

# ロマ・プリータ地震（1989年10月17日）調査報告

後藤洋三 中村嶽  
大内一

## Report on Loma Prieta Earthquake (October 17, 1989)

Yozo Goto Takashi Nakamura  
Hajime Ohuchi

### Abstract

This report describes investigations of the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake made by Technical Research Institute, Obayashi Corporation. The topics focused on for discussion are as follows:

- ① Orthotropy in attenuation relationships, frequency characteristics according to spectral analyses, directionalities of ground motions and waves from the epicenter.
- ② Liquefaction potential of Marina district based on the survey of existing boring logs and liquefaction tests.
- ③ Damage observation based on a bent-by-bent survey, dynamic characteristics of the ground, ultimate strength and elasto-plastic behavior by FEM analysis and dynamic response up to failure by two-degrees-of-freedom system analysis based on the FEM analysis results regarding the Cypress Viaduct.
- ④ Comparison between the results of response analysis and the investigated data based on the recorded strong seismogram of a base-isolated bridge.

### 概要

この報告は、ロマ・プリータ地震（1989年10月17日）に関する現時点での調査成果をとりまとめたものである。内容的に独自性のある調査や解析として、次の項目が紹介されている。

- ① 距離減衰の異方性とその理論解析、スペクトル解析に基づく地震波の周期特性の分析、振幅の方向性および震源から放出された波動の分析。
- ② 既存ボーリング資料の調査と液状化強度試験に基づくマリーナ地区の液状化ポテンシャルの分析。
- ③ サイプレス地区二層高架橋に関する崩壊状況の詳細な調査結果、地盤と高架橋の動特性の解析、二層高架橋のFEM非線型解析による終局強度評価とそれに基づく弾塑性応答解析による崩壊過程の考察。
- ④ 地震応答観測記録の解析に基づく免震橋の応答の分析。

## 1. はじめに

この報告は、ロマ・プリータ地震について実施した現地調査と、調査資料に基づいて実施した一連の解析から、内容的に独自性の高い項目をとりまとめたものである。

現地調査の際には、米国の研究者、技術者が震災直後の多忙な最中にありながら、我々の調査を支援してくれた。その好意にこたえるためにも、我々は調査・解析の結果を発表すべきと考えている。そして、この様な報告が、地震災害の軽減に向けて積み重ねられていく研究の礎の一つになることを期待するものである。

さて、地震は図-1に示すサンフランシスコ市南南東約100 km、サンタクルーズ (Santa Cruz) 市東北東約16 kmの山岳地帯で発生した。震源がロマ・プリータ (Roma Prieta : スペイン語で小高い丘、又は黒っぽい丘) 山の直下に位置したため、ロマ・プリータ地震と命名されている。

地震の大きさは表面波マグニチュード Ms で7.1と発表されている。死者は62名であるが、直接的な被害総額は約1兆円で、間接的な被害額を含めるとその値は約2倍となると推定されている。経済的には米国建国以来最大の自然災害と言われている。

## 2. 地震動の特徴

### 2.1 最大加速度分布

図-1はUSGS(米国地質調査所)とCSMIP(California Strong Motion Instrumentation Program : カリフォルニア州鉱山地質局が実施)が発表したデータ<sup>1),2)</sup>から作成した最大加速度の分布図である。

震源域付近では鉛直・水平加速度が共に大きく、0.5Gを超えるものも見られる。図-2に示すサンフランシスコ市とその周辺では、鉛直加速度は全般に小さくなるが、水平加速度は0.3Gから0.06Gの間にばらついている。マグニチュード7クラスの地震で震源から100 km近くも離れた地点の地盤震動が0.3Gに達しているのが今回の地震動の特徴の一つである。

図-3には最大加速度の分布と軟弱な埋め立て地盤の分布を重ね書きしてある。軟弱な地盤では地震波が增幅されて水平加速度が大きくなっていることが明瞭である。地盤の硬い所と比較すると、5倍になっている所もある。

### 2.2 距離減衰の方向性

最大加速度の分布をさらに詳しく検討するため、断層線に平行方向に位置する測点と直角方向に位置する測点の最

大加速度の距離減衰性を調べた。まず、表層地盤による地震動の増幅の影響を除外するため、岩またはそれに近い地盤における観測値のみを採り上げる。次に、観測点を図一1に示したように断層線を中心に30°以内の扇形に入る点とそれ以外の点に分ける。ここでは今回の断層破壊が中央からバイラテラルに広がったことを考慮して扇形の頂点は断層中央におく。そして各々のグループを断層走行方向とその直角方向として距離減衰図にプロットしたのが、図一3と図一4である。この様にすると、距離減衰に方向性があることが分かる。

距離減衰の方向性を説明するカギの一つは震源の広がりである。すなわち、距離減衰を震央からの距離で評価するのではなく、地表へ投影された断層線までの最短距離で評価するものである。このような考え方に基づく距離減衰則をUSGSのW. B. JoynerとD. M. Booreが提案している<sup>3)</sup>。図一5は、JoynerとBooreの提案式による加速度センターと今回の地震の硬質地盤上の観測値を比較したもので、よい相関性が認められる。

距離減衰の方向性は断層滑動面の進行に伴う波の重量によっても説明できる。すなわち、ある一点から始まった断層の滑動が地震波の伝播を追いかけるように進行すると波が重畠されてその方向の振幅は大きくなるはずである。これを仮にソニックウェーブ効果と呼ぶことにして（ドブラー効果と呼ばれる場合もある様だが、ここでは問題を振幅に限る）、Haskellの断層モデル<sup>4)</sup>を使って解析した結果が図一6である。解析方法は、断層面上のせん断力が、今回の地震と同じ様に中央から両側へ開放されていくこととして、生じるS波の振幅を計算するものである。実際には断層と直交した方向の振幅を基準とした各方向の振幅とのフーリエ振幅比として求める。

フーリエ振幅比は振動数の関数であるので、その値を今回の地震波が卓越していた1Hz付近の値で平均的に読み取る。この様にすれば観測値と比較できる加速度センターが求められる。図一6は、S波速度Cと断層の滑動面が伝播する速度Vとの比をパラメータとした計算結果である。V/C=1.0となると、いわゆるソニックウェーブが発生し、断層滑動方向に大きな振動が集中して伝播する。観測値の分布とよく合うのはV/C=0.7~0.8で、V/Cの値としては一般的な値と言うことができる。

以上二つの考え方で距離減衰に異方性が生じた理由を推論したが、異方性を説明するモデルは他にも考えられよう。今後、この地域の地質データが明らかになれば解析はさらに進むと期待される。

### 2.3 周期特性および加速度ベクトルの方向性

図一7から図一9は代表的な測点の加速度応答スペクトルである。応答スペクトルの作成に用いたデジタル値は、USGSとCSMIPから発表されている波形の主要動部を著者らがデジタライズし、0.2Hzから10Hzのウィンドウフィルターをかけた上で断層走行方向と断層直交方向にベクトル合成したものである。オリジナルの記録フィルムからのデジタライズではなく、計器特性の補正やゼロ線補

正も施していないが、周期特性や方向性を定性的に判断する目的のためには充分な精度がある。

**2.3.1 岩盤上の波形について** 断層近傍のレキントンダム (Rexington Dam) からサンフランシスコ市内のパシフィックハイツ (Pacific Heights) にかけては、各測点共、断層直交成分が0.5秒~1.0秒の周期帯で著しく卓越している。断層からこの周期帯に大きなエネルギーを持つS波あるいはラブ波が放出された可能性を示唆しており、サンフランシスコやオークランドの被害状況との関連が注目される。また、断層モデルの問題としても、前3.2節で述べたソニックウェーブ効果と関連付けられると興味深い。

レキントンダムやスタンフォード大学 (Stanford Univ.) では断層近傍かつ岩盤上の測点であるにもかかわらず短周期成分が少ないことが注目される。

ギルロイ#1では0.5秒より短周期の成分が卓越し、他の断層直交方向とは異なった特徴を示している。ローカルな地質あるいはドブラー効果が影響しているかもしれない。また断層直交方向で太平洋側のサンタクルーズ市では継続時間が比較的長く、かつ短周期成分が卓越した波形となっている。

**2.3.2 軟弱地盤上の波形について** 図一9は軟弱地盤における代表的な測点の応答スペクトルである。近辺の岩盤上の測点のスペクトルと比較してみると表層地盤の増幅作用が明瞭である。これらの波形では、サンフランシスコ国際空港の0.7秒~1.0秒を除いて加速度ベクトルの方向性は現われない。軟弱な表層地盤の不整形性や多方向の重複反射が方向性を消してしまったと考えることもできよう。

## 3. 液状化

### 3.1 被害の概要

図一10はカリフォルニア大学バークレー校のR. B. Seed教授によってまとめられたもの<sup>5)</sup>で、液状化による地盤変状発生地点が示されており、多くの地点で液状化が発生していたことが分かる。

今回の地震による液状化の特徴を要約すると次のとおりである。

① マグニチュード7.1の地震にしては遠方まで液状化が発生している。我が国で発表されたマグニチュードと液状化発生最遠地点までの距離の経験式<sup>6)</sup>に当てはまらない地点もある。

② サンフランシスコ市内で、1906年のサンフランシスコ大地震の際に液状化していたと推定される地域が再び液状化した。

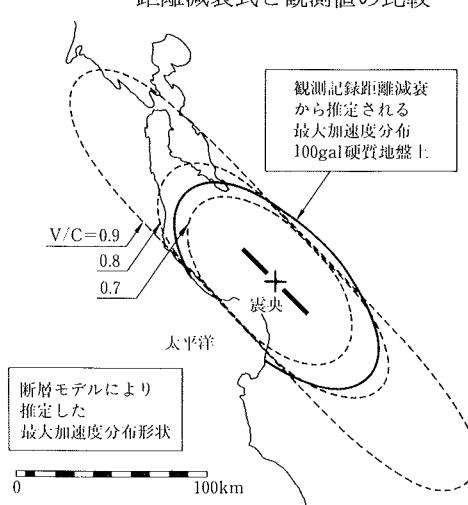
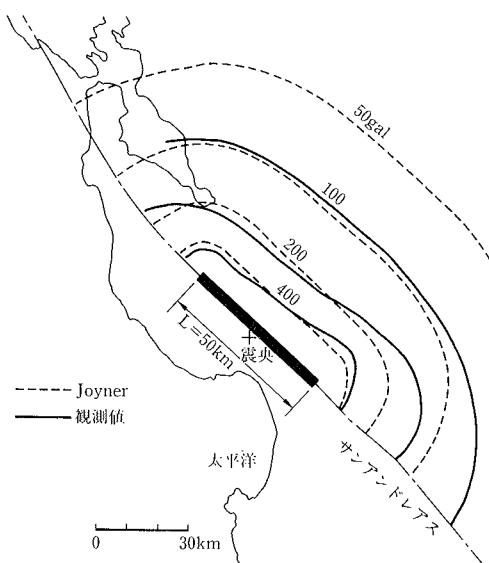
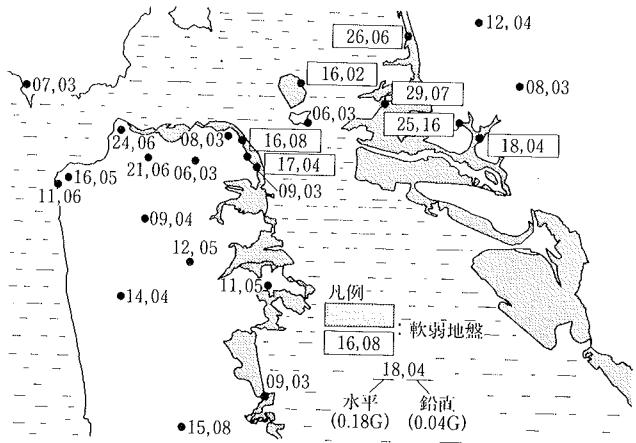
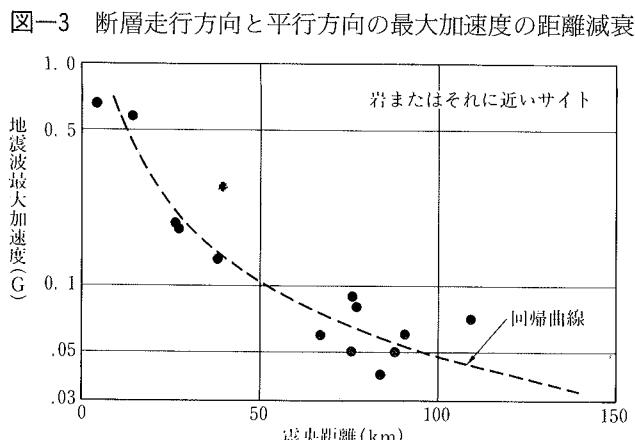
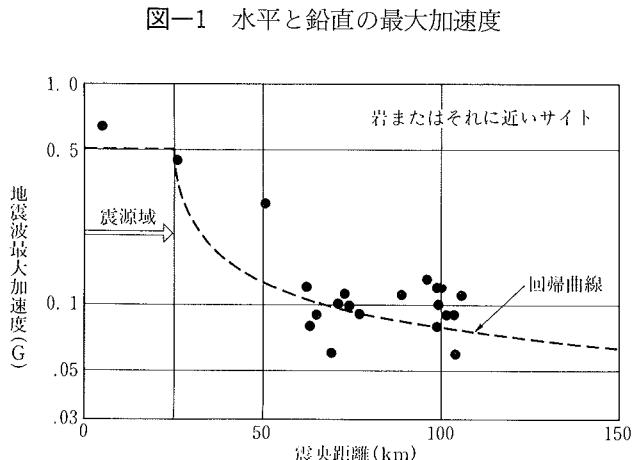
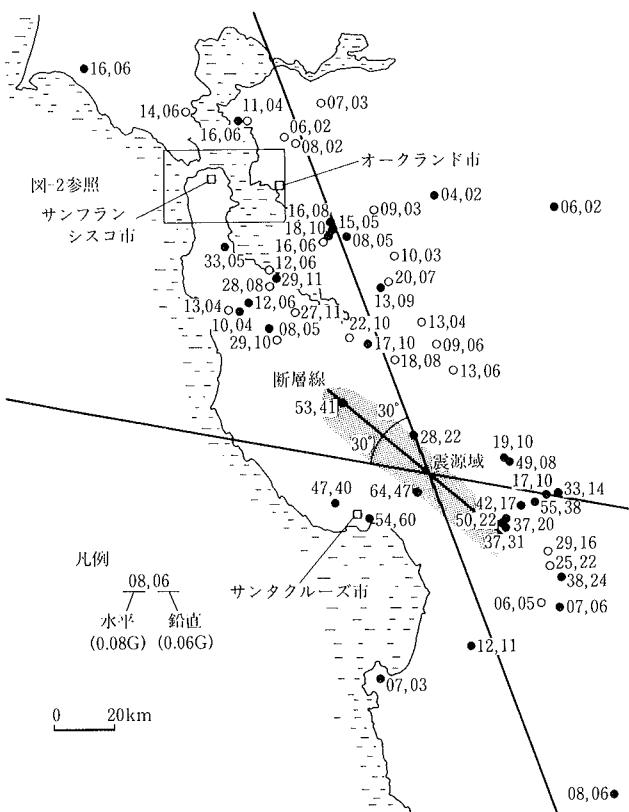
③ シルト質の多い地盤で液状化した地点がある。

④ 地中構造物の浮上がりや液状化に伴う地盤の大規模な側方流動は認められなかった。

### 3.2 マリーナ (Marina) 地区の液状化

**3.2.1 マリーナ地区の地質** 図一11はマリーナ地区の平面図を示している。図中の実線は1852年の海岸線の推定線で、現在のマリーナ地区の主要部分は入江の中であった。

埋立ては1906年のサンフランシスコ大地震の際のガレキ



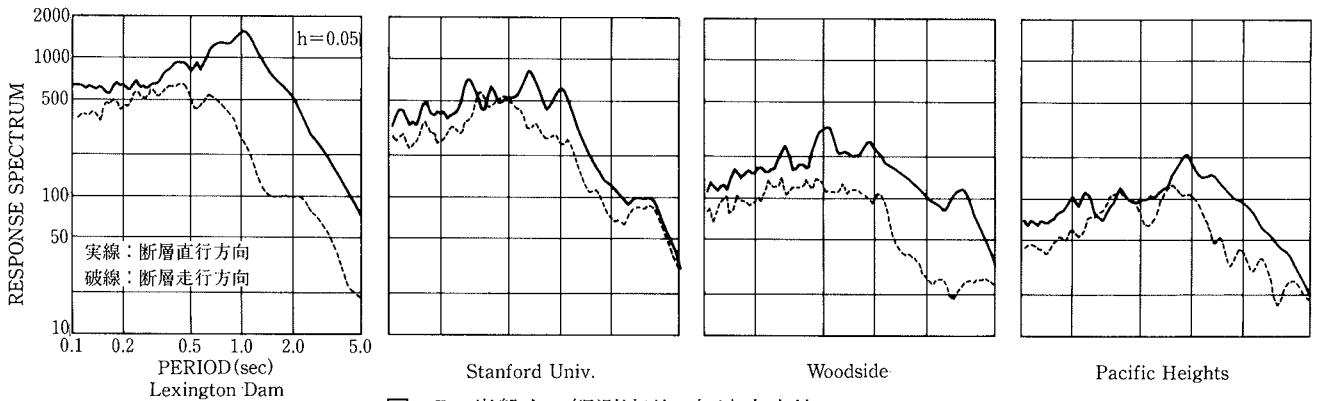


図-7 岩盤上の観測波形の加速度応答スペクトル

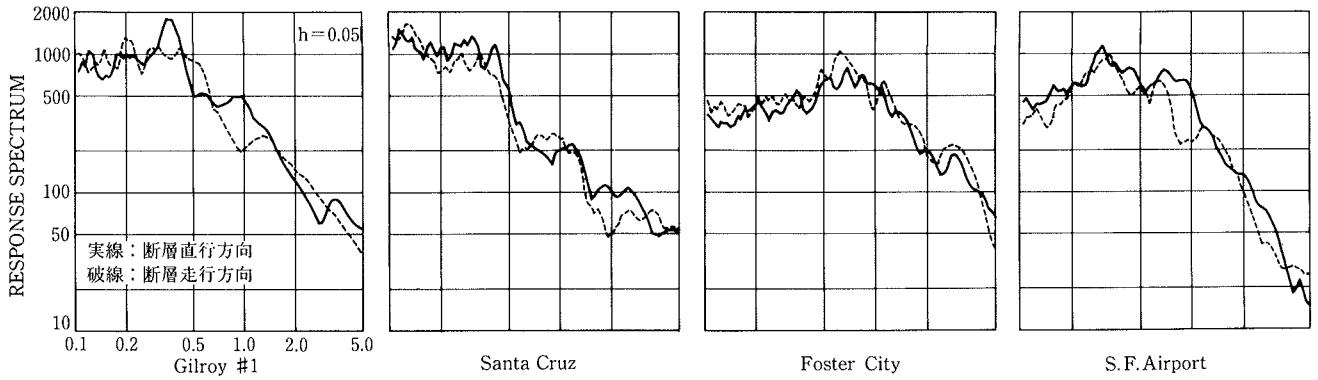
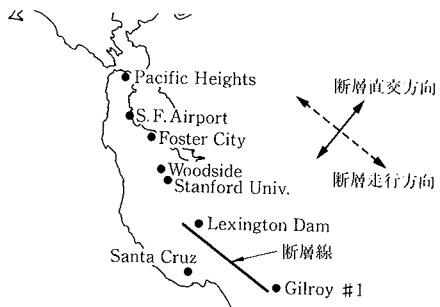


図-8 岩盤上震源近くの加速度応答スペクトル

図-9 軟弱地盤上の観測波形の加速度応答スペクトル



を投棄することから始まり、その後、1912年から本格的な埋立てが開始された。埋立方法は、ポンプ浚渫と砂丘砂の投入によって行なわれ、特別な締固めは行なわれなかつたと言われている。

図-12は海岸線沿いのマリーナ大通り (Marina Boulevard) に沿った地層断面図で、著者らがボーリング柱状図をもとに作成したものである。地下水位は地表から約2mの深さにある。砂質土の厚さは約10mで浚渫による吹上砂の上を投入砂で埋立てた様子がよく現われている。

軟弱なペイマッド層は10mの厚さで、その下位は生成年代の古いペイマッド層となっている。

**3.2.2 マリーナ砂の粒度と液状化強度** 現地の噴砂ならびに掘削されたトレンチから採取された砂を用い、粒度試験と液状化強度試験を実施した。

図-11の①～④は砂の採取地点を示しており、図-13は

粒度試験結果である。いずれの試料も液状化しやすい粒度分布を持っていることが分かる。

図-14は、既存のデータと比較することを目的として、データの蓄積が多い動的三軸試験機により液状化強度試験を実施した結果である。相対密度は図-12に示した現地のN値を参考にして、約55%に設定した。試験結果はマリーナ砂が豊浦標準砂と同等に液状化が起りやすいたことを示している。一方、図-15は地盤の横揺れに相当する応力状態が再現できる動的中空ねじり試験機による液状化強度試験の結果である。この試験結果は、豊浦標準砂とは液状化を判定する歪 $\gamma_{bd}$ が異なっているので直接の比較はできないが、マリーナ地域の砂は0.2G程度の揺れに相当するせん断力が数回作用すれば液状化するような層であったと推定される。

**3.2.3 液状化状況** 著者らが現地を踏査した印象では地中埋設物や建物の被害が大きい割りに、大規模な地盤の水平移動や噴砂、地上構造物の沈降、地中構造物の浮上がり等が認められず、液状化の程度は大きくなかったのではないか、と思われた。基盤から入力した加速度は0.1G以下であったと推定されること、継続時間が短かったこと、液状化の可能性がある砂層は10m程度で新潟と比較すると浅かったこと、マリーナ地区はほぼ平坦な土地で水平移動が生じ難かったこと、等が液状化の程度に関係しているものと推定される。

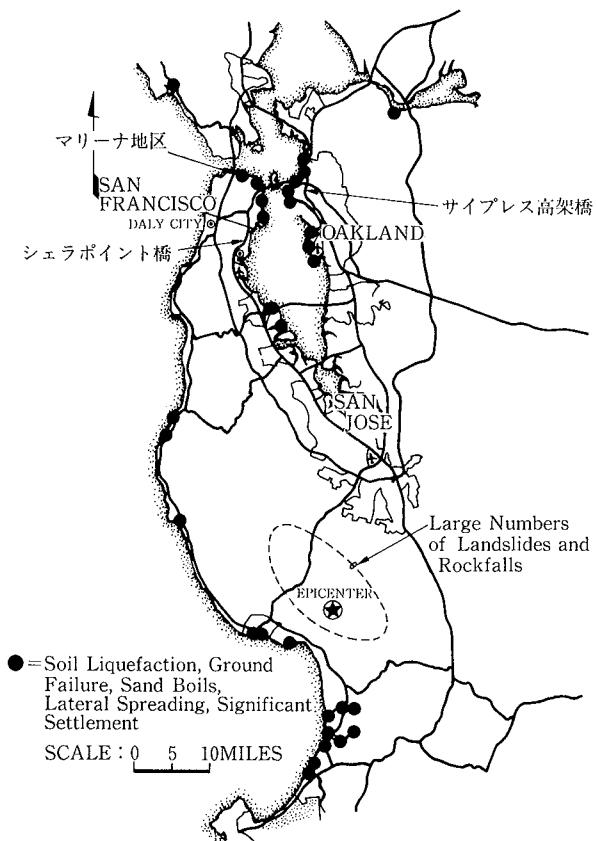


図-10 液状化と地すべりの発生地（文献5）より転載）

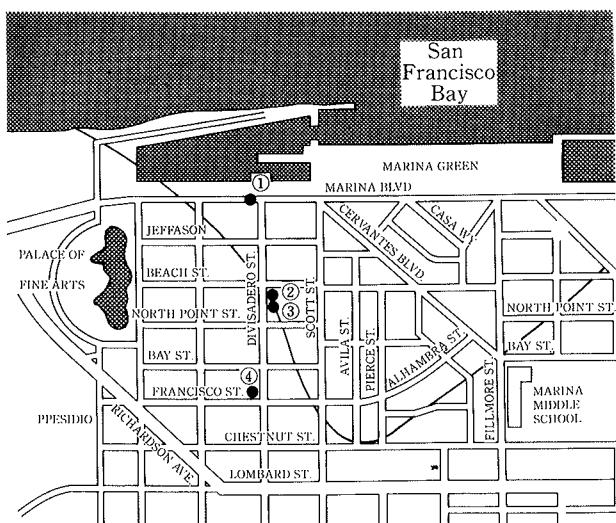


図-11 旧海岸線と砂の採取地点

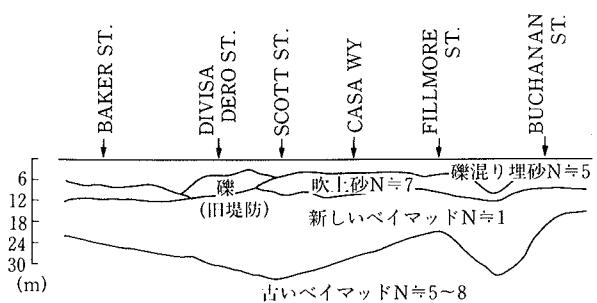


図-12 マリーナ大通りに沿った土質断面図

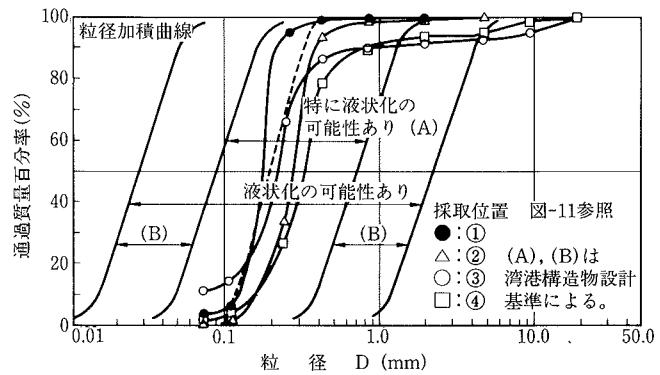


図-13 マリーナ砂の粒度試験結果

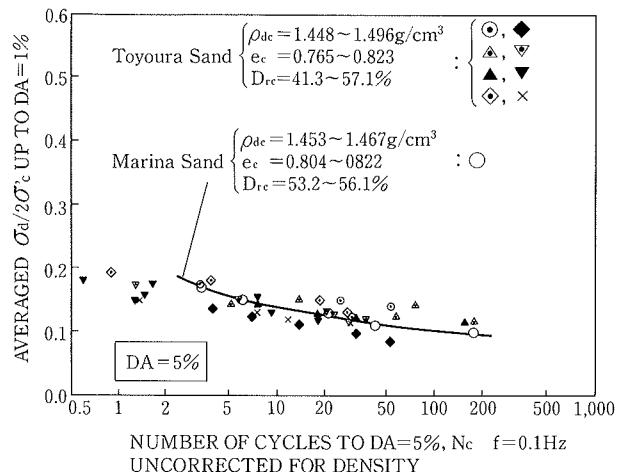


図-14 動的三軸試験機による液状化強度試験結果

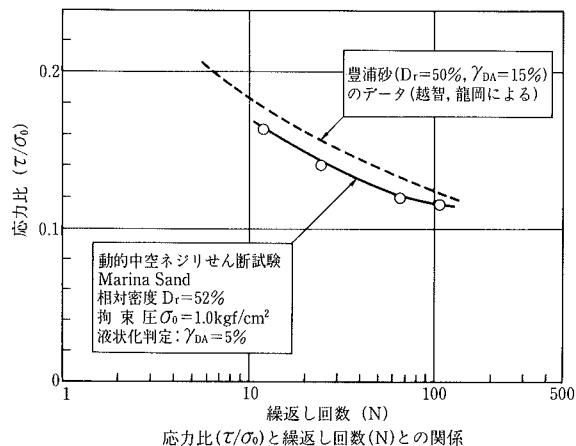


図-15 動的中空ねじり試験機による液状化強度試験結果

## 4. 880号線サイプレス高架橋

### 4.1 高架橋の概要

この高架橋はカリフォルニア州では最初の2階建形式として、1951年から設計が着手され、1955年～1957年にわたる2年半の工期で完成した。

道路は標準幅員15.6mの鉄筋コンクリート製ボックスガーダーで作られ、これを21m～24m間隔に立てられた2層の門形フレームが支えている(図-16)。フレーム柱は鉄筋コンクリート造である。フレーム横ばりも鉄筋コンクリート造が多いが、車線の枝分かれ(将来用も含む)や既存道路との斜め交差のためにスパンが大きくなる所では、上層の横ばりに現場緊張のプレストレストコンクリートばかりが用いられている。ボックスガーダーは橋軸方向3スパンごとに伸縮ジョイントが設けられた2スパン連続のゲルバー桁である。

構造の特徴としては、門形フレームに多ピンジョイント構造が採用されていることである。上層の横はりを鉄筋コンクリート造とした場合には、上下層共に柱の下部にピンジョイントを配した2ピン構造が採用され、上層の横はりをプレストレストコンクリート造とした場合には柱の曲げ応力の導入を防ぐため柱頭ピンとした2ピン構造か、もしくは柱脚にもピンジョイントを設けた3ピン構造となっている。

この高架橋はAASHTOコードに準拠して設計されており、設計震度は0.06であったと報告されている。帶筋に

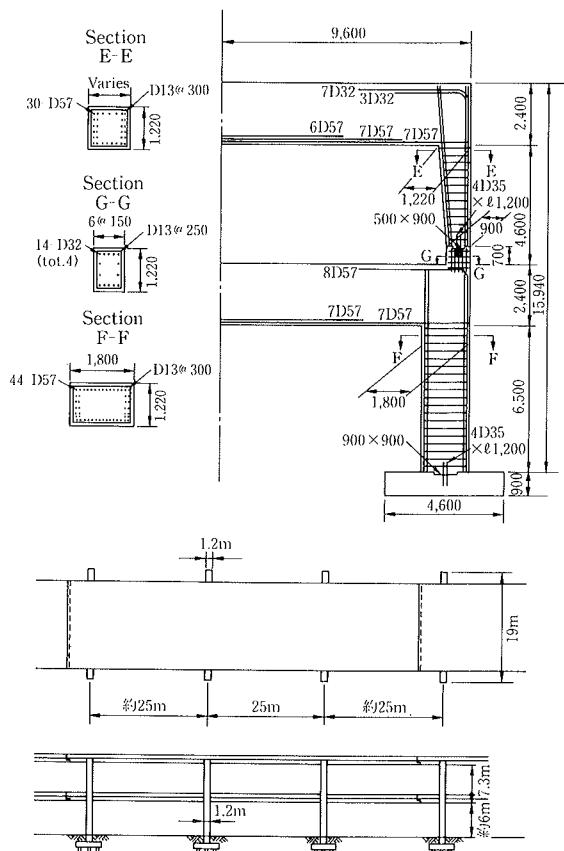


図-16 サイプレス高架橋の代表構造  
(Caltrans, As-Built Plan より)

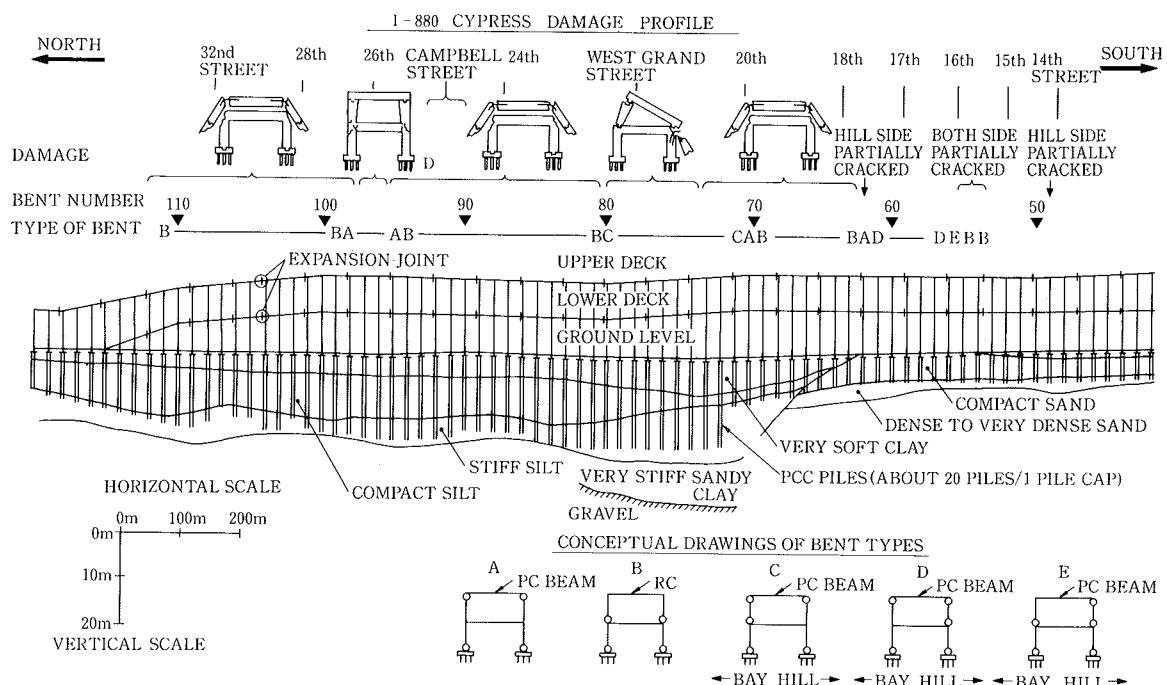


図-17 サイプレス高架橋被害概要 (Caltrans, As-Built Plan より作成)

ついては1971年のサンフェルナンド地震以前の建設でもあることから今日の設計によるものと比較すると相当に少なく、スパイラルというより二つのコの字形のタイフープを組合せた帶筋が用いられている<sup>7)</sup>。

#### 4.2 被害の概要

サイプレス地区の北端から1.2 kmにわたって2階の道路部分が支えを失って1階の道路上に覆いかぶさってしまう落橋被害がほぼ連続して発生した。この落橋区間の南側では、相当数の門形フレームに部分的なクラックが入っていたが、落橋は免れている。

図-17が被害状況の縦断図である。同図はベイブリッジ東岸側インターチェンジから南へ約1,700 mの区間を示しており、著者らが目視で確認した被害状況、ピンジョイントの位置に注目してA~Eに分類した構造形式、杭の根入れ深さ、および地質縦断を記入している。

地質縦断図は限られた情報<sup>8)</sup>を元に作成したので、詳細は保証できないが、被害と地盤条件を考察する上では十分と考える。

図に示した範囲はペントNo. 42~No. 120の約2 kmの区間であるが、2階が倒壊したのはサイプレス地区北側軟弱地盤上のNo. 63~No. 112の間である。

#### 4.3 構造形式と倒壊パターン

図-18に倒壊を決定付けた上層柱脚ピンジョイント部の破壊パターンを示す。ピンジョイント下部よりせん断ひび割れが発生し、横ばり主筋折れ曲げ部に沿い生長する。サイプレス高架橋の場合、柱は一般に1/2インチ(約13 mm)径の帶筋が12インチ(約30 cm)間隔で配置されている。ひび割れが外表面まで貫通するや、極めて脆性的な破壊を呈したと考えられる。

図-19には倒壊部分の代表構造タイプであるA, B, Cタイプについて作用荷重と典型的な倒壊パターンを示す。

Aタイプは両柱がそれぞれキャンチレバーとして独立に抵抗するタイプであるが、脚部にピンジョイントを有しておらず、又上下層柱主筋がつながっていることから、他のペントタイプに比較して大きな強度を有していると思われる。実際ペントNo. 96~No. 97は柱に大きなひび割れが発生しているものの、持ちこたえている。

Bタイプはフレームとして抵抗するものの両柱脚がピンジョイントとなっており、死荷重によるせん断力がせん断破壊に対し危険側に作用する。倒壊も最も激しいタイプである。

Cタイプは片方の柱が上下ピンジョイントの為、水平力に対する抵抗要素になり得ない。従って反対側の柱のみに力が集中し、この部分の破壊で耐力が決まってしまう不安定ともいえる構造である。図に示す様に左側に両ピン柱が無垢のままで、右側柱が倒壊落下するのもこの抵抗機構に起因する。

#### 4.4 軟弱地盤による地震動の増幅

図-20にサイプレス地区周辺の地震記録を示す。これら3地点(図-21)は、地質分布からサイプレス地区北側の軟弱地盤と同質と考えられるので、同地区北側では

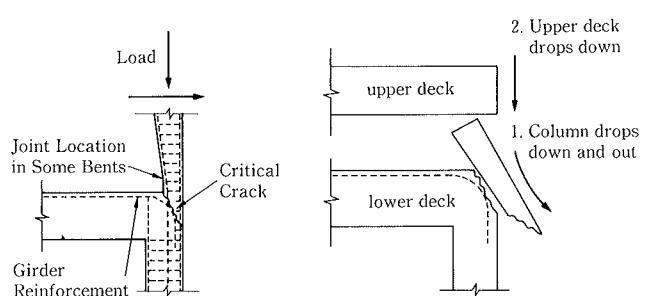


図-18 破壊パターン (UCB レポート)

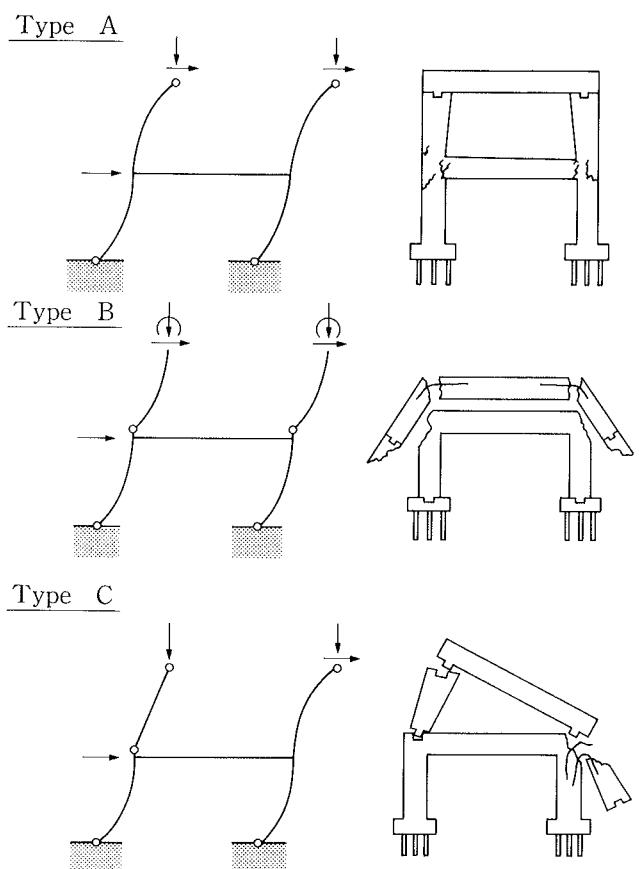


図-19 作用荷重と倒壊パターン

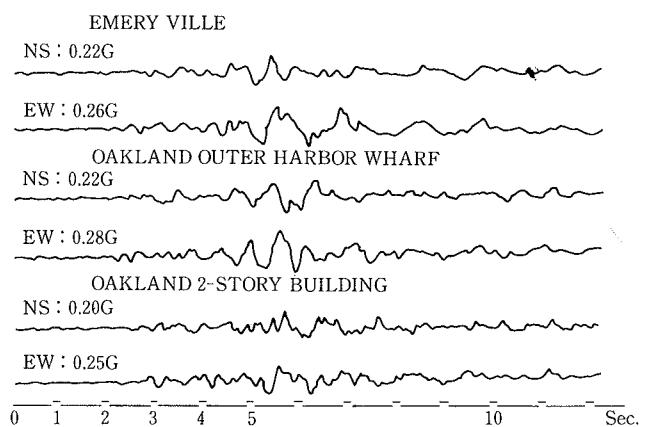


図-20 サイプレス周辺の地震記録  
(USGS, CDMIP レポートより)

0.25~0.3G 程度の最大加速度が作用すると予測できる。一方、サイプレス地区に近接する比較的硬い地盤 (Yerba Buena, Piedmont) で観測された加速度は0.06~0.1Gと小さな値になっている。サイプレス地区南側の硬質な砂層の深部については明らかな情報がないが、同地区地表の地震強度は北側の1/2を超えることはなかったと推定される。サイプレス地区の北半分と南半分で被害の程度が全く異なる一つの理由は地震強度の違いにあると考えられる。なお液状化は地質構成からみて、又現場踏査からみても見当たらなかった。不等沈下についても特にその影響はない報告されている。

図-22はサイプレス地区北側と同質の軟弱地盤と考えられる北側 2 km の Emeryville での観測波形について減衰 5 % 加速度応答スペクトルを示したものである。周期0.7秒から1.5秒の間で0.6G 以上の応答加速度が生じている。

サイプレス地区の地盤の横揺れ (S 波重複反射) の固有振動数を検討したものが表-1である。強震時には地盤の非線形性によって固有振動数が同表の値より小さくなることを考え合わせると、サイプレス地区に作用した地震は図-22と似た特性をもっていたと推定できる。

#### 4.5 終局強度と地震時弾塑性応答

当地区で多く採用され、かつもつとも破壊の激しかった

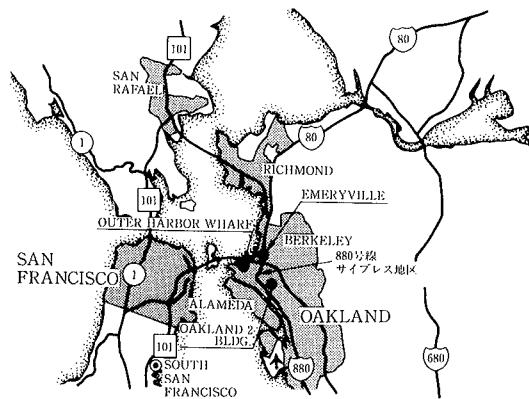


図-21 サイプレス地区位置図 (UCB レポート)

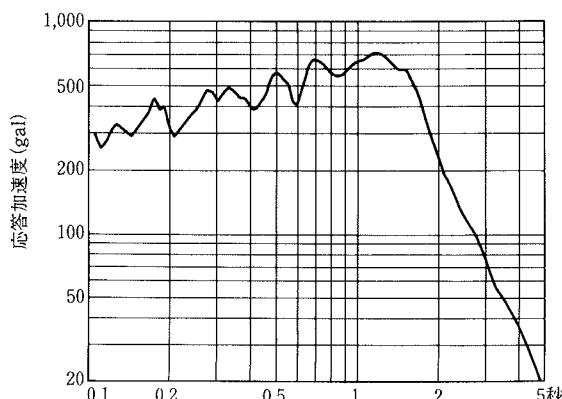


図-22 Emeryville EW 成分の加速度応答スペクトル(減衰 5 %)

B タイプを対象に FEM 解析を実施し、終局強度と破壊メカニズムを予測する。又得られた結果を基に弾塑性地震応答解析を実施して破壊に至る応答を検討する。

**4.5.1 FEM 非線形解析** 被害地域の中央、B タイプが続く No. 81~94 のうち中央部ベント No. 88 (図-16) を対象に、コンクリート構成則をユーザーサブルーチンとして組込んだ ABAQUS コンピュータプログラムによる FEM 解析を行なった。材料定数は以下の値を用いた。

$$f_c' : 6000 \text{ psi} (422 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_t : 430 \text{ psi} (30 \text{ kg/cm}^2)$$

$$E_c : 4 \times 10^6 \text{ psi} (2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_{sy} : 4 \times 10^4 \text{ psi} (2812 \text{ kg/cm}^2)$$

ここに、コンクリートについては現地採取コアの試験結果から、鉄筋については設計応力 (working stress :  $2 \times 10^4$  psi) より仮定した<sup>7)</sup>。作用荷重については 1 スパン分のボックスガーダー自重と横はり自重を上下層ばかりに死荷重としてそれぞれ等分布載荷した後、固有値解析より得られた橋軸直角方向 1 次モードから決まる水平力 (1 : 0.54) を、上下層ばかりに分布させ漸増載荷した。なお、この水平力分布は弾性応答解析から得られる初期のピーク加速度とほぼ対応する。

図-23には水平力による破壊前のひび割れパターンを変

表-1 サイプレス地区地盤の固有振動数

地盤モデル	
軟弱なシルト H=5m	Vs=90m/s $\rho=1.5\text{tf/m}^3$
締まったシルト H=18m	Vs=260m/s $\rho=1.9\text{tf/m}^3$
固い砂、れき、粘性土 H=60~90m	Vs=380m/s $\rho=2.1\text{tf/m}^3$
岩盤	Vs=1,400m/s $\rho=2.7\text{tf/m}^3$

Dorby法による地盤固有振動数の推定値  
(ベント No.78~86)

1 次	1.14~0.81Hz
2 次	2.9~2.2 Hz

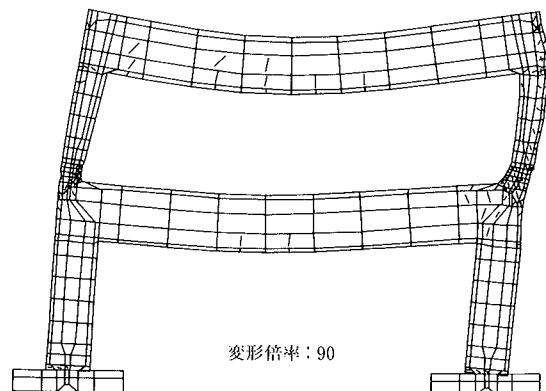


図-23 ひび割れパターン ( $\tau_{av}=5.8 \text{ kg/cm}^2$ )

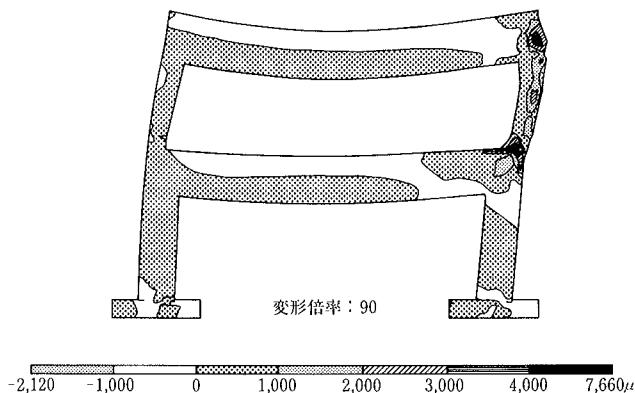
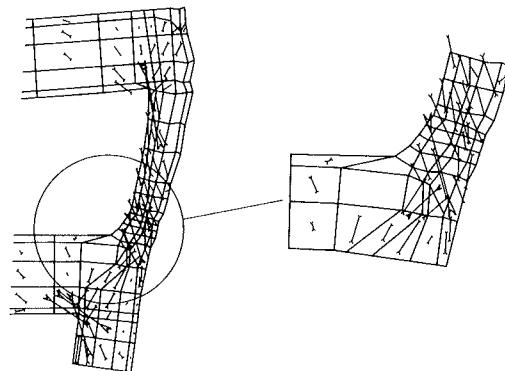
図-24  $\varepsilon_x$  コンター ( $\tau_{av}=5.3 \text{ kg/cm}^2$ )

図-26 コンクリート圧縮主応力の流れ

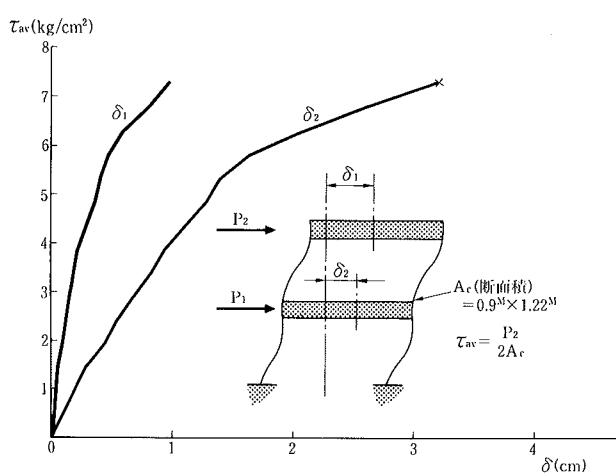


図-25 せん断応力度—水平変位関係

形図とともに示す。自重のみの載荷段階で、既にジョイント下部から下層はり主筋折曲げ部に沿い、比較的立った斜めひび割れが発生し、同部の帯筋も一部降伏する。水平力載荷は左柱には自重による応力をキャンセルする様に作用し、逆に右柱には危険側に作用する。破壊直前ではジョイント直下でさらに広がり、接合部内でも折曲げ主筋に沿い比較的立ったひび割れが発生する。

図-24には水平方向ひずみのコンターを示すが同主筋に沿うゾーンでひずみが大きくなっていることは興味深い。このことは折曲げ筋外側かぶり部分の鉄筋との付着切れに伴う剥落すべり破壊を示唆するものである。この後、ジョイント直下の帯筋が全域にわたり降伏し、計算上の耐力を得た。図-25には、上下層横はり中央での荷重一変位関係を示すが、この時の上層部水平震度は0.29Gであった。図-26のコンクリート圧縮主応力図は、折曲げ主筋肩部分コンクリートの外側への引き裂きを示唆する。

図-24で上層隅角部外側に引張りひずみの卓越した部分が見られるが、縦筋に沿うひび割れと対応し、内隅部からの繰返し斜め圧縮力の作用によりかぶりコンクリートの外側への剥落をも示唆する。

典型的な破壊パターンとして、上記ジョイント部のせん

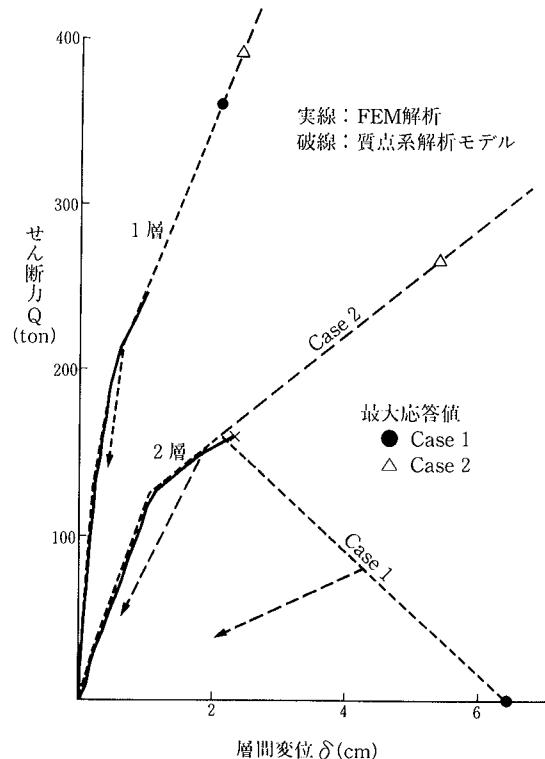


図-27 せん断力—層間変位関係

断破壊とともに、上層横はり端部下縁からの曲げひび割れの広がりが報告されている<sup>7)</sup>。本解析では図-23に示す様に、横はり左端部に曲げひび割れが発生している。解析では同部の下筋は降伏には至っていないが、実際には同下筋はじかに接合部に埋込まれているだけで、定着長さ(20φ程度)を考えると、この縦ひび割れは付着切れに伴い急成長することが考えられる。加えて、破壊による落下過程で柱が外側に押し広げられ、この縦ひび割れはさらに広がるものと考えられる。

なお、ジョイントを除く柱はり一般部主筋は降伏にまで至っていない。

**4.5.2 弹塑性地震応答解析** 入力地震動に対する当高架橋の破壊に至る挙動を確認検討する目的で、1スパン分を対象にせん断形2質点系の弾塑性振動モデルで、応答解析を行なう。層の復元力特性は図-27に示す様にFEM解析で得られたせん断力一層間変位関係をマルティリニア型のスケルトンカーブで近似する。なお下層および上層の勾配が急変する点はそれぞれ下層柱脚ひび割れ発生、上層ピンジョイント直下帯筋の降伏域の広がりに対応する。下層については上層のせん断破壊である為、最終勾配をそのまま保持するスケルトンカーブとした。履歴ルールはエネルギー吸収の小さな脆性破壊型であることから、原点指向型とした。入力地震動はデジタル化したEmeryvilleでのEW方向の観測記録を用いる(橋軸直交方向に相当)。計算時間刻みは0.001sec、減衰定数は $h = 3\%$ (内部減衰形瞬間剛性比例型)とした。

(1) 固有周期 図-27に示される初期剛性に基づく固有周期は1次 $T_1 = 0.44$ 秒、2次 $T_2 = 0.15$ 秒であり、BタイプであるNo.45,46のペントを対象に常時微動の実測値から得られた $T_1 = 0.39$ 秒、 $T_2 = 0.22$ 秒<sup>7)</sup>に比較的よく対応する。なおこれらのペントは倒壊地区からも比較的離れており、ダメージもないと報告されている。図-22に示した応答スペクトルから、上記固有周期より長周期側にピークがあり、ひび割れ等の発生により、非常に大きな地震力の作用することが予想される。

(2) 破壊経過と最大応答値 表-2にせん断力、せん断力係数と層間変位の最大応答値を示す。表中、CASE-2は図-27に示す様に、上層の最終剛性を上り剛性を保持すると仮定して計算したもので、上層が十分な強度を保持して倒壊に至らない場合の応答を検討する目的で、参考に実施した。

図-28には入力地震動と層間変位、せん断力の応答波形(Case-1)を示す。倒壊は4.4秒過ぎて、地震動が最大加速度になる以前の負側の振動で起こる。図-27中には最大応答変位点をプロットしているが、下層の最大応答変位はFEM解析値をかなり上回ったところにある。FEMでの水平力分布は弾性固有モードから決定している。本解析の下層最大応答は、上層が耐力低下域にある場合の応答であり、系の急激な変化により下層の応答が急増したものと思われる。又下層では降伏ヒンジの発生等が考えられ、厳密には下層のスケルトンカーブにこれらを考慮する必要がある。しかしながら、同様に上層が耐力低下域にあることから、おおむね破壊に至る挙動は把握できたと言える。

CASE-2では最大応答値は4.5秒前の負側で生じる。下層では266ton、上層では391tonのせん断力が作用するが、それぞれせん断力係数0.35、0.49の値となり、簡易フレーム計算で予測すると上・下層はり端で降伏ヒンジが発生することになる。

我が国や米国の今日の鉄筋コンクリート耐震設計規準に照らしてみると、柱部材一般部を含みピンジョイント部のせん断補強が、十分になされていなかったようである。また、はり主筋についても、下筋はカットオフタイプで十

分な定着ではなく、破壊を助長したものと思われる。加えて当時の流行か、多ピン構造が採用され、不静定次数が少なく、ねばりの小さい構造と言えよう。

本高架橋は1950年代初期の設計で、当時のAASHTOコードに基づき水平震度0.06が採用されたと言われる。1971年のサンフェルナンドの経験を経て、AASHTOでも1975年によく耐震設計法が整備されたことを考えるとき、今回の悲劇はやむを得なかつたと言える。今回の米国での震害を、他国の経験と片付けるのでなく、我が国の耐震技術発展の糧にしていくことが肝要であろう。

表-2 最大応答値 (Case-1)

	層	Qmax (t)	Qmin (t)	せん断力係数 C	$\delta_{\max}$ (cm)	$\delta_{\min}$ (cm)
CASE-1	2	138.2 (4.127sec)	-160.0 (4.324sec)	-0.292	1.485 (4.127sec)	-6.45倒壊 (4.433sec)
	1	277 (4.096sec)	-360 (4.388sec)	-0.319	1.285 (4.096sec)	-2.11 (4.388sec)
CASE-2	2	209 (10.369sec)	-266 (4.489sec)	-0.485	4.23 (10.369sec)	-5.39 (4.489sec)
	1	298 (5.093sec)	-391 (4.437sec)	-0.347	1.843 (5.093sec)	-2.42 (4.437sec)

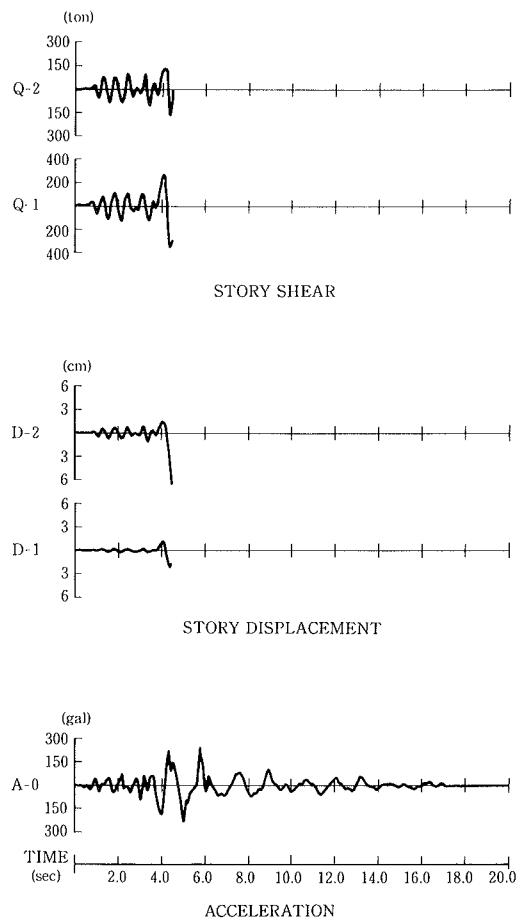


図-28 応答波形 (Case-1)

## 5. 免震構造物「シェラポイント橋」の調査

鉛入り積層ゴムによる免震システムにより耐震補強されたシェラポイント橋 (Sierra Pt. Bridge) の強震計に、今回の地震の加速度が記録<sup>2)</sup>されているので、免震システムの調査と解析による検討を行なった。

### 5.1 橋梁の概要<sup>2),9)</sup>

シェラポイント橋は、サンフランシスコ国際空港とサンフランシスコ市を結ぶ高速道路101号線の高架橋で、橋の下には2本の鉄道線路と地方道路が斜めに通っている。

図-29に、高架橋の平面図と積層ゴムの配置、および強震計の設置位置を示す。この橋は10スパンで、全長は約188m、幅は約35.7mである。上部構造は、横桁に接続された鋼製の単純桁でコンクリートの床版を支持した形式で、その横桁は、直径約91cm、高さ約3.35m～9.14mのコンクリート製円柱の橋脚で支持された構造になっている。この橋の橋脚は27本あり、各スパンごとに4本の橋脚が配置されているが、橋が斜めに架かっているため、橋の両端部では2～3本の橋脚になっている。

1957年に建設されたこの橋は当初、静的地震荷重0.15Gで設計されたが、その後、すぐ近くのサンアンドレアス断層による地震に対する耐震補強を施すため、1985年に鋼製の支承が鉛入り積層ゴムに取り替えられ、免震橋に改造された。

鉛入り積層ゴムの最適な周期は1.76秒、鉛棒の最適な降伏レベルは支持荷重の5%とされ、最大地動加速度0.6Gの地震応答解析の結果では、積層ゴムの最大変位は18cm程度、最大加速度は0.2G程度で、橋脚はすべて弹性範囲内の応答に収まるとされている。

積層ゴムの形状は、一辺の長さ約45.7cmの正方形(図-30)と直径約55.9cmの円形の2種類で、積層ゴムの内部の鉄板厚は約3.2mm、ゴム厚は約9.5mm、上端および下端の鉄板厚は約19mmである。また、積層ゴムの総高さは、ゴム層数15層の約22.5cmとゴム層数17層の約25.1cmとがある。積層ゴム内の鉛棒の直径は、正方形の積層ゴムでは約7.6cmで、円形の積層ゴムのそれは約10.2cmである。鉛の降伏応力度91.8kgf/cm<sup>2</sup>より求めたこれらの鉛棒の降伏荷重は、約4.2ton～7.5tonとなる。

正方形の積層ゴムは21個で、その全鉛直荷重(死荷重+活荷重)は約219ton以下である。また、円形の積層ゴムは12個で、その全鉛直荷重は約219～308tonである。

### 5.2 今回の地震における応答性状

#### 5.2.1 観測された加速度波形

この橋では2本の橋脚(B7通りの西側柱および東側柱)の加速度が計測されている。

表-3は、西側柱の強震計で測定された最大加速度をまとめたものである。加速度の値は、水平方向の橋軸方向が大きく、柱脚で90gal、柱頭で420gal、免震装置上の横桁で330galとなっている。また、加速度の増幅については、水平方向は、柱脚と柱頭間で4～5倍に増幅し、免震装置

上の横桁では、4倍前後とわずかに低減している程度である。同様に、上下方向の加速度については、加速度の値は水平方向に比べて1/2～1/3程度の大きさではあるが、加速度の増幅は、水平方向と同じように、柱脚と免震装置上の横桁間では4倍程度に増幅している。最大加速度から見ると、今回の地震に対して、この橋の免震システムはあまり機能しなかったと考えられるが、免震装置上の横桁の応答加速度に対して、鉛入り積層ゴムの鉛棒は降伏している可能性はある。

#### 5.2.2 解析による検討

今回、文献9)の観測地震波形を独自にA/D変換して解析を行ない、免震システムの挙動を検討した。ここでは、主に西側柱の橋軸方向の加速度(測点④および⑫)に関して検討を行なっている。

図-31に、測点④(柱頭)および測点⑫(免震装置上の横桁)の加速度波形と加速度のフーリエスペクトルを示す。両加速度波形において、振幅が大きなところには、衝突によると思われるスパイクが見られ、最大値は異なるが、両者はほぼ同じような波形を示している。また、フーリエスペクトルにおいては、両加速度波形とも、約2.7Hzの振動数成分の波が卓越している。しかしながら、6Hz以上の高い振動数においては、免震装置上の測点⑫の加速度成分は、測点④に比べてその大きさは低減されている。

図-32に、測点④および⑫の加速度のフーリエスペクトルの比より求めた伝達関数(測点⑫/測点④)を示す。これによれば、5.2Hzにピークがあるが、分母の④の加速度にその成分が少ないために現われたものと思われる。全体的に見れば、低い振動数(約0.5～1.5Hz)で、加速度応答倍率は1.5程度のピークが見られ、それ以上の5.2Hz近傍を除く高い振動数で、加速度応答倍率は0.7程度となっている。

以上より、この橋の免震装置は、若干機能した様子は伺えるが、上部構造が拘束されている可能性があり、今回の地震においては、免震効果が発揮されなかつたと推測された。

#### 5.2.3 まとめ

現地調査では、今回の地震で、この橋のコンクリートの橋脚などに特別な被害は見られなかった。また、この橋の上部構造と橋台の間のジョイント部にはクリアランスがほとんどないため、免震装置上の上部構造の変形は拘束されている状態に近いと思われた。

この橋の鉛入り積層ゴムによる免震システムを設計したバーカー市DIS社(DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS INC.)のシェラポイント橋に関する情報を以下に示す。

シェラポイント橋は、橋脚と上部構造の間に鉛入り積層ゴムが設置されているが、橋の両端の橋台にはクリアランスが設けられていないので、地震動の入力により、2段階の挙動が予測される。

(1) 第1段階：橋台の擁壁が壊れるまでの段階で、上部構造は現状1インチ(2.54cm)程度しか動けず、免震構造として機能しない。

(2) 第2段階：橋台の擁壁が壊れ、拘束がなくなれば、

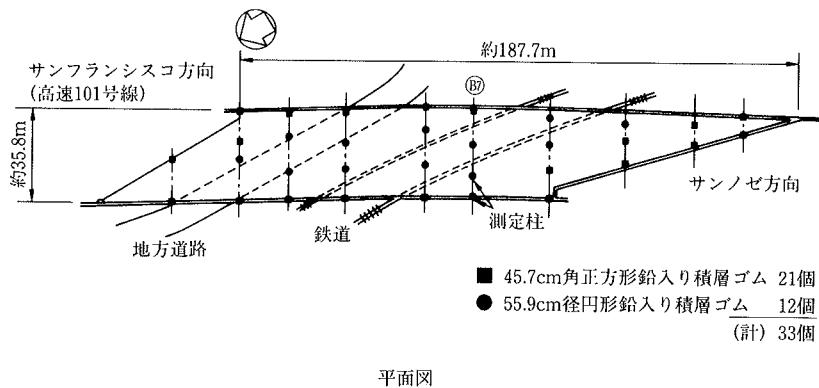


図-29 シェラポイント橋の鉛入り積層ゴムの配置および強震計位置（文献2）より転載

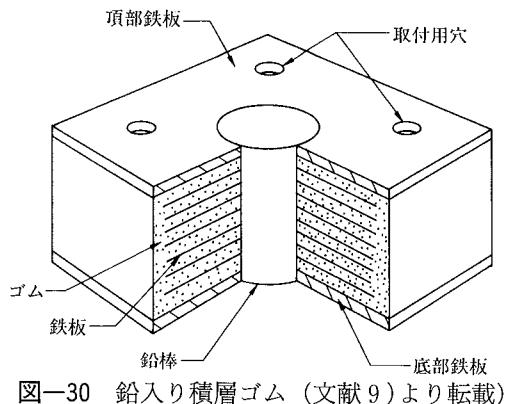
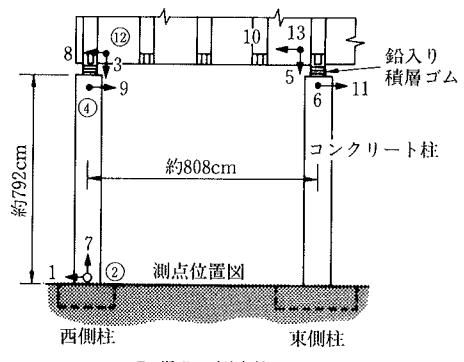


図-30 鉛入り積層ゴム（文献9）より転載

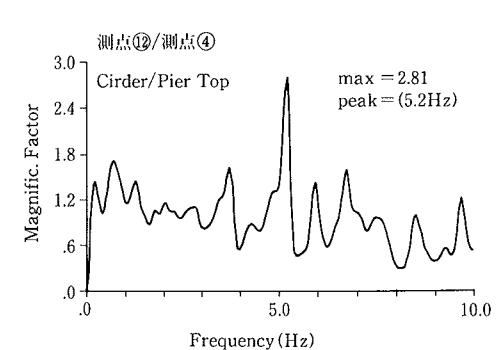


図-32 伝達関数（西側柱、橋軸方向）

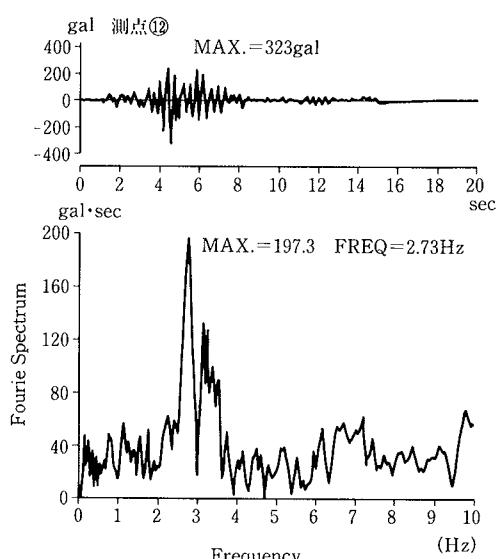
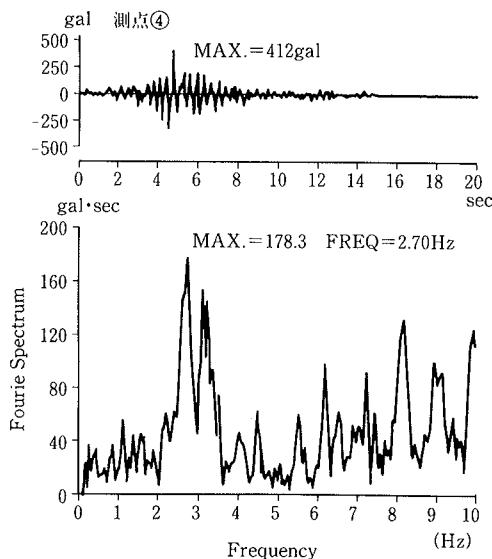


図-31 加速度波形およびフーリエスペクトル

表-3 西側柱の最大加速度

	柱脚 (地動入力)	柱頭 (免震装置下)	横桁 (免震装置上)
橋軸直角方向 (EW)	50gal(1.0) 測点①	230gal(4.6) 測点⑨	220gal(4.4) 測点⑧
橋軸方向 (NS)	90gal(1.0) 測点②	420gal(4.7) 測点④	330gal(3.7) 測点⑫
上下方向 (UD)	30gal(1.0) 測点⑦	—	110gal(3.7) 測点③

( )内の数値は増幅率を表す。

設計スペックの免震構造としての挙動を示す。設計最大変位は8インチ(20.3cm)で、鉛入り積層ゴムの許容変位は安全率1.5以上をみている。

今回の地震において、シェラポイント橋はまさに第一段階の挙動を示したものと考えられる。この橋が現状のままで、より大きな地震入力に対して、免震による耐震補強の効果を発揮しうるかどうかは、今後の地震観測に期待される。

## むすび

サイプレスの高架橋は1957年に竣工されたものである。当時は、地震による地盤震動の記録も少なく、大地震に対する構造物の破壊モードも全く不明で、構造物にねばりを与えることの重要性もほとんど知られていなかった。従って、現在の経験と知識からこの高架橋の耐震性を評論するのは容易である。しかし、地震工学は地震被害を経験し反省する過程から発展してきた工学である。高架橋の挙動を現在の我々が持つツールで解析し、被害過程を可能な限り鮮明に理解しておくことは、この経験を今後の地震工学の発展に役立てる上で重要なことであろう。

今回の地震がマグニチュード7.1の中規模地震であるにもかかわらず被害額が大きくなった原因是、サンフランシスコやオークランドの地盤の特に悪い所で、一部の道路橋が崩壊し主要な道路交通網の一角が切断されたこと、液状化により地域ぐるみの被害が発生したこと、震源付近では大きな加速度により組積構造や木造家屋に広範な被害が発生したこと、等による。

サンフランシスコの近代的な高層建物に大きな被害は見当たらなかったが、地震が中規模であって構造物に作用した破壊エネルギーがさして大きくなかったことに注意しておく必要がある。今回の震害経験をもって現在の耐震設計法が全般にわたって検証されたとするのは早計であると言えよう。

ロマ・ブリータ地震に際しては、**大林組**では専務取締役土木技術本部長 黒沢重男、取締役技術研究所長 武田寿一の指導のもと、研究所内の関連研究室及び部の研究スタッフ多数が調査や解析、資料収集に参画した。さらに現地では、**大林組**の営業所ならびにスタンフォード大学留学中の納多 勝職員が調査活動を支援した。ここに報告した調査成果は各位の協力によって成し遂げられたものである。

最後に、この報告で紹介した解析の担当者を記す。

**地震波形解析、距離減衰の異方性の解析：**

後藤洋三、安井 譲、若松邦夫、江尻譲嗣、藤森健史  
マリーナ砂液状化強度分析：

平間邦興、鳥井原 誠、松本 伸

**サイプレス高架橋の解析：**

表 佑太郎、江戸宏彰、大内 一、長沼一洋

**免震橋の解析：**

中村 篤

## 謝 辞

末筆ながら、我々の調査に御協力いただいた米国の研究者、技術者ならびに現場スタッフ、米国在住の日本人研究

者、さらに我々が現地でお世話になった日本からの諸調査団の皆様に深謝の意を表したい。また、地震直後から迅速に震源情報等を公表し、特に135点にも及ぶ観測点の強震記録を公表した USGS ならびに CSMIP には心より感謝するものである。

## 参考文献

- 1) USGS: U. S. GEOLOGICAL SURVEY STRONG-MOTION RECORD FROM THE NORTHERN CALIFORNIA (LOMA PRIETA) EARTHQUAKE OF OCTOBER 17, 1989, OPENFILE REPORT, p. 89~568
- 2) CSMIP: CSMIP STRONG - MOTION RECORDS FROM THE SANTA CRUZ MOUNTAINS (LOMA PRIETA), CALIFORNIA EARTHQUAKE OF 17 OCTOBER 1989, CALIFORNIA DEPARTMENT OF CONSERVATION, DIVISION OF MINES AND GEOLOGY, OFFICE OF STRONG MOTION STUDIES, REPORT OSMS 89-06
- 3) W. B. Joyner and D. M. Boore: 1988 Measurement, Characterization and Prediction of Strong Ground Motion, PROC., ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics II (Recent Advances in Ground Motion Evaluation, ASCE Geotechnical Special Publication No. 20, Park City, Utah, (June 27-30, 1988)
- 4) N. A. Haskell: Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults, Bull. Seism. Soc. Am., p. 1811~1842 (1964)
- 5) A. Astaneh, et al.: PRELIMINARY REPORT ON THE SEISMOLOGICAL AND ENGINEERING ASPECTS OF THE OCTOBER 17, 1989 SANTA CRUZ (LOMA PRIETA) EARTHQUAKE, UCB/EERC, (89/14 Oct. 1989)
- 6) E. Kuribayasi, F. Tatsuoka: Brief Review of Liquefaction During Earthquakes in Japan, 土質工学論文報告集, Vol. 15, No. 4, p. 81~92, (1975)
- 7) D. K. Nims et al.: Collapse of Cypress Street Viaduct as a Result of the Loma Prieta Earthquake, UCB/EERC, (89/16, Nov. 1989)
- 8) State of California, Department of Public Works, Division of Highways, As Built Plans, 10th to Distribution Structure, (July 26, 1957)
- 9) Kelly, T. E., Jones, L. R., Mayes, R. L.: Seismic Retrofit of Bridges Utilizing Ductile Base Isolation ConceptDu, PROCEEDINGS OF THE EIGHTH WORLD CONFERENCE on EARTHQUAKE ENGINEERING, VOLUME I, (1984)