

連続地中壁を有するフィルダムの土質しゃ水壁と地中壁との接続部近傍の土圧解析

渡辺啓行*・金沢紀一**・高田 穰***・
鈴木 隆****

連続地中壁を有するフィルダムの安定性は、土質しゃ水壁と地中壁との接続部近傍の構造的挙動に依存する。本論文は、地中壁頭部近傍に作用する土圧を合理的に評価する数値解析的手法の確立を目的に、梁要素でモデル化した地中壁と土質しゃ水壁との接合部のモデル化にマルチY型ジョイント要素を新たに提案し、その諸特性を明らかにすると共に予測値を只見ダムの実測値と比較することによりその妥当性を確認したものである。

Keywords : earth pressure, diaphragm cutoff wall, multiple Y-shaped joint element, predicted and observed values

1. はじめに

これまでの水力開発は、河川の中上流部の立地条件の良好な高落差中小流量地点を中心に行われてきており、中下流部の超低落差ではあるが大流量が得られる地点については未開発地点が多く残されている。しかしながら、最近では、ダム数の増大に伴って良好なダム地点が不足する一方、発電効率が良く低コストの超低落差用発電機が開発され、中下流部での電源開発への適用が可能となるに伴い中下流部の新規地点の開発が重要課題となっている。そのため経済性が高く安全性に優れたダム建設技術の開発が急務となっている。とくに、中下流部では河幅が広く河床堆積物が厚いことからダム型式の選定や基礎処理には従来と異なる考え方で対処しなければならず、基礎処理工法に関する新技術の開発が重点課題となっている。

ダム基礎処理は、ほとんどの場合グラウチングが採用されるが、基礎地盤の風化した部分や軟弱部ではグラウチングによる改良の他、コンクリートによる置換や連続地中壁工法が採用されることもある¹⁾。連続地中壁工法は、我が国では深いものがなく20m未満が多いが、外国ではメキシコのJose Maria Morelosダム²⁾のように数十メートルの地中壁を有するものが少なくない。また、地中壁材料についても、コンクリート、ソイルセメント、プラスチックコンクリートなど対象地盤の変形性に合わせた各種のものが採用されている。連続地中壁工法による基礎処理をしたフィルダムの安定性は、地中壁とダム本体との接続部の構造に大きく依存しており、その力学的挙動の把握が極めて重要である。メキシコのダムのよう

に1985年の大規模地震の震源域に位置しながら殆ど無被害であった例³⁾もあるが、構造解析手法として上記課題に十分対応できると考えられる合理的手法は未だ確立されているとは言いがたい。

本論文では、河床堆積層に直接、変形性の大きいベントナイト混入コンクリートの連続地中壁を敷設しその上にロックフィルダムを建設した只見ダム^{4)~6)}を対象に築堤時における地中壁頭部とダム本体の土質しゃ水壁との接合部における応力集中の評価手法、実測値との比較によるその妥当性ならびに数値解析上の諸問題とその解決法を明らかにした。

2. 数値解析手法

(1) 解析対象構造物とその離散化

只見ダムは福島県南西部に位置し、阿賀野川水系只見川の既設田子倉ダムの下流3kmの地点に電源開発(株)が建設(昭和59年3月着工,平成元年8月運開)したロックフィルダムである。詳細は文献4)~6)によることとし、ダムの断面の概要をFig.1に示す。解析対象はFig.1に示すダムの上下流方向最大断面であり、河床堆積層上面からのダム本体の高さを22.0mとしてモデル化する。平面ひずみ条件下でこの断面を離散化する際の断面のゾーニングの概念をFig.2に示す。すなわち、連続地中壁を梁要素⁷⁾で、河床堆積層とダム本体は通常の三角形平面ひずみ有限要素でモデル化し、地中壁と土質しゃ水壁および河床堆積層との接触部にはジョイント要素⁸⁾を配置している。

この概念に基づいて作成した基本要素分割モデルをFig.3に示す。河床堆積層は324個、ダムは162個の要素から成り、梁要素はFig.1に示した土質しゃ水壁に貫入した部分と河床堆積層の分割水平層数の合計7個に分割してある。ただし、地中壁頭部の応力集中を精度良く詳細に評価するケースでは、後述するように地中壁とそ

* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科
(〒338 浦和市下大久保255)

** 正会員 電源開発(株)奥清津第二建設所長

*** 正会員 工修 千葉県東葛飾土木事務所野田支所

**** 正会員 工修 東京電力(株)

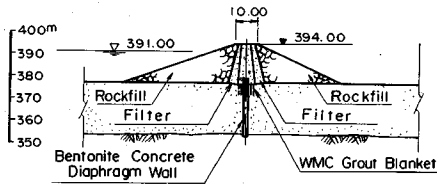


Fig. 1 Outline of TADAMI Dam

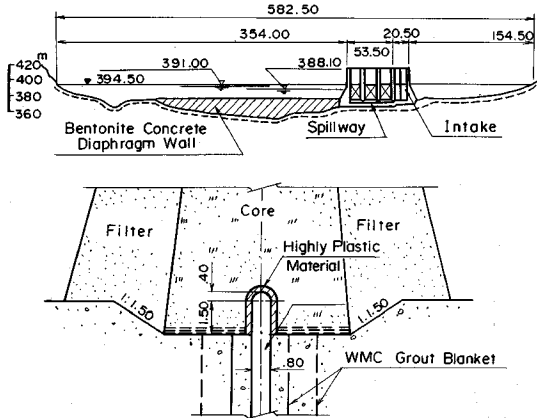


Fig. 2 Concept of Idealization for Numerical Method

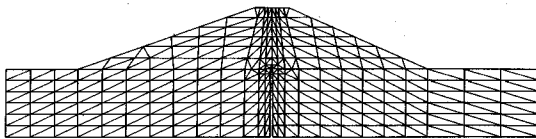


Fig. 3 FEM Idealization of Typical Cross Section of TADAMI Dam

の周辺部をさらに詳細に細分化した要素分割モデルを用いている。

(2) 解析手順の概要と境界条件

施工順序を考慮して、以下のように初期応力解析を行った。河床堆積層の自重応力解析では、河床堆積層と地中壁のみの系について地中壁をモデル化した梁要素と河床堆積層の有限要素間に挿入したジョイント要素のせん断強度はゼロとし、全層に一度に重力を加え、各要素の応力に応じて後述する静的物性値の構成関係により物性を更新し、計算された応力と構成関係が適合するまで計算を繰り返した。ついで、築堤段階では上記収束応力を

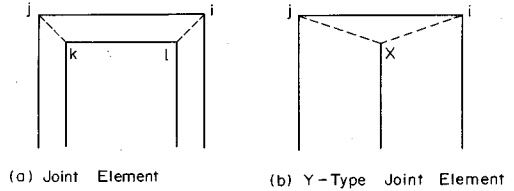


Fig. 4 Constitution of Y-Shaped Joint Element

河床堆積層の初期応力に与え、ジョイント要素の降伏値には隣接する土質しゃ水壁と河床堆積層各材料の強度を与えておき、堤体を6層に分けて下層から順に1層ずつ盛り立てる過程を計算し各部の初期応力に盛り立てに伴う応力増分を加算した。各層毎の荷重の増分に対して河床堆積層の繰返し計算と同じく各部材料の物性の構成関係が応力と適合するまで計算を繰返す通常の盛り立て解析⁹⁾を行っている。上記いずれの繰返し計算においても、ある物性値のステップで地中壁と周辺地盤との間で滑りを生ずる場合には滑りに伴うジョイント要素部の非線形計算に荷重伝達法¹⁰⁾を適用した。このようにして最終的に計算された各要素の応力を築堤完了時の応力とした。

以上の解析において、Fig.3に示す要素分割モデルの河床堆積層ゾーンの両側面と底面の境界条件は、河床堆積層の自重応力計算および築堤計算ともに両側面鉛直ローラーとし、底面は固定とした。地中壁は河床堆積層の下にある岩盤内に埋め込まれているため、梁要素で離散化した際の境界条件は上述した底面の条件に加えて回転もゼロとしている。

(3) Y型ジョイントの導入

連続地中壁を軸線のみで表現される梁要素としてモデル化したため上端部の幅がゼロとなり、地中壁上端面とダム本体の土質しゃ水壁との接続状態を評価できない。そこで全体構造系の挙動を検討する第一段階では、取りあえず地中壁上端部の形状を水平と近似し、以下のような変形ジョイント要素を導入した。すなわち、通常ジョイント要素はFig.4(a)に示す(i, j, k, l)を4節点とするが、2節点(k, l)を地中壁上端面に他の2節点(i, j)を壁に接続する土質しゃ水壁の有限要素の一辺に配置するとき地中壁は薄い上に剛性も高く壁の厚さ方向の変形は無視できるので、梁要素の軸線の先端を共有するFig.4(b)に示すような3節点(i, j, x)から成るジョイント要素を導入した。3節点から成るのでY型ジョイント要素と命名する。要素剛性行列は通常ジョイント要素から次の2条件を課すことにより誘導される。

- ① 節点kおよびlのせん断方向(s方向)と垂直方向(n方向)の変位がそれぞれ等しく、節点xのものと同ーである。

② s 方向, n 方向それぞれについての節点 k と l の節点反力の和が節点 x の各方向節点反力に等しい。

具体的に定式化してみると, 局所座標系における Y 型ジョイントの第 m 節点の s 方向と n 方向の変位をそれぞれ u_m, v_m とし, 節点反力を $F_{s,m}, F_{n,m}$, ジョイント要素のばね定数を k_s, k_n として, 上記 2 条件から要素節点反力と節点変位との間の関係は次式で表される。

$$[F] = [K_Y][u] \dots\dots\dots (1)$$

$$[F]^T = [F_{s,i} F_{s,j} F_{s,x} F_{n,i} F_{n,j} F_{n,x}] \dots\dots\dots (2)$$

$$[u]^T = [u_i u_j u_x v_i v_j v_x] \dots\dots\dots (3)$$

$$[k_Y] = (1/4) \begin{bmatrix} k_s & k_s & -2k_s & 0 & 0 & 0 \\ & k_s & -2k_s & 0 & 0 & 0 \\ & & 4k_s & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2k_n & 0 & -2k_n \\ \text{Sym.} & & & & 2k_n & -2k_n \\ & & & & & 4k_n \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4)$$

上記 Y 型ジョイント要素の妥当性は, 同一のダム・地盤係数值モデルに対して通常ジョイント要素を用いた場合と Y 型ジョイント要素を用いた場合の解析結果を比較し, これらが一致することを確認することにより検証する。検証用の解析には一般性を持たせるため正弦波地動を入力した線形動的解析を基本に用いた。地中壁上端面と土質しゃ水壁の有限要素の一边に 4 節点のジョイント要素を挿入するために地中壁も有限要素で離散化し地中壁の厚さを表現する必要がある。Shape Function¹¹⁾の取り方によっては地中壁の有限要素を梁要素の性質に近づけることも可能かもしれないが, このような検討が本来の目的ではないので簡単のため周辺地盤の有限要素と同じものを用いている。その結果, 当然のことではあるが, 後述する与えられた地中壁材料の変形係数に対して有限要素で離散化した地中壁の見かけの曲げ剛性は梁要素で離散化したものよりかなり大きくなってしまい, しかも深さ方向の分割が粗いほど大きくなるので地中壁を梁要素で離散化した場合と有限要素で離散化した場合とに対してダム・地盤系が同じ挙動を示さない可能性が生じた。しかし, 地中壁は極めて細長いのでその力学挙動は周辺地盤の力学挙動に強制されると考えられるため水平方向の変形に関する見かけの曲げ剛性が同じであれば上記 2 種類の離散化モデルに対してもダム・地盤・地中壁系の力学挙動は, ほぼ同一になると考えられる。そこで, 梁要素モデルの変形係数の値には, 有限要素による離散化モデルの見かけの曲げ剛性と一致させるように本来の地中壁の変形係数を調整した値を与えた。すなわち, 地中壁単体の曲げ振動の固有振動数が両離散化モデルで一致するよう梁要素モデルの変形係数を調整したのである。このようにして, 地中壁を含むダム・地

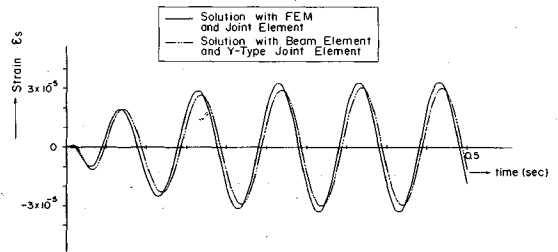


Fig. 5 Response Shearing Strains in Both Normal Joint Element and Y-Shaped One

Table 1 Representative Linear Material Properties of Every Part of Dam and Foundation

Zone	Young's Modulus (kgf/cm ²)	Poisson's Ratio	Density(t/m ³)			Cohesion (kgf/cm ²)	Angle of Internal Friction (degree)
			Dry	Wet	Saturated		
Bentonite Concrete	(Secant Modulus of Elasticity 2,000) 15,000	0.30	2.10	2.10	2.10	3.5	35
Rockfill	380	0.35	1.95	2.05	2.23	0.0	41
Filter	380	0.35	2.00	2.10	2.26	0.0	41
Soil Core	265	0.40	1.85	2.14	2.17	0.1	33
Riverbed Deposits	1,700	0.35	1.85	2.04	2.17	0.2	38
Rock Foundation	8,000	0.25	2.60	2.60	2.60	6.0	35

盤系の正弦波入力に対する応答を計算し, 地中壁各部の加速度応答を両離散化モデルについて比較すると, ほぼ一致する結果が得られたと同時に, Y 型ジョイント要素と通常ジョイント要素とにおけるせん断ひずみ応答も Fig. 5 に示す通りほぼ一致する結果が得られた。さらに, 地中壁の深さ方向の変形に対する Y 型ジョイント要素の適用性は, 動的では全体の鉛直変形が出難いため盛り立て解析により検討した。この場合, 鉛直ひずみは要素内でほぼ一定と仮定でき全モデルに本来の変形係数を与えた。両ジョイント要素に発生する鉛直ひずみもほぼ一致し, 総合的に Y 型ジョイント要素の適用性が確認できた。

(4) 築堤計算に適用した材料物性

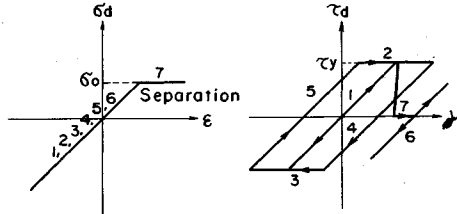
ベントナイト混入コンクリートの変形関連物性は線形と見做し, 三軸圧縮試験(拘束圧範囲: 1~8 kgf/cm²)による変形係数の平均値である 5000 (kgf/cm²)を用いた¹¹⁾。平板載荷試験による河床堆積層の変形係数の平均値ならびに三軸圧縮試験による堤体各部の変形係数の代表値が Table 1 にそれらの強度定数および上記ベントナイト混入コンクリートの物性値と共に示されている¹¹⁾。堤体各部と河床堆積層の変形関連物性は, 通常, 応力依存性を示すので松井ら¹²⁾が Table 2 に示す定数と共に鉛直応力 σ_v の関数で与えた次の構成関係式を修正して適用した。

$$E = A\sigma_v^B, \quad \nu = C + F / (\sigma_v + D) \dots\dots\dots (5)$$

すなわち, 上式を用いた非線形築堤応力解析結果から各ゾーン毎にせん断剛性率 G の平均値を決定したが, これらは Table 1 から求まるゾーン毎のせん断剛性率の代

Table 2 Material Properties Applied to Calculations for Embankment and Filling Action

Zone	Modulus of Elasticity		Poisson's Ratio			Void Ratio
	A	B	C	D	F	e
Rockfill	190.0	0.131	0.30	0.943	0.075	0.35
Filter	205.0	0.213	0.34	0.825	0.074	0.37
Soil Core	218.0	0.312	0.37	0.669	0.073	0.39
Riverbed Deposits	855.0	0.131	0.30	0.943	0.075	0.35



(a) Normal Direction (b) Shearing Direction
Fig. 6 Constitutive Relations of Joint Element

表値より低い値となる。原位置での実測値である **Table 1** の値に合わせるべく上記平均値に対する **Table 1** の代表値の比をゾーン毎に上式の E に掛けた値を修正値とした。この修正係数の値は1~2の範囲であったが修正した物性式による築堤計算結果によるゾーン平均剛性率と **Table 1** の代表値との相対誤差はコア以外では1~6%、コアでやや大きく13%強であった。

ジョイント要素の構成関係は、**Fig. 6**¹⁰⁾に示す直応力 σ_d 対直ひずみ ϵ 関係とせん断応力 τ_d 対せん断ひずみ γ 関係において、 σ_d が初期状態の直応力 σ_0 を超えて引っ張り領域になると剥離してせん断抵抗もゼロに落ち、 τ_d がせん断降伏値 τ_v を超えると滑りが発生するように設定した。図中、弾性域、剥離域およびすべり域の各々にある応力経路位置の対応を数値番号により示してある。すなわち、初期弾性過程は図中番号1であり、せん断降伏している過程が番号2および3である。せん断降伏状態からの除荷過程が番号4と5である。自重および水圧による初期応力を越える引っ張り応力が発生するとき剥離が生じるためせん断応力がゼロとなるがこの過程が図中番号7であり、剥離状態が解消されて弾性復帰する過程が番号6である。せん断降伏値には接合材を除き周辺地盤(土質しゃ水壁および河床堆積層の総称として使用、以下同じ)材料のせん断強度を与えている。

3. 連壁地中壁頭部近傍の応力評価における数値解析上の諸問題

(1) ジョイント要素のバネ剛性と周辺地盤の要素分割粗さが連壁頂部の応力集中評価に及ぼす影響

Fig. 3 に示す全体系の要素分割の地中壁周辺部のみを拡大して示したものが **Fig. 7** (a) であり、この分割要素のうち地中壁に接続した部分のみを比較的細かく分割

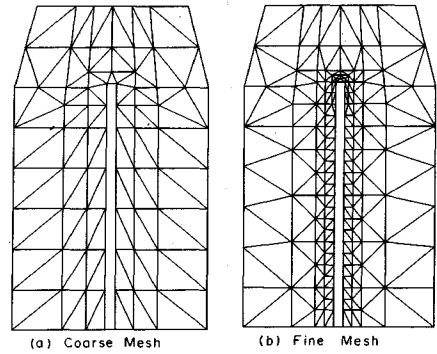


Fig. 7 Finite Element Idealization of Soil Core around Diaphragm Wall

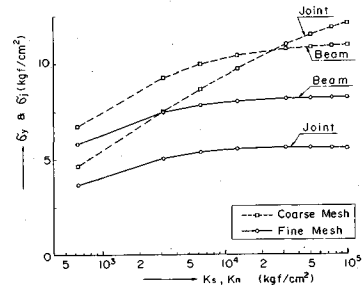


Fig. 8 Vertical Normal Stresses at Both Y-Shaped Joint Element and Top of Beam Element vs. Stiffness of Joint Element

したモデルが **Fig. 7** (b) である。これら両モデルに対して各部の物性を線形として **Table 1** に示す値を与え、ジョイント要素も滑りや剥離を生じないように固定して自重による応力を計算した。その際、ジョイント要素のバネ定数 k_n と k_s とを河床堆積層のせん断剛性率 G と同じ値から順次増加させ最大 G の 1.5×10^7 倍である 1×10^{10} (kgf/cm²) まで変化させ地中壁頭部近傍の応力集中を検討した。

Y型ジョイント要素に発生する鉛直応力 σ_r すなわち地中壁上端面に作用する鉛直土圧ならびに地中壁先端部分の梁要素内に発生する平均的鉛直応力 σ_y とがジョイント要素のバネ定数の値に従って変化する状況を **Fig. 8** に示す。図より明らかなのは、いずれの場合もジョイント要素の剛性が増加するにつれて地中壁先端部の鉛直応力は増加しある値に漸近して行くことである。また、細かい分割モデルでは、梁要素の応力がY型ジョイント要素の応力より常に一定量大きい、これはジョイント要素を固定したため梁要素にはその先端部に受けるダム本体の自重に加え側面に接する地盤要素の圧縮応力がジョイント要素を介して梁要素に伝達されるためである。この応力差が一定となっていることは、線形解析における応力伝達が自然なものであることを示していると考えられる。他方、分割が粗いモデルでは、梁要素先端

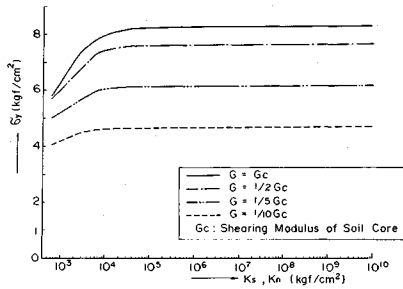


Fig. 9 Vertical Normal Stress at Top of Diaphragm Wall vs. Stiffness of Joint Element under various Stiffness of Contact Clay

部の応力は分割が細かい場合よりかなり大きいですが、これは側面に接する地盤要素が大きいため、より広範囲の周辺地盤の圧縮応力をジョイント要素を介して地中壁に伝達してしまうためである。しかも、分割が粗い場合、梁要素先端部応力と Y 型ジョイント要素応力との差は一定とならず、ジョイント要素のパネ剛性が増加するにつれジョイント要素の応力が梁要素の応力を逆転して越えてしまう。このように地中壁周辺地盤の分割が粗いとジョイント要素の剛性に依りて不自然に地中壁頭部にもダム本体の自重による応力以上の過剰な応力を集めてしまうことになり、応力の自然な伝達を得られないことになる。

細かい分割モデルにおいてもジョイント要素剛性の増加につれて地中壁先端部応力が漸増して一定値に収束するのは、ジョイント要素剛性がかなり大きい値になってからであり、ジョイント要素が接続する材料のうち最硬質である地中壁の材料のせん断剛性率の少なくとも 5~10 倍でなければならないと言える。

(2) 接合材の剛性の影響

地中壁とダム本体土質しゃ水壁との接続部には、塑性指数の高い粘性土が厚さ約 30 cm で配置されている。接合材の基本的力学特性は明らかでありその剛性は小さいが、ダムを盛り立てる段階で含水比が変化したり圧密されることから築堤完了時の剛性は不明である。そこで、梁要素の軸方向応力が地中壁先端の実測土圧値と一致するような接合材のせん断剛性率を求めることを主目的に、接合材のそれを土質しゃ水壁のせん断剛性率 G の 1, 1/2, 1/5, 1/10 倍と変化させて上記(1)と同じ計算を行った。なお、ここでの接合材の検討には Fig.7 (b) に示す細かい分割要素モデルを用いており、接合材の分割モデルは、地中壁頭部に接する厚さ 30 cm で地中壁上端から 1.9 m 深さまでの一層分の要素群であり、拡大図では Fig.13 の Y-1 モデルの地中壁に接する一層分となる。

Fig.9 には、接合材のせん断剛性率をパラメータに取り、地中壁先端部分の梁要素内に発生する平均的鉛直応

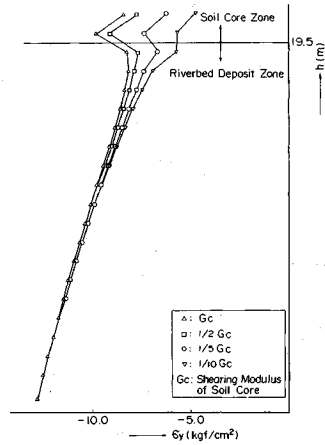


Fig. 10 Vertical Stress Distribution in Diaphragm Wall vs. Stiffness of Contact Clay

力 σ_y が各パラメータ毎にジョイント要素のパネ定数の値に従って変化する状況を示す。図から明らかな通り、地中壁頭部に発生する圧縮応力は接合材の剛性が減少するのに伴って小さくなって行き、剛性の小さい接合材を用いることにより応力集中が緩和されることを示している。また、ジョイント要素パネの剛性に対する地中壁先端部の応力の収束性に関しては(1)でも述べた通りジョイント要素パネの剛性を地中壁のせん断剛性率の 10 倍程度に取ればほぼ完全に収束していると見せる。

Fig.9 で収束した応力が得られたときの地中壁に発生している圧縮応力の深さ方向分布を、横軸に応力値を縦軸に岩盤からの地中壁位置を取って接合材の剛性毎にプロットすると Fig.10 を得る。図中 $h=19.5$ (m) の所に示した横線は土質しゃ水壁と河床堆積層との境界を示す。図より地中壁頭部の応力集中は土質しゃ水壁内下方で最大となり、河床堆積層上部位置まで及んでいるのがわかる。これらは、前述したジョイントを固定したことによる地中壁周辺地盤の圧縮応力に伴う影響である。しかしながら、接合材の剛性が減少するにつれて深さ方向の応力集中も緩和されることが明らかであり、地中壁下部では接合材の剛性の違いに伴う影響は小さいと言える。

後述するように、地中壁頭部の実測された土圧は 5.7~6.8 (kgf/cm²) である。接合材の剛性を上述した順で変化させたとき計算で得られた地中壁先端部の梁要素内に発生する鉛直応力は、8.26, 7.61, 6.14, 4.67 (kgf/cm²) であり、土質しゃ水壁のせん断剛性率の 1/5 の場合が実測値に最も近い。したがって、以降の解析では接合材の剛性は土質しゃ水壁の剛性の 1/5 を採用することとする。

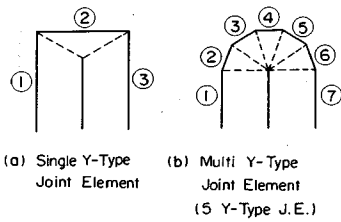


Fig. 11 Arrangement of Y-Shaped Joint Element

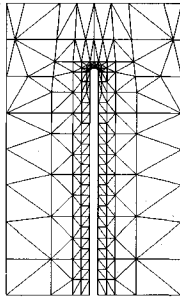


Fig. 12 FEM Idealization of Partial Structure Model

4. マルチ Y 型ジョイント要素の提案と数値解析的検討

(1) マルチ Y 型ジョイント要素

只見ダムの地中壁頭部の形状は Fig.1 に示すように円形である。したがって、前述したように頭部における応力集中を詳細に検討するには 1 個の Y 型ジョイントのみでは不十分である。そこで、地中壁頭部の形状を表す任意の曲線を多角形で近似し、各辺に接しこの辺を共有する有限要素の 2 節点と地中壁上のこの辺の中点に取った 1 節点とからなる Y 型ジョイント要素 (i, j, k) を多数配置することを考えた。地中壁頭部の形状が上に凸の場合梁要素で近似した地中壁頭部に k 節点を共有させることができ、例えば円形の場合 Fig.11 (b) に示すような配置が得られる。図の②～⑥が Y 型ジョイントである。一節点を共有する Y 型ジョイントが多数あることからマルチ Y 型ジョイント要素と命名する。全体構造剛性行列への組み込み作業には局所座標系を全体座標系に変換する手間が加わるだけである。

マルチ Y 型ジョイントの特性を調べるため全体モデルから Fig.7 (b) に相当する部分を抜き出し 9 個の Y 型ジョイントを用いた場合の分割モデルの例を Fig.12 に示す。以下このような部分モデルについて Y 型ジョイントの数を変化させて各種検討を行う。これらの検討では地盤部分は常に Table 1 に示す線形物性を用い、自重に加えて全体系の上載部分に相当する荷重として部分モデルの上面の全節点に 4000(kgf) の荷重を載荷した。また、境界条件は下端固定、側面鉛直ローラーとした。

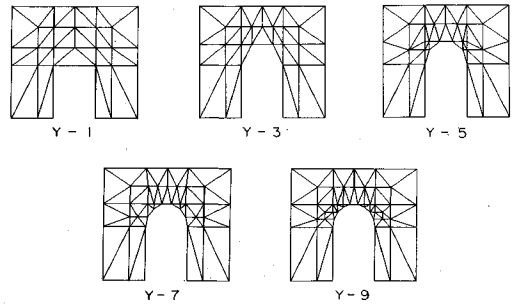


Fig. 13 FEM Idealizations of Soil Core around Diaphragm Wall with various Y-Shaped Joint Elements

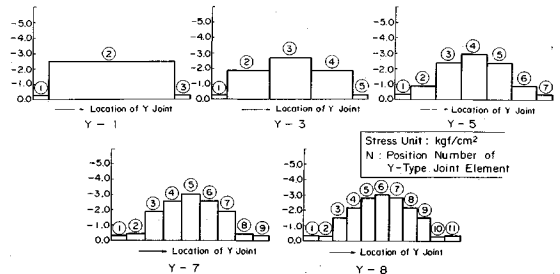


Fig. 14 Normal Stress Distribution in Soil Core around The Wall (Partial Model with Joints fixed)

(2) マルチ Y 型ジョイント要素における要素の数に因る地盤内応力評価の精度

Y 型ジョイントの数を 1, 3, 5, 7, 9 と変えた場合の地中壁頭部近傍の土質しゃ水壁部分の要素分割を Fig.13 に示す。これらのモデルについて全てのジョイント要素を滑り・剝離を生じないように固定した状態で計算したジョイント要素に接する地盤要素内の地中壁面に垂直な応力の分布を Fig.14 に示す。横軸は、例えば、Y 型ジョイントが 5 個 (Y-5) の場合に Fig.11 に示したジョイント要素の位置①～⑦を取っており、縦軸は応力の値 (引っ張りを正) を取っている。以下、同じような応力分布を示す際にはジョイント要素位置番号は省略する。Fig.14 から明らかな通り、Y 型ジョイントの数が増すにつれて地中壁に接する周辺地盤内の応力は地中壁頭部の形状に応じた分布を示すようになる。Y 型ジョイントが 1 個の場合にはこのような分布応力の平均値しか評価できていない。すなわち、地中壁頭部の形状に応じて分布する周辺地盤の応力集中の評価にマルチ Y 型ジョイント要素は有効であると言える。

Fig.14 の結果は、Fig.11 に示す部分モデルについて得られたものであり、このような応力分布がプロトタイプのダムでも発生するか否かを確認するため、全体モデルについて、2. (4) で述べたダムと地盤の非線形物性を用いて 2. (2) で詳述した盛り立て解析を行った。ただし、ジョイント要素は部分モデルに合わせて固定している。結果の一例として、Y 型ジョイントが 5 個 (Y-

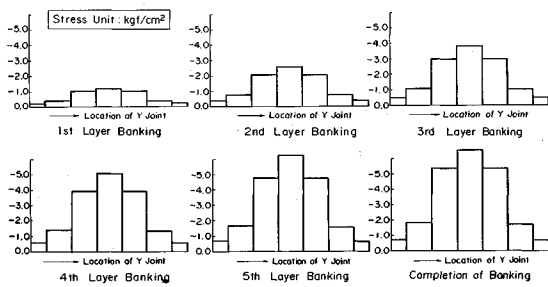


Fig. 15 Normal Stress Distribution in Soil Core around The Wall (Whole Model with Joints fixed)

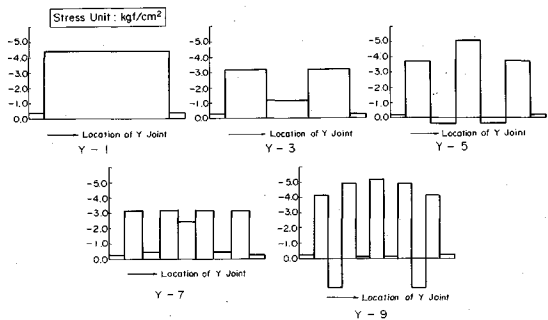


Fig. 16 Normal Stress Distribution in Multiple Y-Shaped Joint Element (Partial Model with Joints fixed)

5) の場合の上記応力分布を Fig.15 に示す. 部分モデルで上載荷重に相当する値としてモデル上面の全節点に加えた前記荷重の値は, 全体系で実際に作用している Fig.15 に認められる値よりかなり小さいが, 応力の分布形状は Fig.14 と Fig.15 とが全く一致することから部分モデルによる検討は妥当であると言える.

(3) 連続地中壁先端部と周辺地盤との応力分布の連続性評価に及ぼす接合材と周辺地盤要素分割の影響

部分モデルについて Y 型ジョイントを全て固定して求めた Fig.14 に対応する地中壁先端部の応力 (マルチ Y 型ジョイント要素内の n 方向応力を以下このように呼称する) の分布を Fig.16 に示す. 応力の連続性から Fig.16 に示す応力の分布形状は Fig.14 と類似する筈であるにも拘らず, Y 型ジョイント 1 個の場合を除き全く異なっている. しかも, ジョイント要素の 1 つおきに応力がゼロないしは引っ張りとなるものがある. プロトタイプダムでは, 接合材のクリープや滑りによって土質しゃ水壁の変形が地中壁に拘束されず自然になじむため応力の流れも連続的に滑らかになると考えられるが, 上記検討ではジョイントは固定としているため土質しゃ水壁部と地中壁との弾性変形のギャップが解析結果にそのまま現れてしまったことが原因の一つと考えられる. そこで, ジョイント要素のせん断強度に接合材の強度を与え, ジョイントに滑り・剥離の発生を許した非線形解析を行った. 接合材は施工時には極めて柔らかく内部摩

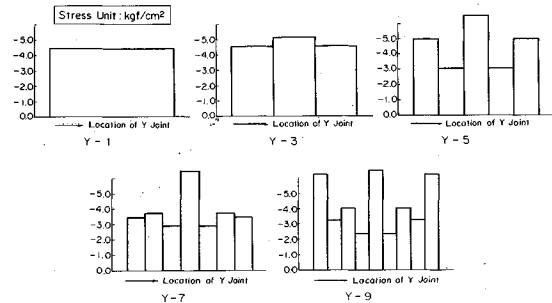


Fig. 17 Normal Stress Distribution in Multiple Y-Shaped Joint Element (Partial Model with Joints free)



Fig. 18 Deformation of Y-Shaped Joint Elements on Soil Core (Partial Model with Joints fixed)

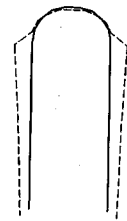


Fig. 19 Deformation of Y-Shaped Joint Elements on Soil Core (Partial Model with Joints free)

擦角はほとんどゼロであるから, その強度が Table 1 に示す土質しゃ水壁の粘着力のみから成ると仮定した. 計算結果を Fig.17 に示す. これを Fig.16 と比較するとゼロないし引っ張り応力が発生していた要素が全て圧縮応力となり, 応力分布の評価は接合材の特性を考慮することによりかなり改善されている. しかし分布形状は Y 型ジョイントが 1 個と 3 個のケースを除いて周辺地盤と未だかなり異なる結果となっている.

接合材の特性を考慮しても応力分布評価が十分改善されない原因としてまず物理的要因で考えられることは, 地中壁頭部の形状の影響である. そこで地中壁頭部を円形から楕円形に変えたモデルについて同じ計算をしたところ, 周辺地盤内応力は楕円形に応じた分布を示すが, 地中壁先端部の応力分布は円形についての上記検討結果と同様, 地盤内応力分布との連続性はなく形状の差により改善された形跡は認められなかった. 物理的要因は他に考えられないので上記原因は数値解析的要因によるものと考えられる. 先に地中壁周辺地盤の要素分割の精粗により応力集中評価が大きく影響を受けたことを考え, ジョイントを固定した場合の周辺地盤の地中壁との接触部の応力分布 (Fig.16 中の Y-9 モデルの応力分布) に対応した変形を示すと Fig.18 を得る. 図の点線が Y 型ジョイントと共有する地盤要素の節点の変形状態を示す. ただし, 水平方向の変位は鉛直方向変位の 500 倍で画いてある. ジョイント要素を固定したことにより変形

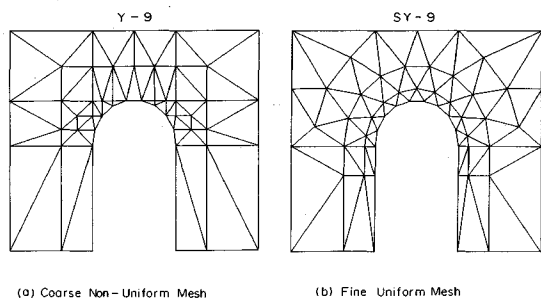


Fig. 20 Improvement of FEM Idealization of Soil Core near around Diaphragm Wall

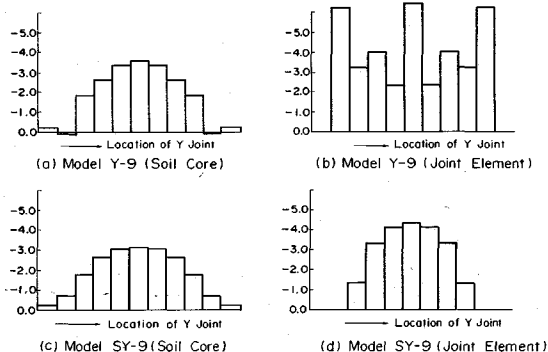


Fig. 21 Effect of Improvement of FEM Idealization on Continuity in Stress from Soil Core to Wall

が連続的でなく凹凸が顕著となり、これに伴う相対変形がジョイント内応力の不自然な分布を引き起こしたと考えることができる。さらに、ジョイントに滑り・剝離を許容した場合の同じ部分の変形を Fig.19 に示すが Fig.18 の変形からはかなり滑らかとなっているのが判る。しかし、地中壁頂部およびその円形部から地中壁鉛直部に移行する部分の Y 型ジョイントに繋がる地盤要素の水平変位は他の部分と比較して相対的に大きい。このように地中壁に接する地盤要素の変形の分布が不均一となる原因はこの部分の要素分割が不均一だからであり、要素内のひずみが一定となる Shape Function を用いたため同一のひずみに対しても大きい要素は大きい変形を生ずるからである。そこで、地中壁に接する地盤要素の分割を 9 個の Y 型ジョイントの場合を例に地中壁頭部の形状に合わせて Fig.20 (b) (SY-9 モデル) のように改良した。同図 (a) はこれまでの検討に用いた Fig.13 に示す分割 (Y-9 モデル) である。このように分割を改良した場合の計算結果を Fig.21 に示す。図には改良前後のモデル (Y-9, SY-9) について地中壁先端部の応力分布と周辺地盤部の応力分布を併せて示してある。図から明らかな通り、地中壁先端部の応力分布が隣接する周辺地盤内の応力分布と連続した形状を示し、地中壁先端部の応力の評価手法が改善されたと言え

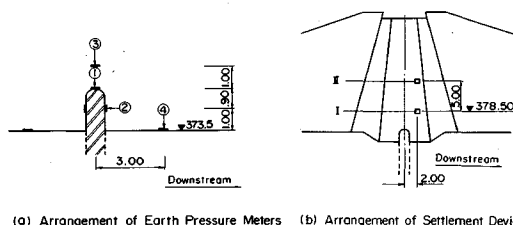


Fig. 22 Arrangement of Measuring Devices such as Earth Pressure Meters e.t.c.

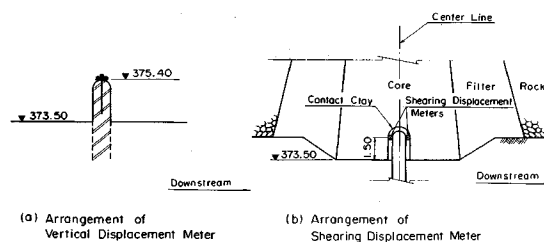


Fig. 23 Arrangement of Displacement Meters

る。
以上の検討からマルチ Y 型ジョイント要素を用いた地中壁先端部の応力評価には、接合材の効果の導入に加え地中壁に接する地盤要素の分割を地中壁頭部の形状に合わせた形状とする必要があるとすることができる。

5. マルチ Y 型ジョイント要素を用いた連続地中壁および周辺地盤内の土圧の評価と実測値との比較

只見ダムでは、堤体に多数の土圧計、ひずみ計、変位計、層別沈下計、地震計および間隙水圧計などを設置し堤体の挙動を計測している¹³⁾。この内、解析結果の比較に用いた土圧計と層別沈下計の配置を Fig.22 に、また地中壁に取り付けた鉛直変位計とせん断変位計¹³⁾の配置を Fig.23 に示す。

解析と実測との比較を行うための全体モデルとしてプロトタイプのダムの横断面を Fig.3 および地中壁頭部近傍地盤のみを Fig.20 (b) のように離散化したモデルについて、2. (4) で述べたダムと地盤の非線形物性を用いて 2. (2) で詳述した盛り立て解析を行った。接合材の剛性は前述した所から土質しゃ水壁材の剛性の 1/5 とし、マルチ Y 型ジョイント要素のせん断強度は前述した接合材の強度 0.1 (kgf/cm²) としてジョイントに滑り・剝離の発生を許し接合材の効果を検討している。

計算結果として、築堤の各段階に応じて変化する地中壁頭部の鉛直土圧の経緯を Fig.24 (a) に、地中壁側面の水平土圧の経緯を Fig.24 (b) に、地中壁頭部直上の地盤内の土圧の履歴を Fig.25 (a) に、地中壁から 3 m 離れた河床堆積層と土質しゃ水壁との境界上の鉛直土圧の履歴を Fig.25 (b) に、層別沈下量の履歴を Fig.26 に、

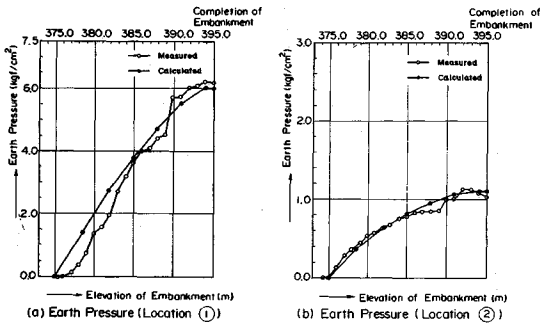


Fig. 24 Comparison of Calculated Earth Pressures with Measured Ones at Every Banking Stage (At Top End and Side Face of The Wall)

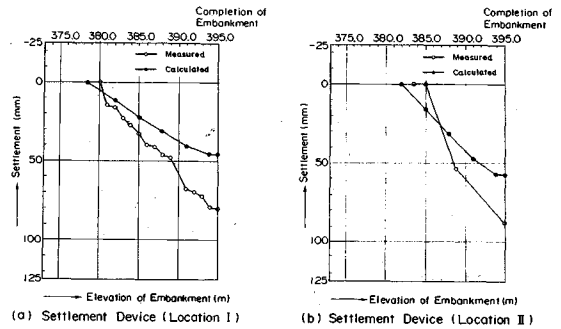


Fig. 26 Comparison of Calculated Settlements in Soil Core with Measured Ones at Every Banking Stage

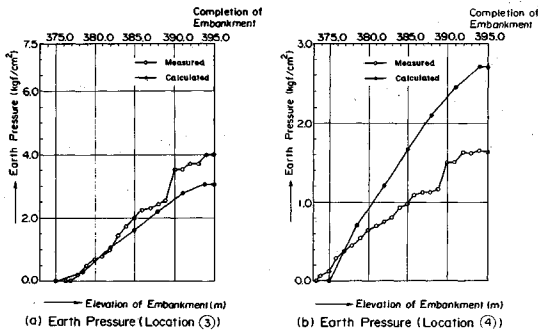


Fig. 25 Comparison of Calculated Earth Pressures with Measured Ones at Every Banking Stage (At Soil Core apart slightly from The Wall)

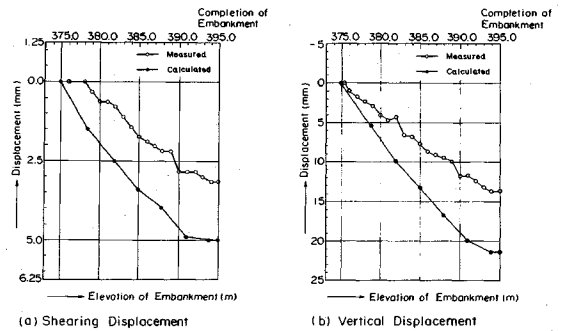


Fig. 27 Comparison of Calculated Shearing and Vertical Displacements at Top of Wall with Measured Ones

地中壁近傍の鉛直変位とせん断変位の履歴を Fig.27 にそれぞれ示す。以上から明らかな通り地中壁頂部と側面の土圧の計算結果は、盛り立ての全段階を通して実測値と極めて良い一致を示している。地中壁直上の土質しゃ水壁内の鉛直土圧は盛り立て完了の前段階までは良い一致を示すが、最終盛り立て段階で実測値が突然不連続に増加し計算値を30%程上回っている。原因は不明である。地中壁から3m離れた河床堆積層と土質しゃ水壁との境界上の土圧は、計算値が実測値より1.6倍程大きくなっており、土質しゃ水壁が薄いことから実物ではアーチアクションが生じた可能性がある。層別沈下は計算値が実測値よりやや小さくその差は土質しゃ水壁の位置によらずほぼ一定である。しかし、総量がもともと小さいし最終盛り立て後の差異はわずか3cm足らずなので一致の程度はかなり良いと言えるであろう。地中壁頭部の鉛直変形と側面のせん断変形とは逆に計算値が実測値よりやや大きい。せん断変形は1段盛り立て完了付近まで変位計が作動しておらず計算値との差が最終盛り立て完了時まで維持されているが実測の総変位量はわずか3mmに過ぎず、計算値との差異も2mm程度である。盛り立て材料の粒径やダム高さを考えればこの差は誤差の範囲と考えられ、一致の程度は良いと言えよう。地中

壁頭部の鉛直変形は盛り立て完了時で計算値が実測値の約1.5倍と差はやや大きい。地中壁の変形係数の評価がやや小さかった可能性がある。

以上の比較から総体的には、数値解析結果は実測値とかなり良く一致していると言うことができるので、本論文で提案した手法の妥当性が確認できたと言える。

6. 結 論

上記所論を要約すると以下の通りである。

(1) 連続地中壁上端面とダム本体の土質しゃ水壁との接続状態を評価するため、2節点を地中壁上端面の1点に他の2節点を地中壁に接続する土質しゃ水壁の有限要素の一边に配置した3節点から成るY型ジョイント要素を提案し要素剛性行列を導出した。同一のダム・地盤数値モデルに対して通常ジョイント要素とY型ジョイント要素とを用いた場合の線形動的解析結果を比較し、加速度ひずみ共に一致することを確認し妥当性を検証した。

(2) 地中壁先端部周辺地盤要素の分割が粗いモデルでは地中壁先端部の梁要素内の鉛直応力は分割が細かい場合よりかなり大きくなり、ダムの自重以上の過剰な応力を不自然に集めてしまい、応力の自然な伝達を得られな

い。

(3) 十分細かい分割モデルにおいてもジョイント要素剛性の増加と共に地中壁先端部の梁要素内の鉛直応力が増加するが、これが収束するには、ジョイント要素のせん断剛性が最硬質材料である地中壁のせん断剛性率の少なくとも5~10倍でなければならないと言える。

(4) 地中壁頭部周辺に剛性の小さい接合材を用いることにより応力集中が緩和される。地中壁頭部の応力集中は土質しゃ水壁内下方で最大となり地中壁下方で河床堆積層上部位置まで及ぶが、接合材の存在により深さ方向の応力集中も緩和される。

(5) 地中壁頂部の実測土圧と地中壁先端部の梁要素内の鉛直応力が最も近くなる接合材の剛性は土質コアの剛性のおよそ1/5である。

(6) 地中連壁頭部の形状を表す任意の曲線を多角形で近似し、各辺を共有する有限要素の2節点と地中壁上に取った1節点を共有するY型ジョイント要素を多数配置するマルチY型ジョイント要素を提案した。

(7) Y型ジョイントの数が増すにつれて地中壁に接する地盤内の応力は地中壁頭部の形状に順じた分布を示すようになり、Y型ジョイントが1個の場合にはこの分布応力の平均値しか評価できないこと、地中壁頭部の形状に応じた周辺地盤の応力集中の評価にマルチY型ジョイント要素が有効であることを明らかにした。

(8) マルチY型ジョイントを用いた地中壁先端部の応力評価には、接合材の滑り等の非線形効果を導入する必要性の他に地中壁に接する地盤要素の分割を地中壁頭部の形状に合わせた形状とし細分割する必要がある。

(9) マルチY型ジョイント要素を用いた地中壁および周辺地盤内の土圧、層別沈下、地中壁頭部の鉛直変位およびせん断変位の数値解析結果は、総体的に実測値とかなり良く一致しており、本論文で提案した手法の妥当性が確認できたとと言える。

参考文献

- 1) 柴田 功・錦織徹雄・松岡 滋・山口温朗：ベントナイト混入ソフトコンクリート-砂礫層を基礎とするダムの地中壁への適用一、ダム技術、No. 28, pp. 51~67, 1989.
- 2) Edmundo Moreno : Description of El Infiernillo and La Villita Dam, Performance of El Infiernillo and La Villita Dams Including The Earthquake of March 14, 1979, Comision Federal De Electricidad(CFE), pp.1~15, 1980.
- 3) CFE : Preliminary Report, La Villita and El Infiernillo Earthquake, 19 y 20 Sept. 1985.
- 4) 峰尾 肇・松村義章・錦織徹雄：只見ダムにおける新基礎処理工法について-(I)ベントナイト混入コンクリート地中壁の原位置試験一、電力土木、No. 209, pp. 20~32, 1987年7月。
- 5) 峰尾 肇・松村義章・錦織徹雄：只見ダムにおける新基礎処理工法について-(II)ベントナイト混入コンクリート地中壁の設計施工一、電力土木、No. 212, pp. 46~56, 1988年1月。
- 6) 錦織徹雄・渡部正道・新村隆之：連続地中壁の只見ダム基礎処理への適用、土木学会論文集、第397号/VI-9(報告)、pp. 197~205, 1988.
- 7) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価、土木学会論文集、No. 432/I-6, pp. 155~163, 1991.7.
- 8) R. E. Goodman 原著、赤井浩一・川本眺万・大西有三共訳：不連続性岩盤の地質工学、(株)森北出版、pp. 250~256, 1978.
- 9) 土木学会編：動的解析と耐震設計、第3巻エネルギー施設、技報堂出版、pp. 31~37, 1989.
- 10) 渡辺啓行・五月女敦：模型土質斜面の傾斜破壊実験と数値解、土木学会論文集、第376号/III-6, pp. 31~40, 1986.
- 11) O. C. Zienkiewicz : The Finite Element Method, Third Edition, McGraw-Hill Co. Ltd. pp. 148~177.
- 12) 土質工学会編：フィルダムの調査・設計から施工まで、土質工学会、pp. 185~188, 1983.
- 13) 渡部正道・瀧本純也・橋本長幸：只見ダムの計測結果について-ベントナイト混入コンクリート地中壁の挙動、電力土木、No. 225, pp. 14~26, 1990.

(1991. 8. 12 受付)

ANALYSIS OF EARTH PRESSURES ACTING ON THE TOP OF DIAPHRAGM WALL AND ITS NEIGHBORHOOD IN THE EMBANKMENT DAM WITH DIAPHRAGM WALL UNDER SOIL CORE

Hiroyuki WATANABE, Kiichi KANAZAWA, Minoru TAKADA and Takashi SUZUKI

The diaphragm cutoff walls have been lately adopted for foundation treatment of embankment dams constructed on alluvial deposits.

The stability of embankment dam with diaphragm cutoff wall depends upon the structural behavior of contact part between the top of diaphragm wall and dam body. Thus, comprehensive studies on the behavior are indispensable, nevertheless reasonable methods for structural analysis to the problem have not fully been established yet. This paper proposes the analytical method for evaluating earth pressures acting on the top part of diaphragm wall of embankment dam and confirms its validity through the comparison of predicted values with measured values on the various points at TADAMI DAM.