

実地震時挙動に基づく台形CSGダムの 材料特性及び耐震性評価

安田 成夫¹・曹 増延²・安藤 駿平³

¹正会員 (一財)ダム技術センター (〒110-0008 東京都台東区池之端2-9-7)

E-mail: yasuda@jdec.or.jp (Corresponding Author)

²正会員 (株) J-POWERビジネスサービス (〒104-0045 東京都中央区築地4-6-4)

E-mail: sou@jpbs.co.jp

³北海道建設部土木局 (〒060-8588 札幌市中央区北3条西6丁目)

E-mail: andou.shunpei@pref.hokkaido.lg.jp

本研究は、室内三軸圧縮試験及び原位置孔内水平載荷試験によりCSGの弾性係数及びその拘束圧依存性を明らかにし、実地震時におけるダムの動的挙動を再現解析することによりCSGの弾性係数を同定するとともに、これらの材料試験の結果を検証した。また、厚幌ダムの30回の地震記録を分析することにより、当該ダムの振動特性を明らかにし、台形CSGダムの力学特性について新たな知見を得た。2018年の北海道胆振東部地震 (M_j 6.7, ダムサイトの地震動はレベル2地震動に相当) 時に観測されたダムの挙動を3次元解析により再現した上で、当該ダムの内的及び外的安定性を確認し、改めて台形CSGダムが優れた耐震性を有することを明らかにした。

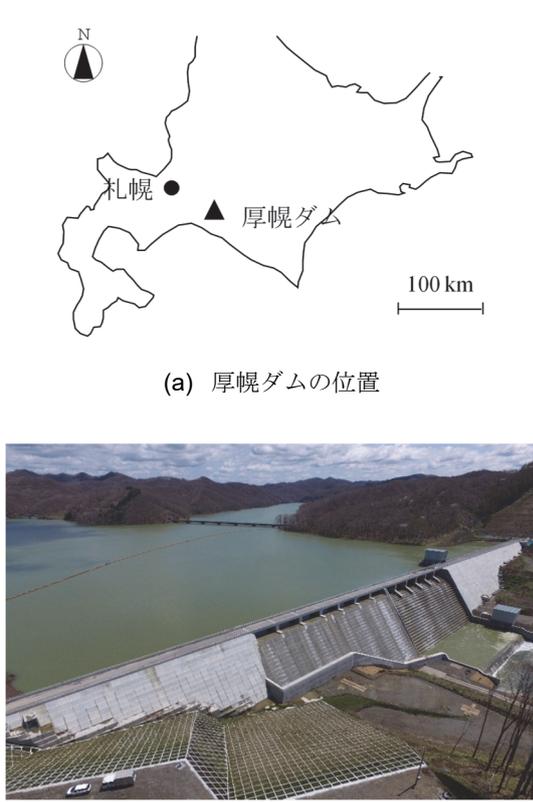
Key Words : trapezoidal CSG dam, material property, 3-D dynamic analysis, seismic performance evaluation

1. 序言

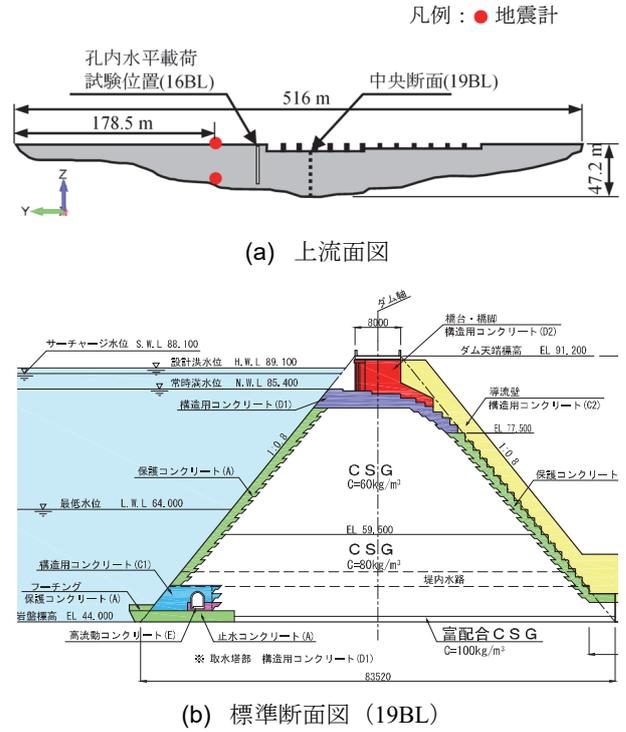
台形CSG (Cemented Sand and Gravel) ダム^{1), 2)}は、堤体材料がダムサイト近傍の砂礫などの入手しやすい岩石質材料に、セメント、水を添加し、簡易な施設で混合することにより製造され、台形形状の横断面を有するダムである。この型式のダムは、わが国で開発され、環境負荷の軽減、材料の有効活用及び設計・施工の合理化の特徴がある。台形CSGダムは新型式であるため、CSGの材料特性に関する検討事例が多くはないものの、幾つかの研究がなされている。金銅ら³⁾は静的及び急速載荷での引張強度試験と破壊エネルギー試験を実施し、載荷速度によるCSGの引張強度及び破壊エネルギーへの影響を明らかにした。山口ら⁴⁾はCSGの繰返し載荷試験やクリープ試験を行い、CSGの長期強度特性を明らかにした上で、ダムの構造安定性への影響を検討した。榎村ら⁵⁾は、実験的検討を行った上で、CSGの引張軟化モデルを提案した。一方、これまでの研究は室内実験によるものが殆どであり、実際のダムでの材料試験及び実地震、特に強震時における台形CSGダ

ムの挙動に基づく研究はない。

2018年9月6日に北海道胆振東部地震 (M_j 6.7) が発生し、震央から僅か 8.6 km 離れた高さ 47.2 m の厚幌ダム (台形CSGダム、図-1に厚幌ダムの位置及び写真を示す) の底部監査廊内で、最大 450 cm/s^2 の加速度が観測された。当該ダムの設計において、レベル2地震動として、最大加速度 468 cm/s^2 の地震動が想定されており、今回の地震で観測した加速度記録はこれに相当する。また、この最大加速度値は台形CSGダムサイトでこれまで得られた最大級である。ダムの地震時挙動の観測及び再現解析は一種の非破壊検査と位置付けられ、その解析を通じてCSGの材料特性及びダム堤体の振動特性、さらにはダムの耐震性能を把握することが可能と考えられる。本研究は、まず、厚幌ダムの地震記録を分析し、ダムの振動特性について考察した。そして、CSGの弾性係数及びその拘束圧依存性を把握するために、予備試験として河床砂礫をCSGの母材として作製した供試体を用いて三軸圧縮試験を実施した。また、厚幌ダム現場において孔内水平載荷試験を行い、CSGの弾性係数の拘束圧依存関係式を導いた。



(a) 厚幌ダムの位置
(b) ダムの写真
図-1 厚幌ダムの位置及び写真



(a) 上流面図
(b) 標準断面図 (19BL)
図-2 厚幌ダム及び地震計位置

有していたことから、厚幌ダムは台形 CSG ダムとして優れた耐震性を示していることが確認された。

表-1 厚幌ダムの諸元

ダム所在地	北海道勇払郡厚真町
ダム形式	台形 CSG ダム
堤高	47.2 m (最低地盤標高 EL44.0 m)
堤頂長	516 m
堤頂幅	8.0 m
天端標高	EL.91.2 m
法面勾配	上流側 : 1:0.8 下流側 : 1:0.8
体積	480,000 m ³
流域面積	105.3 km ²
総貯水量	47,400,000 m ³

さらに、北海道胆振東部地震時の厚幌ダムの挙動を 3 次元ダム-基礎岩盤-貯水池連成モデルにより再現解析し、前述した材料試験による CSG の弾性係数及びその拘束圧依存関係式の妥当性を検証した。再現解析で得られたダム堤体の応答応力を用いて、台形 CSG ダムの設計と同様の方法（他型式のダムと異なり、FEM 解析に基づく）により地震時ダムの内的及び外的安定性を確認した。その結果、レベル 2 地震動に相当する地震動を受けても十分な耐震安全性（当該ダムの設計において、レベル 2 地震の耐震性能照査では要求安全率を 1.0 としている）を

2. 地震記録に基づくダムの振動特性の分析

(1) ダム諸元

厚幌ダムは、北海道勇払郡厚真町厚真川水系における高さ47.2 mの台形CSGダムであり、洪水調節と利水及び河川環境の保全を目的として2018年に竣工した。表-1にはダムの諸元、図-2にはダムの上流面図および標準断面図を示す。表面に保護コンクリートが打設され、上流面の底部にフーチング及び監査廊が設置されている。ダムサイトの地質は軽舞層の「硬質頁岩層」に相当し、頁岩を主体として砂岩・凝灰岩・凝灰質泥岩等を挟在している。

(2) 地震記録及びダムの振動特性

a) 北海道胆振東部地震

2018年9月6日に北海道胆振東部地震 (M_j 6.7) が発生し、震央から厚幌ダムまでの距離はわずか8.6 kmであった。ダム底部監査廊内の地震計 (図-2(a) 参照) で上下流方向に最大加速度450 cm/s²の地震動が記録された。表-2に加速度記録の最大値をまとめる。この地震動は、日本国内の台形CSGダムサイトでの最大地震記録であった。図-3にダム底部の地震記録の上下流方向成分の加速度応答スペクトル (減

表-2 北海道胆振東部地震時厚幌ダムの最大加速度記録

観測点	方向	観測値 (cm/s ²)
天端	上下流	+591.4
		-562.5
	ダム軸	+437.1
		-329.9
鉛直	+168.9	
	-149.7	
監査廊	上下流	+371.7
		-450.4
	ダム軸	+277.2
		-265.4
	鉛直	+133.0
		-130.4

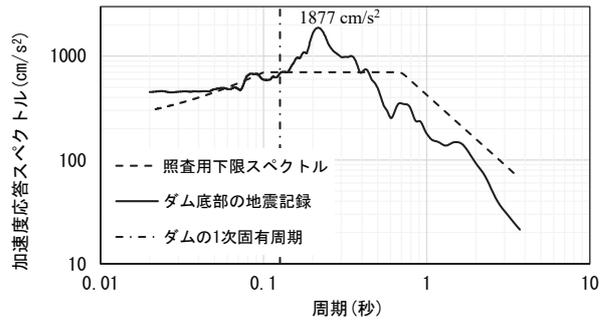


図-3 北海道胆振東部地震時厚幌ダム底部の地震記録の上下流方向成分の加速度応答スペクトルとダムの耐震性照査用下限スペクトルとの比較

凡例：X 上下流方向，Y ダム軸方向，Z 鉛直方向
 図中の破線と数値はダムの1次固有振動数を示す。

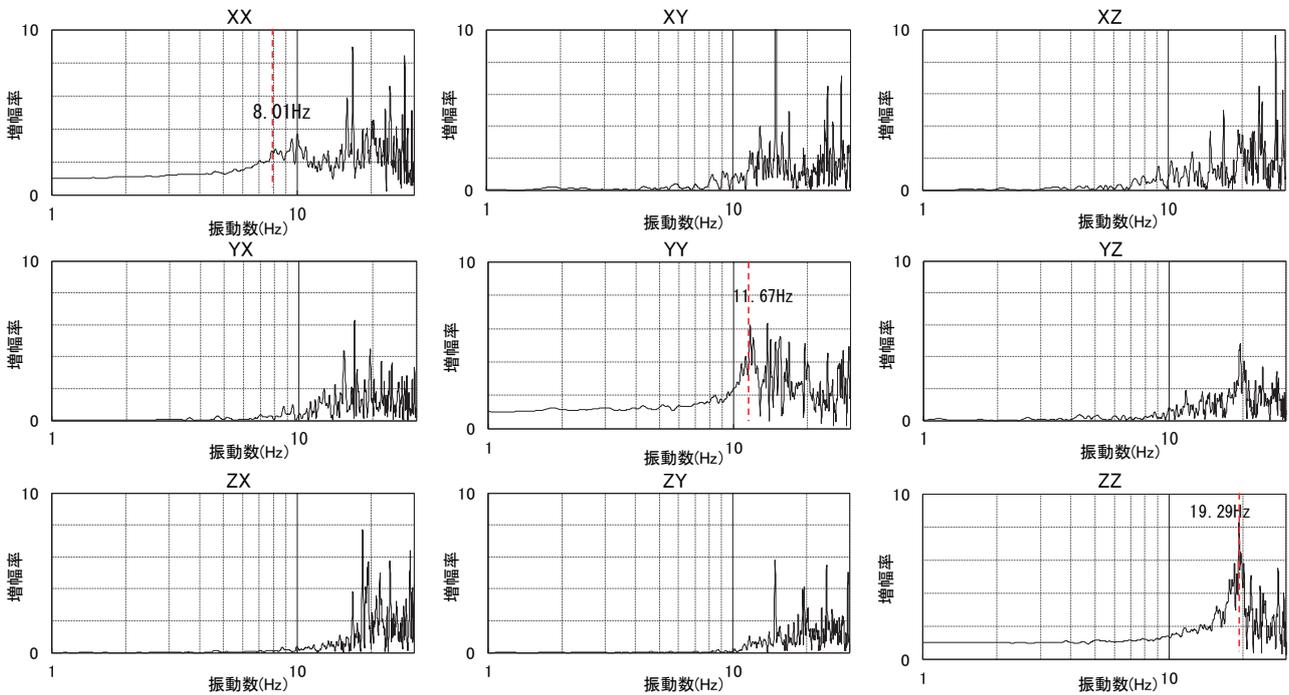


図-4 地震記録により得られた厚幌ダムの伝達関数マトリックスの例 (表-3の1組)

衰比5%) とダムの耐震性能照査用下限スペクトル⁶⁾の比較を示す。地震記録の加速度応答スペクトルは、0.42秒以上の長周期成分は小さいが、0.11秒から0.42秒までの間では照査用下限スペクトルよりも大きく、最大1877 cm/s²にも達している。また、当該ダム地点の過去から将来にわたり発生が予想される最大地震動(レベル2地震動)は468 cm/s²であることから、厚幌ダムに対して北海道胆振東部地震はレベル2地震に相当すると言える。よって、この地震時の厚幌ダムの挙動、特に地震におけるダム堤体の内的及び外的安定性を明らかにすることは、今後の台形CSGダムの耐震設計に対して非常に有益であると考えられる。

また、北海道胆振東部地震の後に、ダム底部での最大加速度が2 cm/s²以上の地震記録を30回以上収録した。厚幌ダムの振動特性(固有振動数、加速度増幅率及び減衰比)を把握するために、これらの地震記録を以下のように分析した。

b) ダムの固有振動数の評価

ダム底部及び天端の地震記録を用いて、伝達関数マトリックス法⁷⁾により厚幌ダムの伝達関数を算出し、ダム堤体の固有振動数を調べた。この算出法においては3回の地震記録を1組として用い、振動の方向間の相互干渉を分解することにより精度の良い伝達関数が算出できる。厚幌ダムでは総計11組のデータ(うち、伝達関数の特徴を際立たせるために、

表-3 伝達関数より読取ったダム固有振動数

地震記録組	地震発生時刻	最大加速度 (cm/s ²)*1	上下流		ダム軸	鉛直
			1次(Hz)	2次(Hz)	1次(Hz)	1次(Hz)
1	20180906 03:07	450	8.0	9.9	11.7	19.3
	20180906 03:23	28				
	20180906 06:11	21				
2	20180906 03:09	7	8.0	10.0	12.9	20.3
	20180906 03:19	6				
	20180906 06:11	21				
3	20180906 03:11	1	8.0	9.8	12.7	20.0
	20180906 03:13	3				
	20180906 03:17	2				
4	20180906 03:23	28	7.5	10.2	12.0	20.2
	20180906 03:25	5				
	20180906 03:31	1				
5	20180906 03:32	10	8.1	9.8	12.1	19.9
	20180906 03:35	5				
	20180906 06:32	2				
6	20180906 03:56	6	7.6	9.5	12.1	19.3
	20180906 04:10	10				
	20180906 04:39	8				
7	20180906 05:20	2	8.3	10.2	13.1	19.6
	20180906 06:04	16				
	20180906 06:06	4				
8	20180906 07:19	3	7.8	9.9	11.9	19.7
	20180906 07:29	3				
	20180906 07:45	2				
9	20180906 09:16	4	7.9	10.0	12.8	20.7
	20180906 11:07	3				
	20180906 14:39	4				
10	20180906 03:09	7	7.8	10.0	11.7	19.6
	20180906 16:53	9				
	20180906 18:33	1				
11	20180906 03:07	450	7.7	9.8	12.1	19.7
	20180906 06:11	21				
	20190221 21:22	121				
平均			7.9	9.9	12.3	19.8

注：*1 二つの水平動のうちの最大加速度値

加速度の比較的大きな4回の記録を異なる組で重複使用)を構成し、**図-4**にその算出結果の一例を示す。この図において、伝達関数マトリックスの各成分 T_{ij} ($i, j = X, Y, Z$)は方向間の相互干渉を考慮する伝達関数である。 T_{ii} ($i = X, Y, Z$)はダムの底部地震計の*i*方向の振動に対する天端地震計での*i*方向の応答特性を示す伝達関数であり、各成分 T_{ij} ($i, j = X, Y, Z$, 但し、 $i \neq j$)は方向間の相互干渉を示す寄与伝達関数である。例えば、 T_{XY} は底部地震計での*Y*方向の振動に対する天端地震計での*X*方向の応答特性を示す。**図-4**により各方向の伝達関数 T_{XX} , T_{YY} , T_{ZZ} の明瞭なピークに対応する振動数(破線はピークの所在を示し、数値はそのピークに対応する振動数である)をダムの固有振動数として読み

取った。これにより上下流方向には低い振動数側の2つ、ダム軸方向及び鉛直方向にはそれぞれ1つの固有振動数が得られ、その値を**表-3**にまとめた。**図-4**及び**表-3**から以下のことが分かる。

- 1) 上下流方向(**図-4**の T_{XX})の1次及び2次固有振動数の平均値はそれぞれ7.9 Hzと9.9 Hzである。また、後述する4章のダムの地震時挙動の再現解析で同定したCSGの弾性係数を用いた固有値解析により得られた厚幌ダムの1次及び2次固有振動モードを**図-5**に示す。地震計の設置位置がダムの中央断面ではなく、左岸側に大きく偏っている。この位置はダムの2次固有振動モードの最大値の節点に近いことから、この位置での地震観測結果から1次固有振動モー

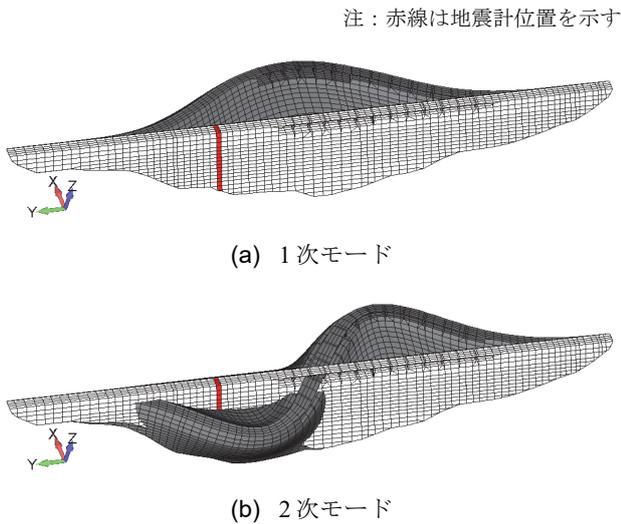


図-5 固有値解析による厚幌ダムの固有振動モード

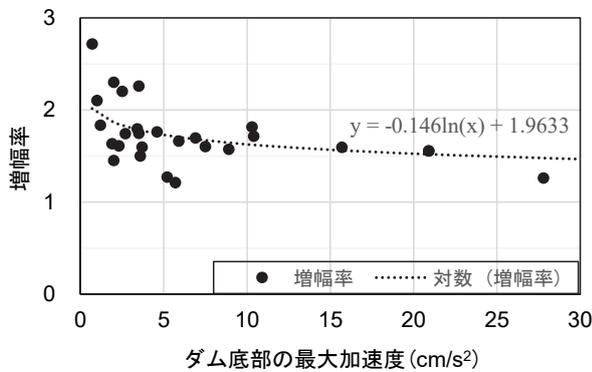


図-6 加速度増幅率とダム底部の最大加速度との関係

ドよりも2次固有振動モードが検出されやすくなっていると推測する。図-4に示すように、伝達関数の1次ピークよりも2次ピークの増幅率がやや高くなっていることも厚幌ダムでの地震計の偏った設置状況を反映していると考えられる。この事例は、ダムに地震計を設置する際にダムの固有振動モードを考慮する必要性を改めて示した。

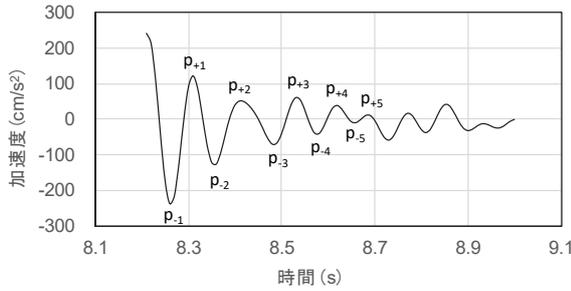
- 2) ダム軸方向と鉛直方向の1次固有振動数の平均値は、それぞれ12.3 Hzと19.8 Hzである。ダム軸方向(図-4の T_{YY})に約7 Hzまで増幅率が殆ど1であり、この方向にこの振動数範囲ではダムは殆ど剛体的な挙動をしていることが想像できる。鉛直方向(図-4の T_{ZZ})には約10 Hzまで同様な傾向がある。
- 3) 10 Hzまでの振動数範囲では、各寄与関数 T_{ij} ($i, j = X, Y, Z$, 但し, $i \neq j$)は殆ど0であり、これにより10 Hzまでダムの上下流方向、ダム軸方向及び鉛直方向の各振動方向間の相互干渉は非常に小さいと推定できる。

c) ダムの加速度増幅率の評価

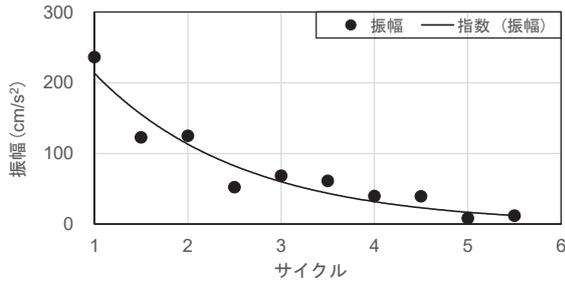
ダム天端と底部における上下流方向の地震加速度記録の最大値の比をダムの加速度増幅率として求め、増幅率とダム底部の最大加速度との関係を図-6に示す。また、対数近似により図示の近似曲線が得られた。厚幌ダムの加速度増幅率は凡そ2.0以下であり、平均値としては1.7である。最大加速度30 cm/s²以上の地震記録は2回だけであったので、多数の地震の結果を考察するために図中の加速度の最大値を30 cm/s²までとした。2018年9月6日の北海道胆振東部地震(ダム底部地震計の最大加速度450 cm/s²)及びその翌年2月21日の地震(同121 cm/s²)における加速度の増幅率は、それぞれ1.3と1.4である。加速度が大きくなるにつれて増幅率がやや小さくなる傾向が見られるが、この傾向を今後も地震記録の蓄積に伴い考察する必要がある。また、加速度増幅率は同規模の重力式コンクリートダムと比べ小さく、その理由は材料性質の違いによるもの以外に二つ考えられる。第一は厚幌ダムの固有振動数と地震動の卓越振動数(一例として前出の図-3参照)が離れていること、第二は厚幌ダムでは地震計がダムの中央断面ではなく、図-2(a)に示す位置で、両地震計の標高の差は約30 mしかなかったことにあると推測する。

d) ダムの減衰比の評価

ダムの天端と底部の地震記録を用いて、ダムの伝達関数マトリックスを算出し、さらにダム天端の振動を強制振動と自由振動を分解した上で、得られた自由振動に減衰率法を適用することにより減衰比を算出する。算出法の詳細については関連文献⁸⁾を参照されたい。一例として、北海道胆振東部地震時に厚幌ダム天端の加速度波形から得られたピーク値後の自由振動を図-7(a)に示す。この自由振動波形の正負の振幅値 $p_{-1}, p_{+1}, p_{-2}, \dots$ の絶対値とサイクル数との近似曲線(図-7(b)に示す)に減衰率法を適用して求めた減衰比は8.3%である(因みに、レベル2地震動に対する厚幌ダムの耐震設計では、減衰比を10.0%としている)。さて、同様に他の地震記録から得られた減衰比とダム底部の最大加速度の関係を図-8にプロットする。ダム底部の加速度最大値が30 cm/s²以下の範囲では減衰比とダム底部の加速度最大値の依存関係は明瞭ではなく、個別なデータを除けば減衰比が3.0%~8.0%の範囲でばらついている。これと比べ北海道胆振東部地震の記録から得た減衰比(8.3%)がやや大きいのは、この地震の際にダム堤体に軽微な非線形性が発生していたと推測される。台形CSGダムの減衰比についてはこれまで公表されたデータはなく、本検討が初めての事例と



(a) 分解されたピーク値以降の自由振動



(b) 振幅とサイクルの近似曲線

図-7 減衰比の算出例(北海道胆振東部地震)

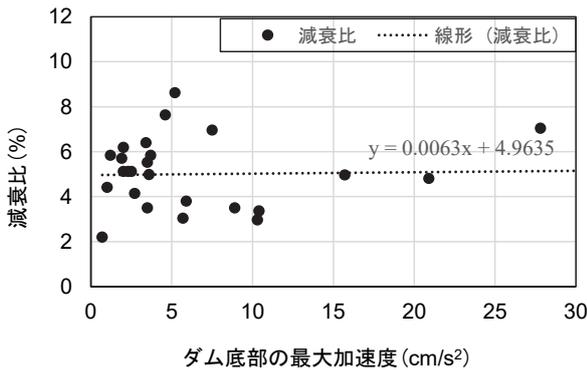


図-8 減衰比とダム底部の最大加速度との関係

考えられる。今後、台形 CSG ダムの減衰比について、地震記録、特に強震記録の蓄積を待って考察が必要である。

以上の検討により厚幌ダムの振動特性（固有振動数、加速度増幅率及び減衰比）を明らかにした。これらの実地震の観測データに基づく検討結果は、今後の台形CSGダムの耐震設計及び耐震性評価に資することが期待される。

3. CSG の弾性係数及びその拘束圧依存性に関する材料試験

台形 CSG ダムは、有限要素法を用いて弾性領域内の挙動であるとして設計される。従って、CSG の

表-4 供試体用原材料の物理特性

粒度範囲	平均表乾密度 (g/cm ³)	平均吸水率 (%)
80 - 40 mm	2.62	2.43
40 - 20 mm	2.55	3.69
20 - 10 mm	2.54	4.45
10 - 5 mm	2.50	5.47
5 - 0 mm	2.43	8.19

注:試験に使用した水の温度は 19~20°C, 密度は 0.998 g/cm³

弾性係数は、設計にとって重要であるばかりでなく、ダムの振動特性の把握及び耐震性評価においても欠かせない物性である。これまで、CSG の弾性係数は供試体の一軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線から求められている。しかしながら、ダム堤体を構成する CSG は、堤体内部では拘束圧を受け、平面ひずみ条件と極めて近い状態にあり、一軸圧縮試験と異なる条件下にあることが理解される。CSG の主原材料である粗粒(岩石質)材料の力学特性を考慮すると、CSG の弾性係数は、粒状体とコンクリートの中間の性質を有し、拘束圧に依存していることが容易に推測できる。ダム堤体全体に一樣な配合の材料を用いても、拘束圧に応じて、CSG の弾性係数が深度によって変わると考えられる。CSG の弾性係数及びその拘束圧依存性を明らかにするため、本研究では、予備試験として室内の三軸圧縮試験を実施して弾性係数の拘束圧依存性を確認した。その後、原位置の孔内水平載荷試験により実ダムにおける CSG の弾性係数を測定するとともに、その拘束圧依存関係式を導いた。

(1) 室内における予備試験

孔内水平載荷試験に先立って、CSG の弾性係数の拘束圧依存性の有無を調査するために、室内試験を実施した。

a) 供試体の作製

河床砂礫を原材料として円柱供試体 (Ø100 mm × h200 mm) を作製した。表-4 に河床砂礫の密度・吸水率を示す。図-9 に供試体作製に使用した原材料の粒度分布を示し、同図に実ダムの CSG の粒度分布も参考として示す。実ダムでは最大粒径 80 mm の材料が用いられているが、三軸圧縮試験設備の限界により供試体では最大粒径 40 mm とした。供試体の粒度分布は実ダムの粒度分布と相似であるが、全体的に細粒材側にシフトしている。供試体作製用 CSG は、ミキサ (容量 150 リットル) を用いて表-4 に示す原材料及び表-5 に示す配合の各材料を混合することにより製造した。原材料とセメントが均一に

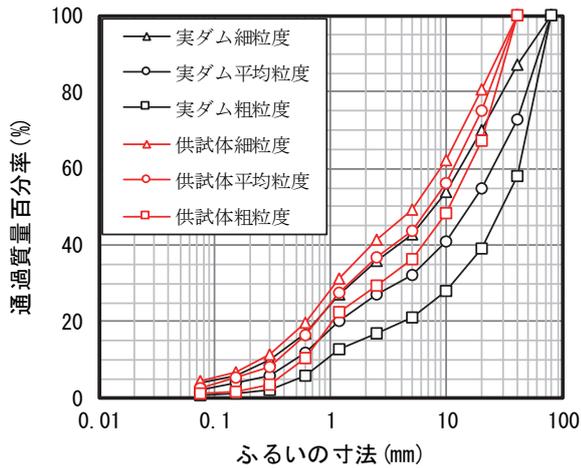


図-9 CSGの粒度分布

表-5 供試体用 CSG の配合

セメント種別	単位セメント量(kg/m ³)	単位水量(kg/m ³)	空気量(%)
普通ポルトランド	80	105	0

注: 単位体積のCSG重量は2378 kg/m³である.

なるよう 1 分間空練りした後、水を投入してさらに 2 分間混合した。その後、CSG をミキサから排出させ、供試体の寸法を考慮してスクリーニングにより粒径 40 mm 以上の骨材がないことを確認して、円柱形モールドに投入した。供試体に必要な CSG を 3 層分け、各層を突き棒で 15 回突き固めた後、振動タンパにより 30 秒間締め固めた。その後、供試体を 20°C の恒温室で封緘養生し、材齢 91 日の試験直前にモールドを脱型した。

b) 試験方法

作製した供試体を用いて異なる拘束圧条件下で三軸圧縮試験を行った。試験結果のバラツキを考慮して、作製した供試体を 3 組に分けて、同一供試体を用いて拘束圧を昇圧して試験を行った。ただし、本試験の目的により、供試体への軸力载荷は破壊に至らない弾性領域のひずみまでとした。各組の供試体に対して、拘束圧を 0.1, 0.2, 0.4 及び 0.6 MPa の 4 パターンに設定し、軸方向の荷重を毎秒 0.5% の速度で CSG の弾性範囲（限度として最大軸応力 1.0 MPa まで）で荷重を与えた。供試体の軸応力と軸変位から換算した軸ひずみとの関係曲線の一部を図-10 に示す。図中の応力-ひずみ関係曲線の接線（図-10 に破線で示す）の勾配により CSG の弾性係数を算出した。

c) 試験結果

三軸試験により得られた CSG の弾性係数と拘束

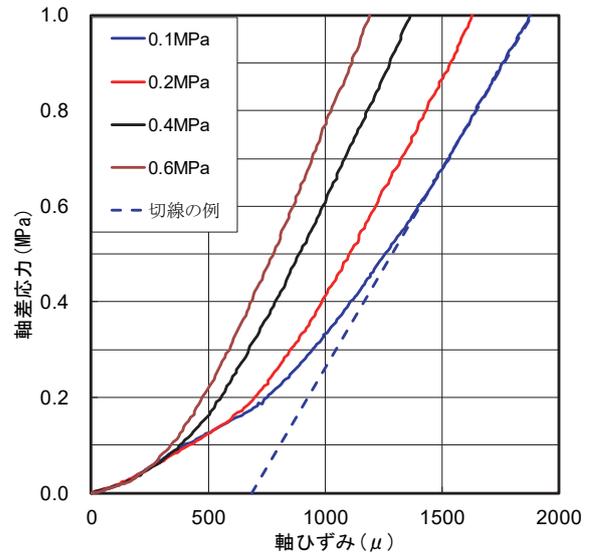


図-10 三軸圧縮試験より得られた CSG の応力-ひずみ関係曲線 (1 組目)

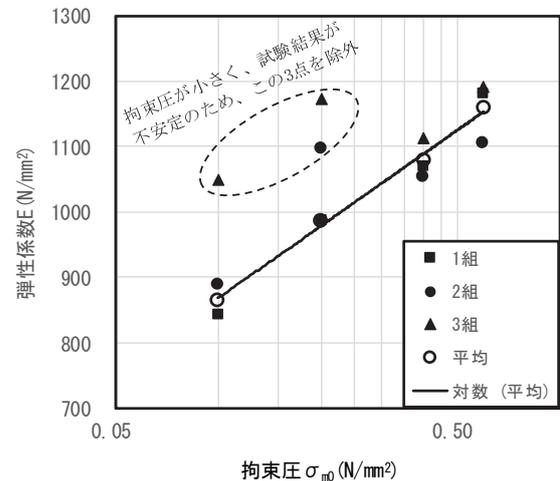


図-11 拘束圧と CSG の弾性係数の関係

圧との関係を図-11 に示す。低拘束圧 (0.1, 0.2 MPa) における試験結果のバラツキが大きく、特異な結果 (図-11 の左上の 3 点) を除いて回帰分析することにより図-11 に示す関係が得られた (相関係数 0.991)。この結果より CSG の弾性係数は拘束圧に依存していると考えられる。また、この拘束圧依存関係を式(1)により表すことができる。

$$E = 1286 \sigma_{m0}^{0.18} \quad (1)$$

ここに、 E と σ_{m0} はそれぞれ CSG の弾性係数と拘束圧であり、単位は N/mm^2 である。

(2) 堤体コアと材齢 91 日供試体の比較

室内試験の供試体と実ダム堤体材料との相違を解

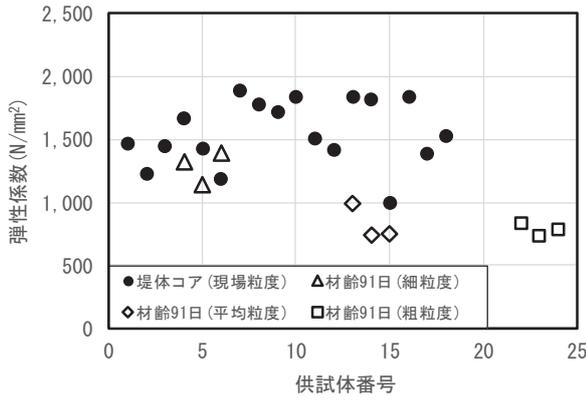


図-12 堤体コアと実験室 91 日供試体による弾性係数

明するため、堤体設計時に室内で作製した供試体の試験結果と厚幌ダムから採取したボーリングコア (Ø200mm) による一軸圧縮試験の結果とを比較した。打設 2 年目の厚幌ダムから単位セメント量 60 kg/m^3 の範囲でコア (18 本) を採取し、弾性係数を計測した⁹⁾。比較のため、CSG の室内試験の大型供試体の単位セメント量も同じとした。粒度分布は細粒度、平均粒度及び粗粒度の 3 種類とし、単位水量は 85 kg/m^3 である。

図-12 は弾性係数について、ボーリングコアと室内供試体の試験結果を示す。データにバラツキがあるものの、それぞれの平均値は、ボーリングコアの弾性係数が室内平均粒度供試体の約 1.9 倍と高くなっている。

一方、ボーリングコアを含む室内試験による CSG の弾性係数の結果を用いた厚幌ダムの二次元地震応答解析では、伝達関数の再現性は良好ではなかった。その原因は室内試験による CSG の弾性係数が実ダムのそれより大幅に小さいことが考えられた。このため、次節に述べる孔内水平載荷試験を実施し、実ダムの弾性係数を直接計測することとした。

(3) 孔内水平載荷試験

a) 試験方法

孔内水平載荷試験¹⁰⁾は、堤体天端から直径 66 mm のボーリングを鉛直方向に行い、CSG に達した段階でその都度孔壁の状態を確認し実施した。計測位置は、16BL (図-2(a)参照) で、深度方向に 5 ケ所に設定した。孔内水平載荷試験機は図-13 示す通りに、長さ 52 cm のゴムチューブを水压で膨張させることによって、孔壁を押し広げ、キャリパーアームで側方変形を計測する。従って、載荷部 52 cm の挙動をその中央部の値によって代表させることになる。一般に試験は昇圧-降圧を数回繰返すことにより孔壁

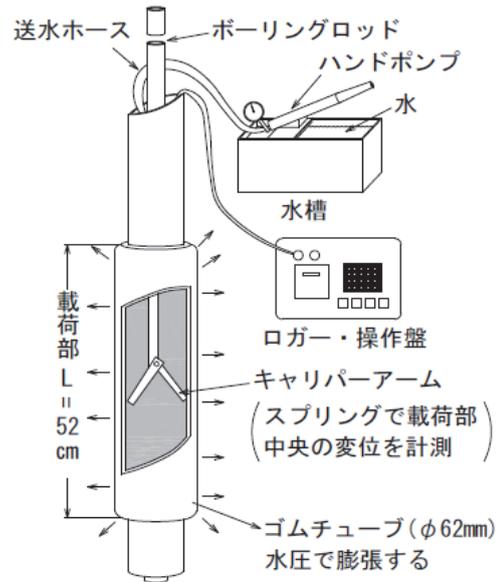


図-13 孔内水平載荷試験機

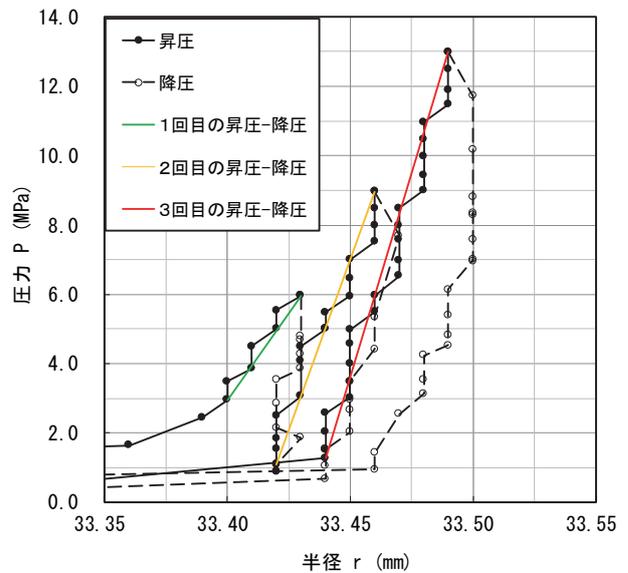


図-14 孔内水平載荷試験における圧力-孔半径の関係例

の安定を図るが、今回の試験では 3 回の昇圧-降圧で安定した値が計測された。一例として、図-14 に圧力と孔壁の半径の変化関係を示す。3 回目の昇圧-降圧における圧力と孔壁の半径の変化関係を基に、式(2)から CSG の弾性係数 E を算出した。

$$E = (1 + \nu)r_m \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad (2)$$

ここに、

ν : ポアソン比、本研究では CSG のポアソン比

表-6 孔内水平載荷試験による CSG の弾性係数

深さ (m)	拘束圧 (MPa)	弾性係数 (N/mm ²)	区分
10.2	0.094	3870	C=60 kg/m ³
21.7	0.174	4740	
27.9	0.226	5400	
30.7	0.251	9060	C=80 kg/m ³
38.7	0.334	8600	

の一般値 0.25 とした.

Δp : 圧力-半径変化曲線の直線部分における圧力増分 (単位:N/mm²)

Δr : Δp に対応する半径の増分 (単位:mm)

r_m : $\Delta p/\Delta r$ 算定区間の中間半径 (単位:mm)

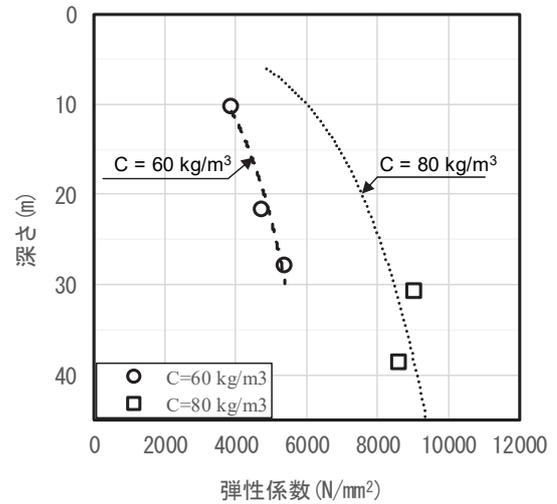
b) 試験結果

各深さ位置の測定結果を基に算出した CSG の弾性係数を表-6 に示し、深さと弾性係数の関係を図-15(a)に示す。また、後述するダム地震時挙動の再現解析のために、ダム-基礎岩盤-貯水池の解析モデルを作成しており、このモデルを用いて常時の応力解析を行った。解析により得られた孔内水平載荷試験実施位置の平均主応力を拘束圧として、この拘束圧と計測された弾性係数との関係を図-15(b)に示す。単位セメント量 80 kg/m³ の CSG の弾性係数は、60 kg/m³ のそれと同じ拘束圧依存傾向を有すると仮定し、即ち、拘束圧 σ_m の指数は同じで、係数が異なるとすると、回帰分析により式(3)に示す弾性係数の拘束圧依存式が得られる。なお、回帰分析における弾性係数と拘束圧との相関係数が 0.994 であり、良好な依存関係がある。

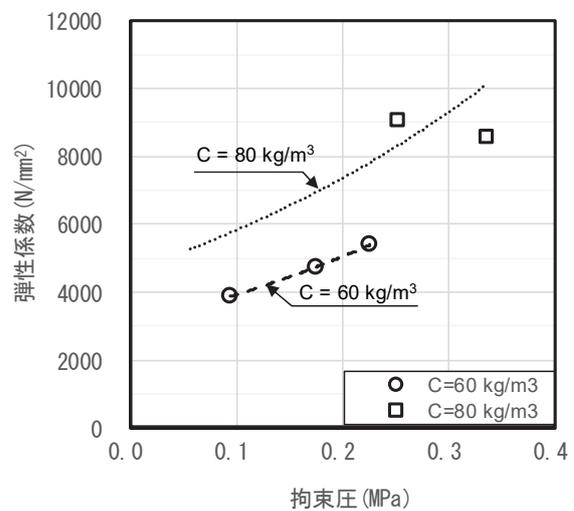
$$E = \begin{cases} 9260\sigma_m^{0.372} & C = 60 \text{ kg/m}^3 \\ 14170\sigma_m^{0.372} & C = 80 \text{ kg/m}^3 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 σ_m は拘束圧であり、ダムの常時応力解析による有限要素の平均主応力である。

孔内水平載荷試験に基づく式(3)と室内の三軸圧縮試験に基づく式(1)とを比較すると、両試験の結果に大きな相違がある。主な原因は、実ダム(平面ひずみ条件に近い)と三軸圧縮試験(平面応力条件に近い)における拘束圧条件の違い、室内の供試体と実ダムにおける原材料自体及びその粒度分布の違い、CSGの材齢の違い等が考えられる。よって、室内試験による弾性係数を実ダムの地震応答解析に適用する際には、これらの違いによる影響を考慮する必要がある。



(a) 弾性係数の深さ分布



(b) 弾性係数と拘束圧の関係

図-15 孔内水平載荷試験結果

(4) 材料試験のまとめ

室内の三軸圧縮試験及びダム現場の孔内水平載荷試験により CSG の弾性係数の拘束圧依存性が明らかとなった。試験結果の回帰分析により CSG の弾性係数の拘束圧依存関係式が得られた。さらに、孔内水平載荷試験結果は、室内試験による結果とは明らかに異なり、拘束圧条件、原材料の粒度分布、母材材料の違い、材齢等による影響が大きいと考えられる。これらの事柄を台形 CSG ダムの振動特性の把握に考慮する必要がある。一方、ダムの地震時挙動はダム構造及び CSG の材料特性に依るため、挙動解析は一種の非破壊試験と位置付けられる。次章以降に、ダムの実地震時挙動を再現することによりここで提案した CSG の弾性係数の拘束圧依存式の妥当性を検証する。

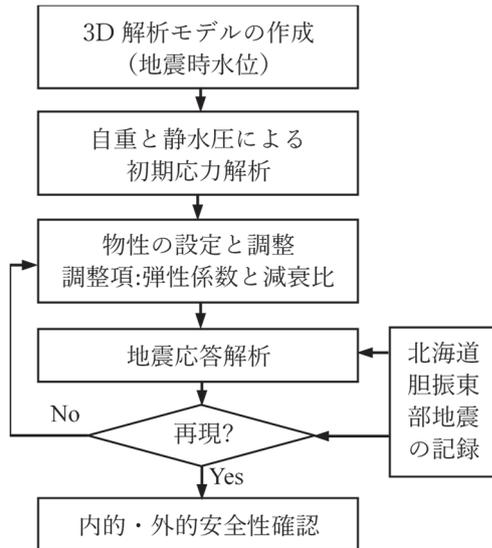
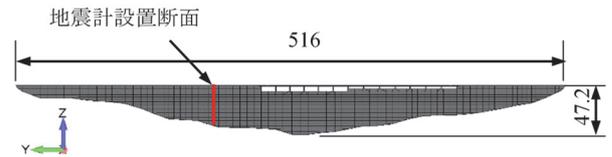
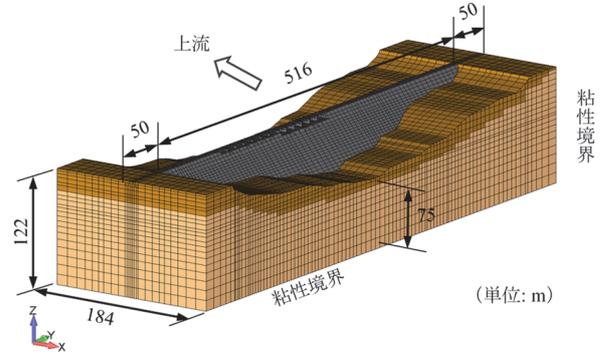


図-16 検討の流れ



(a) ダム堤体モデルの上流面



(b) モデル全体の鳥観図

図-17 解析モデル

4. 北海道胆振東部地震時厚幌ダムの動的挙動の再現解析と安全性確認

国内では、台形 CSG ダムは 2021 年 8 月現在既に 4 基が竣工しているが、ダムサイトで震度 7 を記録したのは厚幌ダムが初めてである。よって、北海道胆振東部地震時厚幌ダムの安全性が確認できれば、当該ダムの耐震性を実証できることのみならず、今後同型式ダムの合理的な耐震設計にも大いに参考になると考えられる。

地震時ダムの安全性を確認するため、2(2)a)で述べた北海道胆振東部地震時観測された厚幌ダムの挙動を 3 次元 FEM モデルを用いて再現解析した。解析における CSG の物性値は 3 章で示した材料試験の結果等を基に設定した。解析の再現性は、地震記録と解析による加速度、フーリエスペクトル及びその伝達関数の比較により判断した。再現性向上のため CSG の弾性係数と減衰比を微調整した。次に、ダムの地震時挙動が再現された場合、ダム堤体の応答応力を用いて北海道胆振東部地震における厚幌ダムの安全性を確認した。この一連の検討の流れを図-16 に示す。

なお、本再現解析には 3 次元ダム解析専用プログラム“UNIVERSE”¹¹⁾を用い、線形解析を行った。

(1) 解析用モデル

再現解析用 3 次元ダム - 基礎岩盤連成系の FEM モデルを図-17 に示す。地震時の貯水位は EL.70.8 m であったことから、この水位に相応する貯水池を有限差分法によりモデル化した。貯水に関する波動方

程式とダム - 基礎岩盤に関する運動方程式を別々に解き、ダム上流面での連成条件（動水圧条件と運動速度条件）によりダムと貯水の相互作用の影響を考慮した。ダム及び基礎岩盤の振動による散乱波の逸散及び解析モデルに対する周辺地山の振動の影響を考慮するために、基礎岩盤モデルの底面及び側方境界で粘性境界条件¹²⁾を用いた。貯水池の上流端では波動エネルギーの完全吸収境界条件¹³⁾を適用し、貯水池の底部では部分反射条件¹³⁾（貯水池底部の堆積物と水のインピーダンス比 1.5）を設定した。貯水池の表面では表面重力波の影響を考慮した。

(2) 物性値

a) 弾性係数

3 章では室内試験及び現場の孔内水平載荷試験の両手法により CSG の弾性係数及びその拘束圧依存性を明らかにした。本再現解析では、実ダムの状況をより反映している孔内水平載荷試験結果（式(3)）を基にダム堤体内部の常時平均主応力を用いて CSG の弾性係数を設定した。解析の再現性向上のため、式(3)に係数 k を掛けて調整項目とした。繰返し調整した結果として、 $k = 1.35$ の時に解析結果と地震観測結果が最も一致した。すなわち地震時挙動の再現解析により同定した CSG の弾性係数は、孔内水平載荷試験結果より 35%大きくなっている。この差は CSG 材の動的弾性係数と静的弾性係数の違いと理解する。よって、3 章で実施した孔内水平載荷試験の結果及び式(3)は、基本的に実ダムのものを反映して

表-7 再現解析により同定及び設定した物性値

区分	弾性係数 (N/mm ²)	密度 (g/cm ³)	ポアソン比	減衰比
CSG (60kg/m ³)	1.35 × 9260σ _m ^{0.372}	2.09 大型供試 体試験	0.25	10%
CSG (80kg/m ³)	1.35 × 14170σ _m ^{0.372}			
保護コン クリート	35,000	2.40	0.20	5%
表層岩盤	11,000 弾性波速度より	2.29	0.30	5%
深部岩盤	14,000 弾性波速度より			5%

注：設定根拠を記していないのは一般値である。

いると考える。また、ダム堤体の保護コンクリートの弾性係数は、コンクリートの一般値を用いた。基礎岩盤の弾性係数は、弾性波速度試験結果により設定して、線形弾性材料として用いた。

b) 減衰比

2章の検討により北海道胆振東部地震時における厚幌ダムの減衰比が8.3%であると推定した。本再現解析では、この値を解析の初期値として設定し、天端の最大加速度応答値が観測結果と合うように調整した。最終的にCSGの減衰比として10%と同定した。地震記録による算定値と再現解析による同定値の差は、減衰比のバラツキ範囲内である。また、地震記録により推定した減衰比はダム全体の数値であることに対して、再現解析では保護コンクリートの減衰比を一般値の5%としたため、その減少分をCSGの減衰比の増大になったと判断される。なお、基礎岩盤の減衰比は一般値の5%とした。

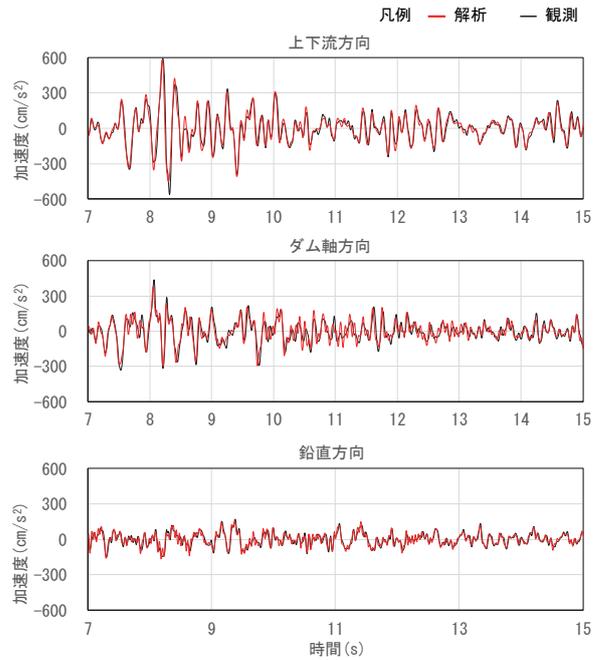
c) 密度とポアソン比

CSGの密度は材料試験の結果を用いて設定し、ポアソン比は材料試験で使用した値(0.25)を用いた。基礎岩盤の密度、ポアソン比はそれぞれの一般値を用いた。

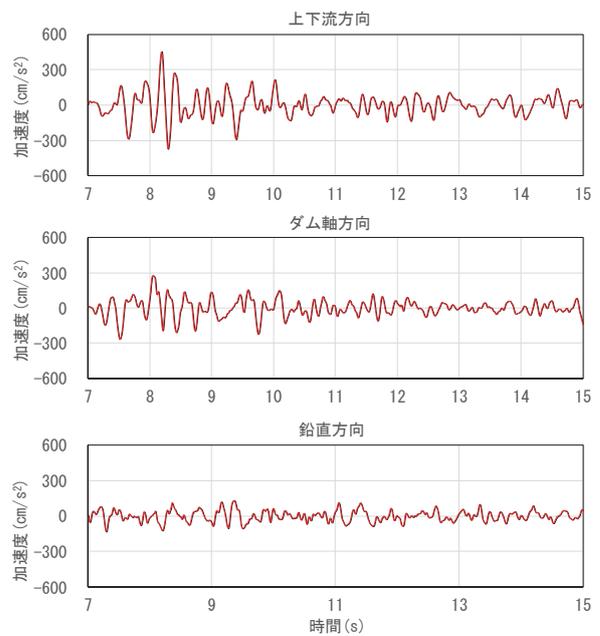
以上述べた再現解析で同定、または設定した物性値を表-7にまとめる。

(3) 入力地震動

北海道胆振東部地震時の厚幌ダム底部監査廊での加速度記録(図-18(b))を用いて、伝達関数を用いた引戻し法により、図-17に示す解析モデルの底面位置における入力地震動を作成した。継続時間40.96秒の3方向の地震波形を0.01秒の刻みで同時に入力し、ダム-基礎岩盤-貯水池連成系の地震応



(a) ダム天端



(b) ダム底部

図-18 ダム天端及び底部の加速度応答の主要動

答を直接積分法により解析した。

(4) 再現解析結果及び考察

表-8に再現解析により得られたダム天端及び底部地震計位置の加速度の最大値をまとめる。ダム天端のダム軸方向には最大約14%の相対差があるものの、全体として、解析結果と観測結果は非常によく一致している。図-18にダム天端及び底部の加速度応答の主要動(7秒~15秒)を拡大して比較するが、加速

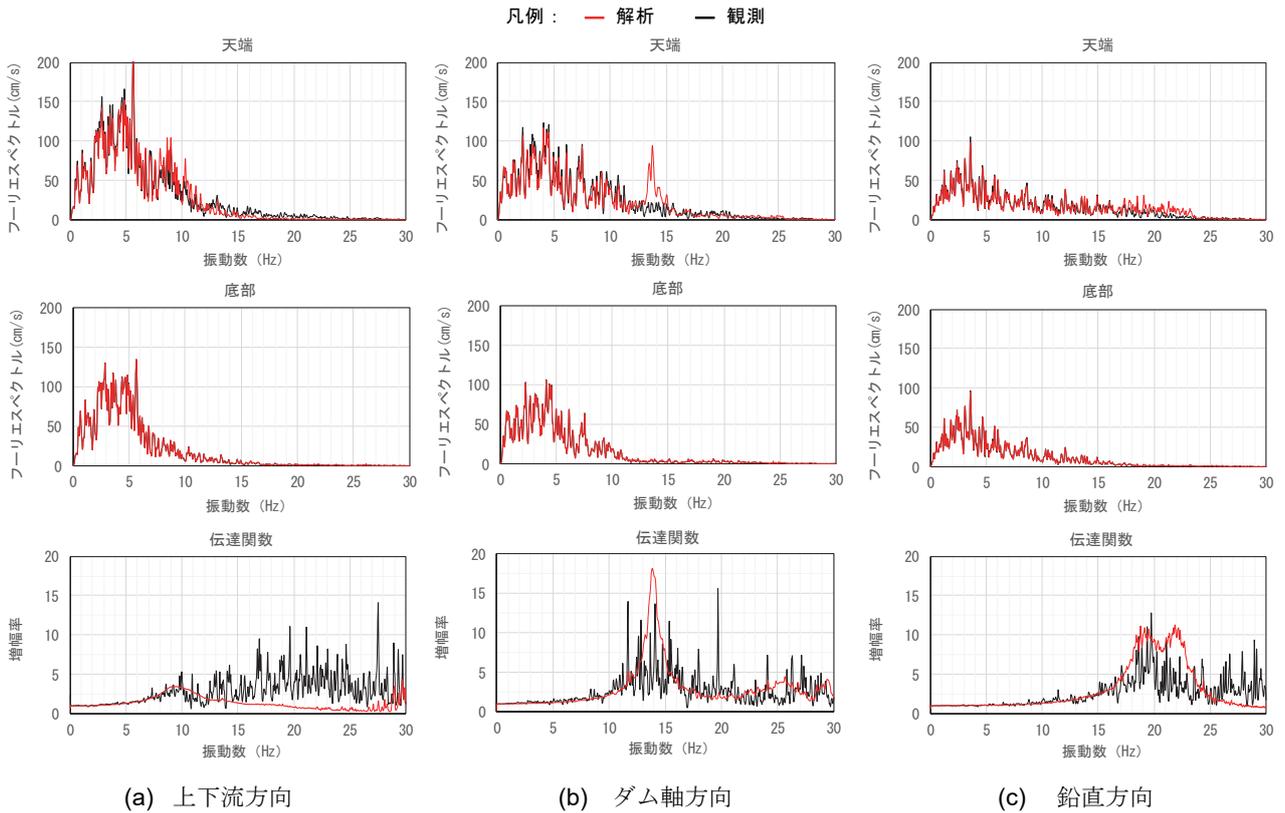


図-19 加速度のフーリエスペクトル及び伝達関数の比較

表-8 加速度最大値の比較

地震計位置	方向	観測(cm/s ²)	解析(cm/s ²)	相対誤差* (%)
天端	上下流	591	580	-1.9
	ダム軸	437	375	-14.2
	鉛直	169	165	-2.4
底部	上下流	450	454	+0.9
	ダム軸	277	274	-1.1
	鉛直	133	133	0.0

注: * 相対誤差 = (解析 - 観測) × 100 / 観測

度応答波形についても解析結果と観測結果は非常によく一致している。図-19 にダム天端及び底部の地震計位置の加速度のフーリエスペクトル及びその伝達関数を示す。ダム底部の地震記録を用いてモデル底面の入力地震動を作成したことから、再現解析でこの位置の地震動が完全に再現された。よって、同図ではダム底部のフーリエスペクトルに黒線と赤線が重なり合った。天端のダム軸方向のフーリエスペクトルにおいて 13.7Hz 前後では解析結果に 1 つのピークが立っているが、全体として良く再現されたと考えられる。また、伝達関数は、上下流方向にはダムの固有振動数 (9.9Hz) 付近で解析結果と観測結果がよく一致しており、解析で設定した CSG の

弾性係数が概ね妥当であったと考えられる。一方、上下流方向の伝達関数は、12Hz より高い振動数範囲では解析結果と観測結果の差が大きくなっている。しかし、図-19(a)のダム天端及び底部のフーリエスペクトルに示しているように、もともとダム天端及び底部の地震動は 12Hz 以上の振動成分が非常に小さい。相対的に天端の応答に、この範囲の振動成分がやや大きく現れている理由として、地震計付近に解析モデルでは反映し切れない天端構造物 (例えば天端道路の擁壁や地震計設置マンホール) の局所的な振動によるものが一因として挙げられる。ダム底部の小さなフーリエスペクトルを分母とした割算により、観測結果における 12Hz 以上の振動数範囲に多数のピーク値が現れたと考えられる。また、図-18 に示すダム天端の加速度応答時刻歴について、観測結果と解析結果が良く一致していることから、全体の地震応答に 12Hz 以上の振動成分が占める割合は非常に小さいことが理解される。要するに、上下流方向の伝達関数における 12Hz 以上範囲の観測と解析との差は大きな意味は持たないと考えられる。他の方向の結果を含め、総じて、天端及び底部の加速度のフーリエスペクトル並びに伝達関数は概ね再現されたと考えられる。

孔内水平載荷試験により CSG の弾性係数に拘束

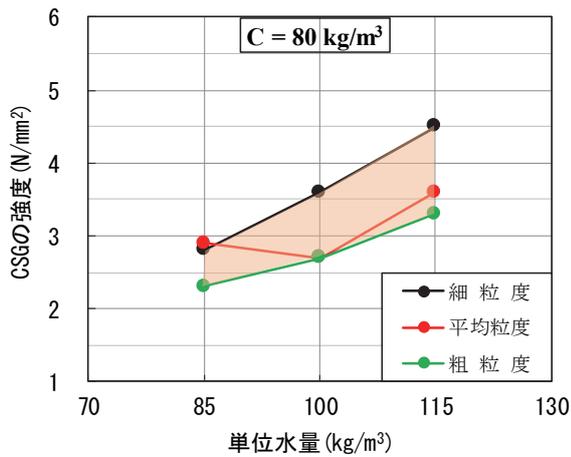
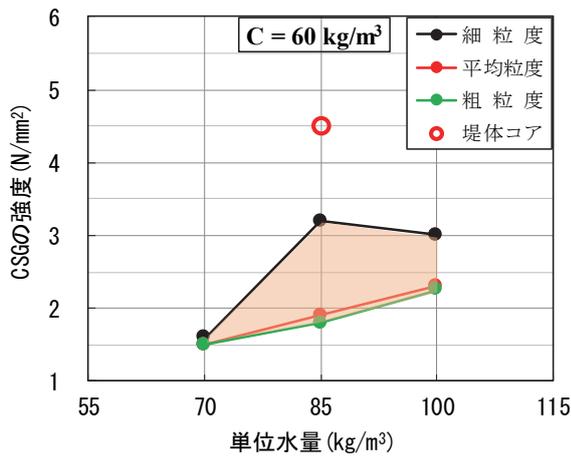


図-20 一軸圧縮試験結果

圧依存性が確認され、さらに本研究で提案した CSG の弾性係数の拘束圧依存式を用いて設定した解析モデルの弾性係数により、厚幌ダムの北海道胆振東部地震時の挙動が再現されたことから、孔内水平載荷試験で得られた当該ダムの CSG の弾性係数及びその拘束圧依存式が妥当であると判断される。

(5) 地震時ダムの安全性確認

台形 CSG ダムは新形式ダムとして、その耐震設計は重力式コンクリートダムやフィルダムのように従来の設計法を使用せず、有限要素法に基づく動的解析により行う。よって、本研究においても、台形 CSG ダムの設計法¹⁴⁾に基づき、内的及び外的安定性を確認した。前節の再現解析で得られたダム堤体及びダム底面の応答応力を基に、ダム底面の揚圧力を考慮して、北海道胆振東部地震時の厚幌ダムの安全性を確認した。ダムの安全性の確認は、3次元解析モデルの最大断面(19BL, 常用洪水吐断面)を抽出して、内的及び外的安定性を評価することにより行った。

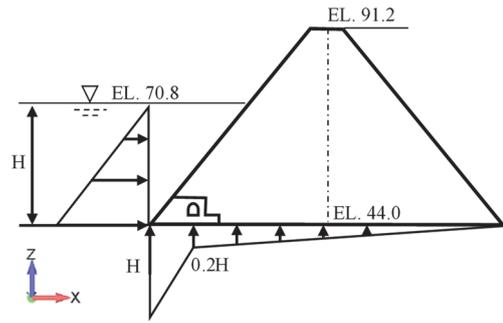


図-21 地震時水位の静水圧と揚圧力分布図⁹⁾

a) 内的安定性

室内試験¹⁵⁾によれば CSG の引張強度が圧縮強度の 1/7 であることから、要素毎の局所安全率は、発生した圧縮応力と、引張応力を 7 倍して換算した値の大きい方を最大応力として、圧縮強度との比とした。

即ち、前述した地震時ダム挙動の再現解析による各要素の最大応力を用いて、式(4)により要素毎の局所安全率 F_e を算出した。

$$F_e(t) = \frac{\sigma_c}{\sigma_b(t)} \quad (4)$$

ここに、 σ_c は一軸圧縮試験によるCSG強度であり、図-20に示す各区分のひし形における強度の最低値(セメント量 60 kg/m^3 区分では 1.5 MPa 、 80 kg/m^3 区分では 2.3 MPa)を用いる。 σ_b は最大応力、つまり、常時応力を含めた地震時最大圧縮応力値と地震時最大引張応力の7倍の値のうち大きい方である。

結果として、ダム堤体内部の最小安全率分布を図-22の上段に示す。その最小値は1.29であり、下流面底部付近で表れている。レベル2地震時内部安全率の要求は安全率 ≥ 1.0 であるので、地震時ダムの内的安定性が保たれていたと判断できる。なお、前出の図-12に示した堤体からの採取コア(単位セメント量 60 kg/m^3)による一軸圧縮試験の結果、CSGの強度は平均で 4.5 MPa である(図-20に併記する)。このことから単位セメント量 80 kg/m^3 のCSGの強度も高くなることが想定される。実際には、最小安全率はさらに高くなると判断される。一方、再現解析で得られたダム堤体の応力結果から、ダムの上流面底部付近及び下流面の底部付近で、CSGの強度以上の応力は発生していないが、ある程度の非線形性が発生していたと考えられる。

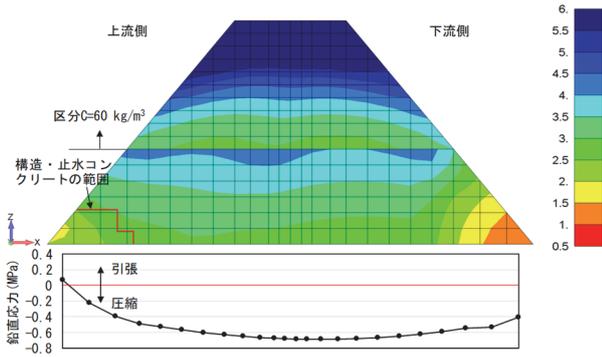


図-22 局所安全率分布（上段）と岩着部の鉛直応力分布（下段，揚圧力を考慮）

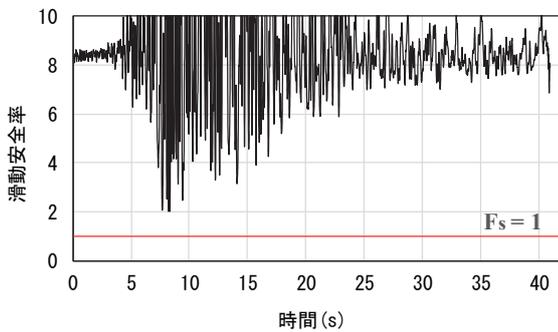


図-23 岩着面の滑動安全率時刻歴

b) 外的安定性

ダムの外的安全性は、地震時ダム底面で時々刻々に発生する法線応力及びせん断応力を用いて、ダム底面の反力圧縮条件（転倒に対する安定性の確認）及び滑動安定性の2項目で評価した。

底面反力圧縮条件については、ダム底面のせん断力が最大となる瞬間の鉛直応力（揚圧力を考慮）の分布をチェックすることにより確認した。揚圧力は、試験湛水時に最大断面部で得られた揚圧力係数の平均値を用い、基礎排水孔（監査廊底面中央位置）での揚圧力係数は 0.2 として、下流水位は 0 とした。その分布を図-21 に示す。こうして、図-22 の下段に示す通りにダム底面で引張応力が殆ど発生しなかったことを確認した。上流端で 0.07MPa の引張応力が発生していたが、止水コンクリートに当たるため、安定性評価の対象外とした。

一方、ダム底面の滑動安定性は、式(5)により計算した安全率を用いて評価した。

$$F_s(t) = \frac{\sum f(\sigma_{ni}(t) - u_i)l_i}{\sum \tau_i(t)l_i} \quad (5)$$

ここに、 f は岩着面の摩擦抵抗係数であり、基礎岩盤の調査横坑内のせん断試験（2度押し試験）の結果を基に1.0とした。 $\sigma_{ni}(t)$ と $\tau_i(t)$ は、それぞれダム底面をモデル化する接触面要素 i の法線（鉛直）応力とせん断応力である。 l_i は接触面要素 i の上下流方向の長さであり、 u_i は揚圧力である。但し、 $\sigma_{ni}(t) - u_i$ が引張となる時刻ではその要素の抵抗力への寄与を算入しないこととした。式(5)により算出したダム底面の滑動安全率の最小値は、図-23に示す通りに2.01であった。レベル2地震時安全率の要求は $F_s \geq 1.0$ であるので、地震時ダム底面の滑動安定性に十分な余裕があったことは明らかである。

5. まとめ

本研究により以下のことを明らかにした。

- 1) 多数の地震記録の分析により、厚幌ダムの基本的な振動特性が明らかになった。ダム堤体の1次固有振動数は7.9Hz、2次固有振動数は9.9Hzである。ダムの上下流方向の加速度増幅率は1.7倍程度であり、ダム底部の加速度振幅の増大に連れて小さくなる傾向が見られているが、今後強震データの蓄積に伴って確認する必要がある。CSGの減衰比は、ダム底部の最大加速度が30 cm/s²未満の場合平均値として5.5%であり、北海道胆振東部地震においては8.3%であった。これらのデータは今後のCSGダムの設計及び耐震性能照査に対して有益であると考えられる。
- 2) 従来、台形CSGダムの設計において、CSGの弾性係数は室内試験の結果を基に、定数として取り扱われていたが、本研究では室内材料試験及び原位置孔内水平載荷試験によりCSGの弾性係数及びその拘束圧依存性を明らかにした。CSGの弾性係数の拘束圧依存式について、上記両試験によりそれぞれの結果が得られており、明確な違いが表れている。それは、試験における拘束圧条件、材齢及び骨材の粒径などによる影響が大きいと推測し、原位置孔内水平載荷試験の方がより現実的な結果と考えられる。今後、本研究で導いた弾性係数の拘束圧依存式をより多くの試験データにより検証することが望ましい。
- 3) 3次元ダム－基礎岩盤－貯水池連成系の動的解析により観測された北海道胆振東部地震時厚幌ダムの挙動を再現した。解析により同定したCSGの弾性係数及びその拘束圧の依存関係

は原位置孔内水平載荷試験の結果と整合している。再現解析により同定した CSG の減衰比は 10%であり、地震記録に基づくダム全体としての分析結果よりやや大きくなっているが、妥当な値であると考えられる。

- 4) 再現解析で得られたダム堤体の応答応力を用いて、CSG ダムの設計と同様の方法（他型式のダムと異なり、FEM 解析に基づく）により地震時ダムの内的及び外的安定性を確認した。その結果、レベル 2 地震動に相当する地震動を受けても十分な耐震安全性を有していたことから、厚幌ダムは台形 CSG ダムとして優れた耐震性を示していることが確認された。

今後の課題として、本研究で提案している CSG の弾性係数及びその拘束圧依存性をより多くの観測データ及び試験研究等により検証することが必要である。

謝辞：本研究に関して、胆振総合振興局室蘭建設管理部厚幌ダム建設事務所より貴重な地震観測データ並びにダムに関する情報を頂いた。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 藤澤侃彦, 吉田等, 安田成夫, 佐々木隆, 樋口淳美, 笛田俊治: 台型 CSG ダム, *ダム技術*, Vol.240, pp.4-24, 2006.
- 2) 魚本健人: 台形 CSG ダムの可能性と課題, *ダム工学*, Vol.21, No.4, pp.232-241, 2011.
- 3) 金銅将史, 佐々木隆, 別府万寿博: CSG の引張強度・軟化特性とその載荷速度依存性, *土木学会論文*

- 集 E2, Vol.70, No.2, pp.232-251, 2014.
- 4) 山口嘉一, 岩下友也, 切無沢徹: 台形 CSG ダムの材料特性と設計方法に関する研究, *国総研資料* 14.1, 14.3, Vol.13, No.1, pp.205-315, 2018.
- 5) 榎村康史, 金銅将史, 小堀俊秀, 矢田一也: CSG の動的引張強度・破壊特性等に関する実験的検討, *土木研究所資料*, 第 4320 号, 2016.
- 6) 国土交通省河川局: 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説, 2005.3
- 7) 曹増延, 柏柳正之, 吉田昌稔, 浅賀裕之: 振動の方向間相互干渉を考慮する伝達関数の高精度算出法とダム工学での利用, *電力土木*, No.390, pp.1-9, 2017.
- 8) 曹増延, 柏柳正之, 吉田昌稔, 浅賀裕之: 地震記録に基づく構造物の減衰比の新しい算出法 (DE/TFM), *電力土木*, No.413, pp.7-15, 2021.
- 9) 中瀬弓人, 杉本淳一, 紺野昌昭, 川村徹: 北海道胆振東部地震に対する厚幌ダム堤体安定性—地震時の挙動分析—, *ダム技術*, Vol.415, pp.41-52, 2021.
- 10) (社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 6 編 第 9 章 孔内水平載荷試験, pp.319-328, 2004.
- 11) 渡邊啓行, 有賀義明, 曹増延: 三次元動的解析による非線形性を考慮したコンクリート重力式ダムの耐震性評価について, *土木学会論文集*, No.696/I-58, pp.99-110, 2002.
- 12) 三浦房紀, 沖中宏志: 仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物—地盤系の動的解析手法, *土木学会論文集*, 第 404 号/I-11, pp.395-404, 1989.
- 13) 畑野正: 水の弾性による地震時動水圧の共振に関する吟味, *土木学会論文集*, 第 129 号, pp.1-5, 1966.5
- 14) 一般財団法人ダム技術センター: 台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料, 2012.6
- 15) 藤澤侃彦: CSG ノート その 9—CSG の力学的性質—, *ダム技術*, No.364, pp.31-45, (一財)ダム技術センター, 2017.1

(Received November 1, 2021)

(Accepted June 29, 2022)

EVALUATION OF MATERIAL PROPERTIES AND SEISMIC PERFORMANCE OF TRAPEZOIDAL CSG DAM BASED ON ACTUAL EARTHQUAKE BEHAVIORS

Nario YASUDA, Zengyan CAO and Syunpei ANDO

In this study, the elastic modulus of CSG and its dependence on the confining pressure were clarified by triaxial compression tests and pressuremeter tests. The results of these material tests were verified by a reproduction analysis of the dynamic behaviors of Apporo Dam during an actual earthquake. By analyzing 30 seismic records of the dam, the dynamic characteristics of the dam were clarified. New findings were obtained regarding the dynamic characteristics of the new-type dam originated in Japan. In addition, after checking the internal and external stability of the Apporo Dam with the results of the reproduction analysis, it was reconfirmed that the trapezoidal CSG dam has excellent seismic resistance.