



Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile

Servizio Area Reno e Po di Volano - Ferrara

Provincia di Ferrara

Comune di Ferrara

CUP F58H17000080002

## Sostituzione delle porte del sostegno di Valle Lepri

**IMPORTO COMPLESSIVO € 150.0000,00**

### PROGETTO ESECUTIVO



### 2) RELAZIONE TECNICA

Progettista:

*Ing. Bruno Droghetti*

Collaboratori alla Progettazione:

*Geom. Luigi Marco Bigoni*

*Geom. Giorgio Bettini*

Responsabile Unico del Procedimento:

*Dott. Claudio Miccoli*

DATA: 13/12/2017

# Lavori di sostituzione delle paratoie del sostegno di Valle Lepri

## Progetto esecutivo

## Relazione Tecnica

### NOTE INTRODUTTIVE

#### DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le opere da eseguire consistono in:

1. Sostituzione delle paratoie mobili
2. Sostituzione del solaio in c.a. con altro in travi d'acciaio e grigliato metallico;

Ulteriori informazioni sono desumibili dalla relazione generale.

#### NORMATIVA APPLICABILE

Dimensionamento dell'opera 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,
- **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"
- **Legge n°380/2001** Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
- **UNI EN 1991:2004 Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture
- **UNI EN 1993:2005 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio
- **D.M. 14/01/2008** "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
- **D.M. INFRASTRUTTURE 26/06/2014-** Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- **DECRETO LEGISLATIVO 16 giugno 2017 , n. 106** . Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE

## MATERIALI IMPIEGATI

### ACCIAIO PER CARPENTERIA

- Elementi di acciaio di tipo **S235J0 S275J0** ed **S355J0** 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 235 J0

Acciaio laminato per carpenteria (UNI EN 10025)

Tipo S 275 (Fe 430)

Laminati a caldo con profili a sezione aperta

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

$f_{yk} \geq 235$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione caratteristica di rottura a trazione ( $t \leq 40$  mm)

$f_{tk} \geq 360$  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):  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

$f_{yd} = 223$  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)

Tipo S 275 (Fe 430)

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>

#### 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 ( $t \leq 40$  mm)

$f_{yk} \geq 355$  N/mm<sup>2</sup>

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>

#### 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)

8.8

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

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

Dadi classe (UNI EN 20898-2:1994)

8

Il sostegno idraulico è definibile, ai sensi del D.M. Infrastrutture e Trasporti del 26/06/2014, come traversa fluviale esistente e, quindi, soggetto alle norme di cui al capo C dello stesso D.M..

Più precisamente la traversa in studio determina un invaso superiore ai 100.000 mc quindi, ai sensi del comma A1 del D.M. in parola, viene sancita la cogenza della norma.

Non esiste una sua classificazione ufficiale in merito alla strategicità quindi è possibile affermare che si tratta di opera non strategica; il suddetto Decreto, al cap C.7.7.2 p.to C la classifica come “*diga di importanza normale*” in quanto, pur invasando una quantità d’acqua superiore al milione di metri cubi, non presenta conseguenze rilevanti in merito ad eventuale collasso e non ha usi di tipo idroelettrico o idropotabile.

Conseguentemente, anche ai fini sismici, viene attribuito alla struttura in esame la vita nominale  $V_n=50$  anni, peraltro già superata.

La quota di massimo invaso non è mai stata definita tuttavia le quote di progetto indicano come massimo invaso la quota +2 m s.l.m.m ma, nella fattispecie, la verifica verrà svolta utilizzando, come quota di massimo invaso, la quota sommitale delle arginature latitanti cioè m.3,00 s.l.m.m. .

La quota di massima regolazione non esiste come altrettanto non esistono dispositivi di sfioro automatici. Poiché la quota superiore delle paratoie in chiusura è m. 2,35 m. s.l.m.m. si può assumere la stessa quota come quota di regolazione.

La quota di progetto, da utilizzare per la combinazione fondamentale, è la quota di navigazione posta a m. 1,5 s.l.m.m.

Il volume di invaso è totalmente dedicato al mantenimento delle quote di navigazione (e di irrigazione) e quasi nullo ai fini della laminazione.

Lo spessore del ghiaccio difficilmente supera i pochi cm.; mai arriva ai 10 cm.

Il tempo di ritorno degli eventi sismici è:

Tab.C4 *Periodi di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  (anni)*

<i>Dighe:</i>	SLO		SLD		SLV		SLC	
	$P_{VR} (\%)=81$		$P_{VR} (\%)=63$		$P_{VR} (\%)=10$		$P_{VR} (\%)=5$	
<i>Strategiche</i>	120		200		1900		2475	
<i>Rilevanti</i>	45 <sup>(1)</sup>	90 <sup>(2)</sup>	75 <sup>(1)</sup>	150 <sup>(2)</sup>	710 <sup>(1)</sup>	1425 <sup>(2)</sup>	1460 <sup>(1)</sup>	2475 <sup>(2)</sup>
<i>Imp. normale</i>	30		50		475		975	

<sup>(1)</sup> dighe di dimensioni contenute

<sup>(2)</sup> grandi dighe

Le azioni d’inerzia dell’acqua sotto l’azione del terremoto sono ottenute con la seguente formula:

$p=a*\rho*c*y_0$  dove, p è identificata come una pressione, con:

a = accelerazione orizzontale massima al sito (secondo il POC dell’Unione Valli e Delizie si cui fa parte il Comune di Ostellato, l’accelerazione massima al suolo è 0,189g);

$\rho$  = massa per unità di volume dell’acqua= 1000/9,806 kg/mc;

$y_0$  = differenza tra la quota dell’acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto

più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento=  $12,35-8,20= 4,15$  m;

$y$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p= m. 2,78$ ;

$cm = -0,0073\alpha + 0,7412$  in cui  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Per  $\alpha > 60^\circ$  si assumerà  $cm = 0,3$

nella fattispecie:  $cm = -0,0073*0 + 0,7412 = 0,7412$

$c = cm/2 * (y/y_0 * (2 - y/y_0) + (y/y_0 * (2 - y/y_0))^{0,5} =$

$= 0,7412 * 0,5 * (2,78/4,15 * (2 - 2,78/4,15) + (2,78/4,15 * (2 - 2,78/4,15))^{0,5}) = 0,68$

Quindi l'azione di inerzia  $p$  su di una paratoia vale  $p = a * \rho * c * y_0$ :  
 $0,186 * 9,806 * 1000 / 9,806 * 0,68 * 4,15 = 525$  kg/mq

## VERIFICA DELLE PARATOIE

Le paratoie sono costituite da:

- Uno scudo di lamiera sp. 7 mm largo 4290 mm e alto 4150 mm;
- una cornice, per tre lati, in profilati UNP 260;
- due traverse orizzontali in profilati uguali UNP 260;
- una traversa orizzontale in IPN 260;
- tre travi rompitratta verticali in IPN 260;
- due travi rompitratta verticali n IPN 120.

Gli altri profili non hanno funzioni statiche del medesimo rilievo.

Lo scudo scarica il carico idraulico sulle traverse orizzontali e queste ultime lo trasmettono ai ritti della cornice; queste ultime, a loro volta, lo trasmettono a tre file di ruote il cui asse è a 150 mm dalla traversa orizzontale sottostante.

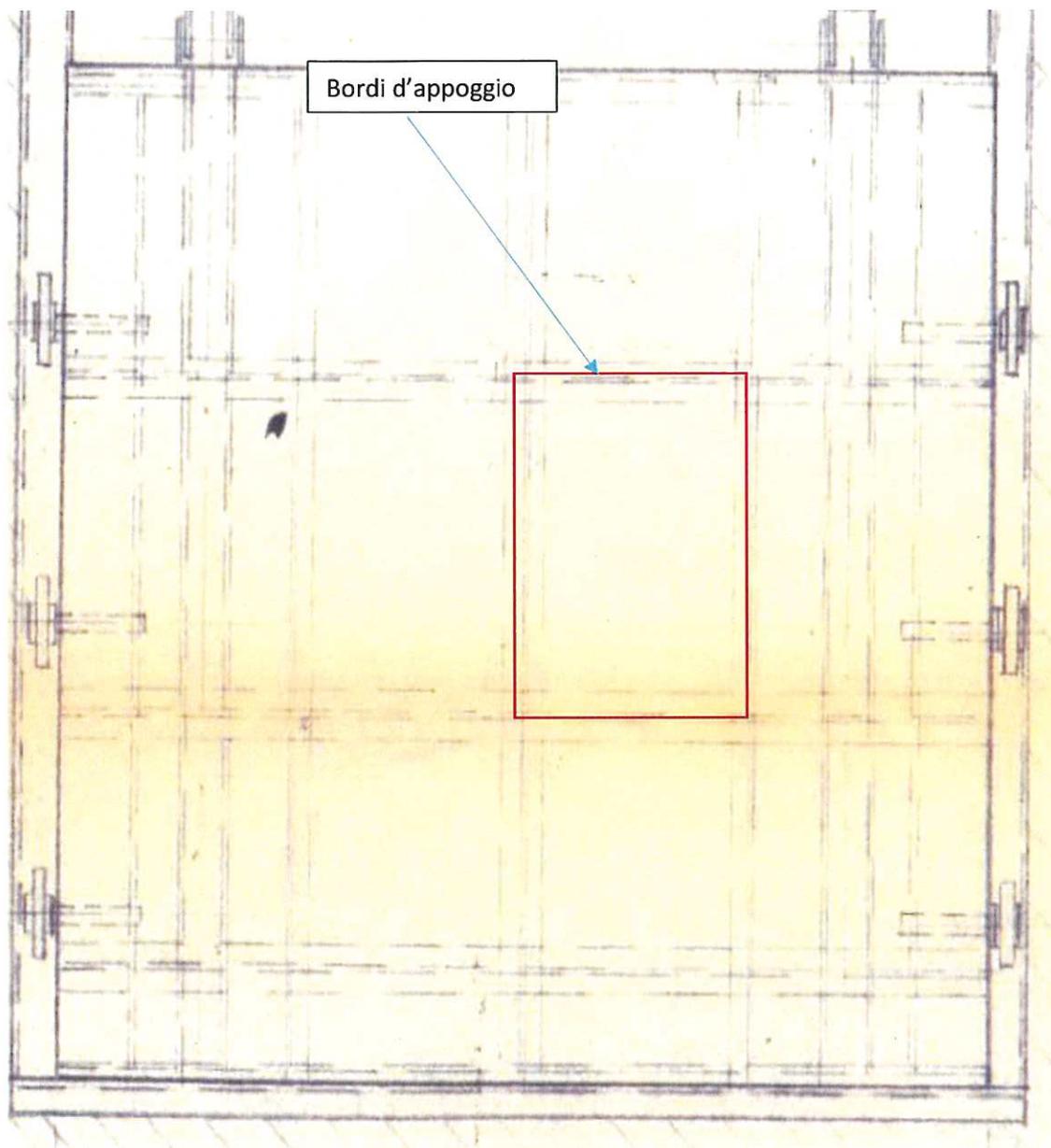
Le ruote, infine, scaricano il peso sui gargami.

Lo schema è quello trilitico e non viene ipotizzata la collaborazione fra il mantello e le travi, per quanto questa sia inevitabile visti i collegamenti; ciò è ad evidente favore della sicurezza.

La verifica avverrà seguendo sia la condizione di carico fondamentale (altezza di carico m. 12), sia la condizione di carico eccezionale (altezza di carico m. 13,00) sia quella sismica.

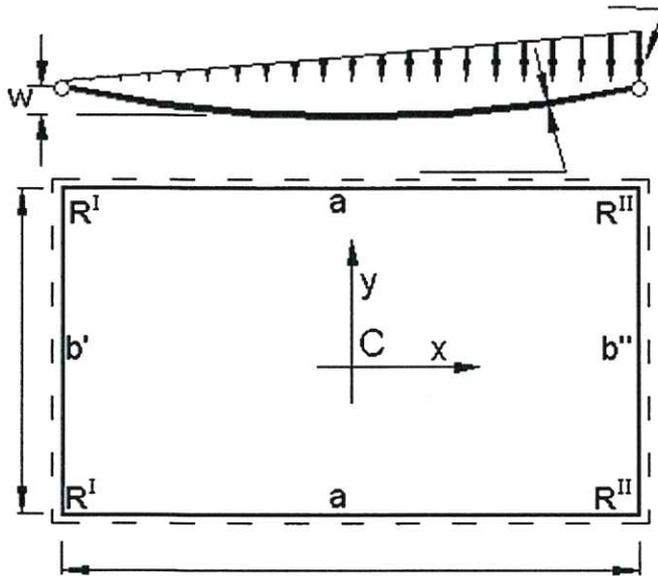
Le verifiche verranno tutte realizzate allo SLU con esclusivo metodo elastico.

## Verifica dello scudo in lamiera



Lo scudo in lamiera viene verificato a piastra, secondo la teoria semplificata di Grashov considerando le singole specchiature dello scudo come semplicemente appoggiate ai bordi e computando le luci di calcolo come uguali agli assi dei profilati che ne compongono i bordi.

Le ordinate più distanziate, quelle centrali, hanno interasse 85 cm fra loro mentre le traverse sono distanziate in maniera da compensare gli incrementi di carico dovuti alla profondità; ciò porta a verificare le specchiature centrali delle tre paratoie



verifica SLU FONDAMENTALE scudo in lamiera sp. 7 (verifica a piastra secondo Grashov per le specchiature al centro longitudinale)

	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 12)	$h'$	pressione media $s'$ kg/mq	pressione media incrementata	coefficiente di ripartizione $\frac{x^4}{(y^4+x^4)}$	carico lineare medio Y-Y kg/m	carico lineare medio X-X kg/m	momento Y-Y kgcm	momento X-X kgcm	momento d'inerzia profilo $cm^4$	momento resistente profilo cmc	tensione Y-Y kg/cm <sup>2</sup>	tensione X-X kg/cm <sup>2</sup>
specchiatura di fondo	3,35	2,46	2905	3776,5	0,454	1715,08	2061	16981	18617	2,86	8,17	2079	2279,7
specchiatura mediana	2,46	1,2	1830	2379	0,167	504,939	1981	10021	17895	2,86	8,17	1227	2191,2
specchiatura di superficie	1,2	0	600	780	0,083	100,271	715,3	1805	6460	2,86	8,17	221	791,04

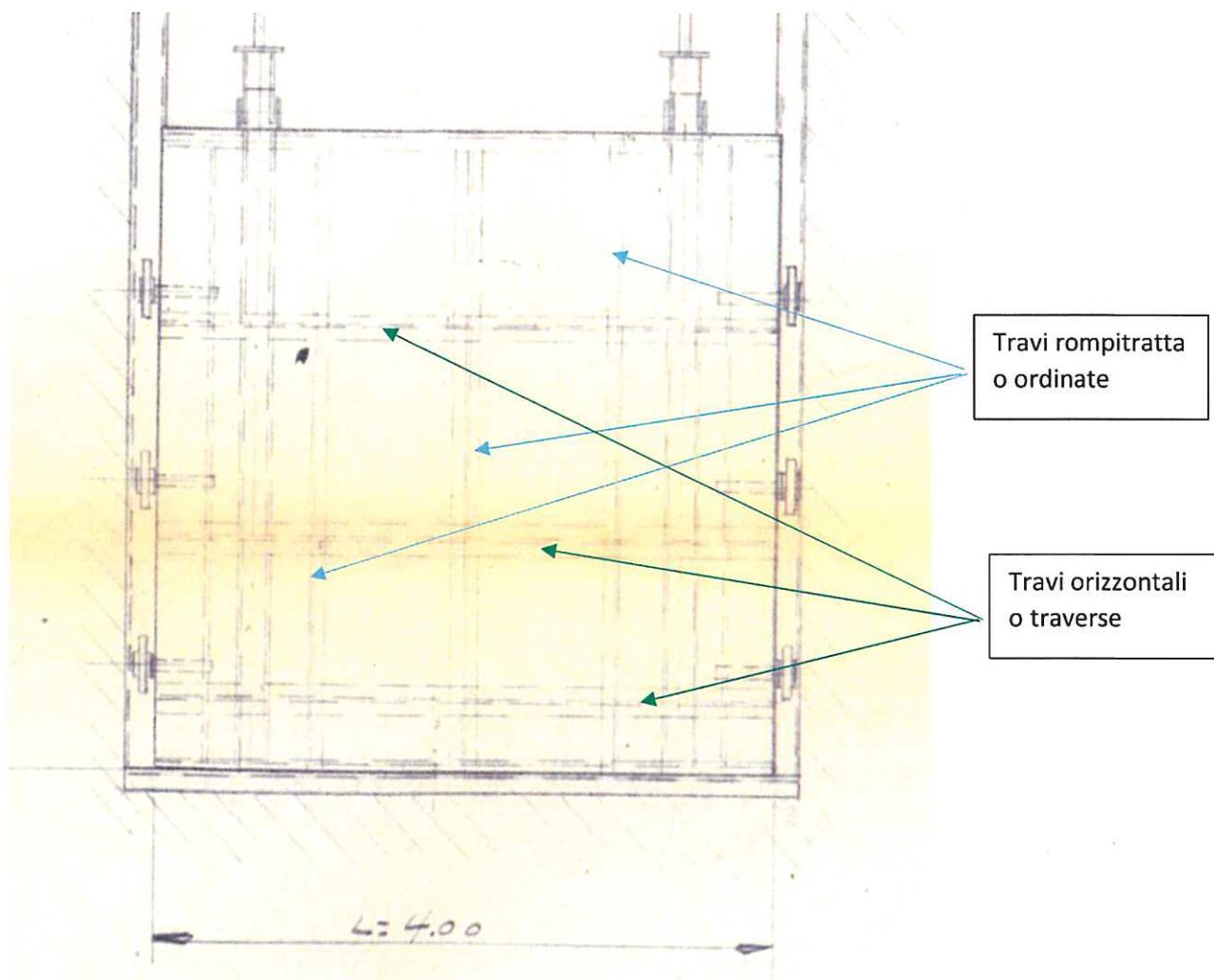
verifica SLU ECCEZIONALE scudo in lamiera sp. 7 (verifica a piastra secondo Grashov per le specchiature al centro longitudinale)												
	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 13)	h'	pressione media s' kg/mq incrementata (1,3)	coefficiente di ripartizione $lx^4/(ly^4+lx^4)$	carico lineare medio Y-Y kg/m	carico lineare medio X-X kg/m	momento Y-Y kgcm	momento X-X kgcm	momento d'inerzia profilo	momento resistente profilo	tensione Y-Y	tensione X-X
specchiatura di fondo	4,35	3,46	3905	0,454	1773,4	2131,57	17559,2	19250,72	2,86	8,17	2150,1	2357,23
specchiatura mediana	3,46	2,2	2830	0,167	472,96	2357,04	9385,952	21286,99	2,86	8,17	1149,3	2606,57
specchiatura di superficie	2,2	0,65	1425	0,083	118,19	1306,81	3549,248	11802,17	2,86	8,17	434,6	1445,16

verifica SISMICA scudo in lamiera sp. 7 (verifica a piastra secondo Grashov per le specchiature al centro longitudinale)													
	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 12,35)	h'	pressione media s' kg/mq	pressione media sommata al carico sismico (435 kg/mq)	coefficiente di ripartizione $lx^4/(ly^4+lx^4)$	carico lineare medio Y-Y kg/m	carico lineare medio X-X kg/m	momento Y-Y kgcm	momento X-X kgcm	momento d'inerzia profilo $cm^4$	momento resistente profilo cmc	tensione Y-Y kg/cmq	tensione X-X kg/cmq
specchiatura di fondo	3,7	2,81	3255	3690	0,45	1675,8	2014,2	16592	18191	2,86	8,2	2032	2227
specchiatura mediana	2,82	1,55	2185	2620	0,17	437,87	2182,1	8828	13138	2,86	8,2	1081	1609
specchiatura di superficie	1,55	0	775	1210	0,08	100,35	1109,6	3014	6681	2,86	8,2	369	818,1

Le tensioni più acute si ritrovano nella specchiatura mediana con carico eccezionale e valgono 2606 kg/cm<sup>2</sup> inferiori a quelle dell'acciaio utilizzato cioè un S 355J0 con tensione di progetto fd: 3380 kg/cm<sup>2</sup>. VERIFICATO .

La verifica a taglio viene trascurata per l'evidente sovrabbondanza della sezione interessata per questo sforzo.

Verifica delle ordinate (o travi rompitratta)



Le ordinate portano solo una percentuale del carico (poco meno del 50%) trasmesso dallo scudo.

Si procede alla verifica solo per quelle di minor sezione, cioè gli NP 120 e lo si fa esclusivamente per la condizione SLU eccezionale, che ha mostrato di determinare i maggiori carichi, e quindi tensioni.

VERIFICA IPE 120 VERTICALE											
	massimo invaso (quota 13)	h'	pressione media s' kg/mq	pressione media incrementata	ripartizione $(x^4/(y^4+x^4))$	carico lineare medio Y-Y kg/m	momento Y-Y kgcm	momento d'inerzia profilo cm <sup>4</sup>	momento resistente profilo cmc	tensione Y-Y kg/cm <sup>2</sup>	reazione vincolare
specchiatura di fondo	4,35	3,5	3905	3905	0,454	3156,71	31255,38	117	54,7	571,40	2388,05
specchiatura mediana	3,46	2,2	2830	2830	0,167	841,87	16706,99	117	54,7	305,43	901,65
specchiatura di superficie	2,2	0,7	1425	1425	0,083	210,37	6317,66	117	54,7	115,50	277,16

Anche in questo caso i risultati sono decisamente confortanti ed è possibile utilizzare profili in acciaio S235 con tensione di progetto da  $2238 \text{ kg} > 571$  trovata in verifica. VERIFICATO.

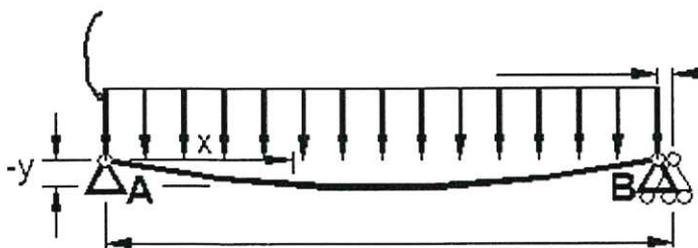
Il profilato scelto ha una sezione totale di 22,8 cm<sup>2</sup> mentre la sezione della sola anima centrale (utilizzata cautelativamente al posto di  $A_v$ ) vale  $0,63 \cdot 14 = 8,82$  cm<sup>2</sup> con una resistenza a taglio, approssimata in difetto di  $R_{ed} = A_v \cdot f_{yk} / 1,05 / 3^{0.5} = 8,82 \cdot 2350 / 1,05 / 1,71 = 11543$  kg a fronte di una reazione vincolare di 2388 kg. VERIFICATO.

Verifica delle traverse orizzontali

La paratoia è suddivisa in tre campiture determinate dalla posizione delle traverse.

La verifica avverrà seguendo sia la condizione di carico fondamentale (altezza di carico m. 12), sia la condizione di carico eccezionale (altezza di carico m. 13,00) sia quella sismica.

Le traverse sono considerate come travi semplicemente appoggiate all'estremità e vengono caricate con il carico determinato dalla pressione media rispetto alle pressioni presenti nelle proprie estremità di competenza.



Si riporta, di seguito, il foglio di Excel nel quale sono effettuate le verifiche delle traverse.

**CALCOLO SLU COMBINAZIONE FONDAMENTALE**

	dislivello idraulico h massima piena (quota h'		pressione media sul profilo di fondo s' kg/mq	pressione incrementata (coefficiente gamma 1,3)	carico lineare medio kg/m	momento kgcm	momento d'inerzia profilo	momento resistente profilo	tensione	tensione critica	reazione vincolare kg
traversa di fondo	3,8	2,91	3355	4362	3881,735	897166	4824	371	2418,237	10996	8345,73
2° traversa a partire dal fondo	2,91	1,835	2372,5	3084	3315,569	766310,8	4824	371	2065,528	10996	7128,47
3° traversa a partire dal fondo	1,84	0,425	1130	1469	2071,29	478726,9	5740	442	1083,093		4453,27

**CALCOLO SLU COMBINAZIONE ECCEZIONALE**

	massimo invaso (quota 13) h'		pressione media sul profilo di fondo s' kg/mq	pressione incrementata	carico lineare medio kg/m	momento kgcm	momento d'inerzia profilo	momento resistente profilo	tensione	tensione critica	reazione vincolare kg
traversa di fondo	4,8	3,91	4355	4355	3875,95	895828,9	4824	371	2414,63	10996	8333,29
2° traversa a partire dal fondo	3,91	2,84	3373	3373	3625,44	837929,2	4824	371	2258,57	10996	7794,69
3° traversa a partire dal fondo	2,835	1,43	2130	2130	3003,3	694137,7	5740	442	1570,45		6457,1

CALCOLO SLU COMBINAZIONE SISMICA											
	dislivello idraulico h massima regolazione	h'	pressione media sul profilo di fondo s' kg/mq	pressione incrementata	carico lineare medio kg/m	momento kgcm	momento d'inerzia cm <sup>4</sup>	momento resistente cm <sup>3</sup>	tensione kg/cmq	tensione critica kg/cmq	reazione vincolare kg
traversa di fondo	3,7	2,81	3255	3780	3364,2	777551	4824	371	2095,8	10996	7233
2° traversa a partire dal fondo	2,82	2,19	2503	3027,5	1922,463	444329	4824	371	1197,7	10996	4133,3
3° traversa a partire dal fondo	1,55	0	775	1300	2015	465717	5740	442	1053,7		4332,3

Come desumibile dalle suesposte tabelle, le tensioni non superano mai i 2419 kg/cm<sup>2</sup>, inferiori a quelle dell'acciaio S355, con cui vengono costruite le traverse. VERIFICATO

Il profilato scelto ha una sezione totale di 48,3 cm<sup>2</sup> mentre la sezione della sola anima centrale (utilizzata cautelativamente al posto di Av) vale  $1 \times 23 = 23$  cm<sup>2</sup> con una resistenza a taglio, approssimata in difetto di  $R_{ed} = A_v \cdot f_{yk} / 1,05 / 3^{0.5} = 23 \cdot 3550 / 1,05 / 1,71 = 45.474$  kg a fronte di una reazione vincolare di 8345 kg. VERIFICATO.

La tensione critica a svergolamento è di oltre 11000 kg/cm<sup>2</sup>, ampiamente verificata.

La verifica alle deformazioni avverrà allo SLE utilizzando la pressione che si sviluppa a monte con la quota di navigazione, 1,5 m s.l.m., ed a valle con la quota 0 m. s.l.m; l'area di competenza della traversa più caricata è alta m. 1,07.

La deformazione vale  $5/384 \cdot q \cdot l^4 / E \cdot J = 5/384 \cdot 15 \cdot 1,07 \cdot 430^4 / 2100000 / 5740 = 0,70 < 430/600$   
VERIFICATO

Nella traversa mediana, un IPN 260, si prevede di realizzare due fori, nell'anima, distanti ciascuno 80 cm dai rispettivi estremi, e di dimensione mm 80\*80 con un rinforzo, al solo lato inferiore, costituito da un tubolare lungo mm 50 e spesso mm 10.

In allegato viene riportato il foglio di calcolo elettronico per verificare la possibilità di effettuare la foratura precisando sin d'ora che la verifica è superata.

Verifica della cornice (profili verticali)

Le traverse orizzontali scaricano il peso sui profilati verticali della cornice, di pari sezione, e questi, a loro volta scaricano il peso su sei ruote (tre per ogni montante).

Le ruote sono innestate 15 cm sopra di ciascuna traversa orizzontale quindi lo sforzo flessionale massimo è data dalla reazione di ciascuna traversa moltiplicata per il braccio di leva di 15 cm.

Lo schema statico reale sarebbe quello di una trave continua su tre appoggi caricata con le reazioni delle traverse orizzontali ma, per semplicità ed a favore di sicurezza, si adotterà lo schema della trave a sbalzo caricata all'estremo

La cornice, depurata dal foro eseguito per far passare i perni delle ruote, ha momento resistente di 366 cmc. e sopporta un momento flettente di  $366 \text{ cmc} \cdot 3380 \text{ kg/cm} = 1.237.080 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ .

Il momento generato dalle ruote sul profilato di cornice, vale nella combinazione fondamentale  $8345 \text{ kg} \cdot 15 \text{ cm} = 125.175 \text{ kg} \cdot \text{cm} \ll 1.237.080 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  VERIFICATO.

Anche la parte superiore della cornice funziona a mensola e, per la parte di propria competenza, porta circa  $(1435+650)/2 \text{ kg/m} \cdot 4,3/2 = 2242 \text{ kg}$  (condizione SLU eccezionale) posti a  $(155-15)=1,4 \text{ m}$  dall'asse delle ruote generando un momento di circa  $2242 \text{ kg} \cdot 140 \text{ cm} = 313.880 \text{ kg} \cdot \text{cm} \ll 1.237.080 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  VERIFICATO.

La giunzione centrale porta un carico di  $313.880 \text{ kg} \cdot \text{cm} / 26 \text{ cm} = 12.072,31 \text{ kg}$  da ripartire su 3 chiodi = 4000 kg circa per chiodo. Adottando chiodi da 22 mm su 8 mm di spessore della piastra di collegamento si ottiene una tensione di taglio di  $4000 / 22^2 \cdot 4/3,14 = \text{circa } 1050 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza a rifollamento della piastra è  $0,8 \cdot 3550 \cdot 2,2 / 1,25 = 4998 \text{ kg} > 4000$  VERIFICATO

Verifica delle saldature

La paratoia funziona come un trilito, con i vari profilati che scaricano il proprio peso sul profilato sottostante o su di un profilato nel quale si innesta fisicamente, e le condizioni di vincolo sono sempre di semplice appoggio ragion per cui non vi sono saldature che abbiano valenza strutturale, a parte quelle che uniscono i tre profilati della cornice (il profilato superiore con i due montanti laterali).

La saldatura in argomento è caricata con 2242 kg in condizione SLU ECCEZIONALE. Trattandosi di saldature a piena penetrazione, come tutte le saldature di testa necessarie al bisogno, ed essendo il carico inferiore ad altri già verificati con la stessa tipologia di profilo si considera il tutto pienamente verificato.

## VERIFICA DELLE PORZIONI DI FABBRICATO

Si rappresenta che trattasi di fabbricato esistente al 1960 che viene rinforzato nelle componenti orizzontali a piano terra (quota +3,00 s.l.m.m.).

Il fabbricato, pur venendo rinforzato non subisce incrementi di carico proprio superiori al 10% quindi non risulta necessaria la verifica delle fondazioni.

Non viene computata, nelle azioni di verifica, la componente sismica verticale perché le luci orizzontali delle travi hanno sempre dimensione inferiore a 20 m.; si trasforma in componente verticale, invece, l'azione sismica orizzontale.

## Verifica del grigliato

Il grigliato viene verificato alla condizione SLU approssio 1 (strutturale) della combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Per la definizione generale delle sigle si rimanda alle NTC 2008 ma, nella fasttispicie, con G1 si intendono i carichi degli elementi strutturali (grigliato) e con Q1 i carichi portati.

Questi ultimi, a loro volta, vengono considerati come carichi di cat. E della Tabella 3.1.II – *Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici* cioè 600 kg/mq.

Non vi sono altri carichi accidentali concomitanti e la distanza fra gli appoggi è 160 cm.

Ipotizzando l'utilizzo di un grigliato pressato con maglia 22\*66 formato da piatto 20\*2 in acciaio S235J, peso 18,75 kg/mq si ha, secondo le tabelle del rivenditore, una portata garantita di 600 kg/mq con appoggi distanti 1000 mm.

Il carico imposto diventa:  $18,75 \cdot 1,3 + 600 \cdot 1,5 = 925 \text{ kg/mq} \cdot 0,45 = 416 < 600 \text{ kg/mq}$  VERIFICATO.

Verifica della trave portante del solaio in grigliato

La luce netta del solaio è m. 3,90 e si prevede di poggiarle su incassi, appositamente ricavati nelle pile, profondi 20 cm portando la luce massima, prudenzialmente adottata come luce di calcolo, a m.  $3,90 + 0,15 \cdot 2 = 4,42 \text{ m}$ .

Ipotizzo di utilizzare 4 profilati IPE 100 in acciaio S235 J0 con un peso, dopo la zincatura, di 9 kg/m semplicemente poggiato alle estremità.

La trave resiste alla sollecitazione di flessione semplice ad un momento di 841 kgm ed a uno sforzo tagliante di 626 kg (dati del software free Profili del prof. Gelfi).

Il carico allo SLU in combinazione fondamentale approssio 1 combinazione di carico 1 diventa:

carico tot kg/m	Peso proprio kg/ml	carico sovrastante strutturale	carico accidentale	larghezza di competenzaza	coeff. Gamma1	coeff. Gamma2	luce m.	momento flettente kgcm	sforzo tagliante kg
235,88	9,00	18,75	600,00	0,45	1,30	1,50	4,2	52010,44	518,925

Risultano verificati sia lo sforzo resistente che quello tagliante; utilizzando lo stesso software "profili" si può constatare che anche la verifica ad instabilità flesso-torsionale risulta soddisfatta, qualora le travi vengano unite, fra loro, da traversi in piatto in ragione di 1 traverso ogni metro.

Verifica dei profilati a L sotto la passerella di camminamento a fianco della struttura del sostegno

Si suppone di prolungare sino al muro i profilati su cui poggia la passerella sovrelevata ed utilizzare questa struttura per mantenere in piedi le paratoie, una volta che queste ultime sono smontate.

I profilati sono del tipo a L a lati uguali di dimensioni 60\*60\*5 con un modulo di resistenza  $W = 4,47$  cmc ed ipotizzo siano in acciaio S235J.

Il profilato può reggere, al massimo, uno sforzo di 100 kgm.

Verifica della situazione transitoria di sfilamento della paratoia fuori dal fabbricato.

La porzione di paratoia viene trasportata fuori dal fabbricato per mezzo di un carro ponte provvisoriale che sarà da calcolare da parte dell'impresa appaltatrice.

### VERIFICA DEI PANCONCELLI

I panconcelli forniti in dotazione alla conca sono degli elementi funzionanti a trave su due appoggi lunghi m. 4,14 ed alti 55 cm costituiti dall'assemblaggio di:

- uno scudo in lamiera d'acciaio sp. 10 mm;
- alcuni montanti in UPN 120 distanti, in asse, 70,7 cm;
- due traversi orizzontali UPN 280 di cui uno, quello superiore, forato. Entrambi hanno l'anima rivolta verso l'alto e ciò li porta ad avere l'interasse a 455 mm;
- altri micro-elementi in acciaio privi di funzione portante.

Non è dato sapere la qualità dell'acciaio quindi si utilizzeranno, per le verifiche, le capacità meccaniche dell'acciaio S 235.

Dato che il carico più gravoso, così come risulta dalle verifiche sui precedenti elementi, è dato dal solo carico eccezionale si effettuerà la verifica solo su quest'ultimo rimanendo sicuramente verificate anche le altre situazioni di carico.

Verifica dello scudo.

Ancora una volta, ed a puro titolo prudenziale, si adotta un carico rettangolare con ordinata uguale all'ordinata media del carico idrostatico realmente agente.

Come desumibile dalla tabella che segue, la tensione unitaria è ampiamente inferiore ai 2238 kg/cm<sup>2</sup> dell'acciaio S 235. VERIFICATO

verifica SLU ECCEZIONALE scudo in lamiera sp. 10 (verifica a piastra secondo Grashov)													
	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 13)	h'	pressione media s' kg/mq	coefficiente di ripartizione $lx^4/(ly^4+lx^4)$	carico lineare medio Y-Y kg/m	carico lineare medio X-X kg/m		momento Y-Y kgcm	momento X-X kgcm	momento d'inerzia profilo	momento resistente profilo	tensione Y-Y	tensione X-X
specchiatura di fondo	4,8	4,25	4525	0,144	359,17	2749,09	1358,128	17322,69	8,33	16,7	81,488	1039,36	

Come desumibile dalla tabella che precede, la tensione unitaria è ampiamente inferiore ai 2238 kg/cm<sup>2</sup> dell'acciaio S 235. VERIFICATO

Verifica delle ordinate.

Le ordinate sono considerabili delle travi, di luce 455 mm, semplicemente appoggiate agli estremi caricate con la reazione dello scudo (una frazione del carico idrostatico che trasmettono alla parte portante); il calcolo è effettuato come da tabella seguente considerando, sempre, che le approssimazioni effettuate sono a favore della sicurezza.

VERIFICA UNP 120 VERTICALE												
	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 13)	h'	pressione media s' kg/mq	pressione media incrementata	coefficiente di ripartizione $lx^4/(ly^4+lx^4)$	carico lineare medio Y-Y kg/m	momento Y-Y kgcm	momento d'inerzia profilo cm <sup>4</sup>	momento resistente profilo cmc	tensione Y-Y kg/cm <sup>2</sup>	reazione vincolare	
specchiatura di fondo	4,8	4,3	4573	4573	0,144	600,5084	1554,003	364	60,7	25,60137	232,2466	

Come desumibile dalla tabella che precede, la tensione unitaria è ampiamente inferiore ai 2238 kg/cm<sup>2</sup> dell'acciaio S 235. VERIFICATO

Verifica della traversa inferiore.

La traversa inferiore, non forata, porta un po' più del carico di tutta la trave; supponendo, ancora una volta a favore della sicurezza, che il carico sia uguale all'ordinata di fondo moltiplicata per la metà dell'altezza della trave, si ha:

CALCOLO SLU COMBINAZIONE ECCEZIONALE											
	dislivello idraulico h massimo invaso (quota 13)	h'	pressione media sul profilo di fondo s' kg/mq	pressione incrementata	carico lineare medio kg/m	momento kgcm	momento d'inerzia profilo	momento resistente profilo	tensione	tensione critica	reazione vincolare kg
traversa di fondo	4,8	4,25	2400	2400	1320	305085	6280	448	680,993	10996	2838

Come desumibile dalla tabella che precede, la tensione unitaria è ampiamente inferiore ai 2238 kg/cm<sup>2</sup> dell'acciaio S 235. VERIFICATO

Verifica della traversa inferiore.

La traversa inferiore, forata, porta un po' meno del carico di tutta la trave; supponendo, ancora una volta a favore della sicurezza, che il carico sia uguale all'ordinata di fondo moltiplicata per la metà dell'altezza della trave.

La verifica viene fornita in allegato precisando sin d'ora che si tratta di verifiche ampiamente superate.

Ferrara li 13/12/2017

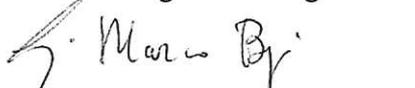
Il progettista

Ing. Bruno Droghetti



I collaboratori

Geom. Luigi Marco Bigoni



Geom. Giorgio Bettini



VISTO

Il Responsabile Unico del Procedimento

Dr. Geol. Claudio Miccoli



# **VERIFICA TRAVE ASOLATA UNP 260**

# **VERIFICA TRAVE ASOLATA IPN 260**

# **VERIFICA PANCONCELLI**