

苫田ダム管理所

ピロティ形式の一階柱頭に免震装置を配置した中間階免震構造

空間工学研究所
岡村 仁



館上構造設計
館上暢寛



桐野建築構造設計事務所
桐野康則



1. はじめに

苫田ダムは岡山県中央を中国山地より流れる吉井川の上流部に位置し洪水調整および流水の正常な機能維持、上水道用水・工業用水・灌漑用水の確保・発電などを目的として建設される多目的ダムである。堤体積約30万 m^3 、堤高74mに対して、7800万 m^3 の有効貯水量と3.3 km^2 の湛水面積を持つ。ダムの本體工事は平成11年6月より始められ平成15年2月に本體打設完了予定、平成16年5月に試験湛水開始予定である。本建物はこのダムの維持・管理を主用途とし、更に見学等を通じて住民にダムや水資源に対する理解を深める場としても機能することが求められている。このためダム全体は総合的な景観設計が行われ、本庁舎もその中核建物として新しいダム庁舎のあり方が模索され、その結果として完全なピロティ型の建物と耐震的な要求性能として免震構造を採用することが決定された。

とは完全に独立した構成である。エレベーター、階段及び設備配管に対しては免震層の変位に追従できる機構とし、エレベーターシャフトと階段室は上部躯体より吊り下げ方式とし周囲にクリアランスを設けている。



写真1 苫田ダムと管理所

2. 建物概要

苫田ダム管理所はダム下流面の放流状況が常時目視で確認できるように、事務管理スペースは全て2階の部分にまとめられ、建物を幅広い形状にしてダム堤の延長上で直交した配置にすることにより、良好な視界を確保し執務機能の合理化を計っている。建物全体は純粋なピロティ形式で2階の事務管理スペースは1階の8本の独立柱で支持されている。

1階部分を横断する道路の有効幅の確保と駐車スペースの確保のため約23mの大きな柱スパンが必要となる。構造的には1階柱頭に免震層があることから1階部分の諸室は上部構造および1階のピロティ柱



写真2 管理所外観

- ・ 建築場所：岡山県苫田郡奥津町久田下原
- ・ 建築面積：145 1 m² 延床面積：2324m²
- ・ 階数：地上 2 階地下 1 階
- ・ 軒の高さ：GL+10.80m
- ・ 建築物の高さ：GL+11.25m
- ・ 最高部の高さ：GL+13.80m
- ・ 構造種別：鉄筋コンクリート構造
(一部プレストレストコンクリート造)
- ・ 架構形式：純ラーメン構造
- ・ 基礎形式：直接基礎
- ・ 建築主：国土交通省中国地方整備局苫田ダム工事事務所
- ・ 設計：内藤廣建築設計事務所
- ・ 構造設計：空間工学研究所
- ・ 施工者：佐藤・鴻池・アイザワ共同企業体(下部躯体)・吉田組・佐藤工業共同企業体(他建築工事)

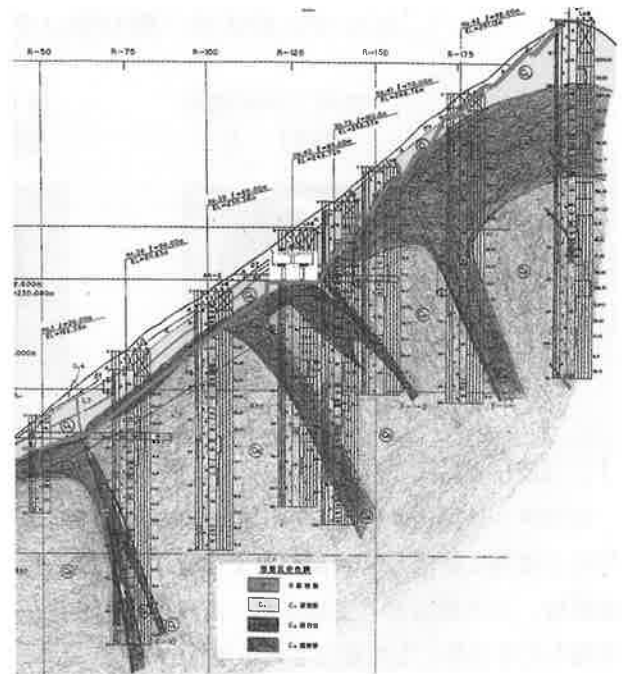


図3 地盤概要図

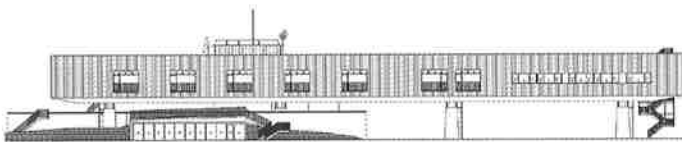


図1 東立面図



図2 2階平面図

3. 地盤概要

建物敷地は吉井川上流苫田ダム堤右岸中腹である。建物GLは標高234mのレベルで建物の立つ位置では山腹を約10mから15m掘削した岩盤が露出している。ダムサイトであるために周囲は強固な岩盤であり、地質調査結果により支持層はCL～CM級の流紋岩であることがわかっている。建物対岸の弾性波探査結果によれば山腹表層(深さ約0～3m)においてはVs=300～400m/s、その下の2層(深さ約3～15m)においてはVs=900～1000m/s、その下層(深さ約15m以深)に於いてはVs=2200～4300m/sとなっている。本建物の支持レベルは山腹地表より約15m程下がったレベルであり、この現状地表面は上記のVs=900～1000m/sの層以深に当たる。

4. 構造計画

本建物はダムの管理運営の機能を向上させるために地上部分を完全なピロティ形の構造形式としている。また機能上の要請から1階のピロティ柱スパンは長大にならざるを得ない。一方でダム管理事務所として常時及び非常時のダム機能維持・保全のためには災害時における構造安全性が高く求められた。従って構造安全性および機能保全性を確保する手段として免震構造を採用した。免震装置(鉛プラグ入り積層ゴム)に関しては通常の基礎免震ではなく1階柱頭の間階免震としたが、それは敷地が岩盤上にあり深い掘削が不利であること、ピロティ形式であるため免震層の大きな層間変位に追随しなければいけない二次部材等が少ないこと、免震装置が日常目視できる位置にあるため点検が容易であること、ダム見学者にとって学習の材料となること等の為である。1階ピロティの構造は8本のRC造の柱(1550×1550～2000)で、長手方向に4列3スパン(スパン長23.1m)、短手方向に2列1スパン(スパン長7.5m)の対称配置である。柱頭免震であるため水平力に対してはキャンチレバー柱として働くのに十分な耐力と免震層に対する十分な剛性を持つ。2階床梁は柱間の長スパンと端部の跳ね出しに対応するた

め桁行き、梁間共に現場打ちコンクリート・プレストレスト構造(VSL工法、 $F_c=36N$)としている。2階上部構造(2階柱、R階梁)はRC造純ラーメン構造で、全体の構造フレームは完全なシンメトリーである。免震装置は鉛プラグ入り積層ゴム(LRI-800, 外径850 鉛プラグ径190φ、200φ)計8基で柱頭に対称に配置されている。2階桁梁の張力導入に伴う軸変形に対応するため免震装置に強制的な初期変形を与え張力導入後の変形を相殺させている。1階の低層部分は本体構造とはエキスパンションで完全に切り離されており、免震構造には影響しない。

基礎構造は支持層が地表面に露出している岩盤であるため、独立基礎形式の直接基礎(支持レベルGL-1.6m)としている。

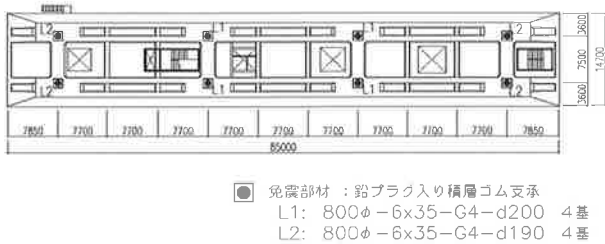


図4 1階見上げ図(免震部材配置図)

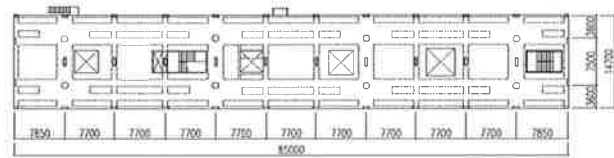


図5 2階伏図

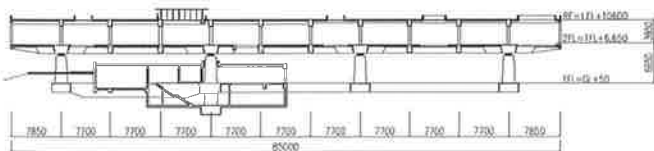


図6 断面図

5. 時刻歴応答解析

5.1 耐震性能目標

設計目標は免震材料のばらつき、上下動の影響を考慮して表1のように設定した。また積層ゴムの目標性能は図7のように設定した。

表1 耐震性能目標

構造部	項目	極めて稀に発生する地震動	稀に発生する地震動
		許容応力度以内	許容応力度以内
上部構造	耐力	許容応力度以内	許容応力度以内
	層間変形角	1/500 以下	1/500 以下
免震層	せん断歪み	200% 以下	200% 以下
	層間変形	40cm 以下	40cm 以下
	引張応力(歪)	引き抜きを許容しない	引き抜きを許容しない
下部構造	耐力	短期許容応力度以内	短期許容応力度以内

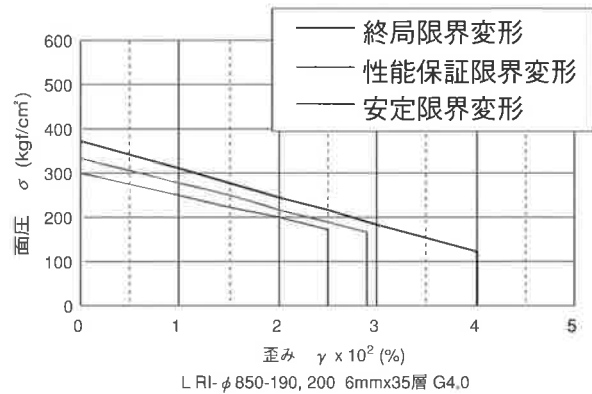


図7 免震装置圧縮変形性能曲線

5.2 設計用入力地震動

入力地震動は、表2に示すとおり、告示第四号イに定められた解放工学的基盤における加速度応答スペクトルより、建設地表層地盤による増幅を考慮した模擬地震動を作成している。

稀に発生する地震動は、本建築物の地震動に対する実効周期約2.2秒を考慮し、位相特性として一様乱数、JMA KOBE 1995 NS、HACHINOHE 1968 NSの3波を地震動として採用している。極めて稀に発生する地震動は、本建築物の極めて稀に発生する地震動に対する実効周期約2.9秒を考慮し、位相特性として一様乱数($RV=0.894$, $RD=1.096$)、JMA KOBE 1995 NS($RV=0.833$, $RD=1.022$)、HACHINOHE 1968 NS($RV=0.898$, $RD=1.101$)を用いた3波を地震動として採用している。

また、過去における代表的な観測地震波として、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NSの3波を $Z=0.9$ を考慮して最大速度振幅を

表2 設計入力地震動

地震波	稀に発生する地震動		極めて稀に発生する地震動		安全余裕度	
	最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)
KWAVE1(KONS)	69.2	11.3	380.5	62.2	413.2	67.5
KWAVE2(HCNS)	67.2	7.8	420.0	50.6	560.0	67.5
KWAVE3(RAND)	61.2	7.2	345.7	45.4	513.7	67.5
EL CENTRO 1940 NS	229.8	22.5	459.7	45.0		
TAFT 1952 EW	223.5	22.5	447.1	45.0		
HACHINOHE 1968 NS	148.5	22.5	297.1	45.0		
上下方向KWAVE-UD(KONS)			179.9	22.7		
上下方向KWAVE-UD(HCNS)			252.2	21.7		

0.225m/s、0.45m/sとして作成した地震波を、それぞれ稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動として採用している。

大スパン梁の上下動を検討するための上下方向地震動は「極めて稀に発生する地震動」の水平方向ターゲットスペクトルに、「設計用入力地震動作成手法技術指針(案)」に示される上下動成分係数を乗じて、上下方向のスペクトルを算定し、位相は KOBE JMA 1995 UDおよびHACHINOHE 1968 UD を採用した。

5.3 解析モデル

動的応答解析は2種類のモデルを用いる。全体系の応答に対しては、3質点系等価せん断型モデル、捻れ振動・上下振動に関しては、建物全体を部材レベルでモデル化した多質点系立体(6自由度)モデルにより応答を検証した。

3質点系等価せん断型モデルは2階床、R階床および1階柱群をまとめたものを質点とし、1階柱、2階フレームを純剪断型の弾性バネモデル、鉛プラグ入り積層ゴム支承は修正バイリニア型履歴を持つ弾塑性バネモデルとしている。

上部構造の減衰は免震層を固定した上部構造の一次固有周期に対して3%の剛性比例型粘性減衰を与え、下部は下部構造の一次固有周期に対して3%の剛性比例型粘性減衰を与え、免震部材は履歴減衰のみとした。

多質点系立体モデルは柱梁部材を線材要素とし基

礎梁を含めて建物全体を立体モデルとし、質点は床荷重を考慮して各節点に振り分けている。免震部材は4本のMSSバネでモデル化している。100%歪み時の固有周期は表3の通りである。

表3 固有周期

単位: sec

X方向			Y方向		
1次	2次	3次	1次	2次	3次
3.24	0.25	0.07	3.23	0.17	0.06

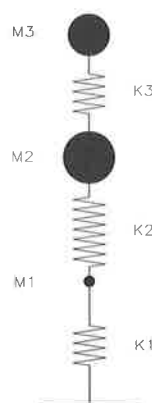


図8 3質点系モデル

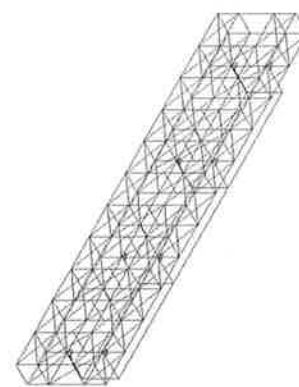


図9 多質点系モデル

5.4 時刻歴応答結果

応答解析の結果、稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する最大応答層間変形角は1/1310、安全余裕度に対しては1/1130である。免震部材の最大変形は極めて稀に発生する地震動に対して22.5 (cm)、安全余裕度に対しては39 (cm) であり

安定限界変形内である。安全余裕度での応答層せん断力の最大は約0.13であり、設計用層せん断力係数(0.2)を下回る。

免震材料のばらつきを考慮した応答解析においては応答値の変動の幅は最大で1.9倍になるが、極めて希に発生する地震動に対して層間変形、応答層せん断力とも設計クライテリア内である。

立体弾性応答モデルによる応答解析の結果によると捻れ振動は生じず、応答値は3質点系にほぼ等しくなっている。上下振動による応答解析の結果、上下方向の応力割り増しは最大46%となるが、断面設

計時に上下動の効果0.5Gを考慮に入れている。また免震部材の面圧、変形限界も許容値以下である。

6. おわりに

本建物のようにピロティ柱にロングスパンの上部構造を組み合わせた構造形式は地上階の自由度を大きく可能にする。一方でピロティ構造は耐震構造の面では不利になりがちだが、本例のように柱頭免震を採用することにより、それらの性能を両立させることが可能になる。今後はこのような免震構造の新しい展開に更に挑戦したい。

表4 極めて希に発生する地震動の応答結果

