



**REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA**  
*Ente acque della Sardegna*



**Commissario Governativo per l'emergenza idrica in Sardegna,  
Ordinanza n. 437 del 11.10.2006**

**LAVORI DI MANUTENZIONE  
OPERE ELETTROMECCANICHE  
SCARICO DI FONDO E DI CARPENTERIA METALLICA  
DIGA BAU PRESSIU (Nuxis - Siliqua - Narcao)**

## **PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Allegato

**A.01.4**

Scala

**Progettista**

*Ing. Stefania Todde*

***Redatto dal Servizio Dighe***

**Collaboratore**

*Geom. Giuseppe Vulpiani*

***Il Responsabile Unico del Procedimento***  
*Ing. Enrica Palomba*

**Consulente tecnico**  
*Ing. Ivano Leandri*

**Coordinatore sicurezza in  
fase di progettazione**

*Ing. Alessandro Pedemonte*

**Il Direttore Generale**  
*Ing. Maurizio Cittadini*

**Il Direttore del Servizio Dighe**  
*Ing. Roberto Meloni*

**FEBBRAIO 2022**

<b>Ing. IVANO LEANDRI</b> <b>Consulenze tecniche e Progettazione</b> <b>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna N° 5345/A</b>	<b>Documento Nr.</b> <b>T.01.4-21-BP-D-120-00</b>
---	--

## **DIGA di BAU PRESSIU**

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

**Paratoia di monte luce 1.80 x 2.80 m e accessori**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

## 1. DATI DI PROGETTO

### 1.1. Caratteristiche principali

• larghezza libera della luce	$b = 1.80 \text{ m}$
• altezza libera della luce	$h = 2.80 \text{ m}$
• interasse tenute verticali	$L = 1850 \text{ mm}$
• interasse tenute orizzontali	$H_P = 2835 \text{ mm}$
• quota di soglia	$H_{SG} = 203.98 \text{ m s.l.m.}$
• quota di massimo invaso	$H_{MAX} = 251.80 \text{ m s.l.m.}$
• massimo battente di calcolo sulla soglia	$H_S = 47.82 \text{ m}$
• diametro della galleria a monte delle paratoie	$D_G = 4.00 \text{ m}$
• lunghezza della galleria di monte	$L_G = 175.13 \text{ m}$
• quota inferiore dell'imbocco galleria	$H_{IMB} = 207.00 \text{ m s.l.m.}$
• quota di fondo dell'invaso (stimata)	$H_{MIN} = 180.00 \text{ m s.l.m.}$
• 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:

$$P_P = 2273 + 264 = 2537 \text{ kg} = 24.89 \text{ kN}$$

Peso stimato degli elementi mobili del meccanismo di manovra:

$$P_M = 1220 \text{ kg} = 11.97 \text{ kN}$$

Peso complessivo:

$$P = P_P + P_M = 36.86 \text{ kN}$$

### 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:  $p_m = (H_S - H_P) / 2 \cdot 9.81 / 1000 = 0.45521 \text{ N/mm}^2$
- Pressione superiore:  $p_s = (H_S - H_P) \cdot 9.81 / 1000 = 0.44130 \text{ N/mm}^2$
- Pressione sulla soglia:  $p_i = H_S \cdot 9.81 / 1000 = 0.46911 \text{ N/mm}^2$

### 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:

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

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

- $a_g = 0.0299 \text{ g}$  accelerazione orizzontale massima
- $F_0 = 2.719$  massimo fattore di amplificazione
- $T_C^* = 0.3055 \text{ s}$  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:

$$1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1.65 \quad \text{e} \quad 1.50,$$

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
- $$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} = 1 \quad \text{fattore di alterazione dello spettro}$$

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:

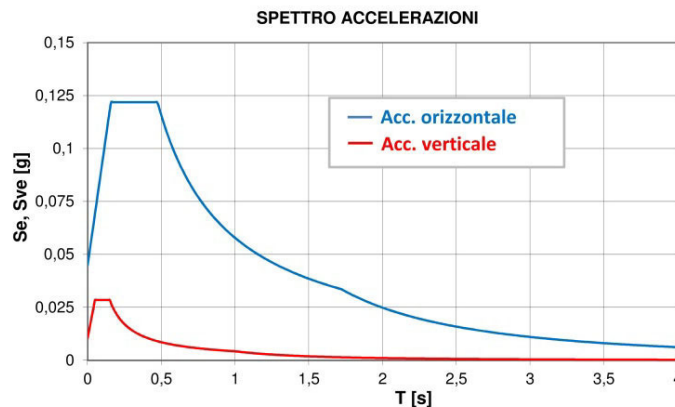
$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5} = 0.635$$

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            |
| - $T_C = C_C \cdot T_C^* = 0.550 \text{ s}$          |  |
| - $T_B = T_C / 3 = 0.183 \text{ s}$                  |  |
| - $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6 = 1.858 \text{ s}$        |  |

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

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.

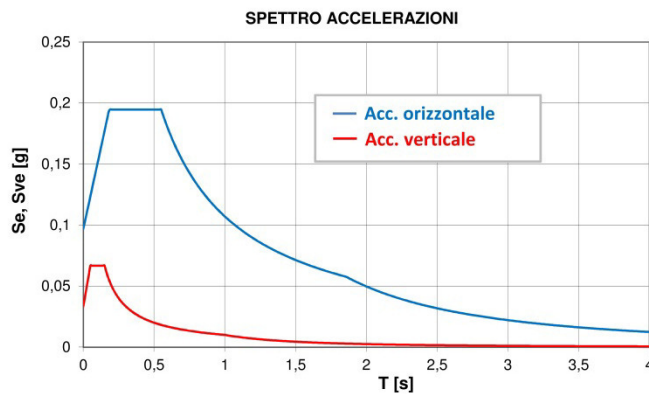


Figura 2 – Accelerazioni SLV

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
- $h = H_{MAX} - H_{MIN} = 71.8 \text{ m}$  profondità del bacino
- $y = H_{MAX} - H_{IMB} = 44.8 \text{ m}$  profondità del punto interessato

Risulta:

$$p_{ySLO} = 56453 \text{ Pa} = 5.755 \text{ m}$$

$$p_{ySLV} = 90093 \text{ Pa} = 9.184 \text{ m}$$

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

$$p_h = y \cdot a_g$$

Quindi:

$$p_{hSLO} = 1.277 \text{ m}$$

$$p_{hSLV} = 2.993 \text{ m}$$

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 rigidezza 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 4 e 5, rispettivamente per gli SLO e per gli SLV; le sovrappressioni sono indicate in metri di colonna d'acqua.

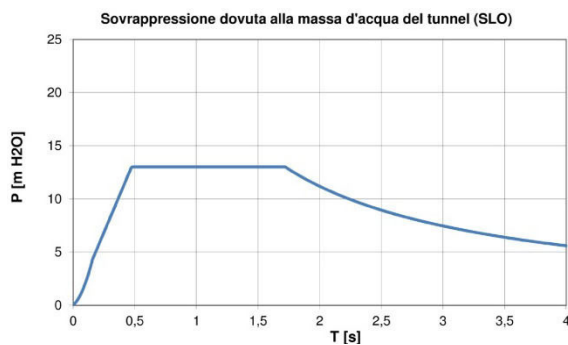


Figura 3 – Sovrappressioni SLO

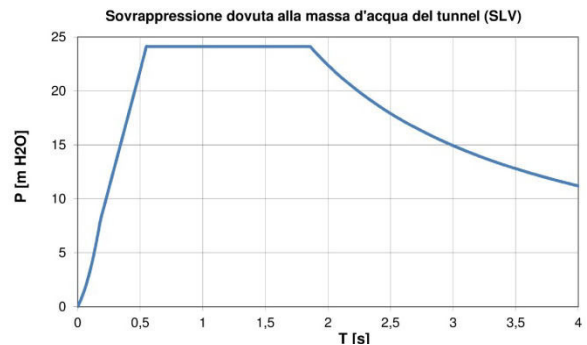


Figura 4 – Sovrappressioni SLV

I valori massimi sono:

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



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

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

$$\Delta h_{\text{SLO}} = p_{\text{ySLO}} + p_{\text{hSLO}} + p_{\text{DSLO}} = 20.042 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{SLV}} = p_{\text{ySLV}} + p_{\text{hSLV}} + p_{\text{DSLV}} = 36.284 \text{ m}$$

### 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.

$$h_1 = (H_S - H_P / 2) = 46.4025 \text{ m}$$

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. 7.3

Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:

$$h_{1eq} = h_1 \cdot \gamma_{F1} \cdot \psi_1 \cdot \gamma_M = 68.908 \text{ m}$$

- Caso di carico 2: spinta idraulica col massimo livello di invaso + sisma (SLO).

$$h_2 = h_1 + \Delta h_{\text{SLO}} = 66.4445 \text{ m}$$

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. 7.3

Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:

$$h_{2eq} = h_2 \cdot \gamma_{F2} \cdot \psi_2 \cdot \gamma_M = 88.803 \text{ m}$$

- Caso di carico 3: spinta idraulica col massimo livello di invaso + sisma (SLV).

$$h_3 = h_1 + \Delta h_{\text{SLV}} = 82.6865 \text{ m}$$

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. 7.3

Carico equivalente di confronto con la sollecitazione di riferimento:

$$h_{3eq} = h_3 \cdot \gamma_{F3} \cdot \psi_3 \cdot \gamma_M = 98.232 \text{ m}$$

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:  $p_{mc} = h_3 \cdot \gamma_{F3} \cdot \psi_3 \cdot 9.81 / 1000 = 0.87605 \text{ N/mm}^2$
- Pressione superiore:  $p_{sc} = p_{mc} - (H_P / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.86214 \text{ N/mm}^2$

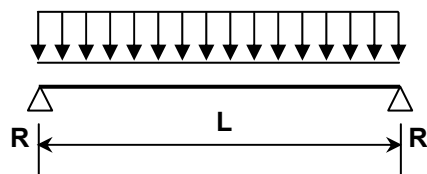
- Pressione sulla soglia:  $p_{ic} = p_{mc} + (H_P / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.88995 \text{ N/mm}^2$

#### 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.



$$L = 1850 \text{ mm}$$

Figura 5. – Schema di calcolo

- Passo tra le travi

$$L_P = 410 \text{ mm}$$

Pressione media sulla trave considerata:

$$p = p_{ic} - (2 \cdot L_P) \cdot 9.81 / 1000 = 0.88191 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla trave:

$$P = p \cdot L \cdot L_P = 669 \text{ kN}$$

Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot L / 8 = 1.547 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T = P / 2 = 334.5 \text{ kN}$$

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
- $L_e = L = 1850 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo della trave
- $b_0 = L_P / 2 = 205 \text{ mm}$  semi-campo del mantello
- $k = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 0.11081$  rapporto dimensionale
- $\beta = \beta_1 = 1 / (1 + 6.4 \cdot k^2) = 0.927$  coefficiente di larghezza collaborante
- $b_{eff} = 2 \cdot \beta \cdot b_0 = 380 \text{ mm}$  larghezza collaborante

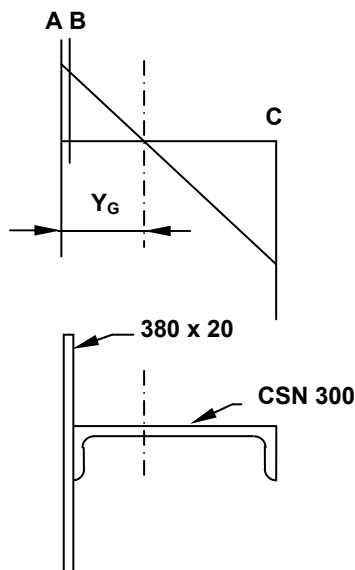
La sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 6.

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

- Soll. di pannello:  $\sigma_A = -M / W_A = -74.62 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = -55.92 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = M / W_C = 224.64 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T \cdot S) / (sp \cdot J) = 125.97 \text{ N/mm}^2$$



Area	$A = 13480 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 79.79 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 1.654 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 2.073 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
	$W_C = 6.887 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 6.229 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Spessore di taglio	$sp = 10 \text{ mm}$

Figura 6 – Sezione resistente travi intermedia

#### 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:

$$L_{PS} = 615 \text{ mm}$$

Pressione media sulla trave considerata:

$$p_{ss} = p_{ic} - (0.5 \cdot L_{PS}) \cdot 9.81 / 1000 = 0.88693 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla trave:

$$P_s = p_{ss} \cdot L \cdot L_{PS} = 1009 \text{ kN}$$

Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot L / 8 = 2.333 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T_s = P_s / 2 = 504.5 \text{ kN}$$

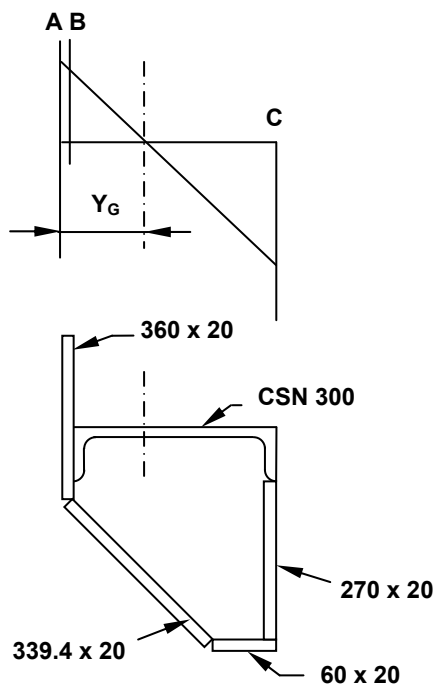
La sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 7.

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

- Soll. di pannello:  $\sigma_A = -M_s / W_A = -83.66 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = -72.58 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = M_s / W_C = 93.68 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T_s \cdot S) / (sp \cdot J) = 61.80 \text{ N/mm}^2$$

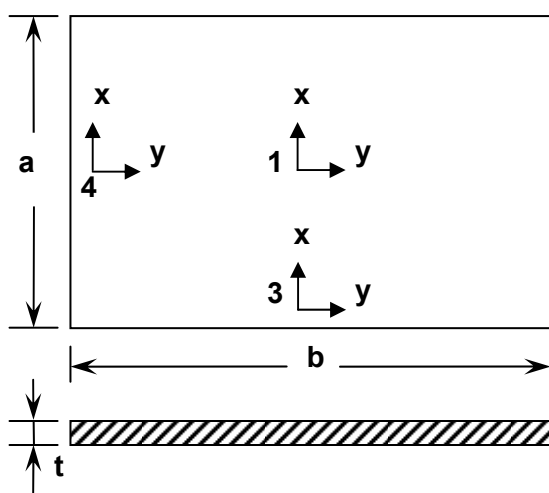


Area	$A = 26468 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 150.96 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 4.210 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 2.789 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $W_C = 2.490 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 1.547 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Spessore di taglio	$sp = 30 \text{ mm}$

Figura 7 – Sezione resistente trave di soglia

### 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.



$a =$	410 mm
$b =$	950 mm
$t =$	20 mm
$p =$	$0.88392 \text{ N/mm}^2$
$b/a =$	2.317
$k_{1X} =$	24.89
$k_{1Y} =$	8.55
$k_{3X} =$	49.96
$k_{4Y} =$	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:

$$\sigma_{1X} = \mp 92.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3X} = \pm 185.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4X} = \pm 38.22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1Y} = \mp 31.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3Y} = \pm 55.68 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4Y} = \pm 127.41 \text{ N/mm}^2$$

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.

$$\sigma_{comp} = \sqrt{(\sigma_A + \sigma_{3y})^2 + \sigma_{3x}^2 - (\sigma_A + \sigma_{3y}) \cdot \sigma_{3x}} = 201.06 \frac{N}{mm^2}$$

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  $H_P = 2835 \text{ mm}$
- Interasse tenute verticali  $L = 1850 \text{ mm}$
- Massimo coefficiente di attrito  $\mu = 0.30 \cdot 1.1 = 0.33$

Pressione media sulla paratoia (par. 2.2.):

$$p_m = 0.45521 \text{ N/mm}^2$$

Carico totale sulla paratoia:

$$Q = p_m \cdot L \cdot H_P = 2388 \text{ kN}$$

Massima forza di attrito dovuta allo strisciamento:

$$F_S = Q \cdot \mu = 788.1 \text{ kN}$$

### Spinta idraulica verticale

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

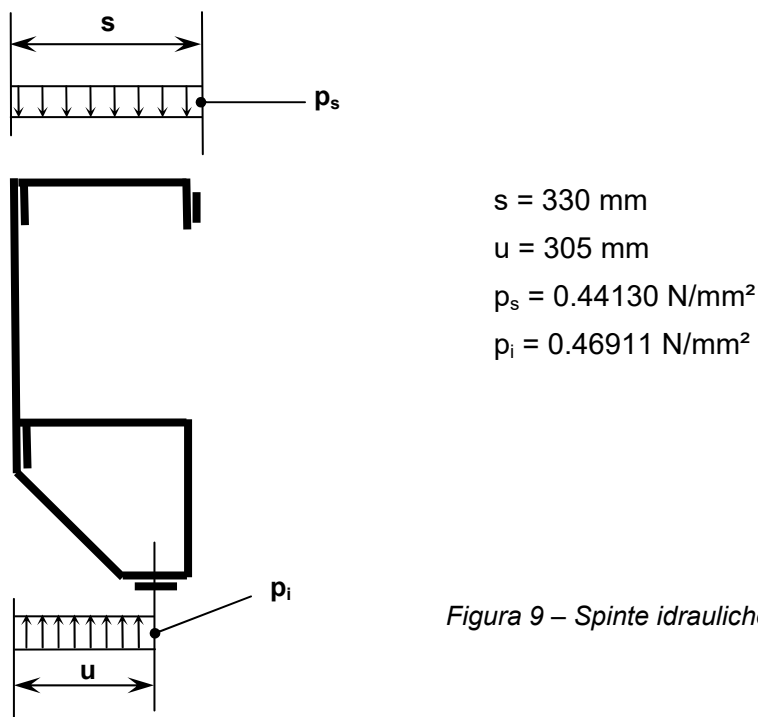


Figura 9 – Spinte idrauliche verticali

- Interasse tenute laterali  $L = 1850 \text{ mm}$
- 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:

$$F_{IA} = (p_s \cdot s - p_i \cdot u \cdot \varphi_d) \cdot L = 137.07 \text{ kN}$$

Forza idraulica verticale verso il basso in chiusura:

$$F_{IC} = (p_s \cdot s - p_i \cdot u) \cdot L = 4.72 \text{ kN}$$

#### Peso della paratoia

Il peso totale della paratoia con relativi accessori è:

$$P_{Pteor} = 36.86 \text{ kN}$$

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

$$P_P = P_{Pteor} \cdot 1.1 = 40.55 \text{ kN}$$

#### Forza totale in apertura

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

$$F_A = F_S + F_{IA} + P_P = 966 \text{ kN}$$

#### Forza totale in chiusura

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

$$F_C = F_S - F_{IC} - P_{Pteor} = 747 \text{ kN}$$

#### Meccanismo di manovra

- Dimensioni del cilindro oleodinamico esistente  $\varnothing 410 / 170 \text{ mm}$
- Area di spinta in apertura:  $A_A = 109327 \text{ mm}^2$
- Area di spinta in chiusura:  $A_C = 132025 \text{ mm}^2$

Pressione massima in apertura:

$$p = F_A / A_A = 89 \text{ bar}$$

Pressione massima in chiusura:

$$p = F_C / A_C = 57 \text{ bar}$$

Tenendo conto delle perdite di carico nel circuito oleodinamico e del margine per la taratura della valvola di sicurezza, la pressione nominale del cilindro dovrà essere:  $P_N = 120 \text{ bar}$ .

Il valore di taratura della valvola di sicurezza in chiusura non sarà superiore a:

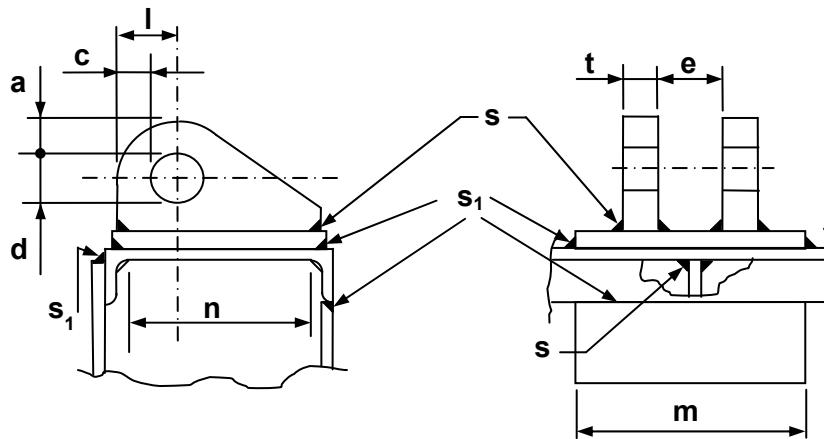
$$p_C = 90 \text{ bar}$$

## 6. COLLEGAMENTO ALL'ASTA DI MANOVRA

### Verifica delle orecchie di sollevamento.

Il collegamento all'asta di manovra è del tipo a cerniera, come rappresentato in figura 10.

Nel calcolo delle sollecitazioni si considerano unicamente gli elementi rappresentati in figura, trascurando il contributo delle altre nervature adiacenti.



$a = 50 \text{ mm}$
$c = 50 \text{ mm}$
$t = 60 \text{ mm}$
$d = 100 \text{ mm}$
$e = 126 \text{ mm}$
$l = 100 \text{ mm}$
$m = 400 \text{ mm}$
$n = 200 \text{ mm}$
$s = 12 \text{ mm}$
$s_1 = 10 \text{ mm}$

Figura 10 – Occhio di collegamento all'asta

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:

- $F_{d1} = F_A \cdot \gamma_{F1} = 1304 \text{ kN}$
- $F_{d2} = P_N \cdot A_A \cdot \gamma_{F2} = 1443 \text{ kN}$

Si esegue quindi il calcolo con la forza  $F_{d2}$ , seguendo il metodo indicato al paragrafo 10.15 della norma DIN 19704.

Trattandosi di una cerniera statica, non è applicabile il fattore  $\beta$  di incremento delle forze a causa degli attriti. Nel caso specifico deve risultare (formula 25):

$$\sigma_m = F_{d2} / (2 \cdot 2 \cdot c \cdot t) = 120.25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{y,k} / \gamma_M = 313 \text{ N/mm}^2$$

Occorre inoltre verificare (formule 27 e 26) che risulti:

$$\alpha_k = 2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot c}{3 \cdot d}\right) \cdot \left(1 - \frac{a - c}{3 \cdot b}\right) = 2.667$$

$$\max \sigma = \alpha_k \cdot \sigma_m = 320.71 \text{ N/mm}^2 \leq f_{y,k} = 345 \text{ N/mm}^2$$



### Verifica delle saldature.

#### a. Saldature tra orecchie e piastra di base.

L'insieme dei cordoni di saldatura è formato da due cornici rettangolari aventi dimensioni esterne 72 x 280 mm e spessore  $s = 12$  mm. Le caratteristiche geometriche di ciascuna sezione sono:

- Area  $A_a = 7872 \text{ mm}^2$
- Modulo di resistenza  $W_a = 4.615 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

L'eccentricità della forza rispetto all'asse neutro della sezione è:  $e_a = 33.5$  mm.

La massima sollecitazione sulle saldature è:

$$\sigma_a = F_{d2} \cdot \left( \frac{1}{A_a} + \frac{e_a}{W_a} \right) / 2 = 144.03 \text{ N/mm}^2$$

#### b. Saldature tra piastra di base e trave superiore della paratoia.

In questo caso i cordoni di saldatura formano una cornice rettangolare avente dimensioni esterne 420 x 290 mm e spessore  $s_1 = 10$  mm. Le caratteristiche geometriche sono:

- Area  $A_b = 13800 \text{ mm}^2$
- Modulo di resistenza  $W_b = 1.362 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

L'eccentricità della forza rispetto all'asse neutro della sezione è:  $e_b = 38.5$  mm.

La massima sollecitazione sulle saldature è:

$$\sigma_b = F_{d2} \cdot \left( \frac{1}{A_b} + \frac{e_b}{W_b} \right) = 145.36 \text{ N/mm}^2$$

#### c. Saldature tra trave superiore della paratoia e struttura restante.

Si considerano resistenti unicamente i cordoni di monte e di valle aventi lunghezza  $m = 400$  mm e spessore  $s_1 = 10$  mm e i due cordoni centrali aventi lunghezza  $n = 220$  mm e spessore  $s = 12$  mm. Le caratteristiche geometriche sono:

- Area  $A_c = 13280 \text{ mm}^2$
- Modulo di resistenza  $W_{cmin} = 1.283 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

In questo caso l'eccentricità della forza rispetto all'asse neutro della sezione è:  $e_c = 30.5$  mm.

La massima sollecitazione diventa:

$$\sigma_c = F_{d2} \cdot \left( \frac{1}{A_c} + \frac{e_c}{W_{cmin}} \right) = 142.97 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di progetto a taglio  $f_{vw,d}$  per saldature a cordoni d'angolo è data dall'Eurocodice UNI ENV 1993-1-1 cap. 6.6.5.3.

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

in cui:

- $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$  resistenza a rottura  $f_{tk}$  dell'elemento più debole
- $\beta_w$  coefficiente di correlazione

- $\gamma_{Mw} = 1.1$  coefficiente di sicurezza

Per il materiale più debole, S275 UNI EN 10025, il valore del coefficiente di correlazione è dato dalla norma citata:

$$\beta_w = 0.85$$

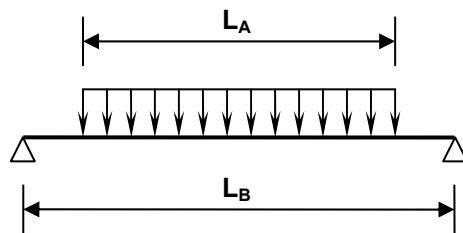
Risulta quindi:

$$f_{vw,d} = 253 \text{ N/mm}^2$$

Tutte le sollecitazioni calcolate sono inferiori al valore ammissibile.

#### Verifica dei perni.

Lo schema di calcolo è indicato in Figura 11



$$L_A = 120 \text{ mm}$$

$$L_B = 186 \text{ mm}$$

Figura 11 – Schema di calcolo perno

Momento flettente massimo:

$$M_P = F_{d2} \cdot (2 \cdot L_B - L_A) / 8 = 4.546 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Forza di taglio:

$$T_P = F_{d2} / 2 = 721.5 \text{ kN}$$

- Diametro del perno:
- Modulo di resistenza a flessione:
- Area della sezione:

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$W_P = 98174 \text{ mm}^3$$

$$A_P = 7853 \text{ mm}^2$$

Massima sollecitazione di flessione:

$$\sigma_P = M_P / W_P = 463.1 \text{ N/mm}^2$$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau_P = (4 / 3) \cdot T_P / A_P = 122.5 \text{ N/mm}^2$$

- Acciaio costituente il perno:
- Sollecitazione caratteristica di rottura a trazione:
- Sollecitazione caratteristica di snervamento:

$$\text{AISI 431}$$

$$f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza:

$$\gamma_M = 1.1$$

Resistenza di calcolo del materiale:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M = 545 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a taglio:

$$f_{ds} = f_d / \sqrt{3} = 314 \text{ N/mm}^2$$

## 7. CILINDRO OLEODINAMICO

Considerato che il cilindro oleodinamico è normalmente progettato 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.

Il calcolo dell'occhio di collegamento alla paratoia è analogo a quanto indicato al cap. 6. per i corrispondenti elementi della paratoia.

- Diametro dell'asta:  $d_A = 170 \text{ mm}$
- Diametro della filettatura di collegamento:  $M 140 \times 4$
- Diametro del fondo gola della filettatura:  $d_g = 134.3 \text{ mm}$
- Area del fondo gola:  $A_g = 14165 \text{ mm}^2$

Massima sollecitazione in trazione:

- $\sigma_a = F_{d2} / A_g = 101.87 \text{ N/mm}^2$
- Materiale dell'asta:  $2C45 \text{ UNI EN 10083 Bonificato}$
- 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, cioè:

Si ottengono le due forze:

- $F_{e1} = F_C \cdot \gamma_{F1} = 1009 \text{ kN}$  (con  $\gamma_{F1} = 1.35$ )
- $F_{e2} = p_c \cdot A_C \cdot \gamma_{F2} = 1307 \text{ kN}$  (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:  $L_A = 3610 \text{ mm}$
- Momento d'inerzia dell'asta:  $J_A = 4.099 \times 10^7 \text{ mm}^4$

Carico critico:

$$P_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot J_A}{L_A^2} = 6394 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza complessivo rispetto alla forza effettiva in valvola di sicurezza è:

$$K_A = P_{cr} / F_{e2} \cdot \gamma_{F2} = 5.38$$

Il valore è abbondantemente superiore a quello normalmente considerato ( $K_{min} = 3$ ).

## 8. COPERCHIO DELLA CASSA

La lastra inferiore del coperchio è soggetta alla pressione interna. Considerando una striscia di larghezza unitaria, lo schema di calcolo è analogo a quello rappresentato in Figura 11, in cui risulta:

- $L_A = 500 \text{ mm}$  interasse delle guarnizioni
- $L_B = 520 \text{ mm}$  interasse delle viti
- $p_{\text{cop}} = 0.86214 \text{ N/mm}^2$  pressione idraulica nella condizione più gravosa
- $s_{\text{cop}} = 30 \text{ mm}$  spessore della lastra inferiore
- $W_{\text{cop}} = 150 \text{ mm}^3/\text{mm}$  Modulo di resistenza per larghezza unitaria

Momento flettente:

$$M_{\text{cop}} = p_{\text{cop}} \cdot L_A \cdot (2 \cdot L_B - L_A) / 8 = 29097 \text{ Nmm/mm}$$

$$\sigma_P = M_{\text{cop}} / W_{\text{cop}} = 194.0 \text{ N/mm}^2$$

Il coperchio è costruito in acciaio S355 J0 UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono elencate al par. 1.3.; la sollecitazione calcolata è inferiore a quella di riferimento.

Le nervature sono tali da distribuire, per quanto possibile, le forze esercitate dal cilindro oleodinamico su gran parte della cassa superiore esistente. La parte centrale è comunque costituita da una struttura molto rigida, pertanto, per la verifica delle viti di collegamento, si tiene conto della collaborazione di sole 5 viti su ciascun lato.

- $N_V = 10$  numero di viti di calcolo per la trazione del cilindro
- $d_V = M 36$  dimensione della vite
- $A_V = 817 \text{ mm}^2$  area resistente di una vite
- $s_V = 170 \text{ mm}$  passo tra le viti

Le viti sono sollecitate a trazione quando il cilindro opera in chiusura, la massima forza di calcolo è:  $F_{e2} = 1307 \text{ kN}$

La forza su ciascuna vite dovuta al cilindro è:

$$F_{Ve} = F_{e2} / N_V = 130.7 \text{ kN}$$

Sulla vite agisce anche la pressione interna, con la forza:

$$F_{Vep} = p_{\text{cop}} \cdot L_A \cdot s_V / 2 = 36.7 \text{ kN}$$

Forza totale sulla vite:

$$F_V = F_{Ve} + F_{Vep} = 167.4 \text{ kN}$$

Massima sollecitazione di trazione:

$$\sigma_V = F_V / A_V = 204.9 \text{ N/mm}^2$$

- |  |                               |
|--|-------------------------------|
| - Materiale delle viti:                                | 8.8 EN ISO 898-1              |
| - Sollecitazione caratteristica di rottura a trazione: | $f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2$ |
| - Sollecitazione caratteristica di snervamento:        | $f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$ |

Coefficiente di sicurezza per la resistenza:

$$\gamma_M = 1.1$$

Resistenza di calcolo del materiale:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M = 581 \text{ N/mm}^2$$