

1991年TELIRE-LIMON (コスタリカ)地震 被害調査報告書

平成3年12月

財団法人 地震予知総合研究振興会

埼玉大学工学部 渡 辺 啓 行

九州工業大学工学部 安 田 進

佐藤工業(株)中央技術研究所 吉 田 望

目 次

まえがき	1
1. 地震および地震動	2
1. 1 本震と余震	2
1. 2 地震学的背景	2
1. 3 震度分布	6
1. 4 強震記録	6
1. 5 地盤の隆起と津波	20
2. 被害の概要	22
3. 地形・地質	34
3. 1 地理・気候	34
3. 2 歴史および風土	35
3. 3 地質	36
4. 液状化による被害	39
4. 1 液状化の発生範囲	39
4. 2 内陸部の沖積平野での液状化	39
4. 3 海岸の砂州や後背湿地での液状化	47
4. 4 河口での液状化	54
5. 斜面崩壊	63
5. 1 コスタリカにおける斜面崩壊の概要と特徴	63
5. 2 Telire-Limon地震による斜面崩壊	64
6. 道路および橋梁	71
6. 1 国道32号線の道路被害	71
6. 2 国道32号線の橋梁被害	73
6. 3 国道36号線を含む海岸道路の被害	75
6. 4 Vizcaya川に架かるコンクリート橋の落橋	77
6. 5 Bananito川に架かるコンクリート橋の落橋	80
6. 6 Estero Negro川に架かるコンクリート橋の落橋	84
6. 7 Estrella川に架かる鋼トラス橋の落橋	89

7. 建築物の被害 -----	99
8. その他の被害 -----	105
9. 復旧並びに対策に関する提言 -----	109
9. 1 液状化による地盤の側方流動に対する対策 -----	109
9. 2 橋梁の落橋防止についての提言 -----	116
参考文献 -----	117
あとがき -----	119
付録 -----	121
入手資料 -----	121
調査団が会った主要な人々 -----	122

まえがき

中米のコスタリカ共和国 (Republica de Costa Rica) は、北アメリカ大陸が南アメリカ大陸へとつながる最も細くなった部分にあり、南のパナマ (Panama) と北のニカラグア (Nicaragua) に挟まれた人口約285万人の小さい国である。国土は太平洋に面した南西部平野、多くの活火山を擁する中央高原、ニカラグアとの境界に面した北部平野とカリブ海沿岸の低地から成り、面積は約50,000km²である。自然環境は日本と良く似ていて、地震・火山活動共に非常に活発であり、年間降雨量は日本より遙かに多く、高温・多湿の風土を有する。政治的には非常に安定した国であり、民主主義が古くから定着した国として知られている。

そのコスタリカで昨年12月の太平洋側に引き続いて、本年4月22日15時57分に中央高原南東部を震源とするTelire-Limon (テリーレ・リモン) 地震 ($M_s=7.4$) が発生した。カリブ海沿岸ではLimon (リモン) 市を中心に陸地が最大2 m隆起し、高さ約3 mの津波が発生した。被害はパナマでも発生したが、コスタリカでは震央近くの人口がまばらのため死者は53人と少なかった。しかし、震央付近の山岳地帯では、広範囲に斜面崩壊が多発し、折からの雨期と相俟って土石流が発生し、多数の河川とカリブ海沿岸が汚染され、大量の森林資源がカリブ海に流出した。また、Limon市を中心とするカリブ海沿岸低地の液状化により幹線道路が大被害を被った。すなわち首都San Jose (サンホセ) 市とLimon市を結ぶ国道32号線とLimon市からカリブ海に沿ってパナマに向かう国道36号線における5つの橋の落橋を含む、液状化に伴う道路被害である。被害総額は、5億ドルと推定されている。このような大被害にも拘らず、日本の新聞の報道は非常に小さい記事だけであったので気づかない人が多かったと思われる。

石原研而東京大学教授は、この地震の被害に着目され、地震直後に、コスタリカ電力・通信会社研究所 (ICE) のMora (モーラ) 博士と連絡を取られた。その後、石原教授は土木学会耐震工学委員会委員長である田村重四郎日本大学教授に相談されて耐震工学委員会から調査員を出すことになり、渡辺啓行 (埼玉大学工学部) が選ばれた。また、個別に土質関係として安田進 (九州工業大学工学部)、建築関係として吉田望 (佐藤工業(株)中央技術研究所) に調査の呼びかけをされ、計3名の調査団が5月の連休明けに急遽編成された。残念ながら、各人の業務の都合や諸般の事情により、調査に出発できたのは、6月下旬に入ってからとなってしまった。しかしながら、調査に大きな支障はなく、調査の結果、多くの資料を入手できた。その上、液状化に関するシンポジウムの開催、側方流動や橋梁の被害防止や対策に関する提案等、コスタリカの技術者たちに有意義なコメントを提供できたと思っている。

以下に調査団が6月23日から1週間コスタリカ電力・通信会社研究所 (ICE) の協力のものに現地調査した結果を報告する。ICEのMora博士の協力に感謝を捧げる。また、コスタリカでの調査団への協力要請など、諸般の段取りをして下さった石原教授ならびに田村教授に感謝を捧げる。

1 地震および地震動

1.1 本震と余震

Telire-Limon (テリーレ・リモン) 地震の本震の諸元は次の通りである。

震央 : 北緯 $9^{\circ}36.60'$ 西経 $83^{\circ}9.20'$

深さ : 約16.44km

時刻 : 1991.4.22日 15:57分 (Local time)

マグニチュード : $M_s = 7.4$ (USGS, Colorado) 、 $M_L = 7.2^{2)}$

資料によって、震央の位置、震源深さにはかなりの差があるが、ここでは I C E (Institute Costarricense de Electricidad: コスタリカ電力・通信会社研究所) の Mora 博士による値を示している。また、 M_L については、6.6としている文献¹⁾もある。図1.1に震央および推定断層、図1.2は震源のメカニズムを示す。図に示されるように、震源のメカニズムは、陸地部がカリブ海の上に持ち上がる逆断層であり、震央は内陸部であるが、断層の端はカリブ海で地表に達したと考えられている。1.4節で述べる強震観測の結果から、この地震は少なくとも4つの多重地震であったと考えられている³⁾。なお、この地域はこれまで地震の少なかった地域であり、今回の地震は予想外の事と捉えられている。

この地震の震央は、パナマとの国境となっている Sixaola (シクサオラ) 川の支流である Telire (テリーレ) 川の上流地域である。また、この地震では、特に Limon 市を中心として被害が発生した。この様な事情から、この地震の名前は、震央と、被害地域の名前をとって Telire-Limon 地震と付けられたようである。

図1.3に I C E による、4月22日から5月5日までの余震の震央を示す。余震域はかなり広範囲に広がっている。最大余震は、4月26日23時42分 (Local time) に生じ、マグニチュード (M_L) は5.2である。

1.2 地震学的背景

コスタリカ、パナマという中米南端の地域では、プレートテクトニクス的には複雑な挙動をしている。すなわち、図1.4に示すように、太平洋岸には Cocos (ココス)、Nazca (ナスカ) プレート、カリブ海側には Caribbean (カリビアン) プレート、また、東のコロンビア側には South American (南アメリカ) プレートがあり、これらが独立して動いている。地震の多いのは、ココスプレートとカリビアンプレートの境界にある Middle America Trench に沿った地域であり、過去の大きな地震もほとんどが太平洋岸で起こっている。この海溝に沿った地震活動は、中米地域の太平洋岸に共通して見られるもので、1985年メキシコ地震を起こした地震活動と同じものであり、この地域はその南端に当たる²⁾。

コスタリカでは、1882年5月にマグニチュード7.5の地震が発生している。この地震はそれに次ぐ大きな地震であり、今世紀では最大の地震である。その他の今世紀の大きな地震 ($M > 6$) には、表1.1のようなものがある。また、表には現れていないが、1990.12.22 (Piedraz Negros 地震) と 1991.3.16 (Samara 地震) にはマグニチュード5.7の地震が発生

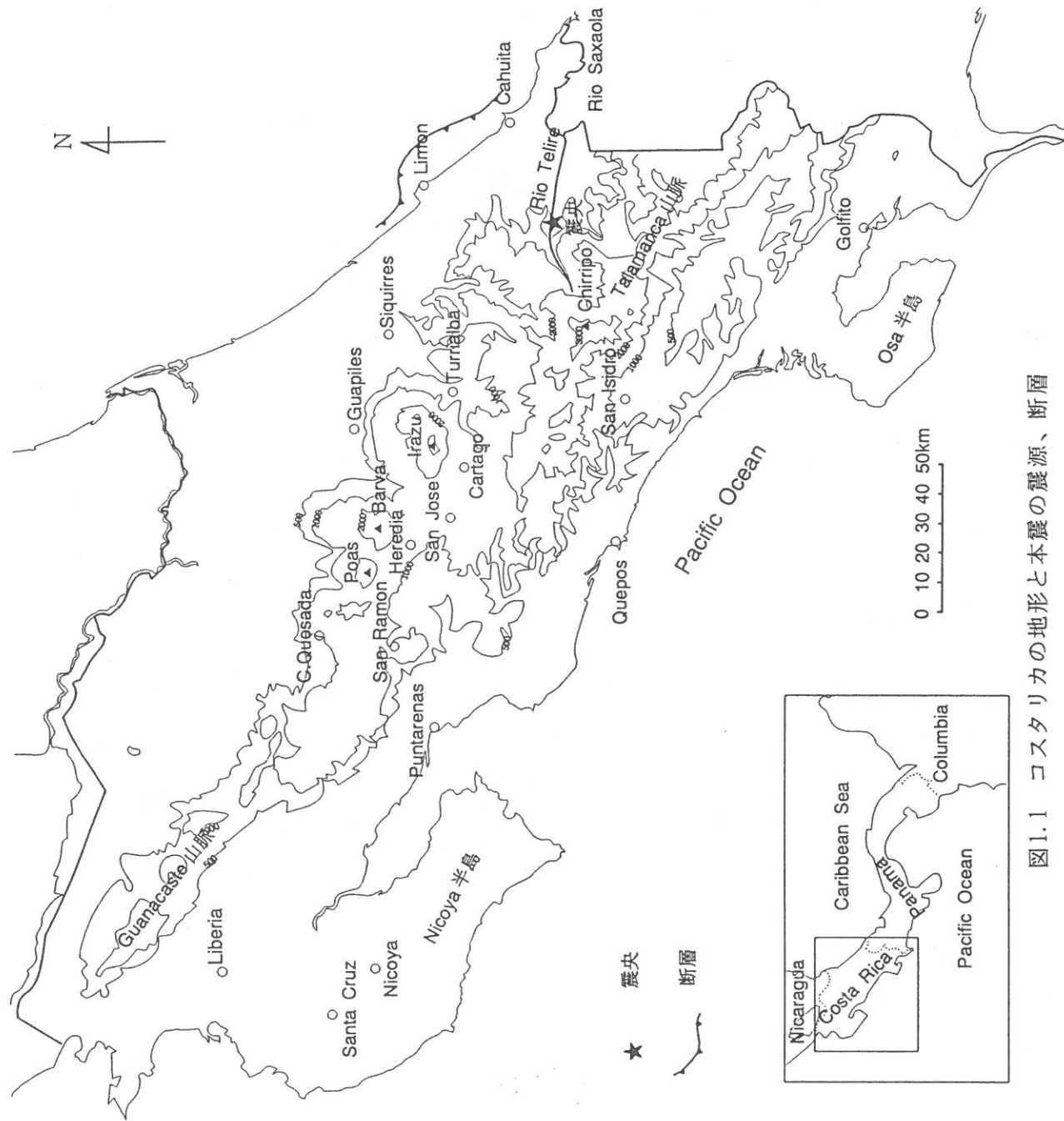


図 1.1 コスタリカの地形と本震の震源、断層

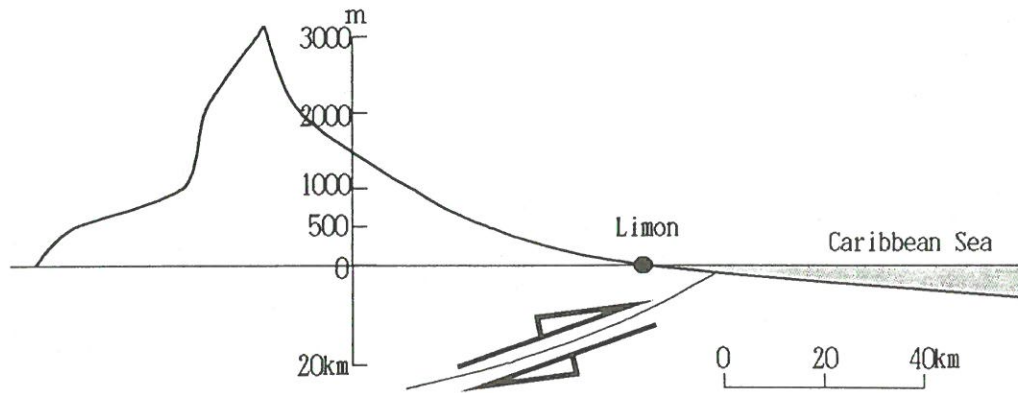


図1.2 断層のメカニズム

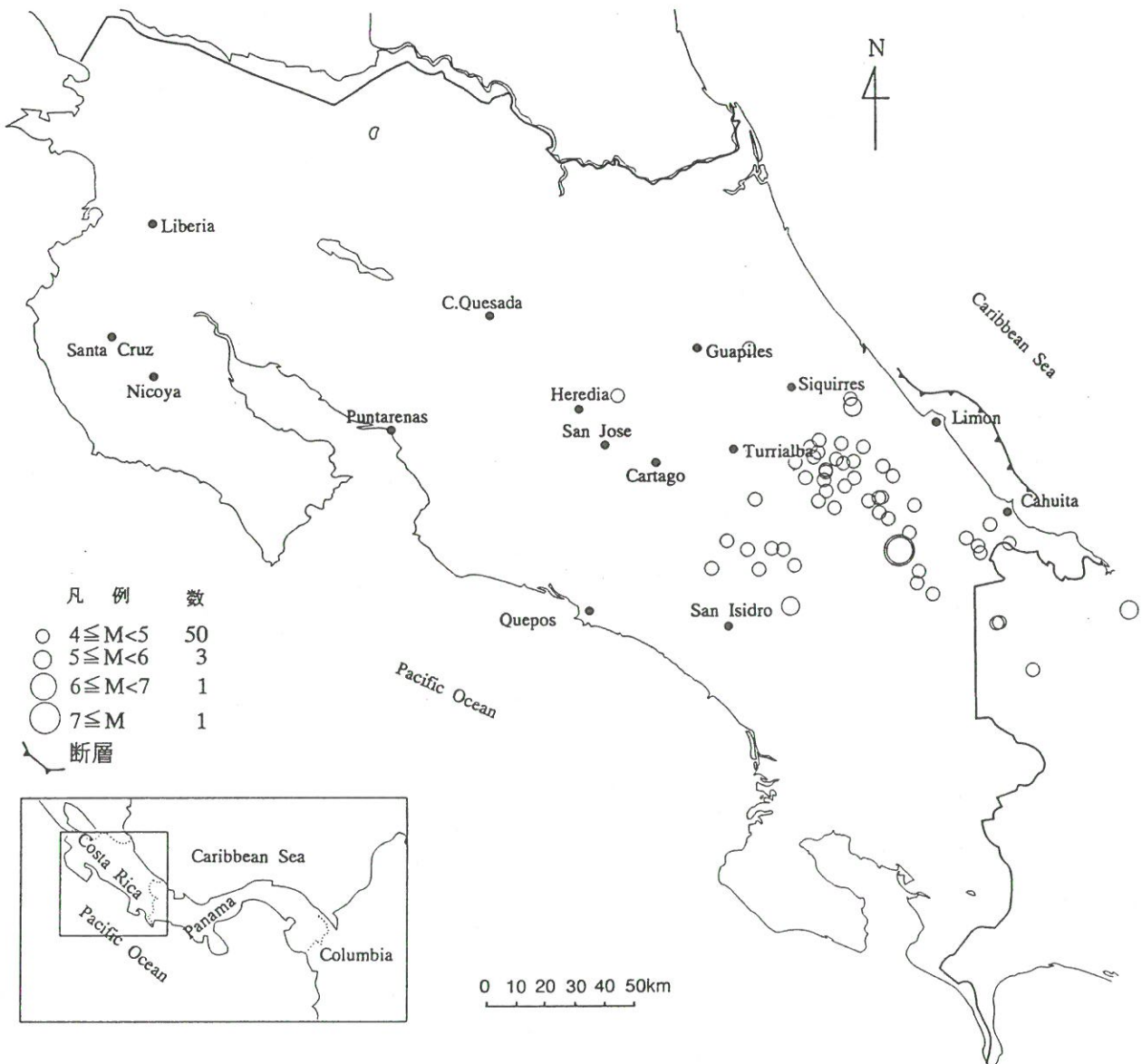


図1.3 余震の震央の分布

している。このうち1990年12月の地震は、首都San Joseから約30kmのところで開催しており、マグニチュードは小さいが、San Joseにおけるゆれは、この地震によるものよりはるかに大きく、若干の被害が発生した。

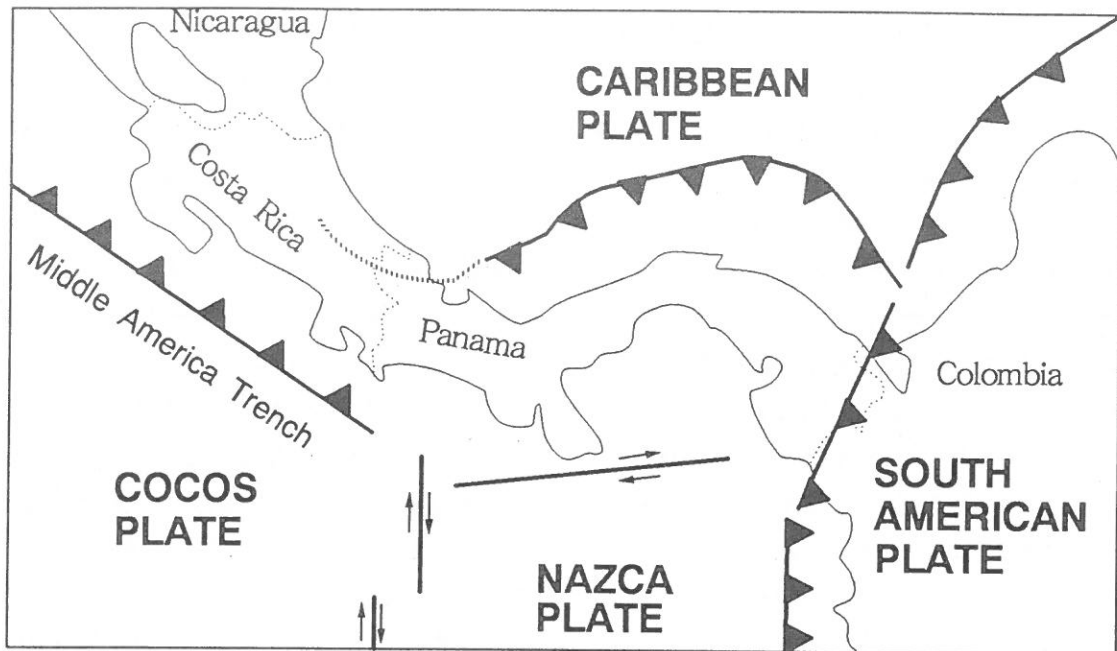


図1.4 コスタリカ周辺のプレートの模式図

表1.1 コスタリカの20世紀の大地震 (M > 6)

発生年月日	M	地震
1924. 3. 4	7.0	Orotina地震
1973. 4. 14	6.5	Tilaran地震
1978. 8. 23	7.0	Samara地震
1983. 4. 2	7.3	Golfito地震
1983. 7. 3	6.1	Perez Zeledon地震
1990. 3. 25	6.5	Golfo de Nicoya地震

1.3 震度分布

図1.5に修正メルカリ震度階による震度分布を、表1.2、図1.6に修正メルカリ震度階表と他の震度階との対応を示す。なお、震源付近は人口のほとんど無いところであり、震度は主として液状化、斜面崩壊等の地盤変状をもとにして決められている³⁾。

断層よりカリブ海寄りの5つの地域で、震度は最大のIXとなっている。震度VIIIの地域は、これらを囲むように、断層に沿って南北に広がっている。今回の地震による震度分布で特徴的な事は、震度IXの地域が、断層のカリブ海よりのみ存在し山岳地帯側には存在しない、すなわち、断層と直角方法に著しい方向性が見られる事である。この様な方向性は、単に震度IXの地域だけではなく、震度分布そのものがカリブ海側で大きくなっている。これは、カリブ海よりの地域は低地で、地盤が軟弱であり、地震動の増幅が大きかったためと考えられる。さらに、図1.2に見られるように、海岸地域は断層の上板にあり、この様な場合には一般に振動は大きくなることも知られている。さらに、ICEのMora博士によれば、中央の山岳地帯で地震波が反射したために、カリブ海側で特に震度が大きくなったとの事である。なお、前述のように、コスタリカの地震はほとんどが太平洋側で起こるものであり、カリブ海側で起こった過去の地震との比較はできないが、太平洋側で起こった過去の地震ではこの様な極端な断層直交方向の方向性は観察されていない。

Matinaの近く（震央距離70km）で、首都San JoseとLimonを結ぶ道路（32号線）上を走っていた大型トラックが転倒した（写真1.1）。このトラックは、地震時にはバナナを積んで走っており、運転手が地震を感じて止まった後で、地震動のために転倒した。また、筆者らも、地震時にパナマからLimonに向かって32号線を海岸に沿って走っていた運転手から聞き込みをする機会を得た。運転手によれば、「地震時にはEsterella（エストレージャ）川から10kmほど南を、67人乗りのバスを運転し、北に向かっていた。バスには50人程度の乗客があった。走行中車が左側にスライドするので、機械の故障と思い、車を止めた。その後も、車は、ほとんど転倒しそうになるぐらい揺れた。また、しばしば、車輪が浮いたようで、車が落ちる衝撃を感じた。車を止めるのがもう少し遅ければ車は転倒していたと思う。」との事である。これらの事から、地震時には上下動がかなり大きかった可能性がある。

1.4 強震記録

UCR（コスタリカ大学）とICEでは、独自の地震観測網をもっており、今回の地震により20以上の強震記録が得られている^{5) 6)}。しかし、前述のように、この地震はこれまで余り地震活動の無かったところに起こった事、人口がほとんど無い地域である事から、震央に近い強震記録は得られていない。

コスタリカ大学では、1983年のGolfito地震を契機として強震観測をはじめ、1988年までに19地点で観測を行っている⁷⁾。その位置を図1.7に示す。観測点は、首都San Joseの周辺に集中しているほかは、すべて太平洋岸に配置されており、今回の地震の震央近くにはない。表1.3に強震記録のうち、発表されている記録の最大加速度⁸⁾を示す。表の脚注に示し

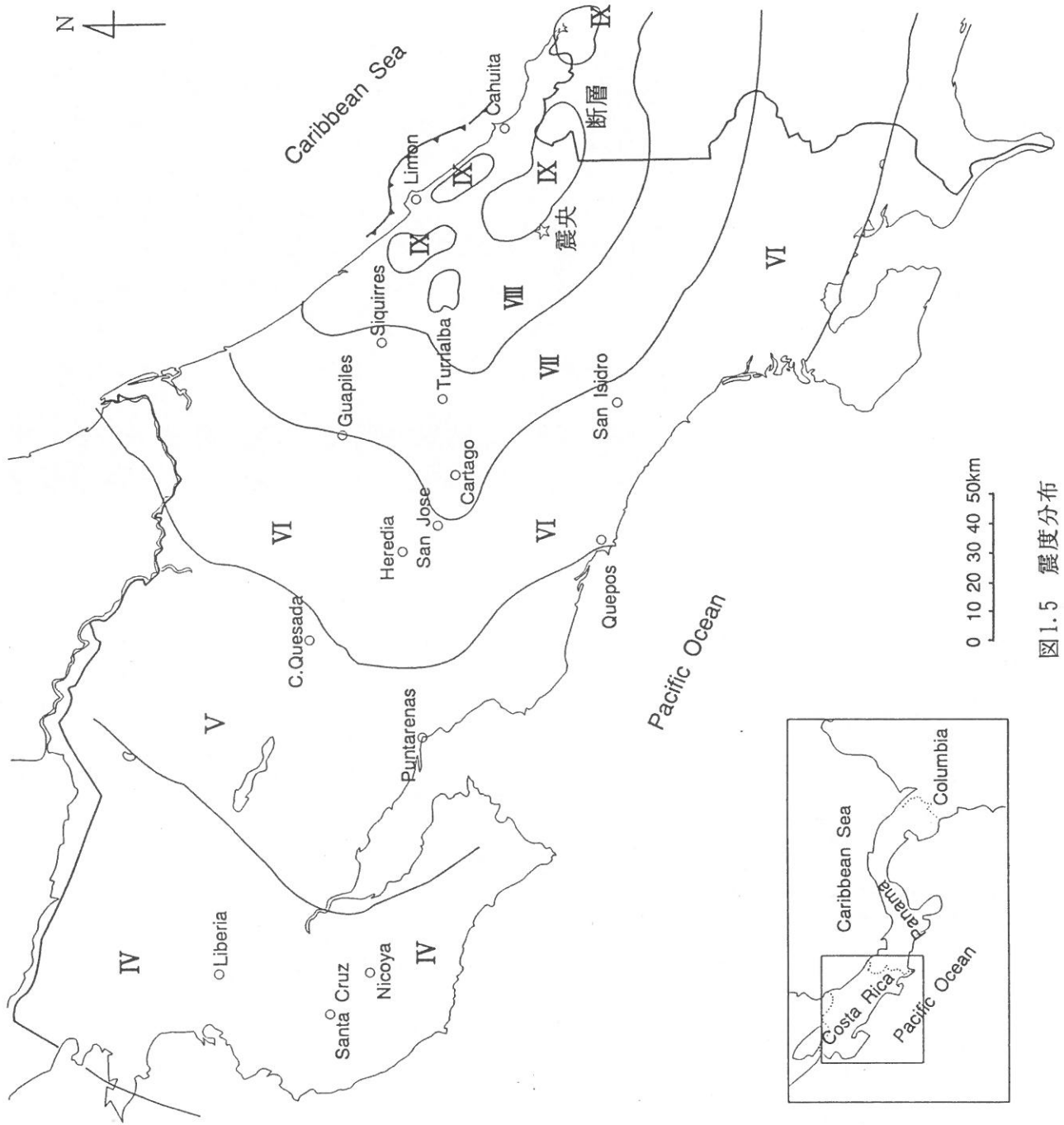


图 1.5 震度分布

	XII	XI	XII
	XI	800	
VII	X	X	
400	432	400	
VI	IX	IX	
250	202	200	
V	VIII	VIII	
80	94	100	
IV	VII	VII	
	44	50	
	VI	VI	
25	21	25	
III	V	V	
	10	12	
8	IV	IV	
II	5	5	
	III	III	
2.5	2.1	2.1	
I	II	II	
	1.0		
0.8	I	0.8	
0		I	
気象庁 震度階級	改正メルカ リ震度階級	M.S.K 震度階級	

図1.6 各種震度階の比較



写真1.1 地震により転倒したトラック

表1.2 修正メルカリ震度階⁴⁾

- I : 特に感じやすい状態にあるごく少数の人に感ずる。
- II : ビルの上層にいて静止しているような人々にのみ感ずる。少数の釣り下げられている物体が揺れる事がある。
- III : 屋内にいる人の一部が感じる。釣り下げられている物体は揺れる事がある。軽自動車が通っているような振動であるが、多くのものは地震とは思わない。
- IV : 屋内の多数と屋外の少数の人が感じる。釣り下げられているものは揺れる。重量トラックが通ったような、または重いボールが壁に急激にあたったような振動。皿、窓ガラス、扉などがガタガタ動く。木造の壁やフレームに亀裂が入る事がある。
- V : ほとんど全部の人が感じ、方向を判断できる。寝ている人は目をさます。液体がゆれ、溢れる事もある。座りの悪いものは倒れる。皿やガラス器が壊れる。扉は揺れる。高い木などが揺れるのがときどき観察される。
- VI : 全部の人が感じ、多くの人は驚いて戸外に飛び出す。歩くのが不安定になる。窓ガラス、皿、ガラス器は壊れる。装飾品や本が棚から、絵画が壁から落ちる。家具が動いたり転倒する。弱い組積造構造物に亀裂が入る。
- VII : 立っているのが困難。よく設計・施工された建物は被害が生じない。普通の建物には軽微な被害が生じ、設計や施工のよくない建物はかなりの被害が生じる。自動車の運転手も地震を感じる。釣り下げられているものは揺れる。家具は壊れる。弱い煙突が壊れる。組積造構造物には、壁が落ちたりする被害が生じる。砂や礫の堤体に小さなすべりが生じる。大きな鐘は鳴る。
- VIII : 人々は恐れる。特別に設計された建物の被害はわずかである。普通の建物はかなりの被害を受ける。施工のよくない建物は大きな被害を受ける。自動車の運転に障害がでる。いくつかの組積造建物は被害を受けたり壊れる。基礎と固定していない建物は動き、パネル壁も接合が弱ければ落下する。木の枝がおれる。泉や井戸の流れや温度が変わる。湿潤な地盤や急な斜面で亀裂が生じる。
- IX : パニック。よく設計された建物でもかなりの被害が生じる。普通の建物の被害は大きく、崩壊するものもある。基礎にも被害が生じる。基礎と結合していない建物では投げ出される事もある。護岸に重大な被害が生じる。基礎杭は折れる。地面に亀裂が著しく現れ、液状化が起こる。
- X : 大部分の組積造、ラーメン形式の建物は基礎から崩壊する。いくつかのよく施工された建物や橋が壊れる。ダムや堤体に重大な被害が生じる。川の堤防や急な斜面の斜面崩壊がかなり生じる。運河、川、湖の護岸を越えて水がはねる。海岸や低地の砂や泥が水平に動く。鉄道線路がすこし湾曲する。
- XI : 組積造建物で残存するものはほとんど無い。橋は崩壊する。地面には大きな亀裂が生じたり、落ち込んだりし、斜面崩壊は広範囲に起こる。鉄道線路は大きく曲がる。
- XII : あらゆるものが破壊する。地表に波形がみられ、大きな岩塊が移動する。視界がゆがむ。あらゆるものは空中に投げ出される。

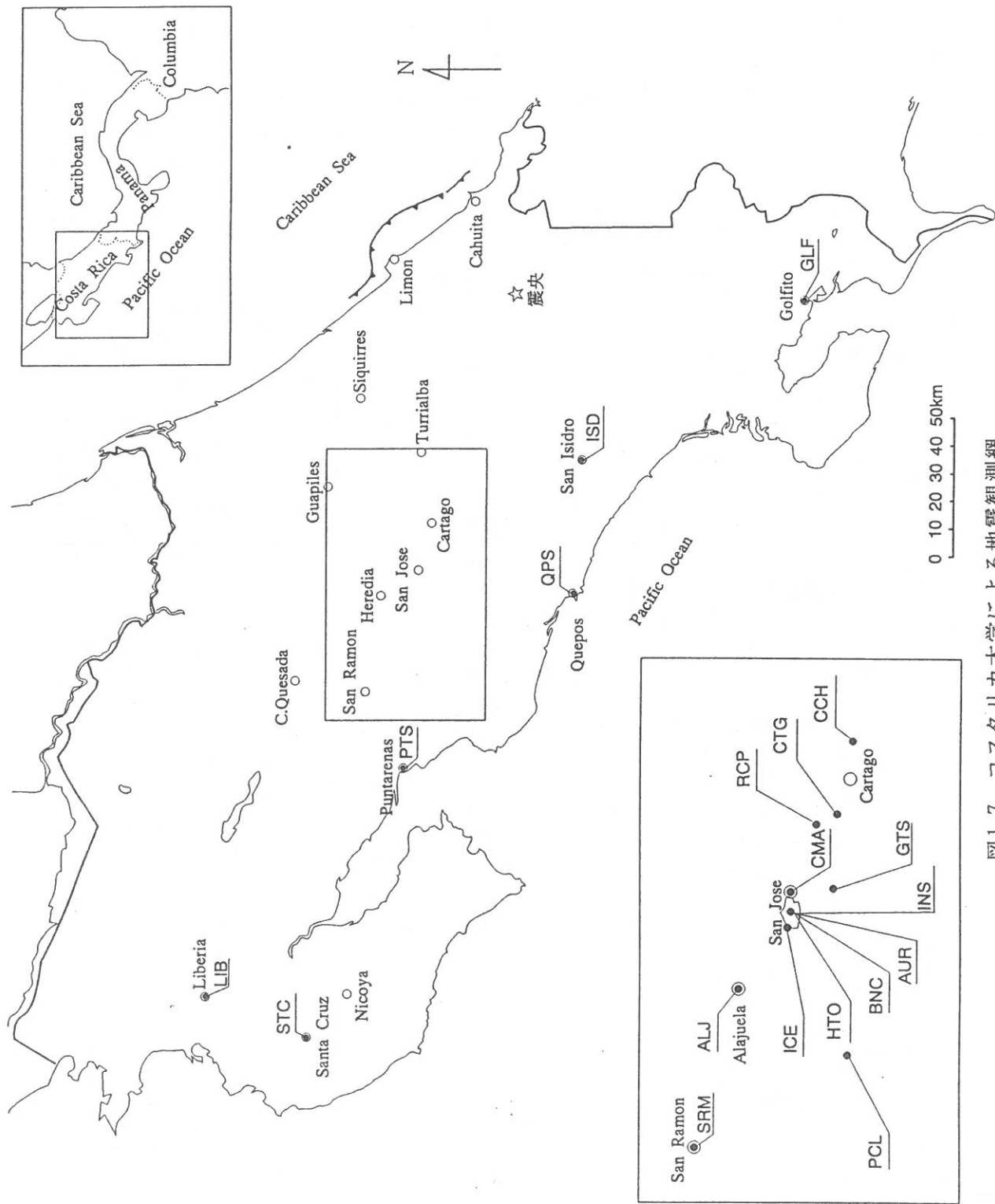


図1.7 コスタリカ大学による地震観測網

たように、設置位置の分類では、3層以上の建物を高層建物、2層以下の建物を低層建物として分類しており、一般の感覚とは異なるので注意されたい。なお、原論文では Δ は震源距離として表現されているが、観測点までの距離、震源深さを考えると震央距離との差は余り無いので、以下ではこれを震央距離として扱う。また、この距離は、1.1節に示した震央からの距離とも異なっている（震央の位置が文献1と文献6で異なる）が、原論文の距離を用いる事にする。

表1.3 コスタリカ大学の強震観測網と観測記録

観測点	地 点 名	立地条件*1		Δ *2 (km)	最大加速度*3 (G)		
		建物	地盤		N-S	E-W	U-D
I S D	San Isidro RC 2階建の1階	L	H	76	0.20	0.15	0.17
C C H	Cachi ダムの南側探査トンネル内	F	R	83	0.15	0.09	0.06
C T G	Cartago 中央公園の自由地盤	F	S	96	0.27	0.22	0.13
G T S	San Jose Guatuso 軽量鉄骨プレハブ1階建	L	H	108	0.11	0.06	0.04
C M A	San Jose Biblioteca RC 4階建の1階	H	S	111	0.16	0.20	0.12
G L F	Golfito 鉄骨2階建の1階	L	H	113	0.06	0.02	0.04
A U R	San Jose Hotel Aurola 鉄骨、RC 17階の地階	H	H	114	0.07	0.06	0.04
B N C	San Jose Edificio Banco Nacional RC 20階建の地階	H	H	115	0.08	0.07	0.07
H T O	San Jose Hatillo RC 1階建	L	S	116	0.12	0.09	0.06
I C E	San Jose Edificio Central ICE RC 15階建の地階	H	H	117	0.08	0.09	0.06
Q P S	Quepos 組積造1階	L	R	121	0.04	0.03	0.03
A L J	Alajuela CIPET RC 2階建の1階	L	S	131	0.11	0.09	0.05
P C L	Puriscal RC 2階建の1階	L	S	139	0.09	0.07	0.07
S R M	San Ramon UCR RC 1階建	L	S	162	0.09	0.08	0.08

*1 立地条件

建物 H：高層建物（3層以上） L：低層建物（2層以下） F：自由地盤
地盤 R：岩盤 H：硬質地盤 S：軟弱地盤

*2 震央距離

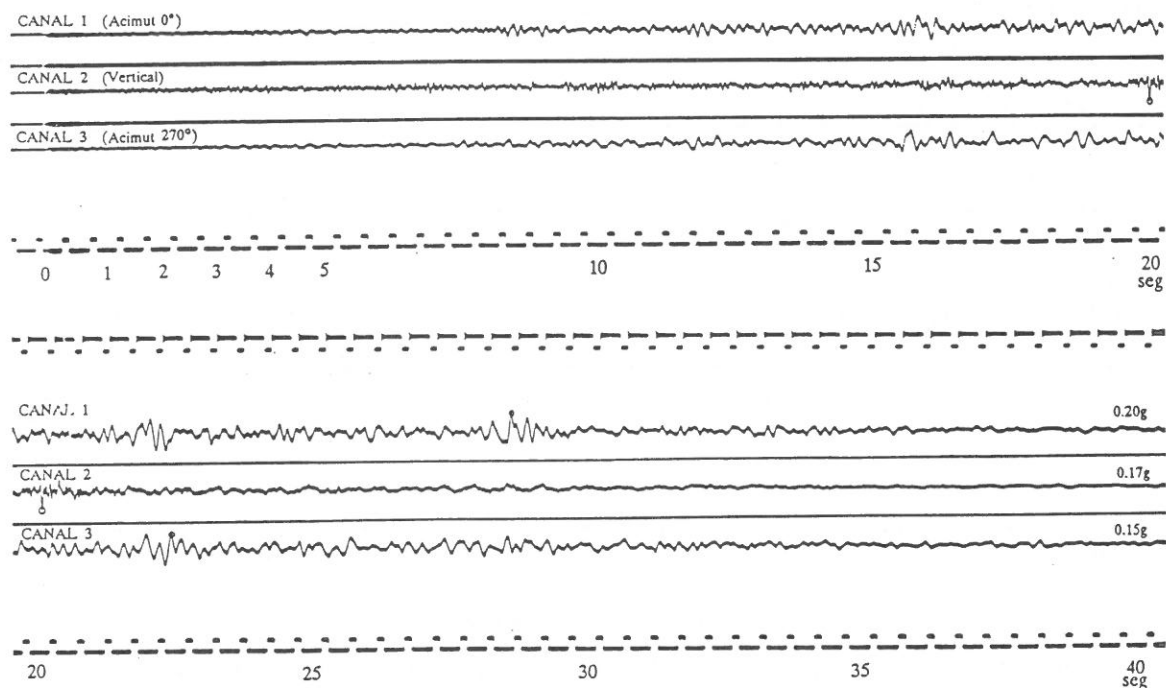
*3 水平方向 B N C：N-S=262°、E-W=172° I C E：N-S=285°、E-W=195°

加速度記録のうち、震央距離が100km未満の I S D、C C H、C T Gの加速度記録を図1.8に示す。震源に一番近い記録は、San Isidro (サンイシドロ) の記録 (ISD) であり、震央距離76km、水平最大加速度は0.2Gである。地震計は硬質地盤上の鉄筋コンクリート2階建の建物に設置されている。地震の継続時間は40秒以上にわたっており、最大値は20秒から30秒の間で生じている。また、これ以前にもピークが幾つか観察される。この様な事から、1.1節で述べたように、今回の地震は多重地震であったと推定されている³⁾。

震央距離83kmのCachi (カチ: CCH) では、岩盤 (ダムのアバットメント) 上での記録が観測されている。最大水平加速度は0.15G、また、大きな波の継続時間は20秒程度である。震央距離96kmのCartago (カルタゴ: CTG) は、軟弱地盤 (中央公園) 上に設置された地震計の記録が得られているが、最大水平加速度は0.27Gと大きく、また、地震の継続時間もSan Isidroと同様である。

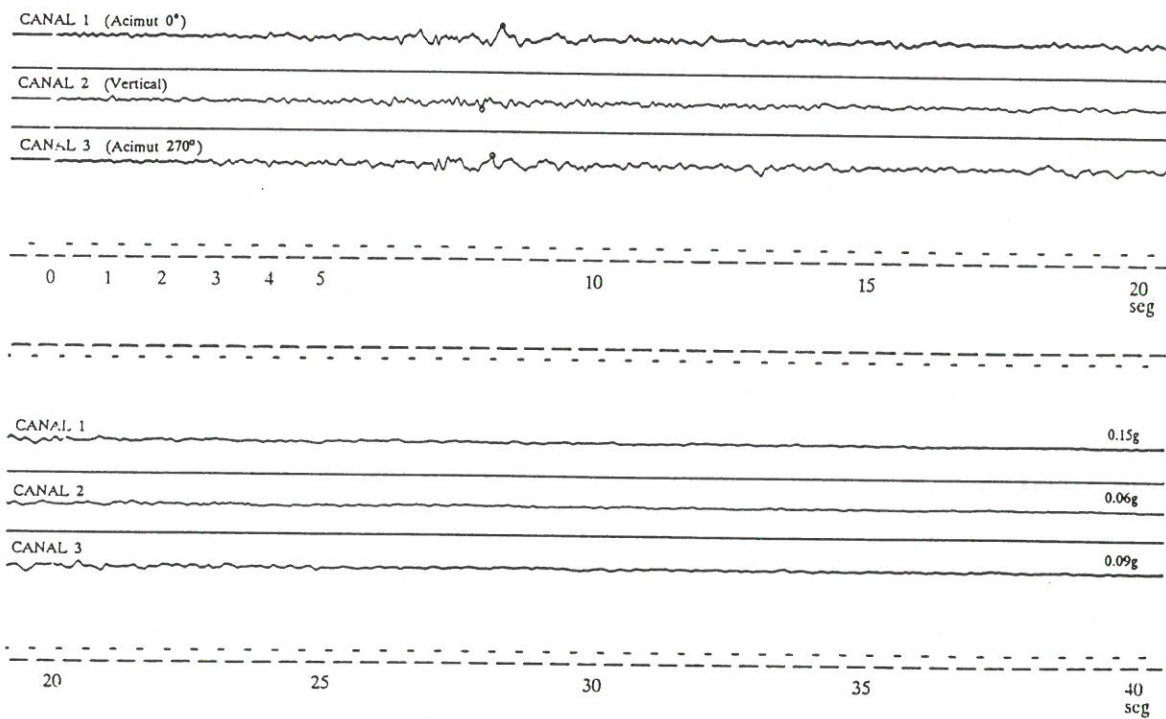
これ以外の記録は、震央距離100km以上の記録であり、首都San Jose近郊 (震央距離約100km) からSan Ramon (サンラモン) (震央距離162km) まで、震央の西北西方向に分布している。

図1.9は、これらの記録の最大水平加速度 (表1.3の値の大きい方) と震央距離の関係を、地盤種別ごとに分類して示したものである。図より、軟弱地盤における最大加速度がその他の地盤のものに比べ大きい事が読み取れる。この様な現象は、例えば1989年Loma Prieta (ロマプリエタ) 地震における地震観測の結果など、過去の経験と同じ傾向を持つものである。

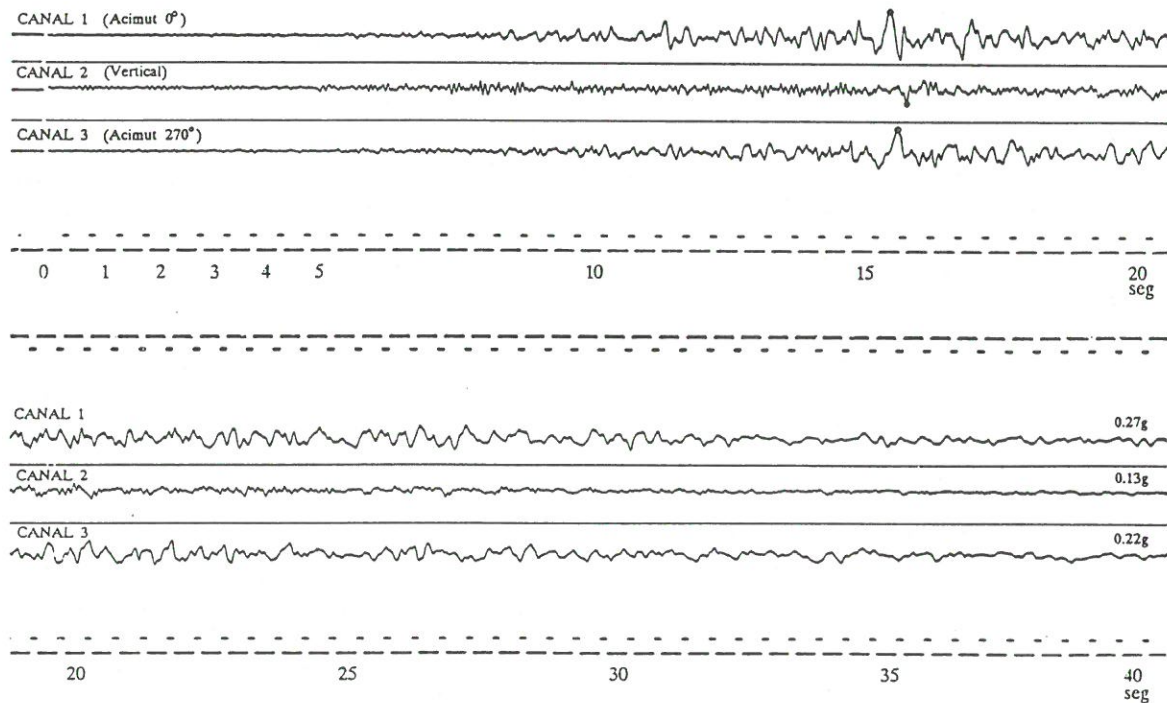


(a) I S D (San Isidro) の加速度記録

図1.8 コスタリカ大学による強震観測網で記録された加速度記録



(b) C C H (Cachi) の加速度記録



(c) C T G (Cartago) の加速度記録

図1.8 コスタリカ大学による強震観測網で記録された加速度記録 (続き)

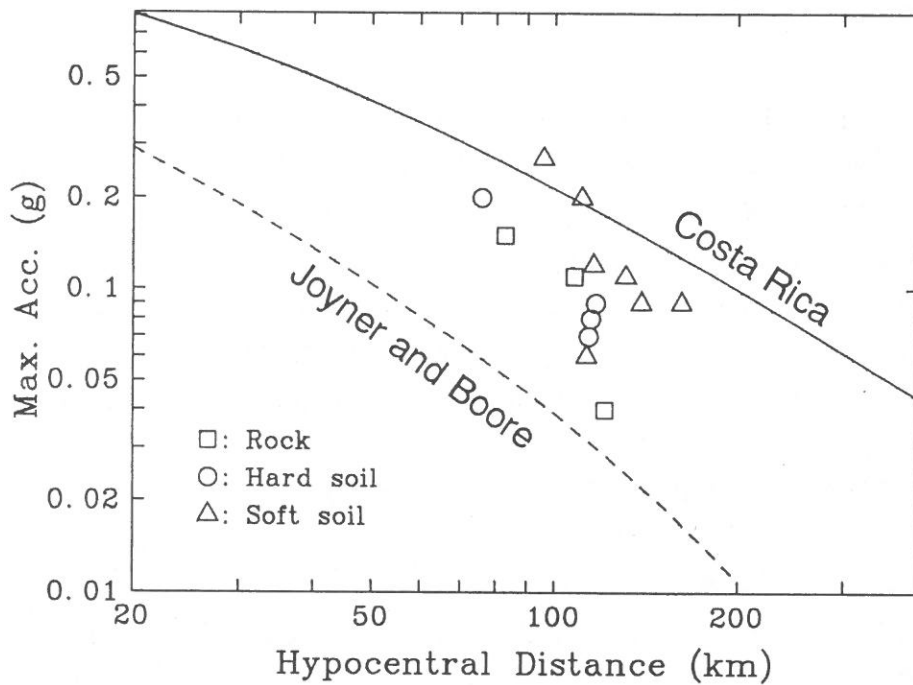


図1.9 最大水平加速度 - 震央距離関係

図1.9には、二つの距離減衰式の結果も示している。実線は、Joyner and Booreによる予測式、

$$\log A_H = 0.249M_m - \log D - 0.00255D - 1.02 \quad (1.1)$$

$$D = \sqrt{R^2 + 7.3^2}$$

A_H : 最大水平加速度 (G)

M_m : モーメントマグニチュード

R : 震央距離 (km)

である。この式は、アメリカにおける地震観測結果を基に提案されたものであり、岩盤の記録が主である。なお、計算にはモーメントマグニチュードの代わりに表面波マグニチュード(7.4)を用いている。このクラス(マグニチュードが8より小さい)の地震では両マグニチュードの差は小さく、計算結果に与えるマグニチュードの値の違いによる影響は小さい。Telire-Limon地震による記録は、Joyner and Booreの式と比べるとかなり大きな値となっている。これは、Joyner and Booreの式は岩盤記録で得られたデータを基にしている事、アメリカにおける記録を基にしているため、コスタリカの特徴が入っていない事などが原因と考えられる。また、1.1節で述べたように、震央位置は文献によって差があり、文献6は一番カリブ海よりを震央としている事も原因の一つかもしれない。例えば、1.1節に示した震央を用いれば、San Isidroの震央距離は60kmとなる。

図1.9に実線で示したのは、McGuireの式をLaporteが修正したものを、ICEとコスタリカ大学でコスタリカの強震記録の最大値に基づき修正した式⁸⁾

$$A_H = 0.697 e^{0.68M} (R + 25)^{-1.3} \quad (1.2)$$

M : マグニチュード

である。今回の地震による軟弱地盤の記録と式(1.2)の対応はかなりよいが、硬質地盤や岩盤の記録と比べると式(1.2)は記録値より大きめの値となっている。式(1.2)がどのような地盤を対象としたものかは不明であるが、ここで示した全ての記録がコスタリカの中央を走る山岳地帯より太平洋側で記録されたものである事から、1.3節で紹介したような、山岳地帯での地震波の反射が起こったとすれば、観測地点では加速度が小さくなるので、式が硬質地盤を対象としたものであっても、観測記録と矛盾した結果とはならない。

ICEでは、電力施設を中心とした地震観測を行っている。文献5には3つのダム
の記録が示されている。表1.4にその最大加速度を示す。

ICEの強震観測点のうち震央に最も近いのは震央距離61kmのSiquirres (シキーレス)のダム建設サイトの記録で、図1.10に示すように、東西方向の水平最大加速度は0.761gである。この記録は、今回の地震で記録された最も震源に近い記録である。しかしながら、コスタリカ大学のSantana (サンタナ) 教授によれば、この記録のうち水平動については、トリガーが動いた加速度値が大きすぎる事から、キャリブレーションが5倍違っている可能性があるという意見が出されている。地震計は玄武岩の岩盤の上に厚さ約9.5mの崩積層 ($V_p = 1.9\text{km/s}$)がある地盤で、木造建物内部に設置されている。周辺では土間床に若干の亀裂が見られるもののほとんど被害は生じていない。なお、Mora博士によれば、キャリブレーションの結果は正常であったとの事である。また、岩盤に対する増幅率を求めるために、現在同じダム建設サイトの岩盤上に地震計を設置し余震観測を行っており、その結果によれば、岩盤の記録に比べ、2.4倍の増幅が見られるとの事であった。

図1.8、1.10に示した記録は、いずれもアナログ波形である。記録の重要性と使用性を考え、震源に近い二つの記録 (図1.8(a)に示したISDと、図1.10に示したSiquirresの記録)をデジタル化した。図1.11、1.12にそれぞれの記録のデジタル化した波形とそのフーリエスペクトルを示す。デジタル化した波形の最大値は表1.3、1.4に示した値と若干異なっているが、これは、アナログ波形のコピーの線がかなり太いこと、原点位置の取り方に差があること等が原因と考えられる。なお、デジタル化には東京工業大学で開発されたアナログ強震記録数値化・解析ソフトを用いたものである。快くデジタル化の作業を引き受けていただいた、東京工業大学・年縄助手に感謝します。

表1.4 ICEによる強震観測記録

地 点 名	地 盤	Δ (km)	最大加速度 (G)		
			軸方向	直角	上下
Siquirres ダム建設サイト	崩積土	61	0.323	0.761	-
Taro ダム建設サイト	岩	140	0.017	0.012	-
San Miguelダム アバットメント 基礎 クレスト	岩	130	0.035	0.026	0.015
	土		0.033	0.027	0.015
	ダム ロックフィル		0.133	0.128	0.058

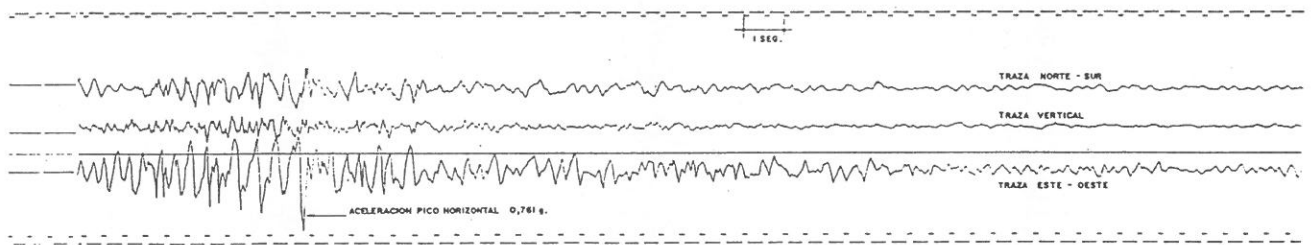
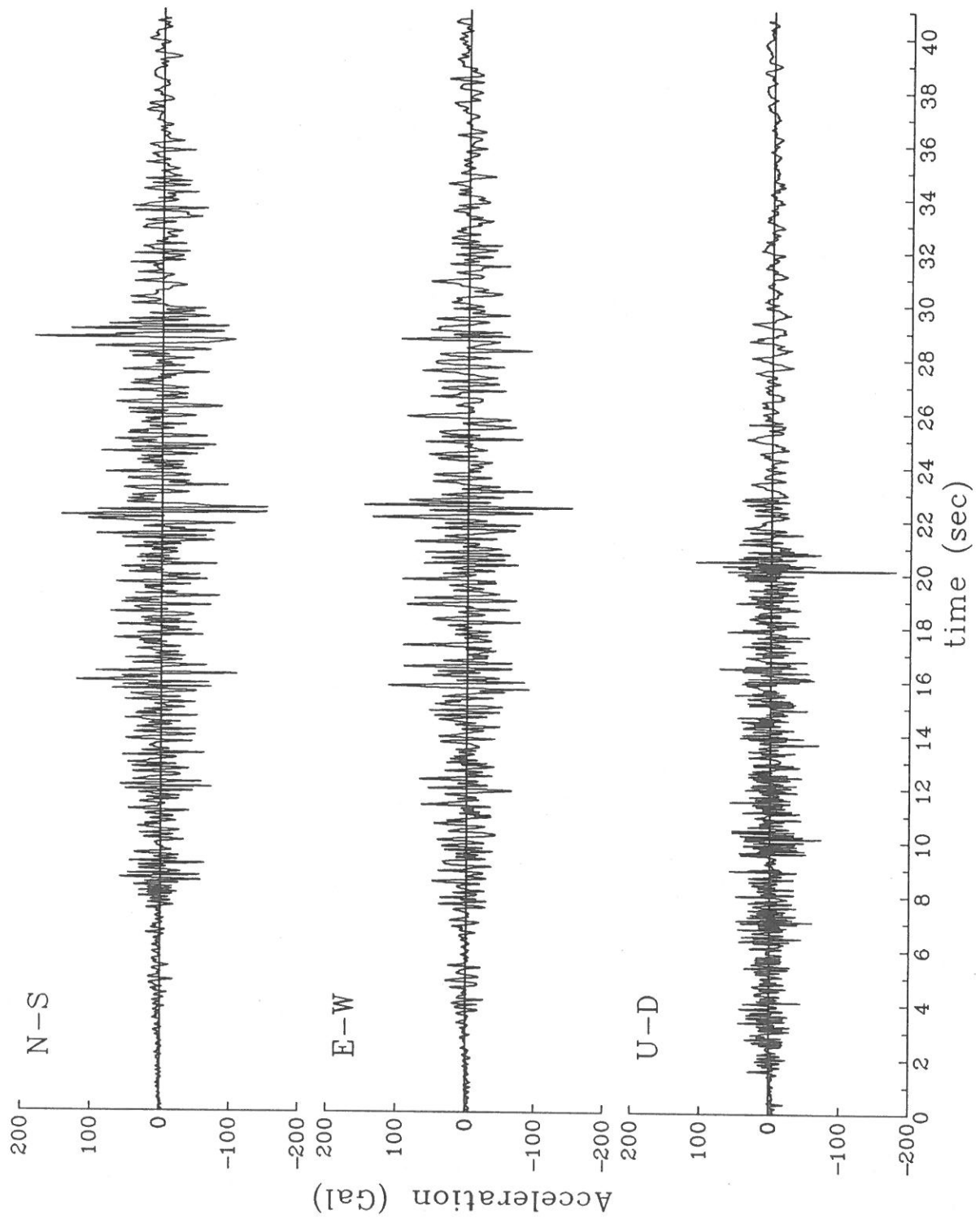
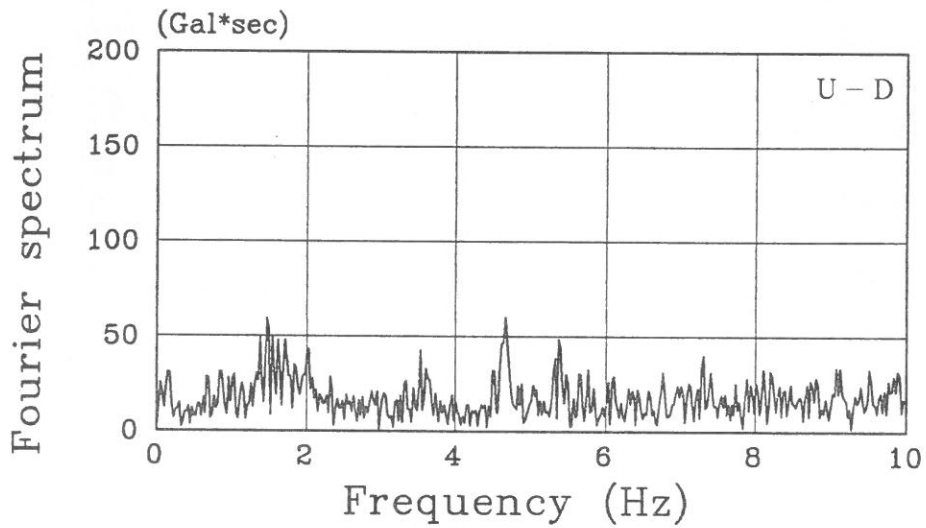
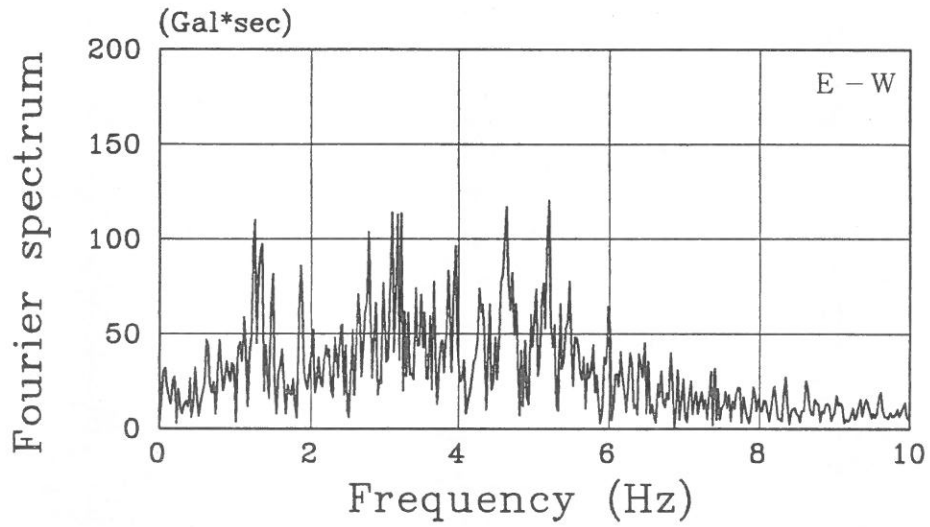
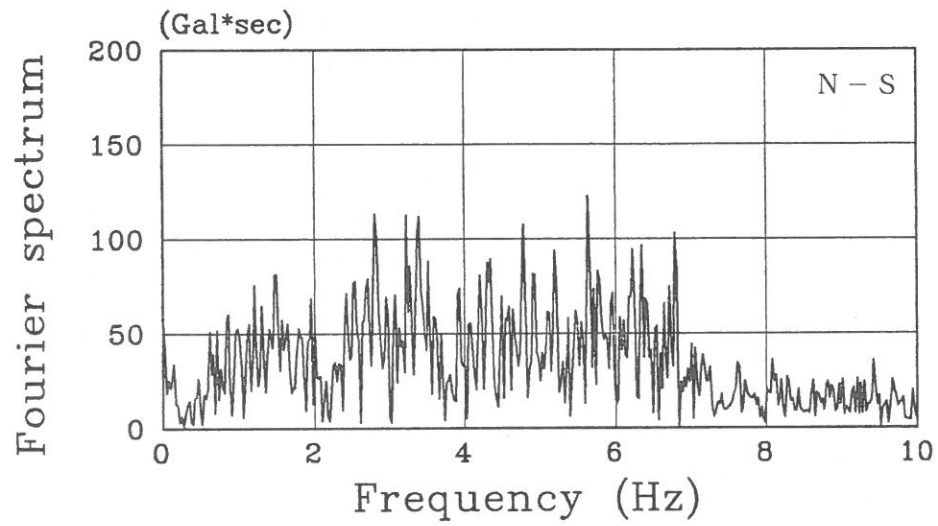


図1.10 ICEにより記録されたSiquirresの強震記録



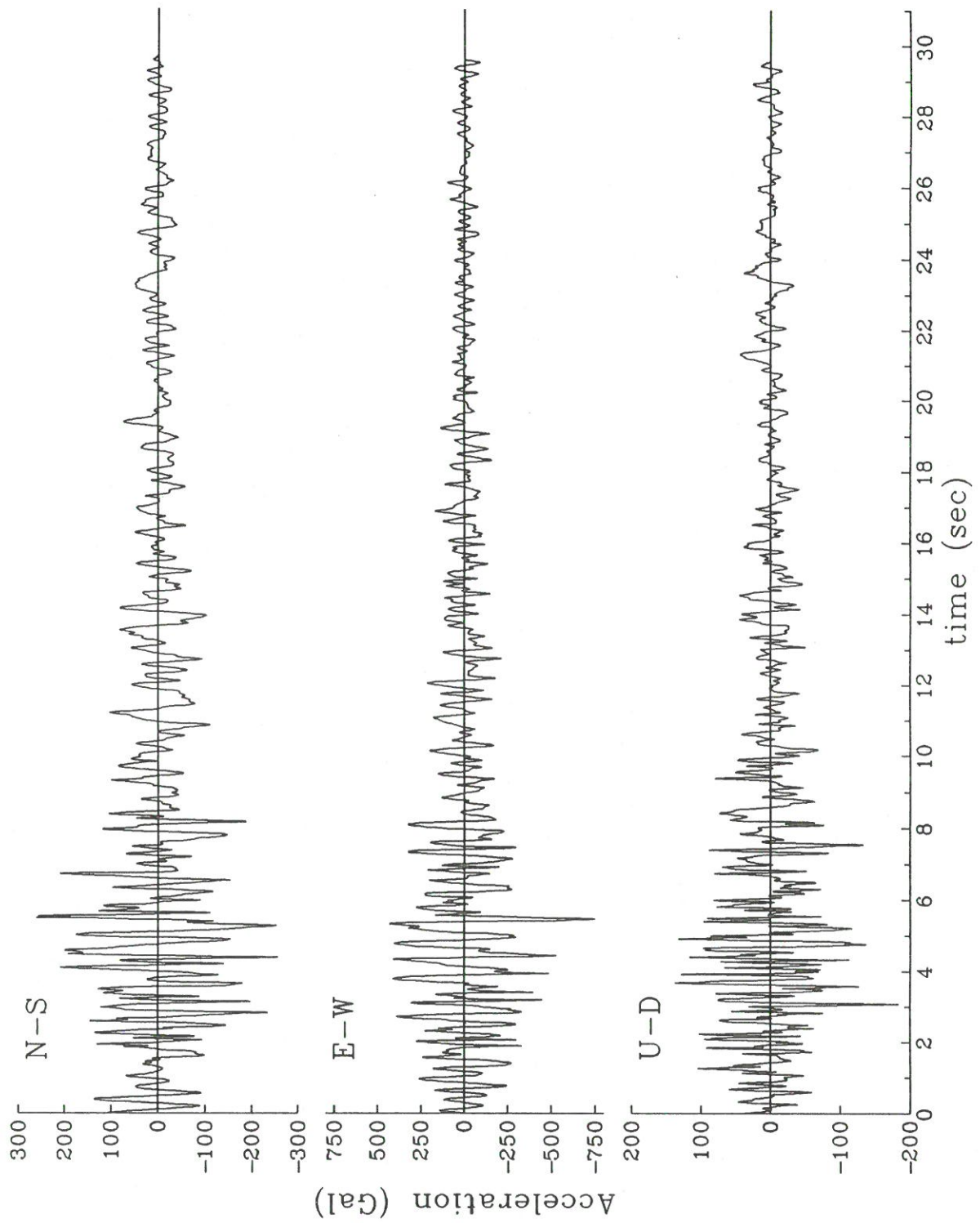
(a) 加速度時刻歴

図1.11 San Isidroの記録のデジタル波形



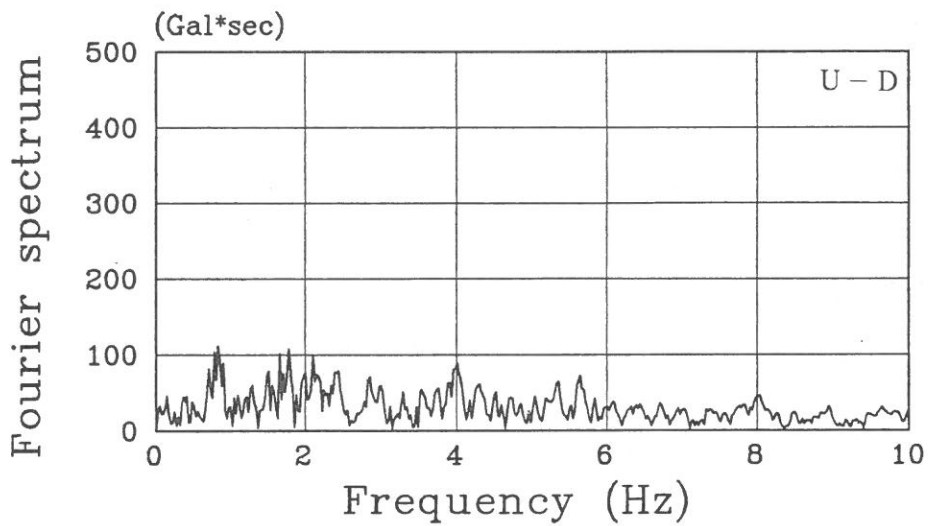
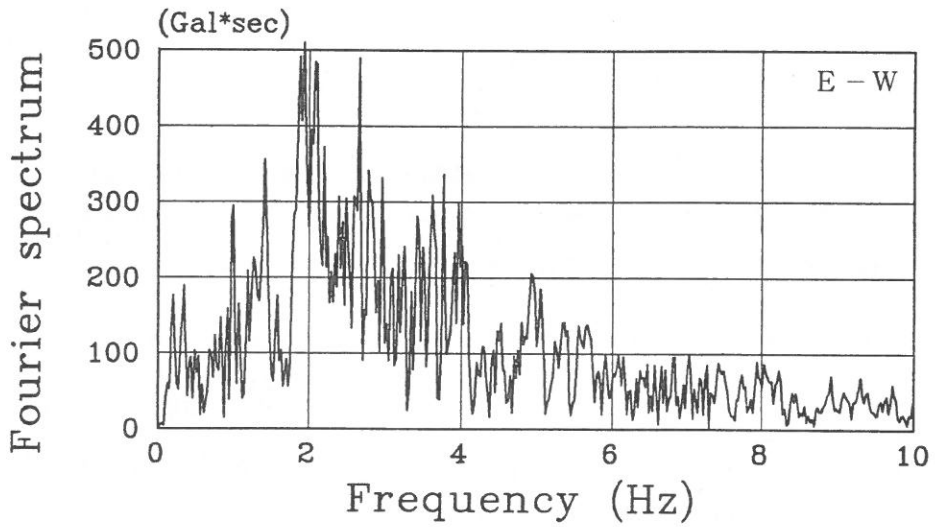
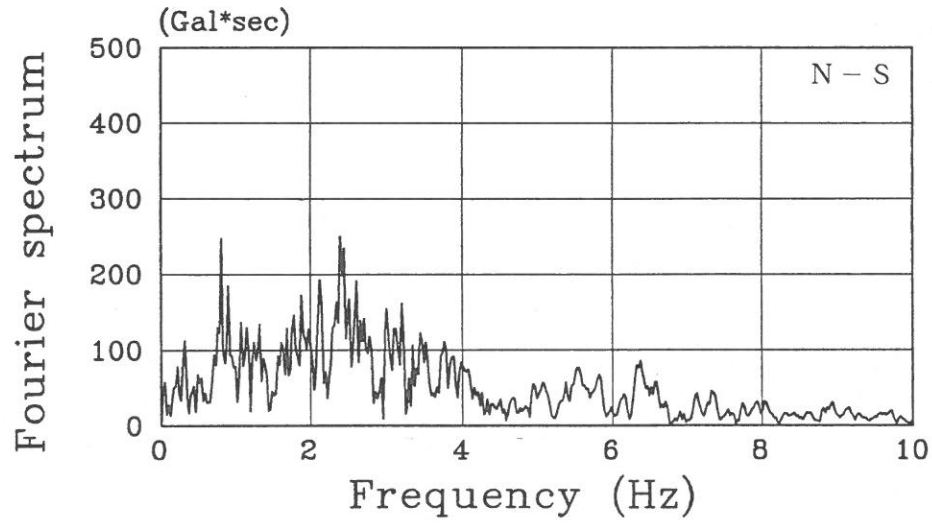
(b)フーリエスペクトル

図1.11 San Isidroの記録のデジタル波形 (続き)



(a) 加速度時刻歴

図1.12 Siquirresの記録のデジタル波形



(b)フーリエスペクトル

図1.12 Siquirresの記録のデジタル波形 (続き)

1.5 地盤の隆起と津波

図1.2で示したように、今回の地震のメカニズムは、カリブ海に面した海岸の部分が持ち上がる様な逆断層である。この様な地盤の変動に伴い、Limonを中心として陸地の隆起が生じている。図1.12に計測結果を示す⁹⁾。隆起は、Limon付近で最も大きく2 mを越えている(写真1.2、1.3)。これより北側では急速に隆起量が小さくなっているのに対し、南側ではパナマとの国境まで0.5~1 mの隆起が続いている。

地盤の隆起の計測は、J. CortesとA. Astorgaの二人の研究者によって5月1~4日に行われたもので、海岸線に沿って、海面の変化、海の生物の状態の変化を調べたり、聞き込み調査を行って求めたものである。その意味で、図1.12に示した数値は絶対的なものではないが、数値の小さいところでも隆起や沈降の傾向は確かである。Mora博士によれば、現在、内陸部でも隆起が起こっている事を確認するための、水準測量が実施されているとの事である。

Limonの周辺では珊瑚礁が発達しているが、この隆起により、その30%が被害を受けたとの事である¹⁰⁾。

地震に伴う津波も発生している。図1.12に概略の津波の高さを示す。Matina(マティーナ)川の河口付近の住民の話では、地震中に300m程度海岸が引き、その後高さ3 mの津波がゆっくりと押し寄せ、2分ぐらいで引いていったとの事であった。

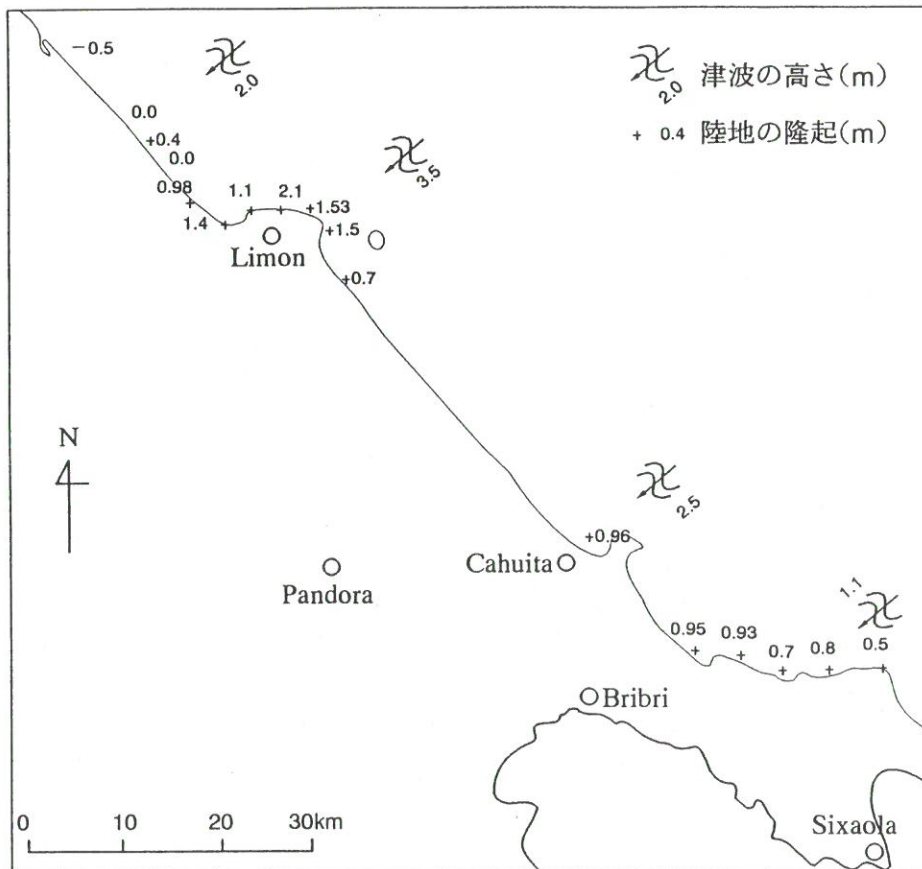


図1.12 陸地の隆起と津波

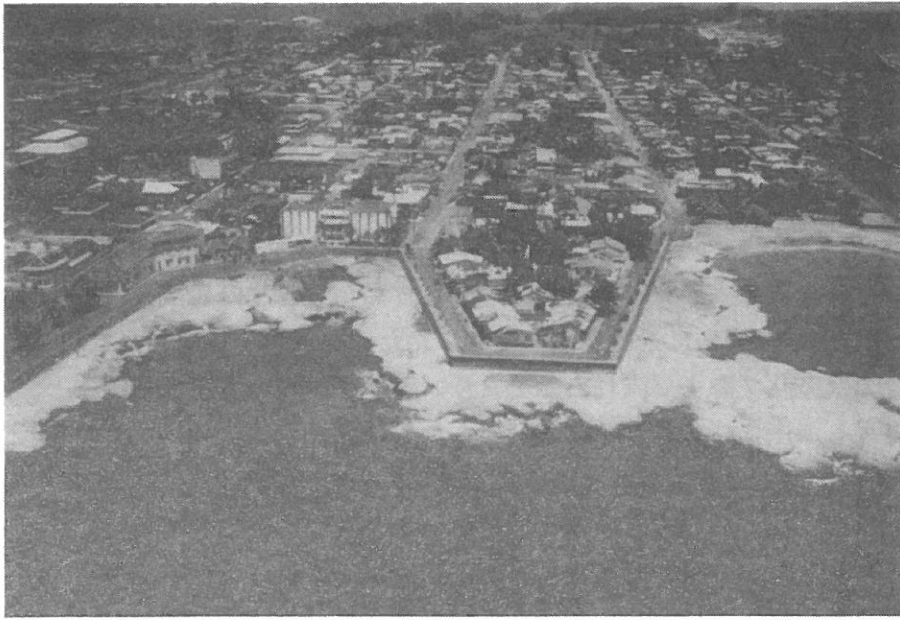


写真1.2

Limón市における陸地の隆起。

防波堤の外側が完全に陸地になっている事が分かる。

(Mora博士提供)

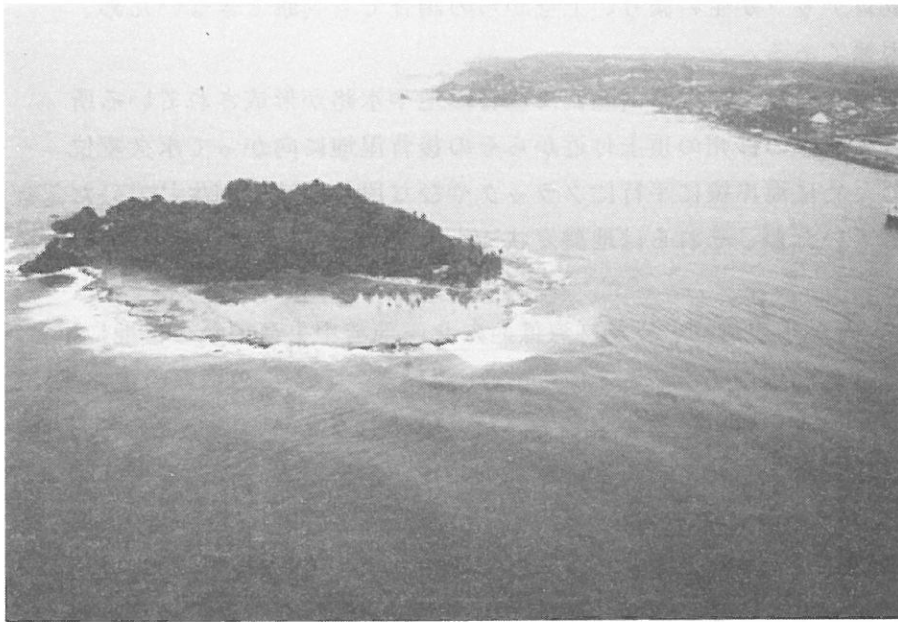


写真1.3

Limón市における陸地の隆起。

写真の手前はUvita島で、奥にLimónが見える。島の周囲の白く移っている部分は隆起した部分。

(Mora博士提供)

2. 被害の概要

震央にあたった中央高地の南東部では、多数の斜面崩壊が生じた。また、震央から近かったカリブ海低地では液状化が広く発生し、これにより橋梁、道路盛土、建築物が多くの被害を受けた。また、振動そのものによっても建物、橋梁、水道管が被害を受けた。これらを3つに分けて被害状況を述べてみる。

図2.1に示すように、震央付近では2,000~3,000mの山々がほとんど禿山になるほど、斜面崩壊が多発した。ほとんどの崩壊は表層2~10mのすべりであったが、各々の崩壊長は長く、また、激しい地区ではほとんど100%に近い崩壊率であったため、崩壊土量は相当な規模になっていた。その土石流はカリブ海まで流れ出しており、カリブ海の水も茶色に濁っていた。また、流出した流木も海岸にびっしりと打ち寄せられていた。

図2.1の崩壊率はMora博士によって航空写真などから推定されたものであるが、その後の降雨によってさらに崩壊がひどくなっているとのことで、その追跡調査も行われていた。

液状化はカリブ海低地で発生したが、なかでもカリブ海に沿った海岸線付近と、中央高原からカリブ海に注ぐ多数の河川沿いで多く発生したようである。ただし、人家は少なく、また低地全体にバナナやココナッツが生い繁り、上空からの調査でも判断できないため、液状化発生地域の特定は困難である。

カリブ海の海岸線では海岸から数十m余り内陸側に後背湿地や水路が形成されている所が多く、標高2~3m程度の海岸の砂州の頂上付近からその後背湿地に向かって永久変位（側方流動）が生じ、そのために海岸線に平行にクラックやひな段状の沈下が生じていた。高床式の木造家屋が点在していたが、それらは地盤変状にともなう沈下、傾斜を生じていた。

San Jose市からLimon市へ向かう道路は、カリブ海低地の北西部で中央高地から低地に下り、中小河川によって形成された低地を横切ってLimon市へ続いている。この区間の道路盛土は数kmにわたって沈下、すべり、側方流動を生じていた。噴砂も道路沿いに発生しており、この被害の多くは液状化に起因したものと推定されている。また、近くで送電用鉄塔が1基傾斜していた。

リモンからこの道路は隣国のパナマに向かってさらに南下する。この区間は海岸線に沿って砂州上を走っている。震央に近いこともあって、この区間は液状化にともなう大きな被害を受けた。前述したように砂州から後背湿地や水路への側方流動にともなう路面の沈下、クラックに加えて、道路橋の落橋が3カ所で発生していた。これらはいずれも中河川がカリブ海に注ぐ河口で発生したものであり、被災形態は似ていた。写真2.1に代表例としてBananito（バナニート）川に架かっていた橋での被災状況を示す。ここでは右岸側の橋台が川に向かって15°ほど傾き、川岸には川に平行に大きなクラックが生じていた。したがって、川岸の地盤の永久変位（側方流動）にともない、橋台（コンクリート杭の基礎）が河心方向に押し出され、橋桁がずれたため、落橋したものと考えられる。このように、液状化に起因して落橋した3つの橋梁とも、原因はただ単に液状化にともなう水平方向地盤反力の低下というより、川岸の地盤の永久変位に起因していたことが特徴としてあげられる。ただし、川岸には護岸がなく、側方流動を生じ易い条件にあった。なお、この橋の

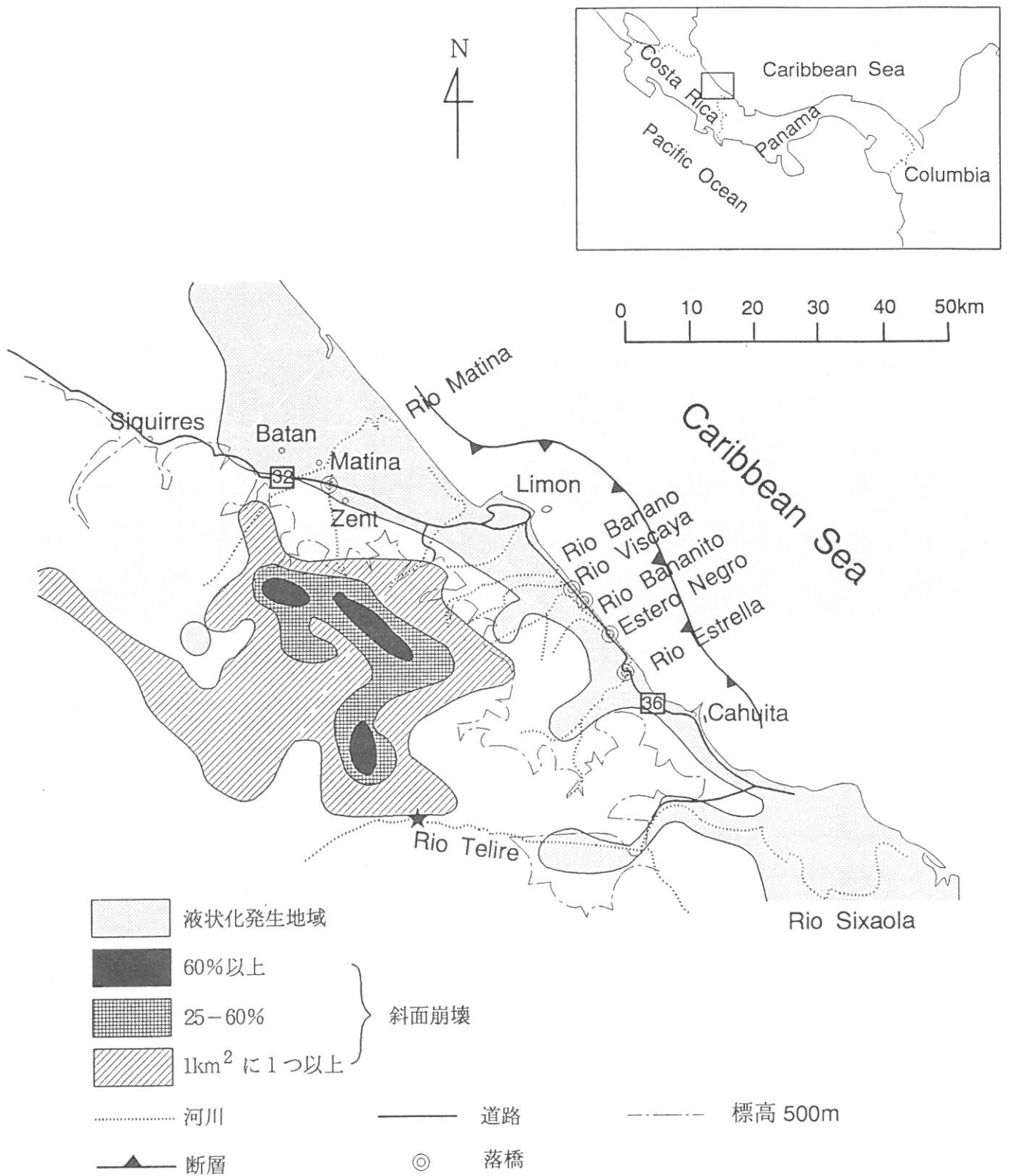


図2.1 地震により影響を受けた地域（コスタリカのみ）

復旧に関し、運輸省 (Ministerio de Obras Publicas y Transportes) からコメントを求められたため、ただ単に支持力だけでなく永久変位対策も必要なこと、そのためには矢板護岸などの設置がよいのではないかとの提案を行ってきた (9章参照)。

その他、振動そのものによって被害を受けたものとして、①Estrella川に架かるトラス橋の落橋、②リモンでの鉄筋コンクリート造建物の崩壊、③リモンでの水道管の被害、④石油タンクの火災、破損などがあつた。

図2.2~2.11に筆者達が現地調査を行ったルートと、調査時のメモを示す。



写真2.1 液状化による落橋 (Bananito川に架かる橋)

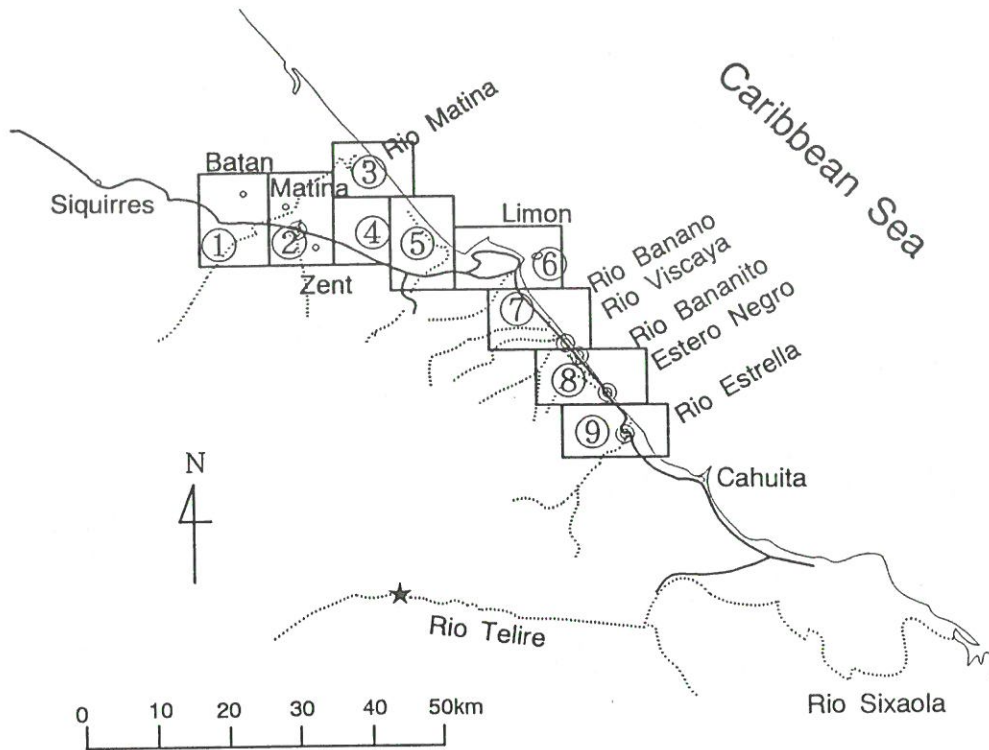


図2.2 現地調査詳細地図の位置

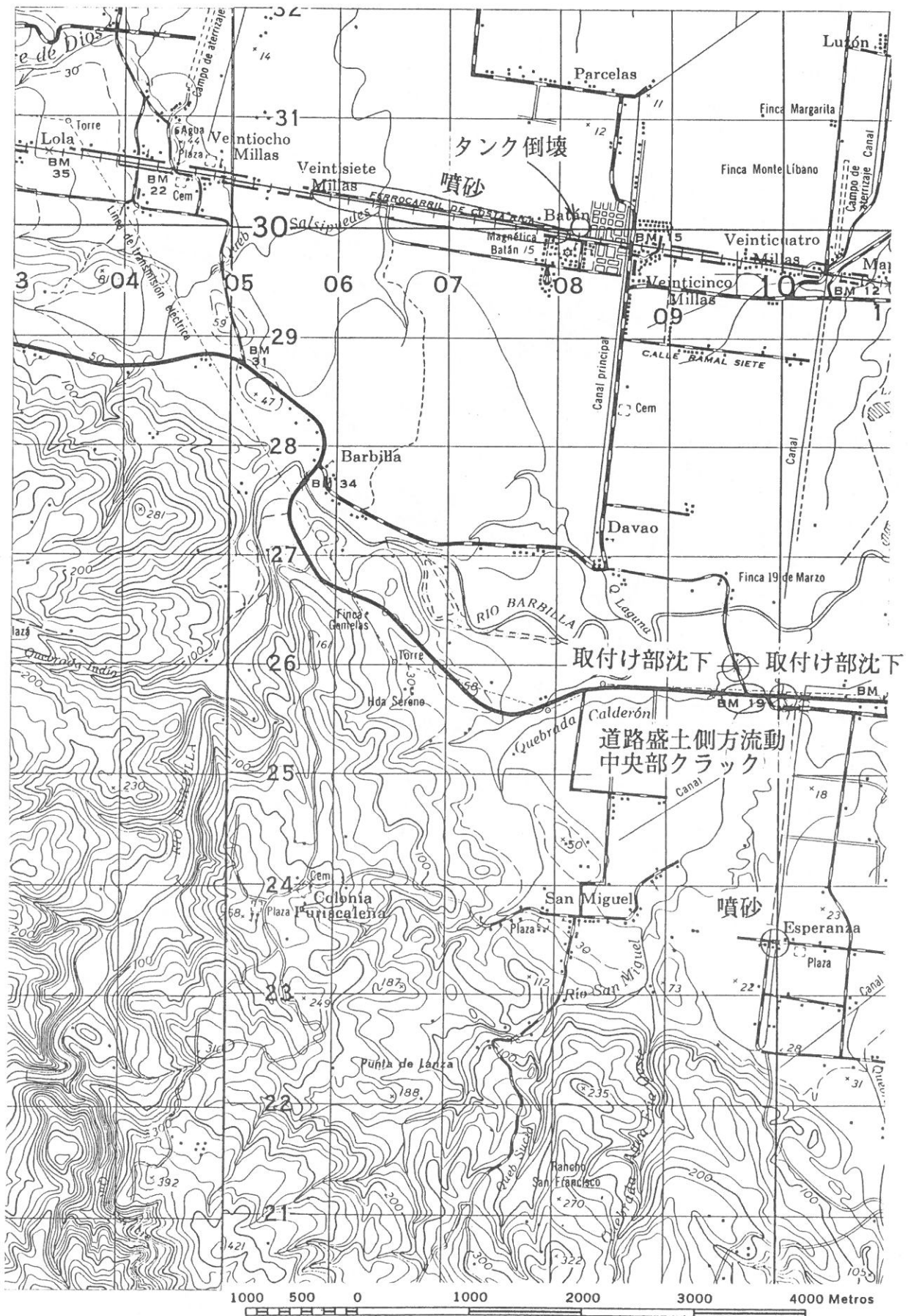


図2.3 ①地区での調査メモ

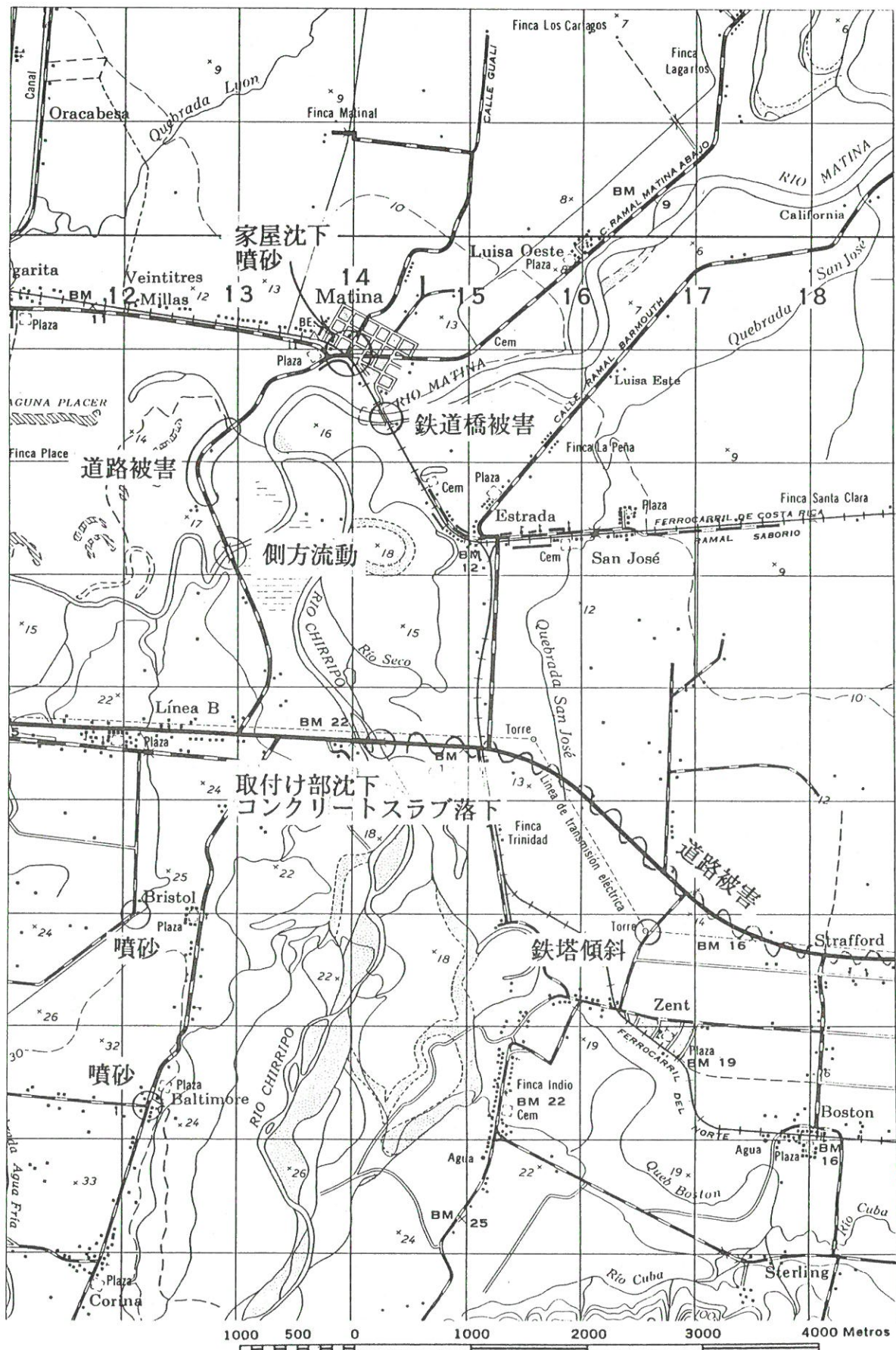


図2.4 ②地区での調査メモ

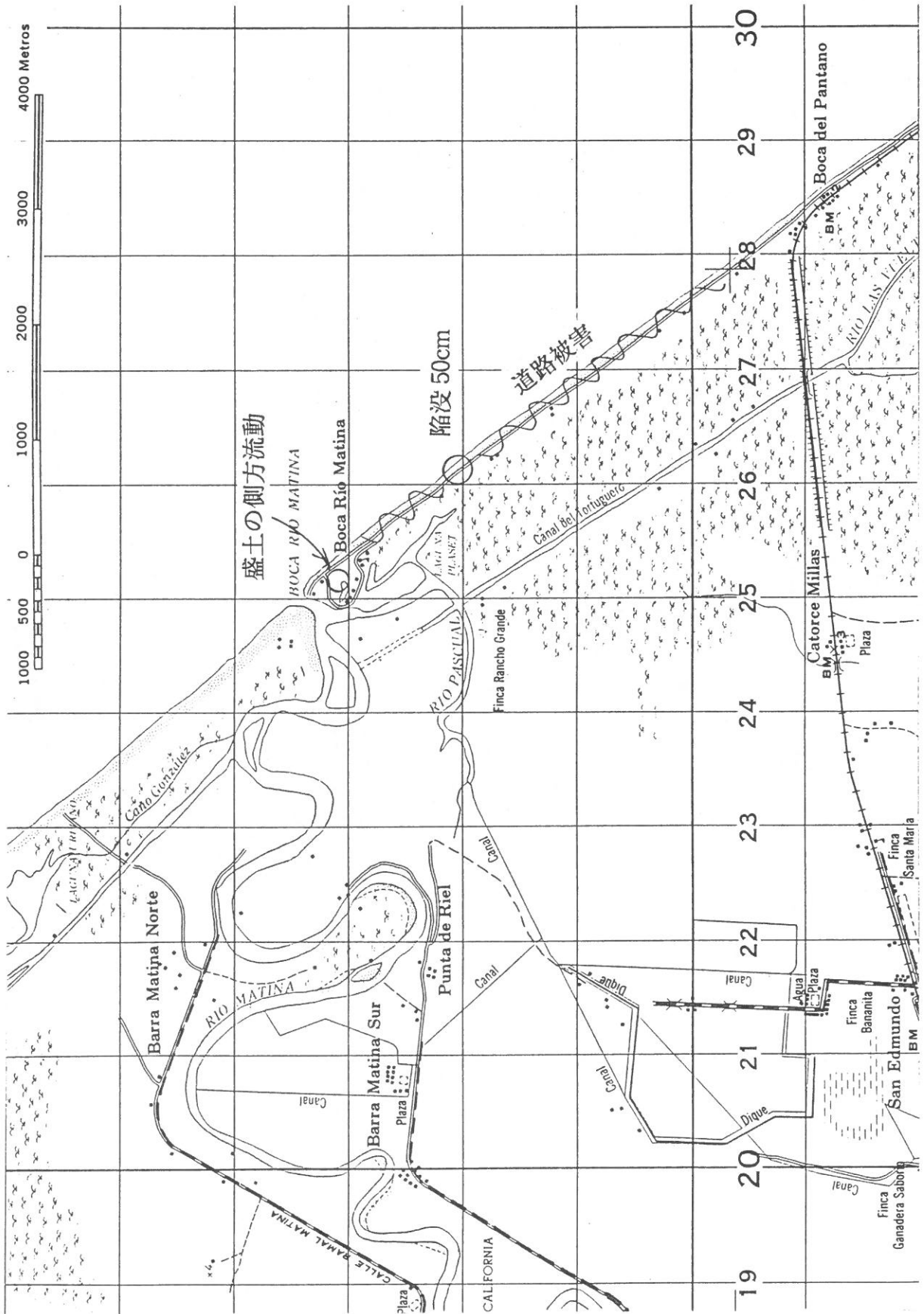


図2.5 ③地区での調査メモ

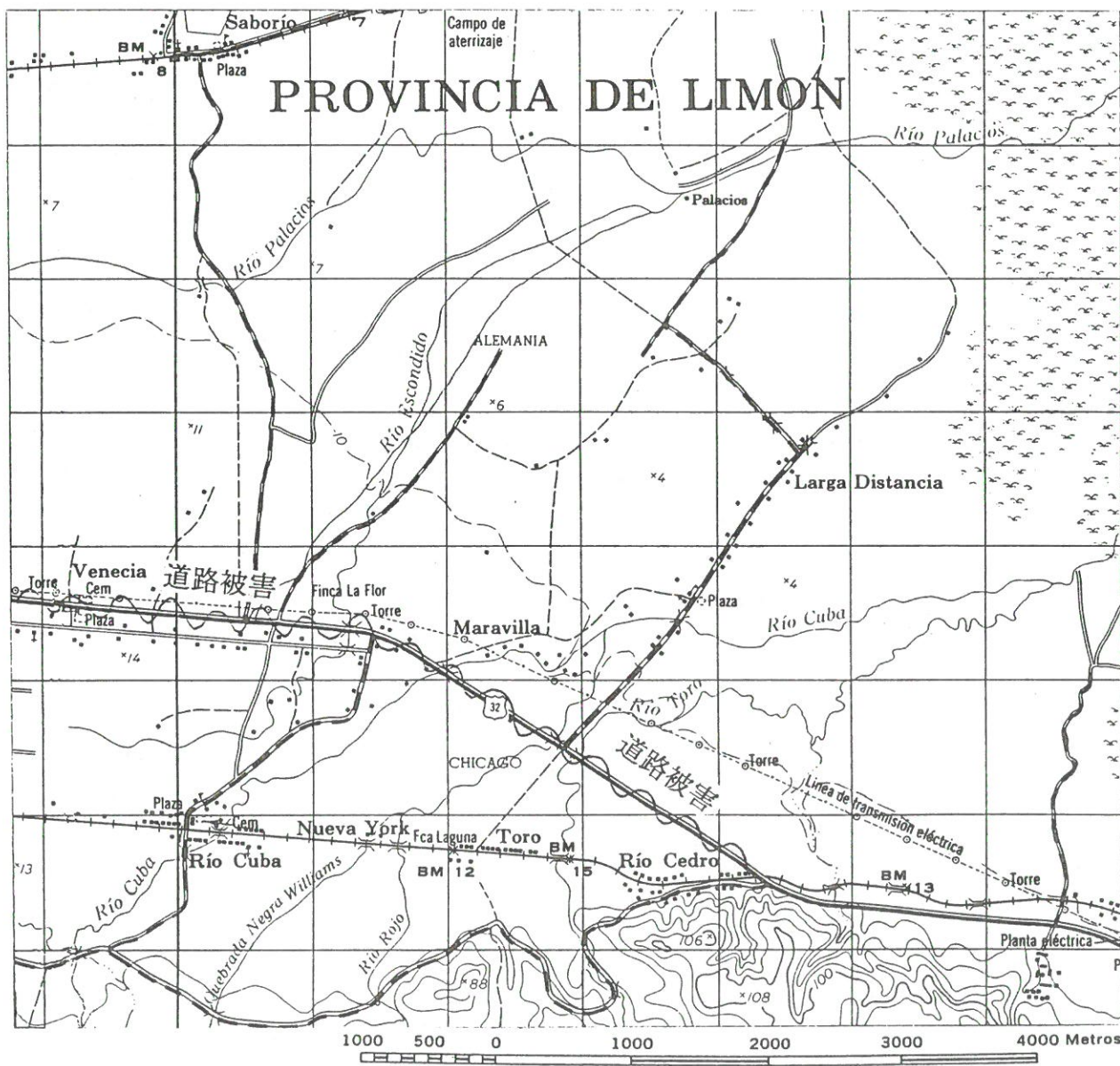


図2.6 ④地区での調査メモ

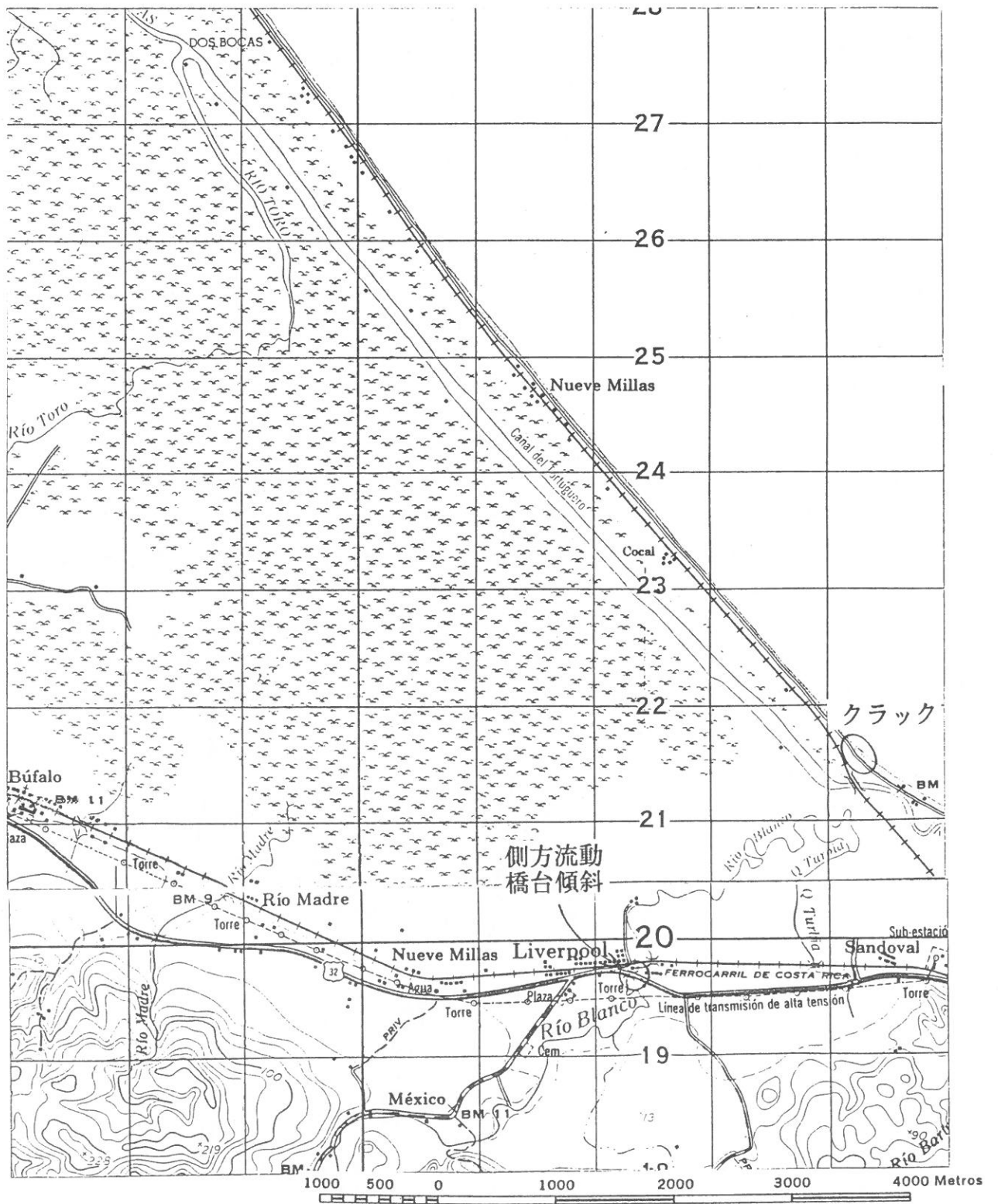


図2.7 ⑤地区での調査メモ

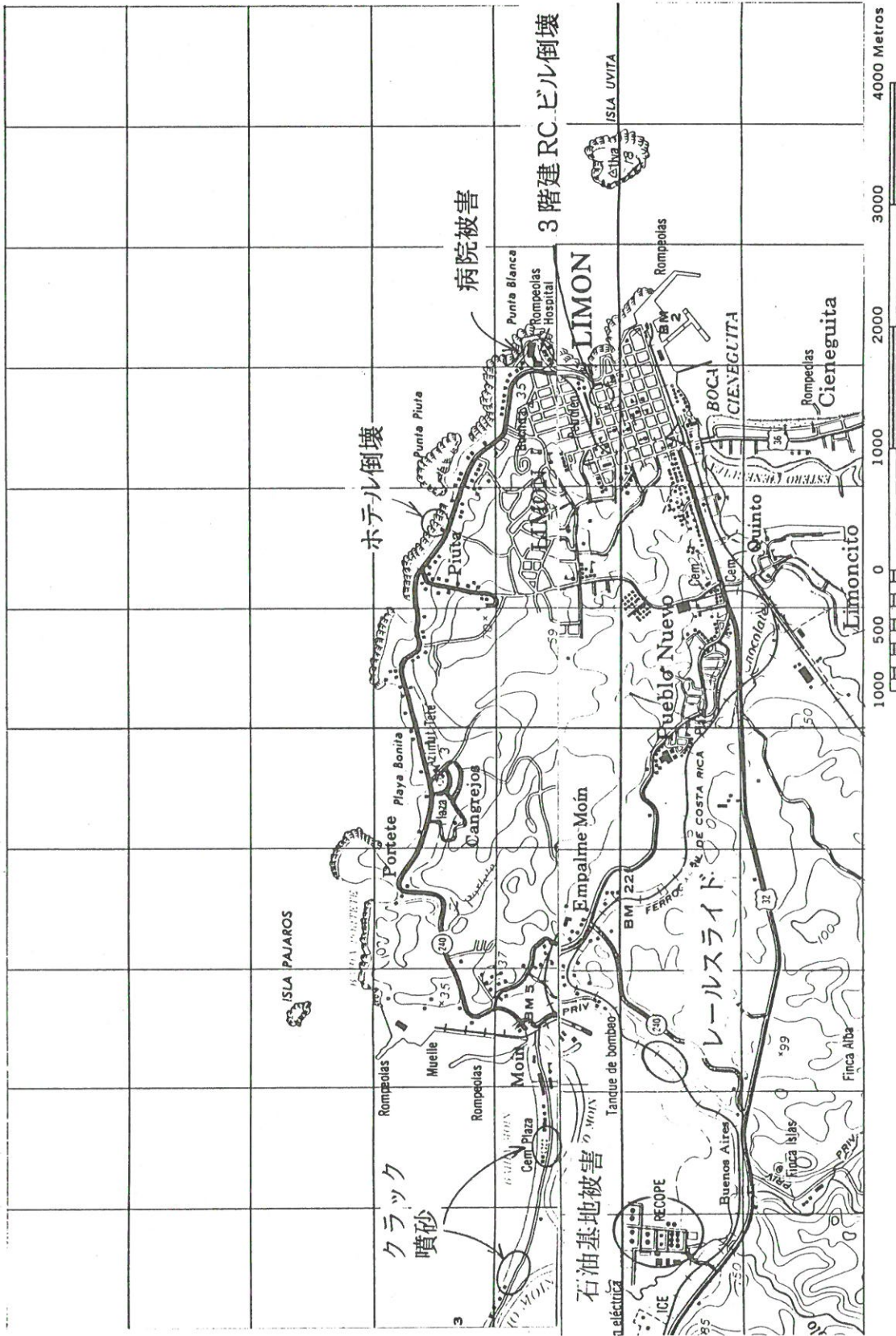


図2.8 ⑥地区での調査メモ

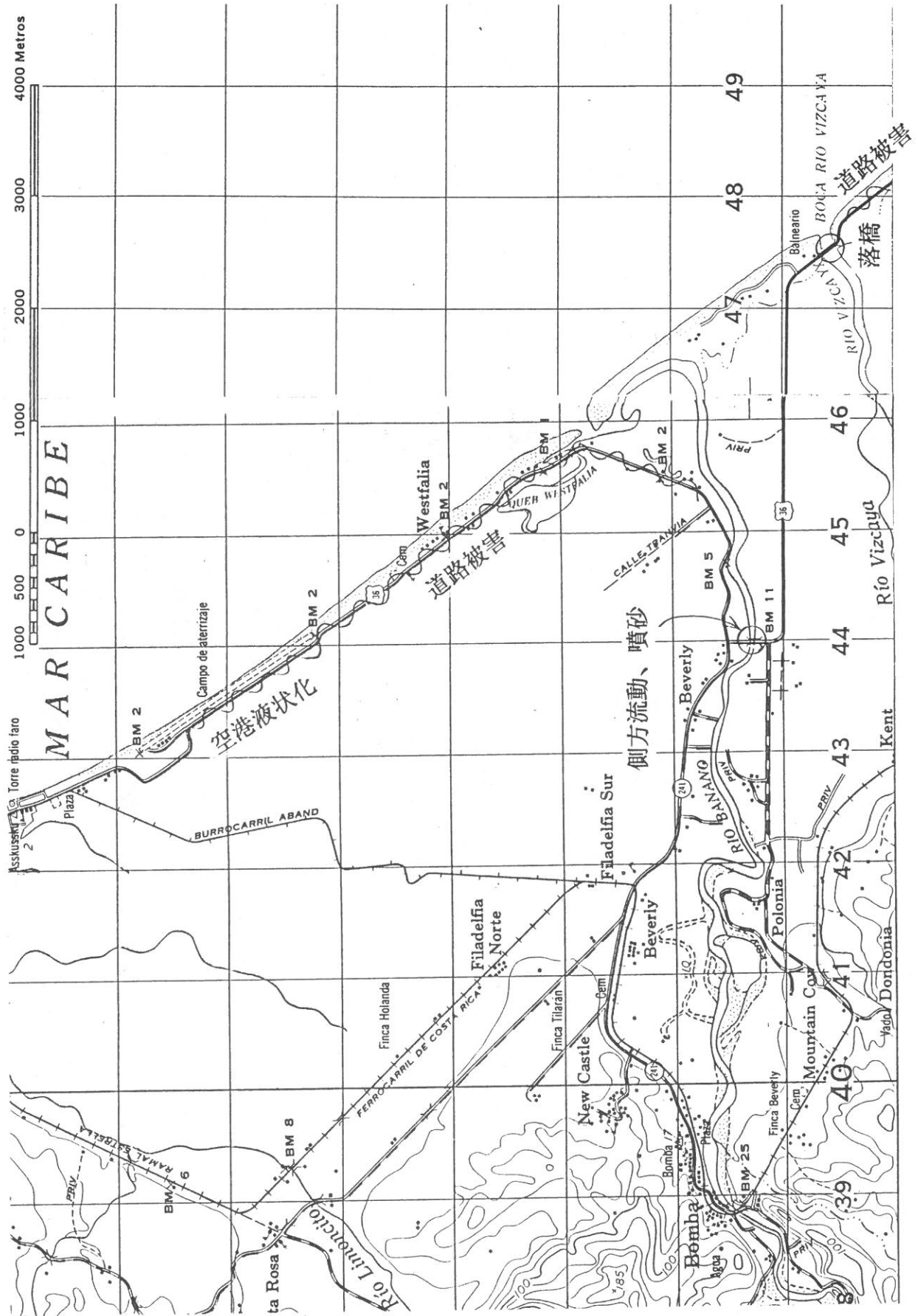


図2.9 ⑦地区での調査メモ

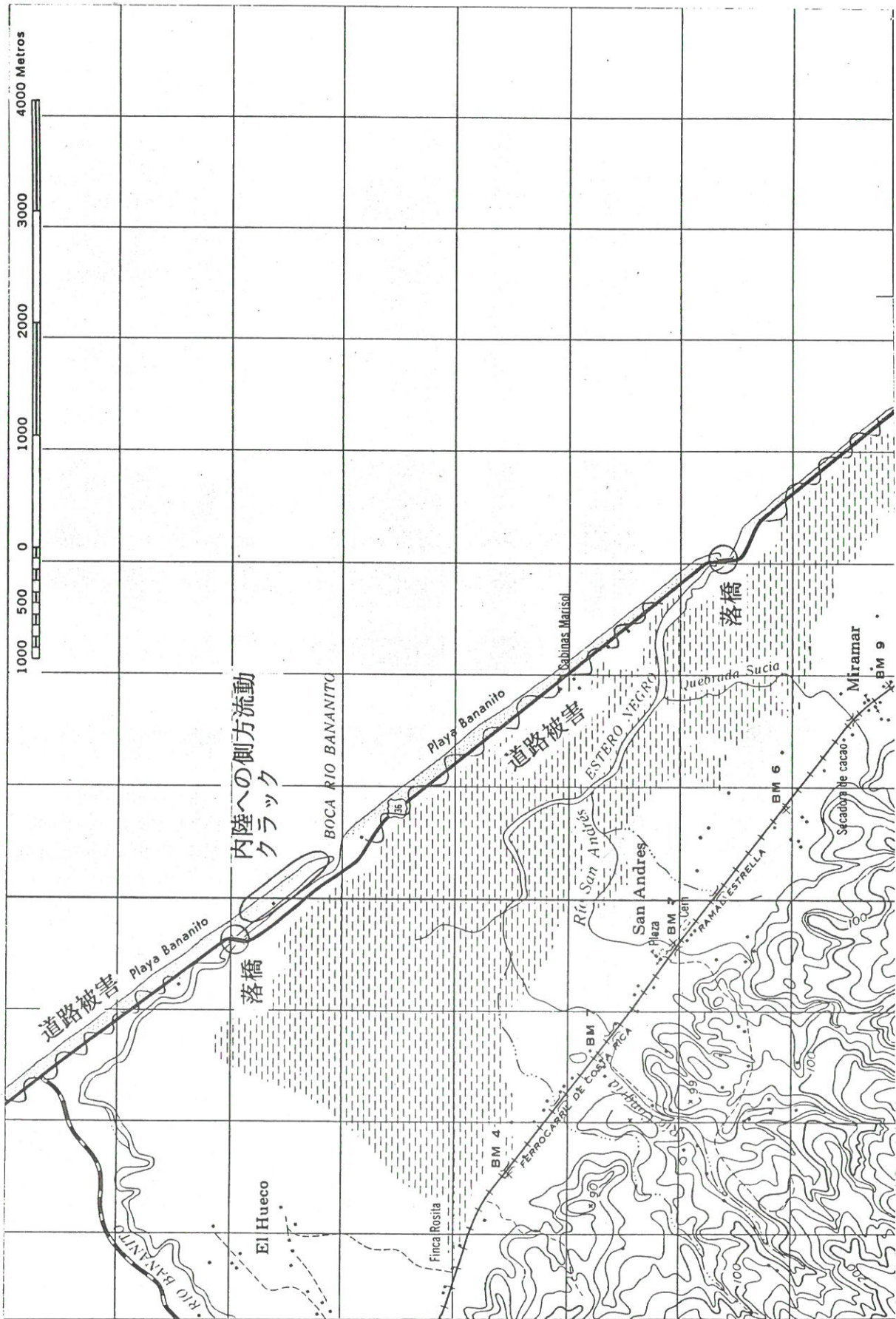


図2.10 ⑧地区での調査メモ

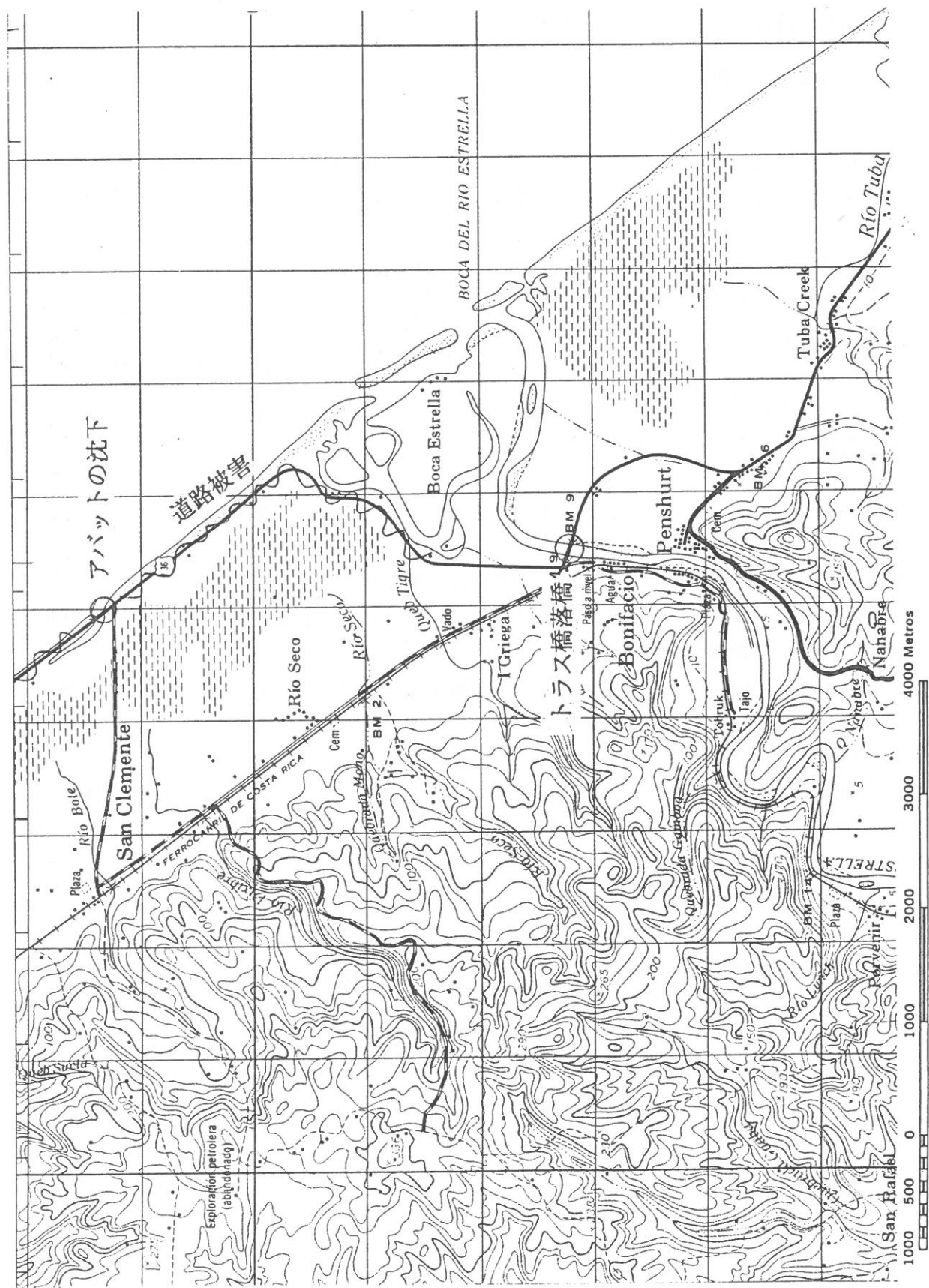


図2.11 ⑨地区での調査メモ

3. 地形・地質

3. 1 地理・気候^{11)、12)}

コスタリカ共和国 (Republica de Costa Rica) は北緯 8 度～11 度にあり、中央アメリカ地峡に位置している (図1.1参照)。東はカリブ海、西は太平洋に面し、北はニカラグア、南はパナマに隣接している。面積は50,900km² (日本の九州の約1.5倍) で、人口は285万人 (1988年統計) である。

地理的には、カリブ海低地、中央高原、北部平野、南西部平野の四つに大別される。カリブ海低地は、カリブ海に沿って、南に広く北に狭く伸びる熱帯雨林地帯で、全土の森林の1/4を占めている。中心都市はLimon市で人口4.3万人のカリブ海側の主要な港町となっている。ここから内陸部に走る鉄道沿線沿いは昔からバナナの主要産地として知られ、現在では、カカオ、ゴム、果実が主に栽培されている。

中央高原は、国土の中央部を北西から南東に広がる火山高原と、それを囲むBarva (バルバ)、Irazu (イラス)、Poas (ポアス) などの火山脈、中央山脈、Talamanca (タラマンカ) 山脈などからなる高地である。標高は1000～3000mであり、気候が温暖で、首都San Joseもこの中央谷間 (Central Valley) に位置している。San Joseの人口は約80万人で、周囲の都市も含めると約65%の人口がこの付近に集中している。コーヒーはコスタリカの主産物であるが、これはすべて高地で栽培されている。なお、最も高い山はChirripo (チリッポ) 山で海拔3820mである。

北部平野はGuanacaste (グアナカステ) 山脈からNicoya (ニコヤ) 半島にかけての地域で、サバンナ地帯である。牛の飼育が盛んで、全国の生産高の半分を生産している。また、米、砂糖きびなどの農業も行われている。

南西部平野は、中央高地と太平洋に挟まれた狭い海岸平野と、その南に続く南部平野、Osa (オサ) 半島からなっている。1930年代にカリブ海低地のバナナ栽培がパナマ病で全滅してから、このあたりが新しくバナナの主産地となっている。米、カカオ、トウモロコシなどの農業も行われている。

コスタリカの気候の分布は標高と北東貿易風に支配されている。標高1000m未満の低地では年間の平均気温は約27℃で年間の気温較差はほとんどない。これに対し、標高が1250mのSan Joseでは年間の平均気温は19.4℃であり、1500m以上の高地では平均気温も14℃以下になり、結氷をみることもある。

降雨量は、北東貿易風の影響をまともに受けるカリブ海低地では、年間降雨量が5000mmを超える所もある。月間降雨量が150mm以下の月はなく、また雨が降る日が1年で260日を超える典型的な熱帯多雨型気候である。今回の地震で斜面崩壊が多発したあたりの山岳地も降雨量が多く、年間6000mm程度、最高で8000mm程度となっている。これに対し、山脈の裏側にあたる西側は降雨量が全体に少なく、中央高地のSan Joseで年間1775mmである。また、北部平野は年間1250～2000mmで、雨季と乾季がはっきり分かれたサバンナ気候で、南西部平野は年間2000～3500mmで乾季が3カ月続く気候である。

3. 2 歴史および風土（文献11）、12より抜粋して引用）

コロンブスは4回にわたって大航海を行ったが、その最後の航海で1502年コスタリカを発見した。それ以前のコスタリカには、ほかのラテン・アメリカ諸国と同様に先住民インディオの部族が住んでいたが、マヤやインカのような高度な文明は擁していなかったようである。コスタリカ（スペイン語で富める海岸）とは、金などの装飾をつけたインディオが住んでいたためにつけられた名前と言われる。

スペイン人による最初の入植はインディオの攻撃によって失敗に終わったが、その後、1530年頃までにスペイン人による征服が進み、1542年にグアテマラ総督領に編入された。その後3世紀にわたるスペイン支配のあと、1821年にほかの中米諸国と一緒にスペインから独立した。独立後しばらくはメキシコに属していたが、1824年に中米連邦に属するようになった。しかし、他の中米諸国に比べて原住民の数が圧倒的に少なく、貧富の差がほとんどないコスタリカはグアテマラを中心とした大地主支配の色彩が強い連邦の政策に反対し、1838年には連邦から脱退した。そして、1848年に独立国となった。

独立後、ニカラグアの侵略も防ぎ、1870年から82年までのゲアルディア將軍の統治時代にコスタリカの経済はいっそう成長し、内陸と海岸地方を結ぶ鉄道も建設され、1978年には中米で初めてバナナの栽培も始まった。教育制度も大幅に改善され、1886年には国費負担による普通教育も開始された。

前述したように、コスタリカには原住民のインディオが少なかったため、中南米では珍しく白人の国となっている。国民の97.6%がスペイン系の白人とその混血である。インディオは0.3%で、バナナの栽培を始めた頃移民した黒人が2%ほどいる。国民は友好的で、また、平和を愛する素朴な国民である。憲法で軍隊の保有を禁止している。教育には大変熱心で、国家予算の30%を文教費としている。国語はスペイン語であり、国教はローマ・カトリック教である。

1987年における国民総生産（GNP）は43億ドル、1人あたりは1590ドルで、1980年～1987年間の経済成長率は19%、1989年の物価上昇率は16.9%である。主要産業は国の全所得の2/3を占める農業で、主産物はコーヒー、バナナ、カカオ、砂糖、観葉植物、畜産物であり、肉、乳製品などの加工業も発達している。工業のうち重工業はまったくといってよいほど発達していないが、食品、化学、製靴、繊維、飲料、タバコなどの軽工業は発達していて、中米共同市場に輸出している。

気候、風土に恵まれ、治安がよく、物価も比較的落ち着いており、政府が外国からの移住“特に引退した年金生活者の移住を奨励する政策”を採用しているため、米国人の年金生活者を中心に、約7500名もの年金生活者が老後の快適な生活を楽しんでいる。

なお、中南米で“C”のつく3つの国（Costa Rica, Colombia, Chile）が美人の多い国として有名であるが、筆者達を案内してくれたMora博士によると、コスタリカの美人の割合は30～40%とのことであった。

3.3 地質¹³⁾

(1) 地殻変動

コスタリカには図3.1に示すように、Cocos（ココス）、Caribbea（カリビアン）、Nazca（ナスカ）のプレートが押し寄せてきている。このプレートの作用がコスタリカの地質の形成過程を支配している。ココスプレートとカリビアンプレートは中米トレンチで境をなしているが、そこではココスプレートがカリビアンプレートの下にもぐりこんでいる。ナスカプレートとココスプレートの境界にはパナマ破碎地帯が形成され、また、コスタリカの南部ではカリビアンプレートとの三者で三角地帯が形成されている。これらのプレートの相互作用が地殻変動のエネルギーとなっている。コスタリカの陸地部は全てカリビアンプレート上にあり、地殻変動に関連して地形上いくつかの地域が形成されてきている。

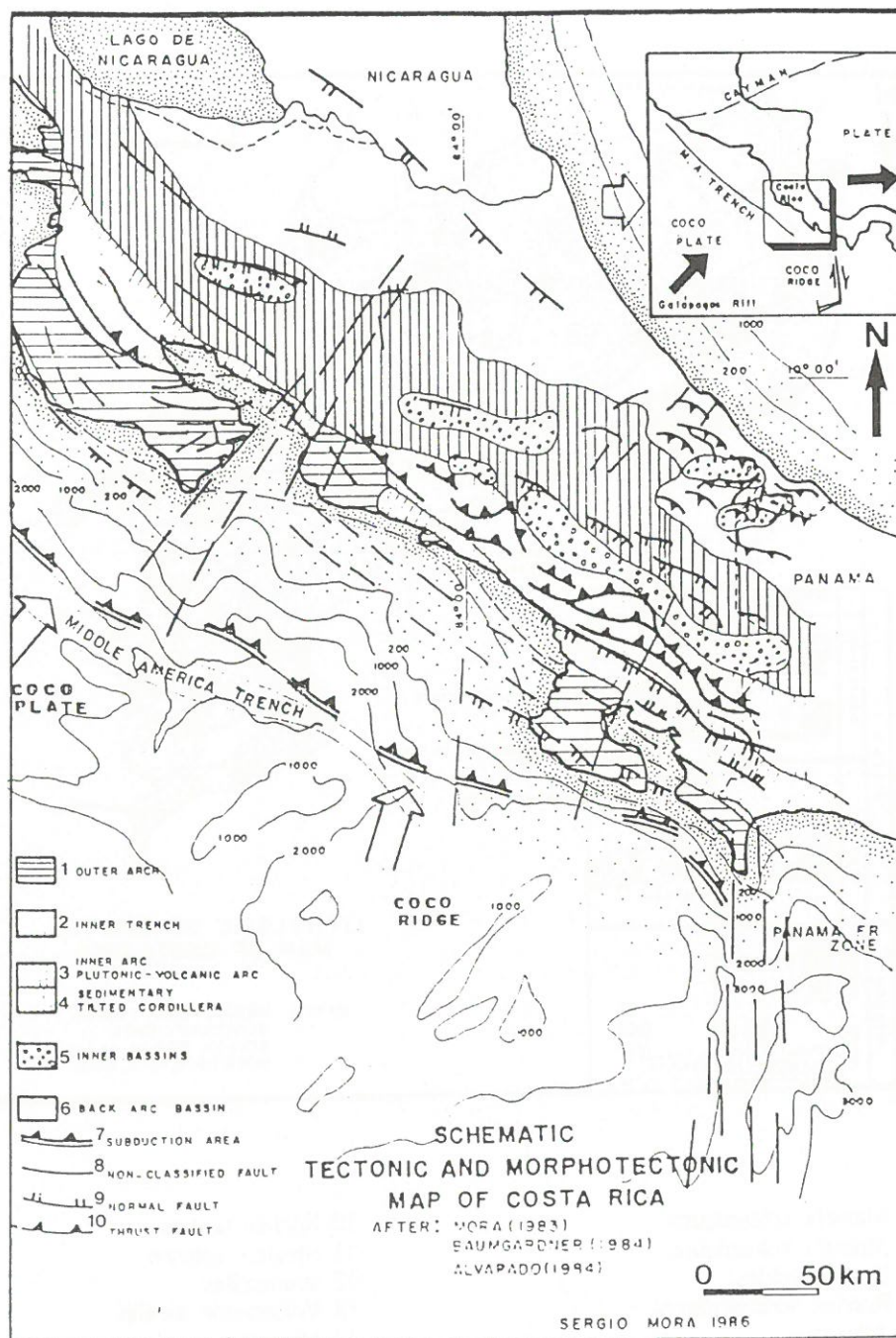
(2) 地質分布

図3.2に地質分布図を示す。まず目につくのが北西部から中央部にかけて連なる約20個の火山である。このうち4つの火山は現在活動中である。このため、火山の周囲には第四紀の火成岩や火山灰などが分布している。なお、4つの火山のうち、首都San Joseに近いイラス火山は、統計的には2、3年後に爆発する可能性があるとのことで、それによる被害が懸念されている。

中央部から南東側の山地は少し古い三紀層から構成されている。今回の地震により斜面崩壊を生じた地域もこの第三紀層から成っている。

これに対し、太平洋側ではさらに古いジュラ紀の地層が広く分布し、特にNicoya半島やOsa半島など、半島を形成している。

カリブ海低地には第四紀沖積層が分布している。特にLimon市より北西側には広い沖積平野が広がっている。

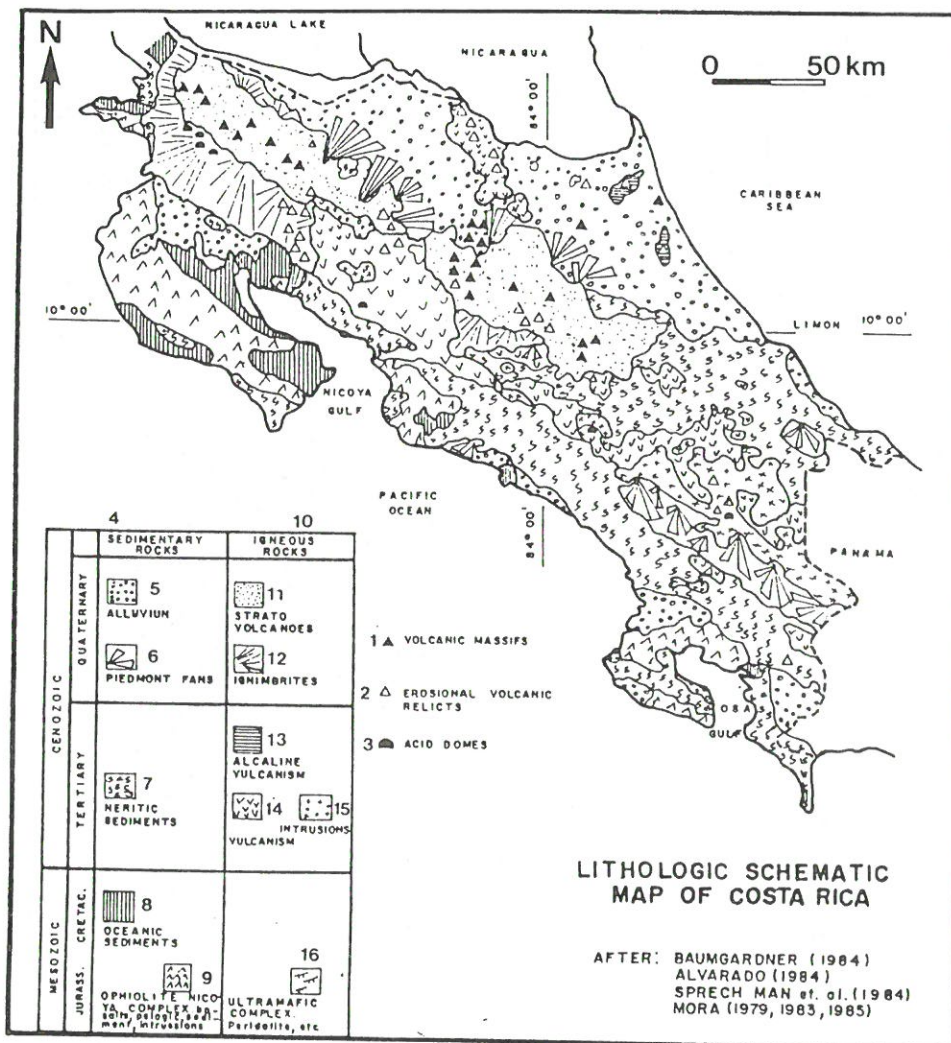


Carte tectonique et morphotectonique schématique du Costa Rica

- 1, Arc externe
- 2, Fossé interne
- 3, Arc interne (Arc plutonique et volcanique)
- 4, Chaîne sédimentaire inclinée

- 5, Bassins internes
- 6, Bassin de l'Arc arrière
- 7, Zone de subduction
- 8, Faille indéterminée
- 9, Faille normale
- 10, Faille inverse

図3.1 プレートの動き



- | | |
|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| 1 Massifs volcaniques | 10 Roches ignees |
| 2 Massifs volcaniques | 11 Strato-volcans |
| 3 Domes acides | 12 lanimbrites |
| 4 Roches sedimentaires | 13 Volcanisme alcalin |
| 5 Alluvions | 14 Vocanisme |
| 6 Cones de piemont | 15 Intrusions |
| 7 Sediments neritiques | 16 Complexe ultramafique. |
| 8 Sediments oceaniques | |
| 9 Ophiolites du Complexe de Nicoya.
Basaltes, sediments pelagique, intrusions | |

图3.2 地質図

4. 液状化の発生地域とその特徴

4.1 液状化の発生範囲

今回の地震ではカリブ海低地で広い範囲にわたって地盤の液状化が発生し、それにより道路盛土、橋梁、家屋などが甚大な被害を受けた。

図2.1に液状化が発生した範囲を示す。Limon市の北西約70kmの付近から国境を越えて隣国のパナマまでその範囲は及んでいる。この図はMora博士により作られたものであり、現地踏査やヘリコプターからの観察によりその範囲が推定されている。ただし、カリブ海低地はバナナやココナッツが生い繁っており、ヘリコプターから噴砂の確認が困難な状況にあるため、正確な液状化地点分布図とはなっていない。また、人口密度が低いため、現地踏査や聞き取り調査でも液状化発生地点の特定は困難な状況にある。

図2.1から液状化が発生した最遠地までの震央距離 Δ_L を読み取ってみると92kmとなる。(ただし、パナマ側はわからない) この値とマグニチュードの関係をプロットすると図4.1となる。図には栗林ら、若松およびYoudが過去の地震に対して調べたデータも示しているが、今回の値はこれらと同様の関係になっている。特に遠くまで液状化が及んだということでもないが、これは一般に液状化が生じ易い埋立地がこの地域ではなかったことにも起因しているかもしれない。

さて、筆者達が現地調査を行ったのは図2.2~2.11に示す範囲である。この範囲内での液状化発生地点およびそこでの被害の概要、噴砂の粒度を一覧表で示すと表4.1となる。これらのうち4カ所で噴砂を採取して粒度試験を行った。その結果を図4.2に示す。

今回現地調査を行った範囲内での液状化発生地点を分類すると、次の3つに大別される。

- ① 海岸より数km~十数km内陸での河川沿いの地域、および河川により形成された沖積平野(地形区分ははっきりしないが自然堤防地帯であろう)
- ② 海岸の砂州およびそれから後背湿地へかけての地域
- ③ 海岸付近ではあるが、河川沿いの地域

以下、この3つに分けて液状化発生地点の特徴および液状化に起因した被害の特徴を述べる。

4.2 内陸部の沖積平野での液状化

(1) SiquirresからLimonへの道路沿い

首都San Joseからカリブ海の主要港であるLimonへ向かう道路(32号線)は、Siquirresの手前で中央高原からカリブ海低地へと下る。Siquirresを通りすぎたあたりから、道路盛土に被害が見られるようになり、Limonまでの約35kmにわたって、高さ1~5mの道路盛土が大きな被害を受けていた。被害の主要な原因は液状化にあると考えられている。

写真4.1~4.3はモーラ博士らによって地震直後に撮られた写真である。写真4.1、4.2は道路盛土に大きな縦クラックがはいっている。写真4.3では縦クラックとともに、盛土の側方はらみ出しが写されている。

表4.1 筆者達が調査したルート沿いの液状化発生地点の特徴

地 点	液 状 化 に よ る 被 害	噴砂の粒径
SiquresからLimon の間の低地における 国道32号線沿い	Chirripo川東側の道路盛土のすべりと側方流動	細砂
	上記地点より約2km南東、送電用鉄塔傾斜	
	Cuba川河岸の側方流動	
	Blanco川河岸の側方流動	細砂
Matina町	家屋の沈下、傾斜	
LimonからMatina川 河口までの海岸道路 沿い	Cem Plazaにおける道路のクラックと側方流動	中砂
	Matina河口より少し南側での道路の陥没	
	同上、道路より内陸側の溝状陥没	
	同上、石油掘削用盛土地のすべり、側方流動	シルト質砂
	同上、家屋の沈下、傾斜	中砂
LimonからEstrella 川の間国道36号線 沿い	Limonの空港での滑走路のクラック	
	Banano川河岸の側方流動	
	Vizcaya川河岸の側方流動	
	Vizcaya川からEstero Negro川にかけての道路のクラック、陥没、内陸側に向けての側方流動	
	Bonanito川河岸の側方流動	中砂
	Estero Negro川河岸の側方流動	
	Estrella川右岸での側方流動(?)	

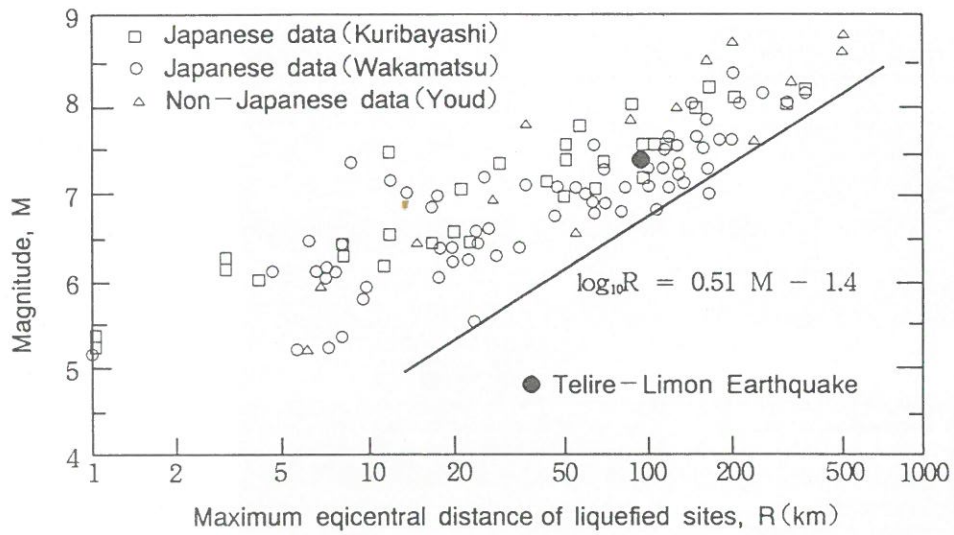


図4.1 液状化が発生した最遠地の震央距離とマグニチュードの関係

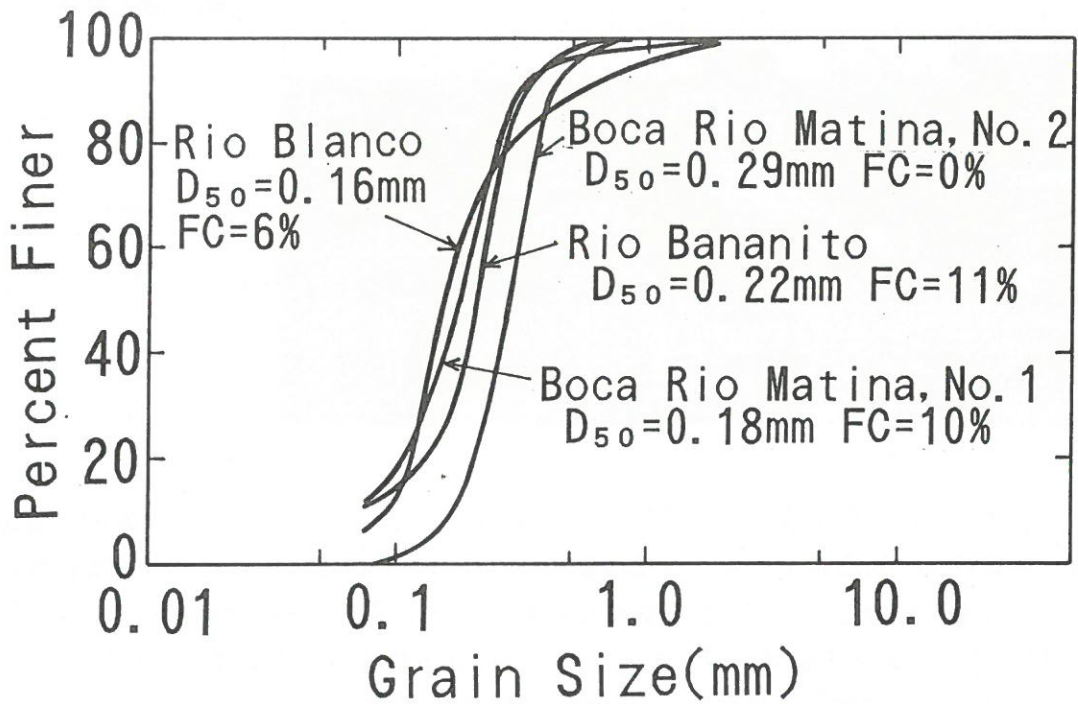


図4.2 採取した噴砂の粒径加積曲線

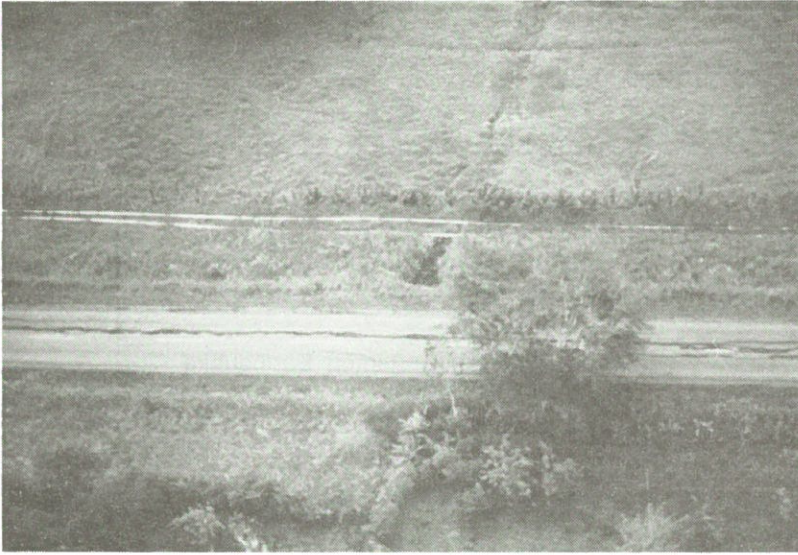


写真4.1
道路に発生したクラック
(Mora博士提供)



写真4.2
路面の大きなクラック
(Mora博士提供)

筆者達がこの区間を調査した際のメモを図2.3～2.8に示す。この道路は重要な道路であり、調査時点（地震後2カ月）では写真4.1～4.3にみられるようなクラック等は既に埋められ、交通が可能なように応急復旧が行われていた。写真4.4はChirripo（チリッポ）川東約500m付近における道路を写している。ここは5m位の高盛土区間であるが、クラックは応急復旧によって埋められていた。ただし、写真4.4にみられるように、クラックがまだ完全に埋められていなかったためか、路面に陥没が生じたところもあった。被害を受けた区間の舗装はまだ行われていなく、本復旧が行われるには1年位かかるとのことであった。写真4.5はこの箇所でのり尻の少し先のバナナ畑でみられた噴砂である。噴砂は採取していないが細砂であった。ボーリングデータもなくはっきりとは言えないが、ここでは図4.3に示すように、地盤の液状化にともなって道路盛土のすべりや側方はらみ出しが生じたのではないかと考えられる。なお、Chirripo川右岸側の川岸で噴水を見た人の話によると、高さ8mもの噴水が発生し、きれいな水であったとのことである。



写真4.3 道路盛土の側方はらみ出し
(Mora博士提供)



写真4.4
Chirripo川の東約500m
での道路被害状況。
応急復旧はされている
がまだ陥没した箇所も残
っている

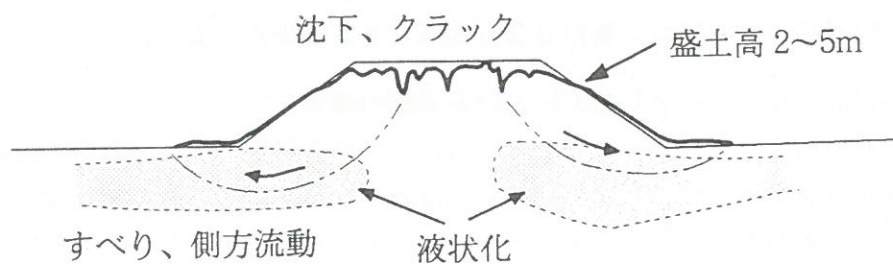


図4.3 道路盛土での被災の模式図



写真4.5 道路盛土ののり尻付近で見られた噴砂

写真4.6はCuba（キューバ）川に架かっている橋の全景を示す。取付け部の盛土および川岸の地盤が河心に向かって流れだした（側方流動を生じた）ことを物語るように、橋台は後述する写真6.8に示すように足元をすくわれたように傾いていた。また、この側方流動のため写真4.7に示すように川幅が狭くなっていた。この側方流動（地盤の永久変位とも呼ばれる）は液状化に起因したものと考えられるが、本章の以下の節にも同様の事例が多く示される。

写真4.8はさらに東へ行った所のBlanco（ブランコ）川に架かっている橋の右岸側被害状況を示している。ここでも川岸の地盤で側方流動が発生し、橋台が押し出されたようになっている。側方流動の量ははっきりとはわからないが、兩岸とも5 m位流れ出したのではないかと推定される。写真4.9はここで見られた噴砂であり、その粒径は図4.2に示すように、平均粒径 D_{50} が0.16mm、細粒分含有率FCが6%の細砂であった。

（2）Matina（マティーナ）の町における家屋の被害

前述した道路から少し下流側で、Matina川沿いに発達したMatinaの町では液状化に起因して家屋が被害を受けた。写真4.10、4.11は被害例を示している。調査時点では修理も始まっており被害の詳細はわからず、また噴砂もわからなくなっていたが、聞くところによると噴砂もあったとのことで、被災の原因は液状化にあったのではないかと推定される。村の南東には鉄道橋がMatina川に架かっていたが、橋脚が移動したようである（写真8.4）。これも川岸の地盤が液状化に起因して側方流動したためかもしれない。

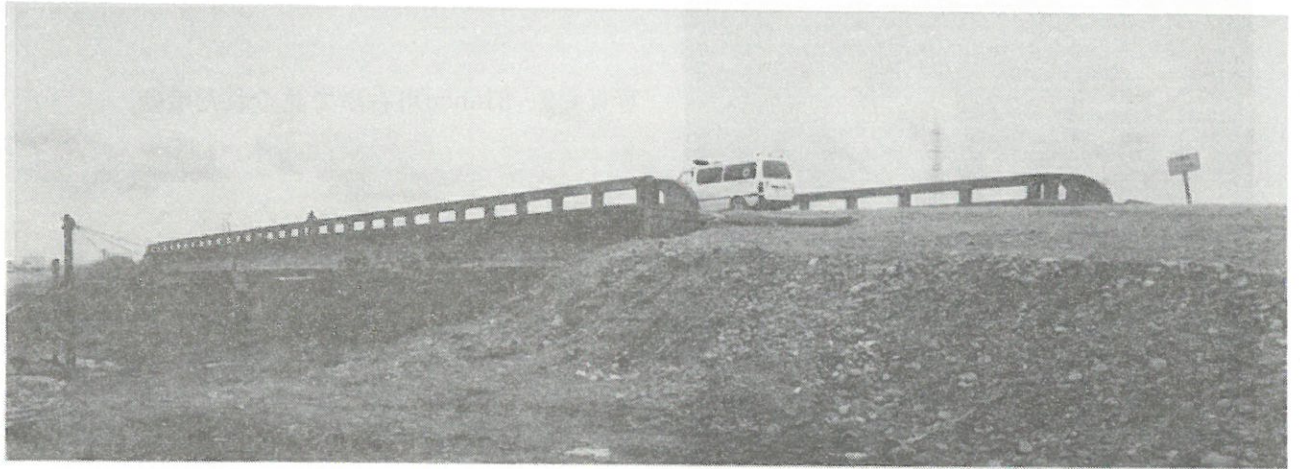


写真4.6 Cuba川に架かる橋の被害状況（とりつけ盛土は復旧されているが橋台は傾いたままである。写真6.7、6.8参照）



写真4.7
側方流動により川幅が狭くなったCuba川

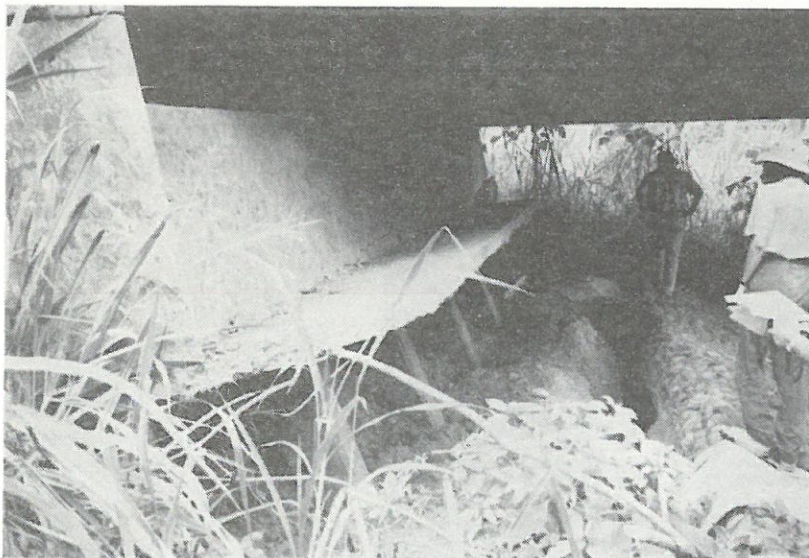


写真4.8
Blanco川の橋台



写真4.9 Blanco川右岸で見られた噴砂

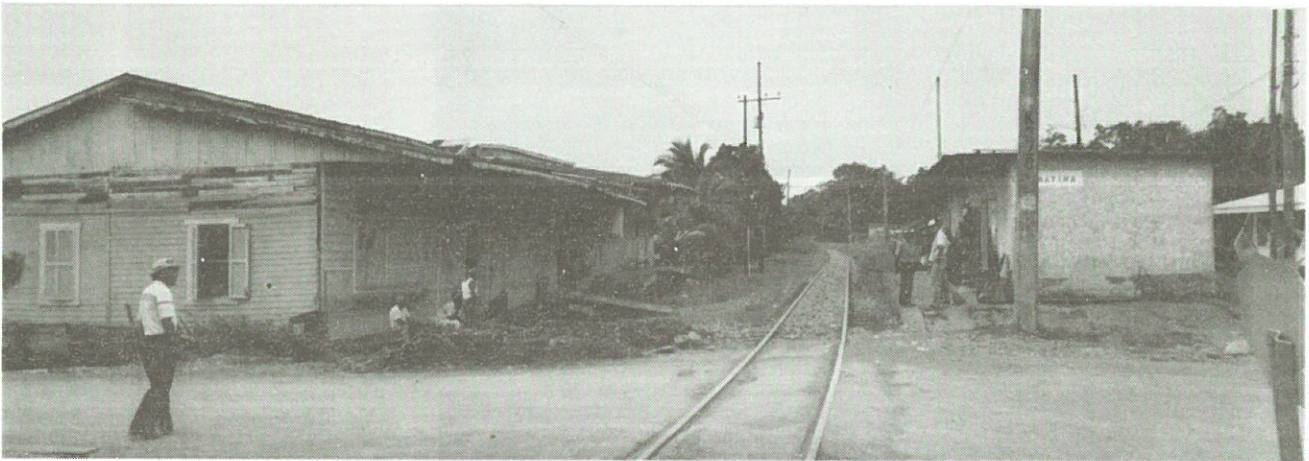


写真4.10
Matina町における家屋被
害状況



写真4.11
Matina町における家屋被
害状況

4.3 海岸の砂州や後背湿地での液状化

(1) Limonより北側

Limon市から5km西にMoin（モイン）の港がある。ここから北西にカリブ海沿いに砂浜が続き、砂州の上に一車線（舗装なし）の道路が走っている。この砂州や後背湿地で液状化が発生した。筆者達の調査時点で、図2.5、2.7、2.8の位置でクラックが残っていた。

写真4.12はMoinの約1km西のCem Plaza（センプラサ）にあるサッカー場での噴砂、写真4.13は同じ地区の道路に見られたクラックと噴砂を写したものである。この地区の横断面図の概念図を示すと図4.4のようになる。道路およびサッカー場は砂州上に造られているが、背後には水路があり、砂州からこの水路にかけて液状化が発生し、水路側（内陸側）に向かって側方流動（永久変位とも呼ばれる）が発生し、そのためにクラックが発生したものと考えられる。砂州の高さはあまり高くなく、標高2~3m程度である。また、噴砂はきれいな中砂であった。写真4.14はこの地点より少し北側で水路が近接している箇所を水路を写したものである。

さらに約15km北上したMatina川河口（Boca Rio Matina）の手前約1kmの所では、写真4.15のように道路が大きく陥没していた。陥没深さは約50cmであり、内陸側には湿地が近接している所である。

Matina川河口の村では、道路のすぐ内陸側に、写真4.16に示すような大きな溝状の陥没（graven）が海岸に平行に発生していた。幅は2m程度で陥没量は約50cmである。この大きな陥没以外にも多くのクラックが生じていた。300ほど内陸側には湿地がある。住民の話だと、地震後約2分たつて沈下したとのことで、亀裂が開くのを目で見たとのことである。地震後に歩くとゼリーのように軟らかかったとのことである。また、亀裂によって家屋が壊れたとのことで、写真4.16の奥に見られるように仮設の家屋が建てられていた。小学校の授業を写真4.17のように行っていたが、これも仮設の校舎であろう。

写真4.16の200~300m程度北西には道路の内陸側に100m×100m程度の盛土地があった。ここは石油探査団のボーリングを行った場所である（余談ながら、石油は見られなかった）。砂礫により盛土が行われ、盛土高は1.5m程度である。ここで写真4.18に見られるように大きなクラックが海岸および道路に平行に何本もはいていた。亀裂からは噴砂が出ていた。この粒径は図4.2のBoca Rio Matina No.1と示したものであるが、シルト質砂であった。内陸側（写真で左手）のり尻より少し先には沼があるとのことで、地盤が液状化したことにより、沼に向かって砂州から側方流動が発生し、盛土の荷重がさらにそれを助長したのではないかと考えられる。ここでの模式図を描いてみると図4.5となる。

さらに200~300m北西側では写真4.19~4.21に示されるように噴砂がまだ残っていた。写真に見られる建物の基礎はベタ基礎であるが、しっかりと造られており、液状化が発生しても被害を受けていなかった。これに対し、隣の家屋は写真4.22にみられるように木杭の上に建物をのせた高床式となっており、その沈下により少し不同沈下していた。なお、写真4.21に示す噴砂の粒度は図4.2にBoca Rio Matina No.2と示したもので、きれいな中砂であった。

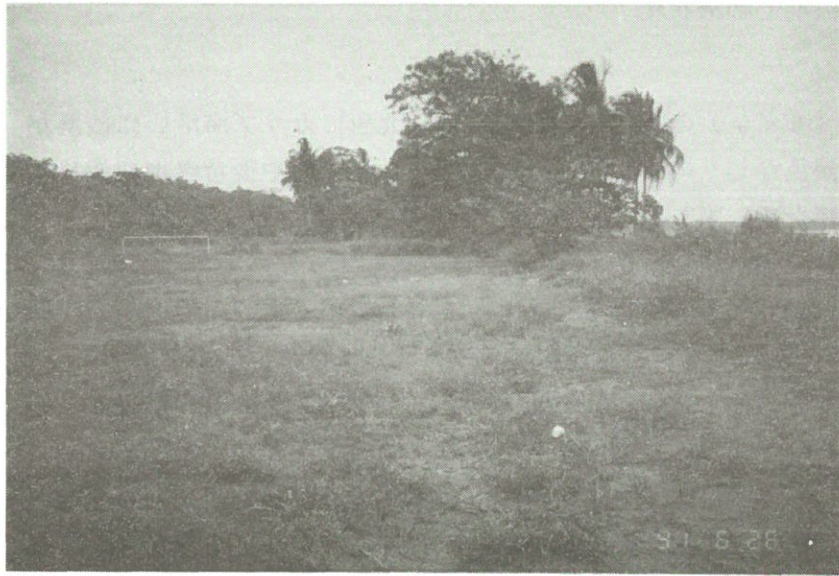


写真4.12
Cem Plazaのサッカー場
での噴砂

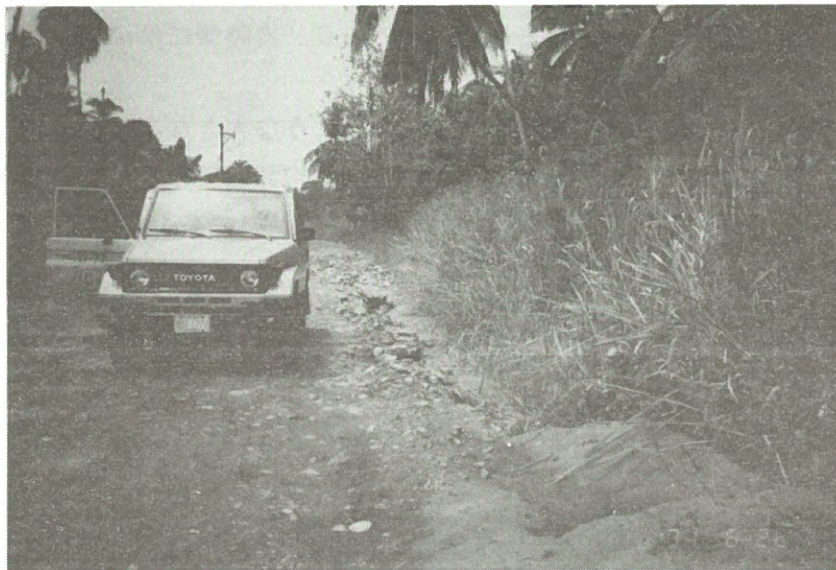


写真4.13
海岸に平行に走る道路の
クラック (Cem Plaza)

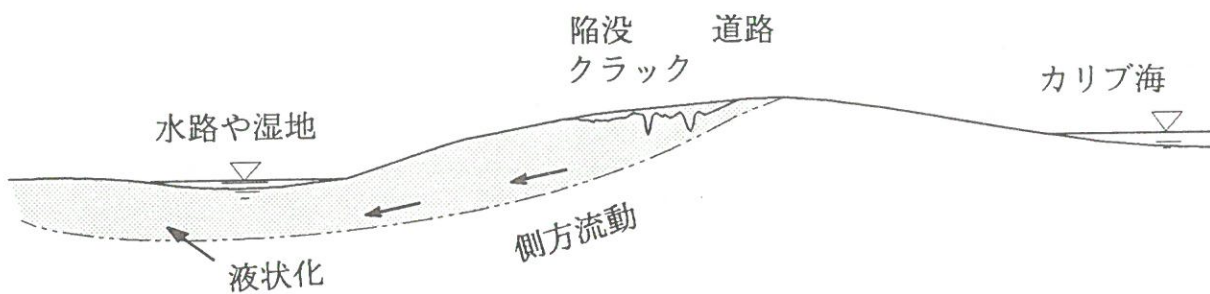


図4.4 海岸付近の被害の模式図

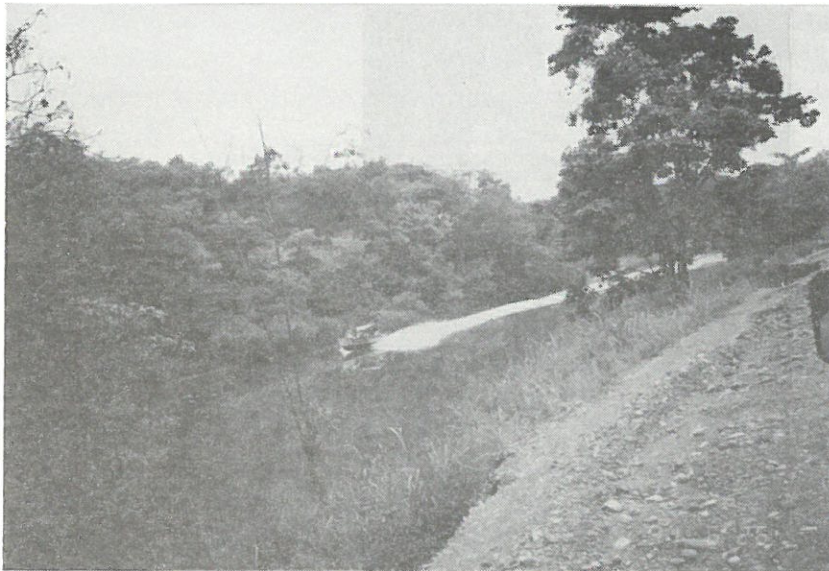


写真4.14
海岸砂州の内側に近接する水路



写真4.15
Matina川河口より少し南側での道路の陥没
(写真6.9参照)

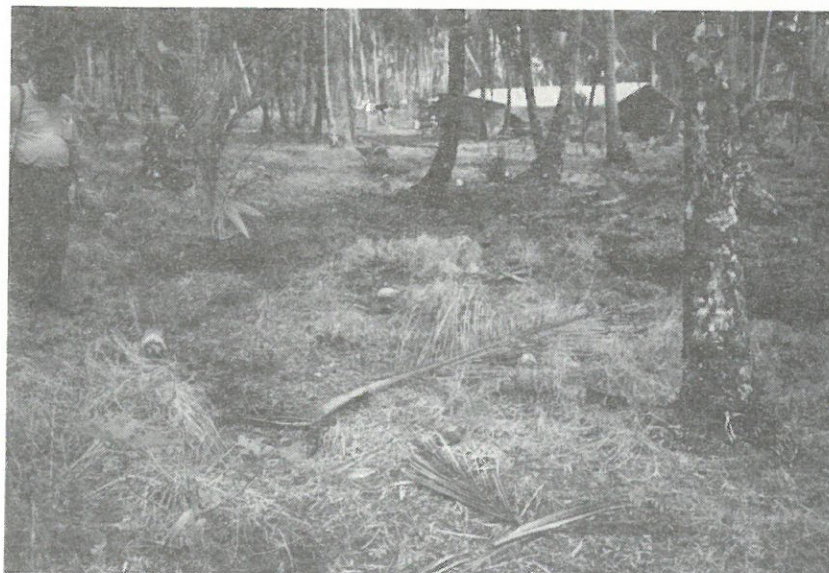


写真4.16
海岸に平行に砂州の内側に生じた溝状の陥没（Matina川河口の少し南側）

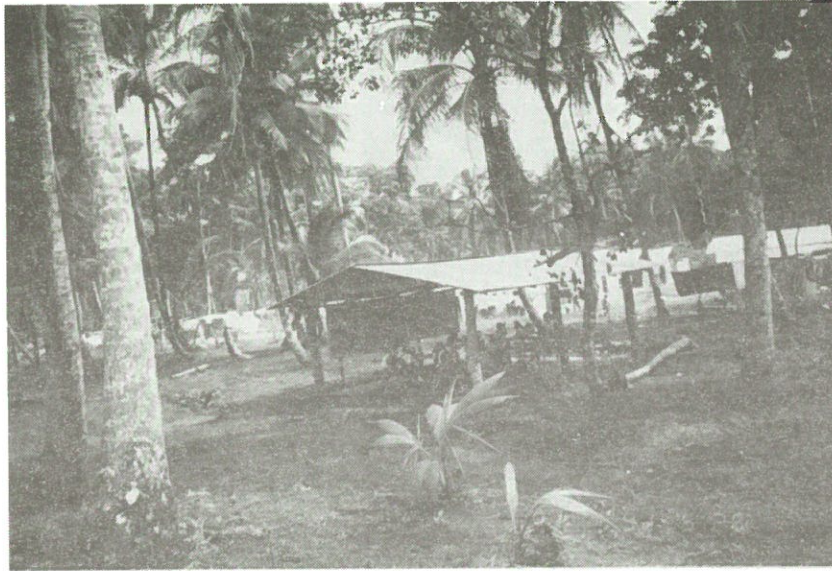


写真4.17
仮設の小学校



写真4.18 石油掘削用に盛土した箇所の被害（Matina川河口の少し南側）
（写真6.10参照）

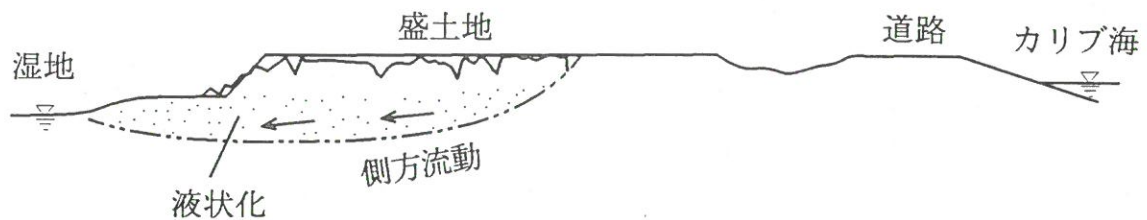


図4.5 石油掘削用の盛土箇所における被害の模式図

以上、Limonより北側の海岸線での液状化発生地点について述べてきたが、図4.4に示したように、側方流動にともなうクラックが見られた地点は必ず内陸側に水路や湿地があったことが特徴的であった。砂州の高さはこの区間ではほぼ一定であり、水路や湿地の存在が側方流動を生じさせる条件となったのではないかと考えられる。

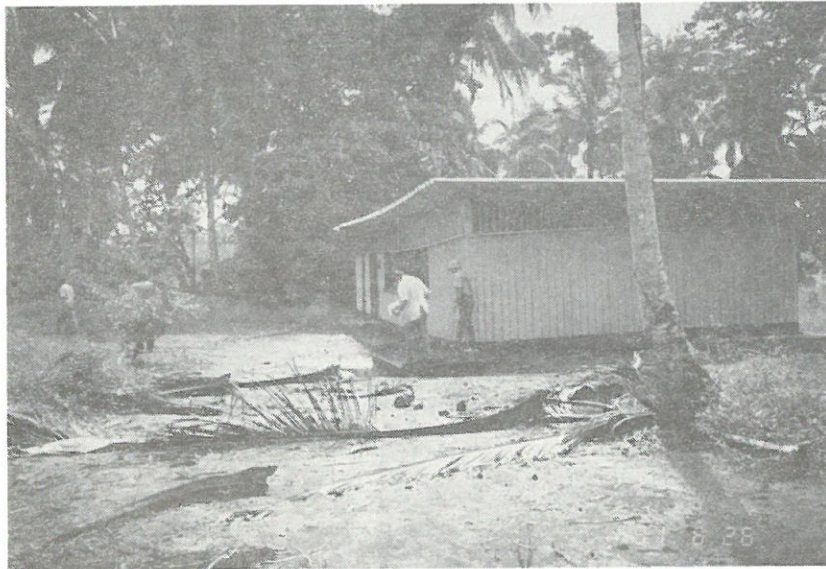


写真4.19
噴砂が残っていた箇所と
被害を受けていなかった
建物（Matina川河口の少
し南側）

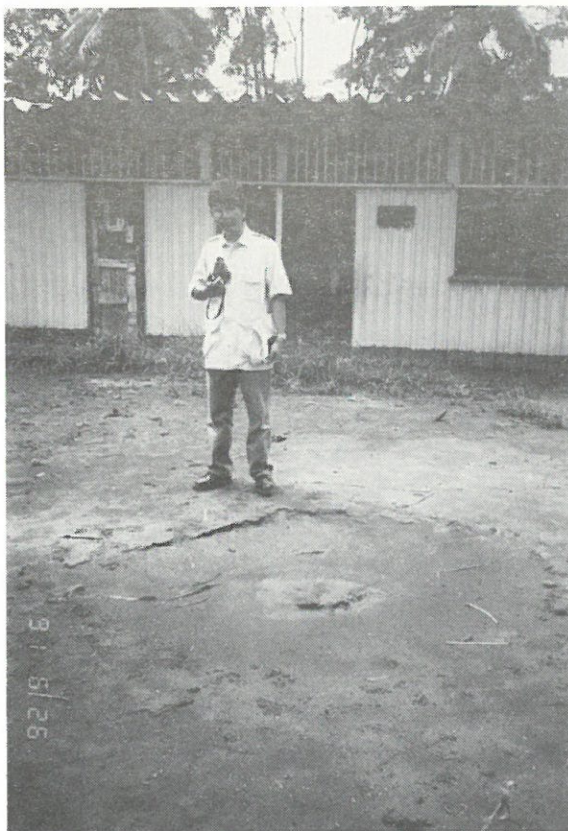


写真4.20 建物の表側での噴砂



写真4.21
建物の裏側での噴砂



写真4.22
液状化により少し沈下した家屋

(2) Limonより南側

Limonより南側ではパナマへ向かう主要道路36号線がやはり海岸の砂州上を走っている。この区間でも図2.9～2.11に示すようにBanano（バナノ）川の周辺およびBananito（バナニート）川からEstrella（エストレージャ）川にかけての区間で道路にクラックや沈下が生じ大きな被害を受けていた。ただし、アスファルトがはがされクラックも埋められて応急復旧が既に行われていた。また、時間の制約上筆者達は下車して詳しく調べる時間がなかったため、車中から見ただけの推察であることをお断りしたい。

この区間の道路は前述した通り砂州の上を走り、盛土されたものではない。また、砂州の高さもLimonから北側と同様にあまり高くなく、標高2～3 m程度と推察される。図2.8～2.11を見てわかるように、特に被害が顕著であったのはBananito川河口で、1 km余りにわたって川が海岸に平行に流れてからカリブ海に注ぐところである。砂嘴状になったこの区間では川に向かって大きく地盤が側方流動し、大きなクラックが川に平行に発生してい

た。本来の道路は内陸側であるが、Bananito川の橋が落橋したため、仮設の道路沿いにこのクラックがみられた。同様の被害は、Estero Negro（エステーロネグロ）川河口より約3 km南の砂嘴でも発生していた。また、Bananito川河口からEstrella川河口にかけての区間は図2. 11、2. 12に見られるように一面に内陸側に湿地がある。

したがって、Limonより南側での道路の被害も図4. 4に示したように、砂州から内陸側の湿地や川へ向かって、液状化に起因した側方流動が発生したために生じたのではないかと考えられる。

なお、この付近の液状化による他の被害として、筆者達は直接見ていないが、Limonより約4 km南側の海岸線にある空港で、写真4. 22、4. 23に示すように噴砂が生じ、滑走路にクラックがはいったとのことである。また、Limon港でもエプロンで噴砂が見られたとのことである²⁾。



写真4. 23

Limon市街の少し南に位置する空港における噴砂
(Mora博士提供)

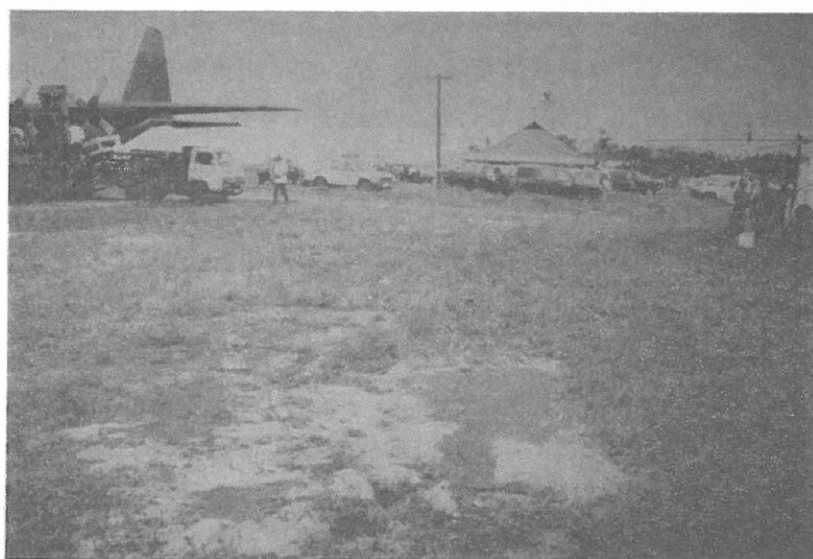


写真4. 24

空港での噴砂
(Mora博士提供)

4.4 河口での液状化

(1) Limonより南側における道路橋での液状化状況

前述したLimonより南側の道路(36号線)は海岸線を走っているため、いくつかの中小河川の河口を横切っている。ここに架けられた道路橋のうち4橋が落橋した。被害状況および考えられる被災の詳細は第6章で後述するが、4橋のうち3橋の被災原因は主に液状化に起因したものと考えられている。図2.9~2.11に示すように、これら3橋に付近の2橋を加えた5つの橋での液状化およびそれにもなう側方変位の発生状況を述べる。

Limonより南で最初の橋は、Banano川の橋梁である。この橋は河口から4~5km内陸側に架けられている。川岸で噴砂・噴水があり、その噴水は熱かった(40~50℃)とのことである。写真4.25に見られるように川岸は河心に向かって側方流動(永久変位)を生じていた。また、取付け盛土の沈下も生じていた。ただし、橋梁自体は被害を受けなかった。

その南のVizcaya(ビスカージャ)川に架かっている橋は、写真4.26のように落橋した。この川は海岸線にほぼ直角の角度で海に注いでおり、その河口にほぼ直交して橋が架けられている。写真の中で橋の上流側に見られるように、兩岸の川岸が河心に向かって大きくはらみ出し、川岸の地盤が側方流動(永久変位)を生じたことを物語っている。写真4.27に右岸側から写した写真を示すが、手前の橋台が足元をすくわれたように傾いている。これも川岸の地盤の側方流動により生じたのではないかと考えられる。筆者達の調査時点で噴砂の跡は特に見る事が出来なかったが、川岸の地盤が液状化し、大きく側方流動を生じたものと言えよう。

約5km南下した所のBananito川に架けられていた橋梁も写真4.28に示すように落橋した。右岸側(手前)の取付け盛土にも沈下やクラック、はらみ出しが生じた。この川は海岸近くまで流れてきた後、海岸線に平行に4km余り流れ、海に注ぐ。平行に流れている区間に橋梁が設けられているため、橋梁の前後で道路はS字状に曲がっている。そして、橋梁の北側(左岸側)では砂州上を、南側(右岸側)では後背湿地と思える上を道路が走っている。写真4.29は右岸側橋台付近から上流側の川岸を写したものであるが、川に平行に大きなクラックが何本も生じ、川に向かってひな段状になっている。右岸側橋台もVizcaya川の橋梁と同様に足元をすくわれたように15°ほど傾いていた。左岸側の状況ははっきりわからなかったが、Vizcaya川と同様に、兩岸の地盤が液状化し、それにもなう側方流動が生じたものと考えられる。感潮区間であり、また洪水も地震後にあったはずで、噴砂の跡は明らかでなかったが、一応噴砂らしき所から採取した砂の粒径加積曲線を図4.2に示す。平均粒径0.22mm程度の中砂であった。

さらに南に位置するEstero Negro川に架かる橋でも写真4.30に示すように左岸側の橋桁が落橋し、右岸側の取付け盛土が沈下、はらみ出しを生じた。この川も海に注ぐ前に約1kmほど海岸に平行に流れている。その砂嘴状になったほぼ先端部で道路はS字状に川を渡っている。筆者達が現地に行った時点ではすでに左岸側の橋桁は取り除かれており被害状況ははっきりとつかめなかったが、やはりここでも川岸の側方流動が発生したとのことである。それを物語るかのように、VizcayaおよびBananito川の橋梁と同様、右岸側橋台が足元をすくわれたように12°ほど傾いていた。



写真4.25

Banano川の川岸

側方流動を生じたとのことであるが調査時点ではあまり明確でない。



写真4.26

Vizcaya川に架かる橋の落橋と川岸の地盤の側方流動状況

(Mora博士提供)

(写真6.11～6.14参照)



写真4.27

Vizcaya川の右岸側からの被害状況



写真4.28 Bananito川に架かる橋の落橋状況（写真6.15～19参照）



写真4.29 Bananito川右岸に発生したクラック（側方流動を物語る大きなクラックと沈下が見られる）



写真4.30
Estero Negro川に架かる
橋の落橋状況
（写真6.21～27参照）

Estero Negro川橋梁よりさらに約3kmのところに小さな入江があり、ここに1スパンの小さな橋が架けられている。ここでは、写真4.31に示すように取付け盛土の沈下はあったものの落橋はしていなかった。前後の道路は液状化によりクラック等の被害を受けているものの、この入江の両岸はあまり側方流動を生じた形跡は見られなかった。橋台も特に傾いてはいなかった。

さらに南にあるEstrella川には長さ150mで2スパンのトラス橋が架かっていたが、地震により落橋した。その被災原因は第6章で述べるように液状化以外にあると考えられている。河川敷あたりで液状化が発生したか否かは明らかではないが、兩岸の標高は数mもあり、また後述するように砂層のN値も大きく、左岸の川岸の地盤は液状化しなかったのではないかと推察される。

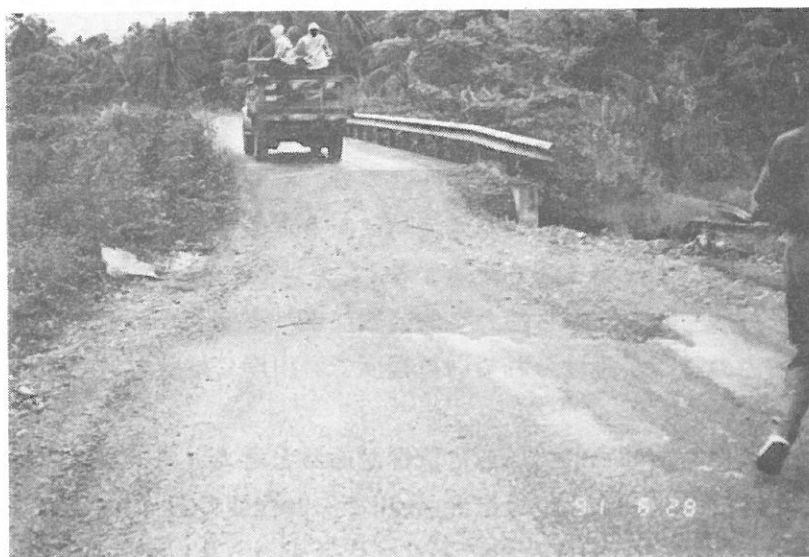


写真4.31

Estero Negro川より約3kmの入江にかかっていた橋。

取付け盛土の沈下は生じているが落橋はしていない。

(2) 落橋した4つの橋における液状化層の推定

落橋した4つの橋の土質調査資料を運輸省 (Ministerio de Obras Publicas y Transportes) から見せてもらうことが出来た。この土質調査は橋梁の建設に先立って1969年から1971年にかけて行われたもので、ボーリング、標準貫入試験と室内試験が行われている。そこでこのデータをもとに液状化層の推定を行ってみた。用いた方法は日本における道路橋示方書で用いられている方法であるが、計算にあたってのいくつかの条件を以下のように設定した。

- ① 地表最大加速度は第1章の断層および震央からの距離減衰関係をもとに250~400Galと仮定し、250Galと400Galで計算した。
- ② ボーリング時点の地表面と橋梁建設後の地表面の標高が多少異なる地点もあるが、ボーリング時点での地表面をもとに検討を行った。
- ③ 細砂層の平均粒径と細粒分含有率はBananito川で採取した試料のデータをもとに、0.22mm、11%と仮定した。その他の層のこれらの値および単位体積重量については道路橋示方書に示されている代表値を用いた。

④N値は日本での値と同じとみなした。

各橋梁の横断面図上に土質柱状図、N値、液状化に対する安全率 F_L を重ねて示すと図4.7~4.10となる。なお、 F_L の深度分布図中に“Lq”と示したのは地表最大加速度が250Galで $F_L \leq 1$ となった深度の層である。実際に発生した地表最大加速度は断定できないが、前述したように250~400Galの間と考えられる。したがって“Lq”と示したより少し多めの層が液状化したと考えると、Vizcaya川の右岸側、Bananito川の右岸（左岸側も可能性あり）、Estero Negro川の左岸側では、地表付近から橋台の杭基礎先端付近まで液状化したと推定される。これら3つの川の反対側でも部分的に液状化が発生したものと推定される。これに対し、Estrella川の左岸部では全層で $F_L > 1$ となり、液状化しなかったと推定される。なお、右岸側のボーリング資料は入手できなかった。

したがって、Vizcaya、Bananito、Estero Negroの各橋梁では、図4.6に模式図を示すように、片側または両岸の地盤が橋台の杭基礎先端付近程度の深度まで液状化し、その液状化層が河心に向かって側方流動したものと推定される。そして、その側方流動により橋台の足元がすくわれたように押し出され、落橋に至ったのではないかと考えられる。杭の先端付近も液状化したとなると、当然鉛直支持力も低下したはずで、それにより沈下も生じた可能性もあるが、落橋の主な原因は川岸の地盤の側方流動にあったのではないかと推定される。被災原因の詳細な推定については第6章で後述する。

なお、杭の打ち込み深度は、打撃を行いながら動力的公式により決定したとのことである。また、橋台の周囲に石積みの護岸が設けられている程度で、川岸にはシートパイル等の護岸は設けられていなかった。

側方流動が生じた場合、川底は持ち上げられている可能性があると考え、川のほぼ中央部で水深を測ったところ、Vizcaya川で2.8m、Estero Negro川で2.9m程度であった。図4.7、4.9から読み取ると設計時にそれぞれ3.4m、2.8m程度であり、ほぼ変わらない値であった。ただし、現地を案内してくれたモーラ博士によると、地震後の洪水により堆積や侵食をしているはずなので、この比較は無意味であろうとのことであった。

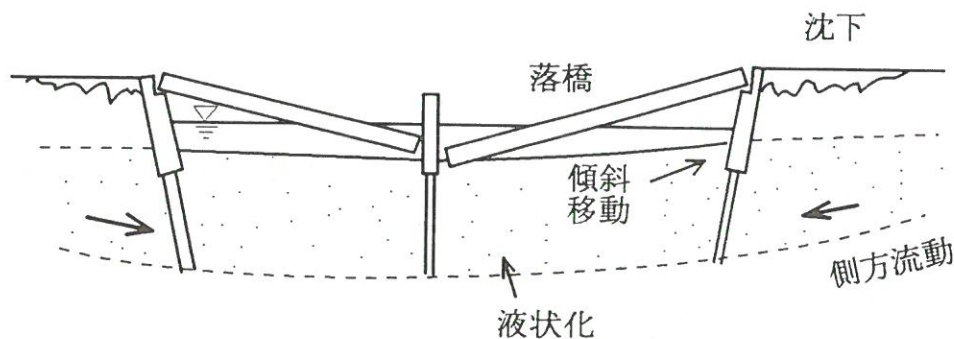


図4.6 液状化による地盤の側方流動に起因した落橋の模式図

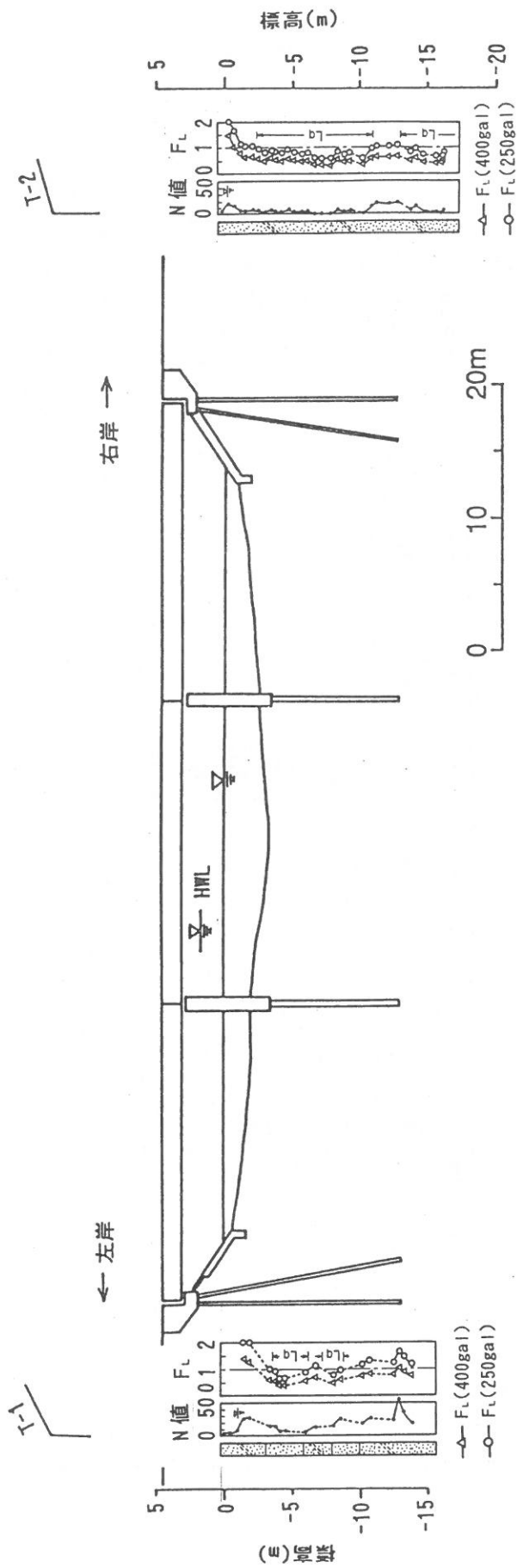


図 4.7 Vizcaya川での液状化検討結果

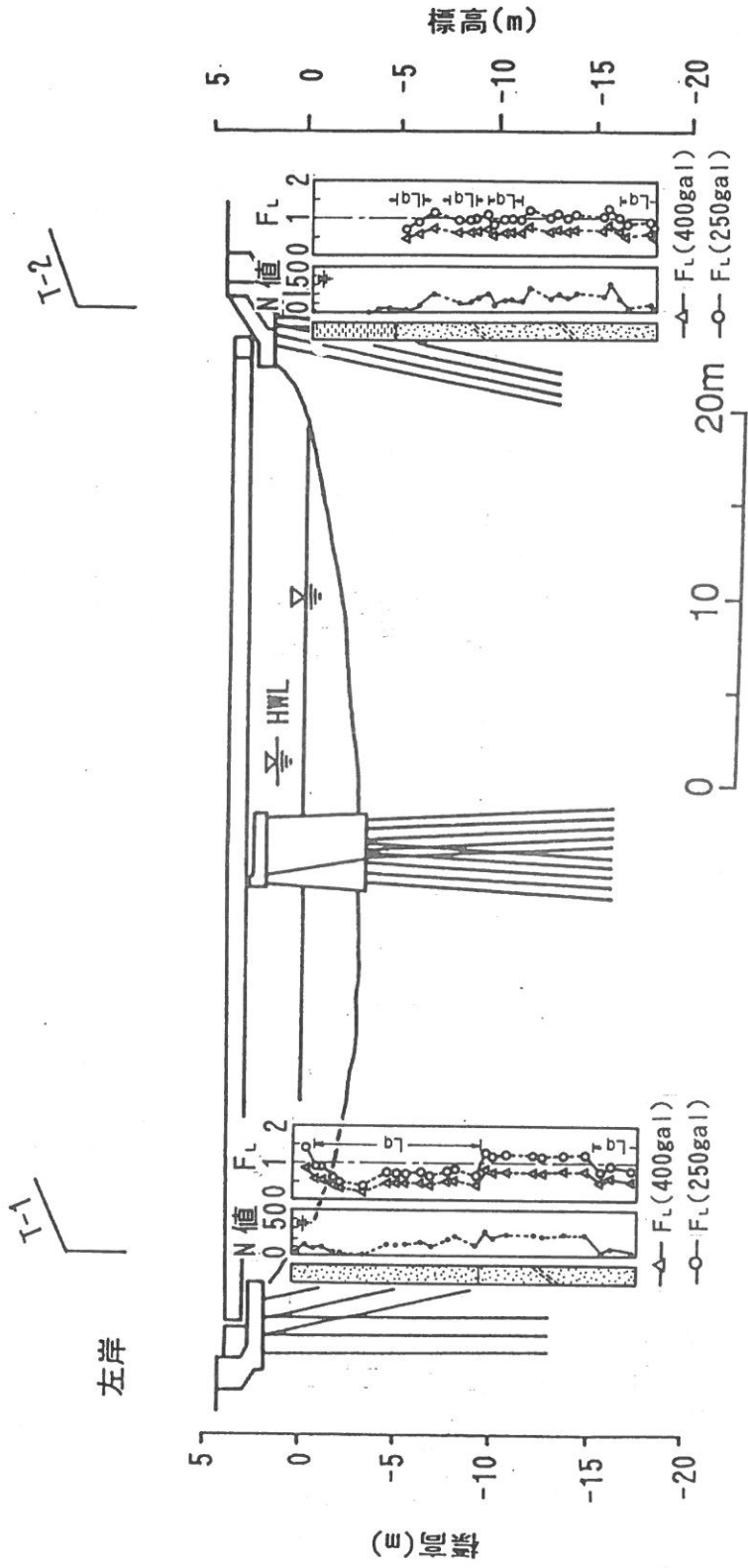


図 4.8 Bananito川での液状化検討結果

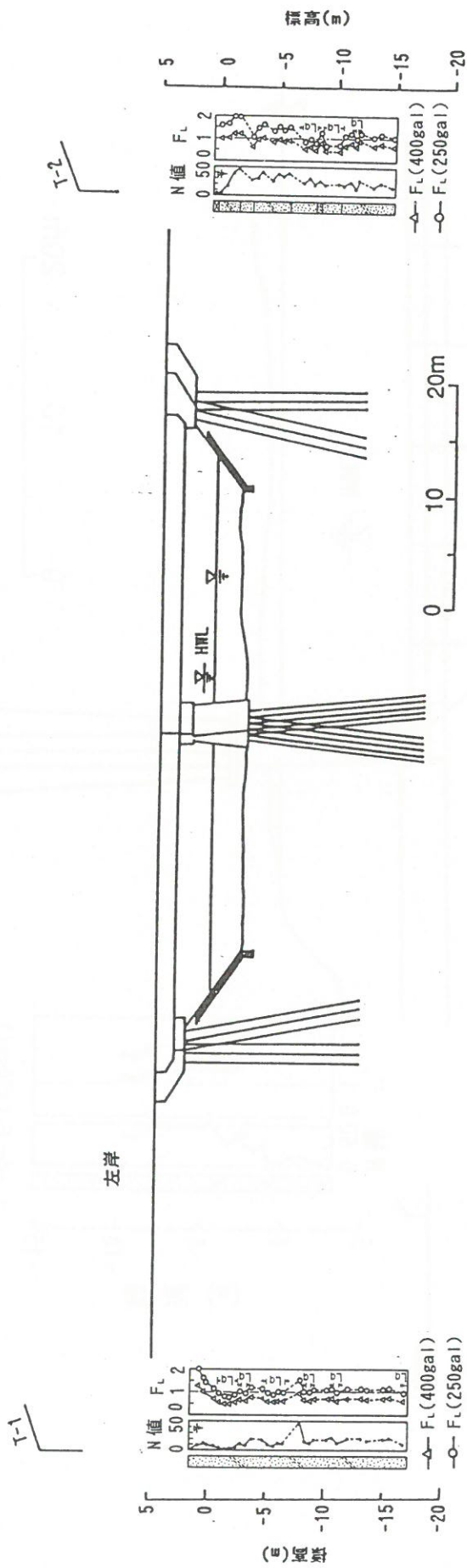


図 4.9 Estero Negro川での液状化検討結果

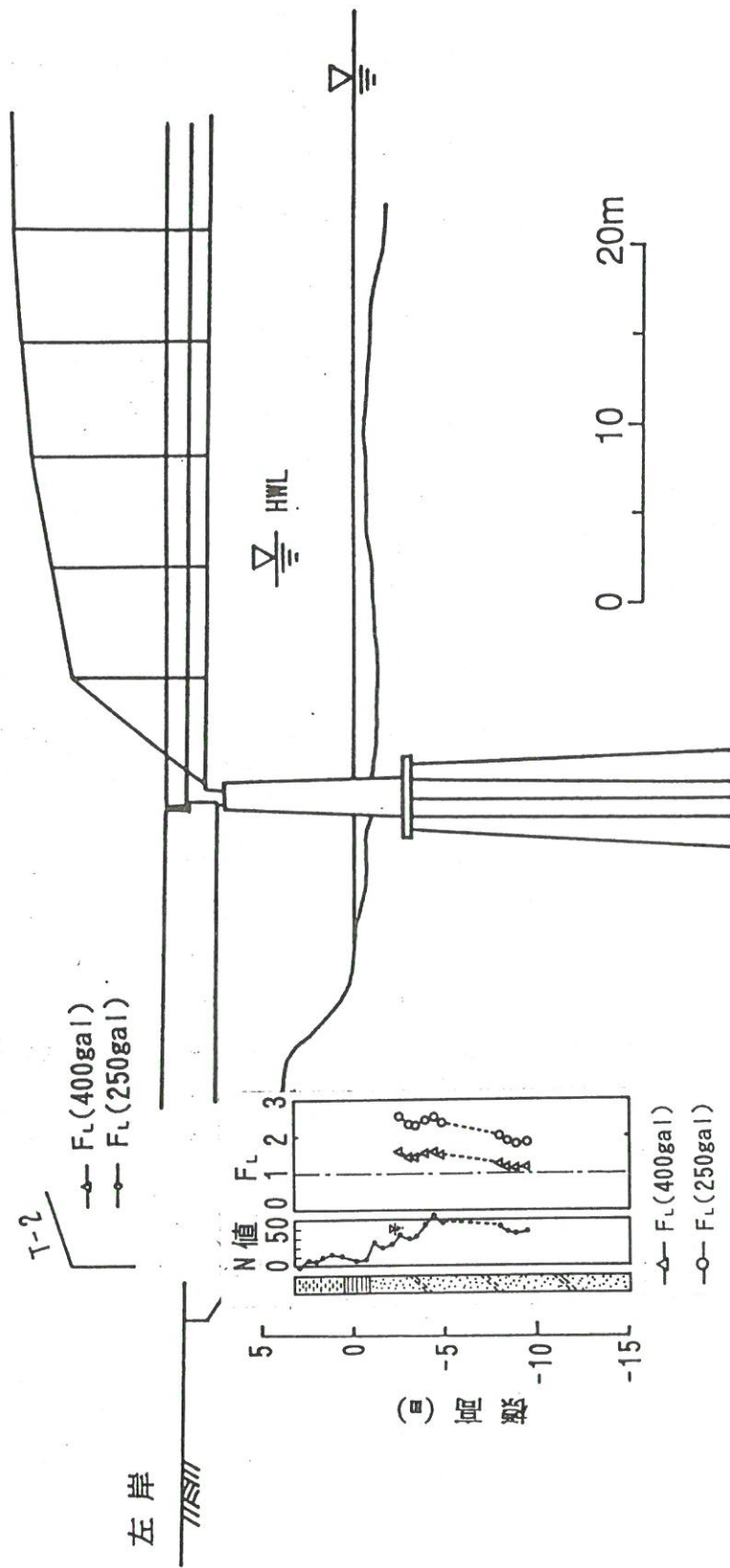


図4.10 Estrella川の左岸側での液状化検討結果

5. 斜面崩壊

1991年4月22日Telire-Limon地震における特徴的な被害の一つは、震源近傍の山岳地帯に発生した広範囲かつ大規模な斜面崩壊である。Limonから南へ向かって谷や溪谷を通して迂回しながら点在する農村を結び、農業生産物をLimon港へ搬送するための山岳道路が所々で斜面崩壊により寸断された他、多量の森林資源が失われ、折からの雨季と相まって土石流が発生し、多数の河川とカリブ海沿岸が汚染された。

5. 1 コスタリカにおける斜面崩壊の概要と特徴

今回の地震に限らず、コスタリカにおいては、過去に多数の斜面崩壊が発生しており、国家経済に膨大な損失を与えてきた。コスタリカの国土はおよそ70%が五つの活火山を含む急峻な地形の山岳地帯である。また、年降雨量が8000mmに達する地域があったり、最も乾燥した地域でも1300mmにも達するほど降雨量の多い国である。その上、地震も多いことから斜面崩壊地はコスタリカ全土に広く分布している。ただし、国土のおよそ22%にあたる保護指定された原生林では斜面崩壊は皆無である。今回の地震による斜面崩壊の性格を理解するために上述したコスタリカにおける斜面崩壊の概要を知っておく必要がある。幸い、我々調査団を案内して下さったICE・Mora博士がコスタリカにおける斜面崩壊をまとめた論文¹⁴⁾を提供してくれた。以下に主要部分を要約しておく。

コスタリカの地質は、碎屑性の堆積および火成岩が急速に風化して表土の輪郭を形成しており、熱水変成も普通に見られる。第三紀と第四紀における地殻変動が強烈で、その結果、激しく破砕された岩盤が形成された。このように弱い地質構成が上記自然災害と相まって以下に分類説明するような侵食と地滑り等の斜面不安定を助長している。

斜面不安定要因の第一は侵食である。雨水による土壌表面の表層侵食（シートエロージョン）は、比較的緩やかな勾配の斜面が過放牧、森林伐採および農業活動によって裸になった地域で発生しており、雨季の豪雨により表土が有機成分や他の栄養素と共に流出してしまい、再植生を阻み侵食を助長すると言ったような悪循環をもたらしている。他方、表面流水が断層、枯渇した河床、獣道に沿った崖、等のもともとあった地勢に平行にあるいはこれらに沿って存在する等高線におおむね垂直に集中して流れると運動エネルギーが非常に大きいため切り口を広げ、斜面の体積と勾配を減じる。コスタリカでは、このような過程が日常的に起こっており、特に、植生が失われた急峻な斜面で顕著であって、土量が失われる速さは新しい植生が成長できる速さを上回っている。この他、道路建設や露天掘り、鉱山開発などの人間活動も侵食や斜面崩壊を引き起こしている。例えば、節約のため過度に急勾配に斜面掘削した道路に沿って多数の斜面崩壊が発生しており、また、砂金採掘が大量の堆砂を引き起こし、水力発電用貯水池の容量を減じたり、海洋や河川を汚染したりしている。

斜面不安定要因の第二は、水で飽和した土壌が斜面をゆるやかに移動する現象であるソリフラクション（またはクリープ）である。この現象は中程度の勾配（5°～30°）の斜面で起こり、年間1m程度の速度を持つ。この型の斜面不安定を伴う堆積土は5m以上の厚さを有することはまず無いが浅い地下水面をもつのが普通である。ソリフラクションはコス

タリカでは広く行き渡った現象であり、特に、自然または人工の排水機能が貧弱な地域で顕著である。

斜面不安定要因の第三は地滑りである。コスタリカでは、表層土の地滑りが恐らく最も普通のタイプである。地震活動と豪雨が過剰間隙水圧の増加をもたらし、浅い土の層位をモビライズすることに貢献するのであるが、次の2種類の土質が斜面崩壊を受け易い。一つはギブサイトおよびハロサイトを多量に含むラテライト系の表土が数十m堆積している場合である。これらは統一土質分類法では大部分がCHとMH ($I_p=30\sim75\%$)に分類できる。しかも、大部分の地域で、特に雨季では、これらは液性限界(1~9%)以上の自然含水比となっている。他の一つは、モンモリロナイト-ベントナイト系の土で火砕性または古い溶岩性の堆積物が熱水変性を受けたままの表土か、マングローブ湿原のように移動堆積したもので厚さが15m以下の層である。これらの土は統一土質分類法ではCHに分類されるが、加水により大きい膨潤性を示すためOH ($I_p=75\sim150\%$)に分類されることさえある。表層土が滑った後、通常、強烈な頂部侵食が発達し、かなりの大きさの岩屑流や泥流を引き起こす。表層滑りは沖積土、崩積土、表土などが厚く堆積し、浅い地下水水面(15m以内の深さ)を形成している勾配 $20^\circ\sim40^\circ$ の斜面に発生する。滑り面の形状(半円形、半楕円形、不規則の形状)は、土の組成、地質、斜面内の水理等の差異に応じて異なる。

表層滑りの他に、小峡谷、大峡谷、狭い溪谷、斜面沿いの道路などにある急傾斜の岩盤斜面では、落石や岩盤ブロックの滑りが発生する。このような地滑りの大部分は、斜面勾配との関係上好ましくない方向に発達した破碎帯、節理、層理などに沿って発生する。溶岩層や溶結した大規模火砕流の堆積層から成る柱やブロックのトップリング破壊が日常的に発生している地域もある。

経済的に最も深刻な影響を与えたこれまでの地滑りは、1973年4月14日のTilaran(ティララン)地震と1983年7月3日のPerez Zeledon-Division(ペレス・セレドン・ディビジョン)地震ならびに1986年10月10日のSabalito(サバリト)暴風雨と1987年7月2日のPejibaye-ElHumo(ペヒバエ・エルウーモ)暴風雨によってもたらされた。Perez Zeledon-Division地震では、斜面崩壊地帯 175km^2 において崩壊斜面の面積と斜面勾配との関係が分析されている。これによると、勾配が $36^\circ\sim80^\circ$ の斜面が地滑りに対して脆弱であり、これらの崩壊面積は 125km^2 (崩壊面積率71%強)にも達している。

以上がコスタリカの斜面崩壊の概要であるが、最近、少なくとも 100万m^3 の土砂や岩塊を伴う大規模地滑り18個が同定されている。これら大規模地滑り地帯の分布図を図5.1に示しておく。

5.2 Telire-Limon地震による斜面崩壊

ヘリコプターでSan Joseを飛び立ってほどなく河川沿いに小規模の斜面崩壊が認められるようになる(写真5.1)。Irazu火山がまだ視野に入っているのでCartago東部近郊の地点と想像される。震源から比較的遠いから必ずしも今回の地震が原因ではなく前節で述べた侵食によるものと思われる。事実、その後しばらくは斜面崩壊は認められない。

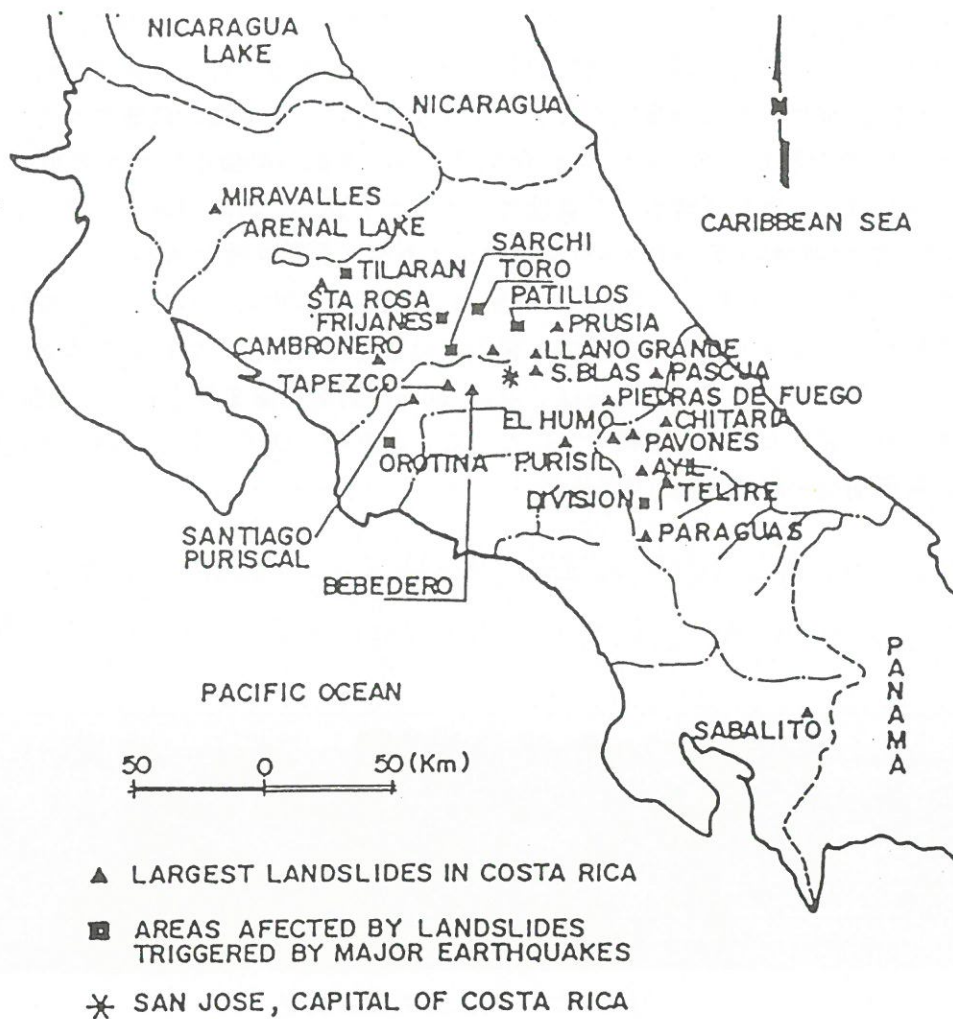


図5.1 コスタリカにおける最大地滑り地点の分布



写真5.1
Cartago東部の侵食

今回の地震により発生した斜面崩壊の中心は、Matina川河口でカリブ海に流出するChirripo Atlantico（チリッポアトランティコ）川が上流において今回の地震の震源域となった衝上断層（Thrust Fault）の延長線と交わる地点にある。この断層は、パナマの遙か沖合のカリブ海の海底で確認されておりパナマの海岸線の形状に沿って湾曲してコスタリカとパナマ国境付近から内陸に入り、コスタリカでは、東南部の低地帯を含む平野部と山岳部との境界を形成している。San JoseとLimonを結ぶ幹線道路である国道32号線がSiquirresを越えてカリブ海沿いの低地帯に入った所からこの断層線を眺望したのが写真5.2である。斜面崩壊はChirripo Atlantico川よりやや北側を流れるPacuare（パクアレ）川上流から写真5.3に示すように認められ始め、図5.1に示すコスタリカの大規模地滑り地帯分布のAyil（アジール）を中心に広範囲に分布している。この付近の崩壊斜面の状況を写真5.4～写真5.6に示す。これらは、ほぼ100%の斜面崩壊が発生したと判断できる地域の状態であり、森林がほとんど残っていないことが鮮明に認められる。深くて比較的規模の大きい斜面崩壊の例を写真5.7に示す。



写真5.2 衝上断層線の眺望



写真5.3
Pacuare川上流の斜面崩壊



写真5.4
Ayil大規模地滑り地帯
(その1)



写真5.5
Ayil大規模地滑り地帯
(その2)



写真5.6
Ayil大規模地滑り地帯
(その3)



写真5.7 比較的深い地滑り

以上に示した写真は、広範囲に渡る斜面崩壊の一部に過ぎず我々が撮影した写真を全て示して地震による斜面崩壊の凄まじさを実感していただきたいのであるが、紙面のスペースからも不可能である。さらには、地震前の写真との比較がないので今回の地震による被害と言われても俄には納得し難い面もあろう。ところが、非常に幸いなことにMora博士がAyil湖近傍の地震前の写真を提供してくださり、今回の地震による斜面崩壊状況を写した我々の写真と比較することが可能となった。Ayil湖と言うのは、今回の地震より遙か以前の地震により斜面が崩壊して河川が堰とめられてできた自然湖である。写真5.8はAyil湖の一部であり、今回の地震により崩壊した斜面と共に流出した森林資源が流木となって溜っている状態を示す。Ayil湖の水は写真5.9に示す方向に流下して行き、やがてAyil湖を形成した崩壊堆積物を越えて滝を形成している。地震後の滝周辺を示したのが写真5.10である。この滝周辺も斜面崩壊により森林が剥ぎ取られていることが鮮明に認められる。さらに、写真5.11は同じ滝を地震前に写したものである。二つの写真を比較すると、今回の地震前後の状態の変化が鮮明に見て取れる。

最後に、今回の地震による斜面崩壊地帯の分布を図2.1に示す。コスタリカでは、昨年（1990年12月22日、11:22AM）にもリヒタースケールでマグニチュード5.7の地震が首都San Jose近くで起こるなど火山活動、暴風雨に加えた自然災害が連発している。コスタリカでは大学進学率が2%と極めて低率であるため、専門家が少なく（Mora博士によると経験を積んだ地質の専門家が5人しかいない？と言っているが）相次ぐ自然災害の分析を処理できる人材が不足し、自然災害のデータ分析もそれらの発生頻度が早くて追い付かない

状態にあるようである。確かに、コスタリカの人口は285万であり、調査初日に我々に課せられたコスタリカ土質工学会主催の講演会の出席者数が60～80名であると言ってMora博士が喜んだ時に不思議に思ったが、コスタリカの全土質工学会員数は120名程度と聞いて納得したほどである。したがって、今回の地震に関しても十分な分析ができないまま、最終報告書が完成していないと言うことであった。その上、San Jose近郊にあるIrazu火山が統計的予測によると、1～3年以内に活動すると予測されており、人手不足の中でも自然災害の解析をスムーズに行えるためのデータの電算処理機器を早急に準備する必要に迫られており、日本にも援助を要請しているが、一ヶ月以上経っても何の回答もないとMora博士が心配していたことが印象に残った。



写真5.8

Ayil湖に流入した材木



写真5.9

Ayil湖から流出する河川



写真5.10 Ayil湖から流出する滝

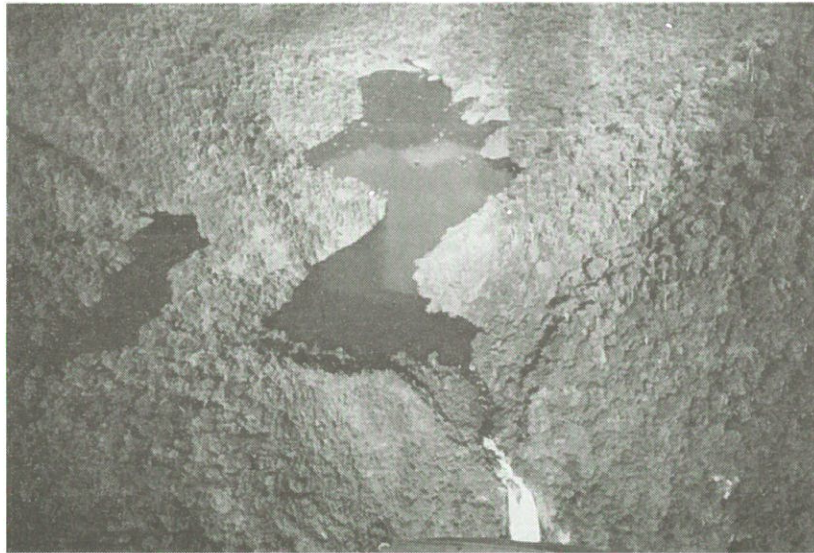


写真5.11
Ayil湖から流出する滝（
地震前）
（Mora博士提供）

6. 道路と橋梁の被害

コスタリカの人口が集中しているSan Jose近郊の高原中央台地とカリブ海沿岸低地を結び、さらにカリブ海岸に沿ってパナマ北西部へと結ぶ2本の幹線道路がSan Joseから東部へ向かって伸びている。これらは、Irazu火山の裾野を北側と南側から迂回しており、Siquirres近郊で一本に合流してLimon市と結んでいる。北側を迂回してLimonに至るのが国道32号線である。さらにLimonからパナマへ向かう幹線道路が国道36号線である。この他、幹線から外れた道路は何本もあるが、Siquirres、Limon、パナマを連続して結ぶ道路は国道32号線と36号線の1ルートしかない。道路と橋梁の主なる地震被害は、国道32号線のLimonのほぼ西30~40kmの地点にあるMatina町近郊からLimonまでの区間と国道36号線のLimonからEstrella川を渡る橋梁周辺までの区間で発生している。幹線ではないが、Limonからカリブ海沿岸に沿い北上する運河と平行する道路も被害を受けている。これら道路と橋梁の被害地域は図2.1に示した液状化を発生した地域と一致している。この他、前述した通り、Limonから南へ向かって谷や溪谷を通して迂回しながら点在する農村を結び、農業生産物をLimon港へ搬送するための山岳道路が所々で斜面崩壊により寸断されているが、地震により傷んだ箇所が多数あり雨季に入って降雨による湿潤化が地震後にも随時斜面崩壊をもたらす危険があるため、今回の調査では山岳道路は除外し、上記幹線のみを調査対象とした。

6.1 国道32号線の道路被害

Siquirresを過ぎて暫らく走ると、Matinaの町の南西4~5km地点で国道32号線がQuebrada Calderon(ケブラダカルデロン)川を渡る橋がある。落橋はしていないが橋梁への取り付け盛り土が沈下し、桁とアバットメントとの取り付け部分の一部コンクリートが圧壊している(写真6.1)。最初に出会った被害橋梁であり、この地点からLimon市に至る約35km全域で不連続にはあるが、被害が発生している。被害の大部分は、路盤が沈下してズタズタになったり(写真4.2)、進行方向に平行な蛇行状のクラックが発生した(写真6.2、写真4.1)ものである。地震2日後に調査したEQE調査団の報告書²⁾によると、道路に平行する割れ目は100m以上の長さに達するものもあり、路盤が沈下した場合には舗装が断裂して階段状になったり(写真6.3)皿状になって通行不能をもたらし、割れ目の幅や沈下量は数cmから1m以上に達するものまでであるが被害の程度は局所的な土質の状態に依存しているとしている。

これらの道路被害は、明らかに広範囲にわたる基礎地盤の液状化に伴う側方流動に起因するものであり、道路周辺に展開するバナナ畑には噴砂の跡も見られた。側方流動で路盤が周辺に流出している状況を写真4.3に示す。このような側方流動のため、道路が川や低い沼沢池に近付いた地点では数百メートルにわたって激しい亀裂が発生した。この幹線道路は極めて重要であるため、早急に岩屑などで割れ目や沈下箇所を埋め戻したり盛り土を行い舗装しないまま地震後一週間以内に交通を復旧させているが、亀裂や沈下が激しかった所では所々に陥没孔が発生したり(写真6.4)路面の凹凸が激しく未だに車両の通行は楽ではない。



写真6.1
Quebrada Calderon川に
架かる橋



写真6.2
盛り土道路の
側方流動による路面の亀
裂



写真6.3
盛り土道路の側方流動に
よる路面の断裂



写真6.4
盛り土道路の側方流動による沈下と亀裂に起因する修復後の陥没孔

6.2 国道32号線の橋梁被害

Quebrada Calderon橋からLimon寄り約2kmの地点Matina町近くで32号線はChirripo Atlantico川を渡る（図5.2に示す二重丸地点）。橋は全長およそ300mの多径間スチールガーダーであり、東側の端部では最東端橋脚とアバットメントとの間に約15mスパン長のI型PC桁とRC床板の合成桁が取り付けられている。今回の地震でこの合成桁が写真6.5に示すように落橋した。写真に見られる白い線状のものは、橋に添架した石油パイプラインであり、これはそのまま残っている。車両が通行できるのはこの道路一本のため地震後の応急処置として桁ごと盛り土して地震後5日間で写真6.6に示すように主橋への取り付けを完了している。我々が調査した時点では、落橋した部分は写真6.6の状態となっており調査の術もなく落橋の理由はわからない。



写真6.5
Chirripo Atlantica川に架かる橋の落橋
道路の下の2本の白い線状のものは、MoinとSan Joseを繋いでいる石油のパイプライン
（Mora博士提供）



写真6.6 Chirripo Atlantica川に架かる橋の落橋部分の修復状況



写真6.7
Cuba川に架かる橋のアバ
ットメントのハラミ出し
(写真4.7参照)



写真6.8
Cuba川に架かる橋のアバ
ットメントの側方流動に
よる傾斜

この橋から東へ約24~25kmの地点、すなわち、Recope（レコーペ）の集落から数100m先の地点でMoin（モイン）へ向かう国道240号線が分岐する。この分岐点までの区間には小河川を渡るいくつかの小さいコンクリート製の橋があり落橋はしていないが、ほとんどの橋で取り付け盛り土が沈下したり、川へ迫り出して橋台を傾斜させたりしている。特に、激しいのがCuba（キューバ）川、Toro（トーロ）川およびBlanco（ブランコ）川をそれぞれ渡る橋である。例としてCuba川の橋台護岸のはらみ出しによる破損状況と橋台の傾斜状況を写真6.7と写真6.8にそれぞれ示す。

6.3 国道36号線を含む海岸道路の被害

東のLimon港と西のMoin港を結ぶ海岸線は、半楕円状に突き出したやや小高い半島状の地形をなしており、この海岸線に沿った道路とLimonとMoinを内陸側でも結ぶ道路とがこの小さい半島状の地形を楕円状に一周している。前述した国道240号線は32号線から分岐してこの環状道路に入る。32号線は東に伸びてLimon市郊外でこの環状線と合流してLimon市で終点となる。国道36号線はLimon市とパナマを結ぶ海岸道路である。

Limon市内とその近郊の道路は地盤が珊瑚礁からなり局所的に堅固なため被害はない。道路被害はLimonから数km南で地盤が再び軟弱な海岸の土に変わる地点から南へさらに40kmの地点でパナマとの国境に近いCahuita（カウィータ）までの区間で顕著であり、32号線を上回る被害を生じている。道路の被害形態はやはり液状化による側方流動と沈下であり、32号線と同様に川の周辺数百mで特に著しい。特に、Limon市から約10km南にあるBanano川に架かる全長100mほどの4径間RC合成床板をもつI断面プレストレストコンクリート桁の橋では、落橋はしなかったが、兩岸の取り付け盛り土が約1m沈下し、地震直後には川に平行した大きな割れ目が認められたそうである。川に向かった側方流動が発生したことは明らかで兩岸アバットメントが傾き支持杭に大きな被害を与えている。我々調査団が行った時点では、既に修復されて通行可能であったが、橋周辺の河川敷には兩岸から流出した土砂が材木の山と共に堆積していた。修復は岩屑で取り付け部を埋めたり周辺部を均して行なわれ地震後4日以内で通行可能となったそうであるが、アバットメントと杭は今後さらに修復が必要であろう。しかし、この道路の被害がより一層深刻であるのは、Limonから南へ20~30kmまでにある四つの橋が落橋したことである。これらの落ちた各橋については次項以降で詳述することにする。

他方、Moinから北西に向かいChirripo Atlantico川がMatina町郊外で他の河川と合流してカリブ海に注ぐMatina川の河口まで舗装の無いローカル道路があり、写真6.9に示すような大きな沈下や亀裂などの被害を受けている。この海岸道路の内陸側は、ココナッツの畑が点在する湿地帯で図2.1に示す広範囲に液状化を発生した地域と一致する。道路より200~300m内陸には道路に沿ってMoin川からMatina川河口を繋ぐ運河が走っているが、道路基盤を含む内陸側の地盤が運河に向かって側方流動を生じたため上記道路被害を発生したものである。このような側方流動の典型を写真6.10に示す。この地点はMatina川河口の周辺で道路の脇にある石油掘削基地であり、写真は約100m四方の広さで1.5mほどの盛り土地盤が運河あるいは沼沢池側に側方流動を生じた際の割れ目のパターンを示している。



写真6.9

Matina川河口周辺道路の
側方流動による陥没と亀
裂

(写真4.15参照)



写真6.10 石油掘削基地の側方流動による亀
裂模様 (写真4.18参照)

(Mora博士提供)

6.4 Vizcaya川に架かるコンクリート橋の落橋

Banano川の橋から東南へ約2km行くと、Vizcaya川に架かる橋がある。この橋は、図6.1(a)に設計縦断面図を示してあるが、1スパン長22mのRC合成床板をもつI断面プレストレストコンクリート桁を単純支持した3径間の橋である。3径間の内2径間が写真4.26と写真6.12、6.13に示すように落橋した。写真4.26と写真6.13とに見られる通り、残った橋脚は河心方向に傾いており、この橋脚側のアバットメント（右岸側アバットメント）が杭ごと側方流動により河心に向かって押し出されて橋桁が橋脚を押し傾けたことを示している。このアバットメントの調査時点の状態を写真6.14に示すが、アバットメントは下方が河心に向けて滑ったために回転して約 8° 程傾いており、上記事実と符号する。失われた方の橋脚は横方向支持力がさらに弱かったため橋桁に押し倒されてしまったと推測できる。反対側のアバットメント（左岸側）は調査時点では、仮設橋架設工事などのため埋め戻されて状態が良くわからないが、写真6.12に見られる通りこのアバットメントに支持されていた桁端の鉄筋が川側に曲っている上明らかにアバットメント位置より取り付け道路側に伸び上がっている。手前側アバットメント（左岸側）が川側に大きく沈下流動したため桁だけ取り残された可能性もある。結局、写真6.12に見られる対岸（右岸側）がアバットメントごと側方流動により川側に押し出し橋桁を介して両橋脚を手前側（左岸側）に押し倒しながら最も手前（左岸側）にある桁を陸側に上げると同時に左岸側も沈下流動し、左岸側橋脚が倒れたため写真に見られるような落橋を引き起こしたものと言える。これらの結果を模式図で示したのが図6.1(b)である。

図6.1(a)に示すように中央の各橋脚には、断面が36cm角のRC鉛直杭が川流方向に5列配置され、先端は最小EL-15.5mの深さに、試験杭ではこれよりさらに2m深く打ち込まれている。両アバットメントには、同じ断面のRC鉛直杭と勾配1:5の斜杭の2本組合せ杭が川流方向に3列配置され、先端は最小EL-13mの深さに試験杭ではこれよりさらに2m深く打ち込まれている。

地盤のボーリング調査データによると、周辺地盤はEL-18mまで全て細砂である。左岸側（写真6.12に見られる手前側のアバットメント）では、EL-1.5mまではN値が10未満であるがEL-1.5~4.0mにN値15~30の層があり、さらに2mほどの厚さのN値10未満の層を介して以深EL-14mまでN値15~55、平均的には20の層が存在する。統一土質分類法では、大部分がSMであり、EL-5m前後に2m強の厚さでSP-SMの層とEL-9m前後に2m弱の厚さでSW-SMの層をはさんでいる。右岸側（写真6.13に見られるアバットメント側）では、EL-1.0~-11mまでN値10未満、平均4程度の層が続き、以深EL-11~-14mまではN値10~18のやゝ締まった層が存在する。統一土質分類法では、全層SMである。このように、左岸側の地盤の方が右岸側より堅固である。

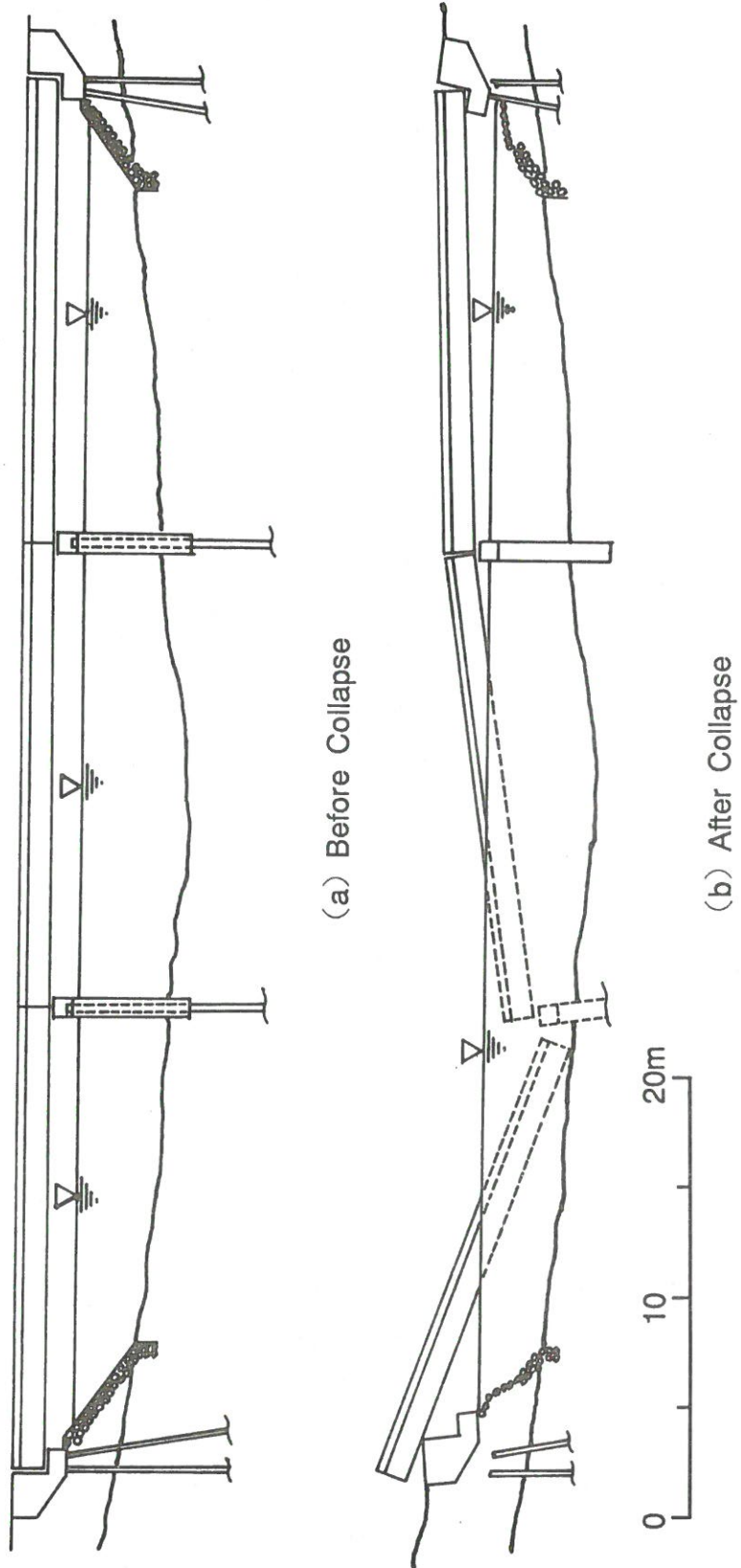


図6.1 Vizcaya川に架かる橋の縦断面概略図と落橋状況の模式図



写真6.11

Vizcaya川に架かる橋の
落橋状況

(Mora博士提供)

(写真4.26、4.27参照)



写真6.12

Vizcaya川に架かる橋の
アバットメント近傍の状
況

(Mora博士提供)

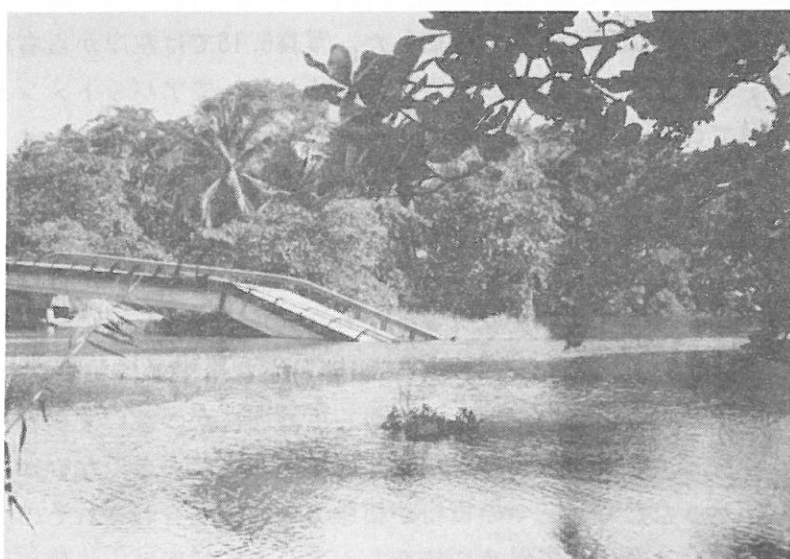


写真6.13

Vizcaya川に架かる橋の
無傷の中央橋脚

(Mora博士提供)



写真6.14
Vizcaya川に架かる橋の
側方流動により傾斜した
アバットメント

6.5 Bananito川に架かるコンクリート橋の落橋

Vizcayaの橋からさらに約2km弱南下した地点で36号線はBananito川をほぼ北から南へ向かって渡る。Bananito川はこの橋地点から海岸と道路の間をこれらと平行に500m程流れてカリブ海にそそいでいる。この橋は、図6.2(a)に設計縦断面図を示してあるが、スパン長が左岸で25m、右岸で28mのRC合成床板をもつI断面プレストレストコンクリート桁を川の流線方向に対して橋軸方向を 60° 傾けて中央橋脚で単純支持した2径間の斜橋である。支持杭はVizcaya川の橋と全く同じRC杭が使われている。左岸アバットメントの支持杭の配列もVizcaya橋と同じである。右岸アバットメントではVizcaya橋の場合の組み合わせ杭が5列に増やされている。中央橋脚では、同じRC杭が勾配1:10の斜杭として右岸側に5列、左岸側に逆勾配で5列配置されている。杭先端の深さは両アバットメントでは、最小EL-13.0m~-13.2m、橋脚ではEL-16.2mであり、試験杭ではいずれもこれより2m深い。

この橋の2径間共が写真6.15~6.18に示すように落橋した。写真6.15では左岸から右岸側を見ている。写真6.16では、調査時点で左岸側の桁をほぼ解体してアバットメントが露出した状態を右岸側から見ている。この写真から明らかな通り、左岸側アバットメントと支持杭とは分離し、アバットメントが向かって左に傾き、杭自身も相互に傾いている。写真6.17は、右岸側アバットメントと桁の取り付け部を示しているが、アバットメントは取り付け部分ごと沈下流出して見えない。右岸側の取り付け部分は川と周辺の湿地帯に向かった側方流動により写真6.18に見られる通りズタズタとなり、さらに写真6.19に見られる通り本来の道路のあったレベルより2mほど沈下している。結局、右岸側アバットメントの基礎地盤が側方流動を起こし取り付け道路のかなり陸側から広範囲にかつ深いすべり面を形成して支持杭ごと河心に向かって滑り出し、左岸側もそれほど規模は大きくないが側方流動により河心に向かってすべったため、二つの橋桁が橋軸方向に押し合わされその力の川の流線方向成分により食い違いを発生して斜めに接合した部分で右岸側は上流側に、左岸側は下流側に滑って落橋したと言える。これらの結果を模式図で示したのが図6.2(b)である。

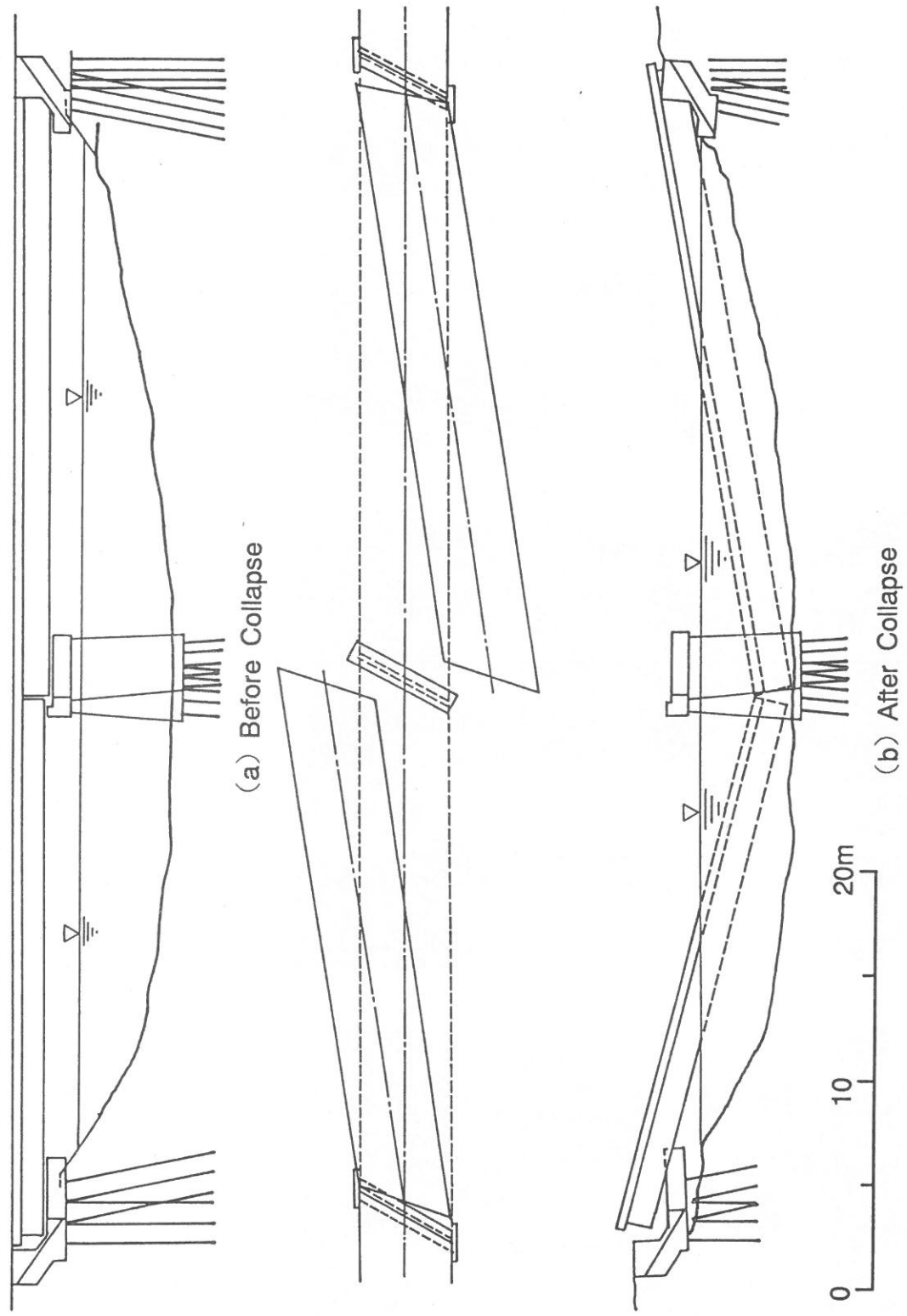


図6.2 Bananito川に架かる橋の縦断面概略図と落橋状況の模式図

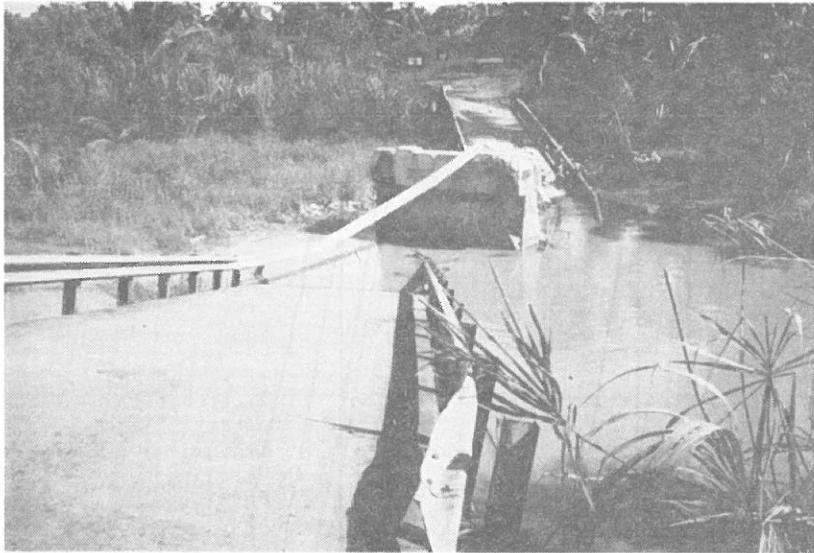


写真6.15

Bananito川に架かる橋の
落橋

右岸より左岸を見る。
(写真4.28、4.29参照)
(Mora博士提供)



写真6.16

Bananito川に架かる橋の
落橋

左岸より右岸橋台を見
る。



写真6.17

Bananito川に架かる橋の
落橋

左岸より中央橋脚を見
る。

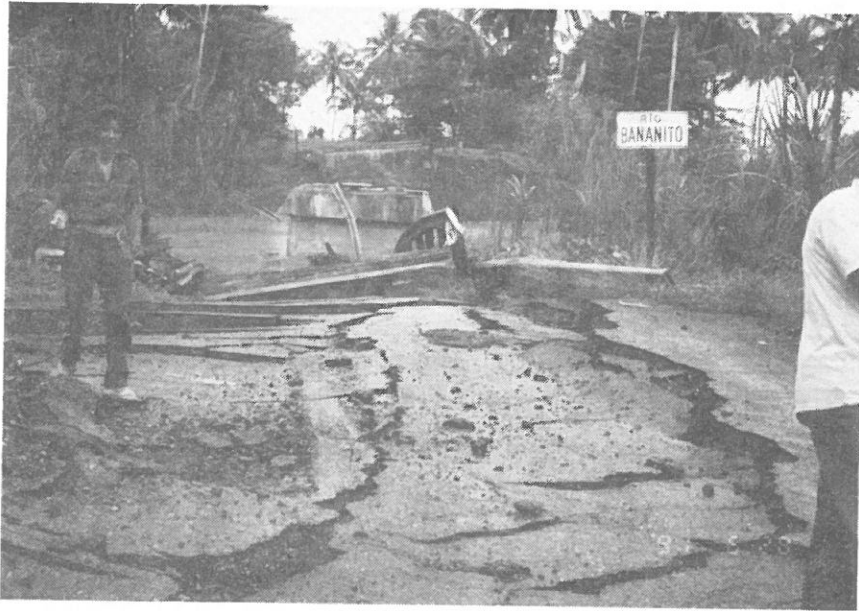


写真6.18

Bananito川に架かる橋の
左岸側取り付け道路の側
方流動による沈下



写真6.19

Bananito川に架かる橋の
左岸側取り付け道路の沈
下による旧道路との段差

地盤のボーリング調査データによると、左岸側周辺地盤はEL-18mまで全て灰色の細砂である。表層2mはN値が10程度と多少締まっており、EL-2~4mにN値10未満、平均4程度の弱層を挟んでいるが以深ではN値が10程度から25程度まで深さ方向に漸次大きくなる比較的締まった地盤である。他方、右岸側は、EL-4~-5mまでは緑色のシルト、EL-10m程度まではコーヒー色の細砂、以深は緑色の細砂である。表層3mまでのN値は0であり、その下EL-5.5mまで5未満の軟弱層が存在する。以深はN値が10~25、平均でほぼ15程度の層が存在する。したがって、右岸側の軟弱地盤が大きく崩壊している理由が理解できる。

Bananito川の落橋被害の中で、中央の橋脚は傾斜もなく健全に残っている。左右の橋桁が押し合って、橋脚には大きな水平力が作用しなかったのが主な理由と考えられるが、Vizcaya橋に比べて杭本数が倍であり、しかも斜め杭であったため横方向の抵抗力が十分に発揮されたこともその理由であると考えられる。

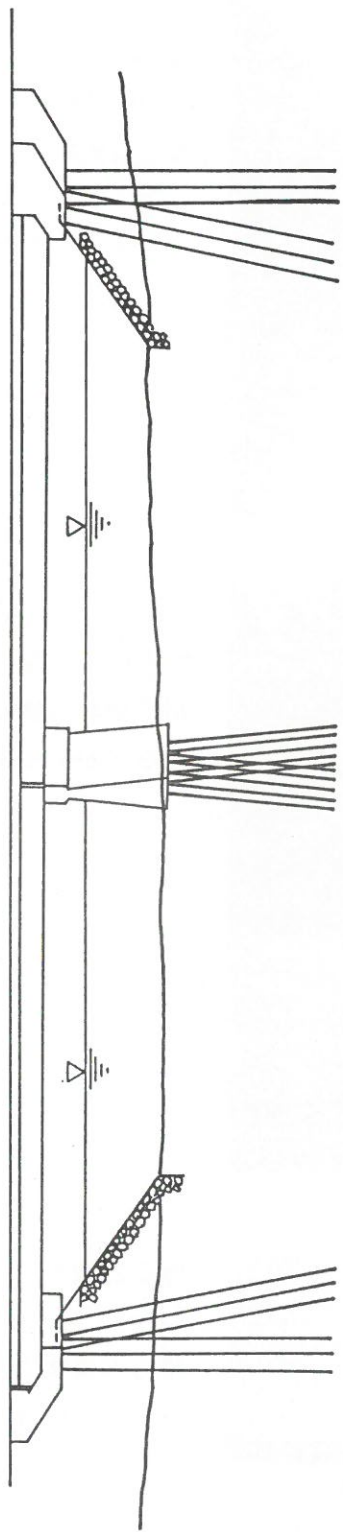
6.6 Estero Negro川に架かるコンクリート橋の落橋

Bananito川の橋からさらに2km強南下した地点で、海岸に平行して走ってきた36号線はEstero Negro川をほぼ北から南に向かって渡る。川幅も川の流線方向もBananito川と酷似している。したがって、橋もBananito川のもので非常に似ており、図6.3(a)に示す設計縦断面に見られる通り、スパン長28mのRC合成床板をもつI断面プレストレストコンクリート桁を川の流線方向に対して橋軸方向を 60° 傾けて中央橋脚で単純支持した2径間の斜橋である。支持杭はVizcaya橋と全く同じRC杭が使われている。左岸、右岸のアバットメントの支持杭の配列はVizcaya橋と同じである。中央橋脚は、Bananito川の橋脚と同じくRC杭が勾配1:10の斜杭として右岸側に5列、左岸側に逆勾配で5列配置されている。杭先端の深さは両アバットメントでは、最小EL-12.75m、橋脚ではEL-18.0mであり、試験杭では、いずれもこれより2m深い。

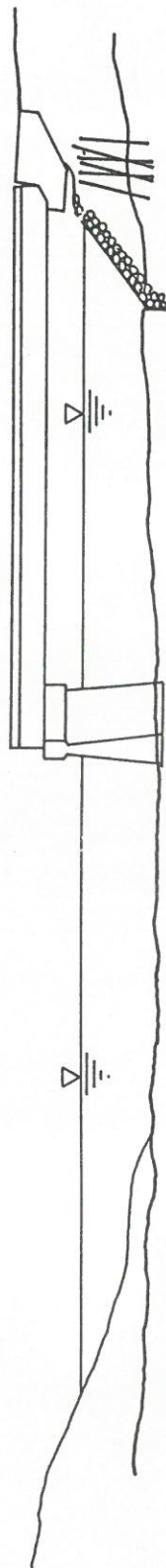
この橋は、写真6.20に示すように左岸側が落橋した。写真は左岸側から右岸側の残った橋桁とアバットメントを見たものである。残ったアバットメントも護岸がハラミ出し、コンクリートが割れているのが認められる。右岸側の橋桁から左岸側をみると写真6.21のようになる。この写真の通り、左岸側の橋桁のみならずアバットメントが取り付け道路ごと跡形もなくなっている。橋台があった左岸地点の近景を写真6.22に示す。落橋は、左岸アバットメントの基礎地盤が広範囲の側方流動により左岸側橋桁諸共河心に向かって滑り出し水中に没したために生じたことは明らかである。前述した2橋では、アバットメントは残っており、復旧のためこの橋のみ撤去したとは考えられないので左岸の側方流動の規模が極めて大きかったため左岸橋台部分が跡形もなくなったものと考えられる。

他方、写真6.21に見られた右岸アバットメントを詳細に見ると、写真6.23に示す通り取り付け盛り土はそれほど被害を受けていない。しかし、残ったアバットメントは写真6.24に示す通り橋桁とかなり傾いており、さらに、写真6.25に示す通りアバットメントと桁支承部との取り付けボルトがその埋め込まれた部分の川側への強制移動に伴う永久変形のためアバットメント側に傾いており、右岸アバットメントの基礎地盤も側方流動により河心に向かって多少滑ったことを示している。そのため、アバットメントと支持杭とが写真6.26に示す通り切断している。

中央橋脚ならびに残った橋桁のこの橋脚上の部分は、写真6.20にも見られる通りほとんど損傷を受けていない。この部分を詳細に見るために、写真6.27は残った右岸側橋桁のこの橋脚上の桁支承部を示したものである。この写真から二つの事実が認められる。一つは、支承受け台長さが非常に短いことである。したがって、橋桁が何らかの原因で多少大きく変形すれば簡単に落橋し得たと言える。他の一つは、この橋脚上で落橋した橋桁と残った橋桁とが押し合った痕跡がないことである。このことは、左岸アバットメント基礎地盤の側方流動は必ずしも橋軸方向に向かって発生したのではなく、橋軸とある程度大きな角度で上流側か下流側に向かって発生し、地盤ごと川中に滑り出して水没したアバットメントが橋桁を引きずり落としたことを暗示するものである。これらの結果を模式図に示したのが図6.3(b)である。



(a) Before Collapse



(b) After Collapse



図6.3 Estero Negro川に架かる橋の縦断面概略図と落橋状況の模式図

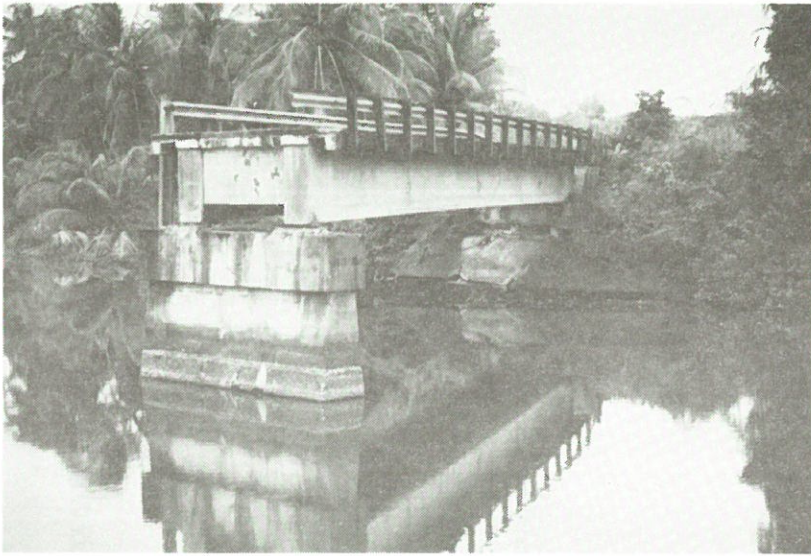


写真6.20

Estero Negro川に架かる
橋の落橋状況

左岸から右岸を見る。
(写真4.30参照)



写真6.21 Estero Negro
川に架かる橋の落橋状況

右岸から左岸を見る。



写真6.22

Estero Negro川に架かる
橋の落橋後の左岸アバ
ットメント位置の状況

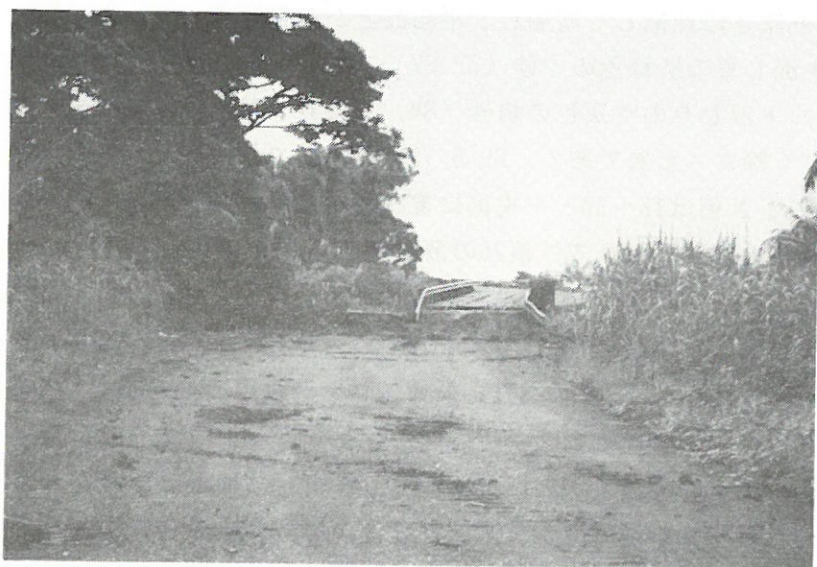


写真6.23

Estero Negro川に架かる
橋の右岸取り付け道路の
状況

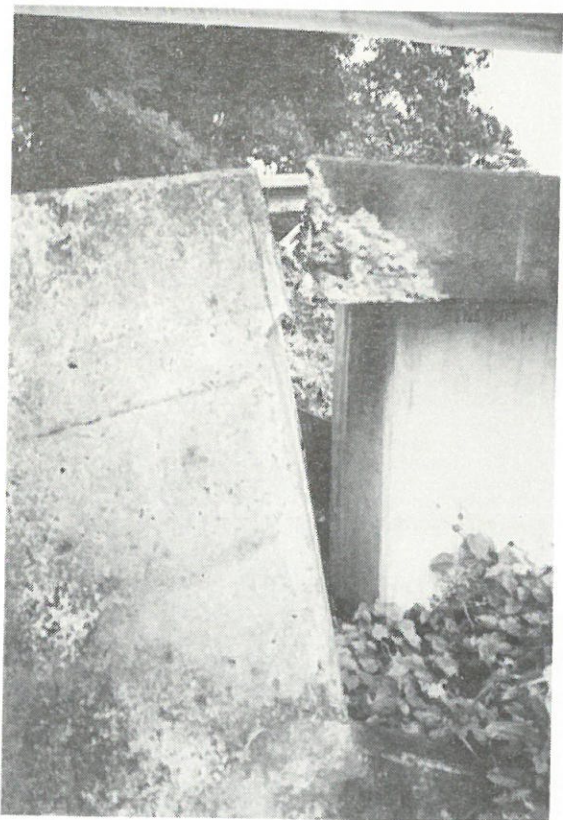


写真6.24 Estero Negro川に架かる橋の右岸
アバットメントの側方流動による
傾斜

地盤のボーリング調査データによると、左岸側周辺地盤はEL-19mまで全て緑色の細砂である。表層2mはN値が10程度と多少締まっているが、EL-2~4mにN値10未満、平均5程度の弱層を挟んでいる。以深ではEL-5~-6.5mにN値が16~20程度の薄層とEL-9.0mに1mほどの厚さでN値が40以上の締まった薄層を挟んでいる以外は、全層N値が10~20、平均で15程度の層が存在し、全層にわたって十分締まった地盤とは言えない。一方、右岸側周辺地盤は左岸に比べ良く締まった地盤である。表層50cmは、シルト質の植物性有機土でありN値は1程度と極めて小さいが、EL-0.5~-2.25mは灰緑色のシルト混じりの細砂

(SM)であり、N値は1~46と深さに比例して増加し、平均25とかなり締まっている。EL-2.25~-3.5mは少量のシルト混じりの灰緑色の中砂(SP-SM)であり、N値は26程度である。EL-3.5~-6.75mは少量のシルト混じりの暗灰色の細砂(SM)であり、N値は25~40まで不規則に変化し平均33程度と良く締まった層である。EL-6.75~-9mはコーヒー色のシルト混じり細砂(SP-SM)の層であり、N値は18~30と不規則に変化し平均23程度である。EL-9~-9.5mはシルト混じりの暗灰色の細砂(SM)でN値25の薄層である。EL-9.5~-11mは少量のシルト混じりの暗灰色の中砂(SP-SM)でN値19程度の層である。EL-11~-13mは灰緑色のシルト混じり細砂(SM)でN値10~25平均19程度の層である。EL-13~-14.5mはシルトと粒径1/2インチの砂礫混じりの暗灰色の細砂であり、N値は15~22程度の層である。以深は貝殻混じりの灰色細砂でN値は14程度と比較的小さい層が存在する。このように、左岸側の表層5m程度の厚さは極めて軟弱であるが右岸側はかなり締まった地盤であり、大規模な側方流動が発生した理由と右岸側が被害僅少であった理由が理解できる。

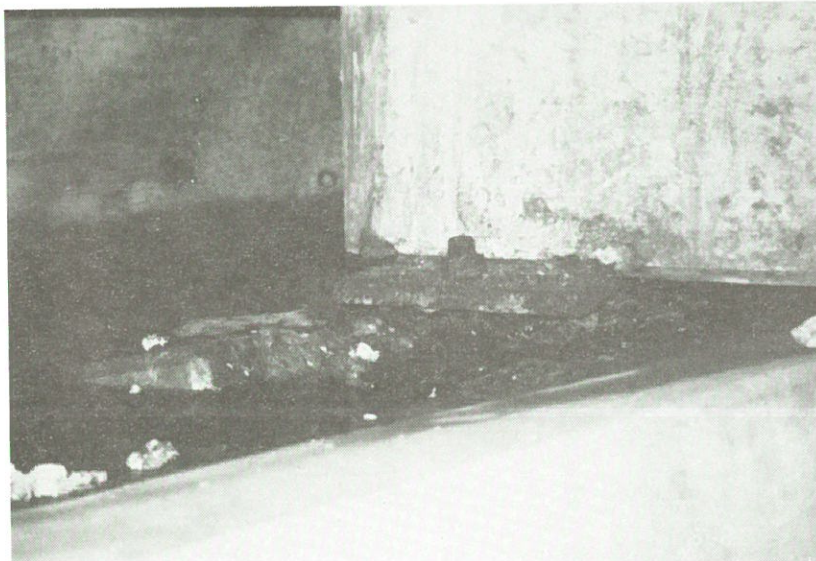


写真6.25

Estero Negro川に架かる橋の右岸アバットメントへの桁取り付けボルト



写真6.26

Estero Negro川に架かる橋の右岸アバットメントと支持杭の切断



写真6.27 Estero Negro川に架かる橋の中央橋脚の支承受け台部分

6.7 Estrella川に架かる鋼トラス橋の落橋

Estero Negro橋からさらに約6 kmほど南下すると、国道36号線はEstrella川の河口から西に約3 km内陸側の地点でEstrella川をほぼ西から東へ向かって渡る。この橋は、スパン長75mの鋼トラスを単純支持した2径間の主橋に、スパン長25mのRC合成床板をもつI断面プレストレストコンクリート桁を西側すなわち左岸側に取り付けた3径間の橋である。設計縦断面図を図6.4(a)に示す。

E Q Eの報告書の写真によると、右岸アバットメントに取り付けた盛り土道路部分が液状化のため数10mにわたって側方に滑り、道路に平行な長く大きい数枚の板状の段差および沈下が生じていた。段差は1 m以上あり全体が斜めに傾いているため階段を横にしたような状態となっていた。これらは我々調査団が行った時点では埋め戻されていたが右岸アバットメント近傍は被災時のままであり、取り付け盛り土の沈下と滑りのためアバットメントが写真6.28に示すように浮き出したような状態となっている。

落橋の状態の全景を写真6.29に示し、これを模式図で示したのが図6.4(b)である。これらから推定される落橋の過程は次のようである。東側トラスは、先ず始めに右岸橋台から落ち、その衝撃で中央橋脚上の支承につながる下弦材が引っ張り破断し支承部を橋脚上に残したまま鋼床桁の一スパン部分と共に落ちたため、全重量が端柱に集中してこれが座屈し全橋が落ちて写真の状態となった。西側トラスは、中央橋脚から落ち、その衝撃で端柱とこれにつながる上弦材および垂直材が座屈して写真の状態となった。両トラスが支持さ

れていた中央橋脚の近景を写真6.30に示す。他方、左岸取り付けRC桁、右岸アバットメント、左岸側橋脚ならびに中央橋脚はいずれもほとんど損傷を受けていない。

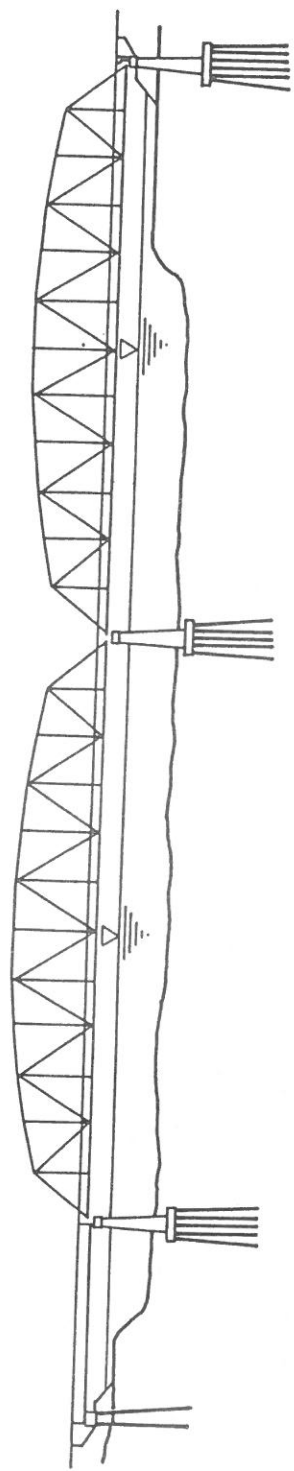
アバットメントと橋脚は12インチのH型鋼の杭で支持されており、図6.4(b)に縦断面配置の概観を示してある。右岸アバットメントの支持杭は、左右端で1：5の勾配の斜杭、中央部に四本の鉛直杭が川流方向に8列配置されている。杭先端の深さは、最小EL-20.7m（鉛直杭の全長：18m）であり、試験杭はこれより2m深い。中央橋脚の支持杭は、左右端で1:5の勾配の斜杭、中央部に三本の鉛直杭が川流方向に8列配置されている。杭先端の深さは、最小EL-20.7m（鉛直杭の全長：18m）であり、試験杭はこれより2m深い。左岸橋脚の支持杭は、中央橋脚と同じ縦断面配列で同じ先端深さであるが、川流方向には6列しか配置されていない。左岸アバットメントの支持杭はアバットメント下端に直接設置され川側に1：5の勾配の斜杭、陸側に鉛直杭が川流方向に5列配置されている。先端深さはEL-8.7m（鉛直杭の全長：15.18m）であり、試験杭でこれより2m深い。



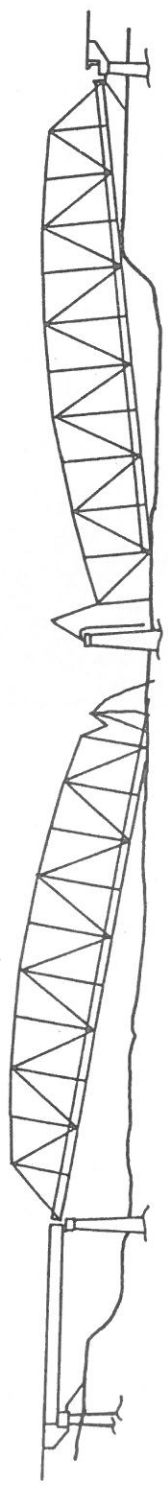
写真6.28
Estrella川に架かる橋の
右岸アバットメント



写真6.29 Estrella川に架かる橋の落橋全景



(a) Before Collapse



(b) After Collapse

図6.4 Estrella川に架かる橋の縦断面概略図と落橋状況の模式図



写真6.30 Estrella川に架かる橋の落橋後の
中央橋脚の近景

左岸アバットメントと取り付けRC桁との接合点直下の地盤のボーリングデータによるとN値はEL0mからEL-8mまで6~40と深さに比例して増加し以深EL-13mまで一様であり、左岸地盤はかなり良く締まった地盤である。層構造の詳細は次の通りである。EL+0.5~0.0mはコーヒー色のシルト(ML)、以深~EL-3.0mはコーヒー色のシルト(MH)でN値は平均10、以深~EL-4.25mは高圧縮性で中程度のコンシステンシーを持つシルト混じりの高塑性粘土でN値は平均7、以深~EL-7.25mはコーヒー色の細砂(SM)でN値は20~45、平均30強、以深~EL-8.5mは同上の細砂(SC-SM)でN値は45~55、平均50、以深は同上の細砂(SM)でN値は36~44、平均40となっている。右岸側のデータは入手できなかった。

前述したように、アバットメントと橋脚共に損傷がないのは、左岸側では基礎地盤が良好であるためと言えるし、右岸側アバットメントと中央橋脚では、杭の支持力が十分あったためと考えられる。したがって、鋼トラス橋が落橋した原因は慣性力に因ると考えざるを得ない。

東側トラスの落橋についてももう少し詳細に考察して見る。支承部の詳細構造はデータがないので不明であるが、東側トラスに関しては、上沓のみは中央橋脚に残ったことならびに写真6.30において中央橋脚に残った上沓下面にピン受けのくぼみが認められることなどから中央橋脚に固定支承があり、右岸アバットメント上に可動支承があったと推定される。このトラスの右岸アバットメントの支承受け台端部から支承位置までの距離は以下に述べる2つの理由から20cmと推定できる。始めに、写真6.28に示す右岸アバットメントの支承受け台部分の橋軸方向の幅は設計縦断面図によると1mであり、厚さは1.2mである。そして写真の手前側に見える支承受け台部分でコンクリートが削り取られている箇所は落橋の

際にトラス端部がぶつかって生じたものと考えられるが、この部分の橋軸方向の長さは橋受け台の幅との比較から50~60cmである。さらに、この剥離した箇所上部にボルトの先端がわずかに認められる。このボルトを橋台上から見たものが写真6.31の左のボルトであり、下沓は写真の鋼板を下敷きにして2本のボルトで固定されていたことがわかる。この下敷き鋼板の橋軸方向の幅は写真6.28に見られるコンクリートの剥離した部分の長さとの比較から最大部で50cm主要部分で40cmと見なせる。下敷き鋼板の痕跡から支承はこの鋼板の中央に置かれていたことがわかるので支承受け台端部から支承位置までの距離は下敷き鋼板の幅の1/2である20cmと判定できる。他方、支承部と端柱の取り付け構造は左右両端で同じで右岸部も写真6.30に見られる構造となっており、支承は端柱先端に鉛直に取り付けられたH型鋼の下端に固定されている。右岸側のこの部分の構造をアバットメント上から見たのが写真6.32である。この写真に見える落橋した橋の路面の橋台上路面への取り付け鋼板の上に置かれた矩形の白い物体は日本製のタバコの箱で長さが約9cmある。これを物差



写真6.31

Estrella川に架かる橋の
右岸アバットメント上支
承受け台の状況



写真6.32

Estrella川に架かる橋の
右岸側端柱と支承部の構
造

しとして写真により桁端から鉛直H型鋼の中心すなわち支承までの距離を大雑把に測ると約20cmである。以上を総合して、上述した支承受け台端部から支承までの距離は20cmであると見なせる。

慣性力により落橋したのであるから、東側トラスは慣性力によって西側に20cm以上移動した筈である。設計縦断面図によると、2スパン分として上部鉄構の重量は243tf、鉄筋重量は38.3tf、コンクリートは220m³で2.35(tf/m³)とすると517tfとなり、橋脚上端に慣性力として貢献する上部構造物の全重量は798tfとなる。1スパン分ではこの値の1/2、すなわち、399tfとなる。前述したように写真6.31と写真6.32から明らかな通り、トラス1スパンは4個の支承で支えられ各支承は2本のボルトで固定されているから1スパンには8本のボルトが使用されている。写真から判定するとこれらのボルトの径は日本の道路橋示方書¹⁵⁾で規定されている最小径25mm相当のものが使用されている。ボルトのせん断強度を引っ張り強度の1/3とすると、一般構造用鋼が使われた場合の水平耐力は93tfである。したがって、可動支承部の摩擦係数が約1/4以上あり、可動部が固定されたまま93/399=0.233以上の水平震度に相当する慣性力が全てボルトのみに集中すると仮定するとボルトは切断して全支承部が移動可能となる。実際には可動支承の摩擦係数が0.25以上あれば支承下面と下敷きプレートとは密接しているから摩擦係数は可動支承部より圧倒的に大きく全慣性力がボルトに集中することは有り得ない。そこで可動支承部が摩擦抵抗を受けながらトラスが剛体として移動したと仮定して見る。加速度Aがt₀時間継続する矩形波に対するこのような剛体の最大相対変位量をニューマークは次式で与えている¹⁶⁾。

$$u_m = (A g t_0)^2 \frac{1 - N/A}{2 N g} \quad (6.1)$$

ここに、g、Nはそれぞれ重力加速度と摩擦係数であり、u_mは最大相対変位である。この地点の地動最大加速度を振幅がA_mg、そのゼロクロッシング周期または地震動の卓越周期Tを持つ正弦半波で近似し、t₀=T/2とした場合の力積が等しい矩形波の振幅Aを求めて上式に代入すると次式を得る。

$$u_m = \frac{g}{2 N} \left(\frac{T A_m}{\pi} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{\pi}{2} \frac{N}{A_m} \right\} \quad (6.2)$$

上式は、摩擦係数NがA_mの2/πであれば相対変位が0であるが、これより小さくなればいくらかでも大きな相対変位が発生し得ることを示している。Estrella川の橋に最も近い地点で観測された地震記録は、前記ICEがSiquirresのダムサイトで記録した加速度記録であり、図1.10に波形が示されている。この記録の最大加速度は0.761gであり、最大加速度周辺の時間帯の波形の周期をゼロクロッシング法で推定すると概略0.5秒弱となる。そこでT=0.5と仮定し、Nは道路橋示方書¹⁵⁾で規定されている鋼の線支承の摩擦係数を採用してN=0.25とする。この地点の最大加速度を後述するようにA_m=0.6と仮定して最大相対変位を計算するとu_m=0.062(m)を得る。したがって、落橋に至る変位には到底達しない。結局、可動支承部の摩擦係数は0.25よりかなり小さい値でなければならない。可動支承がローラーまたはロッカー支承であるとすると、摩擦係数はN=0.05と規定されておりこの値を用いて上記計算をして見ると、u_m=0.7767(m)となるから落橋に至る変位には十分達

する。しかしながら、東側トラスの左岸支承は中央橋脚上に固定されているから落橋を生ずる変位を可能にするためには、中央橋脚は水平方向に十分なたわみ性を持っていないとしないことになる。橋脚そのものは大きな断面をもち殆ど剛体と見なせるから、水平方向のたわみ性は杭軸直角方向の杭頭変位に依存する。

上記変位を検討する前に、Estrella川の橋がある地点の地震動強度について考察して見る。第一章・表1.2、図1.6でも述べられている通り、この地点のMM震度階はIXと評価されている。相当する加速度は202-432(Gal)である。しかし、橋梁に被害がでる震度階はMM震度階ではXIであるから、実際に落橋を生じた地点に対する上記震度階IXは過小評価と言える。他方、コスタリカ大学の速報⁶⁾による各地の最大加速度値を震央距離を横軸に取って両対数方眼紙にプロットすると図6.5を得る。この橋の震央距離は約27kmである。また、震央に最も近い記録は前述した通り震央距離約60kmのSiquirres地点の記録である。この記録は、1章に示したように必ずしも無条件では受け入れられてはいないようであるが、図6.5に示す通り、Siquirres地点の記録はプロット点の回帰曲線の延長上にあつて必ずしも異常な値とは思われない。しかしながら、堅硬な地盤上の最大加速度の下限値の回帰曲線を用いEstrella橋地点の最大加速度を推定すると極めて大きな値となり現実的ではなくなる。MS=MJとして飯田の余震半径Dを求めるとD=30.0kmを得るのでこの地点は震央域の端にあると言える。このことを考慮しEQEの報告書²⁾に記述されているローカルマグニチュード $M_L=7.2$ を用いて震央域での最大加速度推定式¹⁷⁾から震央域の最大加速度を算定した結果、この地点の最大加速度の上限は次のようになった。

$$12M^2 = 12 \times (7.2)^2 = 622(\text{Gal}) \quad (6.3)$$

以上を総合すると、Estrella川の落橋地点の最大加速度は0.4~0.6gと評価するのが妥当と考えられる。

落橋したトラスの慣性力による水平変位が中央橋脚フーチング下の杭頭水平変位により吸収されると仮定して道路橋示方書に規定されている変位法を用いて杭頭変位とこれに基づく橋脚頂部の水平変位を計算した。先に述べた上部構の重量の半分が中央橋脚に集中するとし、加えて、中央橋脚の全重量は、鉄筋重量12.1tfとコンクリート重量 $107 \times 2.35 = 251.5\text{tf}$ の合計263.6tfとなるが杭上端へのモーメントへの寄与分はこの1/2と仮定する。上述してきた橋はアメリカ合衆国の規準、AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) の1965年の規準により設計施工されている。杭はアメリカの規格で12BP53であるが、これはJISでは300x300mmのH型鋼に相当する。この橋脚の基礎地盤の状態のデータはないので前述した左岸アバットメントの地盤ボーリングデータに基づいて、N値を全層30と仮定する。このN値から前記日本の道路橋示方書に基づいて常時の規準変位量を1.5cmとして地盤反力係数kを求めると、 $k = 11.06\text{Kgf/cm}^3$ を得る。上記荷重から中央橋脚の杭の縦断面内配列の2次元構造としてのフーチング下面中央の位置の水平荷重 H_0 と橋脚高さをHとして杭頭モーメント M_0 を求め、フーチング下面中央の水平変位 $\delta \times A_m$ と回転角 $\alpha \times A_m$ を求めて橋脚頂部の水平変位 $D_H(m)$ を次式から求める。

$$D_H = \delta \times A_m + H \alpha \times A_m \quad (6.4)$$

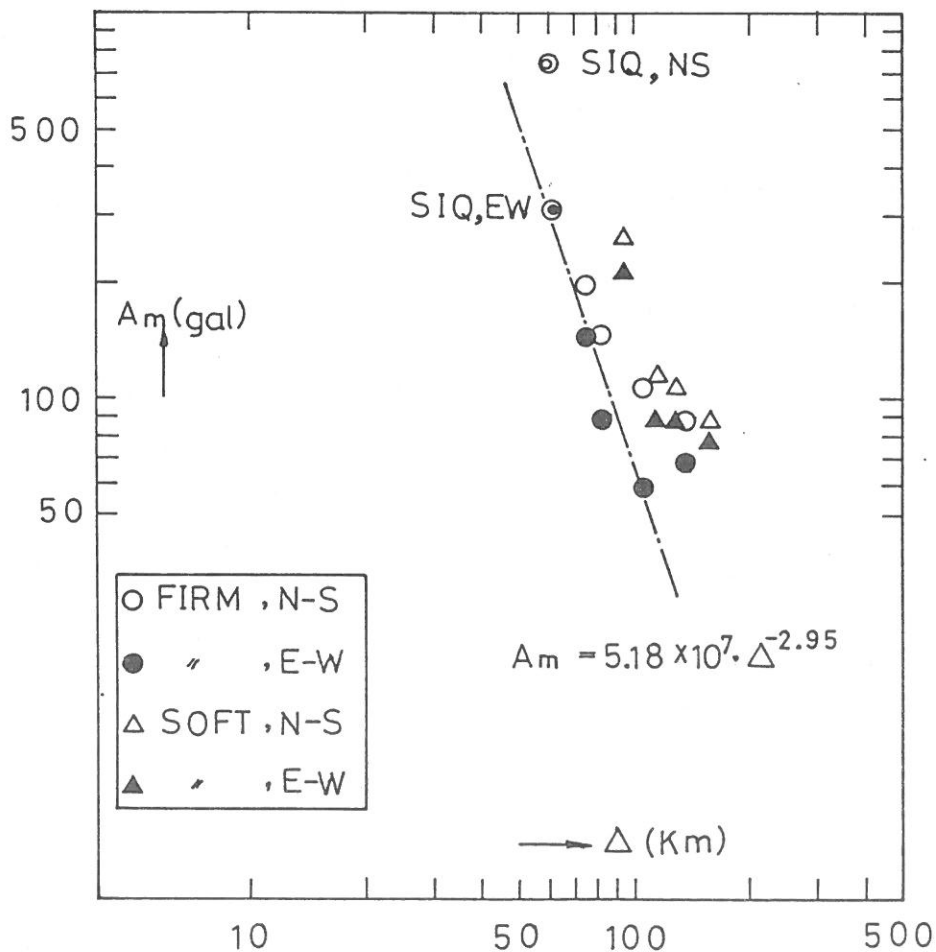


図6.5 地盤種別最大加速度と震央距離関係

ここに、Hは橋脚の高さであり、この橋の場合10mである。H型鋼の曲げ剛性として大きい方を採用して $E I = 3.717 \times 10^3 (\text{tf} \cdot \text{m})$ とし、 $A_m = 0.6$ とすると、 $D_H = 0.03 (\text{m})$ を得る。したがって、この程度の変位では落橋に必要な上部構の変位に至らない。

以上の検討からこの橋は慣性力により落ちたにしても周辺地盤が前述した通り激しく液状化を発生していることを考慮すると、橋脚支持地盤も液状化により何らかの影響を受けたと考えざるを得ない。そこで、橋梁の耐震設計規準¹⁸⁾に基づいて、基礎地盤が液状化して $F_L \leq 0.6$ になったと想定し、フーチング下面から $h (\text{m})$ の深さから上では低減係数 $D_E = 0$ として地盤反力を0とし、これより下方では $D_E = 1/3$ として地盤反力係数を1/3に低減して h を増加しながら上記 D_H を計算し、横軸にこの深さと杭長との比を取ってプロットすると図6.6を得る。ただし、荷重には、前述した慣性力に加えて動水圧も考慮した。すなわち耐震設計規準に基づいて、次式の全動水圧荷重 P が橋脚重量に加算されるとした。

$$P = \frac{3}{4} A_m w_0 b^2 h_0 \left(1 - \frac{b}{4} h_0 \right) \quad (6.5)$$

ここに、 W_0 は水の密度で1、 b は橋脚の幅でこの場合8.0m、 h_0 は水深でこの場合フーチング下面から設計水位までをとり7.3mとした。その結果、橋脚重量に動水圧荷重254tfが加わり、橋脚重量の合計は518tfとなる。さらに、鉛直方向の荷重分担と異なり支承部の摩

擦が小さいか、中央橋脚上に2スパントラスの固定支承があったとすれば、上部構2スパン分の全慣性力が中央橋脚に加わる可能性もあることから上部構全重量に対する水平方向慣性力が中央橋脚頂部に集中するとした場合と、他の橋脚やアバットメントも支持杭が中央橋脚と同じようにたわみ性をもっていることから各スパンの半分ずつの上部構の重量に対する水平方向慣性力が中央橋脚頂部に集中するとした場合の二通りを考えて計算してみた。

図6.6から明らかな通り、上部構の2スパン分の慣性力が中央橋脚に集中すると考える場合、杭全長の20~50%に相当する深さまでが液状化により地盤反力を失えば中央橋脚頂部の水平変位は20cmを十分越えるから落橋し得ると言える。しかし、前述した通り他の橋脚やアバットメントの支持杭も中央橋脚と同じように横方向に荷重分担すると考えることもでき、両側トラスの可動支承が中央橋脚にあったと考えることもできるので、橋脚両側の上部構の慣性力の半分ずつが中央橋脚に集中すると考えるのこともできるので、図6.6の結果からは、杭全長の50%以上に相当する深さが地盤反力を失う場合に落橋し得ると考えることもできる。

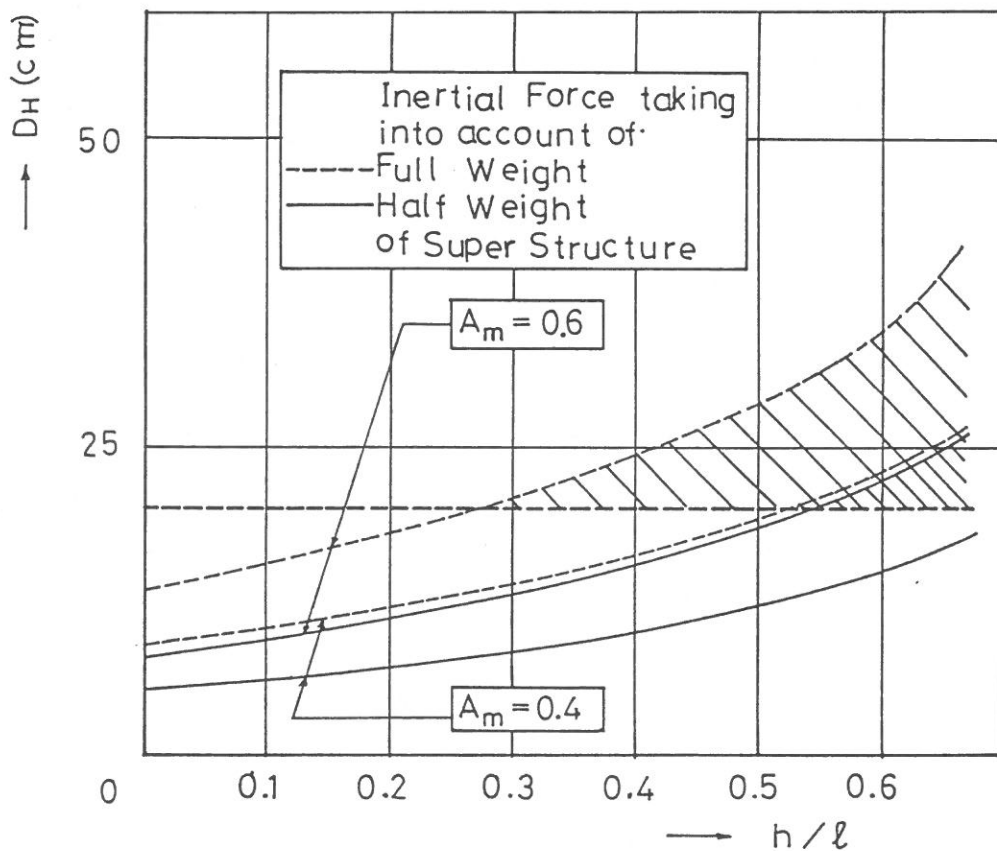


図6.6 液状化に伴う地盤反力低下深さと橋脚頭部の水平変位の関係

西側トラスは、上述したような橋脚の水平方向の変形性の増大に伴い、橋全体が西側に変位した際に東側トラスから押されて落橋したか、中央橋脚が元の位置に復帰する際に追従できず落橋したと想像される。いずれにしても落橋地点の最大加速度が0.4～0.6gに達し、橋基礎地盤が液状化したことに伴って中央橋脚の基礎地盤においては支持杭全長のかなりの深さから上の部分が地盤反力を失ったために杭頭の横方向の変形性、すなわち、橋脚のたわみ性が著るしく増して、慣性力による上部構の剛体滑り変位が支承受け台の許容可動変位量を越えたために落橋したと考えることができる。

7 建築物の被害

カリブ海に面した地域で、この地震により影響を受けた地域の中では、Limonが最大の都市であり、他に大きな都市はない。特に、震源の近くは、人口のほとんど無い地域である。したがって、この地震による近代建築の被害はほとんど無く、大部分が木造建物の被害である。

熱帯雨林地域という気候のためか、カリブ海の面した海岸地帯では住居は高床式木造が一般的である（図7.1）。すなわち、構造的には地上から立てた長さ1 m程度の木製の柱列（最近ではコンクリートブロックで囲む例もある）の基礎の上に建物を置いたような形になっており、柱列には特に水平力に耐えるような斜材は用いられておらず、水平力に対しきわめて弱い構造である。写真4.10、4.11はMatina町の駅前の建物であるが、東の部分が壊れ、床が地面に達している。地震によりこのタイプの建物にはかなりの被害が出た様子であるが詳細は不明である。

そのほかの木造家屋の被害として、地盤の液状化によるものがある。すなわち、4章で示したように、カリブ海に面した海岸地域では広範囲で液状化が発生しているが、この地域に建てられていた建物は液状化や地盤の側方流動（永久変位）に伴い被害を受けている。



図7.1 高床式木造家屋の模式図

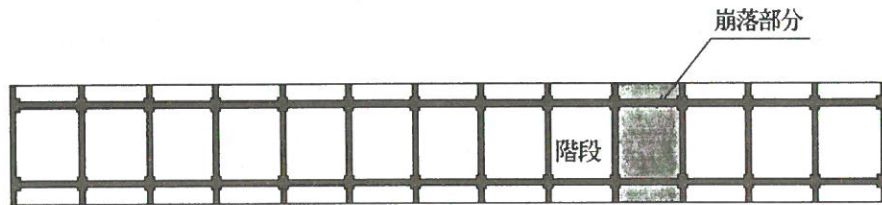
Limon市では2棟の鉄筋コンクリート建物が崩壊している。図2.8にその位置を示す。

Las Olasホテルは、Limonの北方で海岸に面して建てられたRC造4階建（1970年代中頃の建築）の建物である。Olasはスペイン語で波の事であり、その名の通り、この建物は1階の柱脚まで海水が来るような構造となっていた。

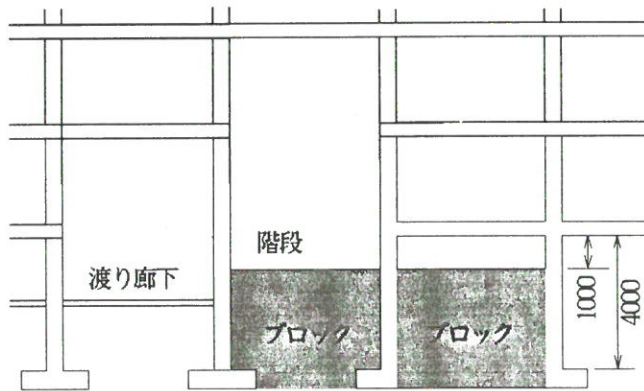
図7.2に構造形式を示す。基礎形式は独立基礎で、耐圧版が直接珊瑚礁の上に設置されており、地中ばりはない。建物は、3、4階が居室、2階は見晴らし台となっている。柱脚まで海水が来るような設計であるので、1階は柱だけの構造である。ただし、図7.2の右から4スパン目、5スパン目は高さ3 mのブロックで囲まれており、その上の柱のみ他と比べて短くなっている。5スパン目には階段があり、3階までの吹き抜けとなっているため、短柱部は4スパン目の両側の柱だけである。6スパン目より左側には渡り廊下が付け



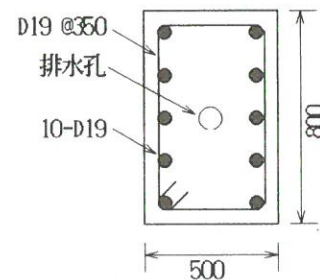
写真7.1 Las Olasホテル全景
(手前は地盤の隆起によって現れた珊瑚礁)



(a) 概略平面図



(b) 崩落部周辺の断面図



単位：mm

(c) 柱断面図

図7.2 Las Olas Hotelの概略構造図

られている。

被害は、4スパン目の短柱部分の破壊とそれにとまなう上部構造の崩落である。写真7.1～7.3に被害状況を示す。写真に示すように、短柱がある部分は完全に崩落しており、その両側のスパンではこれに引きずられるように中央側が落下している。壊れた柱を見ると、図7.2(c)に示すような配筋であった。

被害原因を推定するため、簡単な計算を行う。設計図書は入手できなかったため、調査時の計測に従い、図7.2に示すように構造を仮定する。固定荷重として、床 0.4t/m^2 、階段

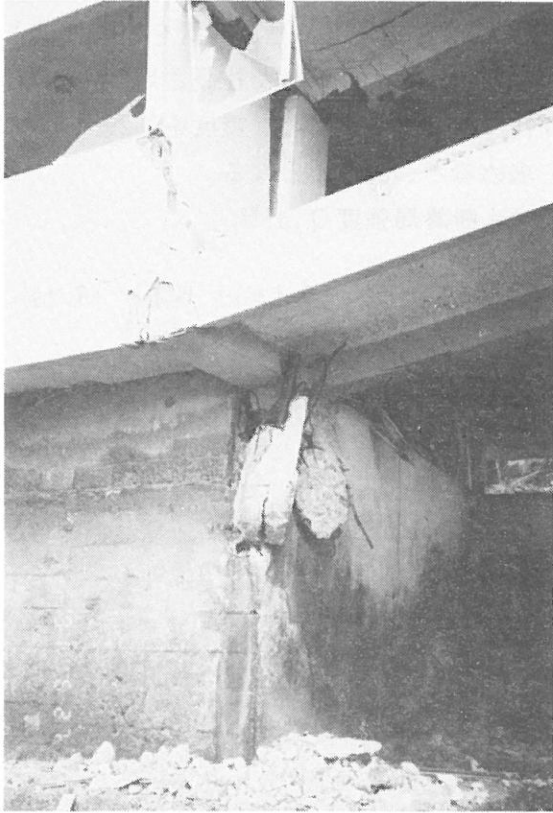


写真7.2 Las Olasホテルの崩壊した柱

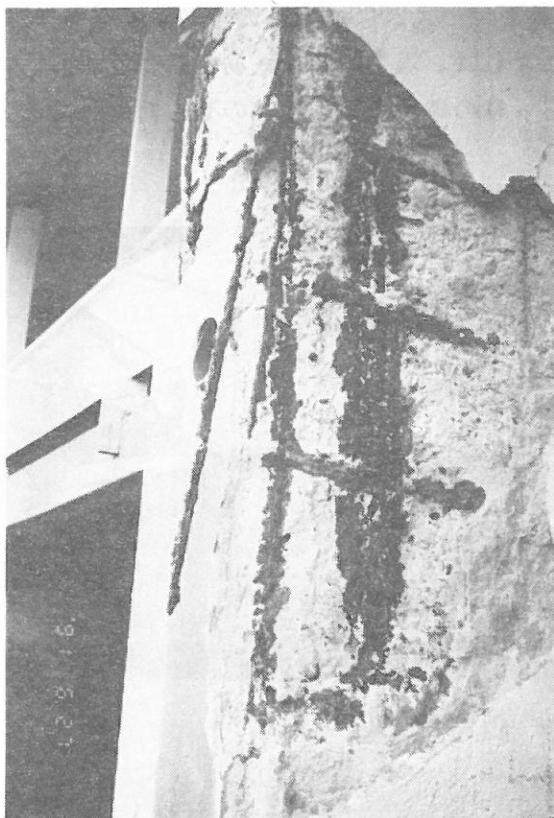


写真7.3 Las Olasホテル
崩壊部近くの柱。鉄筋の腐蝕が著しい。

0.6t/m²、大ばり0.43t/m、小ばり0.36t/m、柱0.96t/m、壁0.24t/m²、ベランダと手すり0.3t/m²を仮定し、さらに、長期の積載荷重を0.13t/m²、短期の積載荷重を0.06t/m²とすれば、対象柱に作用する軸力は76.7tとなる。つぎに、図7.2に示した柱長さ比から、短柱の剛比を長柱の4倍としこれを剛比に応じて各柱に配分する事にし、震度を0.2とし、地震時建物重量から対象柱の地震時負担せん断力を求めると、36.7tとなる。

一方、柱の終局強度として、異形断面柱のせん断終局強度 Q_{su} ¹⁹⁾

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.53 p_t + 0.23 (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{(p_w \sigma_{wy}) + 0.1 \sigma_o} \right\} b j \quad (7.1)$$

p_t : 引っ張り鉄筋比 (%)

F_c : コンクリート圧縮強度 (kg/cm²)

M : モーメント

Q : せん断力

d : 柱の有効せい (cm)

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (kg/cm²)

σ_o : 平均軸方向応力度 (kg/cm²)

b : 柱幅

j : 応力集中間距離

を用いるとすれば、 $F_c = 210 \text{kg/cm}^2$ のとき $Q_{su} = 39.33 \text{t}$ 、 $F_c = 180 \text{kg/cm}^2$ のとき $Q_{su} = 35.81 \text{t}$ となる。作用せん断力はこの中間にある。しかしながら、Limonの震央からの距離は約50kmで、図1.9からみて、珊瑚礁のよい地盤とはいえ200Galより大きい加速度が作用していると考えられる事、また、現地での観察によれば、塩害のため鉄筋が錆びており、コンクリートも劣化していると考えられる事から、柱の破壊の原因は柱のせん断破壊であると推定する事ができる。



写真7.4 Hotel Internacional

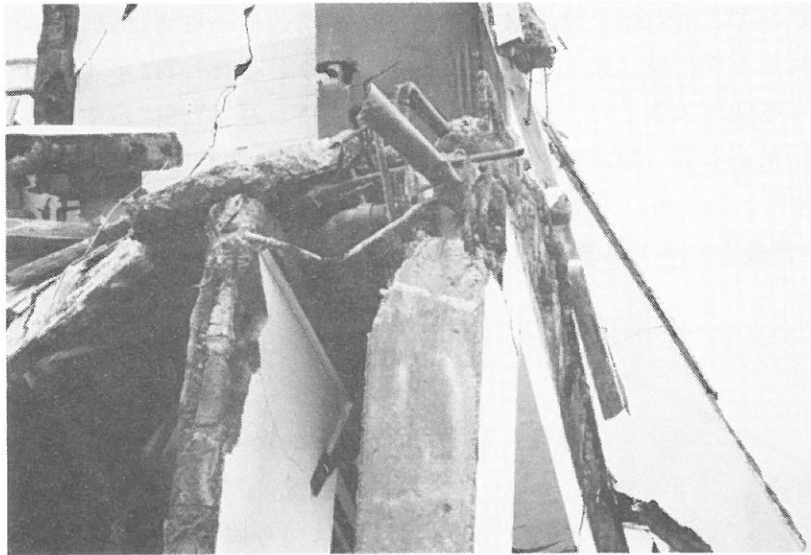


写真7.5

崩壊したHotel Inter-
nacional

柱・はり接合部。柱に
もはりにも中央部に配管
が通っている。

Hotel Internacionalは、Limon市街地に建つ、RC造3階建ての建物（1970年代初頭の建築）であった。この建物は、写真7.4に示すように、1階部分が完全に崩壊した。設計図書が入手できない事、破壊がひどい事から、明確な被害原因は不明であるが、被害程度の観察や聞き込みから、次のように推定される。すなわち、この建物は角地に建てられており、道路に面した部分にはほとんど壁のない構造であり、剛心と重心がかなり偏心していたため、地震にともないねじられ柱が破壊したものである。また、柱やはりには排水のためと考えられるパイプが2本通っており（写真7.5）、これが水平耐力を弱くした可能性も考えられる。

Dr. Tony Facio Castre病院もLimon市街地に建つRC造2階建ての建物である。この建物は写真7.6に示すように、2階部分の迫り出しを片持ばりで受けており、はりの先端には飾り柱があったが、どこにも固定されていなかったため、地震により倒れたというのがこ

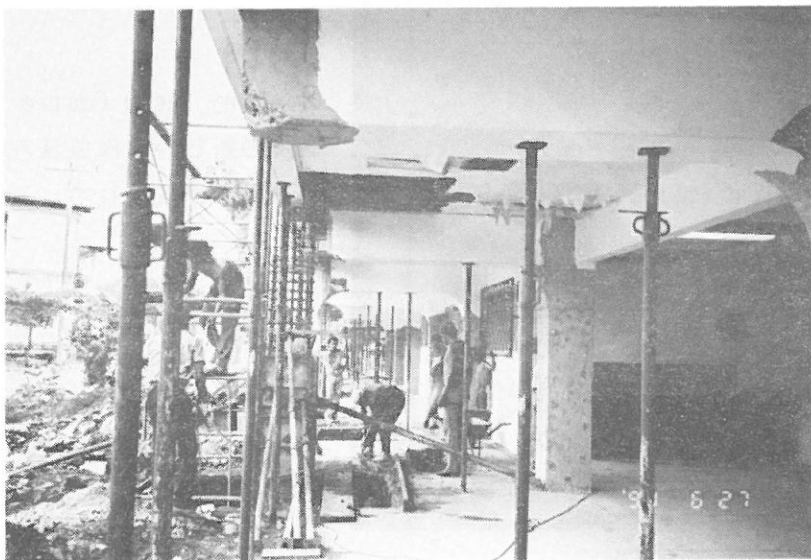


写真7.6

Dr. Tony Facio Castre
病院の被害作成状況

左側の柱は片持はりの
先端を支えるものであっ
たがどこにも固定されて
いなかった。

の建物の被害である。したがって、これは、構造被害ではない。構造材の被害はほとんど見られなかった。調査に訪れたときには、新しい柱を製作中であり、写真7.7に示すように、片持ばりの先端を切り、はりを切り欠き、柱上端を固定すると共に、写真7.8に示すように、独立基礎で下端を支持していた。なお、写真7.8の下端は珊瑚成の硬い地盤であり、その上に厚さ約1.5mの粘土層がある。Limonの市街地ではこの様に、珊瑚成の地盤の上に1～1.5mの粘土層がある地盤が普通との事であり、地盤はよい。

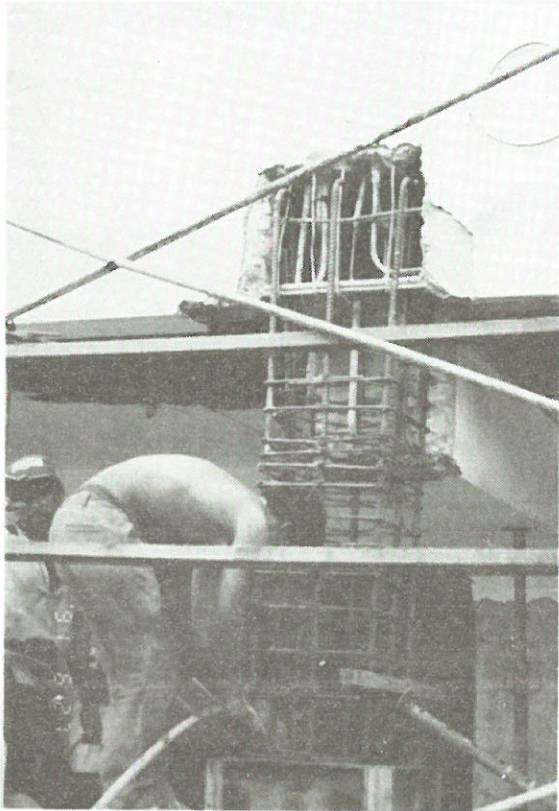


写真7.7 Dr. Tony Facio Castre病院の新しい柱作成状況
はりをはつり固定している。

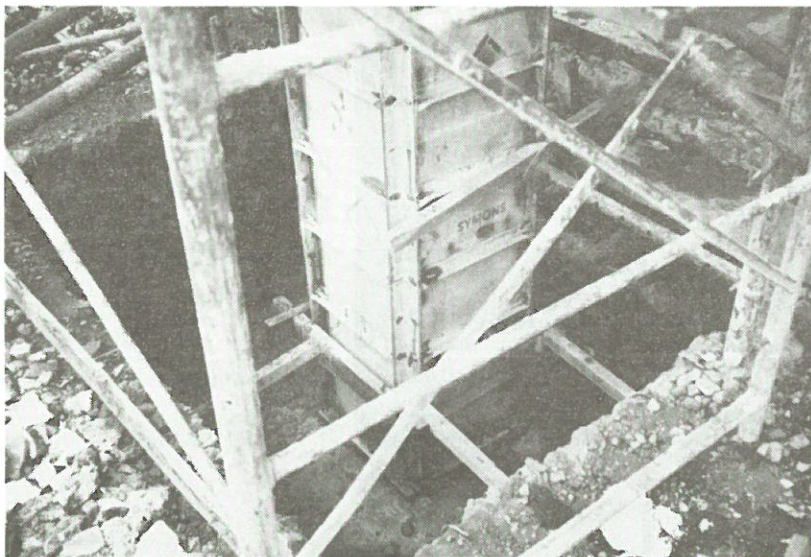


写真7.8
Dr. Tony Facio Castre
病院の新しい柱作成状況
基礎も作成されている

8 その他の被害

この章ではこれまでに示さなかった各種の被害を取り上げる。

①Moinの石油精製基地とその周辺（図2.8）

コスタリカで使用される石油は、ほとんどがMoin港から輸入され、供給される。Moin港の近くのRecope石油基地は、国営石油会社によって運営され、石油の備蓄、精製を行っている。

地震により、Recope石油基地では、石油タンクから精製中の高温のガソリンがもれ、火災が発生した¹⁾（写真8.1）。火災は近くのタンクに引火したが、余り大きな延焼はしなかった。別のタンクには、下部に象の足と呼ばれる座屈が発生したが、破壊には到らなかったさらに、一つのタンクからは石油がもれ、防液堤の中にたまってしまった。また、タンク基礎では噴砂も見られた（写真8.2）

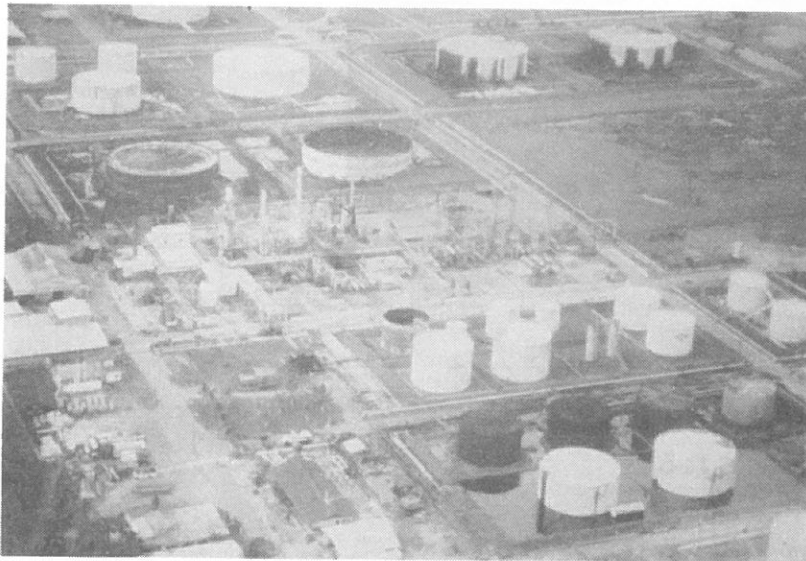


写真8.1

Recope石油基地の被害

写真の左上の二つのタンクは地震後に起きた火災のため炎上した。右下ではタンクから石油が漏れ、防液堤内にたまっている。

（Mora博士提供）



写真8.2

Recope石油基地の被害

基礎近くには噴砂も見られる。

（Mora博士提供）

MoinからSan Joseの配給プラントまで、2本のパイプでガソリンとディーゼルが運ばれている。これらのパイプは、国道32号線に沿って設置されており、写真6.5、6.6に示すように、支持台の上に載せられてはいるが、固定はされていない。また、地面の上に単に置かれただけのところもある。地震により若干の移動はあったが、被害はなかった²⁾。

Moin港とRecope石油基地では、コスタリカ鉄道の線路が曲がった（写真8.3）。



写真8.3

コスタリカ鉄道の線路の変形

②Limon港（図2.8）

筆者らは調査を行わなかったが、文献2によれば、埋立部の地盤の破壊や、クレーン用のレールの湾曲などがあったとされる。

③Matina川沿いの被害（図2.4）

図2.4から分かるように、Maina川やその支流は蛇行を繰り返している。流域沿いでは液状化が発生しており、前述のように道路の被害や、橋の被害が多数生じている。噴砂は、川沿いのMatinaの他、Esperanza、Baltimore、Bristol等の集落でも生じていたとの報告もある。

Matinaでは、コスタリカ鉄道がMatina川を横切る鉄橋で、橋台の不同沈下が生じた。調査時には既に、写真8.4に示したように材木によりかさ上げ、復旧されていた。

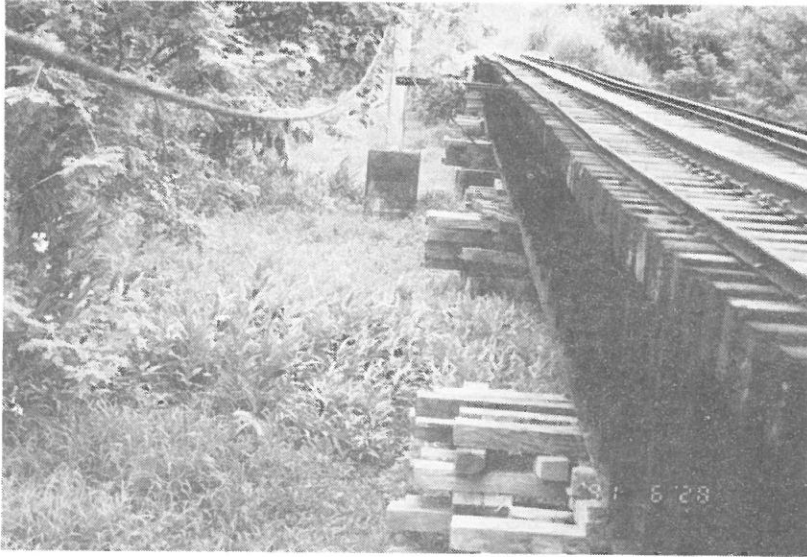


写真8.4
Matinaの鉄橋の被害

④給水塔崩壊（図2.3）

Batanでは、水道供給用の高架給水タンクが被害を受けた（写真8.5）。給水塔は薄肉鋼管トラスの上に置かれていたものであるが、慣性力のため、橋脚の定着部で破壊が起こり、トラスが転倒すると共にタンクは投げ出された。同様の被害はLimon周辺のいくつかの集落でも発生している。

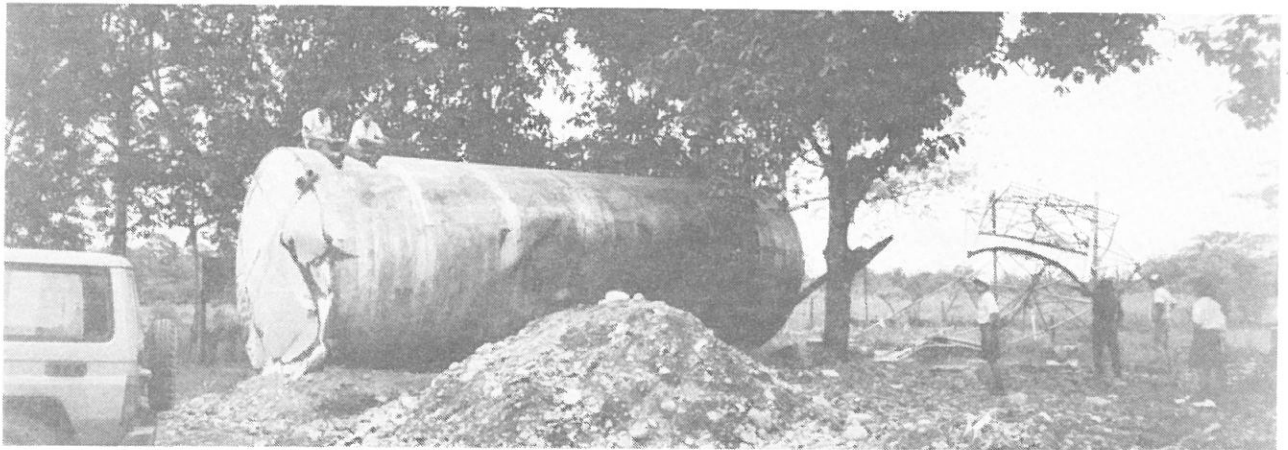


写真8.5 Batanの給水用高架水槽の被害
奥は崩壊したトラス支持台、手前は水槽

⑤送電鉄塔の傾斜（図2.4）

Zantでは4脚一体マット基礎形式の送電鉄塔が1塔傾いた（写真8.6）。周辺のパナナ園では液状化が発生しており、鉄塔の傾斜もそのために生じたと考えられる。

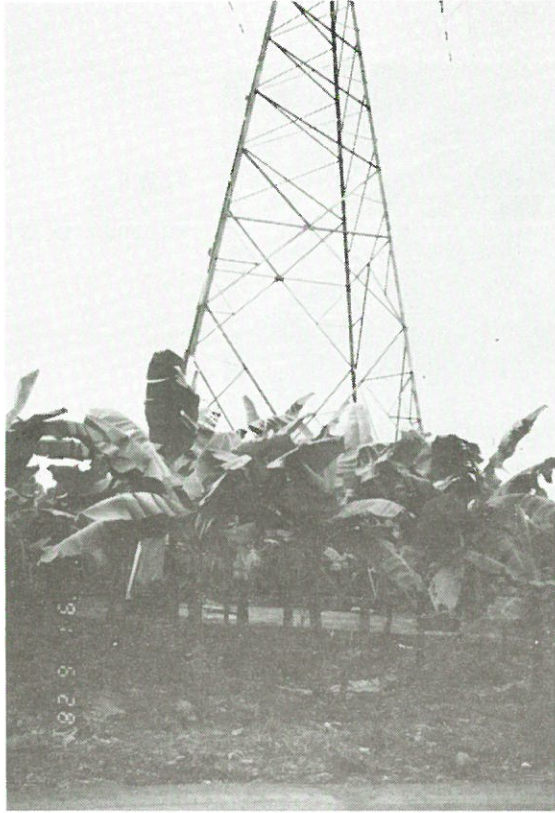


写真8.6 Zentの送電鉄塔の傾斜

9. 復旧ならびに対策に関する提言

調査団は、9月24日に、コスタリカ土質工学会の依頼によりシンポジウムを開催した。この際、渡辺はダムの動的震度に付いて、安田は日本の液状化対策に付いて、吉田は液状化による地盤の側方流動被害に付いて、それぞれ約1時間の講演を行った。シンポジウムを開催したのは、調査団が現地に着した日であったため、Telire-Limon地震の被害の事は分からなかったが、提供した講演内容はこの地震による被害と対応した内容となっていた。このような事情もあり、現地では多くの技術者が調査団に興味を持ったようである。

中でも運輸省で道路と橋梁を管理している技術者からは、被害の復旧法に関し議論をしたいとの申し出があり、彼らの事務所で数時間にわたり復旧法等に付いての提案をしてきた。この章ではそのときの話を中心に復旧法、対策法などをまとめる。

なお、Limonからパナマに向かう36号線の落橋した橋梁については、4橋のうち3橋は仮設の橋を作っており、4橋目も建設中であった。これらの復旧に関してはアメリカから500万ドルの援助があった事が新聞に載っていた²⁰⁾。また、運輸省の技術者によれば、被害を受けた32号線や36号線は重要幹線なので、応急処置はされているが、今後1年を目処に復旧して行きたいとの事であった。

9. 1 液状化による地盤の側方流動に対する対策

(1) 過去の地震による側方流動の事例

今回、Bananitoなどで発生した、液状化による地盤の側方流動に関しては最近その実態が明らかにされ、発生メカニズム等に関する研究が行われるようになってきている。

1964年新潟地震の際に液状化により信濃川沿岸の地盤がかなり流れ出したとの報告が行われていたが、浜田ら²¹⁾は約6年前にこれを定量的に調査した。地震前、後の航空写真を用い、写真測量によって地盤の水平および鉛直方向の永久変位量を測定したものであるが、新潟市についての測定結果例を示すと図9.1となる。この地域内では、信濃川沿いの左岸側一帯および右岸側の万代橋付近で、最大10mにも及ぶ大きな水平変位が河心に向かって生じている。また、新潟駅付近では信濃川とは反対方向に2～3mの水平変位が生じている。

このような測定は1983年日本海中部地震に対しても行われ、能代市では緩やかな砂丘斜面に沿って最大約5mの永久変位が発生したことも明らかにされている。これらの事例により、液状化により地盤の大きな永久変位が生じるパターンを大別すると、①川や池、沼、海に向かって側方流動が生じる、②緩やかな斜面に沿って地盤が流動する、といった2つのものがあることが明らかにされてきている。

さて、今回の被害例はいずれも①のパターンに相当するため、①に関する過去の事例のうち、上述した信濃川沿岸での被災例についてもう少し詳しくみてみる。

信濃川両岸の護岸の被害状況に関し、当時の関係者から聞きこみを行い、まとめられた図を示すと図9.2となる。また、当時の護岸の概略図を示すと図9.3となる。左岸側のこの区間全域と、右岸側の昭和橋より下流部では、最大10mにも及ぶ側方流動を物語るかのように護岸が前傾したり水中に没したりしている。護岸のタイプはいくつかあったが、この区間では鋼矢板、コンクリート矢板、つめ杭工法が用いられていた。

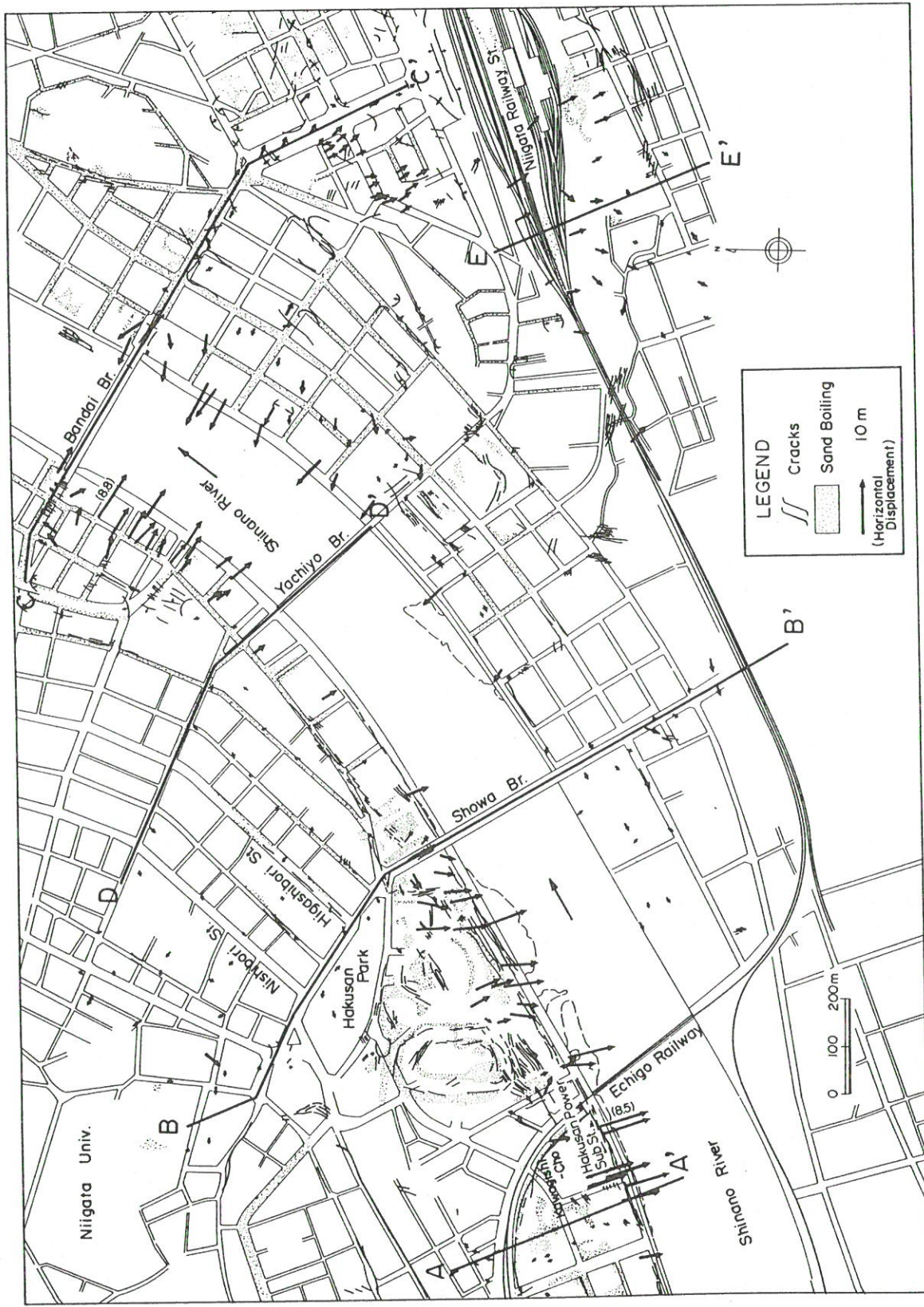


図9.1 1964年新潟地震により新潟市で発生した永久変位の測定結果^{2,1)}

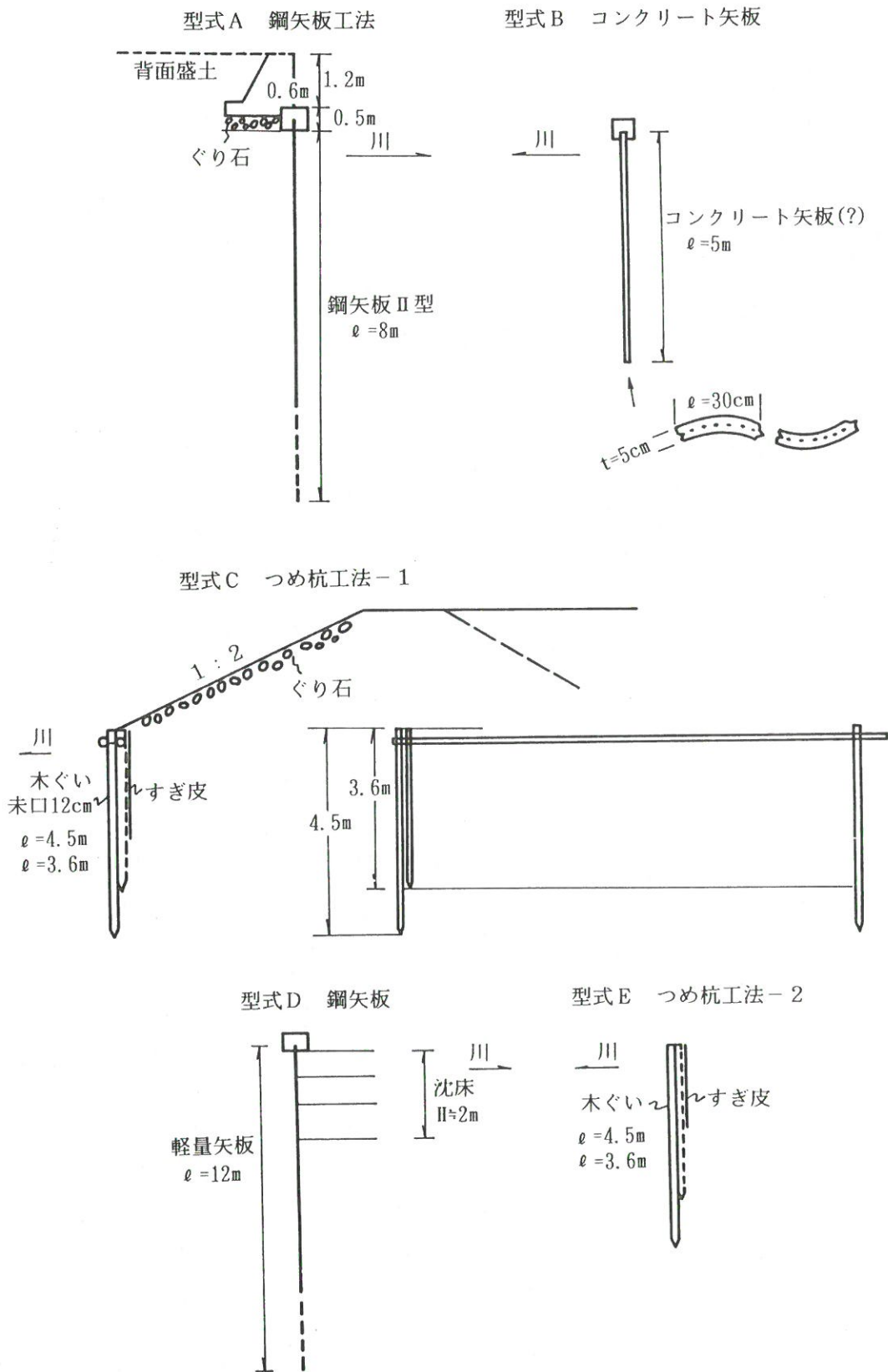


図9.3 新潟地震当時の信濃川の護岸

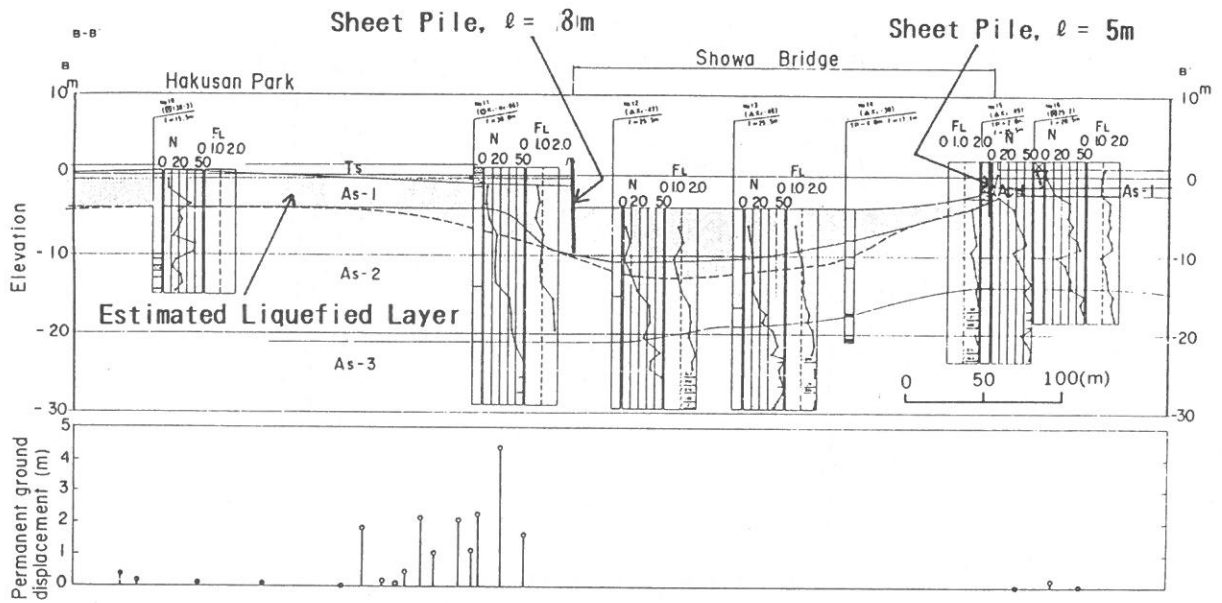


図9.4 昭和大橋を通る地層断面、推定液状化層と護岸の深度
(文献21に加筆)

昭和大橋を通る土層断面図に、図9.3をもとにして護岸の根入れ深さを記してみると図9.4となる。大きな側方流動が発生した左岸側では護岸の先端が液状化層下面の深さとほぼ同じ位ではなかったのかと推定される。したがって、護岸が液状化層の流動をくい止めることが出来ず護岸もろとも川に向かって流れ出していったものと考えられる。関係者の証言によると、復旧にあたって旧護岸の矢板が見つけれなかった区間があったとのことで、このことも護岸もろとも川に向かって流れ出したことを物語っていると言えよう。

ところで、1983年日本海中部地震では秋田港で液状化が発生し、護岸に大きな被害を与えたが、護岸背後の地盤には数mにも及ぶ永久変位は発生しなかった。図9.5には大浜地区2号岸壁での被災状況²²⁾を示す。-6mの位置で矢板は大きく湾曲し、さらに折損も生じた。ただし、タイロッドはたわんでいるものの、破損はしていなかった。背後の地盤での水平移動量も大きくなかった。液状化は埋立砂の部分で発生したものと推察されるが、その液状化による土圧増加により矢板は折損したものの、タイロッドが効果を発揮し、また矢板が液状化層下面よりかなり深くまで根入れしてあったことのため、背後地盤の大きな側方流動は発生しなかったのではないかと考えられる。

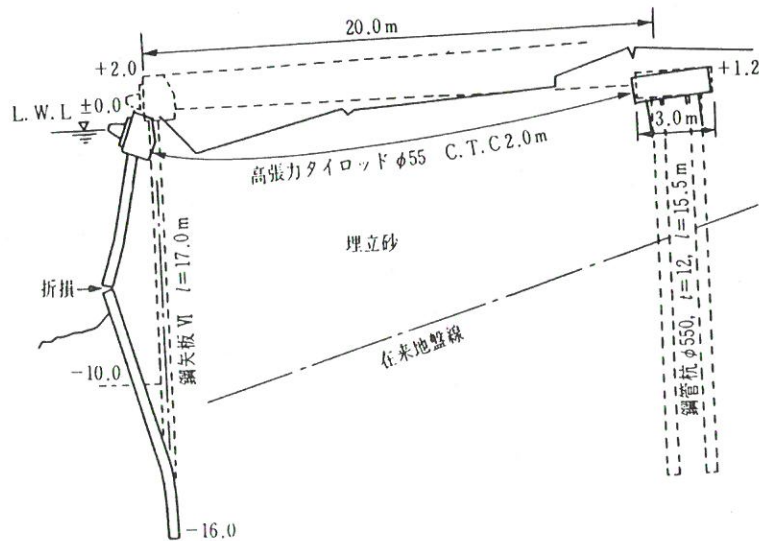


図9.5 大浜地区2号岸壁の被災状況²²⁾

(2) Bananito川等に架かる橋梁に対する側方流動対策

(1) で前述した信濃川の護岸と秋田港の護岸の事例を比較してみると、側方流動を止めるために護岸の重要さがわかる。つまり、背後地盤が液状化した場合、液状化にともなう土圧の増加に対しても護岸が安定であれば、特に大きな側方流動が発生しないのに対し、護岸がないか、またはあっても不十分な場合には、背後地盤に大きな側方流動が発生してしまう。

今回側方流動に起因して落橋したと考えられる、Estrella川、Bananito川、Estero Negro川の橋梁とも、橋台の周囲に少しだけ護岸があるものの、川岸全体の護岸は設けられていなかった。人口密度が低いこの地域で川に護岸を設けておくことは出来なかったであろうが、ともかく、護岸がなかったことがこれだけの大きな側方流動を生じさせ、またそれにより橋台を傾かせた原因と言えよう。

したがって、復旧にあたって、基礎に対する通常の液状化対策に加えて側方流動を生じさせないように護岸も設けることが必要ではないかと考えられる。このためにはいくつかの型式が考えられるであろう。例えば、矢板護岸とする場合、図9.6のようないくつかの方法が考えられる。筆者達は、前述したように現地調査後に運輸省を訪れたが、その時に1時間余りディスカッションを行っただけなので、現地での可能な施工機械や工費について詳しく聞く時間はなかった。ただし、工費はあまりかけられそうもなく、また、締固め等の地盤改良の機械も期待できないと想定されたため、とりあえず運輸省でのディスカッションの際には、(e)の案ぐらいでどうであろうかと提案をしてきた。この方法では、例えば矢板を3~5mの幅で二重に打設し、その間の土を掘削して碎石に置きかえ、その後内側の矢板を引き抜くとの考え方である。碎石ドレーンの効果により碎石部と少し内側の土が液状化しなくなり、それらの底面のまさつ力により側方流動を止められると考えられる。また、背後地盤で液状化して過剰間隙水圧が発生しても碎石部で消散し、矢板に加わる土圧は増加しないと考えられる。このような対策を橋台の上、下流に10~20m位施工してお

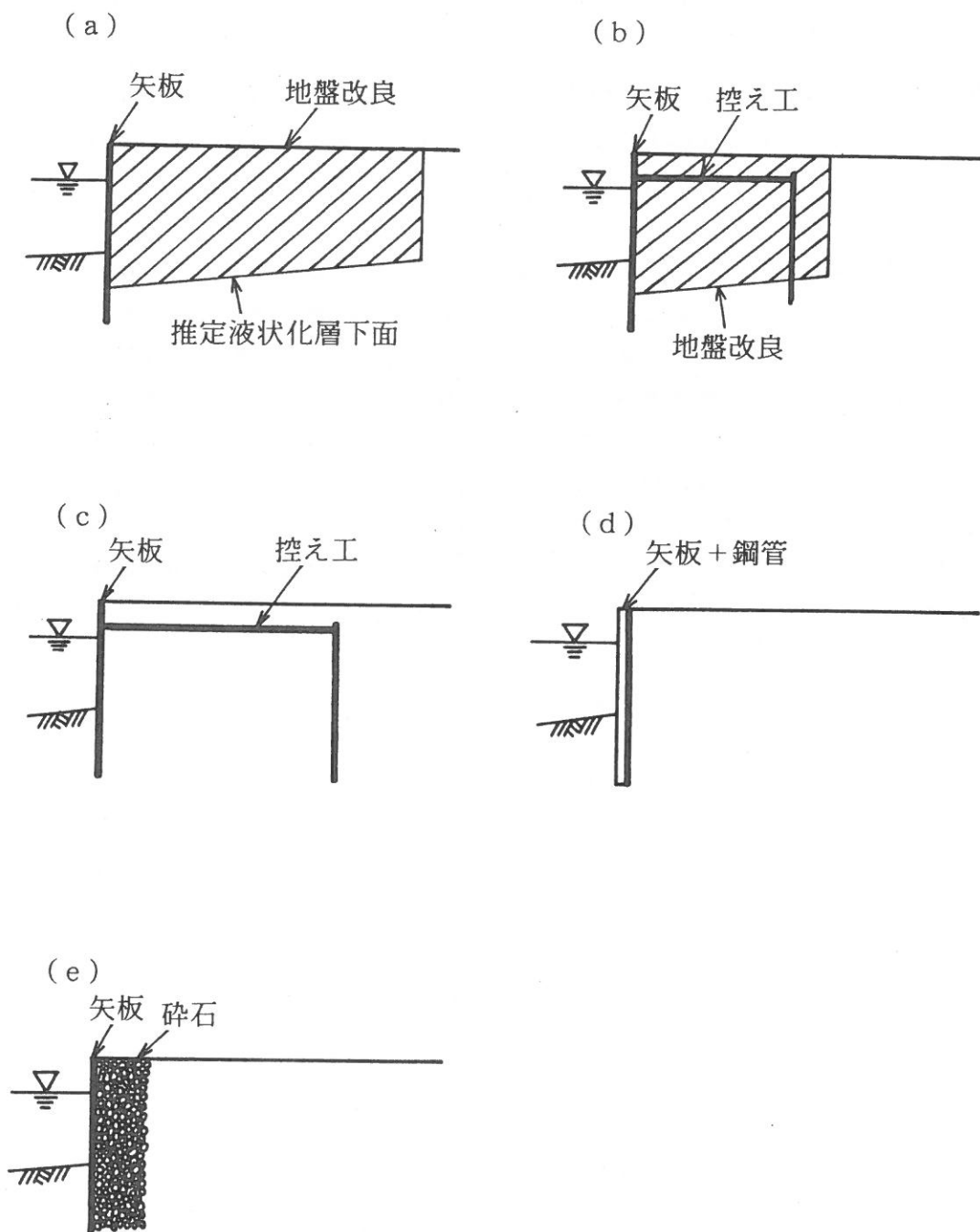


図9.6 矢板護岸による側方流動防止の案

くと、将来の地震で今回と同様な液状化が発生しても、この区間では側方流動が生ぜず、橋梁に影響を与えないのではないかと考えられる。

以上のような提案をとりあえず現地で行ってきた。液状化が与える影響として支持力だけでなく、このような側方流動についても考慮しなければならないことに関し、運輸省の担当者に理解してもらえたようである。ただし、前述したように、現地で可能な施工機械や工費などの条件を聞く時間がなかったため、もっとよい方法がある可能性があるろう。

9. 2 橋梁の落橋防止についての提言

橋梁周辺地盤の液状化に起因する側方流動に対しては、アバットメント近傍地盤を2～3 mの幅で砂または碎石で置換するなど種々の液状化防止策を講ずれば側方流動は防止できる。加えて、Vizcaya川の橋のように橋脚の支持杭が橋軸断面内では鉛直杭1本しかなく明らかに横方向支持力が不足していた例、Bananito川の橋のようにアバットメントの支持杭が少なく側方流動に対して明らかに支持力が不足していた例、十分な支持杭があったため橋脚・アバットメント共に健在であったEstrella川の橋の例などに認められるように、橋脚やアバットメントの支持杭を増やすことが効果ある対策である。特に、橋軸方向の斜杭が落橋には効果的である。地盤改良がしにくい箇所では特に杭本数を増し液状化により杭頭の水平変位が増大しないよう配慮するべきである。落橋被害で特に注目されたことは、いずれの橋においても支承受け台長さが極めて短くそれほど大きくない水平変位に対しても簡単に落橋し得ることである。したがって、新しい規準で規定されている支承の可動長を確保するよう橋脚やアバットメントの幅を増し、何らかの落橋防止工を設置するべきである。

参考文献

- 1) ICE, Informe preliminar del terremoto de Limon (Costa Rica) registrado el dia 22 de Abril de 1991, ICE, 1991
- 2) The April 22, 1991 Valle de la Estrella Costa Rica Earthquake, a Quick Report, EQE Engineering, May 1991
- 3) I C E・Mora博士による
- 4) Bennett, M. J. et al., Lessons Learned form the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989, U. S. Geological Survey Circular 1045, U. S. G. S., 1989
- 5) Alvaro Climent M., Sismo del 22 de Abril Reporte Preliminar de Aceleraciones, Departamento de Geologia, ICE, 1991
- 6) Guillermo Santana B. et al., Registros de Aceleraciones del Terremoto de Limon, 22 de Abril de 1991, Laboratorio de Ingenieria Sismeca, Institute de Investigaciones en Ingenieria, Universidad de Costa Rica, July, 1991
- 7) Guillermo Santana, Current Seismic Design Regulaions for Costa Rica, Proc. 6th Earthquake Engineering Seminar, International Institute of Seismology d Earthquake Engineerings, Building Research Institute, Tsukuba, Julu-August, 1988, pp.95-122
- 8) Alvaro Climent M., Sismo del 22 de Abril reporte preliminar de aceleraciones, ICE, 1991
- 9) Allan Astorge Gattgens, Informe tecnico sobre el levantamiento de la Costa Caribe de Costa Rica, Como consecuencia del terremoto del 22 de Abril de 1991, ICE
- 10) LA NACION紙、6月30日、“Sin mas opcion que morir”
- 11) Costa Rica Tourism Board, Costa Rica (パンフレット)
- 12) 最新世界各国要覧、5訂版、東京書籍、1982
- 13) Sergio Mora C., Les regions Karstiques du Costa Rica dt luer contexte geologique, Karstologia, No.10, September, 1987
- 14) Sergio Mora C., Extent and social-economic significance of slope instability in Costa Rica, Landslides:Extent and Economic Significance, Brabb & Harrod, Proc. of the 28th International Geological Congress Synposium on landslides/ Washington D.C./17 July 1989.
- 15) 社団法人日本道路協会編、道路橋示方書・同解説、I 共通編、IV 下部構造編
- 16) Newmark, N. M., Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique 15, No.2, pp.139~160, 1960.
- 17) 岡本舜三、耐震工学、オーム社、1971.
- 18) JSCE, Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan, Earthquake Resistant Design of Bridges, pp.121~191, 1991.

- 19) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)、日本建築学会、1990年10月、
p. 398
- 20) LA NACION紙、6月30日
- 21) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. and Emoto, K., Study on Liquefaction Induced
Permanent Ground Displacements, Association for the Development of
Earthquake Prediction, Nov., 1986
- 22) 寺内潔、日本海中部地震による秋田港の被害、みなとの防災、第79号、pp. 18~26、
1983

あとがき

Mora博士によると、コスタリカを含めた中米の自然災害は毎年多大な損害を与えるとのことである。統計資料によるとGNPの2.5%に及ぶ損害を被り、そのうち、洪水による被害が26%、斜面崩壊・地すべりによる被害が21%、地震による被害が19%、侵食による被害が13%、火山による被害が9%とのことであった。また、人口増加率は毎年3%であり、このために6%の経済成長であるが、1~2%しか成長できない現況とのことであった。したがって、このような自然災害を減少できれば経済的に助かるので、日本からも技術的な援助をしていただけないだろうかとの要望であった。

今回の調査はそのような技術援助を目的として出かけたものではないため、このような要望を心に留めておくだけしか出来なかった。ただし、前述したように、道路の復旧の仕方に関し、建設・運輸省に呼ばれて意見を求められ、少しは役に立ってもらえた。このような時、わが国における復旧・対策事例を英文でまとめた小冊子があれば、現地でかなり役に立ててもらえるのではないかと思われた。このような小冊子も含め、今後海外で地震が発生した場合にすぐ携行できて現地で役に立ててもらえる資料を学会なりで用意しておく必要性を痛感した。地震の被害調査に出かけても単に調べて日本に持ち帰るだけでなく、相手国に役立つような技術的な助けをしていくことが、地震被害に関して経験の深いわが国の使命と言えよう。

付録

1. 入手資料

① I C E

- 1) Sergio Mora C., Extent and economic significance of slope instability in Costa Rica, Proc. 28th Int. Geological Congress: Symposium on Landslide, Washinton D.C., July 1989, pp.93-99
- 2) Jerome V. DeGraff, R. Bryce, R.W. Jibson, S. Mora and C.T. Rogers, Landslide: Their extent and significance in the Caribbean, Proc. 28th Int. Geological Congress: Symposium on Landslide, Washinton D.C., July 1989, pp.51-80
- 3) Alvaro Climent M., Sismo del 22 de Abril reporte preliminar de aceleraciones, ICE, 1991
- 4) Copy on the earthquake, ICE, 1991
- 5) Allan Astorge Gattgens, Informe tecnico sobre el levantamiento de la Costa Caribe de Costa Rica, Como consecuencia del terremoto del 22 de Abril de 1991, ICE
- 6) ICE, Informe preliminar del terremoto de Limon (Costa Rica) registrado el dia 22 de Abril de 1991, ICE, 1991
- 7) Sergio Mora C., Les regions Karstiques du Costa Rica dt leur contexte geologique, Karstologia, No.10, September 1987
- 8) Sergio Mora C., Karst Localities in Costa Rica and their Geologic Background, ICE, 1991
- 9) Maps showing epicenters of the past earthquake
- 10) Copy of newspaper showing the seminar by the authors
- 11) Proc., 5th Seminario Nacional de Geotrvnia, May 1991
- 12) Sergio Mora C., Guillermo Alvarado and Luis D. Morales, Mapa Prelimar Sintetico de Amenazas Geologicas de Costa Rica: Su Importancia en el Desarrollo de la Inferaestructura Civil, Proc., 4th Seminario de Ingenieria Estructural, 1988, pp.269-308 and Firures

② U C R

- 1) Segundo Reporte Preliminar Registros de Aceleraciones del Sismo del 22 de Abril de 1991, UCR, May 1991
- 2) Segundo Reporte Preliminar de Los Registros de Aceleraciones Obtenidas durante el Sismo del 22 de Diciembre de 1990, UCR, ???, 1991 ???=Enero
- 3) Guillermo Santana, Current Seismic Design Regulaions for Costa Rica, Proc. 6th Earthquake Engineering Seminar, International Institute of Seismology

and Earthquake Engineerings, Building Research Institute, Tsukuba, July-August, 1988, pp.95-122

4) Contribuciones al Quinto Seminario de Ingenieria Estructural, UCR, Nov. 1990

③Ministry of Public Works and Transportation

1) 土質柱状図 4橋

2) 構造一般図 4橋

4橋=Rio Vizcaya, Rio Bananito, Rio Estrella and Rio Estero Negro に架かる橋

④その他

1) LA NACION紙の 6月30日：被害統計

2) LA NACION紙の 6月30日：Limon付近の地盤の隆起

3) 地形図 1/50,000

4) 地形図 1/500,000

5) コスタリカ全図

6) The April 22, 1991 Valle de la Estrella, Costa Rica, Earthquake, EQE, May 1991

2. 調査団が会った主要な人々

- Dr. Sergio Mora C. (Institute Costarricense de Electricidad)
- Ing. Guillermo Rivera S. (Institute Costarricense de Electricidad)
- Ing. Jose A. Rodriguez (JEFE Depto. Ingenieria Geotecnica: コスタリカ土質工学会長)
- Maria Laporte (Institute Costarricense de Electricidad)
- Ileana Boschini (Institute Costarricense de Electricidad)
- Dr. Guillermo Santana (Universidad de Costa Rica)
- Hugo L. Paniagua Acuna (Ministerio de Obras Publicas y Transportes)
- Alecander Moya Lacaya (Ministerio de Obras Publicas y Transportes)
- Oscar Mendez Soto (Ministerio de Obras Publicas y Transportes)
- Kaname Sobue (Electric Power Development Co., Ltd.)
- 小野純男 (特命全権大使・コスタリカ共和国駐在)

発行 1991年12月

(財)地震予知総合研究振興会

東京都千代田区神田美土代町3番地

電話 03(3295)1966

