震分布⁶⁾ を示したものである. 北側が 1971 年地震の余震である. 1971 年の余震の深さの決定精度はかなり低いため, 震源の位置は 3 次元速度構造を用いて決定し直された⁶⁾. 図中, サンフェルナンド地震の余震 (1 066 個) は 1971 年 2 月から 4 月の期間に発生したもの, ノースリッジ地震の余震 (2 572 個) は 1994 年 1 月と 2 月の期間に発生したものである. この図で注目されるのは, 1994 年余震分布が 1971 年余震分布につきあたり停止したかのように見えることであろう (断面図). 深さ 5 km から 8 km の付近で, 二つの地震の余震域が互いに切りあっているように見える. 1971 年地震の場合, 余震は深さ 13 km から始まり地表にまで達している. その位置は, 地表で確認された断層の位置に一致する⁷⁾. ノースリッジ地震の場合, 余震分布から判断して地震断層は地表に達しなかったと判断される. 地震直後に, サンフェルナンド谷 (San Fernando Valley) の北縁に長さ 5 km の東西に伸びる割れ目が出現したとの報告があったが, トレンチ調査の結果, 表層の地すべりと結論された⁹⁾. したがって, 1994 年地震は,

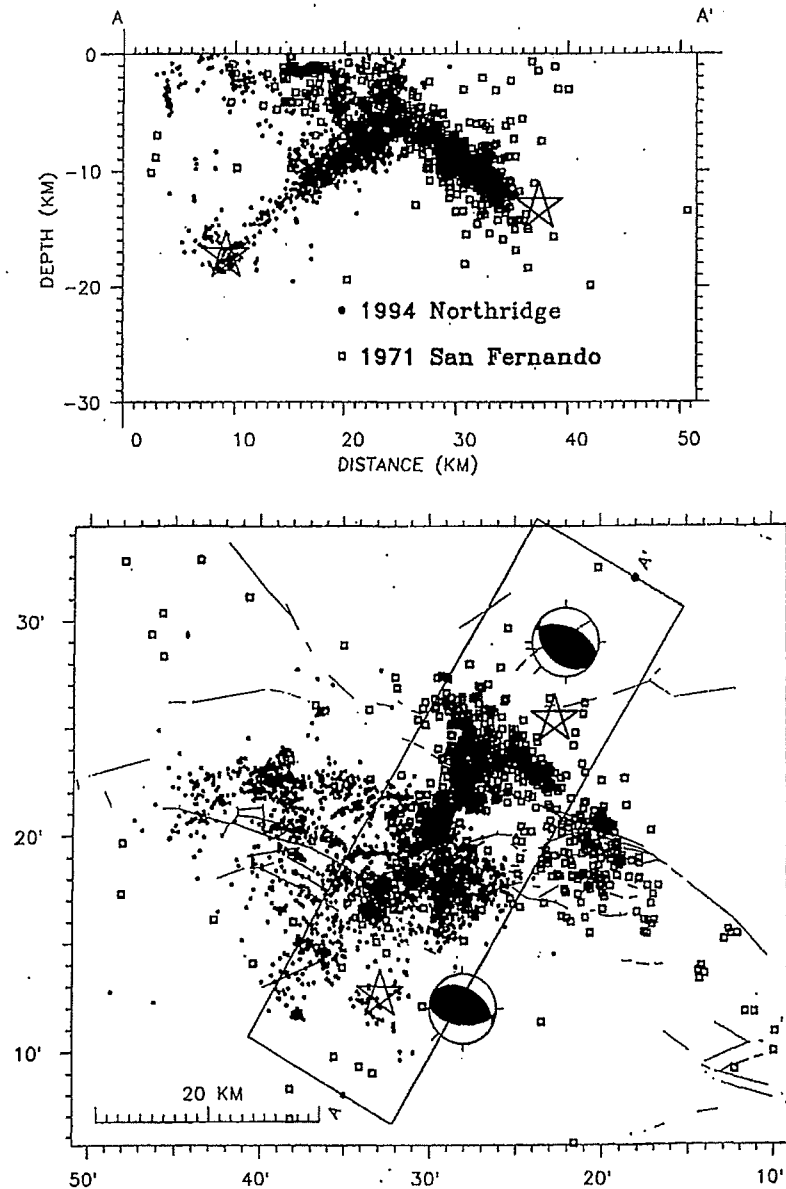


図 2.3.1 1994 年ノースリッジ地震 (□) と 1971 年サンフェルナンド地震 (●) の余震分布⁹⁾
 [上段断面図は下段長方形内部の地震のみを投影したもの。これら二つの地震の P 波節面解 (下半球投影) も示されている]

1971 年地震の断層につきあたり破壊が止まったと考えた方が良好だろう。二つの地震の余震面がほぼ直行すること、断層解が極めて似ていることから、二つの地震の断層は、同じ地殻応力場のもとで形成された共軛 (conjugate) 断層と結論できる。二つの地震の主圧力軸は平行でかつ水平であることも、この付近の地殻応力場に一致する。

ノースリッジ地震とサンフェルナンド地震は 20 年の間隔をおいて発生した地震であるが、一つの地震で同時に共軛断層が出現した例は、1896 年陸羽地震 (M 7.2)、1927 年北丹後地震 (M 7.1) などがあり、本震と余震が共軛断層となった例は、1967 年岐阜県中部地震 (M 6.6)、1978 年伊豆大島近

海地震 (M 6.9) などがある。しかし、このように数十年間のうちに、M 6 クラスの地震が隣接地域に相次いだ例は、日本列島の陸域活断層では知られていない。

2.3.3 断層面上の変位分布

1971 年地震と 1994 年地震の断層面上の変位の分布が強震動地震記録を用いて推定されている^{5),10)}。図 2.3.2 はこれらの変位分布を一枚の図にまとめたものである⁶⁾。コンターの間隔は 0.5 m で、外側のコンターは 0.5 m である。両方の地震共に変位の量の大きい所には、余震が少ないのが共通している。サンフェルナンド地震では、地表付近に変位の最大が見られるが、ノースリッジ地震では深部に集中している。両地震の断層は近接しているが、それぞれの最大変位はやや離れているのが特徴である⁶⁾。

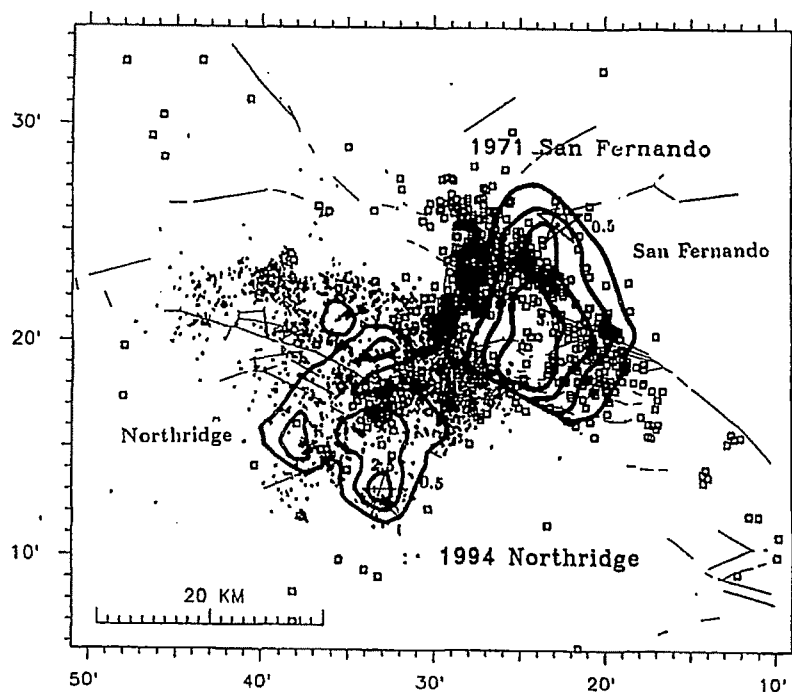


図 2.3.2 1994 年ノースリッジ地震と 1971 年サンフェルナンド地震の余震分布⁶⁾と、1971 年地震¹⁰⁾と 1994 年地震³⁾の断層面上の変位分布 (コンターは 0.5 m 間隔で、0.5 m から始まる)

2.4 その他の現象

2.4.1 地殻変動

震源域付近の 25 か所において地震の前後に GPS 観測が行われた。観測された隆起の最大は 38 cm、水平変動の最大は 21 cm であった。これらの観測された地殻変動を説明するために、静的断層モデルが求められた^{11),9)}。モデルでは断層面上での変位を一様と仮定して、断層面が 8×12 km、変位が 3.5 m、深さが 6~13 km の最適断層解が得られた^{11),9)} (断層パラメータは図 2.4.1 参照)。得られた断層の大き

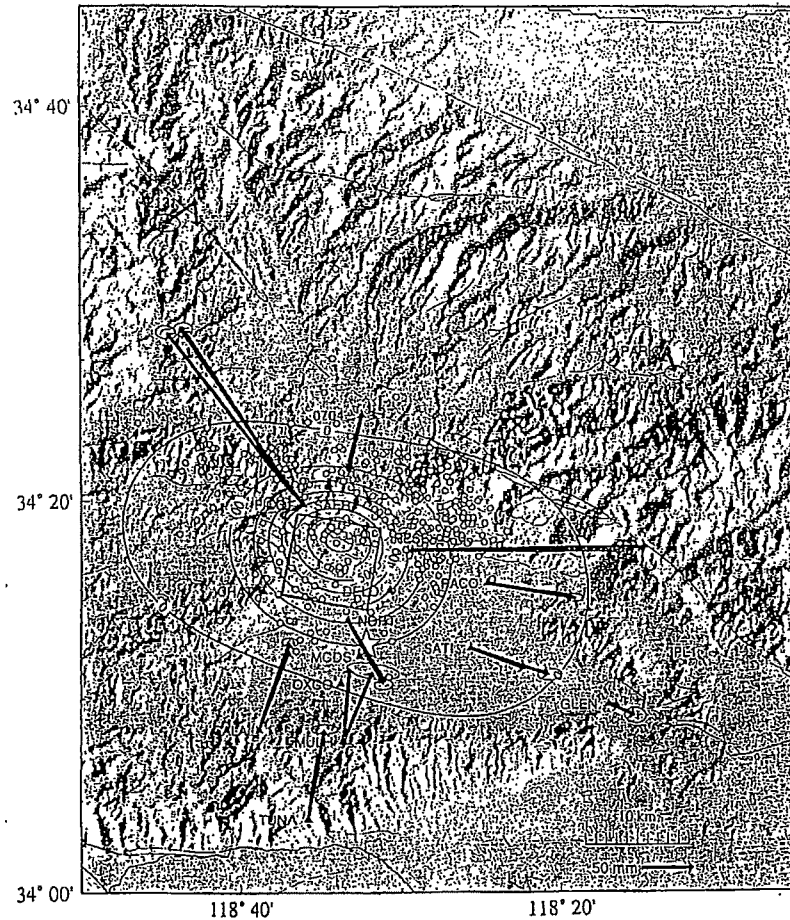


図 2.4.1 GPS 観測により得られた水平地殻変動（太い矢印）と静的地殻変動モデルに基づき得られた理論的水平地殻変動（細い矢印）⁹⁾（長方形はモデルの断層面．丸印は余震，☆印は本震の位置）

さは、余震分布の 1/3 程度にしか過ぎない^{1),6)}。今後の震源過程の研究で留意すべき点であろう。図中、太い矢印が観測値、細い矢印が断層モデルから得られた理論値である。二つの矢印はほぼ一致している。矢印の先端の楕円は誤差楕円を示す。

2.4.2 前震と前兆現象 (Foreshocks and Precursory Phenomena)

本震の 1 週間前から、30 km 西のサンタモニカ (Santa Monica) 市で計 7 個の群発地震が発生し始めた^{8),9)}。これらは前兆的地震活動の可能性もある。一方、震源から 74 km と 196 km の地点で連続地殻変動測定が行われていた。これらの連続データには、地震波到着時には 10^{-3} のひずみ、地震前後の変化としては 10^{-8} のひずみが記録されているが、前兆と思われる変化は、地震発生 1 時間前から 1 ミリ直前までの間では見られなかった⁹⁾。全磁力連続観測のうち、震源に最も近い観測点は 50 km のロサンゼルスであったが、異常は認められなかった⁹⁾。この基準点としては地震に関しては、今のところ顕著な前兆現象は検出されなかったと言える。

2.5 地震関連のまとめ

1994年ノースリッジ断層は、深さが8 kmから16 kmに及び、逆断層地震であった。1971年サンフェルナンド地震と共軌な関係にあるが、断層の上端は1971年の断層面で止まっている。20年の間隔においてM6クラスの地震が相次いで発生したことは、活断層の分布や活動歴を基に地震被害を想定する上で注意すべき問題と思われる。

2.6 ハイブリッドグリーン関数法を用いた強震動のシミュレーション

2.6.1 はじめに

東京、大阪、名古屋などの日本の大都市は、軟質な堆積地盤に発達しており、またその直下も含め周辺には多数の活断層の存在が指摘されている。こうした活断層による地震が都市直下で発生すれば、地震の規模がそれほど大きくなくても ($M=7$)、大災害が引き起こされる可能性があることを1994年1月17日のノースリッジ地震 ($M_w=6.7$) が示している。こうした内陸地震を予知することは現時点では極めて困難であり、都市における地震防災の観点からは、このような地震がいつ起きても大災害に至らない対策が必要である。そのためには都市直下で発生する地震による強震動予測が重要である。不規則な盆地構造を考慮した数値計算方法は種々提案されているが、計算時間の問題や地下構造のモデル化の問題などで、現時点での評価可能な周期領域は1秒以上に限られている。また直下型地震時の強震動は、短周期成分が卓越し、数値計算による評価を行うために必要な精度の高い地下構造や震源過程の推定は困難である。本報告では、こうした盆地構造をした都市直下における地震時の強震動予測方法を提案し、ノースリッジ地震時の強震動シミュレーションに適用し、その有効性の検証を試みる。方法としては、まず低周波数域では不規則な盆地構造を考慮した2.5次元の数値シミュレーション法を適用してグリーン関数を評価し、高周波数域では1次元モデルを用いた表層地質による増幅特性を考慮した統計的シミュレーション法¹¹⁾を用いてグリーン関数を評価し、両者を足し合わせることでハイブリッドグリーン関数を評価する。次にそのハイブリッドグリーン関数を用いた波形合成法により広帯域の強震動を推定する。

2.6.2 1994年ノースリッジ地震の断層モデル

1994年ノースリッジ地震については、震源直上も含め数多くの強震記録が得られており、波形インバージョンなどによりその複雑な震源過程が推定されている⁹⁾など。図2.6.1は余震分布とWald and Heaton⁹⁾が用いた断層面である。断層の傾斜角は42度、走行は122度としている。走行についてはCMT解や実体波を用いた解¹²⁾などと少し異なっている。ここでは図2.6.2に示すWald and Heatonが求めた震源過程をもとに図2.6.3に示すような二つのアスペリティー（地震モーメントは全体の地震モーメントの6割程度としている）を持つ断層モデルを考え、経験的グリーン関数およびハイブリッドグリーン関数を用いた強震動シミュレーションを行う。

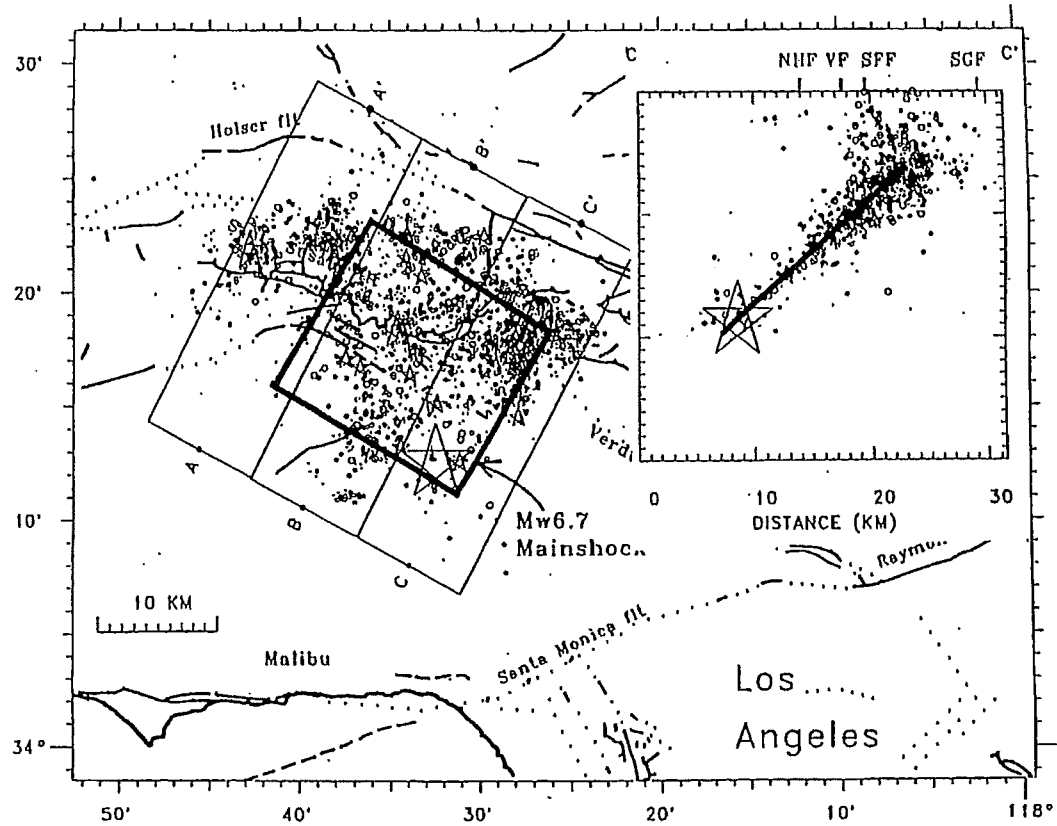


図 2.6.1 1994 年ノースリッジ地震の本震および余震位置と断層面³⁾

Northridge Earthquake Strong Motion Slip

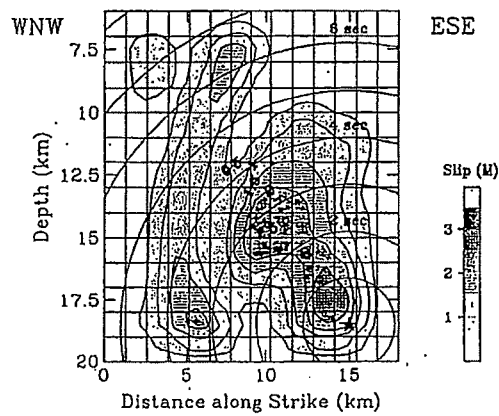


図 2.6.2 1994 年ノースリッジ地震の震源過程³⁾

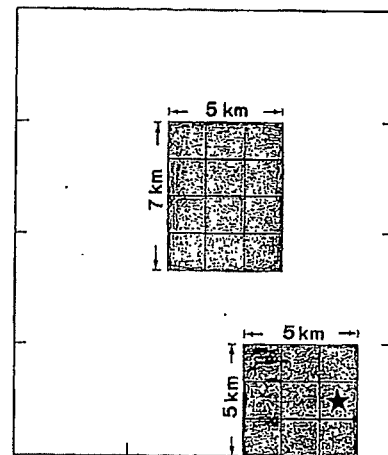


図 2.6.3 用いた断層モデル

2.6.3 経験的グリーン関数を用いた強震動シミュレーション

まず用いる断層モデルの妥当性を検証するため、余震記録を用いた波形合成を行った。余震については現時点では本震が記録された同一場所での記録が入手できておらず、ここでは本震サイト近傍の臨時観測点で記録されたものを用いた。図 2.6.4 は本震の観測点および余震の観測点と本震および余震 (M4.1) の震源位置を示す。すなわち FIRE および LA03 での余震記録を用いて波形合成を行い、SYLM および LAHO での本震記録との比較を行った。図 2.6.5、図 2.6.6 にそれぞれの観測波形と合成

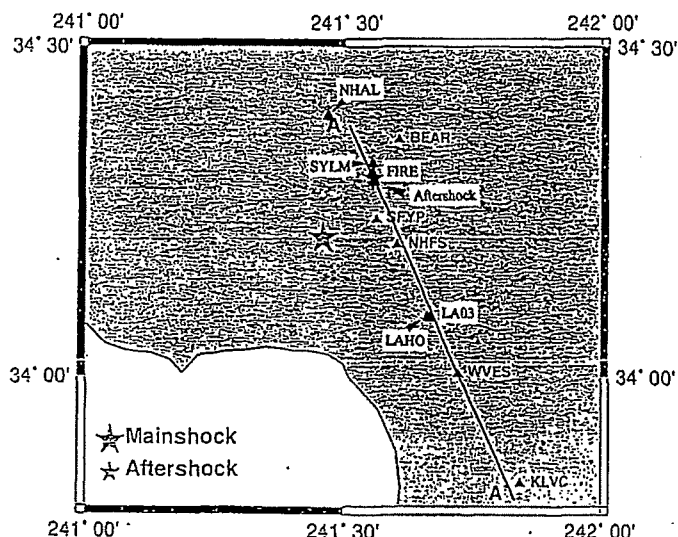
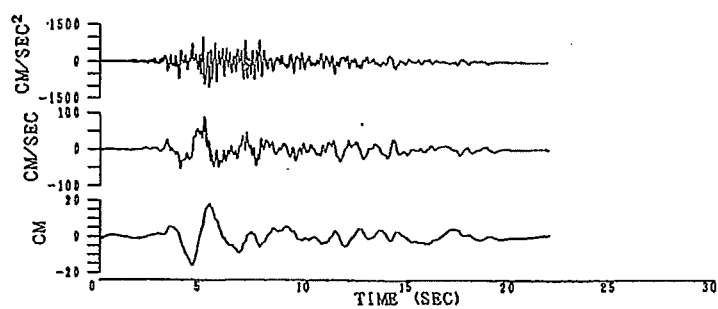
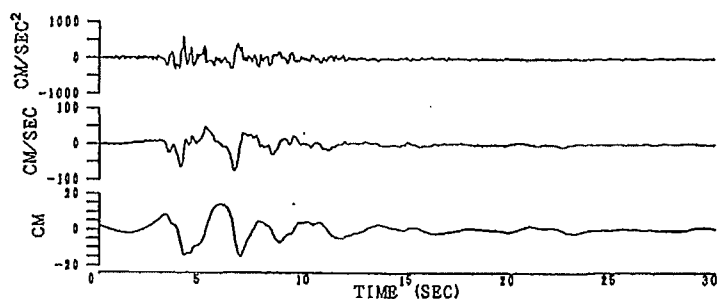


図 2.6.4 本震、余震の震源位置と観測点位置

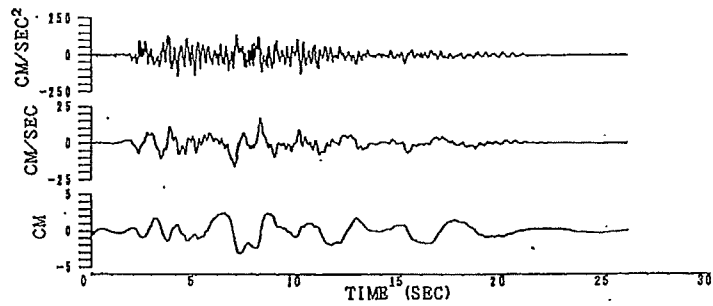


(a) 合成波形

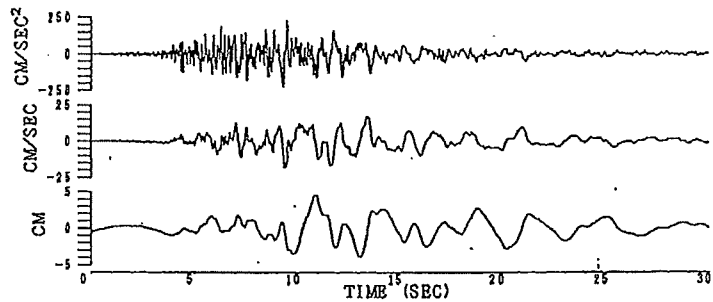


(b) 観測波形

図 2.6.5 経験的グリーン関数法による合成波形 (FIRE の余震記録を合成) と観測波形 (SYLM) の比較



(a) 合成波形



(b) 観測波形

図 2.6.6 経験的グリーン関数法による合成波形 (LA03 の余震記録を合成) と観測波形 (LAHO) の比較

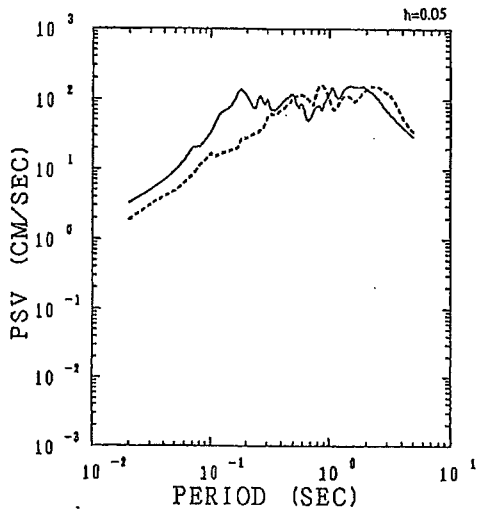


図 2.6.7 経験的グリーン関数法による合成波形 (FIRE の余震記録を合成) と観測波形 (SYLM) の疑似速度応答スペクトルでの比較 (実線: 合成結果, 破線: 観測結果)

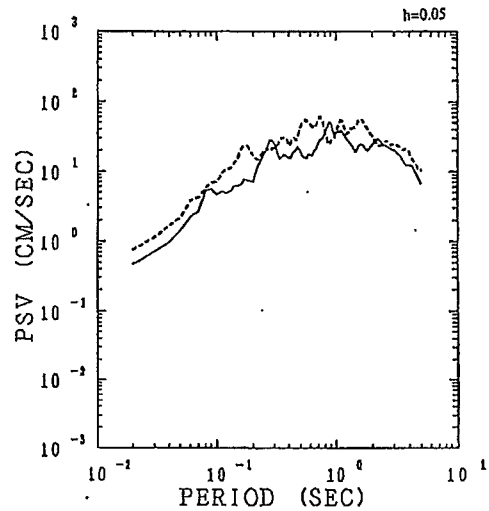


図 2.6.8 経験的グリーン関数法による合成波形 (LA03 の余震記録を合成) と観測波形 (LAHO) の疑似速度応答スペクトルでの比較 (実線: 合成結果, 破線: 観測結果)

波形を示す。また図 2.6.7, 図 2.6.8 には合成波形と観測波形の速度応答スペクトルを示す。合成波形は十分観測波形を説明できていないが、これは本震と余震との観測点が異なっており、サイト特性の違いが一つの原因として考えられる。また、複雑な本震の震源過程を単純な断層モデルに置き換えたことも一つの原因であろう。今後他の観測点も含めた断層モデルの検討が必要である。

2.6.4 ハイブリッドグリーン関数を用いた強震動シミュレーション

ここでは図 2.6.4 に示した本震観測点である NHAL での本震記録をハイブリッドグリーン関数を用いた波形合成によりシミュレーションを試みる。まずグリーン関数の低周波数域は、San Fernando valley を Vedale and Helmberger¹³⁾ の速度構造モデルを用いてモデル化し、2.5 次元の数値シミュレーション法 (F.D.M.) を用いて評価した。一方、高周波数域では統計的シミュレーション法により評価した結果に 1 次元モデルによる表層地質の増幅特性を考慮して評価した。いずれも前述した余震 (M 4.1) と同一規模の地震を本震の震源位置に想定した。表層地質の増幅特性については、現時点ではボーリングデータなどの詳細な情報が入手できていないため、常時微動測定結果などの卓越周期から層構造を仮定し伝達関数を求めた。図 2.6.9 はその地盤モデルと得られた伝達関数である。盆地構造を考慮した数値シミュレーションでの有効な周波数領域は 1 Hz までであり、したがって図 2.6.10 に示すように数値シミュレーション波形に 0.1~1 Hz のバンドパスフィルターをかけ、一方表層地質を考慮した統計的シミュレーション波形に 1~20 Hz のバンドパスフィルターをかけて両者を時間軸上で足し合わせることでハイブリッドグリーン関数を作成した。図 2.6.11 にハイブリッドグリーン関数の波形および変位フーリエスペクトルを示す。

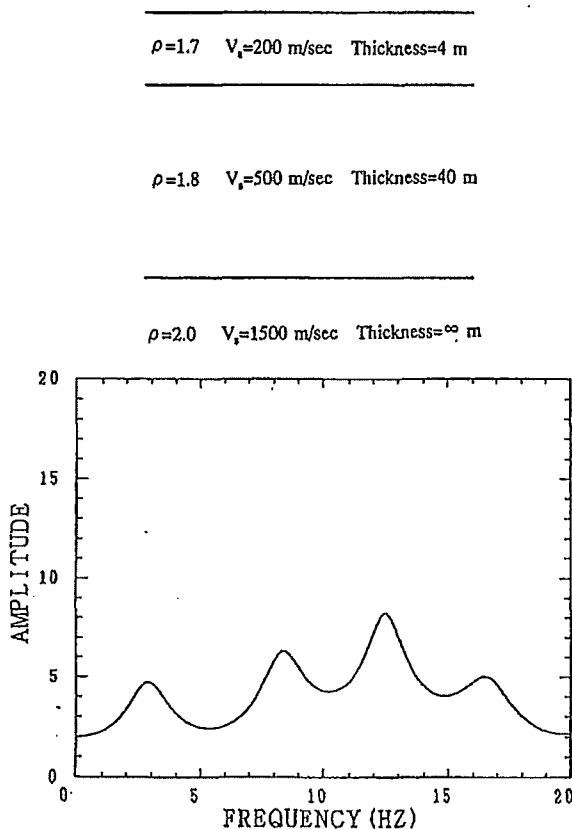


図 2.6.9 NHAL において仮定した表層地盤構造と得られた伝達関数

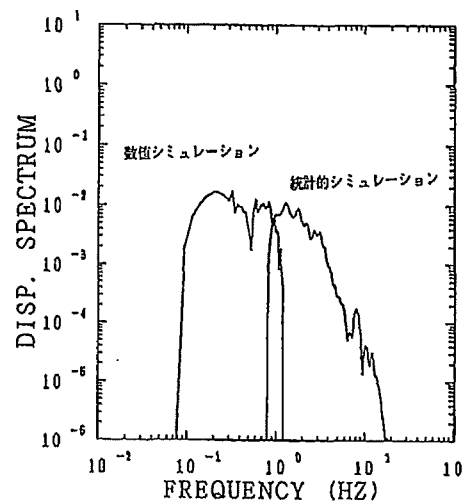


図 2.6.10 バンドパスされた数値シミュレーション波形と統計的シミュレーション波形の変位フーリエスペクトル

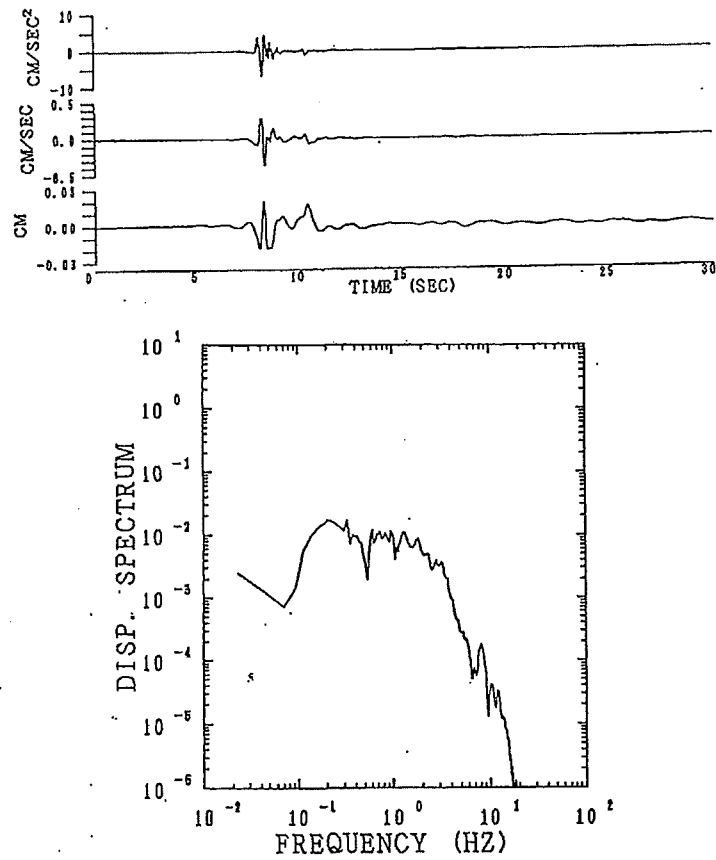
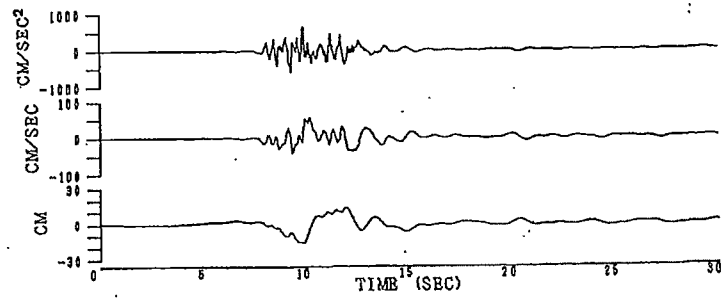
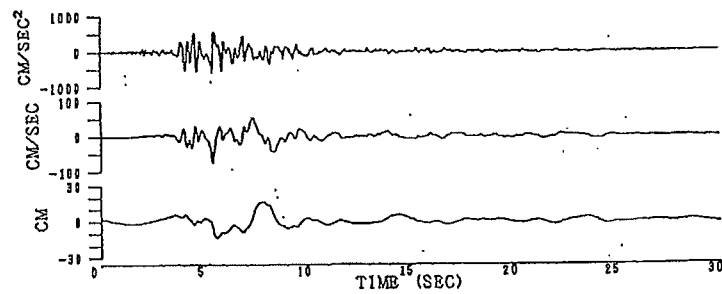


図 2.6.11 ハイブリッドグリーン関数としての波形とその変位フーリエスペクトル



(a) 合成波形



(b) 観測波形

図 2.6.12 ハイブリッド関数を用いた NHAL での合成波形と観測波形の比較

が必要である。

2.6.5 まとめ

本報告は不規則な盆地構造上に発達する都市直下に発生する地震時の強震動予測手法を提案し、1994年ノースリッジ地震に適用した。方法としては、まず低周波数域では盆地構造を考慮した数値シミュレーション結果を、高周波数域では表層地質を考慮した統計的シミュレーション結果を用い、両者を足し合わせたハイブリッドグリーン関数を作成する。大地震時の強震動はそのグリーン関数を用いた波形合成法により評価する。この方法により地震時の本震記録をシミュレーションした結果、1観測点での検討ではあるが良好な結果を得ることができた。今後他の観測点への適用も含め、さらに検討を行う予定である。

謝 辞 (Acknowledgement)

現地調査の際にお世話をいただいたカリフォルニア工科大 金森博雄教授、南カリフォルニア大 安芸敬一教授、1971年と今回の地震の余震の資料およびpreprintをお送りいただいたUSGSのJim Mori博士、多くの資料や発表前の報告書等をお送りいただいた地質調査所の衣笠善宏博士、防災科学技術研究所の岡田義光博士、国土地理院の橋本 学博士に感謝いたします。

参考文献

- 1) Scientists of the U.S. geological Survey, and the Southern California Earthquake Center: The Magnitude 6.7 Northridge, California, Earthquake of January 17, 1994, Science 266: 389-397, 1994
- 2) Hauksson, E.: Earthquakes, faulting, and stress in the Los Angeles basin, J. Geophys. Res., 95, 15365-15394, 1990
- 3) Hauksson, E.: Seismicity, faults, and earthquake potential in Los Angeles, Southern California, 1992
- 4) Thio, H.K. and H. Kanamori: Source complexity of the 1994 Northridge earthquake and its relation to aftershock mechanisms, 89th meeting of the Seismological Society of America, Northridge Abstracts, 1994
- 5) Wald, D.J. and T.H. Heaton: A dislocation model of the 1994 Northridge, California, earthquake determined from strong ground motions, U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. 94-278, 1994
- 6) Mori, J. and D. Wald: Overlapping Fault Planes of the 1971 San Fernando and 1994 Northridge, California earthquakes (in preprint)
- 7) Sharp, R.V.: Displacement of tectonic ruptures, in San Fernando, California, earthquake of 9, February 1971, Bulletin 196, California Division of Mines and Geology, edited by G.B. Oakeshott, 187-195, 1975
- 8) California Institute of Technology, US Geological Survey, Southern California Earthquake Center, and Jet Propulsion Laboratory: The magnitude 6.6 Northridge, California, Earthquake of January 17, 1994 and its aftershocks (January 24, 1994, update: 12 pm)
- 9) SCEC (Southern California Earthquake Center): Summary of Findings on 1994 Northridge Earthquakes, Presented at 24 Feb 94 Meeting of the SCEC, Los Angeles, 1994
- 10) Heaton, T.H.: The 1971 San Fernando earthquake: a double event?, Bull. Seismol. Soc. Am., 72, 2037-2062, 1982
- 11) 地震予知総合研究振興会: 断層モデルに関する研究, 平成2年度下半期報告書, 1990

- 12) Zhao, D. and H. Kanamori: Structural influence on the dynamic rupture of the 1994 Northridge earthquake, *Geophys. Res. Lett.*, 1994 (in press)
- 13) Vidale, J.E. and D.V. Helmberger: Elastic finite-difference modeling of the 1971 San Fernando, California earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 122-141, 1988
- 14) Shakal, A., M. Huang, R. Darragh, T. Cao, R. Sherburne, P. Malhotra, C. Cramer, R. Sydnor, V. Graizer, G. Maldonado, C. Peterson and J. Wampole: CSMIP strong motion records from the Northridge, California earthquake of 17 January, 1994, Report No. OSMS 94-07, California Strong Motion Instrumentation Program, 1994

5. 道路・橋梁

5.1 被災地域の道路・橋梁の現況

カリフォルニア州の道路は、管理者等の種別により州際道路 (Interstate Highway), 国道 (U.S. Highway), 州道 (State Highway), 郡道 (County Highway), 市道 (City Road) に分かれている。

ノースリッジ地震は、ロサンゼルス市の中心部 (ダウンタウン) から北西約 25 km に位置するノースリッジ地区を中心にその周辺に大きな影響を与えた。道路橋に対しては、幹線道路の I-10 (州際道路 10 号線, サンタモニカ (Santa Monica) フリーウェイ), I-5 (州際道路 5 号線, ゴールデンステート (Golden State) フリーウェイ), I-5/S-14 (州道 14 号線, アンテロープバレー (Antelope Valley) フリーウェイ) インターチェンジ, S-118 (州道 118 号線, サンフェルナンドバレー (San Fernando Valley) フリーウェイ) 等が落橋もしくは落橋寸前の被害を受け、通行止めが発生した。

ロサンゼルス市周辺の道路網は、図 5.1.1 に示すように市の中心部 (ダウンタウン) から東西方向、

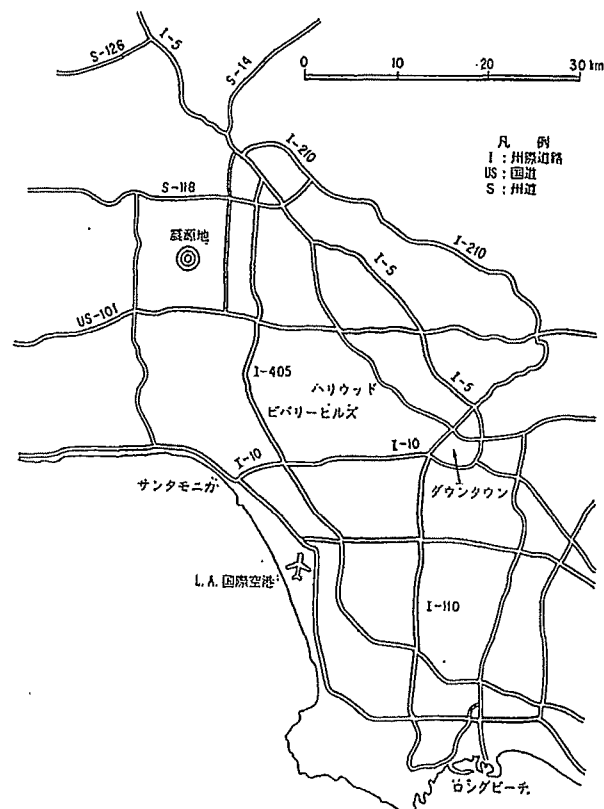


図 5.1.1 ロサンゼルス市周辺の道路網¹⁾

南北方向に高速道路（フリーウェイ）が延びており、大きな環状道路はないが、高速道路のネットワークが基盤目のようにはりめぐらされている。南北方向に走る道路としては I-5, I-110（ハーバー（Harbor）フリーウェイ）、I-405（サンディエゴ（San Diego）フリーウェイ）等が、東西方向に走る道路としては I-10, I-105（センチュリー（Century）フリーウェイ）、US-101（国道 101 号線、ベンチュラ（Ventura）フリーウェイ）、S-118 等がある。なかでも、I-10（通称サンタモニカフリーウェイ）は 1 日の交通量が約 27 万台と全米有数の交通量となっている。

ロサンゼルス市の人口は約 350 万人で、その周辺地域を入れると約 900 万人に達する。市民の足となる交通機関は自動車为中心で、高速道路の建設は 1938 年から着手されている。高速道路は、片側 4 車線、往復 8 車線が標準で、ランプの合流地点などではさらに車線が付加されるため片側 5 車線という区間もある。高速道路の構造は平面土工構造の区間が多く、橋梁はインターチェンジ部や道路との交差部、峡谷や河川を横断する区間等に架けられている。

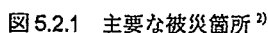
州道の設計、施工、維持管理は、カリフォルニア州交通局（California Department of Transportation, 略称 Caltrans）によって行われている。また、市道については、ロサンゼルス市交通局（City of Los Angeles, Department of Transportation, 略称 LADOT）が設計、施工、維持管理を行っている。

5.2 道路・橋梁被害の概要

表 5.2.1 および図 5.2.1 は、主要な被害が発生した道路施設を示したものである。道路施設の被害としては、橋梁被害、舗装のクラック、コーナブロックの破損、崩土等いろいろ生じているが、今回の地震では橋梁の被害が著しかった。

表 5.2.1 道路・橋梁の主要な被害¹⁾

No.	施設種別	路 線	橋 名 等	橋 種	被害状況
1	道路橋	I-5/S-14	サウスコネクター	10 径間 PC 箱桁橋	3 径間が落橋
2	道路橋	I-5/S-14	ノースコネクター	10 径間 PC, RC 箱桁橋	2 径間が落橋
3	道路橋	I-10	フェアファックス・ワシントン地区	7 径間 RC 箱桁橋（東行き） 8 径間 RC 箱桁橋（西行き）	橋脚に大被害
4	道路橋	I-10	ラシエネガ・ベニス地区	9 径間 RC 箱桁橋	橋脚に大被害、橋の下にあった倉庫上に落橋
5	道路橋	I-10	バレーナクリーク地区		耐震補強されており、無被害
6	道路橋	S-118	ミッション・ゴシック地区	4 径間 PC 箱桁橋（東行き） 3 径間 PC 箱桁橋（西行き）	東行きの 2 径間が落橋、他の箇所も落橋同然の大被害
7	道路橋	S-118	ブルクリーク地区	3 径間連続 PC 箱桁橋	橋脚に大被害
8	道路橋	I-5	ガビン・キャニオン橋	5 径間 PC 箱桁橋	2 径間部分が落橋
9	道路橋	ノードホフ通り（市道）	シャーロットグロス・マンメモリアル橋	3 径間 PC 箱桁橋	取付盛土が落橋
10	横断歩道橋	ウィルバー通り（市道） コリンズ通り（市道）	—	単純箱桁コンクリート橋	橋脚部、桁支持部の損傷
11	道路	バルボア通り	—	ガス管、水道管の破断	上水の噴出、ガス漏れにより、沿道家屋が火災
12	道路	ウルブスキル通り	—	オイルパイプライン破断	オイルに引火し、沿道家屋が火災



また、ロサンゼルス市交通局によれば、市の管理する 29 橋に被害を生じた。ほとんどは軽微な損傷である。

5.3 カリフォルニア州における道路橋の耐震設計法・耐震補強法

5.3.1 耐震設計法

カリフォルニア州における道路橋の耐震設計法の歴史について概要を示すと以下のとおりである。カリフォルニア州では、1940年（昭和15年）になって初めて道路橋の耐震性に対する配慮の必要性が基準に示された。ただし、このときには具体的な地震力については規定されなかった。その後の1943年（昭和18年）に構造物は次式による地震力 F に抵抗できるように設計することと規定された。

$$F = CW \quad (5.3.1)$$

ここで、 W ：死荷重

C ：設計水平震度で地耐力や基礎型式に応じて次の値をとる。

$C=0.02$ 支持力が 4 tf/f^2 より大きい地盤上で直接基礎を有する構造物

$C=0.04$ 支持力が 4 tf/f^2 より小さい地盤上で直接基礎を有する構造物

$C=0.06$ 杭基礎を有する構造物

1965年の改訂では設計地震力 EQ を次式で与えた。

$$EQ = KCD \quad (5.3.2)$$

ここで、 K ：構造物のじん性に応じた補正係数で次の値をとる。

$K=1.33$ 縦横比が2.5以下の壁式構造

$K=1.0$ 縦横比が2.5より大きい1本柱型式

$K=0.67$ ラーメン構造

C ：固有周期に応じた設計水平震度で次式による。

$$C = 0.05/T^{1/3} \leq 0.1 \quad (5.3.3)$$

T ：固有周期で次式による。

$$T = 0.32(D/P)^{1/2} \quad (5.3.4)$$

D ：死荷重

P ：構造物の剛性

なお、設計地震力 EQ は $0.02D$ を下回ってはならないこととされ、軟弱な基礎上の構造物や大規模な構造物に対しては特別な配慮を払うように規定されていた。

表5.3.1は、カリフォルニア州基準と当時のAASHTOおよび建築物の設計に用いられるUBC建築

表 5.3.1 設計水平震度の比較

年	1本柱型式			多脚型式		
	カリフォルニア州交通局	AASHTO	UBC	カリフォルニア州交通局	AASHTO	UBC
1940	—	—	0.16	—	—	0.16
1949	0.06	—	0.11	0.06	—	0.09
1958	0.06	0.06	0.11	0.06	0.06	0.09
1961	0.06	0.06	0.11	0.06	0.06	0.13
1965	0.05	0.06	0.11	0.033	0.06	0.13

基準 (Uniform Building Code) の設計水平震度を比較したものである。固有周期は1秒とし、UBCでは“特に重要ではない1～2階の建物”の設計水平震度を示している。これによれば、“特に重要ではない1～2階の建物”の地震力が、ライフライン施設として最も重要であるべき橋の地震力より50～160%も大きいことがわかる。

1971年2月のサンフェルナンド (San Fernando) 地震は、ロサンゼルス郊外の道路橋に甚大な被害を及ぼした。これを契機として、カリフォルニア州は1971年3月に暫定的にそれまでの設計地震力を直接基礎上の橋では2倍に、杭基礎上の橋では2.5倍に割り増すとともに、橋梁の耐震設計法の抜本的な改訂にとりかかった。この研究開発の結果、1973年にカリフォルニア州独自の新しい橋梁の耐震設計基準がまとめられ、サンフェルナンド地震から3年後の1974年2月からカリフォルニア州の道路橋の設計に取り入れられた。

この基準の中では、設計地震力 EQ は次式のように与えられた。

$$EQ = CFW \quad (5.3.5)$$

ここで、 F : 構造系別補正係数で次の値をとる。

$$F = 1.0 \quad (\text{単一柱型式})$$

$$F = 0.8 \quad (\text{ラーメン構造})$$

W : 耐震設計に考慮する部分の重量

C : 合成応答係数で、基盤の最大加速度 A 、基盤までの沖積層の厚さ、橋の固有周期に応じて次式で求める。ただし、 $A \geq 0.3g$ の場合には $C \geq 0.1$ 、 $A < 0.3g$ の場合には、 $C > 0.06$ とする。

$$C = ARS/Z \quad (5.3.6)$$

ここで、 A : 架橋地点の基盤での最大加速度

R : 基盤の最大加速度で正規化した加速度応答スペクトル倍率 (減衰定数 5%)

S : 地盤による増幅率

Z : じん性および危険度による補正係数

したがって、基盤での加速度 A に R を乗じることにより基盤での加速度応答スペクトルが、また、これに S を乗じることにより、地表面レベルでの加速度応答スペクトルが得られる。これを橋に生じる弾性応答震度とみなし、これを Z で割って、構造物のじん性を考慮した地震力を求める。基盤最大加速度は断層に近い架橋地点では $0.7g$ にも達し、 ARS の弾性応答震度は $2g$ 近くになる。

このようにして求めた弾性応答 ARS をじん性および危険度による補正係数 Z で除して設計に用いる震度を算出する。じん性および危険度による補正係数 Z とは、弾性応答を橋の非線形性を考慮して低減するための係数であり、固有周期に応じて図 5.3.1 のように定められた。橋の規模別の危険度としては、固有周期が長く背の低い橋は固有周期が長く背の高い橋に比較してもと

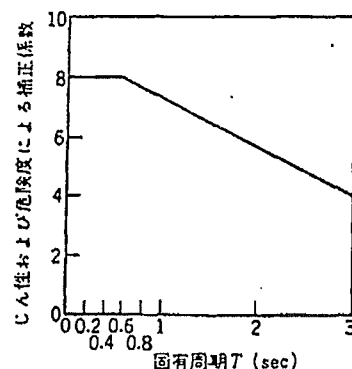


図 5.3.1 1973年版のカリフォルニア州基準におけるじん性および危険度による補正係数 Z

もと安定しているため被害を受けにくいとしたうえで、万が一橋脚が大被害を受けたとしても橋台の拘束等により上部構造が落橋するといった事態は避けられるであろうし、復旧も相対的に容易であるという判断から、危険度係数は固有周期が0.6秒以下では2.0、固有周期が3秒以上では1.0、その中間では片対数グラフ上で、直線的に変化するとされた。また、じん性率による弾性応答の低下は、一般に1/2～1/6程度が普通であり、これらを組み合わせて図5.3.1の補正係数が定められた。

さらに、桁と桁、桁と下部構造間に適切なせん断キーや桁間連結装置を設けることとされ、鉄筋コンクリート柱では十分なじん性を確保するために必要な拘束筋を配筋するように解説された。拘束筋の配筋例が示されており、ここでは帯鉄筋間隔を約9cm(3.5インチ)、橋脚のフーチングと上部構造との連結部については密に配筋することとされていた。せん断キーや桁間連結装置の設計に用いる地震力 EQ は次式により与えられた。

$$EQ=0.25 \times R - P \quad (5.3.7)$$

ここで、 R ：当該位置に有効に作用する死荷重

P ：地震力のうち橋脚が分担するせん断力

1977年のカリフォルニア州交通局の設計基準では、じん性および危険度による補正係数 Z が図5.3.2に示すように改訂され、多脚型式の橋脚では従来と同じ最大8であるが、1本柱型式の橋脚では最大6に低減されている。したがって、1973年の規定に比較して1本柱型式の橋脚では設計震度が4/3倍に大きくなったことになる。

表5.3.2は、弾性応答の低減係数をカリフォルニア州基準、AASHTOの耐震設計指針、ATC-3(1978年に出された建築物の耐震設計法)で比較したものである。カリフォルニア州基準もAASHTOもUBC建築基準より大きな低減係数を採用しており、橋では建築物よりも崩壊に対する余裕が小さいことがわかる。

カリフォルニア州による独自の耐震規定の策定と相前後して、連邦道路庁(FHWA)は橋の震害特性、振動特性等に関する研究を開始し、1975年のAASHTO基準の評価を含めて全米に適用しうる橋の耐震基準の策定を応用技術協会(ATC)に委託した。ATCは、1981年にATC-6と呼ばれる道路橋耐震設計基準をとりまとめた。この基準は、ほとんどそのままの形で1983年のAASHTO基準に取り

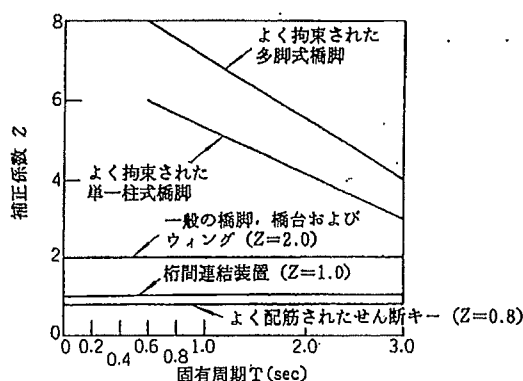


図5.3.2 1977年版のカリフォルニア州基準における
じん性および危険度による補正係数 Z

表5.3.2 じん性および危険度による補正係数の比較

構造型式	カリフォルニア 州交通局	AASHTO	ATC-3 (建築)
1本柱橋脚	6	3	2.5
多脚型式の橋脚	8	5	7

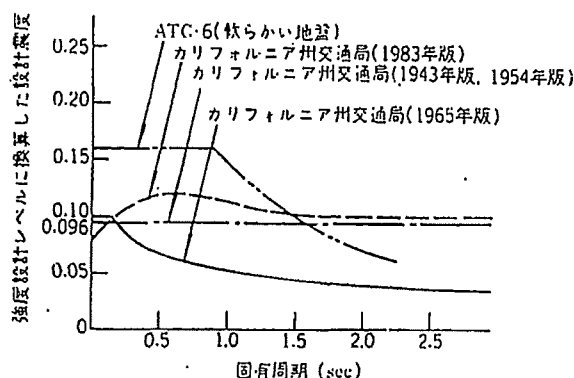


図 5.3.3 強度設計レベルに換算した設計震度（軟弱地盤上の多脚型式の橋脚の場合）

入れられ、カリフォルニア州を除く多くの州で使用されている。AASHTO 基準では、地震活動度に応じた耐震区分、耐震区分に応じた解析法・設計法、2 方向地震力の重ね合わせ、横方向筋の配筋方法等、耐震設計上重要な事項がいくつか新たに規定された。このうち、1983 年 1 月のカリフォルニア州の基準には、塑性ヒンジを考慮したモーメント配分、塑性ヒンジにおける拘束用横方向筋等の鉄筋コンクリート構造の規定が取り入れられて現在に至っている。

図 5.3.3 は、軟弱地盤上の多脚型式橋脚を対象にして、カリフォルニア州の設計地震力を強度設計レベルに用いる地震力の形にして（応答低減係数で割って）まとめたものである。これによれば、現行のカリフォルニア州の耐震設計に用いる地震力は、1943 年に最初に規定された地震力やサイプレス高架橋が設計された 1950 年代の地震力と実質的に変わっていない。1943 年版と最新の 1983 年版では、前述のようにじん性に対する配筋等の構造細目は異なっているが、多脚型式の橋脚では 8 というように非常に大きな応答低減係数が採用されているために弾性設計レベルでみた実質的な地震力は依然として小さいことになる。

5.3.2 耐震補強法

(1) 橋梁の耐震補強の背景と経緯

カリフォルニア州は、1971 年のサンフェルナンド地震による橋梁の大被害を契機として、設計水平震度を 2～2.5 倍に引き上げる等の耐震設計法の抜本的な見直しを行うとともに、耐震性の低い既設橋の耐震補強プログラムをスタートさせた。

カリフォルニア州における道路橋の耐震性を考えるうえで重要な点は、その歴史的な背景である。カリフォルニア州における高速道路の建設は 1938 年に着手されたが、そのピークは 1960 年代で、この時代には年平均 1 000 マイル（1 600 km）が建設された。しかし、1970 年代に入ると、これが 500 マイル（800 km）と半分にになり、さらに、1980 年代には 20 マイル（32 km）と急速に低下した。したがって、1971 年（昭和 46 年）に道路橋の耐震設計法を抜本的に改訂した段階では、すでに現在の橋の約 2/3 が建設されていたことになる。

前述のように、カリフォルニア州には州管理の道路に 1 万 2 000 橋、それ以外の郡や市管理の道路に 1 万 2 000 橋がある。カリフォルニア州交通局の 1 次判定結果によれば、このうち約 5 000 橋が落

橋の危険性を持っていると判定されている。特に、1971年のサンフェルナンド地震を契機として耐震設計法が大きく改訂されており、これ以前に設計施工された橋脚の問題点として、①不十分な横拘束筋によるじん性の不足、②せん断耐力の不足、③橋脚基部における軸方向鉄筋の不連続による曲げ強度不足、が指摘されている。

このため、まず、フェイズⅠの耐震補強プログラムとして、上部構造のヒンジ部における連続性を保ち、落橋を防ぐことを目的とした耐震補強が進められた。サンフェルナンド地震直後の1971年から1985年の間に、5500万ドル（約77億円）をかけて州道の約1300橋が補強された。代表的な補強方法は、ジョイント部への桁間連結ケーブルやロッドの設置、橋台部や支承部へのせん断キーの設置等の落橋防止対策であった。

その後、1987年のウィットティア（Whittier）地震による橋脚のせん断破壊の経験等を踏まえ、フェイズⅡの耐震補強プログラムとして、シングルカラムと呼ばれる桁が橋軸直角方向に1本の橋脚で支持されているタイプの橋に対する補強が進められた。シングルカラムに対する耐震補強の推進中の1989年10月にロマプリエータ（Loma Prieta）地震が発生し、このため、被害の復旧と同時に従来の耐震補強プログラムが見直された。シングルカラムの耐震補強プログラムは1993年12月に終了し、これまでに259橋が補強された。次のステップとして、マルチカラムと呼ばれる橋軸直角方向に複数の橋脚で支持された橋に対する補強が現在実施されつつある。補強を要する橋は1300橋と見込まれている。

州道以外に、郡、市等の管理の約1万2000の橋がある。これらは、一般に規模が小さく、また複雑な橋梁は少ないが、耐震補強を要する橋は少なくないといわれている。

さらに、耐震補強を要する橋としては、平成元年のロマプリエータ地震で落橋したサンフランシスコ／オークランドベイブリッジ（San Francisco/Oakland Bay Bridge）やゴールデンゲート（Golden Gate）橋のような大規模な有料橋がある。これらは大規模で複雑な振動特性を有することから、耐震補強も高価であり、サンフランシスコ／オークランドベイブリッジ1橋でも少なくとも200～300万ドルを要するとみられている。このため、カリフォルニア州内の道路橋をすべて耐震補強するためには、14億ドル（約1500億円）を要すると考えられており、今世紀中に完了させることを一応の目標としている。

以上のように1971年のサンフェルナンド地震以後、カリフォルニア州交通局は既存橋の耐震補強を実施してきた。特に、1989年のロマプリエータ地震以後、耐震補強のペースが速められたが、今回落橋したのは耐震補強が間に合わなかった橋といわれている。

(2) 耐震補強の優先度の選定

カリフォルニア州では、耐震補強の優先度を「レベルⅠの地震危険度解析」と呼ばれる方法により定めている。概要は以下のとおりである。

a) 活動する可能性の高い主断層の調査

活動する可能性が高いと判断される断層を、①無視できる断層（耐震補強には影響のない断層）、②優先度2の断層（一応影響を検討するが、耐震補強では考慮する必要はないと判断された断層）、③優先度1の断層（危険性があると判断された断層）の3つに仕分けし、優先度1の断層により架橋地点に生じる最大地震動加速度を推定する。

b) 橋に影響を与える最小の地震動加速度の推定

代表的な橋梁型式を選び、非線形動的解析により、橋に悪影響を与え始める地震動加速度を 0.5 g と推定した。

c) 危険性の高い橋の抽出

a) と b) を比較し、架橋地点の最大地震動加速度が橋に影響を与え始める最小の地震動加速度以上となる橋が存在する地域を求める。このような地域を高危険度地域と呼ぶ。

d) 優先度の決定

高危険度地域内にある橋の耐震補強の優先度を、①路線の重要性、②平均日交通量、③迂回路の有無と迂回距離、④橋長、⑤斜角、⑥橋脚型式、⑦帯鉄筋による橋脚の拘束の有無、⑧地震動加速度、の 8 つの要因を考慮し、これらの適当な重み付けスコアの和を求める。

(3) 耐震補強設計

耐震補強を要すると判定された橋に対しては、以下の要領で動的解析を行い、補強箇所および所要の強度を定める。

a) 橋軸および橋軸直角方向にそれぞれ線形動的解析を行い、部材の断面力を算出する。

b) 2方向の応答値を以下のように加え合わせる。

1) LG の 100% + TR の 30%

2) LG の 30% + TR の 100%

ここで、 LG 、 TR は、それぞれ、橋軸方向および橋軸直角方向の応答値である。

c) じん性率を次式で求める。

$$\mu_M = M_{EQ} / M_N \quad (5.3.5)$$

$$\mu_Q = Q_{EQ} / Q_N \quad (5.3.6)$$

ここで、 μ_M 、 μ_Q ：曲げモーメントおよびせん断力に対するじん性率

M_{EQ} 、 Q_{EQ} ：線形動的解析によって求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力

M_N 、 Q_N ：部材の曲げ耐力およびせん断耐力

d) じん性率が、曲げに対しては 4 を、また、せん断に対しては 1 を、それぞれ、超えた箇所では、地震時に大きな損傷が生じると見なし、この箇所をヒンジと見なして、再度動的解析を行う。これにより、この箇所が損傷した場合の応力再配分の影響を見込んだ橋の応答を解析する。

e) c) および d) の解析を繰り返し、補強を必要とする箇所と所要の強度を決定する。

5.4 強震記録から見た橋の振動特性

ノースリッジ地震の際には、カリフォルニア州強震観測プログラム（略称 CSMIP、カリフォルニア州管理局鉱山地質部）による合計 193 地点において強震観測記録が得られた。このうち橋梁では 6 橋において記録が得られている。図 5.4.1 は 6 橋の位置を、表 5.4.1 は観測記録が得られた橋梁の概要および最大加速度を、それぞれ、示したものである。なお、ここに示す最大加速度は、1 つの橋の中でいくつかの観測点がある場合には、それぞれの成分の最大値を示しており、同一観測点における最大値ではない。

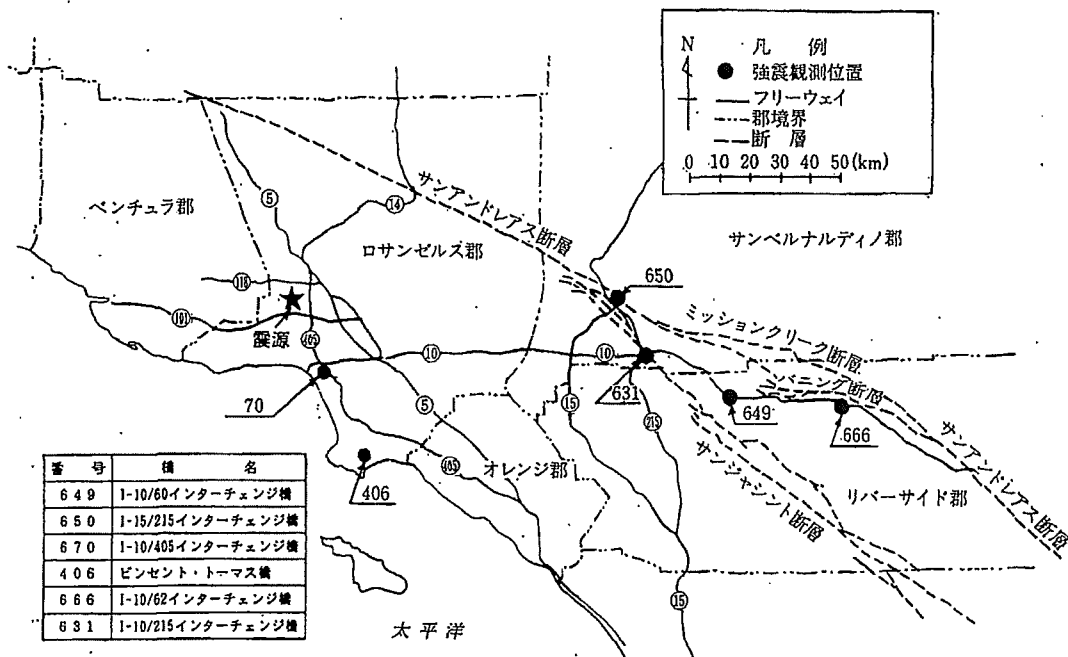


図5.4.1 強震記録が得られた橋梁の位置

表 5.4.1 強震記録が得られた橋梁

CSMIP によるコ ード番号	位 置 橋 梁 名 (構造概要)	震央距離 (km)	地盤条件	最大加速度 (g)		
				成分	地盤	構造物
649	ビューモント (Beaumont) I-10/S-60インターチェンジ橋 (コンクリート橋)	146	沖積層 (花崗岩盤)	183	0.04	0.09
				上下	0.02	0.03
				273	0.04	0.07
650	デボレ (Devore) I-15/I-215インターチェンジ橋 (コンクリート橋)	104	深い沖積層	直角	0.08	0.24
				上下	0.03	0.05
				橋軸	0.07	0.07
670	ロサンゼルス I-10/I-405インターチェンジ橋 (曲線コンクリート橋)	22	深い沖積層	直角	—	1.79
				上下	—	1.83
				橋軸	—	1.00
406	ロサンゼルス ビンセントトーマス (Vincent Thomas) 橋 (吊橋)	57	沖積層	190	0.19	0.65
				上下	0.08	0.44
				100	0.25	0.55
666	北パームスプリング (Palm Springs) I-10/S-62インターチェンジ橋 (鋼橋)	181	深い沖積層	直角	0.02	0.11
				上下	0.01	—
				橋軸	0.02	0.08
631	サンベルナルディーノ (San Bernardino) I-10/I-215インターチェンジ橋 (曲線コンクリート橋)	116	深い沖積層	直角	0.13	0.47
				上下	0.04	0.31
				橋軸	0.08	0.16

6橋で行われていた強震観測のうち5橋はフリーウェイのインターチェンジ橋であり、もう1橋は吊橋である。震源地から比較的近いロサンゼルス地域にあった橋梁は、I-10/I-405のインターチェンジ橋およびビンセント・トーマス (Vincent Thomas) 橋の2橋であり、震央距離は、それぞれ、22 km および 57 km である。ここでは、比較的大きな加速度が得られた上記2橋を対象に観測記録からみた橋の振動特性を示す。

(1) I-10/I-405 インターチェンジ橋

I-10/I-405 インターチェンジ橋は、I-10 と I-405 がサンタモニカ市付近で交差する位置のインターチェンジ橋である。本橋は、図 5.4.2 に示すように橋長 316 m を有する 10 径間の鉄筋コンクリート曲線橋であり、1963 年に竣工した。上部構造は 4 セルを有するコンクリートボックス桁、橋脚は RC 単独柱である。基礎は場所打ちドリルホールコンクリート (CIDH) 杭である。橋脚高さは、P9 位置で 11.7 m である。桁には、P4 橋脚、P6 橋脚、P8 橋脚の近傍にヒンジ構造が設けられている。1991 年にはヒンジ部への桁間連結ケーブルの設置、鋼板巻立て工法による橋脚の耐震補強が行われている。

強震観測は、図 5.4.2 に示すように、西側橋台近くの桁上および P9 橋脚の基部および桁上において行われている。橋台近くの桁上では、橋軸、上下、橋軸直角方向の 3 成分が、P9 橋脚では、それぞれ、橋軸、橋軸直角方向の 2 成分の合計 7 成分が観測されている。

図 5.4.3 は、それぞれ、得られた強震観測波形を示したものである。地震による記録データとしては、西側橋台の 3 成分、および P9 橋脚の桁上の橋軸直角成分のみ報告されているが、その他については記録は得られなかったようである。橋台近傍の桁の記録を見ると、3 成分の加速度記録のいずれにも衝撃的なスパイク状の波形が見られる。衝撃的なスパイクは、特に上下方向の記録に顕著に見られる。したがって、地震の際には、がたがたと桁と橋台間で衝突が生じるような振動をしたもの

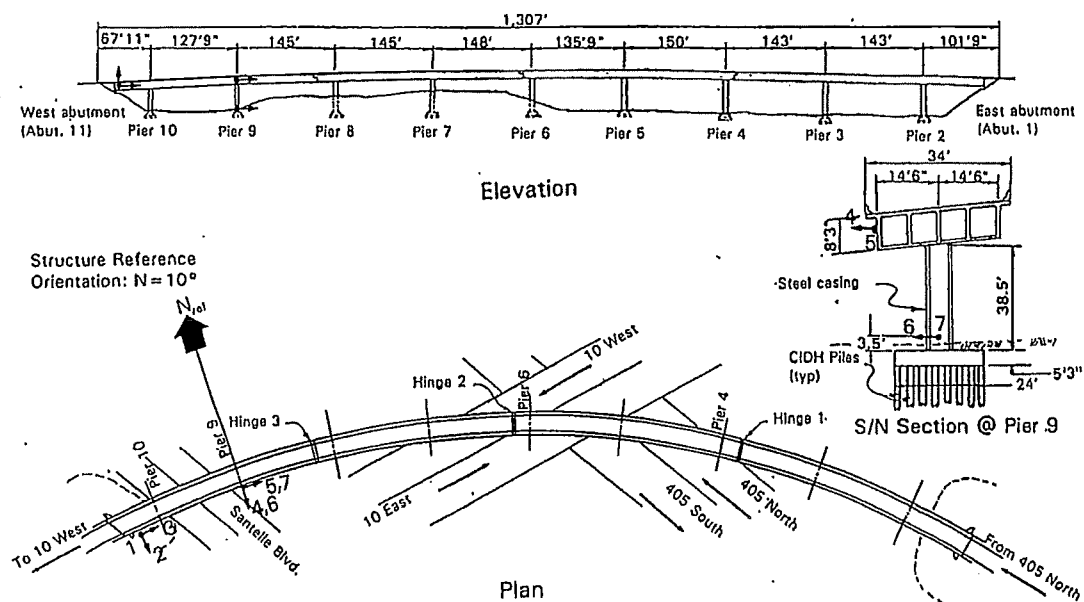
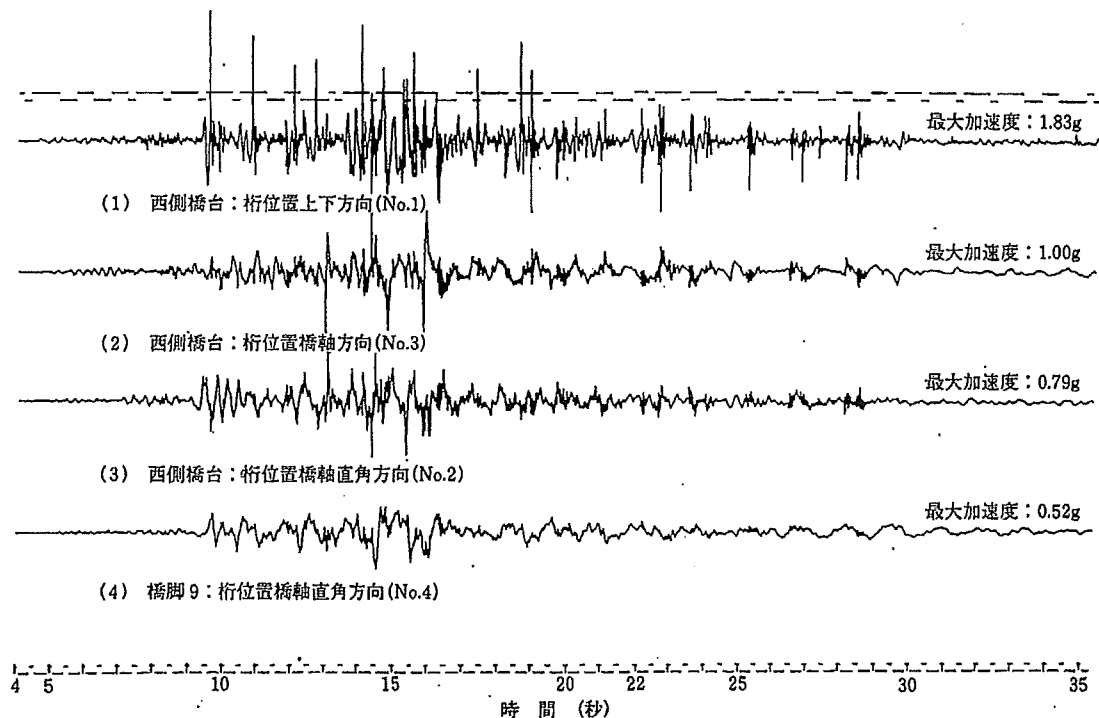


図 5.4.2 I-10/I-405 インターチェンジ橋²⁴⁾

図 5.4.3 I-10/I-405 インターチェンジ橋で得られた強震記録²⁴⁾

と推定される。ただし、このような衝撃的な振動が生じたにもかかわらず、ヒンジ部においてコンクリートのひび割れ等のわずかな損傷が生じた程度で橋梁にはほとんど損傷は生じていない。なお、このスパイクがなかったとすれば、おおむね 0.5 g 程度の最大加速度が生じたものと推定される。

一方、P9 橋脚で得られた記録には、スパイク状の波形は見られない。主要な振動周期は 1.0～1.5 秒程度であり、これが橋梁の橋軸直角方向の 1 次固有振動と思われる。最大加速度は 0.52 g であった。

以上のように最大加速度で 0.5 g 程度の最大加速度が生じたにもかかわらず、橋梁にはほとんど被害は生じておらず、橋脚の耐震補強が有効に機能したものと推定される。

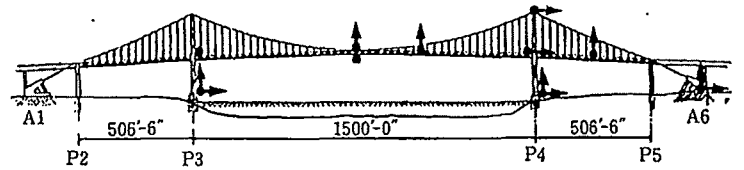
(2) ビンセント・トーマス橋

ビンセント・トーマス橋は、ロサンゼルス市の南方のロングビーチ (Long Beach) において S-47 がターミナル島 (Terminal Island) に渡る位置に架設されている吊橋 (有料道路) である。本橋は、図 5.4.4 に示すように橋長 766 m の吊橋であり、中央支間長は 457 m、両側径間長は 154 m である。1959 年に設計され、1964 年に竣工した。補剛桁は鋼製トラス構造、床版には軽量コンクリートが用いられている。主塔および側径間端部の橋脚は鋼製構造であり、基礎は杭基礎である。なお、地震による被害は報告されていない。

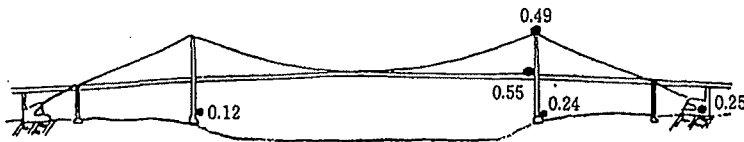
強震観測は、図 5.4.4 に示すように合計 26 箇所で行われている。最大加速度を示すと図 5.4.4 のとおりとなる。図 5.4.5 は、主要な観測位置における波形を示したものである。観測波形から見た各振動成分の振動特性は以下になる。

a) 橋軸方向

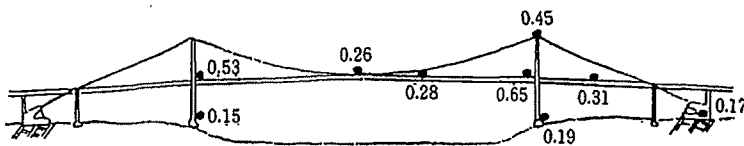
基礎位置の最大加速度は約 0.25 g であるが、補剛桁位置で 2.3 倍に、主塔頂部で 2 倍に増幅する。



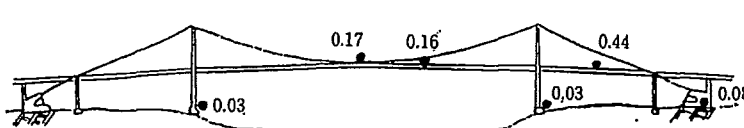
(1) 側面図



(2) 橋軸方向

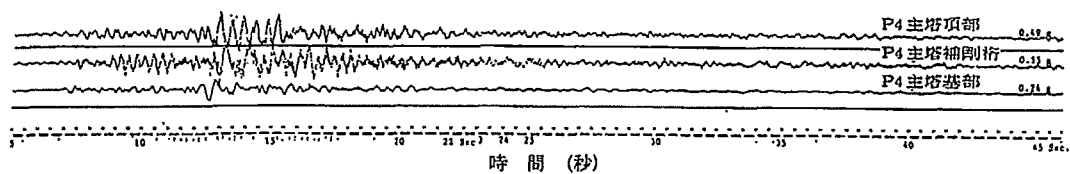


(3) 橋軸直角方向

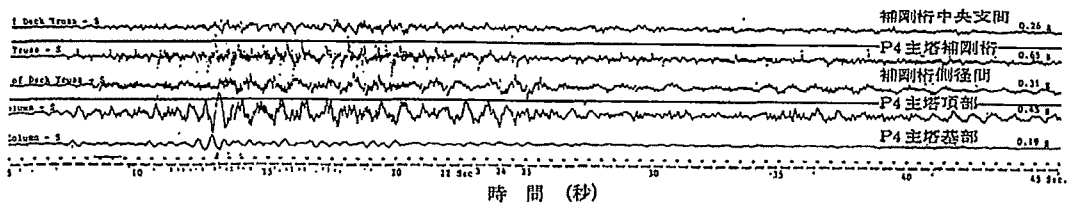


(4) 上下方向

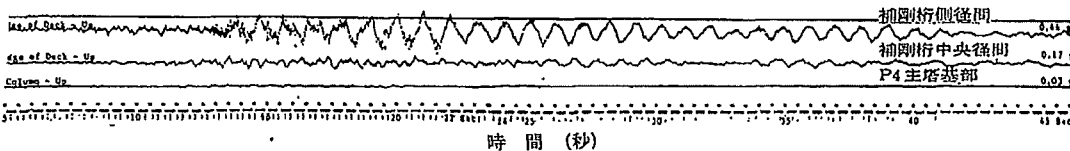
(単位: g)

図 5.4.4 ビンセント・トーマス橋における強震観測位置と最大加速度応答²⁴⁾

(1) 橋軸方向



(2) 橋軸直角方向



(3) 上下方向

図 5.4.5 ビンセント・トーマス橋で得られた強震記録²⁴⁾

主塔頂部よりも補剛桁位置で最大加速度は大きい。これは、主塔頂部の橋軸方向の変形は主ケーブルにより拘束されるため、補剛桁位置の振動が大きくなる振動モードが卓越するためと考えられる。

P4 主塔基部の振動波形をみると、時刻約 12.5 秒に大きな加速度が記録されており、これと同時に主塔および補剛桁の振動が大きくなっている。また、補剛桁位置と主塔頂部の加速度は、ほぼ逆位相になっている。振動の周期は約 0.5 秒である。

b) 橋軸直角方向

基礎位置における最大加速度は約 0.2 g であるが、主塔位置の補剛桁で 3.4 倍に、主塔頂部では 2.4 倍に大きくなる。橋軸方向と同様に補剛桁位置の方が主塔頂部よりも大きい。補剛桁については、最大加速度は中央支間中央部で 0.26 g、側径間中央部で 0.31 g となり、基礎位置に比較して 1.4～1.6 倍に増幅している。

P4 主塔基部および振動波形を見てみると、振動の主要動は橋軸方向の場合と同様に時刻約 12.5 秒から始まっている。主塔および補剛桁は約 1 秒の周期で振動している。主塔の波形は比較的なめらかであるが、補剛桁の振動には短周期成分も含まれている。補剛桁位置の最大加速度が 0.65 g と大きい。波形には衝撃的なスパイク状のものもみられる。

c) 上下方向

基礎位置における最大加速度は約 0.03～0.08 g と小さい。これが、補剛桁位置では、中央支間中央位置で 0.17 g に、側径間中央位置で 0.44 g に大きくなり、基礎上面に比較して 2～5.5 倍に増幅する。特に、側径間部の振動が大きい点が特徴的である。

振動波形を見てみると、基礎位置ではほとんど生じていない。補剛桁については、側径間部が周期約 1.5 秒でゆっくり振動している。この振動はなかなか収まらず、他の観測点の振動が小さくなっても揺れ続けており、減衰性能が小さいと推定される。

5.5 主要な道路施設の被害状況および復旧

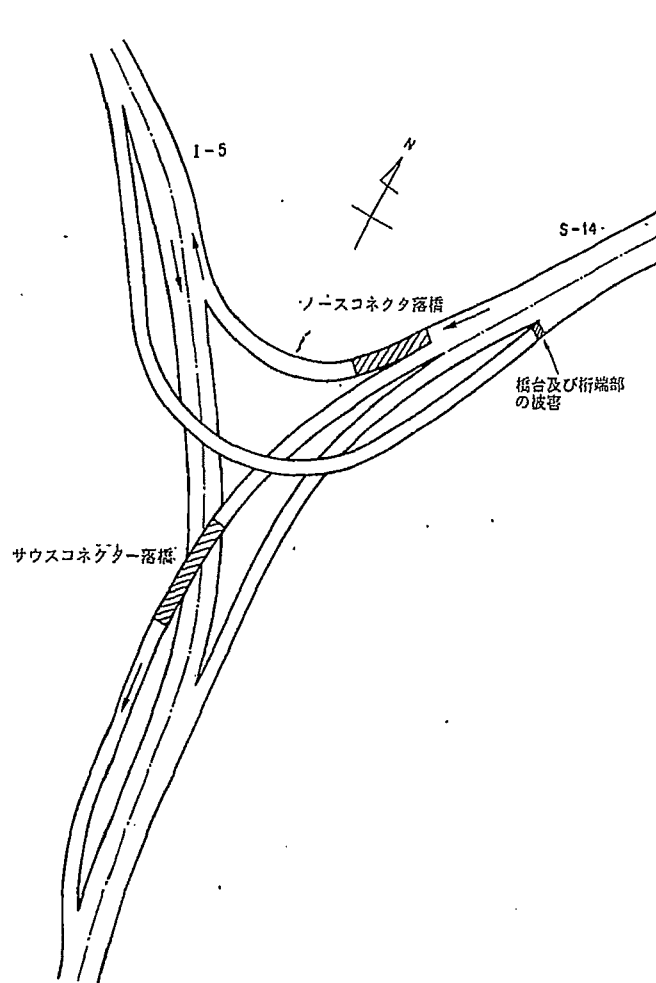
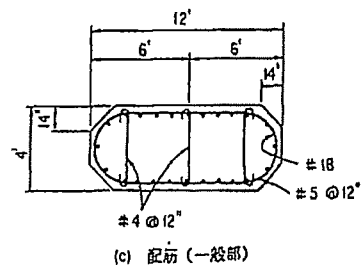
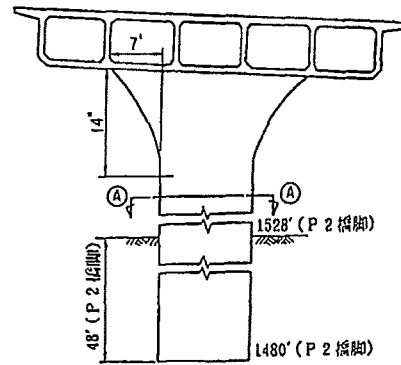
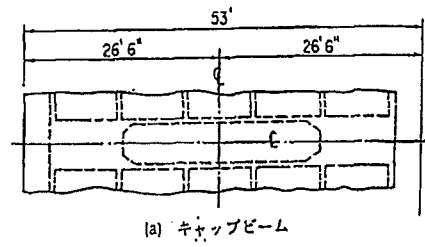
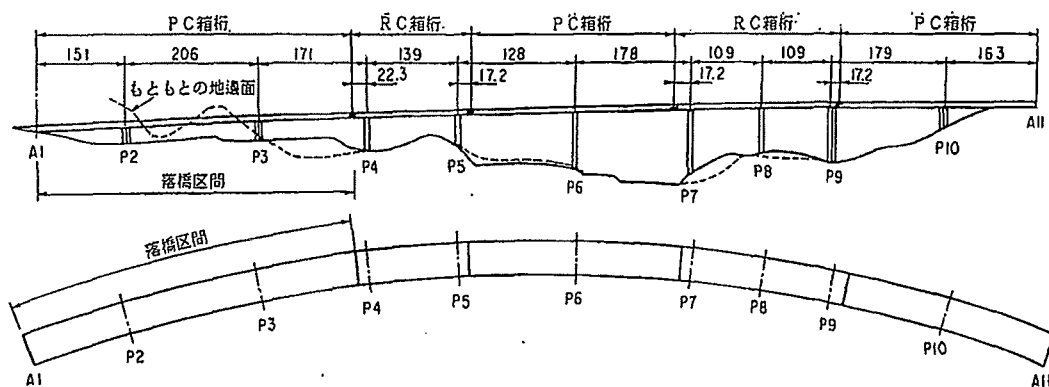
5.5.1 I-5/S-14 インターチェンジ・サウスコネクターの被害

(1) 橋の概要

I-5/S-14 インターチェンジは、図 5.5.1 に示すように I-5 と S-14 を結ぶもので、複雑に立体交差した多数の橋梁群から成っている。今回の地震では、サウスコネクターとノースコネクターの 2 橋が落橋したほか、橋台や桁、ヒンジ部等に大きな被害を生じた。

サウスコネクターは、S-14 の南行きから I-5 の南行き（ロサンゼルス方面）へとパスする全長 1 582 フィート（482 m）のランプ橋である。本橋は、図 5.5.2 に示すように 10 径間から成り、地震により南側の 3 径間が落橋した。

落橋した 3 径間は PC 箱桁橋であり、図 5.5.3 に示すようにカリフォルニア州の橋梁の大部分がそうであるように橋脚と桁は剛結されている。橋脚断面は 3.6 m×1.2 m～3.6 m×1.8 m の六角形である。橋脚頭部には景観等を考慮してフレアーが設けられている。橋脚には直径 58 mm（#18）の主鉄筋が 20 本～32 本配置されており、直径 13 mm（#4）の帯鉄筋が 30 cm 間隔で入っている。落橋防止装置として、桁間連結ケーブルが設けられていた。

図 5.5.1 I-5/S-14 インターチェンジの被害⁹⁾図 5.5.3 橋脚断面 (一般部)¹⁾図 5.5.2 サウスコネクターの被害¹⁾

(2) 被害特性

地震により最も南側の3径間部が落橋した。まず、橋台 A1 では、写真 5.5.1 に示すように橋台から欠け落ちて桁が落下した。橋台の縁端距離は約 75 cm であるが、ここには落橋防止装置は設けられていなかった。橋軸直角方向の過度な桁の移動を押さえるために、桁の両側に設けられているせん断キーの一方が破断した。

P2 橋脚は写真 5.5.2 に示すように完全に破壊した。橋脚頭部は、ほぼ橋軸方向に P3 橋脚側に数フィート移動したといわれている。

P3 橋脚は写真 5.5.3 に示すように倒壊せず、桁をパンチングシアアしたような特異な被害を生じた。橋脚には 1 cm 程度のクラックが橋軸面に生じたほかは大きな損傷を生じていない。写真から判断すると、橋脚頭部のキャップビームからずり落ちるようにして桁が落下している。キャップビームと桁を結ぶ鉄筋は非常に少ない。

写真 5.5.4 は、P3 橋脚と P4 橋脚間のヒンジ部を示したものである。ヒンジ部はせん断キーと 4 本の桁間連結ケーブルが設けられている。せん断キーは損傷しなかったが、桁間連結ケーブルは、いずれも写真 5.5.5 に示すように破断した。

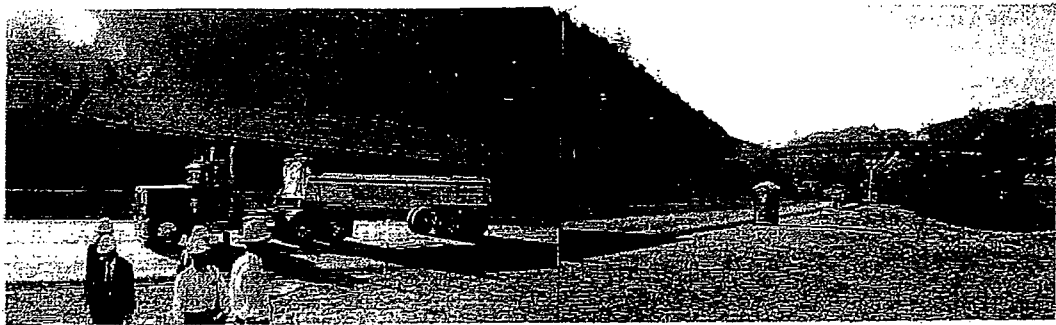


写真 5.5.1 サウスコネクターの落橋 (P3 橋脚およびこれからゲルバーヒンジ 2 までの区間はすでに撤去されている)¹⁾



写真 5.5.2 P2 橋脚付近の上部構造 (桁には、正の曲げモーメントによってクラックが入っており、プレストレスが抜けたことを示している。P2 橋脚は桁の下で完全に曲げせん断破壊している) (EERC による)



写真 5.5.3 特異な被害を生じた P3 橋脚 (キャップビームと桁を結ぶ鉄筋がほとんど認められない) (EERC による)



写真 5.5.4 ヒンジ2（ヒンジ部には全体に著しい被害は認められない。せん断キーにも被害は認められない）（P2～P3 橋脚間）²⁾

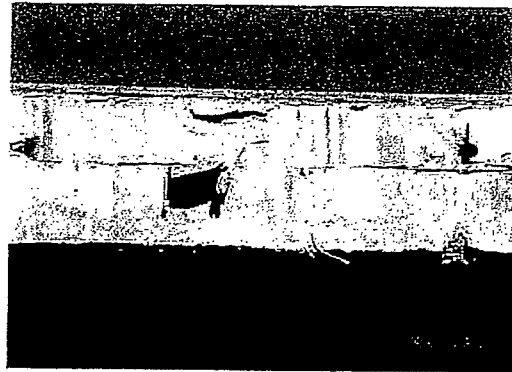


写真 5.5.5 桁間連結ケーブルの破断²⁾

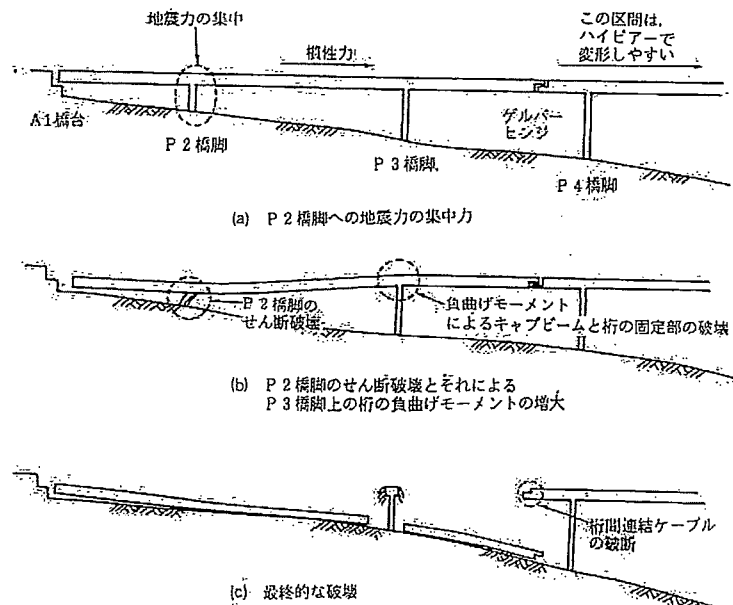


図 5.5.4 推定されるサウスコネクタの崩壊メカニズム²⁾

P4 橋脚では、周辺地盤との間に数 cm の隙間ができており、かなり大きく橋脚が振動したことを示している。

以上のような橋の特性および被害状況から判断すると、被害のメカニズムは、図 5.5.4 のとおりではないかと推定される。すなわち、地震力が作用して桁が橋軸方向に振動した際に、まず最も高さが低く剛性が高い P2 橋脚に地震力が集中し、せん断破壊を起こしたのではないかと考えられる。耐震設計で考慮されていた設計地震力が小さいために、曲げおよびせん断耐力はともに小さいと想定される。P2 橋脚の残留変位の向きから考えると、P3 橋脚側に大きな変位が生じ、最終的にせん断破壊した可能性が高い。このため、A1 橋台から桁がはずれ、桁が落下した。こうなると、カンチレバー状

に作用する桁の自重にともなって大きな負の曲げモーメントが P3 橋脚上に生じ、キャップビームと桁の固定部が破壊したのではないかと考えられる。P3 橋脚と P4 橋脚間のヒンジ部からの欠け落ちは、こうした一連の落橋と並行して、あるいはその結果生じたのではないかと推定される。

5.5.2 I-5/S-14 インターチェンジ・ノースコネクターの被害

(1) 橋の概要

ノースコネクターは、図 5.5.5 に示すように、S-14 の南行きから I-5 の北行きを結ぶ全長 460 m、幅員が 7.9~10.4 m の曲線部を有するランプ橋である。本橋梁は、支間長 29~60 m の 10 径間から成り、P2, P4, P6, P8 橋脚付近にヒンジを有しているため、橋軸方向に対して 5 つの振動単位から構成されている。ヒンジ部の桁掛かり長は約 35 cm である。設計年次は 1968 年であり、竣工は 1975 年である。

1971 年のサンフェルナンド地震発生時には、A1 橋台から P8 橋脚近傍にあるヒンジ部まで（全体の約 80%に相当）が完成していたが、ヒンジ部を中心に軽微な損傷が生じた。また、P2 橋脚周辺地盤では、橋脚が約 5 cm 移動した痕跡もあった。1972 年に P10 橋脚、A11 橋台および P8 橋脚付近のヒンジ部から A11 橋台に至る上部構造の建設が再開されたが、このとき、各ヒンジ部には新たに桁間連結ケーブルが設置された。

上部構造形式は、A1 橋台から最初のヒンジまでと、2 つ目のヒンジから 3 つ目のヒンジまでの区間が PC 箱桁であり、その他の区間が RC 箱桁である。ただし、最初のヒンジから 2 つ目のヒンジまでの区間では、活荷重に対する補強のため、ポストテンションによりプレストレスが付与されている。

橋脚は、図 5.5.6 に示すように、2.4×1.2 m の小判型に近い 8 角形断面を有する一本柱型式であり、その高さは、本ランプ線区間において 7.6~23 m まで変化している。断面には、直径 57 mm の主鉄筋

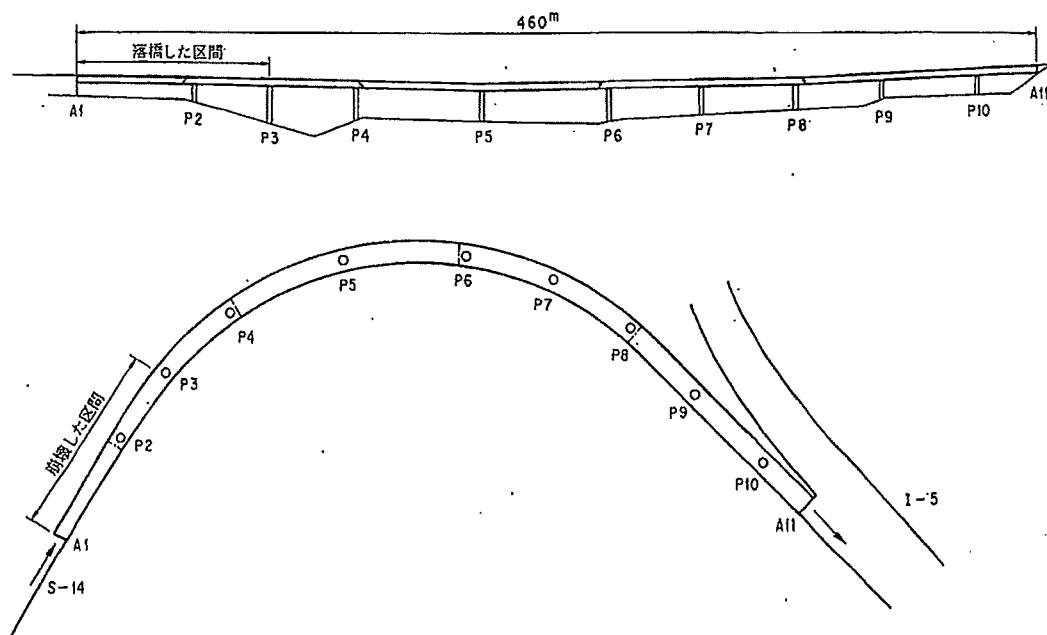
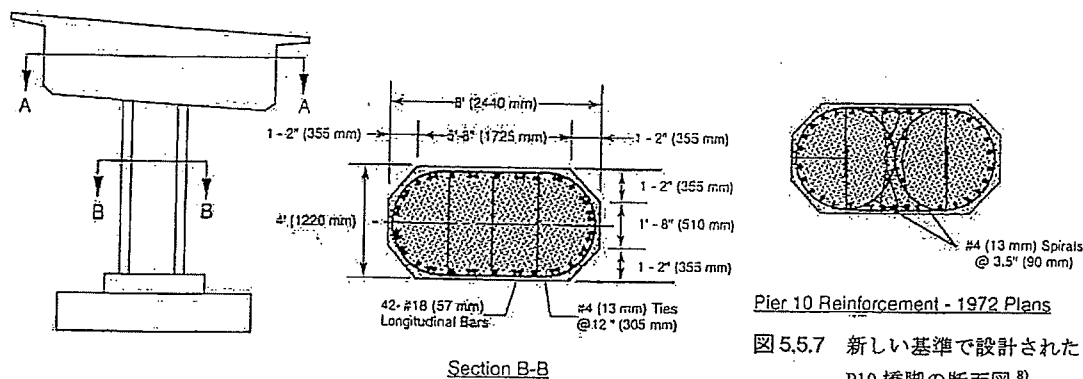


図 5.5.5 I-5/S-14 インターチェンジ・ノースコネクター¹⁾

図 5.5.6 崩壊した P2 橋脚の断面図¹⁾

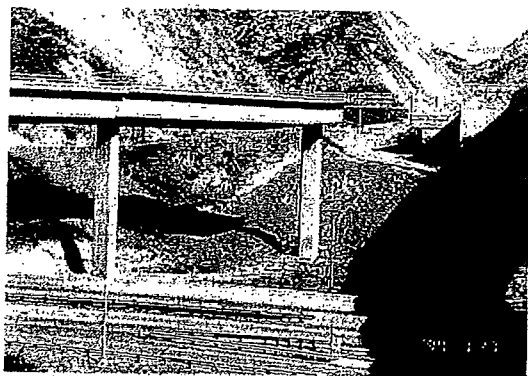
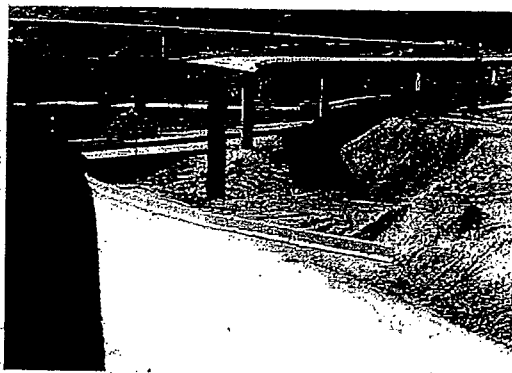
が 42 本配筋され、直径 13 mm の帯鉄筋が 30.5 cm 間隔で入れられている。基礎形式は、P3 および P5 橋脚が杭基礎であり、他の橋脚は直接基礎である。

ここで注目されるのは、サンフェルナンド地震後に建設された P10 橋脚のみは新しい設計基準が適用されたため、図 5.5.7 に示すようにスパイラル筋の設置間隔が 90 mm と密になっており、また、拘束効果を高めるために 2 断面に分割した円形スパイラルを採用している点である。図 5.5.6 と図 5.5.7 を比較すれば、サンフェルナンド地震前後における橋梁の耐震設計基準の違いが容易に理解できる。

(2) 被害特性

地震により P2 橋脚が破壊し、A1 橋脚から P3 橋脚までの 2 径間が落橋した。写真 5.5.6 および写真 5.5.7 は、落橋した区間の状況を示したものである。写真 5.5.8 に示すように、A1 橋台にはせん断キーが設けられていたが、損傷は確認されなかった。これは、橋梁の振動が橋軸方向に発生したことを示すものである。

P2 橋脚から P4 橋脚で構成される振動単位は、本ランプ線の中で最も不安定な構造であり、P2 橋脚は P3、P4 橋脚と比較して高さが、それぞれ 15.8 m、12.8 m も低い。このため、P2 橋脚は P3、P4 橋

写真 5.5.6 落橋したノースコネクターの A1 橋台から P3 橋脚間（左側の P4 橋脚付近のゲルバーヒンジ部で桁が振動した痕跡がある）²⁾写真 5.5.7 落橋した A1 橋台から P3 橋脚間²⁾

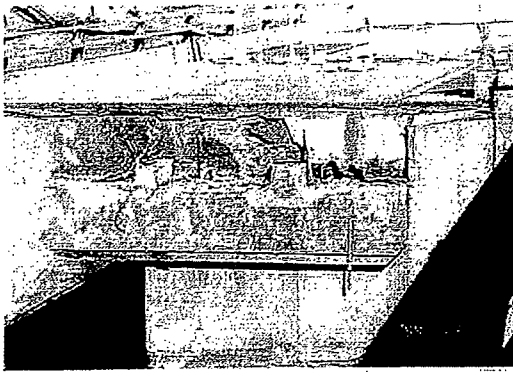
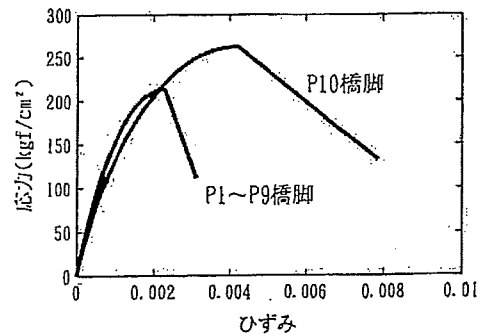
写真 5.5.8 A1 橋台と損傷していないせん断キール²⁾

図 5.5.8 推定されるコンクリートの応力～ひずみ特性の比較

脚よりも相対的に剛性が高くなり、橋桁に水平地震力が作用すると P2 橋脚に地震力が集中しやすくなる。さらに、もともと小さい地震力で設計されていたことが重なって P2 橋脚がせん断破壊したものと推定される。この P2 橋脚の破壊に伴って、P3 橋脚上の桁の負の曲げモーメントが増大し、RC 箱桁が折損し、崩落したものと考えられる。P4 橋脚付近のヒンジ部には、写真 5.5.6 に示すように桁が大きく振動した痕跡が確認される。ここでは、桁間連結ケーブルが有効に機能したために、かろうじて落橋を免れることができた。

ところで、前述のとおり、本ランプ線には 10 基ある橋脚のうち、P10 橋脚のみがサンフェルナンド地震後に新しい基準を適用して設計されたものであった。そこで、コンクリートの強度および初期弾性係数を、それぞれ、 210 kgf/cm^2 、 $2.35 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、帯鉄筋の降伏強度を 3000 kgf/cm^2 と仮定し、P1～P9 橋脚および P10 橋脚のそれぞれの断面におけるコンクリートの応力～ひずみ関係を、文献 25) で提案される拘束効果を考慮したモデルを適用して推定した。その結果を図 5.5.8 に示す。これより、P1～P9 橋脚の配筋では、最大圧縮応力後急激な耐力の低下が予測され、十分な拘束効果が得られないことがわかる。帯鉄筋間隔が 30 cm の場合には、主鉄筋の著しい座屈とともにコアコンクリートが剥落し、圧縮耐力が急激に失われることは、文献 25) に示される実験結果からも明らかとなっており、P1～P9 橋脚は帯鉄筋による拘束度が不適切と言える。一方、P10 橋脚の断面では、効果的なスパイラル筋の配筋により、コンクリートの最大圧縮強度で P1～P9 橋脚の約 1.23 倍、文献 25) で定義されている終局ひずみでは約 2.5 倍とそれぞれ大きくなっており、また、ひずみ軟化域での下降勾配も低減していることがわかる。したがって、P10 橋脚は他の橋脚と比較して大きな変形性能を有しているものと推定される。

(3) 復旧

I-5/S-14 インターチェンジは、今回の地震を契機としてすべて撤去、新設されることになった。撤去工事は、1994 年 2 月 11 日に契約され、35 日間で完了した。ブレーカーによって桁の半分の断面を撤去した後、写真 5.5.9 に示すように、爆破によって残りの断面を壊した。新橋の約半分の新設は、1994 年 6 月 28 日に完成した。また、残りの約半分は同年内を完成目標に工事が行われている。

写真 5.5.9 爆破を用いた橋梁の撤去^り

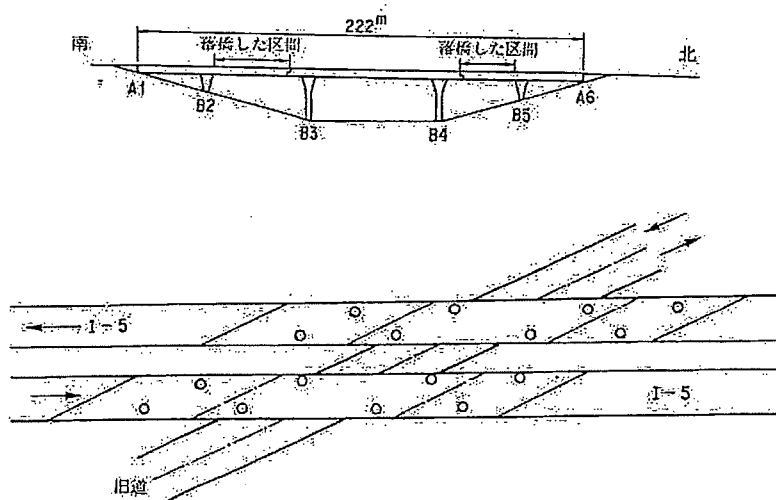
5.5.3 I-5 ガビン・キャニオン橋の被害

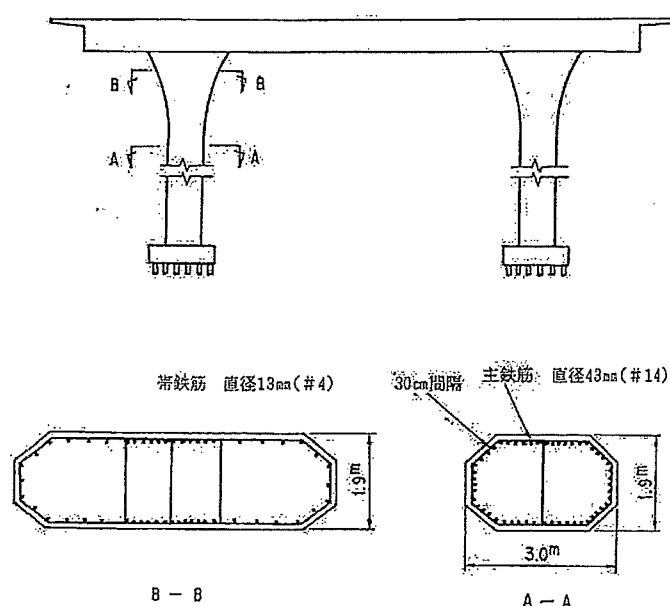
(1) 橋の概要

ガビン・キャニオン橋は、I-5/S-14 インターチェンジの 3 km 北に位置し、図 5.5.9 に示すように旧道が走る峡谷に架かる延長約 222 m の橋梁であり、1955 年に建設された。

この橋梁は、北行き・南行きの 2 橋からなり、幅員は約 20 m で、谷を斜めに横切るため 66 度の斜角を有している。橋梁は 5 径間で南から 2 径間目と 4 径間目にヒンジが設けられており、桁掛かり長は約 20 cm である。

上部構造は、ヒンジを境に両サイドの部分が RC 箱桁橋、中央の部分がポストテンション PC 箱桁橋である。橋脚は図 5.5.10 に示すように上部に広がりを持つ 3 m × 1.9 m の 8 角形のコンクリート橋脚 (2 本柱) で、桁と剛結されている。橋脚の主鉄筋は直径 43 mm (#14) で、帯鉄筋は直径 13 mm (#4) が 30 cm 間隔で配置されている。橋脚位置の地盤条件は砂質土および砂礫で、基礎は杭長約 6 m の鋼 H 杭基礎である。

図 5.5.9 ガビン・キャニオン橋一般図^り

図 5.5.10 橋脚構造図¹⁾

なお、1974年にヒンジ部に桁間連結ケーブルを設置する耐震補強が行われている。

(2) 被害特性

地震により写真 5.5.11 および写真 5.5.12 に示すように 2 径間目と 4 径間目の桁が崩壊し、落橋した。中央部の PC 桁部は南行き、北行きの両橋とも被害はなく、橋脚にも被害は生じていない。

桁の崩壊の原因は、地震により大きな水平変位が生じ、桁が掛け違い部からはずれ片持ち梁の状態になり、桁がその荷重に耐えられなくなったため橋脚付近で曲げ破壊を起こしたためと推測される。桁が掛け違い部からはずれた理由としては、桁掛かり長が約 20 cm と小さいことに加え、設計地震力が小さいため中央の桁を支える P3, P4 橋脚の断面が小さく水平方向にたわみやすい構造であったこ



写真 5.5.10 ガビン・キャニオン橋の被害状況 (Caltrans による) (高速道路上から見た落橋箇所。5 径間のうち 2 径間目と 4 径間目の桁が落橋した)



写真 5.5.11 ガビン・キャニオン橋の被害状況 (EERC による) (中央の PC 桁部の状況。南行き、北行きとも被害はなかった。橋脚にも被害は生じていなかった)

とがあげられる。

この橋には、ヒンジ部に桁連結用のケーブルが設置されていたが、地震によって桁が掛け違い部からはずれたためにケーブルが破断したかあるいはケーブルを固定する横桁（ダイヤフラム）から抜け出したのではないかと推定される。

(3) 復旧

復旧は、カリフォルニア州交通局によって地震後直ちに開始された。被害を受けた橋は峡谷に架かる橋であることから撤去に要する時間を短縮するためにダイナマイトによる爆破が用いられた。

新しい橋梁は3径間連続PC箱桁で、斜角も66度から45度と小さくなっている。また、支間長が長くなったため、橋脚の柱数は3本となっている。新しい橋脚は2.1m×2.1mの正8角形で、橋脚の主鉄筋は直径43mm（＃14）で、帯鉄筋は直径25mm（＃8）が12.5cm間隔で配置されている。

復旧工事は1月29日に130日の工期で契約された。3月上旬には、写真5.5.13～写真5.5.15に示すようにすでに新しい橋梁の橋脚を建設し始めており、橋梁部は予定工期よりも33日間早い5月5日に完成した。前後の工事の関係で、南行きは平成6年5月17日に、また北行きは平成6年5月18日に供用開始した。



写真 5.5.12 ガビン・キャニオン橋の復旧工事の状況
（旧道からみた南側の橋脚、橋台の復旧工事の状況。新設橋脚の柱数は3本となっていた。旧道はI-5の迂回路のため交通量が多かった）¹⁾

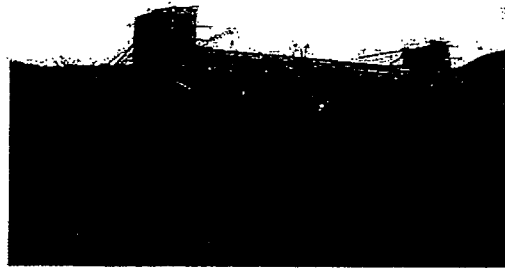


写真 5.5.13 ガビン・キャニオン橋の復旧工事の状況
（橋台の構築には木製の型枠が使用されていた）¹⁾



写真 5.5.14 ガビン・キャニオン橋の復旧工事の状況
（旧道からみた北側の橋脚、橋台の復旧工事の状況。8角形のRC橋脚の構築には鋼製の型枠が使用されていた）¹⁾

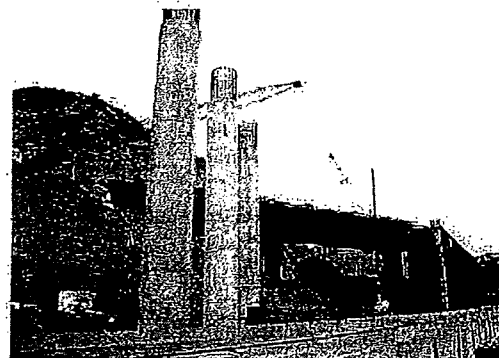


写真 5.5.15 ガビン・キャニオン橋の復旧工事の状況
（新設橋脚の工事が完了し、上部のPC桁工事の支保工の組立てが行われていた）¹⁾

5.5.4 I-10 フェアファックス/ワシントン地区の高架橋の被害

(1) 橋の概要

フェアファックス/ワシントン地区の高架橋は、図 5.5.11 に示すように I-10 がワシントン大通りとフェアファックス通りを横過する箇所に設けられた延長約 173 m の PC 連続箱桁橋（多室箱桁）である。

上部構造は、東行き、西行きそれぞれ 4 車線の上下線分離型式で、東行きは 7 径間、西行きは 8 径間、支間長は約 14~34 m である。桁は P3~P4 橋脚間の P4 橋脚近傍において、掛け違いのヒンジ構造になっており、落橋防止ケーブルで桁同士が連結されている。掛け違い部の桁掛かり長は約 15 cm である。

橋の幅員は、西行きが約 22 m、東行きが約 22~33 m であり、橋の西側が東側に比べやや拡張されている。

下部構造のうち、橋台に近い橋脚（P2 および P7）は鉄筋コンクリート壁式であるが、その他の橋脚（P3~P6）は直径 1.22 m (4 ft) の鉄筋コンクリート製円形断面柱である。橋脚数は橋軸直角方向に西行き 4 本、東行き 3~4 本である。橋脚と上部構造との連結は、壁式橋脚では上下端ともヒンジ結合、円形橋脚では剛結されており、橋台では鋼製ロッカー支承（高さ約 15.2 cm）が設けられている。

基礎は、東西両橋台は堆積土上の直接基礎であり、橋脚は直径 40.6 cm (16 インチ)、長さ 6.1~7.6 m の場所打ち杭である。

本橋は斜橋であり、西側橋台はほぼ橋軸線に直角であるが、東側橋台は橋軸線と約 47 度の角度をなしている。

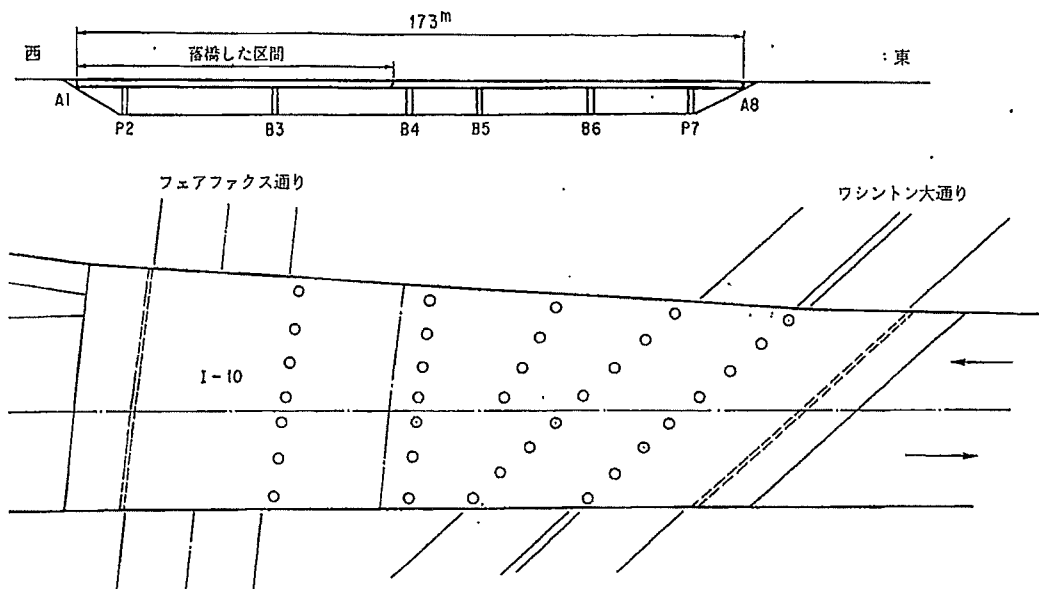


図 5.5.11 I-10 フェアファックス/ワシントン地区の高架橋の一般図（圧壊した橋脚は P3、せん断ひび割れを生じた橋脚は P4 である）¹⁾

設計は1962年、竣工は1964年で、耐震設計法が大きく改善された1971年以前の橋梁である。ヒンジ部の落橋防止ケーブルは、1974年に耐震補強のために設置されたものである。

(2) 被害特性

本橋は震央の約27 km (17マイル) 南東に位置する。橋の北西約6.4 km (4マイル) の段丘堆積土上に設置された地震計 (CSMP 強震観測点 No.24389) は、約10秒の強震を記録し、最大水平加速度は東西方向で0.27 g、南北方向で0.24 gであった。

地震により、最初に2径間部の橋脚 (P3 橋脚) 頭部において圧壊が生じ、そのため上部工が橋脚位置において約3 m下がった (1.5 m という説もある)。東行き車線の上部工は、落橋防止ケーブルが切れて落橋に近い状態となったが、西行き車線の上部工は、写真 5.5.16 に示すように支間中央付近で桁が折れたものの掛け違い部ははずれず、落橋防止ケーブルでかろうじて落橋を免れた。この橋桁の沈下のため、橋台 (A1) の支承が約1.5 m 浮き上がった。

P3 橋脚は、写真 5.5.17 に示すように完全に圧壊し、主鉄筋はすべて曲がり、コンクリートが周辺に飛び散っている。橋脚の配筋図は図 5.5.12 に示すとおりである。主鉄筋としては直径35 mm (#11)、スパイラル筋としては直径13 mm (#4) の異形鉄筋が用いられていた。スパイラル筋の間隔は橋脚

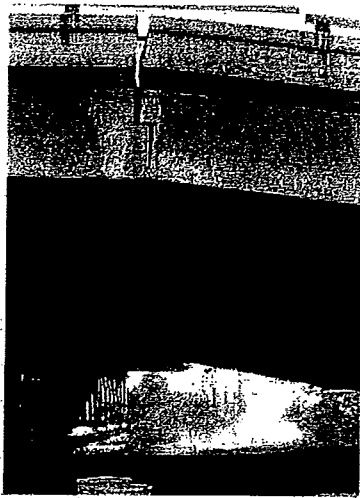


写真 5.5.16 桁掛け違い部の状況 (P3 橋脚と P4 橋脚との間の掛け違い部には、桁間連結ケーブルが設置されていたため、桁が完全に落下するのを防ぐことができた)²⁾

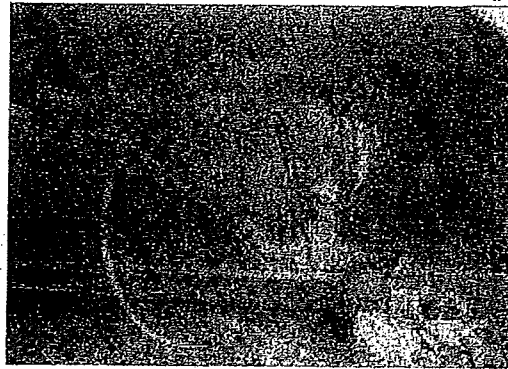
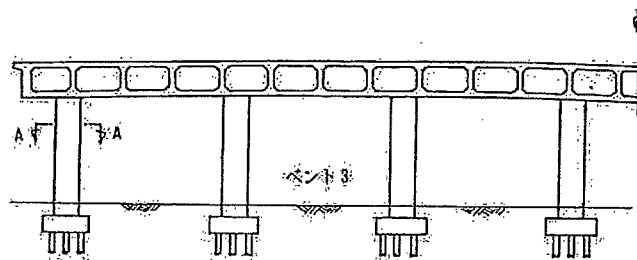


写真 5.5.17 P3 橋脚の被害 (橋脚上部でコンクリートが崩壊し、帯鉄筋が少なかったため主鉄筋が大きく外方向に座屈した)²⁾



主鉄筋 直径35mm (#11)

帯鉄筋
直径13mm (#4) 30cm間隔

A-A

図 5.5.12 橋脚の配筋図¹⁾

の全高にわたって30.5 cm (12 インチ) であり、重ね継手が用いられていた。主鉄筋の鉄筋量は、橋脚の断面積に対して1.0～5.3%である。また、P2 橋脚にはせん断ひび割れが生じており、その他上部工との剛結部で曲げ破壊と思われるような破壊形状を示していたものも認められた。

東行き P3 橋脚のフーチングを掘削し調査した結果、フーチング、橋脚基部および基礎杭には損傷は認められなかったとのことである。

P3 橋脚の崩壊は、1962 年の設計のため設計地震力が現行と比較して小さく設定されていたことが主な原因と考えられる。せん断耐力を上回る水平力が作用し、まず橋脚のコンクリートがせん断破壊し、次いで拘束が少なくなった鉛直方向主鉄筋が、上部工の重量を支えきれずに一気に座屈し、外側へはらみ出したと考えられる。

P4 橋脚では、写真 5.5.18 に示すようにせん断ひび割れが認められた。

なお、ヒンジ部より東側の橋梁では橋脚にひび割れが発生したが、西側のような大きな被害は生じなかった。この理由は、本橋は多数の脚柱で支持されており、脚柱の基部がピンになっていたためであると推定される。

ヒンジ部において東西両方の桁を連結している落橋防止ケーブルは、十分に機能し、桁の落下を防止したと考えられる。

(3) 復旧

I-10 の交通量は全米でも有数である。落橋部分の撤去および迂回路の工事は、カリフォルニア州交通局により地震の翌日から行われ、新しい橋梁の復旧工事は、2月5日より140日の工期で実施されている。

復旧作業は迅速で、地震発生から約36時間後に建設省の調査団が現地入りしたが、すでに落橋部分の撤去作業がかなり進められていた。撤去作業は、大型ブレーカーで落橋した桁を細かく破碎した後、パワーショベルで大型トレーラーに積み込み、搬出するという方法である。この方法はその他の



↑写真 5.5.19 復旧工事（新設の RC 橋脚の工事である。橋脚にはコンクリート養生のため、白いシートがかけられている）¹⁾



←写真 5.5.18 P4 橋脚の被害せん断破壊（橋脚にせん断ひび割れが生じた。帯鉄筋の間隔は30 cmで、主鉄筋に比較して明らかに帯鉄筋が少ないのがわかる）²⁾

落橋現場でもしばしば見られた。周辺一帯は警察が立ち入り禁止区域として警戒を行っていた。

新しい橋梁は、PC 5 径間連続ポストテンション箱桁橋で、橋脚は直径 1.2 m のコンクリート製円形断面橋脚である。橋脚の主鉄筋は直径 32 mm (#10)、帯鉄筋は直径 19 mm (#6) のスパイラル筋が上下間隔 7.5 cm で配置されている。基礎は直径 1.8 m の場所打ちコンクリート杭である。

3 月上旬には、写真 5.5.19 に示すように新しい橋台や橋脚が立ち始め、予定工期よりも 74 日間も早い 4 月 12 日に開通した。

5.5.5 I-10 ラシェネガ／ベニス地区の高架橋の被害

(1) 橋の概要

ラシェネガ／ベニス地区の高架橋は、図 5.5.13 に示すように、I-10 がラシェネガ大通りとベニス大通りを通過する区間に架設された橋梁である。フェアファックス／ワシントン地区の高架橋被害地点から西方に 300 m～400 m 程度離れた場所に位置し、震央距離は約 25 km である。

本線（8 車線）の高架橋は、図 5.5.14 に示すように道路中央部で目地によって構造的に分離された 2 つの斜橋（東行きと西行きの橋梁）から構成されている。上部構造は 15 m～35 m 程度の支間長を有する 9 径間の RC 箱桁橋で、幅員は西行きの橋梁では約 21 m、東行きの橋梁では約 21 m～25.5 m となっている。また、西側から 3 径間目と 6 径間目には、桁掛かり長が約 15 cm のヒンジが設けられており、1978 年に桁間連結ケーブルによる補強がなされている。

橋脚は、橋台近くの壁式橋脚（P2 橋脚、P9 橋脚）を除き、図 5.5.15 に示すような直径 1.2 m の鉄

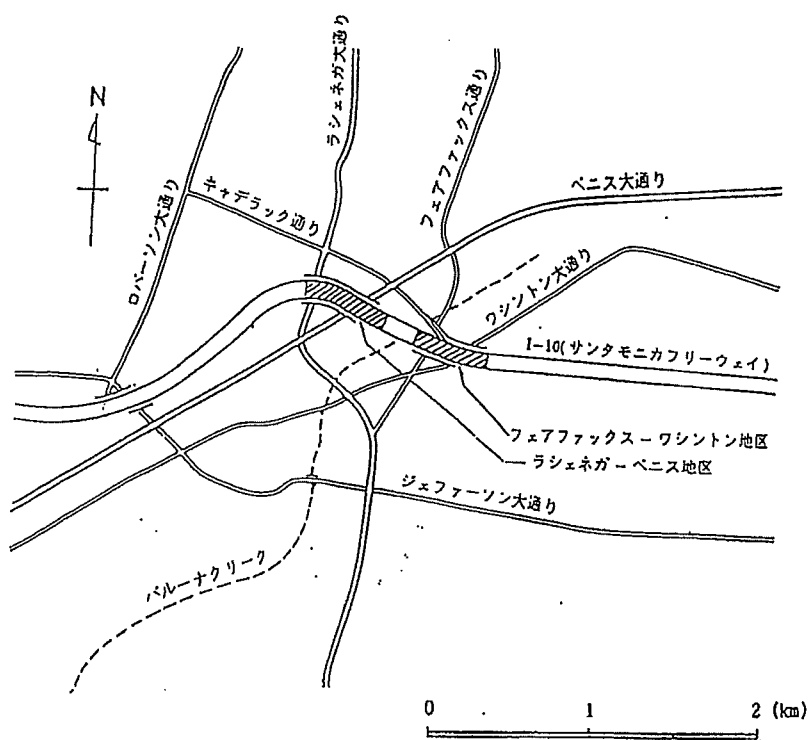
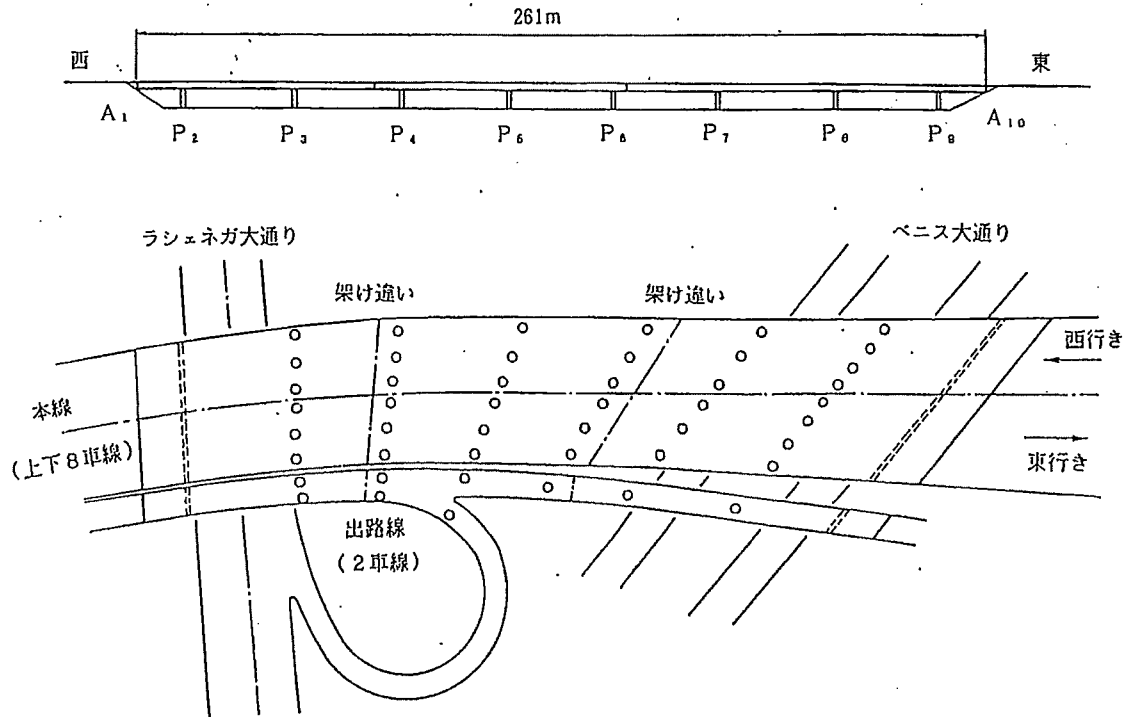
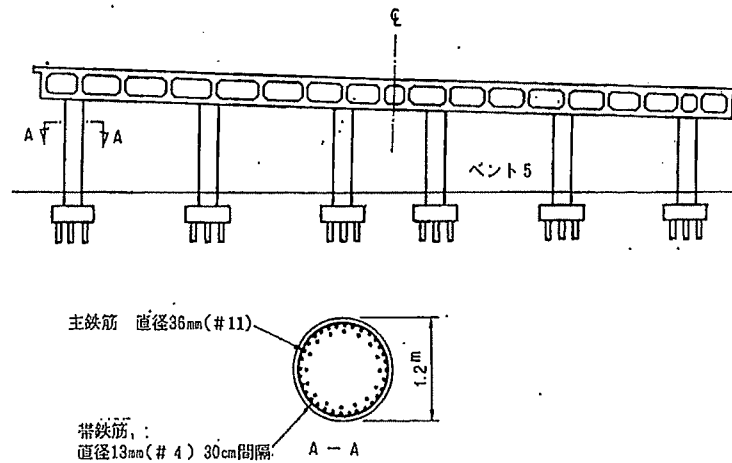


図 5.5.13 I-10 ラシェネガ／ベニス地区高架橋の架設位置²⁾

図 5.5.14 I-10 ラシェネガ/ベニス地区高架橋の一般図¹⁾図 5.5.15 橋脚¹⁾

筋コンクリート製円形脚柱 (1 橋脚あたり 3 ないし 4 本の脚柱) から構成され、RC 箱桁下面に剛結された構造となっていた。なお、基礎としては杭基礎が採用されており、深さ 21 m までボーリング調査を実施した結果、架橋地点付近の地盤は砂利混じりのシルト質砂層であった。

本橋は 1962 年に設計されて 1964 年に竣工した。したがって、1971 年に発生したサンフェルナンド地震以前の旧耐震設計基準に基づく典型的な橋梁の一つであり、耐震補強プログラムによる補強工事も予定されていたが、その矢先に今回の地震により被害を受けた。

(2) 被害特性

写真 5.5.20 は、ラシェネガ大通り側から見た P3 橋脚の被害状況を示したものである。6 本の脚柱のうち、南側 2 本の脚柱が大きく破壊し、東行きの橋梁（写真の右側）が 2 m 程度沈下して下にあった倉庫のコンクリートブロック壁に支えられ、かろうじて完全な落橋を免れている。写真 5.5.21 は破壊した橋脚の一つを示したものである。主鉄筋としては直径 39 mm の鉄筋が用いられていたのに対し、帯鉄筋としては直径 13 mm の鉄筋が 30 cm ピッチとごくわずかしに配置されていなかった。1971 年以前の基準で設計された橋脚は、コンクリート断面に対して主鉄筋比が高く、帯鉄筋はごくわずかしに配置されていない。このような橋脚は、せん断力に対して主鉄筋の変形を拘束できないため、極めて脆性的な破壊に至りやすい。すなわち、本橋における崩壊は、地盤条件が悪かったことや斜橋であったことなども複雑に影響していると思われるが、本質的には帯鉄筋が少なかったことから脚柱頭部での曲げ破壊がせん断破壊に移行して主鉄筋が座屈し、桁の重量を支持できなくなったことに起因すると考えられる。

一方、写真 5.5.22 は被害を受けた P6 橋脚の一つを示したものであるが、本橋脚には同一区間の橋

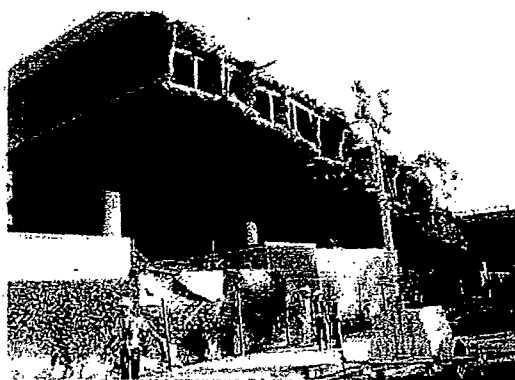


写真 5.5.20 I-10 ラシェネガ/ベニス地区高架橋（手前がラシェネガ大通り）²⁾



写真 5.5.21 P3 橋脚の被害状況²⁾



写真 5.5.22 P6 橋脚の被害状況²⁾

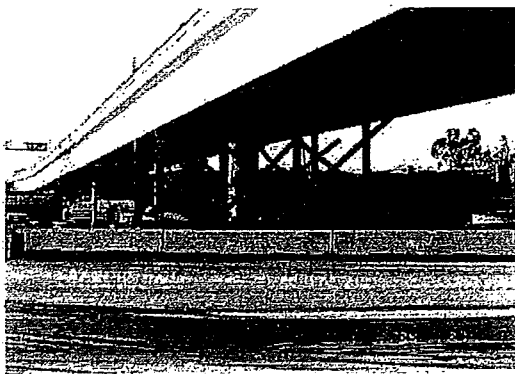


写真 5.5.23 出路橋橋脚の被害状況（橋脚にせん断ひび割れが入り、木製の支保工で仮受けされているが、落橋には至っていない）²⁾

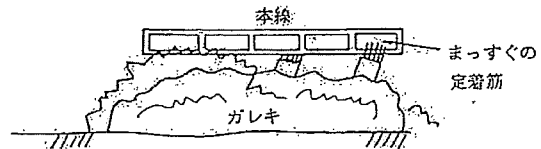


図 5.5.16 P7 橋脚での被害スケッチ²⁾

梁であるにもかかわらず直径 58 mm もの太径鉄筋が主鉄筋として採用されていた。帯鉄筋は直径 16 mm、ピッチは 30 cm と同様にごくわずかしに配置されていないが、主鉄筋まわりのコンクリートは鉄筋から完全にはがれ落ちた状況を呈している。主鉄筋にこのような太径鉄筋を採用した場合、鉄筋へのコンクリートの付着が十分でないとも考えられ興味深い。

また、解体中の橋脚頭部に着目すると、主鉄筋は図 5.5.16 に示すようにまっすぐ上方に伸びており、上部構造に定着させるための折り曲げ加工は施されていない。なお、2 車線を有する出路（オフランプ）橋は本線橋と同形式の橋脚で桁を支持した構造であるが、写真 5.5.23 に示すように被害は認められるものの、本線橋のような破壊には至っていない。この理由として、出路橋の橋脚には主鉄筋が過度に配置されておらず、変形性能が大きかったためと考えられる。

(3) 復旧

I-10 は 1 日約 30 万台もの自動車を利用する大幹線である。復旧工事はカリフォルニア州交通局によって被災から約 3 時間後に開始され、11 日目には上下部工の撤去作業を完了している。

カリフォルニア州知事の行政命令により緊急工事については契約を短期間で締結できるようになったため、迅速な対応が実施されている。この契約方式で発注された新しい橋梁は、最新の耐震設計基準を適用した 6 径間ポストテンション PC 箱桁橋であり、各橋脚はそれぞれ直径 1.65 m のコンクリート製円形脚柱から構成されている。また、脚柱の主鉄筋は直径 36 mm であり、帯鉄筋としては直径 19 mm の鉄筋を 11.3 cm 間隔で密に配置することとしている。なお、基礎は直径が 2.1 m の場所打ちコンクリート杭で橋脚と一体構造になっている。

復旧工事は 1 日 24 時間、1 週 7 日体制で行われ、契約期間（140 日間）よりも 74 日も早く完了し、1994 年 4 月 12 日に開通することとなった。その結果、ラシェネガ／ベニス地区とフェアファックス／ワシントン地区の高架橋建設を担当した業者は、請負金額 1 490 万ドルに加えて 1 480 万ドル（1 日あたり 20 万ドル）の報奨金を得た。

5.5.6 S-118 ミッション／ゴシック地区の高架橋の被害

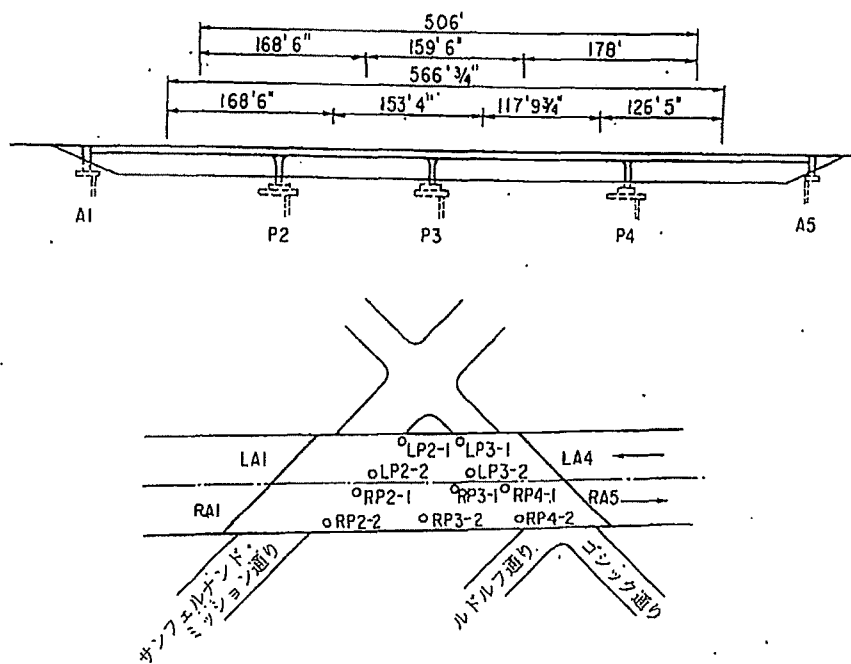
(1) 橋の概要

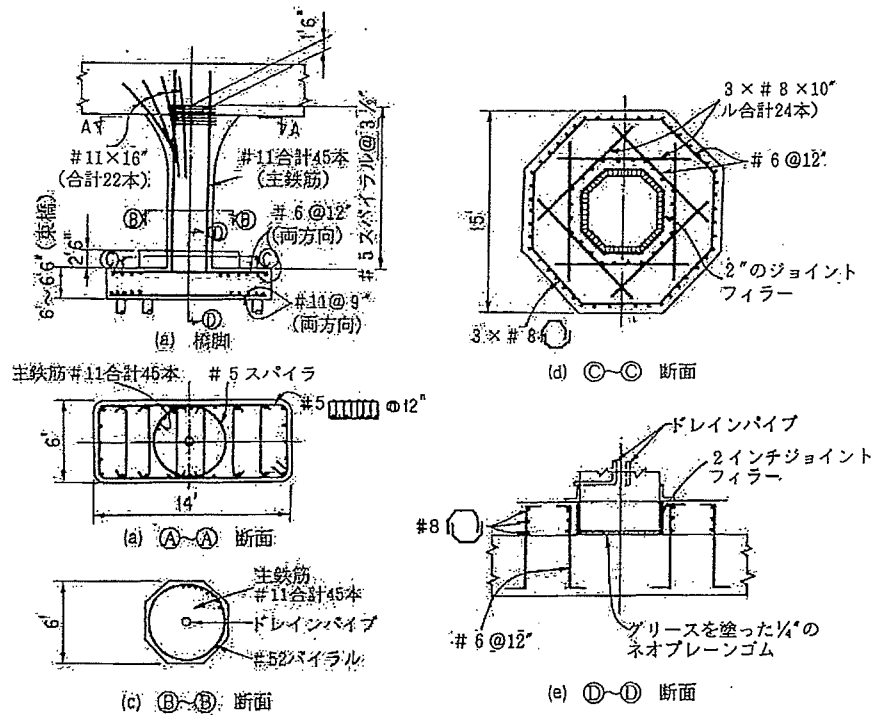
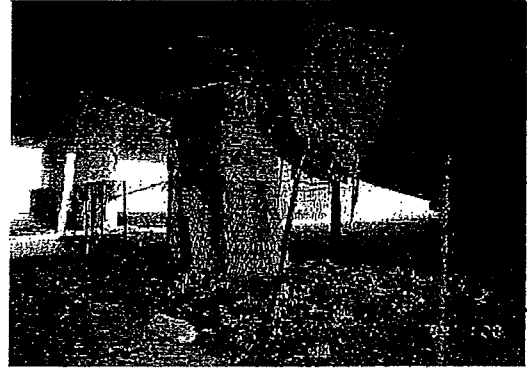
ミッション／ゴシック地区の高架橋は、S-118 がサンフェルナンドミッション大通りとゴシック通りを横過する位置にある。図 5.5.17 に示すように、上下線分離されており、橋長 152 m の 3 径間橋（西行き）と橋長 170 m の 4 径間橋（東行き）から構成される。幅員はいずれも 18.2 m である。本橋は、1973 年に設計され、1976 年に竣工している。したがって、1971 年のサンフェルナンド地震以後の設計となるが、基本的には 1971 年以前の旧耐震設計法によって設計されている。ただし、スパイラル筋を用いる等、部分的に現在の新しい設計法が取り入れられており、新旧設計法の過渡期の設計となっている。

上部構造はPC 箱桁であり、両端に約 45 度の大きな斜角がある。橋脚は、図 5.5.18 に示すように、1 辺が 1.8 m の 8 角形で、上部にフレアが設けられている。橋軸直角方向には 2 本の橋脚で支持されており、桁の幅員に比較してきわめて橋脚断面が小さい。主鉄筋の直径は 39 mm で、さらに直径 15 mm のスパイラル筋が 8.75 cm 間隔で配筋されている。フレア部は、上記の配筋のまわりをさらに直径 36 mm の異形鉄筋で補強し、直径 15 mm の帯鉄筋が 30 cm 間隔で配置されている。なお、基礎形式は杭基礎である。

(2) 被害特性

東行きの4径間連続橋のうち、写真 5.5.24 に示すように2径間部分が落橋し、他の箇所も橋脚に大被害を生じた。写真 5.5.25 は、RP2-1 橋脚の被害を示したものである。フレアーの付け根で生じた損傷が進展して破壊に至っていることがわかる。写真 5.5.26 および写真 5.5.27 は、それぞれ RP3-1 および RP3-2 橋脚の被害を示したものである。これらもフレアーの付け根で生じた被害が進展して崩壊に

図 5.5.17 S-118 ミッション／ゴシック地区の高架橋¹⁾

図 5.5.18 橋脚の断面図¹⁾写真 5.5.24 落橋した東行き 2 径間部分²⁾写真 5.5.25 RP2-1 橋脚の被害(軸が完全にずれ、全く耐力を失っている)²⁾

至ったことを示している。

一方、西行き 3 径間連続橋は落橋には至らなかったが、写真 5.5.28～写真 5.5.30 に示すように、橋脚に大被害が生じた。LP2-1 や LP2-2 橋脚には、脚頭部から斜め方向にせん断クラックが生じており、かぶりコンクリートが剥離している。これは損傷の初期の段階(ただし、この段階ではすでに最大耐力は越している)で、これが順次、LP3-1 橋脚、LP3-2 橋脚のように損傷が進展してゆき、最終的には RP3-1 橋脚や RP3-2 橋脚のように崩壊に至る。

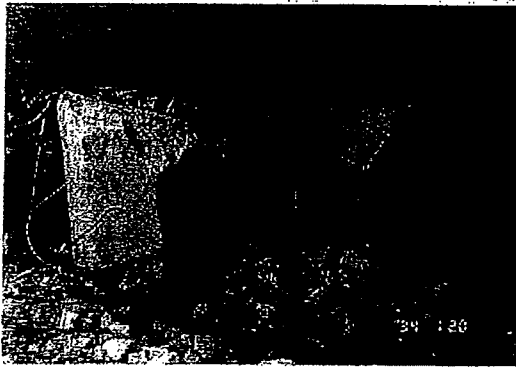


写真 5.5.26 RP3-1 橋脚の被害²⁾ (フレアーの直下で破壊している)

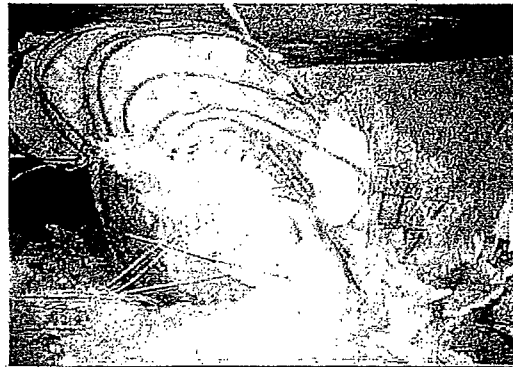


写真 5.5.27 RP3-2 橋脚の被害 (橋脚の基部が傾斜している)²⁾



写真 5.5.28 LP3-1 橋脚の被害 (曲げせん断破壊)²⁾



写真 5.5.29 LP3-2 橋脚の被害 (曲げせん断破壊が進み、軸線が完全にずれている)²⁾



写真 5.5.30 LP2-2 橋脚の被害 (かぶりコンクリートの剥離) (コアコンクリートを拘束する帯鉄筋とは別に、フレアー部を補強する鉄筋が見える)²⁾



写真 5.5.31 RP2-2 橋脚基礎の損傷²⁾

また、写真 5.5.31 に示すように一部の橋脚では基礎にも損傷が生じていた。

被害の原因としては、橋脚断面が小さく、橋脚に作用する水平力に耐えるだけの耐力がなかったことがまずあげられる。また、橋脚頭部にフレアがついており、結果的にこれが橋脚のせん断支間比を小さくし、変形性能を低減させたことも考えられる。さらに、本橋は大きな斜角を有する斜橋であり、斜角や橋脚の配置も箇所によって不規則なことから、地震時の橋梁の振動モードが複雑となり、設計で考えていた以上の大きな地震力が作用した可能性もある。

(3) 復旧

西行きの3径間連続橋の下部構造を、写真 5.5.32 に示すように、緊急工事によって仮支持し、また、桁が途中で大きくたわんでいるため、舗装厚を変化させて路面を平坦にし、6車線として仮供用した。また、東行きの4径間連続橋は完全に撤去し、写真 5.5.33 に示すように、新設橋を建設した。新設橋の建設は、工期100日という仕様で1994年2月10日に契約され、わずか1か月後の3月12日に完成した。これに引き続いて、仮供用していた西行きの3径間連続橋を撤去し、新設工事が契約された。西行きの橋梁の建設中は、交通は再建された東行きの橋梁で暫定的に供用された。西行きの橋梁は、3月12日に契約され、4月30日に完成した。

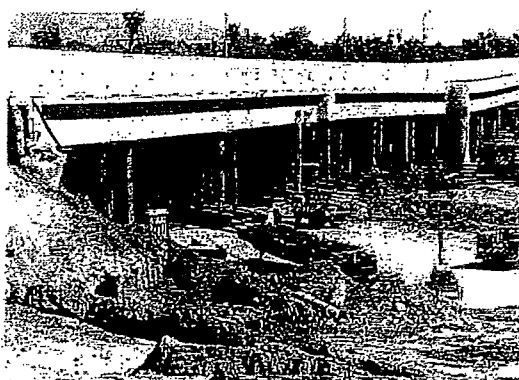


写真 5.5.32 西行き 3 径間連続橋の補強¹⁾



写真 5.5.33 東行き橋梁の再建工事¹⁾

5.5.7 S-118 ブルクリーク高架橋の被害

(1) 橋の概要

ブルクリーク高架橋は、1973年に設計され、1976年に竣工した3径間連続の上下線分離橋である。図 5.5.19 に示すように、ブルクリークと呼ばれる小河川を横過しており、ミッション／ゴシック橋から約100mほど南東に位置する。上部構造はポストテンションのPC箱桁で、西側の橋台で36度、東側の橋台で47度の斜角を有する。センターラインに沿ったスパン長は、東側から27.4 m、30.8 m、19.8 mである。

上部構造は、P2 橋脚および P3 橋脚の位置にブルクリークを挟むように設置された合計19基の橋脚によって支持されている。橋脚断面は8角形であり、外形は1.2 mである。拘束筋としては、図 5.5.20 に示すように、直径16 mm (#5) のスパイラル筋が用いられており、橋脚頭部と基部からそれぞれ

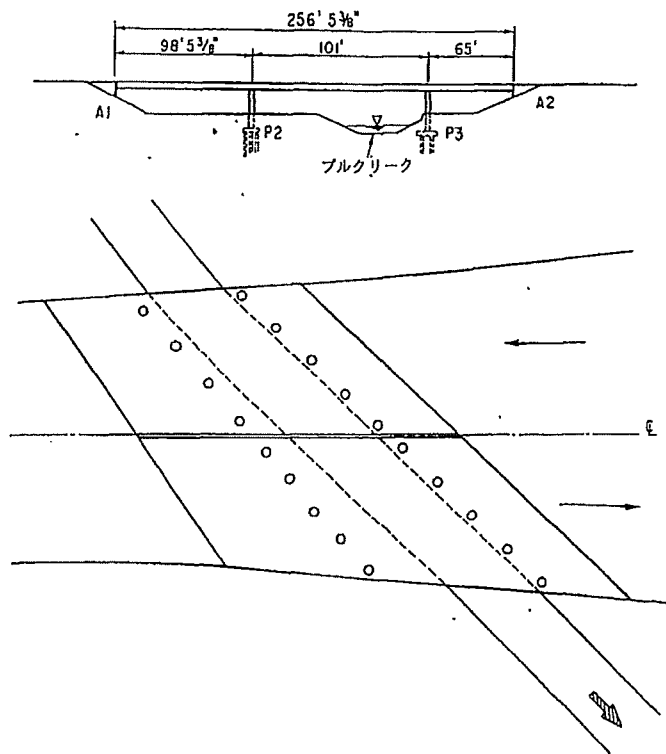


図 5.5.19 ブルクリーク橋¹⁾

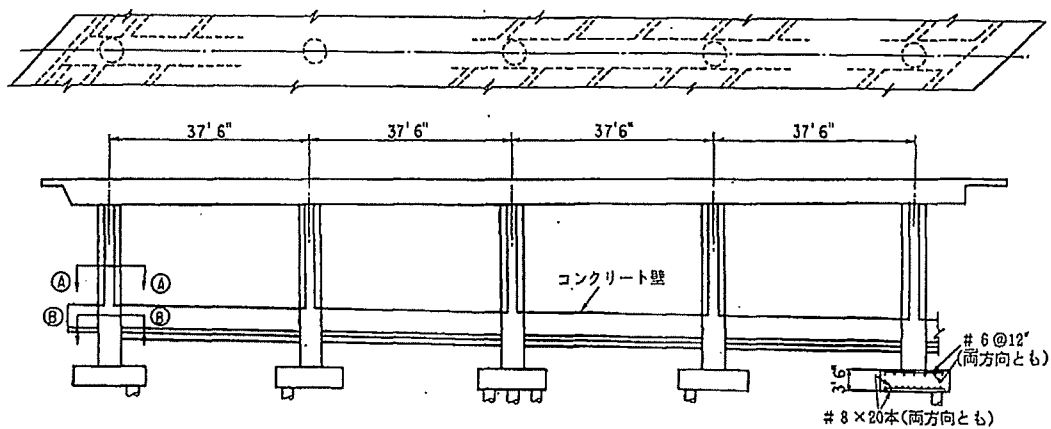
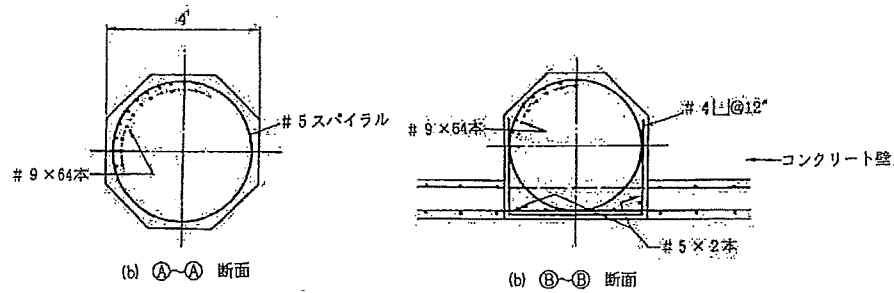


図 5.5.20 P3 橋脚における桁および下部構造¹⁾

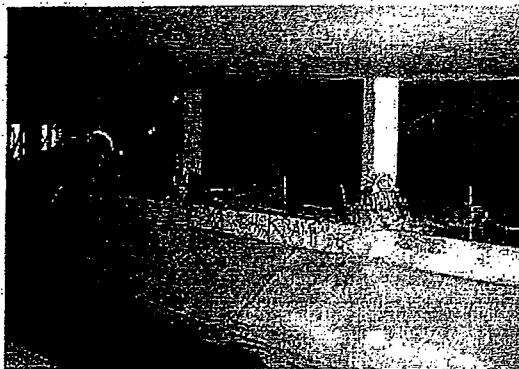
1.2 m の範囲では 7.6 cm 間隔で、また、中間部では 30.5 cm 間隔で配置されている。このようにスパイラル筋の間隔が変化しているのは、橋脚の有効幅分だけ、橋脚頭部と基部を拘束しようとしたためと考えられる。また、P3 橋脚の前面にはクリークのコンクリート壁が設けられており、図 5.5.21 に示すように、ほぼ地表面位置で橋脚と接続されている。このため、P3 橋脚はコンクリート壁がない P2 橋脚に比較して、地表面位置で橋軸直角方向の大きな拘束を有することになる。

橋梁位置の地盤条件は、層厚 27 m 以上のシルト質砂層であり、基礎は杭基礎である。

図 5.5.21 P3 橋脚の断面および配筋¹⁾

(2) 被害特性

P3 橋脚の被害状況を示すと、写真 5.5.34 および写真 5.5.35 のとおりである。P3 橋脚のすべての脚柱では、コンクリート壁の直上部で主鉄筋が外側に大きく座屈するとともに、コアコンクリートが破砕した。スパイラル筋の損傷を示すと写真 5.5.36 のとおりである。この位置におけるスパイラル筋の間隔は 30.5 cm であり、主鉄筋の座屈に伴う引張力を受けて破断した。スパイラル筋による拘束を失ったコアコンクリートの破砕によって橋脚としての横方向の抵抗力は失われたが、マルチカラム橋であることから落橋は免れることができた。このようにコンクリート壁の直上部で被害が生じたのは、この位置で橋脚の剛性が大きく変化しており、地震時断面力が集中したためと考えられる。

写真 5.5.34 地盤面位置で破壊した P3 橋脚の被害²⁾写真 5.5.35 橋脚が完全に外側にはらみだした P3 橋脚²⁾写真 5.5.36 引張破断したスパイラル筋（主鉄筋は、2 段配筋されているのがわかる）²⁾

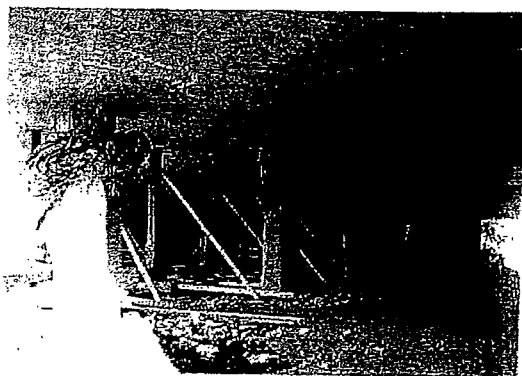


写真 5.5.37 P2 橋脚の被害 2)

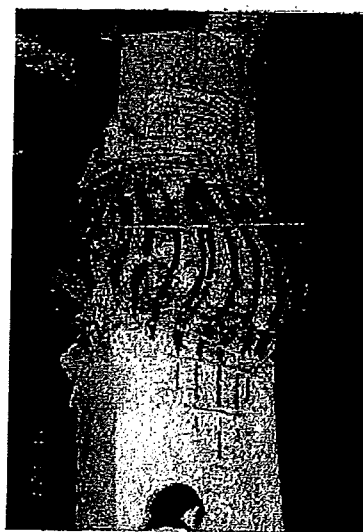


写真 5.5.38 スパイラル筋間隔の変化点で破壊した P2 橋脚の被害 2)

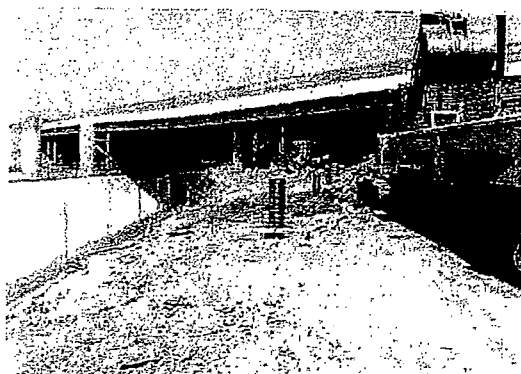


写真 5.5.39 撤去され、新設されつつある東行き橋と仮支持して供用中の西行き橋 1)

P2 橋脚の被害状況を示すと、写真 5.5.37 および写真 5.5.38 のとおりである。被害は南側の 2 基のみで生じており、橋脚頭部付近で主鉄筋が外側に大きく座屈するとともに、コアコンクリートが破砕した。被害が生じた位置はスパイラル筋の間隔が 7.6 cm から 30.5 cm に変化する位置に対応していることから、スパイラル筋の拘束効果の減少が被害の原因と考えることができる。なお、P2 橋脚で南側の 2 基のみに被害が生じたのは、斜角を有する非対称な線形が影響したものと考えられる。

本橋における被害状況は、以上のとおりである。被害はいずれも橋脚剛性の変化する位置やスパイラル筋による拘束効果が減少する位置など、構造上の弱点部に集中して生じた点が特徴である。また、本橋が被害を受けた基本的な原因としては、橋脚断面が小さく、スパイラル筋の間隔が大きかったことが挙げられる。地震を受けた本橋は、まず P3 橋脚がコンクリート壁直上でせん断破壊し、これによって増大した地震の影響により P2 橋脚にも損傷が波及したものと推定される。

(3) 復旧

本橋の復旧の方法を示すと、写真 5.5.39 のとおりである。一方向の連続橋を緊急工事によって仮支持することにより 6 車線として供用しつつ、もう一方向の連続橋の撤去・新設を行う方法がとられた。東行きの連続橋の工事は、1994 年 2 月 10 日に工期 100 日という条件で契約され、わずか 1 か月後の 3 月 12 日に竣工した。これに引き続き西行きの連続橋の撤去・新設が行われ、4 月 30 日にはすべての復旧が完了した。

5.5.8 S-118 バルボア橋の被害

(1) 橋の概要

バルボア橋は、写真 5.5.40 に示すようにバルボア (Balboa) 大通りが S-118 をオーバーパスする位置に架設されている橋梁である。本橋は、震央から約 10 km の距離にあり、S-118 の高架橋で落橋が生じたミッション／ゴシック地区から約 1.6 km 西側に位置する。

本橋は、図 5.5.22 に示すように橋長 86.1 m の 2 径間連続場所打ちコンクリート箱桁橋であり、1976 年に竣工した。上部構造の箱桁は 13 のボックスから構成される。橋脚は、鉄筋コンクリート 3 本柱により構成され、上部構造に剛結されている。南側橋台は、直径 41 cm の場所打ちドリルホールコンクリート (CDH) 杭により支持されている。本橋には、添架物としてロサンゼルス市水道電力局の電線 (6 本) および水道管 (2 本)、南カリフォルニアガス会社のガス管 (2 本)、その他に電話線 (10 本) が設置されていた。

(2) 被害特性

地震による被害は、南側の A1 橋台および P2 橋脚に集中した。橋梁の添架物であった水道管が橋梁の橋軸方向振動により破断し、橋台の両サイドの土砂を洗い流すとともに、P2 橋脚の基礎杭を露出させた。橋台周辺の土砂は基礎の約 1/3 の高さまで洗い流された。これに伴い、写真 5.5.41 および写

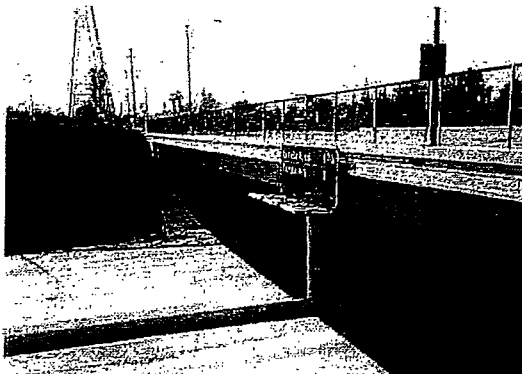


写真 5.5.40 S-118 バルボア橋

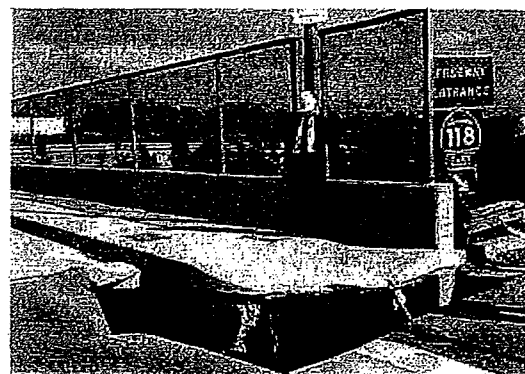
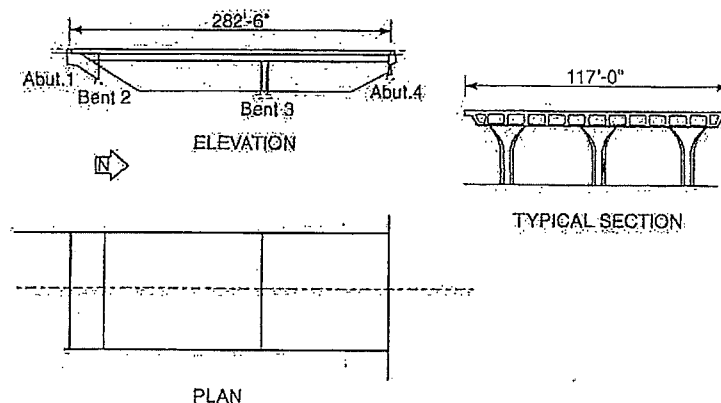


写真 5.5.41 南側 A1 橋台東側の土砂流出による歩道部の陥没

図 5.5.22 S-118 バルボア橋⁷⁾

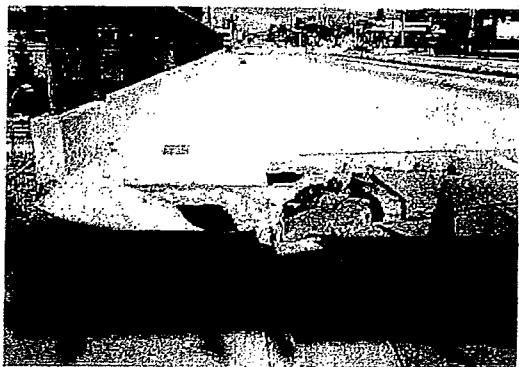


写真 5.5.42 南側 A1 橋台西側の土砂流出による歩道部の陥没

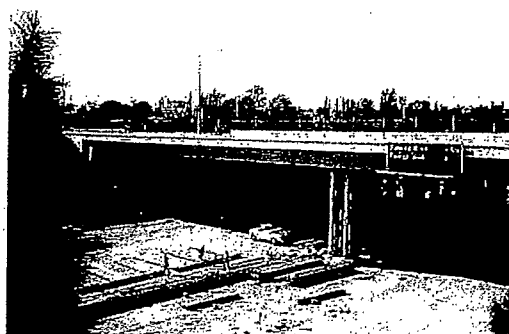


写真 5.5.43 復旧状況

写真 5.5.42 に見られるように舗装部の沈下、陥没が生じた。なお、北側の A4 橋台には舗装部のわずかな沈下、段差が見られたが南側の A1 橋台のような被害は生じていない。

また、橋軸方向振動により南側橋台側壁にせん断ひび割れが見られ、P2 橋脚の杭上部の壁コンクリートには欠け落ちが見られた。ただし、露出したコンクリート杭には損傷は生じなかった。

このように本橋では、橋梁の橋軸方向の振動に伴って添架物の損傷が生じ、これが原因となって橋梁本体にも損傷を及ぼしたものである。わが国の道路橋においても添架物が設置される場合が多く、このような点に注意を要する。

(3) 復旧

写真 5.5.43 は、本橋の復旧状況を示したものである。橋脚部において上部構造を仮支持した状態で南側橋台の保護コンクリート壁を撤去し、周辺土砂の補修が行われた。

5.5.9 その他の橋の被害

震源地の南で、US-101 に近いウィルバー (Wilbur) 通りとコリンズ (Collins) 通りの交差点では横断歩道橋が大きな被害を受けた。この歩道橋は、近くの幼稚園に通う子供達が利用するコンクリートの歩道橋である。

構造は、写真 5.5.44～写真 5.5.46 に示すように、支間長約 25 m のコンクリートの単純桁およびコンクリート橋脚である。コンクリート橋脚の基部が曲げせん断破壊し、さらにアンカーバーで固定された桁端部の橋脚コンクリートの部分も破壊しており、落橋寸前という状態であった。

この橋は落橋を防止するために木製支保工で仮支持され、使用禁止となっていた。



写真 5.5.44 横断歩道橋の被害状況¹⁾



写真 5.5.45 橋脚基部の被害状況（橋脚基部が曲げせん断破壊し、大きなクラックが入っている）



写真 5.5.46 桁端部の被害状況（アンカーバーで固定された桁端部の橋脚コンクリートが完全に破壊している）

5.5.10 耐震補強された橋の挙動

1971年のサンフェルナンド地震以後に開始された橋梁の耐震補強プログラムでは、まず、落橋を防ぐために桁のヒンジ部や橋台部への桁間連結ケーブルの設置が行われた。その後下部構造の耐震補強が開始され、1本柱型式のRC橋脚の耐震補強が進められていた。ロサンゼルス地域では、約120橋の橋脚の耐震補強が完了していた。これらのほとんどには曲げじん性とせん断耐力を大きくすることを目的とした鋼板巻立て工法が採用されており、1橋でガラス繊維／エポキシを用いた巻立て工法が採用されていた。ここでは、耐震補強がノースリッジ地震ではどのように機能したかを示す。

桁間連結ケーブルが設けられていたが、上部構造の崩壊に伴って桁間連結ケーブルの破断が見られた橋がある。写真 5.5.5 には、I-5/S-14 インターチェンジ・サウスコネクターで落橋したヒンジ部における桁間連結ケーブルの破断状況を示した。サウスコネクターは、橋脚のせん断破壊による崩壊が主原因となって3径間分が落橋したものである。このように上部構造を支持する下部構造が崩壊するような場合には、当然ながら桁間連結ケーブルが設置されていたとしても有効に機能することはできない。

一方、写真 5.5.47 は、同じI-5/S-14 インターチェンジ橋で桁間連結ケーブルが有効に機能した例を示したものである。ヒンジ部はほとんど落橋寸前であるが、桁間連結ケーブルが設置されていたために落橋を免れたといえることができる。なお、桁間連結ケーブルは、写真 5.5.48 に示すように破断しているものもあったが、少なくとも落橋という最悪の事態を防ぐことができた。

写真 5.5.16 には、I-10 フェアファックス／ワシントン地区の高架橋のヒンジ部を示した。本橋では、橋脚の圧壊により桁が沈下するという損傷を生じたが、桁間連結ケーブルが有効に機能したために桁は完全には落下しなかった。



写真 5.5.47 落橋寸前のヒンジ部 (桁間連結ケーブルが有効に機能, I-5/S-14 インターチェンジ)²⁾

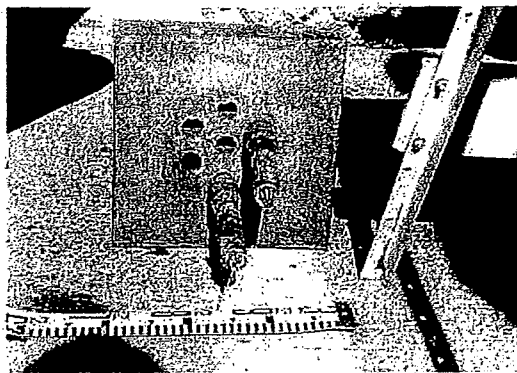


写真 5.5.48 破断した桁間連結ケーブルと定着版 (I-5/S-14 インターチェンジ)²⁾

米国では、じん性を考慮した耐震設計方法が採用されており、このため上部構造を支持する下部構造は一般に断面が小さく、鉄筋比が多い構造となり、結果として柔構造のことが多い。柔構造の場合には、地震時には変形が大きくなるため、変形を拘束する桁間連結ケーブルの役目は非常に重要となる。一方、わが国は、従来強度を中心とした耐震設計法が採用されてきたため、断面が大きく、鉄筋比が少ない構造が多い。橋梁としては比較的剛構造となるため、地盤の液状化等に起因する変形を除いて構造物の変形に起因する地震被害は少ない。しかしながら、支承の損傷により上部構造全体が橋軸方向に大きく移動するという被害は従来から多く見られており、同様に桁間連結装置等の落橋防止構造が果たす役割は大きい。今後、わが国でも高橋脚を有する橋梁等の柔構造の建設も進みつつあり、地震時の変形には十分注意する必要がある。

次に、下部構造の耐震補強について見てみると、鋼板巻立て工法により補強された橋梁には、損傷を受けた橋はなかった。写真 5.5.49 は、I-10 がパローナクリーク (Ballona Creek) を渡る位置に架設されたランプ橋を示したものである。本橋は、大被害が生じたラシェネガ/ベニス、フェアファックス/ワシントン地区に挟まれた位置に架設されていたが、両端の橋台前面の地盤が少し下がっただけで、構造本体には被害は認められなかった。橋脚に対する耐震補強が機能した例は他にも見られ、強震記録が得られた I-10/I-405 インターチェンジ橋もその一例である。本橋では、衝撃的な振動を除くと 0.5 g 程度もの最大水平加速度応答が生じたが、ヒンジ部に衝突によると思われるわずかなひび割れが生じたが、橋脚には被害は生じなかった。

以上のように、耐震補強された橋梁のほとんどは今回の地震による強振動によく耐え、耐震補強が有効に機能したといえることができる。

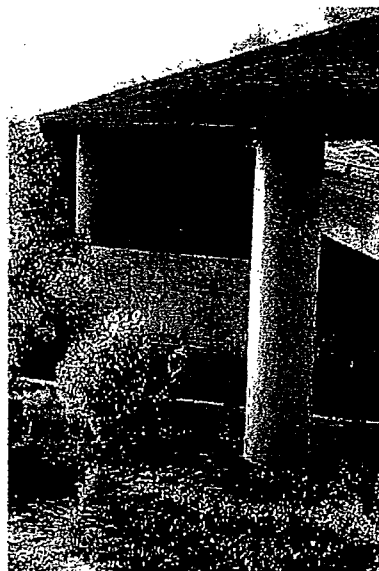


写真 5.5.49 鋼板巻立て工法により耐震補強された RC 橋脚 (I-10 のランプ橋、被害は全くなかった)²⁾

5.5.11 道路の被害

道路には種々のライフラインが埋設されているが、今回の地震では、バルボア大通りに於いてガス管・水道管が破断し、道路および人家に大きな被害を生じた。バルボア大通りの該当地区では、図 5.5.23 に示すように、ガス輸送幹線が3本、配給管が1本、水道幹線が2本、石油パイプラインが1本と多くのライフラインが埋設されていた。このうち、ガス輸送幹線1本と配給管、水道幹線2本が破断し、道路面に水が溢れだした。さらに、漏洩したガスに自動車のイグニッションスパークが着火し、写真 5.5.50 に示すように隣接する家屋5件が焼失したほか、写真 5.5.51 に示すように電柱や街路樹等にも延焼した。埋設管の損傷は、地盤が道路走行方向に大きく移動したことが原因で、写真 5.5.52 および写真 5.5.53 に示すように道路面の引張クラックや圧縮による損傷が見られた箇所でも起こった。

また、サンフェルナンド市のウルフスキル (Wolfskill) 通りでは石油パイプラインが破断し、漏れた石油に引火し道路両側の家屋にまで延焼した。また、写真 5.5.54 に示すように、埋設水道管の損傷により、道路が冠水したところも多く見られた。

震源に近いノースリッジ地区では、ブロック塀、特に無筋のブロック塀が転倒、倒壊し、歩道側に倒れ込む被害が多数見られた。写真 5.5.55 および写真 5.5.56 は、地震により倒壊したブロック塀を示

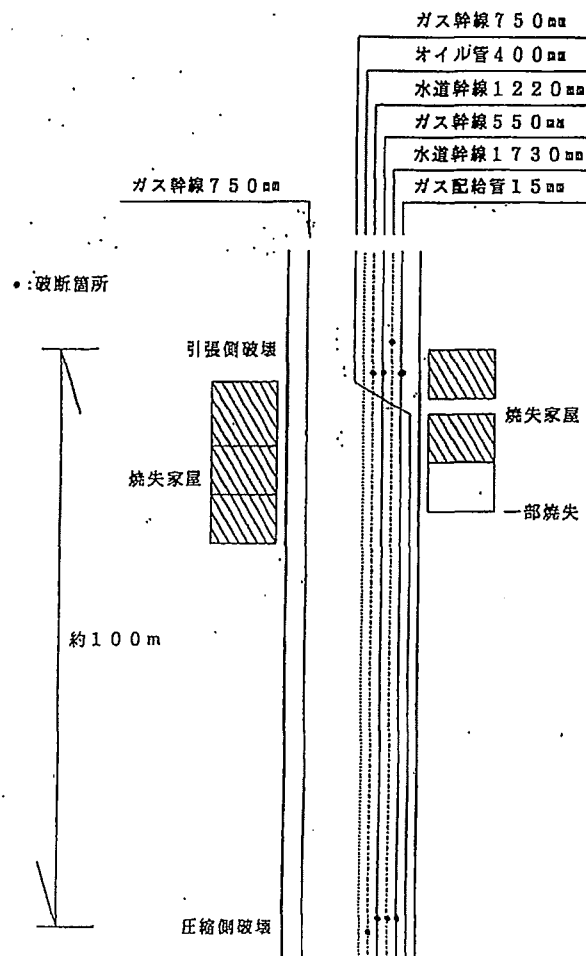
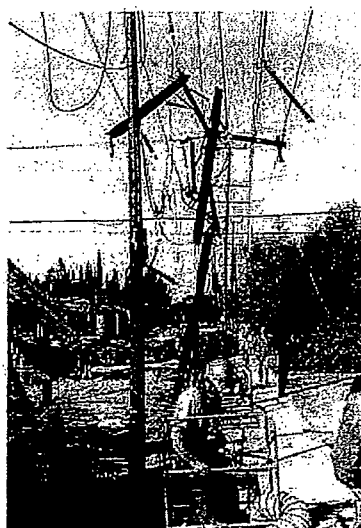
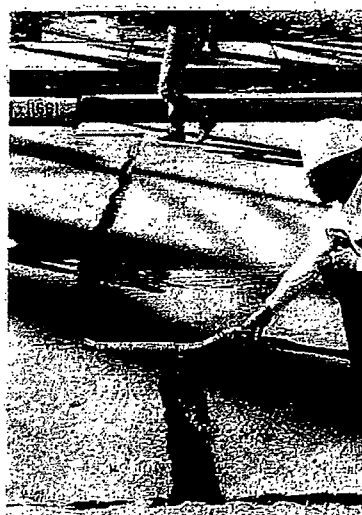


図 5.5.23 バルボア大通りに於ける地下埋設管¹⁾

写真 5.5.51 延焼した電柱²⁾写真 5.5.50 焼失した家屋²⁾写真 5.5.53 歩道コンクリートブロックの座屈変形
(バルボア大通り)²⁾写真 5.5.52 バルボア大通りの路面に
生じたクラック²⁾写真 5.5.54 水道管の破断による道路の冠水²⁾

したものである。地震発生が早朝であったため影響はなかったが、地震の発生が昼間であったならば歩道通行者および道路通行者に大きな影響を及ぼした可能性がある。

ノースリッジ地区では、地震直後から停電が生じ、これにより交差点では信号機の機能が停止した。しかしながら、右手の交差点に先に入った車の方が優先するという優先交通権 (Right-of-way) が徹底しており、大きな混乱もなく、車両が互いに譲り合って進行していた。

写真 5.5.55 沿道ブロックの歩道側への倒壊²⁾写真 5.5.56 沿道ブロックの歩道側への倒壊²⁾

5.6 地震後の対応

5.6.1 地震後の道路交通対策

本震およびその後に頻発したかなりの規模の余震により、フリーウェイで約 21 箇所、一般道路で数箇所において通行止めとなった。カリフォルニア州交通局は、地震発生直後から交通流の確保を至上命題としてあらゆる対策を矢継ぎ早に講じた。その結果約 2 週間後には、全体として付け替え道路や迂回路の確保ができた。以下に路線ごとに施された主な対策を示す。

(1) I-5

I-5 は、ガビン・キャニオン橋の落橋により通行止めとなったが、高架橋の下を通過していた旧道 (The Old Road) を改良し、非常電話 (Call Box) の設備も設置して、上下それぞれ 2 車線を確保し、制限速度 35 マイル/h (56 km/h) で約 2 週間後の 1 月 31 日に開通した。これにより I-5 での旅行時間の遅れは、南向きの午前の調査で 35 分から 4 分へ、北向きの午後の調査で 49 分から 7 分へと短縮されている。

(2) S-14

I-5/S-14 インターチェンジ橋の落橋により、S-14 と I-5 の接続部が通行止めになった。これと上記のガビン・キャニオン橋の落橋により、ロサンゼルス市北方の近郊住宅地から市内にはいる通勤者が大打撃を受けた。地震のあった 17 日当日は法定休日であったこと、地震の影響で皆が外出をひかえたことなどで、さほどの混乱は起こらなかったが、18 日朝にはわずかに残された代替ルートであるシエラハイウェイ (Sierra Highway) に車が殺到し、通常 30 分の自動車通勤のところが 3 時間も要している。その後、I-5 のロサンゼルス市方向との連結は、トラック専用レーンを使用して、南向き 2 車線北向き 3 車線計 5 車線が開通している。この断面で地震前には 22 車線であったものが、地震直後には 6 車線にまで下がり、迂回路により 13 車線確保したことになる。これにより旅行時間の遅れは、1 月 31 日南向き午前の調査で開通前の 40 分から 2 分へと減少している。また、これら車線のうちそれぞれ 1 車線をバスやカープール (二人以上乗車の車) (二者あわせて HOV: High Occupancy Vehicle という) 専用とし、多人数の乗った車を優先している。交通局は、その後さらに北向き 1 車線を確保している。

(3) I-10

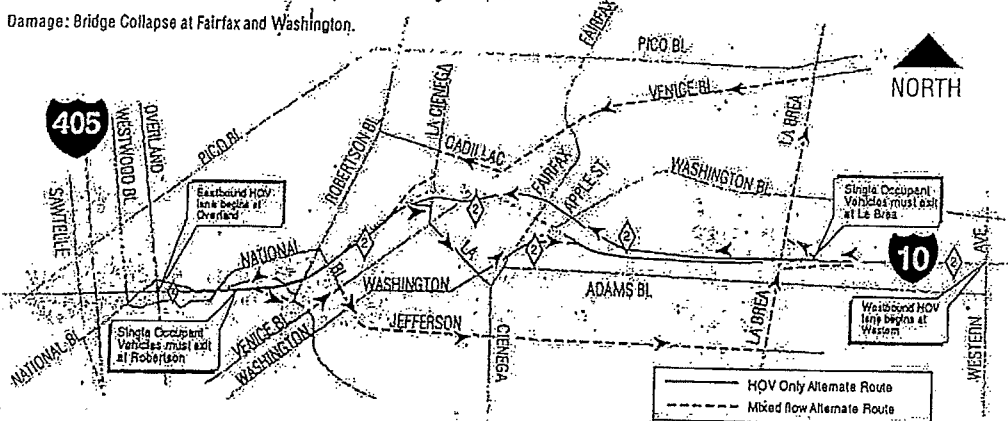
I-10 は、フェアファックス/ワシントン地区およびラシェネガ/ベニス地区の高架橋の落橋により、ラシェネガ大通りからワシントン大通りまで通行止めになった。一般道路が迂回路として使用されており、広報のためのパンフレットを図 5.6.1 に示す。HOV 優先は、こちらでも適用されている。パンフレットの中で、実線と破線で示されているように、迂回路を2通り設置し、距離の短い実線の迂回路をHOV 優先にしている。迂回路には、きめ細かい案内標識の設置や信号の優先も行っており、さらにフリーウェイの東行きのオフランプを西行きの迂回路のオンランプに使用するという柔軟な対応もとられた。迂回路の入口の写真を写真 5.6.1 に示す。

EAST & WEST BOUND INTERSTATE 10 ALTERNATE ROUTES WITH HOV

I-10 East & West Bound (Santa Monica Fwy)

All lanes are closed from Washington to La Cienega due to a bridge collapse.

Damage: Bridge Collapse at Fairfax and Washington.



WESTBOUND SINGLE OCCUPANT VEHICLE ALTERNATE:
Use N/B La Brea exit, right to Venice Bl., left on Venice Bl. to right on Cadillac to right on La Cienega to on-ramp to WB 10

EASTBOUND SINGLE OCCUPANT VEHICLE ALTERNATE: Use Robertson Blvd exit, on Venice; right on National, continue on Jefferson, left on La Brea to EB I-10

WESTBOUND HOV ALTERNATE: Enter HOV lane at Western Ave, Use Washington Blvd exit, straight on Apple St., enter Fwy. on Fairfax Ave., off-ramp to I-10 west.

EASTBOUND HOV ALTERNATE: Enter HOV lane at Overland Ave, Use SB La Cienega Blvd exit, right on La Cienega Blvd, left on Washington Blvd to EB I-10.



EFFECTIVE: 2/4/94

**ALTERNATE ROUTES AND CLOSURES SUBJECT TO CHANGE**図 5.6.1 I-10 の迂回路のパンフレット¹⁾

写真 5.6.1 I-10 の迂回路 (フェアファックス通りからの入口。街路燈の上側の標識が迂回路の案内標識。下側の標識と車の手前の標識が HOV 優先迂回路であることを示している)¹⁾

I-10の地震前の交通量は約27万台/日であったが、地震後の調査では、通行止めの西側の測定箇所で30~40%に減少した。旅行時間の遅れもHOVで1~6分、一般車両で6~27分と大きな渋滞にはならなかった。なお、I-10の南方12.8km(8マイル)を平行して走っているI-105では交通量が9~16%増加した。

(4) S-118

ここでは、落橋を免れた西行きの橋梁を木製支保工で補強し、オーバーレイで平坦性を確保して6車線化する緊急工事を実施した。工事は2月20日に完成し、片側3車線、往復6車線、制限速度35マイル/h(56km/h)で供用された。これにより以前の約60%まで交通容量が回復した。それまでは一般道路を迂回路として使用していたため交通量が通常の80~178%(3倍弱)になったこともあったが、その後は平静をとりもどしている。東行きの橋梁は平成6年5月13日に竣工し、暫定対面供用しながら、西行き橋梁の撤去、新設工事が行われた。

以上主なフリーウェイの対策状況について述べたが、このほかにもランプ橋や市の橋梁で通行止めの箇所があったが、いずれも迂回路があり、問題にはならなかった。

自動車社会としての歴史が古く、フリーウェイ、一般道路とも道路網が整備されており、また、カリフォルニア州やロサンゼルス市の交通局の対応もすばやかだったため、地震直後の混乱はともかく、その後の復旧状況はきわめて順調であった。

5.6.2 復旧対応

ノースリッジ地震による橋梁の被害は、I-10、I-5、S-118という主要幹線道路で発生した。落橋部の撤去作業は、カリフォルニア州交通局によって地震の翌日からすぐ開始された。撤去作業は順調に進み、取り壊し規模の大きなI-5/S-14インターチェンジを除いておおむね1月いっぱい完了した。I-5/S-14インターチェンジについても2月11日に撤去工事が契約され、写真5.5.9に示したように爆破を用いて急ピッチで撤去作業が進められた。復旧工事も1日も早い復旧をめざし、1日24時間、1週7日間の体制で実施された。

撤去工事、復旧工事をできる限り速やかに行うために、工事契約に関してもいろいろな工夫が凝らされた。まず、撤去工事は緊急性が高いため、カリフォルニア州交通局が専門業者を指定し、費用については精算する方式が採られた。

また、I-5/S-14インターチェンジのような大規模な撤去工事や復旧橋の建設工事は、カリフォルニア州交通局が短期間で設計、積算を行い、緊急時の特別な契約方式により契約した。通常の場合には工事を一般に公開し入札が行われるのであるが、今回は地震後の緊急復旧工事であり、なるべく早く工事を発注する必要があるため5社程度の実績のある業者を指名する入札方式を採用した。カリフォルニア州交通局によれば、この方式により契約に要する日数を20日程度短縮できたと言われている。

5.7 まとめ

(1) 橋梁の被害状況

大規模な道路の被害は、いずれも橋の被害によって生じたものである。カリフォルニア州には州管理の道路に約1万2000橋、市等が管理する道路にこれとほぼ同数の橋があるが、今回の地震では、7橋が落橋もしくは落橋同然の被害を生じた。これらは水平地震力によって橋脚がせん断破壊したか、ヒンジ部の桁掛かり長が短く桁がはずれたために落橋したと推定される。

(2) 橋梁の被害の特徴

大きな被害を受けた橋は、すべて1971年以前の旧耐震設計基準によって設計された橋である。一部には1973年～1974年に竣工した橋もあるが、これらは、基本的には旧耐震設計基準に従って設計された後で、現在の耐震基準の考え方を一部先行的に取り入れてスパイラル筋だけを増やしたものである。このため、旧耐震設計基準で設計された橋は、現在の耐震基準によって耐震設計された橋に比較して、以下のような耐震上の弱点を持っていた。

- ① 設計地震力が、約1/2.5と小さい。
- ② 橋脚の断面が小さい。このため、主鉄筋が多いにもかかわらず、帯鉄筋が極端に少ない。
- ③ ヒンジ部の桁掛かり長が約30cmと小さい。

(3) 橋梁の耐震補強とその有効性

カリフォルニア州交通局は、1971年2月9日のサンフェルナンド地震以後、既存橋の耐震補強を実施してきた。特に、1989年10月17日のロマプリエータ地震以後、耐震補強のペースが速められた。主要な耐震補強法は、以下のとおりである。

- ① 桁と桁、および桁と橋台の連結（落橋防止装置）
- ② 鋼板巻立てによる橋脚の耐震補強

こうした耐震補強によって落橋等の重大な被害を免れた橋が多数ある。今回の地震では、現在までカリフォルニア州交通局が進めてきた耐震補強が有効に機能したといえる。

(4) 道路の被害状況

道路の被害としては、以下のものがある。

- ① 舗装のクラック、盛り上がり
- ② ブロック塀や煉瓦壁等の路上への落下
- ③ 地下占用物件の被災による影響

このうち、わが国でも昭和58年宮城県沖地震の際にブロック塀の倒壊によって多数の死傷者を出し、対策を講じてきている。また、③としてはバルボア通りの地下埋設ガス管の破断とこれによる火災が道路交通の安全性に大きな影響を与えた。

(5) 地震後の交通対策

主要幹線の被害が交通に与える影響を最小限に食い止めるために、

- ① 速やかな迂回路の設定やきめ細かい迂回路の案内標識の設置
- ② 迂回路の信号調整

③ 二人以上の乗客が乗った車両（カープール）の優先通行レーンの設置

④ オフランプのオンランプとしての利用

等、いろいろなきめ細かい配慮がなされている。こうした努力により、場所によっては周辺道路の交通量が普段の3倍程度に達する箇所も生じたが、重大な渋滞は回避されている。

(6) 復旧対応

落橋部の撤去作業は、地震の翌日からすぐに開始され、I-5/S-14のインターチェンジを除いて、おおむね1月いっぱいにて終了した。I-5/S-14のインターチェンジは3月初旬に撤去されたが、これには、作業期間を短縮するためにダイナマイトによる爆破が用いられた。

復旧工事は1日24時間、1週7日間体制で2月初旬から開始され、早い箇所では1994年5月～6月、他の箇所でも1995年1月までには復旧完了といわれている。

参考文献

- 1) ノースリッジ地震政府調査団：ノースリッジ地震政府調査団調査報告書，平成6年6月
- 2) 川島一彦・運上茂樹・杉田秀樹・星隈順一・岩崎敏男・吉田好孝：1994年1月ノースリッジ地震被害調査速報，土木研究所資料第3272号，平成6年2月
- 3) EERC：Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake, Report No. UCB/EERC 94-01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, January 1994
- 4) California Department of Transportation：The Northridge Earthquake - Post Earthquake Investigation Report
- 5) James D. Cooper and Ian Freidland：1994 Northridge California Earthquake, January 17, 1994, FHWA News, March 1994
- 6) M. J. Nigel Priestley, F. Seible and C. M. Uang：The Northridge Earthquake of January 17, 1994, Report No. SSRP 94/06, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, February 1994
- 7) I.G. Buckle editor：The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges, Technical Report NCEER-94-0008, State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering, March 24, 1994
- 8) National Institute of Standards and Technology, US Department of Commerce：1994 Northridge Earthquake, Performance of Structures, Lifelines and Fire Protection Systems, NISTIR 5396, March 1994
- 9) 住吉幸彦・川島一彦：米国ノースリッジ地震による道路、橋梁の被害とその特徴，道路，pp.55～62，1994年5月
- 10) 川島一彦・運上茂樹・杉田秀樹・星隈順一・岩崎敏男・吉田好孝：米国ノースリッジ地震による橋梁の被害とその特徴，橋梁，pp.67～75，1994年6月
- 11) California Department of Transportation：Seismic Design Criteria for Bridges, 1973, 1977, 1983
- 12) California Department of Transportation：Seismic Design References
- 13) J. H. Gates：California's Seismic Design Criteria for Bridges, Proc. ASCE, No. ST8, Vol. 98, 1972
- 14) Applied Technology Council：Seismic Design Guidelines for Highway Bridges, October 1981
- 15) 川島一彦，岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計法とその変遷，橋梁と基礎，90-3，平成2年3月
- 16) G. W. Housner：Competing against Time, May 1990
- 17) 川島一彦・岩崎敏男：米国における既設道路橋の耐震補強プログラム，橋梁と基礎，90-3，平成2年3月
- 18) J. H. Gates and B. H. Maroney：Prioritizing Bridges for Seismic Retrofit, Proc. of the 1st U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, December 1990, Tsukuba, Japan
- 19) J. H. Roberts：Bridge Seismic Retrofit Program for California Highway Systems, Proc. the 3rd U.S.-Japan Workshop on

Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, May 1989, Tsukuba, Japan

- 20) 川島一彦：カリフォルニア州の道路橋の耐震補強，橋梁と基礎，92-5，平成4年5月
- 21) J. H. Roberts：Research Based Bridge Seismic Design and Retrofit Program Criteria, Standards and Status, Proc. the 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, October 1992, Tsukuba, Japan
- 22) J. E. Roberts：Recent Advances in Seismic Design and Retrofit of California Bridges, Proc. 3rd U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, August 1991
- 23) R. Zelinski：Seismic Retrofit of Highway Bridge Structures, Proc. 3rd U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, August 1991
- 24) California Department of Conservation：CSMIP Strong-Motion Records from the Northridge, California Earthquake of 17 January 1994, Report No. OSMS 94-07, February 18, 1994
- 25) J. Hoshikuma, K. Kawashima and K. Nagaya：A Stress Strain Model for Reinforced Concrete Bridge Piers Confined by Hoop Reinforcement, The 2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges, August 1994
- 26) 大町達夫：1994年ノースリッジ地震をどう見るかー地震防災と災害管理ー，土木学会論文集，第49号／VI-23，pp.1～12，1994年6月
- 27) 大町達夫：1994年ノースリッジ地震の概要，土木学会誌，pp.2～11，1994年6月
- 28) 川島一彦：ノースリッジ地震から1年ーカリフォルニア州交通局の復旧体制ー，道路，pp.49～54，1994年11月