



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA  
Ente acque della Sardegna



LAVORI DI MANUTENZIONE DELLO SCARICO DI FONDO  
DELLA DIGA MEDAU ZIRIMILIS (SILIQUEA)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Allegato **A.01.4**

Scala

Redatto dal Servizio Dighe

Il Consulente Tecnico

Ing. Ivano Leandri



Il Collaboratore

Geom. Giuseppe Vulpiani

Il Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Stefania Todde



Stefania Todde  
22.05.2024  
16:33:19  
GMT+01:00

Il Progettista

Ing. Stefania Todde

Il Direttore Generale

Ing. Giuliano Patteri



Roberto Meloni  
30.05.2024  
06:41:18  
GMT+00:00

Il Direttore del Servizio Dighe

Ing. Roberto Meloni

APRILE 2024

<p>Ing. IVANO LEANDRI</p> <p>Consulenze tecniche e Progettazione</p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna N° 5345/A</p>	<p>Documento Nr.</p> <p><b>21-MZ-D-120-00</b></p>
---	---

Cliente:     **ENAS**  
              Ente acque della Sardegna

**DIGA di MEDAU ZIRIMILIS**

**Realizzazione degli interventi necessari per ripristinare  
il corretto funzionamento dello scarico di fondo**

**Paratoie luce 2.10 x 3.00 m e accessori**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

1. DATI DI PROGETTO

1.1. Caratteristiche principali

- larghezza libera della luce  $b = 2.10\text{ m}$
- altezza libera della luce  $h = 3.00\text{ m}$
- interasse tenute verticali  $L = 2200\text{ mm}$
- interasse tenute orizzontali  $H_P = 3050\text{ mm}$
- quota di soglia  $H_{SG} = 105.29\text{ m s.l.m.}$
- quota massima di ritenuta  $H_{MAX} = 145.50\text{ m s.l.m.}$
- massimo battente di calcolo sulla soglia  $H_S = 40.21\text{ m}$
- diametro della galleria a monte delle paratoie  $D_G = 4.60\text{ m}$
- lunghezza della galleria di monte  $L_G = 146.24\text{ m}$
- quota inferiore dell'imbocco galleria  $H_{IMB} = 117.00\text{ m s.l.m.}$
- quota di fondo dell'invaso (stimata)  $H_{MIN} = 107.50\text{ m s.l.m.}$
- tenuta metallica su quattro lati da monte verso valle
- manovre di apertura e chiusura a carico squilibrato

1.2. Normativa di riferimento

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Norma DIN 19704: "Hydraulic Steel Structures"

La prima norma è utilizzata per la definizione delle azioni agenti sulle strutture.

Si fa riferimento alla seconda per quanto riguarda i criteri e i parametri da utilizzare per la progettazione di apparecchiature meccaniche destinate allo specifico utilizzo in campo idraulico/idroelettrico.

Il calcolo è eseguito secondo il metodo degli stati limite, in campo elastico-elastico.

1.3. Materiali e sollecitazioni di riferimento

La struttura principale della paratoia è costituita da un mantello in lamiera e travi portanti in profilati commerciali. Per garantirne la facile reperibilità sul mercato, sono stati considerati i seguenti materiali.

- Acciaio per profilati tipo: S275 J0 UNI EN 10025
- Sollecitazione caratteristica di rottura a trazione:  $f_{tk} = 410\text{ N/mm}^2$
- Sollecitazione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 265\text{ N/mm}^2$

Come coefficiente di sicurezza per la resistenza, si assume il più cautelativo tra quelli indicati dalle normative citate:

$$\gamma_M = 1.1$$

Resistenza di calcolo del materiale:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M = 240 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a taglio:

$$f_{ds} = f_d / \sqrt{3} = 138 \text{ N/mm}^2$$

- Acciaio per lamiera tipo: S355 J0 UNI EN 10025
- Sollecitazione caratteristica di rottura a trazione:  $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$
- Sollecitazione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza:

$$\gamma_M = 1.1$$

Resistenza di calcolo del materiale:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M = 313 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a taglio:

$$f_{ds} = f_d / \sqrt{3} = 180 \text{ N/mm}^2$$

**2. AZIONI SULLE STRUTTURE**

Per il tipo di apparecchiatura in oggetto, non sono applicabili azioni quali neve e vento. Le azioni sismiche provocano una sovrappressione idraulica agente sulla paratoia, mentre sono trascurabili per quanto riguarda la forza d'inerzia dovuta alla massa della stessa.

L'azione dei pesi propri ha valenza per il calcolo delle forze di manovra, ma non interviene nelle verifiche strutturali.

**2.1. Pesi propri**

Il peso proprio della paratoia è dato dalla somma della struttura in acciaio, più il riempimento in cls. della zona interna della trave di soglia:

$$P_P = 3233 + 396 = 3629 \text{ kg} = 35.6 \text{ kN}$$

Peso stimato degli elementi mobili del meccanismo di manovra:

$$P_M = 1020 \text{ kg} = 10.0 \text{ kN}$$

Peso complessivo:

$$P = P_P + P_M = 45.6 \text{ kN}$$

**2.2. Pressione idraulica**

In condizioni normali, la pressione sulla paratoia è data dal massimo livello d'invaso. I valori caratteristici sul diaframma sono:

- Pressione media:  $p_m = (H_S - H_P / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.37950 \text{ N/mm}^2$
- Pressione superiore:  $p_s = (H_S - H_P) \cdot 9.81 / 1000 = 0.36454 \text{ N/mm}^2$
- Pressione sulla soglia:  $p_i = H_S \cdot 9.81 / 1000 = 0.39446 \text{ N/mm}^2$

2.3. Azioni sismiche

La valutazione delle azioni sismiche è basata sul DM del 17/11/2018.

Devono essere considerate due possibili condizioni:

- Stato limite di esercizio, in particolare SLO, per verificare la completa funzionalità del sistema a seguito dell'evento sismico. La paratoia deve essere manovrabile successivamente al sisma, mentre non è ipotizzabile il suo azionamento durante il manifestarsi del fenomeno.
- Stato limite ultimo, in particolare SLV, per scongiurare il rischio di collasso della struttura, che potrebbe generare rilasci incontrollati o impossibilità operativa causa deformazioni permanenti.

Per il calcolo dell'accelerazione orizzontale, si considera:

- $V_N = 100$  anni Vita nominale della costruzione
  - Classe d'uso: III Par. 2.4.2.
  - $C_U = 1.5$  Coefficiente d'uso (Tab. 2.4.II)
- $V_R = V_N \cdot C_U = 150$  anni Periodo di riferimento (Par. 2.4.3.)

In condizioni di SLO, risulta:

- $P_{VR} = 81 \%$  Probabilità di superamento (Tab. 3.2.I)

Il periodo di ritorno è dato da:

$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = 90.3$  anni (Par. 3.2.1.)

Dalla Tabella 2 allegata al DM 2008, si ottiene, per la Sardegna:

- $a_g = 0.0299$  g accelerazione orizzontale massima
- $F_0 = 2.719$  massimo fattore di amplificazione
- $T_C^* = 0.3055$  s periodo di inizio del tratto a velocità costante

Si considerano i seguenti parametri:

- Categoria del sottosuolo: C Tab. 3.2.II.
- Categoria topografica: T1 Tab. 3.2.III.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica è dato dalla Tab. 3.2.IV; per la categoria C è dato dal valore minimo tra:

$1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1.65$  e  $1.50$ ,

si considera quindi:

- $S_S = 1.50$

Il coefficiente di amplificazione topografica si ottiene dalla Tab. 3.2.V e, per categoria topografica T2 vale:

- $S_T = 1.0$   
 $S = S_S \cdot S_T = 1.50$
- $\xi = 5 \%$  coefficiente di smorzamento viscoso  
 $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1$  fattore di alterazione dello spettro

Dalla Tabella 3.2.IV si ottiene anche il coefficiente funzione della categoria del sottosuolo:

- $C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.553$

- $T_C = C_C \cdot T_C^* = 0.474 \text{ s}$
- $T_B = T_C / 3 = 0.158 \text{ s}$
- $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6 = 1.720 \text{ s}$

Per quanto riguarda l'accelerazione della componente verticale, il fattore di amplificazione spettrale massima è:

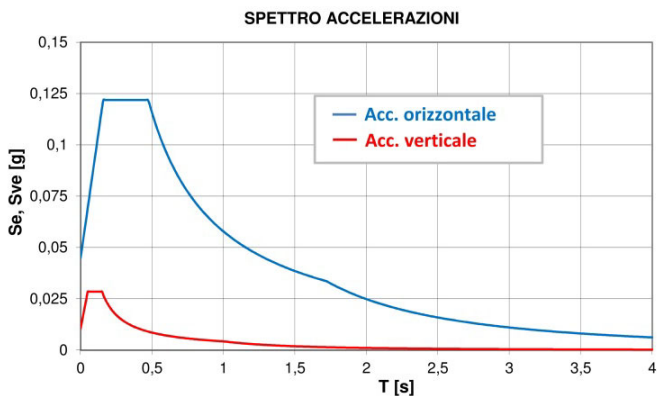
$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5} = 0.635$$

I punti significativi del periodo di oscillazione per accelerazioni verticali sono dati dalla Tab.

3.2.VI e valgono:

- $S_S = 1.0$
- $T_B = 0.05 \text{ s}$
- $T_C = 0.15 \text{ s}$
- $T_D = 1.0 \text{ s}$

Utilizzando le relazioni [3.2.2.] per le componenti orizzontali e [3.2.8.] per quelle verticali, si ottengono i diagrammi di Figura 1.



I valori massimi delle accelerazioni orizzontale e verticale sono:

$$a_{o-SLO} = 0.1220 \cdot g$$

$$a_{v-SLO} = 0.0285 \cdot g$$

In condizioni di SLV, risulta invece:

- |  |  |
|--|--|
| - $P_{VR} = 10 \%$                                     | probabilità di superamento                       |
| - $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = 1424 \text{ anni}$ | periodo di ritorno                               |
| - $a_g = 0.0646 \text{ g}$                             | accelerazione orizzontale massima                |
| - $F_0 = 3.013$  | massimo fattore di amplificazione                |
| - $T_C^* = 0.3807 \text{ s}$                           | periodo di inizio del tratto a velocità costante |
| - $S_S = 1.50$   | coefficiente di amplificazione stratigrafica     |
| - $S_T = 1.0$  | coefficiente di amplificazione topografica       |
| - $C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.444$           | coefficiente categoria del sottosuolo            |
| - $T_C = C_C \cdot T_C^* = 0.550 \text{ s}$            |  |
| - $T_B = T_C / 3 = 0.183 \text{ s}$                    |  |
| - $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6 = 1.858 \text{ s}$          |  |

-  $F_V = 1.35 \cdot F_O \cdot (a_g/g)^{0.5} = 1.034$  fattore di amplificazione componente verticale

Nel caso di stato limite non operativo, il fattore  $\eta$  può essere ridotto. Dalla Tabella 7.3.I, si ottiene il valore limite del fattore di comportamento:

$q = 1.5$

Quindi, in base al paragrafo 3.2.3.5, si può applicare il fattore di alterazione dello spettro:

$\eta = 1 / q = 0.667$

Nelle condizioni di SLV, si ottiene quindi il grafico di Figura 2.

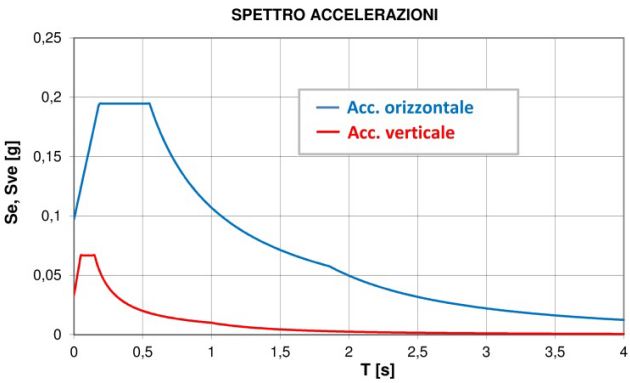


Figura 2 – Accelerazioni SLV

I valori massimi delle accelerazioni orizzontale e verticale sono:

$a_{o-SLV} = 0.1947 \cdot g$

$a_{v-SLV} = 0.0668 \cdot g$

L'azione sismica provoca una sovrappressione dovuta all'oscillazione dell'acqua contenuta nell'invaso; inoltre, essendo la paratoia all'interno di una galleria, vi è un effetto "stantuffo" dovuto all'inerzia dell'acqua contenuta nel tunnel. Pur non essendo i due effetti necessariamente in fase tra loro, cautelativamente si considera che questi si sommino.

La sovrappressione dovuta all'invaso è calcolata con la nota relazione di Westergaard, nel caso in esame è applicata alla quota inferiore dell'imbocco galleria dello scarico di fondo  $H_{IMB}$ .

$$p_y = \rho \cdot a_g \cdot g \cdot h \cdot 0.368 \cdot \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right]$$

in cui:

- |   |  |
|---|--|
| - $p_y$                                     | sovrappressione [Pa]                                 |
| - $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$              | densità dell'acqua                                   |
| - $a_g$                                     | rapporto tra accelerazione sismica e acc. di gravità |
| - $g = 9.81 \text{ m/s}^2$                  | acc. di gravità                                      |
| - $h = H_{MAX} - H_{MIN} = 38.00 \text{ m}$ | profondità del bacino                                |
| - $y = H_{MAX} - H_{IMB} = 28.50 \text{ m}$ | profondità del punto interessato                     |

Risulta:

$p_{ySLO} = 31895 \text{ Pa} = 3.252 \text{ m}$

$p_{ySLV} = 50902 \text{ Pa} = 5.189 \text{ m}$

La sovrappressione dovuta all'azione verticale del sisma è data da:

$p_h = y \cdot a_g$

Quindi:

$p_{hSLO} = 0.813 \text{ m}$

$p_{hSLV} = 1.904 \text{ m}$

L'effetto dovuto all'inerzia dell'acqua contenuta nel tunnel è calcolato secondo: Shunzo Okamoto - "Introduction to Earthquake Engineering" – University of Tokyo Press, formula 16.3, in cui si considera la comprimibilità dell'acqua e della condotta che la contiene.

$$p_D = \frac{a_g \cdot T}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \rho \cdot g^2}{1 + \frac{2 \cdot k \cdot r}{e \cdot E}}}$$

in cui:

- $p_D$  sovrappressione [Pa]
- $a_g$  rapporto tra accelerazione sismica e acc. di gravità
- $T$  periodo dell'onda sismica [s]
- $k = 2 \cdot 10^9 \text{ Pa}$  modulo di comprimibilità cubica dell'acqua
- $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  densità dell'acqua
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  acc. di gravità
- $r$  raggio interno della condotta
- $e$  spessore della condotta
- $E$  modulo d'elasticità del materiale costituente la condotta

Nel caso particolare, la condotta è costituita da un tunnel ricavato in corpo diga, quindi la sua rigidità è molto più elevata di quella che avrebbe qualunque condotta libera. Per questo calcolo, è cautelativo considerarla infinitamente rigida, annullando il secondo termine al denominatore, considerando quindi lo smorzamento dovuto alla sola comprimibilità dell'acqua.

$$p_D = \frac{a_g \cdot T}{2\pi} \cdot \sqrt{k \cdot \rho \cdot g^2}$$

Applicando questa relazione ai diagrammi di accelerazione delle Figure 1 e 2 si ottengono i diagrammi delle sovrappressioni rappresentati nelle Figure 3 e 4, rispettivamente per gli SLO e per gli SLV; le sovrappressioni sono indicate in metri di colonna d'acqua.

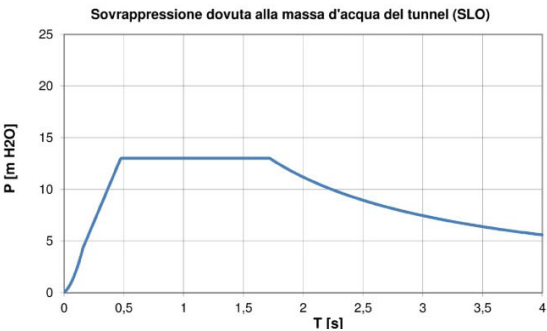


Figura 3 – Sovrappressioni SLO

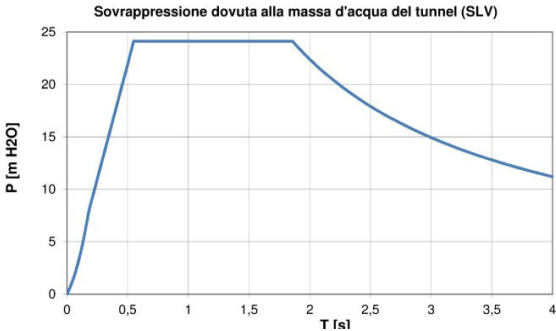


Figura 4 – Sovrappressioni SLV

I valori massimi sono:

$p_{DSLO} = 13.010 \text{ m}$

$p_{DSLVL} = 24.107 \text{ m}$



Nella peggiore combinazione possibile, le sovrappressioni sismiche totali sono, nei due casi:

$$\Delta h_{SLO} = p_{ySLO} + p_{hSLO} + p_{DSLO} = 17.075 \text{ m}$$

$$\Delta h_{SLV} = p_{ySLV} + p_{hSLV} + p_{DSLVL} = 31.200 \text{ m}$$

**3. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO**

Per il dimensionamento delle strutture, il riferimento è alla Norma DIN 19704 e a quelle da essa richiamate. Si considerano le tre condizioni di carico elencate di seguito, in cui il confronto è basato sulla pressione media agente sulla paratoia.

- Caso di carico 1: spinta idraulica col massimo livello di invaso.  
 $h_1 = (H_S - H_P / 2) = 38.685 \text{ m}$   
Si applicano i seguenti coefficienti:
  - $\gamma_{F1} = 1.35$       coefficiente parziale: DIN 19704 Tab. 5
  - $\psi_1 = 1.0$       coefficiente di contemporaneità: DIN 19704 Tab. 5
  - $\gamma_M = 1.1$       coefficiente di sicurezza: DIN 18800-1 cap. 7.3Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:  
 $h_{1eq} = h_1 \cdot \gamma_{F1} \cdot \psi_1 \cdot \gamma_M = 57.447 \text{ m}$
  
- Caso di carico 2: spinta idraulica col massimo livello di invaso + sisma (SLO).  
 $h_2 = h_1 + \Delta h_{SLO} = 55.760 \text{ m}$   
Si applicano i seguenti coefficienti:
  - $\gamma_{F2} = 1.35$       coefficiente parziale: DIN 19704 Tab. 5
  - $\psi_2 = 0.9$       coefficiente di contemporaneità: DIN 19704 Tab. 5
  - $\gamma_M = 1.1$       coefficiente di sicurezza: DIN 18800-1 cap. 7.3Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:  
 $h_{2eq} = h_2 \cdot \gamma_{F2} \cdot \psi_2 \cdot \gamma_M = 74.523 \text{ m}$
  
- Caso di carico 3: spinta idraulica col massimo livello di invaso + sisma (SLV).  
 $h_3 = h_1 + \Delta h_{SLV} = 69.885 \text{ m}$   
Si applicano i seguenti coefficienti:
  - $\gamma_{F3} = 1.35$       coefficiente parziale: DIN 19704 Tab. 5
  - $\psi_3 = 0.8$       coefficiente di contemporaneità: DIN 19704 Tab. 5
  - $\gamma_M = 1.1$       coefficiente di sicurezza: DIN 18800-1 cap. 7.3Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:  
 $h_{3eq} = h_3 \cdot \gamma_{F3} \cdot \psi_3 \cdot \gamma_M = 83.024 \text{ m}$

La condizione di carico più gravosa è quindi la terza. Eseguendo le verifiche con riferimento alla resistenza di calcolo del materiale, le pressioni sulla paratoia assumono i valori:

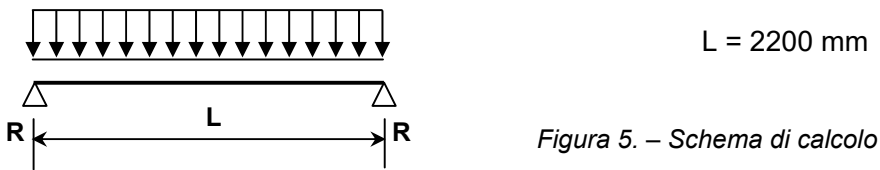
- Pressione media:  $p_{mc} = h_3 \cdot \gamma_{F3} \cdot \psi_3 \cdot 9.81 / 1000 = 0.74042 \text{ N/mm}^2$
- Pressione superiore:  $p_{sc} = p_{mc} - (H_P / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.72546 \text{ N/mm}^2$
- Pressione sulla soglia:  $p_{ic} = p_{mc} + (H_P / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.75538 \text{ N/mm}^2$

4. VERIFICA DELLA STRUTTURA PRINCIPALE

La spinta dovuta al battente idraulico agente sul mantello è trasmessa da questo e dalla nervatura verticale alle travi orizzontali. L'insieme di queste sostiene quindi l'intero carico idraulico scaricandolo sulle fiancate laterali.

4.1. Verifica delle travi intermedie

Siccome le travi orizzontali sono tra loro equidistanziate, quella più caricata è la prima posta sopra alla trave di soglia. Lo schema di calcolo è illustrato in Figura 5.



- Passo tra le travi L<sub>P</sub> = 436 mm

Pressione media sulla trave considerata:

$$p = p_{ic} - (2 \cdot L_P) \cdot 9.81 / 1000 = 0.74683 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla trave:

$$P = p \cdot L \cdot L_P = 716.4 \text{ kN}$$

Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot L / 8 = 1.971 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T = P / 2 = 358.2 \text{ kN}$$

La larghezza della parte di mantello collaborante con la sezione resistente della trave è calcolata in base all'Eurocodice EN 1993-1-5 cap. 3.2.1. Risulta:

- $\alpha_0 = 1.0$  in assenza di nervature intermedie
- $L_e = L = 2200 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo della trave
- $b_0 = L_P / 2 = 218 \text{ mm}$  semi-campo del mantello
- $k = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 0.09909$  rapporto dimensionale
- $\beta = \beta_1 = 1 / (1 + 6.4 \cdot k^2) = 0.940$  coefficiente di larghezza collaborante
- $b_{eff} = 2 \cdot \beta \cdot b_0 = 410 \text{ mm}$  larghezza collaborante

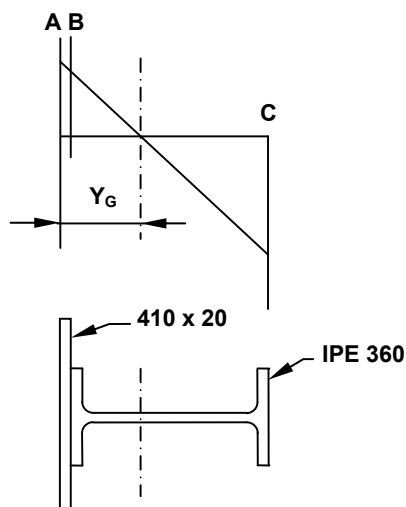
La sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 6.

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

- Soll. di pannello:  $\sigma_A = -M / W_A = -64.79 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = -51.74 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = M / W_C = 183.12 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T \cdot S) / (sp \cdot J) = 130.37 \text{ N/mm}^2$$



Area	$A = 15473 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 99.31 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 3.021 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 3.042 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $W_C = 1.076 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 8.796 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Spessore di taglio	$sp = 8 \text{ mm}$

Figura 6 – Sezione resistente travi intermedie

Massima freccia:

$$f = \frac{5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot J} = 1.596 \text{ mm}$$

La freccia reale nelle condizioni di esercizio più sfavorevoli è inferiore, quantomeno in funzione del rapporto  $p_i / p_{ic}$ , ovvero:

$$f_r = f \cdot p_i / p_{ic} = 0.84 \text{ mm}$$

La trave superiore, sulla quale è installato il piatto di tenuta, è sollecitata da circa il 50 % del carico gravante sulle altre travi; tuttavia, anche non tenendo conto di questa considerazione, la freccia è nettamente inferiore allo smusso da ricavare sul piatto di tenuta, quindi il movimento in chiusura non viene ostacolato.

4.2. Verifica della trave di soglia

Si considera ancora lo schema di calcolo illustrato in Figura 5. La trave di soglia è interessata da un carico di altezza pari a 1.5 volte quella delle travi intermedie, cioè:

$$L_{PS} = 654 \text{ mm}$$

Pressione media sulla trave considerata:

$$p_{ss} = p_{ic} - (0.5 \cdot L_{PS}) \cdot 9.81 / 1000 = 0.75217 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla trave:

$$P_s = p_{ss} \cdot L \cdot L_{PS} = 1083 \text{ kN}$$

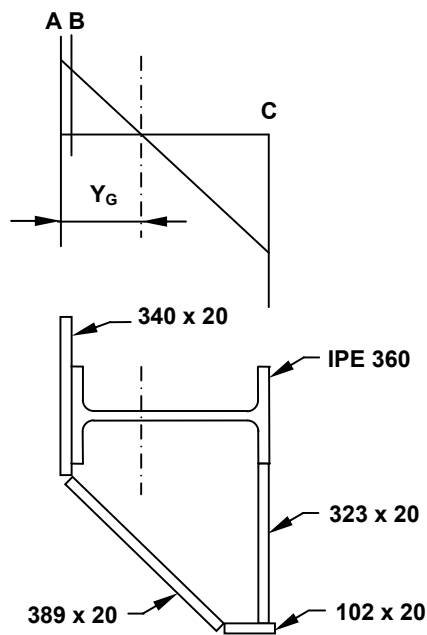
Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot L / 8 = 2.978 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T_s = P_s / 2 = 541.5 \text{ kN}$$

La sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 7.



Area	$A = 30353 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 190.32 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 7.065 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 3.712 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
	$W_C = 3.452 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 2.194 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Spessore di taglio	$sp = 28 \text{ mm}$

Figura 7 – Sezione resistente trave di soglia

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

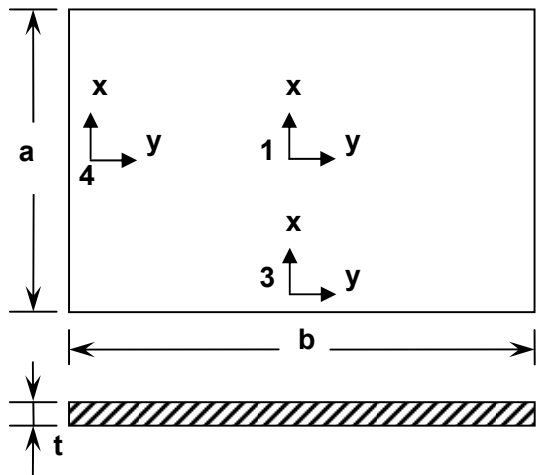
- Soll. di pannello:  $\sigma_A = -Ms / W_A = -80.22 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = -71.79 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = Ms / W_C = 86.27 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T_s \cdot S) / (sp \cdot J) = 60.06 \text{ N/mm}^2$$

4.3. Verifica dei pannelli

Le sollecitazioni di pannello sono calcolate secondo la teoria delle lastre rettangolari; i punti significativi sono rappresentati in Figura 8. I pannelli più sollecitati sono quelli appartenenti alla seconda fila orizzontale partendo dal basso.



$a =$	436 mm
$b =$	857.5 mm
$t =$	20 mm
$p =$	$0.74896 \text{ N/mm}^2$
$b/a =$	1.967
$k_{1X} =$	24.59
$k_{1Y} =$	9.67
$k_{3X} =$	49.70
$k_{4Y} =$	34.30

Figura 8 - Distribuzione sollecitazioni di pannello

I valori di sollecitazione sono dati dalla relazione:

$$\sigma = k / 100 \cdot p \cdot a^2 / t^2$$

Le sollecitazioni nel pannello sono:

$\sigma_{1X} = \mp 87.54 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{1Y} = \mp 34.43 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{3X} = \pm 176.90 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{3Y} = \pm 53.07 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{4X} = \pm 36.63 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{4Y} = \pm 122.09 \text{ N/mm}^2$

Il massimo valore di sollecitazione composta si ottiene combinando le tensioni della trave di soglia con quelle del pannello; la massima tensione si trova al bordo del pannello, sul lato parallelo alla trave, in corrispondenza della superficie di monte.

$$\sigma_{comp} = \sqrt{(\sigma_A + \sigma_{3y})^2 + \sigma_{3x}^2 - (\sigma_A + \sigma_{3y}) \cdot \sigma_{3x}} = 191.92 \frac{N}{mm^2}$$

Tutte le sollecitazioni sono inferiori a quelle di riferimento.

5. FORZE DI MANOVRA

La valutazione delle forze di manovra è svolta conformemente alla norma DIN 19704. In particolare, in base a quanto indicato al paragrafo 7.6.1, i coefficienti  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\psi$  sono considerati unitari. La paratoia deve essere manovrabile anche a seguito di un evento sismico, ma la manovra non è opportuna in concomitanza con lo stesso; le forze di manovra non tengono quindi conto delle sovrappressioni originate dal sisma.

I coefficienti di attrito sono dedotti dalla tabella 3, assumendo, quando sfavorevoli, il loro valore massimo e tenendo conto del rapporto  $\mu / \mu_0$  per l'attrito di primo distacco.

Attrito di strisciamento

- Interasse tenute orizzontali  $H_P = 3050 \text{ mm}$
- Interasse tenute verticali  $L = 2200 \text{ mm}$
- Massimo coefficiente di attrito  $\mu = 0.30 \cdot 1.1 = 0.33$

Pressione media sulla paratoia (par. 2.2.):

$$p_m = 0.37950 \text{ N/mm}^2$$

Carico totale sulla paratoia:

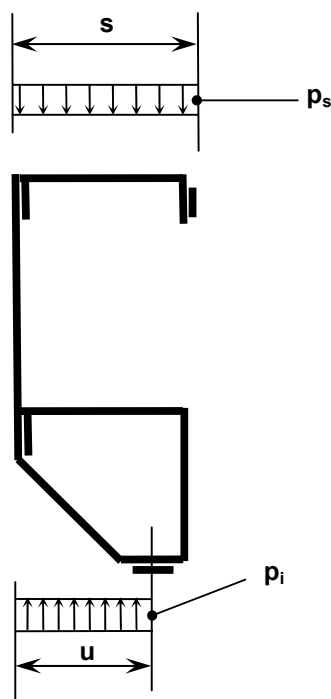
$$Q = p_m \cdot L \cdot H_P = 2547 \text{ kN}$$

Massima forza di attrito dovuta allo strisciamento:

$$F_S = Q \cdot \mu = 840.51 \text{ kN}$$

Spinta idraulica verticale

Nella condizione di massimo battente, la distribuzione delle pressioni idrauliche e la larghezza delle zone caricate sono rappresentate in Figura 9.



$s = 403 \text{ mm}$   
 $u = 370 \text{ mm}$   
 $p_s = 0.36454 \text{ N/mm}^2$   
 $p_i = 0.39446 \text{ N/mm}^2$

Figura 9 – Spinte idrauliche verticali

- Interasse tenute laterali  $L = 2200 \text{ mm}$
- Coefficiente di massimo downpull  $\varphi_d = 0.5$

Per tenere conto della situazione più cautelativa, si considera il massimo downpull durante la manovra di apertura, mentre la forza in chiusura è calcolata nella posizione di downpull nullo, cioè in prossimità della chiusura completa.

Forza idraulica verticale verso il basso in apertura:

$$F_{IA} = (p_s \cdot s - p_i \cdot u \cdot \varphi_d) \cdot L = 162.66 \text{ kN}$$

Forza idraulica verticale verso il basso in chiusura:

$$F_{IC} = (p_s \cdot s - p_i \cdot u) \cdot L = 2.11 \text{ kN}$$

Peso della paratoia

Il peso totale della paratoia con relativi accessori è:

$$P_{Pteor} = 45.60 \text{ kN}$$

Per tenere conto di saldature, verniciatura e tolleranze nelle lamiere, si incrementa il peso teorico del 10 %, cautelativamente solo in apertura, quindi:

$$P_P = P_{Pteor} \cdot 1.1 = 50.16 \text{ kN}$$

Forza totale in apertura

La massima forza che il meccanismo di manovra deve esercitare in apertura è:

$$F_A = F_S + F_{IA} + P_P = 1054 \text{ kN}$$

Forza totale in chiusura

La massima forza che il meccanismo deve esercitare in chiusura è:

$$F_C = F_S - F_{IC} - P_{Pteor} = 793 \text{ kN}$$

Meccanismo di manovra

- Dimensioni del cilindro oleodinamico:  $\varnothing 400 / 150 \text{ mm}$
- Area di spinta in apertura:  $A_A = 107992 \text{ mm}^2$
- Area di spinta in chiusura:  $A_C = 125663 \text{ mm}^2$

Pressione massima in apertura:

$$p = F_A / A_A = 98 \text{ bar}$$

Pressione massima in chiusura:

$$p = F_C / A_C = 63 \text{ bar}$$

Dallo Schema Funzionale Oleodinamico (Allegato D.7.2.) risulta che la pressione teorica di taratura della valvola di massima in apertura è 160 bar, mentre il valore di taratura in chiusura è 100 bar. Tenendo conto anche dei margini per le perdite di carico nelle tubazioni, la centrale oleodinamica è comunque ampiamente sufficiente per alimentare i cilindri in oggetto.

Ovviamente, al termine del montaggio delle nuove paratoie e dei nuovi cilindri, occorre verificare il funzionamento e ritarare le valvole di massima pressione.



6. CILINDRO OLEODINAMICO

Considerato che il cilindro oleodinamico è normalmente progettato nel dettaglio e costruito da fornitori specializzati, il dimensionamento dello stesso è lasciato a cura del costruttore, in modo da consentire, per quanto possibile, esecuzioni standard, che permettono di ridurre i costi e garantire la ricambistica. Al costruttore dovranno essere comunicate: pressioni nominali e di prova, alesaggio, diametro dell’asta e dimensioni di interfaccia.

Nel seguito si esegue unicamente la verifica dell’asta di manovra.

Le forze di manovra considerate nel calcolo sono:

- in condizioni normali: la forza di apertura  $F_A$  calcolata,
- in condizioni eccezionali: la forza esercitata dal meccanismo alla pressione nominale (caso di bloccaggio della paratoia e circuito in valvola di sicurezza).

In accordo con la Tabella 6 delle DIN 19704, i coefficienti di sicurezza parziali di cui tenere conto sono rispettivamente:

- in condizioni normali:  $\gamma_{F1} = 1.35$ ,
- in condizioni eccezionali:  $\gamma_{F2} = 1.10$ .

Si ottengono le due forze:

- $F_{d1} = F_A \cdot \gamma_{F1} = 1423 \text{ kN}$
- $F_{d2} = P_N \cdot A_A \cdot \gamma_{F2} = 1901 \text{ kN}$

Si esegue quindi il calcolo con la forza  $F_{d2}$ .

- |   |                           |
|---|---------------------------|
| – Diametro dell’asta:                         | $d_A = 150 \text{ mm}$    |
| – Diametro della filettatura di collegamento: | M 110 x 4                 |
| – Diametro del fondo gola della filettatura:  | $d_g = 104.3 \text{ mm}$  |
| – Area del fondo gola:                        | $A_g = 8543 \text{ mm}^2$ |

Massima sollecitazione in trazione:

$$\sigma_a = F_{d2} / A_g = 222.52 \text{ N/mm}^2$$

- |  |                               |
|--|-------------------------------|
| – Materiale dell’asta:                                 | 2C45 UNI EN 10083 Bonificato  |
| – Sollecitazione caratteristica di rottura a trazione: | $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$ |
| – Sollecitazione caratteristica di snervamento:        | $f_{yk} = 300 \text{ N/mm}^2$ |

Coefficiente di sicurezza per la resistenza:

$$\gamma_M = 1.1$$

Resistenza di calcolo del materiale:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M = 272 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a carico di punta è eseguita in base alla forza di manovra normale e a quella di taratura della valvola di sicurezza in chiusura, cioè:

Si ottengono le due forze:

- $F_{e1} = F_C \cdot \gamma_{F1} = 1071 \text{ kN}$  (con  $\gamma_{F1} = 1.35$ )
- $F_{e2} = p_c \cdot A_C \cdot \gamma_{F2} = 1383 \text{ kN}$  (con  $\gamma_{F2} = 1.10$ )

Si considera quindi la forza  $F_{e2}$ .

Il carico critico euleriano è calcolato in base ai seguenti parametri:

- Lunghezza libera d'inflessione:  $L_A = 3715 \text{ mm}$
- Momento d'inerzia dell'asta:  $J_A = 2.485 \times 10^7 \text{ mm}^4$

Carico critico:

$$P_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot J_A}{L_A^2} = 3660 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza rispetto alla forza di manovra in chiusura è:

$$K_{C1} = P_{cr} / F_{e1} = 3.41$$

Il coefficiente di sicurezza rispetto alla forza dovuta alla pressione di taratura della valvola di massima è:

$$K_{C1} = P_{cr} / F_{e2} = 2.64$$

I valori ottenuti sono ampiamente accettabili, a maggior ragione se si tiene conto che le forze  $F_{e1}$  e  $F_{e2}$  contengono i coefficienti di maggiorazione  $\gamma_F$ .

**7. COLLEGAMENTO DELLA PARATOIA ALL'ASTA DI MANOVRA**

Pressione di contatto asta – paratoia.

In apertura si considerano le forze  $F_{d1}$  e  $F_{d2}$ , l'area di contatto è delimitata da:

- Diametro esterno della rondella inferiore:  $d_{eR} = 160 \text{ mm}$
- Diametro interno del foro inferiore sulla paratoia:  $d_{iFi} = 116 \text{ mm}$
- Sezione d'appoggio:  $A_i = 9537 \text{ mm}^2$

La pressione specifica nei due casi è:

$$p_{d1} = F_{d1} / A_i = 149.21 \text{ N/mm}^2$$

$$p_{d2} = F_{d2} / A_i = 199.33 \text{ N/mm}^2$$

In chiusura si tiene conto delle forze  $F_{e1}$  e  $F_{e2}$ , in questo caso, l'area di contatto è delimitata da:

- Diametro esterno dell'asta:  $d_{eA} = 150 \text{ mm}$
- Diametro interno del foro superiore sulla paratoia:  $d_{iFs} = 110.2 \text{ mm}$
- Sezione d'appoggio:  $A_s = 8133 \text{ mm}^2$

La pressione specifica nei due casi è:

$$p_{e1} = F_{e1} / A_s = 131.69 \text{ N/mm}^2$$

$$p_{e2} = F_{e2} / A_s = 170.05 \text{ N/mm}^2$$

Il materiale degli elementi a contatto avente le caratteristiche meccaniche inferiori è S355, le cui sollecitazioni sono indicate al paragrafo 1.3. Tutte le pressioni specifiche calcolate sono inferiori alla relativa resistenza di calcolo.

Tubo meccanico di collegamento della zona superiore.

La distribuzione delle forze di manovra alla zona superiore della paratoia è affidata in gran parte a un tubo meccanico saldato alla restante struttura. Per semplicità, si verifica la sua sezione applicandovi per intero la forza di manovra più gravosa.

- Diametro esterno del tubo:  $d_{eT} = 193.7 \text{ mm}$
- Spessore del tubo:  $s_T = 40 \text{ mm}$

- Sezione resistente:  $A_T = 19314 \text{ mm}^2$
- Sollecitazione massima:
- $$\sigma_T = F_{d2} / A_T = 98.43 \text{ N/mm}^2$$

Il materiale del tubo è ancora S355, le cui caratteristiche sono indicate al paragrafo 1.3.

Bandelle inclinate di valle.

La trasmissione di gran parte delle forze di manovra dalla zona centrale della paratoia alle fiancate laterali avviene attraverso il mantello sulla superficie di monte e attraverso le travi e le bandelle posteriori sulla superficie di valle. Per una valutazione cautelativa dell'idoneità di queste ultime, si suppone che debbano trasmettere metà della forza di manovra maggiore tra quelle calcolate.

- Dimensione di ogni bandella:  $200 \times 15 \text{ mm}$
- Area bandella:  $A_B = 3000 \text{ mm}^2$
- Angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale:  $\beta = 54.5^\circ$

Forza agente su ogni bandella:

$$F_B = F_{d2} / (2 \cdot 2 \cdot \sin \beta) = 584 \text{ kN}$$

Sollecitazione massima:

$$\sigma_B = F_B / A_B = 194.67 \text{ N/mm}^2$$

Anche in questo caso, il materiale è S355, avente le già citate caratteristiche.

La presente copia e' conforme all'originale depositato  
presso gli archivi dell'Azienda

27-B0-53-42-29-9F-56-CF-94-85-6E-B3-6E-A8-D7-C7-FA-00-FA-FA

**PAdES 1 di 3 del 22/05/2024 17:33:19**

Soggetto: Stefania Todde  
S.N. Certificato: 1FA4A2A5  
Validità certificato dal 05/12/2022 08:54:40 al 05/12/2025 08:54:40  
Rilasciato da ArubaPEC S.p.A.

-----  
**PAdES 2 di 3 del 30/05/2024 08:41:18**

Soggetto: Roberto Meloni  
S.N. Certificato: F3DC56A7  
Validità certificato dal 17/02/2022 07:49:26 al 14/12/2024 11:16:26  
Rilasciato da ArubaPEC S.p.A.

-----  
**PAdES 3 di 3 del 31/05/2024 10:07:36**

Soggetto: Enrica Palomba  
S.N. Certificato: 361DDC26  
Validità certificato dal 24/02/2022 05:43:31 al 17/12/2024 08:36:31  
Rilasciato da ArubaPEC S.p.A.

-----