

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第1651号
マイクロフィルム第 号

昭和55年度

土木研究所講演会

講演集

昭和56年3月6日

建設省土木研究所

Copyright © (1980) Fiscalyear by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目

次

1. 最近の地震におけるライフライン施設の被害と復旧 …	地震防災部長	……………	1
	栗 林 栄 一		
2. 我が国の技術協力 ……………	新構造技術(株)会長	……………	37
	長 尾 満		
3. 新地盤改良工法 ……………	施工研究室長	……………	39
―薬液注入工法及び噴射攪拌工法―	千 田 昌 平		
4. 道路交通情報システムの現状 ……………	道路研究室長	……………	75
	藤 田 大 二		
5. 土石流と土石流対策 ……………	砂防部長	……………	99
	吉 岡 良 朗		

最近の地震におけるライフライン施設の被害と復旧

1978年 6 月 12 日	宮城県沖地震
1980年 10 月 10 日	エル・アスナム（アルジェリア）地震
1980年 11 月 23 日	イタリア南部地震

地震防災部長 栗 林 栄 一

1. 1978年宮城県沖地震におけるライフライン施設の被害と復旧

1978年宮城県沖地震の災害では60万都市といわれる仙台市ならびに近隣市町村が多大な影響を受けた。この災害は1923年の関東地震につぐ都市型の震災として受けとられている。また、仙台市のような県庁所在地における震災としては1948年の福井地震および1964年の新潟地震が挙げられる。しかしながら、人口の集中の程度と都市化の程度において今日の仙台市は当時の福井市あるいは新潟市をはるかに引きはなしていると考えられる。

今後の震災対策において、この地震の教訓を余すところなく活かすよう努めることが、損失へのせめてもの償いになるであろうと考えて、震災対策に係る種々の事実を調査し記録にとどめておこうと図った。調査の主たる目的はライフライン（生命線と云われる公共的施設）の機能損失とその復旧である。

なお、本調査を行なうに当っては下記の機関の御協力を得た。記して厚く御礼申し上げる次第である。

訪問機関一覧

建 設 省	東北地方建設局
宮 城 県	県庁、警察本部、仙台市水道局、仙台市ガス局
福 島 県	県庁
日本道路公団	仙台管理局
日本電信電話公社	東北電気通信局、仙台電話局
東北電力株式会社	

1.1 地震の諸元

1978年宮城県沖地震（気象庁の命名による）の本震の諸元は以下のとおりである（図1-1参照）。

発生日時：昭和53年（1978年）6月12日（月）午後5時14分頃

震 源：北緯38度09分 東経142度10分 深さ約40km（気象庁の発表による。）

震 源 地：宮城県牡鹿町金華山から東方約60kmの海域

マグニチュード：M=7.4（気象庁の発表による。）

震度分布：図1-1に示すとおりである。（最大の有感距離は約800km、震源地に近い大船渡・仙台・石巻・福島・新庄では震度5を観測した。）

最大の余震：6月14日の午後8時34分頃に発生したマグニチュード6.4の地震（震源は気象庁によれば北緯38度12分、東経142度29分、深さ約40kmとなる。）

余 震 域：図1-1に示すとおりである。

なお、東北大学地震予知観測センターによれば、本震の震源は、北緯38度10分、東経142度

1.4分、深さ約25kmとなっている。

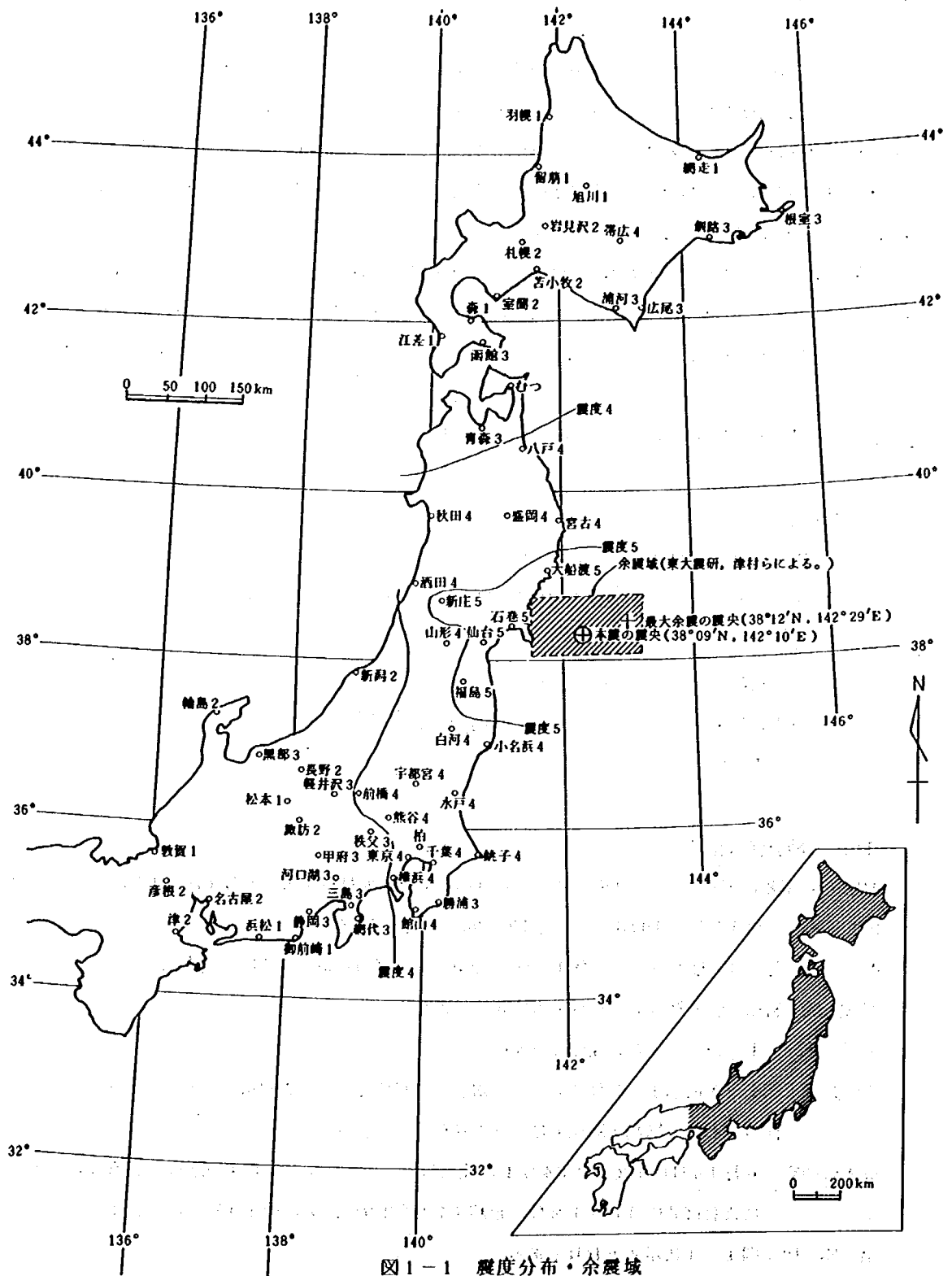


図1-1 震度分布・余震域

(1) 前 震

マグニチュード6.7の地震が2月20日に本地震の震央からほぼ真南60kmの海域に生じており、宮城県、岩手県等を中心として若干の被害をもたらした。この地震が前震と云えるかどうかは確かではないが、しかしながら、気象庁によればこの地震発生以後は、月数回程度以上の有感地震が発生したと云うことであり、少なくとも前兆現象としてみなして差し支えはないものと思われる。

本震の直前に生じた地震としては、本震の約8分前にマグニチュード5.8の地震があり、大船渡、宮古において震度3の弱震を記録した。

(2) 震前震後の気象

本地震により最も災害の激しかった宮城県における震前震後の気象は概略次のとおりであった。

6月全般の気温は平年に比べてやや高目であり、降雨量は平年並みかもしくは多目であった。

地震が発生した6月12日を中心に、震前震後の10～14日の気温および降雨量に着目すると、気温は平年に比べて2～5℃高く降雨量は平年並みの0～5mm/日であった。

(3) 災害の概況

本地震によって、東北4県、宮城・岩手・福島・山形を中心とした広範囲に亘る災害が発生した(開東の一部にも若干の被害が生じた)。最大の被災地となったのは宮城県であり、28名の人命を失うとともに莫大な損害を被ることとなった。仙台市においては、産業施設等の被災による陸・海域の汚染が生じ、建築物が倒壊し、交通施設・ガス施設・水道施設・電力施設・通信施設などのライフライン施設が被災し、都市の機能が一時完全に麻痺すると云う事態が発生した。しかしながら、幸いにも関係機関の努力によって大きな混乱は喰い止められた。

なお、ブロック塀の倒壊による人命の損失、人体の傷害、産業施設の被災による環境汚染などは、今後の災害対策上考慮すべき事項と思われる。

(4) 有史以来の金華山沖における被害地震の発生状況

有史以来、金華山沖には、マグニチュード6.2以上の被害地震が合計12回発生してきている。これらの被害地震のうち最も古い地震は1616年の元和の地震である。この地震以後は、約20～40年ごとに、ほぼ1回の割合で被害地震が発生してきている。

これらの地震のマグニチュードに関しては、マグニチュード7.4、7.6、7.7が各2回ずつ生じており、1936年(昭和11年)の金華山沖地震は震央、マグニチュード共にほぼ今回の地震と同じであった。

なお、これらの地震の震央の点在する金華山沖は日本海溝の日本列島側のブロックであり、平

常時から地震活動が盛んな地域である。しかしながら、過去5年間にマグニチュード6以上の地震が24回発生したうちの被害地震となったのは、本年2月の地震と今回の地震のふたつのみである。

(5) 地形・地質の概況

仙台平野は太平洋に面しており、そこへ北から旧北上川、鳴瀬川、七北田川、名取川、阿武隈川が流入している。海岸部には浜堤と云われる砂洲が、沿川には自然堤防と云われる砂礫の堆積がみられる。

仙台平野北部の北上、鳴瀬の両河川の河口部一帯は、河口が台地で狭窄され内陸部に氾濫原が発達し、扇状地性低地が形成されている。

仙台市の地形は大別して、丘陵地帯、段丘地帯、平野地帯からなっている。1601年(慶長6年)伊達政宗が開府した当時は青葉山台地(標高120m)に城郭を築き、段丘地帯に武家屋敷を配し、田畠は平野地帯の低湿地を避けて耕作させたと云われている。

現在でも市の中心街は段丘地帯にあるが、最近の急激な開発の余波を受け海岸寄りの低湿地ならびに丘陵地帯の地氾りの生じやすい地域にも住区が広がっている。

一方、仙台市とその周辺(つまり宮城県)の地質は大別して4つになる。

i 県東部の牡鹿半島から陸中海岸沿いの南部北上山地を形成する中生層、古生層からなる古い地層の地域。

ii 県南部の阿武隈山地の北端の角田、丸森地域の花崗岩を主体とする古い地層の地域。

iii 県西の脊梁山脈を覆う堆積岩と火山岩類からなる新第三紀の地層の地域。

iv 北上川をはじめ6河川が流下する仙台の沖積平野。

仙台市の丘陵地のほとんどは新第三紀に堆積した凝灰岩・砂岩・礫岩・泥岩などの軟岩からなっており、他は安山岩類などの硬い火山岩からなっている。また丘陵地の表面は第四紀洪積地の火山活動に由来するロームによって覆われている(青葉山)。

段丘は市内を流れる七北田川、名取川、その支川の広瀬川に沿って発達している。これらの河岸には固結した礫が堆積し、2～3段の段丘をなしている。

低地の平野には、未固結および半固結の堆積物が分布しており、表層は未固結の沖積層、下部は半固結の洪積層である。この下に第三紀層があり、地表からの深度は20～40mであるが、名取川の埋積谷付近では60mに達する。

浜堤や自然堤防では標準貫入試験のN値が10～30であるが、その背後の低湿地には泥炭、シルトなどが堆積しており、N値は5以下である。

段丘地帯と平野地帯を分けて長町～利府構造線があり、破碎帯となっており、これを境に地形地質が著しく異なっている。

1.2 人的被害および物件損害

(1) 概 況

本地震による人的被害および物件損害は、震源が宮城県沖と云うことでもあり、宮城県を中心とした東北4県に集中し、死傷者1万余人および物件損害額2000億円以上となった。

宮城県では人口10万人当たり約150億円、岩手県、福島県、山形県では、それぞれ約3億円、約1億円、約0.3億円の損害を被った。

東北4県に生じた物件損害の推算額を表1-1に示しておく。

(2) 人的被害

今回の地震による東北4県の人的被害は死者28人、負傷者11,004人である。死者および負傷者の内訳は表1-2に示すとおりである。主な原因は建築物、ブロック塀、石塀、門柱などの倒壊および落下物等によるものであったが、死者の約60%がブロック塀、石塀、門柱などの倒壊によるものであり、今回の地震によって生じた人的被害に関して特筆すべきことである。

(3) 建築物の被害

今回の地震による建築物の被害は、主として仙台平野ならびに阿武隈川上流の福島盆地に生じた。特に仙台平野では北上川下流の築館町、瀬峰町、米山町、南郷町等の周辺地域で、住家被害率50%以上を示し、さらに広瀬川下流の泉市、仙台市では25%以上を示した。

これらの被害の大半は木造住家の被害である。特に仙台市では、老朽化した木造家屋が沖積地盤上において倒壊すると云う被害があった。また、仙台市周辺では、新興住宅地の地形の急峻な箇所および造成地に被害が集中し、これらの区域では、今後、降雨による二次災害が憂慮されている。

なお、火災は12件発生したが、そのうち東北大学理学部研究棟および東北薬科大学研究室および仙台市ガス局低圧ホルダーから出火したものが炎上火災となった。

(4) 医療・衛生施設関係の被害

医療・衛生施設関係の被害は宮城県、岩手県、福島県に生じており、山形県には生じなかったようである。

被災した医療・衛生施設は、主として公・私立の病院および診療所、医療機器、し尿棟などである。

(5) 商工関係の被害

商工関係の被害は東北4県の直接損害額のうち最も大きな割合を占めている。そのうち、宮城

表1-1. 東北4県を合計した推算損害額

被害区分	推算損害額(千円)	備考
〔直接損害額〕	275,725,326	
建築物	79,239,128	
医療衛生施設関係	3,618,040	
商工関係	96,853,864	
農林水産関係	19,307,776	
文教施設関係	9,456,640	
治山・治水施設関係	14,237,936	
交通施設関係	22,572,113	
水道施設関係	1,744,948	
ガス施設関係	947,000	
電力施設関係	3,116,862	
通信施設関係	871,582	
下水道関係	838,453	
公園関係	97,667	
その他の施設関係	22,823,317	消防用貯水槽等
〔間接損害額〕	不明	
商工関係	〃	営業不能等による
農林水産関係	〃	耕作不能等による
建設製造関係	〃	操業中断等による
その他	〃	
総計	275,725,326(千円)	

注) 宮城・岩手・福島・山形の各県の消防々災課の資料による。

表1-2. 東北4県の人的被害の内訳

人的被害の区分			宮 城	岩 手	福 島	山 形
区 分	死 者		27 (人)	0 (人)	1 (人)	0 (人)
	負傷者	重 傷	262 (人)	0 (人)	3 (人)	0 (人)
		軽 傷	10,700 (人)	11 (人)	27 (人)	1 (人)
	行 方 不 明		0 (人)	0 (人)	0 (人)	0 (人)
合 計			10,989 (人)	11 (人)	31 (人)	1 (人)

県の占める割合はほぼ100%にちかく、中でも経済の中核である仙台市に集中しているのが目立つ。

被害の内訳としては商工施設の被害、商品被害、そのほか設備機械等の損傷などが上げられる。

(6) 農林水産関係の被害

農林水産関係の被害は東北4県の直接損害額の7%を占めており、商工関係、建築物、交通施設関係、その他の施設関係に次いで大きな被害となっている。

農業関係の被害では建築物の被害と同様、軟質な沖積地盤上において農耕地、農作物、等の埋没がみられた。また、溜池、水路、頭首工等の農耕施設にも被害があり、畜産、養蚕などにも若干の被害が生じた。

一方、林業関係では、林産施設の損壊、林道施設の路面欠損および亀裂、法面崩壊等が主な被害として上げられている。

さらに、水産関係では、閑上・塩釜・石巻・大船渡・陸前高田・釜石・相馬の各漁港が被災し、岸壁、護岸等の漁港施設に被害をもたらした。そのほか、主な被害としては、宮城県における水産施設、養殖関係の損害が約14億円計上されている。

(7) 文教施設関係の被害

文教施設関係の被害は、主として学校の被害である。国公・私立別では圧倒的に国公立が多く、小・中・高別では小学校および高校が圧倒的に多いのが目立つ。また、電気および都市ガスの供給停止ならびに給食設備の被害によって、小学校および中学校合せて143校が約1週間の給食停止を余儀なくされた。

(8) 治山・治水施設関係の被害

治山・治水施設関係の被害は、主として河川堤防、砂防施設、海岸施設関係の被害である。特に地震発生が降雨の多い時期であったために、河川堤防および砂防施設などにおいては、早急に復旧措置が講ぜられた。

宮城県の推算損害額は約137億円であり、岩手県の約3.1倍、福島県の約14.4倍となっている。

(9) 交通施設関係の被害

東北4県の陸上交通施設および海上交通施設の推算損害額は表1-3に示すとおりである。この表には、東北縦貫自動車道関係と国鉄関係の推算損害額のほか、仙台港および石巻港関係の推算損害額が含まれている。

表1-3. 交通施設関係の被害

区 分	被害件数	損害額	備 考
道 路	2317 (ヶ所)	5,614,184 (千円)	
橋 梁	252	5,817,009	
鉄 道	—	6,377,883	
港 湾	89	4,000,872	
そ の 他	—	762,165	
計	—	22,572,113 (千円)	

(10) 水道施設関係の被害

水道施設関係の被害は、主として宮城県内の導送水施設、浄水場および配水施設関係の被害である。中でも仙台市およびその周辺地域における導水および配水管に被害が目立ち工業用水および飲料水などの給水に支障をきたした。

今回の地震による導水管および配水管の被害の特徴としては、仙台市周辺の新興住宅地において、地層の変化部に埋設された導水管および配水管において折損被害が多いことが上げられており、これに関しては今後原因究明が待たれているところである。図1-2には、仙台市における導水管および配水管の被害分布図を示してある。

また、表1-4には東北4県の県別の推算損害額、図1-3に宮城県の市町村別損害額の分布、表1-5に仙台市の施設別損害額を示す。

表1-4. 水道施設関係の被害

区 分	被害件数	損害額	備 考
宮 城	— (ヶ所)	1,733,399 (千円)	
岩 手	14	10,105	
福 島	—	0	
山 形	2	1,444	
計	—	1,744,948 (千円)	

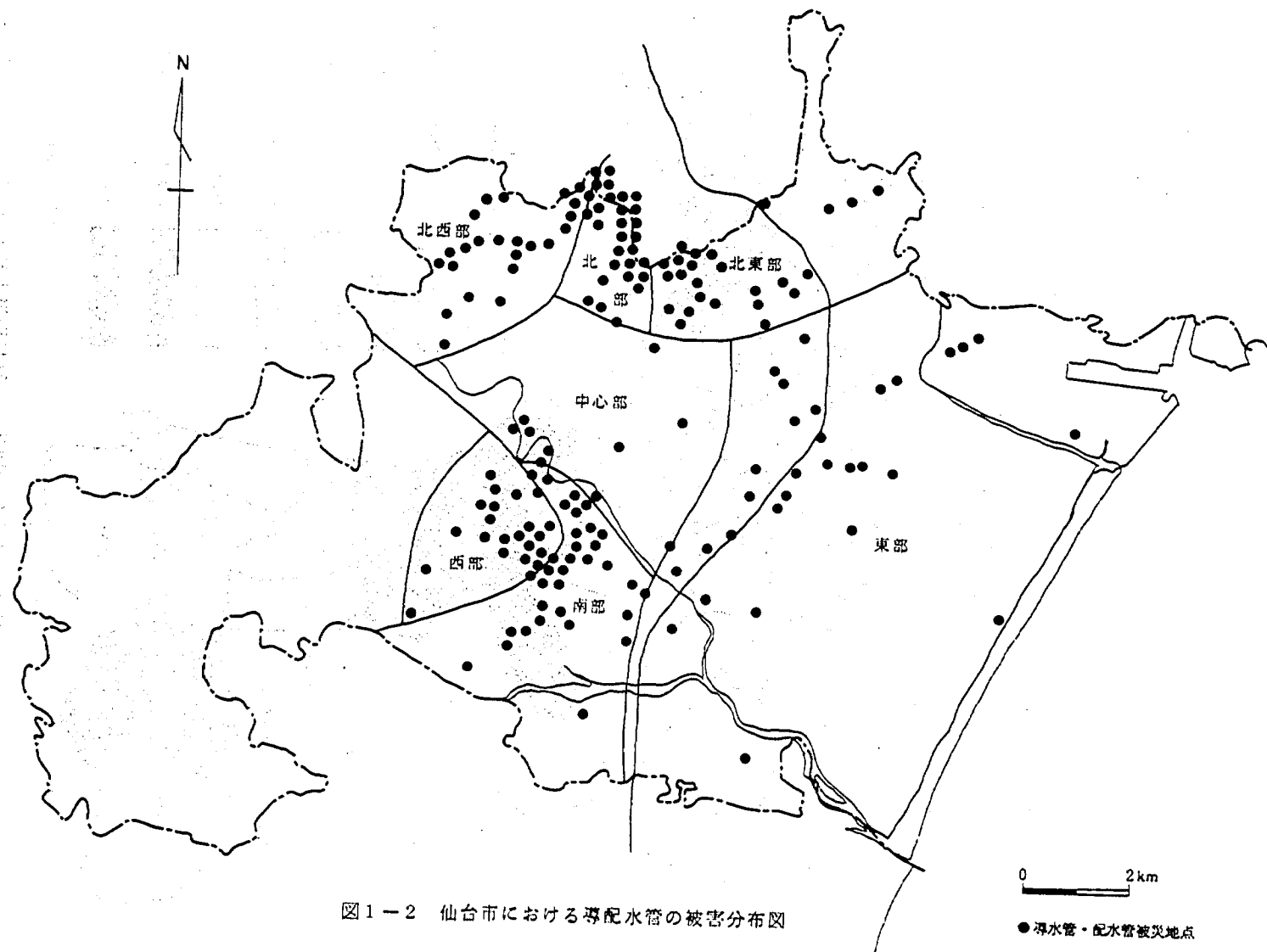


図1-2 仙台市における導配水管の被害分布図

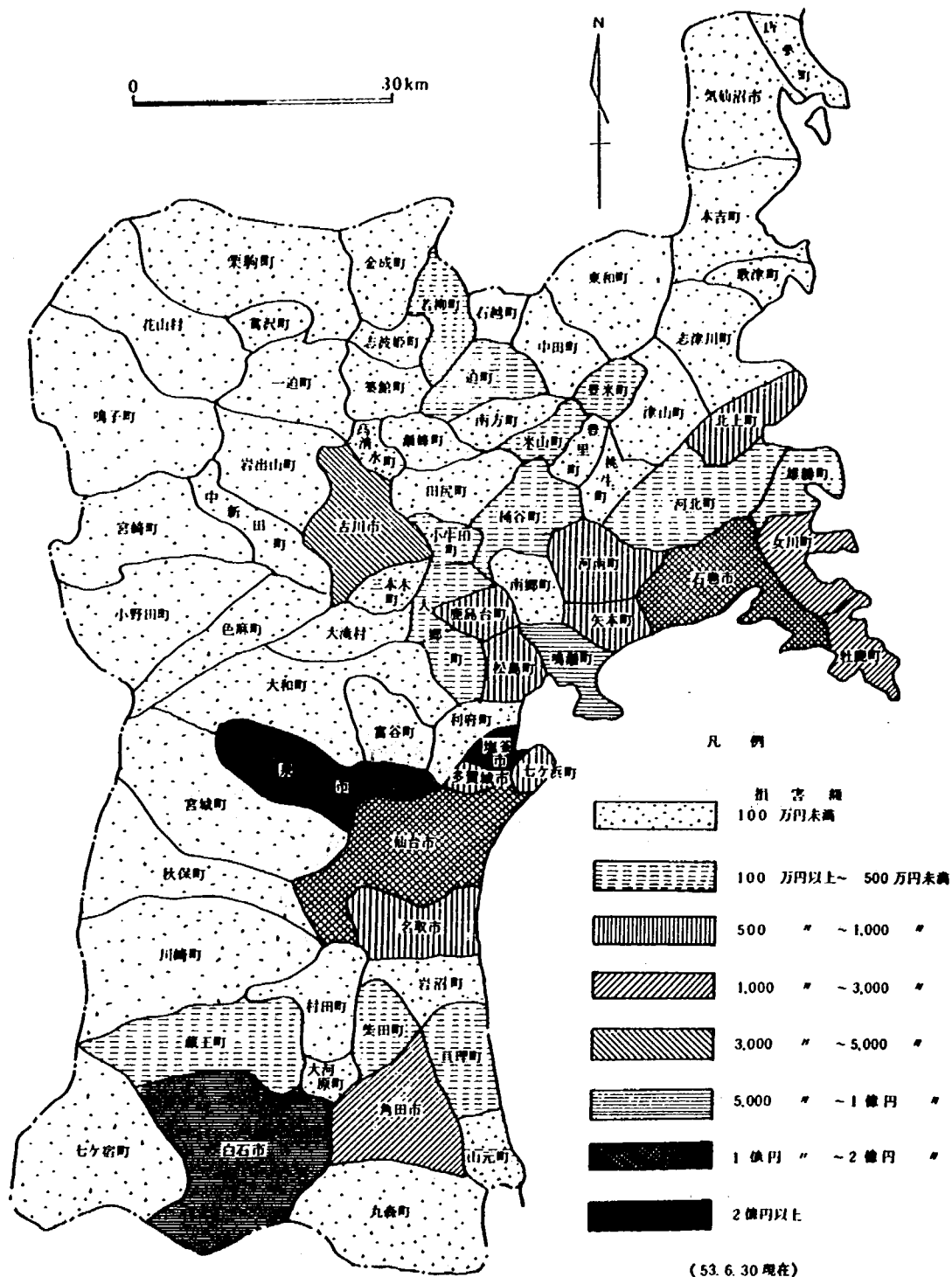


図1-3 宮城県の水道施設関係の市町村別損害額の分布図

表1-5. 仙台市水道施設関係の施設別損害額

区	分	損 害 額
取水・貯水施設	釜房ダム取水塔他	800 (千円)
	青下水源池	1,000
	小 計	1,800
浄水施設	茂庭浄水場	9,100
	国見浄水場	2,200
	中原浄水場	1,100
	小 計	12,400
配水所施設	安養寺配水所	23,000
	中山第三貯水槽	8,000
	国見ポンプ所, 第二貯水槽	600
	中山, ひより台, 日本平, 北赤石貯水槽	1,800
	大年寺山配水所無線設備	
	小 計	33,400
配水管	広瀬川水管橋	7,600
	七北田川水管橋(上水・下水・ガス共同)	50,700
	七北田川, 梅田川水管橋	3,400
	配水管	36,400
	配水管布設替費	13,300
	小 計	111,400
給水施設	給水管	4,200
	給水装置	9,400
	小 計	13,600
建物	庁舎	4,000
	器材試験所, 資材倉庫	1,000
	修繕連絡所	300
	小 計	5,300
その他	被害に伴う漏水調査委託	56,000
	臨時給水のため業者依頼費	2,100
	職員の超過勤務手当	14,000
	燃料, 食糧費, その他経費	5,000
	小 計	77,100
合	計	255,000

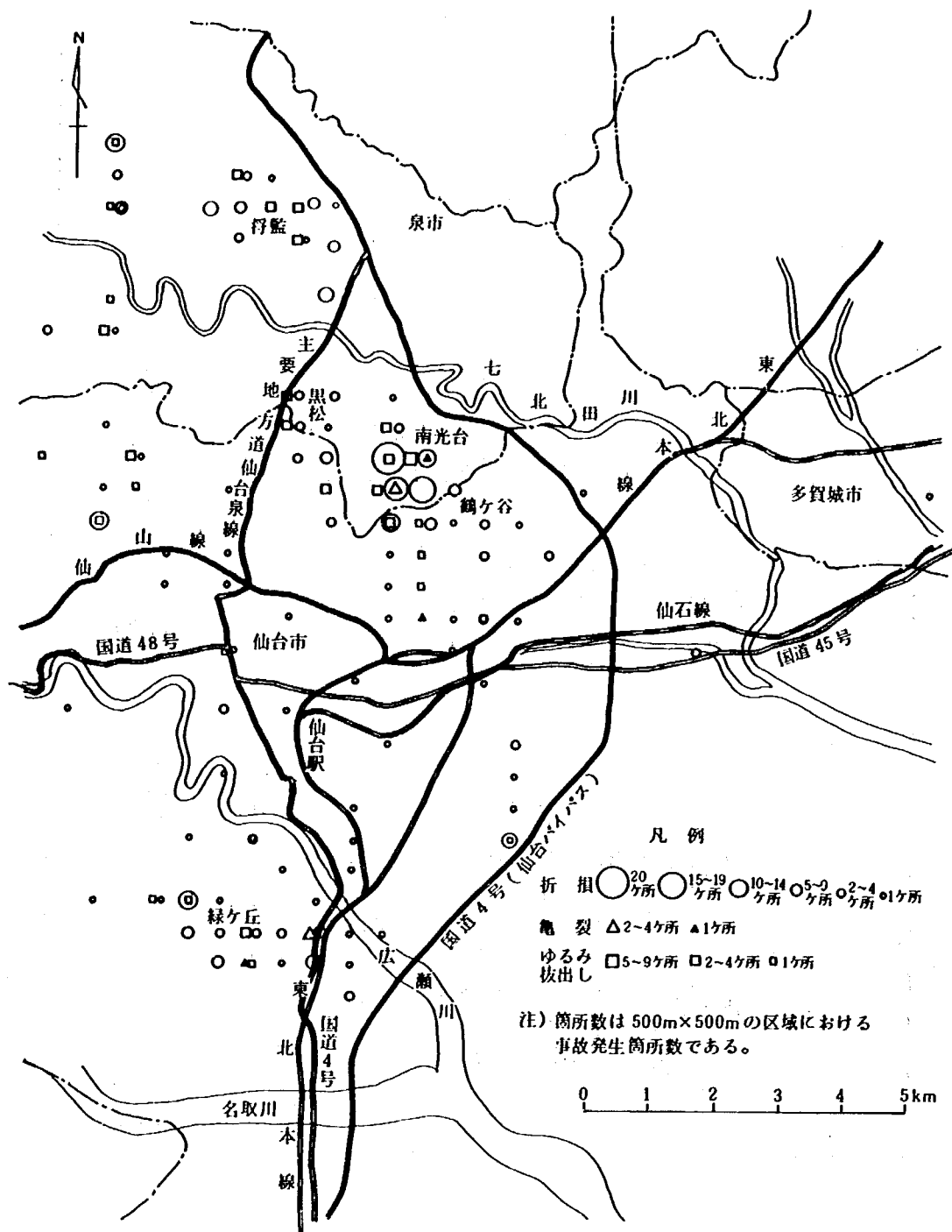


図1-4 ガス供給管・内管の被害分布図

表1-6. ガス施設関係の被害

県 名	被 害 件 数	損 害 額	備 考
宮 城	190 (ヶ所)	947,000 (千円)	
計	190 (ヶ所)	947,000 (千円)	

(11) ガス施設関係の被害

ガス施設関係の被害としては仙台市、石巻市、塩釜市のガス供給施設および配管系の被害が主なものであった。仙台市ではガス製造施設原町工場ของガスホルダー（容量17,000 m^3 ）が倒壊・炎上したほか、仙台市周辺の南光台、鶴ヶ谷、緑ヶ丘の各新興住宅地の低圧ガス本文管および供給管・内管に被害が集中した。これらの被害分布は図1-4に示すとおりである。

なお、水道の導水管および配水管もこのような箇所において被害が集中しており、今後の原因の究明とともにこれらの地域の埋設管に対する補強対策などが望まれている。

宮城県ของ推算損害額は表1-6に示すとおりである。

(12) 電力施設関係の被害

電力施設関係の被害は、主として火力発電所および変電所の被害であった。地震直後は東北電力管内で68万1600戸が停電し、その内訳は宮城県41万9100戸、福島県16万3000戸、山形県9万5800戸、岩手県5万8600戸等であった。推算損害額で宮城県に次ぐ被害を被った岩手県の停電戸数が以外に少ないことが目立つ。表1-7に宮城県内の火力発電所および変電所の被害状況を示す。

(13) 通信施設関係の被害

通信施設関係の被害は、日本電信電話公社の通信設備および局舎等の被害が主なものであった。通信設備関係の被害としては宅内設備および線路関係の被害が上げられる。また、東北電気通信局関係の被災した局は合計67局に及ぶが、そのうち東北4県の内訳は、宮城県25局、岩手県13局、福島県12局、山形県7局であり、全体の85%を占めている。

現在、今後の地震による軟質地盤上を通る直埋同軸ケーブル等の震災対策等について検討が進められている。

なお、表1-1の推算損害額のうち、局舎関係の推算損害額は約1.5億円と見積られている。

表1-7. 宮城県の火力発電所・変電所の被害

(II) 発 電 所

	発 電 所 名	最 大 力 (KW)	停 止 力 (KW)	水 電 力 量 (KWH)	被 害 状 況	事故発生 の 日 時
火 力 発 電 所	仙台火力 1号機	175,000	(停止中)	—	○汽 缶 関 係 ボイラー本体振れ止め装置の変形 主要配管振れ止め装置破損 補助蒸気配管ハンガー外れ ○汽 機 関 係 冷却水配管の破損 ○電 気 関 係 主要変圧器中性点用避雷器破損 起動用変圧器中性点用 “ ” 碍子洗浄用配管破損 開閉所操作空気配管破損 ○各ユニット共通設備 汽缶用水配管の破損 構内地盤一部不等沈下 配管保温材一部剥離	6/12 17:14
	仙台火力 2号機	175,000	107,000	—	○汽 缶 関 係 ボイラー過熱器管列の乱れ 主要配管振れ止め装置破損 低圧重油ポンプケーシング破損 ○汽 機 関 係 復水器補給配管破損 ○電 気 関 係 主要変圧器中性点用避雷器破損 154KV ABB 破損	6/12 17:14
	仙台火力 3号機	175,000	125,000	—	○汽 缶 関 係 ボイラー過熱器管列の乱れ 主要配管振れ止め装置破損 ○汽 機 関 係 主機軸受損傷 循環水ポンプ用モータスラストメタル損傷 ○電 気 関 係 154KVABB, 154KVLS, 154KV母 線 LAr 破損 起動用変圧器中性点用避雷器破損 主要変圧器用架空線引窗碍子破損	6/12 17:14
	新仙台火力 1号機	350,000	270,000	—	○汽 缶 関 係 吊下型過熱器クリーニングスパーサー 管破損 吊下型再熱器 “ ” ボイラー本体振れ止め装置の変形 主要配管振れ止め装置破損	6/12 17:14

火 力 発 電 所					○各ユニット共通設備 構内地盤の一部不等沈下 変圧器類噴霧消火配管変形 配管保温剤の一部剥離	
	新仙台火力 2号機	600,000	定期 点検中 (200,000 で試運 転中)	—	○汽 缶 関 係 後部煙道左側壁管破損 板型水冷型クリーニングスパーサー管 変形 ボイラー本体振れ止め装置の変形 主要配管 “ ” の破損 空気予熱器軸受ストッパー破損	6/12 17:14
	計	1,475,000	502,000	—		
	合 計	1,507,400	510,200			

(2) 変 電 所

変電所名(電圧)	容 量	被 害 状 況	事故発生 の日時																																								
仙 台 (275KV)	700 MVA	275 KV 主要変圧器ブッシング損傷 2 台 154 KV “ LTC “ 1 台 275 KV GCB 損 傷 3 台 275 KV ABB 損 壊 3 台 275 KV CT 損 傷 10 台 275 KV LAr 損 壊 6 組 275 KV LPD 損 傷 3 台 275 KV LS 損 傷 2 台 154 KV LAr 損 壊 2 組 154 KV ABB 損 壊 3 台 66 KV ABB 損 壊 3 台 他	6/12 17:14																																								
宮 城 (275KV)	714 MVA	275 KV 主要変圧器LRバッシング損傷 2 台 154 KV ABB 損 傷 1 台 他	6/12 17:14																																								
そ の 他 (154KV 以下一括)	1737.5 MVA	被害数は次表のとおり <table border="1"> <thead> <tr> <th>電 圧</th><th>154KV</th><th>66KV以下</th><th>計</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>設 備</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>変 圧 器</td><td>2 台</td><td>6 台</td><td>8 台</td></tr> <tr> <td>ABB</td><td>1 2 台</td><td>3 台</td><td>15 台</td></tr> <tr> <td>PCB</td><td>—</td><td>2 台</td><td>2 台</td></tr> <tr> <td>VCB</td><td>—</td><td>1 台</td><td>1 台</td></tr> <tr> <td>CT</td><td>10 組</td><td>1 組</td><td>11 組</td></tr> <tr> <td>LAr</td><td>6 組</td><td>—</td><td>6 組</td></tr> <tr> <td>LS</td><td>1 台</td><td>2 台</td><td>3 台</td></tr> <tr> <td>そ の 他</td><td></td><td>SC 1 台</td><td></td></tr> </tbody> </table>	電 圧	154KV	66KV以下	計	設 備				変 圧 器	2 台	6 台	8 台	ABB	1 2 台	3 台	15 台	PCB	—	2 台	2 台	VCB	—	1 台	1 台	CT	10 組	1 組	11 組	LAr	6 組	—	6 組	LS	1 台	2 台	3 台	そ の 他		SC 1 台		6/12 17:14
電 圧	154KV	66KV以下	計																																								
設 備																																											
変 圧 器	2 台	6 台	8 台																																								
ABB	1 2 台	3 台	15 台																																								
PCB	—	2 台	2 台																																								
VCB	—	1 台	1 台																																								
CT	10 組	1 組	11 組																																								
LAr	6 組	—	6 組																																								
LS	1 台	2 台	3 台																																								
そ の 他		SC 1 台																																									
合 計 (18ヶ所)	2451.5 MVA																																										

表1-8. 下水道関係の被害

区 分	被害件数	損害額
管 路 施 設	60 (件)	578,332 (千円)
ボ ン プ 場 施 設	19	142,231
処 理 場 施 設	23	52,245
そ の 他	4	65,645
計	106 (件)	838,453 (千円)

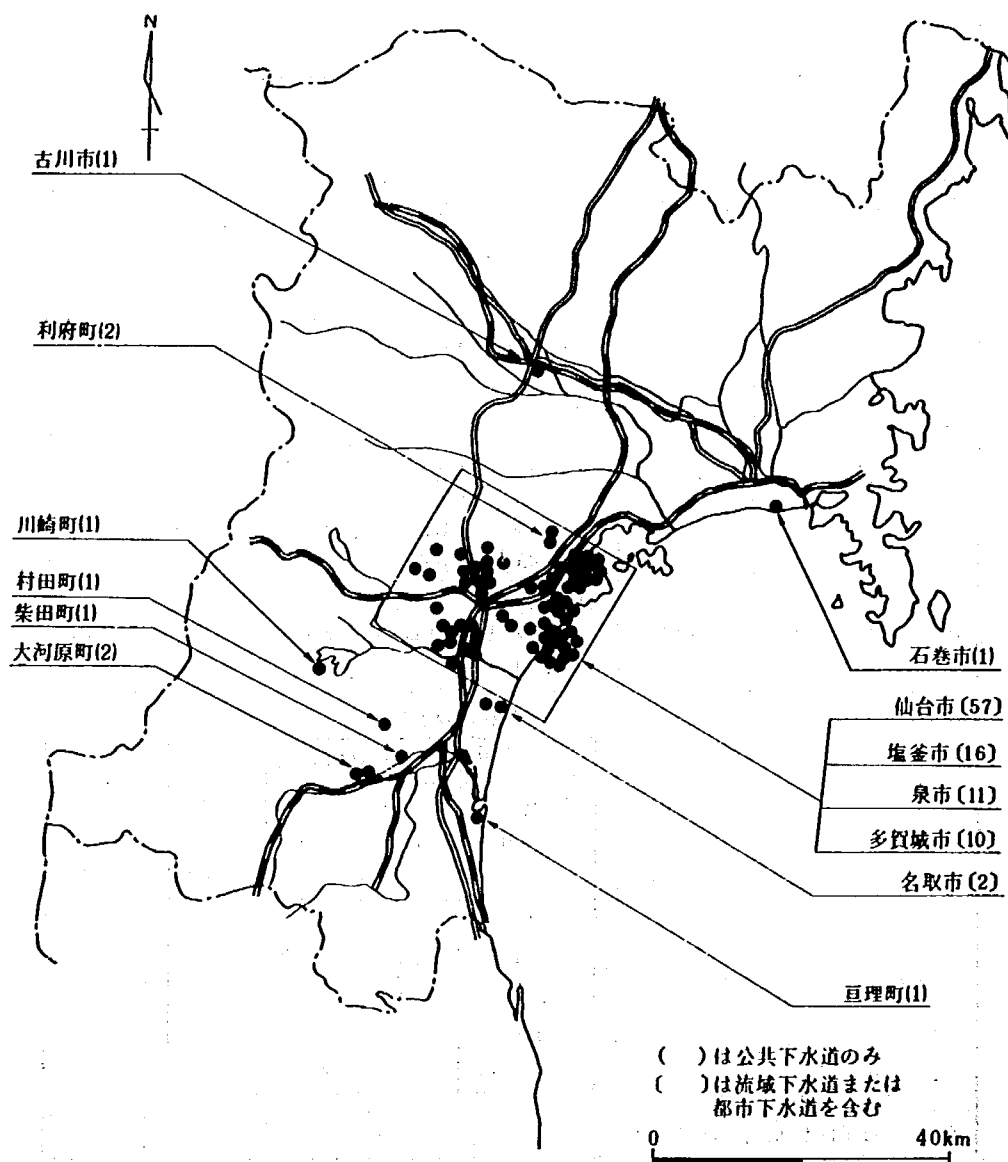


図1-5 下水道関係の被害分布図

(14) 下水道関係の被害

下水道関係の被害は主として仙台市、塩釜市、泉市、多賀城市における管路施設、処理場施設、ポンプ場施設等の被害であった。これらの被害分布図を示せば図1-5に示すとおりである。

また、表1-8には、これら施設の推算損害額を示す。

(15) 公園関係の被害

陸中海岸国立公園松島のこけし島の損壊、宮古・陸前高田の展望台および宿泊施設等の推算損害は、前述の表1-1に示したとおりである。

(16) そのほかの施設関係の被害

県庁舎、市町村庁舎、警察庁舎、消防用貯水槽および備品等の推算損害額は、前述の表1-1に示したとおりである。

1.3 間接損害

(1) 商業関係

企業の商工施設などの被災により営業不能等による間接損害が考えられる。

(2) 農林水産関係

農林施設の損壊、石油の流出による海上汚染、閉上・塩釜・石巻の各漁港の被災による使用調整などによって、耕作不能、林産物の減、水産物の減、および漁獲水揚量の縮少といった間接損害が考えられる。

(3) 建設・製造関係

建設関係の間接損害は、通常、建設会社等の被災による従業員の解雇などが考えられる。しかしながら、今回の地震では、逆に景気が上昇したとのことでもあり、マイナスの損害であるか否かも不明である。

製造関係の間接損害は、エネルギー施設等の被災による操業中断等によるものと考えられる。

(4) その他

公共・公益部門および金融・保険等の間接損害については明らかではない。

1.4 地震防災対策に関して得られた教訓

(1) 被災状況の把握

災害直後には、おのおのの施設の管理者はそれぞれの施設の被災状況を掌握することに最大限の努力をはらうのが常である。今回の地震についても、各施設の管理者は出先機関等を通じて被災状況に関するデータの収集をおこなった。一部では通信施設の混乱によって情報の伝達に遅滞をきたしたものもあったが、おおむね円滑に情報の収集がおこなわれた。

これらの被災に関するデータは、災害復旧のために必要であり、後日において被害の解析をおこなううえでも重要な資料を提供する。

一方、本地震においてとくに問題となった都市施設の機能損失についても各方面で調査研究が進められているところであるが（例えば科学技術庁研究調整局による「1978年宮城県沖地震」に関する特別研究）、現在の段階では個々の施設の機能損失の実態が調査されたに留まっているようである。物件の被害については被害を金額表示することによる損害率というもので一応すべての被害を合算したり、相互比較することが可能であるが、機能損失についてもこれと同様な目的に使用できるような統一的な指標が示されることが望まれる。機能損失を評価する指標としては、影響を蒙った人口、機能停止時間、サービスの供給の低下などが考えられるが、これら単独の指標で十分に機能損失の度合を評価することは困難であろうと考えられ、今後の調査、研究に負うところが大きい。

(2) 機能の復旧

地震後の物資の輸送にとって道路は重要な機能をはたす。本地震の直後における道路機能は、一般道路の被災に加えて日本道路公団の管理する東北縦貫自動車道が地震による路面の沈下等のために閉鎖されたこともあり、地震後2～3日間は混乱が見られた。しかしながらこの道路機能の混乱は、物資輸送の面にはほとんど影響を与えなかった。被災地域における生活必需物資が欠乏するというような事態は発生しなかった。

「料金を徴収しない車両を定める告示」（建設省告示第683号、昭和46年4月14日）に示されているような、災害時における有料道路の無料開放という事態はおこらなかった。

仙台市のガス施設は地震発生後完全に機能が復旧するのに約1カ月間を要した。この大きな理由としてはガスという危険物が媒体であったこともあるが、ガス導管がすべて連続しており、すべての被災箇所での補修が終了するまでガスの供給が再開できなかったことも大きな要因である。

補修するために供給区域をおおむね8ブロックに分割し、各ブロックごとに補修を完了させて供給を再開するという方法がとられた。東京瓦斯株式会社では将来の地震に備えて、あらかじめガス導管をブロック化することを検討している。しかしながらこのような先行投資は少なからぬ費用を要するものであり、一概にあらゆる施設について、このようなブロック化が必要であるかどうかについては、検討を要する課題であろう。

今回の地震では電力施設にかなりな被害があったが、停電日数でみる限りでは機能損失の程度はあまり大きくなかった。しかし機能が停止している期間中は交通信号機が消えたり、非常電源設備のない水道のポンプ設備が機能しないなどの影響があった。電力はあらゆる都市施設のエネルギー源として用いられており、電力施設の機能停止による影響は非常に大きい。

(3) 震災経験の活用

二、三の例外を除いて地震による火災が発生しなかったことは、特筆される事項の一つであろう。この一つの理由として1978年2月20日に発生した地震($\lambda = 142^{\circ}12'E$, $\varphi = 38^{\circ}45'N$, $M = 6.7$)による軽度な事前体験の効果をあげる説もある。すなわち、2月20日の地震は、地震の際には火の始末をするということの実地の訓練であったというのである。

公共施設の耐震性のうえでも、日本電信電話公社は1968年の十勝沖地震の教訓を生かして、通信線の地下埋設管路を設計するさいに、ルート選定にあたっては地盤の悪い箇所や高い盛土区間をできるだけ避けるという配慮をしている。このことが通信線の被害を最小限度に留めたということができよう。

仙台市を中心に新しく造成された住宅地が多く被害を蒙った。住宅地は丘陵地を切り崩し、谷地を埋め立てて造成されており、その土質力学的な脆弱性については、県砂防課等関係機関による土質調査およびそれらの解析によって明らかにされつつある。しかしながら、これらの住宅地の所有者は地震によってはじめて自らの所有している土地の脆弱性を知らされたわけである。我国では地回り地域や急傾斜崩壊危険地域の指定はすでに行なわれている。また、洪水に対する危険度をあらかじめ住民に知らしめようとする施策が動きだそうとしているが、地震災害についてもこの種の施策が望まれるところである。宮城県地震災害復興対策室ではこの地震を機に県内の地震危険度に関するマイクロゾーニングについて検討を開始しているが、今後この種の研究を積極的におこない、かつその成果を住民に適切な方法で伝達する努力をする必要があろう。

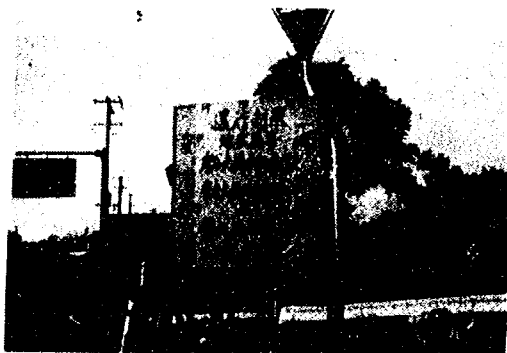


写真1-1 通行制限の標識



写真1-2 錦桜橋(北上川)ゲルバー部の落橋



写真1-3 千代大橋（広瀬川）第6橋脚
コンクリートの亀裂及び剥離状況



写真1-4 橋脚のクラック状況
江合橋（江合川）



写真1-5 石巻市
仙台線の道床の沈下の復旧



写真1-6 石巻市 配水管
ドレッサー伸縮Ⅱ型継手離脱

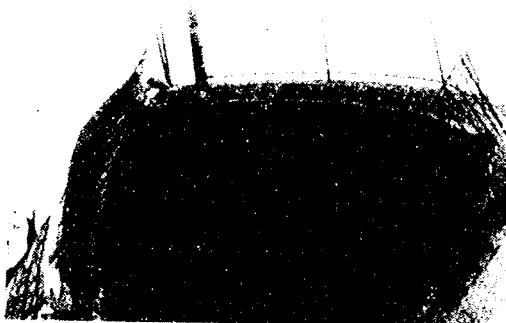


写真1-7 鳴瀬町
配水塔の崩壊



写真1-8 仙台市内 配水管の被害により
浸水した国道286号

2. 1980年10月10日エル・アスナム（アルジェリア）地震におけるライフライン施設の被害と復旧

アルジェリアには、12月1日～11日の間滞在し、アルジェリア政府の高等教育省関係専門家（地震学、地理学等）や住宅省関係専門家との意見交換、ヘリコプターによる状況調査、エルアスナム市内及び近郊での地盤、建物の振動特性測定などを行い、被害実態、要因、復旧及び再建方策について調査・技術協力を行った。

2.1 地震諸元

発生日時：1980年10月10日(金) 午後00時25分

震源：N36°15′, E01°25′, H=10km (Fig 2-1参照)

震源地：エル・アスナム市

マグニチュード：M=7.5

最大の余震：同日午後03時40分, M=6.4, 余震域はFig 2-1を参照のこと。

2.2 災害の概況

今回の地震は、アルジェリアの北辺中部の内陸部に発生したいわゆる直下型の地震で、震源が浅いためエルアスナム市（人口12万5千人）を中心に局地的に大きな被害をもたらした。

エルアスナム市には約1万棟の建物があったが、そのうち約8千棟が何らかの被害をうけたと言われている。この約8千棟を被害の程度によって分類すると、使用可能なもの20%、使用不能なもの40%、さらに今後詳細な診断を要するもの40%となっている。

河川、ダム、水門、道路などについては、地方道で6箇所の落橋があり、更に6橋が被災したが、交通に大きな支障はみられなかった。また、下水道、電話、都市ガスについては、いずれも放棄せざるを得ないほどおびただしい被害を蒙った。

なお、死者（遺体処理数）2,590人、負傷者8,252人で、家を失った人々は現在市街地内及び郊外の空地でテント生活を送っている。

2.3 被災の要因

- 直下型地震であったため、地震規模（アルジェリア地震は、宮城県沖地震程度）に比して、地震動が大きかった。
- 古い低層の住宅には、レンガ造や石造のものが多く、これらは構造的に粘りがなく、ほとんどのものが被害をうけた。
- 鉄筋コンクリート造の近代的建物も、(1)屋根及び床の重量に比して一般に柱の断面が小さく、

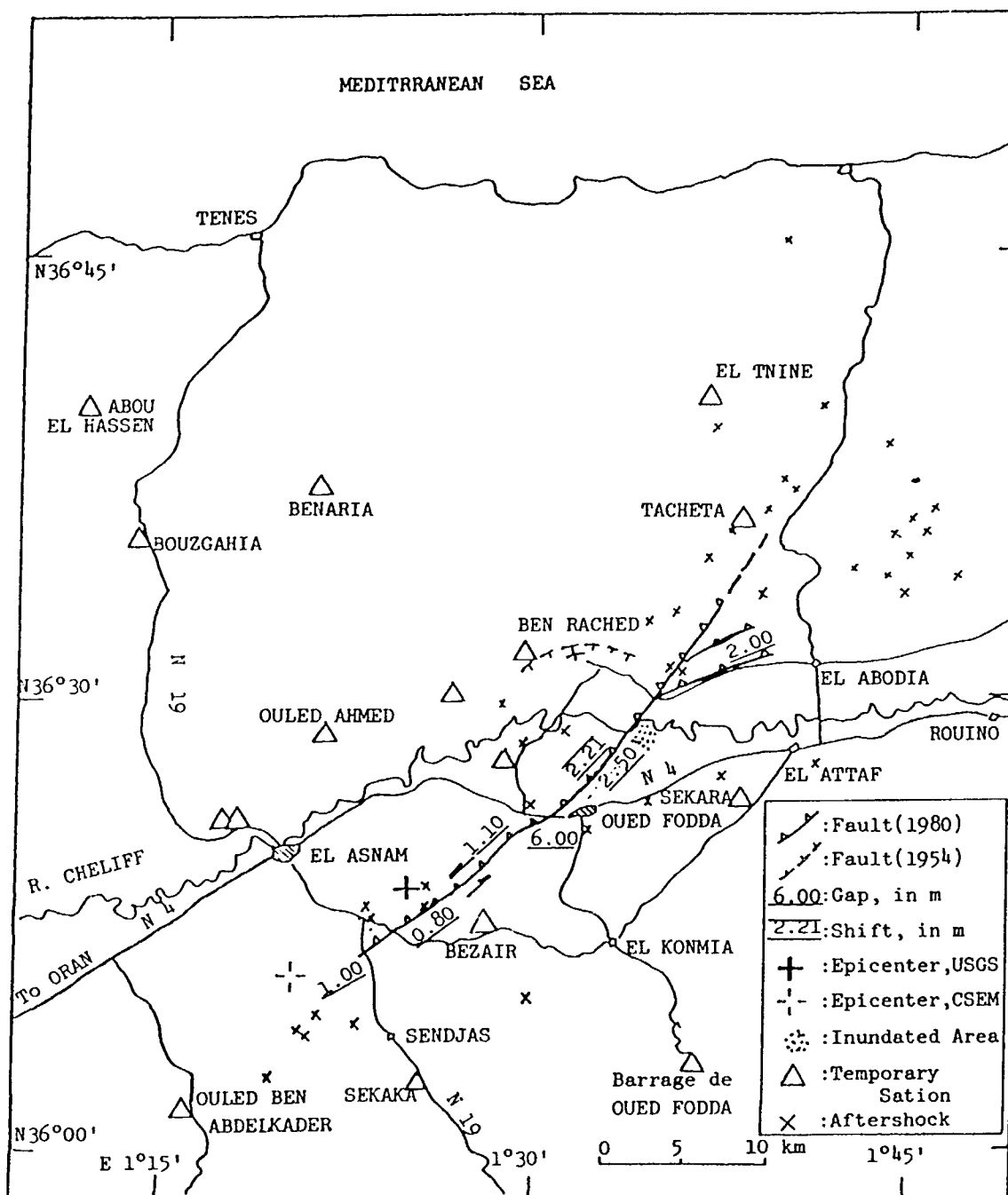


Fig 2 -1 EL ASNAM EARTHQUAKE OF OCTOBER 10TH, 1980, M=7.5

ピロティ型式のもの、柱が短柱状のもの、壁の少ないものあるいはその配置の偏っていたものは例外なく大きな被害をうけた、ii) 柱と梁の接合部における配筋方法、コンクリートの打継ぎ方法等が不備なため柱の上端部または下端部に被害が集中的に発生した、といったように耐震性の確保に問題があった。

○ ライフラインは建物の崩壊による拠点施設の被災によって、その機能が失なわれた。



写真2-1 エル・アルナム市シェリフホテル跡



写真2-2 エル・アスナム市シェリフホテル跡

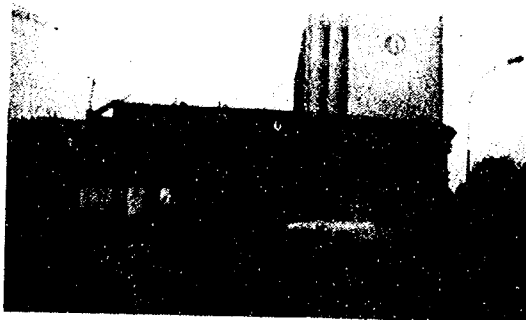


写真2-3 製粉工場



写真2-4 ウェッド・ホッダ市地震断層

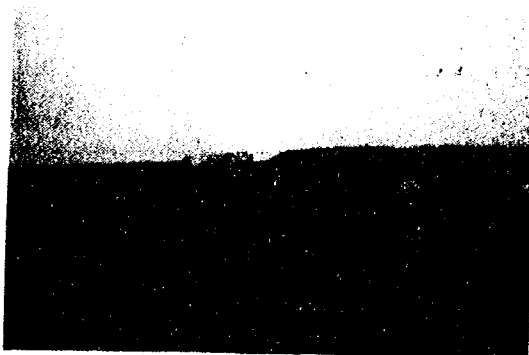


写真2-5 ウェッド・ホッダ市地震断層



写真 2-6 ウェッド・ホッダ市地震断層

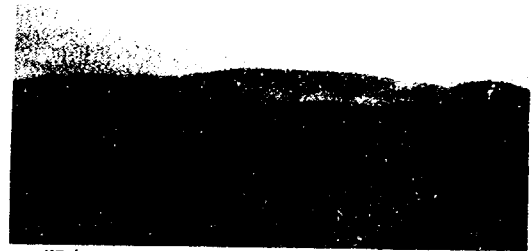


写真 2-7 ウェッド・ホッダ市地震断層



写真 2-8 ウェッド・ホッダダム

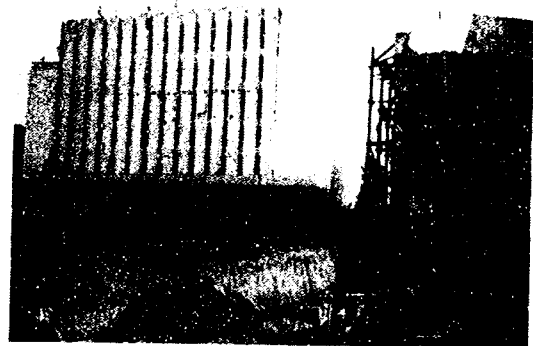


写真 2-9 製粉工場裏手



写真 2-10 シェリフホテル前庭

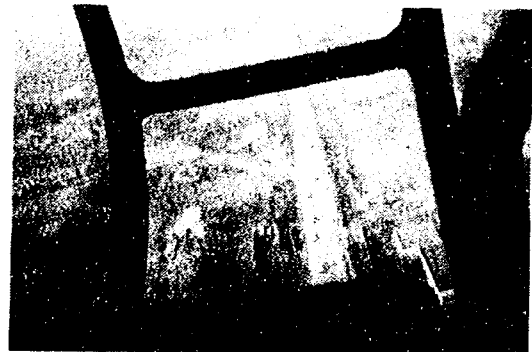


写真 2-11 センジャス市



写真 2-12 センジャス市

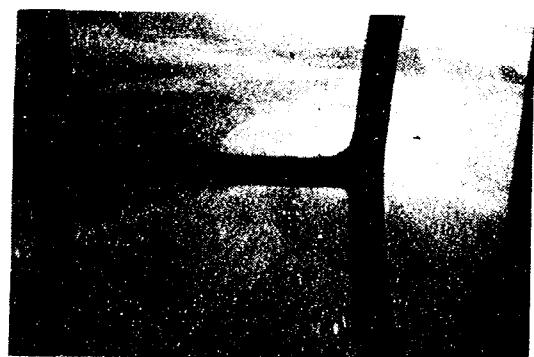


写真 2-13 ウェッド・ホッダ地震断層

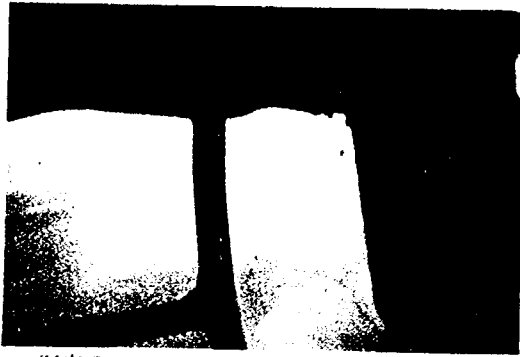


写真2-14 ウェッド・ホッタ地震断層

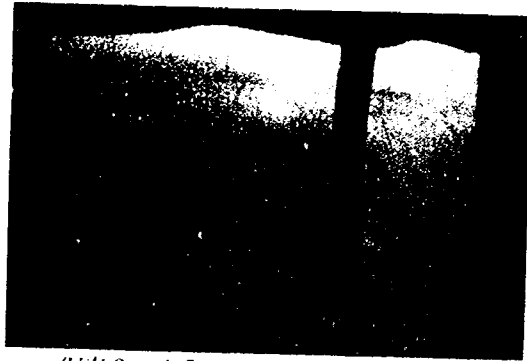


写真2-15 ウェッドホッタ地震断層

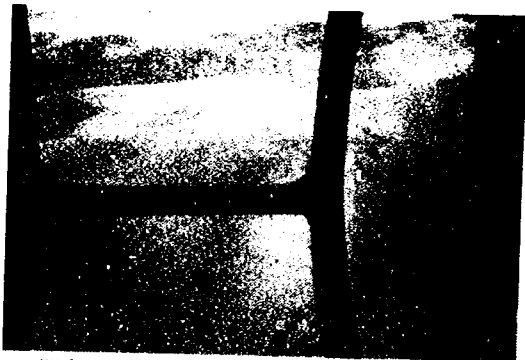


写真2-16 エル・ラシッド地震断層



写真2-17 エル・ラシッド地震断層



写真2-18 エル・ラシッド地震断層



写真2-19 エル・アスナム市シェリフ川
に架る橋

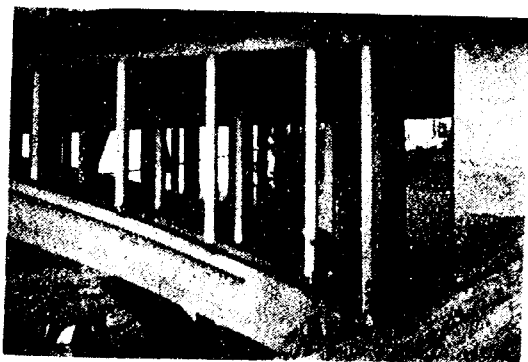


写真2-20 エル・アスナム市シェリフ川
に架る橋の垂直材の損傷

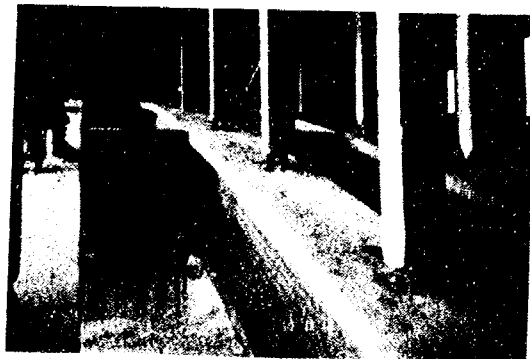


写真2-21 エル・アスナム市シェリフ川
に架る橋の垂直材の損傷

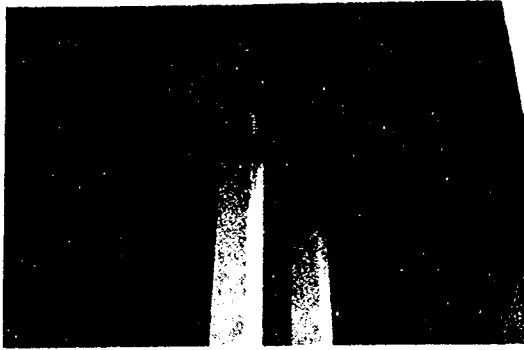


写真2-22 スラブ



写真2-23 対傾構の損傷



写真2-24 支柱の損傷



写真2-25 エル・アスナム市新築中の
2階建家屋群の被害



写真2-26 エル・アスナム市弾性波速度
測定 (PS-5)



写真2-27 エル・アスナム市地区視察官



写真2-28 5径間PC橋

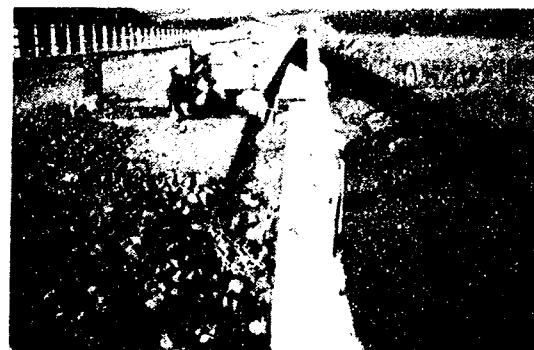


写真2-29 5径間PC橋端の横移動
(計50cm)

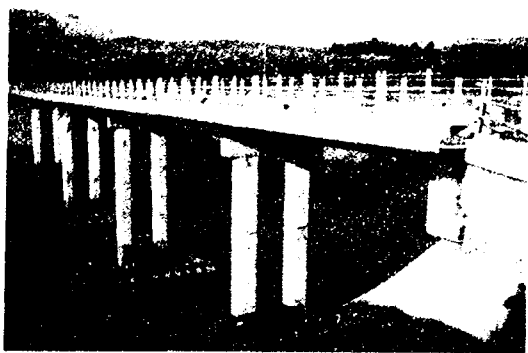


写真2-30 5径間PC橋端の横移動
(約50cm)

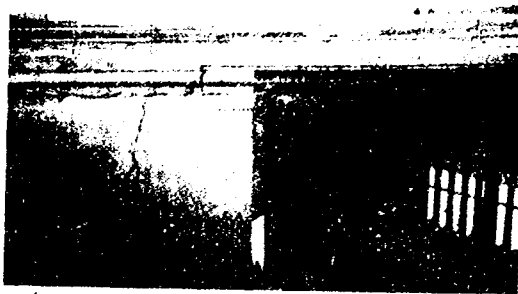


写真2-31 ウェッド・ホッダ市道路橋の被害
(国道4号)

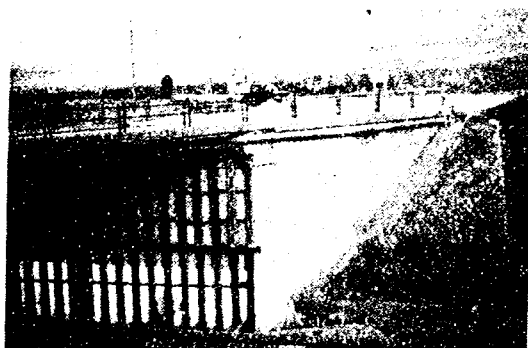


写真2-32 ウェッド・ホッダ市道路橋の被害
(国道4号)



写真2-33 ウェッド・ホッダ市道路橋の被害
(国道4号)

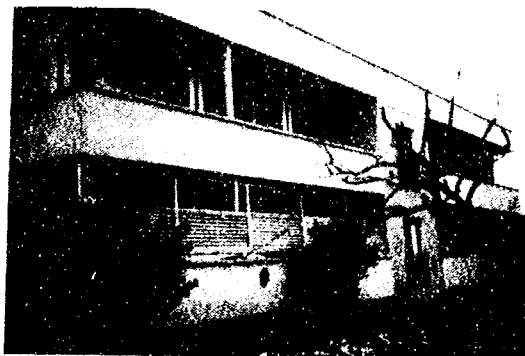


写真2-34 エル・アタフ市教員住宅の被害

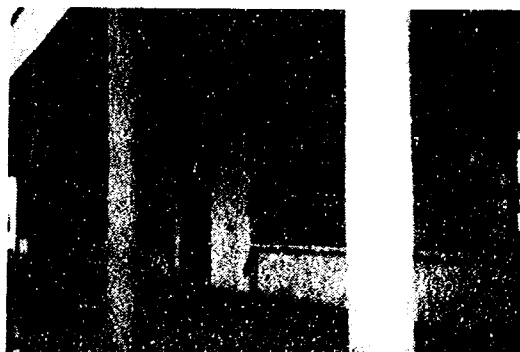


写真2-35 エル・アタフ市小中学校の被害

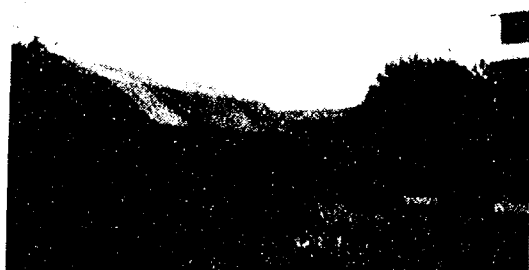


写真2-36 臨時教室



写真2-37 仮報告書・文献の提供

3. 1980年11月23日 イタリア南部地震におけるライフライン施設の被害と復旧

イタリアには、12月13日から15日の間滞在し、大学、国立研究所等の専門家と連携し、被害の顕著であった、ナポリ、アベリーノ、ラビアーノ等の地域を視察し、被災の実態等の調査、意見交換を行った。

3.1 地震諸元

発生日時：1980年11月23日(水) 午後07時34分

震 源：N40°45'， E15°15'， H=40km (Fig 3-1 参照)

震 源 地：ラビアーノ (ナポリ市東方90km)

マグニチュード：M=6.2 (NIG) or 6.8 (USGS)

余 震 域：ラビアーノを中心として北西と南東にかけての50km，幅25kmの地域

(Fig, 3-1 参照)

3.2 災害の概況

今回の地震は、ラビアーノ市の南約5km，深さ約40kmを震源とする直下型であったが、被害は広範囲に及び(被災範囲 15,400km²)，96市町村が半壊以上の被害をうけ、7県649市町村で何らかの被害を受けた。特に、ナポリ、アベリーノ、ポテンツァ、サレルノの諸都市を含む東西約160km，南北約70kmの地域で被害が顕著であった。

ラビアーノ、リオニー、テオラ等の山間の小都市においては、建物は伝統的工法による石造で地震力に対して抵抗力が小さく、多くのものが崩壊し、人口の約80%程度の人々が家を失い仮設のテントに收容されている。特にラビアーノでの修正メルカリ震度は10(日本の気象庁震度では7)といわれており、被災地の中でも最も大きな地震動を受けた地区であり、今なお100人を越す行方不明者の救出作業が続いている。

アベリーノ市(ローマより南西約230km，人口約8万人)は、旧市街と新市街に明確に2分され、旧市街は石造の伝統的工法、新市街は鉄筋コンクリート造の5~7階の建物群から構成されているが、被害は旧市街で顕著で、死傷者が出たのは旧市街に限られていた。

ナポリ市内の建物は、外見は全く異常がなく電気、水道なども正常であり一見無被害の模様であったが、オフィスビル、アパートなどの内部には、無数の亀裂を生じており、仮支柱によって支えられている箇所が多くみられた。このように、市内の建物の約50%は何らかの被害をうけ、建物被災額も400~500億リラ(約120~150億円)に達すると推定されている。こうした中で、住民は不安にかられて住居を捨て、約4万人の人々がナポリ港の船舶をはじめ別荘、親類の家、リゾート用空

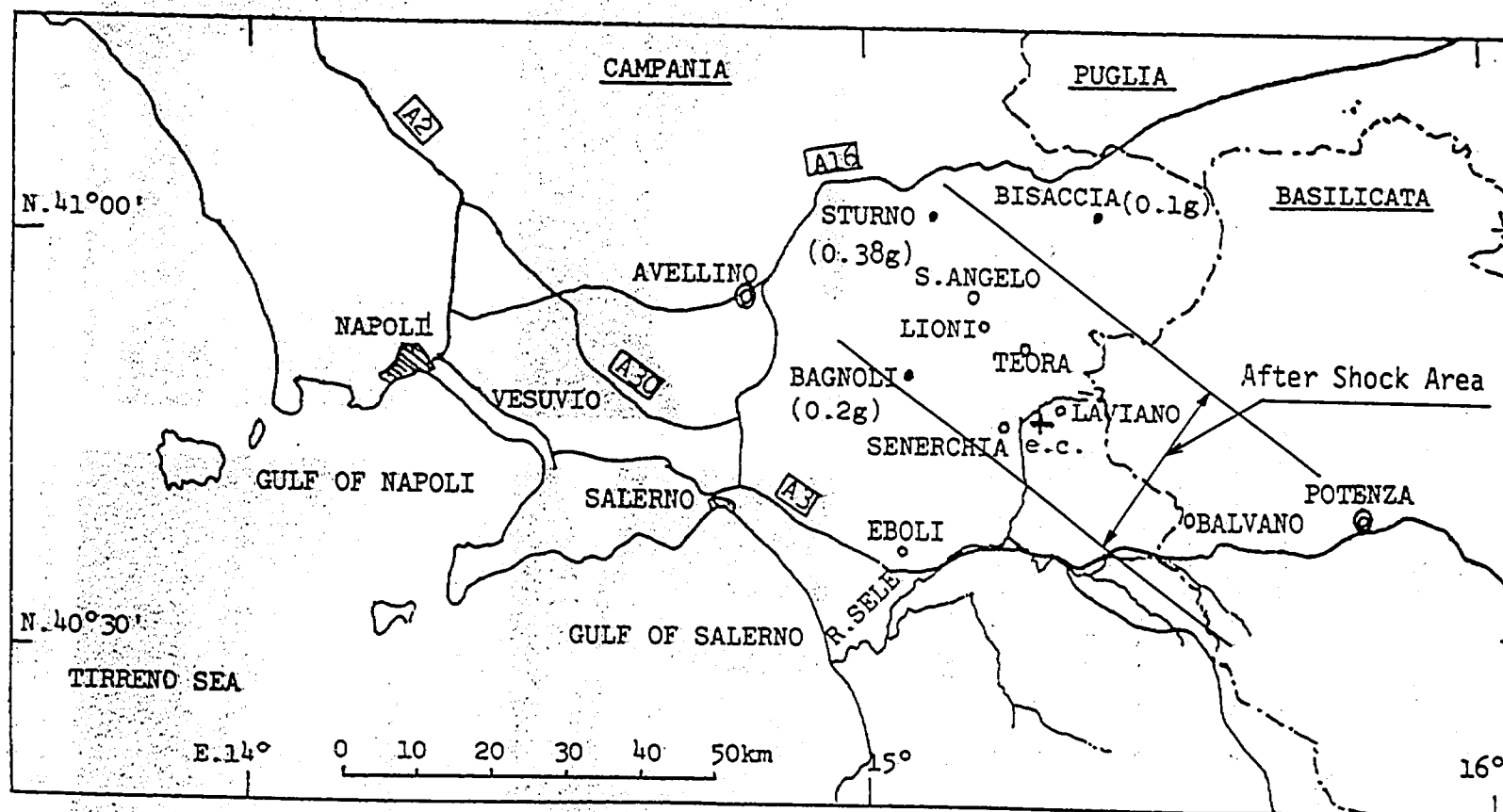


Fig3-1 SOUTH ITALY EARTHQUAKE OF NOVEMBER 23RD, 1980, M=6.2 (N.I.G.), H=40km
6.8 (USGS)

家などに避難している。

なお、道路については、リオニ村のバイパス（約3.5 mの盛土）などで被害が生じていたが、高速道路のA-2, A-3, A-16, A-30には全く被害は生じていなかった。

3.3 被災の要因

山間部の小都市、村落などの石造の家屋は、地震力に対しては抵抗力が小さく、ひとたび破壊が始まると瞬時に瓦礫と化してしまう極めて脆い構造であった。また、救援・復旧に当たっても、重量のある石材、ブロック、レンガ等にははまれ、パワーショベル等の重機の出動を待たねば不可能であったため、救援・復旧活動が遅れ、被害の拡大を招いた。

近代的鉄筋コンクリート造の建物にも多くの被害を生じ、被災程度の一応の診断を行った模様であったが、基準が不明確、主観的であり、その上技術者の不足も重なったため、余震に対しての十分な対応がなし得ていない。このため、耐力低下した建物を安易に使用し、病院、老人ホームなどで余震による崩壊で、二次的被害を生じた。

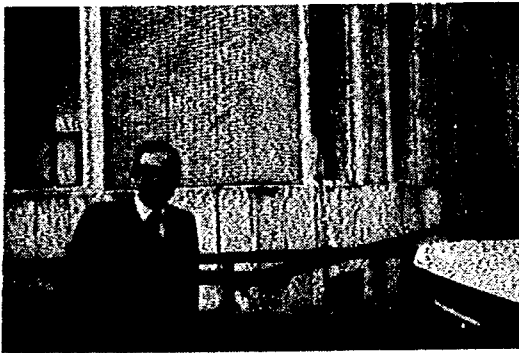


写真3-1 国立地球科学研究所 Prof. Casciati Pavia 工大



写真3-2 高速道路A-2 ローマ～ナポリ

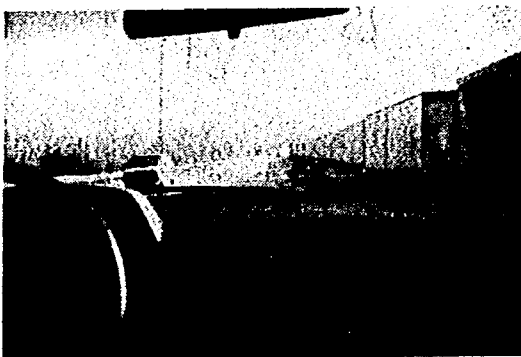


写真3-3 リオニ村 応急住宅と用いられているコンテナ

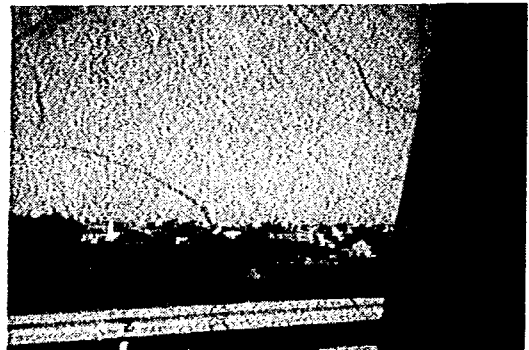


写真3-4 リオニ村

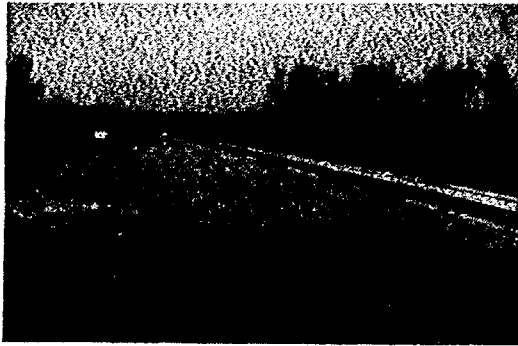


写真3-5 リオニ村 道路損壊

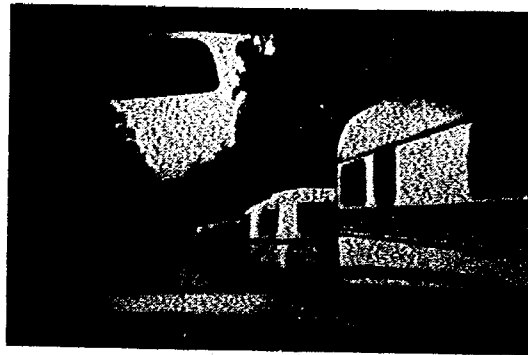


写真3-6 ラビアーノ村応急住宅として用いられているキャンピングカー

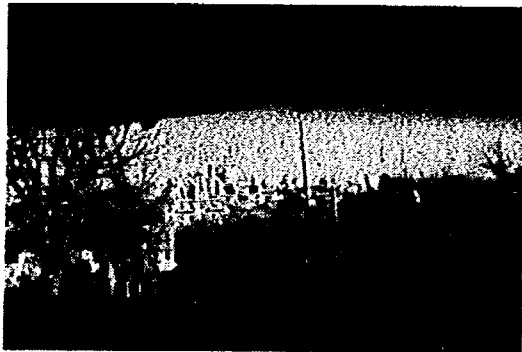


写真3-7 ラビアーノ村被害

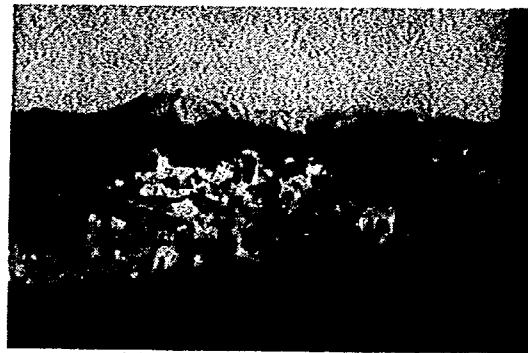


写真3-8 ラビアーノ村被害

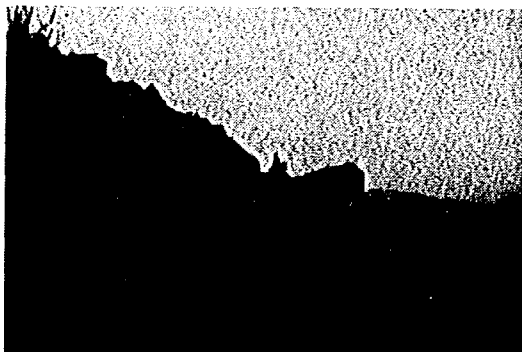


写真3-9 ラビアーノ村被害



写真3-10 被災地の地形

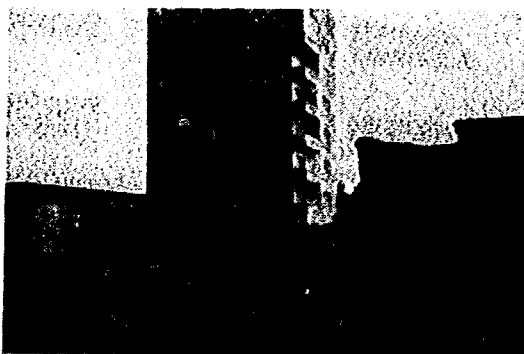


写真3-11 ナポリ市10階建アパートの倒壊の跡



写真3-12 ナポリ市10階建アパートの倒壊の跡

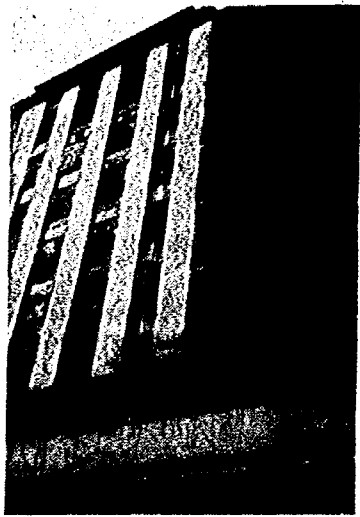


写真3-13 ナポリ市残存アパートの外観



写真3-14 ナポリ市共同部分アパートの内部

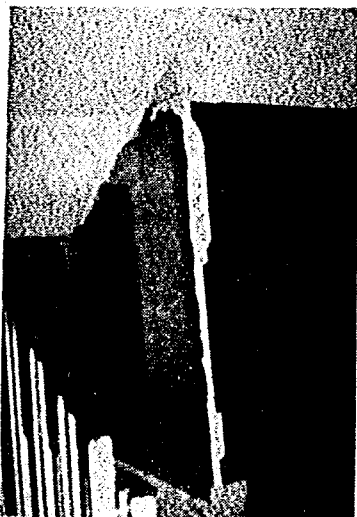


写真3-15 ナポリ市共同部分



写真3-16 ナポリ市アパート個室内部

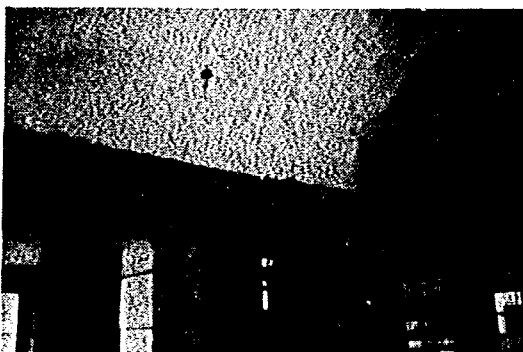


写真3-17 ナポリ市アパート車庫

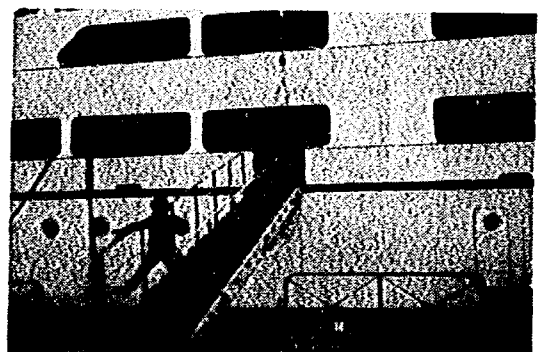


写真3-18 船上の避難民(ナポリ)



写真3-19 側溝に落ちたタンク車
(ラビアーノ)

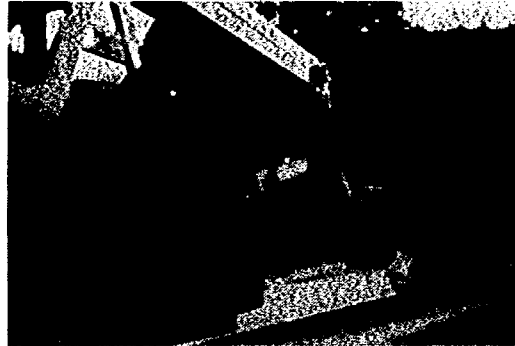


写真3-20 側溝に落ちたタンク車救出作業
(ラビアーノ)

4. 地中海地方の両地震災害から得られた教訓

今般の地震は直下型であったが、上下動による顕著な被災現象といったものはみられず、被害を受けた建物のほとんどはもともと耐震性が劣っていたためであったと考えられる。従って、我が国の構造物は、アルジェリア、イタリアに比べて高い耐震性を有しているため、同様の地震に見舞われたとしても、今回のような崩壊による多大の被害を招くことはないと考えられる。(我が国においては、十勝沖、宮城県沖等過去の地震の経験をいかして、明年6月施行を予定している新耐震基準(建築基準法施行令)により、また橋梁についてもこのほど耐震設計基準を改正し、構造物の耐震性をなお一層強化することとしている。

しかしながら、我が国の構造物や市街地の実状をふりかえると、アルジェリア、イタリアの被災の実例は、我が国においては次のような対策が重要であることを示唆している。

4.1 既存構造物の耐震点検と耐震補強の推進

既存建築物には、一部耐震性が十分でないものもあるので、不特定多数の人々が利用する建築物等について、耐震点検と補強の普及を図る必要がある。

また、道路、官公庁施設等については、被災後の救援・復旧に当たってその機能を発揮できるだけの十分な耐震性を有するよう、耐震補強をなお一層推進する必要がある。

4.2 救援、復旧・復興対策の拡充

すみやかで効果的な救援、復旧・復興を図るため、救援基地、緊急輸送路等の確保や応急仮設住宅の建設をはじめとする震後体制の強化、都市復興手法の開発などを進める必要がある。

特に、緊急輸送路の確保とともに、救援活動に必要な主要道路の交通確保を図るためには大量の機械力を必要とされるので、クレーン、トラクター・ショベル等を保有する民間企業との協力体制を図るための諸施策を講ずる必要がある。

4.3 震災構造物の被災度判定と補修の推進

被災し、耐震性が低下した構造物の使用をあやまると、余震や次の中規模の地震でも大きな被害を招くこととなるので、被災した残存耐力を把握し、継続使用の可能性の適正な判定と補修の推進を図るための手法の開発を行うことが必要である。

4.4 密集市街地の大火対策の強化

アルジェリア、イタリヤでは、震後あちこちでボヤが発生したが、レンガや石の建物のため延焼拡大は免れた。我が国の木造建築物の場合には、密集した市街地において延焼拡大し、都市大火に至らせる危険がある。

このため、大火時の避難地、避難路の整備を強力に進めるとともに、道路や耐火建築物で延焼遮断帯をつくるなど大火を防止する方策が必要である。

4.5 地震防災に関する技術開発の推進

以上 4.1～4.4 の地震防災対策の強化・拡充を図るためには、その基礎となる次のような技術の研究開発を進めなければならない。

- イ、直下型地震の前兆の把握はなかなか容易ではないが、その予知手法
- ロ、地震被害に大きく影響を及ぼす地盤の動的性状の区分（マイクロゾーネーション）の手法
- ハ、震災構造物の残存耐力の把握、継続使用の可能性の判定及び建替・補修の選択に関する手法並びに被災態様に応じた補修工法
- ニ、実大実験などによる補修・補強の効果判定を含む耐震設計や工法の高度化研究
- ホ、都市大火防止対策手法、都市におけるライフライン（交通、通信、供給処理）の防災対策手法などの都市防災技術

参 考 文 献

1. “ライフラインの機能損失と復旧”, 土木研究所資料№1437 S. 53年12月,
同№1438(英文)
2. “ライフライン講演会議事録”, 土木研究所資料№1604 S. 55年9月
3. “アルジェリア地震及び南イタリア地震にかかる現地調査・技術協力の概要” 建設省
S. 55年12月19日

1. The first part of the document

2. The second part of the document

3. The third part of the document

「特別講演」
我が国の技術協力

新構造技術協会 会長 長 尾 満

ノ

モ

ノモ
ノモ
ノモ

ノモ ノモ ノモ ノモ ノモ

新地盤改良工法
—薬液注入工法及び噴射攪拌工法—

施 工 研 究 室 長

千 田 昌 平

THE COMPASS
- AN INTERNATIONAL JOURNAL -

THE COMPASS

THE COMPASS

はじめに

昭和50年度から取り上げられた建設省総合技術開発プロジェクトの「新地盤改良技術の開発」において、筆者ら施工研究室においては、薬液注入工法の評価と開発、小規模凍結工法の開発、及び噴射注入工法の開発を担当した。

その結果、薬液注入に関しては特殊2重管注入工法を、小規模凍結工法に関してはパネル凍結工法及び凍結アースアンカー工法を、更に噴射注入工法に関しては粉体固化材を用いる噴射攪拌工法をそれぞれ開発した。

ここでは以上のうち、薬液注入工法及び噴射注入工法を取り上げ、これら各工法の現状と開発研究の成果を紹介するものである。

なお、課題の噴射注入工法は研究課題の設定時の仮の名称で、一般的な分類では深層混合処理工法に属する。また、深層混合処理工法にも多くの種類があることから、筆者らの取り上げた工法を噴射攪拌工法と呼ぶことにする。

1. 薬液注入工法

1.1. 薬液注入工法の概況

1.1.1. 概 設

グラウト工法は、地盤中に注入材（グラウト）を注入し、地盤の透水性を低下させることとともに、地盤を強化する工法である。地盤注入といえば、岩盤の亀裂に注入するものと土質地盤に注入するものとの両者を含むが、狭義には前者を岩盤注入、後者を地盤注入と呼んでいる。また、従来は単にグラウト注入というときセメントや粘土系の注入材を用いる場合を指し、いわゆるケミカルグラウトと呼ばれる薬液注入と区別するのが一般であった。しかしながら、最近ではこれらに明確な区別がなされていない。

薬液注入については、昭和48年頃から薬液による井戸水の汚染が問題になり、昭和49年7月には「薬液注入工法による建設工事施工に関する暫定指針」（以下暫定指針と呼ぶ）が建設事務次官通達の形で出されるに至った。その後、注入薬液や注入工法に関する研究開発が盛んに行なわれるようになり、その成果には目覚ましいものがある。

注入材は、反応形態によつて系統別に分類すると表1-1のようになり、薬液系と非薬液系とに分けられる。また、表には現在特別の場合を除いてはほとんど使用されていない高分子系の薬液についても示してある。

一方、注入工法は、注入材の浸透形態によって異なる。例えば、岩盤注入は亀裂注入の部類に属し、土質地盤への浸透注入と

表1-1 地盤注入材の分類

薬液系	水ガラス系	アルカリ系	懸濁型	水ガラス＋セメント 水ガラス＋セメント＋スラグ
			溶液型	酸性反応剤……………多 数 金属塩反応剤……………塩化カルシウム等 アルカリ反応剤… アルミン酸ソーダ
		非（中性） アルカリ系 （グラウト）	懸濁型	シリカゾル＋セメント （スラグ）
			溶液型	水ガラス＋酸性反応剤 シリカゾル＋アルカリ（中和）反応剤
	高分子系	アクリルアミド系，尿素系，ウレタン系，その他		
		セメント－急結剤，粘土－水ガラス，セメント－粘土－水ガラス，その他		
非薬液系	セメント，粘土，セメント－粘土，モルタル，その他			

異なり、比較的広範囲の団結ゾーンを対象にする場合が多い。これに対して、地盤注入では限定注入ともいわれるように、地盤の一部を壁状に固結させて遮水壁を造成するもので、岩盤注入とは注入材を含めて工法が異なる。すなわち、岩盤の亀裂注入の場合は、ボーリング孔に接する岩盤亀裂部から、それにつながっている遠方の亀裂部まで注入材が充填されることになる。したがって、注入管形式も口元パッカーを用いるか、あるいはボーリング孔内にパッカーを働かせるいわゆるロッド注入方式を用いることができる。更に、この場合はパッカーを作動させる注入ステップを地盤注入よりはるかに長い数メートルのステップで注入されることが多い。

1.1.2 地盤注入材（グラウト）

注入材は表1-1に示したように分類されるが、暫定指針によってセメント系や粘土系以外は水ガラス系薬液に限定されていることから、以下水ガラス系薬液について述べる。

水ガラス系薬液は、一定濃度の水ガラス溶液に（酸性硬化剤）を添加すると、図1-1に示すように混合液のpHが低下してゲル化能力が生じ、この

酸が増加するとともにゲル化時間が短くなり、pH 8～9付近で瞬結状態になる。更に酸を加えると再びゲル化時間が長くなり、pH 1～2付近で最大となる。

現在使用されている水ガラス系薬液は、大きく分けて、従来から行われている水ガラスをアルカリ領域でゲル化させるアルカリ系のものと、瞬結状態よりも中性から酸性側でゲル化させる非アルカリ系に分けられる。

アルカリ系薬液の溶液型では、硬化剤として重曹やリン酸あるいは重硫酸ソーダなどの酸性反応剤と、塩化カルシウムや硫酸アルミニウムを用いる金属反応剤、及びアルミン酸ソーダを用いるアルカリ反応剤などが用いられている。また、表1-1の分類と

は別に硬化剤に有機剤を用いる有機系のものと、無機系のものに分けることができる。有機系の硬化剤は酸性反応剤を用いる薬液に限っており、薬液の安定性を増すとともに固結強度を高め、ゲル化時間の調整が容易であるなどの特徴がある。

アルカリ系懸濁型には、LW工法として用いられている水ガラスにセメントを加えるものと、MS工法といわれている水ガラスに高炉スラグとセメントを加えるものがある。

LWは更に、LW-1号と呼ばれる水ガラス＋セメントのものと、LW-2号と呼ばれる水ガラス＋セメント＋ペントナイトで構成する形式のものがある。LW-2号におけるペントナイトの効果は水ガラスの中のセメントの沈澱を防ぎ流動性を増すことにある。

LWの強度は図1-2にホモゲルの強度で示すようにセメント量によって大きく異なる。

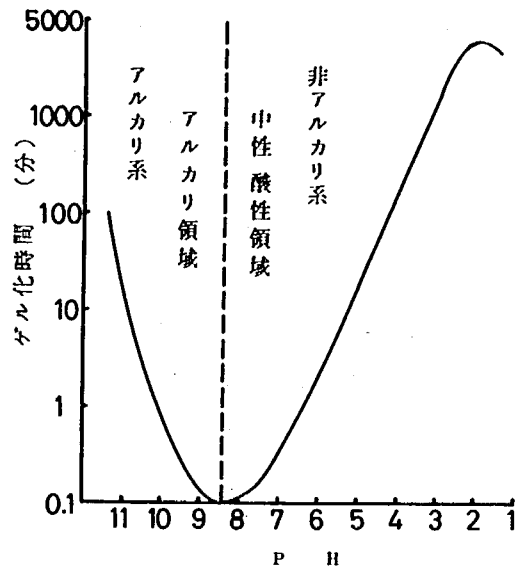


図1-1 水ガラス—酸性反応剤のゲル化時間とpH

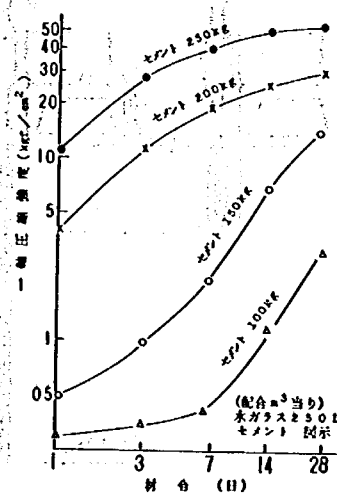


図1-2 LW（ホモゲル）の濃度

一方、MS工法は、高炉スラグが水ガラスとゆるやかに反応することを利用して、セメント量を増加せずにゲル化時間を適度に保持しながら高強度の固結物を得ることができることに特徴がある。

非アルカリ系薬液は、ほとんど中性領域（ $\text{pH} 6 \sim 7$ 付近）でゲル化するので中性グラウトとも呼ばれている。非アルカリ系のうち溶液型では、水ガラスに酸性剤を加えて直接中性領域でゲル化させる方法と、水ガラスに過剰酸を加えて $\text{pH} 1 \sim 2$ 前後のシリカゾル溶液を作っておき、これに反応剤を加えて中性領域でゲル化させる方法とがあり、前者を直接法、後者を間接法といっている。

非アルカリ系の懸濁型では、アルカリ系懸濁型が水ガラスとセメントを主材としているのに対して、水ガラスからアルカリを除いたシリカゾルを用いるものとみなすことができる。配合は、A液として酸性シリカゾル溶液を、B液にセメント又はスラグ系セメントの懸濁液に適量の可溶性アルカリ剤の混合液を用いて1.5ショット又は2ショットで注入する方式によっている。

表1-2 薬液注入工法一覧表

工法区分	注入形態	ゲル化時間	工法名
ロッド工法	1.5ショット	3~10分	—
ストレーナ工法	—	—	—
2重管ロッド工法	2ショット	3~10秒	DDS工法、LAG工法、MT工法
ダブルバック工法	1ショット	15~60分	ソレタンス工法、ダブルストレーナ工法、スリープグラウト工法
特殊2重管工法	各種	各種	土研式注入工法

①機械据付、削孔開始→②削孔完了、注入開始→③ステップ注入→④注入完了、水洗、移動

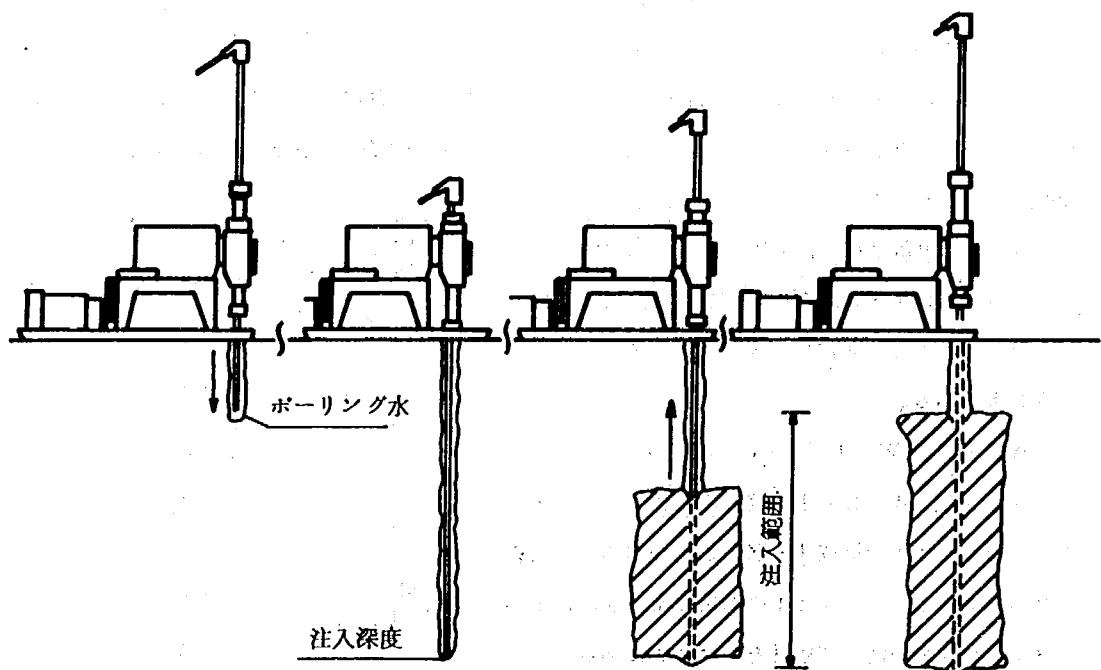


図1-3 ロッド工法の施工順序図

1.1.3. 注入工法の種類と特徴

高圧ジェットや機械的攪拌により薬液と土を混合・固結させるもの以外のいわゆる薬液注入工法は、注入薬液の硬化時間によって、注入管の構成などが異なり、表1-2に示すように分類することができる。

(1) ロッド工法

ロッド工法は、単管ロッド工法ともいい、ボーリングロッドをそのまま注入管として用いる工法で、所定の深度まで削孔したのち、削孔水を注入材に替えて注入する。この場合、A、B 2液はロッド上端のスリーブまで個別に圧送され、ロッドの中を流下しながら混合されて化学反応が進行し、硬化しながら地盤に注入される。このように、ロッド上端で2液が交わる方式を1.5ショット注入と呼んでいる。図1-3にはロッド工法の施工順序を示す。

このように、ロッド工法はボーリングロッドがそのまま注入管になるため、注入作業が簡便であり、他工法と異なり特許工法となっていないため現在でも最も多く使用されている。しかしながら、施工にあたっては、注入材が地山とロッドの間から逆流したり、地層の一部に軟弱層あるいは透水性の高い層がある場合にはそこから流出するなど、所定の改良範囲内にとどめることは非常に困難である。筆者らの実験においても、ロッド工法による信頼性はほとんど認められなく、今後この工法の適用は亀裂の多い岩盤注入に限定され、地盤注入としては他工法に替るものと予測される。

(2) ストレナー工法

ストレナー工法は、シングルストレナー工法とも呼ばれ、削孔後ストレナー管を設置してその中から注入する方法である。施工順序は図1-4に例示するように次による。

- ① ボーリング機械又はコアチューブなどで削孔する。
- ② ストレナー管を設置し砂又は薬液のホモゲルでストレナー管内を充填する。

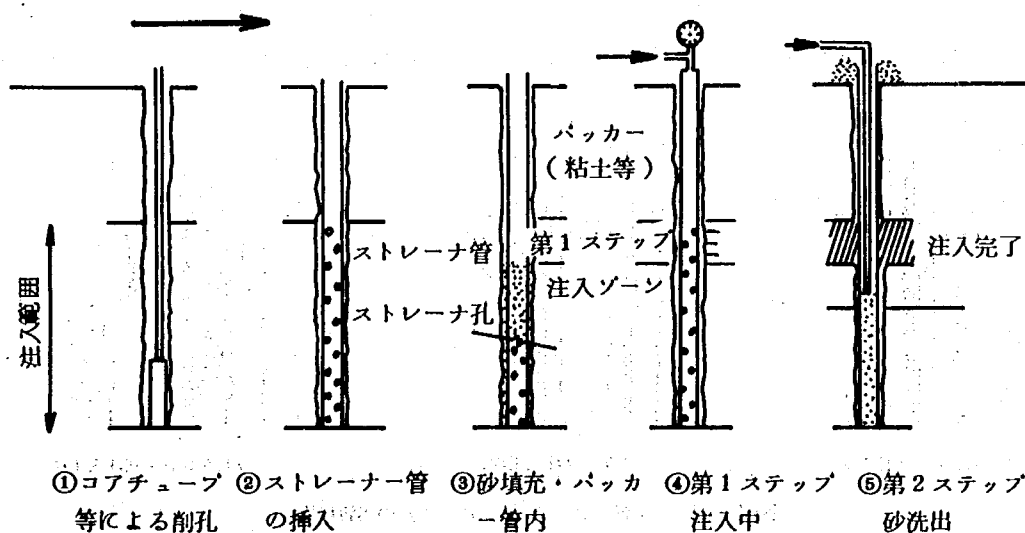


図1-4 ストレナー工法の施工順序図

- ③ ストレナ管と孔壁との隙間に地表から注入位置のところまで、粘土又は注入材を用いて閉塞パッカーをつくり、注入材が地表に流出するのを防止する。
- ④ 上方から注入ステップの長さだけストレナ管内の砂（又はホモゲル）を洗い流したのち、そのステップの注入を行う。
- ⑤ 各ステップの注入終了後は、次の水洗いをしたのち注入を行い、この作業を繰返す。

以上の注入作業が終了したのちはストレナ管を抜き取り、その跡を埋戻し又は注入により処理する。

ストレナ管の注入口の大きさは2～5mm径のものが多く、この場合もロッド注入と同様にA、B2液が注入管上部で交る1.5ショット方式が用いられる。

施工順序図でもわかるように、ストレナ工法は、注入パイプの設置工と注入工が独立しているため、複数本を同時注入することによつて平面的に広域にわたる注入ができる。しかも、薬液が多数の孔から分散して水平に吐出するので、均等に浸透し易く、注入管理が容易であるなどの利点がある。一方、注入管の加工や注入管の設置に手数がかかり、注入単価が高くなること。ストレナ管の抜き取りが困難になりそのまま埋殺する場合には掘削の障害になること。及び注入深度をあまり大きくとれないなどの欠点も多く、新しい注入材や工法が開発されている現状からロッド工法と同様に今後の普及はあまり望むことができない。

(3) ダブルパッカー工法

ダブルパッカー工法は、フランスから導入されたソレタンシュ工法を原型とするもので、現在わが国では注入外管の構造によって図1-5に示す3種類の工法に分かれる。図からもわかるように、いずれもボーリング孔に建込んだ外管の外周をシールグラウトをして、その中に上下にパッカーを有する注入内管をそう入して所定のゾーンに注入する方式のものである。注入外管は一定間隔に注入口があって、そこに逆流防止用のゴムスリーブが取り付けられており、注入時には図のように注入圧力によって押上げられるようになっている。図に示す3工法は、これらの注入口の配置やゴムスリーブの形

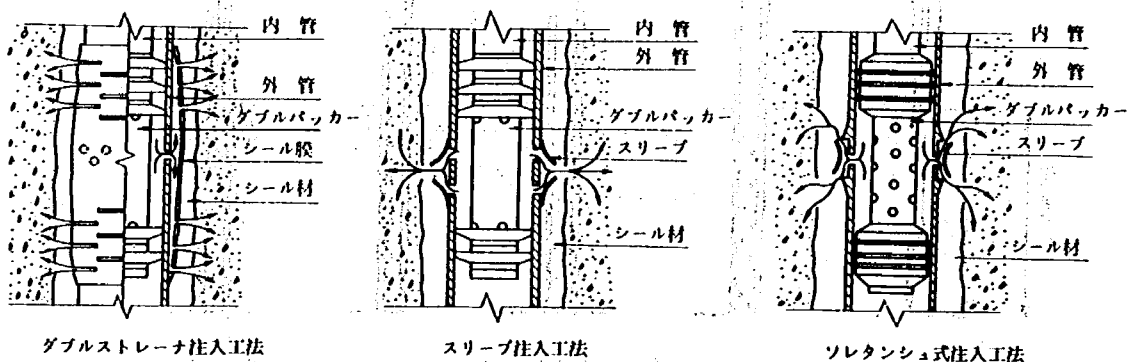


図1-5 二重管ダブルパッカー注入工法の外管機構

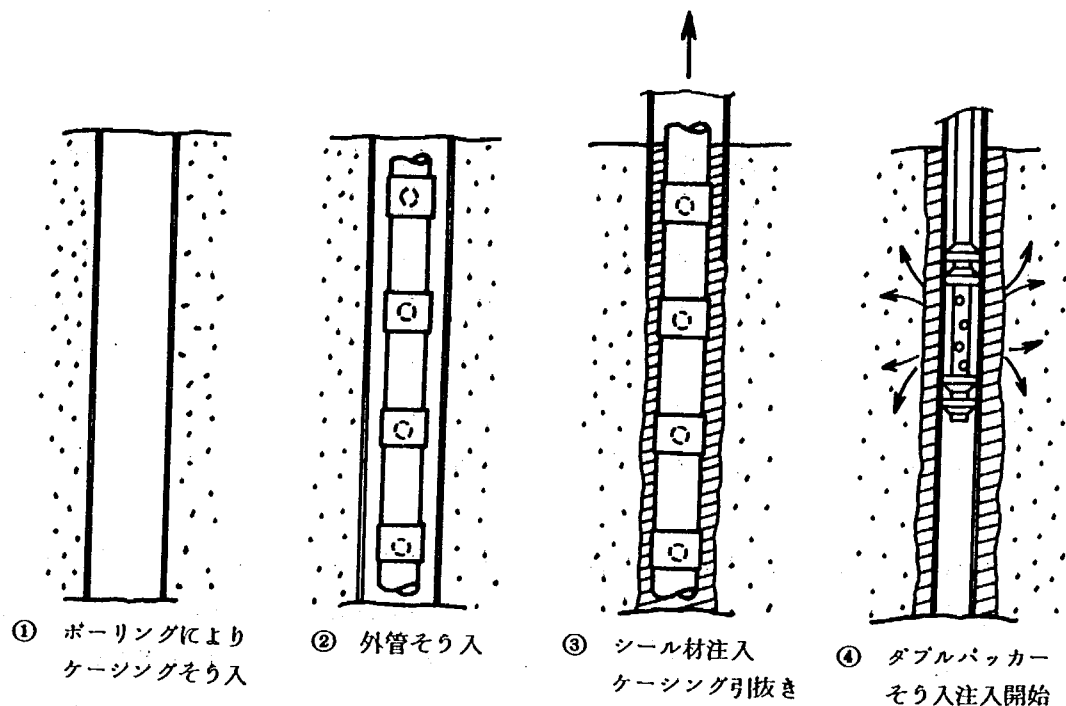


図1-6 ダブルパッカー工法施工順序図

式が異なるだけで基本的には同一のものとみなすことができる。

施工順序は図1-6に例示するように次による。

- ① 削孔したのちケーシングパイプを建て込む。
- ② ケーシングパイプ内に注入外管をそう入し、その外周をシール材でグラウトする。
- ③ ケーシングパイプを抜き取り、シール材を養生する。
- ④ 管先端部にダブルパッカーを取付けた注入内管をそう入し、所定位置の注入を行う。

ダブルパッカー工法に用いる注入材には長いゲル化時間に配合したものを用地上、ミキサで十分混合したのち、1液の状態で圧送し、図1-6のように注入外管から出たところでシールグラウトを割って地盤に浸透するようにする。

このように、ダブルパッカー工法は、シールグラウトによって注入外管を固定してその内側にダブルパッカーの付いた注入管をそう入して注入する方式であるため、注入内管のそう入位置を変えることによって、任意の位置に反復注入又は複合注入することができる。一般には、1次注入としてセメント・ベントナイト(CB)注入を行い、地盤を浸透注入に適した状態に1次処理をしたのちに、ゲル化時間15～60分他工法と比べてはるかに長い配合の薬液で注入し、地層中の地下水と薬液を無理なく徐々に置き替えるところにこの工法の特徴がある。筆者らの実験においても砂質地盤では予定固結ゾーンに良好な形状の固結物を得ている。

一方、この工法は、注入外管をシールグラウトで固着し、そのまま埋殺す工法だけに他工法に比べ

て径の大きいボーリングを必要とすること、シールグラウトを必要とすることなどの理由で現在では最も高価な工法となっている。

(4) 2重管ロッド工法

2重管ロッド工法は、薬液を瞬結配合することによって、薬液の地上への噴出や、遠方への流失を防止する目的で開発された工法で、薬液が逸失する以前に固結させようとするものである。

A, B 2液はロッド先端まで2重管の内管と外管を個別の流路を通して送られ、ロッド先端に取付けたモニターの中あるいは噴出した直後に2液が混合され、瞬結配合となって地盤に注入される構成になっている。図1-7には代表的な2重管ロッド工法の先端モニターの構成を示す。この場合の注入順序は単管ロッド工法と同一であるが、下方からステップで注入する場合は単管ロッド工法よりステップ間隔が短くなっており、LAG工法では微速回転引き上げによって連続注入を行う方式になっている。

このように、2重管ロッド工法は注入材を瞬結配合することによって限定注入範囲内を固結させることを目的に開発されたもので、ボーリングロッドがそのまま注入管の作用をする点でロッド工法と同様に施工は簡単である。一方、工法の原理上、A, B 2液をロッド下端で混合する形式であるため混合性が必ずしも良好とはならず、部分的に短いゲル化時間で固結するものと、長い時間を要する部分とができ、後者が遠方に流出する場合も起りうる。事実、実際の施工現場においてもかなり遠くまで脈状に固結している状態によく遭遇する。また、この工法による固結物の形状は、先に注入されて固結した部分の間隙から次に来る薬液が入り込んで所定形状断面の固結物を得ようとする工法原理上、凹凸が激しく、必ずしも均等な透水性の改良された止水壁になるとは限らない。

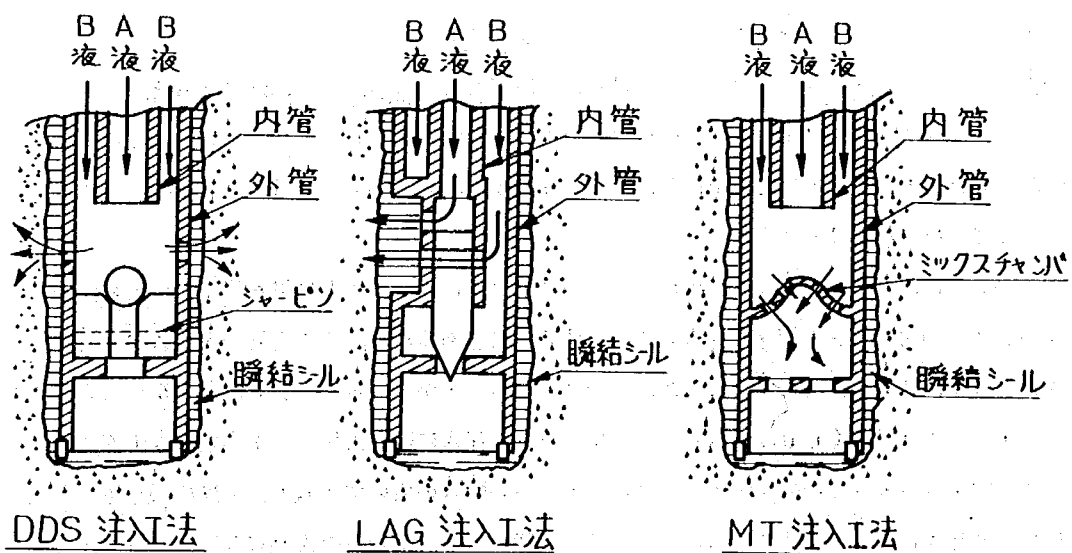


図1-7 2重管ロッド工法用注入モニター

注入形態は、透水性が比較的よい地盤であっても、注入口から枝状に脈が発達し、その脈のまわりに浸透するといった特殊な注入機構をもつところにこの工法の特徴がある。

1.2 土木研究所で行た注入実験

1.2.1 概 説

前節で述べたように、従来のロッド工法、ストレーナー工法に加えて、ゲル化時間がはるかに短い注入材を使用する、いわゆる瞬結二重管ロッド工法、あるいは注入外管をスリーブクラウトで固結させ、極めて長いゲル化時間の注入材を注入するダブルパッカー工法などの各種の注入工法が開発され、普及してきている。

しかしながら、薬液注入工法においては基礎的な問題として、注入材の地中での挙動や注入圧による地盤破壊の機構、脈状固結による力学的強度増加特性、また、現実的な問題として、各種工法の注入効果や施工限界など未解明な点が多々残されており、施工条件や施工目的に応じた適切な注入材、工法の選定法、注入設計法の確立などが急務となっている。

筆者らは、このような問題に対処するため、各種注入工法の施工特性を把握するとともに、信頼性のある注入工法および管理手法の開発を目的として、昭和52年度より54年度までの3年間に表1-3に示すような各種の注入実験を実施した。この結果、各種注入工法の施工性のほか、注入填充率、有効固結率などの注入設計条件、あるいは注入固結土の各種特性などについて多数の知見を得た。

ここでは各種注入工法の施工効果のうち、特に固結特性を中心に注入実験結果の一部を紹介するものである。

1.2.2 自然地盤における注入実験

(1) 実験の概要

薬液注入工法の実態の把握、および施工管理上の問題点を抽出することを目的に、自然の砂地盤で注入実験を行なった。

本実験では、注入工法にロッド、ストレーナー、二重管ロッドおよびダブルパッカーの各工法を選り注入材とは表1-4の組み合わせで注入を行なった。

表 1-3 土木研究所で実施した実験内容

	実 験 名	目 的	年度
大型注入実験	自然地盤における注入実験	注入工法の施工、管理上の問題点などの解明	52年
	大型加圧モールドにおける注入実験	各種注入工法の適応地盤の把握	53年
	大型ピットにおける止水実験	新工法を含めた各種注入工法の止水特性の把握	54年
室内注入実験	中型モールド注入実験	脈状注入の発生機構の解明	54年
	小型モールド注入実験	注入材の施工性（浸透性、強度特性、混合性）などの把握	52年 54年
	長型モールド注入実験	注入固結土の耐久性などの把握	54年

(2) 実 験 結 果

ロッド工法のケース(1)とケース(2)では、注入材にそれぞれLWと無機系硬化剤の水ガラス系注入材を用いたが、いずれのケースも注入予定範囲内に固結物が得られず、化学分析結果でも注入ロッドの近傍を除き注入材の痕跡すら見い出すことができなかった。また、直接法中性系水ガラスを用いたケース(3)では、現場透水試験の結果、透水係数が大幅に減少していたものの、その固結物は他の工法のものより極めて小さく、脈状注入の状態が速くまで延びていた。

表 1-4 注入工法と注入材の組み合わせ

ケース	工 法	薬 液	ゲル化時間	硬 化 剤
1	ロッド	LW	1分40秒	セメント
2	ロッド	W ₁	2分45秒～3分	粉末アルミン酸ソーダ 液状アルミン酸ソーダ
3	ロッド	W ₁₁	3分	硫酸水素アルミニウム リン酸
4	ストレーナー	W ₁₁	2分40秒	グリオキザール エチレンカーボネイト
5	ストレーナー	W ₁	3分	エチレンカーボネイト 炭酸水素カリウム
6	二重管ロッド	W ₁	2.8～3分	液状アルミン酸ソーダ
7	二重管ロッド	W ₁	10秒	炭酸水素ナトリウム 硫酸マグネシウム
8	二重管ロッド	W ₁₁	5～10秒	硫 酸
9	ダブルバッカー	W ₁	47～50秒	セメント、ベントナイト トリアセチン

ストレーナー工法のケース(4)では計画範囲内に注入材が浸透していない部分が見られたが、比較的計画範囲に近い固結物が得られた。またケース(5)では、1ステップを2度に分けて注入したため、第1回目の注入で薬液が達しない部分にも第2回目の注入で充填され、脈状に注入された部分もあったが、図1-8のように計画範囲内に比較的大きな固結物がほぼ均等にできていた。

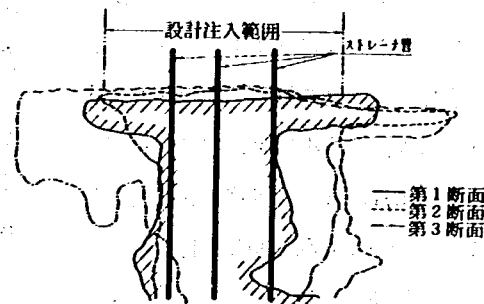


図 1-8 自然地盤実験でのストレーナー工法の固結物

二重管ロッド工法では、ケース(7)で計画範囲内に一部未固結の部分が残っていたが、一応各ケースとも十分大きな固結物が得られ、現場透水試験でも透水係数が大幅に減少し、止水効果が良好であった。しかし、この工法では注入材の混合方法に問題が残

る。すなわち、部分的に主材の水ガラスのみが注入されるところができるため、図1-9のように固結形状とNa⁺の高濃度の部分とが一致しない部分が出てくる。

ダブルバッカー工法は、止水効果が良好で、かつ均質で強度の高い固結物が設計どおりに得られた。しかし、この工法はスリーブ注入、1次注入、本注入と3回の注入作業が必要であり、特にスリーブグラウトの養生に1～2日間かかるなど、他の工法より施工性が劣ることは避けられない。

1.2.3. 大型加圧モードによる注入実験

(1) 実験の概要

各種薬液注入工法による適応地盤を把握することを目的に、写真1-1のような長さ1.8m×径1.8mのモードの中に地下15～20mの地盤応力状態を再現できる大型加圧モード注入実験装置を製作し、注入実験を行なった。

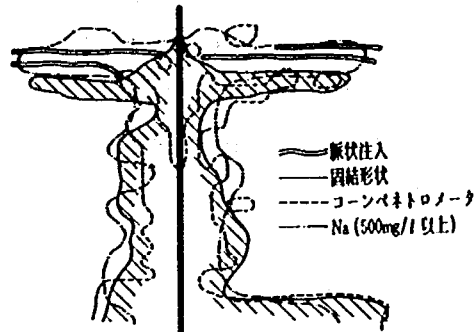


図1-9 二重管ロッド工法の固結形状とNa⁺分布状況

注入地盤、注入ステップなどの注入条件を表1-5に示す。実験はケース(1)～(9)が一般的な条件下における注入工法と適用地盤の関係を調べるためのものであり、このために、ケース(1)～(9)では粒度分布の異なる試料土で注入供試体を作り、静水の条件下で注入実験を行なった。ケース(10)～(11)は流水条件下における止水効果を調べるためのものであり、注入供試体の一部に礫で透水層を作り、この部分に流速1.5cm/sec～3.0/secの地下水流を発生させて注入実験を行なった。



写真1-1 大型加圧モード注入実験装置

(2) 実験効果

各工法の代表的な固結物の形状を図1-10に示す。

ロッド工法のケース(1)では、図1-10(a)に示すように注入材はその大部分が注入管に沿って逆流し、フィルター層やビニール袋と供試体の間で固結していた。また、有機系硬化剤の水ガラス系注入材を使用したケース(2)でも、その形状はいびつになっており、計画範囲外でも多量に固結していた。

表1-5 注入工法および地盤条件

実験 ケース	注入工法	使用薬液	固結時間	注入量 (l)	注入 ステップ (m)	地盤条件		
						分類	細粒分	固結率
(1)	ロッド	L.W. W.G. +アルミン酸ソーダ	1.5 3分	400	0.25	SPu	5%	% 48.0
(2)	+	W.G.+エチレンカーボ ネイト	3分	約450	+	+	5	51.6
(3)	ダブル パッカー	W.G.+グリオキザール エチレンカーボネイト	28分	400	+	+	5	49.2
(4)	+	+	+	+	+	+	5	41.0
(5)	+	+	+	280	+	S-M	15~18	51.0
(6)	+	グリオキザール エチレンカーボネイト	23分	240	0.33	SM	25~30	53.0
(7)	二重管 ロッド	W.G.+リン酸 +重炭酸ソーダ	3秒	280	0.2	SPu	5	45.2
(8)	+	+	2.2+	+	+	S-M	15~18	51.0
(9)	+	+	3+	270	+	SM	25~30	43
(10)	+	+	+	400	+	GPu	5	47.7
(11)	ストレナー	練水性ウレタン	10~20秒	100	—	GPu	5	40.0

ダブルパッカー工法のケ

ース(5)では細粒土分が15~20%のシルト混じり砂(S-M)を注入供試体に用いたにもかかわらず、固結物は図1-10(b)に示すように、きれいな砂(SPu)に注入したケース(3)、(4)と同様に、ほぼ均質な円柱状のものが得られた。しかし、25~30%の細粒土を含むシルト質砂の場合ではほとんどの注入材は供試体に浸透固結しておらず、ビニール袋まで注入管に沿って逆流し、計画範囲外へ流出していた。

二重管ロッド工法では、いずれのケースも脈状注入が見られた。このうち、きれいな砂(SPu)に注入したケース(7)では、この脈状注入の部分から注入材が供試体に浸透し、ほぼ計画どおりに固結していた。注入供試体にシルト混じり砂(S-M)を用いたケース(8)では、脈状注入が注入管より放射状に広がりその周辺で図1-10(c)のようにかなりの部分が固結していた。しかし、同じシルト混じり砂の試料土を用いたダブルバッカー工法のケース(5)の固結物と比較すると、ダブルバッカー工法では計画どおりにほぼ固結していたのに対して、二重管ロッド工法では、計画範囲外で固結しているものを含めても固結物の量はダブルバッカー工法の半分程度で、かなり固結率が小さくなっていた。また、シルト質砂に注入したケース(9)では脈状注入が見られただけで固結物を得ることができなかった。

二重管ロッド工法では、注入管の先端で注入材の主剤と硬化剤が混合されるが、その混合の度合は図1-11に示すように、固結土中の主剤と硬化剤の成分比がばらつき、一部には水ガラスだけの部分が見られることなどから、かなり不均質なものであることがわかる。

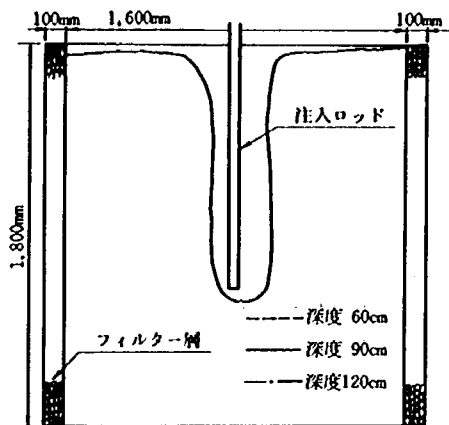
流水条件下での止水効果を調べるために行ったケース(10)では、瞬結性の水ガラス系注入材を用いて二重管ロッド工法により注入した。地下水の流速が1.5cm/secの場合は、注入材の一部が固結したが、流速が3cm/secのときには流水で希釈されてほとんど固結せず流出していた。しかし、ほぼ同じ条件で疎水性ウレタンを注入したケース(11)では、注入材は地下水流により押されてやや流下していたが、注入材はほとんど溶出することなく図1-10(d)に示すように砲弾状の固結物となっていた。また、地下水の流量は、注入量の増加とともに減少し、流水条件下での止水効果にウレタン系注入材が優れていることを示している。

(1) 実験の概要

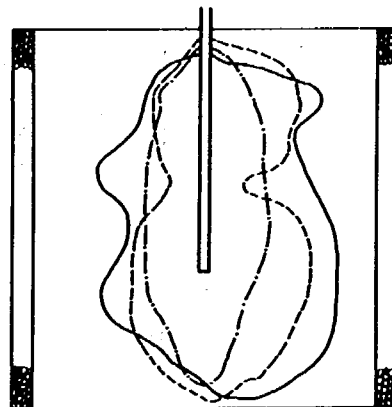
本実験では薬液注入工法の主要目的の1つである止水性をとりあげその効果を定量的に比較するために各種注入工法により図-12に示すように止水壁を造成し、壁の止水効果を調べることにした。

本実験ではロッド工法、二重管ロッド工法、ダブルバッカー工法の在来工法に加え、土研式注入工法と炭酸ガス工法をとりあげ表1-6の条件で注入を行なった。また、注入孔ピッチが注入効果におよぼす影響を調べるために、ケース(2)だけは注入孔ピッチを0.8mとした。

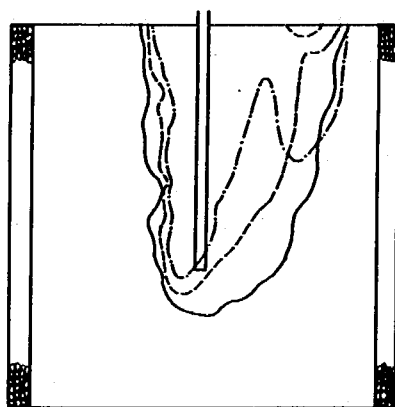
炭酸ガス工法は水ガラス系注入材の硬化剤に安全性の高い炭酸ガスを気体のまま使用することを試みたものである。



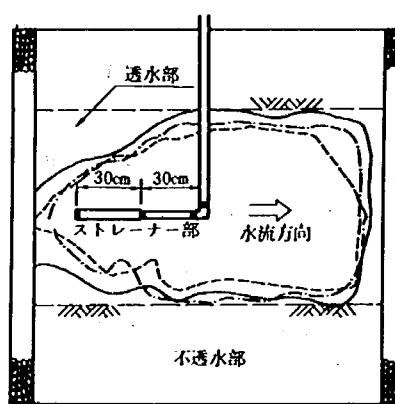
(a) ケース(1) ロッド工法



(b) ケース(5) ダブルパッカー工法



(c) ケース(8) 二重管ロッド工法



(d) ケース(11) 動水中のウレタン系注入材

図 1-10 大型モールド実験における固結物

(2) 実験結果

各注入工法の止水効果は、透水試験の結果によると表1-7のようになり、特に土研式注入工法や炭酸ガス工法は透水試験時に壁の透水量が非常に少ないため、透水係数を求めるまでいたらなかった。これに続いて、ダブルパッカー工法のケース(5)や二重管ロッド工法のケース(4)は、良好な止水効果を示し、単列注入後の透水試験の結果にその傾向が顕著に表われている。

次に固結物の連続性を比較すると、ロッド工法は写真1-2に示すようにピット底面より2m以上

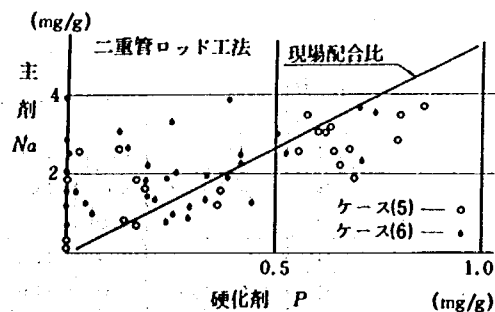


図 1-11 薬液の混合性

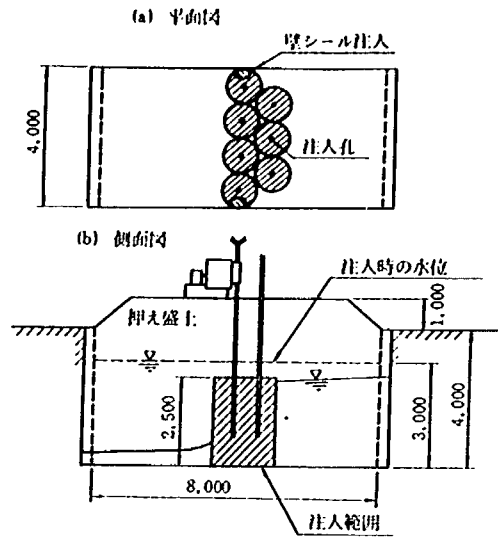


図 1 - 12 注入地盤と注入範囲

表 1 - 6 地盤条件と注入条件

実験 ケース	注 入 工 法	硬 化 剤	ゲル化 時 間	注 入 速 度	注 入 量	注 入 ステップ	地 盤 条 件	
							分 類	間 隙 率
(1)	ロッド	エチレンカーボネイト 重炭酸ソーダ	3~4分	20l/分	3.930 l	0.5 m	SPu	50%
(2)	二重管ロッド	リン酸 重炭酸ソーダ	5~8秒	〃	3.350	0.2	〃	45
(3)	〃	〃	〃	〃	3.980	〃	〃	46
(4)	〃	〃	2.5秒	8 l/分	4.230	〃	〃	〃
(5)	ダブルバッカー	グリオキザール エチレンカーボネイト	40~50分	12 〃	6.060	0.33	〃	50
(6)	土研式注入	硫 酸 リン酸 グリオキザール エチレンカーボネイト	4~5秒 13~15分	20 〃	2.616	0.5	〃	45
(7)	炭酸ガス	炭酸ガス	—	8~10	2.600	0.2	〃	〃

表 1 - 7 透水係数と固結土量

実験 ケース	注 入 工 作	注入量	固結土量	填充率	透 水 係 数	
					単 列	複 列
(1)	ロッド	3.930l	10.8m ³	70%	1.0×10^{-3} cm/sec	6.0×10^{-4} cm/sec
(2)	二重管ロッド	3.350	14.5	51	3.5 〃	5.0 〃
(3)	〃	3.980	13.2	67	1.5 〃	8.0 〃
(4)	〃	4.230	11.3	83	5.0×10^{-4}	2.0 〃
(5)	ダブルバッカー	6.060	19.9	59	2.8 〃	2.5 〃
(6)	土研式注入	2.616	—	—	測 定 不 可	
(7)	炭 酸 ガ ス	2.600	—	—	〃	

(2.5 m までが計画注入高さ) のところで、固結物が得られていない部分があり、連続した止水壁を形成していなかった。二重管ロッド工法ではいずれのケースも多数の脈状注入が見られ、写真1-3のように注入管の近傍でも注入材が浸透していない部分があった。このため、たとえば写真1-4のケース(2)のように、固結物は極めて複雑な形状になっており、連続した壁を形成していないケースもでた。ダブルバッカー工法の固結物は写真1-5のように、ほぼ連続しており、その形状も節が見られるが、おおむね計画どおりのものであった。土研式注入工法の固結物は写真1-6に示すように、ほぼ計画どおりに浸透型のダブルバッカー工法と同じような形状になっていた。また、炭酸ガス工法の固結物は二重管ロッド工法と同様に凹凸が多数見られ、瞬結性注入材を用いる工法の固結特性が現われていた。

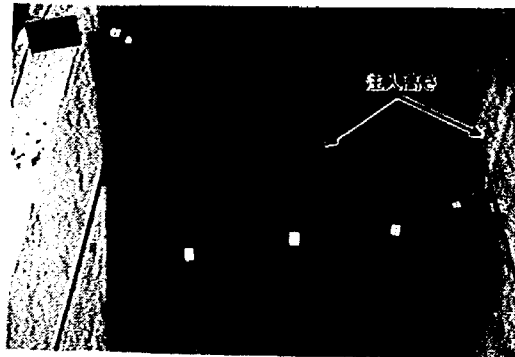


写真1-2 ロッド工法の固結物

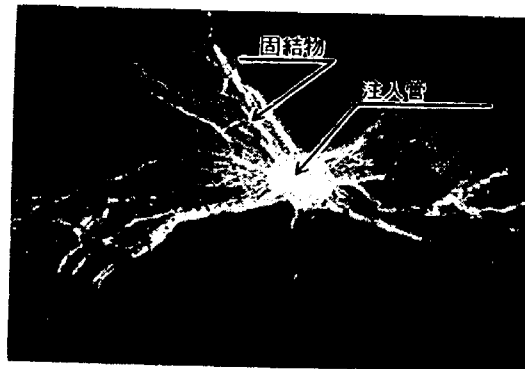


写真1-3 二重管ロッド工法の脈状注入状況



写真1-4 二重管ロッド工法の固結物



写真1-5 ダブルバッカー工法の固結物

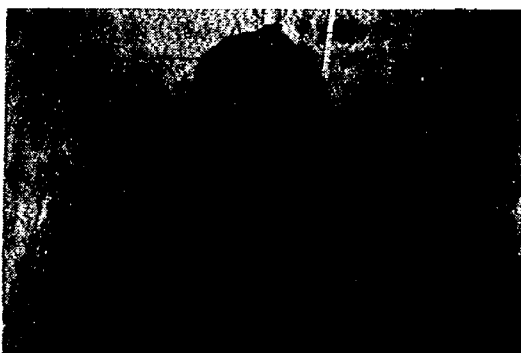


写真1-6 土研式注入工法の固結物

1.3. 土研式注入工法

1.3.1. 土研式注入工法の概要

課題の研究で開発した以下に述べる薬液注入工法を土研式注入工法と呼ぶことにする。すなわち、土研式注入工法は、2重管ロッドを用いて瞬結配合の注入材と長いゲル化時間になるように配合された注入材（以下長ゲルと略称する）による2つのモードの注入を1注入ステップの行程の中で行うことを基本とした幅広い注入技術を総称するものである。

まず、瞬結型の注入にはパッカ注入と1次注入効果を期待し、次に注入する浸透型の長ゲル配合の2次注入では、瞬結型の注入によってできる未固結部分の充填注入のほか、瞬結型注入によりパッカ効果が発現している直下の部分に長ゲルの浸透注入を行い、限定注入範囲内に均質な固結物を得ようとするものである。

図1-13は、本工法による瞬結型パッカ注入と長ゲル型浸透注入の組合わせによるステップ注入の状態を模式的に示したものである。図に示すように、本工法は瞬結型パッカ注入を行った下部のストレーナから長ゲルの浸透型注入を行うところに基本的特徴がある。

1.3.2. 注入モニターの構造

土研式注入工法では、注入作業にあたって、ボーリング水、瞬結2液個別（2ショット）ラインおよび長ゲル1液（1ショット）ラインの3種類の送液形態をとる。また、薬液の注入効果を高め

るためには、水と注入材の3種類の液体の吐出口がそれぞれ異なる必要がある。そこで本工法では、これら3種類の吐出口を2重管の内管と外管（正確には内管と外管の間のこと、以下外管と呼ぶ）からの送液のon-offの組合わせで切換えようとするものである。すなわち、この組合せには、① 外管だけから送るもの、② 内管だけから送るもの、③ 内外管両方から送るものの3種類ができる。これを上記の3種類の吐出形態に対応させたのが土研式工法用注入モニターI型である。

図1-14は、本工法の管路構成を例示したもので、図1-15には、土研式注入工法用モニターI型の構造原理を示す。また、表1-8は、送液形態と注入作業の組合せを示したものである。

図1-14および図1-15によってI型モニターの作動原理を説明する。

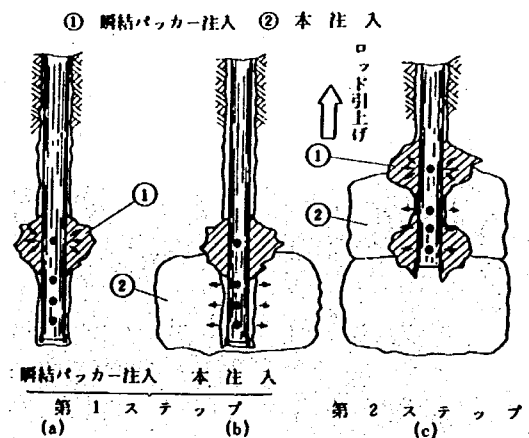


図1-13 土研式複合注入工法の施工原理

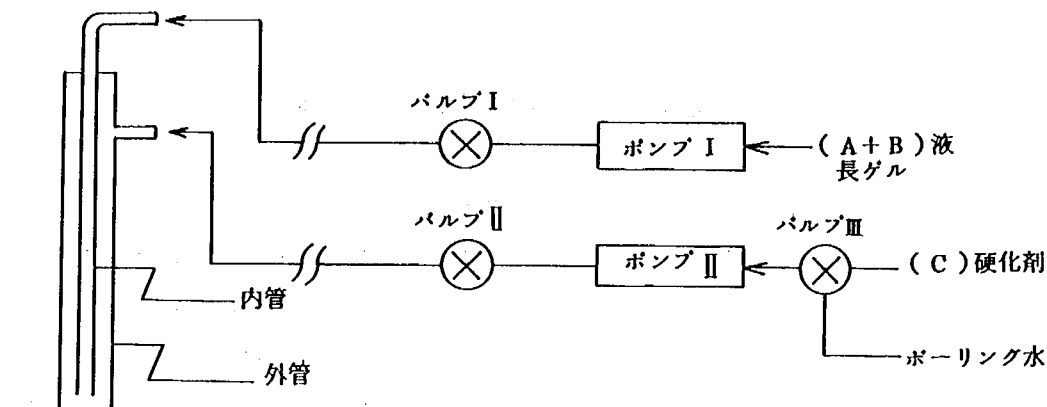


図1-14 土研式注入工法（I型）
管路構成図

(a) ボーリング

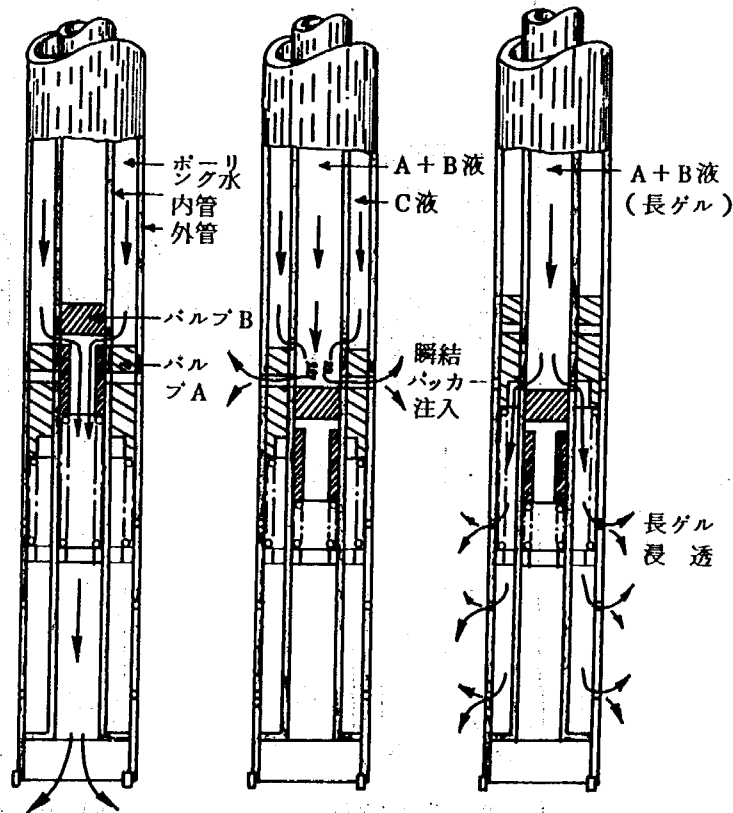
ポンプIIから外管へボーリング水を送る。このときバルブAが押し下げられて外管からのボーリング水はバルブBの中を通して内管に入り、そのままロット先端から流出し、ボーリング水となる。

（図1-15(a)）

(b) 瞬結パッカー注入

ポンプIIのサクションバルブIIIを切換えて硬化剤Cを外管から供給するとともに、ポンプIからは長ゲル配合の(A+B)液を送る。この場合、(A+B)+Cが瞬結（ゲル化時間がほぼ10秒以下）となるようにしておく。外管と内管の両方から同時に送液されると、バルブAおよびBは図1-15(b)の状態に下がる。外管からのC剤は、内管へたん流入し、内管から送られてくる長ゲル(A+B)と合流して瞬結配合となる。

合流と同時にバルブAを通して瞬結注入孔が開くため、ここから



(a) ボーリング (b) 瞬結パッカー注入 (c) 長ゲル浸透注入

図1-15 土研式注入モニター（I型）

ら瞬結配合の注入材が噴出する。

(c) 長ゲル配合注入材の注入

瞬結パッカー注入を終了したのち、C剤を止め内管から長ゲル(A+B)のみを送る。このときバルブAはバネの復元力によって上方に押戻され、図1-15(C)のように内管から外管の下部へ長ゲルが流出し、外管の各ストレーナ孔から地盤へ浸透注入される。

土研式注入工法用モニターのII型は、図1-16に示すようにボーリング水と注入をロッド先端から送る構造のもので、I型の行程の1つを兼用した簡易型といえる。これまでの注入の経験上浸透型の注入は注入管の側面から吐出させるいわゆるストレーナ注入が最も望ましい形態であるといわれており、原則的にはI型モニターを使用することを推奨するが、懸濁型の注入、あるいは瞬結型を主体にした注入が望ましい条件では簡易型であるII型モニターが有効となるであろう。

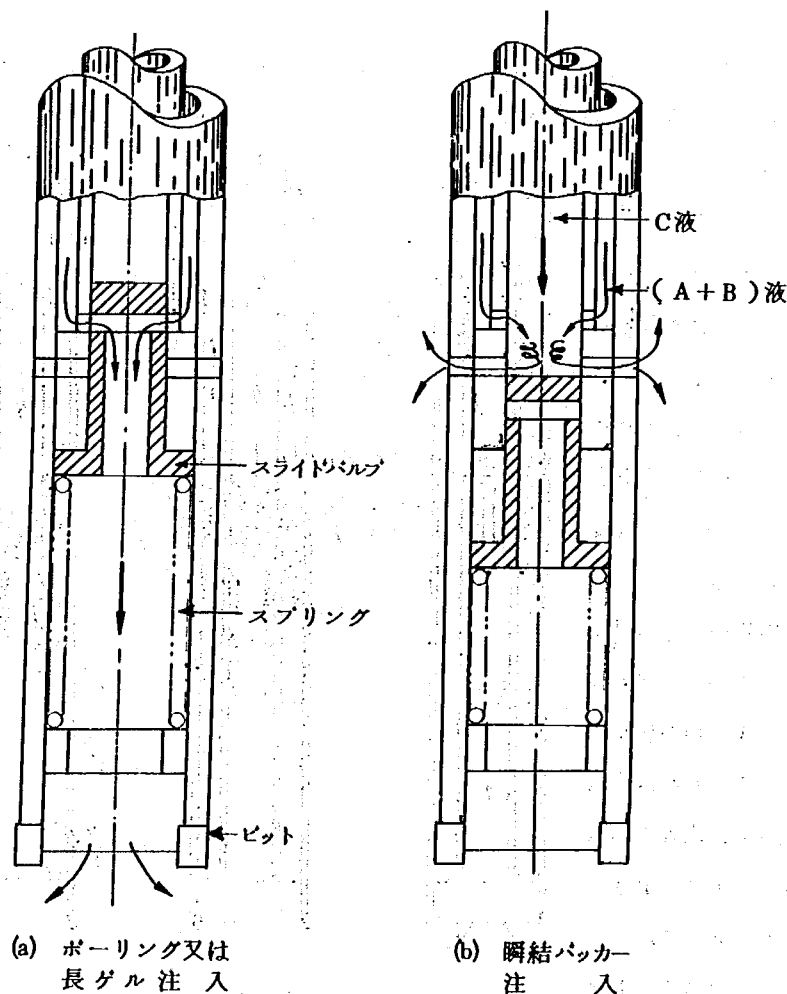


図1-16 土研式注入モニター

2. 深層混合処理工法（噴射攪拌工法）

2.1. 深層混合処理工法の概況

2.1.1. 概 説

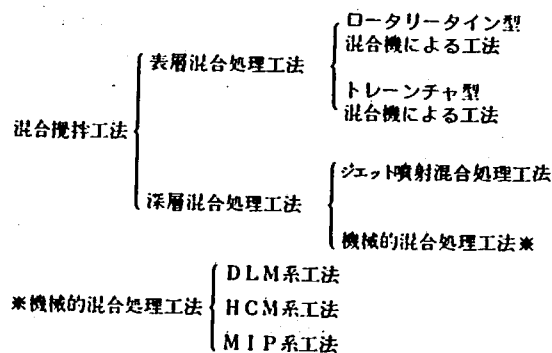
石灰やセメントなどの改良材を軟弱地盤土と混合して固化処理をする工法を、ここでは混合攪拌工法と呼ぶことにする。これには、軟弱地盤上に改良材をまき出し、それと表層の軟弱土と混合攪拌をする表層混合処理工法と、深度20mを越す深層まで改良することのできる深層混合処理工法とがある。

これらの混合攪拌工法は、最近急速に普及しており、かなりの実績を積んできてはいるものの、まだ、定着した工法とはなっておらず、発展途上にあるといえることができる。従って工法の名称や分類も必ずしも定まっておらず、個別に各種の工法名が付けられているのが現状である。表2-1は、これらの工法を筆者が独自に区分し、工法名を付けたものであるが、本文ではこれに従って述べることにする。

表2-1 混合攪拌工法の分類

なお、ここでは、混合攪拌工法のうち、柱状に深層部を改良する深層混合処理工法について取り上げるものである。

ここでいう深層混合処理工法は、従軸の回転攪拌翼をもつ混合機で円柱状の改良土を造成する形式の混合処理工法であって、高圧ジェットによる噴射攪拌方式のものと、機械式攪拌方式のものに大別することができる。



表層混合処理工法は、柱状に改良する深層混合処理工法に対して、面的改良することのほか、改良材と地盤を混合攪拌したのち、転圧するところが異なる。このことから、(社)土質工学会では、改良土の試験法(案)に締固めを伴う混合処理土と、締固めを伴わない混合処理土とに区別して取扱っている。

なお、深層混合処理工法の適応工種には、図2-1に例示するように、各種構造物の基礎、円弧すべり対策、遮水壁、山留めなどがある。

混合攪拌工法の採用にあたっては、混合固化処理後の形状寸法や強度といった設計上の基本値、あるいは、改良部分と未改良部分との荷重分担など、今後解明しておかなければならない問題が少なくない。

改良部分の形状寸法や強度に影響する要因には、施工機械の種類、改良材の種類、土質条件などが

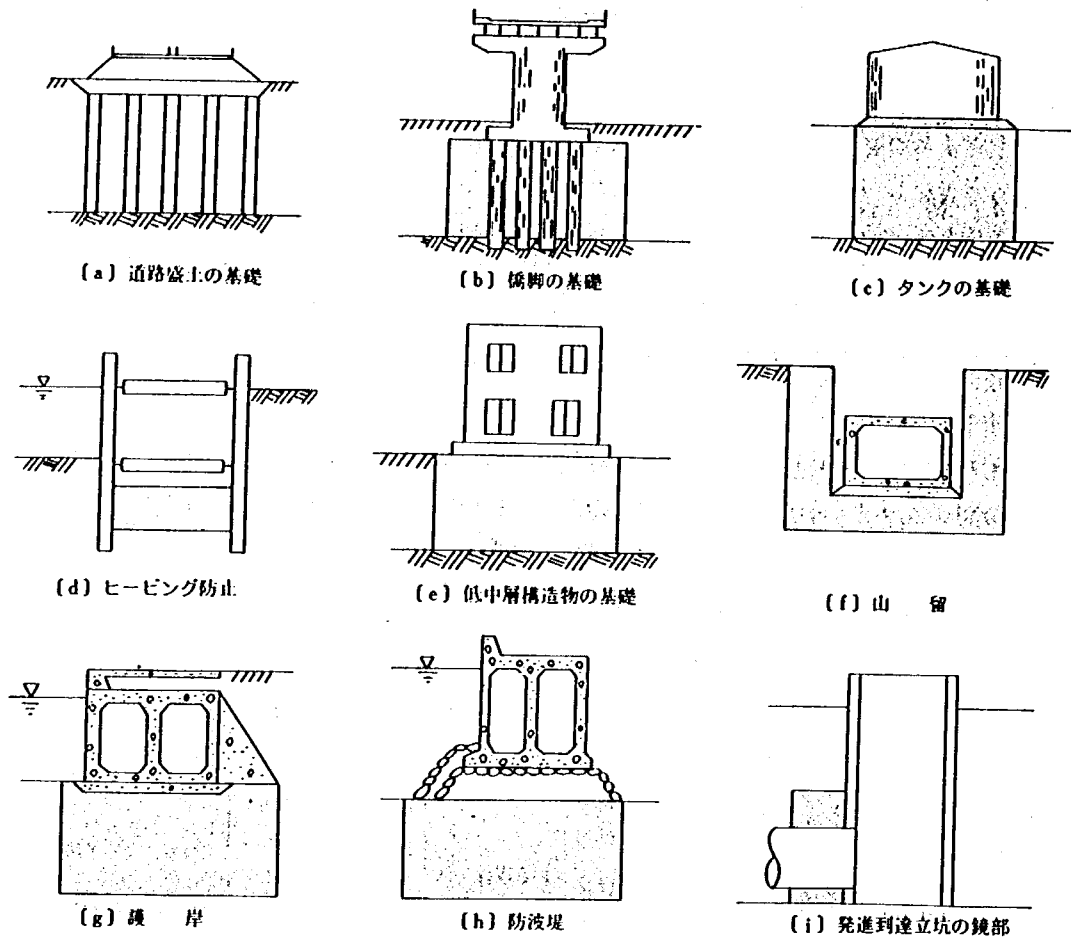


図 2-1 深層混合処理工法の適用例

あり、いずれも複雑多岐にわたっている。それだけに、既存のデータだけからでは、改良後の形状寸法や強度を精度よく予測することは非常に困難である。

改良土の形状寸法については、後に述べる機械的攪拌工では攪拌翼の径をそのまま改良柱の径と考へてもさしつかえないが、高圧ジェットによる噴射混合処理工法の場合は条件によって異なる。すなわち、噴流の切削力が改良柱の径を決めるため、精度よくそれを予測することは困難である。現状では、土質調査結果から経験的にそれを求めている。

改良土の強度については、室内配合試験により基準強度を求めておき、実際の地盤で混合するときはその何%の強度が期待し得るかを経験的に予測する方法が用いられている。

しかしながら、この比混合率とでもいふべき室内と現場の比のとり方に問題が残る。一般的には〔現場〕／〔室内〕を $1/3$ ぐらいにとっているが、筆者らの実験では $1/5$ 以下になることもある一方、 $2/3$ から 1 以上の値を得ている報告もある。この値のとり方によっては経済性と安定性が背

中合わせになっているだけに、最も重要なことである。このため、配合設計や工法の選定にあたっては、施工実績などのデータを十分検討し、かつ重要な構造物に対しては試験施工による確認も必要となる。

室内配合試験にあたっては、改良材と土の混合の度合やモールドの作成方法などによって、基準強度が異なることが予測される。そのため、これを統一するように、このたび(社)土質工学会から出された「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)¹⁾」によることをすすめる。

以上に述べたように、機械的には、攪拌翼の形状や改良材の供給方法が攪拌効率に大きく影響するばかりでなく、改良土の強度のばらつきに関係することがわかる。しかしながら、個別の機械についてのこれらの特性については、それぞれの施工報告書または試験報告書にゆずるものとし、ここでは、改良材の種類や攪拌効果が強度に及ぼす影響について、室内試験結果を例示するにとどめる。

図2-2は改良材の混合率と一軸圧縮強度の関係を示したもので、試料土は埼玉県行田地区の粘土で含水比約60%のものをを用いた。図中のスラリー状で混合したものは、水と改良材の比を1にして用いたものである。図からもわかるように、同じセメントを用いた場合、スラリー状で混合したものより粉体の方が数倍高い強度を示しており、セメント量が多くなるほどこの傾向は著しくなっている。この結果は、のちに述べる筆者らが開発した粉体噴射型の地盤改良工法に利用され、好成績をおさめている。

図2-3は、攪拌混合状態と混合土の強度の関係をみるために、試料土と改良材のミキサによる混合時間と一軸圧縮強度の関係で示したものである。これにより、生石灰はあまり混合時間の影響を受けないが、セメントでは混合の度合が強度に敏感であることがわかる。特に、粉体を用いたときの攪拌初期にはこの傾向が顕著である。実施工では、施工機械や工法によって異なるが、一般にはかなり短い攪拌時間範囲で使用されているので、セメント系固化材を使用する場合はこの点十分考慮しておかなければならない。一方、生石灰を用いる場合は、生石灰の吸水膨脹による固化作用の原理上混合性はあまり問題にならないことになる。

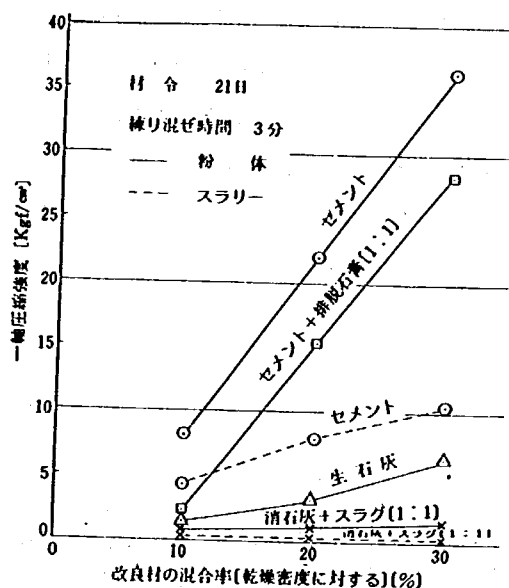


図2-2 改良材の混合率と一軸圧縮強度

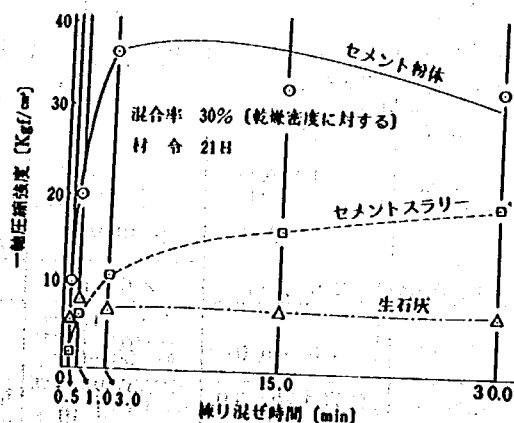


図2-3 練り混ぜ時間と一軸圧縮強度

2.1.3. ジェット噴射混合処理方法

この工法は、水力採炭に用いられている高圧噴射掘削技術を土木の分野に導入して改良した工法で、地盤の土粒子を高速ジェットのもつ運動エネルギーによって切削し、同時に混合作用によって土粒子と固化材を混合攪拌する工法である。改良土の形状は、目的に応じて円柱状のものほか、パネル状のものやウイング状の柱を形成できるが、ここでは円柱状の改良する工法について取り上げる、グラウト材の噴射方式によって次のグループに分けることができる。

① グラウト噴射方式： 薬液など液状の固化材を高圧で地盤中に噴射させることによって、土を切削しながら土と固化材を混合し固結させる方法で、CCP工法（Chemical Churning Pile or Pattern）およびミニマックス工法がこれにあたる。

② グラウト・空気噴射方式：噴射孔の外周から圧縮空気を、また、その中心部から固化材を噴射させ、①と同様に地盤を固結させる工法で、旧JSP工法（Jumbo Special Pattern）および旧JGP工法（Jet Grout Pile）と呼ばれるものがあり、これら両工法は基本原理が共通していることから合併してJSG工法に改称されている。

③ 水・空気噴射、グラウト注入方式： 地盤の切削を外周圧縮空気、中心部水噴射で行い、そこにある空隙に別の孔から噴射するグラウトを注入する工法で、円柱状に改良する場合は、コラムジェット工法と呼んでいる。表2-2にはジェット噴射混合処理工法の標準仕様を示す。

表2-2 ジェット噴射混合処理工法の標準仕様

方式	①		②		③
工 法	CCP工法	ミニマックス 工法	J S G 工 法		コラムジェット グラウト工 法
適用地盤	N<10の粘性土 N<15の砂質土	ヘドロ N<5の粘性土 N<10の砂質土	N<20の粘性土 N<30の砂質土 砂れき	N<5の粘性土 N<40の砂質土 砂れき	N<10の粘性土 N<50の砂質土
注 入 材	懸濁型薬液	セメント系固化材	セメントミルク系	セメントミルク系	セメントミルク系
常用圧力	200kgf/cm ²	200kgf/cm ²	200kgf/cm ²	200kgf/cm ²	400kgf/cm ²
吐 出 量	25ℓ/min	75~80ℓ/min	60ℓ/min	60ℓ/min	70ℓ/min
ノズル径	1.2mm	3.2mm	3.0mm	3.2mm	1.8~2.3mm
ロッド形態	φ40.5mm 一重管	φ40.5mm 一重管	φ40.5mm 二重管	φ73.1mm 二重管	φ90.0mm 三重管
空 気	使用せず	使用せず	7kgf/cm ² 約4m ³ /min	7kg/cm ² 1.2m ³ /min	7kgf/cm ² 3~4m ³ /min
ロッド回転数	20rpm	20rpm	5~10rpm	6rpm	5rpm
造 成 径	40~50cm	ヘドロ 150cm シルト粘土 80cm 砂 50~60cm	80~120cm	80~150cm	1.5~3.0m
固結体の 強 度	粘性土25~30 kgf/cm ² 砂質土30~40	ヘドロ2kgf/cm ² シルト粘土10 砂20~70	粘性土20kgf/cm ² 砂質土40~100 kgf/cm ²	40~90kgf/cm ²	粘性土10~50 砂質土50~150 kgf/cm ²

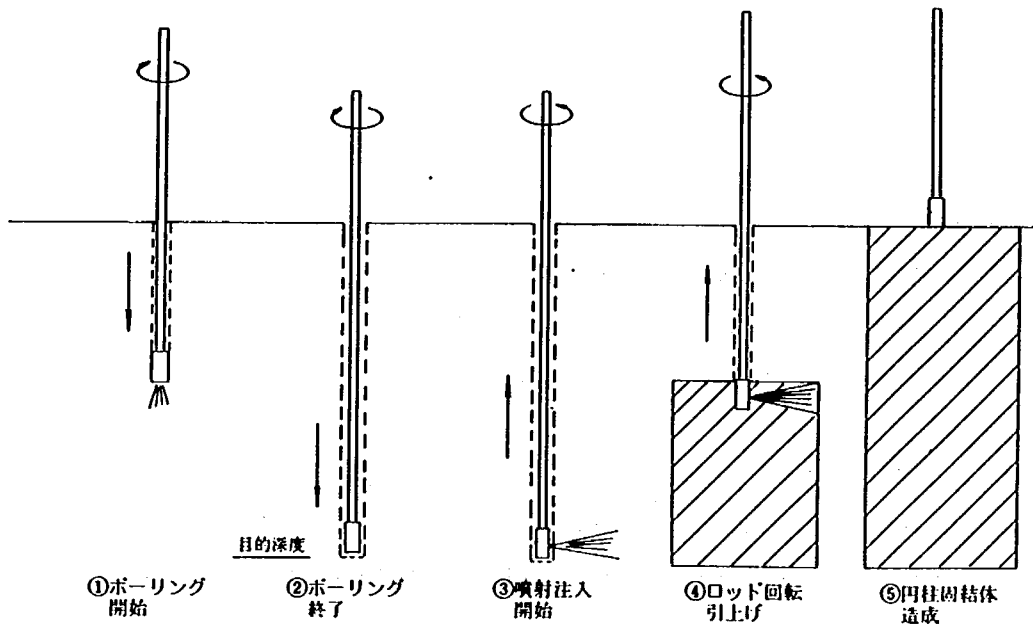


図 2-4 噴射注入攪拌工法の施工順序

これらの工法の施工順序は基本的に同じであるので、図 2-4 の例によって説明する。まず、ボーリング機械を設置し所定の深度まで削孔する。次に固化材を含む噴射に切り替え、ロッドに回転を与えながら引き上げることによって円柱状の改良土を造成する。

ボーリングロッドは、工法によって同時に噴射する流体の種類が異なるため、表 2-2 に示したように、単管、2 重管あるいは 3 重管が使用される。すなわち、クラウトを単体で噴射させる工法では単管ロッドが用いられ、圧縮空気とクラウトでは 2 重管を、これに切削用の水を加えるものには 3 重管を用い、それぞれの流体を分離して送っている。また造成柱の径も流体の種類が多いものほど大きい径ができる仕様になっている。

噴出する固化材または水の外周から圧縮空気を同時に噴射することの効果は、図 2-5 に示す実験例からもわかるように、ノズル軸上の圧力の距離減衰が小さくなり、それだけ切削力が大きく大径の改良柱が得られることにある。

ジェット噴射混合処理工法の主な特徴をあげると次のとおりである。

① 土層の構成や土性による影響を比較的受けにくく、必要箇所に必要量の固化材を計画的に注入することができる。

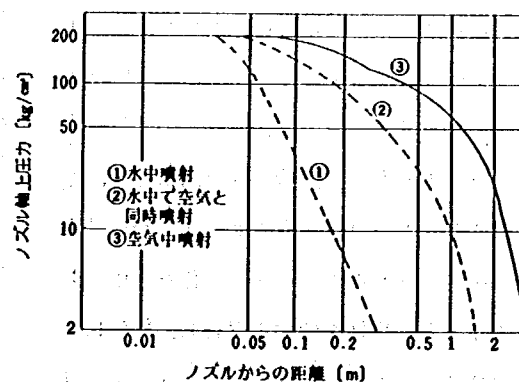


図 2-5 高速噴流のノズル距離と噴流圧

② 一般の薬液注入工法では注入困難な細粒土の地盤にも適用できる。一方、岩盤や礫層地盤には不適である。

③ 土中に人工的に作った空隙に固化材を填充する工法であるから、隣接の建物や地下埋設物に影響を及ぼすことがない。

④ 異なる土質構成の地盤中で噴射するとき、土質に応じて有効噴射距離が変動したり、噴射距離内に存在する礫などの異物により欠損部や未閉合部ができることがある。

⑤ ②③の工法は噴射した圧縮空気によるエアリフト作用を利用して細粒分を地上に排除することを一つの主要効果にしているが、この場合の流出泥水の処理が必要となる。

2.1.3. 機械的混合処理工法

機械的混合処理工法は、表2-1に示したように、海底地盤安定処理工法から発展してきたDLM系工法、ヘドロ混合処理機の連続施工の特長を生かしたHCM系工法、およびオーガ工法の一つであるMIP工法系の工法に分けられる。

(1) DLM系工法

DLM系工法とは、すでに述べたように、運輸省港湾技術研究所が開発した深層混合攪拌機を用いるDLM工法(Deep Mixing Lime Method)をベースにした工法で、CMC工法(Clay Mixing Consolidation Method) DCM工法(Deep chemical Mixing Method) POCM工法(ボコム工法, Penta-Ocean Chemical Mixing Method)と呼ばれるものが開発されている。

DLM工法はその名が示すように生石灰を固化材として開発された工法で、施工機械は図2-6に示すように、2軸の回転翼とその中央部のガイドマストを兼ねた固化材供給管から成り、固化材は両攪拌面の交差部に吐出され、図のように2つの円が重なった形の断面の改良柱を造成するものである。施工は、まず所定の位置に機械をセットしたのち、攪拌翼を回転させ、地盤をほぐしながら自重で貫入させる。攪拌翼が所定の深度に達したところで、固化材を圧送し、引抜きながら固化材を地盤と混合し、柱状に地盤を改良する。この改良柱の配列によって、壁状またはブロック状に改良した地盤を造成する。

ほかのDLM系の施工機械は、DLM機を改

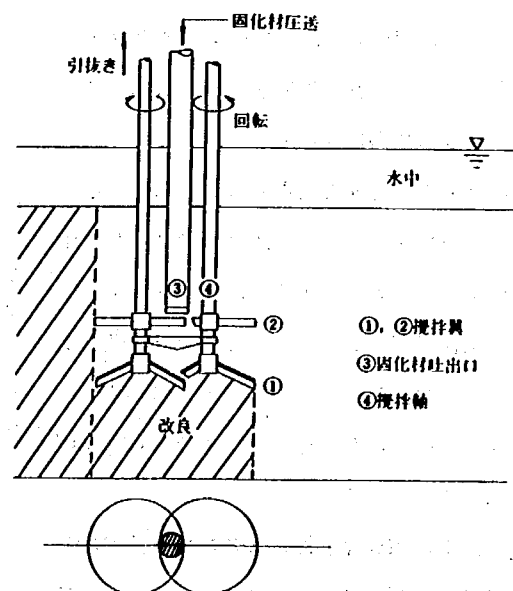


図2-6 DLM工法の施工原理

良した形式のもので、そのほとんどが固化材にセメント系スラリーを使用している。それらの施工機械はそれぞれの特徴をもっているが基本構成はDLM機と同様に、支柱と偶数本〔2, 4, 6, 8軸がある〕の攪拌軸より成っている。この場合、固化材をスラリー状で送るため送液管は支柱鋼管に沿わせて取り付けられている。また、攪拌翼は1～4段と段状に取り付けられており、翼数も2枚と3枚のものがある。

図2-7はPOCM工法2号機の先端部を例示したもので、2本の支柱に8本の攪拌軸が取り付けられ、2枚の攪拌翼が3段に取り付けられている。この図の形式または図2-6に示した形式では、攪拌翼が段状状に取り付けられており、図のように固化材を最上段翼の上部に吐出する場合、改良柱の先端部に未改良部ができる。この対策として、支柱に沿わせたスラリー管のほかに攪拌軸を通して送液する形式のものや、攪拌軸下部にスieberを設け、そこから各攪拌軸の中にスラリーを送って攪拌軸先端から固化材を吐出させるものなどがある。

(2) HCM系工法

これも独断的な分類になるが、HCM系工法は、(株)北川鉄工所が通産省の技術研究開発補助金の交付を受けて、昭和50年に開発した海底軟弱地盤安定処理工法〔He

doro Continuous Mixing - Method〕系の工法で、DCM工法〔Deep Continuous Mixing Method〕、DeMIC工法〔デミック工法, Deep Mixing Improvement by Cement Stabilizer〕及びDCCM〔デコム工法, Deep Cement Mixing Method〕がある。

これらの工法は、図2-8に示すように、攪拌翼を回転させかつ上下しながら微速前進し、一定の幅をもった連続的な改良を行うことができるもので、主にセメント系スラリーを固化材として攪拌軸を通して圧送する方式になっている。圧送されるスラリーは、攪拌翼背面に取り付けられている数個の噴出口からまき出される。

施工順序は、まず所定の位置の海底面まで攪拌翼を降ろしたのち、攪拌翼を回転させながら一定量のスラリー状の改良材を噴出し、一定の速度で前進しながらさらに攪拌翼を所定の深度まで降ろす。

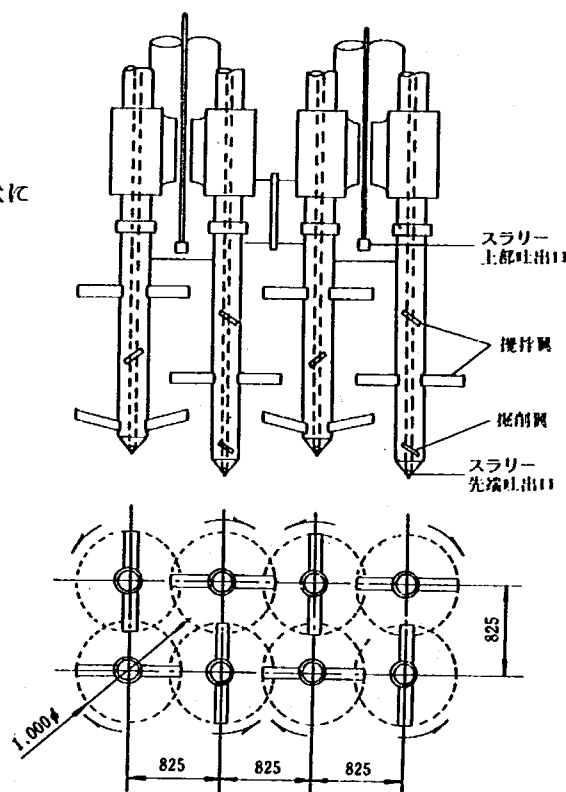


図2-7 POCM 2号の先端部

攪拌翼が所定の改良深度に達したところで、こんどは上昇させるが前進はそのまま続ける。攪拌翼の軌跡は図2-8に示したように上下と水平移動を同時に行うためW字型を描くことになる。また、水平方向の移動速度を調整することによって、同一箇所の混練効果を高めることができる。もちろんこの工法でも陸上機に例をみるように柱列型のパッチ処理が可能である。

(3) オーガ攪拌工法

改良材にセメントペーストを用いアースオーガにより地盤土と混合する工法には、MIP工法として、1953年に米国から技術導入したものがある。MIP工法は、その名称が、Mixed-In-Place Pile 工法の略称であることからわかるように、地盤改良というよりむしろ場所打ちのソイルセメント杭工法であって、遮水壁や土留壁として主に使われてきている。

MIP工法とは別に、アースオーガ機をベースマシンとして開発された地盤改良工法に、CSL工法 (Chemical Soil Liquid Method), MR-D工法 (Mud Reform-Deep 工法), およびJST工法 (開発社名等のイニシャルをとったもの) がある。CSL工法およびMR-D工法は、図2-9に示すように特殊形状の攪拌翼を有するもので、いずれもオーガ軸を通してセメント系スラリーの固化材を供給する方式になっている。

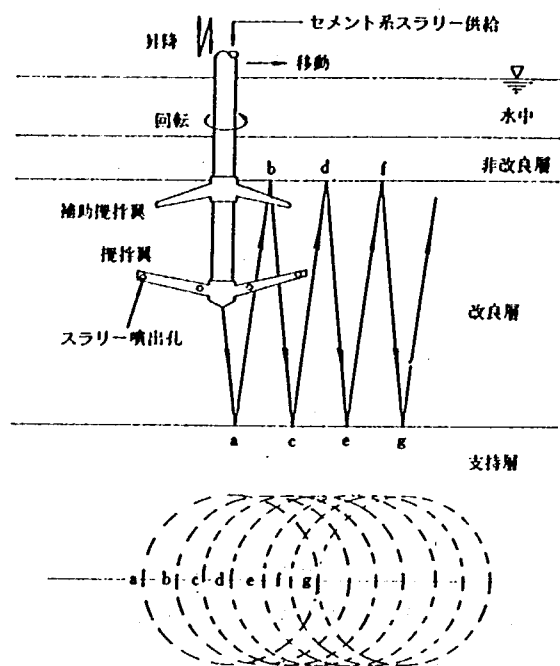
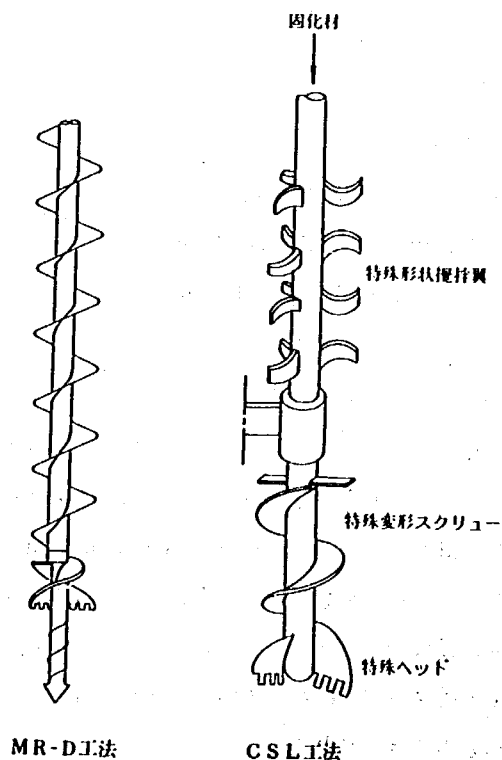


図2-8 HCM系工法による連続施工原理



MR-D工法

CSL工法

図2-9 CSL工法・MR-D工法の攪拌部

JST工法は、薬液注入工法に分類されるべきものともいえるが、固化材にA・B2液の薬液を使うこと以外はオーガ攪拌工法であることから、ここで取り上げることにした。この工法はオーガ軸を2重管にして、A・B2液（例えば水ガラスと硬化剤）を個別に送り、攪拌翼によってこれらが地盤土と混合され、ゲル化時間の定められた改良柱を造成できるところに特徴がある。JST工法においてもセメント系スラリーを固化材として使用することができることから基本的にはMIP系のオーガ型攪拌工法と考えてもよからう。

2.2. 噴射攪拌工法の開発

2.2.1. スラリー噴射注入実験

従来のジェット噴射工法用の機械を利用して、ロッド先端に攪拌翼を取付け、低い圧力で材料を噴射するとともに攪拌翼により機械的に攪拌混合させる新しい攪拌翼方式を提案し、従来方式との比較実験を行った。

実験は、習志野市京葉港東地区埋立地で、その地質状態は自然含水地が60～65%、比重2.63～2.66、湿潤密度は1.6 tf/m³程度で、一軸圧縮強度も低く0.15～0.25 kgf/cm²である。実験に使用した噴射注入装置を図2-10に、攪拌翼を図2-11に示す。

従来方式では、ノズル引上げ時にセメントミルクを最高200 kgf/cm²の噴射圧力で噴射し、その引上げ速度を4種類に変えて行った。攪拌翼方式は、攪拌翼押込み時にセメントミルクを目標量噴射し、引上げ時は少量のセメントミルクを噴射しながら攪拌して引上げる方式で行った。この実験条件としては、噴射圧力を30、100 kgf/cm²の2条件、ノズル押込み速度を1、1.5 m/minの2条件とした。なお、両方式のセメントミルク噴射量は60 l/minとした。

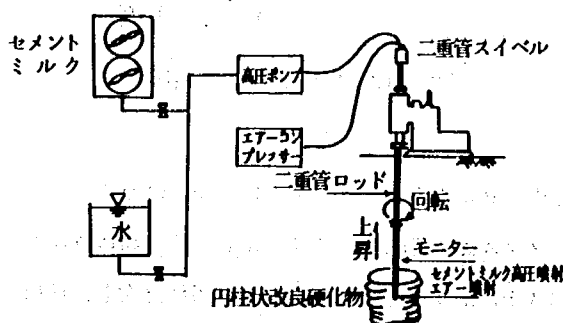


図2-10 スラリー噴射注入装置

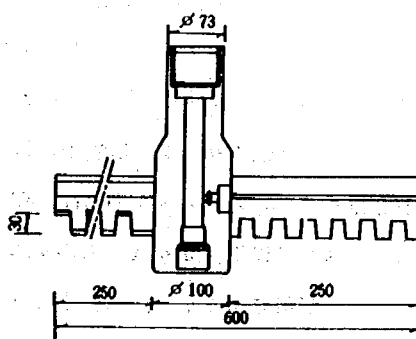


図2-11 攪拌翼

従来方式により施工し約1週間養生した後にはオランダ式コーン貫入試験を実施した結果、原地盤の q_c 値が $2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ であるのに対して、柱体センターから 100 cm までは改良効果が認められた。

柱体の出来形を確認するため柱体底面付近 $GL-2.0 \text{ m}$ まで掘削した。従来方式で造成した柱体のうち、一部は部分崩落を起こし、自立したのはノズル引上げ速度の一番遅いケースの柱体だけであった。セメントミルクの注入状況は、厚さ $3 \sim 10 \text{ mm}$ のセメント固結物がスパイラル状に粘性土中に入っており、スパイラル間隔はノズル引上げ速度の遅い順に約 $5, 6, 8, 13 \text{ cm}$ であった。

攪拌翼方式で造成した柱体はすべて自立し、噴射圧力が 30 kgf/cm^2 の造成柱体径は、攪拌翼直径と同じ 60 cm であったが、 100 kgf/cm^2 のものは攪拌翼直径より約 10 cm 大きい 70 cm の柱体が造成された。

造成柱体の強さを一軸圧縮強度で評価するために、従来方式より造成された柱体はシンウォールサンプラーにより、攪拌翼方式によるものはコアを抜き出して試験を行った。その結果、従来方式によるものは原地盤強度と同じかそれより少し高い値であるのに対して、攪拌翼方式のものは原地盤強度の 10 倍程度高い $10 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ の値を示した。

したがって、攪拌翼方式はノズル押込み速度が 1 m/min で、噴射圧力が低圧でも、かなり信頼のできる固結柱体ができることがわかった。

2.2.2. 粉体噴射注入工法の基礎実験

スラリー噴射注入実験により、一応スラリー材料の噴射注入工法による地盤改良が可能であることがわかったので、次に地盤中に改良材を粉体のまま気送し、攪拌翼で原地盤と攪拌混合するいわゆる粉体噴射注入工法の開発研究を行った。本工法の装置は図2-12に示すように、空気圧縮機、粉体供給装置、ボーリング機械攪拌翼および発電機よりなる。粉体供給装置としては在来コンクリート吹き付け機を用いた。本工法は、① 攪拌翼の付いたロッドを回転させながら地盤中に貫入

し地盤をほぐす。この時ノズルからは圧縮空気を吐出させるかあるいはノズルにコルク栓をすることによってノズル内に土砂が浸入するのを防ぐ。② ノズルが、目的深度に達したところで粉体改良材をノズルから噴射させながら、回転するロッドを引き上げ改良材と土とを攪拌翼で攪拌混合し、地盤中に改良柱体を造成するといった施工手順で行われる。

実験は、まず、スラリー噴射注入実験を行った場所の軟弱土を運び込んだテストピット内で、

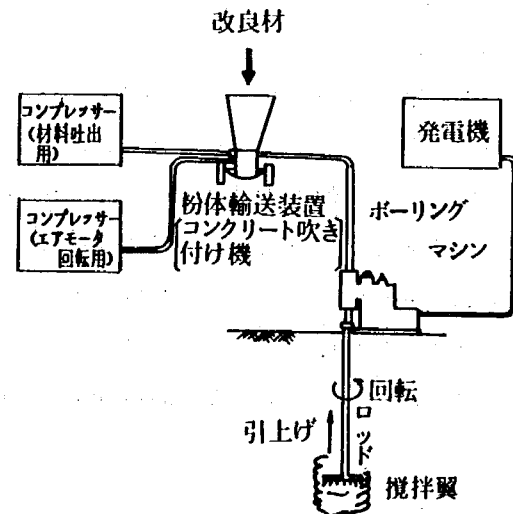


図2-12 粉体噴射注入装置

図2-13, 2-14に示す攪拌翼I型, II型を使用して柱体を造成した。改良材としてはセメント粉体を使用した。全ての造成柱体は自立した。その時の施工状況と、造成1ヶ月後に実施した強度試験結果を表2-3に示す。

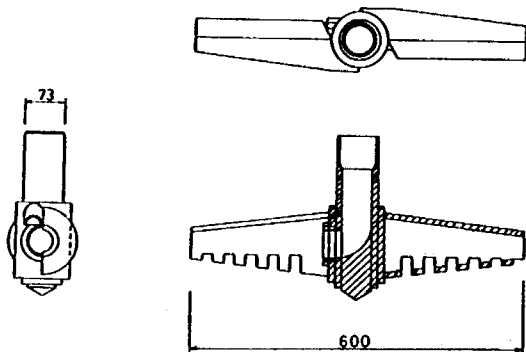


図2-13 攪拌翼I型

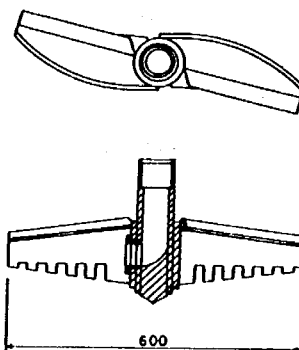


図2-14 攪拌翼II型

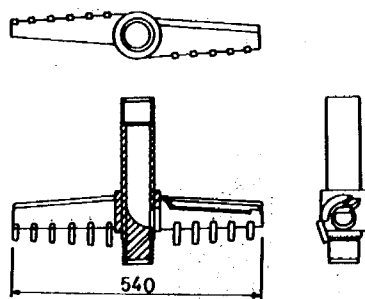


図2-15 攪拌翼Ⅲ-1型

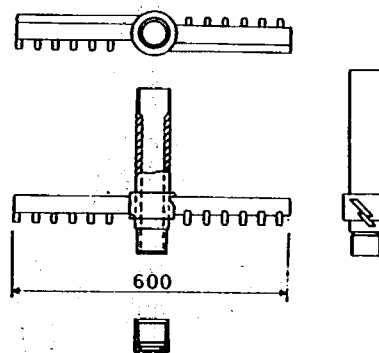


図2-16 攪拌翼Ⅲ-2型

表2-3 テストピットにおける実験結果

No.	ノズル 口径 (mm)	攪拌翼 種類	ノズル 引き上げ 速度 (m/min)	吹付機 回転速度 (r.p.m)	圧力 (kgf/cm ²)	流量 (ml/min)	給圧 圧力 (kgf/cm ²)	回転 トルク (kgf-m)	処理材 混合率 (%)	処理 深度 (m)	柱体の 圧縮 強度 (kgf/cm ²)	コア試 験圧縮 強度 (kgf/cm ²)	柱体の 引張 強度 (kgf/cm ²)
1	20	I	0.6	55	5.0	5.9	55	57~67	9	1.1	2.3	—	—
2	20	I	0.6	48	2.5	2.2	55	59	10	0.9	1.4	—	—
3	20	I	0.9	64	4.5	6.2	55	72	12	1.2	3.1	—	—
4	30	I	1.5	60	3.9	5.2	40	42~85	13	1.0	1.6	—	—
5	20	I	1.0	60	4.0	5.8	60	32~74	14	1.0	—	—	0.34
6	40	I	1.6	48	3.9	6.1	80	86	13	0.8	—	17~53	0.34
7	20	I	1.7	49	4.0	5.8	55	45~67	17	1.2	2.3	—	—
8	20	I	1.3	54	4.0	5.8	55	45~67	19	1.0	3.6	—	—
9	20	I	1.1	52	3.9	6.1	40	85	16	1.0	2.6	—	—
10	20	I	1.6	60	4.0	5.8	55	32~72	20	1.0	1.3	—	—

テストピットの実験により、粉体噴射注入工法により柱体が造成されることがわかり、さらに攪拌混合性をよくするために図2-15、図2-16に示す攪拌翼を用いてスラリー噴射注入実験を行った同じ場所で実験を行った。実験の結果、現地盤の一軸圧縮強度が $0.15 \sim 0.25 \text{ kg f/cm}^2$ であるのに対して、セメント混合率が $9 \sim 20\%$ の範囲では、造成柱体自体の圧縮強度は $1 \sim 4 \text{ kg f/cm}^2$ となり、柱体中のよく攪拌混合された部分の圧縮強度は $1.7 \sim 5.3 \text{ kg f/cm}^2$ と高い強度を示した。また、よく攪拌混合すると柱体全体の圧縮強度も 1.0 kg f/cm^2 に達した。

2.2.3. 粉体噴射注入工法による試験施工

基礎実験結果をふまえ、実用実験機を試作し、それによる試験施工を関東地方建設局管内熊谷パイパスの行田市堤根地先で行った。

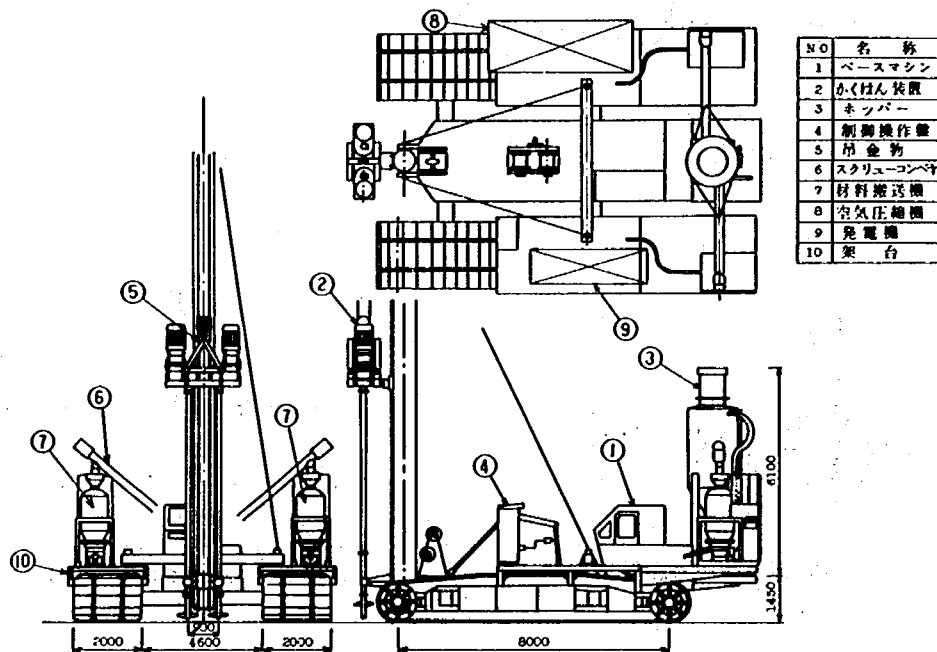


図2-17 粉体噴射注入機械（2軸型）

試作した粉体噴射注入機械は図2-17に示すように、スワンプ型クローラをもつベースマシンの先端リーダーに攪拌装置を取り付けたものである。攪拌装置は、粉体改良材を噴射するノズルを持った上段攪拌翼と混合性をよくする下段攪拌翼が付いたロッドとロッドに回転力を与えるモータ、各々2組からなる。

本機の架台の両側には、発電機および改良材を搬送するための空気圧縮機を搭載している。また、後部両側に2組の材料搬送機を、中心にポッパーを搭載している（以後、本機を2軸型と呼ぶ）。一方2軸型と同一機構をもつボーリングマシンをベースとした1軸型のものも試作した（以下、これを1軸型と呼ぶ）。

試験施工する地盤は、地表下約 6.5 m までが粘土層で、その下に砂層の基盤がある。粘土層の含水比は約 60%，湿潤密度は 1.6 t f / m^3 ，塑性限界は 40.0% で一軸圧縮強度は $0.25 \sim 0.45 \text{ kgf / cm}^2$ コーン貫入抵抗は $2 \sim 3 \text{ kgf / cm}^2$ であった。

実験条件は 2 軸型でセメント、生石灰、（スラグ+消石灰）、（排脱石膏+セメント）の粉体、1 軸型ではセメント粉体、（スラグ+消石灰）スラリーの計 6 ケースをとした。改良材の混合率は、地盤の湿潤重量に対して 10% とし、1 ケースの施工面積は $5.4 \text{ m} \times 16.35 \text{ m}$ で、そこへ直径 60 cm 深さ 6.0 m の改良杭を 108 本打設した。

施工状況について述べると次のとおりである。攪拌翼の回転数は 2 軸型でおおむね 64 rpm ，1 軸型で 58 rpm であり、攪拌翼の引き上げ速度は 1 m / min を目標とした。1 日平均施工本数は 2 軸型で 20 本，1 軸型で 12 本であった。改良杭打設後に、杭頭が地表面より 50 cm 前後沈下する現象があらわれた。これは、攪拌翼による粘性土の圧縮および杭径の拡大によるものと考えられる。排脱石膏+セメントを材料とする実験ケース 4 の施工では、粉体輸送管内が閉塞し、材料噴射が困難になり、10 本打設後に材料をセメントに変えて施工した。材料噴射が困難になった原因としては、排脱石膏に含まれる水分により、材料が粉体輸送管内で団塊状に固結したためと考えられる。

改良杭を施工し、約 1 ヶ月後に、静的コーン貫入試験を杭中心と杭間の 2 ケ所で行った。また、杭中心においてデニソン型サンプラーにより試料を採取し、深度 1 m 間隔に 1～3 個のコアを取り一軸圧縮試験を行った。

その結果、セメント粉体を用いたものは、いずれも深度 2 m あたりでコーン貫入が不可能になり、現場一軸圧縮強度はケース 1 では、 0.419 ， 0.647 ， 0.819 ， 1.078 kgf / cm^2 ，ケース 5 では 0.635 ， 2.633 kgf / cm^2 とばらつきが大きく、室内配合試験強度の $1/10 \sim 1/30$ であった。生石灰粉体を改良材としたケース 2 では、原地盤の q_c 値が $2 \sim 3 \text{ kgf / cm}^2$ であるのに対して、杭内・杭間とも q_c 値が 10 kgf / cm^2 近い値を示し、現場一軸圧縮強度は室内配合試験強度の約 $1/2$ を示した。

（排脱石膏+セメント）粉体を改良材とするケース 4 は、室内配合試験強度はセメントに次いで高いものになっているが、現場一軸圧縮強度と q_c 値とも原地盤とほぼかわらなかった。これは、材料が粉体輸送管内でつまり、十分に地盤中に送られていないものと考えられる。（スラグ+消石灰）を改良材とするものは、粉体性状のケース 3 では改良効果が見られるが、スラリー状のケース 6 はわずかであった。

2.2.4. 粉体噴射攪拌工法の構成

以上に述べた一連の開発過程の実験のほか、更に単軸機により直径 0.8 m の改良柱を造成する実験を行い、実用機設計のための基礎資料を得るとともに、砂を増量材とした場合の固結強度などを調べた。

現状における最終的な粉体噴射攪拌工法の原理構成は図2-18に示すとおりである。図の構成では、これまでの実験で問題になってきた粉体固化材の搬送用空気の回収方法及び噴出する排気や泥土の飛散防止を考慮しているところに特徴がある。すなわち、回転軸の中を通して送られる粉体固化材は、水分を多く含んでいる攪拌面の軟弱土に吹き付けられて付着し、空気のみが攪拌翼の先端から軸方向に集められ、軸のまわりの空隙から地上に噴出するようになっている。この場合、空気の通路は一貫して軸の回転によってできる突起部分の背面の空隙で構成される。このため、回転軸は四角断面かあるいは、突起のある断面にして、回転時に軸より大きい断面の空隙ができるようになっている。このように空気の排出通路は突起物と地盤から成る空隙で構成されるため、攪拌面に付着しきれない固化材の微粉末は、空気の排出の過程で周辺の土に付着するため地上に排出されるときには固化材はほとんど含まれない状態になる。

ただし、排気とともに軟弱土の一部が噴出する場合があるので、図に示すようなフードを取り付けることにした。

なお、本工法は陸上部の工事を対象に開発研究を行ってきたものであるが、空気回収の機構は海上工事にまで応用することができる。すなわち、図2-19に示すようにフードを海底に設置し、上昇する排気は付着して噴出する軟弱土をフードの中に落して空気のみが2重管の空隙を通して大気中に放出される。これによって、空気の回収のほか、海中の汚濁防止や混練部への海水の流入が防止できるという大きなメリットが生れる。

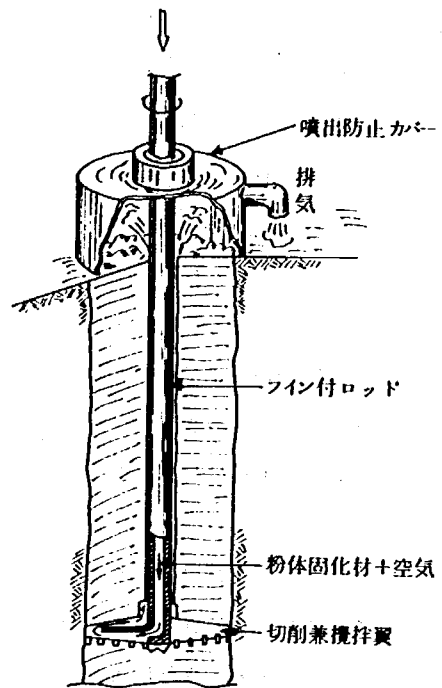


図2-18 粉体噴射攪拌工法原理構成図

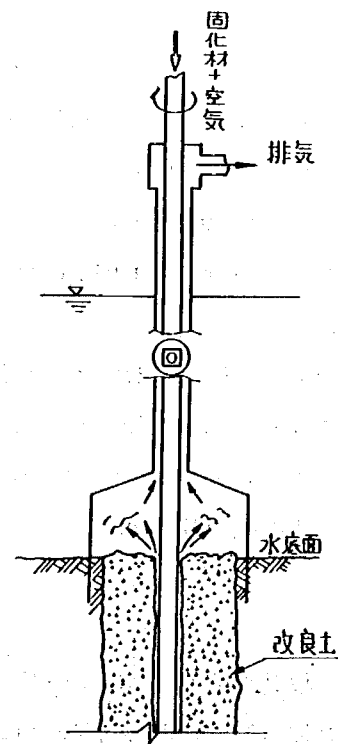
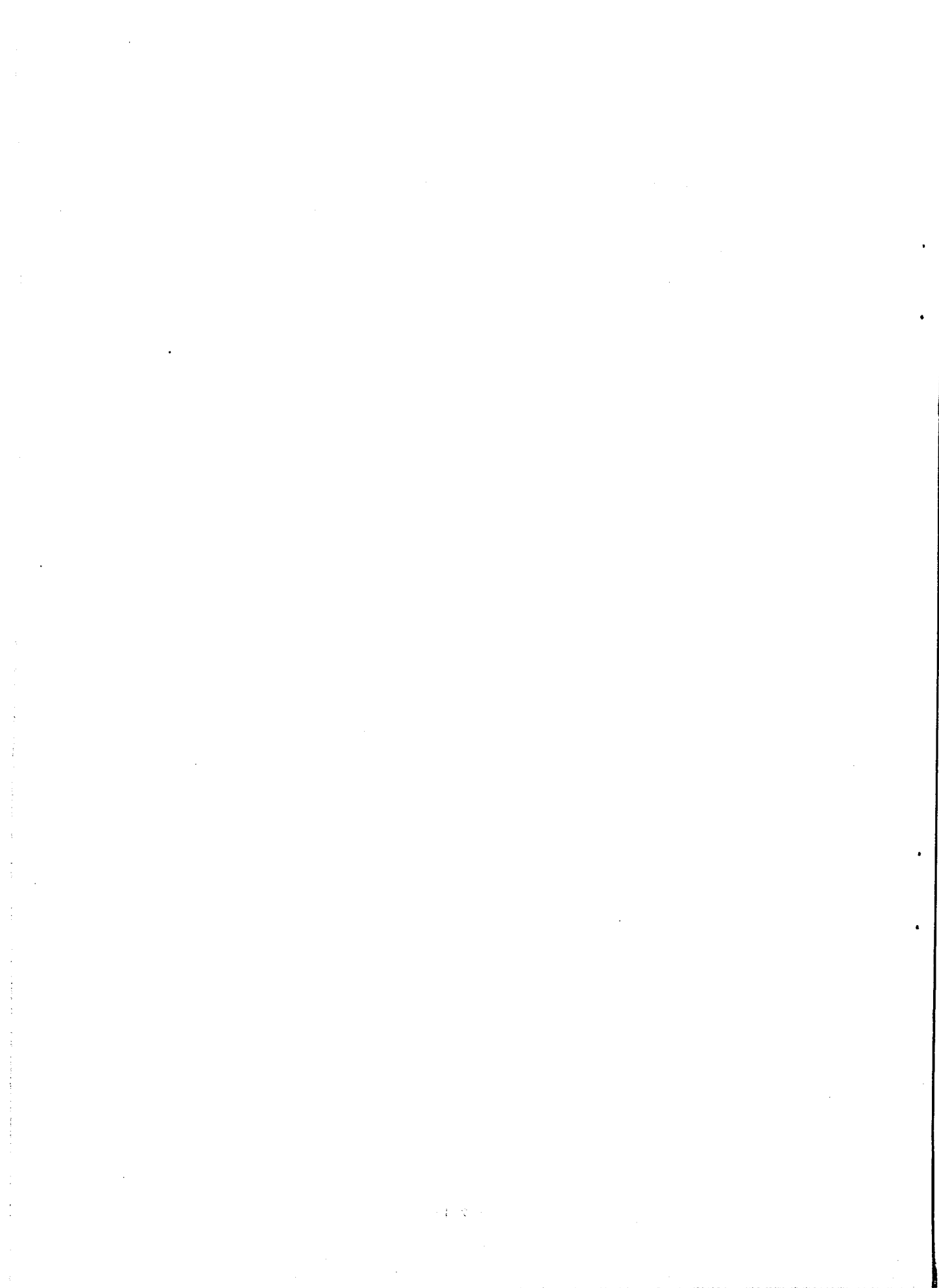


図2-19 水中工事における排気経路

お わ り に

建設省総合技術開発プロジェクトの本テーマは実質昭和52年度から3ケ年で行われたもので、開発研究の部分は原理確認の段階までで終わっている。幸いその後各界から関心をもたれ、それぞれの工法が実用化される運びになっている。開発研究を担当した当事者にとって、これほどうれしいことはない。これも本課題を推進していただいた本省の技術調査室をはじめ、本研究の委託先である（財）国土開発技術研究センターおよび（社）建設機械化研究所の協力のたまものである。ここに関係各位に厚く謝意を表する次第である。



道路交通情報システムの現状

道路研究室長 藤 田 大 二

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

道路交通現報の現状

1. は じ め に

人がある目的地に向って移動しようとするときには、必ず目的地に着く方法についての情報を必要とする。

人間は元来欲張りなものであるから、より速く、より快適に、より安全に、より安くということになり、そのための情報も必要とする。一般には歩行をも含めた交通機関の選択から始める。それは通常その人が既に持っている情報を利用して、必要あれば時刻表、ガイドブックなどを補助記憶として用いて判断する。数回、同一目的地に行く経験が重なれば、ほとんど判断を要しない自明の理となる。交通機関としてバス、鉄道、飛行機など人を運ぶことを業とする運行者によって運行される乗物を選んだ場合は、必要な情報は極く少なくなる。その乗物の出発時間と乗り換えに関する情報を知っておけばよい。もちろんその途中で運行者は、出発時刻、駅名、乗換え等に関する情報を提供する。タクシーを選べば通常は目的地を情報として伝えれば事足りる。歩行について言えばその人の日常の行動圏内であれば、既に持っている情報で充分である。見知らぬ所での歩行となると地図、案内図、標識、目立った建造物など様々な情報が必要となる。それらの情報が無くとも目的地の地先名などを知っていれば他人に訊くことによって他人の情報を借りることができる。深夜でもなければこれは容易なことであり、さして不快なことでもない。袖摺り合うも他生の縁ということもあり、稀にはロマンスを生じることもある。

自動車を自ら運転するということになると、実に様々な情報を必要とする。すべての道はローマに通じるというくらいだから、どちらへ向って発とうと目的地に通じる道はあるのだが、情報がなければ第一目的地から遠ざかるばかりになりかねない。まず経路を知るための情報が必要となる。地図で確めて置いても、自分が地図上のどの位置にあるかを知ることはなかなか困難である。このために案内標識或は町村名等の標識が必要となる。これらを頼りに序め定めた経路を辿ることが可能となる。自らが通行するのであるから自ら安全に関する責任を持たなければならない。道が曲っている、すべり易い、踏切がある、道が狭くなっているなどの情報を知る必要がある。そのために警戒標識がある。これらは運転者が自分の目でも確められるものであるが、自動車の速度の故に確認した時には既に遅い可能性があるからである。安全のためにはまた、自らの安全のため、少くとも廻り廻って自らのためではあるが、とにかく知って置かないと、経済的損失を招く規制標識、指示標識も重要な情報である。進むべきか退くべきか、信号の赤青もこの類いである。

これから述べるのは自動車交通のための、道路、交通に関する情報の現状についてであるが、ここまで述べたような情報は現在、個々には問題があるが一応整備されている。では何が問題なのか、何が不足なのか、それらに対してどのような解決策があるのか、その辺の所の現状を述べてみたい。

これまでの記述でも分るように道路交通情報には道路管理者が提供するものと、警察が提供するも

のと2通りあるが、筆者は一応、運転者が安全、迅速、円滑に目的地に到達するための道路交通情報を対象として考えることとする。また筆者は新しいものを好む性癖があるため、従来から提供されている交通情報よりは新しい手段による交通情報の提供に力点を置くこととしたい。

2. 道路交通情報提供の現状の問題点

ここで言う道路交通情報は主として走行を開始した運転者に対して公共側で提供する情報であるが、これらについての問題点は要約すれば量的、質的に不足ということであろう。以下、個々に述べる。

2.1 標識類

標識には先に述べたように案内、警戒、規制、指示の4種類があるが、まず、これらは充分に見やすく、意味が理解し易いものであることが必要である。見やすさ、視認性という点では未だ研究はされているものの一応は理論、実践ともに満足の行く基準ができており、問題は少ない。ただし、標識類は運転者が見落さないためには充分な数が設置されていることは必要であるが、標識類は元来そう美しいものではないため、美観を害することになるし、現状でも重なり合って見えないものもある位で、そうやたら増やせるものではない。余り数が多ければ運転者の方で終には見るのを諦めることになる。理解し易さという点では文字で表わすものでは文字数、シンボルで表わすものはそのデザインが問題となるが、現在程度の情報を伝えるためなら、現在のものはかなり洗練されたものとなっており、余り問題はなからう。

2.1.1 案内標識類について特に

他の標識類についても、もっと内容が充分わかるようにとか、問題はない訳ではないが、案内標識については特に問題があるように思われる。まず数の不足である。国道のような高規格の道路ではまず問題ないが、一旦地方道に入ると案内標識を見出すのが困難な場合が多い。地図上は近道であることが分っていながら、案内標識がないばかりにとんでもない所に連れて行かれることになる。実はそれはそれで、他所者が気ままに猛スピードで日常生活の場に踏み込んで行かないための歯止めになっているようで、一概には責められないかも知れないが、それにしても地方道では不足のように思われる。

次に標示されている地名の選択の問題である。標示されている地名を頼りに道を選択して行くと次の標識で目的地への手掛かりを失うことがある。ある地点では遠方の有名地点ばかり標示されているが、他の地点では近在の他所者には見当もつかない地名が表示されている。もちろん、それらには理由があって、幹線道路で遠距離交通が多ければ、遠方の地名を、街路、田舎道では近在の地名を標示するのが正しいのであり、本当に近在の者しか通らなければ案内標識など必要ないという訳で主旨はその様になっているのであるが、現在の所、必ずしも合理的な定め方はないようである。合理的に定めるとすればその地点を通る車の起終点を解析して、最も必要とされる地名を選択する方法を開発する必要がある。その際には、近地点に起点を持つ車は近在の情報を既に持っている確率が高

く、近在の情報を必要とせず、近地点に終点を有するものはその逆というように考えられるが、実は終点到達した車は必ずそこを起点として出発するため、実は運転者の居住地、場合によっては出身地を考慮する必要がある。そんな面倒なことをしなくても案内標識に関して不都合があれば運転者から道路管理者に苦情が入って次第に最適化されるという考え方もあるかも知れないが、元来、案内標識は文字数の制限上、すべての運転者に都合の良い標示は出来ないものであり、たまに有力者が不都合を発見したからといって改めると、却って大多数の運転者に不都合になる可能性もある。いずれにしてもこの問題は標識に標示できる情報量に視認性からくる制約があるためである。

2.1.2 標識情報の国定性

標識は一般にペイント類で書かれており、固定的である。しかし、たまには事故、道路工事のために交通止めが生じ、標識の標示が当面の運転者にとって意味をなさなくなることがある。ひどい渋滞ともなれば運転者はその道を避けたいが、そのような情報を伝える手段がない。

2.2. 現用されている新しい道路交通情報提供手段

2.2.1. ラジオ交通情報

既に新しいとは言えないかも知れないが、昭和36年に開始された比較的新しい情報提供手段である。当初は文化放送が警視庁の協力で開始し、次第に他の放送局、他の地区でも警察の協力を得て開始した。これは車中の運転者に直接、声で働きかけ、情報も交通状況に応じて変り、標識類に較べると情報量も多いため好評を得たためである。たゞ警察のみを情報源としたため、事故、交通渋滞、催し物などのための交通規制が主とした情報であり、次第にマンネリ化し、一方、運転者側はこの情報提供手段に期待できる可能性として、道路状況、気象状況を含む幅広い情報を望むようになった。実は運転者の望む情報は道路管理者側の情報の方が多いことが分ってきた。道路管理者の方は腰が重かったのであるが、昭和43年に飛弾川でバス転落事故が発生し、道路管理者も道路情報センターを設けて電話応答などを開始したが、まもなく、両者を合体した日本道路交通情報センターが設立された。

このように好評のうちに迎えられ、合理化されたラジオによる道路交通情報であるが、なお不足を言えば次のようなことがある。

- イ) ラジオは広域に一斉放送されるものであり、広域の情報需要に応へるため、また時間の制約もこれあり、勢い、広く、浅く且つ重点的な路線の情報を伝えることになり、運転者が今走っている。今走ろうとしている路線についての情報は無い場合もあり、有っても放送時間の中の一瞬であり、聞き洩すこともある。
- ロ) 放送は常時聞きたい時にされているのではなく、局側の都合で不定時になされているため利用しにくい。

ハ) ロ)の理由も絡んで情報を聞いた時には既に遅い。或は情報その物が古い。後者の方は初めて出現した動的な情報提供手段の宿命で、情報収集の速度に限りがあるため止むを得なかったことであり、以後、動的な情報提供手段につきまとう問題であるが、情報を収集する道路管理者側の体制、機器の改善、日本道路交通情報センター側の同様努力により改善されてきている。

2.2.2. 電話応答システム

ラジオ交通情報の好評に励まされて警視庁が昭和38年に開始したものがあるが、これもラジオの場合と同様の理由で日本道路交通情報センターが行うこととなった。

電話であれば自分の知りたい情報を任意の時間に聞ける訳で質の高い情報が聞ける。たゞしこのシステムも走行中に聞けないのは当然として次のような問題を生じている。

イ) 利用者が多いと個々には応じられなくなる。実際に災害発生などがあると機能しなくなるため、現在では応答担当者の数を上回る通話があるとアンサフオンに繋がるようになっている。そのような場合には知りたい情報も似ている可能性もあるがやはり個々の行先毎の情報は提供できない。

ロ) 日本道路交通情報センターへの問合せ電話の番号が周知されていない。これには道路交通情報センター側の広報努力も関係するが、天気予報、時報等のようにどの地域でも覚えやすい国定番号をとることが必要であろう。実際に調査して見た結果では番号を知っていたものは数多に過ぎないが、仮りに番号が周知するとそれに比例して問い合わせが増加するとイ)に述べた状況が常時出現することになる。

これらの解決のためにはダイヤルによる情報選択と自動応答のためのシステムが必要になる。自動応答には簡単なテープの選択から個々の詳細な要求に応じた自動音声編集も考えられよう。

2.2.3. 道路交通情報システム

都市内の高速道路などでは大量の交通によって毎日のように渋滞が発生する。首都高速道路では昭和43年頃から問題となり始め、現にある交通情報提供手段のみで、自然にまかせたのでは道路交通の安全、円滑が阻害されることが明らかとなったため、新しい情報提供手段を含め、必要な交通規制も行う交通管制システムが構想され、昭和44年に交通管制システムなるものが稼動しはじめた。阪神高速道路でも同じ頃に同様な問題が発生し管制システムが設けられた。道路公団の都市間高速でも都市近郊を中心に管制システムが設けられてきており、一般国道においても、昭和46年に千葉国道工事事務所管内で、次いで東京国道工事事務所でも相次いで道路交通情報システムが設けられた。交通管制システムも規制を除いた道路交通情報という意味ではすべて同じで、目的は(1)、ドライバーの予期しない遅れとそれによって起る旅行時間の増大を防ぐこと。(2)、道路網としての処理能力を上げること。(3)、走行の安全性を高めることが挙げられる。

これらの目的達成を可能にしたのは電子工学の進歩による構成要素機器の開発および改良の進展である。それらの要素技術を記述すると以下のとおりである。

イ) 車両感知機

自動的に交通量を計測する車両感知機は交通状況を知る上にも、また次の時点での交通状況を知る上でも欠くことのできないものである。車両感知機自身は昭和30年代の前半から土木研究所において、伊吹山元所長、金泉主任研究員らによって、ゴムホース式、光電式、踏板式、地磁気式、ループコイル式、超音波式等が開発され、最初に実用に供されたのはゴムホース式で、タイヤに踏まれた事による圧力上昇を検知して車軸数を数えるものであり、交通量常時観測に採用された。

昭和40年代に入るとループ式が價格的にも安くなり、ホースの頻繁な切断などもないことから普及してきた。これは路面下5~10cmの深さにループコイルを埋めて置き、一定周波数の電流を流しておくと、車両のような電導体の接近によってインダクタンスが変化するのを検出するものである。感知精度は99%以上が期待できるが、水道工事等によって切断される恐れがある。また、路面下の金属の存在状況によって感度が変わるため調整をする必要がある。

超音波式はやゝ遅れて実用されはじめた。これは道路上空に設置したスピーカーから超音波を発射し、路面から帰って来た反射波と車の上部から反射された波の到達時間の差を見て車の存在や、通過を検知する。スピーカーは指向性があるが、ある感知範囲を持ち、各地点で一定になるよう調整する必要がある。精度的には当初、設置方法、信号処理の方法に不備の点がありループ式に及ばなかったが、現在では同等とされ、ループ式と共に市場を分けている。

感知機によって得られるデータは基本的には交通量であるが、一定時間内に車が感知機の直上或は直下に存在していた時間の割合を時間占有率(オキュパンシと呼んでいる。)が計測できる。これは交通密度、速度とも密接な関連を有し、渋滞判定に有効である。東京国道のシステムでは或る地点でのオキュパンシから実験式的に信号待ちの行列長を推定している。首都高速道路では一定値を超えるオキュパンシがあれば渋滞として渋滞長を求めている。また同種の感知機を2個並べて設置すれば通過時の時間差と距離により速度が求められる。これらの情報は電話線などを通じて中央に送られる。

ロ) I T V 装置

常時人が、或は中央装置が異常などを告げた地点を中央側で人の目で見えるために用いる。

ハ) 電子計算機

特筆することはない。

ニ) 道路情報板

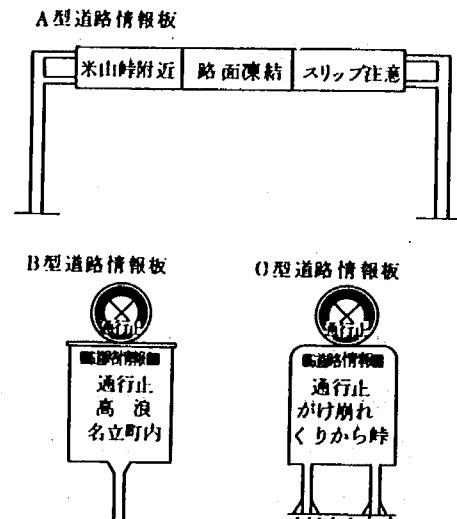
システムと運転者との間の情報伝達を行うもので、利用者側にとって最も重要な構成要素である。刻々に変る交通状況によって運転者に伝える情報も変るから可変でなければならない。道路情報板にはA型、B型、C型の3種類があり、A型はオーバヘッド式の大規模なものであって電光式と字幕式の2種類がある。いずれも最も重要な地点に設け、遠隔操作ができる。

通常のA型は3ブロックに分れており、(図-1)、各ブロック毎に予め準備されたいくつかの表示の中から一つを選択することにより、情報を変化させる。字幕式の場合は物理的な制約から1ブロックの可変数は拾数箇までであり、電光式のものも普通は字幕式と同様の方法で情報を変化させるが、最近ではフリーパターンのものが検討されている。フリーパターンにすると中央から文字すべてについて、点灯パターンを指示する信号を必要とし、複雑になる。

B型は規制区間の前後や、危険個所の前後の路側に設けられる字幕式の小型のもので一般には現地で操作する。

C型はB型と同じく規制区間の前後や、危険区間の前後に設けられるもので、情報内容を板に書いて取りつけるものである。要するに立看板である。

高速道路では必ずしも上記の分類に従がわないが、料金所に設けるものを除けばB型に相当するものも遠隔操作である。



B型・O型道路情報板共に「通行止」のときは道路標識(301)もあわせて掲示する。(表示中は黄色注意灯が点滅する)

A型道路情報板の表示内容(例)

A 枠	B 枠
災害発生	通行止
大雨	除雪作業中
大雪	スリップ注意
路面凍結	通行注意
なだれ	チェーン着用
土砂くずれ	

図-1 道路情報板

以上のような構成要素で近代科学の粋をこらしたシステムであり、無くてはならないものであるが、なお不足として情報の質と量の問題は残る。すなわち、

- イ) 道路情報板といえども標示できる文字数に限りがあり、情報の詳しさも自ずから制約される。
- ロ) 標識類と同じく設置できる数には限度があり、また電光式は一基3千万円位で費用的にも高い。

ハ) 情報の質つまり、正確さおよび運転者が真に欲する情報との隔たりがある。例えば運転者は10分前の渋滞長よりは現在の、現在のよりは自分が遭遇するであろう渋滞の長さを、渋滞長よりは遅れ時間或は旅行時間を望むであろうが、望まれるものほど正確には答え難いという事実がある。情報量を増やせば過去、推定の現在、将来の渋滞長、遅れ時間を必要なら註釈つきで伝えることもできようが、イ)に述べた制約からそれはできない問題である。

このような問題点解決の方法の一つとして道路網全体の交通状況を図形表示して情報を伝える試みが首都高速道路の9号線で実施されているが、これは、充分に大きな画面を表示するためにビルの壁面が利用できる、或は注視して充分に理解できるだけの時間余裕のとれる区間に限られる等の制約があり、一般的には利用し難く、また図形表示の理解し易さ自体も問題である。

2.2.4. 道路気象情報システム

基本的には、道路交通情報システムのサブシステムであり、車両感知機に変わる検知器として雨量計、風速風向計、積雪深計、路面凍結検知機、場合によってはなだれ、落石検知器なども考えられる。飛弾川事故以来、気象、天災による不可抗力に近い事故に際しても道路管理者はこのような情報の把握に努めざるを得ない状況にある。このシステムの中でも更に予測等が必要になるが、それらができるとして、道路の至る所に存在する自動車に必要な時に情報を伝える方法があるか否かが問題となる。現在の所は危険が予測されたら、情報板に表示し、序め設けられた遮断機を下ろすといった処置が考えられるが、既に危険区間に向ってしまった車に対しては巡視車が危険を昌して報らせに行くほかない。

3. 新しい道路交通情報提供手段の開発の現状

現存の道路交通情報システムについて様々な問題点、欠点をあげつらったが、情報の収集という面では欲を言えばきりが無いが充分と言って良い位に開発が進んでいる。収集された情報の処理という面では得られた情報を最終的に運転者が利用し得るものにまたより運転者にとって意味あるものにする必要があるが、これらは必然的に予測を要求し、予測というものははずれるのが当然であるという論理によって今後も急速な進展はないと見られる。

しかしながら、運転者は現在の必ずしも正確ではないかも知れない10分程前の情報でも利用するに足る情報としているのであって、当面はとに角、頭を使うことによって対処するほかなく、機器の開発の出る幕は少ない。道路交通情報は収集、処理され、最後に運転者に提供されてこそ意味をなす。提供については現在の技術を駆使すれば実に様々な手段が利用可能である。もちろん、その費用が情報による便益に見合えばの話であるが、そこで現在までに研究開発されている道路交通情報について述べる。

3.1. 自動車総合交通管制システム(CAC: Computer Automated Control)

このシステムは通産省の大型研究開発プロジェクトとして昭和48年から昭和53年にかけて開発されたもので、交通事故、交通渋滞、交通公害などの社会問題に対応すると同時に自動車の持つ機能を生かし、道路網の効果を最大限に発揮させることを目的に、自動車の流れを総合的にコントロールすることを主眼とした画期的な自動車交通の情報システムである。

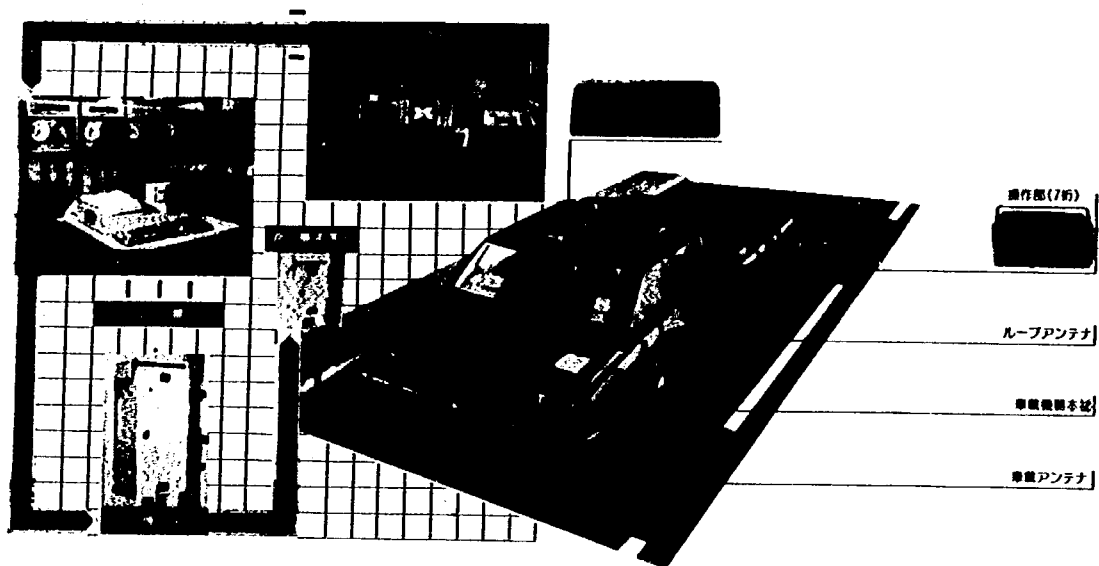
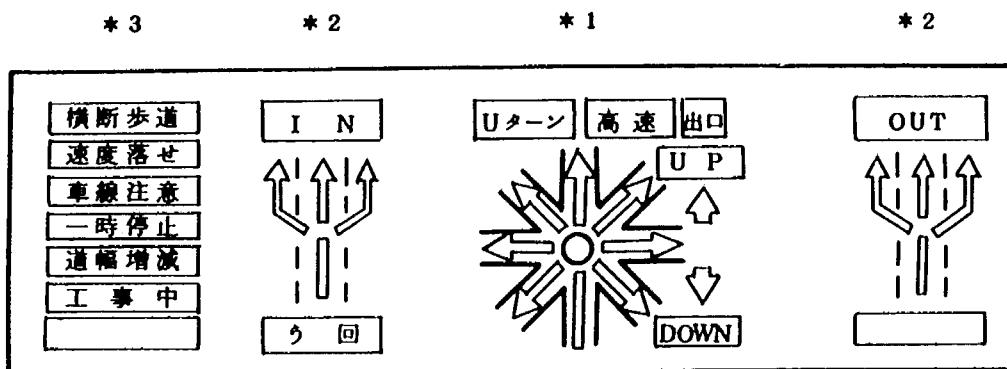


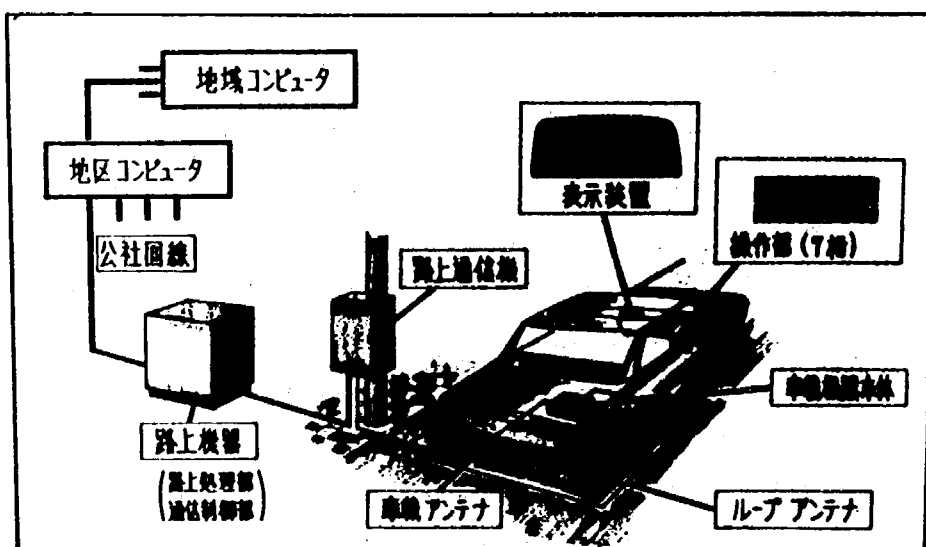
図-2 自動車総合管制システムの機器構成概略図

このシステムは、図-2に示されるように、中央処理装置、路上装置および車載装置の各群から構成されており、中央-路上装置間は公社のデータ通信回線によって、また、路上一車載装置間は微弱電波等無線系で結合される。それら装置間の情報の流れはまず端末となる車載装置からデータが収集され、中央装置によって処理されて、路上装置を介して、再び車載装置へフィードバックされ、最適進路指示、交通規制、緊急情報等を車内に表示、放送としてドライバーに伝達するようになっている。



- * 1. 右左折直進の指示が、交差点の形状と共に、表示される。
- * 2. 交差点に進入する前（I N）及び通過後（OUT）の走行レーンを指示する。
- * 3. 後述の走行情報サブシステム用表示板。

図－3 車載機器表示パターン



図－4 経路誘導サブシステム概念図

また、このシステムは5つのサブシステムを有しており、各々が有機的に関連しすることによって「総合管制技術」となっている。それらの内容は次のとおりである。

3.1.1. 経路誘導システム

ドライバーが出発前に、車載機にダイヤルで目的地コードをインプットしておくことにより、主要な交差点にさしかかる前に、その交差点の形状、左右折、直進等の指示が車内に表示される。(図-3)この指示に従うことにより、ドライバーは渋滞交差点を避け、目的地までの最短時間経路を走行することができる。さらにエリア全体の交通流を適正配分し、全体の走行時間の短縮が可能である。このシステムは本プロジェクトの中心システムである。(図-4)

3.1.2. 走行情報システム

一時停止、速度制限等の走行情報を走行中の車内に伝達・表示し、制限速度を超えた場合には警告音を発するなどにより事故防止をはかる。

3.1.3. 公共車優先システム

救急車、パトカー・消防車等の緊急自動車あるいは路線バス、清掃車が交差点にさしかかる前に検出するシステムで、信号機の制御その他によりこれらを優先的に通過させる。

3.1.4. 緊急情報システム

災害の発生、大気汚染の発生等により緊急規制が実施された場合に路側の装置から緊急情報が放送され、車載ラジオによりドライバーに強制的に伝達される。この機能により、平常時には、交通情報の伝達に利用できる。

3.1.5. 可変情報板システム

車載装置が全体的に普及するまでの間、システムの機能を未搭載車に還元するため、あるいは、3.1.1.のシステムの表示情報が前方の一交差点に限定される制約を補うために、路上に道路の小ネットワークを掲示し、各ルートの混雑状況を表示し、ドライバーに自主的なルート選択をさせる。

東京都の渋谷を中心に35方キロの範囲で、実際に殆どどの交差点に路上機器を設置し、車載機器のすべてを搭載した車両を330台、送信部のみを持ち、情報提供を受けない車両を1000台(この車は中央で旅行時間データを収集するために使用され、タクシーが選ばれた。)使用して昭和51年から実施された。パイロット実験においては開発された機器の性能確認のほか、シミュレーション等により予想されるシステムの効果を旅行時間の短縮という形で確めること、及び利用者の反応に関するアンケート調査がなされた。

開発された主要な機器の概要は以下のとおりである。

イ) ハードウェアシミュレータ

中央装置には交通流予測、最短経路探索などの膨大なソフトウェアが要求されるが、特に負荷となる最短経路探索について道路網と各道路の旅行時間を模擬するハードウェアシミュレータを開発し、画期的な高速演算を実現した。

ロ) 径路誘導用路上機

交差点手前のループアンテナ上を自動車が時速100kmで、あるいは1交差点の各方向最大16レーンを時速60kmで同時通過する場合でも、往復約160ビットの情報交換を介して各自動車に対して個々の誘導が十分可能な機能を持つ機器であり、8Kのメモリーを内蔵するコンピュータ部と16チャンネルの入出力を処理する通信制御部およびループモデムが主要な構成である。そのコンピュータ部はミニコン仕様と、より小型化と高信頼性を追求したマイクロコン仕様のものを製作した。前者については高速道路用(2車線)の装置も製作された。なお、この装置は走行情報システムの処理機能を併せ持っている。

ハ) 走行情報路上機

片側最大4レーンの各レーン毎に12ビットの片方向通信により10種類の情報の一つを自動車に伝達する機能を有し、センターからオンラインにより伝達情報を変更できるタイプと固定情報のみを送出するオフライン型とが製作された。

ニ) 緊急情報用路上機

センターから電話回線によって伝達される音声情報を路側に約400m延伸させた漏洩同軸ケーブルアンテナを介して400MHzの電波に乗せて放送する。この音声電波パイロット信号が重畳され車載ラジオがいかなる状況にあっても強制起動、強制同調によりドライバーに伝達される第一種情報と聴取の可否を選択できる第二種情報の区別をすることができる機能を持っている。

ホ) フェライコイルアンテナ

路上と車との間隔がわずか数十cmで、通信を確実に媒介するループ通信方式が本プロジェクトの中心方式となっているが、ループアンテナの施設が困難である高速道路、工事中道路への対策として、フェライコイルアンテナをオーバーヘッド式、あるいはサイドファイナ式に利用することが可能となった。

ヘ) 車載機

径路誘導、走行情報の両システム一体の車載機は、路上のループアンテナに目的地、車種、車載機番号等を伝達し、折返し路上機から伝達される情報により、交差点形状、進行方向、車線変更等をドライバーが安全に対応できるタイミングによって表示パネルに図示する装置である。

パイロット実験のほか、車載機器の人間工学的研究など、非常に幅広い研究がなされており総研究費は70億円に達したと言われている。アンケート調査によればこのシステムの普及は車載器の価格によって支配され、5万円以下であれば17%、3万円以下であれば70%の人が付けたいと言っている。(もちろん路上機、中央装置は公共で完備するという前提である。)ちなみに現在の技術で車載機は数十万円になると言われている。

筆者が考えるこのシステムは情報の量、質ともに理想に近いものを提供することが可能のように思

われる。そして、このシステムが完全普及すれば莫大な労力を要している起終点調査も常時実施することを可能にする。数十万円といわれる車載機も、最近では自動車自体の制御がマイコン化しつつあり、将来的には当初目標である3万円程度になることも充分期待できよう。

にも拘らずこのシステムは重大な問題をいくつか抱えていると考える。それは第1にこのシステムを普及させる方法である。このシステムの性質として車載機搭載車がすべての情報源となり、普及すればする程正確な情報を得られるが、最初に搭載した車は僅かなメリットしか受けないであろうということ。第2に完全に普及したとすれば搭載車は何ら他車に較べて得る利益がないこと、仮りに90%の搭載率でこのシステムが完全に成功したとすれば、残りの10%の人は搭載しなくとも円滑に走行できるであろうということ。第3に人間工学的検討の上で支障はないと結論されているのであるが、にも拘らず、安全運転のための前方注意のほかに車内のディスプレイを見ることが安全性に与える影響は決して無視できないであろうということである。交通事故においては0.1秒以下の僅かな時間差が運転者の死命を制すると考えられるからである。第4に交差点無での経験誘導は確に親切であり役立つことも多いと考えられるが、人がその本性に照らしてロボットのように計算機の

しかしながらこのシステム非常に興味あるシステムであって、パイロット実験終了後は自動車走行電子技術協会が財団法人として結成され、その実用化に関する研究を進めており、路上機は建設省、警察庁によって新な応用のために引き取られ、土木研究所も東京一成田間の首都高速道路、京葉道路、車関車自動車道に設置されていた路上機をもらい受け、旅行時間予測方法の開発のために使用している。

3.2. N・Wシステム (New Wgy System)

このシステムは首都高速道路公団が開発したもので、自動車総合交通管制システムの機能にさらに速度、車間距離の適正保持を補助するシステム、地図、旅行時間など幅広い情報提供機能を付加したものである。すなわち路上機としてはCACと同一のものをを用い、車載機として、図-5に示すようにポイントフォロワーゲージをボンネット上に備え、ライトが中央に来るように加減速すれば適正車間が保てる仕掛けとなっている。

目的地はCACと同じくキーボードでキーインする。またCRTディスプレイを持ち、自由席の高い情報を表示できる。このシステムを用いれば分合流部における分合流も容易に行なえ、通行料金の自動精算も可能になるとされている。

このシステムでは2台の車両が試作され、CACの路上機を利用したりして、機器の機能確認、ラングメータリンクの可能性の確認が行われた。またシミュレーションにより車載機搭載車10%程度あれば、全体の交通流を最適化されることが示された。(図-6)

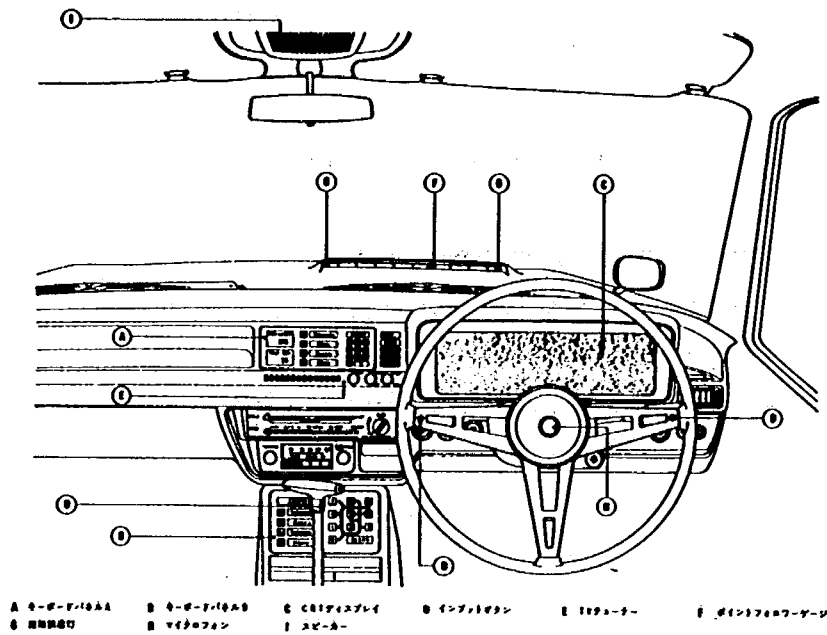


図-5 1号車のCRT デイスプレイ配置図

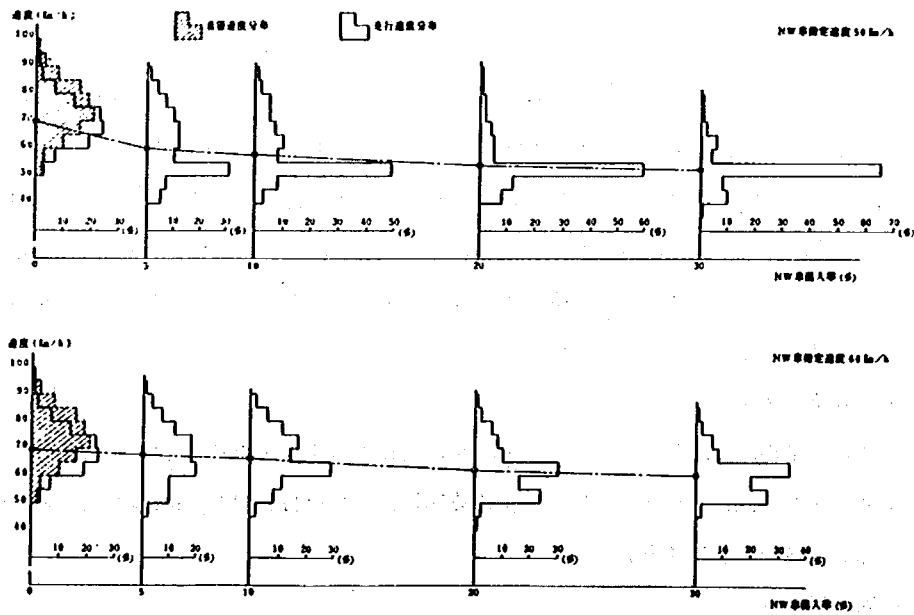


図-6 NW車の混入による走行速度分布の変化

このシステムについて言えば、自動車総合交通管制システムと同程度以上の情報提供能力を持っているが、同様な問題点も抱えていることが指摘される。

3.3. H A I R システム (Highway Advisory Information Radio)

この日本道路公団が米国で実用化されている類似のH A R (Highway Advisory Radio) システムにならって開発実験しようとしているシステムであり、カーラジオに対して特定周波数の電波で路側に設けた局地的な送信局から交通情報を放送しようとするものである。すなわち、ラジオによる交通情報が広域的に同一内容の情報を不定時に出すのに対し、常時、自動車が存在する道路区間、方向に見合った情報を提供しようとするものである。

土木研究所においても同様にカーラジオを通じた路側放送の実験を現在、昨年12月から国道17号、三国トンネル―塩沢間において実施しているが、これも基本的には同一思想に基づくものである。

この二つのシステムの相異は土木研究所のシステムは主として一般道路を想定し、道路に沿った狭い範囲のみを放送領域として、電波法の微弱電波を使用し、他の通信障害とならない限り法規制を受けないのに対し、道路公団のそれは、インターチェンジなどのやゝ広域の放送領域を要することになり、現行の電波法の規制を受けることである。このために実験の開始が遅れているが、近く、郵政省の認可を受け実験を行うことになるかと聞いている。その他、土研システムは昭和44年から検討を開始しており、上り下り方向の情報の自動切り換えシステム、緊急な情報について強制的に他のラジオ番組に割り込む緊急割り込みシステム、道路の各区間で異なり、刻々に変化する情報を自動的に編集作成する自動音声編集装置の開発およびそのためのソフトウェアについての研究が進められていることであるが、これらはいずれ両システム共に必要とするもので、究極的には同一システムとして機能することになる。以下、筆者がその内容について詳しい土研システムについて説明する。

このシステムは図-7に示すような道路交通情報システムのサブシステムとして位置づけられる。図-7の内容を概略記述すると以下のとおりである。

1) 情報収集システム

交通量、渋滞、道路障害、気象等の道路交通情報を収集するためのものであり、動的な交通量、渋滞は超音波式、ループ式等による交通感知器、気象は自動計測、道路障害については人による通報等で情報を収集する。

2) 情報処理システム

情報収集されたデータおよび経路案内に必要であらかじめ準備されている距離等のデータをもとに、最適経路選択、交通流予測等を行なうための機能を有するものである。

3) 情報伝達システム

処理された情報をもとに道路利用者に情報を伝達するためのものであり、伝達形態による3つの方式が考えられる。

① 音声情報伝達システム

無線通信方式により車内へ音声で直接伝達する方式であり、処理システムの出力から伝達するための音声を作成する部分と車内へ伝達する部分に分かれる。

② 個別通信システム

走行中以外の方法であり、フ
アクシミリ、ディスプレイ等の

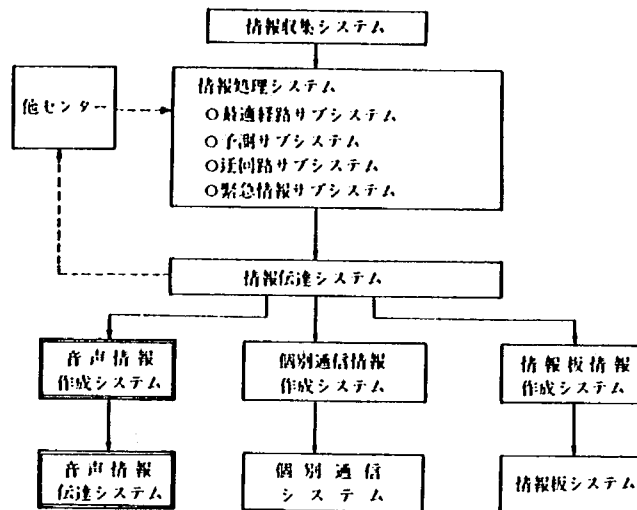
コミュニケーション手段を利用して道路利用者へ情報を伝達する方式である。高速道路ではサービス・ステーション、料金所、街路ではガソリンスタンド、ドライブイン等に機器を設置し、ある程度の選択手段をもたせ中央の情報伝達システムより選択した情報を送る。

③ 情報板システム

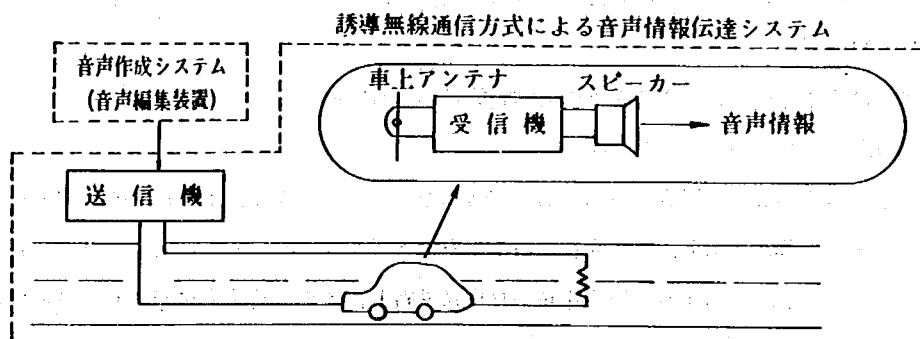
首都高速、建設省の一部事務所で既に収集システムと組合せ、渋滞等の伝達に実用化されているシステムである。伝達手段としては主に電光式等の可変標示板が使用されている。

4) 他センター

警察、気象庁、道路交通情報センターのことであり、関係する情報交換を行なうためのシステムが必要である。



図一7 道路交通情報システムの試案



図一8 音声による情報伝達システム

このシステムにおける情報伝達は図-8のように誘導線上送信アンテナに交差点区間に個別に配置することにより、区間毎に異なった情報を提供できる。方向別切換えの動作原理は図-9に示すとおりである。

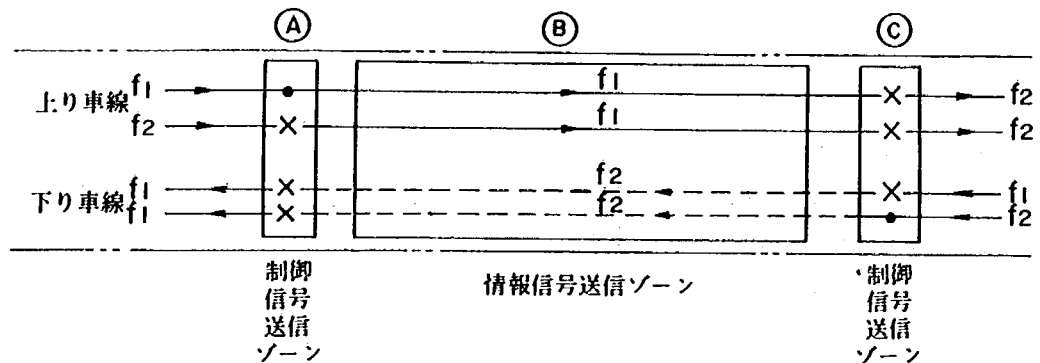


図-9 方向別切換方式

誘導線（送信アンテナ）を交差点区間に個別に配置することにより、この誘導線ループ上に通過する車は、区間毎に異なった情報を得ることができる。図の送信機に入力する音声情報は、場所毎に異なる情報を素早く作る必要があり、人手で音声を作ることは、特別な情報以外は不可能であり、電算機によるダイナミックな、自動的に音声を編集する機器が必要である。これが音声作成システムの音声編集装置である。

1) 車載受信機の機能および方式

イ) 機能

① 方向別自動切換

車載する受信機は、手動による受信情報（上り・下り情報）の切換操作を手動で行なう必要がなく、車の移動進行とともに、自動的に進行する方向に適した情報を選択する機能である。

② 緊急割込

災害時における通行止などの緊急な情報を強制的に割込む機能。

ロ) 方向別自動切換方式の必要性

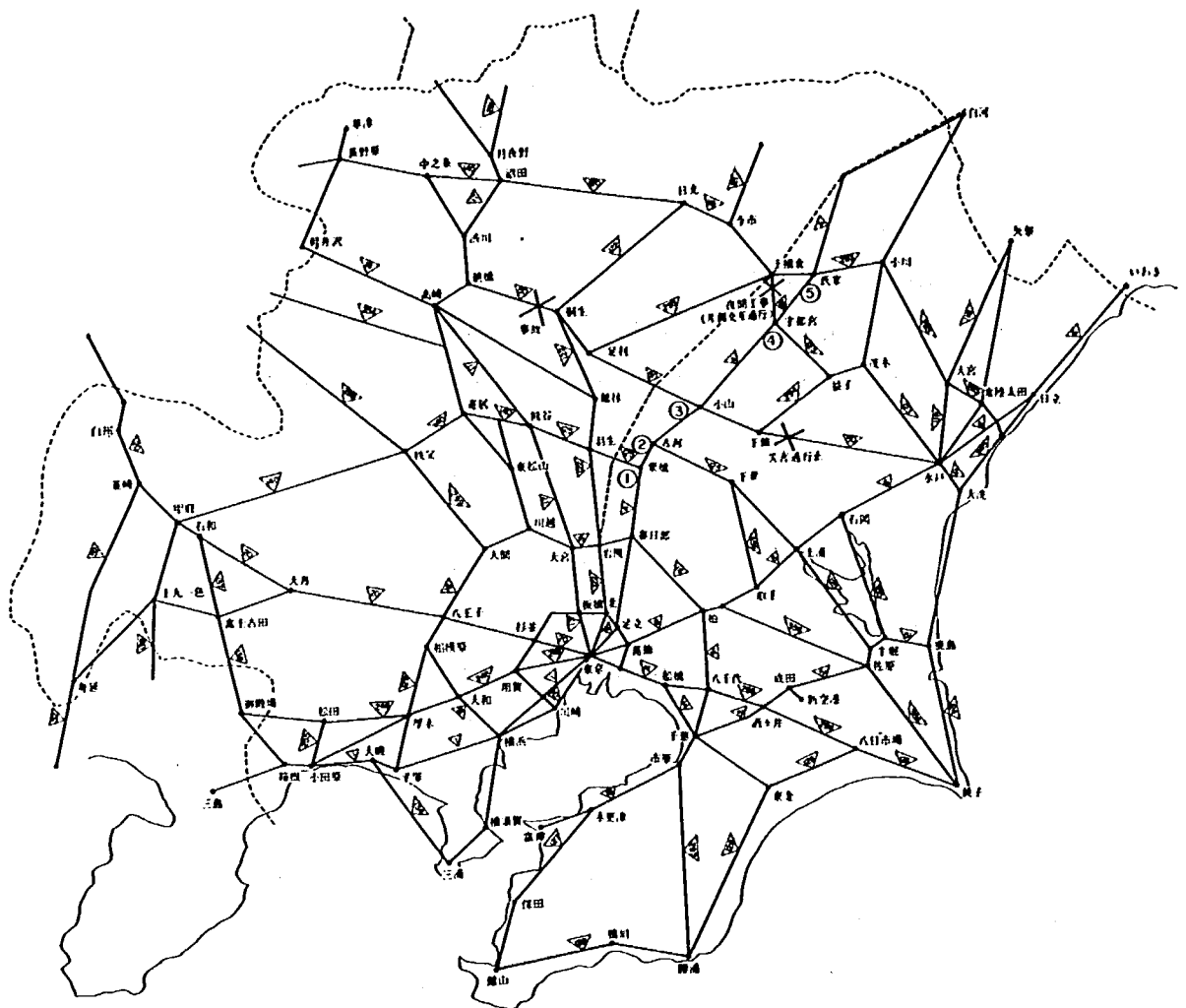
一般市街地の道路のような場合は道路の構成が線状な系統だけでなく、網状に面的広がりをもって構成されているのが普通であり、車の通行経路も1系統だけでなく交差点を經由して自由に各方向へ進行していく形をとる。このような場所を車が自由に進行し、その進行方向に適した道路情報を受けるには、受信チャンネルは必ずしも一定したものとは限らない。

例えば交差点を右折した場合と、左折した場合とでは直角方向に曲った後の道路に関しては、互に反対の車線を進行することとなるので、進行方向に適した情報を受信するためには、交差点通過の

前後で受信チャンネルの切換えが必要となる。このようにチャンネルの切換えを必要とする際にこれをその都度手動で操作して切換えて行くことは繁雑であり、また適正なチャンネルを即座に判断することも運転者においては容易でない。走行中限られた情報受信区間を無駄に走行するばかりでなく、このような操作を運転者に行わせることは負担となり安全運転の上からも避けるべきである。

ハ) 方向別自動切換方式の動作原理

- ① まず受信機が f_1 チャンネル受信状態でゾーンAに入る。
 - ② ここでは f_1 チャンネルは無変調の電波を送信しているため、受信機は f_1 チャンネルで受信状態のままゾーンAを通過する。
 - ③ 次にゾーンBに入ると f_1 チャンネルで送信している上り道路情報を受信しながらゾーンBを通過する。
 - ④ 次にゾーンCに入るとここでは f_1 チャンネルは制御用トーンで変調した電波を送信しているので、受信機はこれを受信し、 f_2 チャンネルに切換える。
 - ⑤ ゾーンCでは f_2 チャンネル送信は無変調電波で送信しているため、 f_2 チャンネル受信に切換わった受信機はそのままの状態を維持しながらゾーンCを通過して図の右側の区域外へ進行する。
 - ⑥ また最初 f_2 チャンネル受信の状態でゾーンAに入った車両は、ここで切換制御トーンを受信するので、受信チャンネルの状態が f_1 側に切換られ、その状態でゾーンBに入り、上り側道路情報を受信しながらゾーンBを通過する。
- その後は上記説明④、⑤の経路をたどる。
- ⑦ 一方、下り方向を進行する車両の受信機の受信チャンネル切換え状態は上記の説明と同一に次の経過をたどる。
 - ⑧ 図の右端より左端へ向けて進行する下り方向車両は、まずゾーンCに入る。最初 f_1 チャンネルで受信している場合はここで f_2 チャンネルに切換えられ、最初 f_2 チャンネル受信の場合はそのまま、いずれも f_2 チャンネル受信の状態でのゾーンBに入り下り方向の道路情報を受信しながらゾーンBを通過する。次にゾーンAに入りここで制御用トーンを受信して f_1 チャンネルに切換わり、図左端の区域外へ進行する。



経路案内	緊急時
① まもなく栗橋、国道125号線の交差点です。小山、宇都宮、郡山方面は直進です。熊谷、高崎、前橋、東北自動車道方面は左折です。	まもなく栗橋です。日光街道・宇都宮間で夜10時より道路工事が行なわれ、片側通行となり混雑が予想されます。栗橋、宇都宮、仙台方面は直進です。高崎、熊谷、東北自動車道方面は左折です。
② まもなく古河、国道125号線と分岐です。宇都宮、白河、仙台方面は直進です。下妻、土浦、取手方面は右折です。	まもなく古河です。下妻、土浦、取手方面は右折です。国道50号線下館の先3km地点において災害が発生し通行止となっていますので、水戸・国道6号線方面も古河で右折です。
③ まもなく小山、国道50号線の交差点です。宇都宮、日光、福島方面は直進です。下館、水戸、日立方面は右折です。足利、高崎、前橋方面は左折です。	まもなく小山です。下館、水戸、日立方面は右折です。下館の先3km地点において災害が発生していますので、次の情報に注意して下さい。日光、宇都宮、郡山方面は直進です。日光方面国道119号線は夜間工事をしていますので、次の情報に注意して下さい。足利、前橋方面は左折です。国道18号線桐生の先で事故が発生しています。
④ まもなく宇都宮、国道119号線、123号線の交差点です。氏家、郡山、仙台方面は直進です。益子、水戸、日立方面は右折です。日光、今市、河田方面は左折です。	まもなく宇都宮です。日光、今市方面、国道119号線は、〇〇時から〇〇時まで工事をしていますので、この先氏家より国道293号線を利用して下さい。氏家、郡山、仙台方面は直進です。益子、水戸方面は右折です。
⑤ まもなく氏家、国道293号線の交差点です。白河、福島方面は直進です。小川、水戸方面は右折です。日光、沼田方面は左折です。	まもなく氏家、国道293号線の交差点です。白河、福島方面は直進です。小川、水戸方面は右折です。日光、沼田方面は左折です。

図-10 道路ネットワークでみた音声による情報伝達のイメージ図

音声作成のソフトについてのイメージを表わしたのが図-10である。図の道路網において平常時の①、②各地点での情報は右下表の左欄である。地図上の×印の地点で事故等があった時の情報は表の右欄となる。この図表は計算機によるシミュレーションにより文章までを打ち出したものである。あとは地下鉄千代田線で見られる自動音声作成装置のソフト的に複雑なものを用いて実際の音声にすることになる。

国道17号線における実験では諸機能のうち音声自動編集を組み込み、上り方向522KHZ下り方向1611KHZで、積雪、凍結のため、冬季にノーチェン車による事故をはじめとした問題を拘える三国トンネル-塩沢間の運転者に路面状況、除雪状況、事故、渋滞、チェン装着指示等を行っており、現在、一般運転者の反応について調査中である。

このシステムについて言えば何よりも既になじみ深いカーラジオを利用するため、人間工学的に新たな労苦を運転者にかけずにすむであろうことが言える。価格的にも現在の使い方では0、方向切換緊急割り込みなど附加機能を加えても数千円程度であろうということである。公共側で設置する送信設備等も1放送区間につき5百万円程度と考えられ、A型情報板と較べてもそう高いものではないことである。このシステムの問題点は音声で伝える為に視覚による場合より情報伝達に時間を要し、都市内の密な道路網での道案内まで行ふには問題がありそうだということ、また一過性の情報であり、後で確かめる方法がないということも挙げられる。そのために1放送区間では最低2回同一情報を聞けるように情報の長さを調整しているが、必要あれば録音機能も付加すべきであろう。

4. お わ り に

国内の現状についてのみ述べたが、海外での新しい情報提供手段については表-1の如きものがある。いずれにしても何らかの新しい道路交通情報提供システムが、世界的に必要とされており、早晩、日本でも実用化されることが予想できる。筆者の考えでは先ず、安価で人間工学的にも問題の少ないものが先に実用化し、更に機能を附加するシステムが様々な検討を経て、技術の進歩と相まって、実用化されることになる。

自動車のための情報システムについて長々と述べたが、将来は自動車だけのためのシステムでなく歩行者、居住者を含めたシステム、また他の防災、医療情報システムその他と連係したシステムとして行く必要があろう。最後に本文について独断と偏見に亘る部分が多々あったことをお詫びしたい。

表-1 海外システム

システム名	開発主体	研究実施機関	機能	装 置	備 考
(1)ERGS Electronic Route Guidance System	米運輸省	同省 ハイウェイ研究所、GM他	都市間道路対象の道案内システム(固定)で車内に交差点形状、進行方向、保持車線を表示する。	16個のランプ内照の表示パネルと5桁の目的地コードの入力部とからなる車載機、ガイドテーブルを内蔵する路上機。中央装置なし。	1966~70年ワシントン市内の2交差点で実験。
(2)Programmed Driving System	西独シーメンス社	同 左	目的地への最短時間経路を誘導、交信データでのみ交通流測定する。	車載機：シンボル表示、十進3桁の目的地コード。 路上通信機：車と中央装置との双方向通信を仲介するのみ。 中央装置：レスポンス・マトリクス内蔵。	1973~74年に工場構内で20交差点規模の実験を実施。信号制御も可能。
(3)ALI Autofarer Lenkung und Informations	西独ブラウプンクト社	同 左	都市間道路を対象とした経路案内、規制速度、道路状況などを車に伝達する。平常は固定経路案内するが、異常時にガイドテーブルを書き換えてできる。	路上機：44MHz発信、1Kbyteメモリー双方向通信 車載機：ランプ式、4桁の文字化目的地コードの入力部。	1975年春に自社工場内に5交差点、13ループの実験システムを公開した。
(4)AWARE Advanced Warning Equipment	英環境省	同省 運輸道路研究所	高速道路上の車に規制速度幹線道路との交差点案内、天候、道路状況を走行情報とし、88bitの情報で伝達し車内に表示する。	ランプ内照式の車載装置を完成させ、通信の表示は成功しているが、路上、中央装置は研究中。2段ループによる片方向通信。	研究所構内で通信実験中。
(5)Road Pricing System	同 上	同 上	車の走行規制のために特定道路に進入する車に料金を賦課する自動記録システム。	路上からの信号を記録するオンビークル形と路上からのトリガー信号に応じて識別番号を通信するオフビークル形(無電線LSI他)がある。	同上
(6)RITA Road Information Transmitted Aurally	同 上	同 上	車載機による音声放送で交通情報伝達。	路上機は5秒間分の音声情報を記憶するデジタルメモリーを保有。放送開始はトリガー用ループアンテナ。	
(7)SILAUE Système Informations Localisées pour Automobiles Equipées	仏トムソンCSF社	同 左	同上 ボタン「R」で放送を抑止でき、電波受信中はランプの点滅あり。	使用電波：300~450MHz	仏建設省と警察庁の指導による。1972年9月から3ヶ月間、NIORTとl'ILE d'OLERON間の108kmで実験。車両50台、被験者250人、発報機20台。その他、2回実験。
(8)AAC Protection des Automobilistes et Aide à la	仏郵政省傘下のCNET、CS EE社	同 左	同上 車速120km/hでメッセージ2回受信す。	使用電波：50~100kHz 出力：1~10W 稼働用の発報機は440~470MHz 車載アンテナはフェライト	1976年10月下旬パリ郊外50~60kmの所で実験。受信機50台、送信機10台。

注：(1)~(6)のシステムは路上アンテナは埋込ループを用いており、車載アンテナはループもしくはフェライト・コイル。

参 考 資 料

- 1) 自動車総合管制技術の研究開発 昭和52年8月
編集 通産省工技院 発行(財)日本産業技術振興協会
- 2) 土木研究所資料第780号 道路交通管理
石 井 一 郎 富 田 努
- 3) 交通法改善に関する新システムの研究
昭和55年3月 首都高速道路公団
- 4) 土木技術資料第1322号 道路交通情報伝達システムの検討
昭和53年2月 土木研究所 道路研究員

土石流と土石流対策

土木研究所砂防部長 吉 岡 良 朗

THE

THE

1. はじめに

近年、治水事業も進展し、大型台風襲来のような大規模な誘因のないことも相俟って広域災害が減少していることは同慶に堪えない。しかし、集中豪雨などに起因する局地災害は依然として跡を絶たない。とりわけ、土石流災害とがけ崩れ災害は現象が局地的であっても住民の生命を奪う悲惨な被害をもたらすので対策が重要視されている。講演主題にしたがい、土石流に問題をしはって、まず、土石流災害の現況を見てみよう。土石流による最近10年間(1970~79年)の犠牲者(死者・行方不明者)数は503人で、自然災害における犠牲者2317人の22%を占める。つぎに、土石流が発生し、人家5戸以上に被害を及ぼすおそれのある溪流は全国に62,272溪流あり、約102万戸が危険にさらされている(1976建設省)。これらの溪流に対しては土石流防止のための砂防工事が進められているのであるが、その整備率は12.8%程度となっていて、すべての溪流が工事によって早急に安全になるのは至難なことである。こうした状況において建設省の土石流に対する防災対策は、まず、防災工事においては土石流発生危険度の高いもの、保全対象の大きいものなど緊要度によって順序つけて事業施行を行い、つぎに土石流危険区域と土石流発生危険雨量を明らかにすることによって警戒避難態勢の整備などの対策を行なうものとしている。総合的な土石流防災対策の推進にあたっては土石流の発生機構、流動特性はもとより、土石流対策施設の機能や設計基準に研究の余地が多い、前2者に関する研究は全国的に行なわれ、その実態が究明されつつあるが、構造物研究は主として土木研究所の行なっているところである。

2. 土 石 流

2.1 土石流の概念

土石流とは土砂石が水を含んで集合運搬の形態で運動するものとされている。集合運搬とは各個運搬に対する概念で、運搬される石礫は互いに接触し干渉しつつも分級することなく運搬が行なわれることを意味している。実際に発生する土石流はさまざまな形態を示すけれども大方のイノージは、固体粒子の容積比が大きく、固体粒子が一体となつてかなりの速さで運動する現象とされている。写真-1では流れの先頭部に大粒径の材料が集中していて巨石も浮かすような形態である。写真-3は先頭部が段波となる流れで巨石が見られる。写真-4では段波の波高は高く、石が見えない。写真-2は写真-1と同じ土石流の時間が遅れたもので後続流と呼ぶ。一波の土石流が先端から後続流まで一様な材料で構成されていないことを示す。

岐阜県洞谷に発生した土石流災害のときに全体として4波の土石流が発生した。どのような形で堆積したかを表-1および、図-1に示す。表-1のflow-unitの2と4は後続流に相当する。図-1は復旧排水工事の際に見られた各断面の調査資料にもとづいている。土石流の先頭部が運動を停止して材料の堆積が起つても後続流がその堆積した材料を侵食して相当量をそこから生産する。

土石流の発生した溪流の踏査から発生に関して次の類形に分けることができる。①谷頭などに山崩

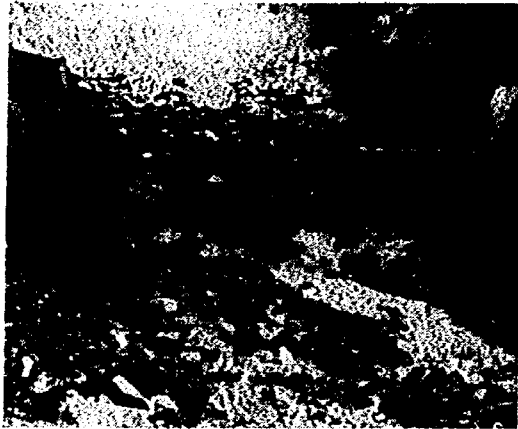


写真-1 焼岳上土堀沢の土石流先頭部
(松本工事事務所による)



写真-2 焼岳上土堀沢の土石流後続部
(松本砂防工事事務所による)

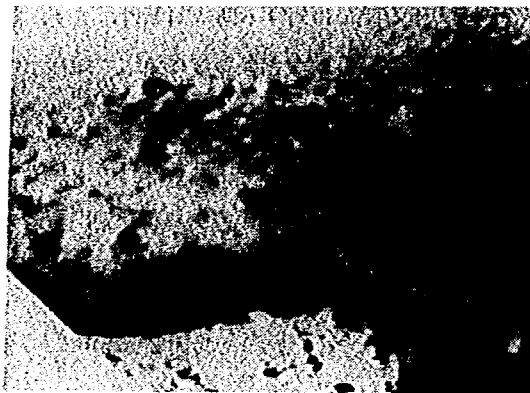


写真-3 桜島野尻川の土石流
(大隅工事事務所による)

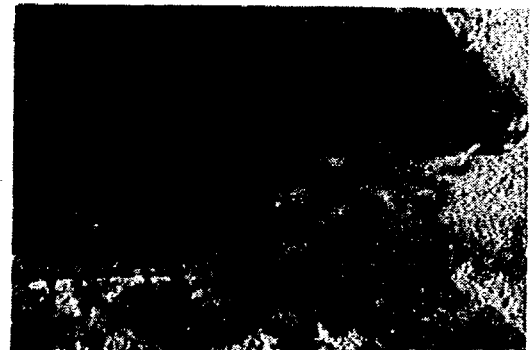


写真-4 妙高山白田切川の土石流
(鴨居長明氏による)

れが発生し、それ自体の土砂と
溪床の土砂が土石流となる。

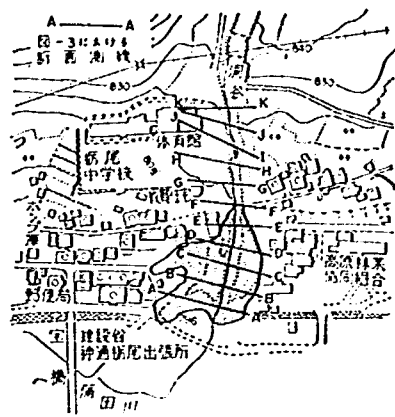
②急激な出水によって溪床を構成する砂礫の層が破壊されて土石流となる。③溪流の側面からの崩壊土砂が一時溪流をせきとめ、それが破壊するとき、いわゆる天然ダムの欠潰のとき土石

流が発生する。なお、①について、発生機構の問題を別にして土石流が停止した地点から上流の堆積土砂量と崩壊土砂量とを比較すると妙高災害のような大崩壊があったものでさえ後者は前者の1/4程度で、延長の長い溪床土砂が土石流で運搬されるということが判る。

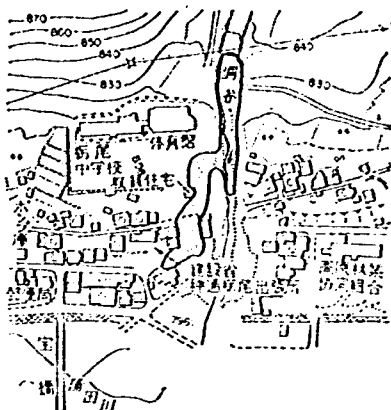
表-1 洞谷土石流のFlow-unitによる砂量

flow unit	時刻 ^{*)}	宮 力	堆 砂 量 (m ³)	備 考
1	AM 7:45~7:48	土石流	26,000	
2	7:48~7:50	土砂的流れ	6,400	
3	7:50~7:55	土石流	7,900	
4	7:55~8:00	土砂流	3,700	流路工内のみ
5	8:00頃	土砂流的 土石流か?	600	残存量としての No.4の流路工外 を含む
6	8:00~8:30	土砂流	16,400	

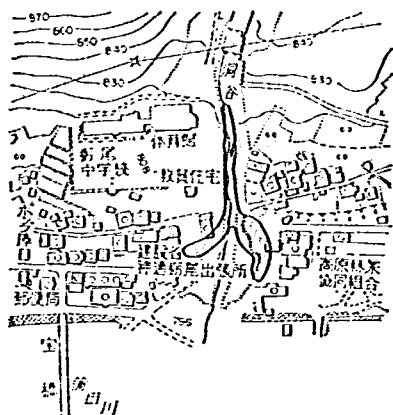
^{*)} 聞きとりによる時刻ではその時刻頃という程度の意味をもつ。



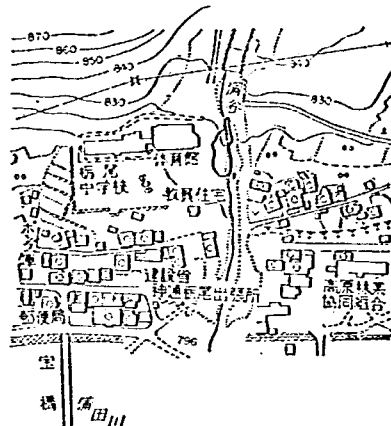
(a) 土石流第一波先端部堆積概略図
(A.M.7:45~7:48)



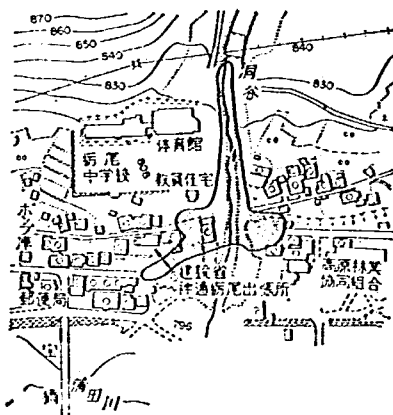
(d) 土石流第二波後続流部堆積概略図
(A.M.7:55頃~8:00頃)



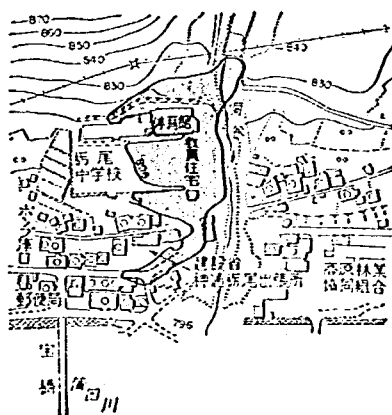
(b) 土石流第一波後続流部堆積概略図
(A.M.7:48~7:50頃)



(e) 土石流の土砂流出(第三波)堆積概略図
(A.M.8:00直前もしくは8:00頃)



(c) 土石流第二波土石流部(やや土砂流の)堆積概略図
(A.M.7:50~7:55頃)



(f) 土砂流(第四波)堆積概略図
(A.M.8:00頃~8:30頃)

図-1 洞谷土石流災害堆積平面図

2.2 土石流の性質

(1) 速 度

土石流の性質のうち、最も古くから調査、研究されているのが土石流の速度である。目撃者による感じから最近の観測のワイヤーセンサー等の機器による測定までいろいろな測り方がある。発表された土石流の速度（概ね先頭²⁾の速度）は表-2²⁾のようである。

表-2 土石流の速度の例

速 度	測定場所及び発表者	摘 要
0.5 ~ 16.5 m/sec	焼 岳 松本砂防 ¹⁾	土石流先端速度、センサー
1.1 ~ 7.7 "	浦 川 "	同 上
13.6 ~ 14.3 "	猪 野 山 高 野 ²¹⁾	8 m/m フィルム
約 9 "	濁 沢 山 崎 ²²⁾	2 地点の通過時間から推定
平均 13 "	十 勝 岳 村 野 ²³⁾	平均速度であり、火口部では 40.0 m/sec、元山事務所（火 口から 2.4 Km）では 21.8 m/sec 新井放場（火口から 16.5 Km） 6.6 m/sec 等の参考速度がある。
5.0 "	芦 屋 川 遠 藤 ⁵⁾	推 定
1 ~ 2 "	赤 城 山 川 口 他 ²⁴⁾	2 地点間の通過時間から推定
7.8 ~ 13.6 "	桜 島 田 原 ²⁵⁾	土石流先端速度、センサー
0.6 ~ 3.8 "	Wrightwood、Morton and Campbell ²⁶⁾	泥 流 (1969)
~ 4.5 (平均 3) "	Wrightwood、Sharp and Nobles ²⁷⁾	先頭速度の観測 (1941)
15 ~ 16 "	Tenmile Range、 Curry ²⁸⁾	300m 離れた 2 地点間を 8mm で 撮影
11 ~ 16 "	Enterbach、Aulitzky ²⁹⁾	こう配 1/50 ~ 1/100
18 ~ 20 m "	砂高山白田切川、土木研究所	標高 1600m から 650 m、 目撃者が大音響を聞いてから目前 に見るまでの計時による。

土石流の速度は観測地点や流下区域の条件（たとえば溪床に土砂の有無、溪床こう配、溪床幅など）や、土石流そのものの性質（たとえば土石流材料の粒度組成、含水比、全体の規模、粘性など）によって異なるので一様に比較するのは問題がある。

(2) 密 度

運動する土石流の一部を採取するか、あるいは停止した直後の土石流堆積物からサンプリングすることによって土石流の密度を知ることができる。もっとも、土石流の概念のところで述べたように、一波の土石流でもその部位によって密度が異なるし、流動中の土石流から試料採取する場合は大粒径

材料を含めることはできない。測定された密度の例を表-3に示す。

表-3 土石流の密度の例

密 度	測定場所および発表者	摘 要
1500 Kg/m ³	Stiny ⁵⁾	溪床こう配によって異なる としている。溪床こう配が40° であっても1500Kg/m ³ と考えるのが妥当である。
1400~2100 "	焼 岳 松本砂防 ¹⁾	
1610 "	浦 川 山 崎 ³⁰⁾	
1800~1900 "	桜 島 田 原 ²⁵⁾	泥 流
2400 "	Wrightwood、Sharp他 ²⁷⁾	bulk density
1720~2230 "	"、Morton他 ²⁶⁾	泥 流
平均2530 "	Tenmile Range、Curry他 ²⁸⁾	bulk sample
1800~2000 "	妙高山白田切り、土木研究所	土石流堆積物の砂置換法に よる測定

(3) 粒度組成

前項、密度のところで述べたサンプリング上の問題点は同様である。写真-1の焼岳の場合と、写真-2の桜島の場合を対比する意味でそれぞれの粒度組成を図-2に示す。

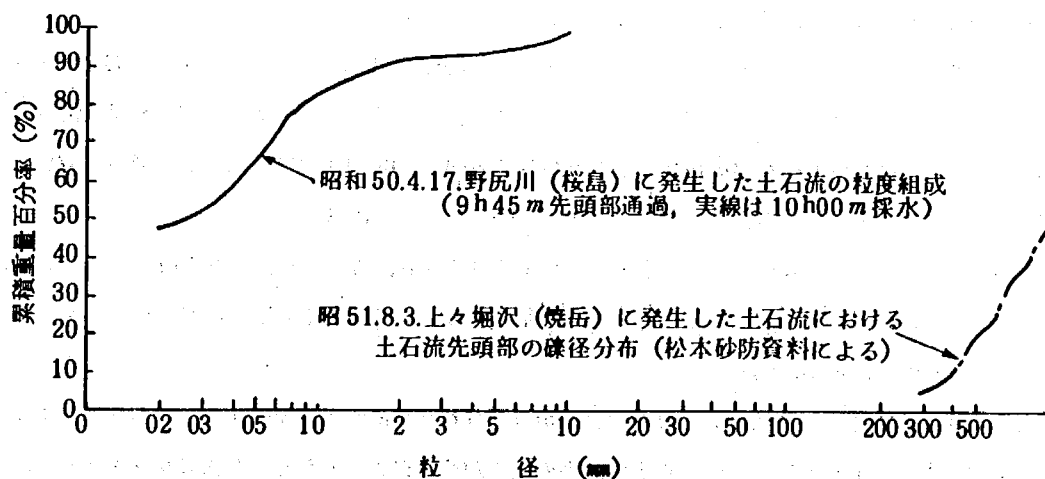


図-2 土石流の粒度組成

土石流全体の粒度を代表する粒度分布ではないが、細粒分の多寡が土石流の流動や衝撃力に影響を与えるものと考えられる。

(4) 衝撃力

土石流の速さ、密度から土石流の運動エネルギーは大きいことが想定される。土石流が外力として構造物に作用する時間は極めて短かく、衝突と考えられる。土石流の速さ、密度同様、衝撃力も土石流の性質によって異なることは当然である。焼岳で砂防ダムや巨石に設置した $15 \times 15 \text{ cm}$ の圧痕板の痕跡から静力学的に換算した衝撃力は $13 \sim 266 \text{ t/m}^2$ が記録されている⁵⁾。土石流の平均的な密度と速さを用いれば衝撃力の推定が一応可能であるが、観測上得られた大きな値は巨石の衝突によると推定される。インドネシアの Lahar⁶⁾ 流の圧痕計によるある測定値は $117 \sim 136 \text{ t/m}^2$ である。Lahar の材料は細粒分に富む。

2.3 土石流の発生と流動

2.3.1 土石流の発生にかかわる条件

土石流の発生した現地を踏査してみると、溪流のこう配と溪床堆積物の蓄積、溪流への大量の水の供給が発生要因として頭に浮ぶ。土砂と水とが土石流形態で流下するには相当のこう配の所でなければならぬことが想定される。昭和41年西湖災害について京大防災研が行なった調査では2種の図面を作成した。第一は等こう配図で土石流発生以前の調査区域を 10° ごとに 40° までと山頂平坦面の5種に区分した。その二は流出土砂現況図で踏査により、表面侵食、洗掘、堆積の区域を示した。二つの図より、斜面崩壊は 30° 以上のところ、堆積土砂の洗掘は 20° 前後のこう配のところとされた。

土木研究所の尾鷲46災の調査では土石流の発生した3本の沢の発生以前の溪床こう配は発生区間で $28^\circ 45'$ から $33^\circ 33'$ 、流下区域 $9^\circ 23'$ から $18^\circ 26'$ であった。

土木研究所の天草47災の調査で、 10° ごとの区分の方法をとったが、牟田江後川では谷頭崩壊は 30° 以上、 $30^\circ \sim 20^\circ$ の区域は洗掘区間で土石流に対する土砂の供給源かつ加速区間と見なされる。 $20^\circ \sim 10^\circ$ では洗掘と堆積が混在して土石流の減速区間、 10° 以下の区域で堆積が行われた。

既往の災害事例の調査から土石流発生の素因と誘因は次のように考えられる。

素因……不安定な山腹の存在、地形的に水の集まりやすさ、地下水湧出、風化層の厚さ、地質構造、土壌条件、河床こう配、河床堆積物の厚さ、河道の平面形状など。

誘因……降雨、融雪、地震

土石流は、素因を持つ地域にある時点に誘因が与えられた時に始めて発生する。土石流の発生に対して素因をカウントしているということは誘因の強さがそれ程大きくなくても現象が発生する可能性が大きくなると判断していることを意味している。素因に関する判定の手法として既往の資料から帰納的に統計的手法による推定が行われている。土木研究所では成果を土石流危険度予測に適用する目的で地形図と空中写真判読から得られた資料に数量化法2類を適用して、小豆島49災や仁淀川50災、緊急砂防申請用全国資料(47～50年)の解析を試みた。図-3¹⁰⁾、表-4¹⁰⁾はこの結果を示したもの

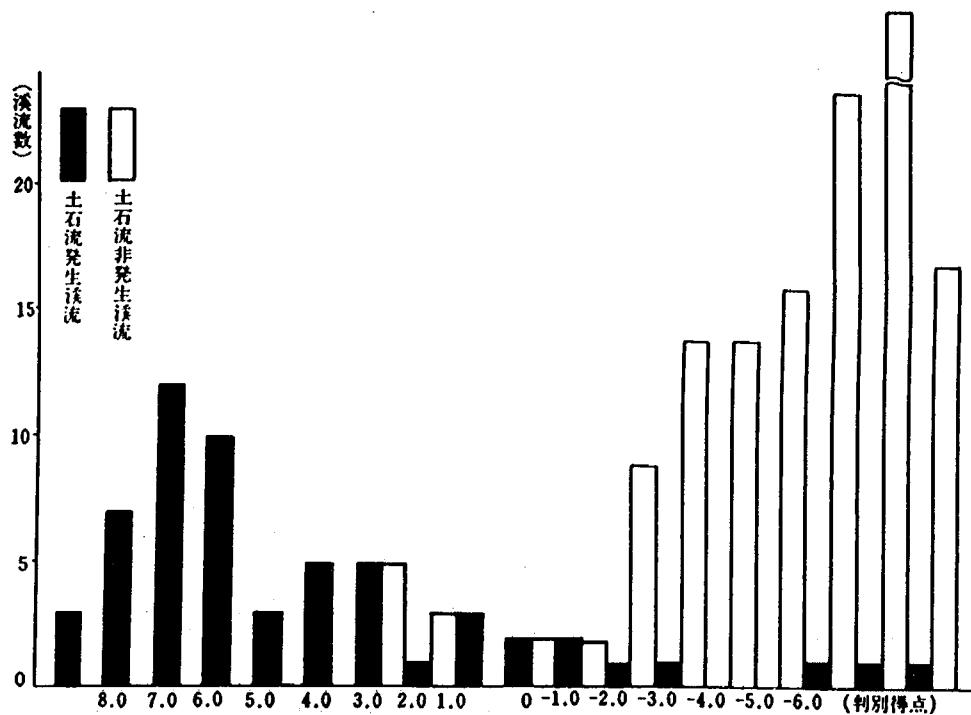


図-3 小豆島昭49災判別得点頻度分布図

表-4 小豆島49災判別解析要因・水準・数量化値・range

要 因	水 準	1	2	3	4	range
x ₁ 河道の平面形状		直 線 的 0.847	屈 曲 が 多 い - 0.728			1.575
x ₂ 渓床の横断形状		U 型 - 0.459	V 型 0.908	皿 型 - 0.099		1.367
x ₃ 渓床勾配急変点の有無		勾配急変点ナシ - 0.513	1 ケ 所 0.006	2 ケ 所 以 上 0.619		1.312
x ₄ 渓床平均勾配		10° 以下 - 0.311	10° ~ 15° 0.336	15° 以上 - 0.236		0.646
x ₅ 集水面積 / 河道長		5ha/100m 以下 0.190	5ha/100m 以上 0.256	点 在 - 0.024		0.446
x ₆ 2次堆積物		層厚 1 m 以下 - 3.983	河道付近集中 5.076	全域に堆積あり 0.226		9.058
x ₇ 河床堆積物		ほとんどない - 0.151	1部に堆積あり 0.099	平滑・明瞭 - 0.009	平滑・不明瞭 - 0.200	0.377
x ₈ 河域の小起伏と河道		多・明瞭 0.204	多・不明瞭 - 0.142			0.403
x ₉ 流域内の崩壊の有無		有 - 0.008	無 0.003	繁茂 50% 以下 - 1.520	貧・50% 以下 1.567	0.011
x ₁₀ 河道付近の植主・伐採跡		貧・50% 以上 0.999	繁 茂 - 0.531	領家花崗岩 0.021		3.087
x ₁₁ 流域内の主な地質		第 3 紀 層 - 0.311	広島 花崗岩 0.112			0.423

である。この例では発生溪流のうち発生と判別する適中率約90%を得ている。

表¹¹⁾5は同様な調査解析例である。

表-5 土石流危険溪流調査解析例

順位	小豆川 40災 (1次谷)	六甲山 42災 (1次谷)	六甲山 42災 (2次谷)	仁徳川 51災 A地区(2次谷)	仁徳川 51災 B地区(2次谷)	全国47~50年 緊急砂防資料(2次谷)
1	表層堆積物の状態 (3) 9.00	基盤地質 (3) 1.08	基盤地質 (3) 1.50	地質 (3) 4.52	河床付近堆積物 (4) 7.67	河床付近堆積物 (3) 6.53
2	植生 (4) 3.00	植生 (4) 0.75	起伏量 (3) 1.00	流域経長 (6) 3.52	屈曲比 (3) 1.05	流域面積 (3) 1.38
3	水系模様 (2) 1.53	起伏量 (3) 0.60	表層地質 (4) 0.51	勾配 (4) 1.50	植生 (4) 1.45	運送点 (2) 0.16
1	横断形状 (3) 1.37	表層地質 (4) 0.52	平均勾配 (3) 0.50	流域面積 (3) 1.55	ガリの数 (4) 1.33	拡径部 (2) 0.72
5	縦断形状 (3) 1.13	平均勾配 (3) 0.26	植生 (4) 0.45	河床付近堆積物 (4) 1.27	崩壊の数 (3) 1.04	崩壊 (2) 0.46
6	勾配 (3) 0.65	リニアメント (2) 0.34	ガリの数 (4) 0.41	ガリの数 (3) 0.96	地質 (6) 1.00	運送点 (2) 0.12
7	集水面積 (2) 0.45		流域面積 (4) 0.31	河床点 (3) 0.79	主流路長 (3) 0.80	横断形状 (3) 0.06
8	流域の状態 (3) 0.12		主流路長 (4) 0.31	横断形状 (3) 0.75	運送点 (3) 0.47	植生 (4) 0.04
9	地質 (3) 0.49		横断形状 (3) 0.28	起伏量 (4) 0.29	流域面積 (4) 0.40	
10			河床点 (3) 0.20		起伏量 (3) 0.39	

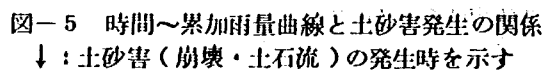
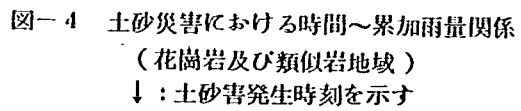
(上段:要 因, 下段:(水準の点)得点のレンジ)

判別解析における得点はこの土石流に関する要因・水準を土石流の発生・非発生を最も都合よく分けるだけのもので本来物理的な意味を持つものでないから判別解析の結果をただちに他の地域に適用できるものではないけれどもどのような要因が効いているのかが示されている。溪床の堆積物が要因としてのウエイトが大きくでてきている。判別解析を個々の溪流の危険度判定に用いるのは難点があるが、要因・水準を統一して全国の溪流を解析してみた時に危険度の順位づけのような用途があるものと考えられる。

誘因として、最大時間雨量、最大24時間雨量、総雨量、ピーク時迄の累計雨量、降雨強度、こう¹²⁾配比を要因に入れて解析した例や、降雨強度がある範囲内に入る地域のみをとり上げて解析されたもの¹³⁾もあるが、素因の場合と大差なく、的中率もそれ程向上しない。

誘因として降雨・融雪・地震のうち、最も事例が多いのは降雨である。土石流の発生時期の予測は降雨によって規制されている。それだけに降雨の調査研究が多数なされているのであるが、土石流の発生が局地的な現象であるだけに資料取得にも問題がある。

土石流の発生があった降雨のハイエトグラフを図-4¹⁴⁾、図-5¹⁵⁾に示す。一般に降雨の効果は土石流発生時点迄のトータルな雨量と、その時点前の比較的短時間の降雨強度であると見なされる。奥田¹⁵⁾らの焼岳での観測の結果によれば10分間平均雨量のピーク時と土石流発生時刻とがよい対応を示すとし、土石流発生に要する10分間雨量強度は8mm以上であると報告している。同様な結果は桜島の土石流でもいわれている。一方、総量が少なければ短時間の強雨だけでは発生はないとされている。¹⁶⁾先行降雨量がどれほど効くかという事であるが、瀬尾らは降雨継続時間分布のパターンを図-6のように求め、有効雨量と有効雨量強度の関係を図-7のようとした。



17)

池谷は降雨継続時間分布曲線においてピーク降雨時付近で降雨強度が増大しているという資料にもとづいて図-8のように降雨強度こう配比による発生時間推定の可能性を提案した。

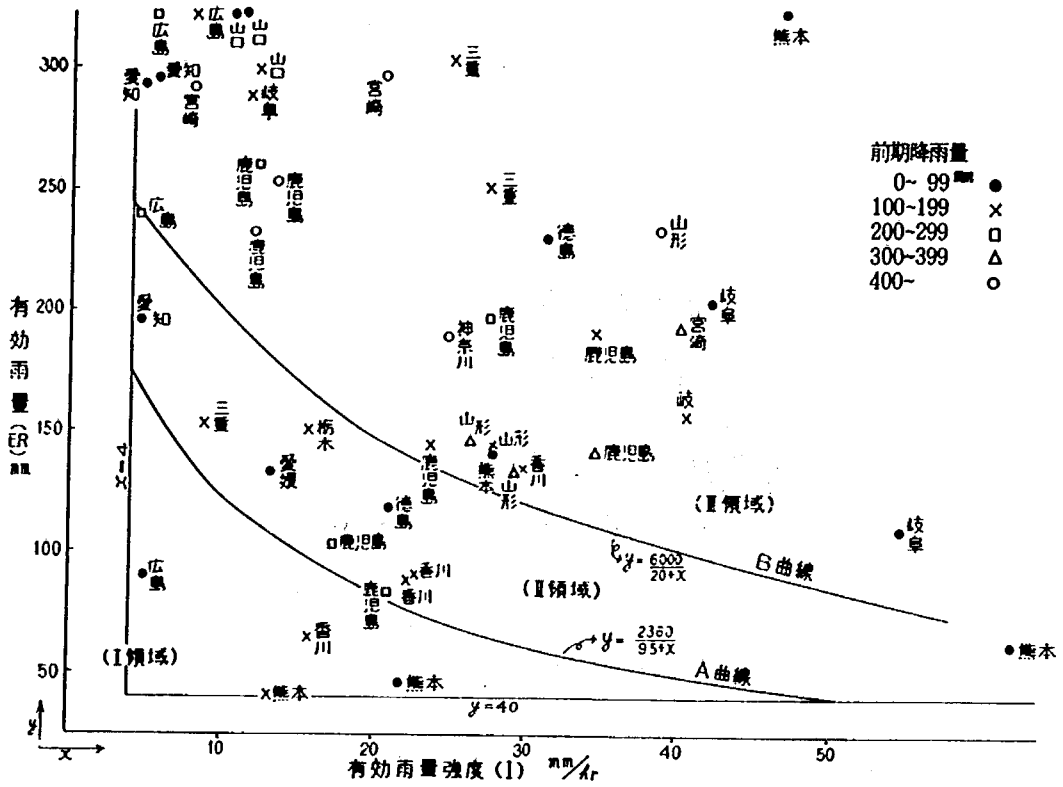


図-7 瀬尾・船崎による有効雨量と有効雨量強度の関係

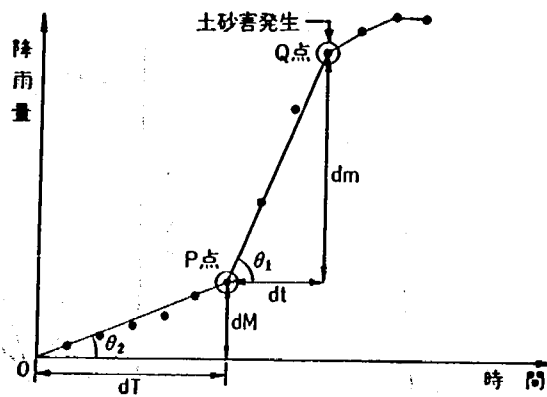


図-8 池谷による降雨強度こう配比

2.3.2 土石流の流動にかかわる条件

流動を開始した砂礫と水との混合物が流動を続けるためには流れの中でせん断抵抗力がせん断力を下廻り、材料が分離しない条件を保つことである。この条件を与えるものの一つは現地溪流のこう配である。図-9は建設省技術研究会¹⁸⁾によるこう配の調査である。土石流が停止あるいは堆積する条件について、地形的には溪床こう配が流下区域の1/2程度に緩になる区間¹⁹⁾、または溪幅が3倍程度に広がるところに堆積するとされている。

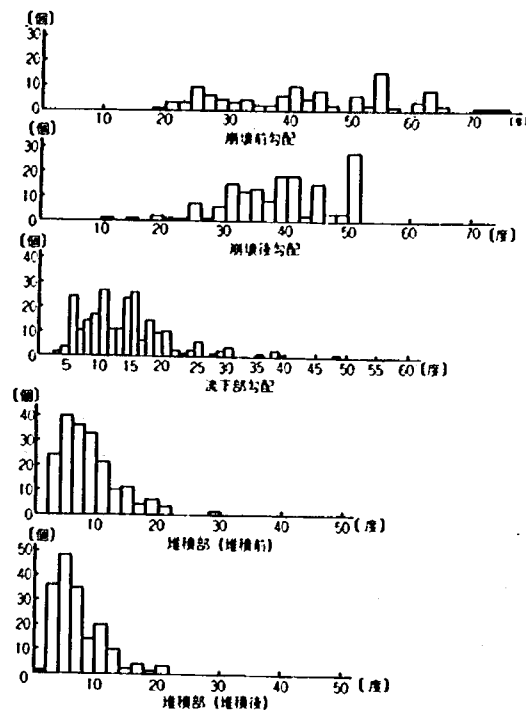


図-9 勾配の分布(土石流)

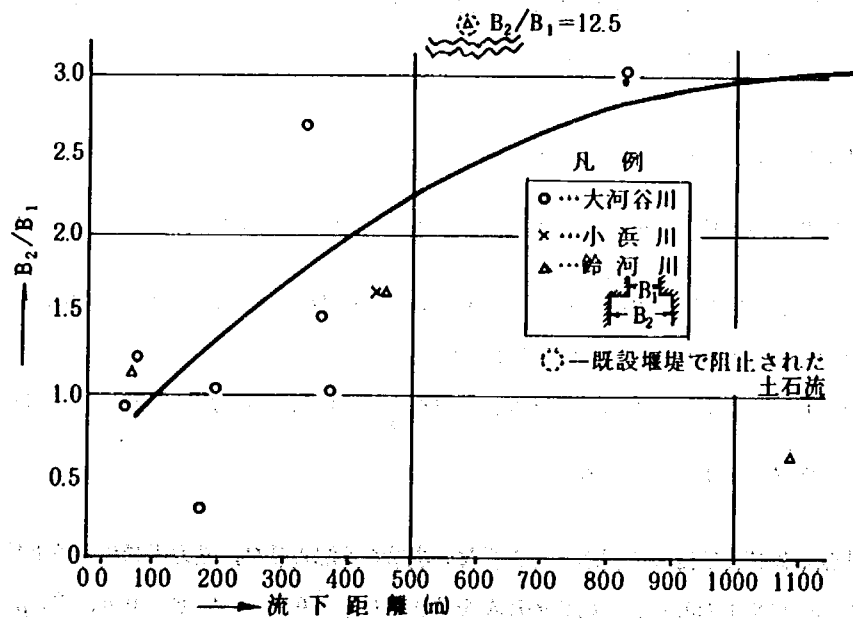


図-10 堆積区間の溪床拡幅比と流下距離の関係

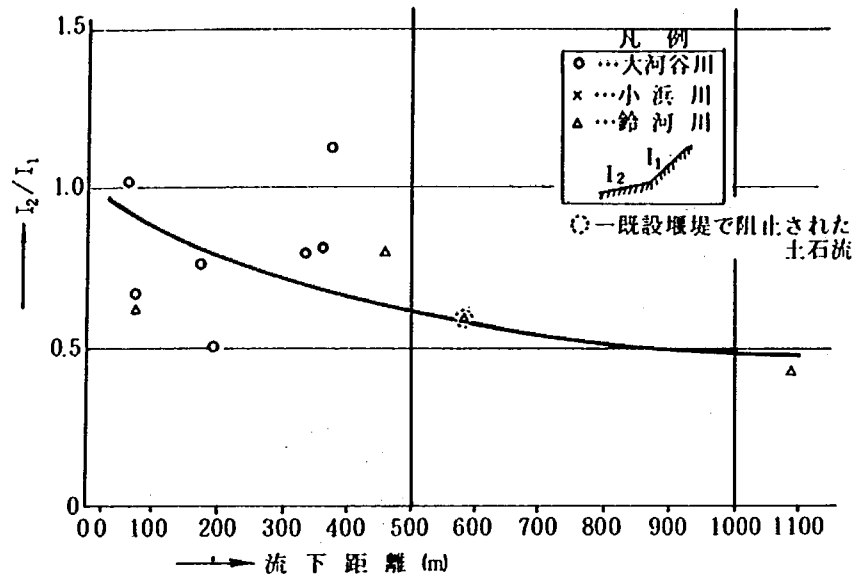


図-11 堆積区間の勾配緩和比と流下距離の関係

2.3.3 土石流の発生および流動の機構

土石流の概念で述べたような特性を持った流れを実験的に発生させることによって、土石流の発生ならびに運動の機構を知ることができる。

実験室では比較的単純な粒度組成の堆積層を水路につくり、上端からの注水によって擬似土石流を得る。²⁰⁾

高橋は水で飽和された堆積層に斜面に平行な流水が作用する場合、堆積層内のせん断力とせん断抵抗力との釣り合い条件式を次のように示している。

$$g \sin \theta \{ C_* (\sigma - \rho) a + \rho (a + h_0) \} \\ = g \cos \theta \cdot \tan \phi C_* (\sigma - \rho) a + C \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに C_* は堆積層の容積濃度、 σ は堆積層を構成する砂礫の密度、 ρ は水の密度、 θ は傾斜角、 a は堆積層厚、 h_0 は堆積層上の表面流水深である。

この式で、 $C_* = 0.7$ 、 $\sigma/\rho = 2.6$ 、 $h_0/d = 1.4$ 、 $\tan \phi = 0.8$ とすれば

$$\tan \theta = 1.4.3^\circ \text{ となる。}$$

²¹⁾ 大同は水流が砂礫を掃流して形成するこう配を水成こう配と呼び、重力堆積による堆積物が水成こう配にいたる過程を土石流として釣り合い条件式を導き、 $C_* = 0.4$ 、 $\tan \phi = 0.4$ 、 $\sigma/\rho = 2.65$ 、流れに含まれる土砂の濃度 $\bar{C} = 0$ で $\theta = 15^\circ$ 、 $\bar{C} = 0.05$ で $\theta = 13^\circ 45'$ を示した。

これらの研究によると土石流の発生限界は 15° 付近と考えられ、経験的にも 15° 以下の発生こう配はほとんどないようである。

砂礫と水の混合物の力学的性質についてはダイラタント流体、あるいはビンガム物体で近似されるものとして説明されている。(詳細紹介省略)

土石流の特性として巨石が表面に現われ、先端部に集まる現象については Bagnold の分散応力の概念で説明されている。ある粒径群に対して安定なダイラタント流としての流速分布形状が形成されていたものとする。そこへ、それよりも粒径の大きい粒子が到達したとすれば分散応力は一定の速度こう配のもとでは粒径の2乗に比例するから、もっと速度こう配の小さな所、すなわち上方へ輸送されなければならない。小さい粒径の粒子についてはその逆であるから、流下にとまって大きい粒子は上方へ、小さい粒子は下方へ輸送されることとなる。流れの流速は上方ほど速いから、表面近くを大粒径粒子が平均速度よりも速く、底面近傍を小粒子が平均流速より遅く輸送され、大粒子が段波状の先頭部に集積する。

2.3.4 岩塊の衝突機構

奥田は土石流の含む岩塊相互の衝突または岩塊の平面壁に対する衝突に弾性体理論を適用して衝突の際に生ずる最大衝撃力式を導いた。二球の衝突で、二球が完全弾性体と見なせるとき密度 ρ_w の水中で向心衝突する場合の最大衝撃力は次式で表わされる。

$$P_{max \text{ 球-球}} = 1.92 (\rho_s + \rho_w / 2)^{3/5} (2K)^{-2/5} R_1^2 (1+r)^{1/5} (1+r^3)^{3/5} V^{6/5}$$

ここに ρ_s は二球の密度、 $K = (1 - \nu^2) / \pi E$ は弾性係数で、 ν はポアソン比、 E はヤング率、 R_1 は動球半径、 $r = R_1 / R_2$ で半径比、 V は相対接近速度。

つぎに、水中の球が大部分は空中にさらされている大きな平面壁に垂直に衝突する場合は、

$$P_{max \text{ 球-壁}} = 1.92 (\rho_s + \rho_w / 2)^{3/5} (K_1 + K_2)^{-2/5} R_1^2 V^{6/5}$$

以上の式に具体的な数値を入れると、

① 球形岩塊相互の衝突の場合、直径数十センチ程度の岩塊が秒速数メートルで衝突すると、直径数メートルの巨石を動かすことができる。

② 球形岩塊が鉛直壁に衝突するとき、直径1mの岩塊が速度1m/secで衝突すると

$$E = 2.5 \times 10^5 \text{ kg-wt/cm}^2, \quad \rho_s = 2.5 \rho_r / \text{cm}^3, \quad \nu = 0.3 \quad \text{として } P_{max \text{ 球-壁}} \text{ は}$$

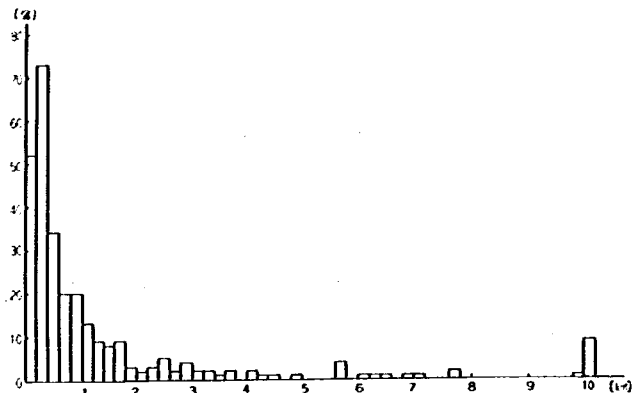
110 t 重となる。さらに、この式は球の半径の2乗、接近速度の $6/5$ 乗に比例するので大きな岩塊が高速度で衝突すればさらに大きな衝撃を壁(砂防施設など)に及ぼすことになる。

2.4 土石流の量

一回にどのくらいの土石流が発生するか、土石流の運搬する土砂の量と流域面積との関係はどのようか、地質によって異なるのか、土石流がどのくらいの量を運んでくるかは土石流対策をたてるのに必須事項である。

2.4.1 土石流発生溪流の流域面積

図-12は建設省技術研究会による¹⁸⁾土石流発生溪流の流域面積別頻度である。図-12により土石流は我が国においては1km²に満たない流域面積の溪流に卓越する現象であることがわかる。



2.4.2 土石流の生産土砂量

土石流の流域単位面積当たりの生産土砂量は流域の大きさとか地質によ

図-12 土石流の発生した流域面積

て異なるであろうことは容易に想像される。図-13は池谷による昭和47～49災の流域面積と流出土砂量との関係である。此の図に見る限り、流域面積1～2km²を変曲点として流域面積が小さくな

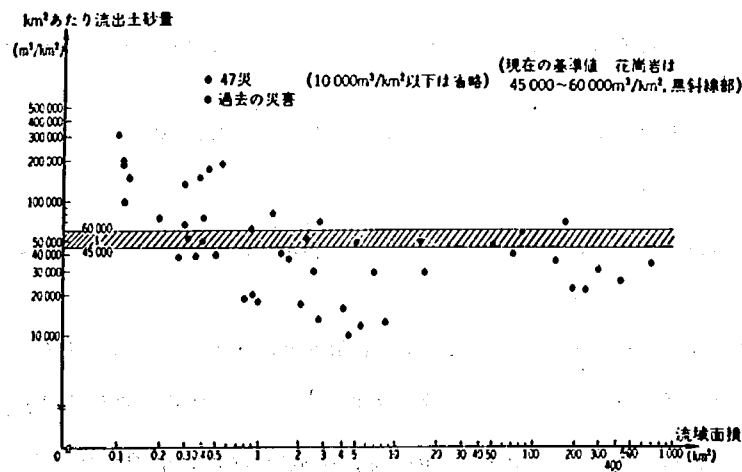
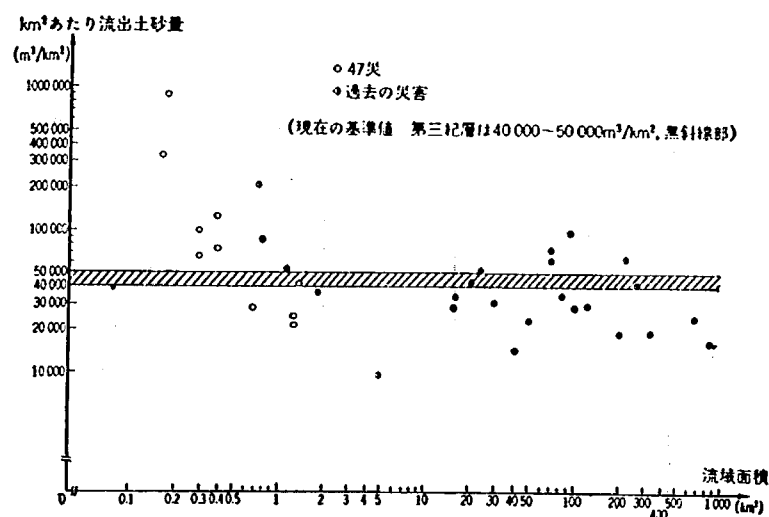


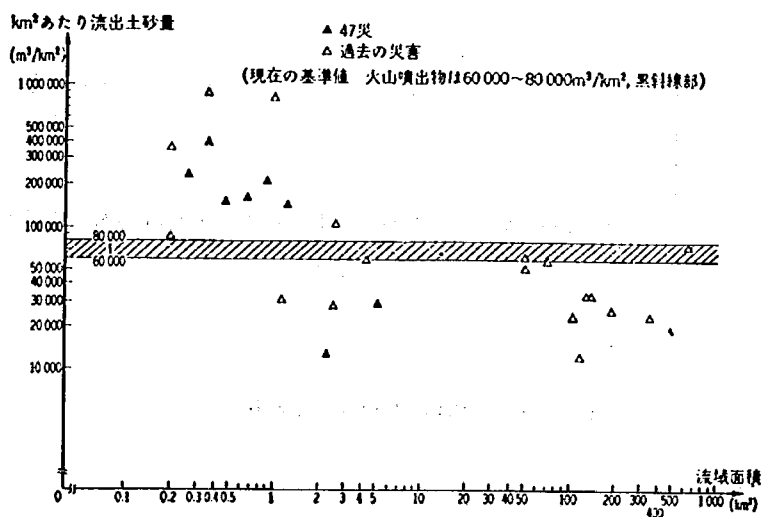
図-13 (a) 花崗岩

ると単位面積当たり土砂量が増加していることは前項で述べたように土石流の流動が流域面積の小さい溪流に卓越することによる。土石流対策の面では一豪雨に発生する土石流の生産土砂量を計画対象として決定しなければならないが、現段階ではこうした資料から河川砂防技術基準(案)計画編では次の数値を標準流域面積1km²の場合の単位流域面積当たりの計画土砂量の目安を次のようにしている。

花崗岩地帯	50,000 ~ 150,000 m ³	火山噴出物地帯	80,000 ~ 200,000 m ³
第三紀層地帯	40,000 ~ 100,000	破碎帯地帯	100,000 ~ 200,000
その他の地帯	30,000 ~ 80,000		



(b) 第三紀層



(c) 火山噴出物

図-13 流域面積と流出土砂量との関係

3. 土石流対策

3.1 土石流対策の基本理念と土石流の分類

土石流対策の基本的な考え方は図-14のようになる。我が国の社会的・経済的情况からは土石流に対して積極的な対策をとる事が要望され、従来からその方向で行政が進められて来た。ここに、積極的、消極的、あるいは、工事、非工事といっても対立する概念を主張するものではない。土石流対策の戦略としては積極的対策を取り上げながらもその工事費が目的に対して不十分な場合には消極的対策を併せて取り上げることによって損害の減少を考えることは必要であり、外国でも、たとえばオーストリアでは溪流の下部にあって土砂害やなだれ被害を受けるおそれのある区域は法により公示され、土地利用の規制を受けている。その一例は図-15のようである。

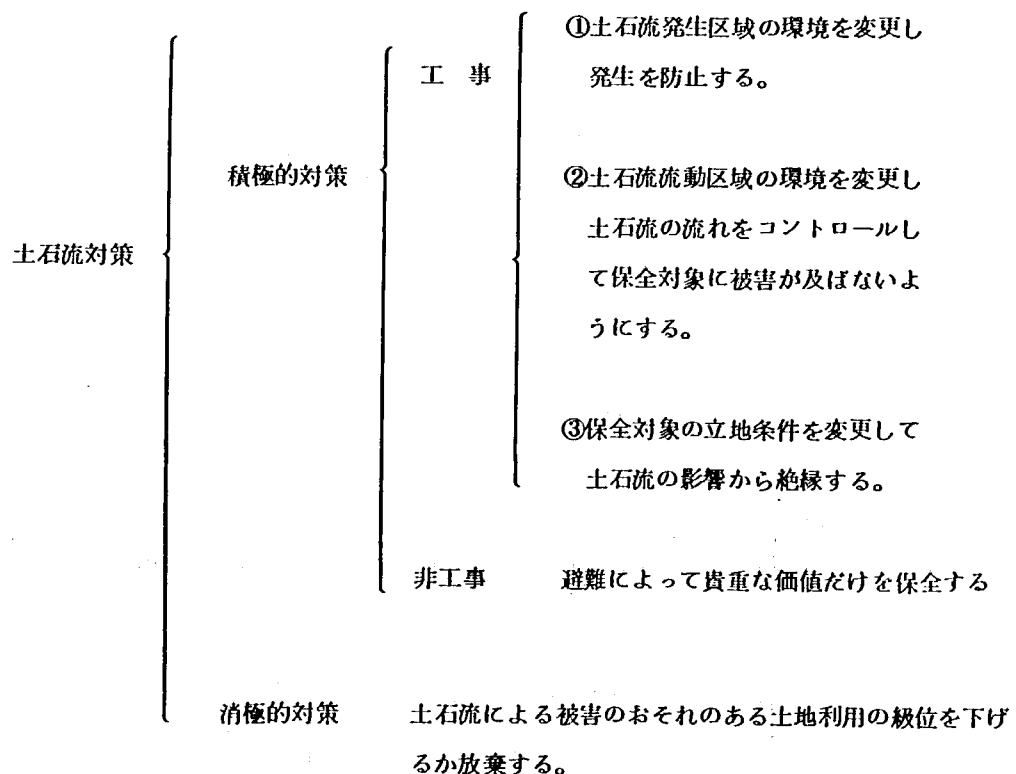


図-14 土石流対策の基本的な考え方

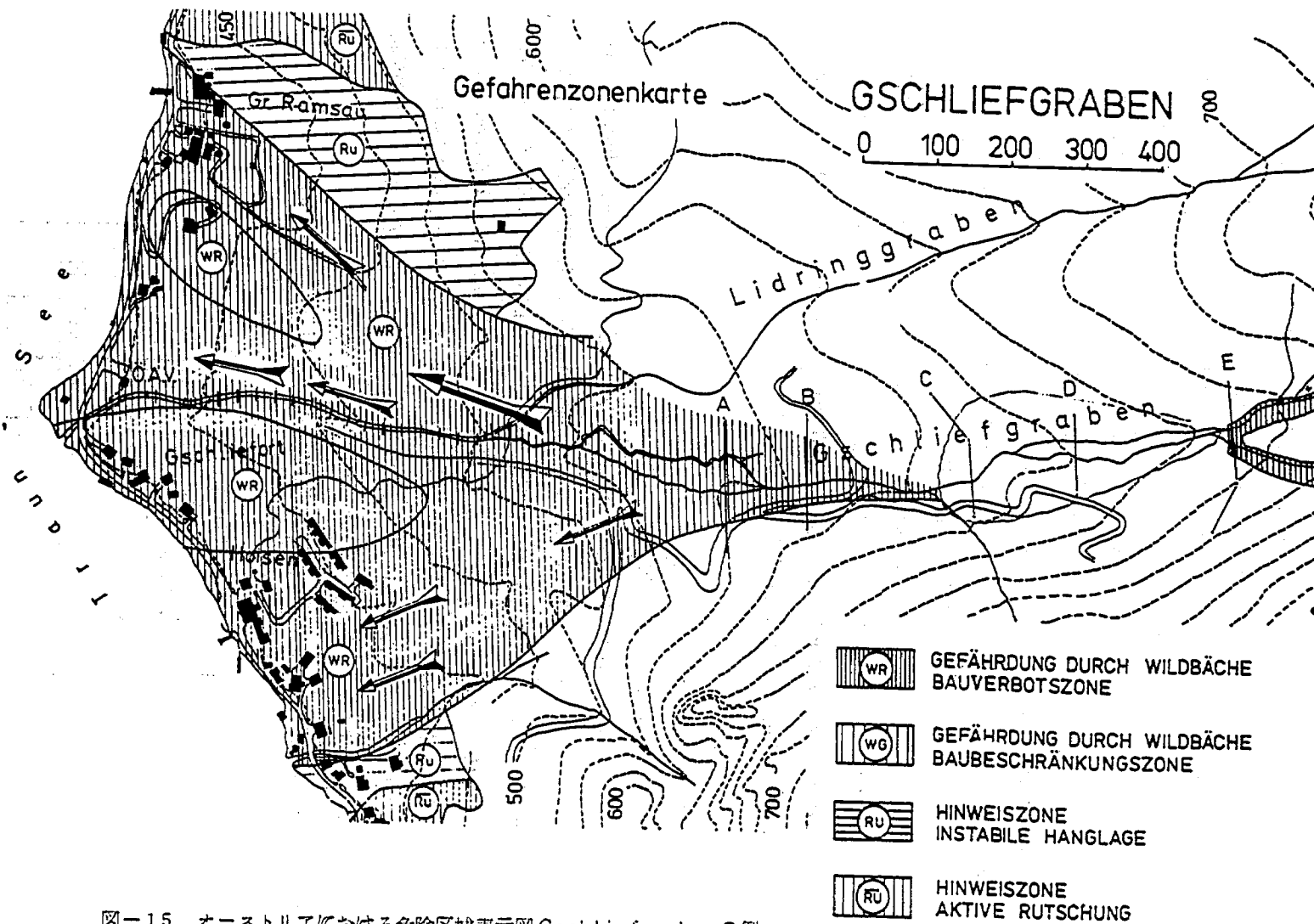


図-15 オーストリアにおける危険区域表示図 Gschliefgraben の例

危険区域と規制は対策の進行によって変更される仕組みである。我が国において、工事を積極的に進める一方、警戒避難態勢を整備しようとしていることは前述のとおりである。積極的対策をとるとすれば現在においては警戒避難態勢整備に重点はあるものの土石流に対する根本的処置は工事によって解決するのが妥当である。土石流に対する施設を考えるにはまず土石流を工学的に分類して置くほうが便利である。土石流を分類するための基準は幾つか考えられる。土石流発生区域において発生防止の工作物を考える場合には土石流の発生原因を基準にとる必要があるが、土石流流動区域の末端近くで施設によって土石流を処理しようとする場合には流動する土石流の性質が問題であろう。土石流は1kmに満たない溪流に卓越するといっても溪流の上部は複数の一次谷があって土石流の発生は確率的な問題である。一方、土石流被害の発生する場所は溪流の下流部であってどの一次谷で発生した土石流もその近傍へ来る。確率的な発生箇所の対策よりは必然的な溪流河道での対策が第一義となる。したがって、対策のための土石流の工学的分類は流動する土石流の性質を総括的に表現する粒径と粒径の含まれかたを基準とするのが便利のようである。²⁴⁾ 池谷は、土石流、土砂流、泥流と名付けているが、粒径と粒径の含まれかたを基準とした分類は流れ方や衝撃力も表現し、一連の土石流でも後続性などの性質の違いも表現できると考えられる。

3.2 土石流対策施設

3.2.1 土石流対策施設に関する実験的研究

我が国では従来から砂防ダムを築造して来たが、土石流対策施設としても場所と規模によっては土石流の総流出土砂量を減少させる効果、ならびに、粗大粒径のふるい分け効果が経験的に認められていて、土石流が停止しようとする区域にできるだけ貯砂量の大きな砂防ダムを築造するように努めて来た。しかし、砂防ダムを築造するにしてもどのようなプロセスで効果があらわれるのか、砂防ダムにおよぼす外力など経験的知識から推測できない問題があった。ところが近年土石流そのものの性質がわかって来るようになって実験水路の中に土石流の特性を持った擬似土石流を作って流れの機構や流れが他の物に及ぼす影響を検討することができるようになった。

以下に最近土木研究所の行った土石流対策施設の実験的研究について紹介する。

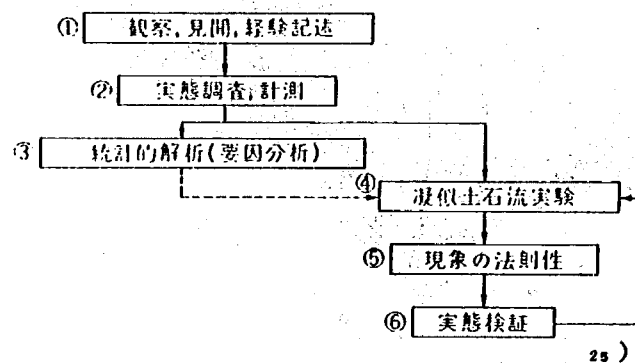
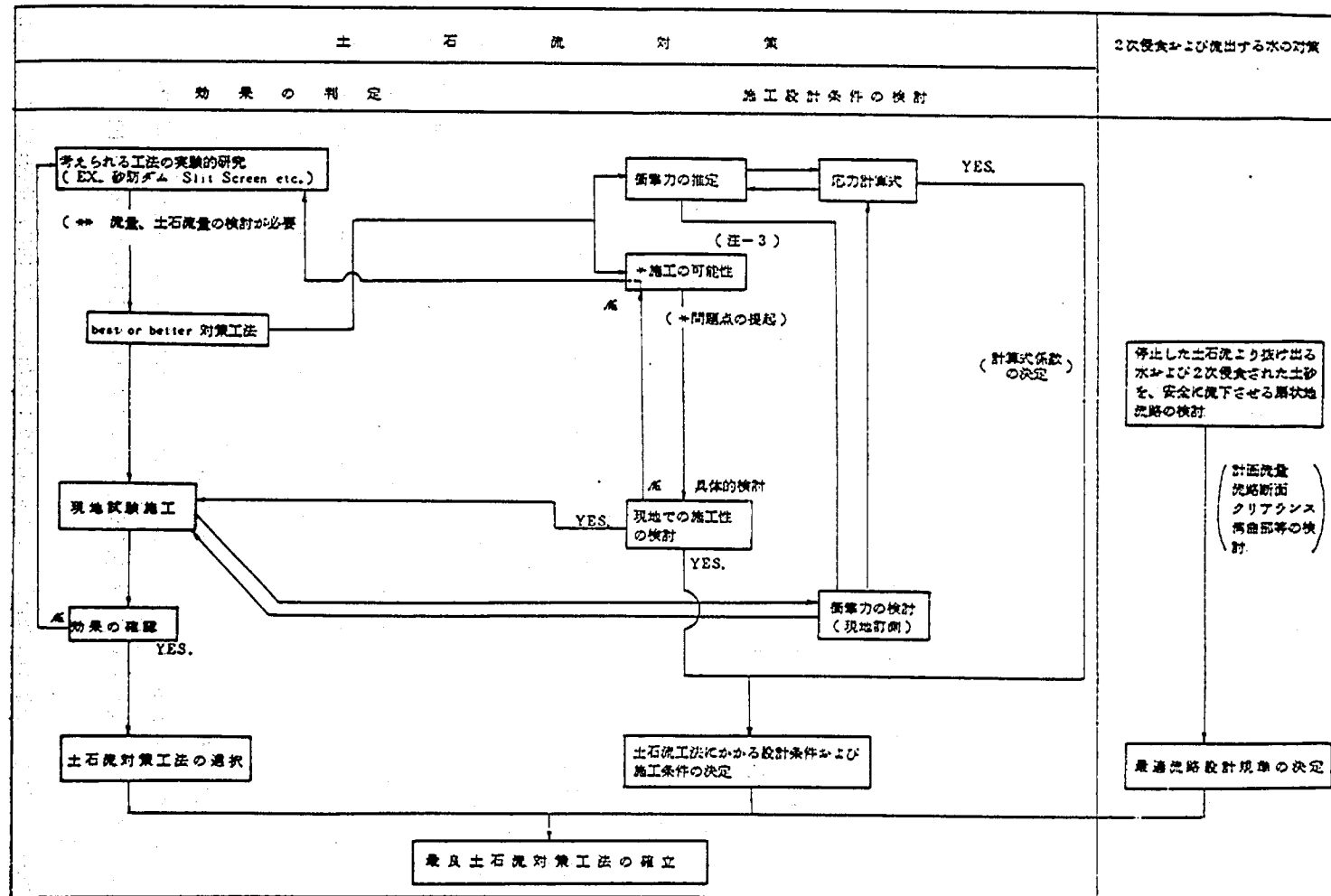


図-16 土石流に関する知識の発展過程²⁵⁾

図-17 土石流対策工法に関する検討

土木研究所 砂防研究室



26)

3.2.2 スリットダムの土砂調節効果

土石流区域におけるこの種ダムの効果は土石流形態を掃流砂形態に変える効果、もしくは土石流を停止堆積させる効果を目的として検討した。この研究では松本砂防工事事務所によって姫川筋浦川に設けられた金山沢第1号砂防ダムを検討したものである。同砂防ダム（昭50・11竣功）は従来の重力式砂防ダムの水通し天端の高さを下げ、その部分に鋼管を入れ、スリットを設けたもので図-18に概念図を示す。

昭和51年には4回の土石流があり、河床変動測量の結果からは同砂防ダムに流達した土石流の半分を堆積し、残り半分は下流に流下している。此のときダムは計画貯砂量一杯に満砂している。スリットダムのふるい分け効果調査のために河床材料の粒度調査を行ない、ダム上下流での粒度を比較するとダム上流はやや大きい値を示すけれどもダムサイト

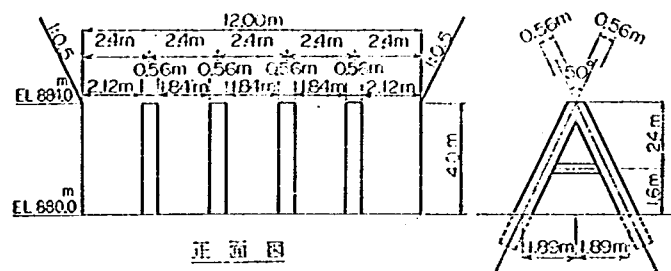


図-18 金山沢第1号砂防ダム概念図（スリット部）

では小さい値を示し、スリットによる粒径のふるい分け効果は大きく現れているとみられない。

土石流区域におけるスリットダムの閉そく条件は掃流区域の模型実験から導びかれた $b/d_{max} \leq 1.5$ が適用され则认为てよい。

土石流区域におけるスリットダムの効果は土石流発生までの貯砂容量を確保しておき、土石流発生時にできるだけ多量の土石流土砂を堆積されることが期待される。この意味から中小洪水時に移動可能な土砂の最大粒径を d_{1max} 、大洪水時または土石流発生時に移動可能な土砂の最大粒径を d_{2max} とするとき、 $b/d_{1max} > 2 \sim 3$ 、 $b/d_{2max} \leq 1.5$ の両式を満足させるスリット間隔 b を考慮し、スリットの密度は全幅の0.4～0.6程度でよいと考えられる。

27) 28)

3.2.3 いろいろな種類の土石流対策施設の効果

最近現場で施工されるスリットダムなど新しい工法が試行であるにせよ十分予備的検討を必要とするという考え方に立脚して土石流対策施設として考えられるいろいろなタイプに関して機能比較のための研究を行った。

実験の対象とした施設の種類は図-19のような9種類で、この他に、比較のために水路に施設を何も設けない場合についても実験した。

実験に用いた水路は図-20のようで、施設は水路の下流端にそれぞれ取り付けられた。なお、水

路こう配 17.8° は土石流の発生限界こう配(15° 程度)を上廻るこう配である。

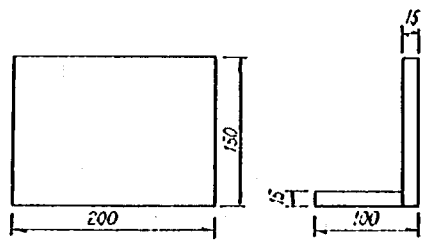
実験は2種類の土石流を想定して、一つは礫質の土石流として最大粒径 18mm 、最小粒径 1mm の混合砂礫を用い、一つは細粒分を含む土石流として混合砂に対する重量比 $6:4$ でフライアッシュを混合した。実験は前者に対して一連の実験を行ない、その後後者を実験した。

前者の実験において、通常の砂防ダム、スリットダム $b=2d_{max}$ 、底面水抜きスクリーンを選んで、その河床変動状況を時間ごとに追跡したのが図-21~23である。

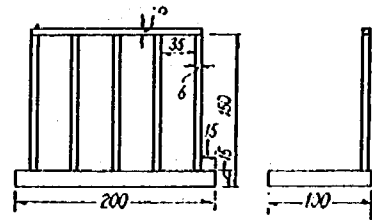
図-21では土石流が砂防ダムに到達し、土石流の先頭が停止するとダム上流に向って堆積が始まる。一時は急こう配で堆積するが、後続の流れが新しい堆砂面を侵食して二次的土石流となり一部は下流へ流出する。フロントの粗粒化があるので粗粒は下部へ堆積し、粒径のふるい分け効果がある。

図-22では粗粒化したフロントでスリットが閉そくし、一時的に堆積するが、やはり後続流で再流出する。

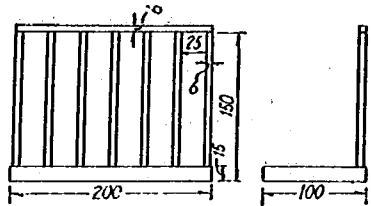
図-23では水を分離してスクリーン上に堆積する。スクリーン自体と、スクリーン上に堆積した土砂に流量に見合うだけの透水性が得られるかどうかが問題となる。もし得られなければ停止しないので長いスクリーンが必要となる。



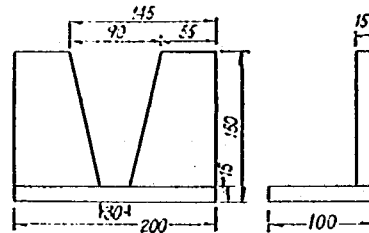
(a) 通常のダム



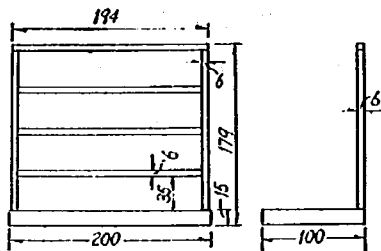
(b) スリットダム ($b=2d_{max}$)



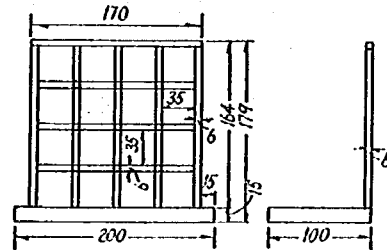
(c) スリットダム ($b=1.5d_{max}$)



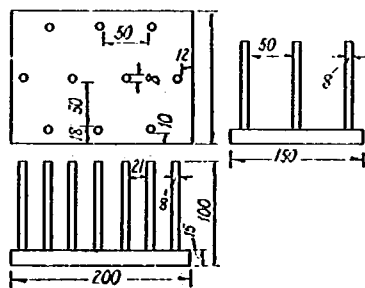
(d) V字スリットダム



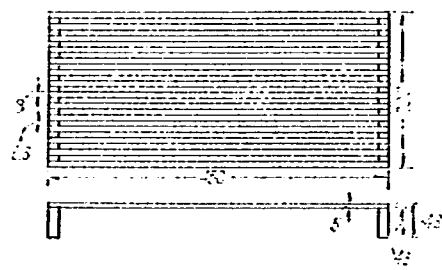
(e) 横スリットダム



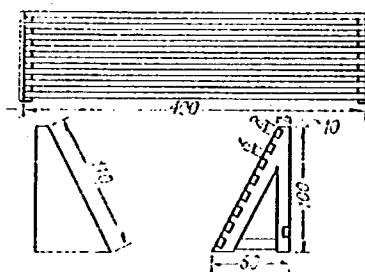
(f) 格子ダム ($b=2d_{max}$)



(g) パイル林



(h) 底面水抜きスクリーン



(i) 側面水抜きスクリーン

図-19 実験に用いた施設

1) 礫質土石流に対する施設の効果

施設を通過する流出土砂濃度および総流出土砂量の時間的变化をそれぞれ図-24および図-25に示す。両図を通じて、無施設はもちろん透過性の大きい施設を(a)図に、通常の砂防ダムを始め透過性の小さい閉鎖性施設を(b)図に示してある。このように施設はピーク土砂量の低減と、総流出土砂量の減少させる機能を持つうちにその相対的な特性を比較することができる。

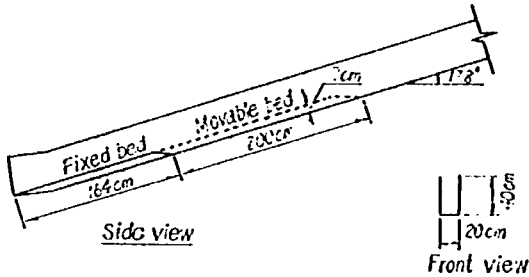


図-20 実験に使用した水路

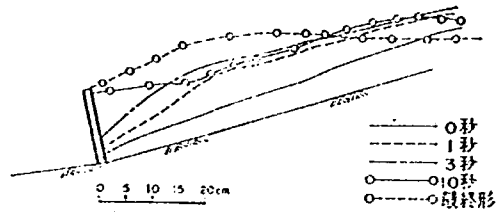


図-21 河床変動の状況
(勾配変化点)(通常のダム)

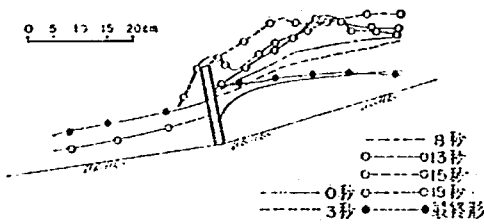


図-22 河床変動の状況(勾配変化点)
(スリットダム $b = 2 d_{max}$)

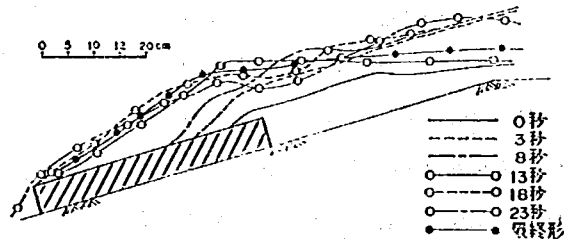


図-23 河床変動の状況(流下域)
(底面水抜きスクリーン)

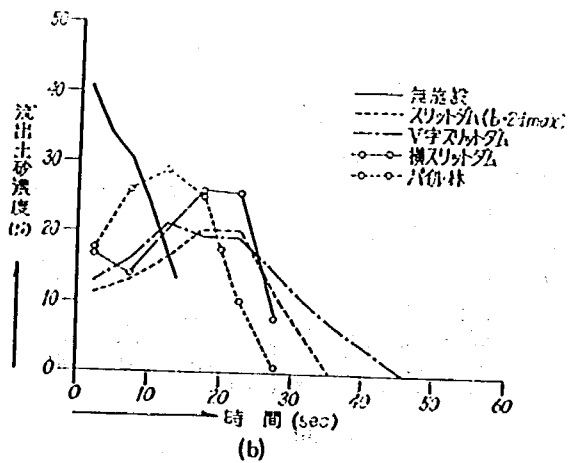
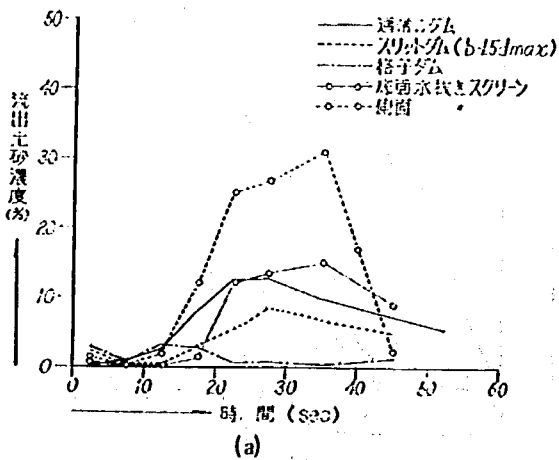


図-24 流出土砂濃度の時間的变化

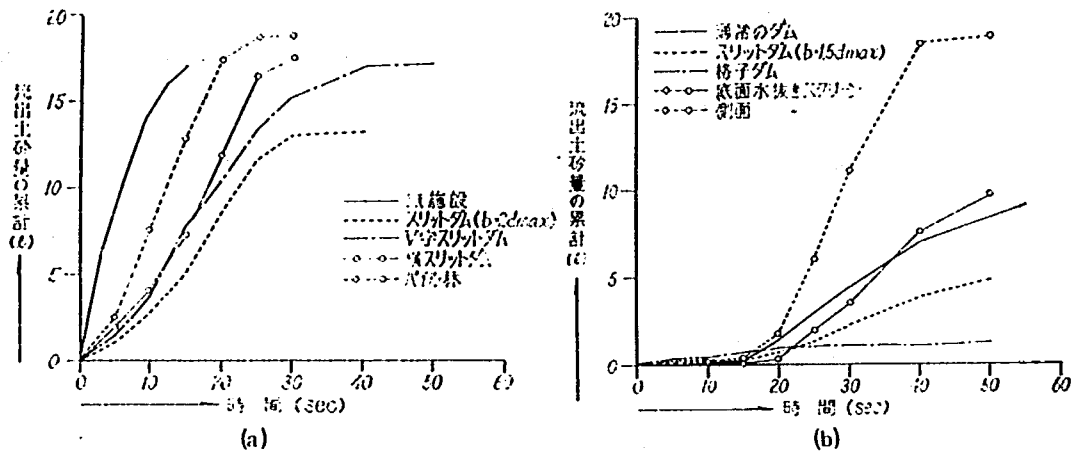


図-25 総流出土砂量の時間的变化

つぎに、流出土砂の粒径の変化を材料の50%粒径より大きいものと小さいものの流出土砂量に分けて表わすと図-26のようになる。無施設の場合を見ると2種の線が分かれていることから短時間の間ではあるが、初期にフロントの粗粒化が起り、後半細粒が流れる特徴が表われている。通常の砂防ダムなど閉鎖性の大きな施設ではフロント粗粒を空容量で捕捉するためふり分け効果が大きい。これに対して透過性の大きいダムではこうしたふり分け効果は認められない。

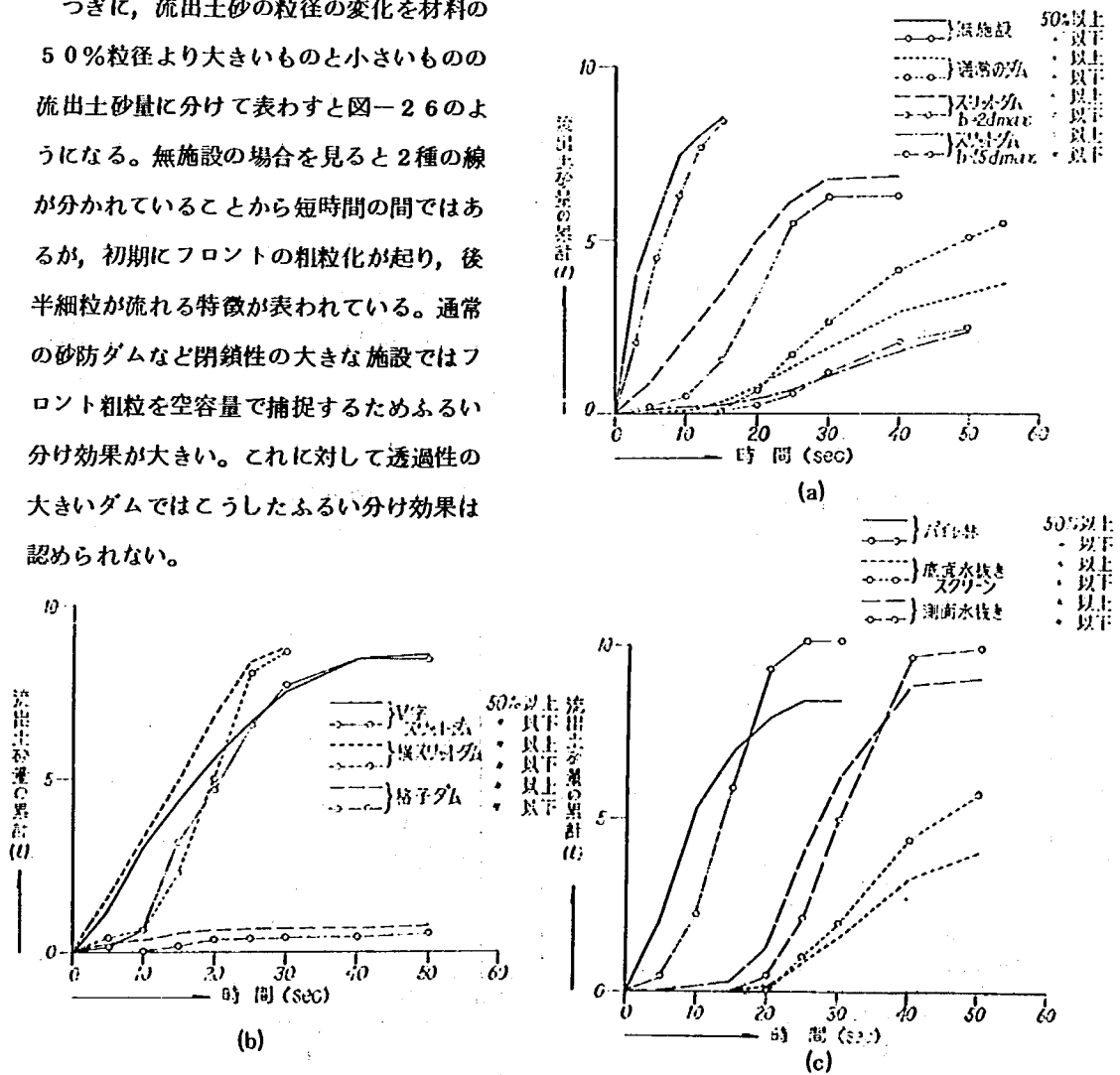


図-26 貯砂効果とふるい分け効果

2) 泥流型に対する施設の効果

40%のフライアッシュ混入は泥流を念頭においた実験である。図-27, 図28は施設を通過する土砂の濃度および累計量の時間的变化である。まず、無施設の場合でも流出を完了する時間が30秒も続き、礫質土石流に比して2倍となった。

閉鎖型の施設の効果については泥流型でも変りない。

図-29は透過性の大きい施設の貯砂効果とふるい分け効果を示すものであるが、無施設の場合とほとんど変らない。

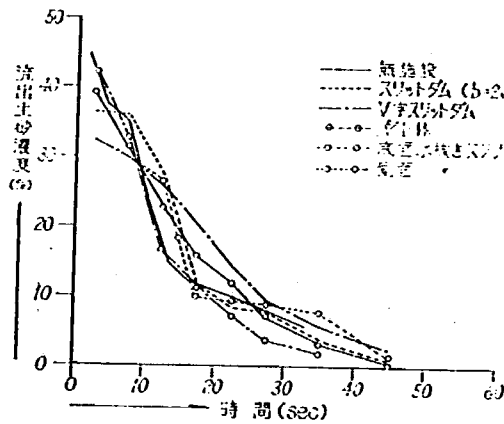


図-27 総流出土砂量の時間的变化

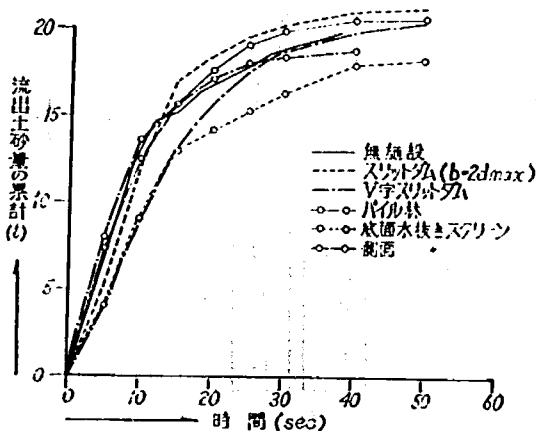


図-28 総流出土砂量の時間的变化

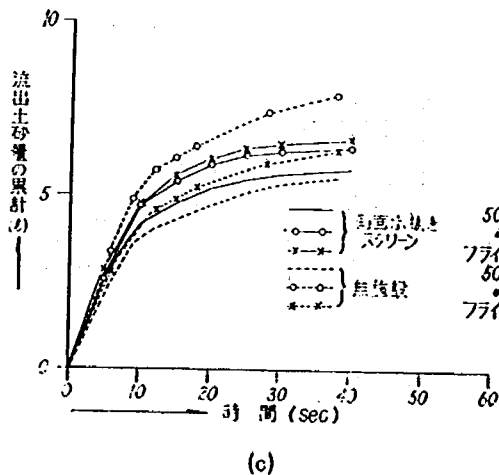
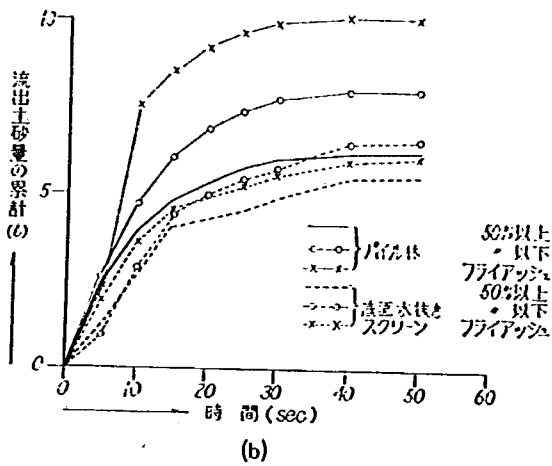
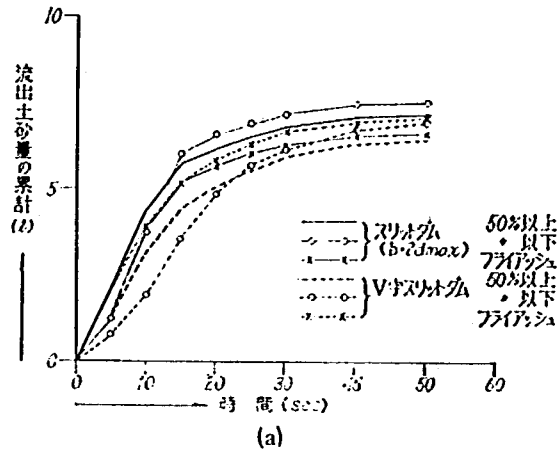


図-29 貯砂効果とふるい分け効果

3.2.4 砂防ダムに対する衝撃力実験²⁰⁾

土石流が砂防施設の外力となる場合、土石流の力としては流体力と土石流の含む巨大礫の衝撃力に分けて考えられ、前者は流体の密度と流速により、後者は奥田によれば弾性球の衝突理論にもとづいて算定される。²¹⁾

この研究では衝撃荷重実験を行ない、静的、準静的ひずみの解析から求められる計算値と比較検討を行った。

図-30は実験と設備の概念図である。供試体は材料としてはモルタル、片持板部の長さ30cm、幅は7.5cmと15cmと2種を用意した。球体は鋼製、直径10cm、衝突速度は2~10m/secの範囲とした。モルタル片持板に鋼球が衝突した場合の相互作用を検討するにあたっては次の3通りのモデルを考えた。①片持梁のモデルである。鋼球の運動エネルギーは片持梁の変形エネルギーとなり、変形エネルギーの最大変位量だけ片持梁が変形する。②半無限大なモルタル壁の局部変形モデル。鋼球の運動エネルギーは半無限大なスケールの壁にめり込みをつくり、その局部の変形エネルギーに最大めり込み深がバランスする。③等価質点モデル。片持梁の変形および局部めり込みが同時に発生するものとして片持梁のバネおよび接触点のバネを持った2質点系として振動する。

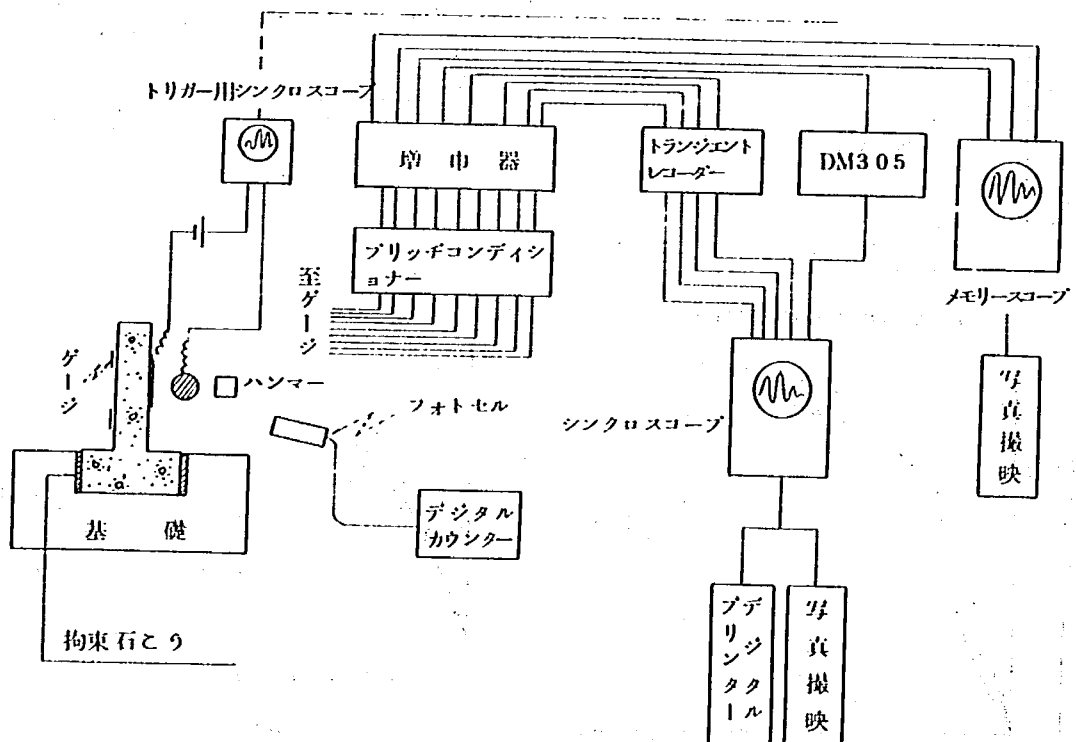


図-30 衝撃荷重実験の測定設備概要

鋼球速度および片持梁のひずみを測定してモデルからの計算値と切較を行なったところ、等価質点モデルが最もよく衝突現象を表わすと考えられる。実例ひずみと計算ひずみの比が0.2~0.6程度と精度がわるい。

鋼球の衝突によるモルタル板の破壊形態は速度の遅い方から転倒、放射状破壊、スキッピングの順になると考えられる。本実験ではそれぞれの速度境界は3~4 m/sec, 10 m/sec 程と考えられる。

今後の問題点として、今回の実験では実験値と計算値との比に0.2~0.6と小さくかつバラツキがあったが、コンクリート内部の応力伝播、あるいはモデルの変形特性の仮定の違いなどが原因となると考えられ、理論的解析が難しい問題がある。現場では、コンクリート砂防ダムの袖部が巨石の衝突で破壊された事例があるが、実物大実験でのアプローチが望まれ、今年度は中間規模で同様な実験を行なった。

3.2.5 土石流対策工法の考察

土石流そのものの研究も進展し、いろいろな種類の砂防施設の機能も実験から把握されたのでこれらを用いた土石流対策工法をすみやかに提案したいが、現状としては具体的な提案は未だ困難で、対策工法の方角づけと問題点とについて言及したい。

前述のように、土石流流動区域の環境を変更することによって土石流の流動をコントロールするのだという考え方にもとづいて、従来実施されてきた方式は保全対象の上流にとりあえず砂防ダムを少なくとも1~2基は設ける。その砂防ダムは1砂防ダム当たりの貯砂量が土石流形態で流出する計画生産土砂量の30%かそれを越えるような場所と施設規模を選ぶのが望ましいとされた。施設としては通常の砂防ダムであり、量的問題とは別に保全対象から土石流を外れるように導く導流堤とであった。とにかく、技術的な問題点はすみやかに解決をはかるものとして定性的に土石流のはんらんによる被害を少しでも軽減する考え方から方向づけられた方式である。一洪水の間に発生する土石流の計画生産土砂量を収容できるだけの容量を持つ砂防ダムを保全対象の上流に設けることができる場合はよいが、土石流が卓越するような流域面積の谷では出口付近にそのようなポケットの地形を得難く、計画生産土砂量を連続する2~3基の砂防ダムで分担しようとしてもなお容量的に困難があると考えられる。

この点全国を通じて地形調査の必要がある。小容量の貯砂ダムで計画生産土砂量を分担するとダム数も多くなり、流下区間の溪床こう配の急な部分に貯砂ダムを設けるとなると貯砂容量が少なくなるばかりか、実験から得られた知識では後続流の洗掘で実質的にダムに溜め得る土砂の堆積こう配はほとんど水平とみななければならず1ダム当りの貯砂量は大きくない。一洪水で発生した土石流の堆積土砂量と降雨量との比は5~10倍になるといわれる。一方、妙高53災では堆積直後の土砂で、堆積土砂から水の逸出が認められない(舗装上で舗装面に土砂から水の滲出がない)にもかかわらず含水比がその土砂のL₁とP₁の間にあった事例²⁶⁾を結びつけて考えると一洪水で後続流などの形態で流出する水量は膨大であり、その侵食力は大きいとしなければならない。この点から考えれば土砂と水と

を併せて貯留する容量を得ることは困難で、溪流の出口付近、保全対象の上流に設けた貯砂ダムの場合、閉鎖性の大きな通常の砂防ダムでは土石流の到達した時点から土砂と水を一諸に貯め始めることになり、いずれは余水として細粒分と共に流下させなければならない。地形的に大容量が得られないことを前提に考えるならば透過性のあるスリットを備えておいて施設下流流域の許容範囲で最初から何かしらの水を逃すほうが下流に対してフラットな洪水波型を与えて良好なのではないかと考える。また、この貯留タイプの施設に到達する土石流の波型もフラットに近いことが望ましいから流下区域にはピークカットタイプの施設を設ける必要がある。

このような方向で対策工法を考えようとするとき問題点として次のものがある。

①計画土石流の決定方法が確立されていない計画対象とする土石流の要素のうち、生産土砂量については目安が得られているものの流出波型や構成材料についての予測が現在では困難である。

②砂防施設の効果の定量的評価方法が未だ十分ではない土石流対策施設の単独の機能は把握したが、定量的評価は実験条件の範囲で目安をつけられるだけであって一般化に到っていない。

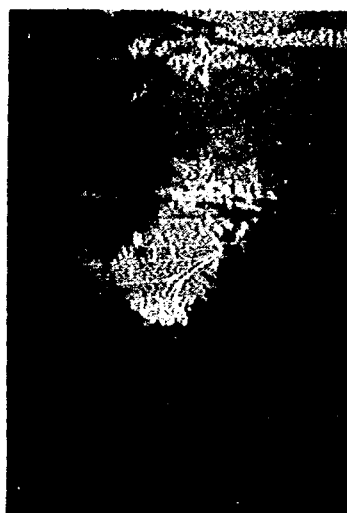
③自然地形のもつ機能の定量的評価方法が確立されていないこう配に関して経験的、実験的に知識が得られているのみで、他は未解明である。

④外力としての土石流の荷重と施設の設計基準を明確にできない。

貯留タイプの施設として参考となるのはオーストリアのRetention damとしてのBalkensperreである。写真-5に示すものはEnterbachのリテンションダムである。エンターバハは流域面積12.2km²、下流部の沖積錐上にInzinの町がある。写真-5(a)は沖積錐とダム、保全対象の関係を示す。(b)はリテンションダムが谷の出口というよりは沖積錐上流部にあって、アースダムによって場所的に構造物が大きな容量を確保していることを示す。(c)はバルケン部で、扶壁間隔5m、水平1スリットの間隔は1mである。流域の地質は結晶質岩とモレーンで、結晶質岩は径30cm程度未満の比較的小さい礫となるが、モレーンからは写真-6のような巨大礫が土石流に含まれて沖積錐に流出する。



(a) 遠 景



(b) 上流側から



(c) スリット部

写真-5 Enterbach の Retention Dam の Balken 部分

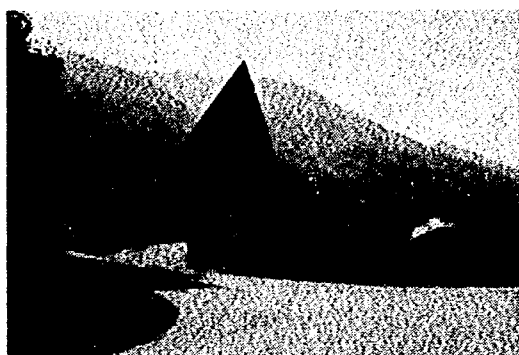


写真-6 Enterbach 1969 土石流記念碑
と流出した巨石

4. あとがき

土石流に関して全国的に得られた知識，土木研究所の最近の研究を紹介し，対策工法の方角と問題点を述べた。

他分野の方が土石流に対して関心を深め，現地で砂防にたずさわる方に少しでも役立てば幸せである。

文 献

- 1) 池谷浩, 阿部宗平, 洞谷土石流災害に関する一考察, 土木技術資料22-6 (1980)
- 2) 財高速道路調査会, 道路建設における土石流対策に関する研究報告書, 昭和53年2月
表-1, 5に加筆
- 3) 2)表-1.6に加筆
- 4) 土木研究所砂防研究室, 土石流に関する研究の動向, 昭和54年5月, 図-2.1
- 5) 建設省松本砂防工事事務所, 焼岳蒲川における土石流調査関係資料集, 昭和50年10月,
数値について原文は0.3~6.0t重としている。
- 6) Investigation on Debris Flow Characteristics in
Mt. Merapi, Ir, Darmadi et al, Man. 1980, Preprint of
The 2nd Japan-Indonesia Symposium on Volcanic Debris
Flow Treatment
- 7) 大同淳之, 河床縦断形の変動—土石流による変動—, 新砂防78, 昭和46年
- 8) 田畑茂清, 市ノ瀬栄彦, 溪床幅, 溪床勾配の変化が土石流堆積に及ぼす影響について, 新砂防
103 昭和52年
- 9) 吉岡良朗, 土石流の実態, 道路セミナー '75/2, 昭和50年
- 10) 山内修, 土石流発生危険度判定への多変量解析の適要, 建設月報29巻12号, 昭和51年
- 11) 武居有恒, 土石流災害予知に関する研究の現状, 新砂防111, 昭和54年
- 12) 建設省六甲砂防工事事務所, 六甲山系砂防計画に関する調査報告書, 昭和51年度, 昭和52
年度
- 13) 建設省吉野川砂防工事事務所, 仁淀川流域土砂災害対策報告書, 昭和50年度, 昭和51年度
- 14) 前出 9)
- 15) 前出 5)
- 16) 瀬尾克美, 船崎昌継, 土砂害と降雨量について, 新砂防89, 昭和48年
- 17) 池谷浩, 降雨強度比による土砂害からの避難基準に関する一私案, 新砂防94, 昭和49年
- 18) 第32回建設省技術研究会, 流域の危険度判定に関する研究, 昭和54年
- 19) 田畑茂清, 市ノ瀬栄彦, 溪床幅, 溪床勾配の変化が土石流堆積におよぼす影響について,
新砂防85, 昭和47年
- 20) 高橋保, 土石流の発生と流動の機構, 土と基礎, Vol. 26, No. 6 昭和53年
- 21) 大同淳之, 堆積物の流動による土石流の発生機構に関する一考察, 第7回災害科学シンポジウ
ム論文集 昭和53年
- 22) 恩田節夫, 土石流における弾性衝撃力, 京大防災研究発表会発表概要, 昭和53年

- 23) 池谷浩, 全国土砂害実態調査の結果, 土木施工, Vol. 14, No 11 昭和48年
- 24) 池谷浩, 土石流の分類, 土木技術資料20-3, 昭和53年
- 25) 泉岩男, 土石流対策工法に関連する研究の現状と今後の課題, 砂防地すべり講義集XIX, 昭和54年
- 26) 池谷浩, 上原信司, スリットダムの土砂調節効果, 土木技術資料22-7, 昭和55年
- 27) 渡辺正幸, 水山高久他, 土石流対策施設に関する実験, 土木技術資料22-2, 昭和55年
- 28) 渡辺正幸, 水山高久他, 土石流対策砂防施設に関する検討, 新砂防115, 昭和55年
- 29) 土木研究所資料第1583号富士山土石流衝撃力実験報告(1), 昭和55年