REGIONE DEL VENETO

COMUNE DI MIRA
Provincia di Venezia

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

DATA
Ottobre 2017

LAVORO:

SISTEMAZIONE E MESSA IN SICUREZZA DEI PONTILI COMUNALI LUNGO IL NAVIGLIO BRENTA

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

TAVOLA N°
D.02

STUDIO DI INGEGNERIA

ING. DOMENICA MIMMA RAULLI
Via Uruguay n° 20 - 35127 Padova
Tel. 049 8701598 Fax 049 2127525 - info@studioraulli.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA
ING. DOMENICA MIMMA RAULLI
N.2936

COMUNE MIRA

Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Alberto Franceschini

REV	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA
A	Prima Emissione	Ottobre 2017	Ing. Domenica Mimma Raulli	Ing. Domenica Mimma Raulli

SCALA
-

NOME FILE
D.02 Rell Struture.pdf

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA (legge 22-4-41, n. 633 - art. 2575 e segg. C. C.)

COMUNE DI MIRA (VE)

MESSA IN SICUREZZA PONTILI SUL NAVIGLIO BRENTA

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO

1. PREMESSA 3

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE 6

3.1 Pontile N.1_Riviera Malibran, in destra Naviglio (Località Malcontenta) 6

3.1.1 Stato di Fatto 6

3.1.2 Stato di Progetto 6

3.2 Pontile N.3_Riviera San Pietro, in destra Naviglio (Località Oriago) 7

3.2.1 Stato di Fatto 7

3.2.2 Stato di Progetto 7

3.3 Pontile N.4_Via Venezia, in sinistra Naviglio (Località Oriago) 8

3.3.1 Stato di Fatto 8

3.3.2 Stato di Progetto 8

3.4 Pontile N. 5_ Via Venezia, in sinistra Naviglio (Località Oriago) 9

3.4.1 Stato di Fatto 9

3.4.2 Stato di Progetto 9

3.5 Pontile 6_ Via Nazionale, in sinistra Naviglio 9

3.5.1 Stato di Fatto 9

3.5.2 Stato di Progetto 10

3.6 Pontile 7_ Via G. di Vittorio, in destra Naviglio (Località Mira Porte) 10

3.6.1 Stato di Fatto 10

3.6.2 Stato di Progetto 11

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI 11

4.1 Calcestruzzi per opere in c.a. e acciaio 11

4.2 Acciaio per opere strutturali ad armatura lenta 12

4.3 Opere in Carpenteria Metallica, Profili e Piastre in Acciaio 13

4.4 Legno per Tavolato di Impalcato 13

5. AZIONI SULLE STRUTTURE 14

5.1. Azioni Permanenti 16

5.2 Azioni Permanenti Non Strutturali 16

5.3 Sovraccarichi Variabili 17

5.3.1 Sovraccarichi Pontili 17

5.3.2 Sovraccarichi Orizzontale del Parapetto 17

5.3.3 Sovraccarichi da Neve 17

5.4 Azione Sismica 18

5.5 Azione del Vento 19

5.6 Azione della Temperatura 20

5.7 Spinta del Terreno sui Batoli in Calcestruzzo (St, Sq) 20

6. PROGETTO DEI PONTILI IN LEGNO 21

6.1 Progetto della Scala 21

6.2 Tavolato Portante 22

6.3 Travature Portanti Secondarie 22

6.2 Travature Portanti Principali 23

1. PREMESSA

Il presente elaborato è inerente la relazione di calcolo degli elementi strutturali per la manutenzione straordinaria di pontili e piazzole di sosta per attesa autobus in Comune di Mira (VE).

Gli interventi previsti riguardano: il consolidamento delle strutture portanti e il rifacimento dei piani di calpestio eseguiti in tavolato in legno e i relativi parapetti, nonché, il rifacimento delle strutture di fondazione. Le opere riguardano principalmente interventi su strutture in legno.

Le analisi di progetto si riferisco ad interventi volti al recupero strutturale e funzionale delle strutture esistenti mantenendo inalterati, ove possibile sia la geometria che la natura dei manufatti esistenti. Le nuove configurazioni di progetto sono, ove verificate le sezioni strutturali, perfettamente ricalcanti quelle attualmente esistenti, sia per forma che per la natura dei materiali.

I pontili e le piattaforme di sosta esistenti sono tutte in struttura portante in legno, poggiante su pali di fondazione sempre in legno che a seconda dei casi sono completamente immersi in acqua oppure in scarpata. Il piano d'impalcato è realizzato sempre in tavolato di legno.

Le verifiche strutturali sono state condotte tenendo conto di indagini geotecniche condotte in siti in limitrofi, alcune eseguite anche per l'Amministrazione Comunale, dal Dott. Geol. Devi Fincato della S.I.R.GEO S.r.l.. In ogni caso durante le operazioni di infissioni dei pali di fondazione è previsto il sondaggio attraverso l'utilizzo di "*pali pilota*" che verranno infissi fino a rifiuto.

Figura1 - Ortofotopiano con l'individuazione degli interventi

La verifica è stata condotta secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite con riferimento normativo riportato sulle Norme Tecniche per le Costruzioni 14 gennaio 2008 e Circolare Esplicativa n° 617 del 2 Febbraio 2009.

Il codice di calcolo automatico utilizzato per il calcolo e la verifica delle strutture è stata effettuata con l'ausilio di un solutore agli elementi finiti (FEM) di tipo SAP, il SISMICAD in utilizzo al sottoscritto con regolare licenza d'uso e testato periodicamente mediante procedure di controllo codificate.

Per le verifiche e controllo delle sezioni sono stati impiegati, inoltre, fogli di calcolo direttamente elaborati dallo scrivente o di libera distribuzione, comunque testati dallo scrivente.

Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che per quanto non riportato, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

Le ipotesi di calcolo hanno tenuto conto dei seguenti parametri:

- condizioni di esercizio e localizzazione delle strutture di progetto;
- caratteristiche geotecniche del terreno (desunte da indagini geotecniche limitrofe);
- classe d'uso e vita utile dell'opera;
- carichi e sollecitazioni agenti sulla struttura;
- analisi delle principali combinazioni di carico allo SLU, SLE, SLV e SLD.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione di calcolo fa riferimento alla seguenti norme e disposizioni in materia:

- D.M. 14/01/2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare del M.I.T. n. 617 del 02 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

- Circolare n. 26 Segretario Generale MiBAC (Prot. 10953 del 02 dicembre 2010), "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale - Allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Eurocodice UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale".
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-1:2004 "Azioni sulle strutture". Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-3:2004 "Azioni sulle strutture". Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve.
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-4:2005 "Azioni sulle strutture". Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- Eurocodice n. 2 UNI EN 1992-1-1:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo". Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 2 UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo". Parte 1-2: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 3 UNI EN 1993-1-1:2005 "Progettazione delle strutture in acciaio". Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 3 UNI EN 1993-1-8:2005 "Progettazione delle strutture in acciaio". Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- Eurocodice n. 4 UNI EN 1994-1-1:2005 "Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo". Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 6 UNI EN 1996-1-1:2006 "Progettazione delle strutture in muratura". Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-1:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-3:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto prevede la realizzazione d'interventi atti alla sistemazione e messa in sicurezza di alcune strutture in legno in Comune di Mira ubicate lungo il Naviglio Brenta a ridosso delle sponde del canale. In particolare si tratta del consolidamento/rifacimento di n.2 piattaforme in legno per l'alloggiamento delle strutture di attesa (pensiline) autobus, n.3 pontili per l'approdo di natanti e n.1 piattaforma per lo stallo delle biciclette. Gli interventi previsti riguardano: il consolidamento delle strutture portanti e il rifacimento dei piani di calpestio realizzati in tavolato di legno e i relativi parapetti, nonché delle strutture di fondazione.

3.1 Pontile N.1_Riviera Malibran, in destra Naviglio (Località Malcontenta)

3.1.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.1" è rappresentato, da una piattaforma per l'approdo di natanti con struttura portante in legno delle dimensioni in pianta di 2,45 x 3,55 m.

Lo schema strutturale della piattaforma è costituito da un tavolato portante dello spessore di 5 cm che poggia su un'orditura di n. 4 travi secondarie delle dimensioni di 15x20 cm poste con interasse variabile e un i_{max} = 0,77 m. Le travi secondarie a loro volta, appoggiano su una trave principale di sezione 20x20 cm che scarica direttamente sui due pali di fondazione e su una sella in calcestruzzo, a ridosso della scarpata. I pali in legno, hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 25 cm.

3.1.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto ricalca nella geometria, la configurazione dello stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali, sia per la disposizione dei due pali di fondazione.

Nella configurazione di progetto variano le dimensioni della trave principale (25x25 cm) che scarica il peso delle travi secondarie sui due pali di fondazione che passano da un diametro Φ = 25 cm ad un diametro Φ = 30 cm.

Il tavolato portante che costituisce il piano di calpestio, sarà costituito da assi larghe 20 cm con spessore s= 6 cm.

3.2 Pontile N.3_Riviera San Pietro, in destra Naviglio (Località Oriago)

3.2.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.3" è rappresentato, da una piattaforma di sosta per lo stallo delle biciclette con struttura portante il legno, delle dimensioni in pianta di 30,0 x 1,85 m.

Lo schema strutturale della piattaforma è costituito da un tavolato portante dello spessore di 5 cm che poggia su un'orditura di travi secondarie delle dimensioni di 20x20 cm poste con interasse variabile e un i_{max} = 1,15 m, e da travi intermedie delle dimensioni di 10x20 cm. Le travi secondarie a loro volta, appoggiano su travi principali di sezione 20x20 cm, che appoggiano su n.13 coppie di pali e su un batolo di calcestruzzo posto a ridosso della scarpata. I pali in legno hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 25 cm e presentano un interasse di i=2,00 m. .

Tutto il fronte della scarpata del pontile N.3 è interessato da una palificata di difesa spondale interposta tra le coppie di pali di fondazione.

3.2.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto ricalca nella geometria lo stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali e secondarie sia per la disposizione dei pali di fondazione.

Nella configurazione di progetto variano le dimensioni delle travi principali (20x25 cm) e il diametro dei pali di fondazione che da Φ = 25 cm passa ad un diametro di Φ = 30 cm.

Il tavolato che costituisce il piano di calpestio sarà costituito da assi con larghezza di 20 cm e spessore s= 6 cm.

Al fine di rendere la struttura più stabile, si inserisce una seconda linea di pali, arretrata verso la scarpata e posta ad un interasse i= 4,0 m. I secondi pali sono arretrati verso la sponda in allineamento con quelli anteriori che invece sono totalmente immersi in alveo, e posti alla distanza intermedia di 90 cm.

3.3 Pontile N.4_Via Venezia, in sinistra Naviglio (Località Oriago)

3.3.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.4" è rappresentato, da una piattaforma di sosta per l'attesa dell'autobus, con struttura portante il legno delle dimensioni in pianta di 8,20 x 2,10 m. Su di essa è collocata una pensilina per attesa autobus realizzata in ghisa e acciaio della ditta Neri modello "Scilla". Lo schema strutturale della piattaforma è costituito da un tavolato portante dello spessore di 5 cm che poggia su un'orditura di travi secondarie delle dimensioni di 20x20 cm poste ad un interasse variabile, con i_{max} = 1,90 m e da travi intermedie delle dimensioni di 10x20 cm. Le travi secondarie a loro volta, appoggiano su travi principali di sezione 20x20 cm, che sono appoggiate su n.7 pali e su un batolo di calcestruzzo posto a ridosso della scarpata. I pali in legno hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 25 cm.

A lato dell'area di sosta, è presente una scala sempre in legno le cui travi principali hanno sezione 20x20, sulle quali poggiano gradini sempre in legno dello spessore di 5cm. Le travi principali della scala sono collegate in testa alla struttura della piattaforma, mentre al piede sono appoggiate su un cordolo in calcestruzzo.

3.3.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto ricalca nella geometria lo stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali e secondarie sia per la disposizione dei pali di fondazione.

Nella configurazione di progetto variano le dimensioni delle travi principali (25x25 cm) e del diametro dei pali di fondazione che da Φ = 25 cm passano ad un diametro di Φ = 30 cm.

Il tavolato che costituisce il piano di calpestio sarà costituito da assi con larghezza di 20 cm e spessore s= 6 cm. La geometria della scala di approdo rimane la stessa, mentre varia la sezione del gradino che avrà uno spessore netto di s=6 cm.

3.4 Pontile N. 5_ Via Venezia, in sinistra Naviglio (Località Oriago)

3.4.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.5" è rappresentato, da una piattaforma di sosta per l'attesa dell'autobus con struttura portante il legno delle dimensioni in pianta di 10,20 x 2,80 m. Anche su questa struttura grava il carico permanente della pensilina in ghisa e acciaio come nel Pontile N.4. Lo schema strutturale è costituito da un tavolato portante dello spessore di 5 cm che poggia su un'orditura di travi secondarie delle dimensioni di 20x25 cm poste ad un interasse, con i_{max} = 1,40 m. Le travi secondarie a loro volta, scaricano il proprio peso su travi principali di sezione 20x25 cm, che appoggiano su n.2 pali (uno immerso e l'altro in scarpata) e su un cordolo in calcestruzzo posto a ridosso della scarpata. I pali in legno hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 30 cm.

3.4.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto ripropone la geometria dello stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali e secondarie, sia per la disposizione dei pali di fondazione.

Nella configurazione di progetto le dimensioni delle travi principali e secondarie (20x25 cm) non variano e anche diametro dei pali di fondazione resta del diametro di Φ = 30 cm. Per le dimensioni della piattaforma e per i carichi di progetto si prevede inserire dei pali aggiuntivi in asse con quelli intermedi in modo da spezzare la luce di carico e rafforzare sia la struttura delle travi principali attraverso l'inserimento del doppio palo, sia quella delle travi secondarie che redistribuiscono il carico del tavolato portante. Il tavolato che costituisce il piano di calpestio sarà costituito da assi con larghezza di 20 cm e spessore s= 6 cm.

3.5 Pontile 6_ Via Nazionale, in sinistra Naviglio

3.5.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.6" è rappresentato, da un pontile in legno per l'approdo di imbarcazioni al fine di consentire l'accesso, attraverso una scala posta in sponda ad un'area di ristoro. Il pontile in pianta ha dimensioni di 10,0 x 1,90 m.

Lo schema strutturale della piattaforma è costituito da un tavolato portante dello spessore di 5 cm che poggia su un'orditura di n.2 travi secondarie delle dimensioni di 15x20 cm poste con interasse i = 1,50 m che appoggiano, una sulle travi principali e la seconda direttamente sulla sella in calcestruzzo. Le travi principali appoggiano direttamente sui pali di fondazione e sul cordolo in calcestruzzo. Allo stato attuale hanno sezione di 25x13 cm. I sette pali di fondazione in legno, hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 30 cm e presentano un interasse di i_{max} = 1,70 m.

Dall'area di sosta al pontile, si accede attraverso una scala in legno larga L=2,40 m, le cui travi principali hanno sezione 15x20 cm, con gradini sempre in legno dello spessore di 5cm che appoggiano direttamente sul terreno e lateralmente sono ancorati alle travi, mentre in testa sono presenti dei paletti che impediscono lo scivolamento del terreno. Le travi principali della scala sono collegate in testa ad una trave in legno che delimita l'area di sosta mentre al piede sono ancorate al batolo di calcestruzzo.

3.5.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto ricalca nella geometria lo stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali e secondarie sia per la disposizione dei pali di fondazione.

In progetto variano le dimensioni delle travi principali che hanno una sezione di 20x25 cm e le due travi secondarie la cui sezione è di 20x20 cm, mentre il diametro dei pali di fondazione resta Φ = 30 cm. Il tavolato che costituisce il piano di calpestio sarà costituito da assi con larghezza di 20 cm e spessore s= 6 cm. La scala sarà costituita sempre da due travi principali, tra le quali sarà interposta una terza trave che serve a ridistribuire in modo uniforme il carico dei gradini che appoggiano direttamente sulla travi. La sezione del tavolato del gradino avrà uno spessore netto di s=6 cm.

3.6 Pontile 7_ Via G. di Vittorio, in destra Naviglio (Località Mira Porte)

3.6.1 Stato di Fatto

Il manufatto denominato "Pontile N.7" è rappresentato, da una piccola piattaforma per l'approdo di natanti con struttura portante in legno delle dimensioni in pianta di 2,4 x 5,16 m.

Lo schema strutturale della piattaforma è costituito da quattro travi principali che appoggiano su quattro pali di fondazione e su un cordolo in calcestruzzo posizionato sulla scarpata. Il tavolato

portante dello spessore di 5 cm appoggia su un'orditura di tre travi secondarie delle dimensioni di 15x23 cm poste ad un interasse variabile, con i_{max} = 1,72 m. I pali in legno hanno un diametro massimo rilevato di Φ = 25 cm e presentano un interasse di i_{max} = 1,72 m.

A lato del pontile è presente una scaletta in legno che appoggia con le travi direttamente sul terreno ed è scollegata dalla struttura del pontile.

3.6.2 Stato di Progetto

La struttura di progetto riproduce la geometria dello stato di fatto sia per la disposizione dell'orditura delle travi principali e secondarie, sia per la disposizione dei pali di fondazione.

Nella configurazione di progetto varia la dimensione delle travi principali (20x25 cm), e il diametro dei pali di fondazione avranno dimensioni di Φ = 30 cm. Le travi secondarie mantengono la stesa sezione di 20x20 cm. Il tavolato che costituisce il piano di calpestio sarà costituito da assi di larghezza di 20 cm e spessore s= 6 cm. La scaletta nella configurazione di progetto sarà appoggiata al piano di calpestio e al batolo esistente che fa da sponda ad un tratto di riva.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

4.1 Calcestruzzi per opere in c.a. e acciaio

Si riportano di seguito le tipologie di calcestruzzo definite per la realizzazione dei getti per l'intregazione dei batoli di appoggio per le strutture portanti in legno. Le verifiche riportate nella presente relazione sono comunque riferite a calcestruzzi C32/40 e C25/30.

Caratteristiche fisiche e meccaniche del Calcestruzzo RCK 40 XC4 S4 20

CALCESTRUZZO TIPO	RCK 40 XC4 S4 20
Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza del getto	S4
Dimensione massima aggregati	D_{max} = 20 [mm]
Resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} = 40 [M_{pa}]

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} = 32 [M_{pa}]
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} = 41 [M_{pa}]
Peso Specifico	γ = 25 [kN/m^3]
Coefficiente espansione termica lineare	α = 1x10^{-5} [°C^{-1}]
Coefficiente di Poisson	υ = 0.2
Modulo elastico secante	E_{cm} = 33594 [M_{pa}]

Caratteristiche fisiche e meccaniche del Calcestruzzo RCK 30 XC2 S4 20

CALCESTRUZZO TIPO	**RCK 30 XC2 S4 20**
Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza del getto	S4
Dimensione massima aggregati	D_{max} = 20 [mm]
Resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} = 30 [M_{pa}]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} =25 [M_{pa}]
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} = 28 [M_{pa}]
Peso Specifico	γ = 25 [kN/m^3]
Coefficiente espansione termica lineare	α = 1x10^{-5} [°C^{-1}]
Coefficiente di Poisson	υ = 0.2
Modulo elastico secante	E_{cm} =29962 [M_{pa}]

4.2 Acciaio per opere strutturali ad armatura lenta

Per le armature da c.a. di nuova fornitura è previsto l'impiego di acciaio B450C ad aderenza migliorata, con controllo in stabilimento.

Caratteristiche meccaniche dell'Acciaio B450C per c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	**B450C**
Tensione caratteristica di snervamento	f_y 450 [Mpa]
Tensione caratteristica di rottura	f_u 540 [Mpa]

4.3 Opere in Carpenteria Metallica, Profili e Piastre in Acciaio

I profili e le piastre in acciaio utilizzate per la realizzazione delle opere strutturali in carpenteria metallica devono essere zincate a caldo e devono avere le seguenti caratteristiche, a seconda delle indicazioni di progetto:

Caratteristiche fisiche e meccaniche profili e piastre in acciaio

ACCIAIO TIPO	S275 JR
Modulo elastico	E = 210 [GPa]
Poisson	$\Upsilon = 0.3$
Modulo elastico tangenziale	G = 80.77 [GPa]
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12x10^{-6}$ [°C^{-1}]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 275 [N/mm^2]
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} = 430 [N/mm^2]
Densità	ρ = 7850 [kg/m^3]

4.4 Legno per Tavolato di Impalcato

Le caratteristiche fisico meccaniche del legno utilizzato per la realizzazione della pavimentazione dei pontili e delle piattaforme di sosta sono riportate nella seguente tabella.

CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE TAVOLATO E TRAVI IN LEGNO (UNI EN 338)

LEGNO Classe di Resistenza C24	Larice (Conifere)	
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	24
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	14
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	21
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2,5
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	11000

Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,05}$	7400
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	370
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	690
Massa volumica (5-percentile), kg/m³	r_k	3,8
Massa volumica (media), kg/m³	r_{mean}	4,6

CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE PALI IN LEGNO (UNI EN 338)

LEGNO Classe di Resistenza D 40	Rovere (Latifoglie)	
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	40
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	24
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	26
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	8,3
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	13000
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,05}$	10900
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	860
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	810
Massa volumica (5-percentile), kg/m³	r_k	5,90
Massa volumica (media), kg/m³	r_{mean}	7,0

5. AZIONI SULLE STRUTTURE

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$F_d = \gamma_{G1} G_2 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{Ki}$$

- Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (SLE):

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2}$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (SLE):

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2}$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio a lungo termine (SLE):

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2}$$

- Combinazione sismica per gli stati limite ultimi E di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \Sigma \psi_{2i} Q_{Ki}$$

essendo:

- G_{K1} il valore del peso proprio degli elementi strutturali;
- G_{K2} il valore del peso proprio degli elementi non strutturali;
- Q_{K1} il valore caratteristico dell'azione variabile considerata principale;
- E il valore delle azioni derivanti dal terremoto;
- ψ_{0i} il coefficiente di combinazione relativo all'azione variabile considerata.
- $\gamma_{G1} = 1{,}30$ il coefficiente parziale per i pesi propri degli elementi strutturali;
- $\gamma_{G2} = 1{,}50$ il coefficiente parziale per le azioni permanenti non compiutamente definite (elementi non strutturali);
- $\gamma_{Q1} = 1{,}50$ il coefficiente parziale relativo all'azione variabile considerata principale.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti di combinazione allo S.L.U. che sono stati utilizzati per il calcolo delle singole strutture:

- folla compatta pontili: $\psi 0 = 0{,}70$, $\psi 1 = 0{,}70$, $\psi 2 = 0{,}60$;
- neve : $\psi 0 = 0{,}80$, $\psi 1 = 0{,}60$, $\psi 2 = 0{,}50$;
- vento a pontile scarico: $\psi 0 = 0{,}60$, $\psi 1 = 0{,}20$, $\psi 2 = 0{,}00$;
- vento a pontile carico: $\psi 0 = 0{,}60$, $\psi 1 = 0{,}00$, $\psi 2 = 0{,}00$;

5.1. Azioni Permanenti

Peso materiali

Peso specifico del calcestruzzo	γ_{cls}	25	[kN/m³]
Peso specifico dei profili in acciaio	γ_{acc}	78.5	[kN/m³]
Peso specifico dei profili in acciaio	γ_{acc}	72.5	[kN/m³]
Peso specifico tavolato di impalcato	γ_{legno}	6,0	[kN/m³]
Peso specifico travi in legno	γ_{legno}	6,0	[kN/m³]
Peso specifico pali in legno	γ_{legno}	8,0	[kN/m³]

5.2 Azioni Permanenti Non Strutturali

I carichi permanente non strutturali previsti sono:

Permanenti per parapetti G_2	1,0	[kN/m]
Permanenti per pensilina G_3	1,5	[kN/m]

**NOTA: nelle verifiche, il carico permanente dovuto all'impalcato sp. 6 cm è stato combinato all'interno dei carichi permanenti di tipo strutturale. Tale carico assume pertanto la valenza di semplice carico permanente portato, combinato con coefficiente moltiplicativo 1,3 nelle verifiche SLU in quanto ritenuto carico compiutamente definito, a differenza del permanente G2 "Parapetti", combinato con coefficiente moltiplicativo 1,5.*

5.3 Sovraccarichi Variabili

5.3.1 Sovraccarichi Pontili

Il carico distribuito assunto nelle analisi in funzione della destinazione d'uso dei pontili e piattaforme di sosta, è stato considerato come quello relativo agli ambienti suscettibili di affollamento, pertanto:

Cat. C3 "ambienti suscettivi di affollamento privi di ostacoli" q_k= 5.00 [kN/m²]

5.3.2 Sovraccarichi Orizzontale del Parapetto

Ai sensi delle prescrizioni di cui al § 5.1.3.10 Azioni sui parapetti del D.M. 14.01.2008, l'azione orizzontale di 150 daN/m applicata al corrimano dei parapetti presenti nei pontili e piattaforme di sosta, è stata considerata come un momento torcente applicato alle travi che sorreggono il parapetto stesso.

L'entità del suddetto momento torcente è stata valutata nel seguente modo:

$$Mt = 150*1,05 = 157 \text{ daN/mm}$$

essendo il parapetto alto 1,05 m.

Si precisa inoltre che, ai sensi del punto 3.6 del D.M. 14.01.2008, per combinare tale azione con gli altri carichi si è fatto riferimento alla combinazione eccezionale di azioni di cui al §2.5.3.

5.3.3 Sovraccarichi da Neve

Secondo quanto prescritto al punto 3.4.1 del D.M. 14 Gennaio 2008, il carico dovuto alla neve è pari a:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

dove, con riferimento alla provincia di Venezia che ricade in zona II, si ha:

q_{sk} = 1,0 KN/m² per a_s < 200 m s.l.m.

Poiché le strutture in progetto sono caratterizzate da un'altitudine as < 200 m s.l.m. si ha:

q_{sk} = 1,0 KN/m²

μ_i = 0,8

$C_E = 0,9$

$C_t = 1,0$

$$q_s = 1,0 * 0,8 * 0,9 * 1,0 = 0,72 \quad (KN/m^2)$$

5.4 Azione Sismica

Si riportano i parametri sismici relativi al sito in cui verranno realizzate le strutture dei pontili.

La categoria del terreno è stata considerata in relazione alle indagini eseguite in siti limitrofi e le classificazioni sono relative a **suoli di categoria C e D**:

C = "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15<NSPT,30<50 nei terreni a grana grossa e 70<cu,30< 250 kPa nei terreni a grana fina)", categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media I < 15°);

D = "*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

$$S_S = 1,50 / 1,8 \quad e \quad S_T = 1,00$$

$$\mathbf{S = S_S * S_T}$$

Poiché i manufatti ricadono in zona sismica 4 in accordo con le N.T.C. si è trascurata la componente verticale del sisma.

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Vita nominale	V_N	50	anni
Classe d'uso		II	
Coefficiente d'uso	C_u	1,0	

Periodo di riferimento	V_R	50	anni
SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita)			
Zona sismica		4	
Probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%	
Periodo di ritorno azione sismica	T_R	712.5	anni
accelerazione sismica al suolo	a_g	0,05	g
Valore massimo del fattore di amplificazione	F_o	2,597	
Periodo di inizio del tratto a velocità costante	T*C	0,342	s
Categoria sottosuolo	C/D		
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1,500	
Categoria topografica	T_1		
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,000	
Coefficiente categoria di sottosuolo	S	1,500	
Fattore di struttura (per analisi cinematica lineare)	q	2,00	

5.5 Azione del Vento

Secondo quanto prescritto al punto 3.3 del D.M. 14 Gennaio 2008, le azioni dovute al vento vengono ricondotte ad azioni statiche equivalenti costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici degli elementi che compongono la costruzione.

In particolare, la pressione del vento è data dalla relazione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_b = 0{,}5\ \rho \cdot v_b^2$ (in N/m²) è la pressione cinetica di riferimento, con:

v_b *=velocità di riferimento* e r*=1.25 kg/m³ densità dell'aria*.

- c_p è il *coefficiente di forma* (o aerodinamico):

- c_d *coefficiente dinamico*, in genere pari ad 1.

- c_e *coefficiente di esposizione*:

$C_e(z) = K_r^2 \cdot C_t \ln(z/z_0) \cdot (7 + C_t \ln(z/z_0))$ per $z \geq z_{min}$

$C_e(z) = C_e(z_{min}) =$ per $z < z_{min}$

nel quale il coefficiente di topografia Ct si pone in genere uguale ad 1, mentre gli altri parametri si ricavano in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge il manufatto.

Nel caso in esame, la Regione Veneto (ZONA 1) ed altitudine <200 m s.l.m., si ottiene un valore della velocità di riferimento di 25,00 m/s e dunque un q_b di ≅ 39,00 daN/m².

5.6 Azione della Temperatura

Per tener conto delle sollecitazioni indotte dalle variazioni termiche giornaliere o stagionali sulle strutture in legno dei pontili, si è ipotizzata una variazione termica uniforme in tutta la struttura.

In accordo con le prescrizioni delle NTC 2008 sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

$\Delta T_u = \pm 15°C$ - per strutture in *legno esposte*, coefficiente di dilatazione termica $\alpha_T = 5\ (10^{-6}/°C)$.

$\Delta T_u = \pm 15°C$ - per strutture in *c.a. esposte*, coefficiente di dilatazione termica $\alpha_T = 10\ (10^{-6}/°C)$.

5.7 Spinta del Terreno sui Batoli in Calcestruzzo (St, Sq)

Sono state considerate le seguenti spinte a tergo degli appoggi in calcestruzzo realizzati in scarpata:

- Spinta del terreno (St)

La spinta statica del terreno viene considerata in relazione alle seguenti caratteristiche:

Peso proprio strutture in c.a.	2500 daN/m³
Angolo di attrito del terreno	f = 30°
Angolo di attrito tra terreno e cls	d = 20°
Angolo inclinazione cordolo	y= 90°
Angolo inclinazione terrapieno	b = 0°
Peso specifico terreno	γ_t = 1900 daN/m³
Peso specifico terreno saturo	γ_{sat} = 2000 daN/m³

Peso terreno immerso $\gamma' = 1000$ daN/m^3

Coefficiente di spinta a riposo $k_a = 0.297$

6. PROGETTO DEI PONTILI IN LEGNO

Le strutture in esame sono collocate in ambito fluviale a ridosso delle sponde, quindi è stata assunta una classe di servizio 3, secondo la tabella 4.4.II delle NTC 2008, per opere caratterizzate da umidità dell'ambiente superiore all'85%.

Si riportano di seguito le descrizioni delle geometrie di progetto per le quali sono state eseguite le verifiche e i risultati delle quali sono allegati nei tabulati di calcolo.

6.1 Progetto della Scala

Le strutture che hanno la presenza di una scala di accesso alla riva sono il Pontile n.4, il pontile n. 6 e il pontile n.7 e, anche se hanno dimensioni differenti, la geometria di progetto è la stessa, costituita da un'orditura primaria con travi in legno di larice delle dimensioni di 20x20 cm e gradini costituiti da tavole della stessa essenza con dimensioni 30 cm per uno spessore S=6 cm. collegate alle travi principali tramite supporti in legno (cunei) che ne assicurano la stabilità. La scala del pontile n.6 ha una larghezza maggiore pertanto è stata dimensionata in progetto anche una terza trave intermedia per la ripartizione del carico.

Carichi Agenti		**Carico (KN/m²)**	**SLU(KN/m²)**
Peso proprio travi	G_1	0,24	0,31
Tavolato gradini	G_2	0,11	0,14
Sovraccarico Variabile (Cat. C3)	Q	5,00	7,50

6.2 Tavolato Portante

Le caratteristiche del tavolato portante dei pontili e delle piattaforme di sosta sono analoghe a tutti e sei i manufatti. Sono stati dimensionati con tavole delle dimensioni di 20 cm per uno spessore S=6 cm in legno di larice. I carichi considerati oltre quelli del peso proprio sono relativi al carico da folla pari a 5 KN /m^2 e solo per i pontile n.4 e n.5 è stato considerato anche il carico relativo alla presenza della pensilina in ghisa per l'attesa Bus.

Carichi Agenti		Carico (KN/m^2)	SLU(KN/m^2)
Peso proprio tavolato	G_1	0,07	0,09
Peso proprio pensilina	G_2	1.2	1,8
Sovraccarico Variabile (Cat. C3)	Q	5,00	7,50

6.3 Travature Portanti Secondarie

Le travi che costituiscono l'orditura portante secondaria dei pontili sono state dimensionate per i carichi di progetto e per le sollecitazioni di carico accidentale, quali folla, vento ed azione sismica. E' stato considerato inoltre la condizione

I carichi agenti sulle travi secondarie sono quelli di progetto, ovvero:

Carichi Agenti		Carico (KN/m^2)	SLU(KN/m^2)
Peso proprio travi (15x20)	G_1	0,18	0,23
Peso proprio travi (20x20)	G_1	0,24	0,31
Peso proprio travi (20x25)	G_1	0,30	0,39
Peso proprio travi (25x25)	G_1	0,37	0,49
Peso proprio pensilina	G_2	1.2	1,8
Peso proprio tavolato	G_2	0,12	0,18
Sovraccarico Variabile (Cat. C2)	Q	5,00	7,50

Si sottolinea che i valori riportati sono stati arrotondati in eccesso, in favore di sicurezza.

6.2 Travature Portanti Principali

Le travi che costituiscono l'orditura portante principale dei pontili sono state dimensionate per i carichi di progetto e per le sollecitazioni di carico accidentale, quali folla, vento ed azione sismica. Le travi principali poggiano sui pali di fondazione e su selle in calcestruzzo presenti all'interno della sponda. L'ancoraggio alle spalle e ai pali è realizzato tramite piastre e zanche che con opportune bullonature ne consentono l'unione. Anche le travi principali sono i legno di larice classe C24.

I carichi agenti sulle travi sono:

Carichi Agenti		Carico (KN/m²)	SLU(KN/m²)
Peso proprio travi	G_1	0,40	0,52
Peso proprio travi + pensilina	G_1	1,2	1,80
Tavolato di Impalcato	G_2	0,48	0,65
Piastre di irrigidimento	G_2	0,12	0,18
Sovraccarico Variabile (Cat. C2)	Q	4,00	6,0
Sovraccarico Parapetto		0,0018	0,0027
Sovraccarico azione del vento		0,39	0,585
Sovraccarico neve		0,72	1,08

Per la verifica allo stato limite ultimo (SLU), si applica la seguente combinazione per le azioni:

$$F_d = \gamma_{G1} G_2 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{Ki}$$

Pertanto la sollecitazione a cui far riferimento risulta essere pari a :

$$F_d = 12{,}77 \qquad (KN/m)$$

Le verifiche delle sollecitazioni di progetto sono riportate in allegato nei tabulati di calcolo.