第5章 エネルギーファンドによる資金メカニズム実現に向けた条件及び課題の整理

5-1. ファンドの設立目的・概要の整理

5-1-1. ファンドを活用する意義

5-1-1-1. 既存ファンドの整理

(1) インフラファンド、エネルギーファンドの定義について

本調査において、エネルギーファンドとは、インフラファンドの一種で、発電所を含むエネルギーアセットを投資対象とするものである。インフラファンドは、株式、債券、為替を投資対象とする伝統的な投資に対して、未公開企業株式、不動産等と並び、オルタナティブ投資の 1 つとして分類される。その特徴は、主に以下のとおりである。

- ✓ インフラ事業の特性から、安定的なキャッシュフローを基に、安定的なリターンが期待される
- ✓ 需要弾力性が比較的低く、伝統的資産（株式、債券等）との相関性が低い
- ✓ 案件の開発ステージにより、リスクが大きく異なる

表 5-1 インフラファンドの位置付け

	インフラファンド	ベンチャーファンド	バイアウトファンド	不動産ファンド
投資期間	超長期 （10 年超）	3 年程度	5～10 年	5 年程度
リターンの源泉	インカムゲイン	キャピタルゲイン	インカムゲイン ＋ キャピタルゲイン	インカムゲイン ＋ キャピタルゲイン
期待リターンの水準	比較的低位であるがインカム型の安定的なリターンが期待できる	上場できれば極めて高いリターンが期待できる（逆にリターンがゼロの確率も高い）	インカムとキャピタルゲインの組み合わせにより、相応のリターンが期待できる	比較的低位安定型であるがマクロ（景気循環、市場需給）の影響を受けやすい

インフラファンドは、安定的なキャッシュフローから得られるインカムゲインをリターンの源泉としており、10 年を超えた超長期での投資が行われることが多い。他のオルタナティブ投資を行うファンドとの比較は、表 5-1 の通りである。

表 5-2 投資対象としてのインフラ資産

経済的インフラ	ユーティリティ	電力、再生可能エネルギー、ガスパイプライン、上下水道、通信 等
	交通	有料道路、橋梁、トンネル、空港、港湾、鉄道 等
	その他	倉庫設備、駐車場 等
社会的インフラ		教育機関、病院、刑務所、住宅設備 等

出典 OECD 資料[34]

インフラファンドが投資対象とする資産は、表 5-2 にあるとおり大きく経済的インフラと社会的インフラに分かれる。エネルギーファンドは、経済的インフラのうち、ユーティリティのカテゴリーに属している電力、再生可能エネルギー、ガスパイプラインなどを投資対象とする。

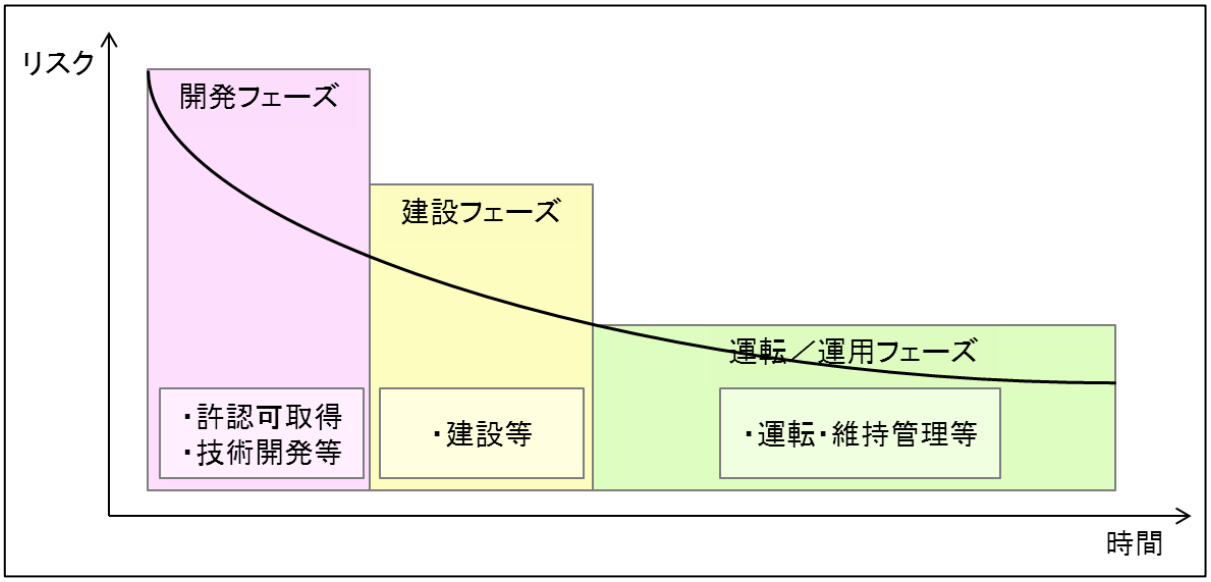


図 5-1 開発ステージとリスクの関係性

インフラファンド、エネルギーファンド、ともに投資においては開発ステージによりそのリスクが大きく異なる。開発フェーズでは、許認可が下りないリスク、技術が実用化されないリスクがあり、建設段階に移った場合には、完工リスクが存在する。無事完工して、運転、または運用が開始された場合には、リスクは相対的に低下するもののオペレーションリスクが存在する。

(2) 既存ファンドの整理

ファンドを活用する上では、戦略的に投資対象地域を特化する、他ファンドへの投資の有無、並びに投資対象を特化するという 3 つの軸が考えられる。そのため、既存のエネルギーファンドを整理する上では、同様の軸での整理を行う。

[34] Inderst, G. (2009), “Pension Fund Investment in Infrastructure”, OECD Working Papers on Insurance and Private Pensions, No. 32, OECD publishing, © OECD.

投資対象地域においては、グローバルに展開しているファンド、特定の複数地域を対象とするファンド、地域特化型ファンド、国特化型ファンドの 4 つに分類することができる。地域分けについては、以下の 8 地域での分類を行う。

- アジア太平洋（インド・中国）
- アジア太平洋（東南アジア）
- アジア太平洋（韓国・豪州・その他）
- 北米
- 中南米
- 欧州（ロシア含む）
- 中近東
- アフリカ

投資対象については、他ファンドへの投資を行う場合、出資者の側から見るとより分散が効いてくるが、出資した資金の投資先が見え難くなるというデメリットがある。投資先に対して戦略的な意図を有する場合、基本的に他ファンドへの投資が行われないファンドを選定する方が良いという考え方もある。

更に、投資対象については、エネルギー特化型か否かでの分類を行う。詳細に投資先を見ていくと、再生可能エネルギー、或いは技術開発も含めた新エネルギーに特化したファンドと、発電アセットへの投資を中心としたファンド等が存在しているが、必ずしも明確に分かれていない場合も多く、ここでは詳細な分類は行わない。なお、ファンドを活用するという視点に立った場合に、ファンドコンセプトに影響を与えるには、ファンド規模に対して相応の額の出資が必要となるため、今次調査では、ファンド総額が 500 億円以下で、2009 年時点で既にファンド募集期間は終了しており、一定の投資活動が行われているファンドを調査対象とする。以下、地域毎に投資対象、対象地域での分類を行い、既存ファンドを整理する[35]。

[35] 本調査において、調査対象とした既存ファンドのデータは、Tim Friedman., “The Preqin Infrastructure Review 2009” を基にしており、補足として具体的事例として後段にて紹介するファンドの情報も追加している

1) アジア太平洋（インド・中国）

表 5-3 アジア太平洋（インド・中国）のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71) Koenig&Cie (M, 33)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Old Lane India (N, 475) IDFC Private Equity (N, 418) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Asian Infrastructures (M, 234) India Development (N, 174) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109) AIG Indian Sectoral (N, 105) AMPCI Infra (N, 97) IFC Infra (M, 95) Srei Venture (N, 9)	Reliance Energy India (N, 190) Mistral Energy II (G, 104)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

今次調査対象範囲においては、インドに複数の国特化型ファンドが存在している。中でも、唯一エネルギーのみを投資対象とするファンドは、インドの総合インフラ会社である Reliance Infrastructure グループが組成した Reliance Energy India。投資対象は発電、送電、配電にかかる企業、及び事業としており、電力会社でもある Reliance Group 自らが組成し、10～30%程度のマイナー出資を原則として展開している。LP には、シンガポールの国営投資会社であるテマセクが入っている。

2) アジア太平洋（東南アジア）

表 5-4 アジア太平洋（東南アジア）のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71) Koenig&Cie (M, 33)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Saratoga Asia II (R, 429) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Asian Infrastructures (M, 234) Saratoga Asia I (R, 144) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109) IFC Infra (M, 95)	Southeast Asia Strategic Assets (R, 150) Mistral Energy II (G, 104) Asia Clean Energy Fund (R, 85) Mekong Brahmaputra Clean Development Fund (R, 45) JAIC-IDI Asian Energy Fund (R, 10)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

東南アジア地域は、他の地域と比較して地域特化のファンドが少なく、黎明期にあることが示唆されている。インフラの民営化が動いているのは比較的最近であることに加えて、インフラファンドの活動が進んでいる欧米からの距離が遠いことも背景にあることが想定される。

一方、注目に値するのは、マレーシアの CIMB グループが運営する Southeast Asia Strategic Assets が東南アジアのエネルギー特化型インフラファンドとして USD150m 規模で組成されていることである。

3) アジア太平洋（韓国・豪州・その他）

表 5-5 アジア太平洋（韓国・豪州・その他）のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71) Koenig&Cie (M, 33)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Macquarie Korea Opportunities (N, 886) Korea Emerging Infrastructure (N, 423) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Asian Infrastructures (M, 234) Macquarie Global (M, 230) Santander Infrastructure I (M, 185) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109)	Mistral Energy II (G, 104)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

韓国、豪州に地域を絞ったエネルギー特化型ファンドは見られず、実態としては複数地域、或いは国特化型のインフラファンドの投資対象のひとつとして、エネルギーアセットへの投資がなされているものと考えられる。

4) 北米

表 5-6 北米のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71) Koenig&Cie (M, 33)	Sterling Stamos II (R, 475) UBS AFA Global (M, 345) Sterling Stamos I (R, 190) Tuckerbrook II (R, 143) Tuckerbrook I (R, 52) HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Innisfree PFI III (M, 540) Macquarie Essentia Assets (M, 414) Highstar Capital (R, 386) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Macquarie Global I (M, 230) Santander Infrastructure I (M, 185) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109) Infrastructure & Environment (N, 95)	URSG Power & Biofuels II (N, 451) Starwood Energy (G, 411) Energy Spectrum IV (N, 335) US Power (N, 238) Energy Spectrum II/III (N, 178) Energy Spectrum I (N, 133) Mistral Energy II (G, 104) DREAM Infrastructure (R, 95)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

北米には、エネルギー特化型を含めてインフラファンドが多数存在する。これは、インフラファンドの活用が早いタイミングから開始されてきた経緯が影響しているものと考えられる。米国では、制度設計上の理由もあり、発電資産の流動性が高いことがエネルギー特化型のファンドが育つ環境要因となっているものと思われる。なお、エネルギー特化型ファンドにおいては、欧州にみられるような新エネへの偏在は見られない。

5) 中南米

表 5-7 中南米のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Macquarie Global II (G, 381) AG Angra (Brazil) (N, 349) Macquarie Global III (G, 292) Macquarie Global I (M, 230) Santander Infrastructure I (M, 185) Darby Brazil (N, 194) Darby Latin America (R, 186) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109) IFC Infra (M, 95)	Latin Power III (R, 372) Latin Power II (R, 149) Mistral energy II (G, 104) Latin Power I (R, 95)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

中南米では、Conduit 社が GP として管理する Latin Power3 ファンドが当該地域に特化したエネルギーファンドとして存在する。当社は、同地域におけるエネルギーファンドを管理する GP として特出した存在となっている。

Conduit 社のファンドが対象とする投資規模は、プロジェクト総額で USD 60M～1B 程度。地場、その他のスポンサーとの共同投資が多く、出資比率は 51%以上を志向している。投資対象の案件ステージとしては、グリーンフィールド案件の開発、または買収による稼働中アセットの取得が行われている。基本的に、政情が安定しており、大きな経済成長が見込まれる地域において、信用力のあるオフテイカーに対する長期の PPA があるプロジェクトを志向している。

6) 欧州

表 5-8 欧州のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71) Koenig&Cie (M, 33)	UBS AFA Global (M, 345) HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Innisfree PFI III (R, 540) Innisfree PFI Continuation II (R, 525) AIG Emerging Europe Infra (R, 499) NIBC European Infra (R, 399) Innisfree M&G PPP (R, 338) Innisfree PFI Continuation I (R, 338) AIG Brunwick Millenium (R, 334) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Macquarie Global I (M, 230) Innisfree PFI II (N, 225) Santander Infrastructure I (M, 185) Great Circle Fund (M, 181) DG Infra + (N, 155) PPP Italia (N, 138) Innisfree PFI I (128) Pareto WW Offshore (127) Barclays UK (110) Israel Infrastructure I (109)	Fortis Clean Energy (M, 460) European Clean Energy (R, 407) Ampere Equity (R, 368) Hg Renewables Power (R, 345) Englefield Renewables (N, 230) DIF Renewables (R, 155) Impax New Energy Investors (N, 144) EnerCap Power (G, 113) Eolia Mistral (G, 109) Enfia Infrastructure I (N, 104) Mistral Energy II (G, 104) Taiga inversións (N, 85)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

北米同様に、多くのエネルギー特化型のインフラファンドが組成されている。これは、早期（1990年代以降）からインフラ投資が行われると同時に、エネルギー業界において M&A も比較的活発であることが背景にあるものと想定される。北米と異なる特徴としては、エネルギー特化型ファンドのうち、新エネ事業を投資対象として限定しているファンドが多い点である。

7) 中近東

表 5-9 中近東のファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Alcazar Capital Partners (M, 285) Zanes Corp Infrastructures (N, 250) Macquarie Global (M, 230) Santander Infrastructure I (M, 185) Great Circle Fund (M, 181) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109)	GCC Energy Fund (R, 345) Mistral Energy II (G, 104)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

中近東では、近年のインフラ整備の活発化を受けて、資金の受け皿としてインフラファンドが組成されてきたものと想定される。しかし、中東の地域に特化したファンドは少なく、その殆どがアフリカ、或いはアジアへの投資と合わせて扱われることが多いものと考えられる。例えば Alcazar Capital Partners は、中近東に加えて、サブサハラアフリカ、CIS 諸国なども対象地域としている。

8) アフリカ

表 5-10 アフリカのファンド整理

他ファンドへの投資	有	SOPEP Infrastructures (G, 345) Capital innovations FF (G, 143) Syndicated Access FF (G, 71)	HCP FF I (G, 43) HCP FF II (G, 48)
	無	AIG African Infrastructures (N, 388) Macquarie Global II (G, 381) Macquarie Global III (G, 292) Alcazar Capital Partners I (M, 285) Macquarie Global I (M, 230) Pareto WW Offshore (G, 127) Israel Infrastructure I (G, 109) Moroccan Infra (N, 100) IFC Infra (M, 95)	GCC Energy Fund (M, 345) Mistral Energy II (G, 104)
		エネルギー非特化	エネルギー特化
		投資対象分野	

凡例：＜対象地域＞(G) グローバル、(M) 複数地域、(R) 地域特化、(N) 国特化
注記：( )内数字はファンド総額（単位：million USD）

アフリカを投資対象に含む地域特化型のインフラファンドは、それほど数は多くないものの複数存在している。ただし、大半は「アフリカ特化」ではなく、中近東や、その他新興国と合わせたかたちで投資対象に組み入れている模様である。全体的なカントリーリスクの高さが、インフラファンドという比較的ローリスクな特徴を有するものと相いれにくいことが原因になっているものと考えられる。

ただし、南アフリカなど、比較的カントリーリスクが低い国へのインフラ投資に特化したファンドは数少ないながらも組成されている。このように、アフリカにおいてインフラ投資の対象は限られた国・地域になっており、まだ端緒についたばかりであると想定される。

以上のとおり、エネルギー特化型のファンドが数多く見られるのは、北米・欧州であり 500 億円程度以下の中小規模のファンドサイズまで数多く組成されている。一方、中東・アフリカ、東南アジア等の新興市場においても、数は限られているものの地域特化・エネルギー特化の中小規模ファンドが組成され始めており、規制緩和の動きを受けた投資機会を捉えての試みと考えられる。

投資対象で特徴的な点は、欧州では新エネの導入を推進している政策を背景に、新エネに特化したファンドも多数見られる。また、東南アジアのファンドの中には、ベトナムのメコン川流域での水力案件開発に特化しているファンドもあり、当該国、或いは国際社会の開発政策に影響を受けているものと想定される。

新興国においても、地域を特化し、エネルギーのみを投資対象とした中小規模のファンドも組成され始めている。このようなファンドは、規制緩和により生まれる新たな投資機会を捉えて、

独自のネットワークから案件ソーシングを行っているものと考えられる。こうした案件は「クラブディール」の側面が強く、地場におけるネットワークが必須である上、大型案件と比較するとスポンサーリスクも高い。一方で「相対」案件とすることでより競合を排除し高い収益性を狙う機会もあるものと思われる。

5-1-1-2. 欧州系／米系／東南アジア諸国などのファンド先行事例

(1) Taiga Mistral（欧州系）

欧州において、エネルギーの中でも投資対象となるプロジェクト種別を限定し、非先進国の特定の国に特化したファンドをマネージしているファンド管理会社に、Taiga Mistral 社がある。同社は、2007 年に風力専門ファンド運営会社として設立され、これまでポーランド風力特化型ファンド（Taiga Poland I）、スペインの風力・太陽光に特化したファンド（Taiga III）を立ち上げている。現在、約 EUR200 百万の資産運用をしており、190MW 以上の風力アセットを保有している。当社のエネルギーファンドは、「国特化」という点に加えて、「マネジメントのネットワーク・ノウハウ活用」という点で特徴的である。

現在は当ファンドを離れているが、欧州大手風力事業者の Gamesa Energie 社にてポーランド、ブルガリア、ルーマニアのマーケティングを担当していた Marta Fernández 氏、及び同じく欧州大手風力事業者の Acciona Energia 社にてポーランド統括を担当していた Mikel Garay 氏が当社の立ち上げから主要メンバーとして入っていたことから、既にポーランド国内のネットワークを有していたものと考えられる。

表 5-11 Taiga Mistral 社主要メンバーについて

氏名	バックグラウンド
Antonio Tuñón	OMEL 等の電力会社の取締役、CVC（投資ファンド）会長を経て Taiga Mistral を創業
Mikel Garay	Acciona Energia S.A （欧州大手風力事業者） ポーランド統括を経て Taiga Mistral に参画
Cristina Tuñón	UBS Wealth Management（アセット管理会社）を経て Taiga Mistral に参画

出典：Taiga Mistral 社ウェブサイト

また、金融バックグランドよりも事業者経験を有するマネジメントを擁することにより、発電プロジェクト開発に関する知見・ノウハウを生かして、プロジェクトの価値向上を目指している。

> *"Once Taiga Mistral is in charge of the management and administration of a farm, the management team must carry out an initial study and analysis of the situation and its background. Taiga Mistral will carry out a comprehensive analysis of the wind farm's operation contracts with the dual aim of optimising costs and controlling the scope of all the services provided to the farm, and will make use of the economies of scale to join suppliers and lower costs wherever possible,*

thus improving the project's expected profitability."[36]

（下線部和訳：Taiga Mistral 社は、コストの最適化、及び風力ファームに提供されているすべてのサービスの業務範囲を管理するため、運転に関する契約について総合的に分析を行い、規模の経済が働くようサービス提供者との交渉を実施、コスト削減を行うことで、プロジェクトの期待利益を向上させる）

投資方針として、運転開始前のグリーンフィールドを投資対象としており、これまで 41.4MW の Kobylnica 案件、8MW の Radostowo 案件が運転開始を迎えている。ポーランドにおいて着実にグリーンフィールドの風力案件を運転開始させている実績を踏まえて、現在 Taiga Poland II のファンドレイズでは欧州復興開発銀行（EBRD）がファンド総額の 20%の出資を行うことをコミットしている。EBRD としては、ポーランドにおける当ファンドのソーシング能力を活用し、ファンド出資を通じて同国における風力発電プロジェクトの開発促進を図ることをはじめとして、投資先プロジェクトへの技術移転等多様な目的をファンドを介して達成することを企図しているものと想定される。

Project Description

The EBRD is considering making an equity investment of up to €20 million in Taiga Poland II SICAR ("TP II" or the "Fund"), a private equity investment fund to be registered as a partnership limited by shares under the laws of Luxembourg.

The Fund will seek equity and equity-related investments in the development and construction of wind power projects in Poland, with the aim to bring such projects to successful commissioning of operation. TP II will have a similar investment focus to the precedent fund, Taiga Poland I, and will benefit from the already existing platform and pre-identified potential target projects.[37]

（下線部和訳：当ファンドは、ポーランドにおける風力発電プロジェクトの開発・建設に対するエクイティ投資を実施し、成功裏に運転開始させることを目的とする。当ファンドは、先行ファンドである Taiga Poland I と同様の投資フォーカスを有しているため、既存のプラットフォーム、既に特定された投資対象候補プロジェクトを有するという利点が存在する。）

Transition Impact

The transition impact and demonstration effects of the proposed project are expected to be achieved by the:

(a) support of the development of the private equity for the energy sector, particularly for the renewable energy sector in Poland;

(b) expansion of the financial intermediation for the Polish energy and renewable energy sectors;

(c) transfer of the relevant technical and operational skills set to the investee projects;

(d) promotion and enhancement of high standards of corporate governance and integrity in the investee projects[38]

---

[36] Taiga Mistral 社ウェブサイトより抜粋

[37] EBRD ウェブサイトより抜粋

[38] EBRD ウェブサイトより抜粋

（下線部和訳 : (a) ポーランドにおけるエネルギーセクター、特に再生可能エネルギーセクターに特化したプライベートエクイティの成長サポート、(b) ポーランドのエネルギー、再生可能エネルギーセクターにおける金融仲介機能の拡大、(c) 投資先プロジェクトへの技術面、運営面でのスキルの移転、(d) 投資先プロジェクトにおけるコーポレートガバナンスと企業倫理向上）

(2) Energy Spectrum（米系）

米国では、国特化型のエネルギー特化型ファンドが複数存在する。その中でも、専門性の生かし方に特徴のあるファンド管理会社として Energy Spectrum Capital 社を取り上げる。同社は、1996 年に米国における中流及び下流のエネルギーアセットを投資対象とするプライベートエクイティ運用会社として、設立された。現在 230 億ドルの資産を管理しており、中規模の石油・ガスの精製・生産並びに貯蔵・輸送設備を中心的な投資対象とするエネルギーファンド。投資案件 1 件当たり、USD25～100 百万を目安としている。案件ステージとしては、成長性を有する新設案件、或いは増設案件を投資対象としており、プライベートエクイティとしてキャピタルゲインも狙うことのできる案件をターゲットとしていることが分かる。

Energy Spectrum Capital 社が特徴的なのは、石油・ガスに特化したエネルギー専門ファンドとしてのノウハウの生かし方である。Energy Spectrum Capital 社の創業メンバーは、上流のエネルギーアセットを投資対象とする Energy Trust Partners、及びアドバイザリー会社の Energy Spectrum Advisors 社を設立している。つまり、現在の Energy Spectrum Group は 1 つのアドバイザリー会社と 2 つのプライベートエクイティ運用会社により構成されていることになる。

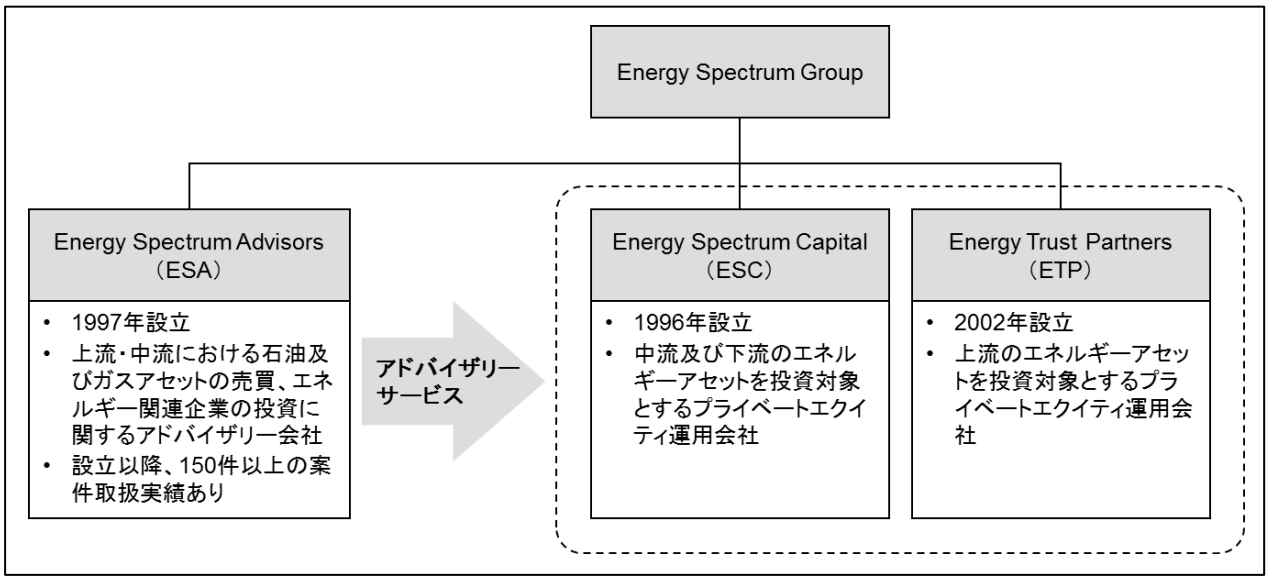


図 5-2 Energy Spectrum Group のビークル

3 社の中で、マネジメントの職が兼務されている場合もあり、グループとして共同での運営がなされているものと思われる。Energy Spectrum Capital 社及び Energy Trust Partners 社の投資及び投資後の追加アセット買収、或いは売却において Energy Spectrum Advisors 社が関与しているものと想定される。Energy Spectrum Capital 社のマネジメントは、石油・ガス業界に精通した人物がいるものの、アドバイザリー会社を作ることにより、より広くディールを捕捉し、知見・ノウハウを

貯めていくことが考えられている。

表 5-12 Energy Spectrum Capital 社主要メンバーについて

氏名	バックグラウンド
Thomas O. Whitener, Jr.	InterFirst Bank Dallas、Dean Witter Reynolds、R. Reid Investments を経て Energy Spectrum を設立。長期に渡りエネルギー事業者向けの投融資において実績有。
James P. Benson	InterFirst Bank Dallas 、R. Reid Investments を経て、Energy Spectrum を設立。Whitener 氏同様にエネルギー事業者向けの投融資、M&A において実績多数。
James W. Spann	CIGNA Private Securities を経て、Energy Spectrum を設立。主に石油、ガス事業者向けの投融資・M&A 業務において実績・知見を蓄積。
Leland B. White	R. Reid Investments、 InterFirst Bank Dallas を経て、Energy Spectrum を設立。Spann 氏同様、石油、ガス業界における投融資、M&A において多数実績有。
Peter W. Augustini	Metropolitan Life Insurance、Atlantic Richfield、McKinsey & Company を経て、2004 年に参画。投資先の戦略策定・モニタリング業務に従事。
Benjamin H. Davis	R. Reid Investments を経て、2006 年に参画。石油・ガス業界の営業担当として業界におけるネットワークを保有。

出典:Energy Spectrum Capital 社ウェブサイト

このように、機能・目的別に 3 つのエンティティに分かれているものの、共通のマネジメント、プラットフォームを通じて実態としては一体運営を行うことが、Energy Spectrum Capital 社の投資における案件の目利き、投資後のビジネス拡張によるバリューアップに貢献しているものと思われる

(3) South East Asian Strategic Assets Fund（SEASAF）（東南アジア系）

東南アジアにおけるエネルギー特化型のファンドで、地域も特化している先として SEASAF が挙げられる。マレーシア金融グループの CIMB グループと南アフリカ系金融機関の Standard Bank が JV として 2006 年に South East Asian Strategic Assets 社を設立。2007 年には Employees Provident Fund of Malaysia を共同出資者として South East Asian Strategic Assets Fund（SEASAF）を設立している。更に、2009 年にはアジア開発銀行（Asian Development Bank：ADB）、2011 年には、CIMB グループが Standard Bank のシェアを買収し、2012 年には、Rohatyn グループに 60%を売却したこ

とによりCIMBグループとRohatynグループのJVとして、CapAsiaに名前を変えている。

投資対象としては、エネルギー、インフラ、天然資源の3分野。投資対象地域としては、マレーシア、インドネシアを中心として、シンガポール、タイ、ブルネイ、ミャンマー、ラオス、フィリピン、カンボジア、ベトナムをターゲットにしており、同地域の中で新興国としての地位を既に築いている国と、今後の成長が見込まれる国のバランスを取っているものと考えられる。基本的に、安定的、かつ確実にキャッシュフローを生み出す稼働中のアセットを主な投資対象としており、開発リスク、建設リスクなどを限定化しつつ、一部の国においてはグリーンフィールドも手掛けることとしている。

5-1-1-3. ファンドを活用した場合の意義・効果

ファンド先行事例では、EBRDがポーランドの風力発電に特化したTaiga Mistralに出資をコミットしている。既述のとおり、EBRDとしてはポーランド国内の風力発電案件の開発推進のため、風力発電案件のソーシング能力、開発サポート、運営サポートを行うための知見、ノウハウを有するファンドであることを評価していると考えられる。

再生可能エネルギー案件の多くは中小規模であり、投資銀行、大手ファンドがアプローチしない、或いはできない案件を対象とすることで、競争を経ない相対交渉に持っていける余地がある。スポンサーの信用リスクは相対的に高いケースが多いが、競争を経ない（＝相手にも選択肢が少ない）からこそ、相手のニーズを把握することで、株式取得価格の抑制、投資先への関与を行い得るものと考えられる。この規模の案件は、クラブディールの中から生まれるため、ファンドのソーシング能力が非常に重要になると考えられる。高いソーシング能力を発揮するには、当該国、または地域における特定事業分野において相応のネットワークを有していることが必須と考えられる。Taiga Mistralの例においても、ポーランドの風力発電案件を複数ソーシングしている1号ファンドの実績があること、既存のネットワークが構築されており、既に案件パイプラインを有していることから、EBRD が当ファンドに資金サポートを行うことを決めたものと考えられる。このように、中小規模案件のクラブディールにアクセスできるファンドを活用することにより優良な案件に効率的に投資をすることが出来るようになると考えられる。

ファンド活用の意義、効果として、Taiga Mistralの例にみられるとおり、案件への投資後の開発サポート、運営サポートを行う知見、ノウハウ、或いは人材をファンドが有することにより、当該案件が完工し、安定的に運転を行うことができる可能性が高まるものと考えられる。つまり、資金供与を行い、財務的なモニタリングを行うだけでなく、事業に関わり、事業者をサポートできるようなファンドが活用されている。特に途上国における案件開発においては、資金だけでなく、技術も必要とされていることが多いため、ファンドを活用することにより、資金提供機能だけではなく、技術や事業ノウハウの移転、或いは技術や事業ノウハウを背景とした事業支援機能により、事業リスクが低減されることが期待されていると考えられる。

5-2. 運用方針・投資対象の整理

5-2-1. 運用方針・投資対象

5-2-1-1. 発電種別／事業規模

インドネシア政府は、10MW 以下の再生可能エネルギーに対して既に FIT を導入しており、開発する地域、接続する系統の電圧によって価格を変えることで導入が進むようインセンティブを付与している。また、PLN との価格交渉なしで、長期の売電契約を結ぶことが可能となっている。

表 5-13 現行 FIT の水準

系統	水力・風力・太陽光等（10MW 以下）		バイオマス（10MW 以下）（※1）		地熱
	中圧 (Rp/kWh)	低圧 (Rp/kWh)	中圧 (Rp/kWh)	低圧 (Rp/kWh)	高圧 (USD/kWh)
ジャワ，マドゥラ，バリ (買取価格を A とする)	656	1,004	975	1,325	10～18.5cent
スマトラ，スラウェシ (買取価格は A×1.2)	787.2	1,204.8	1,170	1,590	
カリマンタン，ヌサテンガラ (買取価格は A×1.3)	852.8	1,305.2	1,268	1,723	
マルク，パプア (買取価格は A ×1.5)	984	1,506	1,463	1,988	

出典 ：The Regulation of Ministry of Energy and Mineral Resources No. 31 Year 2009

（※1）ごみゼロ技術、最終処分技術を使用した場合は価格が異なる

地下資源リスクが伴う地熱は米ドル建てで、買取価格は他の発電種別に比べて優遇されている。小規模が対象となる水力、風力、太陽光、バイオマスの中では、表 5-14 にあるとおりポテンシャルが高いにも関わらず開発が進んでいないバイオマスには優遇された価格が適用されている。

小水力においては、FIT 価格の水準はバイオマス、地熱と比べて低いものの、これまでの水力全体の開発実績は比較的高く、バイオマスに比べて燃料コストがかからない分発電単価が安いこと、地熱に比べて開発リスクが低いことが影響していると考えられる。

表 5-14 インドネシアにおける再生可能エネルギー開発余地（2011 年時点）

NO	NEW/RENEWABLE ENERGY	RESOURCES (RS)	INSTALLED CAPACITY (IC)	IC/RS RATIO
1	2	3	4	5 = 4/3
1	Hydro	75.670 MW	6.654,29 MW	8,79 %
2	Geothermal	29.038 MW	1.226 MW	4,22 %
3	Mini/Micro Hydro	769,69 MW	228,983 MW	29,75 %
4	Biomass	49.810 MW	1.618,40 MW	3,25 %
5	Solar	4,80 kWh/m²/day	22,45 MW	-
6	Wind	3 – 6 m/s	1,87 MW	-
7	Uranium	3.000 MW (e.q. 24,112 ton) for 11 years*)	30 MW	1,00 %

出典：Directorate General of New Renewable Energy and Energy Conservation

水力発電は電源構成の中でも原子力と同様に 24 時間稼働するベースロードとして活用することが出来るため、需要規模的に周辺に大規模火力発電所の建たない地域などでの電力供給源として期待される。以上を踏まえると、本調査が対象とする小水力発電プロジェクトは、FIT 制度により長期売電契約を結ぶことができ、開発ポテンシャルが高く、安定的な電源として社会的な意義も高いことから、エネルギーファンドの投資対象として適当であると考えられる。

事業規模としては、小水力発電は現状 10MW 以下であれば FIT 適用による長期の売電契約を PLN と締結することが出来るため、10MW 以下が主な投資対象規模になると考えられる。長期固定価格の売電契約を締結することができれば、機器の故障等で発電所が長期停止しない限り、安定的なキャッシュフローを確保することが可能である。また、電化率の低いスマトラ島やスラウェシ島では河川が豊富にあるため、周辺地域の電力を補うためにも小水力発電の普及をファイナンスの面からサポートすることは意義があると考える。故に、インドネシアにおけるエネルギーファンドの運用方針としては、案件として取り組みやすい 10MW 以下の小水力発電への投資を中心に運用を行い、より大規模な水力、或いはその他の再生可能エネルギーである地熱発電所、バイオマス発電所などへの投資は付加的に検討することが望ましいものと考える。

5-2-1-2. 開発段階

開発段階は、既述のとおり、大きく分けて「開発フェーズ」、「建設フェーズ」、「運転／運用フェーズ」の 3 つに分けられる。各開発段階によるメリット・デメリットは、下表のとおり整理される。

より後期の案件に入れば、リスクは抑えられるものの、案件の買収コストは高くなるため、一般的にリターンは下がり、ローリスク・ローリターンの投資となる。逆に、早期の案件に入れば、案件が途中でとん挫するリスクが高くなる分、エクイティであれば額面価格での参入も場合によっては可能となることから、ハイリスク・ハイリターンの投資となる傾向にある。

表 5-15 開発段階によるメリット・デメリット

開発段階	メリット	デメリット
開発フェーズ	投融資機会が多い 買収コストが比較的低い リターンを高めに設定可能 開発プロセスへの関与余地が大きい	許認可取得等により案件が途中でとん挫するリスクが比較的高い
建設フェーズ	建設・エンジニアリングへの関与余地	完工リスクがあり、案件がとん挫することやコストオーバーランが発生するリスクが存在
運転／運用フェーズ	完工、運転開始しているため案件がとん挫するリスクは低い	リスクが低い分買収コストは比較的高い

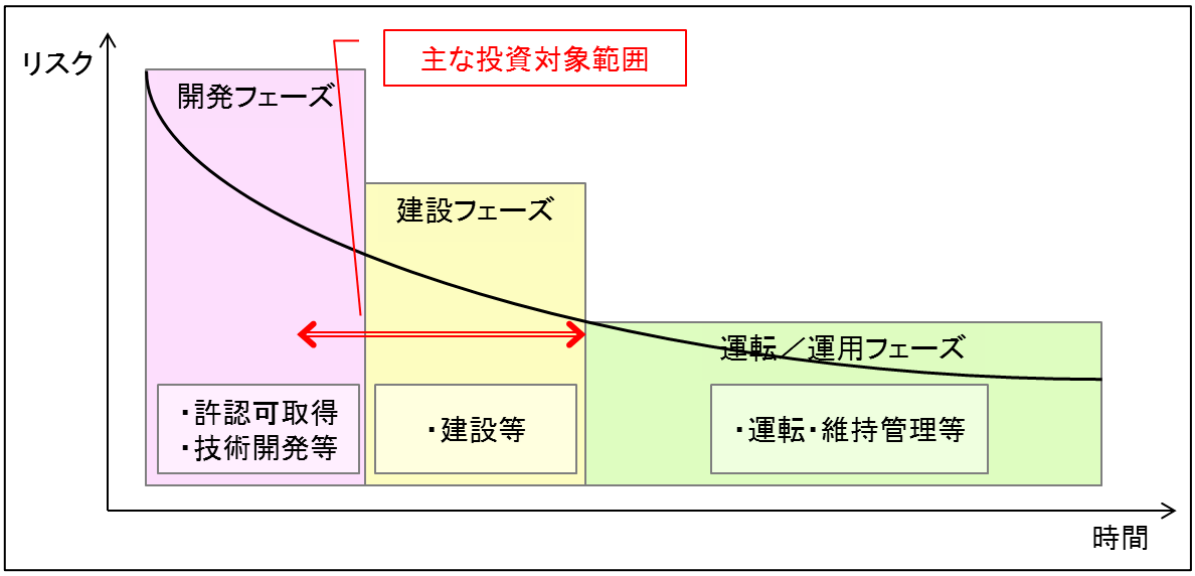


図 5-3 開発ステージと主な投資対象範囲

FIT 制度が適用され、小規模な再生可能エネルギー案件の開発が進み出したのは主に 2012 年頃からであり、現状殆どの案件が開発フェーズにあると想定される。エネルギーファンドの活用においては、当該国の案件開発を支援することが使命の一つと考えられるため、開発フェーズにある案件が主な投資対象になると考えられる。開発フェーズの中でも、事業者が Pre-FS 等を行うための調査許可証、選定した候補地にて小水力発電事業を行うための事業許可証等の主要な初期許認可は基本的に取り終えており、PLN との売電契約に関する MOU が結ばれている段階の案件であれば、リスクはある程度抑えられるため、検討対象として望ましいと考えられる。ただし、具体的な資金提供の検討を行う段階では、既に PLN との売電契約が締結されていることは必要条件になると考えられる。

更に、今後は建設途中まで案件が進んでいるものの、コストオーバーランが起きており、資金不足で止まってしまう案件、特に技術的な問題を抱えている案件が出てくる可能性もある。こうした案件を、日系エンジニアリング会社が技術面でサポートし、エネルギーファンドがファイナンス面でサポートするというスキームも検討に値するものと考えられる。

5-2-1-3. 開発地域

インドネシアでは、特定の地域・島に小水力発電のポテンシャルが偏っていることはなく、広く分布している。ただし、投資対象として開発地域を検討する上では、表 5-13 に記載したとおり、FIT により設定されている買取価格を考慮する必要がある。ジャワ・バリでは、買取価格が Rp.656/kWh と低く、キャッシュフローが回る案件に仕立てることは容易でないケースがある。他方、スマトラ・スラウェシでは、流量等から良質な案件が多数存在しており、買取価格もジャワ・バリ地域よりも 20%高いことから、ポテンシャルは高い。カリマンタンやパプアも包蔵水力は豊富であり、FIT による買取価格も豊富であるものの、あまり開発案件が進んでいる実績がなく、当面はスマトラ・スラウェシを開発地域の対象とすることが現実的と考えられる。ただし、案件の状況、採算性を考慮して取り組み可能であれば、インドネシア全土が検討対象となる。

5-2-1-4. 事業者条件

投資検討において、投資候補先となる事業者の条件として、本来は小水力事業の経験があることが望ましい。しかし、小水力事業の経験を有する事業者は必ずしも多くないため、小水力事業に通ずるノウハウや経験を有している事業者に、エネルギーファンド側で蓄積しているノウハウによりサポートを行うことが現実的と想定される。

インドネシアでは、建設事業、鉱業関連事業、プランテーション事業等により財を成し、FIT導入を機に、水力開発に参入する地場企業が多数存在している。本業の事業開発において、住民とのリレーションが既に築かれていることから、土地取得等において比較的問題なく進めることができるという強みを有する事業者もいる。

また、発電プロジェクトにおいて建設業務を担うのみであった建設会社が、プロジェクトオーナーとして案件開発を進めるとともに、建設業務を行うことを企図していると想定されるケースが散見される。小水力事業における完工リスクは大きいことから、仮に自社グループで建設業務を行わない場合においても、建中にリスクが顕在化した際のバックストップとなることからリスク軽減を図ることができると考えられる。

他方、運転開始後の事業ノウハウの面では、発電事業の運営実績を有する事業者は運転、維持管理の面で強みを生かすことができると考えられる。石炭火力発電の経験を有する石炭関連事業者や、バイオマス発電の経験を有するプランテーション事業者等が小水力事業開発に参入している例も散見される。こうした発電事業経験を有することは、小水力事業者の選定においてもプラスの材料となる。

以上のとおり、事業者を選定する上では、小水力事業に関連するノウハウを有していることが望ましい。例えば、水力事業の建設業務などのコントラクター業務のノウハウ、鉱業、プランテーション事業等での許認可取得のノウハウ、並びに石炭火力発電、バイオマス発電等の発電事業のノウハウ等を有していれば、小水力事業においても応用が利き、各種リスクを低減できるものと考えられる。

5-2-1-5. まとめ

前項までの整理を基に、投資対象となる具体的な小水力案件のスコープとしては、以下が想定される。

表 5-16 投資対象となる小水力案件のスコープ整理

1. 事業の規模	✓ FIT 適用の対象範囲である 10MW 以下の案件が基本的には検討対象。
2. 開発段階	✓ 調査許可証、事業許可証、PLN との MOU は前提条件と考える。しかしながら、本格的なファイナンス検討のタイミングとしてはPLN との PPA があることが前提条件。
3. 開発地域	✓ 案件の状況、採算性を考慮して取り組み可能であれば、インドネシア全土にて検討。 ✓ 初期は、スマトラ、スラウェシが中心になると想定。
4. 事業者の条件	✓ 小水力事業においてノウハウを有していることが必要。また、水力事業におけるトラックレコードもしくはコントラクター業務や発電事業に精通していることが望ましい。

また、小水力以外の再生可能エネルギーへの投資としては、地熱発電やバイオマス発電が考えられる。地熱発電は一案件あたりの投資規模も 50MW 以上となるケースが多く小水力発電所と比較すると大規模になるため、ポートフォリオのバランスが地熱発電に偏重し過ぎぬ様注意が必要となる。バイオマス発電は小水力と同規模であり 10MW 以下の規模が一般的である。インドネシア国政府もバイオマスに対するインセンティブを検討していることもあり、今後同分野への投資チャンスも増加していくものと考えられる。

5-2-2. ポートフォリオ構築の考え方

エネルギーファンドのポートフォリオを構築する上で、事業規模、開発段階、開発地域、事業者の切り口において、以下のように考えることができる。

5-2-2-1. 事業規模

小水力事業においては、基本的に規模の経済が効くことから、敢えて 10MW 以下の事業規模の中でポートフォリオを分散させる必要性はあまりないと考えられる。5MW 程度以下の小規模案件の場合、ソーシングにおいては競争が少ないと考えられ、こうした案件を低いプロジェクトコストで組成できるのであればターゲットにもなりうると想定されるが、基本的に投資効率が低いことから、10MW に近い規模の案件が望ましい。

5-2-2-2. 開発段階

開発段階については、「開発フェーズ」、「建設フェーズ」、「運転／運用フェーズ」の 3 つの段階のうち、主なターゲットは開発フェーズ後期の案件になり、状況によっては建設フェーズにあり、資金ニーズが発生している案件も投資対象になると考えられる。

ただし、エネルギーファンドのコンセプトを決める上で、投資家がより低リスク・低リターン

での安定的なインカムゲインを求めており、既に稼働している案件がある程度流動化してくれば、エネルギーファンドのポートフォリオとして、「運転／運用フェーズ」にある案件を買収することにより、ポートフォリオとしての開発リスク、完工リスクを低減することも考えられる。

5-2-2-3. 開発地域

開発地域については、既述のとおりインドネシアでは広く小水力のポテンシャルが存在するため、一定の分散を利かせることも可能となる。地域分散によるメリット・デメリットは、下表のとおりに整理される。地域の分散により、案件ソーシングの難易度、モニタリングコスト、開発の難易度に影響が出ると想定される。

表 5-17 開発地域によるメリット・デメリット

	メリット	デメリット
同一地域	モニタリングコスト低減 地方政府・県知事、PLN 地方局とのリレーション活用が可能	限定的なソーシング機会
複数の地域	豊富なソーシング案件	モニタリングコスト増加 地盤のない地域における開発では、当該地域の地場パートナーを新たに見つける必要が生じる可能性

5-2-2-4. 事業者

インドネシアの小水力事業には、多数の新規参入事業者が存在している。ポートフォリオにおける事業者の分散が持つ留意点は、下表のとおり整理される。事業者の分散により、デューデリジェンス（DD）コスト、パートナーリスクに影響が出ると想定される。複数の事業者の案件に投融資を行いつつ、当該事業者による後続案件開発をサポートすることで、DD コストを抑えつつ、良質な案件パイプラインを確保することができると考えられる。

表 5-18 事業者分散によるメリット・デメリット

	メリット	デメリット
単一事業者	パートナーDD コスト低減	パートナーリスクの集中
複数事業者	パートナーリスク分散	パートナーDD コスト増加

5-3. ファンド運営体制の検討

5-3-1. GP、LP の設定

ファンドの運営体制を決めるには、ファンドを組成、投資候補先をソーシングし、投資実行、モニタリング、イグジット、投資家への報告を行う等、ファンドの運営、管理を行う GP を設定する必要がある。

GP は、ファンドのコンセプト等を決めて、所在国における必要な届出を済ませた後、投資家となる LP を募集する。ファンドを活用して、本業の拡大を図るような投資家を戦略的投資家と呼び、エネルギーファンドであればファンドの投資先事業に関与することを狙うエネルギー企業、エンジニアリング企業、メーカー、或いは融資を行う金融機関等が候補となる。ファンド組成に当たり、初めにファンドへの出資をコミットする投資家を、アンカー投資家と呼ぶ。アンカー投資家が出資を行えば、ファンドとして正式に事業を行うことが可能となるため、アンカー投資家の存在は重要となる。そのため、GP もアンカー投資家とは状況に応じて柔軟にファンドコンセプトを調整する可能性がある。

LP は、ファンド投資における目的を明確にする。本業とのシナジー、純粋なリターン等、ファンド投資の目的により、投資対象となるファンドも異なってくる。許容できるリスク、期待するリターンを明確にした上で、それに合致するファンドを探すか、または合致するファンドを組成してくれるよう、GP と調整する必要がある。既述のとおり、ファンド組成初期にあり、アンカー投資家がついていないファンドの GP は、ファンドコンセプトを調整する柔軟性を有する場合が多いため、ファンドレイズ中の GP との議論を重ねることが望ましい。

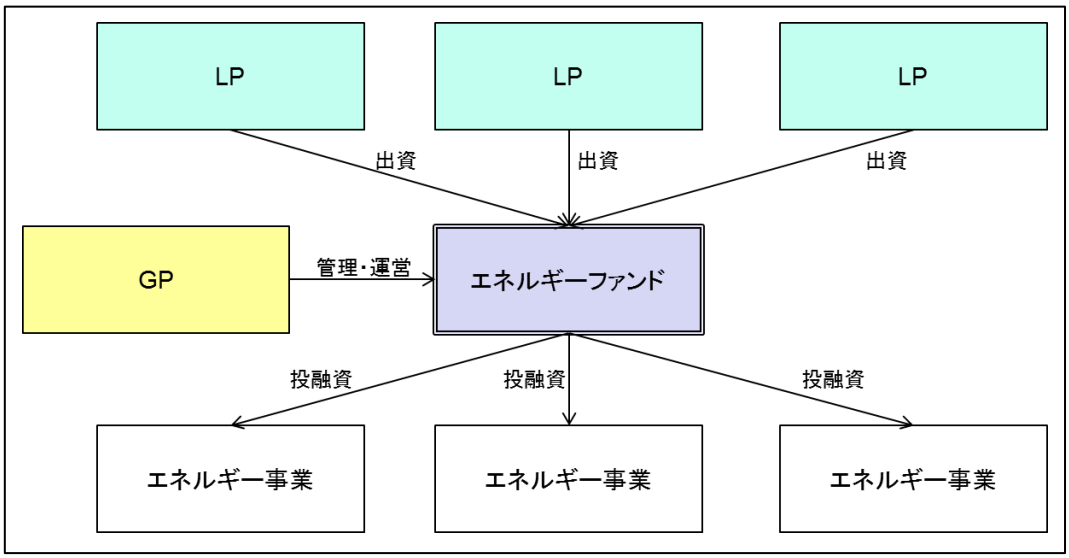


図 5-4 ファンドの一般的なストラクチャー

5-3-2. 投資委員会の設定

GP は、ファンドからの投資を決める上で、投資委員会を開催して投資の是非を諮る必要がある。通常、投資委員会には GP からの代表者が参加し、状況に応じてアドバイザーや外部有識者などが参加することがある。

投資委員会での決定に基づき、デューデリジェンスのコスト負担や、投資決定、イグジットが行われるため、ファンドの運営において極めて重要な役割を果たす。なお、LP は投資委員会にオ

ブザーバーとして参加することを許される場合もあるが、投資委員会の委員として参加することは一般的ではない。LP はファンドに出資し、投資決定を含めた運営・管理を GP に任せることがファンドとしての一般的なスキームである。

投資委員会での意思決定方法は、メンバーによるコンセンサス方式、多数決、2 つの組み合わせ等が一般的に用いられる。意思決定方法は、ファンド組成時に結ばれる「投資事業有限責任組合契約（Limited Partnership Agreement: LPA）」等において定められる

5-3-3. 諮問機関の設定

ファンドの運営、管理において、必須ではないものの、外部専門家等による諮問機関を活用することがある。投資委員会だけでは検討が難しい、専門性を要する問題について精査するため、専門家を集めて諮問委員会を開催したり、諮問機関を指定して、検討を依頼したりすることができる。

投資対象の検討において、高度な専門性を要する場合などには、諮問機関を事前に設定しておくことで、LP のファンドに対する信頼度が高められ出資検討を行い易い、という効果も期待される。

5-3-4. ファンド運営方針・規模

ファンドの運営方針は、GP が LP を募集する際に作成する目論見書（Private Placement Memorandum : PPM）に規定される。投資期間、投資対象先、投資 1 件当たりの規模、モニタリング方法、イグジット、期待リターン、投資委員会での意思決定方法等、ファンドの運営方針は、ファンドコンセプトや、ファンド規模によっても異なってくると考えられる。

あるファンドコンセプトで組成されたファンドが、後続ファンドにおいてファンド規模を拡大した場合に、1 号ファンドと同様の投資 1 件当たりの規模、モニタリング方法等では、非効率が生じる可能性もある。投資対象先の 1 件当たりの投資規模がより大きくならなくては、ポートフォリオ構築における必要な投資案件数が多くなり、デューデリジェンス、モニタリングにかかる人的コストが負担になってしまう。そのため、巨大なファンドの中には効率的に投資先の分散を図るため、他ファンドに投資を行うファンドオブファンズも存在する。

5-4. JICA 海外投融資を含めた資金調達方法の検討

5-4-1. JICA 海外投融資プログラムでのエネルギーファンド出資を通じた小水力発電プロジェクトへの投資について

既述の通り、現状インドネシアにおける小水力発電案件は、FIT の適用制限があるため最大でも発電規模が 10MW であり[39]、小水力発電プロジェクト単体では JICA 海外投融資プログラムの対象として案件規模が小さ過ぎる可能性がある。また、複数の案件に直接投融資していくことで、事業者との対応、案件を管理する手続きが煩雑になることが想定される。そのため、同プログラムを活用したエネルギーファンドへの出資を行い、ファンドを運営する GP に執行業務を委託することで、効率的に投融資を行うことも一案と考える。

具体的には、インドネシアを含む東南アジア地域においてエネルギー投資を行っている 5-7-1 に示すような GP と新たにファンドを設立する、或は、IFC 等の他ドナーが出資、活用している既存ファンドに出資することも想定しうる。5-3-1 にて述べたとおり、新たにファンドを設立し、アンカー投資家として出資する場合には、ファンドコンセプトについてはある程度影響力を発揮することができるという利点を有する。一方で、既存ファンドの場合にはファンドコンセプトへの影響を与えることが難しい反面、早期に投資実行を実現することができるという利点を有する。

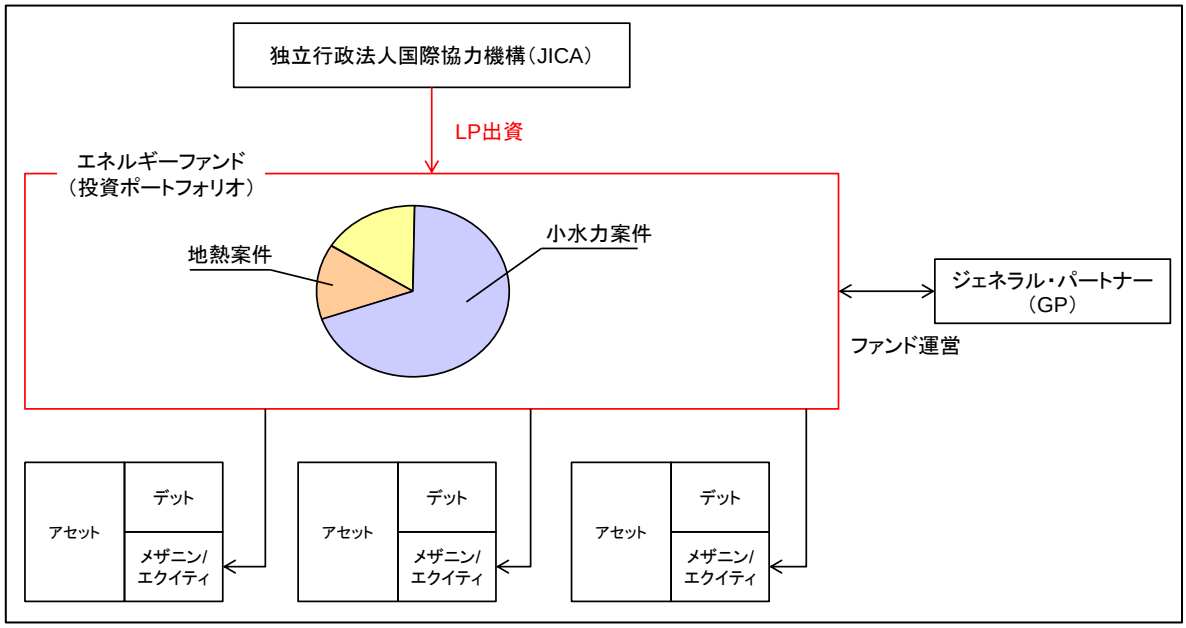


図 5-5 エネルギーファンドを活用したファイナンスストラクチャーイメージ

JICA 海外投融資プログラムによるエネルギーファンドへの出資を検討する際には、ファンドマネジメント（GP）とのミスマッチを防ぐためにも事前に次項のような留意点について確認・調整が必要である。

[39] 小水力発電プロジェクトの規模は 10MW を超えていても、PLN による買取義務が発生するのは売電契約において想定されている、10MW での発電量となり、それ以上の発電量については、PLN 側で需要がある場合に買取を行うというケースも散見される。

5-4-1-1. ファンド出資における留意点

(1) ファンドマネジメント側との調整における留意点

1) GP のポートフォリオ戦略

(A) 投資対象地域

投資対象地域がインドネシアのみであるか、タイ・ベトナム・フィリピン等も含むアセアン諸国なのか、もしくは日本や中国を含むアジア全域なのか、GP の投資対象エリアを確認する必要がある。また、其々の国に対して投資配分をどのように考えているのか、１ヶ国における投資金額の上限・下限の有無に関しても事前に確認が必要である。

(B) 投資対象種別

投資対象となる発電種別につき、再生可能エネルギーのみとするか、石炭・ガス火力などの化石系プロジェクトも含まれるか、また、プロジェクトのみへの投資か、事業会社への投資も検討可能かにつき確認する必要がある。更に、プロジェクトステージに関し、グリーン案件（新規案件）への投資が可能か、もしくはブラウン案件（既存案件）のみが対象となるかに関する確認も必要である。

(C) 投資形態

投資形態が普通株式によるエクティ投資のみか、メザニンローンや種類株式によるメザニンファイナンスも検討可能か投資形態を確認する必要がある。

(D) ファンドのリターン目線

インフラファンドとは、「長期的且つ安定的な CF を収益の源泉」とするファンドであり、基本的にはローリスク・ローリターンの投資として位置づけられる。そのため期待リターンとしては 10%程度が一般的である。例えば、発電所への投資においては建中期間を除き、商業運転開始後に急激に資産価値が向上するということはなく、運転開始後は長期の売電収入をベースとして、調達した資金の返済を長期で行う安定的なビジネスモデルである。リスクも限定される代わりに得られるリターンもリスクに見合った水準となる。

(2) 他の投資家との調整における留意点

エネルギーファンドへの出資を検討する際には、他の LP 投資家と GP との間において投資対象案件に対する優先交渉権付与の有無に関し確認する必要がある。投資案件は通常、極めて守秘性が高くまた迅速に意志決定を行う必要があるため投資判断は GP に一任されている場合が多いが、優先交渉権が付与されている LP 投資家が存在した場合、投資案件に対して特定の LP 投資家の意向が反映される可能性がある。

5-5. ファンドによるエグジットまでの計画策定

インドネシアの小水力事業者は中小規模のケースが多いため、エクイティもしくはメザニンによるファイナンスニーズは旺盛である。以下に、エクイティ及びメザニンローンで投資した場合を想定してエクジットの例を記載する。

5-5-1. IPO もしくは M&A 等による第三者への株式売却によるエグジット（普通株式の売却）

案件を複数有している事業者であれば将来的に IPO を実現させることにより、ファンドから出資した普通株式の売却が可能となる。その場合、IPO 時の市場環境次第ではあるが、アップサイドのリターンを得られる可能性が高い。一方で IPO 出来ないリスクも存在するため、事前に事業者が具体的な将来案件を有しており、且つ IPO 時期もある程度予測が出来うる状況であることが重要である。また、IPO を企図しない場合でも事業者が M&A 等で第三者に保有株式を売却する場合があるので、事前に事業者と買戻し条項を締結しておくことにより優先的に保有株式の売却権利を有すことも出来る。第三者への売却は偶発的な事象に依存することになるものの、発電所に大きなトラブルが無い限り、後続案件の立ち上がりやデット金額の減少により企業価値はファンドにて投資した時点よりも向上している可能性が高く、当初ファンドで購入した株価より高値で保有株式を売却出来ることが想定される。

5-5-2. 収益弁済によるエグジット（メザニンローンの償還）

シニアレンダーと同様の返済期間で毎年のローンをプロジェクトから得られる収益により償還していくことになる。返済期間は通常は建設期間の 2 年間は元本返済据置であり、商業運転開始後約 5 年から 7 年間で返済するスケジュールが想定される。つまり、投資実行後約 7 年から 9 年間で元利金を回収することになる。通常小水力事業は PLN と 20 年間の PPA を締結しているため、当初の想定通り発電所が安定的に稼働すれば、策定した返済スケジュール通りのリターンを確保することが可能である。

5-5-3. 地場銀行、アセアン大手金融機関のリファイナンスによるエグジット（メザニンローンの期限前弁済）

建設期間が終了して商業運転開始が確認された後に、地場金融機関もしくはアセアンの大手金融機関等が低い金利でシニアローンを提供する場合、メザニンローンを償還してリファイナンスするケースが想定される。その場合は、メザニンローンの一部もしくは全額を期限前弁済して回収することが可能である。通常は期限前弁済を実行した場合ペナルティ条項が付記されているケースが多く、インフラファンドとしては設定している金利以上のリターンを確保することが可能である。しかしながら、当初予定していた返済スケジュールよりも早期に弁済が実施されるため、ペナルティ金額次第では、当初想定していた金利収益による実額が減少する可能性もあるため注意が必要である。

5-6. ファンドによる投資実行後の個別案件に対するサポート体制の検討

投資実行後は事業価値を向上させリターンを最大化させるために、個別案件のモニタリングだけでなく、中長期的な事業計画の中で事業者のバリューアップに資するサポート体制を構築することが重要となる。

5-6-1. 個別案件のモニタリング

投資実行後は建中期間及び建後期間に分けて考えられる。建中期間は建設工期が遅延しないよう定期的に現地視察を実施し、トラブルにつながる可能性のある点を事業者に確認する必要がある。実際に遅延が発生した場合は契約書に沿って EPC コントラクターと協議をすることになるが、インフラファンドで EPC コントラクター業務に精通している人材を有しているケースもあり、事業者がコントラクターと契約を締結する前の段階より事業者に対してアドバイスを行うことも可能である。

一方で、建後期間は発電所の運用に主眼が置かれることになる。インフラファンドから投資先の SPC に取締役を最低 1 名選任することにより、タイムリーに発電所の稼働データ（流量、発電量、稼働時間、等）を毎月受領し、発電所の最適運用に関する確認、また場合により、事業者に対するアドバイスの提供も出来得るものと考える。

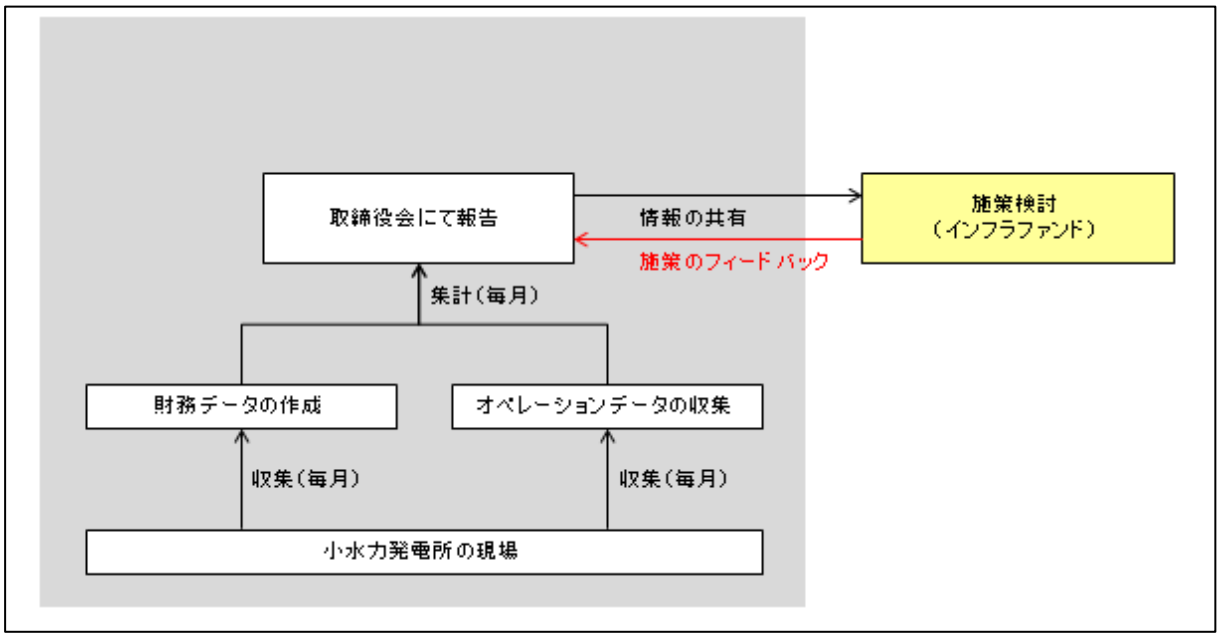


図 5-6 モニタリングの流れ

5-6-2. 事業者のバリューアップ

事業者は個別の案件だけでなく複数のパイプラインを保有しているケースが多いため、将来的な IPO を見据えた成長戦略に沿ったサポート体制が必要と思われる。そのためには発電所運営や経営に精通した人材をファンド内に抱え事業者の経営陣をサポートする従来のファンド機能に追加して、ファンドのネットワークを活用した資金調達のためのアドバイザリー機能やコンサルテ

ィング機能を活用したサポートも重要となる。

5-6-2-1. アドバイザリー機能によるサポート

複数のプロジェクトを並行して開発していくには、多額の資金調達が必要であり、プロジェクトの初期段階で発生する開発コストの対応や個別プロジェクトに拠出するエクティ負担の対応のために、戦略的な投資家の招聘が必要な場合も考えられる。事業者の趣向に合わせて各種資金調達に際して戦略投資家や金融機関を招聘するサポートは重要である。

5-6-2-2. コンサルティング機能によるサポート

一例としては、今後の政府間の交渉、契約締結に依存するが、小水力事業を日本政府とインドネシア政府間で締結される二国間スキーム事業として申請することにより、排出権クレジットの創出をサポートすることも考えられる。申請に当たっては、第三者機関によるバリデーション、申請書類作成、モニタリングの実施、第三者機関によるベリフィケーション等、事業者が独自で対応することが難しい場合も想定される。そのため、申請における第三者機関の紹介、一連の申請作業、モニタリングの実施方法に関するノウハウの提供等が想定される。

5-7. ファンド構築に必要な条件及び課題の整理

5-7-1. 既存類似ファンドの詳細分析（投資対象、投資方針、実績）

東南アジアを主な投資対象地域として、再生可能エネルギーを含むエネルギーファンドの例としては、以下の 3 つが挙げられる。

・Asia Clean Energy Fund（Armstrong Asset Management 社）
・Mekong Brahmaputra Clean Development Fund（Dragon Capital 社）
・JAIC-IDI Asian Energy Fund（Asian Energy Investments 社）

各ファンドの概要、投資対象、投資方針、並びに実績について、以下に整理する。

5-7-1-1. Asia Clean Energy Fund（Armstrong Asset Management 社）

英国を出自とするファンドマネージャーがシンガポールに立ち上げたクリーンエネルギーファンドである Asia Clean Energy Fund は、小水力案件についてグリーンフィールドを含め投資検討を行っている模様である。GP である Armstrong Asset Management 社の概要は以下のとおり。

表 5-19 Armstrong Asset Management 社の概要整理

概要	東南アジアの再生可能エネルギーを投資対象とするプライベートエクイティファンドを管理する投資マネジメント会社 欧州投資銀行（EIB）、ドイツ投資開発会社（DEG）、IFC 等が LP として出資している
沿革	2011 年　Armstrong Asset Management 社設立 2012 年 8 月　ファーストクローズ（USD65m）を、EIB のファンドオブファンズ「Global Energy Efficiency and Renewable Energy Fund」、DEG 等の出資コミットにより迎える 2013 年 5 月　IFC からの USD20m の出資を受け、セカンドクローズ
マネジメント経歴	Andrew Affleck 氏, Managing Partner クリーンエネルギーファンドの Low Carbon Investors 社 CEO、同社の前はファンドマネジメント会社の Devonshire Capital 社の共同創設者としてアジアを中心に活動し、Armstrong Asset Management 社を設立 Stephen Mahon 氏, Partner 地球物理・惑星物理学博士。Low Carbon Investors 社にて多数の投資先低炭素技術企業の Director として事業価値向上に努めた後、Armstrong Asset Management 社に参画 Edward Douglas 氏, Investment Director Siemens 社、Cummins Power 社、SP International 社、Temasek Holings 等を経て、再生可能エネルギーを投資対象としたプライベートエクイティファンド

	の FE Clean Energy Group にて Senior Investment Director として投資業務に従事

特定のクリーンエネルギー系ファンドの流れをくむマネジメントに、エンジニアリングバックグラウンドのある投資マネージャーを招くことで、再生可能エネルギー投資に対する専門性の高いチームを構成している。

Asia Clean Energy Fund の投資対象は、対象分野、対象地域、投資ステージの 3 つにおいて以下のとおり整理される。

表 5-20 Asia Clean Energy Fund の投資対象整理

対象分野	再生可能エネルギー発電事業 – 風力、太陽光、水力、バイオマス、ごみ発 – 10MW までの小規模 省資源 – 上水供給、ごみリサイクル、省エネルギー
対象地域	東南アジア（インドネシア、フィリピン、マレーシア、タイ、ベトナムを中心とする）
投資ステージ	開発フェーズ（許認可取得前）、グリーンフィールド（許認可取得後）、稼働中の 3 フェーズ

投資方針としては、ファンド期間を 10 年として、1 件当たり USD5m～12m の投資案件を、10～15 件実行し、IRR20%以上のリターンを目指す。具体的な方針は、以下の通り。

- ✓ 力強い経済ファンダメンタルズに支えられた、明確な市場ニーズがあること
- ✓ 社会的、環境的にポジティブな影響があること
- ✓ 小規模プロジェクトのポートフォリオを組むことによるリスクの最小化を行うこと
- ✓ 技術リスクは取らないこと
- ✓ 早期にキャッシュフローを生み出すことができること
- ✓ 投資において競合不在により低い価格での参入を行うこと
- ✓ 現地での業務経験者による競争優位を生かすこと
- ✓ 明確なイグジット戦略を持つこと

20%以上の IRR を目指しており、キャッシュフローを早期に生み出すことができる稼働中の案件に加えて、許認可取得前の開発フェーズの案件も投資対象とすることで、低い価格での参入を行い、アップサイドを狙っていると想定される。また、技術リスクは取らないことにより、一定のリスク限定化を図っている。

投資実績としては、2013 年 5 月に香港の Symbior Energy 社の子会社で、エネルギーディベロッパーの Symbior Solar Siam 社との戦略的協力関係を締結し、同社子会社で太陽光案件を開発、運営

する Symbior Elements 社の 60%株式を取得することを公表している。当社を通じて、タイの中央部、及び北東部における太陽光発電案件を合計 30MW 開発する予定。今年中に小水力発電プロジェクトを含め 3、4 件の投資実行を予定しているが、現状では、まだ実績の評価は難しい。

5-7-1-2. Mekong Brahmaputra Clean Development Fund（Dragon Capital 社）

ベトナムの地場金融機関である Dragon Capital 社が東南アジアのエネルギー特化型ファンドを組成しており、GP である同社の概要は以下の通り。

表 5-21 Dragon Capital 社の概要整理

概要	Dragon Capital 社は、ベトナムの地場金融機関 ベトナムを中心とする東南アジア地域に特化したファンドを複数立ち上げており、2010 年 7 月にエネルギー特化型ファンドを組成している LP として、FMO（オランダ）、BIO（ベルギー）、Finnfund（フィンランド）、ADB が出資している
沿革	1994 年　Dragon Capital 設立 1995 年　Dragon Capital として第 1 号となる Vietnam Enterprise Investments（アイルランド証券取引所に上場）を設立 2005 年　日本の投資家からの出資により Vietnam Dragon Fund（アイルランド証券取引所に上場）を設立 2010 年　エネルギーに特化した Mekong Brahmaputra Clean Development Fund を設立（7 月設立）
マネジメント経歴	Dominic Scriven 氏、CEO M&G（英国）、シティコープ社（香港）、Sun Hung Kai 社（香港）を経て、ベトナムに移住し、1994 年に Dragon Capital 社を創設 Alex Pasikowski 氏、Deputy CEO Morgan Stanley に入社後、ロンドン、ニューヨーク、東京、香港にて勤務し、豪州・パシフィック、東南アジアの自己勘定取引の責任者となった。その後、Swiss Bank 社、Lehman Brothers 社、ドイツ証券を経て、2001 年より Dragon Capital グループに参画。

Dragon Capital は、元々ベトナムの地場金融機関であることから、金融のバックグラウンドを有するマネジメントを中心にメンバーが構成されている。Mekong Brahmaputra Clean Development Fund の投資対象は、対象分野、対象地域の 2 つにおいて以下のとおり整理される。

表 5-22 Mekong Brahmaputra Clean Development Fund の投資対象整理

対象分野	再生可能エネルギー発電事業、省エネルギー、水処理・ごみ処理
対象地域	ベトナム、タイ、ラオス、カンボジア、ネパール、ブータン、バングラデシュ、スリランカ

投資対象地域は、ベトナムを中心に、スリランカを除き、陸続きの近隣国を対象としており、インド、中国といった巨大な市場は対象としていない。

投資方針としては、トリプルボトムラインと呼ばれる、企業の経済的側面、社会的側面、環境的側面の原則を満たし、各投資案件が環境にポジティブな影響をもたらし、持続的発展に貢献することを目指している。経済的側面の具体的な投資方針としては、10 年間の投資期間において、投資案件 1 件当たり USD1m～7m の投資規模、IRR15%以上のリターンを目指している。

本ファンドは、これまで以下の 3 件の投資実績を有する。

表 5-23 Mekong Brahmaputra Clean Development Fund の投資実績

プロジェクト／会社名	場所	種別	規模	備考
Hoa Phu 水力発電プロジェクト	ベトナム	水力発電	29MW	Vietcombank よりデット調達
Electricite du Laos Generation Plc.	ラオス	発電事業者	－	ラオスの国有電力 EdL の発電子会社
Phnom Penh Water Supply Authority (PPWSA)	カンボジア	水供給	330,000m/day	

5-7-1-3. JAIC-IDI Asian Energy Fund（Asian Energy Investments 社）

日本のベンチャーキャピタルである日本アジア投資株式会社（JAIC 社）と、みずほグループの子会社でエネルギーと環境に特化しているアドバイザリー会社の株式会社インダストリアル・ディシジョンズ（IDI 社）は、東南アジアのエネルギーファンドを組成しており、同ファンドは現在日系ファンドマネジメント会社の Asian Energy Investments 社（AEI 社）が引き継いでいる。同社の概要は以下の通り。

表 5-24 Asian Energy Investments 社の概要整理

概要	Asian Energy Investments 社は、エネルギーに特化した日系のファンドマネジメント会社 シンガポールを拠点として、金融とエネルギーのバックグランドの人材が集まり、東南アジア地域に特化したファンドを保有しており、現在は石炭ファンド、再生可能エネルギーファンド、新エネルギーファンドのファンドレイズを行っている
沿革	2008 年　JAIC 社と IDI 社で JAIC-IDI Asian Energy Fund（JIAEF）を設立 2011 年　タイのバイオマス発電事業者に投資 2011 年　インドネシアの小水力発電プロジェクトに投資 2012 年　GP 機能を Asian Energy Investments 社に移管

マネジメント経歴	河田一郎氏、Managing Director 日本アジア投資にて、タイに 1 年、インドネシアに 4 年、シンガポールに 7 年駐在し、当地の事業への投資実績、当地金融機関との共同ファンド設立の実績等を有する。 笠原崇広氏、Director 日本興業銀行を経て、IDI に入社。これまでに 3 つのエネルギーインフラファンドを設立しており、金融セクター、ファンド投資等に 10 年以上の経験を有する。

AEI 社は、JAIC-IDI Asian Energy Fund の流れを継いでおり、東南アジア、金融、エネルギーを軸とした人材がマネジメントを行っている。JAIC-IDI Asian Energy Fund の投資対象は、対象分野、対象地域の 2 つにおいて以下のとおり整理される。

表 5-25 JAIC-IDI Asian Energy Fund の投資対象整理

対象分野	再生可能エネルギー発電事業を中心としたエネルギープロジェクト、もしくはエネルギー関連企業
対象地域	日本を除くアジア地域

投資方針としては、アジア諸国の経済成長を背景に、環境・エネルギーの切り口でポートフォリオを構築。ハンズオンで事業者のサポートを行い、価値向上を目指す。本ファンドは 2 件の投資を実行し、現在は運用期間に入っている。

本ファンドは、これまで以下の 2 件の投資実績を有する。

表 5-26 JAIC-IDI Asian Energy Fund の投資実績

プロジェクト／会社名	場所	種別	規模	備考
バイオマス発電事業者	タイ	バイオマス発電	6MW＋3.5MW	―
小水力発電プロジェクト	インドネシア	小水力発電	7.5MW	グリーンフィールド

5-7-2. 関連法規に関する条件及び課題[40]

日本法に基づきエネルギーファンドを組成、運用する場合には、主に投資事業有限責任組合契約に関する法律、並びに金融商品取引法に基づいた手続きが必要となる。投資事業有限責任組合の組成、及び運用は、金融商品取引法第 63 条第 2 項に定める適格機関投資家等特例業務として行われることが多い。ファンドの組成、運用のそれぞれについて、以下の点を充足することが必要となる。

[40] 経済産業省「投資事業有限責任組合モデル契約」平成 22 年 11 月

＜ファンド組成時＞[41]

① 組成時に、有限責任組合員が 500 名未満であること[42]

② 組成時に、有限責任組合員に不適格投資家[43]がいないこと

③ 組成時に、有限責任組合員に 1 名以上の適格機関投資家がいること

④ 組成時に、適格機関投資家以外の有限責任組合員が 49 名以下であること[44]

⑤ 組合員となった日において適格機関投資家であった有限責任組合員が保有する組合持分について、適格機関投資家に譲渡する場合以外の譲渡が、組合契約において禁止されていること[45]

⑥ 組合員となった日において適格機関投資家以外の者であった有限責任組合員が保有する組合持分について、他の一の者に一括して譲渡する場合以外の譲渡が、組合契約において禁止されていること[46]

＜ファンド運用時＞

① 運用期間中継続して、不適格投資家が有限責任組合員とならないこと

② 運用期間中継続して、有限責任組合員に 1 名以上の適格機関投資家がいること

③ 運用期間中継続して、適格機関投資家以外の有限責任組合員が 49 名以下であること[47]

上記の点については、出資を検討するファンドの GP に確認が必要となり、具体的には投資事業有限責任組合契約に関する法律に基づいて作成される投資事業有限責任組合契約等で担保することができる。

出資を検討しているファンドがオフショアの私募ファンドである場合においても、日本の投資家が出資を行う場合には、同様に金融商品取引法が適用される。オフショアファンドに出資を検討している日本の投資家が適格機関投資家ではなく、かつ、他に適格機関投資家がいない場合、ファンド GP は金融商品取引業者（第二種金融商品取引業、投資運用業）の登録を行わなくてはならない。そのため、適格機関投資家を招へいするか、既存投資家が適格機関投資家の申請を行うことにより、オフショアファンドの GP が適格機関投資家等特例業務の届け出を行うパターンが散見される。以上は、形式的な要件としてのファンドの条件となる。

他方で、実務的にどのようにファンドの投資意思決定等に関与し、ファンドを活用するかも、重要な課題のひとつである。基本的に、LP 投資家は GP に投資判断を委ねることとなり、投資決定が行われる投資委員会に委員として参加はしない。しかし、可能な限り意思決定に影響を及ぼすことを希望する投資家、及び投資案件の情報を入手し、共同投資の検討等を行いたい戦略投資家は、アドバイザリー委員会などの諮問機関の設立を GP に求めることがある。このような投資家は、アドバイザリー委員会を通じて GP に対して意見を述べることで、一定の影響力を確保することを企図している。ただし、諮問機関への参加は、通常一定規模以上の出資額を有する投資

[41] 金融商品取引法第 63 条第 1 項第 1 号
[42] 金融商品取引法第 2 条第 3 項第 3 号、同法施行令第 1 条の 7 の 2。但し、④に該当することを要する。
[43] 金融商品取引法第 63 条第 1 項第 1 号イからハまでのいずれかに該当するものをいう
[44] 金融商品取引法施行令第 17 条の 12 第 1 項及び第 2 項
[45] 金融商品取引法施行令第 17 条の 12 第 3 項第 1 号
[46] 金融商品取引法施行令第 17 条の 12 第 3 項第 2 号イ
[47] 金融商品取引法施行令第 17 条の 12 第 1 項及び第 2 項

家[48]に限られることが一般的であり、参加資格については組合契約により規定されているため、留意が必要である。このような取り組みは、ファンド組成の初期段階において調整しなくては、他 LP も含めたステークホルダーとの調整が難しくなってしまう。そのため通常は、ファンド組成時の投資事業有限責任組合契約に織り込むことが必要となる。

5-7-3. その他の課題の整理

エネルギーファンドによる投資実績が豊富な欧米と比べると、東南アジア地域に特化したエネルギーファンドは、まだ緒に就いたばかりである。一般的に、エネルギーインフラは長期安定的なキャッシュフローを生み出すことから、潜在的には年金等の機関投資家の投資対象となりうると考えられる。しかしながら、エネルギーアセットが流動化していない市場においては、開発フェーズにある案件への投資が中心となり、開発リスク、建中リスクを取る必要が出てくる。こうしたリスクをエネルギーファンドが積極的に取ることは、開発を促進する社会的意義がある一方で、投資家がつき難いというジレンマを抱えることとなる。

本調査において例示してきたように、既に相応の規模に達している東南アジアのエネルギーファンドは、開発金融機関のサポートを得ている。開発金融機関の出資サポートがシードマネーとなり、他の機関投資家も参画可能となれば、エネルギーファンドも相応の規模のプロジェクトに複数投資可能となり、安定的なポートフォリオを構築しやすくなるということのみならず、エネルギーマーケットの活性化にも資するものと考えられる。

[48] Cornerstone Limited Partner 等と呼ばれることがある

第6章 まとめ

インドネシアでは増大する電力需要を背景に、政府は「第二次クラッシュプログラム」を策定、電力供給量の強化を目指している。従来は石炭を中心とする電源開発が主軸であったが、今次プログラムでは小水力発電を始めとする再生可能エネルギーにも焦点を当てている。具体的には、FIT 制度の導入により、小規模の水力、風力、太陽光、バイオマス、並びに規模には制限のない地熱案件においては、PLN との交渉なしで長期固定価格の PPA を締結することが可能となっている。

再生可能エネルギーの中でも、水力の開発ポテンシャルは 75GW 程度と大きく、かつ他の発電種別に比べて開発の実績を有する。更に、小水力発電案件の開発は、組成については初期投資額が小さく、また組成期間も短いというメリットも存在する。以上のとおり、制度、ポテンシャルの両面においてインドネシアの小水力発電案件の開発が進む条件が揃っており、再生可能エネルギーの普及、また電源開発という 2 つの観点からも非常に有用な手段であることが、これまでの調査において明らかとなっている。

しかしながら、小水力発電案件開発は必ずしも順調に進んでいるとは言えず、①事業者の信用力、②地場金融機関によるプロジェクトのリスク評価能力、③事業者の技術・エンジニアリング面軽視などが散見され、課題も有している。そのため、開発案件の検討においてはファイナンス面だけでなく、技術面、環境社会面など、多面的な確認が重要となっている。

本調査では、許認可取得、PLN との PPA 締結といった面で実現性の高い案件を選定した上で、技術面、環境社会面、ファイナンス面において調査を実施した。本調査において明らかになった、Lae Ordi II 地点における小水力発電事業準備調査における技術面、環境社会面、及びファイナンス面としての事業スキーム・資金調達方法に関する調査結果のまとめと課題は以下の通りである。

第一に技術面の調査では、有効落差は損失落差の計算を行い確認したところ、計画緒元値と整合した。現地計画と同じ最大使用水量を使用した場合、発電出力は現地計画 10,000kW に対し、本調査では適切な容量は 10,300kW と算出された。また、発電電力量は、現地資料と比較し、発電出力、発電効率、維持流量設定方法等の計算条件が異なるものの、その差は 760MWh 程度とほぼ同等の値となった。導水路の通水能力については、水理計算の結果、十分通水可能であることが分かった。水槽規模についても、十分な容量を確保できている。

一方、主要な課題点として、以下の点が挙げられる。①雨量データの信頼性、流量データに換算するモデルの精度及び妥当性の評価が必要なこと、②流量について計画地点での簡易な実測を行い、データの信頼度を確認すること、③経済性評価は構造物の設計についての検討、施工計画も考慮することで、精度の高い工事費算定を行う必要があること、④有効落差について、施工性、経済性等総合的観点から最適な導水路設計を行うことで経済性を向上させられること、などである。今後の投融資検討においては、詳細設計にて以上のような点に関する再検討結果を確認することが必要となる。

第二に環境社会配慮に関する調査では、汚染対策面では、工事中の大気汚染、水質汚濁、廃棄物、土壌汚染、騒音・振動が考えられるが、影響は軽微であると想定される。自然環境面では、計画地の陸上部は二次林・耕作地であり、保護区は存在しておらず、今次調査において希少種に関する情報も確認されていない。社会環境面では、地域住民に対する説明会は 3 回実施されており、補償金額についての合意を得ている。本プロジェクトにより、15 世帯が影響を受けるが、用地取得に伴う住民移転は発生しない。地域コミュニティは予想される正の影響から、本事業を歓迎している。今後の環境マネジメント計画、及びモニタリング計画の適切な実施により、負の影響は軽減・最小化され、正の影響は最大化されるものと考えられる。

最後に事業スキーム・資金調達方法に関しては、EPC コスト、金融機関からの調達コスト、運営コスト等が確定しておらず類似案件を参考に暫定的数値を使用して事業性判断を行った。その結果、PLN との PPA 契約に基づいた想定通りの発電所運営を行うことが可能となれば、安定的な売電収入を原資として、シニア・メザニンレンダーへの借入金返済が可能となることが確認出来ており、本件の事業性は満たされているとの結論に達している。

今後の課題としては、本事業の事業化に向けた段階でのコストの確定及びその根拠の確認、事業者による確実な資金拠出の確認、並びにシニアレンダーの選定、具体的な条件・金額の継続確認等が挙げられる。

以上のとおり、本案件を実現していく上での課題、留意点が本調査において明らかとなった。今後は、以下のような課題をクリアして、適切なストラクチャーを組成することが求められる。

＜技術面の課題＞

- 雨量データの信頼性、流量データに換算するモデルの精度及び妥当性の評価
- 簡易実測や構造物の設計、施工計画を考慮した上でのプロジェクションの精緻化
- 詳細設計における、一部レイアウト変更の検討

＜環境社会面の課題＞

- 環境マネジメント計画、及びモニタリング計画の適切な実施

＜ファイナンス面の課題＞

- EPC 等のコストの確定／根拠の確認
- 事業者による確実な資金拠出の確認
- シニアレンダーの選定／条件の継続確認

今後も、実績を有す日本の技術コンサル会社による FS レビュー等による案件への関与、及び JICA 海外投融資、日系エネルギーファンド等を含めた本邦資金の活用検討を行うことにより、プロジェクトの実現性向上が可能になると考えられる。また、このように技術面と資金面の両方でのサポートをインドネシアの小水力事業者に提供することにより、同国における小水力発電案件の開発促進を図ることができるものと思われる。

別添資料 L4-1
損失落差計算書（Lae OrdiⅡ地点）

現地設計における

第１章　損失落差の計算

第１節　取水口における損失落差

１．流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに　h_e: 流入による損失落差　(m)
f_e: 流入損失係数　0.1
V_1: 流入前流速　(m/s)
V_2: 流入後流速　(m/s)

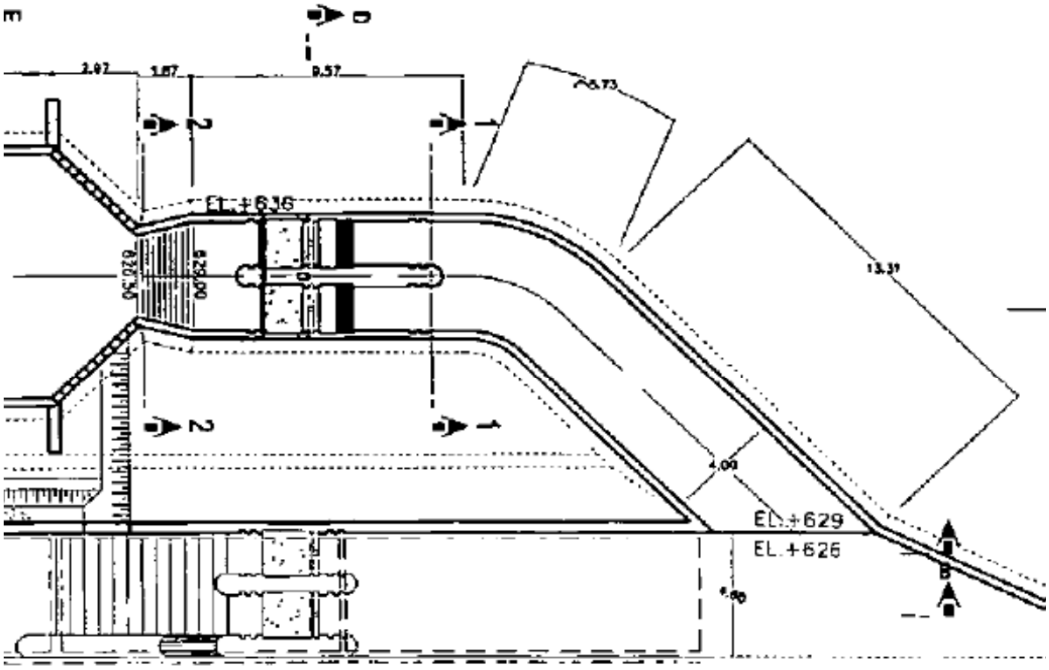
いま、V_1=0とみなせるから次式に変形できる。

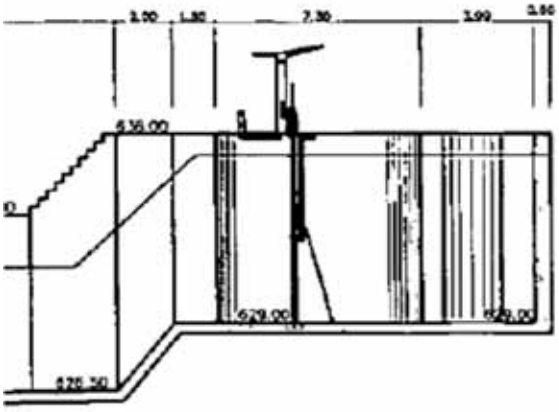
$$h_e = (1 + f_e) \cdot \frac{V_2^{\ 2}}{2g}$$

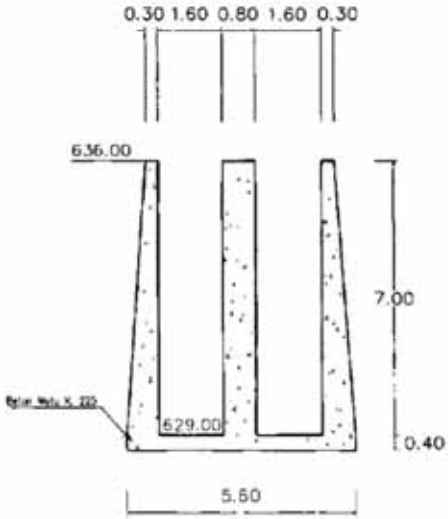
流入による損失落差は次表のとおりである.

項　目	上流水位 WL_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	取水口敷 Z_2 (m)					
最　大	631.000	630.854	629.000					
常　時	631.000	630.968	629.000					

項　目	流　量 Q (m^3/s)	取水口全幅 B (m)	下流水深 H_2 (m)	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\ 2}/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 h_e (m)	
最　大	11.630	4.000	1.854	1.568	0.125	1.170	0.146	0.000
常　時	5.710	4.000	1.968	0.725	0.027	1.170	0.032	0.000







POTONGAN 1 - 1

・限界水深の算定

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot②$$

限界水深	:hc	(m)	
使用水量	:Q	(m^3/s)	
流速分布補正係数	: α =	1.0	
重力加速度	:g=	9.8	(m^2/s)
水路幅	:B=	4.000	(m)
側壁勾配	:m=	0.000	
流積	:A=(B+m・hc)hc		(m^2)
水面幅	:T=B+2m・hc		(m)

平均流速：$V=Q/A$、水理水深:$D=A/T$を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad \cdots\cdot③$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdot④$$

$$D = \frac{A}{T} \quad \cdots\cdot⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot⑥$$

となるので、⑥式を満足する　h を hc とする

項　目	流　量 Q (m^3/s)	限界水深 h_c (m)	水路幅 B (m)	補正係数 α	流　積 A (m^2)	左　辺 $\alpha Q^2/g$	右　辺 A^3/T	左辺-右辺
最　大	11.630	0.952	4.000	1.000	3.808	13.802	13.802	0.000
常　時	5.710	0.592	4.000	1.000	2.370	3.327	3.327	0.000

2．ピアーによる損失落差

$$h_p = \frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{C^2 B_2^2 (H_1 - h_3)^2} - \frac{1}{B_1^2 H_1^2}\right]$$

ここに

h_p:	ピアーによる損失落差		(m)
Q:	流量		(m^3/s)
C:	ピアーの形状による係数	0.92	(m/s)
B_1:	ピアー直前の水路幅	4.00	(m)
B_2:	水路幅からピアー幅総計を控除した幅		
t:	ピアー１基の幅	0.80	(m)
H_1:	ピアー上流側の水深		

いま、 $h_p/H_1=0$ と仮定して、 h_p を次式で求める。

$$h_p = \left\{\frac{1}{C^2}\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 - 1\right\}\frac{V_1^2}{2g}, \quad V_1 = \frac{Q}{B_1 H_1}$$

これを第１近似値として両辺が一致するよう試算する.
各使用水量時のピアーによる損失落差は次表のとおりである。

項　目	上流水位 WL_1 (m)	取水口敷 Z_1 (m)	上流水深 H_1 (m)	直前水路幅 B_1	控除水路幅 B_2	ピアー係数 C	$C^2 B_2^2$	$B_1^2 H_1^2$
最　大	630.854	629.000	1.854	8.000	7.200	0.920	43.877	219.988
常　時	630.968	629.000	1.968	8.000	7.200	0.920	43.877	247.874

項　目	流　量 Q (m^3/s)	$Q^2/2g$	損失落差 h_p	下流水深 H_2	下流水位 WL_2 (m)	$h_{p'}$		h_p-h_p'
最　大	11.630	6.901	0.015	1.839	630.839	0.015		0.000
常　時	5.710	1.663	0.003	1.965	630.965	0.003		-0.000

3．取水口における損失落差の合計

$$h_I = h_e + h_p + h_c$$

ここに

h_e:	流入による損失落差	(m)
h_p:	ピアーによる損失落差	(m)
h_c:	余裕	(m)

取水口における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		計画	推奨
流入	h_e	0.146	0.032
ピアー	h_p	0.015	0.003
余裕	h_c	0.285	0.324
計	h_I	0.446	0.359

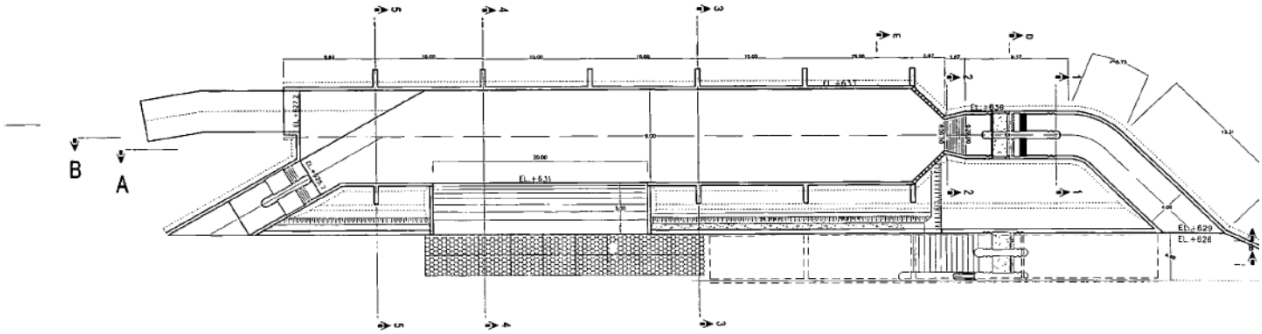
取水路始点における水位は次のとおりである.

使用水量ケース	計画	推奨
取水口始点水位	631.000	631.000
取水口損失落差	0.446	0.709
沈砂池始点水位	630.554	630.291

第２節　沈砂池における損失落差

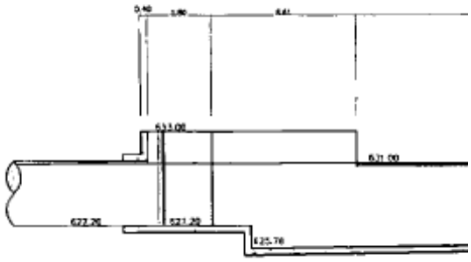
１．断面変化による損失落差

沈砂池の流入部では、漸拡により
・流入後流速V_2＜流入前流速V_1
となることから、速度水頭差がマイナスになる。また、流速が遅く
漸拡による断面変化損失水頭も無視できるので
・損失落差　0
とする。



2. 流入による損失落差

沈砂池から導水路に流入する箇所の損失落差を計上する。



$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに　h_e: 流入による損失落差　(m)
f_e: 流入損失係数　0.2
V_1: 流入前流速　(m/s)
V_2: 流入後流速　(m/s)

いま、V_1=0とみなせるから次式に変形できる。

$$h_e = (1 + f_e) \cdot \frac{V_2^{\ 2}}{2g}$$

流入による損失落差は次表のとおりである.

項　目	上流水位 WL_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	水路敷 Z_2 (m)					
最　大	630.554	630.507	627.200					
常　時	630.291	630.278	627.200					

項　目	流　量 Q (m^3/s)	導水路幅 B (m)	下流水深 H_2 (m)	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\ 2}/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 h_e (m)	WL_1-WL_2-h_e
最　大	11.630	4.000	3.307	0.879	0.039	1.200	0.047	0.000
常　時	5.710	4.000	3.078	0.464	0.011	1.200	0.013	0.000

沈砂池における損失落差は次のとおりである。

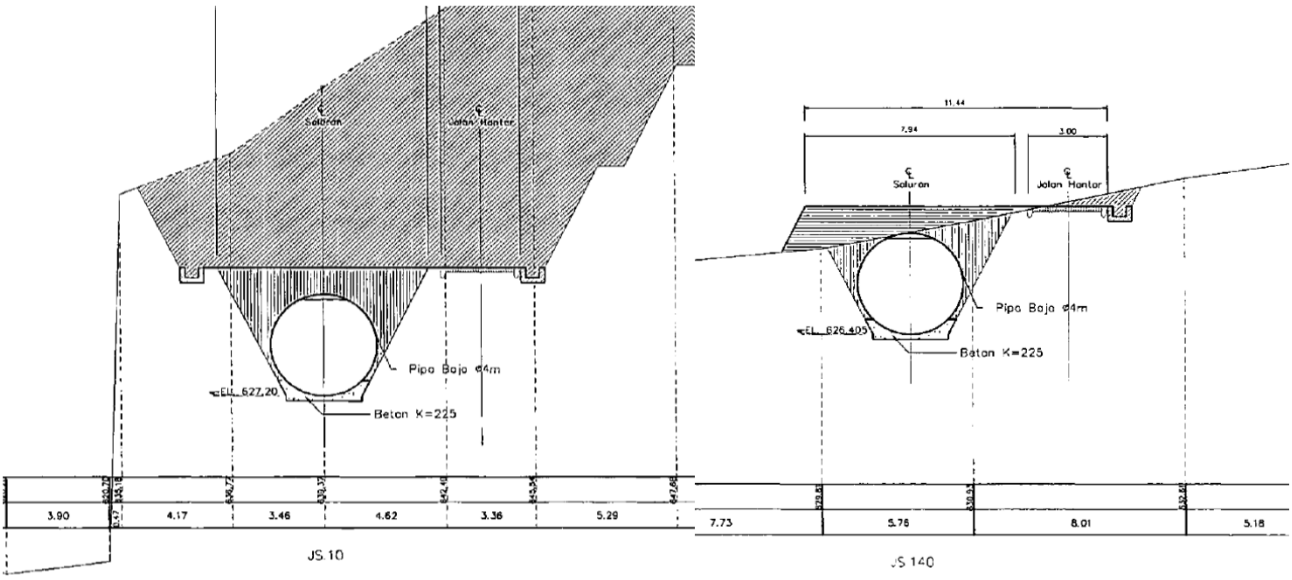
損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面変化	h_{ge}	0.000	0.000
流入	h_e	0.047	0.013
余裕	h_c	0.000	0.000
計	h_{II}	0.047	0.013

第３節　導水路における損失落差

1. 導水路勾配による損失落差

導水路における損失落差は、始点水位と終点水位（水槽水位）の差分とする。
導水路始点水位は水槽からの背水計算により算定する。

名称	測点 SP.m	区間延長 m	水路勾配		始点敷高 EL.m	終点敷高 EL.m
導水路始点	JS 10	2426.37	3052.04	0.0328‰	627.200	626.400
導水路終点	JS140					



水路径　　*D:*　　4.00 m
粗度係数　　*n:*　　0.013

2．導水路始点水位の算定

各測点における水位は、以下のとおりである。

使用水量ケース			最大	11.63	常時	5.71
名称	測点 SP.m	延長 m	損失落差 m	算定水位 EL.m	損失落差 m	算定水位 EL.m
導水路始点	JS 10	2426.37	0.307	630.507	0.078	630.278
導水路終点	JS140	0.00		630.200		630.200

導水路の終点水路は、水槽水位（余水吐き越流頂標高）とする。

$$h_{IV} = WL_1 - WL_2$$

WL_1: 導水路始点水位　　*(m)*
WL_2: 導水路終点水位（水槽水位）　　*(m)*

導水路における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
導水路始点水位	WL_1	630.507	630.278
導水路終点水位（水槽水位）	WL_2	630.200	630.200
計	h_{IV}	0.307	0.078

マニングの式を満足する水深を求める。

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{\sqrt{I}} \quad \cdots\cdots ①$$

等流水深の算定

等流水深	:h_o		(m)
使用水量	:Q		(m^3/s)
水路勾配	:I=	0.00033	
マニング粗度係数	:n=	0.013	
水路径	:D=	4.000	(m)
流積	:A		(m^2)
潤辺	:S		(m)
径深	:$R=A/S$		(m)

項　目	流　量 Q (m^3/s)	右　辺 $Q \cdot n/I^{0.5}$	等流水深 h_0 (m)	流　積 A (m^2)	潤　辺 S (m)	径　深 R (m)	左　辺 $AR^{2/3}$	左辺-右辺
最　大	11.630	8.353	2.383	7.807	7.055	1.107	8.353	0.000
常　時	5.710	4.101	1.572	4.585	5.421	0.846	4.101	0.000

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdots ②$$

限界水深の算定

限界水深	:hc	(m)	
使用水量	:Q	(m^3/s)	
流速分布補正係数	: α =	1.0	
重力加速度	:g=	9.8	(m^2/s)
水路幅	:B=	4.000	(m)
流積	:A		(m^2)
水面幅	:T		(m)

平均流速：$V=Q/A$、水理水深:$D=A/T$を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad \cdots\cdots ③$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots ④$$

$$D = \frac{A}{T} \quad \cdots\cdots ⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdots ⑥$$

となるので、⑥式を満足する　h を hc とする

項　目	流　量 Q (m^3/s)	限界水深 h_c (m)	水面幅 T (m)	補正係数 α	流　積 A (m^2)	左　辺 $\alpha Q^2/g$	右　辺 A^3/T	左辺-右辺
最　大	11.630	1.352	3.784	1.000	3.738	13.802	13.802	0.000
常　時	5.710	0.937	3.389	1.000	2.242	3.327	3.327	0.000

導水路水面追跡計算

$$\left(\frac{\alpha_2 Q^2}{2gA_2^2}+h_2+z_2\right)-\left(\frac{\alpha_1 Q^2}{2gA_1^2}+h_1+z_1\right)=-\frac{1}{2}\left(\frac{Q^2}{K_1^2}+\frac{Q^2}{K_2^2}\right)(L_2-L_1)$$

断面形　円形
水路径　D:　4.000 (m)

粗度係数　n: 0.013
水路勾配　i: 0.00033
補正係数　α:　1.000

最大

流量　Q:　11.630 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)	
1	0.00		3.8000	12.3315	1.1458	0.9431	630.200	626.400	630.2454	1038.673		
2	100.00	100.00	3.7795	12.2948	1.1522	0.9459	630.212	626.433	630.2579	1039.466	0.0125	0.000
3	200.00	100.00	3.7589	12.2565	1.1582	0.9489	630.224	626.466	630.2704	1039.806	0.0125	0.000
4	400.00	200.00	3.7178	12.1752	1.1689	0.9552	630.249	626.531	630.2954	1039.261	0.0250	0.000
5	600.00	200.00	3.6767	12.0883	1.1782	0.9621	630.273	626.597	630.3205	1037.270	0.0251	0.000
6	800.00	200.00	3.6357	11.9963	1.1861	0.9695	630.298	626.662	630.3458	1034.012	0.0252	0.000
7	1,000.00	200.00	3.5948	11.8999	1.1930	0.9773	630.322	626.728	630.3712	1029.633	0.0254	0.000
8	1,200.00	200.00	3.5541	11.7996	1.1988	0.9856	630.347	626.793	630.3969	1024.260	0.0257	0.000
9	1,400.00	200.00	3.5137	11.6958	1.2036	0.9944	630.372	626.859	630.4229	1017.999	0.0259	0.000
10	1,600.00	200.00	3.4736	11.5890	1.2076	1.0035	630.398	626.924	630.4492	1010.950	0.0263	0.000
11	1,800.00	200.00	3.4338	11.4797	1.2109	1.0131	630.424	626.990	630.4759	1003.200	0.0267	0.000
12	2,000.00	200.00	3.3944	11.3682	1.2134	1.0230	630.450	627.055	630.5031	994.831	0.0271	0.000
13	2,200.00	200.00	3.3554	11.2550	1.2152	1.0333	630.476	627.121	630.5307	985.920	0.0276	0.000
14	2,426.37	226.37	3.3119	11.1253	1.2166	1.0454	630.507	627.195	630.5626	975.269	0.0318	0.000
計	2,426.37						630.507				0.3169	

常時

流量　Q:　5.710 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)	
1	0.00		3.8000	12.3315	1.1458	0.4630	630.200	626.400	630.2109	1038.673		
2	100.00	100.00	3.7704	12.2780	1.1550	0.4651	630.203	626.433	630.2142	1039.671	0.0030	0.000
3	200.00	100.00	3.7405	12.2207	1.1632	0.4672	630.206	626.466	630.2171	1039.753	0.0030	0.000
4	400.00	200.00	3.6810	12.0976	1.1773	0.4720	630.212	626.531	630.2234	1037.539	0.0060	0.000
5	600.00	200.00	3.6217	11.9637	1.1886	0.4773	630.218	626.597	630.2299	1032.630	0.0061	0.000
6	800.00	200.00	3.5619	11.8190	1.1977	0.4831	630.224	626.662	630.2359	1025.356	0.0062	0.000
7	1,000.00	200.00	3.5024	11.6660	1.2048	0.4895	630.230	626.728	630.2422	1016.087	0.0063	0.000
8	1,200.00	200.00	3.4428	11.5049	1.2102	0.4963	630.236	626.793	630.2486	1005.026	0.0064	0.000
9	1,400.00	200.00	3.3837	11.3375	1.2140	0.5036	630.242	626.859	630.2553	992.452	0.0065	0.000
10	1,600.00	200.00	3.3250	11.1647	1.2162	0.5114	630.249	626.924	630.2625	978.548	0.0067	0.000
11	1,800.00	200.00	3.2660	10.9851	1.2172	0.5198	630.256	626.990	630.2696	963.315	0.0069	0.000
12	2,000.00	200.00	3.2072	10.8002	1.2169	0.5287	630.263	627.055	630.2768	946.942	0.0071	0.000
13	2,200.00	200.00	3.1486	10.6108	1.2154	0.5381	630.269	627.121	630.2842	929.579	0.0074	0.000
14	2,426.37	226.37	3.0826	10.3918	1.2124	0.5495	630.278	627.195	630.2930	908.894	0.0087	0.000
計	2,426.37						630.278				0.0804	

第４節　水槽における損失落差

１．急拡による損失落差

$$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$f_{se} = \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

ここに

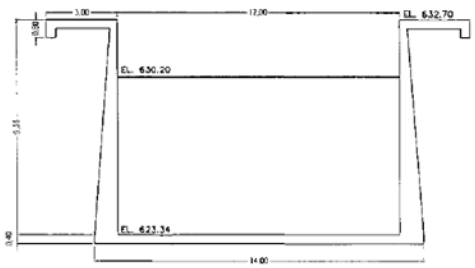
h_{se}: 断面急拡による損失落差 (m)
f_{se}: 急拡損失係数
V_1: 急拡前の流速 (m/s)
V_2: 急拡後の流速 (m/s)

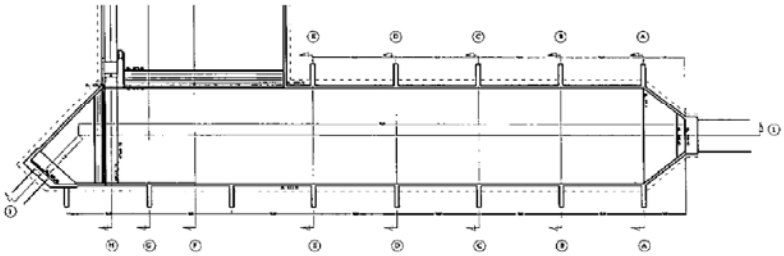
D: 急拡前水路径 4.00 (m)

項　目	上流水位 WL_1 (m)	上流敷 Z_1 (m)	上流水深 H_1 (m)	上流断面積 A_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	下流敷 Z_2 (m)	下流水深 H_2 (m)	下流有効幅 B_2 (m)
最　大	630.200	626.400	3.800	12.331	630.200	623.340	6.860	12.000
常　時	630.200	626.400	3.800	12.331	630.200	623.340	6.860	12.000

項　目	流　量 Q (m^3/s)	急拡前流速 V_1 (m/s)	速度水頭 $V_1^2/2g$	急拡後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 f_{se}	損失落差 h_{se} (m)	WL_1-WL_2-h_2
最　大	11.630	0.943	0.045	0.141	0.001	0.723	-0.043	0.043
常　時	5.710	0.463	0.011	0.069	0.000	0.723	-0.011	0.011

V_2<V_1により、速度水頭差がマイナスになるので、損失落差に計上しない





DENAH HEAD POND

２．水槽における損失落差の合計

$$h_V = h_{se} + h_c$$

ここに

h_{se}: 断面急拡による損失落差 (m)
h_c: 余裕 (m)

水槽における損失落差の合計は，次表のとおりである．

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面急拡	h_{se}	0.000	0.000
余裕	h_c	0.000	0.000
計		0.000	0.000

第５節　水圧管路における損失落差

１．流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

ここに　h_e: 流入による損失落差　(m)
f_e: 流入損失係数　0.050　ベルマウス
V_2: 流入後流速　(m/s)
D: 管路直径　(m)
A: 管路断面積　(m^2)

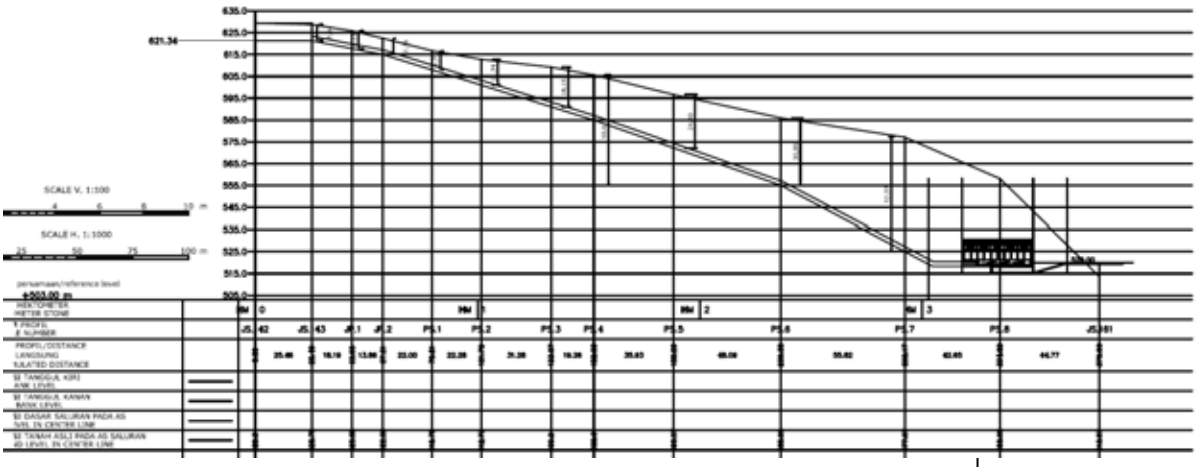
各使用水量時の流入による損失落差は次表のとおりである.

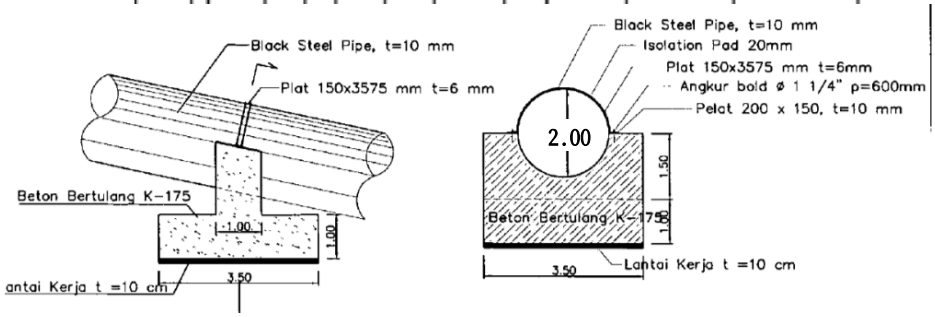
項　目	流　量 $Q/(m^3/s)$	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失係数 f_e	損失落差 h_e (m)	
最　大	11.630	2.000	3.142	3.701	0.699	0.050	0.035	
常　時	5.710	2.000	3.142	1.817	0.168	0.050	0.008	

２．摩擦による損失落差(分岐前)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに　h_f: 摩擦による損失落差　(m)
f: 摩擦損失係数
V: 管内流速　(m/s)
D: 管路直径　2.400　(m)
L: 管路延長　(m)





円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{1/3}$$

ここに　　n: マニングの粗度係数　　0.012

各管径における摩擦損失係数は次表のとおりである.

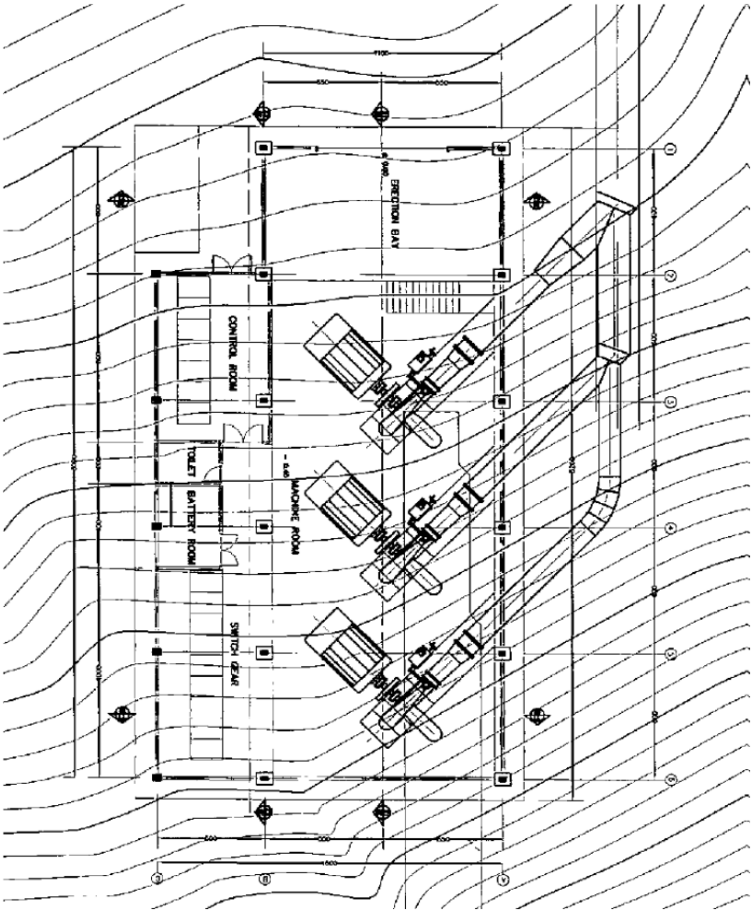
No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 $A(m^2)$	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$
1	2.000	310.00	3.142	0.012	0.0142	2.201

各使用水量時の摩擦による損失落差（分岐前）は次表のとおりである.

No.	最大	11.630		常時	5.710	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)
1	3.701	0.699	1.538	1.817	0.169	0.372
計		h_2 =	1.538		h_2 =	0.372

３.分岐による損失落差

最大時には水車３台で発電するので、分岐後は１／３流量で損失落差を計算する。
常時には水車２台で発電するので、分岐後は１／２流量で損失落差を計算する。

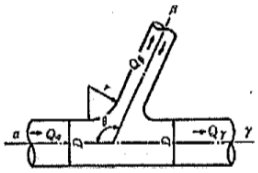


$D_{\alpha 1}$: 管路直径(分岐１本管)　2.000 (m)
$D_{\beta 1}$: 管路直径(分岐１支管)　1.200 (m)
$D_{\alpha 2}$: 管路直径(分岐２本管)　1.600 (m)
$D_{\beta 2}$: 管路直径(分岐２支管)　1.200 (m)
$D_{\gamma 2}$: 管路直径(分岐後本管)　1.200 (m)

ρ: 曲線半径　2.000 (m)
θ: 曲線中心角（分岐角）　45.000 °

分岐による損失水頭

$$h_1 = H_\alpha - H_\beta = f_\beta \cdot \frac{V_\alpha^{\ 2}}{2g}$$



分流管，合流管

ここに，H_α：管αの全水頭（m）

H_β：管βの全水頭（m）

V_α：分岐前流速（m/s）

f_β：分流による損失係数(支管)

$$= 0.95(1-q_\beta)^2 + q_\beta^{\ 2}\left(1.3\cdot\cot\frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4-0.1\phi}{\phi^2}\right)\left(1-0.9\sqrt{\frac{\rho}{\phi}}\right) + 0.4q_\beta(1-q_\beta)\left(1+\frac{1}{\phi}\right)\cot\frac{\theta}{2}$$

f_γ：分流による損失係数(本管) $= 0.58\,q_\beta^{\ 2} - 0.26\,q_\beta + 0.03$

q_β：支管流量Q_βと分流前流量Q_αとの比$= Q_\beta / Q_\alpha$

Q_α：分岐前流量

Q_β：分管流量

ρ：支管と本管の接続部面取り半径rと本管直径D_αとの比$= r / D_\alpha$

$r = 0$ より $\rho = 0$

θ：本管と支管の交角（°）

ϕ：本管と支管の断面積比 $= A_\beta / A_\alpha$

分岐１

ケース	$Q\gamma$	$Q\beta$	$Q\alpha$	$q\beta$	$A\alpha$	$A\beta$	ϕ	θ
最　大	7.753	3.877	11.630	0.333	3.142	1.131	0.360	45
常　時	2.855	2.855	5.710	0.500	3.142	1.131	0.360	45

ケース	ρ	Va	$Va^2/2g$		$f\beta$	$f\gamma$	h_{1A}	h_{1A}'
最　大	1.00	3.701	0.699		0.877	0.008	0.613	0.005
常　時	1.00	1.817	0.168		0.349	0.045	0.059	0.008

分岐2

ケース	$Q\gamma$	$Q\beta$	$Q\alpha$	$q\beta$	$A\alpha$	$A\beta$	ϕ	θ
最　大	3.877	3.877	7.753	0.500	3.142	1.131	0.360	45
常　時	-	2.855	2.855	1.000	3.142	1.131	0.360	45

ケース	ρ	Va	$Va^2/2g$		$f\beta$	$f\gamma$	h_{1A}	h_{1A}'
最　大	1.00	2.468	0.311		0.349	0.045	0.109	0.014
常　時	1.00	0.909	0.042		-	-	-	-

５．曲がりによる損失落差

<３号機>

$$h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに　h_b: 曲がりによる損失落差　(m)

f_{b1}: 曲がりの曲率半径ρと管径Ｄによって決まる損失係数

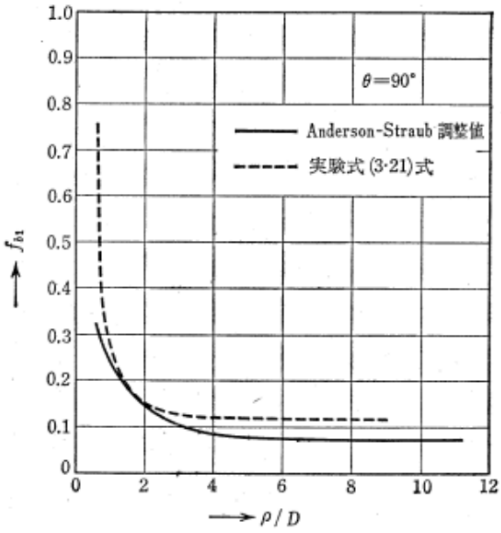
f_{b2}: 任意の曲がりの中心角θの場合の損失と90°の場合の損失比

V: 管内流速　(m/s)

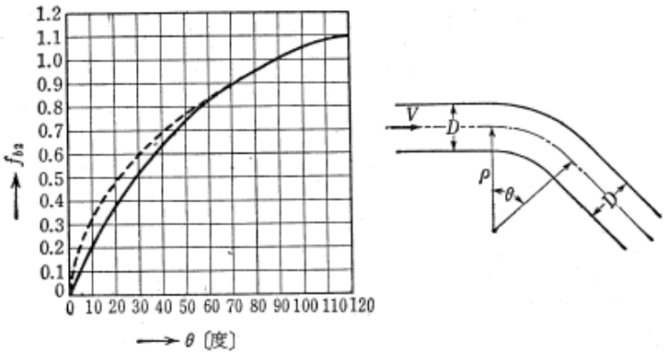
損失係数f_{b1}、f_{b2}は、次式で算定する。

$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \cdot (D/\rho)^{7/2}$$

$$f_{b2} = (\theta/90)^{1/2}$$



（a） f_{b1} の 値（θ=90°）



（b） f_{b2} の 値

第 3·13 図　曲がりの損失係数

各箇所の曲がり損失係数は次表のとおりである.

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	曲率半径 ρ	D/ρ	損失係数 f_{b1}	角度 θ	損失比 f_{b2}	$f_{b1} \cdot f_{b2}$
1	2.000	3.142	2.000	1.000	0.294	45.000	0.707	0.208

各使用水量時の曲がりによる損失落差は次表のとおりである.

IP	最大	3.877		常時	0.000	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)
1	1.234	0.078	0.016	0.000	0.000	0.000
計		h_b =	0.016		h_b =	0.000

6．屈折による損失落差

$$h_{be} = f_{be} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに　h_{be}: 屈折による損失落差　(m)
f_{be}: 屈折損失係数
V: 管内流速　(m/s)
θ: 屈折角

損失係数f_{be}は、次式で算定する。

$$f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

各箇所の屈折損失係数は次表のとおりである.

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	角度 θ	損失係数 f_{be}	
3	2.000	3.142	45.000	0.183	

各使用水量時の屈折による損失落差は次表のとおりである.

IP	最大	0.000		常時	2.855	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)
3	0.000	0.000	0.000	0.909	0.042	0.008
計		h_{be} =	0.000		h_{be} =	0.008

7．断面漸縮による損失落差

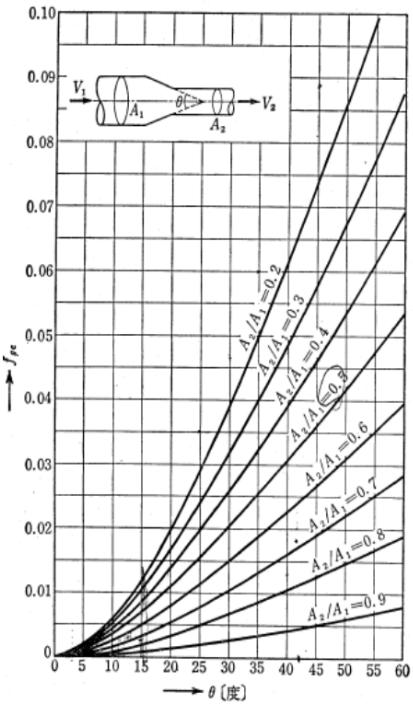
$$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

ここに　h_{gc}: 断面漸縮による損失落差 (m)
f_{gc}: 漸縮損失係数
V_2: 漸縮後の流速 (m/s)

各箇所の漸縮損失係数は次表のとおりである.

管路直径 D (m)	漸縮前面積 A_1 (m2)	漸縮後面積 A_2 (m2)	延長 L	A_2/A_1	漸縮角 θ	損失係数 f_{gc}	
1.68-0.94	3.142	3.142	0.000	1.000	-	0.000	

ここに



D: 管路直径 (m)
A_1: 漸縮前断面流積 (m^2)
A_2: 漸縮後断面流積 (m^2)
θ: 漸縮角 $= \tan^{-1}(((A_1/\pi)^{0.5}-(A_2/\pi)^{0.5})/L)\times 2$ (°)

各使用水量時の漸縮による損失落差は次表のとおりである.

No.	最大	11.630		常時	5.710	
	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失落差 h_{gc} (m)	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失落差 h_{gc} (m)
5	3.701	0.699	0.000	1.817	0.168	0.000
計		h_{gc} =	0.000		h_{gc} =	0.000

8．水圧管路における損失落差の合計

$$h_{\mathrm{VI}} = h_e + h_f + h_a + h_b + h_{be} + h_{gc} + h_c$$

ここに　h_e: 流入　による損失落差　(m)
h_f: 摩擦(分岐前)　〃　(m)
h_a: 分岐　〃　(m)
h_b: 曲がり　〃
h_{be}: 屈折　〃
h_{gc}: 断面漸縮　〃
h_c: 余裕

水圧管路における損失落差の合計は，次表のとおりである．

損失箇所、種類	記号	損失落差					
		最大			常時		
		1号	2号	3号	1号	2号	3号
流入	h_e	0.035			0.008		
摩擦(分岐前)	h_f	1.538			0.372		
分岐	h_a	0.613	0.114	0.014	0.059	0.008	-
曲がり	h_b	-	-	0.016	-	-	-
屈折	h_{be}	-	-	-		0.008	-
断面漸縮	h_{gc}	-	-	-	-	-	-
余裕	h_c	-	0.499	0.583	-	0.043	0.059
計		2.186	2.186	2.186	0.439	0.439	0.439

第６節　損失落差の合計

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである.

項　　目	最大	常時
取水口	0.446	0.359
沈砂池	0.047	0.013
導水路	0.307	0.078
水槽	0.000	0.000
水圧管路	2.186	0.439
その他余裕	1.614	0.412
合　　計	4.600	1.300

第７節　有効落差の計算

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである.

項　　目	単位	最大	常時
使　用　水　量	m^3/s	11.630	5.710
取　水　位	m	631.000	631.000
放　水　位	m	520.000	520.000
総　落　差	m	111.000	111.000
損　失　落　差	m	4.600	1.300
有　効　落　差	m	106.400	109.700

第２章　理論水力，発電力の計算

第１節　理論水力の計算

$$P_e = 9.8 \cdot H_m \cdot Q_m$$

ここに　P_e : 理論水力　(kW)
H_m : 有効落差　(m)
Q_m : 使用水量　(m^3/s)

１台あたり

項目	単位	最大	常時
使用水量:Q_m	m^3/s	3.877	1.903
有効落差:H_m	m	106.400	109.700
理論水力:P_e	kW	4,042	2,046

第２節　発電力の計算

$$E = P_e \cdot \eta_1 \cdot \eta_2$$

ここに　E : 発電力　(kW)
P_e : 理論水力　(kW)
η_1 : 水車効率
η_2 : 発電機効率

項目	単位	最大	常時
理論水力　：P_e	kW	4,042	2,046
合成効率　：η_2		0.840	0.750
発電力　：E	kW	3,395	1,535
		10,186	3,069

別添資料 L4-2
損失落差計算書（Lae0rdiⅡ地点）

改善提案における

第１章　損失落差の計算

第１節　取水口における損失落差

１．流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに　h_e: 流入による損失落差　(m)
f_e: 流入損失係数　0.1
V_1: 流入前流速　(m/s)
V_2: 流入後流速　(m/s)

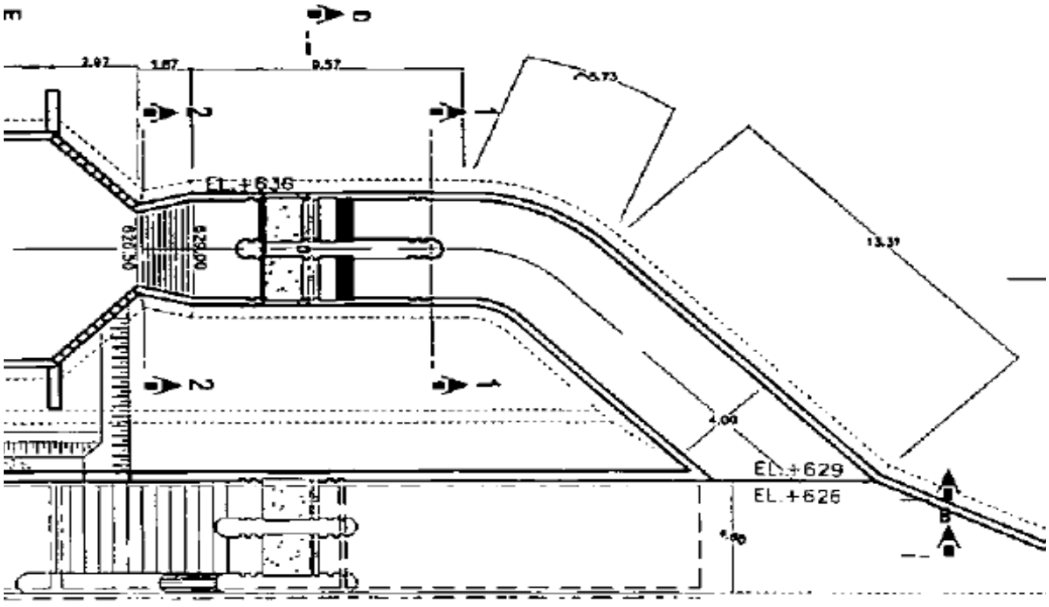
いま、V_1=0とみなせるから次式に変形できる。

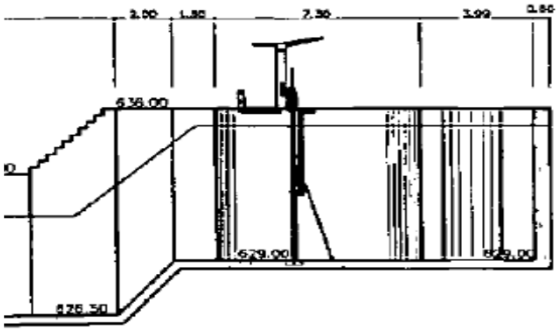
$$h_e = (1 + f_e) \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

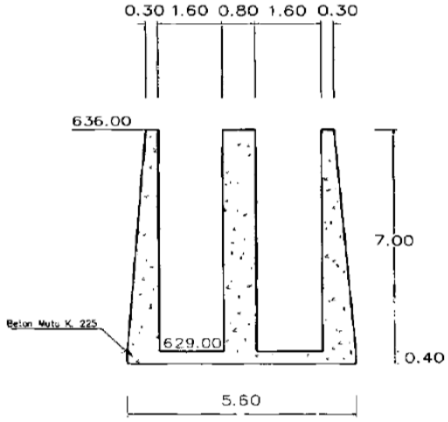
流入による損失落差は次表のとおりである.

項　目	上流水位 WL_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	取水口敷 Z_2 (m)					
最　大	631.000	630.844	629.000					
常　時	631.000	630.968	629.000					

項　目	流　量 Q (m^3/s)	取水口全幅 B (m)	下流水深 H_2 (m)	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 h_e (m)	
最　大	11.900	4.000	1.844	1.613	0.133	1.170	0.156	0.000
常　時	5.710	4.000	1.968	0.725	0.027	1.170	0.032	0.000







POTONGAN 1 - 1

・限界水深の算定

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot②$$

限界水深	:hc	(m)	
使用水量	:Q	(m^3/s)	
流速分布補正係数	: α =	1.0	
重力加速度	:g=	9.8	(m^2/s)
水路幅	:B=	4.000	(m)
側壁勾配	:m=	0.000	
流積	:A=(B+m・hc)hc		(m^2)
水面幅	:T=B+2m・hc		(m)

平均流速：$V=Q/A$、水理水深:$D=A/T$を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad \cdots\cdot③$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdot④$$

$$D = \frac{A}{T} \quad \cdots\cdot⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot⑥$$

となるので、⑥式を満足する　h を hc とする

項　目	流　量 Q (m^3/s)	限界水深 h_c (m)	水路幅 B (m)	補正係数 α	流　積 A (m^2)	左　辺 $\alpha Q^2/g$	右　辺 A^3/T	左辺-右辺
最　大	11.900	0.967	4.000	1.000	3.866	14.450	14.450	0.000
常　時	5.710	0.592	4.000	1.000	2.370	3.327	3.327	0.000

2．ピアーによる損失落差

$$h_p = \frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{C^2 B_2^2 (H_1 - h_3)^2} - \frac{1}{B_1^2 H_1^2}\right]$$

ここに

h_p:	ピアーによる損失落差		(m)
Q:	流量		(m^3/s)
C:	ピアーの形状による係数	0.92	(m/s)
B_1:	ピアー直前の水路幅	4.00	(m)
B_2:	水路幅からピアー幅総計を控除した幅		
t:	ピアー１基の幅	0.80	(m)
H_1:	ピアー上流側の水深		

いま、 $h_p/H_1=0$ と仮定して、 h_p を次式で求める。

$$h_p = \left\{\frac{1}{C^2}\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 - 1\right\}\frac{V_1^2}{2g}, \quad V_1 = \frac{Q}{B_1 H_1}$$

これを第１近似値として両辺が一致するよう試算する.
各使用水量時のピアーによる損失落差は次表のとおりである。

項　目	上流水位 WL_1 (m)	取水口敷 Z_1 (m)	上流水深 H_1 (m)	直前水路幅 B_1	控除水路幅 B_2	ピアー係数 C	$C^2 B_2^2$	$B_1^2 H_1^2$
最　大	630.844	629.000	1.844	8.000	7.200	0.920	43.877	217.622
常　時	630.968	629.000	1.968	8.000	7.200	0.920	43.877	247.874

項　目	流　量 Q (m^3/s)	$Q^2/2g$	損失落差 h_p	下流水深 H_2	下流水位 WL_2 (m)	$h_{p'}$		h_p-h_p'
最　大	11.900	7.225	0.016	1.828	630.828	0.016		-0.000
常　時	5.710	1.663	0.003	1.965	630.965	0.003		-0.000

3．取水口における損失落差の合計

$$h_I = h_e + h_p + h_c$$

ここに

h_e:	流入による損失落差	(m)
h_p:	ピアーによる損失落差	(m)
h_c:	余裕	(m)

取水口における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
流入	h_e	0.156	0.032
ピアー	h_p	0.016	0.003
余裕	h_c	0.285	0.324
計	h_I	0.457	0.359

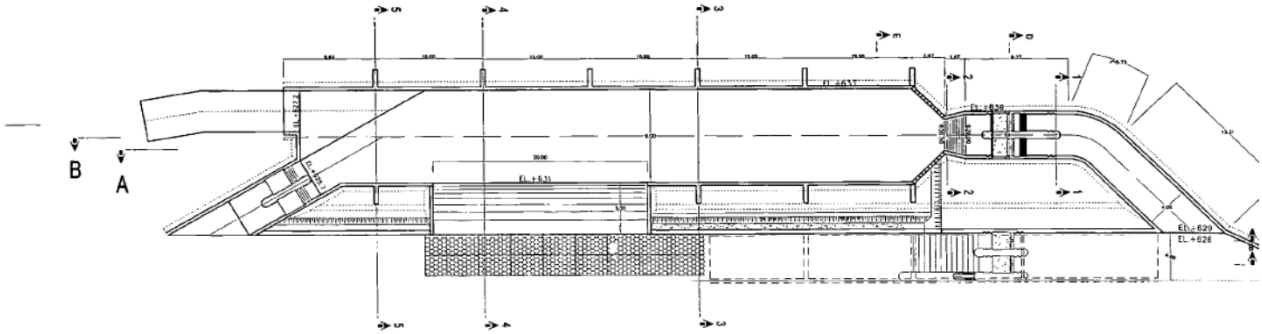
取水路始点における水位は次のとおりである.

使用水量ケース	最大	常時
取水口始点水位	631.000	631.000
取水口損失落差	1.717	2.466
沈砂池始点水位	629.283	628.534

第２節　沈砂池における損失落差

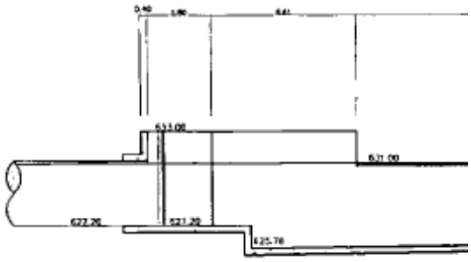
１．断面変化による損失落差

沈砂池の流入部では、漸拡により
・流入後流速V_2＜流入前流速V_1
となることから、速度水頭差がマイナスになる。また、流速が遅く
漸拡による断面変化損失水頭も無視できるので
・損失落差　0
とする。



2. 流入による損失落差

沈砂池から導水路に流入する箇所の損失落差を計上する。



$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに　h_e: 流入による損失落差　(m)
f_e: 流入損失係数　0.2
V_1: 流入前流速　(m/s)
V_2: 流入後流速　(m/s)

いま、V_1=0とみなせるから次式に変形できる。

$$h_e = (1 + f_e) \cdot \frac{V_2^{\ 2}}{2g}$$

流入による損失落差は次表のとおりである.

項　目	上流水位 WL_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	水路敷 Z_2 (m)					
最　大	629.283	629.139	627.200					
常　時	628.534	628.455	627.200					

項　目	流　量 Q (m^3/s)	導水路幅 B (m)	下流水深 H_2 (m)	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\ 2}/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 h_e (m)	WL_1-WL_2-h_e
最　大	11.900	4.000	1.939	1.534	0.120	1.200	0.144	0.000
常　時	5.710	4.000	1.255	1.138	0.066	1.200	0.079	0.000

沈砂池における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面変化	h_{ge}	0.000	0.000
流入	h_e	0.144	0.079
余裕	h_c	0.000	0.000
計	h_{II}	0.144	0.079

第３節　導水路における損失落差

1. 導水路勾配による損失落差

導水路における損失落差は、始点水位と終点水位（水槽水位）の差分とする。
導水路始点水位は水槽からの背水計算により算定する。

名称	測点 SP.m	区間延長 m	水路勾配		始点敷高 EL.m	終点敷高 EL.m
導水路始点	JS 10	2451.37	1000.00	0.1000‰	627.200	624.750
導水路終点	JS140					

導水路断面は、側壁勾配1：0.5の台形断面（最経済断面）とする。
台形断面の経済断面は、正六角形断面の半分なので、水深をhとすると次式で求められる。

$$A = \sqrt{3}h^2$$
$$P = 2\sqrt{3}h$$
$$R = h/2$$
$$Q = \frac{1}{n}AR^{2/3}I^{1/2}$$
$$= \frac{1}{n}\sqrt{3}h^2(h/2)^{2/3}I^{1/2}$$
$$\therefore h = \left\{QnI^{-1/2}\sqrt{3}^{-1}(1/2)^{-2/3}\right\}^{3/8}$$

粗度係数	*n:*	0.017	
	h:	1.941	m
水路幅	*B:*	2.400	m
水路高	*H:*	2.400	m
	85% 水深	2.040	

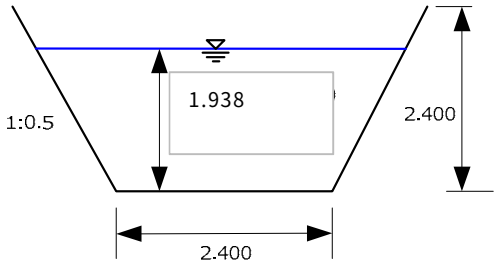
等流水位が、85%となる高さを確保する

マニングの式を満足する水深を求める。

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{\sqrt{I}} \quad \cdots\cdots ①$$

等流水深	$:h_o$		*(m)*
使用水量	*:Q*		*(m³/s)*
水路勾配	*:I=*	0.001	
マニング粗度係数	*:n=*	0.017	
水路幅	*:B=*	2.400	*(m)*
側壁勾配	*:m=*	0.500	
流積	*:A*		*(m²)*
潤辺	*:S*		*(m)*
径深	*:R=A/S*		*(m)*

項　目	流　量 $Q\ (m^3/s)$	右　辺 $Q \cdot n/I^{0.5}$	等流水深 h_0 (m)	流　積 $A\ (m^2)$	潤　辺 S (m)	径　深 R (m)	左　辺 $AR^{2/3}$	左辺-右辺
最　大	11.900	6.397	1.938	6.530	6.734	0.970	6.397	0.000
常　時	5.710	3.070	1.252	3.790	5.201	0.729	3.070	0.000



2．導水路始点水位の算定

各測点における水位は、以下のとおりである。

使用水量ケース			最大	11.90	常時	5.71
名称	測点 SP.m	延長 m	損失落差 m	算定水位 EL.m	損失落差 m	算定水位 EL.m
導水路始点	JS 10	2451.37	2.439	629.139	1.755	628.455
導水路終点	JS140			626.700		626.700

導水路の終点水路は、水槽水位（余水吐き越流頂標高）とする。

$h_{IV} = WL_1 - WL_2$

WL_1: 導水路始点水位 (m)
WL_2: 導水路終点水位（水槽水位） (m)

導水路における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
導水路始点水位	WL_1	629.139	628.455
導水路終点水位（水槽水位）	WL_2	626.700	626.700
計	h_{IV}	2.439	1.755

等流水深の算定

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{\sqrt{I}} \quad \cdots\cdot ①$$

等流水深	:h_o		(m)
使用水量	:Q		(m^3/s)
水路勾配	:I=	0.00100	
マニング粗度係数	:n=	0.017	
水路幅	:B	2.400	(m)
側壁勾配	:m	0.500	
流積	:A		(m^2)
潤辺	:S		(m)
径深	:$R=A/S$		(m)

項　目	流　量 Q (m^3/s)	右　辺 $Q \cdot n/I^{0.5}$	等流水深 h_0 (m)	流　積 A (m^2)	潤　辺 S (m)	径　深 R (m)	左　辺 $AR^{2/3}$	左辺-右辺
最　大	11.900	6.397	1.929	6.489	6.713	0.967	6.343	-0.054
常　時	5.710	3.070	1.252	3.790	5.201	0.729	3.070	0.000

限界水深の算定

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot ②$$

限界水深	:hc	(m)	
使用水量	:Q	(m^3/s)	
流速分布補正係数	: α =	1.0	
重力加速度	:g=	9.8	(m^2/s)
水路幅	:B=	2.40	(m)
側壁勾配	:m	0.500	
流積	:A		(m^2)
水面幅	:T		(m)

平均流速：$V=Q/A$、水理水深:$D=A/T$を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad \cdots\cdot ③$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdot ④$$

$$D = \frac{A}{T} \quad \cdots\cdot ⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \cdots\cdot ⑥$$

となるので、⑥式を満足する　h を hc とする

項　目	流　量 Q (m^3/s)	限界水深 h_c (m)	水面幅 T (m)	補正係数 α	流　積 A (m^2)	左　辺 $\alpha Q^2/g$	右　辺 A^3/T	左辺-右辺
最　大	11.900	1.234	3.634	1.000	3.724	14.450	14.208	0.242
常　時	5.710	0.786	3.186	1.000	2.197	3.327	3.327	0.000

導水路水面追跡計算

$$\left(\frac{\alpha_2 Q^2}{2gA_2^2}+h_2+z_2\right)-\left(\frac{\alpha_1 Q^2}{2gA_1^2}+h_1+z_1\right)=-\frac{1}{2}\left(\frac{Q^2}{K_1^2}+\frac{Q^2}{K_2^2}\right)(L_2-L_1)$$

断面形　矩形
水路径　*2.400*　2.400 *(m)*
側壁勾配　*m:*　0.500
粗度係数　*n:* 0.017
水路勾配　*i:* 0.001
補正係数　*α:*　1.000

最大

流量　*Q:*　11.900 *(m³/s)*

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)	
1	0.00		1.9500	6.5813	0.9735	1.8082	626.700	624.750	626.8668	380.265		
2	100.00	100.00	1.9473	6.5697	0.9727	1.8113	626.797	624.850	626.9647	379.376	0.0982	0.000
3	200.00	100.00	1.9451	6.5598	0.9719	1.8141	626.895	624.950	627.0630	378.613	0.0986	0.000
4	400.00	200.00	1.9423	6.5478	0.9710	1.8174	627.092	625.150	627.2608	377.693	0.1981	0.000
5	600.00	200.00	1.9405	6.5401	0.9705	1.8196	627.291	625.350	627.4594	377.095	0.1989	0.000
6	800.00	200.00	1.9394	6.5350	0.9701	1.8210	627.489	625.550	627.6585	376.707	0.1994	0.000
7	1,000.00	200.00	1.9386	6.5317	0.9698	1.8219	627.689	625.750	627.8580	376.456	0.1997	0.000
8	1,200.00	200.00	1.9381	6.5296	0.9697	1.8225	627.888	625.950	628.0576	376.295	0.1999	0.000
9	1,400.00	200.00	1.9378	6.5283	0.9696	1.8228	628.088	626.150	628.2573	376.191	0.2001	0.000
10	1,600.00	200.00	1.9376	6.5274	0.9695	1.8231	628.288	626.350	628.4572	376.125	0.2002	0.000
11	1,800.00	200.00	1.9375	6.5269	0.9695	1.8232	628.487	626.550	628.6571	376.082	0.2002	0.000
12	2,000.00	200.00	1.9374	6.5265	0.9695	1.8233	628.687	626.750	628.8570	376.054	0.2003	0.000
13	2,200.00	200.00	1.9373	6.5263	0.9694	1.8234	628.887	626.950	629.0570	376.037	0.2003	0.000
14	2,451.37	251.37	1.9378	6.5281	0.9696	1.8229	629.139	627.201	629.3087	376.174	0.2516	0.000
計	2,451.37						629.139				2.4453	

常時

流量　*Q:*　5.710 *(m³/s)*

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)	
1	0.00		1.9500	6.5813	0.9735	0.8676	626.700	624.750	626.7384	380.265		
2	100.00	100.00	1.8703	6.2378	0.9477	0.9154	626.720	624.850	626.7631	354.019	0.0243	0.000
3	200.00	100.00	1.7940	5.9147	0.9225	0.9654	626.744	624.950	626.7915	329.712	0.0280	0.000
4	400.00	200.00	1.6530	5.3334	0.8749	1.0706	626.803	625.150	626.8615	286.980	0.0696	0.000
5	600.00	200.00	1.5317	4.8491	0.8325	1.1775	626.882	625.350	626.9524	252.418	0.0908	0.000
6	800.00	200.00	1.4345	4.4718	0.7974	1.2769	626.985	625.550	627.0677	226.200	0.1149	0.000
7	1,000.00	200.00	1.3627	4.1989	0.7709	1.3599	627.113	625.750	627.2070	207.652	0.1393	0.000
8	1,200.00	200.00	1.3149	4.0201	0.7528	1.4204	627.265	625.950	627.3678	195.693	0.1608	0.000
9	1,400.00	200.00	1.2860	3.9133	0.7418	1.4591	627.436	626.150	627.5446	188.631	0.1768	0.000
10	1,600.00	200.00	1.2699	3.8540	0.7356	1.4816	627.620	626.350	627.7319	184.735	0.1872	0.000
11	1,800.00	200.00	1.2613	3.8225	0.7322	1.4938	627.811	626.550	627.9251	182.667	0.1933	0.000
12	2,000.00	200.00	1.2569	3.8063	0.7305	1.5001	628.007	626.750	628.1217	181.611	0.1966	0.000
13	2,200.00	200.00	1.2546	3.7982	0.7297	1.5033	628.205	626.950	628.3199	181.082	0.1983	0.000
14	2,451.37	251.37	1.2534	3.7936	0.7292	1.5052	628.455	627.201	628.5703	180.778	0.2504	0.000
計	2,451.37						628.455				1.8300	

第４節　水槽における損失落差

１．急拡による損失落差

$$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$f_{se} = \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

ここに

h_{se}：断面急拡による損失落差　(m)
f_{se}：急拡損失係数
V_1：急拡前の流速　(m/s)
V_2：急拡後の流速　(m/s)

$V_2 < V_1$により、速度水頭差がマイナスになるので、損失落差に計上しない

項　目	上流水位 WL_1 (m)	上流敷 Z_1 (m)	上流水深 H_1 (m)	上流有効幅 B_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	下流敷 Z_2 (m)	下流水深 H_2 (m)	下流有効幅 B_2 (m)
最　大	626.700	624.750	2.600	2.500	626.700	623.340	3.360	10.500
常　時	626.700	624.750	2.600	2.500	626.700	623.340	3.360	10.500

項　目	流　量 Q (m^3/s)	流　速 V_1 (m/s)	速度水頭 $V_1^2/2g$	流　速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 f_{se}	損失落差 h_{se} (m)	WL_1-WL_2-h_2
最　大	11.900	1.831	0.171	0.337	0.006	0.665	-0.161	0.161
常　時	5.710	0.878	0.039	0.162	0.001	0.665	-0.037	0.037

３．水槽における損失落差の合計

$$h_V = h_{se} + h_c$$

ここに

h_{se}：断面急拡による損失落差　(m)
h_c：余裕　(m)

水槽における損失落差の合計は，次表のとおりである．

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面急拡	h_{se}	0.000	0.000
余裕	h_c	0.000	0.000
計		0.000	0.000

第５節　水圧管路における損失落差

１．流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

ここに	h_e: 流入による損失落差		(m)
	f_e: 流入損失係数	0.050	ベルマウス
	V_2: 流入後流速		(m/s)
	D: 管路直径		(m)
	A: 管路断面積		(m^2)

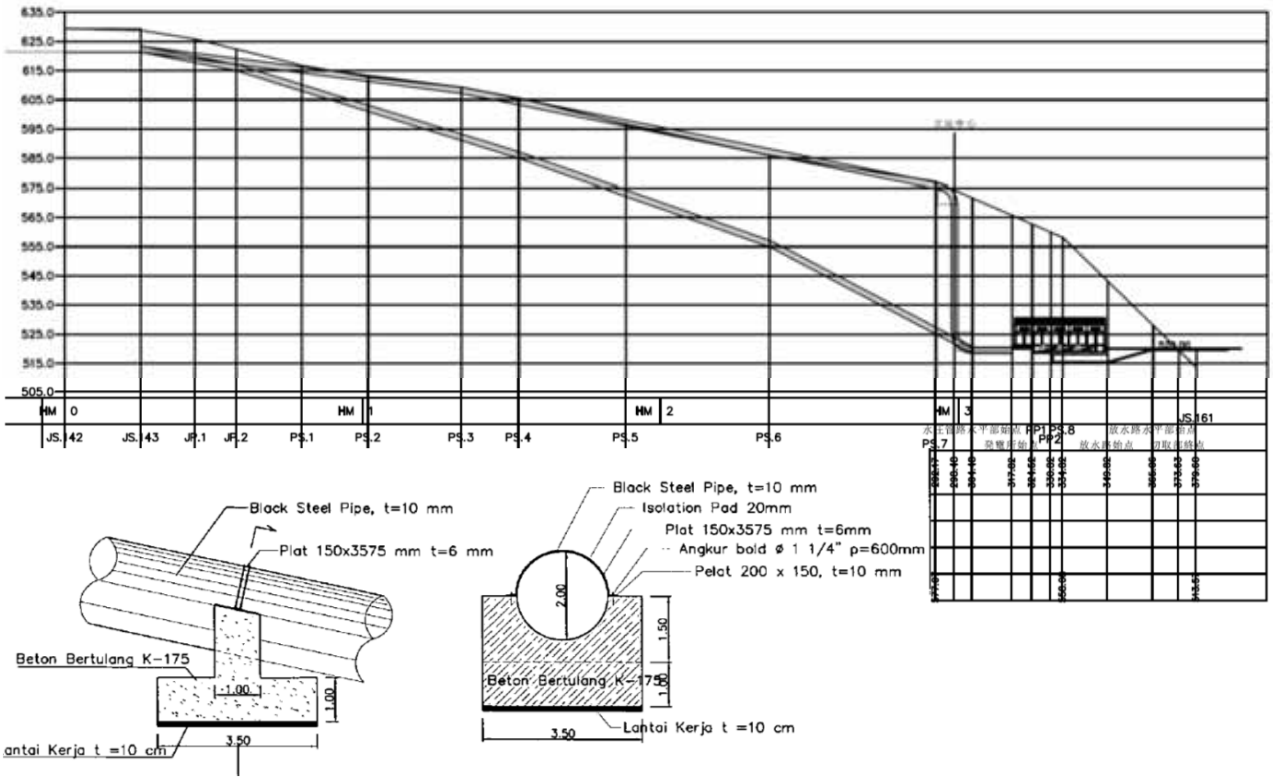
各使用水量時の流入による損失落差は次表のとおりである.

項　目	流　量 $Q/(m^3/s)$	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	流入後流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失係数 f_e	損失落差 h_e (m)	
最　大	11.900	2.000	3.142	3.787	0.732	0.050	0.037	
常　時	5.710	2.000	3.142	1.817	0.168	0.050	0.008	

２．摩擦による損失落差(分岐前)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに	h_f: 摩擦による損失落差		(m)
	f: 摩擦損失係数		
	V: 管内流速		(m/s)
	D: 管路直径	2.000	(m)
	L: 管路延長		(m)



円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{1/3}$$

ここに　　n: マニングの粗度係数　　0.012

各管径における摩擦損失係数は次表のとおりである.

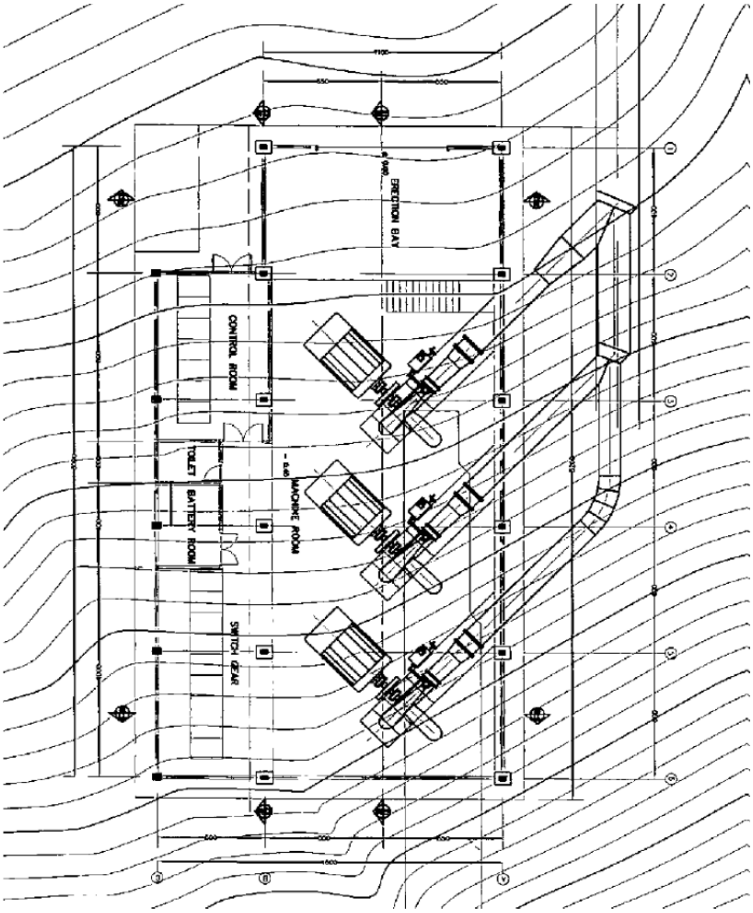
No.	管路直径 D (m)		管路延長 L (m)	管路断面積 $A(m^2)$	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$
1	2.000		347.40	3.142	0.012	0.0142	2.467

各使用水量時の摩擦による損失落差（分岐前）は次表のとおりである.

No.	最大	11.900		常時	5.710	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)
1	3.787	0.732	1.806	1.817	0.169	0.417
計		h_2 =	1.806		h_2 =	0.417

３.分岐による損失落差

最大時には水車３台で発電するので、分岐後は１／３流量で損失落差を計算する。
常時には水車２台で発電するので、分岐後は１／２流量で損失落差を計算する。

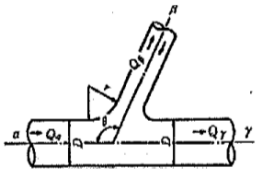


$D_{\alpha 1}$: 管路直径(分岐１本管)　2.000 (m)
$D_{\beta 1}$: 管路直径(分岐１支管)　1.200 (m)
$D_{\alpha 2}$: 管路直径(分岐２本管)　1.600 (m)
$D_{\beta 2}$: 管路直径(分岐２支管)　1.200 (m)
$D_{\gamma 2}$: 管路直径(分岐後本管)　1.200 (m)

ρ: 曲線半径　2.000 (m)
θ: 曲線中心角（分岐角）　45.000 °

分岐による損失水頭

$$h_1 = H_\alpha - H_\beta = f_\beta \cdot \frac{V_\alpha^{\ 2}}{2g}$$



分流管，合流管

ここに，H_α：管αの全水頭（m）

H_β：管βの全水頭（m）

V_α：分岐前流速（m/s）

f_β：分流による損失係数(支管)

$$= 0.95(1-q_\beta)^2 + q_\beta^{\ 2}\left(1.3\cdot\cot\frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4-0.1\phi}{\phi^2}\right)\left(1-0.9\sqrt{\frac{\rho}{\phi}}\right) + 0.4q_\beta(1-q_\beta)\left(1+\frac{1}{\phi}\right)\cot\frac{\theta}{2}$$

f_γ：分流による損失係数(本管) $= 0.58\,q_\beta^{\ 2} - 0.26\,q_\beta + 0.03$

q_β：支管流量Q_βと分流前流量Q_αとの比$= Q_\beta / Q_\alpha$

Q_α：分岐前流量

Q_β：分管流量

ρ：支管と本管の接続部面取り半径rと本管直径D_αとの比$= r / D_\alpha$

$r = 0$ より $\rho = 0$

θ：本管と支管の交角（°）

ϕ：本管と支管の断面積比 $= A_\beta / A_\alpha$

分岐１

ケース	$Q\gamma$	$Q\beta$	$Q\alpha$	$q\beta$	$A\alpha$	$A\beta$	ϕ	θ
最　大	7.933	3.967	11.900	0.333	3.142	1.131	0.360	45
常　時	2.855	2.855	5.710	0.500	3.142	1.131	0.360	45

ケース	ρ	Va	$Va^2/2g$		$f\beta$	$f\gamma$	h_{1A}	h_{1A}'
最　大	1.00	3.787	0.732		0.877	0.008	0.642	0.006
常　時	1.00	1.817	0.168		0.349	0.045	0.059	0.008

分岐2

ケース	$Q\gamma$	$Q\beta$	$Q\alpha$	$q\beta$	$A\alpha$	$A\beta$	ϕ	θ
最　大	3.967	3.967	7.933	0.500	3.142	1.131	0.360	45
常　時	-	2.855	2.855	1.000	3.142	1.131	0.360	45

ケース	ρ	Va	$Va^2/2g$		$f\beta$	$f\gamma$	h_{1A}	h_{1A}'
最　大	1.00	2.525	0.325		0.349	0.045	0.114	0.015
常　時	1.00	0.909	0.042		-	-	-	-

５．曲がりによる損失落差

<３号機>

$$h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに　h_b: 曲がりによる損失落差　(m)

f_{b1}: 曲がりの曲率半径ρと管径Ｄによって決まる損失係数

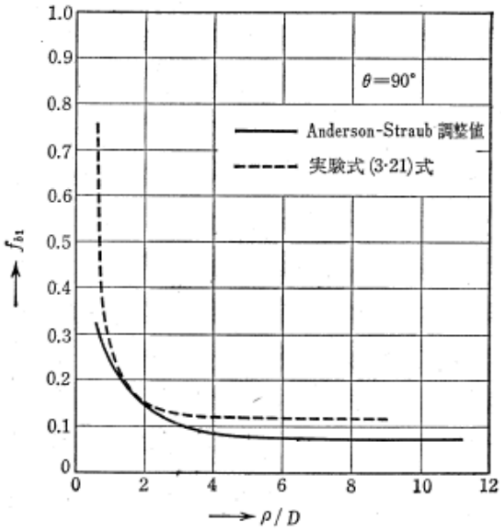
f_{b2}: 任意の曲がりの中心角θの場合の損失と90°の場合の損失比

V: 管内流速　(m/s)

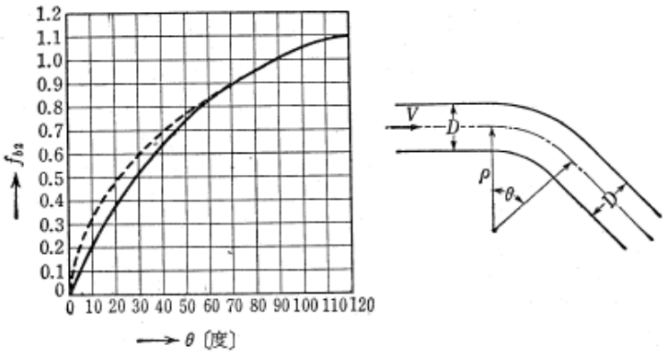
損失係数f_{b1}、f_{b2}は、次式で算定する。

$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \cdot (D/\rho)^{7/2}$$

$$f_{b2} = (\theta/90)^{1/2}$$



（a） f_{b1} の 値（θ=90°）



（b） f_{b2} の 値

第 3·13 図　曲がりの損失係数

各箇所の曲がり損失係数は次表のとおりである.

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	曲率半径 ρ	D/ρ	損失係数 f_{b1}	角度 θ	損失比 f_{b2}	$f_{b1} \cdot f_{b2}$
1	2.000	3.142	2.000	1.000	0.294	45.000	0.707	0.208

各使用水量時の曲がりによる損失落差は次表のとおりである.

IP	最大	3.967		常時	0.000	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)
1	1.262	0.081	0.017	0.000	0.000	0.000
計		h_b =	0.017		h_b =	0.000

6．屈折による損失落差

$$h_{be} = f_{be} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに　h_{be}: 屈折による損失落差　(m)
f_{be}: 屈折損失係数
V: 管内流速　(m/s)
θ: 屈折角

損失係数f_{be}は、次式で算定する。

$$f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

各箇所の屈折損失係数は次表のとおりである.

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 $A(m^2)$	角度 θ	損失係数 f_{be}	
3	2.000	3.142	45.000	0.183	

各使用水量時の屈折による損失落差は次表のとおりである.

IP	最大	0.000		常時	2.855	
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)
3	0.000	0.000	0.000	0.909	0.042	0.008
計		h_{be} =	0.000		h_{be} =	0.008

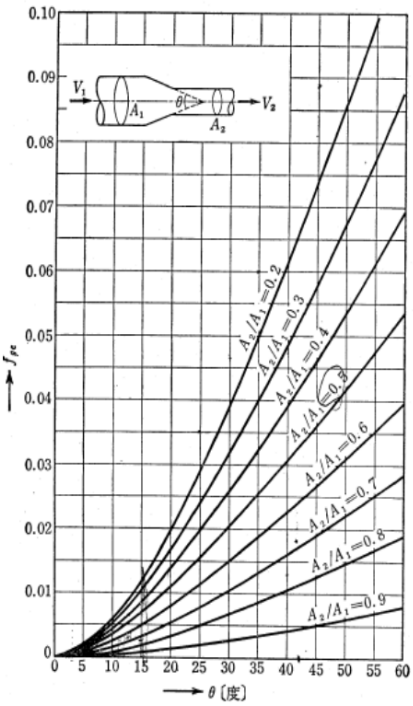
7．断面漸縮による損失落差

$$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

ここに　h_{gc}: 断面漸縮による損失落差 (m)
f_{gc}: 漸縮損失係数
V_2: 漸縮後の流速 (m/s)

各箇所の漸縮損失係数は次表のとおりである.

管路直径 D (m)	漸縮前面積 A_1(m2)	漸縮後面積 A_2 (m2)	延長 L	A_2/A_1	漸縮角 θ	損失係数 f_{gc}	
1.68-0.94	3.142	3.142	0.000	1.000	-	0.000	



ここに　D: 管路直径 (m)
A_1: 漸縮前断面流積 (m^2)
A_2: 漸縮後断面流積 (m^2)
θ: 漸縮角 $= \tan^{-1}(((A_1/\pi)^{0.5}-(A_2/\pi)^{0.5})/L)\times 2$ (°)

各使用水量時の漸縮による損失落差は次表のとおりである.

No.	最大	11.900		常時	5.710	
	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失落差 h_{gc} (m)	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^{\,2}/2g$	損失落差 h_{gc} (m)
5	3.787	0.732	0.000	1.817	0.168	0.000
計		h_{gc} =	0.000		h_{gc} =	0.000

８．水圧管路における損失落差の合計

$$h_{VI} = h_e + h_f + h_a + h_b + h_{be} + h_{gc} + h_c$$

ここに　h_e: 流入　による損失落差　(m)
h_f: 摩擦(分岐前)　〃　(m)
h_a: 分岐　〃　(m)
h_b: 曲がり　〃
h_{be}: 屈折　〃
h_{gc}: 断面漸縮　〃
h_c: 余裕

水圧管路における損失落差の合計は，次表のとおりである．

損失箇所、種類	記号	損失落差					
		最大			常時		
		１号	２号	３号	1号	２号	３号
流入	h_e	0.037			0.008		
摩擦(分岐前)	h_f	1.806			0.417		
分岐	h_a	0.642	0.119	0.015	0.059	0.008	-
曲がり	h_b	-	-	0.017	-	-	-
屈折	h_{be}	-	-	-		0.008	-
断面漸縮	h_{gc}	-	-	-	-	-	-
余裕	h_c	-	0.499	0.583	-	0.043	0.059
計		2.485	2.461	2.458	0.484	0.484	0.484

第６節　損失落差の合計

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである.

項　　目	最大	常時
取水口	0.457	0.359
沈砂池	0.144	0.079
導水路	2.439	1.755
水槽	0.000	0.000
水圧管路	2.485	0.484
その他余裕	0.175	0.124
合　　計	5.700	2.800

第７節　有効落差の計算

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである.

項　　目	単位	最大	常時
使　用　水　量	m^3/s	11.900	5.710
取　水　位	m	631.000	631.000
放　水　位	m	525.000	525.000
総　落　差	m	106.000	106.000
損　失　落　差	m	5.700	2.800
有　効　落　差	m	100.300	103.200

第２章　理論水力，発電力の計算

第１節　理論水力の計算

$$P_e = 9.8 \cdot H_m \cdot Q_m$$

ここに　P_e : 理論水力　(kW)
H_m : 有効落差　(m)
Q_m : 使用水量　(m^3/s)

１台あたり

項目	単位	最大	常時
使用水量:Q_m	m^3/s	3.967	1.903
有効落差:H_m	m	100.300	103.200
理論水力:P_e	kW	3,899	1,925

第２節　発電力の計算

$$E = P_e \cdot \eta_1 \cdot \eta_2$$

ここに　E : 発電力　(kW)
P_e : 理論水力　(kW)
η_1 : 水車効率
η_2 : 発電機効率

項目	単位	最大	常時
理論水力　：P_e	kW	3,899	1,925
合成効率　：η_2		0.865	0.750
発電力　：E	kW	3,333	1,444
		10,000	2,888

別添資料L4-3
取水堰の安定計算書（Lae 0rdiⅡ 地点）

(1)設計条件

1) 準拠基準及び参考図書

① 建設省河川砂防技術基準(案)同解説　設計編[Ⅰ]　平成 9年　日本河川協会
② 構造力学公式集　平成 9年　土木学会
③ Feasibility Study Basic Engineering Design　2011年8月

2) 材料条件

コンクリート				
単位体積重量	γ_c	kN/m^3	24.0	図書③
石積ブロック				
単位体積重量	γ_s	kN/m^3	22.0	図書③
設計基準強度	σ_{ck}	N/mm^2	-	
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	-	
許容せん断応力度	τ_a	N/mm^2	-	

3) 自然条件

(a)土質条件（堆砂土）					
単位体積重量（湿潤）	γ_t	kN/m^3	17.65		図書①
単位体積重量（水中）	γ_s	kN/m^3	9.81		図書①
(b)基礎地盤					
圧縮強度	q_u	kN/m^2	9810		図書①
許容支持力(常時)	σ	kN/m^2	588		図書①
許容支持力(地震時)		kN/m^2	883		図書①
内部摩擦角	φ	°	35.0		図書①
粘着力	C	kN/m^2	0.0		図書①
(C)設計水平地震度					
標準設計震度	κ_o		0.20		図書①
地域別補正係数	γ_1		1.00		図書①
地盤別補正係数	γ_2		1.20		図書①
設計水平震度	κ_h		0.24		図書①
割増係数（常時）	α		1.00		図書①
割増係数（短期）	α		1.50		図書①
(d)設計水位					
ダム天端高	EL	m	631.00		図書③
設計洪水位時	WL	m	635.20		図書③
常時満水位時	WL	m	631.00		図書③
設計堆砂位（堆積なし）	EL	m	624.10		図書③
設計堆砂位（満砂時）	EL	m	631.00		図書③
ダム基礎岩盤標高	EL	m	624.10		図書③
			常時満水位時（地震時）	設計洪水位時（常時）	
風による波浪	h_w	m	-	-	図書①
地震による波浪	h_e	m	0.63	-	図書①
設計震度	κ_h		0.24	-	図書①
地震周期	τ		1.00	1.00	図書①
貯水池水深	H_o		6.90	11.10	
設計水位（上流側）	WL	m	631.63	635.20	図書①
設計水位（下流側）	WL	m	624.10	624.10	図書③

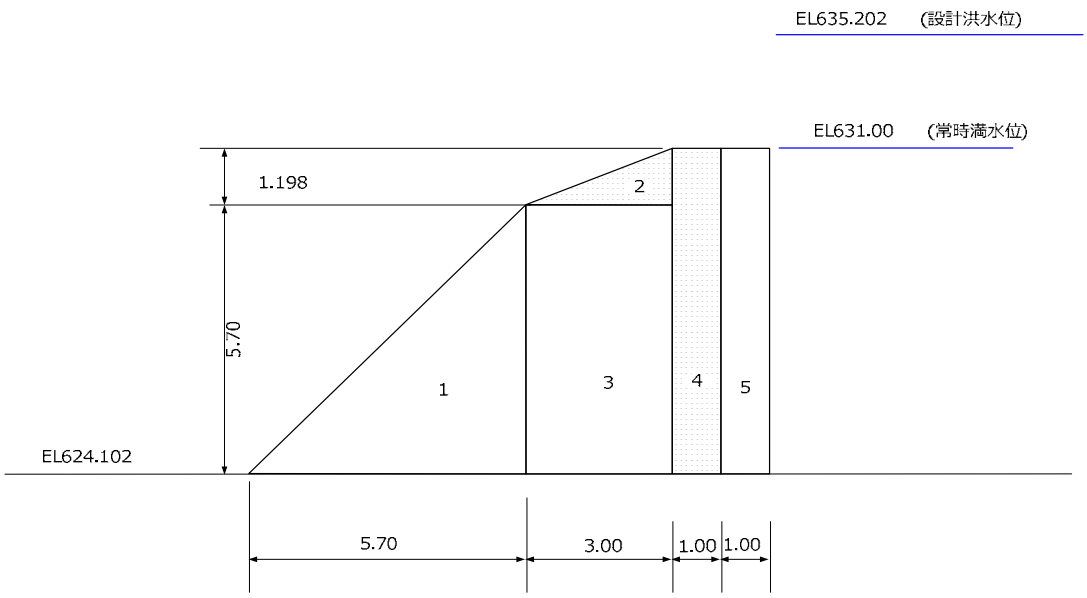
4) 荷重条件

			常時満水位時（地震時）	設計洪水位時（常時）	
(a)自重	W	kN/m^2	821.32	821.32	
(b)土重及び水重					
(c)地震時慣性力					
堤体自重による慣性力	P_f	kN/m^2	197.12	-	図書①
(d)静水圧（上流側）					
水面から深さｈにおける静水圧	$P_{w'}$	kN/m^2	74.85	78.48	図書①
水面から深さｈまでの全静水圧	P_w	kN/m^2	285.55	313.92	図書①
水の単位堆積重量	γ_w	kN/m^3	9.81	9.81	
水面からの深さ	h_1	m	7.63	8.00	
静水圧（下流側）					
水面から深さｈにおける静水圧	$P_{w'}$	kN/m^2	-	-	図書①
水面から深さｈまでの全静水圧	P_w	kN/m^2	-	-	図書①
水の単位堆積重量	γ_w	kN/m^3	9.81	9.81	図書①
水面からの深さ	h_2	m	-	-	
(e)揚圧力（浮力）					
上流端揚圧力	P_u	kN/m^2	2.54	2.67	図書①
下流端揚圧力	$P_{u'}$	kN/m^2	-	-	図書①
揚圧力係数	μ		0.3333	0.3333	図書①
(f)泥圧					
堆砂面から深さdにおける水平方向泥土圧	$P_{e'}$	kN/m^2	-	-	図書①
堆砂面から深さdまでの全水平方向泥土圧	P_e	kN/m^2	-	-	図書①
泥圧係数	C_e		0.5	0.5	図書①
堆砂土の単位体積重量（水中）	W_1	kN/m^3	9.81	9.81	図書①
堆砂面からの深さ（堆積なし）	d		-	-	
堆砂面からの深さ（満砂時）	d		7.00	7.00	
(g)地震時動水圧					
水面から深さｈにおける動水圧	$P_{d'}$	kN/m^2	15.72	-	図書①
水面から深さｈまでの全動水圧	P_d	kN/m^2	79.96	-	図書①
水の単位堆積重量	γ_w	kN/m^3	9.81	9.81	図書①
設計水平震度	κ_h		0.24	-	図書①
水面から基礎地盤までの水深	H	m	7.63	8.00	
水面からの深さ	h	m	7.63	8.00	

5）安定条件

			常時満水位時（地震時）	設計洪水位時（常時）	
(a)滑動に対する安定					
底版下面における全鉛直荷重	ΣV				
底版下面における全水平荷重	ΣH				
ダム底版と支持地盤の間の摩擦係数	f		0.70	0.70	図書①
岩盤のせん断強度	τ_B		618	411	図書①
擁壁底版と支持地盤の間の摩擦角	φ_B	°	35.0	35.0	図書③
擁壁底版と支持地盤の間の粘着力	C		0.0	0.0	図書③
許容支持力	σ		883	588	図書③
ダム底面幅（越流部）	L		10.7	10.7	図書③
ダム底面幅（堰柱部）	L				
(b)転倒に対する安定					
合力Ｒの作用点の擁壁底版つま先からの距離	d				
ダム基盤つま先回りの抵抗モーメント	ΣM_r				
ダム基盤つま先回りの転倒モーメント	ΣM_o				
ダムに作用する荷重の鉛直成分	V_i				
ダム基盤つま先とV_iの作用点との水平距離	a_i				
ダムに作用する荷重の水平成分	H_j				
H_jの作用点のダム基盤からの高さ	b_j				
ダム底面幅（越流部）	L		10.7	10.7	図書③
（c）支持地盤の支持力に対する安定					
地盤の許容支持力度	q_a				
地盤反力度	q_1				
地盤反力度	q_2				

6）荷重計算モデル



(2)安定計算（堆積無し-満水位-地震時）

1） 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
1	三角 W1	24 ×16.245	389.880	3.800	1,481.529
2	三角 W2	24 ×1.797	43.128	7.700	332.085
3	矩形 W3	24 ×17.100	410.400	7.200	2,954.880
4	矩形 W4	24 ×6.898	165.552	9.200	1,523.078
5	矩形 W5	24 ×6.898	165.552	10.200	1,688.630
小計			1,174.512		7,980.202

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
小計			0.000		0.000

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒モーメント H・y(kN・m)
上流側	三角形(H1)	9.81 × 7.528 ^{2} × 0.5	277.970	2.509	697.427
下流側		9.81 × 0.000 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
小計			277.970		697.427

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛直力 上流端(kN/m^2)	下流端(kN/m^2)		V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
底面	三角形(U1)	-2.509	0.000	→	-13.423	3.567	-47.880
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	5.350	
小計					-13.423		-47.880

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒モーメント H・y(kN・m)
上流側	三角形(D1)	0.5×9.81× 0.0 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
下流側	無し				
小計			0.000		0.000

(f) ダム自重・慣性力（　　kh＝　0.24　　）

荷重項目	分割断面形状	鉛　直　力	水　平　力	アーム	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
		V(kN)	H(kN)	y(m)	H・y(kN・m)
1	三角　W1	389.880	93.571	1.900	177.767
2	三角　W2	43.128	10.351	6.099	63.134
3	矩形　W3	410.400	98.496	2.850	280.714
4	矩形　W4	165.552	39.732	3.449	137.036
5	矩形　W5	165.552	39.732	3.449	137.036
小　計			281.882		795.687

(g) 動水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水　平　力		アーム	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
		計　算　式	H(kN)	y(m)	H・y(kN・m)
上流側	Westergaard	(7／12)×9.81×0.112×　7.528 ^{2}	77.832	3.011	234.352
下流側		(7／12)×9.81×0.112×　0.000 ^{2}	0.000	0.000	0.000
小　計			77.832		234.352

(h) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	水平力	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
	V(kN)	Mr(kN・m)	H(kN)	Mo(kN・m)
ダム自重	1,174.512	7,980.202	―	―
水重または泥重	0.000	0.000	―	―
静水圧(水平力)	―	―	277.970	697.427
揚圧力	-13.423	-47.880	―	―
泥土圧	―	―	0.000	0.000
自重慣性力	―	―	281.882	795.687
動水圧	―	―	77.832	234.352
合　計	1,161.089	7,932.322	637.684	1,727.466

2） 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率Fsは、Hennyの式により算出する。

$$y\frac{f\cdot\Sigma V+\tau\cdot L}{\Sigma H}=\frac{0.7\times1161.089+617\times10.700}{637.684}=11.63$$

ここで、ΣV： 底版下面における全鉛直荷重 （＝ 1161.089 kN/m）

ΣH： 底版下面における全水平荷重 （＝ 637.684 kN/m）

f ： 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$f=\mu=\tan\phi_B=$ 0.7

τ ： 岩盤のせん断強度(kN/m^2)

本検討では、「C_B=0、σ＝許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$\tau=(C_B+\sigma\cdot\tan\phi_B)\times1.5=$ 617

B ： 滑動の照査における底面幅（＝ 10.700 m）

よって、滑動に対する安定性の照査は、

Fs＝ 11.63 ≧ 1.2 (地震時必要安全率)

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力Rの作用点の擁壁底版つま先からの距離dは、

$$d=\frac{\Sigma Mr-\Sigma Mo}{\Sigma V}=\frac{7,932.322-1,727.466}{1,161.089}=5.344\ (m)$$

ここで、ΣMr： 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント（＝ 7,932.322 kN･m）

ΣMo： 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント（＝ 1,727.466 kN･m）

合力Rの作用点の底版中央からの距離|e|は、

$|e|=|(B/2)-d|=|(10.700/2)-5.344|=|0.006|=0.006\ (m)$

ここで、B： 転倒の照査における底面幅（＝ 10.700 m）

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース： 地震時

|e|＝ 0.006 ≦ B／6 ＝ 1.783 (m)････ 常 時における照査式 (参考値)

|e|＝ 0.006 ≦ B／3 ＝ 3.567 (m)････ 地震時における照査式 判定：ＯＫ

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力Rの作用点が、底版中央から 底版幅1／3（ミドルサード）の中にあることから、

地盤反力度は 台形分布 となり次式で表される。

$$q1,q2=\frac{\Sigma V}{B}\left(1\pm\frac{6\cdot e}{B}\right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m^2)とすることから、

基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

q1 ＝ 108.878 ≦ 882 (kN/m^2)

q2 ＝ 108.148 ≦ 882 (kN/m^2)

となり安定である。

(3)安定計算（堆積無し-設計洪水位時-常時）

1） 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
1	三角 W1	24 ×16.245	389.880	3.800	1,481.529
2	三角 W2	24 ×1.797	43.128	7.700	332.085
3	矩形 W3	24 ×17.100	410.400	7.200	2,954.880
4	矩形 W4	24 ×6.898	165.552	9.200	1,523.078
5	矩形 W5	24 ×6.898	165.552	10.200	1,688.630
小 計			1,174.512		7,980.202

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
小 計			0.000		0.000

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ H・y(kN・m)
上流側	三角形(H1)	9.81 × 11.100 ^{2} × 0.5	604.345	3.700	2,236.077
上流側	三角形(控除)	9.81 × -4.200 ^{2} × 0.5	-86.524	11.700	-1,012.331
下流側		9.81 × 0.000 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
小 計			517.821		1,223.746

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛直力 上流端(kN/m^2)	下流端(kN/m^2)		V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
底面	三角形(U1)	-3.700	0.000	→	-19.795	3.567	-70.609
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	5.350	
小 計					-19.795		-70.609

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ H・y(kN・m)
上流側	三角形(D1)	0.5×9.81× 0.0 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
下流側	無し				
小 計			0.000		0.000

(f) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力 V(kN)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr(kN・m)	水平力 H(kN)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ Mo(kN・m)
ダム自重	1,174.512	7,980.202	―	―
水重または泥重	0.000	0.000	―	―
静水圧(水平力)	―	―	517.821	1,223.746
揚圧力	-19.795	-70.609	―	―
泥土圧	―	―	0.000	0.000
合 計	1,154.717	7,909.593	517.821	1,223.746

2） 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率Fsは、Hennyの式により算出する。

$$y\frac{f\cdot\Sigma V+\tau\cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 1154.717 + 411 \times 10.700}{517.821} = 10.05$$

ここで、ΣV： 底版下面における全鉛直荷重 （＝ 1154.717 kN/m）

ΣH： 底版下面における全水平荷重 （＝ 517.821 kN/m）

f ： 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$f=\mu=\tan\phi_B=$ 0.7

τ ： 岩盤のせん断強度(kN/m^2)

本検討では、「C_B=0、σ＝許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$\tau=C_B+\sigma\cdot\tan\phi_B=$ 411

B ： 滑動の照査における底面幅（＝ 10.700 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

Fs＝ 10.05 ≧ 1.5 (常時必要安全率)

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力Rの作用点の擁壁底版つま先からの距離dは、

$$d=\frac{\Sigma Mr-\Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{7,909.593 - 1,223.746}{1,154.717} = 5.790 \quad (m)$$

ここで、ΣMr： 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント（＝ 7,909.593 kN･m）

ΣMo： 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント（＝ 1,223.746 kN･m）

合力Rの作用点の底版中央からの距離|e|は、

$|e| = |(B/2)-d|=|(10.700/2)-5.790|=|-0.44|=0.440$ (m)

ここで、B： 転倒の照査における底面幅（＝ 10.700 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース： 常 時

|e|＝ 0.440 ≦ B／6 ＝ 1.783 (m)････ 常 時における照査式 判定：ＯＫ

|e|＝ 0.440 ≦ B／3 ＝ 3.567 (m)････ 地震時における照査式 (参考値)

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力Rの作用点が、底版中央から 底版幅1／3（ミドルサード）の中にあることから、

地盤反力度は 台形分布 となり次式で表される。

$$q1,q2=\frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6\cdot e}{B}\right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m^2)とすることから、

基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

q1 ＝ 81.291 ≦ 588 (kN/m^2)

q2 ＝ 134.544 ≦ 588 (kN/m^2)

となり安定である。

(4)安定計算（満砂時-常時満水位時-地震時）

1） 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
1	三角 W1	24 ×16.245	389.880	3.800	1,481.529
2	三角 W2	24 ×1.797	43.128	7.700	332.085
3	矩形 W3	24 ×17.100	410.400	7.200	2,954.880
4	矩形 W4	24 ×6.898	165.552	9.200	1,523.078
5	矩形 W5	24 ×6.898	165.552	10.200	1,688.630
小 計			1,174.512		7,980.202

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
小 計			0.000		0.000

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒モーメント H・y(kN・m)
上流側	三角形(H1)	9.81 × 7.528 ^{2} × 0.5	277.970	2.509	697.427
下流側		9.81 × 0.000 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
小 計			277.970		697.427

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛直力 上流端(kN/m^2)	下流端(kN/m^2)		V(kN)	アーム x(m)	抵抗モーメント V・x(kN・m)
底面	三角形(U1)	-2.509	0.000	→	-13.423	3.567	-47.880
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	5.350	
小 計					-13.423		-47.880

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	H(kN)	アーム y(m)	転倒モーメント H・y(kN・m)
上流側	三角形(D1)	0.5×9.81× 6.9 ^{2} × 0.5	116.696	2.299	268.284
下流側	無し				
小 計			116.696		268.284

(f) ダム自重・慣性力（　　kh＝　0.24　　）

荷重項目	分割断面形状	鉛　直　力	水　平　力	アーム	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
		V(kN)	H(kN)	y(m)	H・y(kN・m)
1	三角　　W1	389.880	93.571	1.900	177.767
2	三角　　W2	43.128	10.351	6.099	63.134
3	矩形　　W3	410.400	98.496	2.850	280.714
4	矩形　　W4	165.552	39.732	3.449	137.036
5	矩形　　W5	165.552	39.732	3.449	137.036
小　　計			281.882		795.687

(g) 動水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水　　平　　力		アーム	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
		計　算　式	H(kN)	y(m)	H・y(kN・m)
上流側	Westergaard	(7／12)×9.81×0.112×　7.528 ^{2}	77.832	3.011	234.352
下流側		(7／12)×9.81×0.112×　0.000 ^{2}	0.000	0.000	0.000
小　　計			77.832		234.352

(h) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	水平力	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
	V(kN)	Mr(kN・m)	H(kN)	Mo(kN・m)
ダム自重	1,174.512	7,980.202	―	―
水重または泥重	0.000	0.000	―	―
静水圧(水平力)	―	―	277.970	697.427
揚圧力	-13.423	-47.880	―	―
泥土圧	―	―	116.696	268.284
自重慣性力	―	―	281.882	795.687
動水圧	―	―	77.832	234.352
合　　計	1,161.089	7,932.322	754.380	1,995.750

2） 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率Fsは、Hennyの式により算出する。

$$y\frac{f\cdot\Sigma V+\tau\cdot L}{\Sigma H}=\frac{0.7\times1161.089+617\times10.700}{754.380}=9.83$$

ここで、ΣV： 底版下面における全鉛直荷重 （＝ 1161.089 kN/m）

ΣH： 底版下面における全水平荷重 （＝ 754.380 kN/m）

f ： 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$f=\mu=\tan\phi_B=$ 0.7

τ ： 岩盤のせん断強度(kN/m^2)

本検討では、「C_B=0、σ＝許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$\tau=(C_B+\sigma\cdot\tan\phi_B)\times1.5=617$

B ： 滑動の照査における底面幅（＝ 10.700 m）

よって、滑動に対する安定性の照査は、

Fs＝ 9.83 ≧ 1.2 (地震時必要安全率)

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力Rの作用点の擁壁底版つま先からの距離dは、

$$d=\frac{\Sigma Mr-\Sigma Mo}{\Sigma V}=\frac{7,932.322-1,995.750}{1,161.089}=5.113\ (m)$$

ここで、ΣMr： 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント（＝ 7,932.322 kN･m）

ΣMo： 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント（＝ 1,995.750 kN･m）

合力Rの作用点の底版中央からの距離|e|は、

$|e|=|(B/2)-d|=|(10.700/2)-5.113|=|0.237|=0.237$ (m)

ここで、B： 転倒の照査における底面幅（＝ 10.700 m）

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース： 地震時

|e|＝ 0.237 ≦ B／6 ＝ 1.783 (m)････ 常 時における照査式 (参考値)

|e|＝ 0.237 ≦ B／3 ＝ 3.567 (m)････ 地震時における照査式 判定：ＯＫ

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力Rの作用点が、底版中央から 底版幅1／3（ミドルサード）の中にあることから、

地盤反力度は 台形分布 となり次式で表される。

$$q1,q2=\frac{\Sigma V}{B}\left(1\pm\frac{6\cdot e}{B}\right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m^2)とすることから、

基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

q1 ＝ 122.934 ≦ 882 (kN/m^2)

q2 ＝ 94.092 ≦ 882 (kN/m^2)

となり安定である。

(5)安定計算（満砂時-設計洪水位時-常時）

1） 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	鉛直力 V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
1	三角 W1	24 ×16.245	389.880	3.800	1,481.529
2	三角 W2	24 ×1.797	43.128	7.700	332.085
3	矩形 W3	24 ×17.100	410.400	7.200	2,954.880
4	矩形 W4	24 ×6.898	165.552	9.200	1,523.078
5	矩形 W5	24 ×6.898	165.552	10.200	1,688.630
小 計			1,174.512		7,980.202

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛直力 計算式	鉛直力 V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
小 計			0.000		0.000

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	水平力 H(kN)	アーム y(m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ H・y(kN・m)
上流側	三角形(H1)	9.81 × 11.100 ^{2} × 0.5	604.345	3.700	2,236.077
上流側	三角形(控除)	9.81 × -4.200 ^{2} × 0.5	-86.524	11.700	-1,012.331
下流側		9.81 × 0.000 ^{2} × 0.5	0.000	0.000	
小 計			517.821		1,223.746

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛直力 上流端(kN/m^2)	鉛直力 下流端(kN/m^2)		鉛直力 V(kN)	アーム x(m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ V・x(kN・m)
底面	三角形(U1)	-3.700	0.000	→	-19.795	3.567	-70.609
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	5.350	
小 計					-19.795		-70.609

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水平力 計算式	水平力 H(kN)	アーム y(m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ H・y(kN・m)
上流側	三角形(D1)	0.5×9.81× 6.9 ^{2} × 0.5	82.056	2.299	188.647
下流側	無し				
小 計			82.056		188.647

(f) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力 V(kN)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr(kN・m)	水平力 H(kN)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ Mo(kN・m)
ダム自重	1,174.512	7,980.202	―	―
水重または泥重	0.000	0.000	―	―
静水圧(水平力)	―	―	517.821	1,223.746
揚圧力	-19.795	-70.609	―	―
泥土圧	―	―	82.056	188.647
合 計	1,154.717	7,909.593	599.877	1,412.393

2） 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率Fsは、Hennyの式により算出する。

$$y\frac{f\cdot\Sigma V+\tau\cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 1154.717 + 411 \times 10.700}{599.877} = 8.68$$

ここで、ΣV： 底版下面における全鉛直荷重 （＝ 1154.717 kN/m）

ΣH： 底版下面における全水平荷重 （＝ 599.877 kN/m）

f ： 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$f=\mu=\tan\phi_B=$ 0.7

τ ： 岩盤のせん断強度(kN/m^2)

本検討では、「C_B=0、σ＝許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$\tau=C_B+\sigma\cdot\tan\phi_B=$ 411

B ： 滑動の照査における底面幅（＝ 10.700 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

Fs＝ 8.68 ≧ 1.5 (常時必要安全率)

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力Rの作用点の擁壁底版つま先からの距離dは、

$$d=\frac{\Sigma Mr-\Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{7,909.593 - 1,412.393}{1,154.717} = 5.627 \quad (m)$$

ここで、ΣMr： 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント（＝ 7,909.593 kN･m）

ΣMo： 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント（＝ 1,412.393 kN･m）

合力Rの作用点の底版中央からの距離|e|は、

$|e| = |(B/2)-d|=|(10.700/2)-5.627|=|-0.277|=0.277$ (m)

ここで、B： 転倒の照査における底面幅（＝ 10.700 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース： 常 時

|e|＝ 0.277 ≦ B／6 ＝ 1.783 (m)････ 常 時における照査式 判定：OK

|e|＝ 0.277 ≦ B／3 ＝ 3.567 (m)････ 地震時における照査式 (参考値)

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力Rの作用点が、底版中央から 底版幅1／3（ミドルサード）の中にあることから、

地盤反力度は 台形分布 となり次式で表される。

$$q1,q2=\frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6\cdot e}{B}\right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m^2)とすることから、

基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

q1 ＝ 91.155 ≦ 588 (kN/m^2)

q2 ＝ 124.680 ≦ 588 (kN/m^2)

となり安定である。

(6)安定計算結果

1） 堆積なし

断面				常時満水位時	設計洪水位時
				地震時	常時
越流部	作用力	鉛直力	(kN)	1,161.089	1,154.717
		水平力	(kN)	637.684	517.821
		抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	(kN･m)	7,932.322	7,909.593
		転倒ﾓｰﾒﾝﾄ	(kN･m)	1,727.466	1,223.746
	滑動	安全率		11.630	10.050
		必要安全率		1.200	1.500
		判定		ＯＫ	ＯＫ
	転倒	偏心距離	(m)	0.006	0.440
		照査基準値		3.567	1.783
		判定		ＯＫ	ＯＫ
	支持力	作用応力度	(kN/m^2)	108.878	134.544
		許容支持力	(kN/m^2)	882.000	588.000
		判定		ＯＫ	ＯＫ

2） 満砂時

断面				常時満水位時	設計洪水位時
				地震時	常時
越流部	作用力	鉛直力	(kN)	1,161.089	1,154.717
		水平力	(kN)	754.380	599.877
		抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	(kN･m)	7,932.322	7,909.593
		転倒ﾓｰﾒﾝﾄ	(kN･m)	1,995.750	1,412.393
	滑動	安全率		9.830	8.680
		必要安全率		1.200	1.500
		判定		ＯＫ	ＯＫ
	転倒	偏心距離	(m)	0.237	0.277
		照査基準値	(m)	3.567	1.783
		判定		ＯＫ	ＯＫ
	支持力	作用応力度	(kN/m^2)	122.934	124.680
		許容支持力	(kN/m^2)	882.000	588.000
		判定		ＯＫ	ＯＫ

別添資料 L4-4
水圧管路の圧力および管胴本体の計算
（Lae 0rdiⅡ地点－現地諸元再現）

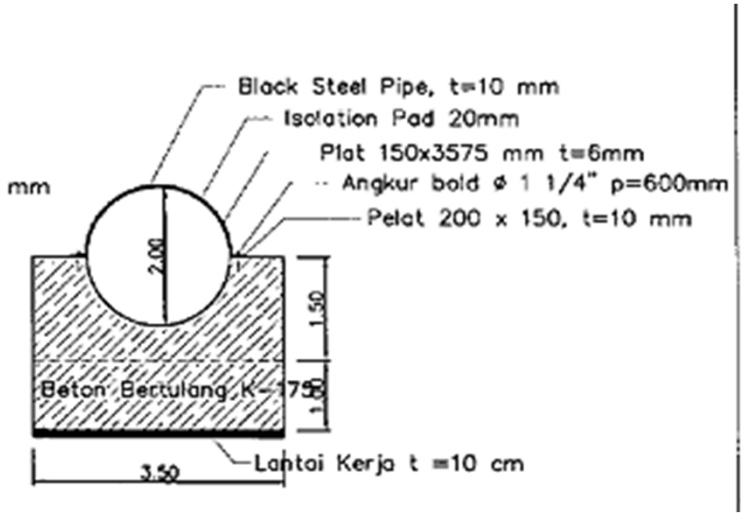
(1)設計要領

発電用水力設備の技術基準および水門鉄管技術基準を基に計算を行う。

型　　式 ： 露出管及びコンクリート被覆埋設管
条　　数 ： 1 条
管　内　径 ： 2.000 m
使　用　管　厚 ： 10～24 mm
管　延　長 ： 310.000 m （水圧鉄管始点から分岐管までの曲線長 ）
最 大 静 水 頭 ： 110.850 m （水槽水位WL 630.20 mから入口弁中心EL 519.35 mまでの水頭）
最大水撃圧水頭 ： 33.000 m （入口弁中心）
襲　波　水　頭 ： 0.000 m
最 大 設 計 水 頭 ： 143.850 m （入口弁中心）
最　大　流　量 ： 11.63 m^3/s
水 車 閉 塞 時 間 ： 4 sec
余　裕　厚 ： 1.5 mm
外圧に対する安全率 ： 1.5 以上
温　度　変　化 ： 20 ℃
使　用　鋼　材 ：
許　容　応　力

材　質	板　厚 (mm)	引張応力 (N/mm^2)	圧縮応力 (N/mm^2)	せん断応力 (N/mm^2)	支圧応力 (N/mm^2)
ISO E275 A-D	t ≦16	150	150	85	255
	16＜t ≦40	145	145	80	245
	40＜t ≦63	140	140	80	235

鋼 の 弾 性 係 数 ： 206 kN/mm^2
鋼の線膨張係数 ： 1.2×10^{-5} /℃
鋼のポアソン比 ： 0.3
溶　接　効　率 ： 工場 0.85　　現場 0.80



(2)設計水頭の計算

(a) 記　号

T ： 閉塞器の閉鎖時間　＝　4.0 sec　(想定値)
L ： 管路の長さ　＝　310.000 m　(水槽始点から入口弁中心までの曲線長)
Q ： 最大使用水量　＝　11.63 m^3/s
α ： 圧力波の伝播速度　＝　821 m/s
H_0 ： 水車端における閉塞器全閉後の静水頭　＝　110.850　m
(水槽水位WL　630.200　m － 入口弁中心EL　519.350　m)
V_0 ： 管内平均流速　(m/s)
h_0 ： 水撃作用による閉塞器位置における上昇水頭　(m)
T_1 ： 圧力波が管内を往復する時間
＝ 2L/α ＝ 0.76 ＜ 4.0 sec　：緩閉塞である

(b) 管内平均流速の計算

V_0 ： 有効平均流速　(m/s)
Q ： 流　量　(m^3/s)
A_0 ： 有効平均断面積　(m^2)
Dn ： 各管内径　(m)
Ln ： 各管に対する管路長　(m)
An ： 各断面積　＝　Q/Vn (m^2)

$$\left\{ 漸縮管に対して\ Vn = \frac{V_{n+1}+V_{n-1}}{2} \right\}$$

n	Dn	An	Qn	Vn	Ln	Vn・Ln
1	2.000	3.142	11.63	3.701	32.670	120.912
2	2.000	3.142	11.63	3.701	99.450	368.064
3	2.000	3.142	11.63	3.701	89.220	330.203
4	2.000	3.142	11.63	3.701	77.320	286.161
5	2.000	3.142	11.63	3.701	11.340	41.969
Σ					310.000	1,147.309

$$V_0 = \frac{\Sigma\ (Vn \cdot Ln)}{\Sigma\ Ln} = \frac{1,147.309}{310.000} = 3.701\ m/s$$

(c) 圧力波の伝播速度の計算

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{W}{g}\left(\frac{1}{K}+\frac{1}{E}\cdot\frac{D}{t}\right)}}$$

ここに、　α ： 圧力波の伝播速度　(m/s)
D ： 管内径 (m)
t ： 管　厚 (m)
W ： 水の単位重量　＝　1 t/m^3
g ： 重力の加速度　＝　9.8 m/s^2
K ： 水の体積弾性係数　200,000 t/m^2
E ： 鋼の弾性係数　＝ 21,000,000 t/m^2

n	Dn	t (mm)	α	Ln	α・Ln
1	2.000	10	821	32.670	26,822
2	2.000	10	821	99.450	81,648
3	2.000	10	821	89.220	73,250
4	2.000	10	821	77.320	63,480
5	2.000	10	821	11.340	9,310
Σ				310.000	254,510

$$\alpha = \frac{\Sigma(\alpha\cdot Ln)}{\Sigma Ln} = \frac{254,510}{310.000} = 821 \ \mathrm{m/s}$$

(d) 水撃圧の計算

水撃作用による閉塞器位置での上昇水圧（水頭）を計算する。
ここで、当該箇所は制水機のない場合とし、Allievi式により計算するものとする。

① Allieviの管路定数

$$\rho = \frac{\alpha V_0}{2gH_0} = \frac{821 \times 3.701}{2 \times 9.8 \times 110.85} = 1.399$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$\theta = \frac{\alpha T}{2L_0} = \frac{821 \times 4.0}{2 \times 310.000} = 5.297$$

③ 管路定数と閉塞時間定数の比

$$n = \frac{\rho}{\theta} = \frac{1.399}{5.297} = 0.264$$

④ 水撃圧の計算

Allieviの管路定数：$\rho = 1.399 > 1$

となることから、「水門鉄管技術基準」より、次式を用いて水撃圧を算出する。

$$\frac{h_0}{H_0} = \frac{2n}{1 + n(\theta - 1)} = \frac{2 \times 0.264}{1 + 0.264 (5.297 - 1)}$$

$$= 0.247$$

$$\therefore h_0 = 0.2470 \times 110.85 = 27.38 \quad 28.00 \text{ m}$$

⑤ 水撃圧の割増

水撃作用による上昇水圧の実測値は水車特性の影響により計算値と相違することが多いので、水撃圧水頭は20 %の余裕を見込むものとする。

$$\therefore h_0 = 27.38 \times 1.2 = 33.00 \text{ m}$$

(e) 設計水頭

設計水頭は、次式により算出する。

設計水頭 ＝ 静水頭 ＋ 襲波水頭 ＋ 水撃圧水頭

静水頭は、水槽水位（WI　630.200　m）から鉄管中心高までの水頭とする。

襲波水頭は、本検討では余水吐越流水深を考慮していないことから　0　とする。

水撃圧水頭は、水車中心において最大、水槽で0とし、途中は管長に比例して直線変化するものとする。水撃圧水頭は次式により算出する。

$$H_3 = h_0 \times \frac{L_i}{L_0}$$

ここに、 h_0 ： 最大水撃圧水頭　＝　33.00　m
L_i ： 水槽より各検討位置までの管長　(m)
L_0 ： 水槽より入口弁中心までの管長＝　310.000　m

各検討断面の設計水頭

No.	検討断面	管　長 Ｌｉ (m)	静水頭 H_1 (m)	襲波水頭 H_2 (m)	水撃圧水頭 H_3 (m)	設計水頭 H (m)
1	D＝2 t＝10	32.670	14.300 (ＥＬ615.900)	0.000	3.478	17.78
2	D＝2 t＝10	99.450	44.300 (ＥＬ585.900)	0.000	14.065	58.37
3	D＝2 t＝10	89.220	74.300 (ＥＬ555.900)	0.000	23.563	97.86
4	D＝2 t＝10	77.320	110.850 (ＥＬ519.350)	0.000	31.794	142.64
5	D＝2 t＝10	11.340	110.850 (ＥＬ519.350)	0.000	33.001	143.85

(　)は管中心高

(3)管厚の計算

(a) 最小板厚の計算

最小板厚は、次式により算出する。

$$t_0 = \frac{D_0 + 800}{400} \qquad \text{（ただし、6㎜以上）}$$

ここに、 t_0 ： 余裕厚を含んだ管胴最小板厚 (㎜)

D_0 ： 内　径 (㎜)

管内径 D_0 (㎜)	最小板厚 t_0 (㎜)	使用板厚 t (㎜)	判定
1800	6.50	10	≧6㎜　OK

(b) 許容水頭

内圧をすべて管胴で負担する場合の各材質・板厚に対する許容水頭は、次式により算出する。

$$Ha = \frac{2000 \cdot \sigma a \cdot \eta \ (t_0 - \varepsilon)}{g \cdot (D_0 + \varepsilon)}$$

ここに、 Ha ： 許容水頭　(m)

σa ： 許容応力　(使用鋼材：ISO E275)

＝ 150　N/㎜^{2}　($t \leqq 16$㎜)

＝ 145　N/㎜^{2}　(16㎜＜$t \leqq 40$㎜)

η ： 溶接効率　＝ 0.80　(現場溶接)

ε ： 余裕厚　＝ 1.5　㎜

t_0 ： 使用板厚　(㎜)

D_0 ： 管内径　(㎜)

No.	管内径 D_0 (㎜)	使用板厚 t_0 (㎜)	余裕厚 ε (㎜)	材質	許容応力 σa (N/㎜^{2})	溶接効率 η	許容水頭 Ha (m)
1	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
2	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
3	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
4	2000	10	1.5	ISO E276	150	0.80	104.00
5	2000	10	1.5	ISO E277	150	0.80	104.00

（c）管胴板厚

設計水頭と許容水頭の比較を次表に示す。

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	設計水頭 H (m)	材質	許容応力 σa (N/mm^2)	許容水頭 Ha (m)	判定
1	2000	10	17.78	ISO E275	150	104.00	OK
2	2000	10	58.37	ISO E275	150	104.00	OK
3	2000	10	97.86	ISO E275	150	104.00	OK
4	2000	10	142.64	ISO E275	150	104.00	NG★
5	2000	10	143.85	ISO E275	150	104.00	NG★

（d）内圧に対する検討

① 円周方向応力

$$\sigma_1 = \frac{P \cdot D}{2(t_0 - \varepsilon)}$$

ここに、 σ_1 ： 円周方向応力 (N/mm^2)
P ： 設計内圧 (MPa)
D ： 余裕厚を除いた管内径 ＝ $D_0 + \varepsilon$ (mm)
t_0 ： 使用板厚 (mm)
ε ： 余裕厚 ＝ 1.5 mm

No.	設計内圧 P (MPa)	管内径 D (mm)	使用板厚 t0 (mm)	円周応力 σ1 (N/mm2)	溶接効率 η	許容応力 η・σa (N/mm2)	判定
1	0.174	2000	10	20.5	0.80	120.0	OK
2	0.572	2000	10	67.3	0.80	120.0	OK
3	0.959	2000	10	112.8	0.80	120.0	OK
4	1.398	2000	10	164.5	0.80	120.0	NG★
5	1.410	2000	10	165.9	0.80	120.0	NG★

(4)管軸方向応力の計算

(a) 温度応力

$\sigma_{21} = \pm\alpha \cdot E \cdot \Delta T$

ここに、 σ_{21} ： 温度応力 （N/mm^2）
α ： 鋼の線膨張係数 ＝ 1.2×10^{-5} /℃
E ： 鋼の弾性係数 ＝ 206000 N/mm^2
ΔT ： 温度変化 ＝ 20 ℃

No.	線膨張係数 α (/℃)	弾性係数 E (N/mm2)	温度変化 ΔT (℃)	温度応力 σ21 (N/mm2)
1	0.000012	206000	20	49.4
2	0.000012	206000	20	49.4
3	0.000012	206000	20	49.4
4	0.000012	206000	20	49.4
5	0.000012	206000	20	49.4

(b) ポアソン効果による応力

$\sigma_{22} = \nu \cdot \sigma r$

ここに、 σ_{22} ： ポアソン効果による応力（N/mm^2）
ν ： 鋼のポアソン比＝ 0.3
σr ： 円周方向応力 ＝ σ_1 （N/mm^2）

No.	ポアソン比 ν	円周応力 σr (N/mm2)	ポアソン応力 σ22 (N/mm2)
1	0.3	20.5	6.2
2	0.3	67.3	20.2
3	0.3	112.8	33.8
4	0.3	164.5	49.4
5	0.3	165.9	49.8

（c）管の傾斜による応力

本検討では、安全側に検討箇所より上部の全ての鉄管重量による軸方向荷重を考慮する。

$$\sigma_{24} = \frac{\Sigma\,(\pi \cdot Dmn \cdot tn \cdot Ln)}{As}\,\gamma s \cdot \sin\theta$$

ここに、 σ_{24} ： 管の傾斜による応力 （N/mm^2）

tn ： 対象範囲の管厚 （mm）

Dmn ： 管厚tn部の管厚中心直径 （mm）

Ln ： 管厚tn部の延長 （mm）

γs ： 管の単位質量による荷重

$\gamma s = \gamma p \cdot g$

γp ： 管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

g ： 重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

θ ： 管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

As ： 応力を考慮する部分の管の断面積

$As = \pi \cdot Dm \cdot t_0$

Dm ： 応力を考慮する部分の管厚中心直径 （mm）

t_0 ： 応力を考慮する部分の管厚 （mm）

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 Dm (mm)	管直径 Ln (m)	区間重量 (t)	傾斜角 θ (°)	管傾斜荷重 (管軸方向) (KN/m)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm^2)
1	2000	10	2010	32.670	1,619.439	11.2	3,082.597	0.5
2	2000	10	2010	99.450	4,929.699	27.3	25,240.439	4.0
3	2000	10	2010	89.220	4,422.601	22.6	41,896.371	6.6
4	2000	10	2010	77.320	3,832.723	23.6	56,933.755	9.0
5	2000	10	2010	11.340	562.119	24.6	59,226.949	9.4

(d) 管を梁と考えた時の曲げ応力

$\sigma_{25} = M / Z$

ここに、σ_{25} ：管を梁と考えた時の曲げ応力　(N/mm^2)

Z ：断面係数　(mm^3)

$Z = (\pi/32) \cdot \{(D_0 + t_0 - \varepsilon)^4 - (D_0 + \varepsilon)^4\} / (D_0 + t_0 - \varepsilon)$

M ：応力を求めようとする位置の曲げモーメント（N･mm）

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、

単純梁として、支間中央の曲げモーメントを用いる。

$M = P \cdot L^2 / 8$

L ：支間長（m）

$L = 10.000$ m

P ：管軸直角方向荷重

$P = (Wp + Ww) \cdot \cos\theta$

θ ：管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

Wp ：1m当りの管自重　(kN)

$Wp = \gamma p \cdot (\pi/4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$

γp ：管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

Ww ：1m当りの管内水重

$Ww = \gamma w \cdot (\pi/4) \cdot D_0^2$

γw ：水の単位体積重量

$\gamma p = 1.000$ t/m^3

g ：重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

D_0 ：管内径

t_0 ：使用板厚

ε ：余裕厚

$\varepsilon = 1.5$ mm

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸直角方向荷重 P (kN/m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M (kN･m)	断面係数 Z (mm^3)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm^2)
1	2000	10	11.2	10.000	34.967	437.088	26,858,144	16.3
2	2000	10	27.3	10.000	31.676	395.950	26,858,144	14.7
3	2000	10	22.6	10.000	32.909	411.363	26,858,144	15.3
4	2000	10	23.6	10.000	32.665	408.313	26,858,144	15.2
5	2000	10	24.6	10.000	32.411	405.138	26,858,144	15.1

(e) 管軸に垂直な方向のせん断力

$$\tau = \frac{2 \cdot S \cdot \cos\theta}{As}$$

ここに、 τ ： 管軸に垂直な方向のせん断力 （N/mm^2）

S ： 応力を求めようとする位置のせん断力 （N）

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間端部のせん断力を用いる。

$S \cdot \cos\theta = P \cdot L / 2$

L ： 支間長（m）

$L = 10.000$ m

P ： 管軸直角方向荷重

$P = (Wp + Ww) \cdot \cos\theta$

θ ： 管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

Wp ： 1m当りの管自重 （kN）

$Wp = \gamma p \cdot (\pi / 4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$

γp ： 管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

Ww ： 1m当りの管内水重

$Ww = \gamma w \cdot (\pi / 4) \cdot D_0^2$

γw ： 水の単位体積重量

$\gamma p = 1.000$ t/m^3

g ： 重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

As ： 応力を考慮する部分の管の断面積

$As = \pi \cdot Dm \cdot t_0$

Dm ： 応力を考慮する部分の管厚中心直径 （mm）

t_0 ： 応力を考慮する部分の管厚 （mm）

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 Dm (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸方向荷重 P (kN/m)	せん断力 $S \cdot \cos\theta$ (kN)	せん断応力 τ (N/mm^2)
1	2000	10	2010	11.2	10.000	34.967	174.835	2.8
2	2000	10	2010	27.3	10.000	31.676	158.380	2.5
3	2000	10	2010	22.6	10.000	32.909	164.545	2.6
4	2000	10	2010	23.6	10.000	32.665	163.325	2.6
5	2000	10	2010	24.6	10.000	32.411	162.055	2.6

（f）管軸方向応力合計

温度上昇時　$\sigma_2 = -\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$

温度下降時　$\sigma_2' = +\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$

No.	温度応力 σ_{21} (N/mm²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm²)	局部応力 σ_{23} (N/mm²)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm²)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm²)	管軸方向応力合計	
						σ_2 (N/mm²)	σ_2' (N/mm²)
1	49.4	6.2	—	0.5	16.3	-27.5	71.4
2	49.4	20.2	—	4.0	14.7	-18.6	80.3
3	49.4	33.8	—	6.6	15.3	-6.9	92.0
4	49.4	49.4	—	9.0	15.2	6.1	105.0
5	49.4	49.8	—	9.4	15.1	6.0	104.9

（軸方向方力は、引張方向を正とする。）

(5)等価応力による照査

$$\sigma eq = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3\tau^2)}$$

ここに、　σeq　：等　価　応　力　(N/mm²)

$\sigma 1$　：円周方向応力　(N/mm²)

$\sigma 2$　：管軸方向応力　(N/mm²)

τ　：管軸に垂直方向のせん断応力　(kgf/cm²)

No.	円周応力 σ_1 (N/mm²)	管軸方向応力合計		せん断応力 τ (N/mm²)	等価応力		許容応力 σa (N/mm²)	判定
		σ_2 (N/mm²)	σ_2' (N/mm²)		σeq (N/mm²)	$\sigma eq'$ (N/mm²)		
1	20.5	-27.5	71.4	2.8	42.0	63.8	120	OK
2	67.3	-18.6	80.3	2.5	78.4	74.8	120	OK
3	112.8	-6.9	92.0	2.6	116.5	104.1	120	OK
4	164.5	6.1	105.0	2.6	161.6	144.3	120	NG★
5	165.9	6.0	104.9	2.6	163.0	145.4	120	NG★

(6)水頭および応力照査結果

No.	管内径	使用板厚	管延長	管胴板厚			内圧		
				設計水頭	許容水頭	判定	円周応力	許容応力	判定
	D_0	t_0	Ln	H	Ha		σ1	η・σa	
	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)		(N/mm^2)	(N/mm^2)	
1	2000	10	32.670	17.78	104.00	OK	20.50	120.00	OK
2	2000	10	99.450	58.37	104.00	OK	67.30	120.00	OK
3	2000	10	89.220	97.86	104.00	OK	112.80	120.00	OK
4	2000	10	77.320	142.64	104.00	NG★	164.50	120.00	NG★
5	2000	10	11.340	143.85	104.00	NG★	165.90	120.00	NG★

No.	管内径	使用板厚	管延長	管軸方向応力			
				等価応力		許容応力	判定
	D_0	t_0	Ln	σeq	σeq'	σa	
	(mm)	(mm)	(m)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
1	2000	10	32.670	42.00	63.85	120	OK
2	2000	10	99.450	78.40	74.80	120	OK
3	2000	10	89.220	116.50	104.06	120	OK
4	2000	10	77.320	161.60	144.33	120	NG★
5	2000	10	11.340	163.00	145.41	120	NG★

以上より、当該地点の水圧鉄管は、日本の手法を用いて確認した場合、一部管厚不足の個所があった。

別添資料 L4-5
水圧管路の圧力および管胴本体の計算
（Lae Ordi II地点－改善提案）

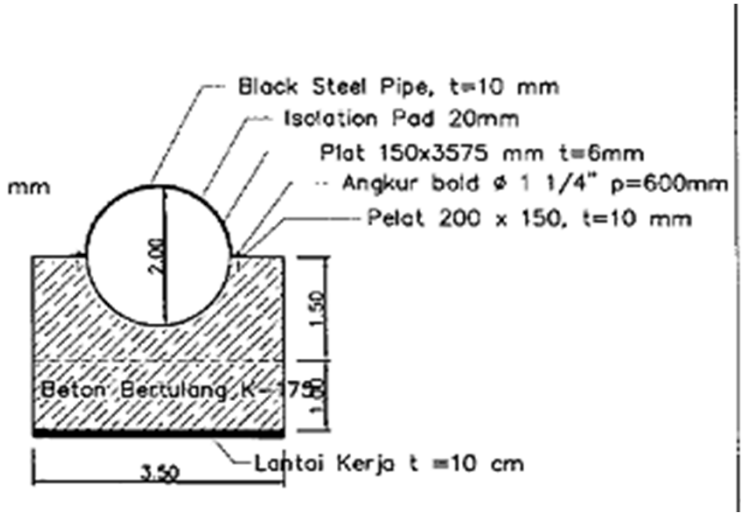
(1)設計要領

発電用水力設備の技術基準および水門鉄管技術基準を基に計算を行う。

型　　式 ： 露出管及びコンクリート被覆埋設管
条　　数 ： 1 条
管　内　径 ： 2.000 m
使　用　管　厚 ： 10～24 mm
管　延　長 ： 310.000 m （水圧鉄管始点から分岐管までの曲線長 ）
最 大 静 水 頭 ： 110.850 m （水槽水位WL 630.20 mから入口弁中心EL 519.35 mまでの水頭）
最大水撃圧水頭 ： 32.000 m （入口弁中心）
襲　波　水　頭 ： 0.000 m
最 大 設 計 水 頭 ： 142.850 m （入口弁中心）
最　大　流　量 ： 11.63 m^3/s
水 車 閉 塞 時 間 ： 4 sec
余　裕　厚 ： 1.5 mm
外圧に対する安全率 ： 1.5 以上
温　度　変　化 ： 20 ℃
使　用　鋼　材 ：
許　容　応　力

材　質	板　厚 (mm)	引張応力 (N/mm^2)	圧縮応力 (N/mm^2)	せん断応力 (N/mm^2)	支圧応力 (N/mm^2)
ISO E275 A-D	t ≦16	150	150	85	255
	16＜t ≦40	145	145	80	245
	40＜t ≦63	140	140	80	235

鋼 の 弾 性 係 数 ： 206 kN/mm^2
鋼の線膨張係数 ： 1.2×10^{-5} /℃
鋼のポアソン比 ： 0.3
溶　接　効　率 ： 工場 0.85　　現場 0.80



(2)設計水頭の計算

(a) 記　号

T ： 閉塞器の閉鎖時間　＝　4.0 sec　(想定値)
L ： 管路の長さ　＝　310.000 m　(水槽始点から入口弁中心までの曲線長)
Q ： 最大使用水量　＝　11.63 m^3/s
α ： 圧力波の伝播速度　＝　847 m/s
H_0 ： 水車端における閉塞器全閉後の静水頭　＝　110.850　m
(水槽水位WL　630.200　m － 入口弁中心EL　519.350　m)
V_0 ： 管内平均流速　(m/s)
h_0 ： 水撃作用による閉塞器位置における上昇水頭　(m)
T_1 ： 圧力波が管内を往復する時間
＝ 2L/α ＝　0.73　＜　4.0 sec　：緩閉塞である

(b) 管内平均流速の計算

V_0 ： 有効平均流速　(m/s)
Q ： 流　量　(m^3/s)
A_0 ： 有効平均断面積　(m^2)
Dn ： 各管内径　(m)
Ln ： 各管に対する管路長　(m)
An ： 各断面積　＝　Q/Vn　(m^2)

$$\left\{ 漸縮管に対して\ Vn = \frac{V_{n+1}+V_{n-1}}{2} \right\}$$

n	Dn	An	Qn	Vn	Ln	Vn・Ln
1	2.000	3.142	11.63	3.701	32.670	120.912
2	2.000	3.142	11.63	3.701	99.450	368.064
3	2.000	3.142	11.63	3.701	89.220	330.203
4	2.000	3.142	11.63	3.701	77.320	286.161
5	2.000	3.142	11.63	3.701	11.340	41.969
Σ					310.000	1,147.309

$$V_0 = \frac{\Sigma\ (Vn \cdot Ln)}{\Sigma\ Ln} = \frac{1,147.309}{310.000} = 3.701\ \ m/s$$

(c) 圧力波の伝播速度の計算

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{W}{g}\left(\frac{1}{K}+\frac{1}{E}\cdot\frac{D}{t}\right)}}$$

ここに、　α ： 圧力波の伝播速度　(m/s)
D ： 管内径 (m)
t ： 管　厚 (m)
W ： 水の単位重量　＝　1 t/m^3
g ： 重力の加速度　＝　9.8 m/s^2
K ： 水の体積弾性係数　200,000 t/m^2
E ： 鋼の弾性係数　＝ 21,000,000 t/m^2

n	Dn	t (mm)	α	Ln	α・Ln
1	2.000	10	821	32.670	26,822
2	2.000	10	821	99.450	81,648
3	2.000	10	821	89.220	73,250
4	2.000	14	911	77.320	70,439
5	2.000	14	911	11.340	10,331
Σ				310.000	262,490

$$\alpha = \frac{\Sigma(\alpha\cdot Ln)}{\Sigma Ln} = \frac{262,490}{310.000} = 847 \ \mathrm{m/s}$$

(d) 水撃圧の計算

水撃作用による閉塞器位置での上昇水圧（水頭）を計算する。
ここで、当該箇所は制水機のない場合とし、Allievi式により計算するものとする。

① Allieviの管路定数

$$\rho = \frac{\alpha V_0}{2gH_0} = \frac{847 \times 3.701}{2 \times 9.8 \times 110.85} = 1.443$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$\theta = \frac{\alpha T}{2L_0} = \frac{847 \times 4.0}{2 \times 310.000} = 5.465$$

③ 管路定数と閉塞時間定数の比

$$n = \frac{\rho}{\theta} = \frac{1.443}{5.465} = 0.264$$

④ 水撃圧の計算

Allieviの管路定数：$\rho =$ 1.443 ＞ 1

となることから、「水門鉄管技術基準」より、次式を用いて水撃圧を算出する。

$$\frac{h_0}{H_0} = \frac{2n}{1 + n(\theta - 1)} = \frac{2 \times 0.264}{1 + 0.264 \ (5.465 - 1)}$$

$$= 0.242$$

$$\therefore \ h_0 = 0.2420 \times 110.85 = 26.83 \qquad 27.00 \ \mathrm{m}$$

⑤ 水撃圧の割増

水撃作用による上昇水圧の実測値は水車特性の影響により計算値と相違することが多いので、水撃圧水頭は20 %の余裕を見込むものとする。

$$\therefore \ h_0 = 26.83 \times 1.2 = 32.00 \ \mathrm{m}$$

(e) 設計水頭

設計水頭は、次式により算出する。

設計水頭 ＝ 静水頭 ＋ 襲波水頭 ＋ 水撃圧水頭

静水頭は、水槽水位（WI　630.200　m）から鉄管中心高までの水頭とする。

襲波水頭は、本検討では余水吐越流水深を考慮していないことから　0　とする。

水撃圧水頭は、水車中心において最大、水槽で0とし、途中は管長に比例して直線変化するものとする。水撃圧水頭は次式により算出する。

$$H_3 = h_0 \times \frac{L_i}{L_0}$$

ここに、 h_0 ： 最大水撃圧水頭　＝　32.00　m
L_i ： 水槽より各検討位置までの管長　(m)
L_0 ： 水槽より入口弁中心までの管長 ＝　310.000　m

各検討断面の設計水頭

No.	検討断面	管　長 Li (m)	静水頭 H_1 (m)	襲波水頭 H_2 (m)	水撃圧水頭 H_3 (m)	設計水頭 H (m)
1	D＝2 t＝10	32.670	14.300 (EL615.900)	0.000	3.372	17.67
2	D＝2 t＝10	99.450	44.300 (EL585.900)	0.000	13.638	57.94
3	D＝2 t＝14	89.220	74.300 (EL555.900)	0.000	22.848	97.15
4	D＝2 t＝14	77.320	110.850 (EL519.350)	0.000	30.829	141.68
5	D＝2 t＝14	11.340	110.850 (EL519.350)	0.000	32.000	142.85

(　)は管中心高

(3)管厚の計算

(a) 最小板厚の計算

最小板厚は、次式により算出する。

$$t_0 = \frac{D_0 + 800}{400} \qquad \text{（ただし、6㎜以上）}$$

ここに、 t_0 ： 余裕厚を含んだ管胴最小板厚 (㎜)

D_0 ： 内　径 (㎜)

管内径 D_0 (㎜)	最小板厚 t_0 (㎜)	使用板厚 t (㎜)	判定
1800	6.50	10	≧6㎜　OK

(b) 許容水頭

内圧をすべて管胴で負担する場合の各材質・板厚に対する許容水頭は、次式により算出する。

$$Ha = \frac{2000 \cdot \sigma a \cdot \eta \ (t_0 - \varepsilon)}{g \cdot (D_0 + \varepsilon)}$$

ここに、 Ha ： 許容水頭　(m)

σa ： 許容応力　(使用鋼材：ISO E275)

＝ 150　N/㎜^{2}　($t \leqq 16$㎜)

＝ 145　N/㎜^{2}　(16㎜＜$t \leqq 40$㎜)

η ： 溶接効率　＝ 0.80　(現場溶接)

ε ： 余裕厚　＝ 1.5　㎜

t_0 ： 使用板厚　(㎜)

D_0 ： 管内径　(㎜)

No.	管内径 D_0 (㎜)	使用板厚 t_0 (㎜)	余裕厚 ε (㎜)	材質	許容応力 σa (N/㎜^{2})	溶接効率 η	許容水頭 Ha (m)
1	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
2	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
3	2000	10	1.5	ISO E275	150	0.80	104.00
4	2000	14	1.5	ISO E276	150	0.80	152.95
5	2000	14	1.5	ISO E277	150	0.80	152.95

（c）管胴板厚

設計水頭と許容水頭の比較を次表に示す。

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	設計水頭 H (m)	材質	許容応力 σa (N/mm^2)	許容水頭 Ha (m)	判定
1	2000	10	17.67	ISO E275	150	104.00	OK
2	2000	10	57.94	ISO E275	150	104.00	OK
3	2000	10	97.15	ISO E275	150	104.00	OK
4	2000	14	141.68	ISO E275	150	152.95	OK
5	2000	14	142.85	ISO E275	150	152.95	OK

（d）内圧に対する検討

① 円周方向応力

$$\sigma_1 = \frac{P \cdot D}{2(t_0 - \varepsilon)}$$

ここに、 σ_1 ： 円周方向応力 (N/mm^2)
P ： 設計内圧 (MPa)
D ： 余裕厚を除いた管内径 ＝ $D_0 + \varepsilon$ (mm)
t_0 ： 使用板厚 (mm)
ε ： 余裕厚 ＝ 1.5 mm

No.	設計内圧 P (MPa)	管内径 D (mm)	使用板厚 t0 (mm)	円周応力 σ1 (N/mm2)	溶接効率 η	許容応力 η・σa (N/mm2)	判定
1	0.173	2000	10	20.4	0.80	120.0	OK
2	0.568	2000	10	66.8	0.80	120.0	OK
3	0.952	2000	10	112.0	0.80	120.0	OK
4	1.389	2000	14	111.1	0.80	120.0	OK
5	1.400	2000	14	112.0	0.80	120.0	OK

(4)管軸方向応力の計算

(a) 温度応力

$\sigma_{21} = \pm\alpha \cdot E \cdot \Delta T$

ここに、 σ_{21} ： 温度応力 （N/mm^2）
α ： 鋼の線膨張係数 ＝ 1.2×10^{-5} /℃
E ： 鋼の弾性係数 ＝ 206000 N/mm^2
ΔT ： 温度変化 ＝ 20 ℃

No.	線膨張係数 α (/℃)	弾性係数 E (N/mm2)	温度変化 ΔT (℃)	温度応力 σ21 (N/mm2)
1	0.000012	206000	20	49.4
2	0.000012	206000	20	49.4
3	0.000012	206000	20	49.4
4	0.000012	206000	20	49.4
5	0.000012	206000	20	49.4

(b) ポアソン効果による応力

$\sigma_{22} = \nu \cdot \sigma r$

ここに、 σ_{22} ： ポアソン効果による応力 （N/mm^2）
ν ： 鋼のポアソン比 ＝ 0.3
σr ： 円周方向応力 ＝ σ_1 （N/mm^2）

No.	ポアソン比 ν	円周応力 σr (N/mm2)	ポアソン応力 σ22 (N/mm2)
1	0.3	20.4	6.1
2	0.3	66.8	20.0
3	0.3	112.0	33.6
4	0.3	111.1	33.3
5	0.3	112.0	33.6

（c）管の傾斜による応力

本検討では、安全側に検討箇所より上部の全ての鉄管重量による軸方向荷重を考慮する。

$$\sigma_{24} = \frac{\Sigma\,(\pi \cdot Dmn \cdot tn \cdot Ln)}{As}\,\gamma s \cdot \sin\theta$$

ここに、 σ_{24} ： 管の傾斜による応力 （N/mm^2）

tn ： 対象範囲の管厚 （mm）

Dmn ： 管厚tn部の管厚中心直径 （mm）

Ln ： 管厚tn部の延長 （mm）

γs ： 管の単位質量による荷重

$\gamma s = \gamma p \cdot g$

γp ： 管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

g ： 重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

θ ： 管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

As ： 応力を考慮する部分の管の断面積

$As = \pi \cdot Dm \cdot t_0$

Dm ： 応力を考慮する部分の管厚中心直径 （mm）

t_0 ： 応力を考慮する部分の管厚 （mm）

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 Dm (mm)	管直径 Ln (m)	区間重量 (t)	傾斜角 θ (°)	管傾斜荷重 (管軸方向) (KN/m)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm^2)
1	2000	10	2010	32.670	1,619.439	11.2	3,082.597	0.5
2	2000	10	2010	99.450	4,929.699	27.3	25,240.439	4.0
3	2000	10	2010	89.220	4,422.601	22.6	41,896.371	6.6
4	2000	14	2014	77.320	3,840.350	23.6	56,963.679	6.4
5	2000	14	2014	11.340	563.238	24.6	59,261.438	6.7

(d) 管を梁と考えた時の曲げ応力

$\sigma_{25} = M / Z$

ここに、σ_{25} ： 管を梁と考えた時の曲げ応力　(N/mm^2)

Z ： 断面係数　(mm^3)

$Z = (\pi/32) \cdot \{(D_0 + t_0 - \varepsilon)^4 - (D_0 + \varepsilon)^4\} / (D_0 + t_0 - \varepsilon)$

M ： 応力を求めようとする位置の曲げモーメント　(N･mm)

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、

単純梁として、支間中央の曲げモーメントを用いる。

$M = P \cdot L^2 / 8$

L ： 支間長（m）

$L = 10.000$ m

P ： 管軸直角方向荷重

$P = (Wp + Ww) \cdot \cos\theta$

θ ： 管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

Wp ： 1m当りの管自重　(kN)

$Wp = \gamma p \cdot (\pi/4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$

γp ： 管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

Ww ： 1m当りの管内水重

$Ww = \gamma w \cdot (\pi/4) \cdot D_0^2$

γw ： 水の単位体積重量

$\gamma p = 1.000$ t/m^3

g ： 重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

D_0 ： 管内径

t_0 ： 使用板厚

ε ： 余裕厚

$\varepsilon = 1.5$ mm

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸直角方向荷重 P (kN/m)	曲げモーメント M (kN･m)	断面係数 Z (mm^3)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm^2)
1	2000	10	11.2	10.000	34.967	437.088	26,858,144	16.3
2	2000	10	27.3	10.000	31.676	395.950	26,858,144	14.7
3	2000	10	22.6	10.000	32.909	411.363	26,858,144	15.3
4	2000	14	23.6	10.000	34.457	430.713	39,577,505	10.9
5	2000	14	24.6	10.000	34.189	427.363	39,577,505	10.8

(e) 管軸に垂直な方向のせん断力

$$\tau = \frac{2 \cdot S \cdot \cos\theta}{As}$$

ここに、 τ ： 管軸に垂直な方向のせん断力 （N/mm^2）

S ： 応力を求めようとする位置のせん断力 （N）

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間端部のせん断力を用いる。

$S \cdot \cos\theta = P \cdot L / 2$

L ： 支間長（m）

$L = 10.000$ m

P ： 管軸直角方向荷重

$P = (Wp + Ww) \cdot \cos\theta$

θ ： 管軸と水平面とのなす角度（°）

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

Wp ： 1m当りの管自重 （kN）

$Wp = \gamma p \cdot (\pi / 4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$

γp ： 管の単位体積重量

$\gamma p = 7.850$ t/m^3

Ww ： 1m当りの管内水重

$Ww = \gamma w \cdot (\pi / 4) \cdot D_0^2$

γw ： 水の単位体積重量

$\gamma p = 1.000$ t/m^3

g ： 重力加速度

$g = 9.8$ t/m^2

As ： 応力を考慮する部分の管の断面積

$As = \pi \cdot Dm \cdot t_0$

Dm ： 応力を考慮する部分の管厚中心直径 （mm）

t_0 ： 応力を考慮する部分の管厚 （mm）

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 Dm (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸方向荷重 P (kN/m)	せん断力 S・cosθ (kN)	せん断応力 τ (N/mm^2)
1	2000	10	2010	11.2	10.000	34.967	174.835	2.8
2	2000	10	2010	27.3	10.000	31.676	158.380	2.5
3	2000	10	2010	22.6	10.000	32.909	164.545	2.6
4	2000	14	2014	23.6	10.000	34.457	172.285	1.9
5	2000	14	2014	24.6	10.000	34.189	170.945	1.9

（f）管軸方向応力合計

温度上昇時　$\sigma_2 = -\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$

温度下降時　$\sigma_2' = +\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$

No.	温度応力 σ_{21} (N/mm²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm²)	局部応力 σ_{23} (N/mm²)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm²)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm²)	管軸方向応力合計	
						σ_2 (N/mm²)	σ_2' (N/mm²)
1	49.4	6.1	—	0.5	16.3	-27.5	71.4
2	49.4	20.0	—	4.0	14.7	-18.7	80.2
3	49.4	33.6	—	6.6	15.3	-7.1	91.7
4	49.4	33.3	—	6.4	10.9	-11.6	87.3
5	49.4	33.6	—	6.7	10.8	-11.7	87.1

（軸方向方力は、引張方向を正とする。）

(5)等価応力による照査

$$\sigma eq = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3\tau^2)}$$

ここに、　σeq　：等　価　応　力　(N/mm²)

$\sigma 1$　：円周方向応力　(N/mm²)

$\sigma 2$　：管軸方向応力　(N/mm²)

τ　：管軸に垂直方向のせん断応力　(kgf/cm²)

No.	円周応力 σ_1 (N/mm²)	管軸方向応力合計		せん断応力 τ (N/mm²)	等価応力		許容応力 σa (N/mm²)	判定
		σ_2 (N/mm²)	σ_2' (N/mm²)		σeq (N/mm²)	$\sigma eq'$ (N/mm²)		
1	20.4	-27.5	71.4	2.8	41.9	63.8	120	OK
2	66.8	-18.7	80.2	2.5	78.0	74.5	120	OK
3	112.0	-7.1	91.7	2.6	115.8	103.5	120	OK
4	111.1	-11.6	87.3	1.9	117.4	101.4	120	OK
5	112.0	-11.7	87.1	1.9	118.4	101.9	120	OK

以上より、当該地点の水圧鉄管は、日本の手法を用いても安定であることが確認される。

(6)水頭および応力照査結果

No.	管内径	使用板厚	管延長	管胴板厚			内圧		
				設計水頭	許容水頭	判定	円周応力	許容応力	判定
	D_0	t_0	Ln	H	Ha		σ1	η・σa	
	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)		(N/mm^2)	(N/mm^2)	
1	2000	10	32.670	17.67	104.00	OK	20.40	120.00	OK
2	2000	10	99.450	57.94	104.00	OK	66.80	120.00	OK
3	2000	10	89.220	97.15	104.00	OK	112.00	120.00	OK
4	2000	14	77.320	141.68	152.95	OK	111.10	120.00	OK
5	2000	14	11.340	142.85	152.95	OK	112.00	120.00	OK

No.	管内径	使用板厚	管延長	管軸方向応力			
				等価応力		許容応力	判定
	D_0	t_0	Ln	σeq	σeq'	σa	
	(mm)	(mm)	(m)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
1	2000	10	32.670	41.90	63.85	120	OK
2	2000	10	99.450	78.00	74.52	120	OK
3	2000	10	89.220	115.80	103.47	120	OK
4	2000	14	77.320	117.40	101.36	120	OK
5	2000	14	11.340	118.40	101.92	120	OK

以上より、上記の設定管厚の基、日本の手法を用いて計算した結果、安定であることが確認される。
また、このように管厚を何段階かに分けて設定することにより、経済性が向上すると考えられる。

別添資料 L4-6
UKL/UPL (Lae Ordi II地点)

BUPATI PAKPAK BHARAT

Nomor : 660/409/KLHP/VIII/2009
Sifat : Penting
Lampiran : 1 (Satu) Set
Perihal : **Persetujuan UKL dan UPL PLTA Lae Ordi II Kec. Pergetteng-getteng Sengkut**

Salak, 14 September 2009
Kepada Yth
PT. BAKARA BUMI ENERGI
Jl. H. Abd. Rahman Syihab No. 1-A
di -
Medan

Menindaklanjuti Surat saudara Nomor : 0007/B1/DU/BKR-MDN/III/2009 Tanggal 25 Maret 2009 perihal Pengesahan Dokumen UKL dan UPL yang ditindaklanjuti dengan Surat Bupati Pakpak Bharat No. 005/3351/KLHP/VI/2009 Tanggal 31 Juli 2009 perihal Undangan ekspose dan telah dilaksanakan ekspose oleh PT. Bakara Bumi Energi pada tanggal 5 Agustus 2009 di Ruang rapat Setda Kab. Pakpak Bharat.

Dengan dilaksanakannya ekspose maka UKL dan UPL PLTA Lae Ordi II dapat kami setujui dengan ketentuan sebagai berikut :

a. Melaksanakan pengelolaan dan pemantauan lingkungan hidup sesuai dengan yang tercantum di dokumen UKL dan UPL yang disetujui;
b. Mempertahankan dan meningkatkan kualitas air;
c. Melaksanakan koordinasi dengan instansi terkait dan masyarakat sekitar lokasi kegiatan.
d. Selalu memantau kualitas lingkungan disekitar lokasi terkait kegiatan pembangunan dampak yang ditimbulkan dihilir sungai;
e. Siap menerima inspeksi dari instansi Pemerintah yang membidangi Pengawasan di bidang lingkungan.

Demikian persetujuan UKL dan UPL PLTA Lae Ordi II ini diberikan untuk dapat dipergunakan sebagaimana mestinya dan atas kerjasamanya diucapkan terima kasih.

BUPATI PAKPAK BHARAT

H. MAKMUR BERASA

Tembusan Kepada Yth. :

1. Bapak Menteri Energi dan Sumber Daya Mineral Republik Indonesia di Jakarta;
2. Bapak Gubernur Sumatera Utara di Medan;
3. Sdr. Kepala Dinas Pertambangan Propinsi Sumatera Utara di Medan;
4. Sdr. Kepala Badan Lingkungan Hidup Propinsi Sumatera Utara di Medan;
5. Sdr. Kepala Dinas Kehutanan, Lingkungan Hidup dan Pertambangan di Salak;
6. Pertinggal

別添資料 L4-7
地元説明会議事録
(Lae Ordi II地点)

MINUTES OF MEETING/PRESENTATION UKL/UPL PLTA LAE ORDI I (PT. BAKARA BUMI ENERGI) YEAR 2009

Day/Date : WEDNESDAY, AUGUST 5 , 2009
Venue : MEETING ROOM SETDA,PAKPAK BARAT

NO	NAME	INSTITUTION	COMMENTS / OPINIONS	ANSWER PT.BBE
1.	Ir. Muh.Aris Gajah	Head of Estates Department of Agriculture	From the point of aesthetics: Structuring Projects must coordinate with the Department of Tourism to be used as a natural tourist attraction and source of electrical power.	Implementation of the project effort to combine these elements for coordination with related agencies that have multiple benefits and improve the aesthetic value.
2.	Jonner Nadaek,SH	NGOs PILIHI	In the phase of the development that NGOs are involved as a supervisor in the environmental.	It is recommended that NGOs to coordinate with local government, because in principle a public company in terms of supervision.
3.	Mitong manik	Community leaders Kecupak	In the construction of the hydroelectric project, what is its contribution to the surrounding community?	Effort in the implementation of the project will use local labor in accordance with the field and expertise needed by the company as a contribution to society.
4.	Efendi Berutu, SP	Head of Physical and Infrastructure BAPPEDA	1.Is the construction of hydropower projects Lae Ordi I do not have a negative impact on the environment?	1. As electric power is sourced from the water,the project would not interfere and reduce the need for public water consumption for everyday needs as well as rice fields and irrigation development will not pollute the water and the environment.

NO	NAME	INSTITUTION	COMMENTS / OPINIONS	ANSWER PT.BBE
			2.How does the company embrace the community in the land acquisition. 3.How Community Development for the community? 4.BAPPEDA To be involved in the construction of hydropower and facilities to the community.	2.The problem of land acquisition will be implemented with the best agreement with landowners and local governments. 3.Setting the amount of Community Development funds will be discussed further and the allocation to improve the welfare of the public and transparent. 4. BAPPEDA Involvement in development issues power plant to the regional governments.
5.	Pestakem Habeahan, S.Pd	Camat Pergetteng-getteng Sengkut	1.Whether justified the formation of teams for the acquisition of public land. 2.The archives of the company not yet submitted to the sub-district .	1.Formation of the problems that we submit to the Government and after agreement with the government there will be no further discussion meeting on the implementation of land acquisition by inviting relevant parties. 2. Will be completed by the company.

NO	NAME	INSTITUTION	COMMENTS / OPINIONS	ANSWER PT.BBE
6.	Augusman Padang	Head of the Public Works Department of Human Settlements	1.How to invest will be invested by the company? 2.What kind monitor can be done by the government? 3.Because of this hydroelectric dams, if there is no inundating water that can be caused by environmental damage? 4. Is this power plant will be sold to PLN or free to the public? 5. Is it after 30 years of power plant will be donated to the people of West Pakpak?	3. Investment that will be invested by the company ranges from Rp. 380 Ms / d 500 M depending on the value of a dollar. 2. Supervision that can be done by the local government is in accordance with task, such as overseeing the Office of Public Works in terms of its IMB, Planning, and in terms of spatial planing allocation. Department of Forestry, Environment and mining in terms of mining and the environment through routine monitoring, and so forth. 3 .Hydropower uses the Run of River system, which means the water will keep flowing like a water cycle by making use of the river discharge completely so that no inundation water will occur. 4. This power plant will not be sold to PLN, but the energy is hydroelectric power produced is sold to PLN Because private parties may not sell; own power. 5. This power plant will not be granted to the public because of this power plant has a contract with PLN for 20 years and can be rolled back.

NO	NAME	INSTITUTION	COMMENTS / OPINIONS	ANSWER PT.BBE
7.	Kastro Manik	Head of Land Protection and Rehabilitation of Forestry, Environment and Mining	In the Pre-construction phase, there is a component of land acquisition activities, one of the impact it will have is a sense of dissatisfaction over the implementation of public release, how does that mean?	If hydropower is about the forest then the company would be willing to do revegetation broad area of 2x regulaation harvested in accordance with legislation, and for public land acquisition is done by consensus agreement.
8.	Berari Manik	Community leaders (Landowner)	At the pre-existing components konstrusi land acquisition activities, one of the impact it will have is a sense of dissatisfaction over the implementation of public release, how does that mean?	Public land acquisition process will be implemented by the land acquisition committee that will involve local community leaders and local government based on consensus. The company will provide a satisfactory compensation to landowners based on mutual agreement.
9.	Adios Veros Bancin	Head of Environment Department of Forestry, Environment and Mining	1.Generally, after completion of the project UKL and UPL less attention. Suggestion PT. BBE should implementing UKL and UPL perform their best.	1.UKL and UPL is an environmental document that is a major requirement for hydropower and as a follow-up PT. BBE will implement environmental management and monitoring activities on a regular basis in accordance with those set out in the document UKL-UPL with the best.

NO	NAME	INSTITUTION	COMMENTS / OPINIONS	ANSWER PT.BBE
			2. Order PT. BBE makes Statement of Commitment to UKL / UPL 3. So that water quality be maintained! 4.In order for waste management is done well 5.Saving watershed area of 15 hectares, in order to do so in the form of revegetation water flow required by the hydropower fulfilled.	2.Statement of ability to carry out the UKL and UPL is a condition of completeness so that will be complete. 3.Hydropower development is not going to change and generating the water quality pollution. 4.Hydropower does not produce of waste or B3 5. In order to maintain the discharge, it is necessary to the conservation of watershed areas. Conservation is the responsibility of the district government.
10.	Drs. Kadim Tumangger	Head of Mining Department of Forestry, Environment and Mining	1. These activities have a legal basis for such engagement letter with the authority to include the responsibility of each party 2. What extent Contribution of PT. BBE to the community?	1.Permit Principles and other documents in the construction of hydropower Lae Ordi II will be included in the appendix. 2.At this early stage of PT. BBE has not been much to contribute to society, however, we will seek care for hydropower Lae Ordi II to the surrounding communities
11.	Parulian Sinaga, S. Pd	Secretary of the Department of Perindakop	In order for the company to grant all requests from the public, mainly the surrounding communities.	Our suggestion would be carried out provided they do not conflict with existing rules.

別添資料 L4-8
現地住民の雇用に関するMOU
(Lae Ordi II地点)

NOTA KESEPAHAMAN KERJASAMA

Nomor Pihak Pertama : 0022 TAHUN 2009

Nomor Pihak Kedua : 0001/SPK/DU/BKR-MD/I/2009

Tentang
PEMBANGUNAN PEMBANGKIT LISTRIK TENAGA AIR (PLTA)
DI KABUPATEN PAKPAK BHARAT

Antara
PEMERINTAH KABUPATEN PAKPAK BHARAT
Dengan
PT. BAKARA BUMI ENERGI

Pada hari ini Selasa, tanggal dua puluh tujuh bulan Januari tahun dua ribu sembilan (27-01-2009), kami yang bertanda tangan di bawah ini;

1 H. Makmur Berasa : Bupati Kabupaten Pakpak Bharat Propinsi Sumatera Utara, yang berkedudukan di Salak, Kabupaten Pakpak Bharat, Propinsi Sumatera Utara, dalam hal ini bertindak untuk dan atas nama Pemerintah Kabupaten Pakpak Bharat, selanjutnya disebut sebagai **PIHAK PERTAMA.**

2 Don A. Mahjuddin : Direktur Utama PT. Bakara Bumi Energi, yang berkedudukan di Gedung Prince Center Building Lt. V R. 0501 Jl. Jend Sudirman Kel. Karet Tengsin, Kec. Tanah Abang Jakarta Pusat, dalam hal ini bertindak untuk dan atas nama PT. Bakara Bumi Energi, selanjutnya disebut sebagai **PIHAK KEDUA.**

PIHAK PERTAMA dan **PIHAK KEDUA** sepakat untuk membuat Nota Kesepahaman Kerjasama dalam hal Pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) Lae Ordi II, yang memanfaatkan aliran Lae Ordi dari Desa Kecupak I melalui Desa Simerpara, Kecamatan Pergeteng-geteng Sengkut sampai Desa Majanggut II Kuta Liang, Kecamatan Kerajaan , Kabupaten Pakpak Bharat, Propinsi Sumatera Utara dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

PASAL 1
MAKSUD DAN TUJUAN

PIHAK PERTAMA dan **PIHAK KEDUA** mengadakan kesepakatan kerjasama untuk memfasilitasi pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) Lae Ordi II, yang memanfaatkan aliran Lae Ordi dari Desa Kecupak I melalui Desa Simerpara, Kecamatan Pergeteng-geteng Sengkut sampai Desa Majanggut II Kuta Liang, Kecamatan Kerajaan , Kabupaten Pakpak Bharat, Propinsi Sumatera Utara.

PASAL 2
TUGAS DAN KEWAJIBAN

Dalam rangka kerjasama ini tugas dan kewajiban masing-masing Pihak adalah sebagai berikut :

a. PIHAK PERTAMA
   - Memberikan Izin lokasi dan Izin Mendirikan Bangunan (IMB) Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) Lae Ordi II.
   - Memfasilitasi pembebasan lahan untuk kebutuhan pembangunan PLTA tersebut di atas.

b. **PIHAK KEDUA**
   - Pembangunan PLTA.
   - Pendanaan

c. **PIHAK KEDUA** akan memberdayakan Sumber Daya Manusia Lokal sesuai dengan bidang dan kemampuan masing-masing.

d. **PIHAK KEDUA** akan memanfaatkan Sumber Daya Alam Lokal yang dibutuhkan sesuai dengan syarat-syarat dan spesifikasi.

e. Kontribusi **PIHAK KEDUA** kepada **PIHAK PERTAMA** mengenai hasil penjualan Energi dan lain-lain akan diatur lebih lanjut sesuai dengan kesepakatan dan ketentuan yang berlaku.

PASAL 3
MASA BERLAKU NOTA KESEPAHAMAN KERJASAMA

1. **PIHAK PERTAMA** dan **PIHAK KEDUA** sepakat bahwa Nota Kesepahaman ini berlaku 1 (satu) tahun dan dapat diperpanjang. **PIHAK KEDUA** harus sudah memulai kegiatan (fisik maupun non fisik) paling lambat 3 (tiga) bulan terhitung sejak Nota Kesepahaman Kerjasama ini ditandatangani oleh KEDUA BELAH PIHAK.

2. Selama masa berlaku Nota Kesepanaman ini, **PIHAK PERTAMA** tidak akan memberikan izin ataupun membuat perjanjian dengan pihak lain atas lokasi yang dimaksud di dalam Nota Kesepahaman ini.

PASAL 4
ENERGI YANG DIHASILKAN

PIHAK KEDUA akan menjual tenaga listrik yang dihasilkan dari proyek ini kepada PT PLN (Persero) Wilayah Sumatera Utara.

PASAL 5
KERAHASIAAN

KEDUA BELAH PIHAK sepakat untuk menjaga kerahasiaan dokumen-dokumen perizinan dan hanya menggunakannya untuk kepentingan sebagaimana tujuan dari Nota Kesepahaman ini, serta tidak akan memberikannya kepada siapapun tanpa persetujuan dari KEDUA BELAH PIHAK.

PASAL 6
PERUBAHAN

PIHAK PERTAMA dan **PIHAK KEDUA** sepakat bahwa setiap perubahan ketentuan dari kesepakatan ini hanya dapat dilakukan atas persetujuan KEDUA BELAH PIHAK yang akan dituangkan di dalam suatu Amandemen.

PASAL 7
LAIN-LAIN

Hal-hal lain yang belum diatur dalam Nota Kesepahaman ini akan diatur lebih lanjut sesuai dengan Peraturan Perundangan yang berlaku.

PIHAK KEDUA	PIHAK PERTAMA
PT. BAKARA BUMI ENERGI	BUPATI KABUPATEN PAKPAK BHARAT
DIREKTUR UTAMA	PROPINSI SUMATERA UTARA
BAKARA BUMI ENERGI PT	METERAI TEMPEL 6000
DON A. MAHJUDDIN	H. MAKMUR BERASA

別添資料 L4-9
モニタリングフォーム（Lae Ordi II地点）

Lae Ordi II プロジェクト モニタリングフォーム

ーモニタリングは、環境レビューによって JICA によるモニタリングが必要と判断された項目について、プロジェクト実施主体者が測定値等を JICA に定期的に提出することで行うが、提出にあたっては、以下モニタリングフォームを必要に応じ参照する。

ーモニタリング項目、頻度、方法等を定めるにあたっては、プロジェクトのフェーズあるいはライフサイクル（建設フェーズと操業フェーズなど）に留意する。

1. 工事開始前

1.1. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
土地所有状況		プロジェクトサイト	1 回／6 ヶ月
生活・生計/収入		プロジェクトサイト	調査期間中に 1 回
住民からの苦情		プロジェクトサイト	用地取得期間中に 1 回

2. 工事期間中

2.1. 水質

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
濁度		取水堰及び水路	1 回／6 ヶ月

2.2. 生態系

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
植生	下表に記入	プロジェクトサイト	1 回／6 ヶ月
水生生物	下表に記入	プロジェクトサイト及び最近隣の居住地	1 回／6 ヶ月
野生生物	下表に記入	プロジェクトサイト及び最近隣の居住地	1 回／6 ヶ月

万が一、貴重種が確認された場合、以下表に記入してください。
(日付：　　)

学名	現地名	英名	個体数	保護種指定		備考
				IUCN	現地 RL	

2.3.　地形・地質

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
地形		プロジェクトサイト	建設期間中に1回

2.4.　社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
人口統計/社会相互作用		プロジェクトサイト及び最近隣の居住地	1回／6ヶ月
住民の収入		最近隣の居住地	1回／6ヶ月
生活・生計/収入		プロジェクトサイト	1回／6ヶ月
公共施設		アクセス道路沿い	1回／6ヶ月
コミュニティの不満		プロジェクトサイト下流の川沿いの定住地近傍	1回／6ヶ月（全供用期間）
美観		プロジェクトサイト	1回／3ヶ月

3.　供用時

3.1.　水質

地点：プロジェクトサイト下流の川沿いの定住地近傍

頻度：1回／6ヶ月（全供用期間）

項目（単位）	測定値（平均値）	測定値（最大値）	現地基準	備考（方法等）
ｐＨ			クラス I 6-9 クラス II 6-9 クラス III 6-9 クラス IV 5-9	
ＳＳ（浮遊物質）			—	
ＢＯＤ／ＣＯＤ			クラス I 2/10 クラス II 3/25 クラス III 6/50 クラス IV 12/100	
ＤＯ			クラス I 6 クラス II 4 クラス III 3 クラス IV 0	
全窒素			クラス I 10 クラス II 10 クラス III 20 クラス IV 20	
全燐			クラス I 0.2 クラス II 0.2 クラス III 1 クラス IV 5	
重金属			-	

炭化水素／鉱油			-	
フェノール類			-	
シアン化合物			-	
水温			クラス I 3℃ クラス II 3℃ クラス III 3℃ クラス IV 5℃	

3.2. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
労働安全		プロジェクトサイト	1 回／6 ヶ月（全供用期間）

3.3. その他

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
電力			1 回／6 ヶ月（全供用期間）

4. 供用期間完了後

4.1. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
土地利用		プロジェクトサイト	活動中、1 回
生活・生計		プロジェクトサイト	雇用計画満了後、1 回

4.2. 騒音

項目（単位）	測定値（平均値）	測定値（最大値）	現地基準	世界保健機関ガイドライン（1 時間等価騒音レベル LAeq（dBA））	備考（測定場所、頻度、方法等）
騒音レベル			55dB（住居及び居住）	昼間 7：00-22：00 55dBA 夜間 22:00-7:00 45dBA (住宅地域、公共施設、教育施設)	

別添資料 L4-10
チェックリスト（Lae Ordi II地点）

別添資料L4-10 環境チェックリスト：３．水力発電・ダム・貯水池（1）　**Lae OrdiⅡ**

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
1 許認可・説明	(1)EIAおよび環境許認可	(a) 環境アセスメント報告書（EIAレポート）等は作成済みか。 (b) EIAレポート等は当該国政府により承認されているか。 (c) EIAレポート等の承認は付帯条件を伴うか。付帯条件がある場合は、その条件は満たされるか。 (d) 上記以外に、必要な場合には現地の所管官庁からの環境に関する許認可は取得済みか。	(a) Y (b) Y (c) Y (d) N	(a)本事業は、EIAレポート（AMDAL)の作成の必要はなく、環境管理・環境モニタリング方針書（UKL/UPL)の作成が求められ作成済である。 (b)2009年9月に承認取得済。 (c)UKL/UPL承認に係る付帯条件として、①河川水質を維持すること、②関連政府組織と協調すること、③環境モニタリングを実施すること、④政府による査察の準備をすること の４点が付されている。事業者はこれらの条項に関し、地方政府へ定期的に報告を行う。 (d)UKL/UPL承認を受け、事業者はPermit for Land Useの申請を行う予定である。
	(2)現地ステークホルダーへの説明	(a) プロジェクトの内容および影響について、情報公開を含めて現地ステークホルダーに適切な説明を行い、理解を得ているか。 (b) 住民等からのコメントを、プロジェクト内容に反映させたか。	(a)Y (b)Y	(a)地域住民へ対する説明会は3回(第1回：実施日時不明、第2回：2009/7/18、第3回：2012/6/27)実施しており、補償金額についての合意を得ている。UKL/UPLについては、Bupati（郡の長）、住民の代表者に配布されている。 (b)基本的に住民は本事業を歓迎している。地元への電力供給が要望されており、約10%を地元に供給する計画である。
	(3)代替案の検討	(a) プロジェクト計画の複数の代替案は（検討の際、環境・社会に係る項目も含めて）検討されているか。	(a)Y	(a) UKL/UPLの手続きにおいては、代替案の検討は義務付けられていないが、地理条件、水田を含む居住者を考慮してサイトが選定された。またサイフォン式も検討されたが、水路式よりも物理的強度が低いため、選定されなかった。
2 汚染対策	(1)水質	(a) ダム湖/貯水池の水質は当該国の環境基準等と整合するか。動植物プランクトンの異常発生する恐れはあるか。 (b) 放流水の水質は当該国の環境基準等と整合するか。 (c) 試験湛水前の樹木の伐採などダム湖/貯水池の水質悪化防止のための対策が計画されるか。 (d) 下流の河川流量が低下することで、水質が悪化し、環境基準を下回る区間が生じるか。 (e) ダム湖/貯水池の底部からの放水（通常表面水より水温が低い）による下流域への影響を考慮した計画か。	(a)Y (b)－ (c)－ (d)N (e)－	(a)Lae OrdiⅡの水質について公式データは得られていないが、北スマトラ地方環境影響評価局からの推薦状（25/LLPSU-B/VII/2008 BAPPEDALDA）によれば1990年の水質汚濁防止法での農業、都市、ビジネス、産業、水力発電として利用されるLae OrdiⅡ川の水質はクラスDに分類される。分析結果とクラスD基準値との比較では、基準値を超える項目はない。 (b)排水地点からの排水に対して適用される排水基準はない。 (c)適用外 (d)減水区間を含む対象域の河道は急峻で狭く、岩盤に囲まれているため、水位低下があっても滞流域は生じにくく、水質悪化への影響は小さいと考えられる。 (e)適用外
	(2)廃棄物	(a) 掘削により発生した土砂は当該国の規定に従って適切に処理・処分されるか。	(a)Y	(a)掘削により発生した土砂は、計画地内の埋戻し、盛り土に使用する計画である。

別添資料L4-10 環境チェックリスト：３．水力発電・ダム・貯水池（2）　**Lae OrdiⅡ**

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
３自然環境	(1)保護区	(a) サイトは当該国の法律・国際条約等に定められた保護区内に立地するか。プロジェクトが保護区に影響を与えるか。	(a)N	(a)本プロジェクトエリア内に保護区は存在しない。 プロジェクト計画地外部のOrdi川上流域には保安林（Hutan lutang）が存在する。この保安林は集水域としての機能を果たしているが、本プロジェクトによる影響は予見されない。なお、当該保安林には希少種もしくは保護されている樹種は存在しない。
	(2)生態系	(a) サイトは原生林、熱帯の自然林、生態学的に重要な生息地（珊瑚礁、マングローブ湿地、干潟等）を含むか。 (b) サイトは当該国の法律・国際条約等で保護が必要とされる貴重種の生息地を含むか。 (c) 下流域の水生生物、動植物及び生態系への悪影響はあるか。生態系への影響を減らす対策はなされるか。 (d) ダム等の構造物により遡河性魚類（サケ、マス、ウナギ等、産卵のため河川と海の間を移動する種）の移動を妨げる恐れはあるか。これらの種への影響を減らす対策はなされるか。	(a)N (b)N (c)N (d)N	(a)プロジェクト計画地周辺の大部分は耕作されゴムの木の林、トウモロコシ、米、その他の穀物畑（コーヒー農園）として利用されている。また、放置されたゴムの木の森林や穀物畑には低木の茂みが育っている。背の高い森林はOrdi川沿いの急な傾斜地や居住地よりも標高の高い地域にのみ存在するが、人工林または二次林であり、生態学的に重要な生息地は含まれない。 (b)プロジェクト対象エリアにおいて、UKL/UPLおよび国内法(Government Regulation No.7 1999)から確認できる情報、および現地踏査（2012年6月実施）による地元住民を対象としたヒアリングでは希少種に関する情報は確認されていない。 (c)対象域は急峻で河道が岩盤であるため、魚類の生息に適さないといわれている。導水路において林道との交差地点や崩落防止のためにカルバート及び覆いを設置する予定であり、これらは小型動物の移動分断防止に有用であると考えられる。 (d)遡河性の魚類の生息は確認されていない。
	(3)水象	(a) 堰等の構造物の設置による水系の変化に伴い、地表水・地下水の流れに悪影響を及ぼすか（特に流れ込み式水力発電の場合）。	(a)N	(a) 導水路においては適宜カルバートを設置し、堰下流区間での地表水の流れへの影響は最小化される。また、導水路の深さは2.6mで、地下水に与える影響は小さいと考えられる。
	(4)地形・地質	(a) ダム湖による土砂等の捕捉により、下流域への土砂流入量が減少し、河床低下、土壌侵食等が生じるか。また、ダム湖への土砂の堆積による貯水池の容量減少、上流域の河床上昇、土壌堆積が生じるか。これらの可能性について調査され、必要な対策が講じられるか。 (b) プロジェクトにより計画地周辺の地形・地質構造が大規模に改変されるか（特に流れ込み式水力発電）。	(a)－ (b)N	(a)適用外 (b)取水堰は河道の岩盤を利用して建設し、発電所も河道わきの岩盤を利用して建設する予定であり、地形・地質の大規模な改変はない。導水路は開渠で急峻部には崩落防止策が施工される予定であり、幅2.4m、深さ2.6mの計画で地形・地質に及ぼす影響は小さい。水槽は平坦な台地上の地形を利用して設置され、水圧管路は傾斜地の地表部に設置されることから、地形・地質構造の大規模な改変はない。

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
4 社会環境	(1)住民移転	(a) プロジェクトの実施に伴い非自発的住民移転は生じるか。生じる場合は、移転による影響を最小限とする努力がなされるか。 (b) 移転する住民に対し、移転前に補償・生活再建対策に関する適切な説明が行われるか。 (c) 住民移転のための調査がなされ、再取得価格による補償、移転後の生活基盤の回復を含む移転計画が立てられるか。 (d) 補償金の支払いは移転前に行われるか。 (e) 補償方針は文書で策定されているか。 (f) 移転住民のうち特に女性、子供、老人、貧困層、少数民族・先住民族等の社会的弱者に適切な配慮がなされた計画か。 (g) 移転住民について移転前の合意は得られるか。 (h) 住民移転を適切に実施するための体制は整えられるか。十分な実施能力と予算措置が講じられるか。 (i) 移転による影響のモニタリングが計画されるか。 (j) 苦情処理の仕組みが構築されているか。	(a)N (b)Y (c)- (d)- (e)Y (f)- (g)- (h)- (i)- (j)Y	(a)プロジェクト計画地での用地取得については地方政府と中央政府の双方が許可している。全体で15の土地所有者が関係する。しかし、手続きの簡略化のために用地取得はそれぞれの村から７名の代表者と土地の所有者の名前、土地の規模、土地の状態を確認するかたちで行われた。本プロジェクトに伴う移転住民はなく、すべての世帯に対する補償が行われた。 (b)2度の住民説明会が開催された。 (c)本プロジェクトに伴う住民移転は生じない。現地法制度上、住民移転計画の作成は求められていない。 (d)本プロジェクトに伴う住民移転は生じない。用地取得対象の土地所有者に対しては補償が行われた。 (e)事業者は、用地取得書類（Documen Pembebasan Lahan PLTA LAE ORDI II）（2009年8-10月実施）を作成している。 (f)適用外 (g)住民移転は発生しない。用地取得の対象の15名に関しては、補償合意書である用地取得書類が作成されている。 (h)適用外 (i)適用外 (j)苦情受付窓口を設置する予定である。
	(2)生活・生計	(a) プロジェクトによる住民の生活への悪影響が生じるか。必要な場合は影響を緩和する配慮が行われるか。 (b) プロジェクトにより周辺の地域利用が変化して住民の生計に悪影響を及ぼすか。 (c) 関連施設が住民の既存水域交通及び周辺の道路交通に悪影響を及ぼすか。 (d) 他の地域からの人口流入により病気の発生（HIV等の感染症を含む）の危険はあるか。必要に応じて適切な公衆衛生への配慮は行われるか。 (e) 下流の水利用維持のための最低流量は供給されるか。 (f) 下流水の流量の変化、あるいは海水浸入により、下流の水利用や土地利用に影響は生じるか。 (g) 水を原因とする、もしくは水に関係する疾病（住血虫症、マラリア、糸状虫症等）は発生する恐れはあるか。 (h) 河川等における漁業権、水利権、山林入会権等が阻害されることはあるか。	(a)N (b)N (c)N (d)N (e)N (f)N (g)N (h)N	(a)住民の生活への悪影響は生じないと考えられている。プロジェクトの地域に対する正の影響として、地元住民の雇用、道路の維持管理、税収、地域経済の振興などが挙げられる。事業者は建設期間中に300名、操業期間中に10～20名を地域から雇用する計画である。また、発電量の10%を地元に供給する予定である。 (b)道路の新設や新たな施設の立地を伴うものではなく、用地取得も生計手段の転換をもたらすものではないことから、住民の生計に悪影響を及ぼすことはないと考えられる。 (c)対象地域は河道が急峻で水域交通の利用はない。また、地形が急峻で住民が容易に近づけるところではなく、導水路が林道と交差する箇所ではカルバートが設けられることなどから、関連施設による道路交通に悪影響を及ぼすことはない。さらに事業者はCSRとして発電所にいたるアクセス道路の維持管理を実施する。 (d)危険性を否定できないが、工事中の労働者への教育と衛生管理に努める。 (e)最低流量が定められている。 (f)減水区間及び下流域での水利用はない。 (g)滞流域の出現など水質に影響を及ぼす要因の発生はほとんどなく、本川の水利用はほとんどないことから、水を原因とするあるいは水に関係する疾病の発生可能性が高まる恐れはない。 (h)現地踏査（2012年6月実施）の際の地元住民を対象としたヒアリングによれば、プロジェクト対象地域の周辺河川において漁業は行われていない。また、灌漑用水への影響も生じない。

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
	(3)文化遺産	(a) プロジェクトにより、考古学的、歴史的、文化的、宗教的に貴重な遺産、史跡等を損なう恐れはあるか。また、当該国の国内法上定められた措置が考慮されるか。	(a)N	(a) プロジェクト計画地の情報収集と観察の結果、歴史的な建築物は存在しない。工事中に発見された際には適切に対処する。
	(4)景　観	(a) 特に配慮すべき景観が存在する場合、それに対し悪影響を及ぼすか。影響がある場合には必要な対策はとられるか。	(a)N	(a) 本プロジェクトサイト内には特段配慮すべき景勝地等は存在しない。 取水堰予定地点上流側にはOrdi Fallと呼ばれる落差10m程度の滝があり、東屋が設置されているが、本プロジェクトによる影響は予見されない。
	(5)少数民族、先住民族	(a) 当該国の少数民族、先住民族の文化、生活様式への影響を軽減する配慮がなされているか。 (b) 少数民族、先住民族の土地及び資源に関する諸権利は尊重されるか。	(a)N (b)N	(a)，(b) UKL/UPLによる情報および現地調査（2012年6月実施）でのヒアリングによれば、先住民族・少数民族の生活区域や先住民族・少数民族にとって特別な社会的価値のある地域は存在しない。
4 社 会 環 境	(6)労働環境	(a) プロジェクトにおいて遵守すべき当該国の労働環境に関する法律が守られるか。 (b) 労働災害防止に係る安全設備の設置、有害物質の管理等、プロジェクト関係者へのハード面での安全配慮が措置されるか。 (c) 安全衛生計画の策定や作業員等に対する安全教育（交通安全や公衆衛生を含む）の実施等、プロジェクト関係者へのソフト面での対応が計画・実施されるか。 (d) プロジェクトに関係する警備要員が、プロジェクト関係者・地域住民の安全を侵害することのないよう、適切な措置が講じられるか。	(a)Y (b)Y (c)Y (d)Y	(a)事業者はコンプライアンスとCSRに貢献することを確約しており、当該国の関係法令は遵守する。 (b)管理施設の防護フェンスの設置、警告標識の設置等安全対策が計画されている。 (c)労働者への衛生、地元社会への配慮等の教育を行う計画である。 (d)地元での採用を優先し、移入労働者には地域社会の文化に敬意を払うよう指導する。
	(1)工事中の影響	(a) 工事中の汚染（騒音、振動、濁水、粉じん、排ガス、廃棄物等）に対して緩和策が用意されるか。 (b) 工事により自然環境（生態系）に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。 (c) 工事により社会環境に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。	(a)Y (b)N (c)N	(a)工事量を最小化する、工事時期を雨の少ない時期に計画する、などの措置をとる。 (b)対象地は二次林もしくは二次林の中での耕作地、果樹園等であり、地形も急峻であるため、自然生態系への影響は小さいと考えられる。 (c)悪影響を及ぼさないよう労働者の指導・教育に努める。建設段階においてSalak Townに事務所や資材置き場を借りる予定で、悪影響の発生を管理するとともに、地元への波及効果をもたらす計画である。建設期間中の交通量増加による影響についても考慮する。

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
5 その他	(2)事故防止対策	(a) ダムからの放水時における下流部への警報体制は整備されるか。	(a)－	(a)適用外
	(3)モニタリング	(a) 上記の環境項目のうち、影響が考えられる項目に対して、事業者のモニタリングが計画・実施されるか。 (b) 当該計画の項目、方法、頻度等はどのように定められているか。 (c) 事業者のモニタリング体制（組織、人員、機材、予算等とそれらの継続性）は確立されるか。 (d) 事業者から所管官庁等への報告の方法、頻度等は規定されているか。	(a)Y (b)Y (c)Y (d)Y	(a)事業者による以下のモニタリングが計画されている。 ・建設開始前：社会環境 ・建設期間中：地文、水象、植生、生物、社会環境等 ・操業期間中：水質、電力、労働環境 ・操業完了時：社会環境 (b)UKL/UPLにおいて、項目、頻度が定められている。 (c)年間ベースで環境管理、モニタリング、報告に係る基金を割り当てる。 (d)UKL/UPLでは、建設開始前、建設期間中、操業期間中、操業完了時のそれぞれにおいて6か月ごとに環境管理及びモニタリング結果をとりまとめた報告書を以下に提出することが規定されている。 · Governor of North Sumatra Province, c.q. Head of Bapedal of North Sumatra Prov-inceProvince. · Head of West Phakpak District through the Offices of Forestry, Environment and Min-ing of West Phakpak. · Office of Industry and Trade of West Phakpak District.
6 留意点	他の環境チェックリストの参照	(a) 必要な場合は、林業に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（山間地のダムについて大規模な伐採を伴う場合等）。 (b) 灌漑、上水、工水等への利用を目的としたダム・貯水池については、必要に応じて農業、上水道に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること。 (c) 必要な場合には送変電・配電に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（送変電・配電施設の建設を伴う場合等）。	(a)－ (b)－ (c)－	適用外
	環境チェックリスト使用上の注意	(a) 必要な場合には、越境または地球規模の環境問題への影響も確認する（廃棄物の越境処理、酸性雨、オゾン層破壊、地球温暖化の問題に係る要素が考えられる場合等）。	(a)－	適用外

注１）　表中『当該国の基準』については、国際的に認められた基準と比較して著しい乖離がある場合には、必要に応じ対応策を検討する。
当該国において現在規制が確立されていない項目については、当該国以外（日本における経験も含めて）の適切な基準との比較により検討を行う。
注２）　環境チェックリストはあくまでも標準的な環境チェック項目を示したものであり、事業および地域の特性によっては、項目の削除または追加を行う必要がある。