

文献調査委員会

大型タンカー用海上港計画

Ports and Harbours/谷本 勝利

たわみ性舗装の疲労特性

Proc. of A. S. C. E., HW/島田壮八郎

チリにおける肩鉞用ダム群の地震による破壊

Proc. of A. S. C. E., SM/渡辺 啓行

ブラジル中南部の電力調査

Water Power/白砂 孝夫

インドス河流域開発計画

Civil Eng. & Public Works Review

Proc. of Institute of Civil Engineers/小森 修蔵

大型タンカー用海上港計画

“Seine Bay Terminal for Large Oil Tanker”

Bastard, P.

Ports and Harbours, Vol. 13, No. 2,

pp. 10~14, February (1968)

フランス西海岸の最も重要な石油基地である Le Havre 港は、大型タンカーによって石油を直接受入れることに興味を持っており、すでに Bantry 湾においてその典型的例が見られるような石油中継港になりたいとかねがね表明していた。そのため Port Authority では、1966 年の 11 月以来予備調査を続けており、取あえず、現在の施設を徐々に充実させていき、将来 200 000 から 250 000 dwt タンカーの受入れ態勢を整えるべく、泊地のしゅんせつに着手している。

しかしながら、タンカーの大型化は目覚ましく、やがて 500 000 dwt あるいはそれ以上のタンカーが出現するであろうと見なされている。実際、日本およびイギリスではそれ以上の船舶に対する研究も行なわれているようである。一方、経済的な調査において、底荷を積んだ帰航時にスエズ運河を航行できないことと同時に、船積港での集約荷役および陸揚港での分散荷役のコストを考慮に入れて、500 000 dwt タンカーは船積港と陸揚港の間を直接輸送する 250 000 dwt タンカー（将来のスエズ運河拡張を見込んで）に辛うじて対抗できるにすぎない。

かくして、Le Havre における新しい石油中継港の計画は、当初の 500 000 dwt タンカーを対象としたものから、それ以上の大型タンカーに対しても容易に対処できるものであることが必要になり、吃水 30 m 以上を確保することとなった。

このような要請に対し、もはや現在の泊地施設を徐々

改良していくことは適当でない。したがって、港外にその施設を建設する手段を求めざるを得ないわけである。一方、現在の技術的段階において、いわゆる“single mooring point”システムに基づく、ブイあるいはタワーに繋留して、陸揚作業を行なうことは、きわめて大きなタンカーに対しては、困難な多くの問題が生じるであろう。結局、最終的には曳航され、その接岸操作に十分静穏なしゃへい区域を有する海上港の建設が望まれる。ここには、もちろん大型タンカー用バース、石油貯蔵タンク、海底パイプを通して陸上へ送るためのポンプ施設ならびにタグボートやその他関連作業船のための船溜り等が付備される。

このような海上港の建設地点が、種々の面から検討された。その結果、Le Havre 港の近くで水深 -30 m の

図-1 セーヌ湾海上港配置図

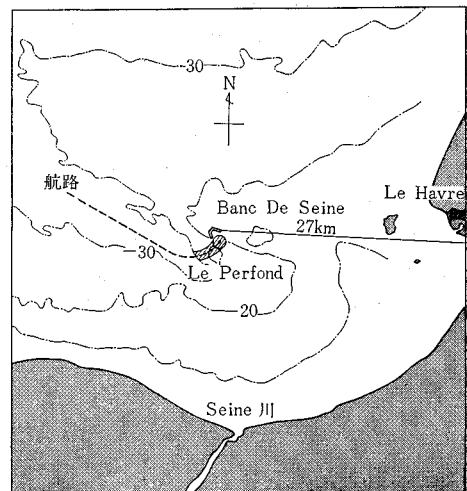
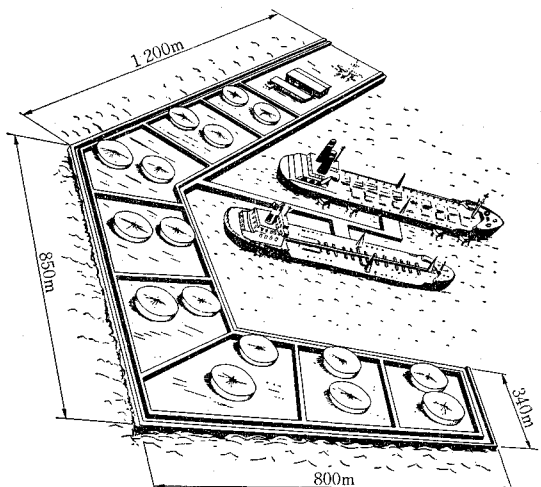


図-2 海上タンカー港計画図



場所として、セーヌ河口の西側に広がった Parfond 凹地が最有力候補として残った。この地点は 図-1 に示すように水深 -30m 以上の海谷のまわりに -14~-20m の安定したバンクがあって、その上に総高約 26m の浮体構造物を建設すればよく、きわめて好都合な自然条件である。

計画中の海上港は、図-2 に示すごとく、幅 340m、総延長 2850m の浮体構造からなり、“U” 字形をなして、泊地は最大振幅 4m と考えられるうねりから 40°~250° の範囲でしゃへいされている。その主構造である浮体は、Le Havre 港内で製作され、海上を浮かして曳航されてくるプレストレスト コンクリート ケーソンを連結して形成される。そしてこのケーソンの外側は波に対して直立防波堤の役割りを果し、内側は接岸施設として利用されるわけである。また、大型タンカーのための二つのバースが接岸に便利のように大口径管パイルから成る突堤式として泊地内に建設される。中継港として本来具備すべき機能を発揮する諸々の施設は浮体上に建設され、このために利用できる面積は 800 000 m² である。

以上、紹介した大型タンカーのための海上港計画は、まだ予備調査、研究の段階にすぎない。Le Havre Port Authority では、この計画実現のために、建設予定地点の波浪、潮汐、流れの観測を行なうと同時に、浮体構造物に対する水理実験および大型タンカーの模型を使用した旋回、接岸時の挙動の解明等の研究を行なっていく予定である。

(委員 谷本 勝利)

たわみ性舗装の疲労特性

“Fatigue Characteristics of Flexible Pavement”

Hong, H.

Proc. of A.S.C.E., HW., Vol. 93 No. 1

pp. 43~67 April (1967)

たわみ性舗装の設計に際しては、現在、荷重による変形に対する抵抗（安定性）と、風化やすり減りに対する抵抗（耐久性）の2つを考慮して、アスファルト混合物の配合や、舗装構造を決めている。しかし、車両のくり返し荷重作用によって舗装構造に生ずる、曲げ疲労に対する抵抗も大きな設計要素であり、今後この問題も考慮すべきである。たわみ性舗装に疲労破壊を生ずるのは、舗装の表層部分の引張りひずみ、あるいは引張り応力、または舗装の変位にそれぞれ制限値があり、これらを越えると舗装が疲労破壊を起すといわれている。

(1) 引張りひずみによる舗装の破壊

車両が通行すると、舗装の表層部分に引張りひずみを生じ、これがくり返されると舗装にクラックがはいる。

クラックは一般に表層の下部より始まると考えられる。

Pell 等によれば、アスファルト混合物の最大ひずみと、荷重くり返し回数の間には、図-1 のように、混合の割合によって異なるが、その対数間に直線関係が成り立ち、一般に式

$$N = K_1 \cdot \left(\frac{1}{\epsilon}\right)^6 \dots\dots\dots (1)$$

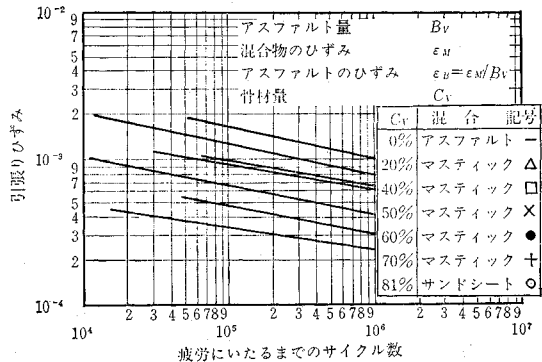
N : 疲労破壊にいたるまでの載荷サイクル数。

ϵ : ひずみ。

K_1 : 定数

で表わされる。ここで、ひずみは混合物中のアスファルトによると考えて、アスファルトのひずみ $\epsilon_B = \epsilon_M / B_V$ を上式に用いれば、これらの直線はほぼ一致する (図-1)。

図-1 種々の混合物の疲労直線



Peattie は、たわみ性舗装の構造を設計するとき、路床の鉛直応力と表層の引張りひずみに限界があるものとし、層構造において、表層の下端での水平引張りひずみ ϵ_1 と鉛直応力の関係を次式で示した。

$$\epsilon_1 = \frac{ZZO}{E1} [RR1 - \mu(RR1 - ZZ1)] \dots\dots\dots (2)$$

ZZO: 表面に働く鉛直応力

ZZ1: 境界面での鉛直応力

RR1: 表層の下端での水平応力

E1: 表層の弾性係数

μ : ポアソン比

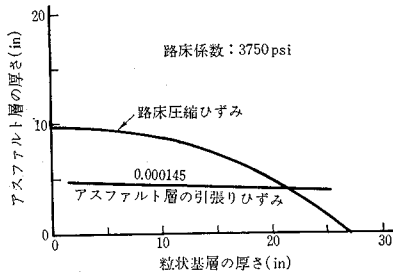
たわみ性舗装の最適設計は、厚さを仮定して設計荷重によって生ずる最大応力とひずみを計算し、これらが許容範囲に収まるように厚さを変えて得られる。

Dorman とも同様の考え方から、18 000 LB の軸荷重に対する設計曲線を作った (図-2)。

引張りひずみの限界値はくり返し回数によって異なるが、Nijboer はくり返し回数が 10⁶ で、ひずみは、100~200×10⁻⁶ の範囲、また、Monismith らは、この限界を 100×10⁻⁶ としている。

その他、引張りひずみとくり返し回数については、種々の研究がなされているが、この考えが現在のところ、一番よく疲労破壊を説明しているように思える。

図一2 18 000 LB の軸荷重に対する設計曲線
(くり返し回数 10⁶)



(2) 引張り応力による舗装の破壊

荷重くり返し回数と、破壊を起こす引張り応力の間にも、ひずみと同様にその対数間に直線関係があることが分った。Skok は、AASHO の試験結果を用いて、これらの関係を求め、作用回数がある程度無限と考えられる場合の引張り応力を定めた。この値は舗装の厚さで違ってきて、3 in の表層で 250 psi, 4 in で 225 psi, 5 in で 210 psi となった。しかし、引張応力が破壊の主因と考えられるのは、一時的に非常に大きな荷重が作用したときで、可撓性が問題になる場合と思える。

(3) 変位による舗装の破壊

Hubbard は、表層の変位が舗装の破壊を起こすものとして、その限界値を 0.5 in とした。Porter は、この限界値は、くり返し回数が多ければ 0.02~0.03 in となることを示したが、いずれもそのときに生ずる引張りひずみや、引張り応力との関係には言及していない。

Hveem も同様の制限値を提案しているが、その値は舗装の種類や厚さによって異なり、15 000 LB の軸荷重に対して、表一1 のようである。

変位と、引張りひずみ、引張り応力との関係を考えると、同じ変位であっても、表層の性格によりひずみや応力は必ずしも同一とはならない。このことから、変位はそれ自身が疲労破壊を起こす支配的なものではなく、ひずみや応力と関係させて考えるのが妥当と思われる。し

表一1 変位の許容量

舗装厚 (in)	舗装の種類	最大許容変位 (in)
8	ポルトランドセメントコンクリート	0.012
6	セメント処理基層+アスファルト表層	0.012
4	アスファルトコンクリート	0.017
3	碎石基層+プラント混合 アスファルトコンクリート	0.020
2	碎石基層+プラント混合 アスファルトコンクリート	0.025
1	碎石基層+現場混合 アスファルトコンクリート	0.036
1/2	表面処理	0.050

かし、変位は舗装の可撓性、鉛直圧縮応力、せん断応力を調べるには重要な要素である。

(4) 今後の問題

くり返し荷重によるたわみ性舗装の疲労破壊は、以上のようにその要因はほぼつかめたのであるが、疲労特性に関係するものは、まだ限りなくあって十分知ったとは言いがたい。今後特に考えなければならない問題として挙げなければならないのはつぎの3つであろう。

a) 荷重のくり返し方：実際の車両による荷重は、大小入り混って作用しているの、この累積効果を考える必要がある。

b) 土の疲労特性：土は荷重によって、その性質が変わってくるので、これを研究しなければならない。

c) 温度の影響：温度による疲労特性の相違、あるいは温度応力の影響も見逃がせない。

(委員 島田壮八郎)

チリにおける屑鉱用ダム群の地震による破壊

“Seismic Failures of Chilean Tailings Dams”

Dobry, R. and Alvarez, L.

Proc. of A.S.C.E., SM., Vol. 93, No. 6,
pp. 237~260 November, (1967)

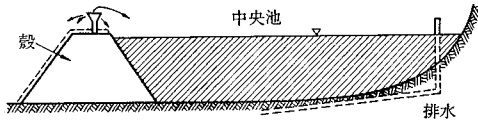
1965年3月、チリ中央部を大地震がおそった。この地方には硫化銅を掘っている数ヶ所の中小鉱山がある。これらに隣接して金属を選別する工場群があり、ここから残滓を水流搬送方式で、屑鉱用ダムと呼ばれる大きな堆積物の中に捨てている。この地震により、ほとんどの屑鉱用ダムは破壊し、El Cobre ダムの破壊においては泥の流れが麓の町を破壊し、大災害となった。かつて、このように多くの土構造物が、同時に大地震に見舞れたことはない。この論文は、著者がチリ政府に任命されて(1) El Cobre での破壊を起こした条件、(2) 震央に近い他のダムの破壊特性を調査した報告である。

(1) ダム築造方式

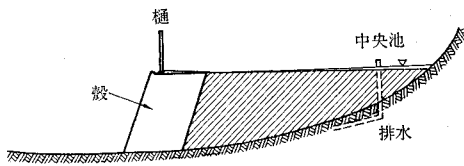
この銅採掘では、金属は浮遊法により選別されており、残滓は基岩の微細な粉末である。屑鉱ダムは主として、この残滓でつくられ、中央には、最も微細で湿った粘性質のコアと、それを取り囲む殻とから成っている。殻は、一般に、より砂質の乾燥した屑鉱が使われる(ときには割栗なども使われる)。堆積物の安定は、この殻に依存しているが、チリでは殻は締め固めを行わず、ゆるいままである。屑鉱ダムは、その築造方式により、図一1 a) に示される A 型と、図一1 b) に示される B 型とに分類される。A 型は、サイクロンと呼ば

図-1 チリでの屑鉱用ダムの築造方法

a) サイクロン方式



b) 重力方式

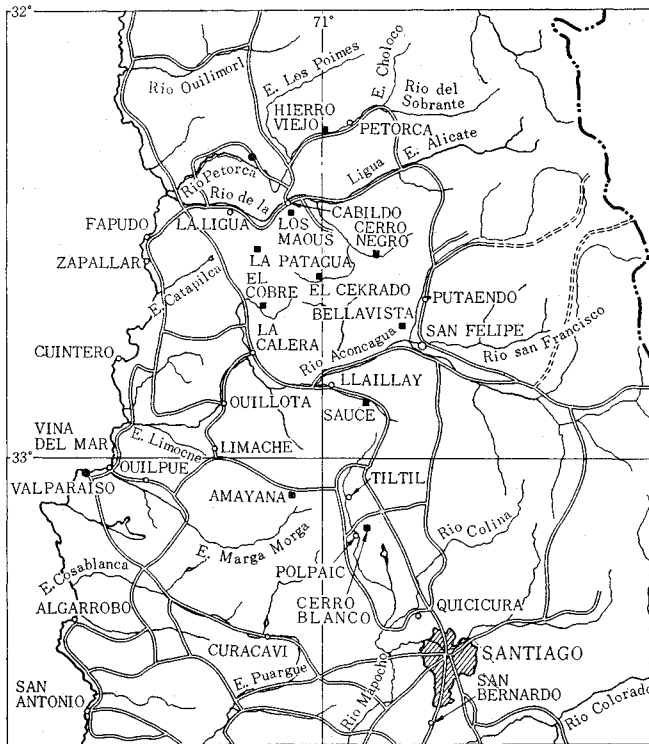


れる方法で築造され、B型は、縁わくの近くに内側に傾斜した樋で屑鉱を堆積し、コアと殻とは重力で分離される。すなわち粗砂は縁近くに残り、細い湿った粘性質は内側に貯る。調査したダム群の多くがB型であった。

(2) El Cobre ダムの破壊状況

地震は、La Ligua の町の近くに起り、中部チリの3主要地方 (Aconcagua, Valparaiso, Santiago) に影響を与えた。地震のデータは表-1 に示されている。図-2

図-2 著者の調査したダムのある地方の地図



● 震央
■ 著者の調査した屑鉱用ダム

に地震のあった地域が示されている。

El Cobre ダムは、旧ダム、小ダム、新ダムの3つから成り、この内2つは、ほとんど完全に破壊された。このため、2000000t以上の屑鉱が谷に流入し、El Cobre の町の一部を破壊し、200人以上の人命を奪った。ここは震央から40km南にあり、震度はⅧ~Ⅸ

表-1 地震のデータ

地震発生グリニッジ時間	16時33分15.5秒
地震発生当地方時間	12時33分15.5秒
震央緯度	32°20' 南
震央経度	71°10' 西
震源深度	61km
震度(リヒター尺度)	7から7 $\frac{1}{4}$

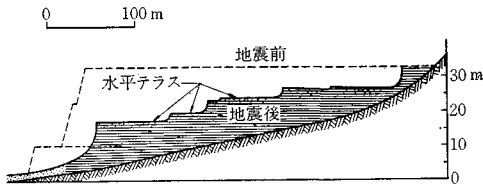
表-2 El Cobre ダム

築造データ				形状	
名称	使用開始	築造方法	用途	計画上の大きさ(m)	谷底からの最大高さ(m)
旧ダム	1930年	水流搬送重力式(樋使用)	緊急時用	350×350	32~35
小ダム	1930年	旧ダムと同じ	使用外	前方130 後方240	26
新ダム	1963年12月より	サイクロン	主要ダムとして使用	三角形 奥行210	19

MMであった。El Cobre ダムの性格と大きさが表-2 に示されている。新ダムでは、コアは1年前に堆積され、まさに圧密を始める頃であった。地震の衝撃は、この材料を極端に液化させ、波形がその表面に生じたほどであった。液化した材料が、外部の堤体に水平の慣性力を与え、2つの堤体の継目である三角形の隅にすき間を開け、ここから流出した泥は前にある山を8mもは昇っている。そして谷の方へも流出した。旧ダムでは、前面の斜面は消え微細で圧密されていない屑鉱が流出し、頂部で馬蹄形の殻のみが残されている。図-3 に、この地震前後の断面図が示されている。この特徴は、(1) 圧密されたコアは水平に成層され、テラス状となり、中間に多くの急なすべり面で階段状に分割されている。(2) すべり面は半円形で、圧密された水平成層コアとほとんど垂直に接している。

著者は、地震の際、旧ダムには、殻の滑動と、圧密されていないコアの液化という2つの現象が生じたものと推論している。著者は、さらに、多くの現場試験および種々の場所からのサンプルにより多くの

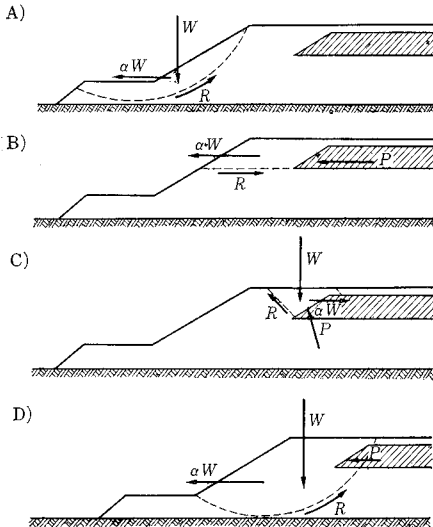
図一3 El Cobre の旧ダムにおける破壊前後の輪かく



室内試験を行なった。現場での貫入試験により、小ダムでは圧密されないコア層の厚さは約 7 m であり、旧ダムでは 10 m ほどであることが推論された。また、旧ダムの残されたテラス状部分では、大きな間げき圧が噴出し、シルトと細砂が沸騰して火山状の跡を残していた。殻部分の乱されないサンプルについて、圧密急速 3 軸試験を行なった。内部摩擦角は約 40° であったが、中央池の上昇と下降により、殻の中にシルト層ができたものでは、この値は半分になっていた。

旧ダムでは、地震によりコアの一部が最初に液化し液化した材料の圧力が、殻に水平の慣性力を加え、殻の前斜面が滑動したと著者は推論している。そして、4 種の可能な破壊機構を 図一4 に示した。

図一4 El Cobre 旧ダムにおける 4 種類の可能な破壊機構



El Cobre ダムの他に、図一2 に示されるダムについても調査を行なっている。大部分のダムは、山の麓に重力式で低透水性の土の上に築造されており、縁から数 m の所から中央池となっている。殻はしめ固められておらず、外面の傾斜は大きい (35°)。破壊形状は、El Cobre ダムとほとんど類似している。

(3) 結論

1) 肩鉋用ダムは地震に対してきわめて不安定である。

2) 大部分の場合、殻前斜面の滑動とコアの液化、流出を生じ、これは長距離にわたっているが、正確な破壊機構は明らかでない。

3) 肩鉋用ダムの耐震設計は通常のダム築造の方法で可能であるが、つぎの点を押えなければならない。a) 圧密されていないコアと堤体をはっきり分離する。b) 殻を締め固める。c) 十分排水する。

4) 液化する可能性のあるコア材料の存在、量、特性を把握し、人間の住居の許容されない限界地域を設けるべきである。この限界は、谷の地形のみならず肩鉋の量、粒度、含水状態によっても決めるべきである。

(委員 渡辺 啓行)

ブラジル中南部の電力調査

“The Power Study of South Central Brazil”

Cotrim, J.R., and Sexton, J.K.

Water Power, Vol. 20 No. 2

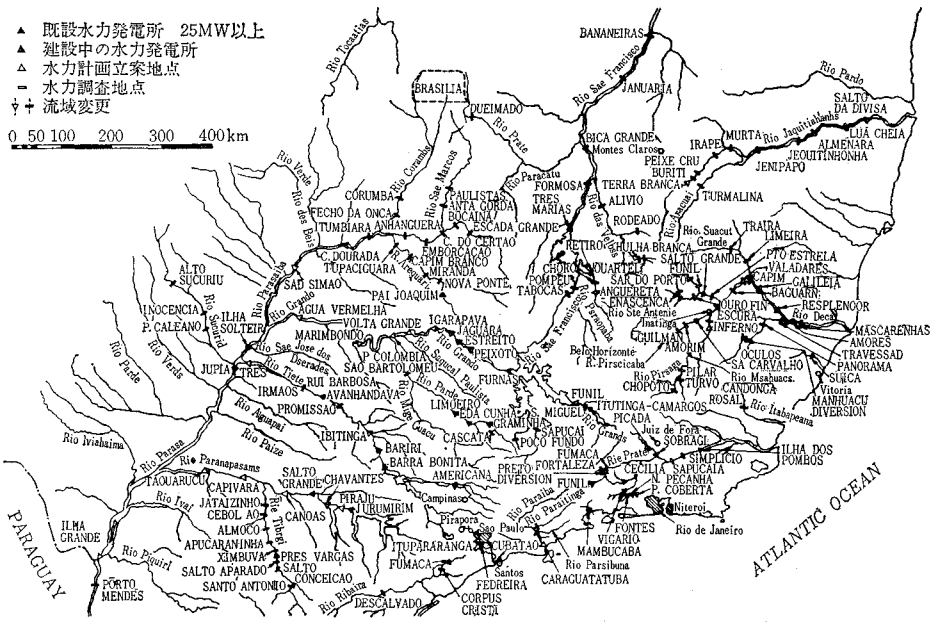
pp. 56~61, 66 February (1968)

1) 調査主体 ブラジル中南部の大規模な電力調査が 1962 年 11 月に、国連開発計画、ブラジル連邦政府および関係各州の共同支援のもとに、現地電力会社群およびアメリカのコンサルタントの手によって開始され、4 年後の 1966 年 12 月に調査は完了し、1967 年 1 月に最終報告が提出された。報告の一部は“ミナス・ジェライスの水力資源”と題して Water Power の 1967 年 8 月号に掲載されている。

2) 目的および地域の重要性 本調査は政治、社会、経済の中心であるブラジル中南部の水力資源調査、1980 年までの電力需要予想および開発計画の作成を目的としたものである。この地域はブラジル国土の 10% の面積を占めるにすぎないが、1960 年の国勢調査の結果によれば国民の 42% に相当する 2950 万人が住んでいる。また、南米における最大規模の工業地帯がリオ・デ・ジャネイロ—サン・パウロ—ペロ・オリゾンテを結ぶ三角形の中に集中し、ブラジル国工業生産の 75%、農業生産の 41% はこの地域から産出されている。

3) 地域の地勢、電力開発の現状 この地域の大部分は海岸沿いの山脈から内陸に向う緩勾配の高原地帯であり、この高原地帯を葉脈のように 500~600 km の流路長を持つ河川群が流れ、そのいずれもが南西方向に流れるパラナ河または東北方向に流れるサン・フランシスコ河に合流し大西洋に注いでいる。一方、海岸山脈より東側の地帯では急勾配の流路長の短い河川群が直接大西洋に注いでいる。これら内陸に向かう緩勾配河川群も直接大西洋に注ぐ海岸側の急勾配河川群も水力源として有望である。最近までこの地域の電力は、海岸側で種々

図-1 ブラジル中南部水力地点図



の独立な会社によって開発されてきており、需要と供給の関係は 1965 年 12 月 31 日現在つぎのようである。

	最大出力 (MW)	平均出力 (MW)
水力発電所	4 367	2 305
火力発電所	719	591
合計	5 086	2 896
電力需要	4 096	2 540

4) 調査の必要性 毎年 400 MW の需要増加が見込まれ、大規模な電力開発を消費の中心地より遠い内陸において行なわなければならない段階において、広域運営を目的とする共同企業体の出現が必要となった。この目的を完全なものとするために、この地域の総合的な電力調査が必要となり、国連の開発基金を得て大規模な調査を行なう運びとなった。

5) 調査結果 水力資源調査結果は 39 巻にまとめられて発表された。

① 調査ダム地点：調査流域面積 67 万 km²、調査、地質技師による延べ踏査流路長 17 000 km、1930 年にさかのぼる水文資料、航空写真測量などの大規模な調査資料をもとに、総貯水容量 2 130 億 m³、総出力 32 500 MW におよぶ 231 のダム地点があげられた。調査ダム地点は図-1 および表-1 に示すようなものである。これによれば、この地域における水力エネルギーの 2/3 がパラナ河水系に集中しており、この地域に対するパラナ河水系の重要性が明らかである。

② ダム地点の経済性：最大出力 1kW 当りの建設費

図-2 最大出力-1kW 当り建設費関係

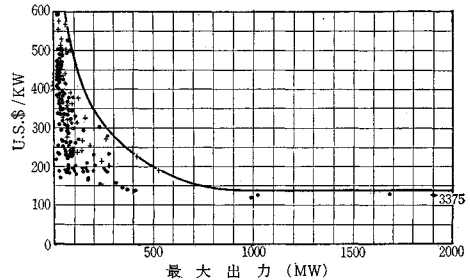


表-1 調査水力地点

水 系	地点数	総貯水量	最大出力
Paraná River system		10 ⁶ m ³	MW
Grande Basin	41	23 065	6 010
Paranaíba Basin	18	36 352	5 817
Tietê Basin	11	13 845	839
Parapanema Basin	18	17 433	2 160
Mato Grosso tributaries	10	5 616	475
Main stem above Sete Quedas	3	47 700	6 853
小 計	101	144 011	22 154
Coastal watersheds			
Doce Basin	45	10 551	2 687
Jequitinhonha Basin	15	11 284	1 621
Paraíba Basin	31	7 404	2 696
Ribeira Basin	4	4 015	369
Miscellaneous	9	788	525
小 計	104	34 042	7 898
São Francisco Basin in Minas Gerais	26	34 733	2 426
総 計	231	212 786	32 478

をそれぞれのダム地点について求め、発電所の最大出力規模との関係を表わしたものが図-2 である。これによれば規模が大きいほど割安となり、最大出力 150 MW 以

表-2 計 画 立 案 調 査

計 画	河 川 名	開発総落差	有効貯水量	エネルギー	設 備			建 設 費	
					発 電 機		尖頭出力	総 額	1kW 当り
					数	定 格			
		m	10 ⁶ m ³	av. MW		MW	MW	10 ⁶ US\$	US\$
Funil	Grande	41.5	—	48.0 70.0	1 2	82 82	82 157	16.5 21.2	201 135
Jaguara	Grande	45.5	—	284	4 6	106 106	424 612	58.6 72.0	138 118
Igarapava	Grande	17.8	—	107	3 4	60 60	180 231	31.4 36.1	174 156
Volta Grande	Grande	27.5	—	175	3 4	99 99	297 392	45.8 51.5	154 131
Porto Colombia	Grande	22.9	—	158	3 4	90 90	270 355	44.7 50.1	166 141
Marimondo	Grande	60.5	—	560	8 10	118 118	944 1 162	106.9 117.6	113 101
Água Vermelha	Grande	58.6	—	610	10 12	115 115	1 150 1 380	166.5 175.8	145 127
São Simão	Paranaíba	73.0	5 050	915	11 12	138 138	1 518 1 644	157.7 164.5	104 100
Três Irmãos	Tietê	45.0	3 000	133	3 4	82 82	246 328	72.4 76.5	294 233
Piraju	Parapanema	58.7	—	69	2	60	120	29.1	242
Canoas	Parapanema	34.0	550	99	2 3	85 85	170 255	42.6 46.9	251 184
Capivara	Parapanema	48.0	3 960	245	4 5	120 120	480 600	96.8 102.4	202 171
Taquaruçu	Parapanema	26.0	—	147	3 4	83 83	249 332	48.5 52.8	195 159
Ilha Grande	Paraná	38.0	37 000	1 870 1 970	20 24	160 160	3 200 3 800	458.0 837.0	143 128
Óculos	Doce	42.7	4 820	54.8	2	65	—	41.9	—
Aimorés	Doce	28.0	—	117.5 137.0	2 3	90 90	180 263	40.8 46.8	227 178
Terra Branca	Jequitinhonha	90.3	2 550	56.0	2	60	—	22.2	—
Salto da Divisa	Jequitinhonha	90.5	950	113 203 234	2 3 4	120 120 120	244 360 476	46.3 51.7 57.1	190 144 120
Caraguatatuba	Paranaíba (diversion)	690.0	2 625	253	4 6	113 113	453 680	73.2 79.5	162 117

上の発電所の多くは経済的に魅力があることがわかる。

③ 計画立案調査：実現の可能性を調査する計画立案調査を①の231地点のうち19地点について行なった。地点の位置・結果はそれぞれ図-1および表-2に示すとおりである。これによれば19地点の最終設備出力は12787 MWに達し、設備1kW当りの開発費は104~294 U.S.\$の範囲にある。内陸に向う河川群にあるダム地点の落差は比較的小さく、貯水池容量の大きなことが目立つ。

(委員 白砂 孝夫)

インダス河流域開発計画

“Indus Basin Project in West Pakistan”

Civil Engineering and Public Works Review

Vol. 62 No. 11., pp. 1273~1276, 1279.,

November (1967)

“Mangla”

Proc. of Institution of Civil Engineers,

Vol. 36 No. 11., November (1967)

パキスタンが1947年に独立してから、ちょうど20年

目にあたる1967年11月23日に、インダス河流域開発計画のうち前半が着工になった。

今回行なわれる前半部の計画とは、1億5千万ポンド(1ポンド=864円)をかけマンガラダムを作り、そこから水路を近隣河川につなぎ、水を供給するものである。

パンジャブ地方は、世界でも有数のかんがい農業地帯であり、複雑に入り乱れた河川網を利用して、古くから開発されていた。ところで、1947年のパキスタンの独立に際し、インドはカシミール地方を得、その結果インダス河の支流の上流部を占有してしまったのである。

パンジャブ地方は、カシミール地方の下流域にあたる関係上、インド、パキスタン両国間に水利権争いが起ったが、1950年世界銀行(International Bank for Reconstruction and Development) [I.B.R.D.] がその調停にあたり、10年におよぶ長い期間の折衝を行なった末、1960年両国間に条約が成立した。条約の内容は、東の3河川(ストレー川、ビース川、ラビ川;年間流量3300万 acre-ft [約407億m³])の水利権をインドに与え、西の3河川(チェナブ川、ユーラム川、インダス川;年間流量1億3500万 acre-ft [約1665億m³])の水

利権をパキスタンに与えるものである。

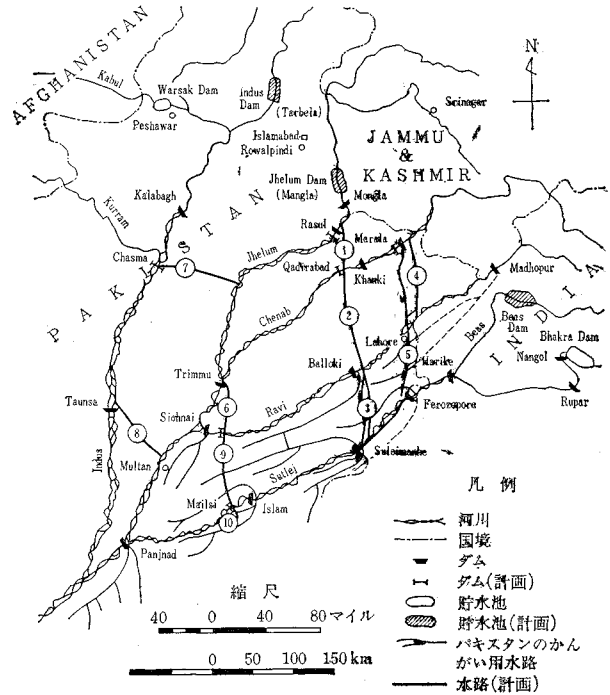
インダス河流域開発計画は、1つのまとまった水資源開発としては、世界最大のものである。この計画で、特に大きいダムが、マンガラダムと、ターベラダムである。そして700マイル(1127km)におよぶ水路が、年間1800万acre-ft(222億m³)の水を運び、600万acre(243億m²)のかんがい地帯をうるおす。また、電力に関しては1975年までに132万kWを開発し、すでに開発されている52万kWと合せ184万kWにする計画である。

マンガラダムの規模は、1954年のパンジャブかんがい局中央設計事務所の計画では、高さ346ft(約105m)、貯水能力410万acre-ft(約51億m³)であったが、計画が変更され、1958年には貯水能力535万acre-ft(約66億m³)になり、最終的には、588万acre-ft(約72.5億m³)で、えん堤の高さは最初の計画より40ft高く、386ft(約118m)になった。

最終計画では、このダムに付随する水路は、5mile(約8km)の長さを持ち、最大流量540万cusecs(50万m³/sec)の洪水を流せるように設計されている。

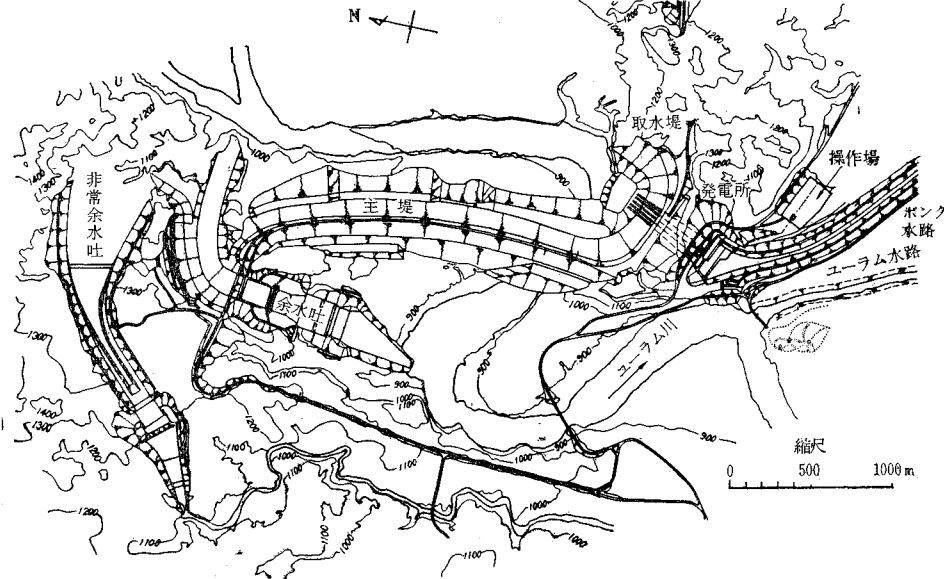
この計画を実施するにあたって、160mile(257km)の道路ならびに鉄道、150mile(241km)の送電線、1100万tを供給できる砕石プラントがある。また、技術者、専門家が2000人、事務管理者が7000人、労働者30000人がこの工事に従事している。

図-1 インダス河流域開発計画



計画の全予算は、7億8千万ポンドであり、毎年の支出は9千万ポンドにも上っている。この資金は、オーストラリア、カナダ、西ドイツ、ニュージーランド、パキスタン、インド、イギリス、アメリカ合衆国、それに世界銀行から出資されており、世界銀行が管理している。

図-2 マン グ ラ ダ ム



また、この計画を押し進めているのは、西パキスタン水力電力開発局 (the West Pakistan Water and Power Development Authority [WAPDA]) である。

(委員 小森 修蔵)