



# COMMISSARIO DI GOVERNO

EX LEGGE 116/2014

**REGIONE TOSCANA**  
DIREZIONE DIFESA DEL SUOLO E PROTEZIONE CIVILE  
SETTORE GENIO CIVILE VALDARNO SUPERIORE

## CASSE DI ESPANSIONE DI FIGLINE LOTTO PRULLI

ACCORDO DI PROGRAMMA D.M. N. 550 DEL 25/11/2015

### PROGETTO DEFINITIVO

DIRIGENTE RESPONSABILE DEL CONTRATTO  
Ing. Leandro RADICCHI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Enzo DI CARLO

#### UFFICIO DI PROGETTAZIONE

##### PROGETTISTI

Ing. Francesca BARZAGLI  
Ing. Lorenzo BECHI  
Ing. Fabio MARTELLI  
Ing. Andrea NAVARRIA  
Ing. Marie-Claire NTIBARIKURE  
Geol. Andrea SALVADORI  
Geol. Francesco VANNINI

##### COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE

Geol. Andrea ADESSI  
Geom. Roberto BIGAZZI  
Geom. Vincenzo DE MARCO  
Geom. Marco LIUTI  
Ing. Vincenzo VERZINO

COORDINATORE PER LA SICUREZZA  
IN FASE DI PROGETTAZIONE  
Geom. Antonello MAZZOLIN

##### ADEMPIMENTI AMMINISTRATIVI

Dott.ssa Roberta Paola BIGIARINI  
Dott.ssa Ivana D'ANGELO  
Dott.ssa Maddalena Turchi

#### CODICE PROGETTO

PROGETTO FI D 1007

#### OGGETTO ELABORATO

## RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE Elettromeccaniche

OTTOBRE 2018

FILE PD\_L\_PR\_02\_R\_R00 DOC

ELAB. PD\_L\_PR\_02\_R\_R00

emissione	revisione	scala	data
R00			

ELABORATO

L\_PR\_02

Firenze - Via San Gallo, 34/A - 50129 - Tel. 055/4622711



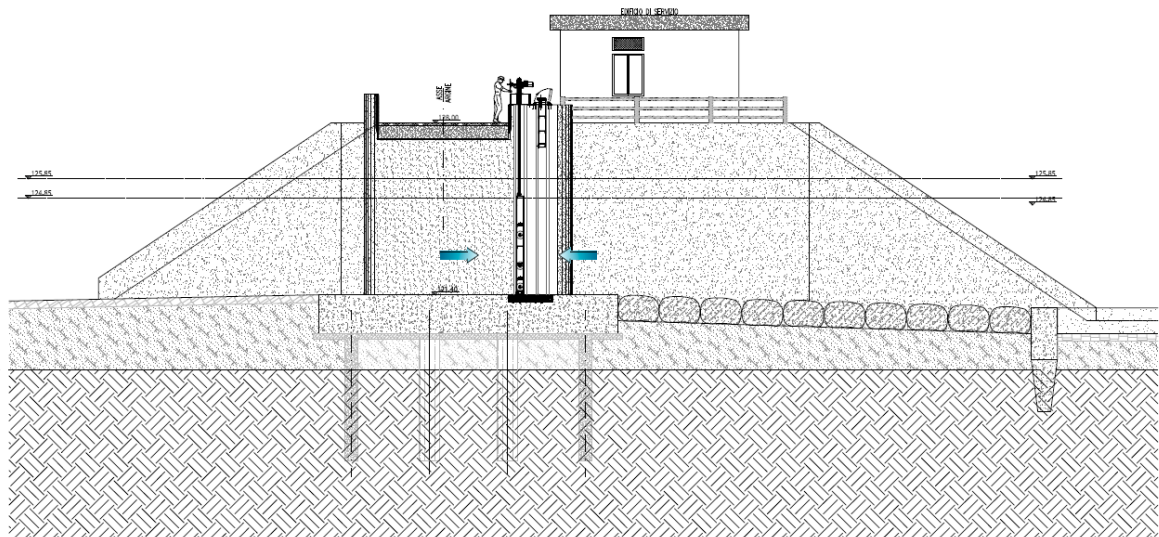
# INDICE

<b>1</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>5</b>
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA: PARATOIA PIANA SU RUOTE E PANCONATURA .....	5
1.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
1.3	MATERIALI IMPIEGATI.....	8
<b>2</b>	<b>PARATOIA E PANCONE: SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE .....</b>	<b>10</b>
2.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	10
2.2	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	11
2.2.1	VITA NOMINALE.....	11
2.2.2	CLASSI D'USO.....	11
2.2.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	11
2.3	AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....	11
2.3.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	11
2.4	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	13
2.4.1	CARICHI PERMANENTI.....	13
2.4.2	CARICHI VARIABILI .....	13
2.4.3	AZIONE SISMICA.....	14
2.4.4	AZIONI DELLA TEMPERATURA .....	14
2.5	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO.....	14
2.6	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	15
2.6.1	AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEL CODICE UTILIZZATO .....	17
2.7	PARATOIA PIANA SU RUOTE.....	17
2.8	PANCONATURA.....	20
2.9	PARATOIA PIANA: RUOTE ED ASSI.....	23
2.10	PARATOIA PIANA SU RUOTE: ARGANO DI SOLLEVAMENTO .....	23
2.11	MANOVRA PANCONE.....	25
2.12	TRAVE PESCATRICE.....	25
2.13	OPERE DI PRESIDIO E RESTITUZIONE: PARATOIE PIANE SU RUOTE.....	26



# 1 NOTE INTRODUTTIVE

## 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA: PARATOIA PIANA SU RUOTE E PANCONATURA

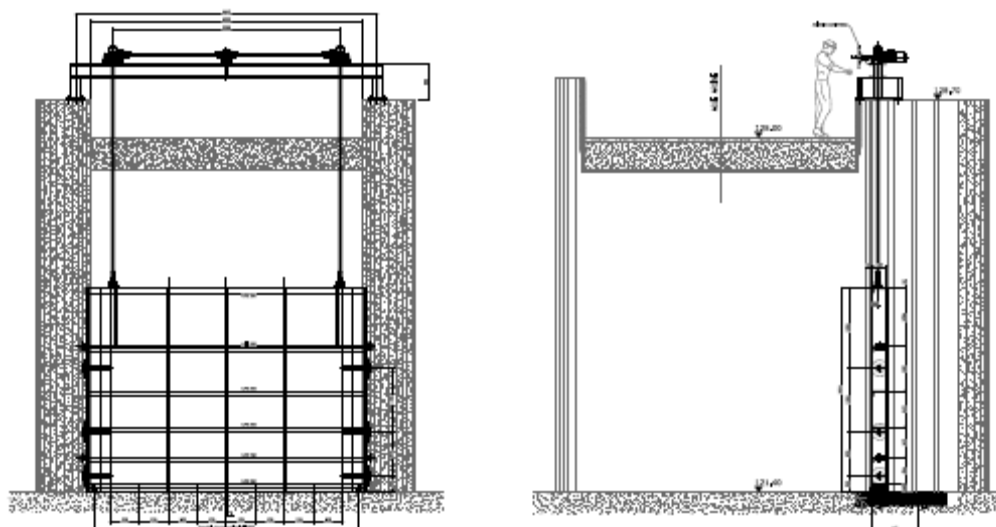


La presente relazione è relativa alla verifica di sicurezza delle strutture di carpenteria principali relative alle seguenti opere di presa da installarsi presso la cassa di espansione di Prulli:

- **n.11 paratoie piane su ruote** con luce netta di 5,00 m ed altezza netta di ritenuta di 3,80 m. dimensionata per un dislivello idrostatico di 3,80 mH<sub>2</sub>O contro 0 e tenuta su tre lati nei due sensi.

Ogni paratoia sarà azionabile con l'argano a vitoni comandato da motore da 1,5 kW regolato da inverter.

Di seguito si riportano le caratteristiche principali delle 11 paratoie, nonché le dimensioni significative.



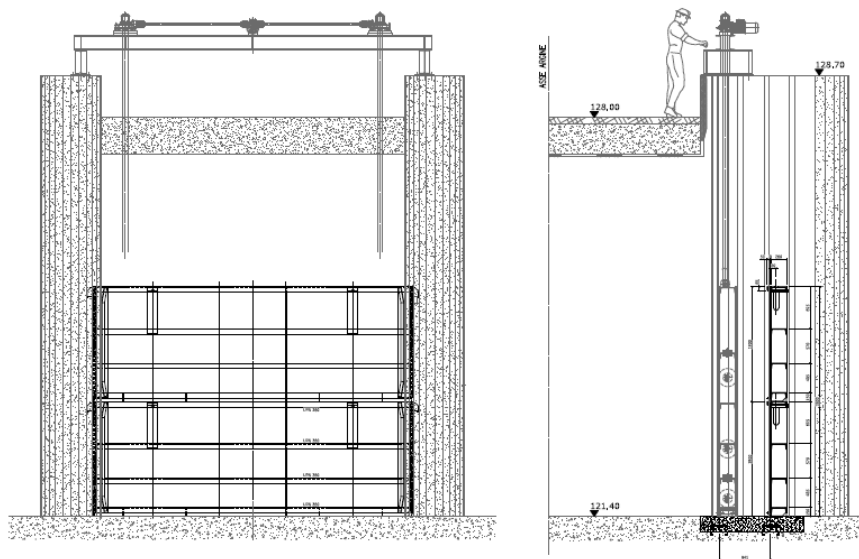
caratteristiche principali:

- Luce netta 5.000 mm
- Altezza netta 3.800 mm
- Altezza tenuta normale 3.450 mm
- Altezza tenuta eccezionale 3.800 mm
- Interasse appoggi (ruote) 5.240 mm
- Quota di soglia 121,40 m s m
- Quota piano di manovra 128,00 m s m
- Paratoia realizzata in acciaio S355JO, su ruote
- Struttura con mantello lato F. Arno con doppio senso di ritenuta
- Tenuta su 3 lati nei due sensi realizzate con profilo a L controbattuta metallica in acciaio inox AISI 304
- Spinta idrostatica normale 29,80 ton.
- Spinta idrostatica eccezionale 36,10 ton.
- Numero ruote 3 + 3
- Reazione massima di ogni ruota 6 ton circa
- Peso proprio struttura paratoia 3.600 kg circa

- **n. 2 + 2 panconi intercambiabili con trave pescatrice e gruppo di parcheggio** con luce netta 5,0 ml ed altezza 1,90 ml dimensionati per un dislivello idrostatico di 3,8 mt H<sub>2</sub>O (carico idrostatico in soglia del pancone inferiore) contro 0. Poichè le panconature sono costituite da elementi intercambiabili analoghi (sia dal punto di vista meccanico che geometrico) viene, in questa sezione analizzato l'elemento maggiormente sollecitato dalla pressione idrostatica, ovvero il pancone inferiore.

caratteristiche principali:

- Luce netta 5000 mm
- Altezza netta 1800 mm
- Interasse tenute laterali 5000 mm
- Altezza tenuta orizzontale superiore sulla soglia 1700 mm
- Interasse appoggi 5200 mm
- Pancone realizzato in acciaio S355J0
- Max dislivello dimensionamento: 3,8 m H<sub>2</sub>O contro 0
- Tenuta su 3 lati in un solo senso da fiume Arno verso cassa, realizzata con profilo a L in gomma sintetica anti invecchiante su controbattuta metallica in acciaio inox AISI 304
- Spinta idrostatica totale su singolo pancone 27,1 ton.
- Numero luci da intercettare 1 + 1
- Numero panconi 2 + 2
- Struttura con mantello a monte idraulico,
- Dispositivo di parcheggio con apertura e chiusura manuale.



## 1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- **Legge n° 1086 del 05/11/1971** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **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,
- **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** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare n. 617 del 02/02/2009** Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- **DIN 19704-1** Strutture idrauliche in acciaio – Progettazione
- **DIN 19704-2** Strutture idrauliche in acciaio – Particolati costruttivi

## 1.3 MATERIALI IMPIEGATI

### ACCIAIO PER CARPENTERIA

- **Elementi di acciaio di tipo S355J0** a norma UNI EN 10025
- **Ruote di acciaio di tipo S275J0** a norma UNI EN 10025
- **Viteria non immersa:**
  - **Viti di acciaio di classe 8.8** a norma UNI EN ISO 898-1:2001
  - **Dadi di acciaio di classe 8** a norma UNI EN 20898-2:1994
  - **Rondelle di acciaio C50** a norma UNI EN 10083-2:2006
- **Viteria immersa:** acciaio AISI 316L

Di seguito le caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati:



## Acciaio da carpenteria S 355 J0

Acciaio laminato per carpenteria (UNI EN 10025)	Tipo	S 355 (Fe 510)		
Laminati a caldo con profili a sezione aperta				
Tensione caratteristica di snervamento (t ≤ 40 mm)	f <sub>yk</sub>	≥	355	N/mm²
Tensione caratteristica di rottura a trazione (t ≤ 40 mm)	f <sub>tk</sub>	≥	510	N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche agli Stati Limite Ultimi	γ <sub>s</sub>	=	1,05	[NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
Resistenza di calcolo a trazione per SLU (t ≤ 40 mm): f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>	f <sub>yd</sub>	=	338	N/mm²
Modulo Elastico normale:	E <sub>s</sub>	=	200 000	N/mm²
Modulo Elastico tangenziale: G <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> / [2 x (1+ν)]	G <sub>s</sub>	=	76923	N/mm²

## Acciaio da carpenteria S 275 J0

Acciaio laminato per carpenteria (UNI EN 10025)	Tipo	S 355 (Fe 510)		
Laminati a caldo con profili a sezione aperta				
Tensione caratteristica di snervamento (t ≤ 40 mm)	f <sub>yk</sub>	≥	275	N/mm²
Tensione caratteristica di rottura a trazione (t ≤ 40 mm)	f <sub>tk</sub>	≥	430	N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche agli Stati Limite Ultimi	γ <sub>s</sub>	=	1,05	[NTC 4.2.4.1 - tab. 4.2.V]
Resistenza di calcolo a trazione per SLU (t ≤ 40 mm): f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>	f <sub>yd</sub>	=	262	N/mm²
Modulo Elastico normale:	E <sub>s</sub>	=	200 000	N/mm²
Modulo Elastico tangenziale: G <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> / [2 x (1+ν)]	G <sub>s</sub>	=	76923	N/mm²

## Bulloni ad alta resistenza classe 8.8 in condizioni nominali

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

<b>Viti classe (UNI EN ISO 898-1:2001)</b>	<b>8.8</b>				
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tb}$	=	800		N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	$f_{yb}$	=	640		N/mm <sup>2</sup>
Tensione calcolo di rifollamento	$f_{rif}$	$\leq$	$\alpha \times f_d$		$\alpha = a/d < 2,5$
<b>Dadi classe (UNI EN 20898-2:1994)</b>	<b>8</b>				

## 2 PARATOIA E PANCONI: SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

### 2.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza si sono adottati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

in cui

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto  $R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$  della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni come indicato nel § 2.5.3 o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$  associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

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

### 2.2.1 VITA NOMINALE

Tipo di costruzione:	2
Descrizione:	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
Vita nominale:	50 anni

### 2.2.2 CLASSI D'USO

Classe d'uso:	III
Descrizione:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

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

Periodo di riferimento:	$V_R = 75 \text{ anni}$
-------------------------	-------------------------

## 2.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 2.3.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni agenti sulla struttura dalla paratoia e del pancone 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:**  $\gamma_{g1} G_{k1} + \gamma_{g2} G_{k2} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \sum_{j=2,n} \gamma_{qj} (\psi_{0j} Q_{kj})$
- **sismica:**  $G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$
- **eccezionale:**  $G_1 + G_2 + A_d + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$

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
$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$	coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I - § 2.5.3 - D.M. 14/01/2008)

Per gli stati limite di esercizio si adottano combinazioni del tipo:

- **rara (o caratteristica):**  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{j=2,n} \psi_{0j} Q_{kj}$
- **frequente:**  $G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j=2,n} \psi_{2j} Q_{kj}$
- **quasi permanente:**  $G_1 + G_2 + \sum_{j=2,n} \psi_{2j} Q_{kj}$
- **sismica:**  $G_1 + G_2 + E + \sum_{j=1,n} \psi_{2j} Q_{kj}$

in cui:

$E$	valore nominale dell'azione sismica
$G_1$	valore nominale del peso proprio di tutti gli elementi strutturali
$G_2$	valore nominale 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
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$  coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I - § 2.5.3 - D.M. 14/01/2008)

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	G1	G2	Ex	Ey	Qv	Qt
STR1	FONDAMENTALE	STR	SLU	1,3	1,5	0	0	1,5	0,9
SLE1	RARA		SLE	1	1	0	0	1	0,6

## 2.4 AZIONI SULLE STRUTTURE

### 2.4.1 CARICHI PERMANENTI

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in automatico nel modello di calcolo tenendo conto delle diverse sezioni e dei diversi materiali:

Peso specifico utilizzato per l'acciaio: 78,5 kN/mc

### 2.4.2 CARICHI VARIABILI

#### - Paratoia piana su ruote

Spinta idrostatica: 360 kN (nei due sensi)

Si considera la spinta idrostatica agente nei due sensi:

- da cassa di espansione verso Fiume Arno (spinta lato travi)
- da Fiume Arno verso la cassa di espansione (spinta lato mantello)

#### - Panconatura

Spinta idrostatica su ogni elemento: 270 kN

Si considera la spinta idrostatica agente lato mantello.

### 2.4.3 AZIONE SISMICA

In considerazione del contesto di installazione e delle condizioni idrauliche e del funzionamento dell'installazione, le azioni sismiche, in quanto non dirimenti ai fini del dimensionamento, non vengono considerate.

### 2.4.4 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Temperatura dell'aria esterna:	$T_{max} = 45\text{ }^{\circ}\text{C}$	§ 3.5.2
	$T_{min} = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$	
Temperatura dell'aria interna:	$T_{int} = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	§ 3.5.3
Tipo di struttura:	Struttura in acciaio esposta	
Componente uniforme:	$\Delta T_u = \pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$	§ 3.5.5
Tipo di materiale:	Acciaio da carpenteria	
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$ (a temperatura ambiente)	§

3.5.7

## 2.5 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Nel caso specifico si sono effettuate le seguenti analisi:

- *analisi statica lineare*
- *analisi modale per determinare i modi di vibrare della struttura mediante il metodo dei vettori di Ritz (necessaria per procedere con l'analisi seguente)*
- *analisi a spettro di risposta per carichi sismici*

L'analisi statica lineare è stata eseguita col metodo di inversione della matrice di rigidità  $K$  del sistema di equazioni  $K u = r$  al fine di ricavare il campo degli spostamenti  $u$  essendo noto il vettore dei carichi applicati  $r$  (Bathe e Wilson, 1976).

L'analisi modale è stata eseguita col metodo dei vettori di Ritz, ovvero la base migliore (Wilson, Yuan e Dickens, 1982) per l'analisi a sovrapposizione di modi per strutture soggette a carichi dinamici quale il sisma, poiché tali vettori sono generati considerando la distribuzione spaziale dell'applicazione del carico dinamico.

L'analisi a spettro di risposta è stata eseguita col metodo di sovrapposizione dei modi (Wilson e Button, 1982).

Le verifiche delle sezioni sono state condotte col metodo semiprobabilistico agli stati limite ipotizzando che il materiale abbia un comportamento elastico lineare.

Le combinazioni di carico adottate sono quelle indicate al precedente § 2.3.

## 2.6 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Titolo:	<b>SAP2000</b>
Autore:	Edward L. Wilson
Produttore:	Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue, Suite 540 Berkeley, CA 94704 USA Tel. 510 649 2200 Fax 510 649 2299 E-mail info@csiberkeley.com
Distributore:	CSI Italia S.R.L. Galleria San Marco, 4 33170 Pordenone ITALY Tel. 0434 28465 Fax 0434 28466 E-mail posta@csi-italia.eu
Versione:	v. 14.2.0 (2010)
Estremi della licenza d'uso:	#0X286FB

SAP2000 rappresenta la versione più avanzata e di facile utilizzo della serie di programmi di analisi agli elementi finiti SAP, inizialmente sviluppata dall'Università di Berkeley, California. Si tratta della prima completa integrazione con il sistema operativo Microsoft Windows, caratterizzata da una potente interfaccia grafica insuperata in termini di facilità d'uso e produttività.

Attraverso quest'unica interfaccia si crea e modifica il modello, si esegue l'analisi e si controlla ed ottimizza il progetto. È semplice visualizzare i risultati in forma grafica, inclusa l'animazione in tempo reale degli spostamenti dalla *time-history*. Questo programma

rappresenta un notevole passo in avanti sia per la facilità con cui i modelli si possono creare e modificare, sia per la facilità con cui si gestiscono il progetto e l'analisi.

Le capacità analitiche sono veramente potenti in quanto rappresentano il risultato della ricerca più avanzata nel campo delle tecniche numeriche e degli algoritmi di calcolo. Questo programma è disponibile in tre diversi livelli che sfruttano la medesima interfaccia grafica: SAP2000 Basic, SAP2000 Plus e SAP2000 Advanced.

Tutti e tre i livelli sono caratterizzati da capacità sofisticate, come solutore veloce, condizioni di carico costituite da forze e/o spostamenti, elementi *frame* non prismatici, controventi solo tesi, elementi *shell* molto accurati anche a più strati, analisi modale di Eigen e di Ritz, sistemi di coordinate multiple per geometrie non ortogonali, cavi post-tesi, svariate opzioni di vincolo interno, capacità di assemblare mesh definite separatamente, molle con matrice dei coefficienti di rigidezza 6×6 completamente accoppiata, possibilità di combinare o fornire l'involuppo di analisi dinamiche multiple nel corso di una singola esecuzione.

Il livello SAP2000 Plus aggiunge capacità illimitata, carichi mobili, una famiglia completa di elementi finiti e analisi dinamica con accelerogramma *time-history*. Possono essere inclusi gli effetti del moto del suolo con eccitazioni multiple.

Il livello SAP2000 Advanced estende le capacità del livello Plus con l'aggiunta di elementi *link* non lineari (*gap*, *hook*, isolatori, smorzatori, plastici non lineari), di cerniere plastiche multi-lineari da utilizzare con gli elementi *frame*, di funi, di molle dipendenti dalla frequenza, di elementi *shell* multistrato non lineari. Questo elemento consente di modellare il comportamento dinamico di qualunque cosa, dai controventi solo tesi, alle cerniere plastiche di telai, a supporti elastomerici per ponti, a edifici con isolatori alla base. Il livello SAP2000 Advanced è anche caratterizzato dalla possibilità di eseguire analisi statiche non lineari a passo per la progettazione prestazionale di strutture. L'analisi della *time-history* non lineare adotta le nuove tecniche numeriche identificate come il metodo FNA di Wilson (Fast Nonlinear Analysis). La procedura usa un algoritmo di sovrapposizione iterativo dei vettori estremamente efficiente per l'analisi di strutture con non-linearità locali predefinite. Questo metodo si è dimostrato estremamente più veloce nei tempi di calcolo se comparato con altri più tradizionali.

Tutti e tre i livelli sono anche dotati di moduli per il progetto/verifica di profili di acciaio, calcestruzzo, alluminio e profili a freddo. Questi strumenti sono disponibili all'interno della medesima interfaccia grafica utilizzata per creare ed analizzare il modello. Per elementi di acciaio e alluminio è possibile l'ottimizzazione iterativa della struttura a



partire dal predimensionamento iniziale. Il progetto degli elementi frame in c.a. include il calcolo della quantità di armatura necessaria.

Il programma è stato implementato in modo da operare con un'ampia gamma delle più recenti normative internazionali per la progettazione automatica e la verifica delle aste.

### **2.6.1 AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEL CODICE UTILIZZATO**

La documentazione fornita a corredo del programma dimostra che il software è affidabile ed idoneo al caso specifico, in quanto in grado di svolgere analisi sia lineari sia non lineari, sia statiche sia dinamiche di strutture tridimensionali.

La Computer and Structures, Inc. (CSI) fornisce, inoltre, un supporto tecnico gratuito via telefono, fax e posta elettronica per novanta giorni dopo l'acquisto del software. Il supporto tecnico continua ad essere disponibile dopo i novanta giorni se si dispone di un contratto di manutenzione ordinaria con la CSI. I contratti di manutenzione forniscono anche – gratuitamente o a costo ridotto – gli aggiornamenti del programma.

La struttura portante è stata schematizzata tramite un modello agli elementi finiti composto da elementi di tipo *shell* per travi e mantello. Lo schema statico è semplice appoggio in corrispondenza delle ruote e di lastra appoggiata sul lembo inferiore in soglia.

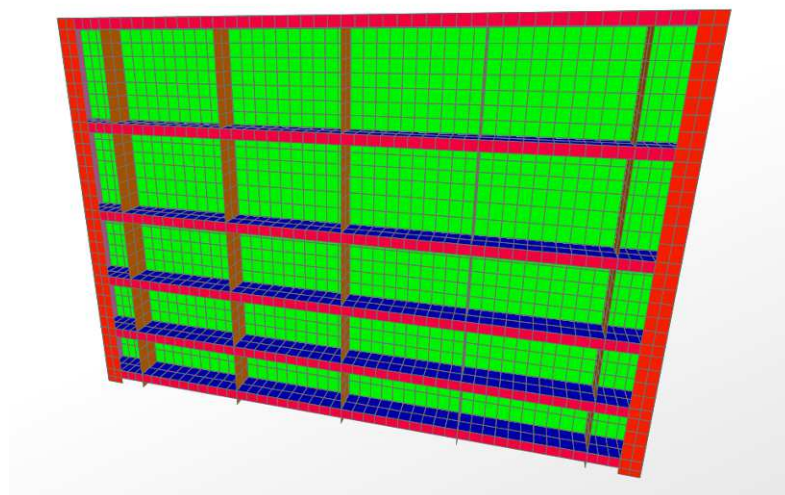
Si riportano di seguito alcuni rendering indicanti lo stato tensionale in  $[N/mm^2]$  allo stato limite ultimo secondo von Mises; infine la deformazione elastica in  $[mm]$  allo stato limite di esercizio.

## **2.7 PARATOIA PIANA SU RUOTE**

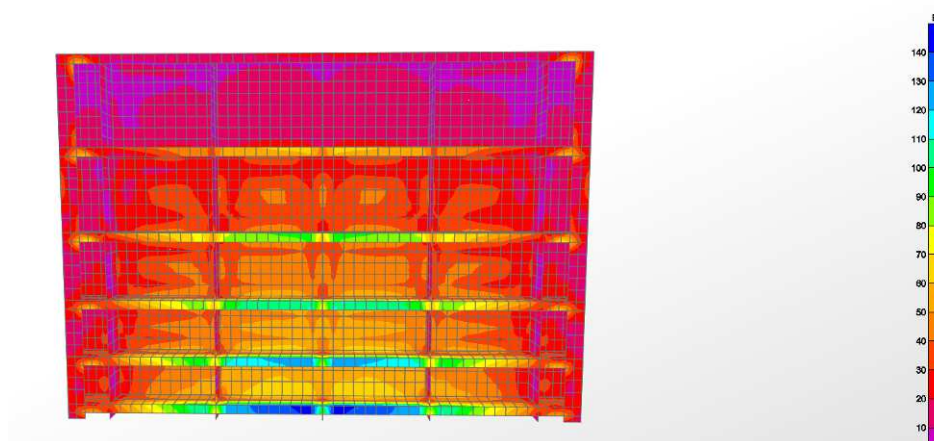
La struttura portante principale è stata schematizzata tramite un modello agli elementi finiti composto da elementi tipo "shell thin", a costituire il mantello ed i piatti e profili di rinforzo con caratteristiche elastiche del materiale  $E = 200.000 \text{ MPa}$ .

Lo schema statico prevede degli appoggi continui orizzontali in corrispondenza dell'asse delle ruote, mentre in soglia la struttura risulta semplicemente appoggiata verticalmente.

La paratoia può sopportare la pressione idrostatica presente o dal lato mantello o dal lato opposto; oltre alla resistenza (verificato allo SLU) viene verificata la deformazione elastica (allo SLE).



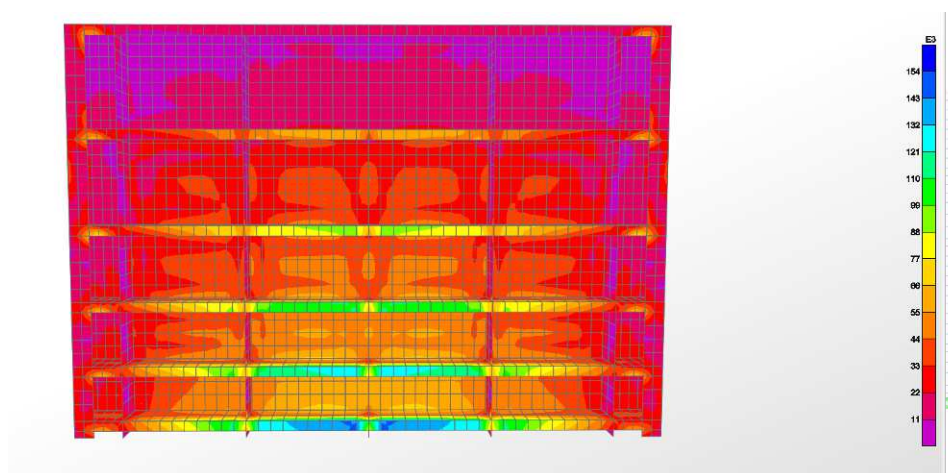
*Vista del modello agli elementi finiti*



*Stato tensionale complessivo allo SLU con spinta lato Arno-verso cassa*

Tensione massima strutture metalliche (von Mises):  $169,2 \text{ N/mm}^2$

La tensione massima si localizza sull'ala tesa della trave UPN 260 inferiore.

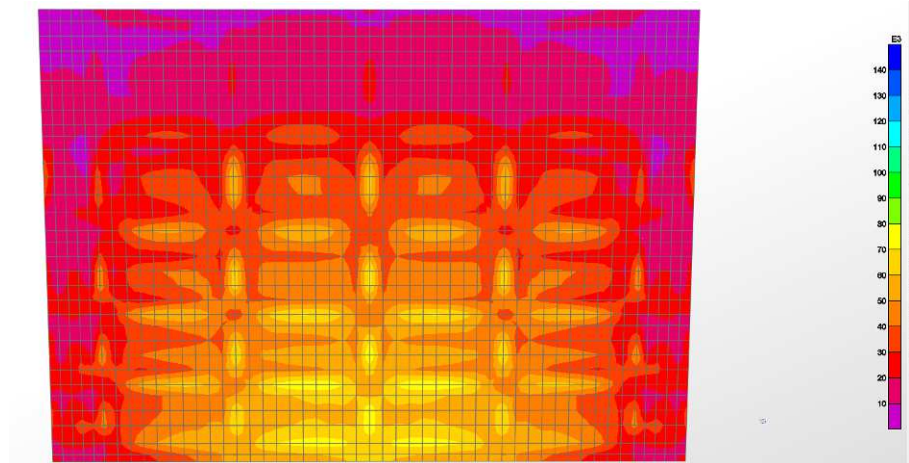


*Stato tensionale complessivo allo SLU con spinta lato cassa verso Arno*

Tensione massima strutture metalliche (von Mises):

174,0 N/mm<sup>2</sup>

La tensione massima si localizza sull'ala compressa della trave UPN 260 inferiore.

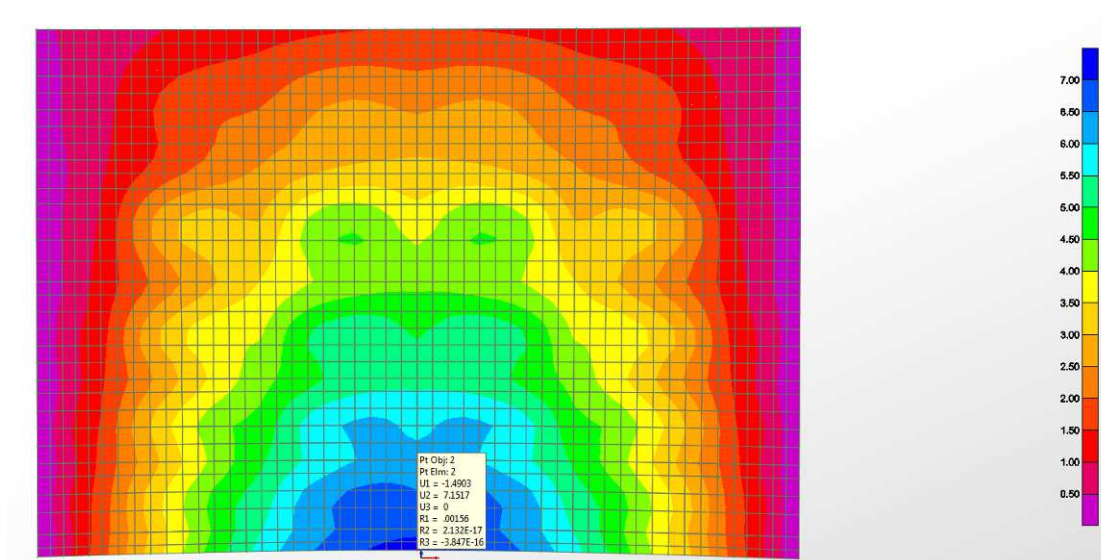


*Stato tensionale del mantello compresso allo SLU con spinta lato Arno-verso cassa*

Tensione massima mantello compresso (von Mises):

83,0 N/mm<sup>2</sup>

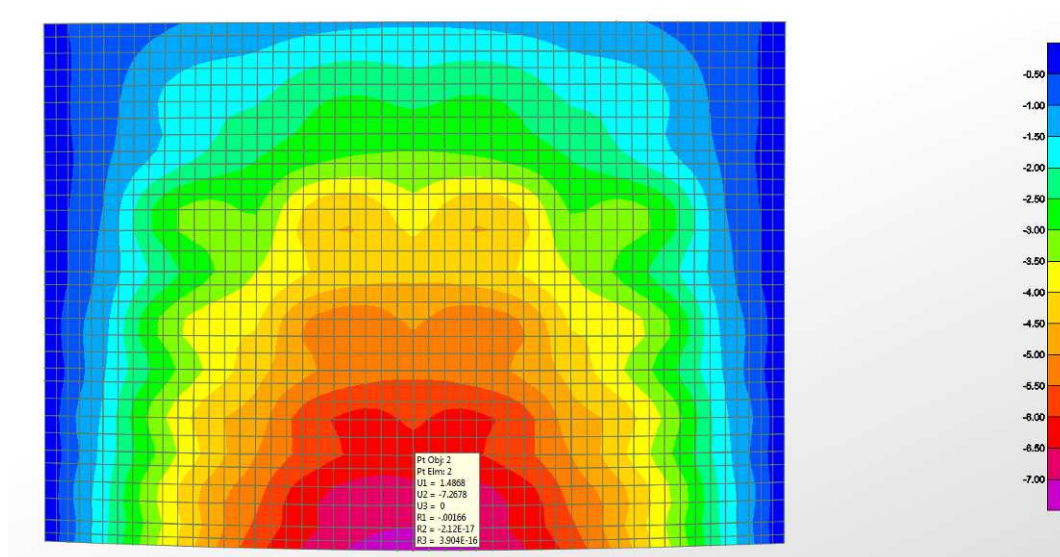
La tensione massima si localizza in corrispondenza del mantello collaborante con UPN 260 inferiore.



*Deformazioni allo SLE con spinta lato mantello*

Massima deformazione elastica del manufatto in soglia (spinta lato mantello): 8,58 mm

La deformazione è contenuta nell'ordine di L/650, compatibile con il sistema di tenuta.



*Deformazioni allo SLE con spinta lato casse*

Massima deformazione elastica del manufatto in soglia: 8,70 mm

La deformazione è contenuta nell'ordine di  $L/600$  compatibile con il sistema di tenuta.

Le verifiche di resistenza e di deformazione della paratoia risultano soddisfatte.

## 2.8 PANCONATURA

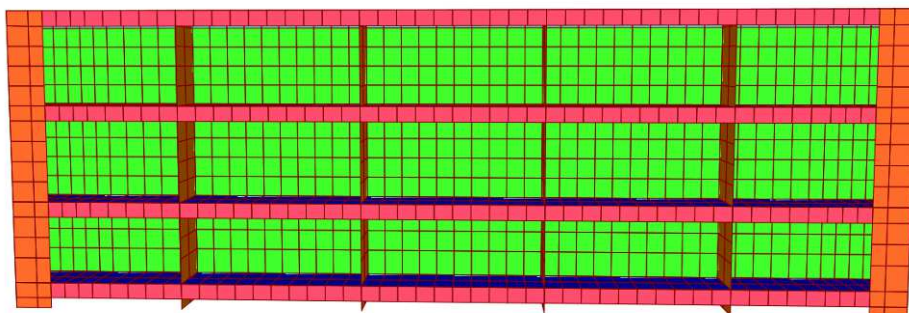
La struttura portante principale è stata schematizzata tramite un modello agli elementi finiti composto da elementi tipo "shell thin", a costituire il mantello ed i piatti e profili di rinforzo con caratteristiche elastiche del materiale  $E = 200.000 \text{ MPa}$ .

Lo schema statico prevede degli appoggi continui verticali in corrispondenza dell'asse della battuta perimetrale mentre in soglia la struttura risulta semplicemente appoggiata verticalmente.

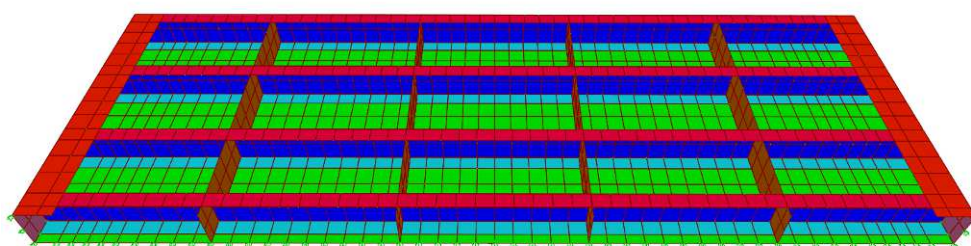
Il pancone può sopportare la pressione idrostatica presente dal lato mantello; oltre alla resistenza (verificato allo SLU) viene verificata la deformazione elastica (allo SLE).

Il pancone è progettato per sopportare la pressione idrostatica dell'acqua presente dal lato mantello; oltre alla resistenza viene verificata la deformazione elastica che, in considerazione del sistema di tenuta, deve essere limitata in corrispondenza dell'appoggio del pancone superiore:

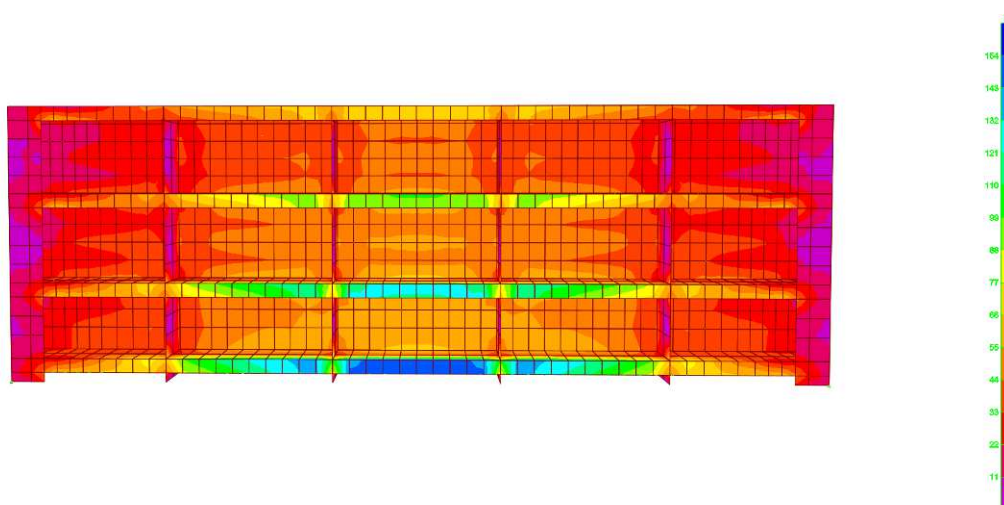




*Vista del modello agli elementi finiti*

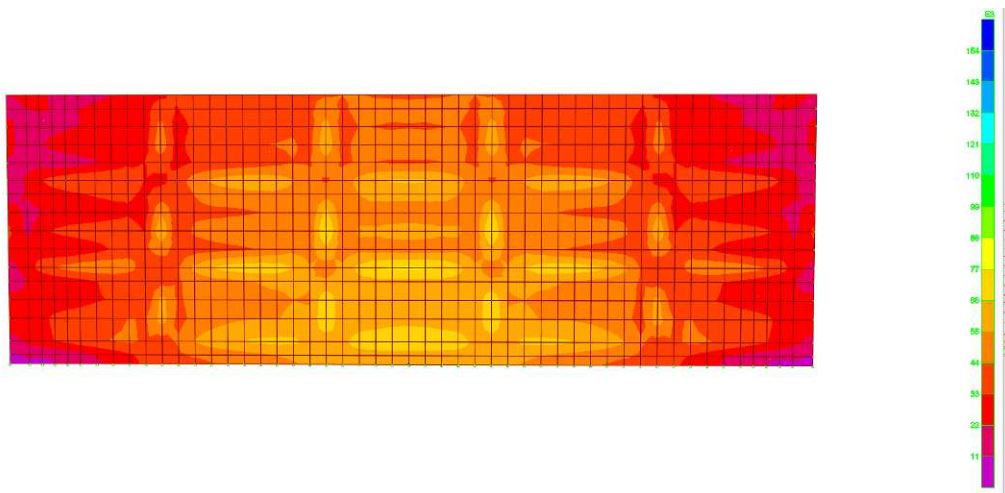


*Vista del modello agli elementi finiti*



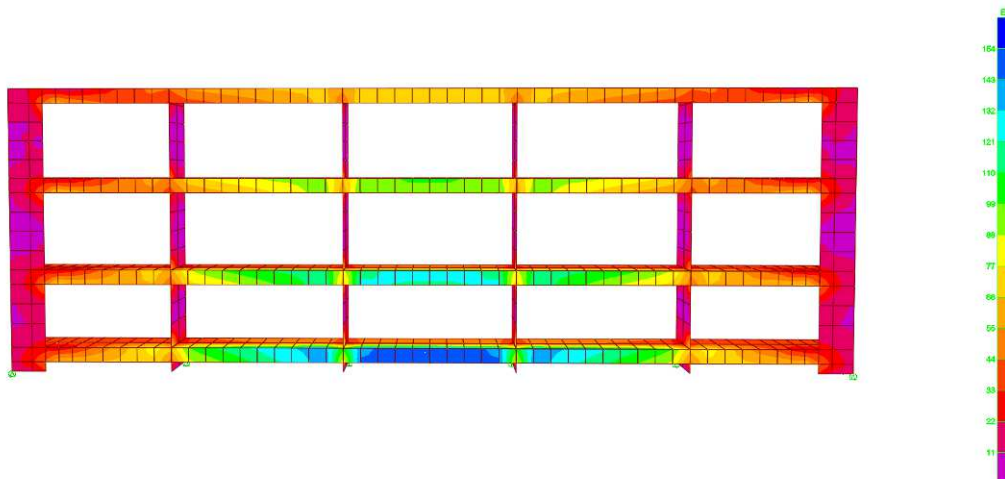
*Stato tensionale complessivo allo SLU con spinta lato Arno-verso cassa*

Tensione massima strutture metalliche (von Mises): 175 N/mm<sup>2</sup>  
 La tensione massima si localizza sull'ala tesa della trave UPN 260 inferiore.



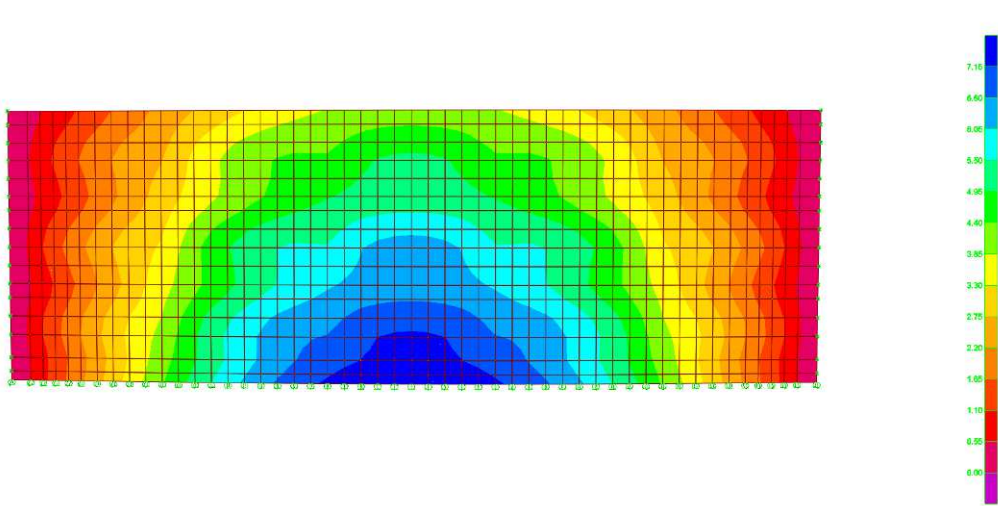
*Stato tensionale complessivo allo SLU del mantello con spinta lato Arno-verso cassa*

Tensione massima mantello compresso (von Mises): 86,4 N/mm<sup>2</sup>  
 La tensione massima si localizza in corrispondenza del mantello collaborante su trave UPN 260 inferiore.



*Stato tensionale complessivo allo SLU piattabande con spinta lato Arno-verso cassa*

Tensione massima mantello compresso (von Mises): 175,0 N/mm<sup>2</sup>  
 La tensione massima sull'ala tesa della trave UPN 260 inferiore.



Massima deformazione elastica del mantello soglia superiore: 4,9 mm

La deformazione è contenuta nell'ordine di  $L/1050$ .

Massima deformazione elastica del mantello soglia inferiore: 9,1 mm

La deformazione è contenuta nell'ordine di  $L/600$ .

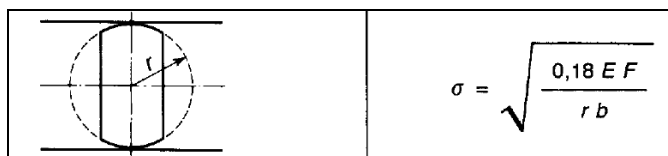
## 2.9 PARATOIA PIANA: RUOTE ED ASSI

Sono previste 6 ruote in acciaio s275j0 con un carico massimo risultante da modello di calcolo pari a 6 ton/ruota

La fascia di contatto è pari a 40 mm

Il diametro di rotolamento è pari a 300 mm

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



$$s = 614 \text{ N/mm}^2 = 4 \times 154 \text{ N/mm}^2 < 4 \times f_d = 4 \times 250 \text{ N/mm}^2$$

**ASSI** ( $F = 70 \text{ mm}$ )

Risultano soggetti a flessione e taglio:

$$M = 27,6 \text{ t cm} = 2,76$$

$$T = 6 \text{ t}$$

$$W = 33,656 \text{ cm}^3$$

Risulta (con  $g_g = 1,5$ ):

$$s_{id} = 125 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = 700 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio AISI 431 bonificato)}$$

## 2.10 PARATOIA PIANA SU RUOTE: ARGANO DI SOLLEVAMENTO

### ATTRITI

Ruote:

- a regime  $Ar = 1440 \text{ kg}$

- primo distacco  $Ard = 2160 \text{ kg}$

Tenute in Neoprene 65 ShA ricoperte con TCT - profilo tipo National Gummi 84802 -  
coefficiente di attrito  $m = 0,2$ :

profili tenuta National Gummi							
TOOL	A	B1	B2	C	D1	D2	MATERIAL
84802	150	45	45	15	20	20	EPDM 65
coeff. attrito = 0,2							con TCT

- a regime  $Atr = 380 \text{ kg}$
- primo distacco  $Atd = 475 \text{ kg}$

Idrodinamici:

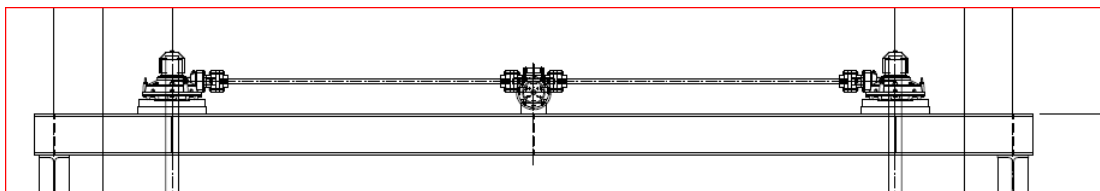
- $Ti = 640 \text{ kg}$

#### TOTALE SFORZI DI MANOVRA (con massimo carico idrostatico)

- Peso paratoia = 3600 kg
- Sforzi di sollevamento:
  - Tiro iniziale di sollevamento = 6235 kg circa
  - Tiro sollevamento dopo circa 5 sec. = 6060 kg
  - Tiro sollevamento dopo 30 sec. = 5420 kg
- Discesa: la paratoia chiude per gravità (a meno del rendimento gruppi motoriduttore - rinvii angolari - vitoni)

#### ARGANO DI MANOVRA

Viene scelto un argano a due vitoni salienti con una lunghezza libera di inflessione di circa 4000 mm; viene scelto un vitone TPG 75 , passo 16 mm ed un  $F_P = 67 \text{ mm}$ :



- Massimo sforzo sollevamento = 6400 kg
- $V = 0,3 \text{ m/1'}$
- $n_{vite} = 18,75 \text{ g/1'}$



- $M_{vite} = 19,5 \text{ kg m}$
- Gruppi esterni rinvio angolare R 1/ 4,5
- $n_{\text{asse collegamento}} = 84,4 \text{ g/1'}$
- $M_{\text{asse collegamento}} = 4,3 \text{ kg m}$
- Gruppo motoriduttore centrale:
  - Motore 4 poli 1,5 kW
  - $R = 1/16$
  - $M_2 = 18,2 \text{ kg m}$
  - $n_2 = 87,5 \text{ g/1'}$
  - riduttore Rossi motoriduttori:
    - MRCI64
    - R 1/16
    - $f_s = \text{circa } 2$

$N_{\text{max}} = 1500 \text{ kg}$  con coeff. sicurezza a carico critico euleriano circa 5

Potenza teorica richiesta (con rendimento 45%)  $P = 0,7 \text{ kW}$

Pootenza installata  $P = 1,5 \text{ kW}$

Il gruppo di azionamento ha un rendimento globale teorico pari a circa il 45 %; è quindi irreversibile (non necessita di freno) e il motore a 4 poli, tramite la regolazione ad inverter, dovrà limitare la coppia in discesa per non superare, in caso di impuntamento, la compressione di ogni vitone di 1500 kg.

## 2.11 MANOVRA PANCONI

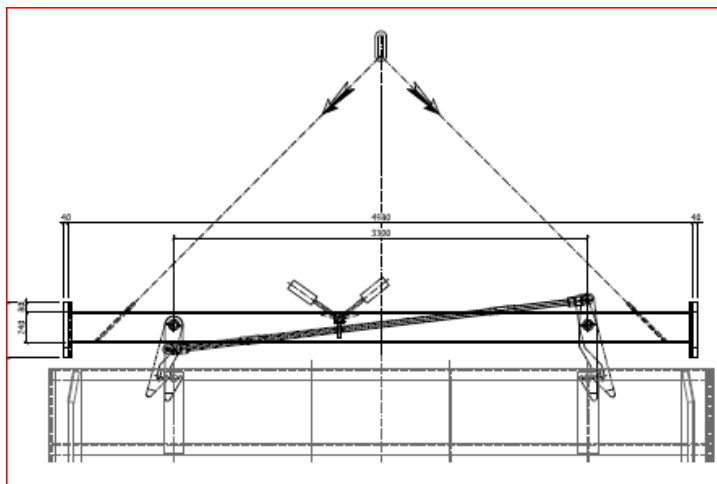
Ogni pancone sarà manovrato solo a carico equilibrato e ha un peso proprio di 2.100

## 2.12 TRAVE PESCATRICE

La trave pescatrice ha un peso di circa 800 kg ed è destinata a sollevare con carico equilibrato il pancone del peso di 2.100 kg

In considerazioni dell'utilizzo, secondo la UNI CNR 10021-85, si definiscono i seguenti coefficienti:

- n° cicli  $\rightarrow 0 < n < 16000$  cicli  $\rightarrow U_0$
- regime di carico  $\rightarrow K_p = 1 \rightarrow Q_4$
- classe utilizzo  $\rightarrow A2$
- valore coefficiente  $M = 1,02$
- valore coefficiente  $\gamma = 1,15$
- totale carichi sollevati =  $2100 + 800 = 2900$  kg
- carico da considerare per il calcolo delle strutture:  $2900 \times 1,15 \times 1,02 = 3400$  kg
- carico da considerare per le catene di sollevamento: 4000 Kg con caratteristiche secondo Direttiva Macchine 2006/42/CE secondo lo schema che segue:



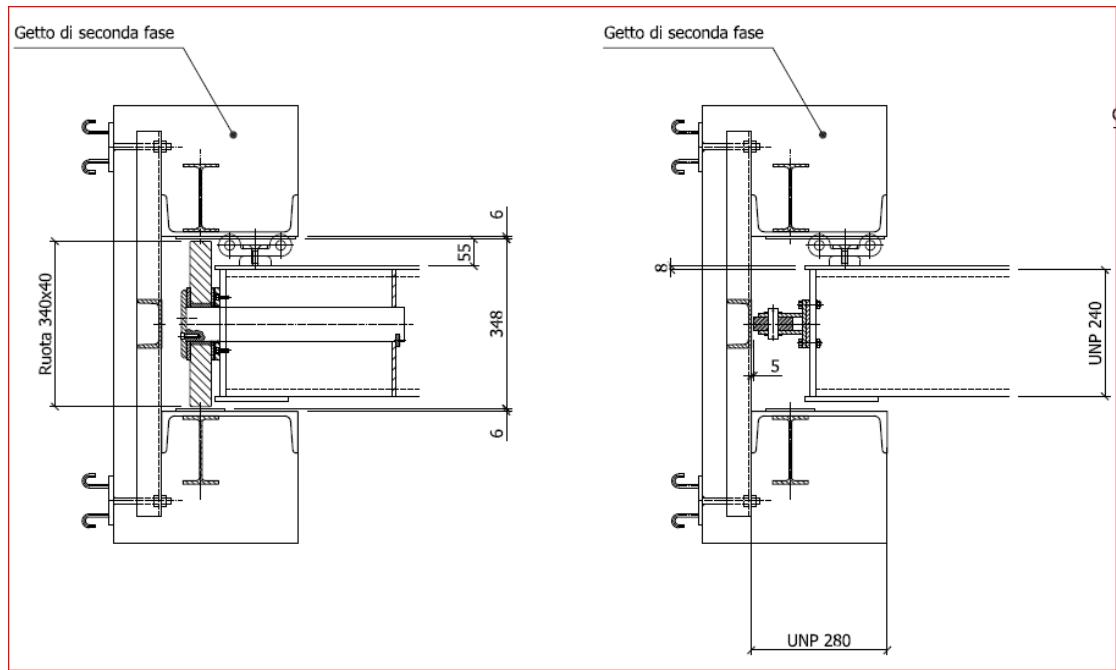
## 2.13 OPERE DI PRESIDIO E RESTITUZIONE: PARATOIE PIANE SU RUOTE

Oltre alle 11 paratoie da installare sull'Opera di Presa e alle relative panconature, sono previste:

- n. 6 paratoie piane (1 a strisciamento, 5 su ruote con comando a vitoni salienti) da installarsi nelle Opere di Presidio in sinistra idraulica,
- n. 7 paratoie piane (1 a strisciamento, 6 su ruote con comando a vitoni salienti) da installarsi nelle Opere di Presidio in destra idraulica,

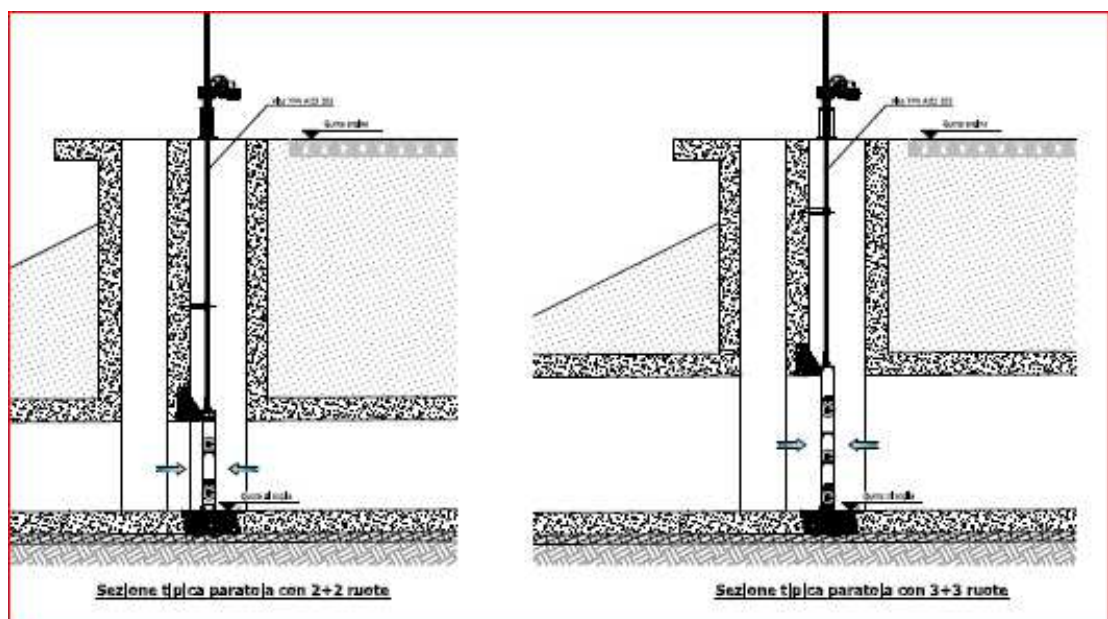
- n. 4 paratoie piane su ruote con comando a vitoni salienti da installarsi nelle Opere di Restituzione Presidio in destra idraulica.

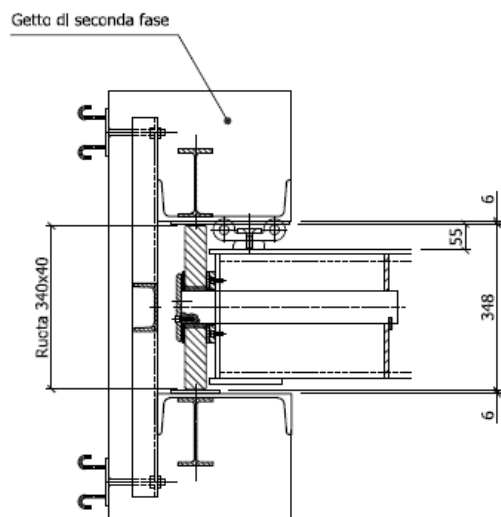
Di queste, con lo stesso criterio utilizzato per le paratoie piane su ruote di luce 5 m e dislivello di dimensionamento pari a 3,8 m H<sub>2</sub>O contro 0, è stato eseguito il dimensionamento della paratoia REPN2; risulta lo schema che segue:



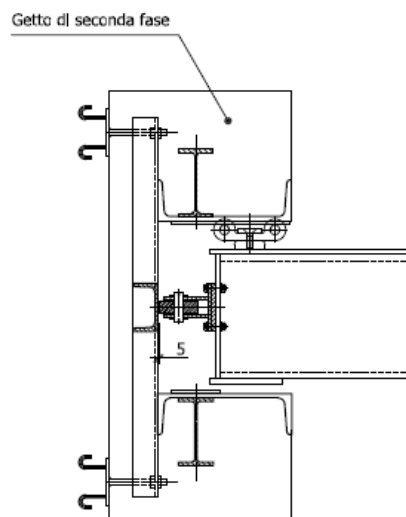
Dato il tipo di tenuta scelta, idonea per garantire la tenuta su 4 lati nei due sensi, è importante non superare la deformazione elastica di 4 mm in prossimità della tenuta frontale superiore.

Con i seguenti particolari costruttivi che vengono assunti come tipici per le paratoie delle opere di Presidio e Restituzione:

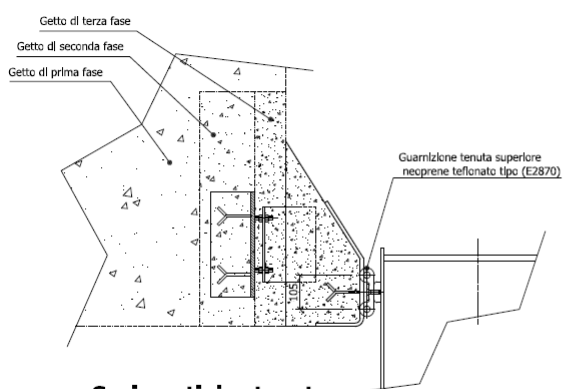




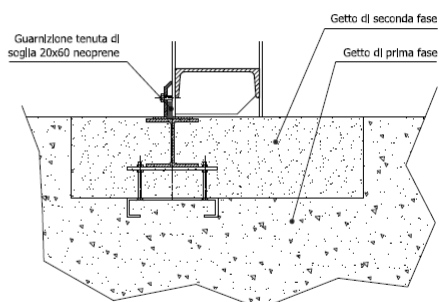
**Sezione tipica ruota  
con doppia tenuta frontale**



**Sezione tipica rullo di guida  
con doppia tenuta frontale**



**Sezione tipica tenuta  
frontale superiore**



**Sezione tipica tenuta di soglia**

le cui caratteristiche generali sono riportate nella tabella allegata (All. 1).