	IMPIANTO	CODICE CKS
	Impianto idroelettrico di Levane	GRE.OEM.R.90.IT.H.49017.09.017.00
Diga di Levane: Progetto di Sovralzo ai fini di laminazione		

## DIGA DI LEVANE

O&M Hydro Italy

Northern Central Area - Territorial Unit Lucca - UE Levane

Comune di Montevarchi - Provincia di Arezzo



# PROGETTO DI SOVRALZO AI FINI DI LAMINAZIONE - PROGETTO DEFINITIVO

## PARATOIE OPERA DI PRESA - RELAZIONE DI CALCOLO

00	08/06/2020	Prima emissione	M. Hirschler	A. Nardi A. Masera	A. Masera
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONI	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

ELABORATO CESI N. <b>C0010058</b>	NOME FILE R11 Paratoie opera di presa - Relazione di calcolo.docx	SCALA -	FOGLIO -
--------------------------------------	--	------------	-------------

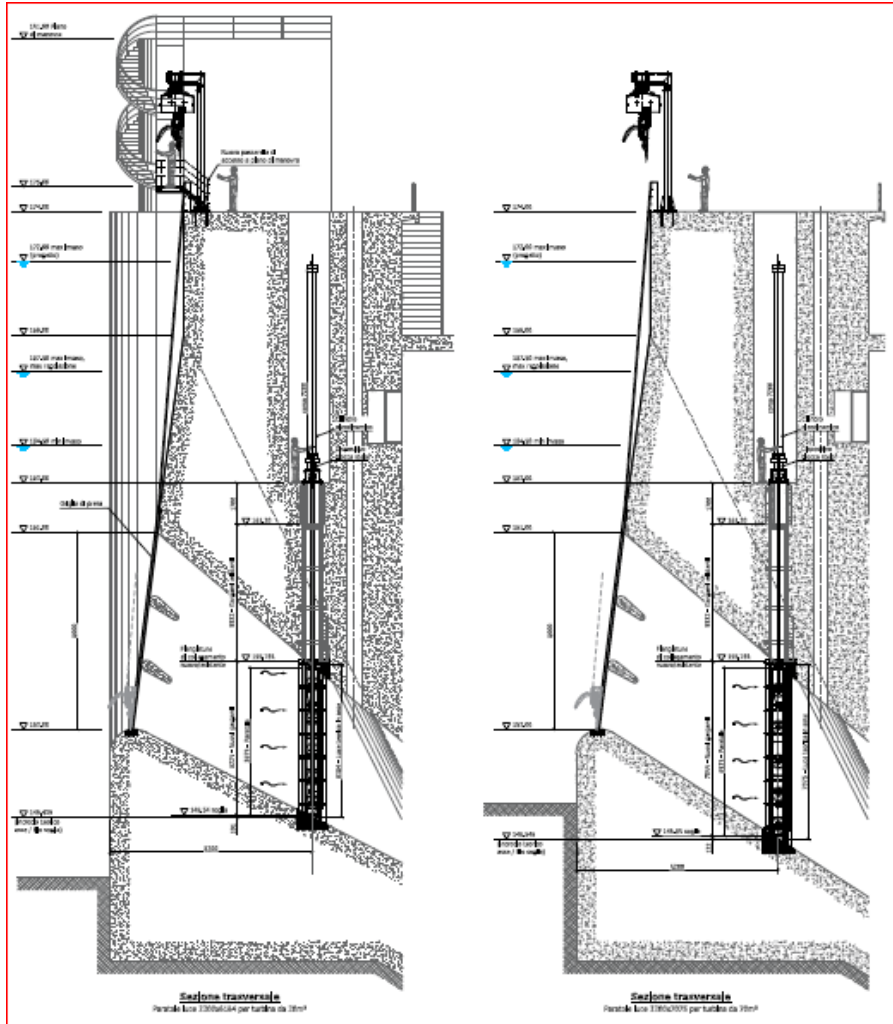
NUMERO E DATA ORDINE	Ordine n. 3500053942 del 28/09/2019
----------------------	-------------------------------------

IL PROGETTISTA  KEMA Labs IRIE ESP JAMES ESTROX IRIE CESI S.p.A. Via Rubattino 54 I-20134 Milano - Italy Tel: +39 02 21251 Fax: +39 02 2125440 e-mail: info@cesi.it www.cesi.it Engineering & Environment - ISMES Division Structural & Civil Engineering	Timbro e firma per presa visione 
	ING. ALBERTO MASERA DOTT. ING. MICHELE HIRSCHLER

IL COMMITTENTE  ENEL GREEN POWER ITALIA S.r.l. Power Generation Italy O&M Hydro Italy Northern Central Area	DATA ING. M. SESSEGO
--	-------------------------

PER PRESA VISIONE ING. RESPONSABILE	No. HYD
DATA	ING. S. GABBRIELLI

**ENEL PRODUZIONE SPA**  
**UNITÀ DI BUSINESS EMILIA TOSCANA**  
**IMPIANTO IDROELETTRICO DI LEVANE**  
**DIGA DI LEVANE**



**CESI S.p.A.**  
**PROGETTO DEFINITIVO DEL SOVRALZO A SCOPO LAMINAZIONE**  
**PARATOIE OPERA DI PRESA**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

Treviso, 8 giugno '20



## S O M M A R I O

1.	<i>NOTE INTRODUTTIVE</i> .....	5
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.....	5
1.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	8
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
1.4	MATERIALI IMPIEGATI.....	9
2.	<i>SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE</i> .....	11
§ 2.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	11
§ 2.2	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	11
§ 2.3	combinazioni delle azioni.....	12
3.	<i>AZIONI SULLE COSTRUZIONI</i> .....	13
§ 3.1	OPERE CIVILI E INDUSTRIALI.....	13
§ 3.2	nuove PARATOIE PIANE SU RUOTE - CARICHI VARIABILI.....	13
§ 3.3	nuova griglia a protezione turbine – carichi variabili.....	14
§ 3.4	PRESSIONE DINAMICA DOVUTA AL SISMA .....	15
4.	<i>VERIFICHE SVOLTE</i> .....	20
4.1	paratoie opera di presa HPP .....	20
4.1.1	schema statico e caratteristiche statiche delle strutture resistenti .....	20
4.1.2	sollecitazioni e deformazioni delle strutture .....	22
4.1.3	verifica effetto lastra mantello .....	23
4.1.4	elementi soglia .....	24
4.1.5	elemento intermedio .....	25
4.1.6	elemento con mantello più sollecitato .....	25
4.1.7	Ruote E ASSI.....	27
4.1.8	SFORZI DI manovra .....	28
4.1.9	STRUTTURA superiore di aggancio.....	32
4.1.10	VELOCITÀ DI MANOVRA.....	33
4.2	griglia fissa .....	34



# 1. NOTE INTRODUTTIVE

## 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

L'opera di presa della centrale idroelettrica è ricavata nella porzione destra della diga ed è costituita da cinque luci di 3,30x8,00 m, che alimentano le turbine Kaplan installate nella centrale.

Le luci sono protette da griglie e intercettabili con paratoie piane azionate da servomotori oleodinamici.

Le 2 paratoie del gruppo di sinistra hanno:

- soglia a quota 149,44 m s.l.m.
- altezza di 6,18 m,

mentre le 3 paratoie del gruppo di destra hanno:

- soglia a quota 148,55 m s.l.m.
- altezza di 7,07 m,

a causa delle diverse conformazioni dei condotti di alimentazione delle macchine.

I diaframmi sono scorrevoli su ruote e hanno tenuto verso valle sui 4 lati; sono inseriti in una cassa stagna con chiusura superiore alla quota 163,00 m s.l.m., cioè alla base del vano in cui sono e saranno alloggiati i servomotori di sollevamento. I cinque servomotori oleodinamici saranno identici e, dopo il sovrizzo della diga, saranno contenuti nel vano di alloggiamento nel corpo diga.

È prevista anche la sostituzione della griglia di imbocco e dello sgrigliatore.

La tabella che segue fornisce le principali modifiche previste:

<i>a) Invaso</i>		<i>attuale</i>	<i>progetto</i>
bacino imbrifero sotteso	Km <sup>2</sup>	2407	2407
volume totale originario di invaso	Mm <sup>3</sup>	4,90	14,40
volume utile originario di invaso	Mm <sup>3</sup>	3,45	3,45
volume di laminazione	Mm <sup>3</sup>	0	9,50
quota di max invaso	m s.l.m.	167,50	172,00
quota di max regolazione	m s.l.m.	167,50	167,50
<i>b) Sbarramento</i>			
quota di coronamento	m s.l.m.	169,00	174,00
altezza dello sbarramento	m	27,00	32,00
Inclinazione del paramento di monte		0,05	0,05
Inclinazione del paramento di valle		0,75	0,75

Le 2 nuove paratoie del gruppo di sinistra avranno le seguenti caratteristiche principali:

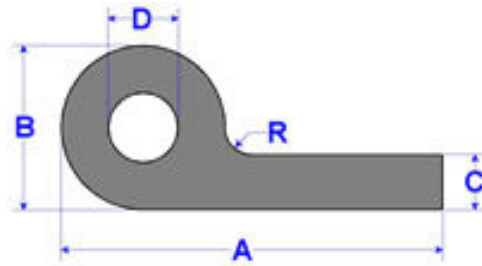
- soglia a quota 22,56 m s.l.m.
- altezza di 6,18 m
- spinta idrostatica 397 t
- n° ruote: 5 + 5
- carico medio 39,7 t/ruota

mentre le 3 nuove paratoie del gruppo di destra avranno le seguenti caratteristiche principali:

- soglia a quota 23,45 m s.l.m.
- altezza di 7,07 m
- spinta idrostatica 462 t
- n° ruote: 5 + 5
- carico medio 46,2 t/ruota

e avranno in comune le seguenti caratteristiche:

- luce netta 3300 mm
- interasse tenute verticali 3390 mm
- interasse ruote 3540 mm
- struttura: è costituita da un mantello a monte di lamiera d'acciaio rinforzato mediante travi orizzontali destinate a sostenere il carico idrostatico, opportunamente distanziate secondo zone di uguale spinta idrostatica; le travi orizzontali trasmettono la spinta a due testate laterali su ciascuna delle quali sono montate 5 ruote in acciaio S355J0, girevoli su assi fissi a sbalzo in acciaio inox AISI 431 bonificato, muniti di bronzine autolubrificanti a basso coefficiente di attrito; la superficie di contatto sarà trattata con cromatura dura a spessore e rettificata. La guida laterale di ogni paratoia, nel movimento di salita e discesa, è affidata a n° 4 rulli interni scorrenti sugli elementi verticali dei gargami. Ogni paratoia è costruita in modo da consentire il deflusso sotto battente; tutte le saldature saranno stagne, continue e a completa sigillatura.
- tenute: saranno su quattro lati e continue:
  - di soglia, a monte metallica in ottone su controbattuta metallica in AISI 316L fissata alla paratoia con viti inox A4-70,
  - verticali e superiore a valle, in gomma sintetica a profilo idraulico (nota musicale) neoprene / SBR 65 ShA con superfici di contatto su controbattute metalliche ricoperte con materiale resistente all'usura e a basso coefficiente di attrito.
  - vengono adottate le seguenti tenute in Neoprene/EPDM/SBR 60-65 ShA (ISO 7619:1997):
  - soglia: # 15 x 50 mm
  - lati verticali e frontali superiori con profilo a nota musicale:



con le seguenti dimensioni:

- A = 100 mm
- B = 45 mm
- C = 15 mm
- D = 20 mm
- R = 5 mm

e la superficie di contatto con la controbattuta fissa (in AISI 304) ricoperta di materiale a basso coefficiente di attrito ( $\mu = 0,23$ ) e resistenza all'usura: TCT (Thermal Chemical Treatment).

- gargami: sono costituiti da:
  - un elemento in soglia realizzato in lamiera sagomata in acciaio inox AISI 304 con piano di tenuta in lamiera di grosso spessore AISI 316L e lavorato di macchina,
  - da due montanti verticali costituiti da lamiera sagomata in acciaio inox AISI 304. Questi sono rinforzati, mediante profili HEB, nella zona inferiore, dove viene scaricata la spinta idrostatica, allo scopo di minimizzare le sollecitazioni sulle opere murarie,
  - un elemento di battuta superiore orizzontale;

i tre elementi (verticali e orizzontale superiore) formano una linea continua di tenuta frontale e sono collegati meccanicamente tra di loro e alla soglia; dopo l'installazione, una saldatura di sigillatura garantirà la necessario tenuta.

I ritti laterali guidano la paratoia per tutta la loro corsa fino al piano di manovra utilizzando le guide esistenti nella parte superiore.

Sono dotati di un sistema di zanche, staffaggi e tiranti di regolazione per consentire un adeguato ancoraggio alle opere civili di I° fase ed una agevole registrazione al montaggio, prima del getto di II° fase. Tutte le saldature d'angolo saranno continue, a ripristino della sezione minima e a completa sigillatura; tutti i giunti tecnici saranno a piena penetrazione.

La nuova griglia avrà le stesse dimensioni generali di quella esistente ma sarà costituita da barre a profilo idrodinamico come riportato nei disegni allegati; avrà le seguenti caratteristiche principali:

- passo 88 mm
- luce libera tra le barre 70 mm
- struttura di trave continua su 4 appoggi



- dimensionamento per intasamento  $\geq 20\%$

---

## 1.2 CARATTERISTICHE TECNICHE

---

Le caratteristiche tecniche dei manufatti sono indicate nei seguenti elaborati grafici:

- 1057UN\_202.01-01 Opera di presa - Viste e sezioni
- 1057UN\_202.02-00 Opere di presa - Paratoia piana su ruote per turbina da 30 m<sup>3</sup>
- 1057UN\_202.03-00 Opere di presa - Paratoia piana su ruote per turbina da 70 m<sup>3</sup>
- 1057UN\_202.04-00 Opera di presa - Gargami paratoia piana su ruote per turbina da 30 m<sup>3</sup>
- 1057UN\_202.05-00 Opera di presa - Gargami paratoia piana su ruote per turbina da 70 m<sup>3</sup>
- 1057UN\_202.07-00 Opere di presa - Griglia di presa e lay-out sgrigliatore

---

## 1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

Il dimensionamento dell'opera è stato eseguito secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni e con particolare riguardo a quanto prescritto dalle seguenti norme:

- CNR UNI 10011/88 Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- UNI CNR 10021-85 : Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione,
- FEM 1.001 - 3<sup>a</sup> ediz. 1987: Regole di calcolo per gli apparecchi di sollevamento
- FEM 9.511 - 1986: Regole di calcolo per gli apparecchi di sollevamento
- D.M.LL.PP. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- D.M. 16/01/1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- C.M.LL.PP. n° 156 AA.GG./STC del 04/07/1996 "Istruzioni relative ai carichi, sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni"
- UNI EN 1991:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
- UNI EN 1993:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio
- D.M. 17/01/2018 Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- DIN 19704 - 74 Strutture idrauliche in acciaio
- DIN 19704-1 Strutture idrauliche in acciaio – Progettazione
- DIN 19704-2 Strutture idrauliche in acciaio – Particolati costruttivi
- ISO 8501 – Protezione dalla corrosione delle strutture in acciaio mediante pittura

- ISO 12944 – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
- Direttiva 89/392 per la sicurezza delle macchine
- Norme CEI applicabili
- Manuali e documentazioni tecniche dei singoli costruttori

Il metodo di calcolo adottato è quello degli STATI LIMITE per le verifiche secondo NTC 2018.

---

#### 1.4 MATERIALI IMPIEGATI

---

- lamiere in acciaio	S355J0 UNI 10025
- profilati in acciaio	S355J0 UNI 10025
- assi ruote acc. inox AISI 410/431 bonificato e cromato a spessore	
- ruote	S355J0 UNI 10025
- tenute	NEOPRENE SBR 60-65 ShA con TCT
- piastrine – rondelle	ACC. INOX AISI 304
- cuscinetti a strisciamento bronzo sinterizzato lega "Deva.glide"	
- tiranti di registrazione, zanche e tirafondi	S275J0 UNI 10025
- tasselli meccanici	AR zincata classe 8.8
- supporti rulli guida verticale	ACC. INOX AISI 304
- assi rulli guida	ACC. INOX AISI 304
- rasamenti, spessoramenti	OTTONE
- spessoramenti di base rulli di guida orizzontale	NEOPRENE 60 - 65 ShA
- viterie immerse	ACC. INOX A4
- viterie in genere non immerse	bulloneria AR zincata classe 8.8
- perni	acciaio 38NCD4 bonificato
- griglie	S275J0 UNI 10025

La resistenza di calcolo del materiale è definita mediante la relazione:

$$f_{yd} = f_k / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa} \quad \text{per acciaio S355}$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1,05 \text{ secondo il D.M. 17/01/2018 (Tabella 4.2.VII § 4.2.4.1.1)}$$

Tale tensione limite si assume quale valore ammissibile del dominio di resistenza valutato secondo il criterio tensionale di Von Mises.

Di seguito le caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati:

#### Acciaio da carpenteria S 355 J0

**Acciaio laminato per carpenteria (UNI EN 10025)**

**Laminati a caldo con profili a sezione aperta**

Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )

**Tipo S 355 (Fe 510)**

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di rottura a trazione ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk}$	$\geq$	510 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche agli Stati Limite Ultimi	$\gamma_s$	=	1,05 [NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
Resistenza di calcolo a trazione per SLU ( $t \leq 40$ mm): $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd}$	=	338 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico normale:	$E_s$	=	200 000 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico tangenziale: $G_s = E_s / [2 \times (1+\nu)]$	$G_s$	=	76923 N/mm <sup>2</sup>

### Acciaio da carpenteria S 275 J0

#### Acciaio laminato per carpenteria (UNI EN 10025)

##### Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm)	$f_{yk}$	$\geq$	275 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura a trazione ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk}$	$\geq$	430 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche agli Stati Limite Ultimi	$\gamma_s$	=	1,05 [NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
Resistenza di calcolo a trazione per SLU ( $t \leq 40$ mm): $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd}$	=	262 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico normale:	$E_s$	=	200 000 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico tangenziale: $G_s = E_s / [2 \times (1+\nu)]$	$G_s$	=	76923 N/mm <sup>2</sup>

#### Tipo S 275 (Fe 430)

$f_{yk}$	$\geq$	275 N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk}$	$\geq$	430 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	=	1,05 [NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
$f_{yd}$	=	262 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	=	200 000 N/mm <sup>2</sup>
$G_s$	=	76923 N/mm <sup>2</sup>

### Bulloni ad alta resistenza classe 8.8 in condizioni nominali

#### (prospetto 3.3 UNIV 1993\_1\_1\_98\_1994)

##### Viti classe (UNI EN ISO 898-1:2001)

Resistenza a rottura per trazione

Tensione di snervamento

Tensione calcolo di rifollamento

##### Dadi classe (UNI EN 20898-2:1994)

**8.8**

$f_{tb} = 800$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{yb} = 640$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{rif} \leq \alpha \times f_d$   $\alpha = a/d < 2,5$

**8**

### Acciaio AISI 431 (X17CrNi16-2 EN 10088-3:2005) bonificato

Tensione caratteristica di snervamento ( $\phi \leq 160$ mm)	$f_{yk}$	$\geq$	650 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura a trazione ( $\phi \leq 160$ mm)	$f_{tk}$	$\geq$	800-950 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche agli Stati Limite Ultimi	$\gamma_s$	=	1,05 [NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
Resistenza di calcolo a trazione per SLU ( $\phi \leq 160$ mm): $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd}$	=	600 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico normale:	$E_s$	=	200 000 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico tangenziale: $G_s = E_s / [2 \times (1+\nu)]$	$G_s$	=	76923 N/mm <sup>2</sup>

## 2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

---

### § 2.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

---

Vengono applicate le prescrizioni delle normative indicate al paragrafo 1.3

---

### § 2.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

---

#### 2.2.1 VITA NOMINALE

Tipo di costruzione:	2	
Descrizione:	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
Vita nominale:	50 anni	§ 2.4.1 – Tab. 2.4.I

#### 2.2.2 CLASSE D'USO

Classe d'uso:	IV	§ 2.4.2
Descrizione:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	

#### 2.2.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Periodo di riferimento:	$V_R = 100$ anni	§ 2.4.3
-------------------------	------------------	---------

---

### § 2.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

---

Le azioni agenti sulla struttura sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Per gli stati limite ultimi si adottano combinazioni del tipo:

- fondamentale:  $\gamma_{g1} G_{k1} + \gamma_{g2} G_{k2} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \gamma_{qj} \sum_{j=2,n} (\psi_{0j} Q_{kj})$
- eccezionale:  $G_1 + G_2 + A_d + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$
- sismica:  $E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$

in cui:

$A_d$	valore nominale dell'azione eccezionale
$E$	valore nominale dell'azione sismica
$G_1$	valore nominale del peso proprio di tutti gli elementi strutturali
$G_{k1}$	valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali
$G_2$	valore nominale dei pesi propri di tutti gli elementi non strutturali
$G_{k2}$	valore caratteristico dei pesi propri di tutti gli elementi non strutturali
$Q_{k1}$	valore caratteristico dell'azione variabile dominante
$Q_{kj}$	valori caratteristici delle altre azioni variabili tra loro indipendenti
$\gamma_{g1}$	coefficiente parziale del peso proprio della struttura
$\gamma_{g2}$	coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali
$\gamma_{q1}$	coefficiente parziale dell'azione variabile dominante
$\gamma_{qj}$	coefficienti parziali delle azioni variabili tra loro indipendenti
$\psi_{0a}, \psi_{1a}, \psi_{2a}$	coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I - § 2.5.2 – D.M. 17/01/2018)

Nelle combinazioni per le verifiche degli stati limite di esercizio si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che diano un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono, pertanto, le combinazioni delle azioni riportate nella tabella seguente.

Nome	Tipo di combinazione	Verifica	Impiego	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	Q <sub>v</sub>
STR	FONDAMENTALE	STR	SLU	1,3	1,5	0	0	1,5
SIS	SISMICA		SLV	1	1	0,3	1	1
SLE	RARA		SLE	1	1	0	0	1

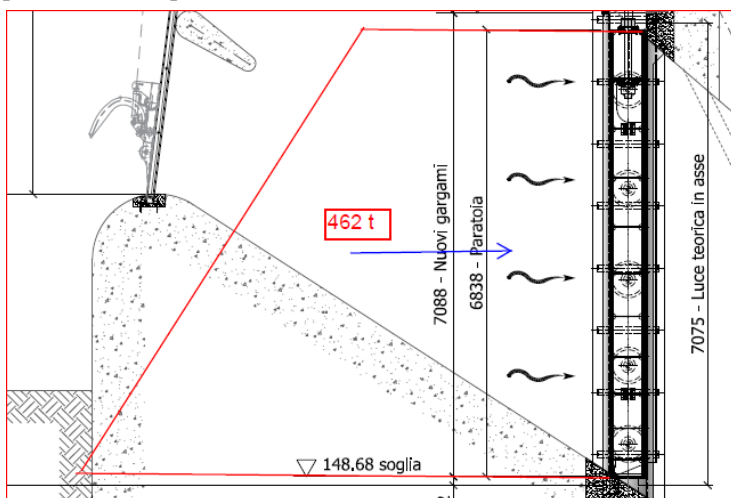
### 3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

#### § 3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI

#### § 3.2 NUOVE PARATOIE PIANE SU RUOTE - CARICHI VARIABILI

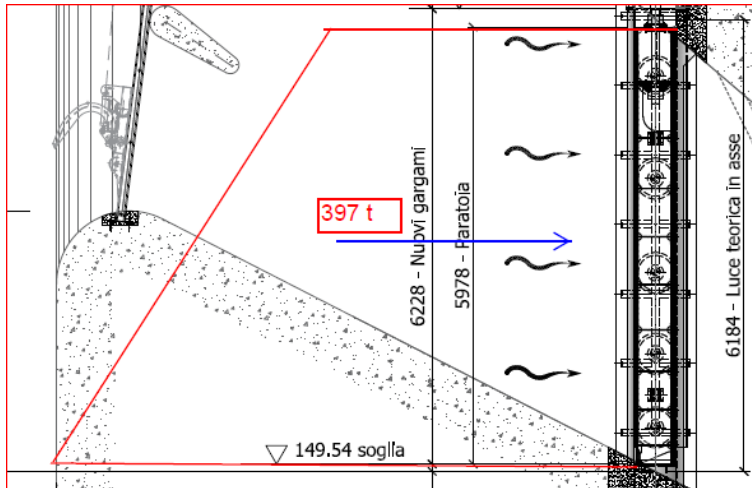
Le paratoie sono soggette al seguente carico variabile costituito dalla spinta idrostatica:

- a. **3 nuove paratoie del gruppo di destra** a dis. 1057UN\_202.03-00 Opere di presa - Paratoia piana su ruote per turbina da 70 m<sup>3</sup>



- quota massimo invaso 172 m slm
- quota tenuta superiore 155,50 m slm
- quota di soglia 148,68 m slm
- interasse tenute verticali 3.390 mm
- spinta idrostatica 462 t
- carico medio 46,2 t/ruota
- carico massimo 46,40 t/ruota

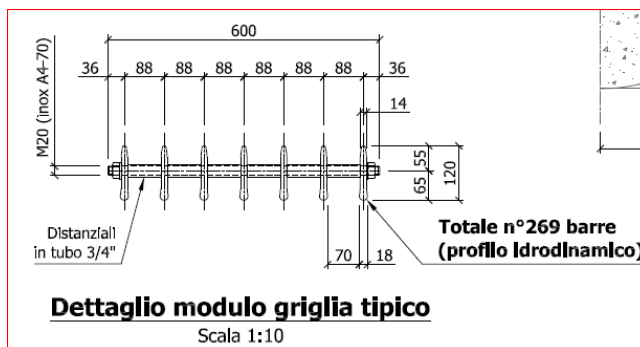
- b. **2 nuove paratoie del gruppo di sinistra** a dis. 1057UN\_202.02-00 Opere di presa - Paratoia piana su ruote per turbina da 30 m<sup>3</sup>:



- quota massimo invaso 172 m slm
- quota tenuta superiore 155,50 m slm
- quota di soglia 149,54 m slm
- interasse tenute verticali 3.390 mm
- spinta idrostatica 397 t
- carico medio 39,7 t/ruota
- carico massimo 39,90 t/ruota

### § 3.3 NUOVA GRIGLIA A PROTEZIONE TURBINE - CARICHI VARIABILI

Si considerano le seguenti caratteristiche e i seguenti carichi di esercizio:



- struttura griglie: barre a profili idraulico con pannelli smontabili
- larghezza netta griglia 23.700 mm
- altezza netta griglia circa 9.000 mm
- inclinazione sulla verticale circa 7,1 °
- n° complessivo delle griglie 1 per 5 luci ingresso macchina
- passo 88 mm
- luce libera tra le barre 70 mm
- dimensionamento griglie per intasamento  $\geq 20\%$
- velocità attraversamento griglie  $< 1,4$  m/s
- perdita di carico distribuita (non in concomitanza dell'intasamento):

$$\Delta h = K_2 \cdot \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \cdot \text{sen}(\alpha)$$

$$\Delta h = 0,0019 \text{ mH}_2\text{O}$$

- schema statico struttura: trave continua su 4 appoggi

### § 3.4 PRESSIONE DINAMICA DOVUTA AL SISMA

Per la determinazione delle forze sismiche si utilizza il metodo pseudo-statico che consiste nell'applicare alla diga le forze d'inerzia e le pressioni idrodinamiche generate dal sisma sotto forma di carichi statici equivalenti, determinati nell'ipotesi di struttura rigida. Le forze d'inerzia vengono calcolate come prodotto di un coefficiente sismico per il peso della diga, mentre le pressioni idrodinamiche vengono determinate con le formule di Westergaard (relative alla ipotesi di fluido incompressibile e diga rigida).

I carichi dovuti al sisma debbono essere combinati con i carichi statici: peso proprio, spinta idrostatica.

Per calcolare la sovrappressione dinamica  $p_d$  causata dal terremoto, si considera la formula di Westergaard semplificata, che indica il valore della pressione dinamica al variare della profondità  $h$ :

$$p_d = \frac{7}{8} \cdot w_0 \cdot k_b \cdot \sqrt{H \cdot b}$$

in cui:

$w_0$  peso specifico dell'acqua

$k_b$  accelerazione sismica ondulatoria di progetto

$H$  profondità dell'acqua dal livello massimo normale fino al fondo esclusa l'altezza dovuta al sisma

$b$  profondità dell'acqua dal livello massimo fino al punto in cui si calcola la pressione

L'accelerazione sismica è calcolata utilizzando il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Per l'opera in oggetto i parametri di pericolosità sismica sono i seguenti

I valori di riferimento dell'azione sismica per il luogo di installazione (con periodo di ritorno di 50 anni sono i seguenti):

Luogo	Levane (Montevarchi - AR)
Cat. Suolo	E (assunto per la sicurezza)
Categoria topografica	T4 (assunto per la sicurezza)
$V_N$	> 50 anni
Classe d'uso della struttura	IV
Categoria:	C – importanza "normale"
$C_u$	2



**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 11,5699      LATTITUDINE: 43,5286

Ricerca per comune      REGIONE: Toscana      PROVINCIA: Arezzo      COMUNE: Montevarchi

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

*Localizzazione del sito e impostazioni del calcolo dei parametri sismici caratteristici dell'area*

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,057	2,627	0,275
SLD	101	0,068	2,629	0,286
SLV	949	0,157	2,413	0,306
SLC	1950	0,195	2,424	0,312

*Valori dei parametri sismici di progetto*

$T_R$ (SLV)	949	anni	tempo di ritorno
$a_g$	0,157	g	accelerazione orizzontale al suolo
$F_0$	2,413		fattore di amplificazione dinamico
$S$	2,215		fattore amplificazione del sito
$a_{max} = a_g S$	0,3478	g	accelerazione massima attesa
assumendo $\beta_s = 0,28$ :			
$k_h = \beta_s a_{max}/g$	0,0972		coeff. accelerazione sismica orizzontale

Dalle precedenti elaborazioni derivano i seguenti valori della sovra-pressione dinamica in funzione della profondità dell'acqua  $h$  (profondità massima  $H$  sino alla quota di soglia: 23,32 mt) agente sul mantello:

$h$ [m]	$p_d$ [t/m <sup>2</sup> ]
0	0
1,00	0,41
2,00	0,58
3,00	0,71
4,00	0,82

5,00	0,92
6,00	1,01
7,00	1,09
8,00	1,16
9,00	1,23
10,00	1,30
11,00	1,36
12,00	1,42
13,00	1,48
14,00	1,54
15,00	1,59
16,00	1,64
17,00	1,69
18,00	1,74
19,00	1,79
20,00	1,84
21,00	1,88
22,00	1,93
23,00	1,97
23,32	1,98

Ai fini della determinazione della pressione idrostatica agente sulla paratoia in condizioni sismiche si procede alla determinazione della pressione idrostatica dell'onda dovuta al terremoto. Viene pertanto preliminarmente calcolata l'altezza delle onde dovute al terremoto con la seguente espressione assumendo, a favore di sicurezza, l'altezza massima dell'onda che può generarsi all'interno del bacino in condizioni di massimo invaso.

Considerando la quota del fondo bacino è di 29 m rispetto alla quota di massimo invaso si ottiene:

$$h_e = (k_h T / 2\pi) \sqrt{gH} = 0,26 \text{ mt}$$

$h_e =$  semiampiezza dell'onda in metri

$T = 1$  periodo del ciclo del terremoto

$H = 29 \text{ mt}$  profondità massima in condizioni di massimo invaso

La valutazione della pressione dell'onda sismica viene calcolata assumendo il battente di verifica di  $(H+h_e)$ .

Nel caso in esame, sulla base delle considerazioni effettuate, si riporta la pressione idrostatica risultante agente sul mantello dalla quota del pelo libero in condizioni sismiche.

$h$ [m]	$pa$ [t/m <sup>2</sup> ]	$P_{d+onda}$ [t/m <sup>2</sup> ]
0	0	0,52
1,00	0,41	0,47
2,00	0,58	0,67
3,00	0,72	0,82
4,00	0,83	0,94
5,00	0,92	1,06
6,00	1,01	1,16
7,00	1,09	1,25

8,00	1,17	1,34
9,00	1,24	1,42
10,00	1,31	1,49
11,00	1,37	1,57
12,00	1,43	1,64
13,00	1,49	1,70
14,00	1,55	1,77
15,00	1,60	1,83
16,00	1,65	1,89
17,00	1,70	1,95
18,00	1,75	2,00
19,00	1,80	2,06
20,00	1,85	2,11
21,00	1,89	2,16
22,00	1,94	2,21
23,00	1,98	2,26
23,32	1,99	2,28

La pressione totale agente sul mantello in condizioni sismiche dovuta alla somma della pressione idrostatica con la presenza dell'onda sismica e della sovrappressione dinamica dovuta alla massa d'acqua in condizioni sismiche risulta come segue:

$h$ (m)	$p_{statica}$ (t/m <sup>2</sup> )	$p_{d+onda}$ (t/m <sup>2</sup> )	$p_{totale}$ (t/m <sup>2</sup> )
	0,52		
1,00	1,52	0,47	1,99
2,00	2,52	0,67	3,19
3,00	3,52	0,82	4,34
4,00	4,52	0,94	5,46
5,00	5,52	1,06	6,58
6,00	6,52	1,16	7,68
7,00	7,52	1,25	8,77
8,00	8,52	1,34	9,86
9,00	9,52	1,42	10,94
10,00	10,52	1,49	12,01
11,00	11,52	1,57	13,09
12,00	12,52	1,64	14,16
13,00	13,52	1,70	15,22
14,00	14,52	1,77	16,29
15,00	15,52	1,83	17,35
16,00	16,52	1,89	18,41
17,00	17,52	1,95	19,47
18,00	18,52	2,00	20,52
19,00	19,52	2,06	21,58
20,00	20,52	2,11	22,63
21,00	21,52	2,16	23,68
22,00	22,52	2,21	24,73
23,00	23,52	2,26	25,78
23,32	23,84	2,28	26,12

Dal confronto tra le azioni delle combinazioni di carico in condizioni sismiche e la spinta idrostatica della combinazione di carico fondamentale (carico variabile) emerge che quest'ultima è

la dominante, specie in considerazione del fatto che il coefficiente parziale dell'azione variabile è pari ad 1,5 (contro 1,0 di quella sismica).

Dai valori risultanti si deduce anche che il valore della spinta idrostatica incrementato del coefficiente  $\gamma_{q1}$  (coefficiente parziale dell'azione variabile dominante) = 1,5 (SLU) risulta maggiore della somma della pressione dinamica massima risultante dovuta al sisma (somma della pressione dinamica e della pressione idrostatica in presenza dell'onda sismica, valutata, a favore della sicurezza, assumendo quale parametro di progetto la quota di riferimento della paratoia piana su ruote per turbina da 70 m<sup>3</sup> rispetto alla condizione di massimo livello di progetto.

Nelle verifiche di seguito proposte verrà considerata la combinazione di carico più sfavorevole, ovvero, come dimostrato, quella fondamentale allo SLU costituita dal carico idrostatico massimo sulla soglia.

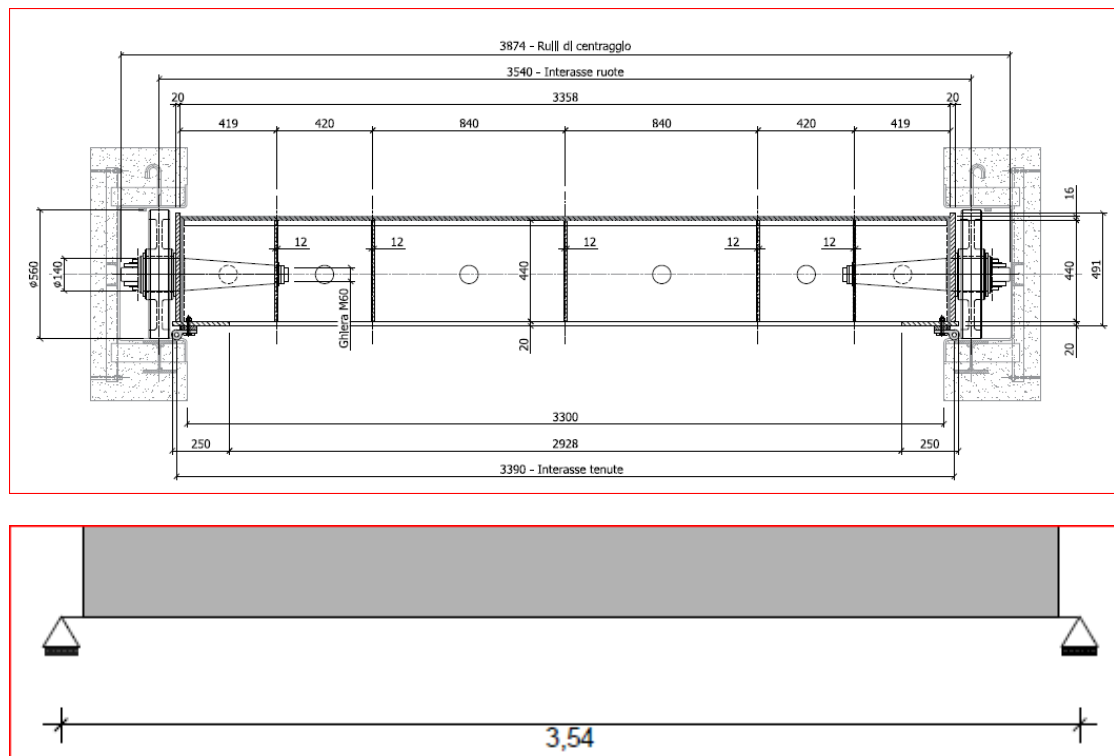
## 4. VERIFICHE SVOLTE

### 4.1 PARATOIE OPERA DI PRESA HPP

#### 4.1.1 SCHEMA STATICO E CARATTERISTICHE STATICHE DELLE STRUTTURE RESISTENTI

Le 5 paratoie differiscono solo per l'altezza della tenuta frontale superiore rispetto alla soglia, e per il passo dei traversi orizzontali, sono strutturalmente e funzionalmente identiche; si esegue quindi la verifica per quella più sollecitata, a dis. 1057UN 202.03-00 Opere di presa - Paratoia piana su ruote per turbina da 70 m<sup>3</sup>.

Lo schema statico è quello di una trave appoggiata con carico uniforme su tratto centrale della trave:



La struttura resistente è costituita da 10 + 1 travi orizzontali disposte secondo zona di eguale spinta idrostatica (compatibilmente con il posizionamento delle ruote); le travi orizzontali (con esclusione di quella inferiore che ha una pressione maggiore ma una spinta inferiore) sono sollecitate da un carico idrostatico medio di 44 t (max 48 t).

In favore della sicurezza si adottano, per ogni trave orizzontale, invece delle sezioni resistenti geometriche, quelle ridotte tenendo conto della sola larghezza collaborante del mantello, come stabilito dalla norma DIN 19704 Ed. 1974 ( $\nu_1 = 0,94$ );

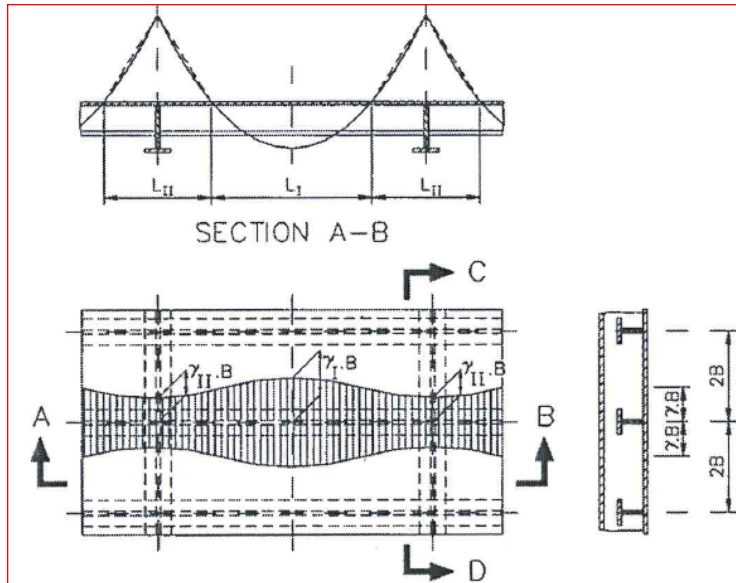


Figura 1 estratto da DIN 19704-74

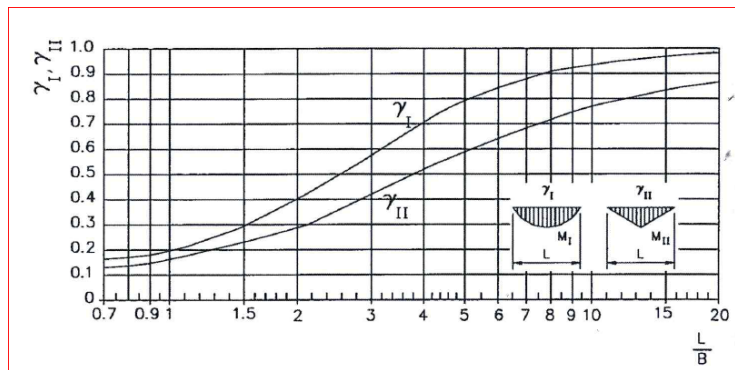


Figura 2 estratto da DIN 19704-74

La struttura resistente orizzontale:

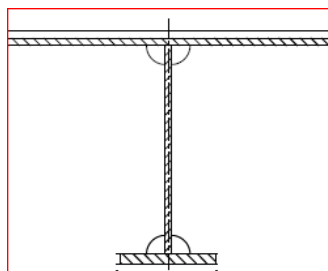


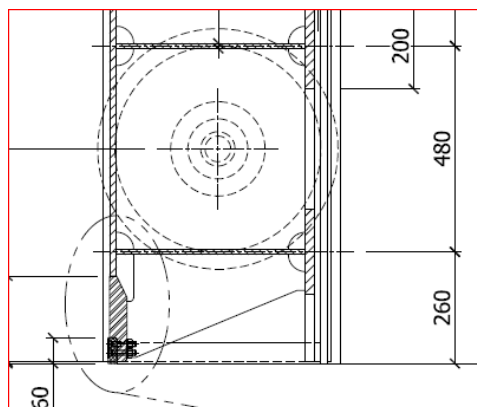
Figura 3 sezione resistente di calcolo

ha quindi:

- piattabanda (mantello compresso) # 16 x 490 mm
- anima verticale #12 x 440 mm
- piattabanda posteriore (tesa) #20 x 200 mm
- un momento d'inerzia:
  - $J = 66.597 \text{ cm}^4$

- un modulo di resistenza:
  - $W_{\text{mantello}} = 3.594 \text{ cm}^3$
  - $W_{\text{piattabande}} = 2.291 \text{ cm}^3$

Con lo stesso criterio, il momento d'inerzia della struttura orizzontale inferiore



risulta (porzione di mantello collaborante di 450 mm senza tenere conto dell'elemento inferiore del mantello dello spessore di 40 mm):

- $J = 64.016 \text{ cm}^4$

e un modulo di resistenza:

- $W_{\text{mantello}} = 3.331 \text{ cm}^3$
- $W_{\text{piattabande}} = 2.256 \text{ cm}^3$

---

#### 4.1.2 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI DELLE STRUTTURE

---

Le combinazioni di carico adottate sono quelle indicate in precedenza con un momento flettente per la trave orizzontale maggiormente sollecitata:

$$M_{\text{ISLE}} = 2220 \text{ t cm}$$

$$M_{\text{ISLU}} = 3330 \text{ t cm}$$

Si riportano di seguito i risultati del calcolo di verifica della paratoia, assumendo le caratteristiche meccaniche del materiale S 355 J0 (con modulo elastico  $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ).

Le tensioni limite del materiale utilizzato, come indicato in precedenza, sono assunte come di seguito definito:

$$f_{yk(20)} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione di snervamento acciaio S355 J0})$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad (\text{coefficiente di sicurezza del materiale})$$

$$f_{yd} = 355/1,05 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione di snervamento di progetto acciaio S355 J0})$$

e risulta:

$$\Rightarrow \text{Tensione massima SLU del mantello:} \quad - 92,68 \text{ N/mm}^2$$

- ⇒ Tensione massima SLU sulle piattabande: + 145,4 N/mm<sup>2</sup>
- ⇒ Massima deformazione elastica SLE della paratoia nella direzione di spinta: f = 1,12 mm

#### 4.1.3 VERIFICA EFFETTO LASTRA MANTELLO

Le verifiche vengono condotte secondo il paragrafo 5.5.3 della DIN 19704/74.

Viene utilizzata la tabella che segue – schemi a, b, c:

b/a	Unfixed mounting of the 4 edges		Rigid fixing of the 4 edges				Rigid fixing of 3 edges and unfixed mount of the fourth edge							
	(a)		(b)				(c)				(d)			
	±σ <sub>1x</sub>	±σ <sub>1y</sub>	±σ <sub>1x</sub>	±σ <sub>1y</sub>	±σ <sub>2y</sub>	±σ <sub>3x</sub>	±σ <sub>1x</sub>	±σ <sub>1y</sub>	±σ <sub>2y</sub>	±σ <sub>3x</sub>	±σ <sub>1x</sub>	±σ <sub>1y</sub>	±σ <sub>2y</sub>	±σ <sub>3x</sub>
∞	75.0	22.5	25.0	7.5	34.2	50.0	37.5	11.3	47.2	75.0	25.0	7.5	34.2	50.0
3.00	71.3	24.4	25.0	7.5	34.3	50.0	37.4	12.0	47.1	74.0	25.0	7.6	34.2	50.0
2.50	67.7	25.8	25.0	8.0	34.3	50.0	36.6	13.3	47.0	73.2	25.0	8.0	34.2	50.0
2.00	61.0	27.8	24.7	9.5	34.3	49.9	33.8	15.5	47.0	68.3	25.0	9.0	34.2	50.0
1.75	55.8	28.9	23.9	10.8	34.3	48.4	30.8	16.5	46.5	63.2	24.6	10.1	34.1	48.9
1.50	48.7	29.9	22.1	12.2	34.3	45.5	27.1	18.1	45.5	56.5	23.2	11.4	34.1	47.3
1.25	39.6	30.1	18.8	13.5	33.9	40.3	21.4	18.4	42.5	47.2	20.8	12.9	34.1	44.8
1.00	28.7	28.7	13.7	13.7	30.9	30.9	14.4	16.6	36.0	32.8	16.6	14.2	32.8	36.0

Figura 4 estratto da P. ERBISTI Design of Hydraulic Gates (DIN 19704)

Viene inoltre verificata la massima deformazione nel centro dei pannelli verificati:

The maximum deflection occurs at the center of the plate, and is given by:

$$f = \frac{\alpha p a^4}{E t^3} \quad (5.4)$$

where

E = modulus of elasticity  
 α = coefficient given in Table 5.4, as a function of the plate dimensions.

b/a	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	∞
α	0.0138	0.0188	0.0226	0.0251	0.0267	0.0277	0.0284

Figura 5 estratto da P. ERBISTI Design of Hydraulic Gates

Le sollecitazioni calcolate per ogni pannello, vengono poi composte verificando la sollecitazione secondo Von Mises:



For bi-axial stress conditions, the comparison stress is given by the formula:

$$\sigma^* = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (5.1)$$

where:

$\sigma_x$  = sum of stresses along x-axis

$\sigma_y$  = sum of stresses along y-axis

$\tau_{xy}$  = shear stress in the plane normal to x-axis or y-axis.

Figura 6 estratto da P. ERBISTI Design of Hydraulic Gates

Si verificano le seguenti sezioni:

#### 4.1.4 ELEMENTI SOGLIA

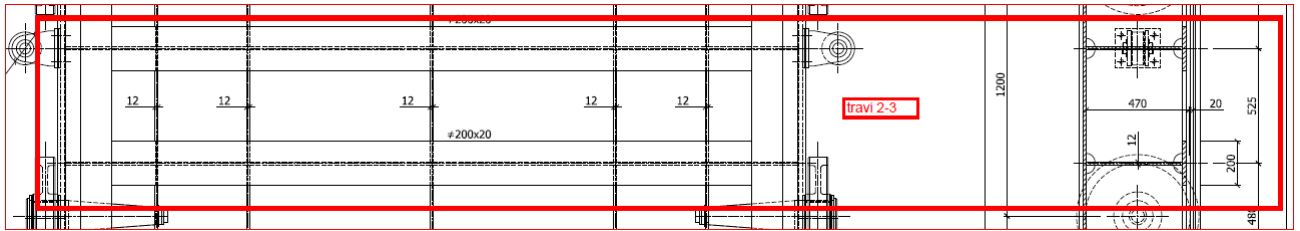


Risulta (schema a - c):

- Tensione massima SLU del mantello: - 44,0 N/mm<sup>2</sup>
- a = 260 mm
- b = 420 mm
- K<sub>1</sub> = 30
- K<sub>3</sub> = 63
- K<sub>4</sub> = 46
- $\sigma_{1x} = +/- 2,8$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_{1y} = +/- 1,6$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_{3x} = +/- 38,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_{3y} = +/- 11,50$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_{4x} = +/- 27,90$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_{4y} = +/- 8,40$  N/mm<sup>2</sup>

tali sollecitazioni sono << inferiori di quelle di riferimento

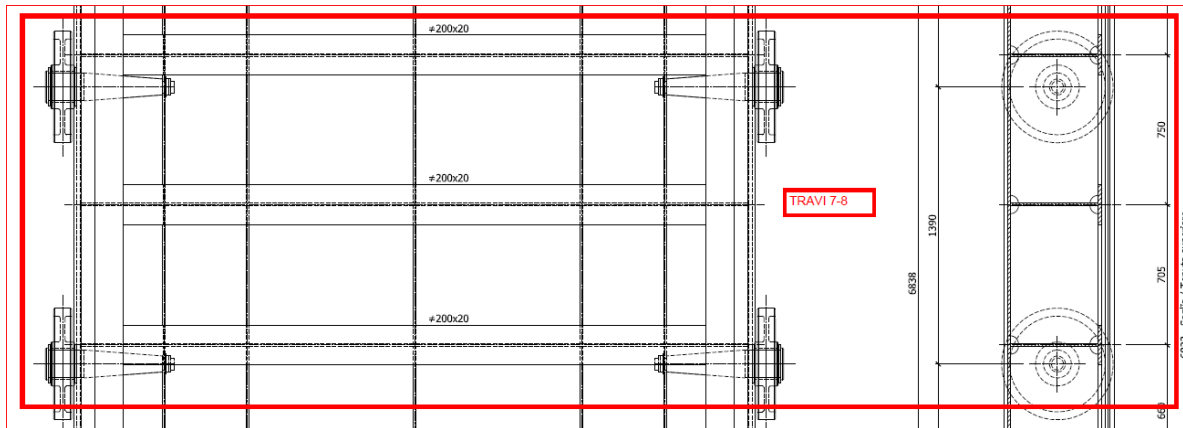
#### 4.1.5 ELEMENTO INTERMEDIO



Risulta (schema b):

- Tensione massima SLU del mantello: - 74,10 N/mm<sup>2</sup>
- $b/a = 1,6$
- $K = 48,4$
- $\sigma_{3x} = +/- 182,13 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{3y} = +/- 54,6 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{id} = +/- 192,6 \text{ N/mm}^2$
- $f = 0,5 \text{ mm}$
- $f_{totale} = 0,5 + 1,12 = 1,62 \text{ mm}$

#### 4.1.6 ELEMENTO CON MANTELLO PIÙ SOLLECITATO



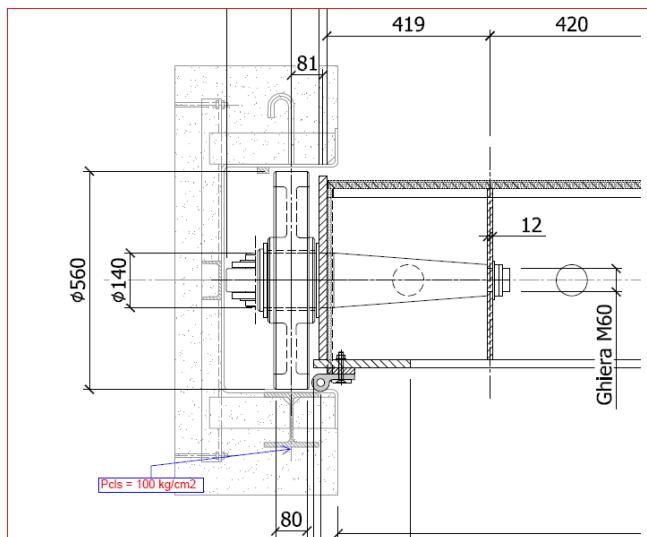
Risulta (schema b):

- Tensione massima SLU del mantello: - 92,68 N/mm<sup>2</sup>
- $b/a = 1,12$
- $K = 40,3$
- $\sigma_{3x} = +/- 253,70 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{3y} = +/- 76,11 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{id} = +/- 262,40 \text{ N/mm}^2$
- $f = 1,3 \text{ mm} = a/577$
- $f_{\text{totale}} = 1,3 + 1,12 = 2,42 \text{ mm} = L / 1360$

**RUOTE**

Sono previste 10 ruote in acciaio S355J0 con un carico massimo < 47 ton/ruota



La fascia di contatto è pari a 80 mm

Il diametro di rotolamento è pari a 560 mm

Il materiale previsto è S355J0

Secondo le prescrizioni del paragrafo 5.6.2.3. della CNR UNI 10011 - 88:



Risulta (con  $\gamma_g = 1,5$ ):

$$\sigma = 1090 \text{ N/mm}^2 = 4 \times 272,5 \text{ N/mm}^2 < 4 \times f_{yd}$$

**ASSI RUOTE** ( $\phi = 140 \text{ mm}$  - materiale AISI 431 bonificato)

Risultano soggetti a flessione e taglio; considerando che la quota teorica di 81 mm, con i giochi, arriva a 86 mm:

$$M = 404 \text{ t cm}$$

$$T = 56,5 \text{ t}$$

Risulta (con  $\gamma_g = 1,5$ ):

$$\sigma_f = +/- 225 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = +/- 55,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = +/- 245 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 600 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio AISI 431 bonificato)}$$

#### 4.1.8 SFORZI DI MANOVRA

Il peso proprio della paratoia di presa luce 3300 x 7075 - condotto 70 m<sup>3</sup> è di circa 13.700 kg

Il peso proprio della paratoia di presa luce 3300 x 6184 - condotto 30 m<sup>3</sup> è di circa 12.700 kg

**Le paratoie avranno una funzionalità identica.**

⇒ **Paratoia condotto 70 m<sup>3</sup>**

- Peso proprio: si considera un peso di 14.000 kg
- Carico medio ruote: 46,2 t/r
- Attrito ruote:

si considera la seguente formula:

$$R = \frac{P}{D} \cdot \left( f + 2 \frac{d}{2} \right),$$

arrotondando la reazione di attrito a 28 kg/t:

- a regime (dopo circa 5-10 S dall'inizio manovra): 11.928 kg
- attrito di I° distacco (si considera una maggiorazione del 25%): 14.910 kg/r
- Attrito tenute:

si considera la seguente tabella (caso 6):

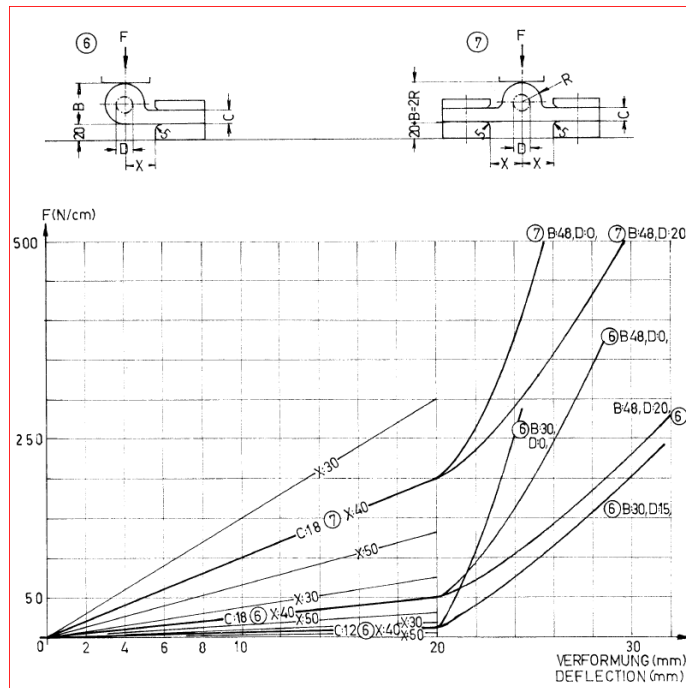


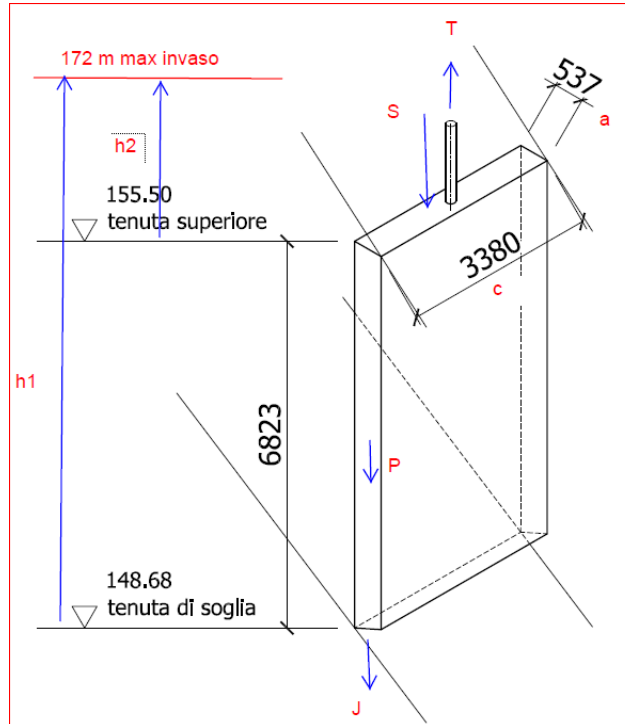
Figura 7 da tabelle SEMPERIT

tenendo che la superficie di contatto sarà ricoperta da materiale con coefficiente di attrito pari a 0,23 (ICI) e arrotondato a 230 kg/m:

- a regime (dopo circa 5-10 S dall'inizio manovra): 3.979 kg
- attrito di 1° distacco (si considera una maggiorazione del 25%): 4.974 kg

- **Salita:**

si considera lo schema seguente:



dove:

- $P = 14.000 \text{ kg}$
- $S = h_2 \times a \times c$
- $J = h_1 \times a \times c$
- $A = \text{attriti a regime}$

⇒ Inizio manovra:  $T_i = P + S + 1,25 A$  (viene considerato per sicurezza, data l'inclinazione della soglia)

⇒ Dopo circa 5-10 S:  $T = P + S + A + J/7$  (viene considerato per sicurezza, data l'inclinazione della soglia)

Riepilogo manovra salita	kg
Peso proprio (arrotondato)	14.000,00
carico totale ruote	426.000,00
attrito ruote regime (28 kg/t)	11.928,00
attrito ruote 1° distacco (+25%)	14.910,00
attrito tenute regime (230 kg/m)	3.979,00
attrito tenute 1° distacco (+25%)	4.973,75
$S = h_2 \times a \times c$	29.948,49
$J = h_1 \times a \times c$	42.327,20
Attriti a regime A	16.901,75

inizio T1 = P+S+1,25A	65.075,68
a regime T = P+S+A+ J/7	66.896,98

⇒ Pressione sollevamento cilindro oleodinamico: per tale calcolo si considera uno sforzo di sollevamento pari a 70 t

- Cilindro (ex tipo 8): Ø350/120 mm risulta  $p \cong 90 \text{ kg/cm}^2$

• **Discesa**

Nella fase finale (appena prima che la paratoia tocchi la soglia):

$N(T) = A - P - S - J/7$  (NON viene considerato per sicurezza in quanto non efficace in fase di fine chiusura)

Riepilogo manovra discesa (appena prima che la paratoia tocchi la soglia)	kg	risultante
Peso proprio (arrotondato)	14.000,00	↓
carico totale ruote	426.000,00	
attrito ruote regime (28 kg/t)	11.928,00	
attrito ruote 1° distacco (+25%)	0,00	
attrito tenute regime (230 kg/m)	3.979,00	
attrito tenute 1° distacco (+25%)	0,00	
$S = h_2 \times a \times c$	29.948,49	↓
$J = h_1 \times a \times c$	0,00	
Attriti a regime A	15.907,00	↑
$N(T) = A - P - S$	- 28.041,49	↓

La risultante è verso il basso e la paratoia chiude per gravità.

La pressione specifica tra tenuta di soglia e piano di contatto è

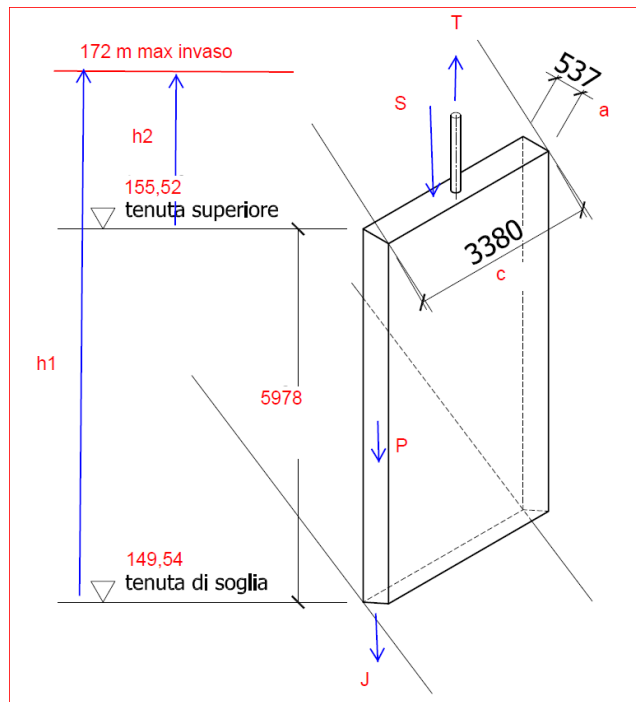
$$P_{\text{soglia}} = 28.000/2 \times 338 = 41,48 \text{ kg/cm}^2 > 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ **Paratoia condotto 30 m<sup>3</sup>**

Con lo stesso procedimento si verificano gli sforzi di manovra delle paratoie del condotto 30 m<sup>3</sup>.

- **Salita:**

si considera lo schema seguente:



dove:

- $P = 13.000 \text{ kg}$
- $S = h_2 \times a \times c$
- $J = h_1 \times a \times c$
- $A = \text{attriti a regime}$

- ⇒ Inizio manovra:  $T_1 = P + S + 1,25 A$  (viene considerato per sicurezza, data l'inclinazione della soglia)
- ⇒ Dopo circa 5-10 S:  $T = P + S + A + J/7$  (viene considerato per sicurezza, data l'inclinazione della soglia)

Riepilogo manovra salita	kg
Peso proprio (arrotondato)	13.000,00
carico totale ruote	397.000,00
attrito ruote regime (28 kg/t)	11.116,00
attrito ruote 1° distacco (+25%)	13.895,00
attrito tenute regime (230 kg/m)	3.519,00
attrito tenute 1° distacco (+25%)	4.398,75
$S = h_2 \times a \times c$	29.948,49
$J = h_1 \times a \times c$	40.766,25
Attriti a regime A	15.514,75
inizio $T_1 = P+S+1,25A$	62.341,93
a regime $T = P+S+A+ J/7$	64.286,99

⇒ Pressione sollevamento cilindro oleodinamico: per tale calcolo si considera uno sforzo di sollevamento pari a 70 t



- Cilindro (ex tipo 8): Ø350/120 mm risulta  $p \cong 90 \text{ kg/cm}^2$

- **Discesa**

Nella fase finale (appena prima che la paratoia tocchi la soglia):

$$N(T) = A - P - S - J/7 \text{ (NON viene considerato per sicurezza in quanto non efficace in fase di fine chiusura)}$$

Riepilogo manovra discesa (appena prima che la paratoia tocchi la soglia)	kg	risultante
Peso proprio (arrotondato)	13.000,00	↓
carico totale ruote	397.000,00	
attrito ruote regime (28 kg/t)	11.116,00	
attrito ruote 1° distacco (+25%)	0,00	
attrito tenute regime (230 kg/m)	3.519,00	
attrito tenute 1° distacco (+25%)	0,00	
$S = h2 \times a \times c$	29.948,49	↓
$J = h1 \times a \times c$	0,00	
Attriti a regime A	15.514,75	↑
$N(T) = A - P - S$	-27.433,74	↓

La risultante è verso il basso e la paratoia chiude per gravità

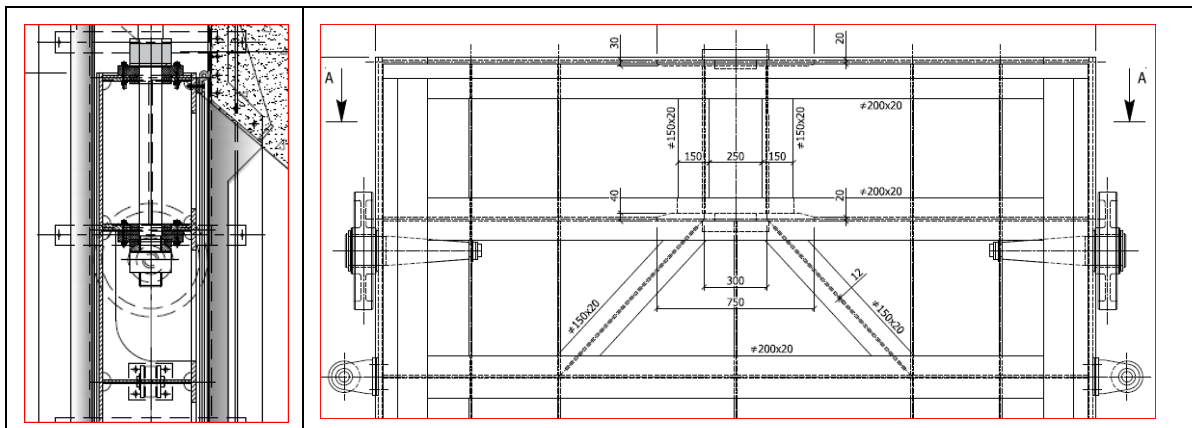
La pressione specifica tra tenuta di soglia e piano di contatto è

$$P_{soglia} = 27.000/2 \times 338 = 39,94 \text{ kg/cm}^2 > 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

---

#### 4.1.9 STRUTTURA SUPERIORE DI AGGANCIO

---



Durante il sollevamento la struttura deve sopportare un carico di trazione da parte del cilindro oleodinamico di 70 t, mentre, in discesa la paratoia scende per gravità.

L'inclinazione dei due tiranti sulla verticale è di 47° e la trazione del cilindro, grazie alla lamiera da 40 mm, alla piastra di ripartizione da 50 mm in ghisa meccanica e allo smodo assiale, si ripartisce

lungo le due travi inclinate; le saldatura tra l'anima da 12 mm e le due piattabande, una costituita da un # 150 x 20 e l'altra costituita dal mantello da 16 mm è, come tutte le saldature d'angolo, a ripristino dello spessore minimo, mentre quella tra i due piatti da 20 mm (giunto tecnico) è a piena penetrazione.

Verifica saldature:

- n° 4 cordoni di saldatura d'angolo a ripristino sezione minima (12 mm) per una lunghezza di 900 mm
- sezione saldature  $A_s = 10.800 \text{ mm}^2$
- carico da considerare per il calcolo delle saldature:  $48.000 \times 1,5 = 72.000 \text{ kg}$
- $\tau = 67,0 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{id} = 115,50 \text{ N/mm}^2 \ll f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

---

#### 4.1.10 VELOCITÀ DI MANOVRA

---

Riferimento disegno n. 1057UN\_202.06-00 Opera di presa - Schema oleodinamico

Saranno installati 5 cilindri uguali  $\varnothing 350/120$  con corsa utile di 7200 mm.

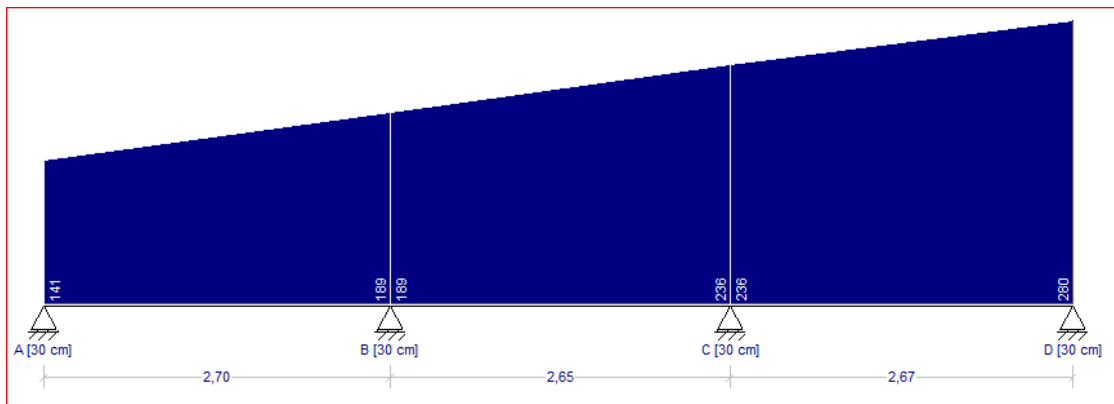
- discesa:
  - chiusura rapida:
    - per gravità con valvola riempimento rapido da serbatoio posto a quota 174 m
    - tempo chiusura: regolabile 40 S – 60 S
  - chiusura “normale”: 50 cm/minuto
- salita:
  - una paratoia: al massimo carico 2 m/minuto (tempo < di 3,5 minuti) →  
 $P_{meccanica} = (70.000 \times 2) / (6120 \times \eta (=0,6)) = 38 \text{ kW circa}$
  - due paratoie: 60 cm/minuto → < 15 minuti
- controllo di posizione: esterno con asta passante sulla blindatura, ridonato
- freno negativo su asta con 3 accumulatori HYDAC con controllo integrità membrana.

---

## 4.2 GRIGLIA FISSA

---

Lo schema statico di ogni barra della griglia è il seguente:



Ogni barra ha le seguenti caratteristiche statiche:

$$J_x = 184 \text{ cm}^4$$

$$W_x \text{ min} = 26 \text{ cm}^3$$

$$W_x \text{ max} = 36 \text{ cm}^3$$

SLE:

- $M_{f_{campata}} = 15,10 \text{ t cm}$
- $M_{f_{appoggio}} = 17,74 \text{ t cm}$
- $F_{\text{max}} = 2,6 \text{ mm} \rightarrow \text{circa } L/1000$

SLU - Risulta (con  $\gamma_g = 1,5$ ):

- $M_{f_{campata}} = 22,65 \text{ t cm}$
- $M_{f_{appoggio}} = 26,61 \text{ t cm}$
- $\sigma_{f_{\text{max}}} = + 102 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = 262 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S275J0)

---

Si tralasciano ulteriori verifiche.