

5.3.3.3 境界条件

(1) ゲート

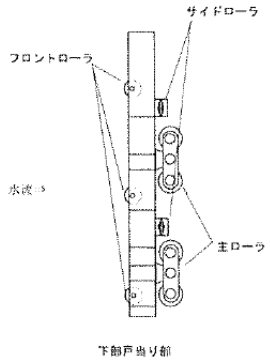
境界条件は、実際の扉体の支持条件や各戸当り部構造等を考慮して適切に設定する。

解析モデルに設定する境界条件は、解析モデルの各座標軸方向（X、Y、Z）と各座標軸周りの6個の条件について、それぞれ適切な条件、また、必要に応じ適切なばね剛性を有するばねで設定する。各境界条件は、扉体の開閉動作やコンクリート壁との離隔等を考慮して設定する。

ローラゲートでは、下部戸当り部、主ローラ、フロントローラ及びサイドローラ部等について境界条件を設定する。ラジアルゲートでは、下部戸当り部、側部戸当り部、トラニオンピン部等について境界条件を設定する。また、半断面モデルを用いる場合は、全体モデルを用いた場合と等しい結果が得られるように、扉体中心軸位置の境界部に適切な境界条件を設定する。

表 5.3.3-8 境界条件の設定例（ローラゲート） 2)P.169

部位 注1)	変位			回転		
	X 軸方向	Y 軸方向	Z 軸方向	X 軸まわり	Y 軸まわり	Z 軸まわり
主ローラ	非線形ばね 注2)	自由	自由	自由	自由	自由
フロントローラ	非線形ばね 注2)	自由	自由	自由	自由	自由
サイドローラ	自由	剛ばね 注3)	自由	自由	自由	自由
下部戸当り部	自由	固定	剛ばね 注3)	自由	自由	自由



注1) 各部材の位置は右参考図（側面図）のとおり

注2) ばね定数（主ローラ）：上向き 1.0×10^3 [kN/m]、下向き 1.0×10^8 [kN/m]、ばね定数（フロントローラ）：上向き 1.0×10^8 [kN/m]、下向き 1.0×10^3 [kN/m]

注3) ばね定数（サイドローラ、下部戸当り部）： 1.0×10^8 [kN/m]

表 5.3.3-9 境界条件の設定例（ラジアルゲート） 1)P.2-160

部位	変位			回転
	上下流	ダム軸	鉛直	
トラニオンピン部	固定	固定	固定	自由
下部戸当り部	自由	固定	非線形ばね 注1)	自由
側部戸当り部	自由	外向き固定 内向き自由	自由	自由

注1) ばね定数： 1.0×10^9 kN/m(上向), 1.0×10^8 kN/m(下向)

表 5.3.3-10 境界条件の設定例（ラジアルゲート） 2)P.156

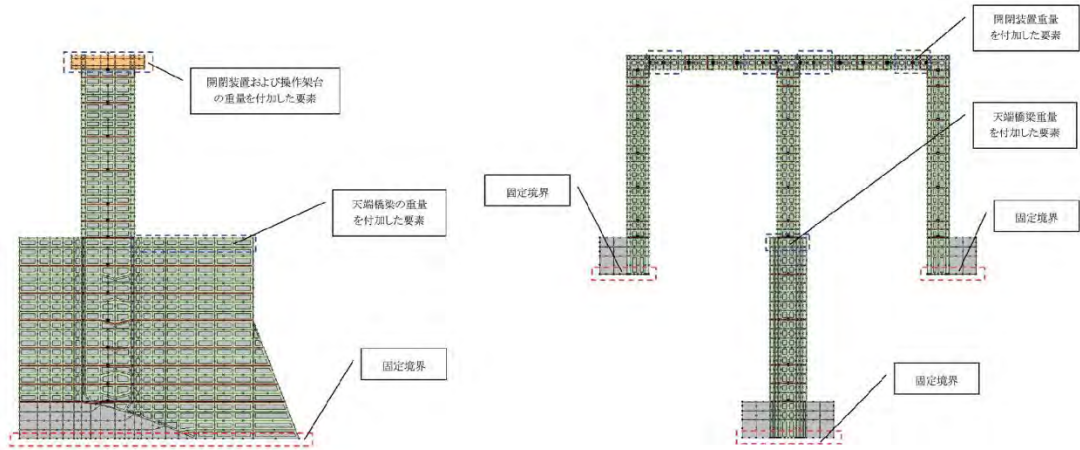
部位	変位			回転		
	X 軸方向	Y 軸方向	Z 軸方向	X 軸まわり	Y 軸まわり	Z 軸まわり
下部戸当り部	自由	固定	非線形ばね 注1)	自由	自由	自由
トラニオンピン	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	自由
側面	自由	固定	自由	自由	自由	自由

注1) ばね定数：上向き 1.0×10^3 [kN/m]、下向き 1.0×10^8 [kN/m]

注2) ばね定数： 1.0×10^8 [kN/m]

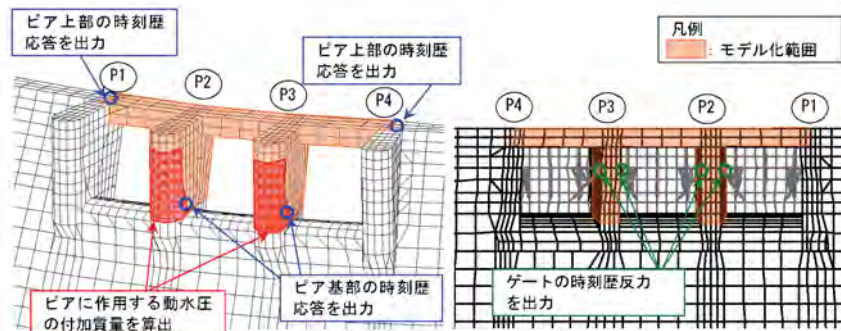
(2) ピア

地震応答解析により門柱部の照査を行う場合、ダム本体とは切り離して門柱部のみをモデル化することが多く、その場合、その基部においてはダム本体の地震応答解析により得られる加速度応答を考慮することが多い。このため、モデル底部を固定境界条件とするとともに、堤体との連続性を考慮し適切な境界条件を設定する必要がある。

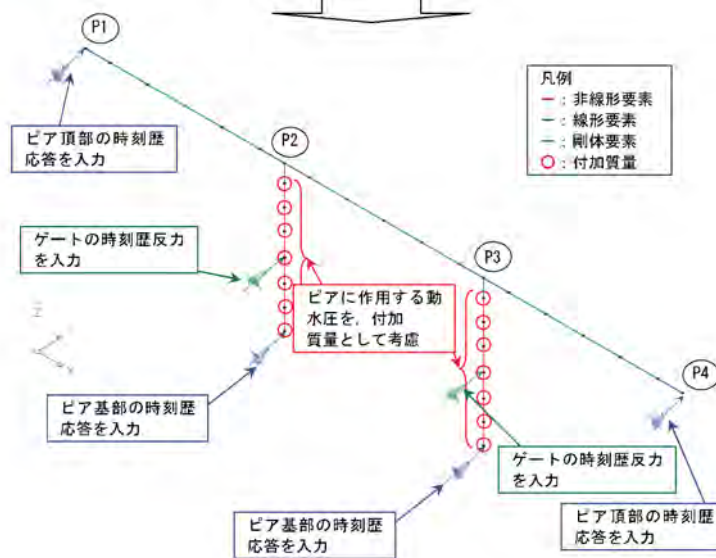


(a) 上下流断面 (b) ダム軸断面

図 5.3.3-16 境界条件の設定例（ローラゲートの門柱） 1) P. 2-122



(a) 3次元連成動的解析での出力



(b) ピアの解析モデルへの入力

図 5.3.3-17 境界条件の設定例（ラジアルゲートの門柱） 1) P. 2-184

5.3.4 耐震性能照査

洪水吐ゲートの耐震性能照査の標準的なフローを図 5.3.4-1 に示す。

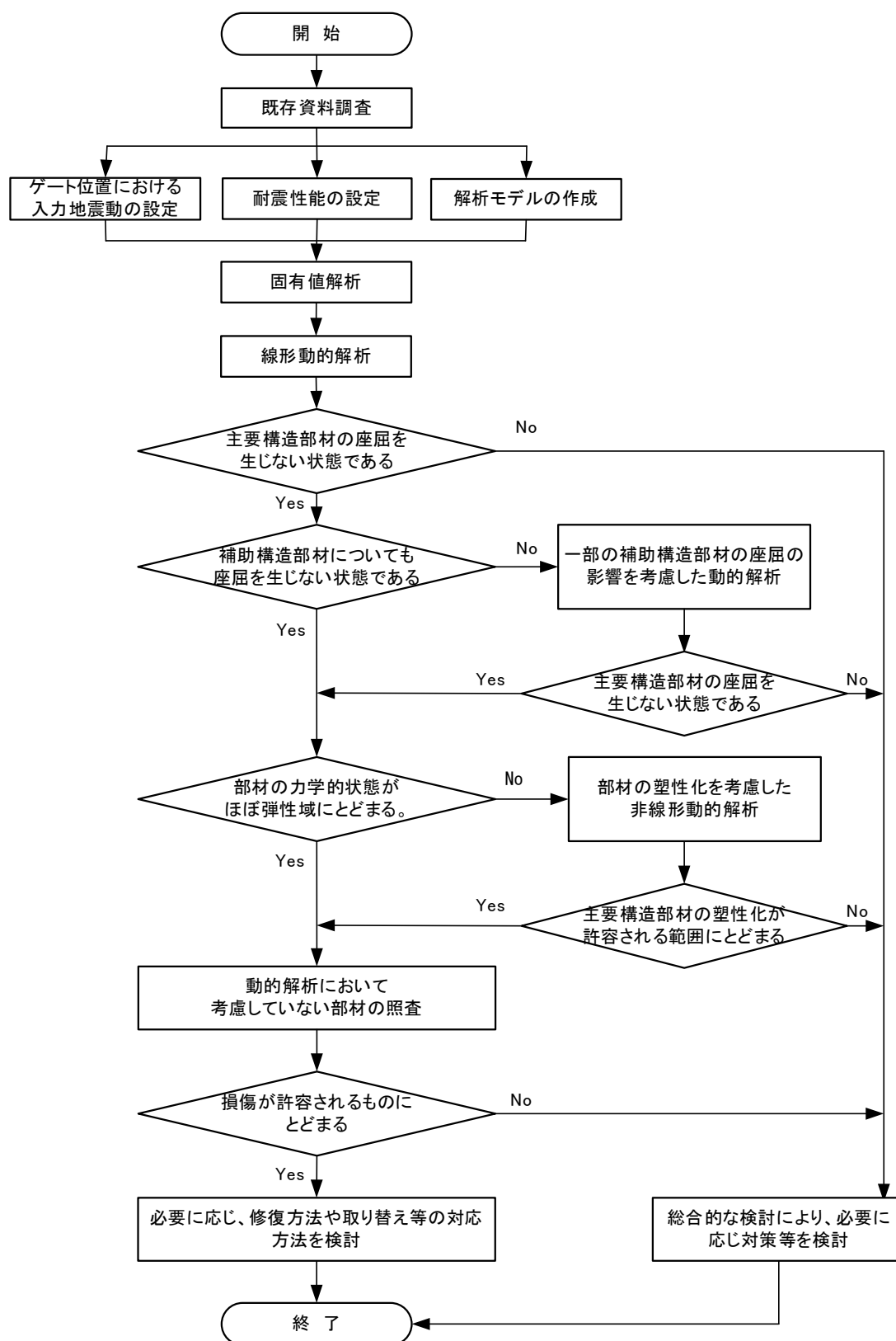


図 5.3.4-1 洪水吐ゲートの照査フロー

5.3.4.1 概要

(1) ゲート扉体の照査

レベル2地震動に対する洪水吐ゲート扉体の耐震性能照査は、堤体の動的解析等で算定される慣性力（入力地震動）、動水圧等の外力を用いた動的解析（弾性解析）の結果に基づき、ゲートの主要構造部材及び補助構造部材の座屈、塑性化、水密性について照査を行う。なお、主要構造部材以外の構造部材（補助構造部材）の一部において座屈が生じる場合には、当該補助構造部材の座屈の影響を考慮した動的解析を行い、ゲート全体構造の安定性が確保されることを確認する必要がある。

照査の結果、主要構造部材及び補助構造部材のひずみが弾性域内に留まらない場合は、非線形解析により塑性化に対する照査を行う。照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施あるいは必要に応じて耐震補強などの対応を検討する。

(2) ゲート固定部及び戸当りの照査

ゲート扉体の照査において直接モデル化しない固定部（ローラ部、戸当り金物部、トラニオン部、アンカレッジ部）については、ゲート扉体の動的解析で得られた当該箇所（境界条件）の最大反力を用いた構造計算により照査を行う。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施あるいは必要に応じて耐震補強などの対応を検討する。

(3) 門柱部（ピア）、天端橋梁及び操作室の照査

レベル2地震動に対する洪水吐ゲート門柱部（ピア）の耐震性能照査は、堤体の動的解析等で算定される慣性力（入力地震動）、動水圧等の外力を用いた動的解析（弾性解析）の結果に基づき、曲げ及びせん断破壊に対する照査を行い、コンクリートの強度を超える応力の発生について確認する。曲げ破壊に対する照査においてピアにひび割れが発生する場合には、非線形動的解析結果に基づく照査を実施し、「ピアの鉄筋が降伏しない」等の基準に基づき、損傷の程度や残留変形量が許容値以内に収まることを確認する。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施、あるいは必要に応じて耐震補強などの対策を検討する。

天端橋梁、操作架台、開閉装置等の照査は、門柱部（ピア）の動的解析結果に基づく応答結果から外力条件を適切に設定し、構造計算による照査を行う。ただし、これら設備は構造型式やアンカ形式等が多様であることから、対象に応じた適切な条件設定となるよう留意が必要である。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施、あるいは必要に応じて耐震補強などの対策を検討する。

5.3.4.2 許容耐力及び許容変位

(1) 鋼材

1) 許容座屈応力

① 局部座屈

当該部材の寸法等に関する諸要件（フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメント）について『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されているものを参照する。

なお、これら寸法条件を満足しない場合には、表 5.3.4-1～表 5.3.4-3 に示す許容応力度に、設計で用いられる安全率(2.0 程度)をかけた値を用いて照査を行う。

表 5.3.4-1 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.100

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{39.8 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{39.8 f}$
SM490	160 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{34.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{34.5 f}$
SMA490	180 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{32.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{32.5 f}$

表 5.3.4-2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.100

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $120 - 2.1 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 28 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{28 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{56 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{28 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{56 f \cdot n}$
SM490	160 $160 - 3.2 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 24 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{24 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{48 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{24 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{48 f \cdot n}$
SMA490	180 $180 - 3.7 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 22 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{22 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{46 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{22 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{46 f \cdot n}$

表 5.3.4-3 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.101

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{12.9} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
SM490	160 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{11.2} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SMA490	180 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{10.6} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.6}$

②全体座屈

限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対する基準耐力曲線で示される座屈応力度を図 5.3.4-2 に示す。

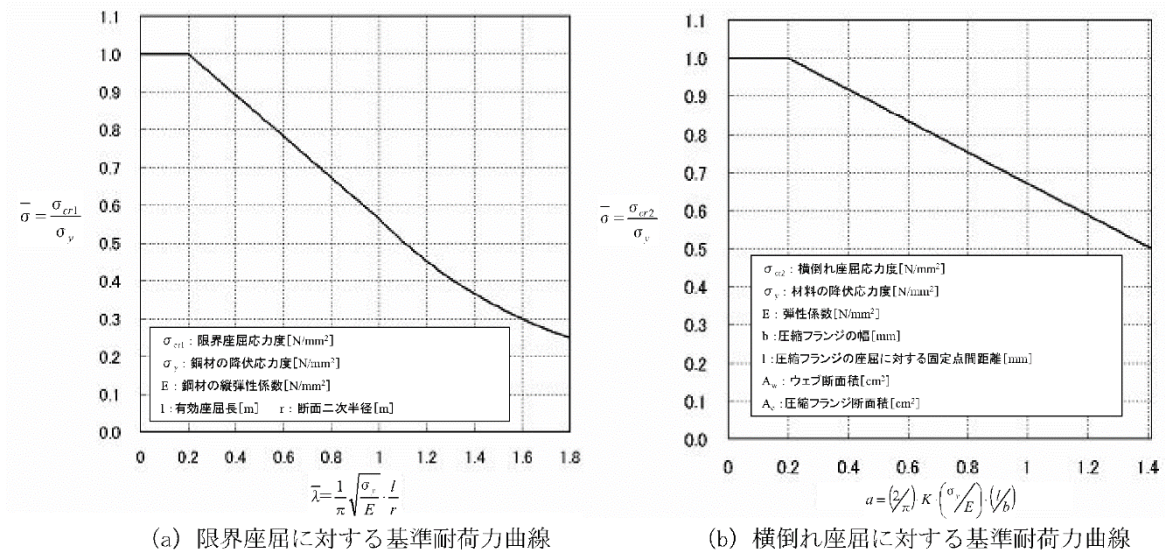


図 5.3.4-2 基準耐力曲線 2) P. 86

(限界座屈応力度 σ_{cr1})

$$\sigma_{cr1} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 \ (\bar{\lambda} \leq 0.2), \ \bar{\sigma} = 1.109 - 0.545\bar{\lambda} \ (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0)$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) \ (1.0 < \bar{\lambda})$$

ここに、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{r}\right)$ 、 σ_{cr1} ：基準耐力曲線に基づく限界座屈応力度[N/mm²]

σ_y ：部材の降伏応力度、 E ：弾性係数、 l ：有効座屈長、 r ：断面二次半径

(横倒れ座屈応力度 σ_{cr2})

$$\sigma_{cr2} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 \ (\alpha \leq 0.2), \ \bar{\sigma} = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) \ (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2})$$

ここに、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{b_f}\right)$ 、 $K = 2$ ：($A_w/A_c < 2$)、 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ ：($A_w/A_c \geq 2$)

σ_{cr2} ：基準耐力曲線に基づく横倒れ座屈応力度[N/mm²]

E ：弾性係数、 b_f ：圧縮フランジの幅 [mm]

l ：圧縮フランジの座屈に対する固定間距離[mm]

A_w ：ウェブ断面積[cm²]、 A_c ：圧縮フランジの断面積[cm²]

『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されている限界座屈及び横倒れ座屈に対する許容応力度の算定式等を以下に示す。

a) 限界座屈（許容軸方向圧縮応力度）

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$$

ここに、 σ_{ca} ：軸方向許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} ：表 5.3.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} ：①に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} ：表 5.3.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

表 5.3.4-4 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 3)P.71

(単位: N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
軸方向圧縮応力度	$\frac{\ell}{r} \leq 20$: 120		$\frac{\ell}{r} \leq 15$: 160		$\frac{\ell}{r} \leq 14$: 180	
圧縮部材 ℓ : 部材の有効座屈長(mm)	$20 < \frac{\ell}{r} \leq 93$: $120 - 0.75(\frac{\ell}{r} - 20)$	左記応力度の 0.92倍とする	$15 < \frac{\ell}{r} \leq 80$: $160 - 1.12(\frac{\ell}{r} - 15)$	左記応力度の 0.94倍とする	$14 < \frac{\ell}{r} \leq 76$: $180 - 1.33(\frac{\ell}{r} - 14)$	左記応力度の 0.95倍とする
r : 部材の総断面の断面二次半径(mm)	$93 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{6,700 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$80 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{5,000 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$76 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{4,500 + (\frac{\ell}{r})^2}$	
圧縮添接材	120		160		180	

b) 横倒れ座屈 (許容曲げ圧縮応力度)

表 5.3.4-5 許容曲げ圧縮応力度 3)P.71

(単位: N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
曲げ応力度 桁の圧縮	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$: 120		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$: 160		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K}$: 180	
A_w : 腹板の総断面積(mm ²)	$\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.92倍とする	$\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.94倍とする	$\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$:	左記応力度の 0.95倍とする
A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm ²)						
ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離(mm)	$120 - 1.1(K \frac{\ell}{b} - 9)$		$160 - 1.6(K \frac{\ell}{b} - 8)$		$180 - 1.9(K \frac{\ell}{b} - 7)$	
b : 圧縮フランジの幅(mm)	ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は	
$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$	$K = 2$ とする		$K = 2$ とする		$K = 2$ とする	
圧縮フランジがスキンプレート等で直接固定された場合	120		160		180	

2) 降伏応力及び降伏ひずみ

① 降伏応力

代表的な鋼種の降伏応力を表 5.3.4-6 に示す。なお、降伏応力は必要に応じ、表 5.3.4-7 に示す継手効率を乗じ設定する。照査の際に用いるせん断強度 (τ_y) は、軸及び曲げ強度 (σ_y) より、Mises の降伏条件 ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$) を適用した値を用いる。

表 5.3.4-6 代表的な鋼種の降伏応力度 2)P.178

鋼 種	σ_y (N/mm ²) 降伏点又は 0.2%耐力	τ_y (N/mm ²) Mises の降伏条件
SS400、SM400	235	135
SM490	315	181
SUS304	205	118

※ SS、SM については鋼材の厚さにより σ_y 、 τ_y の値は異なる。表中の数値は鋼材の厚さが 16mm を超え 40mm 以下の場合であるが、『ダム・堰施設技術基準 (案)』では、40mm までを一定値としている。40mm を超える場合は表中の値より小さくなる。詳細については上記文献や JIS 規格を参照のこと。

表 5.3.4-7 溶接の継手効率 10)P.41

区 分		工場溶接	現場溶接
突合わせ溶接継手	放射線検査を行うとき	0.95 (1.0)	0.90 (0.95)
	放射線検査を行わないとき	0.85	0.80
すみ肉溶接継手		0.95	0.90

- (注) (1) 水門扉及び放流管の主要構造物の突合わせ継手は、溶接線長の 5%以上の検査を行うものとする。
(2) 特に新しい材料、高圧ゲート、複雑な構造物などの重要な突き合わせ継手は、溶接線長の 20%以上の検査を行うことを標準とする。
(3) 溶接線の全長について放射線検査を行う場合は、() 内の効率とする。

表 5.3.4-8 降伏応力度の設定例 2)P.178

部位	材質	単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注2)} [N/mm ²]
塔体	SUS304	77.0	1.93×10^5	0.3	205
塔上架台	SM400	77.0	2.06×10^5	0.3	235

- 注1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整したため、一般値とは異なっている。
注2) 鋼材の降伏応力度は「ダム・堰施設技術基準（案）」に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計に用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とし、ステンレス鋼についても同様とした。

② 降伏ひずみ

鋼材の降伏を考慮した非線形挙動の応力-ひずみ関係を図 5.3.4-3 に示す。応力-ひずみ関係は、当該部材を用いた載荷試験結果等をもとに設定することが望ましいが、便宜的に、降伏後の剛性を弾性域の 1/100 と仮定したバイリニアモデル（図 5.3.4-3）に準じ設定してもよい。

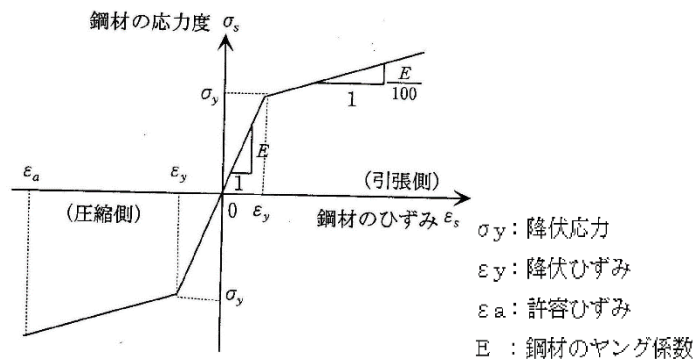


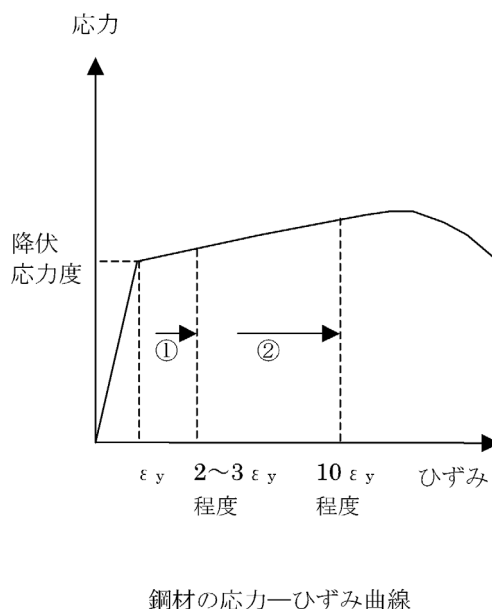
図 5.3.4-3 鋼材の応力度-ひずみ曲線
（コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合） 7)P.200

鋼構造物の照査においては、各構成部材の重要度等に応じてそれぞれ塑性化の程度を設定することとしており、主要構造部材では主として応力-ひずみ関係で示される部材の力学的特性が、「ほぼ弾性域内にとどまること」、また、補助構造部材では多少の塑性化が生じて「限定的な塑性化にとどまること」を確認する。これら基準量の目安となるひずみ量の考え方を以下に示す。

なお、弾性解析結果から降伏後のひずみ量をエネルギー一定測により算出する場合は、降伏ひずみの2倍までを限度とし、それを超えるひずみが想定される場合は、非線形解析結果により照査を行う必要がある。

表 5.3.4-9 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安 ^{2)P.88}

区分	対応する部材の力学的状態
①ほぼ弾性域内にとどまること	- 発生応力が降伏応力度以下もしくは降伏応力度をわずかに超える程度にとどまる状態 - 降伏ひずみ ε_y に対し、最大ひずみが 2~3 倍程度以内
②限定的な塑性化にとどまること	- 発生応力が部分的に降伏応力度を超えるが、耐力に達するまでには余裕がある状態 - 降伏ひずみ ε_y に対し、最大ひずみが 10 倍程度以内
③限定的な部分の破壊にとどまること	限られた範囲の部材で、発生応力が耐力を超える状態



3) 許容残留変位

設計条件により設定されたゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）を参考に、「ゲートと戸当り金物の水密性が確保される」ための適切な値を設定する。

(2) 鉄筋コンクリート

1) 曲げ及びせん断破壊

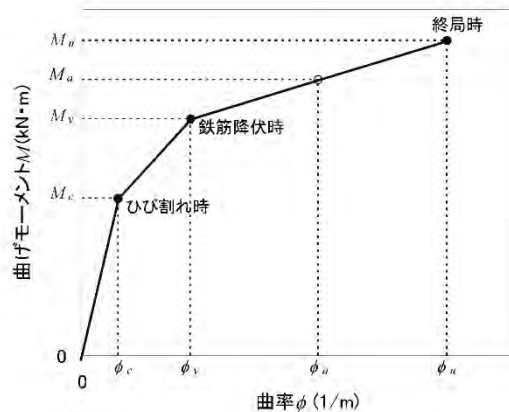
①曲げ破壊に対する許容値

コンクリートの引張強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の各強度に関連したひずみ量は、材料の強度と弾性係数を用い算出する。

- コンクリートの(曲げ)引張強度: $f_{tk} = 0.23(f'_{ck})^{2/3}$
- コンクリートの引張強度ひずみ: $\varepsilon_t = f_{tk}/E_c$
- コンクリートのひび割れ限界ひずみ: $\varepsilon_{tu} = 2\varepsilon_t$
- 鉄筋の降伏ひずみ: $\varepsilon_{sy} = f_{yk}/E_{sy}$

$M-\phi$ 関係による許容塑性率等で照査を行う場合は、上記で設定した強度及びひずみ量から、鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係等を設定する。なお、許容曲げ耐力及び許容曲率については、土地改良事業設計指針「耐震設計」を参考に、適切な値を設定する。



M_c : ひび割れモーメント、 M_y : 降伏モーメント、 M_a : 許容曲げ耐力、 M_u : 終局モーメント
 ϕ_c : ひび割れ曲率、 ϕ_y : 降伏曲率、 ϕ_a : 許容曲率、 ϕ_u : 終局曲率

図 5.3.4-4 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係 1)P. 2-162

<参考>鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 5)P. 165, P. 161~162

5.4.9 許容塑性率

許容塑性率 μ_a は、以下により算出するものとする。

(1) 曲げ破壊型

式 (5.4.30) により算出するものとする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (5.4.30)$$

ここに、

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

δ_y : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

α : 安全係数で、表 5.4.5 による。

表-5.4.5 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
限定された範囲に留める	3.0	1.5
致命的な損害を防止する	2.4	1.2

(2) 曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型

許容塑性率は 1.0 とする。

5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性

単柱式鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプⅠ及びタイプⅡの地震動それぞれに対して、以下により算出するものとする。

(1) ひび割れ水平耐力 P_c

ひび割れ水平耐力 P_c は、式(5.4.16)により算出するものとする。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \quad (5.4.16)$$

ここに、

M_c : 部材基部断面のひび割れ曲げモーメント (N・mm)

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

ただし、 h は単柱式橋脚の場合

(2) 降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y

降伏水平耐力及び降伏変位は、それぞれ、式(5.4.17)及び式(5.4.18)により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.17)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (5.4.18)$$

ここに、

δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位
(以下「初期降伏変位」という。) (mm)

M_u : 部材基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)

M_{y0} : 部材基部の断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント (N・mm)

(3) 終局水平耐力 P_u 及び降伏変位 δ_u

終局水平耐力及び終局変位には損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式(5.4.19)及び式(5.4.20)により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.19)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (5.4.20)$$

ここに、

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長(mm)で、式(5.4.21)により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (5.4.21)$$

D : 断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y : 橋脚基部における降伏曲率 (mm^{-1})

ϕ_u : 橋脚基部における終局曲率 (mm^{-1})

②せん断破壊に対する許容値

コンクリートのせん断強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

なお、せん断スパン比がコンクリート標準示方書に示される所要の値以下の場合、デュープビームとして取り扱い、せん断力に対する許容値は、コンクリートのせん断圧縮破壊強度を用いる。

コンクリートのせん断強度： $f_{vcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/3}$ ただし、 $f_{vcd} \leq 0.72$ (N/mm²)

コンクリートのせん断圧縮破壊強度： $f_{dd} = 0.19(f'_{cd})^{1/2}$

ただし、 f_{cd} ：設計せん断耐力

2) 支圧強度

コンクリートの支圧強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの支圧強度： $f'_{ak} = \eta f'_{ck}$

ただし、 $f'_{ak} = \eta = \sqrt{A/A_a} \leq 2$

A ：コンクリート面の支圧分布面積

A_a ：支圧を受ける面積

3) 押抜きせん断強度

コンクリートの押抜きせん断強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの押抜きせん断強度： $f'_{pck} = 0.20\sqrt{f'_{ck}}$

ただし、 $f'_{pck} \leq 1.2$ N/mm²

4) 付着強度

コンクリートの付着強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの付着強度： $f_{bok} = 0.28(f'_{ck})^{2/3}$

ただし、 f'_{ck} ：設計基準強度

5) 許容残留変位及び許容残留変形角

洪水吐ゲートの作動に支障を来さない状態に留めるための範囲を規定する。門柱部（ピア）の傾きを塔高の 1/100 として「損傷の修復を容易に行える状態」の許容値を算出してよい。併せて、『河川構造物の耐震性能照査指針・解説』を参考に、地震後においても門柱の許容残留変位がゲートの開閉を妨げない変形角（扉体が戸当りに接触して動かなくなる条件）を以下の式から算出する。

また、設計条件で用いたダム軸方向のゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）を参考に、「ピアの変形によりゲートが崩壊（損傷）しない」ための適切な値を設定する。

上下流方向

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h : ローラ間隔 (又は扉体高)

t : ローラ径 (又は扉体厚)

b : 戸当り幅

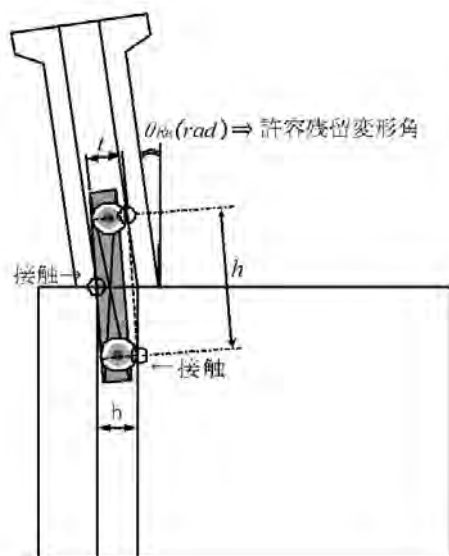


図 5. 3. 4-5 上下流方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

ダム軸方向

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4B^2}{-4BL + h\sqrt{h^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h : 扉体高

L : 扉体厚 (又はサイドローラ間隔)

B : 門柱間の戸当り幅

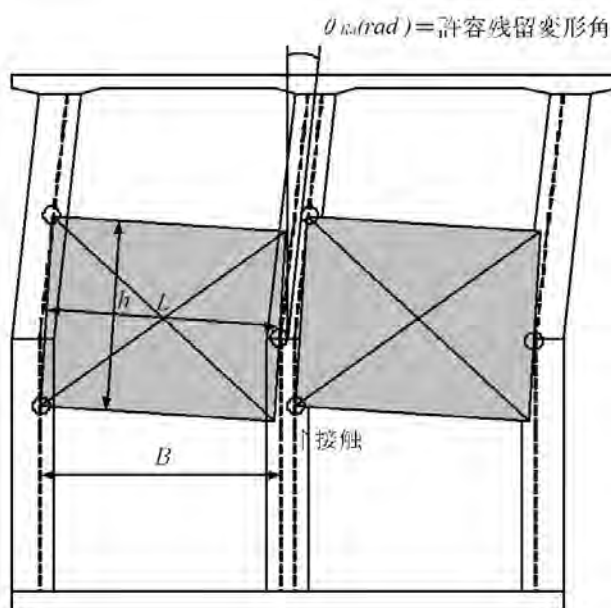


図 5. 3. 4-6 ダム軸方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

(3) ゲート固定部及び機械・電気設備固定部

1) ローラゲート

① ローラ

設計における許容応力は安全率(=2)を見込んだ値であることから、レベル2地震動に対する照査では安全率を見込まない値を許容値とする。このため、以下に示す設計値(許容応力)の2倍が照査における許容値となる。

i. ローラ接触許容応力度 ^{15) P.184}

ローラ接触許容応力度の算定式を次式に示す。

$$P_a = \frac{9.807}{2\nu} \cdot H_B$$

ここに、 P_a : 許容接触応力度 (N/mm²)

ν : 安全率=1.3 (線接触の場合)

安全率=1.0 (点接触の場合)

H_B : ローラ踏面のブリネル硬さ (N/mm²)

ただし、ローラ踏面版の硬さが主ローラの硬さより低い場合は、ローラ踏面版の硬さを用いる。

使用される材質による許容接触応力(設計値)及び降伏接触応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す(線接触の場合)。

材質: SSW-R1、許容接触応力: 966 N/mm²、降伏接触応力: 1,932 N/mm²

材質: SSCrM3、許容接触応力: 829 N/mm²、降伏接触応力: 1,658 N/mm²

材質: SCMn2A、許容接触応力: 603 N/mm²、降伏接触応力: 1,206 N/mm²

ii. ローラ軸受け許容荷重

ローラ軸受の許容荷重の算定式を次式に示す。

$$P_a = \sigma_a \cdot d \cdot b$$

ここに、 P_a : 許容荷重 (N)

σ_a : 軸受許容面圧 (N/mm²)

d : ローラ軸直径 (mm)

b : 軸受有効幅 (mm)

使用された部品による軸受許容面圧(設計値)及び軸受降伏面圧(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質: オイレス#500SP、軸受け許容面圧[※]: 25 N/mm²、軸受け降伏面圧: 49 N/mm²
([※]『ダム・堰施設技術基準(案)』では高力黄銅系合金(硬度HB210以上)の許容面圧23 N/mm²以下としている)

iii. ローラ軸等の許容応力(材料強度)

ローラ軸等に用いられる材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材料：S35C(N)、降伏曲げ応力：285 N/mm²、降伏せん断応力：162 N/mm²
 材質：SF490、降伏曲げ応力：245 N/mm²、降伏せん断応力：142 N/mm²
 材質：S45C、降伏曲げ応力：345 N/mm²、降伏せん断応力：199 N/mm²
 材質：SUS304、降伏曲げ応力：200 N/mm²、降伏せん断応力：116 N/mm²
 材質：SC450、降伏曲げ応力：225 N/mm²、降伏せん断応力：130 N/mm²

② 戸当り

ローラレールに用いられる材質について、設計に用いられる許容曲げ引張応力、許容せん断応力及び許容支圧応力を示す。照査に用いる許容値は、これらの2倍とする。

表 5.3.4-10 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 3)P.70
 (単位：N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	120	左記の0.92倍	160	左記の0.94倍	180	左記の0.95倍

表 5.3.4-11 許容せん断応力度及び許容支圧応力度 3)P.72
 (単位：N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
せん断応力度	70	左記の0.92倍	90	左記の0.94倍	105	左記の0.95倍
支圧応力度	180		240		270	

2) ラジアルゲート

設計における許容応力は安全率(=2)を見込んだ値であることから、レベル2地震動に対する照査では安全率を見込まない値を許容値とする。このため、以下に示す設計値(許容応力)の2倍が照査における許容値となる。

①トラニオン

i ブッシュ、スラストワッシャ

使用された部品による許容支圧面圧(設計値)及び降伏支圧面圧(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質：オイレス#500SP、許容支圧面圧：25 N/mm²、降伏支圧面圧：49 N/mm²

ii トラニオンピン (σ_y 、 τ_y ：材料値、 σ_{pa} ：設計値)

使用された材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質：SF50、降伏曲げ応力：250N/mm²、降伏せん断応力：144N/mm²、

支圧応力：170N/mm²

材質：SUS630H1150、降伏曲げ応力：740 N/mm²、降伏せん断応力：427.2 N/mm²

② アンカレージ

i. アンカガーダ

アンカガーダに使用された材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力（照査用許容値）の設定例を示す。

材質：SS400、降伏曲げ圧縮応力度：235 N/mm²、降伏せん断応力度：135 N/mm²

ii. アンカフレーム

アンカフレームに使用された材質による降伏引張応力（照査用許容値）の設定例を示す。

材質：SM400、降伏引張応力：235 N/mm²

3) 機械・電気設備

機械・電気設備の固定に用いられるアンカボルトについて、許容値の設定例を示す ※注。

i. アンカボルト（ホークカットアンカ）

材質：SUS304、引張降伏強度：205 N/mm²、引張強さ：520 N/mm²

せん断降伏強度：118 N/mm²、せん断強さ：300 N/mm²、引抜耐力：36260 N/本

ii. アンカボルト（寸切ボルト）

材質：SUS304、引張降伏強度：205 N/mm²、引張強さ：520 N/mm²

せん断降伏強度：118 N/mm²、せん断強さ：300 N/mm²、引抜耐力：— N/本

注： アンカボルト引抜力の算定は、ホークカットアンカの場合は引抜き力をアンカボルトの引抜耐力と比較、寸切りボルトの場合は引抜き応力度を基礎コンクリートの付着強度と比較する。
2) P. 185

5.3.4.3 照査方法

(1) ゲート扉体

1) 座屈

鋼構造物の照査において、特に圧縮力を受ける部材については、部材の力学状態が弾性域にとどまり降伏が生じない場合でも、座屈が生じた場合には耐力が大幅に低下する可能性がある。このため、座屈に対する安全性を確認することが必要となる。

鋼部材の座屈に対する検討は、一般に局部座屈及び全体座屈について行われる。局部座屈については、各部材のフランジ及びウェブが降伏応力度に達するまで局部座屈を生じないような部材寸法であるかを、フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメントの値を設計基準値（『ダム・堰施設技術基準（案）』）と比較し、照査を行う。

なお、部材寸法が設計基準値を満足しない場合には、解析結果と表 5.3.4-1～5.3.4-3 に示す許容値を比較することにより照査する。全体座屈については、解析により得られた当該部材に生じる限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対し、基準耐荷力曲線（図 5.3.4-2）で示される許容座屈応力度を比較することにより評価することができる。

曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力とせん断応力を同時に受ける場合や垂直応力が互いに直交する応力状態の場合は、次式により合成応力度を計算し、許容座屈応力度と比較を行う。

① 曲げモーメント及び軸方向応力による垂直応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g2} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2}$$

ここに、 σ_{g1} 、 σ_{g2} ：合成応力度（N/mm²）

σ_1 ：曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力度（引張を正とする）（N/mm²）

σ_2 ： σ_1 に直角な方向の垂直応力度（引張を正とする）（N/mm²）

τ ：曲げ及びねじりによるせん断応力度（N/mm²）

シェルモデルを用いた材料非線形・幾何学的非線形解析の結果から座屈の発生を評価する場合は、着目点位置での急激な変位の増加の有無により全体座屈の照査を行うとともに、各部材のフランジ、ウェブでの顕著なひずみの発生の有無により局部座屈の照査を行う。

2) 塑性化

① 線形動的解析

解析結果から塑性化の有無を照査する。その結果、塑性化が懸念される場合は、エネルギー一定則から、塑性化後のひずみ量を算出し、塑性化の程度が「ほぼ弾性域内」であるかを照査する。なお、線形動的解析結果から、塑性化後のひずみ量を算定する場合、塑性化率は2までとし、それを超過する場合は、非線形解析により照査を行う。

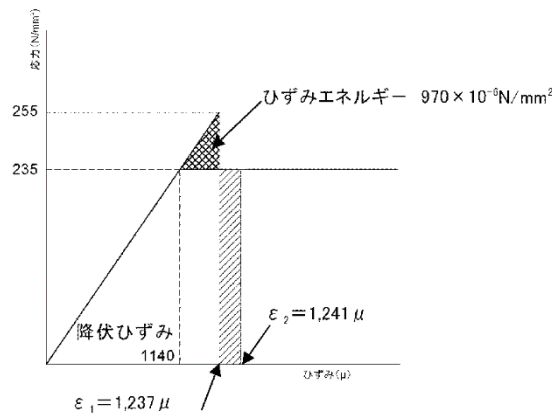


図 5.3.4-7 エネルギー一定則に基づくひずみの算定 1)P. 2-135

② 非線形動的解析

解析結果から、塑性化の有無及び塑性化の程度を照査する。なお、解析結果については、平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価することができる。照査に当たっては、構造上重要な部材については「ほぼ弾性域内」であること、その他部材については「限定的な塑性化にとどまる」ことを照査する。

3) ゲートの水密性（ゲートの変位）

ローラゲートについては、ゲート側部は、戸当り部が損傷しない場合、上下流方向のゲート変位がローラと戸溝のクリアランス（変位許容値）以下となることを確認することで水密性を照査する。ゲート下部は、上下流方向のゲート変位とゲート下部の戸当り金物のフランジ幅（変位許容値）以下となることを確認し水密性を照査する。

ラジアルゲートの場合、下部戸当り部は水平面に対し傾斜した形状となっているため、上下流方向変位が大きくなると水密性に問題が生じる可能性があることから、上下流方向の最大応答変位が設計上確保されているつぶれ代（10mm）を下回ることを確認することで、下部戸当りの水密性を照査する。

(2) ゲート固定部

1) ローラゲート

① ローラ

ローラ接触応力とローラ接触許容応力値を比較し、所要の性能を満足することを照査する。ローラ接触応力の算定式を次式に示す。 ^{15) P.181}

i. 線接触の場合（ローラ及びローラ踏面板に曲率を設けない場合）

$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B_0 \cdot R(E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P \cdot R(E_1 + E_2)}{B_0 \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = 0.78C$$

ここに、 p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)、 P : ローラ作用荷重 (N)

E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)、 E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B_0 : ローラ有効踏面幅 (mm)、 R : ローラ半径 (mm)

C : 接触幅の半分 (mm)、 Z : 最大せん断応力が発生する深さ (mm)

ii. 点接触の場合（ローラ又はローラ踏面板に曲率を設ける場合）

$$p = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{a \cdot b}$$

$$a = 0.88m \cdot \sqrt[3]{\frac{P(E_1 + E_2)}{(A+B) \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$b = 0.88n \cdot \sqrt[3]{\frac{P(E_1 + E_2)}{(A+B) \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = \beta \cdot b$$

$$A + B = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{R'} \right)$$

$$a/b = m/n$$

ここに、 p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)、 P : ローラ荷重 (N)、

a : 接触幅（長径）の半分 (mm)、 b : 接触幅（短径）の半分 (mm)、

m : 形状係数 (2.813)、 E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)、

E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)、 n : 形状係数 (0.485)、

Z : 最大せん断力が発生する深さ (mm)

β : 最大せん断力が発生する深さを与える係数

A : 係数、 B : 係数、 R : ローラ半径 (mm)、

R' : ローラ又はローラ踏面板の曲率半径 (mm)

② ローラ軸受け

ゲートの動的解析から求められるローラ発生荷重とローラ軸受の許容応力値を比較し、所要の性能を満足することを照査する。

③ ローラ軸

算定されるローラ軸の曲げ応力及びせん断応力を、許容値（材料の許容応力）と比較し、所要の性能を満足することを照査する。

ローラ軸に作用する曲げモーメント及びせん断力を、ローラ軸を片持梁と仮定（図 5.3.4-8）して算定する場合の算定式を次式に示す。

$$M = W \cdot e$$

$$S = W$$

ここに、 M ：曲げモーメント（N・mm）、 S ：せん断力（N）、
 W ：ローラ 1 個が負担する荷重（N）、 e ：オーバーハングの長さ（mm）

また、ローラ軸の曲げ応力及びせん断応力を次式に示す。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \tau = \frac{S}{A}$$

ここに、 σ ：曲げ応力（N/mm²）、 Z ：断面係数（mm³）、 τ ：せん断応力（N/mm²）、
 A ：断面積（mm²）

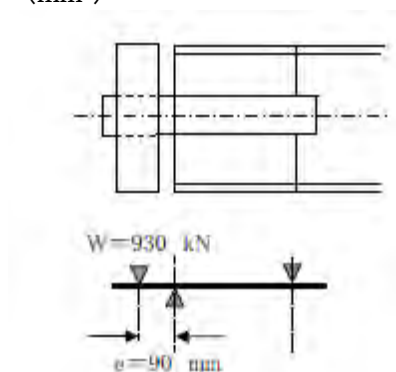


図 5.3.4-8 ローラ軸の構造例

④ 戸当り

i. 戸当り周辺コンクリート

支圧応力とコンクリートの圧縮強度、せん断応力とコンクリートの押抜きせん断強度を比較し、所要の性能を満足することを照査する。

コンクリートの支圧応力、せん断応力の算定式を次式に示す。

$$\tau = \frac{K \cdot b_f}{l_1 + 2 \cdot l_2}$$

$$K = 0.26 \frac{P^{3/4}}{b_f} \cdot \sqrt[4]{\frac{2}{3} \cdot \frac{b_f^2 \cdot K \cdot E_c^2}{E \cdot I}}$$

$$K = 0.0588 \frac{P}{\sqrt[3]{b_f^2 \cdot I}}$$

ここに、 K ：コンクリートの支圧応力（N/mm²）、
 b_f ：ローラレールの底面フランジ幅（mm）
 l_1 ：コンクリートの面より底面フランジ端面までの長さ（mm）
 l_2 ：堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ（mm）
 τ ：コンクリートのせん断応力（N/mm²）
 P ：ローラ 1 個当たりの荷重（N）
 E_c ：コンクリートの弾性係数（N/mm²）、 E ：鋼の弾性係数（N/mm²）
 I ：ローラレールの断面二次モーメント（mm⁴）

ii. ローラレール

算定されるローラレールのウェブせん断応力、ウェブ支圧応力及び底面フランジ曲げ応力を許容値と比較し、所要の性能を満足することを照査する。なお、レールはコンクリート中に埋込まれた構造となっているため、レールに発生する応力は、レール単体に比べて緩和されると考えられることから、レール単体での許容値を満足しない場合、その効果を見込んだ照査を行う。

(a) ローラレールのウェブせん断応力

ローラレールのウェブせん断応力の算定式を次式に示す。

$$\tau_w = \frac{P}{2 \cdot A_w}$$

ここに、 P : ローラ発生荷重 (N)、 A_w : ウェブ断面積 (mm^2)、
 τ_w : ウェブせん断応力 (N/mm^2)

(b) ローラレールのウェブ支圧応力

ローラレールのウェブ支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_b = \frac{P}{b_p \cdot t_w} \leq \sigma_c$$

ここに、 P : ローラ発生荷重 (N)、 σ_b : ウェブ支圧応力 (N/mm^2)、
 σ_c : ウェブ支圧応力の許容値 (N/mm^2)、 b_p : 受圧幅= $2c + 2(t_r + t_f)$ (mm)、
 t_w : ウェブの厚さ (mm)、 $2c$: ヘルツのローラ接触幅 (mm)、
 t_r : ローラレールの厚さ (mm)、 t_f : 上部フランジの厚さ (mm)

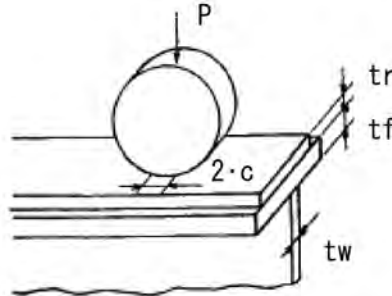


図 5.3.4-9 ローラレールの接触部

(c) ローラレールの底面フランジ曲げ応力

ローラレールの底面フランジ曲げ応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma = \frac{6M_f}{t_{bf}^2} \leq \sigma_y$$

ここに、 M_f : 単位長さ当りの曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)、
 σ : 底面フランジ曲げ応力 (N/mm^2)、
 σ_y : 底面フランジ曲げ応力の許容値 (N/mm^2)
 b_f : 底面フランジの幅 (mm)、 t_{bf} : 底面フランジの厚さ (mm)

2) ラジアルゲート

① トラニオン

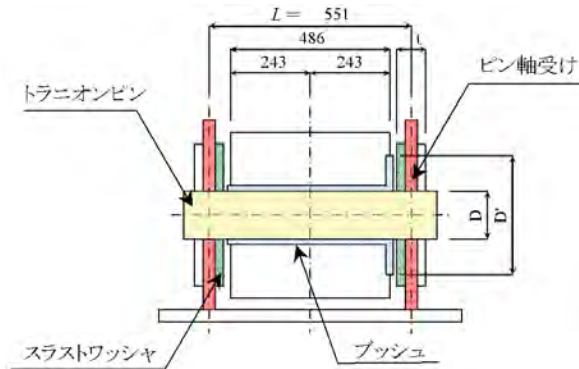


図 5.3.4-10 トラニオンの例

i. ブッシュ

ブッシュに作用する支圧応力が、許容値以下であることを照査する。
ブッシュの支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_b = \frac{V}{B \times D}$$

ここに、 σ_b :支圧応力度(N/mm²)、 V :ラジアル方向最大反力(N)、
 B :ボス幅(mm)、 D :ピン径(mm)

ii. スラストワッシャ

スラストワッシャに作用する支圧応力が、許容値以下であることを照査する。
スラストワッシャの支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_{swb} = \frac{H}{A_{sw}}$$

ここに、 σ_{swb} :支圧応力度(N/mm²)、 H :スラスト方向最大反力(N)
 A_{sw} :スラストワッシャ断面積(mm²)

iii. トラニオンピン

トラニオンピンの曲げ応力、せん断応力及びピン軸受けの支圧応力が、許容値以下であることを照査する。

トラニオンピンに作用する曲げ応力(M)及びせん断力(S)、ピンの軸受けに作用する支圧応力(R)は、トラニオンピンを図 5.3.4-11 に示す通り単純梁と仮定する。

$$M = \frac{V \times L}{4}$$

$$S = V$$

$$R = \frac{V}{2}$$

ここに、 M :曲げモーメント(N・m)、 S :せん断力(N)、 R :軸受け作用荷重(N)、
 L :ピン支間長(mm)

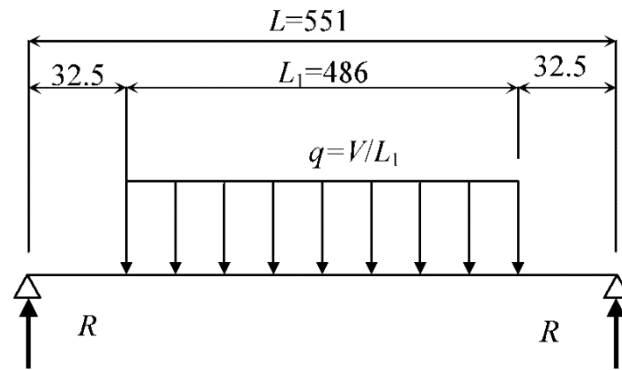


図 5.3.4-11 トラニオンピンの断面力算定条件例

また、トラニオンピンの曲げ応力、せん断応力及びピン軸受けの支圧応力は次式を用いて算定する。

$$\sigma_{trb} = \frac{M}{Z}$$

$$\tau_{tr} = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A_{tr}}$$

$$\sigma_{trp} = \frac{R}{B \times D}$$

ここに、 σ_{trb} ：トラニオンピン曲げ応力度 (N/mm²)、 Z ：断面係数 (mm³)

τ_{tr} ：せん断応力度 (N/mm²)、 σ_{trp} ：支圧応力度 (N/mm²)、 A_{tr} ：断面積 (mm²)

② アンカレッジ

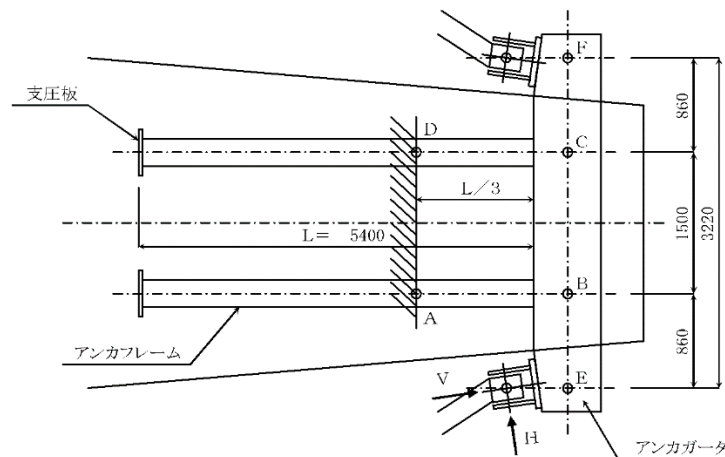


図 5.3.4-12 アンカレッジの例

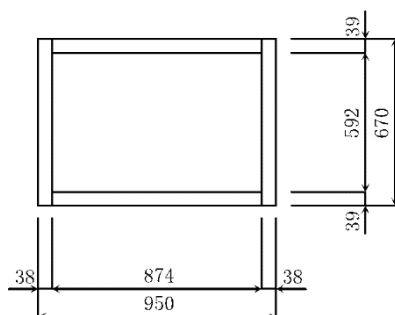


図 5.3.4-13 アンカガードの断面形状例

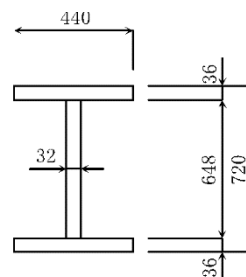


図 5.3.4-14 アンカフレームの断面形状例

i. アンカガーダ

アンカガーダに発生する応力が、許容値以下であることを照査する。

アンカガーダの断面力は、張出を有する単純梁と仮定して算定する。算定条件を図 5.3.4-15 に、算定式を次式に示す。なお、荷重は片側に偏載荷を受ける場合を想定する。

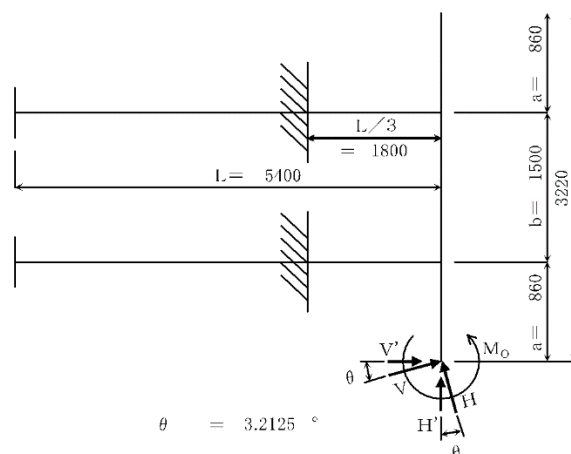


図 5.3.4-15 アンカガーダの断面力算定条件例

$$M = V'a + M_0$$

$$S = V'$$

$$N = H'$$

ここに、 M :曲げモーメント(N・m)、 S :せん断力(N)、 N :軸力(N)

 V' : ラジアル方向最大反力(脚柱の設置角度で補正) H' :スラスト方向最大反力(脚柱の設置角度で補正)

また、アンカガーダの曲げ応力、せん断応力は次式を用い、図 5.3.4-13 の断面形状に対して算定する。

$$\begin{aligned}\sigma_{gt} &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ \sigma_{gc} &= \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \\ \tau_g &= \frac{S}{A_{qweb}}\end{aligned}$$

ここに、 σ_{gt} : 引張応力 (N/mm²)、 σ_{gc} : 圧縮応力 (N/mm²)

τ_g : せん断応力 (111 N/mm²)、 A_{gweb} : ウェブ断面積 (mm²)

ii. アンカフレーム

アンカフレームに作用する曲げ応力及びせん断力はアンカガーダを片持ち梁と仮定して算定する。アンカフレームはラジアルアームからの荷重をコンクリートの付着力で支持し、かつ、アンカフレーム先端の支圧板にても支持するものとする。

(a) アンカフレームの軸方向力

アンカフレームに発生する軸方向応力が、許容値以下であることを照査する。

アンカフレームに作用する軸力は次式を用いて算定する。

$$N = V' + \frac{av'}{b} \quad \text{ここに、} N : \text{軸力 (N)}$$

アンカフレームの軸方向応力は次式を用い、図 5. 3. 4-14 の断面形状に対して算定する。

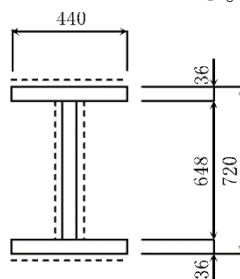
$$\sigma_{fc} = \frac{N}{A_f} \leq \sigma_{ck}$$

ここに、 σ_{fc} ：圧縮応力(N/mm²)、 σ_{ck} ：圧縮強度(N/mm²)、
 A_f ：アンカフレームの断面積(mm²)

(b) アンカフレームの付着応力

アンカフレームに発生する付着応力が、許容値（コンクリートの付着強度）以下であることを照査する。

アンカフレームの付着面積を図 5. 3. 4-16 及び次式により算定する。なお、ここでアンカフレームは下流側の全長の約 1/3 は絶縁材を巻きコンクリートと絶縁しているため、コンクリート付着の有効長は $2/3L$ としている。



※---箇所の付着面積を考慮する

図5. 3. 4-16 アンカフレームの付着面積（算定例）

$$A_{fB} = 2 \cdot (440 + 652) \times \frac{2L}{3}$$

ここに、 A_{fB} ：アンカフレーム付着面積(mm²)、 L ：埋込長さ(mm)

アンカフレームの付着応力は次式を用いて算定する。

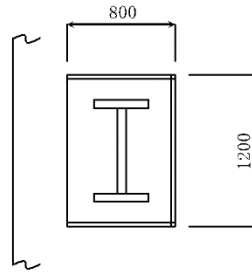
$$\sigma_{ES} = \frac{N}{A_{fB}}$$

ここに、 σ_{ES} ：付着応力 (N/mm²)、 N ：軸力 (N)

(c) アンカフレーム周辺コンクリートのせん断応力

アンカフレーム周辺のコンクリートに発生するせん断応力が、許容値以下であることを照査する。

コンクリートのせん断は、図 5. 3. 4-17 に示す通りピアの 1 辺は抵抗せず、3 辺で支持されていると考え、コンクリートのせん断抵抗面積を次式により算定する。



※=箇所の面積を考慮する

図 5.3.4-17 コンクリートのせん断抵抗面積（算定例）

$$A_c = (2 \times 800 + 1200) \times L$$

ここに、 A_c :せん断抵抗面積(mm²)、 L :埋込長さ(mm)

コンクリートのせん断応力は次式を用いて算定する。

$$\tau_c = \frac{N}{A_c}$$

ここに、 τ_c :せん断応力(N/mm²)、 N :軸力(N)

(d) コンクリートに作用する支圧応力

支圧板により発生する支圧応力が許容値（コンクリートの支圧強度）以下であることを照査する。

コンクリートに作用する支圧応力は、図 5.3.4-18 及び次式を用いて算定する。

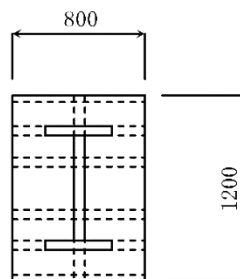


図 5.3.4-18 コンクリートの支圧抵抗面積（算定例）

$$\sigma_{Eb} = \frac{N}{800 \times 1200}$$

ここに、 σ_{Eb} :支圧応力(N/mm²)、 N :軸力(N)

(3) ピア

1) 圧縮、曲げ及びせん断破壊

解析結果から、圧縮、曲げ及びせん断破壊の有無を照査する。

照査にあたっては、①計算結果と材料の許容応力値及び許容ひずみ値を直接比較する方法、②平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価する方法があり、用いた解析モデル及び解析手法、対象とする照査基準に応じ適切な方法を選択し照査を行う。

2) 残留変位

地震後のピアの残留変位及び残留変形角が許容値以下であること確認することで、「損傷の修復を容易に行える状態」及び「ゲートが設計満水位以上まで開閉可能な状態」であることを照査する。また、ピアのダム軸方向の最大応答変位によりゲートが損傷しない（「ピアの変形によりゲートが崩壊（損傷）しない状態」）ことを、ピアの最大応答変位がゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）以下になることを確認し照査する。

また、ピアのダム軸方向の最大応答変位が、天端橋梁桁かかり長の $1/2$ 以下となること等を確認し、天端橋梁が脱落しないことを確認し、「天端橋梁、操作架台の脱落によりゲートが崩壊しない状態」を照査する。

(4) 機械・電気設備

機械・電気設備については、開閉装置本体は剛な構造であり十分な耐震性能を有していること、操作盤本体も十分な耐震性能を有しているものが用いられていると考えられることから、耐震性能照査は設備を支持している支承部について実施することとする。このため、レベル2地震動による支承部の破壊、損傷により、装置が移動又は転倒することに対する安全性を照査する。なお、移動又は転倒に対する安全性は、基礎コンクリートへの据付・固定に用いられているアンカボルトのせん断及び引き抜きに対する安全性を確認することにより照査する。

堤体天端上の操作架台に設置された設備については、堤体又は門柱部（ピア）の動的解析により得られる設置標高での水平及び鉛直最大応答加速度（上下流方向： a_{TH1} 、ダム軸方向： a_{TH2} 、鉛直方向： a_{TV} ）から、静的な地震荷重（上下流方向： $a_{TH1} \cdot W$ 、ダム軸方向： $a_{TH2} \cdot W$ 、鉛直方向： $a_{TV} \cdot W$ 、ここで W ：装置重量）を算定し、照査に用いる。なお、これらの数値は3次元応答解析により求まるものであるが、2次元応答解析の結果に対し既往の強震記録等からの推定により設定することも考えられる。基礎岩盤上の施設に設置された設備については、ダム基礎岩盤で定義されるレベル2地震動の加速度時刻歴波形の最大値を用いることで設定することができる。

1) せん断に対する照査

地震力によりアンカボルト 1 本に作用する水平せん断応力度 S_H を算定し、これとアンカボルトのせん断強さ V_y 及びせん断降伏応力度 f_{Vy} との比較により照査する。

2) 引抜きに対する照査

水平及び鉛直地震力により生じるアンカボルトを引き抜こうとする引張力（引抜き力）に対し、アンカボルトに作用する引抜き力 T とアンカボルトの引抜き耐力（又は、引抜き応力 T' と基礎コンクリートの付着強度 f_{boc} ）の比較により照査する。

アンカボルトの引抜きに対する照査の概要を図 5.3.4-19 に示す。

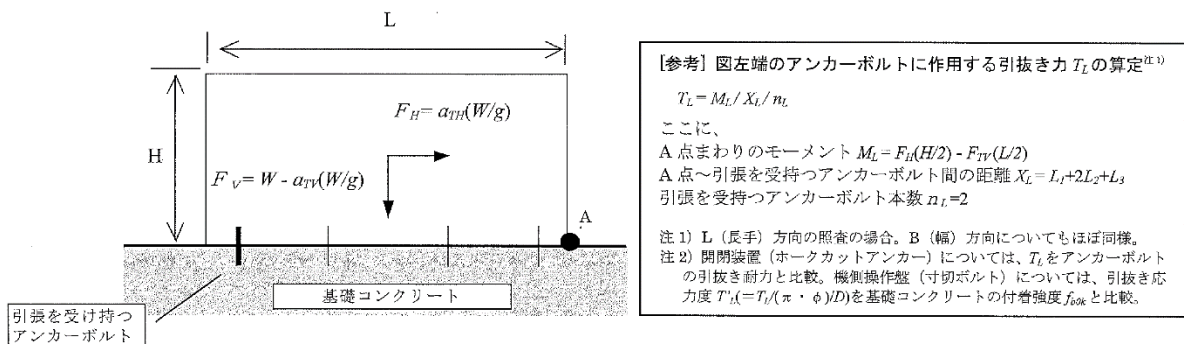


図 5.3.4-19 アンカボルトの引抜きに対する照査の概要 2) P. 185