

第7章 多目的ダム開発計画の策定

7.1 ダム開発計画の基本的考え

当該ダム計画の開発コンセプトは発電、灌漑及び洪水調節を目的とした多目的ダム開発である。これら発電・灌漑・洪水調節分野の現況調査ならびに開発計画検討結果は既に4章、5章および6章に述べた。その要旨は以下の通りである：

- 1) 政府の電力政策によれば、自国内資源を活用できる水力発電開発に優先度がある。政府の電力開発計画では、ムンダ発電所は2010年代に投入する計画となっている。ムンダ発電所は、需要に機敏に対応可能な水力発電のメリットを享受するためにピーク発電所として計画する。
- 2) 新規灌漑地区は、スワット川の兩岸に位置する。計画灌漑面積はネットで、左岸が4,066 haであり、右岸が2,043 haである。取水設備として、左岸はトンネル、右岸はポンプ場案を選択した。現在供給不足を来しているLSCへの用水補給ならびに下流Civil Canalへの供給(8.49 m³/s)も必要である。
- 3) ムンダ貯水池の最適洪水調節容量を1億 m³と決定した。この調節容量は常時満水位の上に設ける。

これらを念頭におき最適開発規模の検討を、以下の三つの最適化プロセスのフェーズを通じた：

- フェーズ1 : 流入量と貯水池容量の規模、発電および灌漑用水供給量、洪水調節容量、既設ムンダ頭首工の改修もオプションの一つとして考慮した逆調整池の必要性などを基にした開発代替案の選定作業。
- フェーズ2 : シミュレーションモデルを用いた貯水池運用シミュレーションの実施と開発規模最適化の検討による開発代替案の比較と最適案の抽出。
- フェーズ3 : 電力需要予測とシステム内の他の電源開発計画を考慮した上でのムンダ発電所最適投入時期及び最適設備容量の検討。

以下に上記開発規模の最適化検討の詳細を述べる。

7.2 ダム開発計画の最適化検討

7.2.1 開発規模代替案

最適開発規模は、各代替案の比較の結果から純便益最大をもって決定する。純便益は、貯水池運用シミュレーションの結果得られる発電・灌漑および洪水調節のそれぞれの便益を合計したものである。

ダムサイトの代替案比較検討は、1998年7月の第1次国内作業期間中に実施した。この検討結果はAppendix Gに記載されている。比較検討した代替案は、ムンダダムサイトとその上流にある三ダムサイトである。第1次国内作業ではこれらサイトの発電単価を比較しムンダサイト

が最も経済的であるとの結論を得た。引き続き 1998 年 10 月に実施した第2次現地調査では上流三ダムサイトの現地踏査を行い、ムンダサイトのダムサイトとしての優位性を特に地形・地質の観点から確認した。

ムンダ貯水池の可能最高満水位は、一万分の1の地形図を基に、貯水池上流部の村落を水没させず、かつムンダダムサイトにおいて地形上建設可能なダムの最大高さを考慮して EL.580 m とした。堆砂位は、各開発規模代替案ごとに 100 年堆砂量の推定値に対応させて決定した。堆砂量推定の詳細は 3.3 節水文に述べてある。貯水池運用最低水位の最小値は、各代替案ごとに、堆砂位と発電時に空気混入を防止するために必要とされる導水トンネル直径の約2倍の水位を取水口に確保することを考慮し決定した。

上記に基づいて、ダム開発規模を決定するための代替案を以下のように設定した。

開発規模代替案

	代替案	常時満水位	最低水位	堆砂位	ダム天端	ダム高	有効貯水量
(1)	505-487	EL. 505 m	EL. 487 m	EL. 470 m	EL. 514 m	164 m	213 mil m ³
	505-490	同上	EL. 490 m	同上	同上	同上	171 mil m ³
	505-495	同上	EL. 495 m	同上	同上	同上	120 mil m ³
(2)	510-488	EL. 510 m	EL. 488 m	EL. 470 m	EL. 519 m	169 m	260 mil m ³
	510-495	同上	EL. 495 m	同上	同上	同上	188 mil m ³
	510-500	同上	EL. 500 m	同上	同上	同上	137 mil m ³
(3)	515-490	EL. 515 m	EL. 490 m	EL. 471 m	EL. 524 m	174 m	308 mil m ³
	515-495	同上	EL. 495 m	同上	同上	同上	257 mil m ³
	515-505	同上	EL. 505 m	同上	同上	同上	137 mil m ³
(4)	520-491	EL. 520 m	EL. 491 m	EL. 471 m	EL. 529 m	179 m	366 mil m ³
	520-500	同上	EL. 500 m	同上	同上	同上	273 mil m ³
	520-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	137 mil m ³
(5)	525-493	EL. 525 m	EL. 493 m	EL. 472 m	EL. 534 m	184 m	433 mil m ³
	525-505	同上	EL. 505 m	同上	同上	同上	293 mil m ³
	525-515	同上	EL. 515 m	同上	同上	同上	156 mil m ³
(6)	530-494	EL. 530 m	EL. 494 m	EL. 473 m	EL. 539 m	189 m	521 mil m ³
	530-505	同上	EL. 505 m	同上	同上	同上	381 mil m ³
	530-520	同上	EL. 520 m	同上	同上	同上	176 mil m ³
(7)	535-495	EL. 535 m	EL. 495 m	EL. 473 m	EL. 544 m	194 m	589 mil m ³
	535-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	401 mil m ³
	535-525	同上	EL. 525 m	同上	同上	同上	176 mil m ³
(8)	540-496	EL. 540 m	EL. 496 m	EL. 473 m	EL. 549 m	199 m	667 mil m ³
	540-500	同上	EL. 500 m	同上	同上	同上	625 mil m ³
	540-515	同上	EL. 515 m	同上	同上	同上	420 mil m ³
	540-530	同上	EL. 530 m	同上	同上	同上	176 mil m ³
(9)	545-497	EL. 545 m	EL. 497 m	EL. 474 m	EL. 553 m	203 m	772 mil m ³
	545-505	同上	EL. 505 m	同上	同上	同上	672 mil m ³
	545-520	同上	EL. 520 m	同上	同上	同上	467 mil m ³
	545-535	同上	EL. 535 m	同上	同上	同上	203 mil m ³
(10)	550-499	EL. 550 m	EL. 499 m	EL. 474 m	EL. 558 m	208 m	866 mil m ³
	550-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	719 mil m ³
	550-525	同上	EL. 525 m	同上	同上	同上	495 mil m ³
	550-540	同上	EL. 540 m	同上	同上	同上	231 mil m ³

	代替案	常時満水位	最低水位	堆砂位	ダム天端	ダム高	有効貯水量
(11)	555-493	EL. 555 m	EL. 493 m	EL. 474 m	EL. 563 m	213 m	1,043 mil m ³
	555-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	834 mil m ³
	555-515	同上	EL. 515 m	同上	同上	同上	766 mil m ³
	555-530	同上	EL. 530 m	同上	同上	同上	522 mil m ³
	555-545	同上	EL. 545 m	同上	同上	同上	231 mil m ³
(12)	560-494	EL. 560 m	EL. 494 m	EL. 475 m	EL. 568 m	218 m	1,148 mil m ³
	560-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	950 mil m ³
	560-530	同上	EL. 530 m	同上	同上	同上	637 mil m ³
	560-550	同上	EL. 550 m	同上	同上	同上	231 mil m ³
(13)	565-494	EL. 565 m	EL. 494 m	EL. 475 m	EL. 573 m	223 m	1,296 mil m ³
	565-510	同上	EL. 510 m	同上	同上	同上	1,108 mil m ³
	565-530	同上	EL. 530 m	同上	同上	同上	795 mil m ³
	565-550	同上	EL. 550 m	同上	同上	同上	389 mil m ³
(14)	570-495	EL. 570 m	EL. 495 m	EL. 475 m	EL. 577 m	227 m	1,455 mil m ³
	570-515	同上	EL. 515 m	同上	同上	同上	1,198 mil m ³
	570-535	同上	EL. 535 m	同上	同上	同上	866 mil m ³
	570-555	同上	EL. 555 m	同上	同上	同上	432 mil m ³
(15)	575-497	EL. 575 m	EL. 497 m	EL. 475 m	EL. 582 m	232 m	1,592 mil m ³
	575-515	同上	EL. 515 m	同上	同上	同上	1,356 mil m ³
	575-535	同上	EL. 535 m	同上	同上	同上	1,024 mil m ³
	575-555	同上	EL. 555 m	同上	同上	同上	590 mil m ³
(16)	580-497	EL. 580 m	EL. 497 m	EL. 475 m	EL. 587 m	237 m	1,751 mil m ³
	580-520	同上	EL. 520 m	同上	同上	同上	1,446 mil m ³
	580-540	同上	EL. 540 m	同上	同上	同上	1,094 mil m ³
	580-560	同上	EL. 560 m	同上	同上	同上	633 mil m ³

上記開発代替案では、常時満水位を EL. 505 m から 5mおきに EL. 580 m まで変えた 16 種のダム高さを設定した。各代替案は、常時満水位、例えば代替案 505 あるいは、常時満水位と最低水位の組み合わせ、例えば代替案 505-487 で区別する。表 7.2.1 はこれらの代替案の詳細を示している。

洪水調節容量 1 億 m³ は、6 章に述べられているように常時満水位の上に持たせた。この計画では、洪水調節容量が発電・灌漑等の利水容量に影響を与えず、これら利水セクターは常時満水位から運用最低水位までの全貯水池容量を利用できる。

7.2.2 貯水池運用シミュレーション

代替案から最適開発規模を選定するために、新規に開発したシミュレーションモデルを用いて貯水池運用のシミュレーション作業を行った。

シミュレーションの条件は以下の通りである：

- 1) 流入量・蒸発量・発電用および灌漑需要量などの入力データは月合計値である。シミュレーションモデルの中ではこれらの入力データならびに貯水容量・洪水吐放流量等の計算結果は月合計量で扱った。
- 2) 設備容量は定格落差と水車の最大使用水量から求めた。定格落差は、貯水池運用最低水位から常時満水位までの 2/3 に位置する貯水位から最大使用水量時の放水位を差し

引いて得られる総水頭の 96%とした。最大使用水量は、有効貯水容量を利用して年間を通じ 95%の信頼度で一日に最低 4 時間のピーク運転を可能にする最大の流量とした。

- 3) 水車の最低使用水量は一台当たりの最大使用水量の 50%とした。
- 4) 発電に使用する水量は以下のように求めた。

シミュレーションの設定発電水量

	全使用水量, V_{out} (million m^3)		洪水吐放流量 (million m^3)
	ピーク時使用水量	オフピーク時使用水量	
$V_{in} >$ ($V_{max} + V_{min}$)	V_{max}	$V_{in} - V_{evap} - V_{irr} - V_{max}$	$(S1 + V_{in} - V_{evap} - V_{out}) - S_{max}$
$V_{in} <$ ($V_{max} + V_{min}$)	V_{max} or $S1 + V_{in} - V_{evap} - S_{min}$	0	0

ここに、

- V_{in} : 月流入量 (million m^3)
- V_{max} : ピーク時使用月合計値 (million m^3)
- V_{min} : オフピーク時使用月合計値 (million m^3)
- V_{out} : 発電用全使用水量の月合計値 (million m^3)
- V_{evap} : 月蒸発量 (million m^3)
- V_{irr} : 月灌漑使用水量 (million m^3)
- $S1$: 月初の貯水池容量 (million m^3)
- S_{max} : 常時満水位時の貯水池容量 (million m^3)
- S_{min} : 運用最低水位時の貯水池容量 (million m^3)

上記の発電使用水量設定ルールは、下流の灌漑その他の水需要を満たし洪水吐からの放流量を最小にした上で、年間発生電力量を最大化することを目指して決定した。

- 5) 各月の発生電力量を計算するに際し使用する落差は、月始めと月終わりの貯水位の平均値から放水水位を差し引いて求めた。放水水位は、不等流計算から求まる水位と逆調整池最高水位の 2/3 の高さにある水位のどちらか高い水位を用いた。

使用したシミュレーションモデルの概要とシミュレーション手順を図 7.2.1 に示す。

7.2.3 貯水池運用シミュレーションモデル用の入力データ

貯水池運用シミュレーションモデルへ入力するデータには、ムンダダム計画地点での流入量、蒸発量、ムンダ貯水池および逆調整池の貯水位—貯水池表面積—貯水容量曲線、灌漑その他の水需要量、ピーク発電運転時間、水車発電機合成効率、そして放水量—放水水位曲線がある。

(1) ムンダダム計画地点の流入量

ムンダダム地点の流入量は、水文解析およびダム上流地点での用水取水将来計画をもとに算定した。算定した月流入量は 1956 年から 1997 年までの 42 年間をカバーしている。算定年平均値は 206 m^3/s であり、1月の 30 m^3/s から7月の 623 m^3/s の範囲で変化する。流入量算定の

詳細は 3.3 節に示してある。シミュレーションでは乾期が始まる 10 月からスタートする水文年を適用している。

(2) 蒸発量

貯水池からの蒸発量は、近傍のペシャワールでの 1966 年から 1997 年までの A-パンによる観測記録に係数 0.7 を乗じて求めた。この係数はパン係数と言われ、アメリカでの研究成果から 0.7 が妥当とされて A-パンの観測値から貯水池蒸発量を推定する際に広く用いられている。求められたムンダ貯水池蒸発量の年平均推定値は 1,172 mm である。ペシャワールでの蒸発量観測記録の詳細は Appendix C にある。

(3) 貯水位—貯水池面積—貯水容量曲線

ムンダ貯水池の貯水位—貯水池面積—貯水容量曲線は、図 7.2.2 に示すように縮尺一万分の 1 の地形図を用いて求めた。逆調整池は比較のために三つのサイトを選んだが、それぞれの貯水位—貯水池面積—貯水容量曲線を上記地形図から求めた。三サイトは計画ムンダダム軸からそれぞれ下流に 3.5 km、4.3 km、5.0 km (既存ムンダ頭首工サイト) の地点にある。

(4) 灌漑その他の水需要量

ダム下流での灌漑その他の水需要量には、a) スワット川两岸の新規灌漑地区への水供給量、b) パライ計画地区への水供給量、c) 既存ロワースワットキャナル及びドアパキャナルへの水供給量、および d) 既存民間水路への水供給量が含まれる。これら水需要量の詳細は 5 章に記載してある。

(5) ピーク運転時間

ピーク運転時間は、WAPDA および KESC システムの実績日負荷曲線と将来予測から判断し 4 時間とした。

パキスタンの電力系統で記録された日負荷曲線は典型的な夜間ピーク型を示し、そのピーク時間は年間を通じ約 4 時間である。先進国の例では、夜間ピーク型(ピーク時間 4 時間)から昼間ピーク型(ピーク時間 8 時間)に移行したのは、その国の一人当たり GDP が 1,500 から 2,000 米ドルに達してからであった。パキスタンの現在の一人当たり GDP は約 500 米ドルであり、一人当たり GDP が年率 3 ないし 4% で伸びていくとしても近い将来 1,500 から 2,000 米ドルに達するとは考えられない。従って、ムンダ発電所の稼働期間には、ピーク時間が 4 時間から 8 時間へ移行しないと判断した。

本検討の詳細は Appendix D に記述してある。

(6) 合成効率

水車・発電機の合成効率を、最近のムンダと同規模の他プロジェクト実績値を参考に推定した。

(7) 放水量—放水位曲線

放水量—放水位曲線を、ムンダダム計画地点から既存ムンダ頭首工の間の不等流計算結果を基に求めた。この不等流計算では、新規に測量した河川縦横断面図を使用している。

7.2.4 貯水池運用のシミュレーション結果

貯水池運用のシミュレーションをシミュレーションモデルを用いて実施した。シミュレーションに際し上記全てのデータを取り込んだ。58種類の開発規模代替案に対し貯水池運用のシミュレーションを行い、それぞれの代替案の年間発生電力量を表 7.2.1 に示されるように算出した。

7.2.5 ダムタイプ

ダム計画地点の地形および地質条件から、技術的・経済的に建設可能と考えられるダム形式として、コンクリート重力式ダムとフィルタイプダムを検討した。これらダム形式を、建設材料調査の結果や概略レイアウト設計と工事費積算の結果を用いて比較した。検討したダム形式は、1) コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム (CFRD)、2) 土質コアロックフィルダム (ECRD)、3) ローラ転圧式コンクリートダム (RCC dam)であった。前節で検討した 164 m から 237 m までの 16 種のダム高比較において、ローラ転圧式コンクリートダム(RCC dam)は 164 m 高のダムについてのみ比較検討に加えた。

コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム(CFRD)と土質コアロックフィルダム(ECRD)の比較検討は、比較案 555(ダム高 213 m)で行った。図 7.2.3 に ECRD のレイアウトを示す。

比較検討した ECRD は殆どそのレイアウトが CFRD と同じである。しかし、ECRD の上流斜面勾配は 1:2.2 であり下流斜面勾配は 1:2.0 である。従って、CFRD に比べ ECRD のダイバージョントンネルと発電水路が長くなる。比較の結果として、ECRD に比し CFRD が以下の点で優れていることが分かった：

- 1) CFRD は ECRD に比べ工事期間が一年以上短い。
- 2) CFRD は ECRD に比べ河川転流工の工事費ならびにリスクともに小さい。
- 3) CFRD は ECRD に比べ堤体内の浸透水に対する危険度が極端に小さい。土質材料の浸透水による浸食などが無いためである。
- 4) CFRD は ECRD に比べ地震時の安定性に優っている。ロック材料に地震時間隙水圧が発生しないためである。
- 5) CFRD は ECRD に比べ盛立量が小さくトンネルも短いために建設費が約 12%低い。

RCC ダム建設の可能性については 164 m ダム高の案に対して検討したことを既に述べ図 7.2.4 にも示したが、結果的に CFRD に比べ RCCダムの建設費が 27%程高いことが分かった。これは、ダム基礎のせん断強度が 2.5 Mpa、内部摩擦角が 40 度程度しか取れず、安定性の面から上下流に緩い勾配のダム横断面となり 3 百万 m³以上のコンクリート量が必要となるからである。

上記から、ムンダダムのダム形式として CFRD を選定した。

7.2.6 最適開発規模の選定

各開発規模代替案に対し、基本設計を行い工事費を算出した。この工事費から、標準変換係数 0.89 を現地貨分に適用して経済費用を求めた。工事期間は、代替案 505 に対し 7 年、代替案 510 から 555 に対し 8 年、代替案 560 から 580 に対して 9 年とした。図 7.2.5 に代替案 505 (ダム高 164 m)、530 (ダム高 189 m)、555 (ダム高 213 m)、580 (ダム高 237 m) のレイアウトを示す。

各代替案に対する貯水池運用シミュレーションから得られた年間発生電力量をもとに、1999 年 9 月レベルに修正された長期限界費用を用いて経済的発電便益を算出した。適用した長期限界費用の設備容量コストは US\$ 583/kW であり、その年コストは US\$ 70.29/kW である。一方、長期限界費用のエネルギーコストはピーク発電量に対して US¢ 3.92/kWh でありオフピーク発電量では US¢ 3.36/kWh である。発電便益計算の詳細は 12 章に述べてある。

上記の発電便益に経済的農業便益として US\$580 万/年、さらに洪水調節便益として US\$ 90 万/年を加えて経済的便益の合計を求めた。農業便益と洪水調節便益についても詳細は 12 章に述べてある。

最適開発規模の選定は、キャッシュフロー手法で求められた各開発代替案の経済指標を比較して行った。経済指標としては、純便益(NPV)、便益費用比(B/C)、および経済的内部収益率(EIRR)がある。表 7.2.1 と図 7.2.6 に、NPV/EIRR と運用最低水位(MOL)の関係を、代替案 505 から 580 の各案ごとに示した。

上記比較検討から、それぞれのダム高さの中で最も高い経済指標を持つ常時満水位と運用最低水位の組み合わせを選択した。以下表にこれら最も高い経済指標を持つ代替案の経済指標を示す。

代替案の経済指標

代替案	NPV (US\$ million)	B/C	EIRR (%)
505-487	37.2	1.12	11.0
510-488	55.7	1.17	11.5
515-490	75.9	1.23	11.9
520-491	86.7	1.25	12.1
525-493	104.5	1.29	12.4
530-494	113.7	1.30	12.4
535-495	125.4	1.31	12.5
540-496	142.4	1.35	12.8
545-497	149.0	1.35	12.8
550-499	163.4	1.35	12.8
555-510	175.5	1.36	12.9
560-510	178.9	1.35	12.8
565-510	183.7	1.34	12.7
570-515	181.5	1.32	12.6
575-535	167.6	1.29	12.3
580-540	138.6	1.23	11.8

上記経済指標は図 7.2.7 にも示してある。上表およびこの図から、経済的内部収益率は常時満水位 540 m から 565 m の代替案に対し殆ど同じであるが、純便益は 142 百万米ドルから 184 百万米ドルに変化し、純便益最高値は代替案 565-510 で現れる。

しかしダム天端標高を、ダムサイトの地形・地質条件ならびに貯水池上流端に現れるであろう堆砂状況の観点からさらに詳細に検討した。検討結果は以下の通りである：

- 1) ダムサイトの左岸は標高 565 m ないし 570 m で約 200 m に亘り平坦な地形で、この標高が実際のダム天端の上限と考えられる。
- 2) 3.2 節で述べられているように、ダムサイト右岸で行われた水圧試験結果によると比較的発達した岩のゆるみ領域の存在が標高約 560 m 以上で認められる。
- 3) 貯水池上流端に形成されるであろう背砂の高さを概略検討した結果、常時満水位から 20 m ないし 25 m 程度の高さとなった。貯水池上流にあるスワット平野の下流端標高が約 580 m なので、常時満水位 565 m は不適切と考えられる。

上記検討から、常時満水位 555 m、運用最低水位 510 m、ダム天端標高 563 m の代替案が最も実際のであり経済的であるとの結論に至った。

選定された規模では、有効貯水容量は 8 億 3400 万 m³、設備容量が 74 万 kW であり設備利用率は 37%となる。年間発生電力量は 2,407GWh であり、そのうち一次エネルギー（ピーク発生電力量）は 847GWh、二次エネルギー（オフピーク発生電力量）は 1,560GWh である。上記設備容量は次節でさらに精査する。

図 7.2.8 に最適規模代替案 555-510 に対する貯水池運用シミュレーション結果を示す。このシミュレーションによれば、灌漑用水需要を満たすことができないのは、1956 年から 1997 年間のシミュレーション期間中 2月に2回、3月に一回と僅かであり、灌漑需要を十分に満たすと考える。選定された最適開発規模に対する貯水地域、全体レイアウトを図面 C01、C02 に示す。

7.2.7 発電設備容量

選定された開発規模 555-510 に対し、経済比較を行って最適な設備容量を求めた。設備容量の比較案に対する純便益、便益費用比、経済的内部収益率を以下に示す。

最適設備容量の比較検討

設備容量	690 MW	740 MW	800 MW	880 MW
最大使用水量 (信頼度)	470 m ³ /s (98%)	505 m ³ /s (95%)	545 m ³ /s (90%)	600 m ³ /s (85%)
ピーク電力	570 MW	590 MW	430 MW	250 MW
総年間発生電力量	2,360 GWh	2,407 GWh	2,455 GWh	2,506 GWh
一次エネルギー	835 GWh	847 GWh	627 GWh	368 GWh
二次エネルギー	1,525 GWh	1,560 GWh	1,828 GWh	2,137 GWh
設備利用率	39%	37%	35%	33%
経済指標				
純便益	164.6 mil US\$	175.5 mil US\$	171.4 mil US\$	154.6 mil US\$
便益費用比	1.35	1.36	1.33	1.28
経済的内部収益率	12.8%	12.9%	12.7%	12.3%

上表から、設備容量 740 MW が最も高い経済指標を示すことが分かる。従って、最適設備容量を 740 MW とした。

ムンダ発電所でのベース運転の可能性を検討した。ベース発電所として、設備容量 110、130、140 および 150 MW の4ケースを考えた。しかしこれらすべてにつき負の純便益が得られた。従って、ムンダ発電所でのベース運転の可能性はないと判断した。

7.2.8 単機容量

最適設備容量 740 MW に対し、水車・発電機の台数ならびに単機容量を経済性の観点から以下の比較案について検討した。

最適単機容量の比較検討

台数	3 台	4 台	5 台	6 台
単機容量	247 MW	185 MW	148 MW	123 MW
総年間発生電力量	2,399 GWh	2,407 GWh	2,411 GWh	2,413 GWh
一次エネルギー	846 GWh	847 GWh	847 GWh	847 GWh
二次エネルギー	1,553 GWh	1,560 GWh	1,564 GWh	1,566 GWh
設備利用率	37%	37%	37%	37%
経済指標				
純便益	173.3 mil US\$	175.5 mil US\$	174.9 mil US\$	165.7 mil US\$
便益費用比	1.36	1.36	1.36	1.33
経済的內部収益率	12.9%	12.9%	12.8%	12.7%

上表から、4 台、単機容量 185 MW の案が最も高い純便益値を示す。従い、最適単機容量を 185 MW とした。

7.3 構造物レイアウトの最適化

7.3.1 ダムレイアウト

(1) ダム軸

ムンダダム計画地点付近の約 2 km 区間の中で、プレ F/S にて検討されたダム軸を含む種々のダム軸に対して現地踏査を行い、踏査の結果から地形的に最適なダム軸を選定した。このダム軸は、プレ F/S で選定された軸に近く、兩岸の尾根上を走り河道にほぼ直角である。このダム軸の場合、地質的にも問題が無いと考えられる泥質片岩・緑色片岩・珪質片岩がダム基礎となる。この地質条件下ではダム以外のダイバージョイント・スピルウェイ・発電所の配置に対する制約は無いと考えられる。

(2) ダムタイプ

前節にて述べたように、ムンダダムのタイプとして CFRD を選択した。世界の中で完成した CFRD ダムの内最も高いダムは 1993 年にメキシコで完成した高さ 187 m の Aguamilpa ダムである。また現在多くの CFRD が計画・設計中であるが、その中で最も高いダムは中国の Shuibuya ダムであり、高さ 232 m で石灰岩で設計されている。

(3) ダム高と洪水吐容量

ダム天端標高は、洪水吐代替案に対し洪水位を算定した後に余裕高を加えて必要ダム高を求め、それらを経済比較することにより決定した。

洪水吐代替案と必要ダム高

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
洪水吐、ゲート部				
ゲート門数	2	3	4	5
ゲート幅	15.0 m	15.5 m	15.5 m	16.0 m
ゲート高	25.1 m	21.9 m	18.4 m	15.8 m
洪水吐、自然越流部				
クレスト長	500 m	180 m	80 m	0 m
クレスト標高	EL.555.0 m	EL.555.0 m	EL.555.0 m	-
常時満水位	EL.555.0 m	EL.555.0 m	EL.555.0 m	EL.555.0 m
洪水位	EL.559.7 m	EL.560.8 m	EL.561.8 m	EL.562.8 m
余裕高				
標準余裕高	3.0 m	3.0 m	3.0 m	3.0 m
最小余裕高	1.0 m	1.0 m	1.0 m	1.0 m
ダム天端標高	EL.561.0 m	EL.562.0 m	EL.563.0 m	EL.564.0 m
全工事費	US\$748 mil	US\$745 mil	US\$741 mil	US\$750 mil

上表から、Case 3 が最も経済的であることが分かる。よって、ダム天端標高を EL.563 m とした。

(4) 構造物レイアウト

前節にて開発規模代替案比較検討につき述べたが、各代替案に対するダムレイアウトを、代替案比較選定を目的として作成した。ダム高は代替案 505 に対する 164 m から代替案 580 に対する 237 m まで変化させた。新たに作成された縮尺千分の1の地形図をこのレイアウト作成作業に用いた。レイアウトは各代替案に対して図 7.2.5 に示す。

レイアウトには各代替案ごとに主として、2本のダイバージェントンネル、コンクリート表面遮水壁ロックフィルダム(CFRD)および上流コッファーダム、ゲート部とゲートの無い越流部分からなるスピルウェイ、発電用取水口と水路、地上式発電所、リバーアウトレットなどが配置されている。

レイアウト検討では全てのダム高に対し CFRD を、ダムサイトの地形・地質、採取可能な盛立材料の質と量、CFRD の技術的・経済的利点などの観点から採用した。ローラー転圧式コンクリート(RCC)ダムの建設可能性をダム高の最も低い 164 m のケースにつき検討した。164 m 高 RCC ダムの平面図を図 7.2.4 に示す。CFRD と RCC ダムの建設コストを比較したところ CFRD に比べ RCC ダムが 27% も高いことが分かった。従って、最も低いダム高の代替案のみならずすべての代替案につき CFRD を採用した。

ダイバージェントンネルは、リバーアウトレット設備を設ける場合には最低2本必要である。ダイバージェントンネルの一本にリバーアウトレット設備を工事している間、もう一本のトンネルで転流する必要があるからである。

ゲート部とゲートの無い越流部分からなる複合型スピルウェイは左岸に、地形に合わせて配置した。ゲートの無い越流部分はよしんばゲートが故障しても自動的に越流を開始する。フュー

ズ型の非常用スピルウェイは掘削量が膨大になり、コストのみならず環境問題も引き起こすと考えられ採用しなかった。

発電用取水口、取水ゲートシャフト、導水路、サージタンク、ベンストックトンネル、地上式ベンストック、地上式発電所および屋外開閉所等はスピルウェイの対岸の右岸に配置した。

リバーアウトレット設備はダイバージョントンネルのうち的一本に設置される。この設備は、ダム完成後の非常時に貯水池水位を下げるためと、湛水時に下流の灌漑その他の水需要量分を放流するために計画された。

ピーク発電所には逆調整池が必要である。逆調整池サイトの三つの代替案(ムンダ計画ダム軸から下流 3.5 km、4.3 km 及び 5.0 km 地点)を比較した結果、3.5 km 地点の案が、住民移転問題もなく地形的にも適していることから最適と判断した。4.3 km サイトでは、右岸のパティバンダの村が水没する。5.0 km 地点の既存ムンダ頭首工の改修には、頭首工そのものばかりではなくロワースワットキャナルおよびドアバキャナルの取水口の改修を含む事になり工費と工事中の補償の点から採用しなかった。

7.3.2 発電・送電設備

(1) 発電設備

周囲の地形を考慮に入れたダム・発電所に関する技術的、経済的検討の結果、発電所建屋はスワット河右岸の河に面した通常の地上型発電所として設計する。発電所へのアクセス及び重量物を含む機材運搬のために主要道路から発電所まで取り付け道路が必要である。機器組立て室は取り付け道路、発電機上面と同一レベルに配置する。重量物機器の荷卸しはトレーラーから発電所の天井クレーンを使用して行なう。

昇圧用の主変圧器は屋外開閉所との接続が容易なように、発電所建屋裏面の取り付け道路と同じ平面に配置する。発電所と送電回路を接続するための220kV屋外開閉所は建屋裏面の山の上に配置するものとする。220kV 接続線の発電所側は発電所建屋の上部に引き止められる。

(2) 送電設備

4.1.3 及び 8.4.2 節に述べてあるように、ムンダ発電所の発生電力を受電するのに最適な変電所は新シャヒバーク変電所である。ムンダ発電所と新シャヒバーク変電所の220kV、2 回線送電線を建設する。地形が急峻な発電所近傍ではアクセスと輸送が容易なようにアクセス道路沿いに建設し、地形が緩くなった後は最短距離で建設する。

新シャヒバーク変電所ではムンダ発電所からの 2 回線送電線を接続するために、220kV ブスを 2 回線分延長する必要がある。

7.3.3 灌漑施設計画

(1) 概要

新規灌漑計画地区への灌漑用水の導水方式としては、ムンダ貯水池から水路トンネルを経て直接導水を行う方法(プレ FIS 採択案)と、貯水池下流に設けられる逆調整施設付近に揚水機場を新設して、コンパクトに配水する2つの案が考えられる。両案には、関連項目ごとにそれぞれ優位性と劣位性が存在することが考えられるため、各比較項目を明確にした総合的な評価が必要と判断される。

灌漑施設計画上の施設レイアウト最適化に係わる内容としては、この導水形式の選定に係わる問題が重要であり、本項においてはその比較検討を行うものとする。左右岸それぞれの両案を採用した場合のコスト・便益構成は次のように概観できる。

各比較案におけるコスト構成要素

比較案	I	II
導水タイプ	トンネル	揚水機場
比較検討に係わる施設内容	(1) 取水施設、 (2) トンネル、 (3) 吐水施設、 (4) 幹線水路、支線水路等、 (5) 高圧取水ゲート等の機械施設	(1) 揚水機場、 (2) 送水管路、 (3) 幹線水路、支線水路等 (4) ポンプ設備、ゲート・バルブ等の機械施設
維持・管理コスト	トンネル導水施設を含む灌漑システム維持管理費用	ポンプ運転管理を含む灌漑システム維持管理費用
エネルギー損失の換算コスト	灌漑用水は、発電に供することなくトンネル導水されるため、エネルギー損失が発生していると考え	摘要なし

(2) 各比較案のコスト比較

1) 施設計画

a) 比較案 I(トンネル案)

ダム貯水池より直接取水してトンネル導水し、灌漑地区入り口地点高標高部にて幹線水路に放流される。トンネル吐出口以降の幹線水路は重力送水形式の開水路となり、特に左岸地区では路線選定に大きな制約がある。

トンネルの建設は、地質特性、施工・維持管理の容易性、などから無圧円形断面とし、路線は最短経路を原則とし平面曲率は半径 30 m 以上とする(ただし土被りはトンネル径の3倍以上を確保する)。灌漑水路システムも、幹線水路全線での開水路形式採用にしたがって、全て重力送水の開水路形式となる。

b) 比較案 II(揚水機場案)

揚水機場は、逆調整池側の河岸に必要規模の揚水機場を設けるものとする。各機場吸水水位は、逆調整池水位変化に応じて 10 m 以上の変動をみるため、ポンプ形式選定に制約がある。その解消策として、左岸揚水機場では、100 m 以上の高揚程ポンプとなることから横軸両吸多段形式を採用し、押し込み吸水とする。また、右岸揚水機場では、

20 m 以下の中揚程であることから縦軸形状ポンプの採用が可能となり、縦軸斜流形式とする。揚水機場からの送水路は、特に高揚程圧送が要求される左岸地区では相当区間が圧力管路形式となり、山側急峻斜面を走る区間での路線選定の自由度が高い反面、建設コストは高い。

これらの比較案における特徴を勘案して、両案の総合的コスト比較を行った。それぞれの比較案の導水施設、幹線水路部分の概要諸元は、下表のとおりである。

各比較案における施設概要諸元

比較案Ⅰ(トンネル案)		比較案Ⅱ(揚水機場案)	
左岸地区	右岸地区	左岸地区	右岸地区
(導水施設部分)	(導水施設部分)	(導水施設部分)	(導水施設部分)
無圧円形断面トンネル	無圧円形断面トンネル	横軸両吸多段形式ポンプ	縦軸斜流形式ポンプ
掘削径: 2.80 m	掘削径: 2.80 m	計画実揚程: 94.0 m	計画実揚程: 14.0 m
仕上径: 2.20 m	仕上径: 2.20 m	計画全揚程: 117.72 m	計画全揚程: 18.88 m
延長: 5,000 m	延長: 2,600 m	計画揚水量: 3.92 m ³ /s	計画揚水量: 2.20 m ³ /s
勾配: 1/2,000	勾配: 1/2,000	吸水位: EL 366.0 m	吸水位: EL 366.0 m
計画流量: 4.39 m ³ /s	計画流量: 2.20 m ³ /s	台数: 4 台	台数: 4 台
計画水深: 1.84 m	計画水深: 1.114 m	ポンプ口径: 700 mm	ポンプ口径: 500 mm
放水位: EL 470.0 m	放水位: EL 385.0 m	ポンプ出力: 1,500 kW	ポンプ出力: 200 kW
取水位: EL 515.0 m	取水位: EL 515.0 m	電力供給源: WAPAD	電力供給源: WAPAD
(開水路部分)	(開水路部分)	(開水路部分)	(開水路部分)
最大流量: 4.39 m ³ /s	最大流量: 2.20 m ³ /s	最大流量: 2.23 m ³ /s	最大流量: 2.20 m ³ /s
延長: 14,200 m	延長: 12,900 m	延長: 11,200 m	延長: 12,900 m
勾配: 1/4,000	勾配: 1/4,000	勾配: 1/4,000	勾配: 1/4,000
(管水路部分)	(管水路部分)	(管水路部分)	(管水路部分)
なし	なし	最大流量: 3.92 m ³ /s	なし
		延長: 4,900 m	
		管径: 1800 mm	

支線水路以降の灌漑施設は、両比較案とも同一なので、ここでは記載しない。

2) コスト比較

導水施設検討における、トンネル案、揚水機場案のそれぞれの建設コストのみの比較は、下表の通りである。

各導水施設比較案の建設コスト

	比較案Ⅰ(トンネル案)	比較案Ⅱ(揚水機場案)
左岸地区	977,839,500 Rs (19,556,790\$)	1,569,167,500 Rs (31,383,350\$)
右岸地区	720,461,750 Rs (14,409,235\$)	687,105,100 Rs (13,742,102\$)
合計	1,048,301,250 Rs (20,966,025\$)	2,256,272,600 Rs (45,125,452\$)

同コストは、導水施設および幹線水路に関する財務直接工事費用のみ

3) 維持管理費用コスト比較

維持管理費用については、トンネル案については、取水管理費、トンネル導水施設補修費、開水路維持管理費から構成されると考えられる。一方、揚水機場案では、揚水機場管理費、ポンプ運転経費、管・開水路維持管理費から構成される。特にポンプ運転経費は、電動モーター駆動形式とし買電供給として計画灌漑用水量に基づき以下のように計算された。

ポンプ運転経費算出根拠

	左岸地区			右岸地区			合計 MWh
	Lifted water (10 ³ m ³)	Operating hour	MWh	Lifted water (10 ³ m ³)	Operating hour	MWh	
Jan	2,307.3	163.7	982.0	1,295.7	163.3	130.6	1,112.6
Feb	2,615.2	185.5	1,113.0	1,468.6	185.1	148.1	1,261.1
Mar	2,487.1	176.4	1,058.5	1,396.7	176.0	140.8	1,199.4
Apr	5,170.6	366.8	2,200.6	2,903.7	366.0	292.8	2,493.4
May	7,534.9	534.5	3,206.9	4,231.4	533.3	426.6	3,633.5
Jun	9,757.1	692.1	4,152.7	5,479.3	690.6	552.5	4,705.1
Jul	5,555.7	394.1	2,364.5	3,119.9	393.2	314.6	2,679.1
Aug	4,818.7	341.8	2,050.9	2,706.1	341.1	272.8	2,323.7
Sep	5,390.8	382.4	2,294.4	3,027.3	381.5	305.2	2,599.6
Oct	3,097.3	219.7	1,318.2	1,739.4	219.2	175.4	1,493.6
Nov	2,130.2	151.1	906.6	1,196.3	150.8	120.6	1,027.2
Dec	1,741.4	123.5	741.2	977.9	123.3	98.6	839.8
							25,368.2

ただし買電単価は、(基底額:72Rs/kWh/月、及び加算額:2.24Rs/kWh)とする

各導水施設比較案の維持管理コスト

	比較案Ⅰ(トンネル案)		比較案Ⅱ(揚水機場案)	
左岸地区	施設管理費	432,000 Rs	施設管理費	576,000 Rs
	施設運転費	-	施設運転費	55,336,480 Rs
	施設補修費	400,000 Rs	施設補修費	4,000,000 Rs
右岸地区	施設管理費	288,000 Rs	施設管理費	432,000 Rs
	施設運転費	-	施設運転費	7,363,260 Rs
	施設補修費	300,000 Rs	施設補修費	1,000,000 Rs
合計	1,420,000 Rs (28,400 \$)		68,707,740 Rs (1,374,155 \$)	

(3) エネルギー損失換算コスト

揚水機場案においては灌漑用水供給分水量が一次的には発電にも供されるのに反し、トンネル案では発電所を通過せずトンネル導水されるため、その差分のエネルギー損失が発生していると考えられる。その発電量減分は、エネルギー損失コストと考えることができる。このエネルギー損失量は、貯水池から直接灌漑用水を取水する場合と、発電後放流水を灌漑用水として利用する場合のそれぞれのダム・オペレーション計算を実施して、それらの発生発電量の差分として算出した。この損失量は、左岸地区 19,374MWh/年、右岸地区 10,880MWh/年と計算され、コスト換算額はそれぞれ左岸地区 72,846,240 Rs/年、右岸地区 40,908,800 Rs/年 (3.76Rs/kWh を適用)と見積もることが出来る。

(4) 導水施設形式に係わる経済的比較

これまでの検討結果に基づいて、各比較案ごとの経済的な優位性を評価する。ここでは、上記のそれぞれの項目を偏りなく総合的に評価するために、NPV 値に換算して考慮する(コストは全て経済価格とし事業ライフは 50 年、年割引率は 10%、建設工事はすべて5年間で完了するものとする)。

導水施設形式に係わる経済的コスト比較

(1,000 Rs.)

項目	比較案 I (トンネル案)		比較案 II (揚水機場案)	
	左岸地区	右岸地区	左岸地区	右岸地区
導水施設コスト	286,854	143,747	399,238	118,154
幹線施設コスト	389,345	363,204	662,453	363,204
維持管理コスト	5,605	3,961	403,596	59,249
エネルギー損失コスト	490,724	275,579		
合計	1,172,528	786,491	1,465,287	540,607

上表の経済建設コストは、財務直接建設費用値に暫定的変換率 0.92 を乗じて算出した。

以上の結果、左岸地区ではトンネル案、右岸地区では揚水機場案が最も経済性が高く、本 FIS ではそれらの形式を採用するものとする。

(5) 揚水機場への電力供給源の代替案

上記導水施設に係る経済比較検討では、エネルギー損失コストは、ムンダ発電所が 4 時間のピーク発電のみであることから、WAPDA 配電網から揚水機場へ給電されるとして算出されている。左岸導水トンネルはかなりの水頭を持ち、また左右岸への灌漑用水供給は同時期に行われることから、小水力発電設備を同トンネルに設けこの水頭と灌漑用水を使って発電することにより右岸揚水機場への給電が可能となる。本調査ではこの小水力発電設備の検討は行っていないが、詳細設計時に行われることになる。

7.4 発電所投入時期

(1) 概説

WAPDA 内の国家電力計画グループになる長期電源開発計画によれば、ムンダ発電所は正常需要予測の場合 2011 年に、低次予測の場合は 2013 年に投入される予定となっている。また同計画では多くの小水力発電所が第9次5カ年計画の後 2003 年から 2005 年に投入されることになっている。第9章にあるように、ムンダプロジェクトは早くも 2009 年が物理的に可能な完成年である。

ムンダ発電所の最適投入時期とは、国家電力網の中での最小費用に基づく長期電源開発計画の中に位置付けられる投入時期である。最適投入時期の検討には、ソフトウェア EGEAS を採用した。

(2) 設定条件および仮定

EGEASによる検討では、以下の条件・仮定を導入した：

- 1) ピーク電力および電力量需要の低次予測、日負荷記録などの電力系統データの入力。
- 2) 既存発電所に加え、Chashma 原子力、Chashma 水力、Ghazi Barotha 水力を含む建設中の発電所ならびに第9次5カ年計画に予定されている15の民間セクター発電所の諸元の入力。
- 3) 新規水力発電所として、Munda 水力、Neelum Jhelum 水力、Golen Gol 水力、Jinnah 水力、Kohala 水力および Taunsa 水力発電所諸元の入力(いずれもおよそ100 MW以上)。
- 4) 新規火力発電所として、石炭、コンバインドサイクルおよびガスタービンの三種類を考えた。その設備容量は EGEAS 内で自動的に計算させた。
- 5) 基準年は1999年、最小予備力は20%、discount rate は WAPDA の採用している12%とした。

(3) 最適投入時期

EGEAS 計算結果によれば、図 7.4.1 に示されるようにムンダ発電所は2010年に投入するのが最適であるとの結論を得た。

第8章 概略設計

8.1 総説

主要土木構造物、ゲート及び水圧鉄管、発電設備、灌漑施設等の概略設計を、国際的に通用する設計基準を適用して実施した。開発規模は、第7章に述べられているようにFSLが555 m、設備容量が740 MWである。全体平面図を図面 C03 に示す。この章は、上記開発規模に対応する構造物の最適化と概略設計につき述べる。

8.2 主要土木構造物

8.2.1 河川転流工

河川転流工は、ダム、スピルウェイのブランジプール、発電所その他スワット川の河床・河岸に建設される構造物の工事中に河流を転流するために計画される。ムンダダム計画地点の地形から判断し、転流工形式はダイバージョントンネルとコファーダムの組み合わせしか考えられない。リバーアウトレット設備をダイバージョントンネル内に設けるとすると、少なくとも2本のダイバージョントンネルが必要である。ダイバージョントンネル内でリバーアウトレット設置工事を行っている間、もう一本のトンネルで転流する。ダム形式が CFRD の場合はコファーダムの天端からの越流は許される。6年もの長い工事期間と洪水ハイドログラフの信頼性の程度からして、転流工設計洪水流量を25年確率洪水の $3,630 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。そしてトンネル径は貯留効果を考えずに流入＝流出として決定した。

2本のダイバージョントンネルは左岸に配置した。左岸側に配置する方が、トンネル長が短くて済み、更に、完工後にリバーアウトレットから放流される流水をスピルウェイのブランジプールに向け水勢の減勢が期待できる。ダイバージョントンネル長は975 m および 964 m である。

後述するように、リバーアウトレット設備を設けるダイバージョントンネルはその取水口標高を逆調整池の最高水位以上にした。トンネル入口及び出口の敷高はそれぞれ EL.379.0 と EL.370.0 とした。もう一本のダイバージョントンネルについては、入口及び出口の敷高をそれぞれ EL.363.5 と EL.364.5 とし、河床付近に設け、最初の転流が容易に行われるよう配慮した。

コファーダムは、ダムの中に取り込む形式を採用した。もしコファーダムをダムの上流に独立して設けると、工事中ダムサイト直上流左岸の深い谷からの水を処理しなければならず工事費の増大を招く。コファーダムをダムの中に取り込む場合、コファーダムの高さは全工事費に殆ど影響しないが、コファーダムを一乾期で盛立可能な工事量からその高さが決まる。従って、天端標高410 mを持つ高さ60 mのコファーダムとした。

ダイバージョントンネルの各トンネル径の通水能力を、無圧流水時と圧力流水時について計算した。図 8.2.1 に示す通り、比較検討の結果から2本ともに径を12.0 mとした。トンネル一本当たりの必要通水能力は $1,850 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

河川転流工の概略設計を図面 C04 及び C05 に示す。

8.2.2 ダム

(1) 余裕高

ダムの余裕高には、FSL の上に必要な標準余裕高と設計洪水位の上に必要な最小余裕高がある。

標準余裕高は、有効対岸距離1.6 kmに対応した波のはい上がり高1.6 m、地震による波浪高1.1 m、洪水吐ゲートの誤作動を勘案した余裕0.3 mを合計し3.0 mとした。最小余裕高は、波のはい上がり高0.7 m および洪水吐ゲートの誤作動を勘案した余裕0.3 mを合計し1.0 mとした。

PMF時の設計洪水位はEL.561.8 mであることから、ダム天端標高をEL.563 mとした。設計洪水位に関しては次の8.2.3に詳細を記す。

(2) ダム堤体

概説

ムンダ CFRD の主要諸元は以下の通りである：

ダム天端標高	EL.563 m
パラペットウォール天端標高	EL.564 m
ダム底標高	EL.356 m
プリンス基礎標高	EL.350 m
プリンスからの最大ダム高	213 m
ダム斜面勾配	上流 1:1.4、下流 1:1.5
ダム堤頂長	760 m
ダム天端幅	12 m
コンクリートフェーススラブ幅	15 m
コンクリートフェーススラブ表面積	191,300 m ²
プリンス全長	920 m
ダム堤体積	16,500,000 m ³

ダムの平面図、縦断面図および標準横断面は図面 C05、C06 および C07 に示す。コファダムはダムの中に取り込まれる。

ロックフィル材料

ダム堤体用のロック材は、石灰岩、石英岩及び珪質片岩である。石灰岩はダムサイトの北東3 kmのところに位置するサツパレ原石山から産出され、その量は6百万 m³程度である。一方、石英岩と珪質片岩はダムサイトから1 kmのところにあるトボバンダ原石山から得られ、採取可能量は15百万 m³以上である。また主に片岩からなるスピルウェイその他の構造物の掘削ズリをダム堤体のロック材として利用することを計画した。

表 8.2.1 に示すように、世界各国の CFRD 建設の実績から、国際的に石灰岩、石英岩及び珪質片岩を CFRD のロック材として利用することが容認されている。ロック材の詳細は3.2節に述べてある。

ダム勾配

ダムの斜面勾配は、調査団の経験と表 8.2.1 にある CFRD の実績から、上流に対し 1:1.4、下流に対し 1:1.5 で設計した。ダムのゾーニングでは、石灰岩は上流側のゾーンに、石英岩と硅質片岩は下流側のゾーンに配置した。表 8.2.1 によれば、勾配 1:1.4 は石灰岩を利用した CFRD の多くで採用され、また勾配 1:1.5 は頁岩あるいは片岩を築堤材料とした CFRD の平均勾配である。

ICOLD 指針によれば、ムンダサイトのごとき震度7、地震加速度 0.15g 程度が予測される地域では、ダム下流面勾配は 1:1.4 程度となる。上述のように下流面勾配は 1:1.5 としたがこれは妥当な値であると言える。

ダムゾーニング

ダム堤体は以下に示すゾーンからなる。

- ゾーン 1A :不透水性土質材料(プリンスを覆う)
- ゾーン 1B :ランダム土質材料(ゾーン 1A を覆う)
- ゾーン 2A :細粒フィルター材
- ゾーン 2B :碎石
- ゾーン 3A :選別された細粒ロック材
- ゾーン 3B :ロック材、石灰岩
- ゾーン 3C :ロック材、石英岩および硅質片岩
- ゾーン 3D :ロック材、掘削ズリ
- ゾーン 3E :選別された粗粒ロック材

ゾーン 3C 材の硅質片岩は時々非透水性を示す。従って、3B 材の石灰岩を下流ゾーンの下部に配置し浸透水を下流に導くようにする。

掘削ズリの有効利用とダム堤体の変動の最小限に食い止めるために、掘削ズリ(3D)をダム下流部に配置した。

コンクリートフェーススラブ、プリンスおよび継ぎ目

コンクリートフェーススラブは 15m 幅で、スラブ間の縦継目およびスラブとプリンスとの間の周辺継目には止水板を入れて打設する。スラブ厚は $0.3 + 0.003 \times h$ (m) に従う。ここに h はダム天端からの鉛直高さである。スラブはスリップフォームを利用して打設する。ゾーン 1A 材の不透水性土質材料は継ぎ目あるいはスラブにクラックが発生した場合に充填材として機能する。

世界各国の CFRD の実績から静水圧に応じて幅 6m x 厚さ 0.6m、幅 8m x 厚さ 0.8m 及び幅 10m x 厚さ 1.0m の 3 種類のプリンスを設計した。最大動水勾配線は約 20 と推定した。

周辺継目は粘着力のない材料で覆われた銅製止水板とステンレス製止水板から構成される。縦継目は銅製止水板と Hypalon 製止水板により設計した。引張力の働く縦継ぎ目は粘着力のない材料で覆うものとした。これらは CFRD の実績により考案された。

パラペットウォール

鉛直のパラペットウォールをコンクリートフェーススラブに続けてダム天端に設ける。ウォールの高さは 5.6m である。

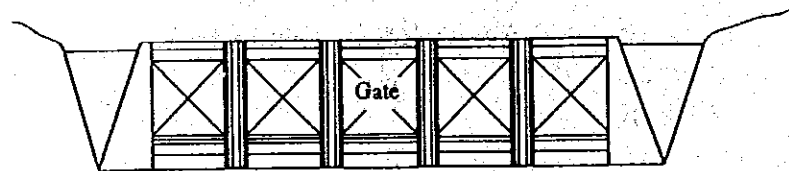
8.2.3 スピルウェイ

(1) スピルウェイ形状の最適化

ムンダ貯水池への流入洪水を調節し、また異常洪水に対するダムを安全を保証するために、最適なスピルウェイ形状を求めた。

ダムサイト右岸には深い谷が多数走っており、スピルウェイ構造物は右岸には配置できないとした。同様に、PMF が比較的大きいことからゲート無し自然越流堤のみのスピルウェイタイプは検討から除外した。従って、最適化検討のために選ばれたスピルウェイの比較案は、1) ゲート式スピルウェイ、2) ゲート部とゲートの無い自然越流堤部からなる複合型スピルウェイ、3) ゲート式スピルウェイとフューズダイクを持つ非常用スピルウェイの組合せ、の3種類であった。これらのスピルウェイを比較し最適案を選定した。

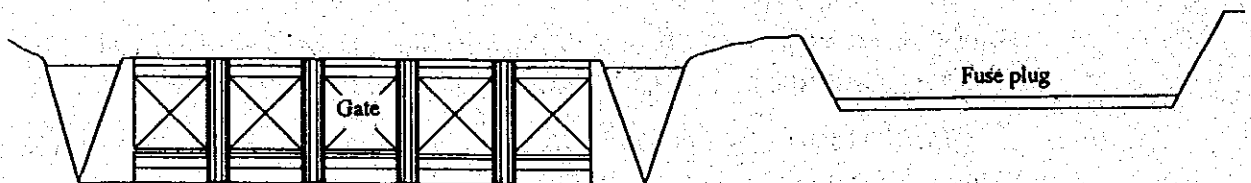
1) ケース1:ゲート式スピルウェイ



2) ケース2:ゲート部とゲートの無い自然越流堤部からなる複合型スピルウェイ



3) ケース3:ゲート式スピルウェイとフューズダイクを持つ非常用スピルウェイの組合せ



ケース1のスピルウェイは、幅16 m、高さ15.8 mのゲートを5門持つ。洪水調節の機能およびPMF流入時の放流能力は十分ある。ただし、ゲートの故障時等の対応に難がある。概略工事費は750百万US\$である。

ケース2のスピルウェイは、幅17.5 m、高さ16.7 mのゲートを4門持つとともに、長さ80 m、クレスト標高 EL.555 m の自由越流堤を有する。ゲート故障時の対応にケース1に比べ柔軟性がある。洪水調節機能および PMF 流入時の放流能力にも問題はない。概略工事費は 741 百万 US\$である。

ケース3のスピルウェイは、幅16 m、高さ14.9 mのゲートを5門持つとともに、幅130 mのフューズダイク型非常用スピルウェイが付属している。洪水調節機能および PMF 流入時の放流能力にも問題はないが、非常用スピルウェイの掘削量が膨大でコストのみならず環境面でも難がある。概略工事費は 820 百万 US\$である。

上記3ケースを比較した結果、ゲート故障時にも柔軟に対応可能なケース2の複合型スピルウェイを最適案として選択した。また、このケース2は他のケースに比較してダムを含む総建設費が最も安い。

次に、選択された複合型スピルウェイのゲート寸法と数、ならびに自由越流堤の長さの最適値を求める為に、以下の組合せケースを比較した。

ゲート寸法と数、ならびに自由越流堤の長さの組合せケース

	ケース 2A	ケース 2B	ケース 2C
ダム天端標高	EL. 561.0 m	EL. 562.0 m	EL. 563.0 m
最高貯水位	EL. 555.0 m	EL. 555.0 m	EL. 555.0 m
サーチャージ水位	EL. 559.4 m	EL. 559.4 m	EL. 559.4 m
設計洪水位	EL. 559.7 m	EL. 560.8 m	EL. 561.8 m
ゲート部			
ゲート数	2	3	4
ゲート寸法 (幅 x 高)	15.0 m x 25.1 m	15.5 m x 21.9 m	15.5 m x 18.4 m
クレスト長	30.0 m	46.5 m	62.0 m
クレスト標高	EL. 534.8 m	EL. 538.0 m	EL. 541.5 m
流出量	8,000 m ³ /s	11,000 m ³ /s	12,300 m ³ /s
自由越流堤部			
クレスト長	500.0 m	180.0 m	80.0 m
クレスト標高	EL. 555.0 m	EL. 555.0 m	EL. 555.0 m
流出量	11,000 m ³ /s	5,500 m ³ /s	3,100 m ³ /s
総工事費 (経済コスト)	748 百万 US\$	745 百万 US\$	741 百万 US\$

上記表から、最も安価なケース2Cを選択した。従い、ゲートは幅15.5 m、高さ18.4 mの4門、自由越流堤は長さ80 m、クレスト標高 EL.555 m である。

(2) スピルウェイの構成

概説

上記最適化検討の結果をもとに、スピルウェイの概略設計をおこなった。設計に使用したパラメータは以下の通りである：

- ダム天端標高 : EL.563 m
- シュート部の設計洪水 : 3,800 m³/s (1,000 年確率洪水流出量)
- ブランチプールの設計洪水 : 1,900 m³/s (100 年確率洪水流出量)
- ゲート部 : 4 門 x 15.5 m 幅 x 18.4 m 高ゲート、クレスト 541.5 m
- 自由越流堤 : 80 m 長、クレスト 555 m
- シュート部 : 60 m 幅、サイドウォール高 4.7 m 及び 5.2 m
- ブランチプール : 175 m 長、掘削敷高 EL. 354 m

設計したスピルウェイの通水能力曲線を図 8.2.2 に示す。またスピルウェイの平面・縦断及び標準断面を図面 C08 に示す。

以下に、スピルウェイを構成する導流部、流入部、シュート部、ブランチプールにつき記す。しかし、スピルウェイ設計は今後実施されるであろう水理模型実験により改良が加えられるであろう。

導流部

スピルウェイ前面の導流部は洪水をスムーズに流入部に導く機能を持ち、その敷高は EL.531.5 m である。スピルウェイへの接近流速を 0.4 m/s 以下におさえた。

流入部

スピルウェイ流入部は、ゲート部と自由越流堤部からなる。ゲート部は、クレスト標高 541.5 m の上に幅 15.5 m、高さ 18.4 m のゲートが 4 門設置される。ゲート部天端の上流面は越流時の流量係数が最大となる勾配 1:2/3 の斜面とした。自由越流堤部はクレスト標高 555.0 m、長さ 80 m である。

PMF 時ゲート部からは 12,300 m³/s、自由越流堤部からは 3,100 m³/s 放流される。その放流量比は約 1:0.25 である。設計洪水位は EL. 561.8 m である。洪水防御の操作はゲート部と自由越流堤部の双方を利用して行う。

シュート部

スピルウェイシュート部は貯水池から放流された洪水を速やかに下流まで流下させる機能を持つ。スピルウェイシュートの水路幅はブランチプール周辺に洪水流が拡散しないように 60 m とした。上流部と下流部に分かれ、上流は縦断勾配が 1:6.5、壁高は 4.7 m であり、下流は縦断勾配が 1:1.7、壁高は 5.2 m である。1,000 年確率洪水での放流量 3,800 m³/s で設計したが、PMF での放流量 15,400 m³/s でも越流しない壁高である。キャピテーション防止にエアレータを設ける必要がある。

ブランチプール

ブランチプールの設計洪水は 100 年確率洪水である。プールへの突入距離は 310 m であり、プールの長さは 175 m、プール敷高は EL.354 m である。

8.2.4 リバーアウトレット

リバーアウトレットは以下の機能を持つように計画されている：

- 1) ダムの完成後、発電を全く行わない場合に、下流の灌漑その他の需要水量を放流する、
- 2) ダイバージェントトンネルを締め切り湛水を開始した後、下流の灌漑その他の需要水量を放流する、
- 3) ダムの非常時に、スピルウェイの越流堤クレスト以下に貯水位をさげる。

前述の通り、リバーアウトレット設備は左のダイバージェントトンネルを利用する。リバーアウトレットの取水口は貯水池の設計堆砂位以上に新たに設けシャフトでトンネルと繋ぐ。シャフト部の径は、将来下流域における水需要の最大需要量である 6 月の 80.6 m³/s がシャフト部を流下する場合に流速が常時のコンクリート内の最大許容流速 5.0 m/s 程度となる 4.5 m とした。

リバーアウトレット設備のベルマウス型飲込み口とゲートはゲート室に設置される。ゲート室は逆調整池の最高水位以上に配置されるため常時はドライな状態が保たれる。一方、リバーアウトレット出口敷を EL.370 m にし、スピルウェイのフリップバケットとの取り合いに柔軟性を持たせた。

ゲート室へのアクセスには新たにシャフトを掘削する。170 m もの水頭がかかることから、スライドゲートを 2 門設けることとする。ゲート下流の水路は鉄板で巻き保護する。

リバーアウトレットの主要緒元は以下の通りである：

取水口形式	: モーニンググロータイプ
取水口クレスト標高	: EL.480 m
シャフト寸法	: 4.5 m 径、100 m 深
ゲート室寸法	: 7 m 高、10 m 長
ゲート寸法	: ガードゲート及びサービスゲート各 2 門
上流保護鉄板	: 鉄管 2 条、ベルマウス飲込み口付
下流保護鉄板	: 100 m 長
ゲート敷高	: EL.383 m
出口敷高	: EL.370 m

図面 C04 にリバーアウトレットの計画図を示す。

8.2.5 発電水路

発電水路のレイアウト代替案として数種類の案が考えられる。例えば左岸に配置する案もあれば右岸に配置する案もある。サージタンクを設けるか設けないかの案もある。最適発電水路レイアウト案を検討するために、以下の比較案を取り上げた：

- ケース 1 : 右岸に配置するサージタンク付きの発電水路案、
- ケース 2 : 右岸に配置するサージタンク付きの発電水路で、かつダイバージョントネルを利用する案
- ケース 3 : 右岸に配置するサージタンクなしの発電水路案
- ケース 4 : 左岸に配置するサージタンクなしの発電水路案。

これらの代替案の平面と縦断を図 8.2.3 に示す。各代替案の諸元及び関連する概略工事費を以下に示す：

各代替案の緒元及び関連工事費

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
導水路	490m length x 12.0m dia.	490m length x 12.0m dia.	190m length x 12.0m dia.	250m length x 12.0m dia.
サージタンク	68m height x 15- 23m dia.	68m height x D15- 23 dia.	None	None
ベンストック	2 lanes x 520m length x 7.4m dia.	2 lanes x 610m length x 7.4m dia.	2 lanes x 840m length x 7.4m dia.	2 lanes x 360m length x 7.4m dia.
水圧上昇	68m (35%)	82m (43%)	148m (77%)	79m (40%)
ダイバージョンを 利用するか	否	350m length	否	否
関連工事費	41.5 百万 US\$	74.4 百万 US\$	105.8 百万 US\$	49.4 百万 US\$

上記の通り、代替案の中でケース1が最も経済的である。従って右岸に配置するサージタンク付きの発電水路案を採用する。

選定した右岸に配置するサージタンク付きの発電水路案について、更に地上式と地下式の発電所とした場合の比較検討を実施した。代替案を図 8.2.4 に示す。地下式発電所案の場合は、関連工事費で最も大きな割合を占める水圧鉄管路の延長が地上式発電所案の場合よりも短くなる。しかしながら比較検討の結果、地下式発電所案は地上式発電所案に対して1.3倍程度、工事費が高くなった。よって地上式発電所による発電水路を選定する。

発電水路の取水口は、ゴミの流入を避ける為、また流入による水頭損失を小さくする為に接近流速を1.0m/sとして設計した。

導水路トンネル径については、トンネル建設に関わる年支出、維持管理費及びエネルギー損失を比較して最適径を求めた。トンネル1本の場合に径10.4~17.9m(流速6.0~2.0m/s)、トンネル2本の場合に径7.4~12.7mのケースを比較した。図 8.2.5 に示す通り、トンネル1本で径12.0mの場合が最も低い工事費となった。従って導水路トンネル径は12.0mとした。最大使用水量時の平均流速は4.5m/sである。

調圧水槽は一般的に最も経済的となる制水口型により設計した。図 8.2.6 に示すサージング計算の結果による調圧水槽の主要諸元以下の通りである。

制水口径	: 7.1m
下部水槽径	: 15.0m
上部水槽径	: 25.0m
サージング最高上昇水位	: EL.565.0m
サージング最低下降水位	: EL.503.2m

図8.2.7に示す通り、水圧鉄管径についても導水路トンネルの場合と同様にして最適径を求めた。水圧鉄管路の条数は、鉄管路損傷時の完全発電停止の危険を軽減する為に2条として設計した。鉄管径は径6.8~9.0m(流速7.0~4.0m/s)を代替案として検討した。比較検討により鉄管径7.4m、管内流速6.0m/sの最適径を得た。

図面 C10 に発電水路の計画図を示す。

8.2.6 発電所

ムンダダム計画地点と既設ムンダ頭首工間のスワット川の河床勾配は河川縦横断測量結果から約1/2,500と、また水面勾配は不等流計算結果からおおよそ1/1,000であることが分かった。この事実から、落差をより大きく取り発生電力量を増加させる目的で発電水路を下流に延長することは現実的ではないと判断される。従って、発電所はムンダダム直下におく。

8.2.3 で述べたごとく、スピルウェイを右岸に配置する案は考えられない。スピルウェイと発電所をともに左岸にもってくる案も構造物が近づきすぎて適切な配置とは言えない。従い、発電所位置は右岸とする。

開発規模最適化の検討を通じて、設備容量を740MW、出力185MWの機器を4台とする案を選択した。この機器を配置した発電所の概要を図6.2.7に示す。

発電所廻りの地表面標高は 10,000 年確率洪水の洪水位と逆調整池の最高上昇水位を考慮して EL.383m とした。図面 C11 に発電所の詳細を示す。また、屋外開閉所と GIS を比較した結果より経済的な屋外開閉所を選択した。

8.2.7 逆調整池

逆調整池の機能は、一日 4 時間のピーク運転時に発電所から放流された使用水量を貯留し、平滑化して下流へ流すことである。既設ムンダ頭首工を逆調整堰として利用する可能性を、現地踏査と関連図面のレビューを通し検討した。結果として、ムンダ頭首工を利用する案は、技術的、経済的および環境の観点からフィージブルではなく、詳細検討には及ばないとの結論に達した。その主な理由は：

- a) 既設ムンダ頭首工の基礎の状態が不明であり、基礎地質に関する詳細図面も無い。しかしながら概略検討の結果、基礎は 10 m の嵩上げには耐えられそうになく、この嵩上げを実行しようとするれば大きな基礎処理費用が必要になろう。
- b) 頭首工の改良とロアースワット水路およびドアバ水路の取水口改良を行っている間、そのオペレーションの複雑さからそれぞれの水路に対して一定量の用水補給が保証されないであろう。
- c) 多数の付近の住民が水没の影響を受けるであろうし、移転を余儀なくされるであろう。

ここでは従って、ムンダ頭首工以外の最適な逆調整池サイトを検討した。

逆調整池の必要貯水容量は一日 4 時間ピーク運転を想定すると約 7 百万 m³ である。逆調整池の代替サイトとして以下の 2 サイトが考えられる：

サイト A : ムンダダム軸から下流 3.5 km 地点

サイト B : ムンダダム軸から下流 4.3 km 地点

これらのサイトは図 8.2.8 に示される。既存ムンダ頭首工地点も参考までにサイト C として示してある。各サイトの緒元は以下の通りである：

各サイトでの逆調整池緒元

項目	サイト A	サイト B	サイト C
最高水位 (EL.m)	381.8	374.4	371.7
最大貯水池面積 (km ²)	0.70	0.96	1.13
クレスト長 (m)	310	400	970
堰高 (m)	22.5	15.0	12.5

サイト B は付近の村を水没させ環境問題を引き起こす。従い、サイト A が逆調整池サイトとして選定された。

逆調整池は、常時はピーク発電時の使用水量を調整し、洪水時は流入洪水を安全に放流しなければならない。従い逆調整池の設計流量を以下のように定めた：

- 1) 常時放流量 : 81 m³/s (4 時間ピーク運転を 24 時間にならした値)
- 2) 洪水時放流量 : 2,420 m³/s (200 年確率洪水のスピルウェイ流出量)

逆調整池の最高水位と逆調整堰地点の洪水位はそれぞれ EL.381.8、EL.372.2 である。

逆調整池の構造物は、河川幅いっぱいにはゲートが配置され常時はその一部を用いて放流調整を行う。

逆調整堰の形状を設計するに当たり、図 8.2.9 に示すコンクリート壁とゲートからなるコンクリート壁ゲート形式と全面ゲート形式の 2 種類の代替案を比較した。比較検討の結果、全面ゲート形式の方がコンクリート壁ゲート形式よりも 20%程度工事費が高くなった。従って、コンクリート壁ゲート形式を洗濯した。

図 8.2.10 に逆調整堰ゲート門数の最適案検討の結果を示す。検討の結果、ゲート 7 門が最適となった。ゲートの幅と高さはそれぞれ 8.0m、11.7m である。図面 C12 に逆調整堰の詳細を示す。

逆調整池は毎日 17m の水位変動がある。従い住民への周知徹底が必須である。

8.3 ゲート及び水圧鉄管

以下のゲート及び水圧鉄管がムンダダム、貯水池ならびに発電施設に必要である：

ダイバージョントネル	ダイバージョングート	スライドゲート、幅 6.0m x 高さ 12.0m x 2 組
スピルウェイ	スピルウェイゲート	ラジアルゲート、幅 15.5m x 高さ 18.4m x 4 組
発電水路	スピルウェイストップログ	幅 15.5m x 4 組、ガントリークレーン
	取水口ラッシュラック	幅 8.0m x 高さ 23.4m x 3 組
	取水口ゲート	固定ホイールゲート、幅 6.0m x 高さ 12.0m x 2 組
	水圧鉄管	径 7.4m x 長さ 520m x 2 条
リバーアウトレット	ドラフトチューブゲート	スライドゲート、幅 5.6m x 高さ 5.4m x 2 組、ガントリークレーン
	トンネル部ラッシュラック	幅 6.0m x 高さ 12.0m x 2 組
	ダイバージョングート	スライドゲート、幅 6.0m x 高さ 12.0m x 2 組
	シャフト部ラッシュラック	幅 5.8m x 高さ 2.4m x 6 組
逆調整堰	アウトレットゲート	高圧スライドゲート、幅 3.0m x 高さ 3.1m x 4 組、鉄管(径 3.4m x 長さ 25m x 2 条)
	下流部鉄管	幅 6.0m x 高さ 3.1m x 長さ 100m
	逆調整ゲート	ラジアルゲート、幅 8.0m x 高さ 11.7m x 7 組
	逆調整ストップログ	幅 8.0m x 7 組

8.4 電気設備

8.4.1 発電機器

第 7.2.3 節に述べたように、ムンダ発電所は 1 日 4 時間のピーク運転を行なうピーク発電所として運用される事になっている。従って、水車発電機はこの運転方式を考慮に入れて設計する必要がある。

発電機器に対する基本的水利条件の概要は下記の通りである。

- ・ 取水池の最高水位 :El 555 m
- ・ 取水池の最低水位 :El 510 m
- ・ 定格運転時の放水位 :El 369 m
- ・ 1 台運転時の放水位 :El 367 m
- ・ 停止時の放水位 :El 364 m
- ・ 最大落差 :El 186.0 m
- ・ 最小落差 :El 141.0 m
- ・ 定格有効落差 :El 162.5 m
- ・ 最大流量 :El 505 m³/秒

発電所の合計出力は第7章に述べてあるように 740MW(185MW4 台)に決定した。

(1) 台数と単機容量

合計出力が決まっている発電所の水車発電機の台数と単機容量を決定するに当たっては、下記のような事を検討する必要がある。

- 発電所の合計出力は 740MW で、発電所は 1 日 4 時間のピーク運転を行なう事になる。
- 水力発電所の総建設費は出力が変わらなければ一般的に機器台数が少なくなるほど低くなる。この観点からは台数は 2 台まで減らせる。
- 利用可能な河川流量には限りがあり、乾季には発電所を部分出力で運転する必要がある。
- アクセス道路の輸送重量制限は約 90 トン程度と考えられる。発電開発計画書でもこの地域の最大単機容量は 200MW 程度である。
- 発電所の運転の融通性と 1 台脱落による電力系統への影響も考慮する必要がある。フランシス水車の長時間最小運転出力は定格出力の 40 から 50%とする。

上記の条件を考慮するとともに7章の比較検討結果から、この発電所には 185MW の水車発電機 4 台を設置するのが良いと考えられる。

発電機効率の約 98%を考慮に入れると水車の定格出力は 189MW になる。

(2) 水車

型式: 利用可能な落差と単機容量から考えて、この発電所の水車は縦軸フランシス型になる。

過負荷容量: 水車は落差が定格落差よりも大きい時に、定格出力より大きな出力で運転できる。WAPDA の発電所の場合、ターペラ発電所の水車の過負荷容量は 110%、マングラ発電所は 115%である。他国の例も参照して、ムンダの水車の過負荷容量は利用可能な水量に限りがあるので 110%とする。

回転数: フランス水車の適用可能比速度制限値を参照して、水車発電機の回転速度は 50Hz 系統の標準値から毎分 187.5 回転を選定した。これは水車比速度の 140.4 m-kW に相当する。

调速機: 各水車の速度調整用に電子式の PID 调速機を設置する。调速装置は発電所の監視制御装置と接続され一括して監視制御される。

入口弁: 水車への水流を開閉するために各機に蝶型弁を設置する。

(3) 発電機

型式: 発電機は縦軸の回転界磁型、準傘型の 3 相交流発電機で上記の水車と直結して運転される。

単機容量: 発電機の単機容量は出力 185MW、力率 0.85 で 220MVA になる。発電機の定格力率は 0.95 程度の力率で 110% の過負荷で運転できるように 0.85 に設定した。

定格電圧: 発電機の定格電圧は仮にこのクラスで一般的な 13.2kV とする。

定格速度: 水車の速度制限に合わせて 50Hz 系の毎分 187.5 回転である。この速度の発電機の磁極数は 32 である。

励磁方式: 発電機の界磁をサイリスター整流器を通して供給する静止型励磁方式を採用する。発電機端子電圧と送電電圧を同時に制御するために自動電圧調整器を設置する。

(4) 昇圧用変圧器

13.2kV の発電機電圧を 220kV の送電電圧するための変圧器は、発電機と同じ 220MVA の容量になる。

輸送制限のために 3 相変圧器を運搬する事はできないので、3 相器 1 台は単相器 3 台で構成される事になる。

(5) 制御方式

発電所の監視、制御及び保護にはコンピューターを使用した分散型制御方式(DCS)を採用する。これらの全機能は各水車発電機ユニット、所内電力系統、屋外開閉所、放水路等のコンピューターが管理する各制御センターに割り振られる。これらのセンターは発電所の制御センター及び中央系統とデータ通信路で相互接続されている。中央給電所とも通信路で結ばれている。

通常の発電所の制御・監視は中央制御室で行なう。機器の調整・試験のための現地制御は機器制御センターで行なう。主要な機器は給電所でも制御ができるようにする。

(6) 220kV 屋外開閉所

220kV 屋外開閉所は二重母線を有する屋外型で、6.3.2 節に記したように発電所の裏に位置する。

開閉所機器の通常の制御は発電所の主制御室で行なう。上記の(4)で述べてあるように開閉所制御センターでも行なう事ができる。

(7) 天井走行クレーン

天井走行クレーンで釣り上げる最重量物は発電機界転子で、約 450 トンである。発電所の重量物の吊り上げは同容量の 2 台のクレーン(2 x 225 トン)で吊りビームを使って実施する。従って、吊り上げ容量が大きくなければ、2 つの工事を併行して実施する事ができる。

(8) 系統結線図

発電所の全体接続図は図 8.4.1 に示してある。

8.4.2 送電線及び変電所

(1) 系統接続

最大 740MW の発電所発生電力を送電するには、東南アジア諸国でも実例の多い 220kV が最適送電電圧であると考えられる。500kV 送電は大容量、長距離の送電に適していて、ターベラ発電所の電力をラホール、ガッティに送電するのはその典型的な例である。ムンダ電力の送電に 500kV を使用すると、Appendix D10 に説明してあるように建設費が大幅に高くなる。500kV 側の接続方法については種々の案が考えられるが、220kV 線でシャヒバーク変電所に接続するのと比較して少なくとも建設費が 2.4 倍になる。

ムンダ発電所の周辺地域には計画中のものを含めて 5 変電所がある。既設のマルダン、ベシヤワール変電所と計画中のシャヒバーク、ナウシェラ、チャルサダ変電所で、その相対位置は下記に示してある。

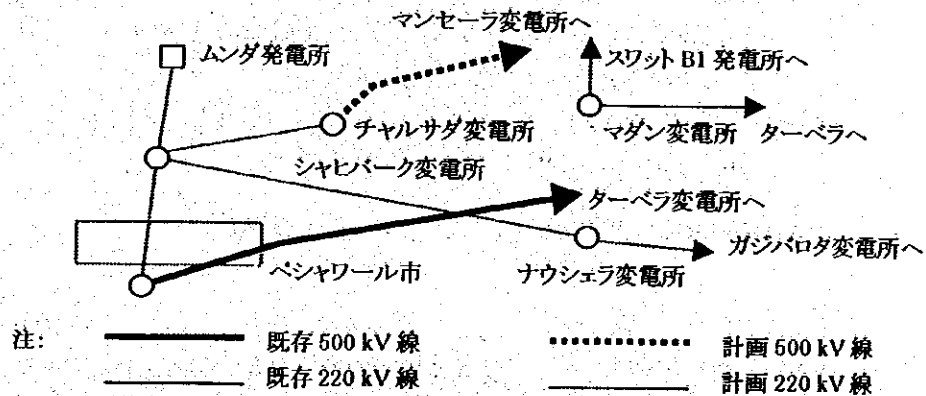


図 8.4.2 ムンダ発電所と周辺変電所の相対的位置関係

新設の新シャヒバーク、チャルサダの両変電所は他の 3 変電所と比較してムンダ発電所に近い。チャルサダ変電所の位置はまだ選定されていないが、ムンダ発電所から 2 変電所への距離はほぼ同じで約 25 から 30 km である。既設の 2 変電所及びナウシェラへの距離はそれより長く、略 2 倍である。既存の変電所はムンダ発電所の全電力を受電するには容量増のために大幅な改造が必要になる。一方、新設変電所は大きな通過電力を考慮に入れて設計する事ができる。

ベシヤワールは地域最大の電力消費地で、ムンダ発電所の電力は殆どがベシヤワール地区で消費される。ベシヤワールの近郊北部に位置しムンダ発電所に最も近い新シャヒバーク変電所はムンダの電力を受電するのに最適な変電所と考えられる。チャルサダ - シャヒバーク 220kV 送電線の電力潮流の方向は通常チャルサダからシャヒバークである。チャルサダ変電所が必要に

なるのはパシヤ発電所建設後で、建設はムンダ計画より後になる。新シャヒバーク変電所周辺の送電線建設用地は限られているので、送電線用地の配分に当たってはムンダ発電所からの線路用地を考慮に入れて計画する必要がある。

2010年の北部500/220kV系統の接続図は、500kV系統がAppendix D9の図D9.1に、220kV系統が図D9.2に示してある。

(2) 送電線

ムンダ発電所と新シャヒバーク変電所を結ぶ220kV送電線はレール電線2導体の2回線構造で、その詳細はAppendix D10に示してある。1回線送電時の安全送電容量は約700MVAで、系統信頼度基準の'N-1'条件を満足している。送電線1回線脱落による全国送電網への影響はムンダ発電所の発電機又は変圧器1台脱落よりは軽微である。又、1回線脱落発生の確率は低い。Appendix D10を参照。

(3) 受電用変電所

ムンダ電力の受電用変電所はベシヤワールの北郊外に建設される新シャヒバーク変電所と思われる。ムンダ電力受電用に電流容量2000Aの220kV、2回線分の屋外開閉機器が必要である。

(4) 線路保護

線路保護には最も信頼できる方式として世界的に使用されている電流差動保護を採用する。主リレーを2系列装備している2重方式を計画の重要線路に採用する。このリレー方式では、データ伝送用に光通信システムが必要である。

送電線に光通信が採用されなかった場合、上記の電流差動方式の代わりに通常の搬送距離継電方式を採用する。

故障点識別機能付きの距離継電器を予備保護用に設置する。

(5) 送電系統解析

送電系統解析の結果に従って送電線接続の方法を決める事とした。従って、送電線を新シャヒバーク変電所及びチャルサダ変電所に接続した場合について米国PTI社の電力潮流解析用のPSS/Eを用いて送電特性を比較した。解析の詳細についてはAppendix D10を参照されたい。

1) 検討された送電系統

ムンダ計画完成時のWAPDA500/220kV送電系統の挙動を解析した。Appendix D9の国家電力計画委員会作成の発電力開発計画に従って、解析用の系統条件下記のように決めた。

- 正常負荷伸び予測でムンダ計画よりも先に完成すると予測されている北部の発電計画は全て考慮に入れた。全ての主要発電所への送電線も考慮に入れた。
- ガッテイとラホール変電所までを含む北部送電系統について解析を実施した。これら2変電所へ入出する電力潮流は等価の負荷で置き換えた。

2) 検討内容

電力潮流解析は下記の 3 案について、ムンダ発電所出力がある場合とない場合の両方について検討した。

ケース1: シャヒバーク変電所の 220kV ブスへの接続

ケース2: チャルサダ変電所の 220kV ブスへの接続

ケース3: チャルサダ変電所の 500kV ブスへの接続

チャルサダ変電所に接続したケースは、この変電所がムンダ電力受電用に存在しているものと仮定した。

解析の詳細は Appendix D9 に記されている。

3) 解析結果

電力潮流解析の結果によると、3 ケース共送電系統にムンダ発電接続による問題点はない事が分かった。系統の全地点で線路の電力潮流、系統電圧共に正常の範囲内にある。しかし、解析結果から下記のような問題がある。

- ムンダ発電所の発生電力は新シャヒバーク、ナウシェラとペシャワール地区で消費される。ムンダ発電所がチャルサダ変電所に接続された場合、新シャヒバークへの電力がチャルサダ経由で送電される事になる。
- マンセラーチャルサダ間の電力潮流は 2010 年までの 500kV 系統の建設を正当化するには小さすぎる。

(6) 送電系統選定の結論

新シャヒバーク変電所へレール電線 2 導体の 2 回線送電線で接続するのが、Appendix D10, 送電系統検討書、にも記述してあるように、技術的要求事項を満足し、最小コストの方法であることが分かる。

ガジバロタ - ナウシェラ - シャヒバーク - ペシャワール間の 220 kV 送電線には 4.7(7)節に述べたように光通信システムを設置するという提案がある。他にマンセラー - チャルサダ間の 500 kV 系統にも光通信が設置されるはずである。この光システムを 220V 線の OPGW 又は他の方法でムンダまで延長する事が考えられる。

PLC システムを光システムの子備用に送電線に設置する。計画地域の PLC 用の周波数割り当ては非常に混雑している。

UHF 複信又は VHF 単信の緊急用及び保守用通信に使用する無線装置も設置する必要がある。

8.5 灌漑施設

8.5.1 基本的な考え方

新規灌漑計画における灌漑システムの設計は、全て新設を基本とする。灌漑システムの構成は、前記の灌漑計画の達成を目的とし、運営においては需要主導型灌漑をより可能にするシステム

構築をめざすものとする。灌漑システムの配置は、受益対象農地の配置展開、河川・排水路の系統配置などから、後述する末端灌漑システム計画が達成できるよう策定した。

8.5.2 導水システム

導水システムとしては、前章での最適化検討によって結論づけられたように、左岸地区においてはトンネル導水システム、右岸地区においては揚水機システムとする。それぞれの諸元は、下表のとおりである。概略施設設計は、図面 I01、図面 I02 に示すとおりである。

導水施設諸元

左岸地区導水施設		右岸地区導水施設	
無圧円形断面トンネル		ポンプタイプ:	縦軸斜流形式
掘削径:	2.40 m (8.0 feet)	計画実揚程:	14.0 m (46.7 feet)
仕上径:	2.20 m (7.33 feet)	計画全揚程:	18.88 m
延長:	4,950 m (16,500 feet)	吸水水位:	EL 366.0 m
勾配:	1/2,000	台数:	4 台
計画流量:	4.391 m ³ /s (155.0 Cs.)	計画流量:	2.204 m ³ /s (77.9 Cs.)
計画水深:	1.836 m	ポンプ口径:	500 mm
放水水位:EL	466.0 m	ポンプ出力:	200 kW
取水水位:EL	470.0 m		

8.5.3 水路システム及び配水システム

(1) 幹線水路システム

幹線水路は、左右両岸地区とも開水路形式とし、コンクリート・ライニングを施すものとする。路線の選定にあたっては、受益農地の配置を勘案して、全農地に支障なく重力送水が可能であるよう、かつ工事費が最小におさまる計画とした。また、水路沿線には河川の横断等がみられ、それらの必要箇所には横断工等の必要な付帯工を配置する。幹線水路規模は、下表の通りである。

幹線水路施設規模

左岸地区幹線水路		右岸地区幹線水路	
最大流量:	4.391 m ³ /sec	最大流量:	2.204 m ³ /sec
延長:	13,950 m	延長:	12,900 m
勾配:	1/4,000	勾配:	1/4,000
側法勾配:	1: 1.5	側法勾配:	1: 1.5
(関連付帯工)		(関連付帯工)	
スパーパッセージ:	4 箇所	スパーパッセージ:	3 箇所
排水横断工:	34 箇所	排水横断工:	36 箇所
放水工:	3 箇所	放水工:	4 箇所
横断道路:	26 箇所	横断道路:	25 箇所
支線分水工:	4 箇所	支線分水工:	5 箇所
直接分水工:	2 箇所	直接分水工:	0 箇所

幹線水路、および付帯構造物の概略施設構造は、図面 I03 から I10 に示すとおりである。

(2) 支線水路システム

幹線水路からは、必要に応じて支線水路に配水分岐させる。支線水路の配置は、後述の末端灌漑システムの考え方と関連づけて、既存の排水路の配置を念頭に、重力配水が可能よう計画する。それらの諸元は、下表のとおりである。

支線水路諸元

支線水路名	灌漑対象面積(ha)	設計流量(m ³ /s)	延長(m)*
(左岸地区)			
D1	1,750	1.890	8,400
D2	525	0.354	4,500
D3	850	1.140	6,800
D4	450	0.486	2,900
(右岸地区)			
D1	355	0.382	1,450
D2	253	0.273	1,400
D3	215	0.232	600
D4	815	0.879	2,150
D5	405	0.437	1,950

*:支線水路延長は、副支線水路(Minor Canal)延長も含む

支線水路、および付帯構造物の概略施設構造は、図面 I11 から I13 に示すとおりである。

8.5.4 末端灌漑システム

末端灌漑システム計画の概要は、図面 I14 に示すとおりである。2次水路分水工(mogha)より分水された灌漑用水は3次水路に流入され、その後、末端取水工(pucca nacca.)より各圃場へ配水される。この場合の2次水路分水工の対象面積は、分水工の施設規模に制約されるが、通常は農民自身が手動操作・管理できるよう最大 2.5 - 3.0 cusecs 程度の分水工施設容量でカバーできる範囲とされている。本件でもこの観点から、2次水路分水工対象面積は、圃場レベルの設計施設容量 11.15 cusecs/10³acres から、最大 280 acres (113 ha)と設定する。

3次水路からは、さらに圃場水路に分岐されるが、末端取水工(pucca nacca.)はその圃場水路に何か所か設けられることになる。本件では、節水時の対応も考慮して輪番灌漑(6順)を導入することとし、各単位圃区を支配する末端取水工は6箇所を原則とする。この場合、各単位圃区面積は、約 12 acres (4.7 ha)と設定される。

このような末端灌漑システムは、地形条件などから、分水工(mogha)が2次水路上に設けられる場合と、3次水路上に設けられる場合の2ケースが考えられる。前者を[DTM]システム、後者を[MTW]と名付ける。

