



CITTA' DI TORINO

DIVISIONE AMBIENTE, VERDE E PROTEZIONE CIVILE
AREA VERDE
SERVIZIO GESTIONE GRANDI OPERE



**PROGRAMMA OPERATIVO NAZIONALE
CITTA' METROPOLITANE (PON METRO) 2014 - 2020**
Asse 2 - Sostenibilità dei servizi e della mobilità urbana - Misura 2.2.3 Mobilità lenta
Codice Progetto TO2.2.3.c

**REALIZZAZIONE GREEN BELT
Ciclopista Parco Dora - Pellerina - Collegno**
Cod. Opera 4426 - CUP. C17B16000090006

**PROGETTISTA E COORDINATORE
DEL PROGETTO**

arch. Pier Giorgio AMERIO *P. Amerio*

PROGETTISTI:

geom. Mauro GRIVA *M. Griva*
dott. Mario ANDRIANI *M. Andriani*
arch. Ivo D'ANGELO *I. D'Angelo*

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

geom. Francesco RAGONESE *F. Ragonese*
arch. Giorgio COROTTO *G. Corotto*
ing. Antonio MOLLO *A. Mollo*

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
E DIRIGENTE DEL SERVIZIO:**

arch. Sabino PALERMO *S. Palermo*

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE**

**ELAB
N. 2c**



COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Virgilio Anselmo
Dott. For. Fulvio Anselmo
Collaboratori:
Dott. For. Davide Spada
Dott. Ing. Donato Vittore

Studio ANSELMO Associati
Via Vittorio Emanuele n°14
10023 CHIARI (TO)
Tel-Fax. 011 9415835
e-mail: info@anselmoassociati.it



UNIONE EUROPEA
Fondi Strutturali e di Investimento Europei

Sommario

1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	1
4	PORTALE DISPOSITIVO PROTEZIONE CICLISTI	1
4.1	Caratteristiche generali dei materiali impiegati.....	2
4.1.1	Acciaio S235JR (laminato a caldo).....	2
4.1.2	Acciaio Cor-ten S235J0 W	2
4.1.3	Acciaio B450C (laminato a caldo)	2
4.1.4	Bulloni classe 8.8	3
4.2	Durabilità strutturale, materiali e copriferrì.....	3
4.2.1	Vita nominale e vita di riferimento [par. 2.4 – NTC 17.01.2018]	3
4.3	Dimensionamento portale	3
4.3.1	Dati geometrici della struttura	3
4.3.2	Resistenze di calcolo.....	3
4.3.3	Azioni	3
4.3.3.1	Classificazione delle azioni [par. 2.5.1 - NTC 17.01.2018].....	3
4.3.4	Azioni permanenti	4
4.3.4.1	Peso proprio struttura	4
4.3.4.2	Pesi permanenti portati	4
4.3.5	Azioni variabili	4
4.3.5.1	Azione sismica [par. 3.2 - NTC 17.01.2018].....	4
4.3.5.2	Carichi variabili	4
4.3.6	Variazione termica uniforme e resistenza parassita dei vincoli.....	5
4.4	Combinazioni delle azioni	5
4.5	Analisi strutturale.....	7
4.5.1	Progetto agli SLU	7
4.5.1.1	Schemi strutturali di calcolo	7
4.5.1.2	Flessione	10
4.6	Verifiche locali elementi costruttivi	11
4.6.1	Verifica taglio bulloni squadretta collegamento HEB120 e HEB220.....	11
4.6.2	Verifica a trazione bulloni squadretta collegamento T100 e HEB220.....	12
5	RINGHIERA DISPOSITIVO PROTEZIONE CICLISTI.....	12
5.1	Dimensionamento ringhiera.....	13
5.1.1	Azioni	13
5.2	Analisi strutturale.....	13
5.2.1	Progetto agli SLU	13
5.2.1.1	Schemi strutturali di calcolo	13
5.2.1.2	Flessione	16
5.3	Verifiche locali elementi costruttivi	16
5.3.1	Verifica taglio bulloni squadretta collegamento HEB120 e HEB220.....	16
5.3.2	Verifica a trazione bulloni squadretta collegamento T100 e HEB220.....	17
5.4	Dimensionamento struttura portante dispositivo di protezione	17
5.4.1	Lamiera grecata.....	18
5.4.2	Travi trasversali HEB120.....	18
6	MURO IN C.A.	19
6.1	Vita nominale e vita di riferimento.....	19
6.2	Classi di esposizione ambientale	19
6.3	Classi di resistenza del calcestruzzo.....	20

6.4	Classi di consistenza del calcestruzzo.....	20
6.5	Classi del calcestruzzo riferite alle dimensioni massime dell'aggregato.....	20
6.6	Classi di resistenza del cemento.....	21
6.7	Rapporto acqua/cemento (A/C _{max}).....	22
6.8	Copriferro del calcestruzzo	22
6.9	Resistenze di calcolo.....	22
6.10	Azioni	22
6.10.1	Classificazione delle azioni	22
6.10.1.1	Azioni permanenti.....	22
6.10.1.2	Peso proprio	22
6.10.1.3	Permanententi portati.....	22
6.10.2	Azioni variabili	23
6.10.2.1	Azione sismica [par. 3.2 – NTC 17.01.2018]	23
6.10.2.2	Vento [par. 3.3 - NTC 17.01.2018.].....	23
6.10.2.3	Neve [par. 3.4 – NTC 17.01.2018.].....	24
6.10.2.4	Carichi variabili	24
6.10.2.5	Variazione termica uniforme e resistenza parassita dei vincoli	24
6.10.3	Combinazione delle azioni	24
6.10.4	Verifiche agli SLU.....	24
6.10.5	Verifiche agli SLE	25
6.11	Analisi strutturale.....	25
6.11.1	Modelli per l'analisi strutturale	25
6.11.1.1	Schemi strutturali per il calcolo delle sollecitazioni interne	26
6.11.2	Metodo di calcolo	27
6.11.3	Sollecitazioni di progetto.....	27
6.12	Dimensionamento armature	30
6.12.1	Dimensionamento delle armature longitudinali.....	30
7	VERIFICA DELLA STRUTTURA ORNAMENTALE SUL PONTE CANALE.....	31
7.1	Descrizione della struttura.....	31
7.2	Normativa di riferimento	32
7.3	Caratteristiche generali dei materiali impiegati.....	32
7.4	Durabilità strutturale	32
7.4.1	Vita nominale e vita di riferimento	32
7.5	Definizione parametri di progetto	33
7.5.1	Azioni	33
7.5.1.1	Azioni permanenti.....	33
7.5.1.2	Azioni permanenti portati	33
7.5.1.3	Azioni variabili.....	33
7.5.1.4	Spostamenti e deformazioni impressi	34
7.5.1.5	Eccezionali.....	34
7.5.2	Combinazione delle azioni	34
7.5.3	Dati geometrici della struttura	34
7.6	Analisi strutturale.....	35
7.6.1	Modellazione della struttura.....	36
7.6.2	Schemi statici per il calcolo delle sollecitazioni	39
7.6.3	Risultati	39
7.6.3.1	Analisi modale.....	39
7.6.3.2	Sollecitazioni interne.....	40
7.6.3.3	Spostamenti	46
7.7	Verifiche	47
7.7.1	Trazione e compressione.....	47
7.7.2	Taglio.....	48
7.7.3	Flessione.....	48
7.8	Conclusioni.....	48

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

8	DICHIARAZIONI	48
8.1	Muro sponda sinistra Dora Riparia	48
9	CONCLUSIONI.....	48

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

1 PREMESSA

La presente *Relazione sulle strutture e di calcolo* è finalizzata al dimensionamento dei profilati del portale in carpenteria metallica del dispositivo di protezione per ciclisti della pista ciclopedonale in progetto, nonché della ringhiera.

Si effettua anche il dimensionamento della barre di armatura metallica del muro in c.a. presente nel cuore del rilevato e la verifica della struttura metallica ornamentale presente sul ponte canale.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Circolare nr. 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008.

- D.M. 17 gennaio 2018

Norme Tecniche per le Costruzioni.

Eurocodici

- EC3 – Progettazione delle strutture in acciaio

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli elementi dimensionati strutturalmente sono:

- portale dispositivo protezione ciclisti;
- ringhiera dispositivo protezione ciclisti;
- muro in c.a.;
- verifica della struttura metallica ornamentale sul ponte canale.

4 PORTALE DISPOSITIVO PROTEZIONE CICLISTI

Il manufatto è costituito da un portale in carpenteria metallica composto da profilati in acciaio aventi sagoma di tipo commerciale (Figura 4-1).

Gli elementi costituenti il manufatto sono:

- traverso superiore: piatto 100x100x10;
- montanti: profilato a T 100x100x11;
- traverso inferiore: profilato HEB120.

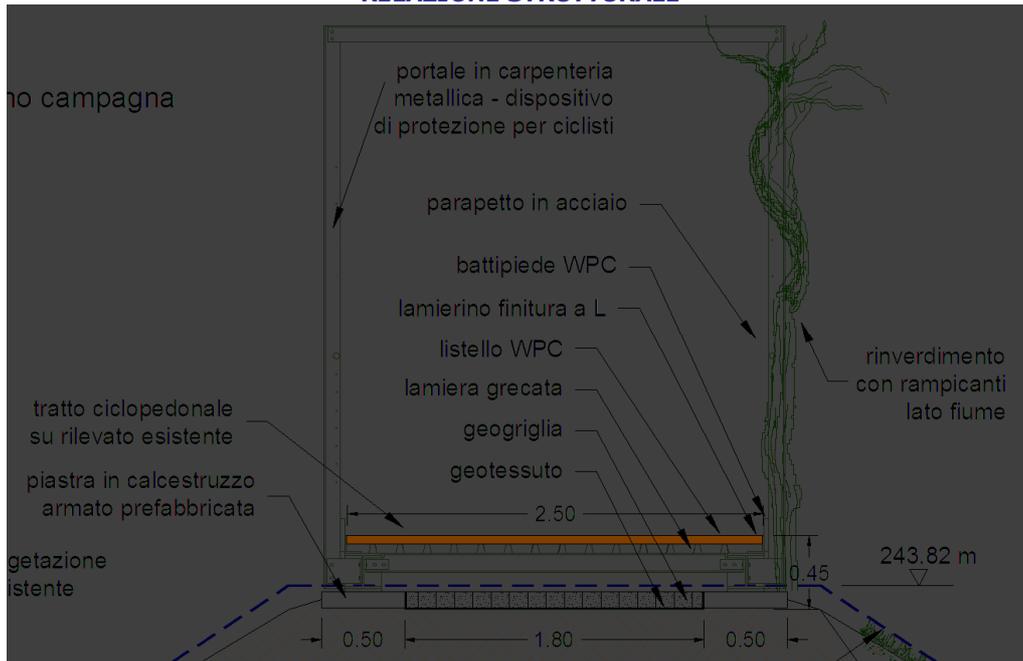


Figura 4-1 – Sezione tipo del portale in carpenteria metallica del dispositivo di protezione per ciclisti (scala non rappresentativa).

4.1 **Caratteristiche generali dei materiali impiegati**

4.1.1 ACCIAIO S235JR (LAMINATO A CALDO)

Per lamiere grecate e tubi mancorrente (questi successivamente con trattamento simil Corten)

- E 200000 N/mm²
- ρ_s 78.50 kN/m³
- f_U 360÷510 N/mm²
- f_{yk} 235 N/mm²

4.1.2 ACCIAIO COR-TEN S235J0 W

Per profilati a sezione aperta

- E 200000 N/mm²
- ρ_s 78.50 kN/m³
- f_U 360÷510 N/mm²
- f_{yk} 235 N/mm²

4.1.3 ACCIAIO B450C (LAMINATO A CALDO)

Per tondini del parapetto verticale (successivamente con trattamento simil Cor-ten)

- E 200000 N/mm²
- ν 0.30

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIERI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

- G 76923 N/mm²
- ρ_s 78.50 kN/m³
- α 1.2e-005 °C⁻¹
- f_U 540 N/mm²
- f_{yk} 391.3 N/mm²

4.1.4 BULLONI CLASSE 8.8

- f_{tb} 800 N/mm²
- f_{ytb} 640 N/mm²

4.2 Durabilità strutturale, materiali e copriferri

4.2.1 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO [PAR. 2.4 – NTC 17.01.2018]

Per l'opera in esame si considera una vita nominale V_N di 50 anni: *opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni o di importanza normale*. Classe d'uso assimilabile a II con coefficiente d'uso $C_U = 1.00$: *costruzioni ordinarie ai fini sismici*.

Il periodo di riferimento V_R , dato dal prodotto $V_N \cdot C_U$, risulta di 50 anni per tutte le opere previste nel progetto.

4.3 Dimensionamento portale

4.3.1 DATI GEOMETRICI DELLA STRUTTURA

- Altezza: 3.30 m
- Larghezza: 2.70 m

4.3.2 RESISTENZE DI CALCOLO

- Acciaio S235JR f_{yk} 235 N/mm²

4.3.3 AZIONI

4.3.3.1 Classificazione delle azioni [par. 2.5.1 - NTC 17.01.2018]

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla natura:

- dirette forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili
- indirette spostamenti impressi, variazioni termiche, ritiro, cedimenti vincolari
- degrado alterazione del materiale

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità nel tempo:

- statiche azioni che non provocano accelerazioni significative alla struttura
- pseudo-statiche azioni dinamiche rappresentabili da un'azione statica equivalente
- dinamiche azioni che causano accelerazioni alla struttura

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità dell'intensità nel tempo:

- permanenti G azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della struttura
- variabili Q azioni sulla struttura con valori istantanei
- eccezionali A azioni che si verifica solo a seguito di eventi eccezionali e imprevedibili
- sismiche E azioni derivanti dai terremoti

4.3.4 AZIONI PERMANENTI

4.3.4.1 *Peso proprio struttura*

Si considera il peso proprio della struttura del portale, in funzione del tipo di profilato utilizzato (per semplicità di calcolo si considera il peso del piatto del corrente superiore pari a quello del profilato a T del montante):

- montanti e traverso superiore T 100x100x11: $g_{1k} = 0.20 \text{ kN/m}$
- traverso inferiore HEB 120: $g_{4k} = 0.55 \text{ kN/m}$

4.3.4.2 *Pesi permanenti portati*

Si hanno il peso dei listelli in WPC che costituiscono la pavimentazione della pista ciclopedonale e della lamiera grecata metallica che sostiene i listelli:

- listelli WPC: $g_{2k} = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- lamiera grecata S/C 2000: $g_{3k} = 0.20 \text{ kN/m}^2$

4.3.5 AZIONI VARIABILI

4.3.5.1 *Azione sismica [par. 3.2 - NTC 17.01.2018]*

Data l'entità del manufatto di protezione dei ciclisti (manufatto costituito da profilati metallici che devono sostenere se stessi o la vegetazione di mascheramento) si trascura la progettazione sismica.

4.3.5.2 *Carichi variabili*

Le azioni variabili sono riferite a:

- azione del vento;
- traffico;
- corrimano.

4.3.5.2.1 *Azione del vento [par. 3.3 – NTC 17.01.2018]*

In via prudenziale si considera che il vento agisca su una superficie corrispondente a tutta l'altezza e alla lunghezza longitudinale del portale sul montante verticale che si trova sul lato fiume, considerando che la vegetazione di mascheramento a completo sviluppo della sua crescita formi una superficie assimilabile ad una parete senza aperture (piena).

Il sito si trova a quota 245 m s.l.m. in Torino (Zona 1). Tenendo in considerazione il tempo di ritorno di 50 anni, il coefficiente di esposizione riferito alla categoria IV ad un'altezza dal suolo

di 7.50 m pari a $c_e = 1.634$, il coefficiente di forma con un angolo di 90° pari a $c_p = 0.80$, si ricava il seguente valore della pressione del vento:

$$q_{1k} = 0.51 \text{ kN/m}^2$$

4.3.5.2.2 Azione da traffico [par. 5.1.3.3.5 – NTC 17.01.2018]

Per passerelle pedonali di 3ª categoria si considera si considera il carico associato allo Schema 5 (folla) pari a:

$$q_{2k} = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

4.3.5.2.3 Azione da corrimano [par. 3.1.4.3 – NTC 17.01.2018]

Si considera l'azione spingente del corrimano $H_k = 2.00 \text{ kN/m}$ all'altezza dell'elemento di tenuta, anche se viene indicato di utilizzare tale tipo di carico solo per le verifiche locali, in quanto si presume un elevato transito di persone sulla ciclopista.

4.3.6 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME E RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI

La variazione termica uniforme è intesa come variazione stagionale di temperatura ed è quindi un'azione di lunga durata.

Al fine di evitare l'insorgere di azioni derivanti dalle variazioni termiche si rende necessario creare giunti di dilatazione ogni 20 m di pista ciclopedonale.

4.4 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni [par. 2.5.3 – NTC 17.01.2018].

SLU	fondamentale	$\sum \gamma_{G,i} \cdot G_i + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot (Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj})$
SLE	rara	$\sum G_i + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	frequente	$\sum G_i + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	quasi permanente	$\sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione sismica		$E + \sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione eccezionale		$\sum G_i + P + A_d + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$

I coefficienti di combinazione ψ_i a seconda del tipo di categoria dell'azione sollecitante sono mostrati nella tabella seguente.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le verifiche agli stati limite si distinguono in:

- EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR stato limite di resistenza della struttura
- GEO stato limite di resistenza del terreno

A seconda dello stato limite considerato, il tipo di azione e se favorevole o sfavorevole, si hanno i seguenti valori dei coefficiente parziali γ_i .

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Si perviene alle seguenti combinazioni di carico:

– carico su HEB120: $\rho_1 = 1.3 \cdot [0.55 + (0.5 + 0.2) \cdot 2] + 1.5 \cdot [5 \cdot 2] = 17.54$ kN/m

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

- peso proprio T100: $\rho_2 = 1.3 \cdot 0.20 = 0.26 \text{ Kn/m}$
- corrimano: $\rho_3 = 1.5 \cdot 0.7 \cdot [2 \cdot 2] = 4.20 \text{ kN}$
- vento: $\rho_4 = 1.5 \cdot 0.6 \cdot [0.51 \cdot 2] = 0.92 \text{ kN/m}$

4.5 Analisi strutturale

Lo scopo dell'analisi strutturale è determinare agli SLU e SLE gli effetti delle azioni le caratteristiche di:

- sollecitazione
- spostamento/deformazione

mediante adeguati modelli della struttura e dei materiali, adottando i valori di calcolo delle azioni e i valori medio nominali dei dati geometrici e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato mediante l'analisi elastica lineare.

Si omette la verifica agli SLE in quanto gli elementi risultano poco sollecitati.

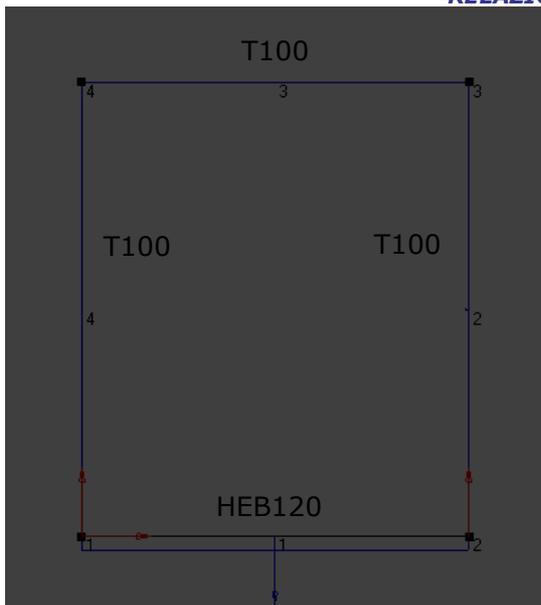
4.5.1 PROGETTO AGLI SLU

4.5.1.1 Schemi strutturali di calcolo

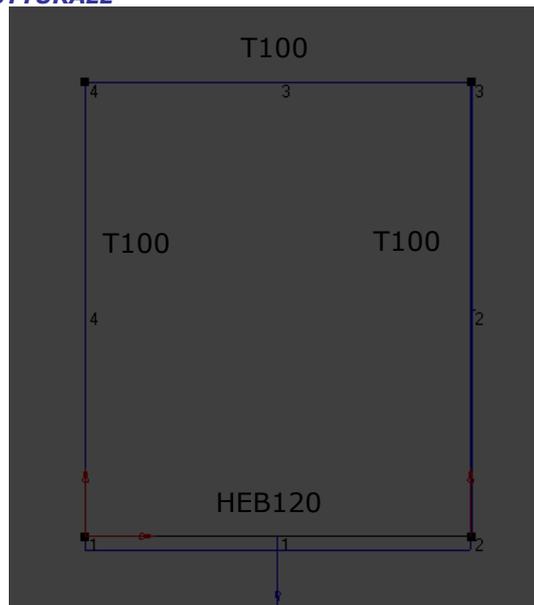
Si considerano 4 condizioni di carico, in relazione alla direzione delle sollecitazioni:

1. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da sx verso dx + corrimano da sx verso dx;
2. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da sx verso dx + corrimano da dx verso sx;
3. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da dx verso sx + corrimano da sx verso dx;
4. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da dx verso sx + corrimano da dx verso sx.

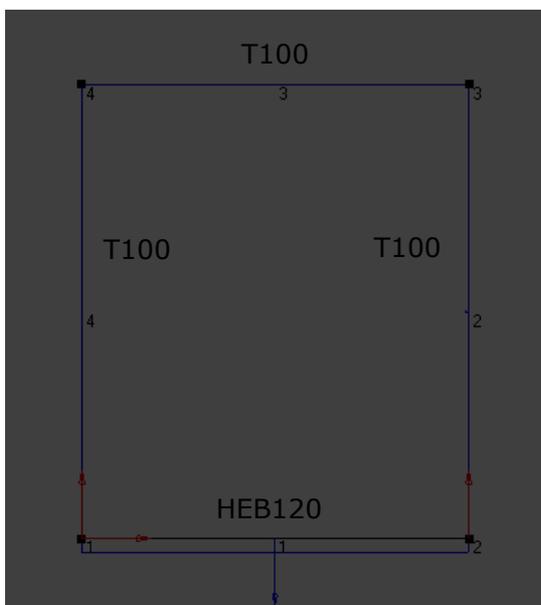
Gli schemi statici di calcolo impiegati per il calcolo delle sollecitazioni di momento all'interno della struttura vengono riportati nelle figure seguenti.



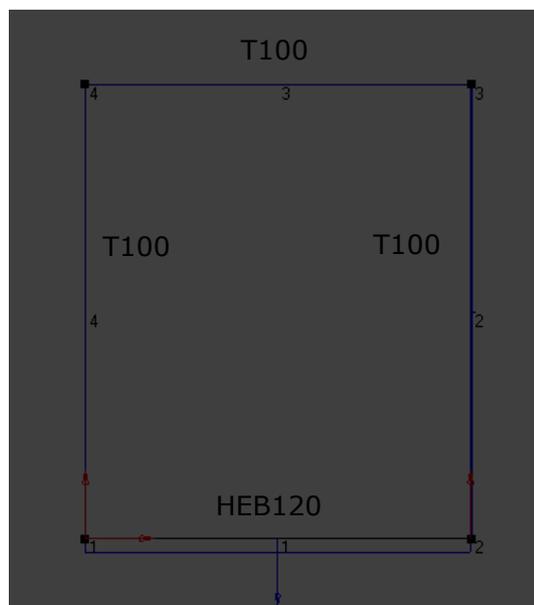
Caso 1



Caso 2



Caoso 3



Caso 4

Figura 4-2 – Schemi statici per il calcolo delle sollecitazioni relativi al caso di vento spingente da dx verso sx (CASI 1 e 2) e da sx verso dx (CASI 3 e 4). Le etichette indicano la tipologia di profilato utilizzato per l'elemento strutturale.

Dal calcolo strutturale si perviene ai seguenti valori di momento flettenti riferiti agli schemi di progetto considerati.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

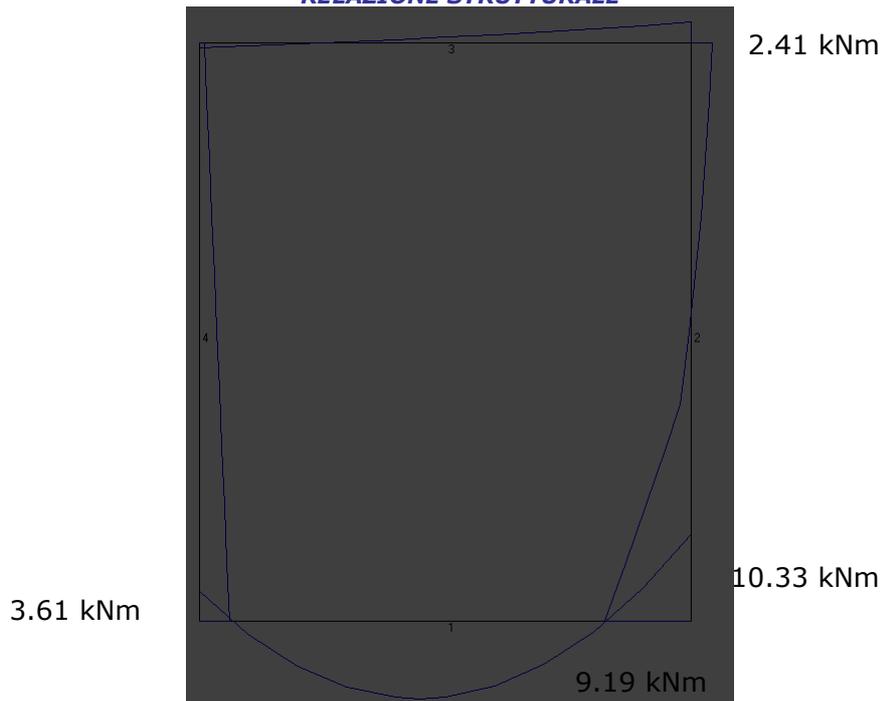


Figura 4-3 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 1 (CASO 1). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

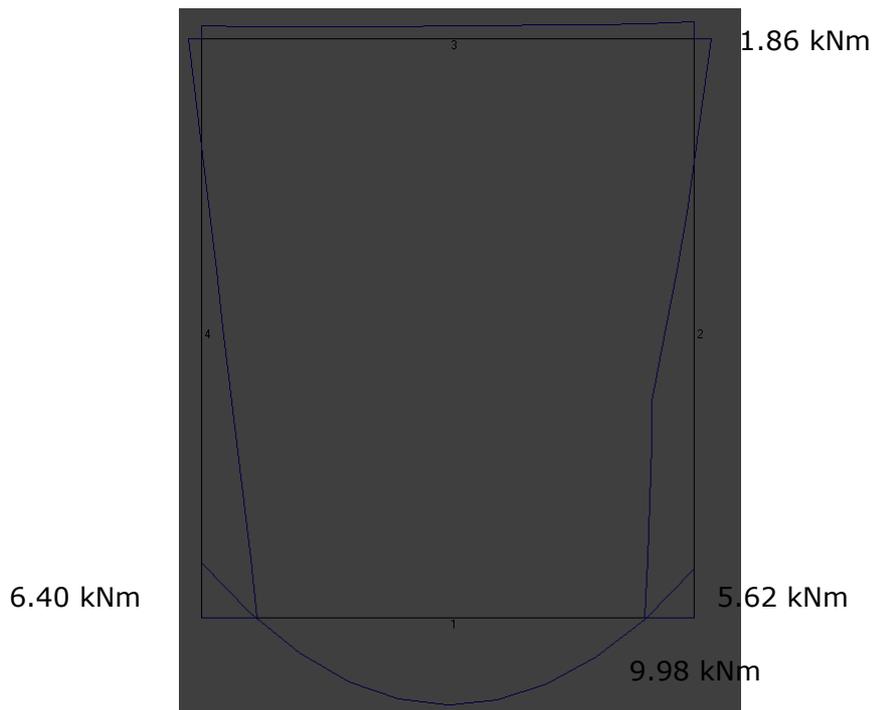


Figura 4-4 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 2 (CASO 2). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

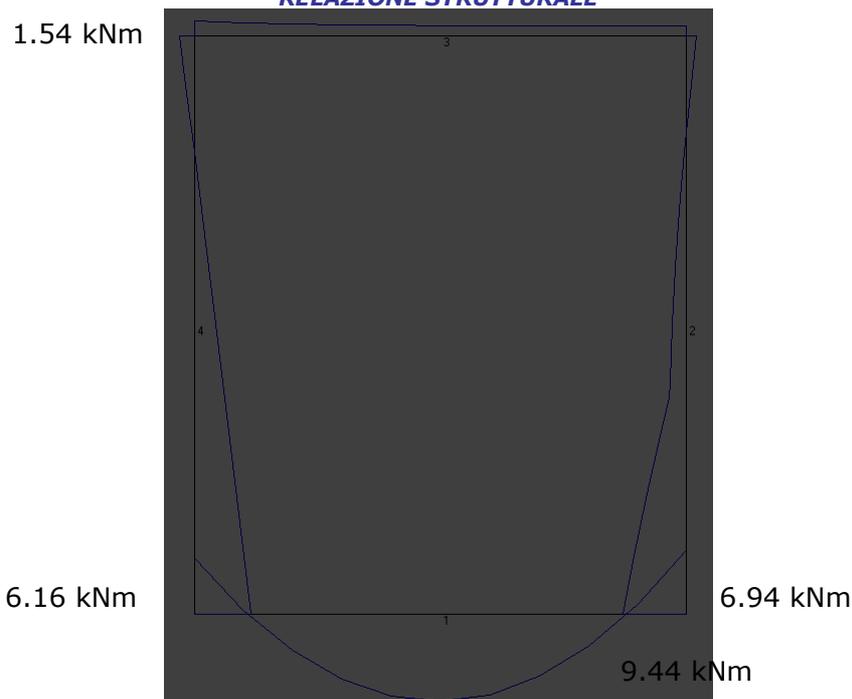


Figura 4-5 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 3 (CASO 3). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

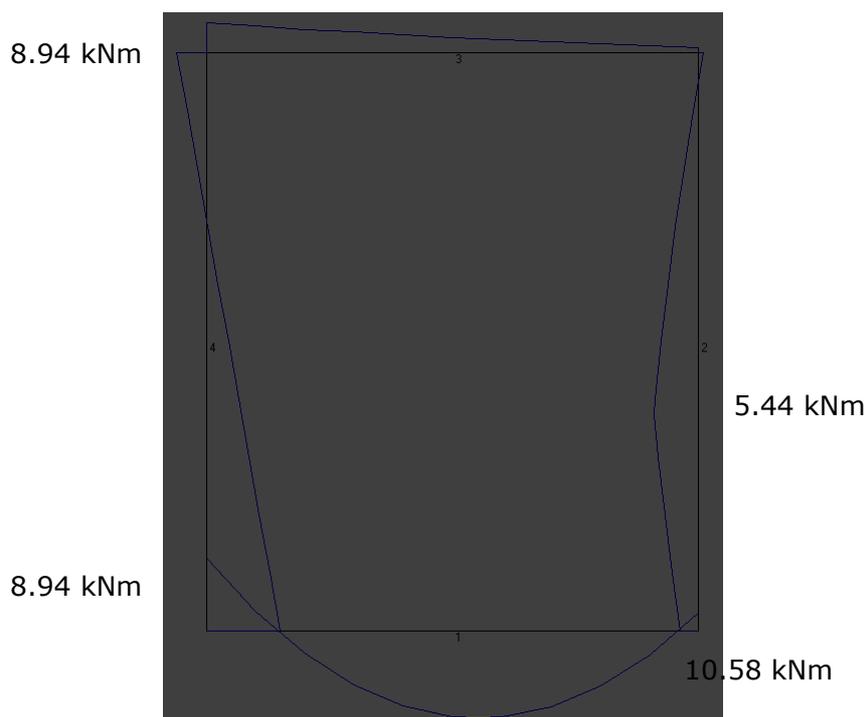


Figura 4-6 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 4 (CASO 4). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

4.5.1.2 Flessione

Si procede alla verifica a flessione degli elementi del portale, assumendo che non si sviluppi il fenomeno dell'instabilità presso-flessionale in quanto lungo la direzione longitudinale del portale si hanno degli elementi (bacchette e piatti superiori) che ne evitano la formazione,

tenuto anche conto del fatto che le sollecitazioni di sforzo normale sui montanti verticali risultano praticamente trascurabili.

Si trascura l'influenza del taglio nella verifica a flessione in quanto, ai sensi del par. 4.2.4.1.2.6 delle NTC si verifica la condizione $V_{Ed} \leq 0.5 V_{C,Rd}$.

Per sezioni di classi 1 e 2 (come nel caso del profilato a T e HEB in interesse) si ha:

- trave T100 $M_{C,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 93 \times 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 20.8 \text{ kNm} > 10.33 \text{ kNm}$
- trave HEB120 $M_{C,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 164.4 \times 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 36.79 \text{ kNm} > 10.58 \text{ kNm}$

Tutti gli elementi risultano verificati a flessione.

4.6 Verifiche locali elementi costruttivi

Si procede con le verifiche locali dei seguenti elementi costruttivi:

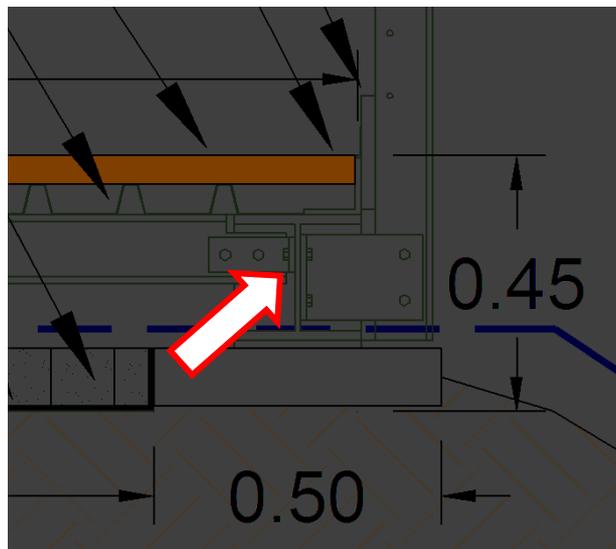
- verifica a taglio dei bulloni squadretta collegamento trave HEB120 e trave HEB220;
- verifica a trazione dei bulloni squadretta collegamento montante T100 e trave HEB220.

4.6.1 VERIFICA TAGLIO BULLONI SQUADRETTA COLLEGAMENTO HEB120 E HEB220

Dall'analisi strutturale si è ricavato l'involuppo delle sollecitazioni a taglio del collegamento HEB120 e HEB220 ottenendo il seguente valore massimo:

$$V_{Sd,max} = 26.17 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica dell'unione bullonata a taglio (freccia rossa) [par. 4.2.8.1.1 – NTC 17.01.2018], calcolando il diametro necessario dei bulloni, considerando bulloni di classe 8.8 e doppia unione (vedi figura sotto).



$$A_{res} = F_{V,Rd} \cdot \gamma_{M2} / 0.6 / f_{tb} = 26.17 \times 10^3 / 2 \cdot 1.25 / 0.6 / 800 = 34 \text{ mm}^2$$

Si adottano bulloni $\varnothing 12$ ($A_{res} = 113 \text{ mm}^2$), pertanto la resistenza a taglio dell'unione (2 bulloni) risulta:

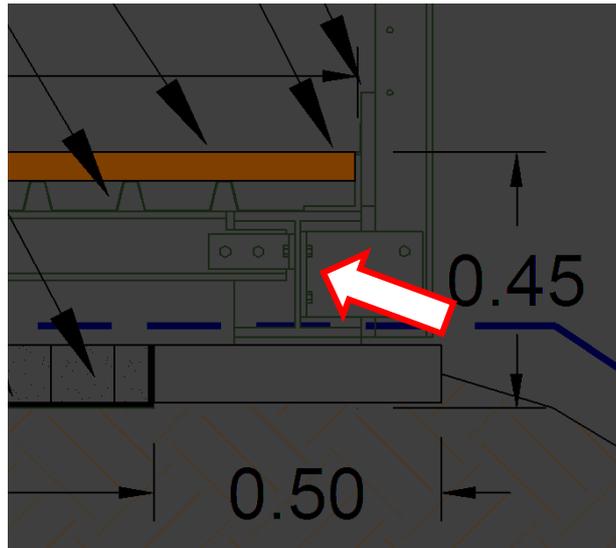
$$F_{V,Rd} = 86.79 \text{ kN} \gg 26.17 \text{ kN}$$

Per le unioni a taglio è necessario verificare anche la resistenza a rifollamento del piatto del collegamento.

$$F_{d,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2.5 * 0.91 * 360 * 13 * 10 = 106.47 \text{ kN} \gg 13.09 \text{ kN}$$

4.6.2 VERIFICA A TRAZIONE BULLONI SQUADRETTA COLLEGAMENTO T100 E HEB220

Si esegue la verifica a trazione dell'unione bullonata [par. 4.2.8.1.1 – NTC 17.01.2018] fra il montante T100 e la trave HEB220 (vedi figura sotto).



Considerando la squadretta indeformabile, si calcola l'azione di trazione sul bullone come una coppia di forze che agiscono a superiormente a livello del bullone ed inferiormente sul bordo inferiore della squadretta:

$$T_{Sd} = M_{Sd} / b = 10.33 \text{ kNm} / 2 / 0.115 \text{ m} = 44.91 \text{ kN}$$

La verifica a trazione dell'unione risulta:

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 * 800 * 113 / 1.25 = 65.09 \text{ kN} > 44.91 \text{ kN}$$

E' necessario verificare la piastra della squadretta al punzonamento:

$$B_{p,Rd} = 0.6 * n * d_m * t_p * f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 * 3.14 * 18 * 10 * 360 / 1.25 = 97.72 \text{ kN} \gg 13.09 \text{ kN}$$

5 RINGHIERA DISPOSITIVO PROTEZIONE CICLISTI

Il manufatto è costituito da telaio a C in carpenteria metallica composto da profilati in acciaio aventi sagoma di tipo commerciale (Figura 5-1).

Gli elementi costituenti il manufatto sono:

- montanti: profilato a T 100x100x11;
- trasverso inferiore: profilato HEB120.

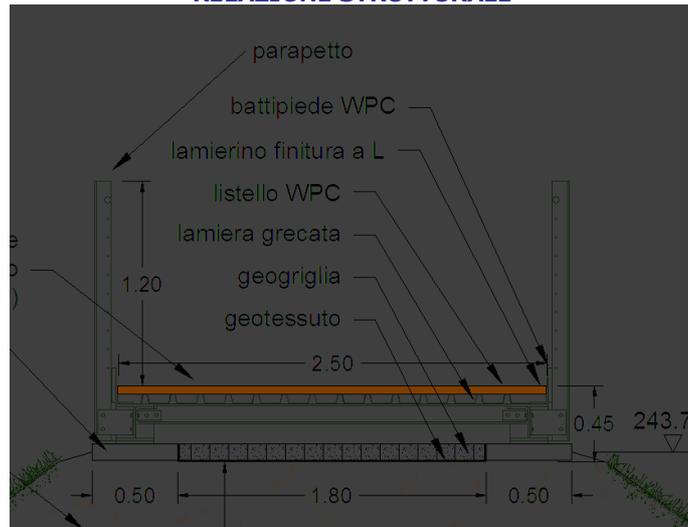


Figura 5-1 – Sezione tipo del portale in carpenteria metallica della ringhiera del dispositivo di protezione per ciclisti (scala non rappresentativa).

5.1 Dimensionamento ringhiera

5.1.1 AZIONI

Si considerano le stesse azione impiegate per il calcolo del portale.

5.2 Analisi strutturale

5.2.1 PROGETTO AGLI SLU

5.2.1.1 Schemi strutturali di calcolo

Si considerano 4 condizioni di carico, in relazione alla direzione delle sollecitazioni:

5. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da sx verso dx + corrimano da sx verso dx;
6. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da sx verso dx + corrimano da dx verso sx;
7. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da dx verso sx + corrimano da sx verso dx;
8. Caso 1: peso proprio + traffico + vento da dx verso sx + corrimano da dx verso sx.

Gli schemi statici di calcolo impiegati per il calcolo delle sollecitazioni di momento all'interno della struttura vengono riportati nelle figure seguenti.

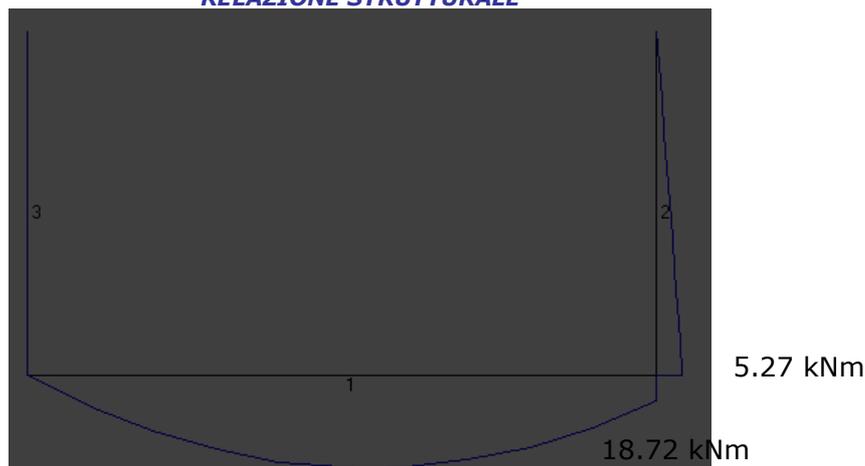


Figura 5-4 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 2 (CASO 2). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

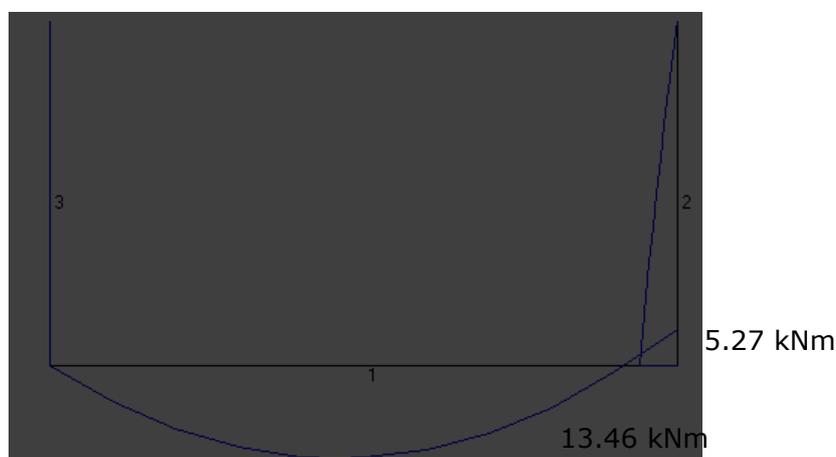


Figura 5-5 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 3 (CASO 3). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

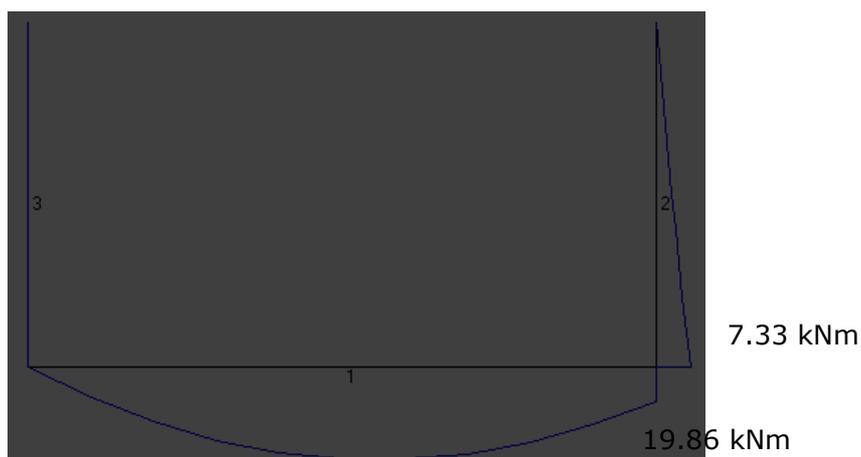


Figura 5-6 – Sollecitazioni di momento relativo allo schema di carico 4 (CASO 4). I valori indicati rappresentano il massimo valore che si sviluppa nell'elemento strutturale considerato.

5.2.1.2 Flessione

Si procede alla verifica a flessione degli elementi della ringhiera, assumendo che non si sviluppi il fenomeno dell'instabilità presso-flessionale data la ridotta lunghezza degli elementi verticali e tenuto anche conto del fatto che le sollecitazioni di sforzo normale sui montanti risultano praticamente trascurabili.

Si trascura l'influenza del taglio nella verifica a flessione in quanto, ai sensi del par. 4.2.4.1.2.6 delle NTC si verifica la condizione $V_{Ed} \leq 0.5 V_{C,Rd}$.

Per sezioni di classi 1 e 2 (come nel caso del profilato a T e HEB in interesse) si ha:

- trave T100 $M_{C,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 93 \times 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 20.8 \text{ kNm} > 7.34 \text{ kNm}$

- trave HEB120 $M_{C,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 164.4 \times 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 36.79 \text{ kNm} > 19.86 \text{ kNm}$

Tutti gli elementi risultano verificati a flessione.

5.3 Verifiche locali elementi costruttivi

Si procede con le verifiche locali dei seguenti elementi costruttivi:

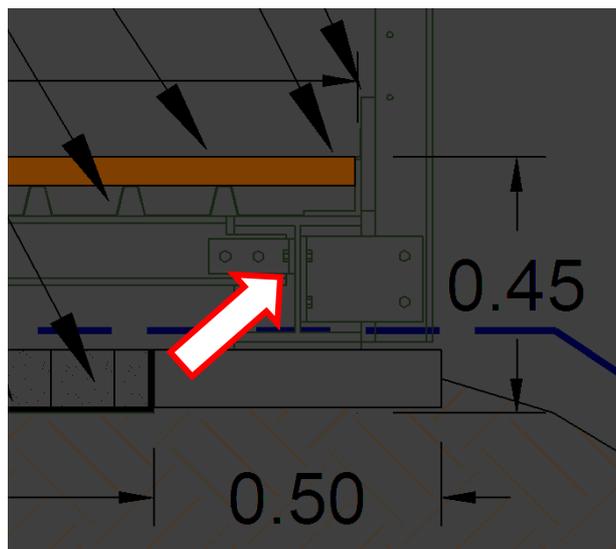
- verifica a taglio dei bulloni squadretta collegamento trave HEB120 e trave HEB220;
- verifica a trazione dei bulloni squadretta collegamento montante T100 e trave HEB220.

5.3.1 VERIFICA TAGLIO BULLONI SQUADRETTA COLLEGAMENTO HEB120 E HEB220

Dall'analisi strutturale si è ricavato l'involuppo delle sollecitazioni a taglio del collegamento HEB120 e HEB220 ottenendo il seguente valore massimo:

$$V_{Sd,max} = 26.40 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica dell'unione bullonata a taglio (freccia rossa) [par. 4.2.8.1.1 – NTC 17.01.2018], calcolando il diametro necessario dei bulloni, considerando bulloni di classe 8.8 e doppia unione (vedi figura sotto).



$$A_{res} = F_{V,Rd} * \gamma_{M2} / 0.6 / f_{tb} = 26.17 \times 10^3 / 2 * 1.25 / 0.6 / 800 = 34 \text{ mm}^2$$

Si adottano bulloni $\varnothing 12$ ($A_{res} = 113 \text{ mm}^2$), pertanto la resistenza a taglio dell'unione (2 bulloni) risulta:

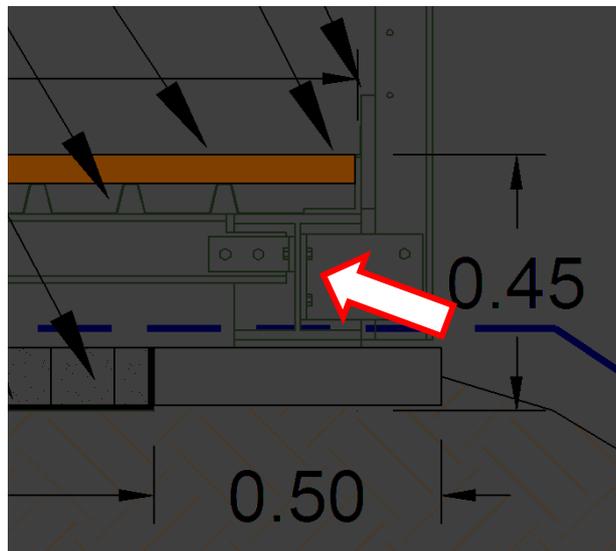
$$F_{V,Rd} = 86.79 \text{ kN} \gg 26.40 \text{ kN}$$

Per le unioni a taglio è necessario verificare anche la resistenza a rifollamento del piatto del collegamento.

$$F_{d,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2.5 * 0.91 * 360 * 13 * 10 = 106.47 \text{ kN} \gg 13.20 \text{ kN}$$

5.3.2 VERIFICA A TRAZIONE BULLONI SQUADRETTA COLLEGAMENTO T100 E HEB220

Si esegue la verifica a trazione dell'unione bullonata [par. 4.2.8.1.1 – NTC 17.01.2018] fra il montante T100 e la trave HEB220 (vedi figura sotto).



Considerando la squadretta indeformabile, si calcola l'azione di trazione sul bullone come una coppia di forze che agiscono a superiormente a livello del bullone ed inferiormente sul bordo inferiore della squadretta:

$$T_{Sd} = M_{Sd} / b = 7.33 \text{ kNm} / 2 / 0.115 \text{ m} = 31.87 \text{ kN}$$

La verifica a trazione dell'unione risulta:

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 * 800 * 113 / 1.25 = 65.09 \text{ kN} > 31.87 \text{ kN}$$

E' necessario verificare la piastra della squadretta al punzonamento:

$$B_{p,Rd} = 0.6 * n * d_m * t_p * f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 * 3.14 * 18 * 10 * 360 / 1.25 = 97.72 \text{ kN} \gg 13.20 \text{ kN}$$

5.4 Dimensionamento struttura portante dispositivo di protezione

Si procede al dimensionamento della struttura portante del dispositivo di protezione relativamente ai seguenti elementi:

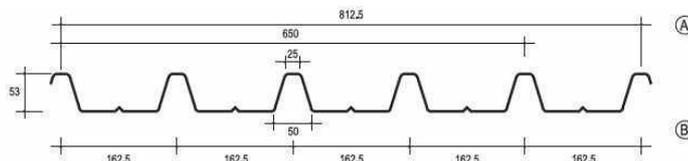
- lamiera grecata;
- travi trasversali HEB120.

5.4.1 LAMIERA GRECATA

Considerato il peso proprio della lamiera grecata pari a 0.20 kN/m² e dei listelli WPC pari a 0.50 kN/m², nonché l'azione variabile distribuita pari a 5 kN/m² della folla, si ottiene il l'azione sollecitante di progetto allo SLU:

$$\rho = 5.00 * 1.50 + (0.50 + 0.20) * 1.30 = 8.41 \text{ kN/m}^2$$

Gli appoggi della lamiera sono costituiti dalle travi trasversali HEB120 aventi una distanza di 2.00 m. Pertanto, dalle tabelle contenute nella documentazione tecnica delle lamiere grecate S/C 2000 (Figura 5-7), si ricava lo spessore della lamiera in grado di resistere al carico sollecitante di progetto, considerando cautelativamente la condizione di appoggio semplice: lo spessore di 1.5 mm è in grado di resistere ad un carico distribuito di 9.46 kN/m² determinando una freccia in mezzzeria pari a 1/200 della luce.



Spessore Thickness mm	Caratteristiche statiche della sezione Static characteristics of the section					CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN Kg/m ² , FRECCIA ≤1/200 MAXIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD IN Kg/m ² , DEFLECTION ≤1/200																							
	Peso Weight Kg/m ²	▲▲▲		▲▲▲▲		▲▲▲										▲▲▲▲													
		J cm ⁴ /m	W cm ³ /m	J cm ⁴ /m	W cm ³ /m	Interasse • Inter-axis m										Interasse • Inter-axis m													
					1,00	1,50	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	
0,6	7,16	38,55	11,11	38,55	9,54	1467	652	366	198	149	115	90	72	58	48		1575	700	393	252	175	128	111	92	76	64			
0,7	8,36	45,32	13,06	45,32	11,42	1724	766	431	233	175	135	106	85	69	57	47	1883	837	470	301	209	153	131	108	90	75	64		
0,8	9,55	52,08	15,01	52,08	13,32	1981	880	495	268	201	155	122	97	79	65	54	46	2197	976	549	351	244	179	150	124	103	87	74	63
1,0	11,94	65,61	18,91	65,61	17,20	2496	1109	624	338	254	195	154	123	100	82	68	58	2837	1261	709	454	315	231	190	156	130	109	93	80
1,2	14,32	79,14	22,81	79,14	21,15	3011	1338	752	408	306	236	185	148	121	99	83	70	3490	1551	872	558	387	281	229	188	157	132	112	96
1,5	17,90	99,43	28,66	99,43	27,19	3783	1681	945	513	385	296	233	187	152	125	104	87	4485	1993	1121	717	498	354	287	237	197	166	141	121

Figura 5-7 – Carico massimo uniformemente distribuito sulla lamiera grecata in funzione della luce e dello spessore. Nel caso specifico di 2 m di luce lo spessore necessario è di 1.5 mm.

In conclusione, si adottano lamiere grecate del tipo S/C 2000 sp. 1.5 mm in acciaio zincato S235JR.

5.4.2 TRAVI TRASVERSALI HEB120

La lamiera grecata poggia su travi trasversali (Figura 5-8). Si procede alla verifica e dimensionamento di questi elementi.

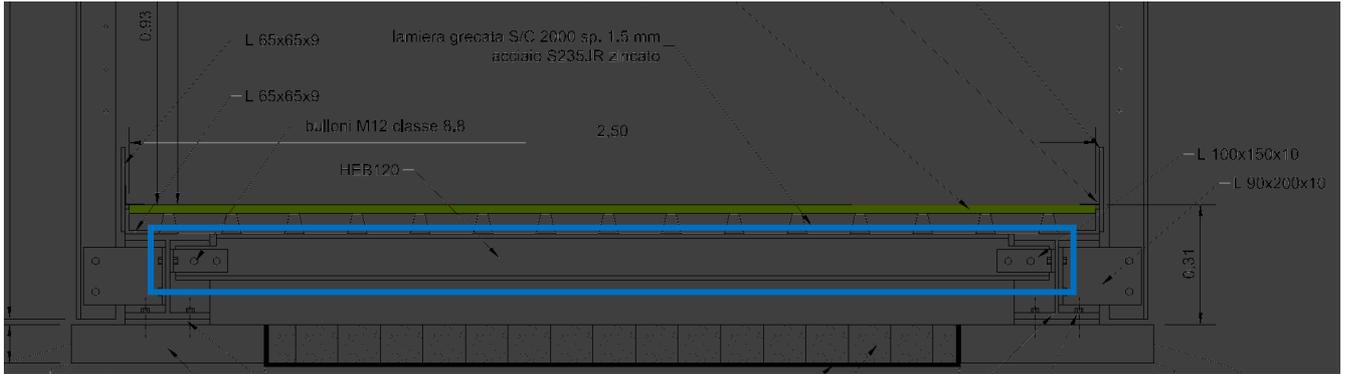


Figura 5-8 – Trave trasversale HEB120 a sostegno dell'impalcato.

La larghezza di influenza della lamiera sulla trave è di 2.00 m.

Tenuto conto del peso proprio della lamiera (0.50 kN/m^2), dei listelli WPC (0.20 kN/m^2) e della trave HEB120 (0.30 kN/m), nonché dell'azione di progetto variabile della folla (5.00 kN/m^2), si perviene all'azione sollecitante di progetto del traverso:

$$\rho = [5.00 \cdot 1.50 + (0.50 + 0.20) \cdot 1.30] \cdot 2.00 + 0.30 \cdot 1.30 = 17.21 \text{ kN/m}$$

Considerando la trave semplicemente appoggiata e con una luce di 2.25 m, si determina il momento sollecitante di progetto allo SLU:

$$M_{Sd} = 17.21 \cdot 2.25^2 / 8 = 10.90 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione dell'elemento conduce a:

$$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 164.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 36.79 \text{ kNm} \gg 10.90 \text{ kNm}$$

6 MURO IN C.A.

6.1 Vita nominale e vita di riferimento

Per l'opera in esame si considera una vita nominale V_N di 50 anni [par. 2.4 – NTC 17.01.2018]: *opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni o di importanza normale*. Classe d'uso assimilabile a II con coefficiente d'uso $C_U = 1.00$: *costruzioni ordinarie ai fini sismici*.

Il periodo di riferimento V_R , dato dal prodotto $V_N \cdot C_U$, risulta di 50 anni.

6.2 Classi di esposizione ambientale

Le norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 introducono 6 classi di esposizione per il calcestruzzo strutturale (dove oltre al massimo rapporto A/C ed al minimo contenuto di cemento viene indicata anche la minima classe di resistenza), le quali sono state riportate anche nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.

La classe di esposizione ambientale delle opere esterne in progetto è XC2 - ciclicamente asciutto e bagnato.

6.3 Classi di resistenza del calcestruzzo

Il calcestruzzo è classificato in classi di resistenza, in base alla resistenza a compressione, espressa come resistenza caratteristiche R_{ck} oppure f_{ck} .

La resistenza caratteristica R_{ck} viene determinata sulla base dei valori ottenute da prove di compressione monoassiale su provini cubici di 150 mm di lato, maturati 28 giorni, mentre la resistenza caratteristica f_{ck} viene determinata utilizzando provini cilindrici di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza.

Le Norme UNI EN 206-1 e UNI 11104, recepite dal D.M. 17 gennaio 2018 individuano le seguenti classi di resistenza:

C8/10	C40/50
C12/15	C45/55
C16/20	C50/60
C20/25	C55/67
C25/30	C60/75
C28/35	C70/85
C30/37	C80/95
C32/40	C90/105
C35/45	C110/115

Per ogni classe di resistenza, il primo dei valori rappresenta f_{ck} ed il secondo R_{ck} , ambedue espressi in N/mm^2 .

Per il manufatto in progetto si prescrive calcestruzzo di classe C25/30.

6.4 Classi di consistenza del calcestruzzo

La lavorabilità del calcestruzzo fresco, designata con il termine di consistenza dalla normativa vigente, è un indice delle proprietà e del comportamento del calcestruzzo nell'intervallo di tempo tra la produzione e la compattazione dell'impasto in situ nella cassaforma.

Secondo le Norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 la consistenza deve essere determinata mediante l'abbassamento al cono di Abrams.

- Classi di consistenza mediante abbassamento al cono di Abrams:
 - S1 (consistenza umida): abbassamento (slump) da 10 a 40 mm
 - S2 (consistenza plastica): abbassamento (slump) da 50 a 90 mm
 - S3 (consistenza semifluida): abbassamento (slump) da 100 a 150 mm
 - S4 (consistenza fluida): abbassamento (slump) da 160 a 210 mm
 - S5 (consistenza superfluida): abbassamento (slump) \geq 220 mm

Il calcestruzzo per l'opera in progetto deve appartenere alla classe di consistenza S4.

6.5 Classi del calcestruzzo riferite alle dimensioni massime dell'aggregato

Le dimensioni massime dell'aggregato sono in relazione con lo spessore del copriferro e con l'interferro minimo delle armature metalliche.

La dimensione massima dell'aggregato deve essere scelta in modo che il calcestruzzo possa essere gettato e compattato attorno alle barre d'armatura senza il pericolo di segregazione.

Normalmente il diametro massimo dell'inerte deve essere tale che:

- non superi la dimensione di 1/3 della dimensione minima della struttura;
- deve essere minore dell'interferro meno di 5 mm;

- non deve superare di 1.3 volte lo spessore del copriferro.

Il diametro massimo dell'aggregato (D_{max}) usato per il calcestruzzo delle strutture in progetto è pari a 15 mm.

6.6 Classi di resistenza del cemento

La classe di resistenza del cemento dipende dalla finezza di macinazione dello stesso e dalla percentuale di silicato tricalcico rispetto a quello bicalcico; maggiore è la finezza di macinazione del cemento, maggiore è il tenore di silicato tricalcico rispetto a quello bicalcico e più rapido lo sviluppo della resistenza meccanica.

Ogni tipo di cemento è potenzialmente disponibile in sei diverse classi di resistenza normalizzata (a 28 gg).

Per ogni classe di resistenza normalizzata si definiscono due classi di resistenza iniziale (2-7 gg):

- la prima con resistenza iniziale ordinaria contrassegnata con la lettera N;
- la seconda con resistenza iniziale elevata contrassegnata con la lettera R.

Pertanto secondo le UNI EN 197/1 esistono le seguenti classi di resistenza del cemento:

- Classe 32,5N: resistenza a compressione iniziale a 7 giorni ≥ 16 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 32,5 \leq 52,5$;
- Classe 32,5R: resistenza a compressione iniziale a 2 giorni ≥ 10 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 32,5 \leq 52,5$;
- Classe 42,5N: resistenza a compressione iniziale a 2 giorni ≥ 10 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 42,5 \leq 62,5$;
- Classe 42,5R: resistenza a compressione iniziale a 2 giorni ≥ 20 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 42,5 \leq 62,5$;
- Classe 52,5N: resistenza a compressione iniziale a 2 giorni ≥ 20 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 52,5$;
- Classe 52,5R: resistenza a compressione iniziale a 2 giorni ≥ 30 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 52,5$.

I numeri rappresentano la resistenza a compressione, espressa in MPa, che devono avere provini cubici preparati in modo standardizzato con rapporto a/c pari a 0,5 e rapporto sabbia/cemento pari a 3. È importante sottolineare che tale resistenza è da intendersi a rottura.

I tempi di inizio presa per ogni classe di resistenza normalizzata sono i seguenti:

- Classe 32,5: $t = 75$ min;
- Classe 42,5: $t = 60$ min;
- Classe 52,5: $t = 45$ min.

Si prescrive l'impiego di cemento classe 32,5N con dosaggio minimo pari a 340 kg/m^3 .

6.7 Rapporto acqua/cemento (A/C_{max})

Per il confezionamento del calcestruzzo avente classe di esposizione ambientale XC2, utilizzato per tutti i manufatti, il rapporto massimo tra acqua e cemento (A/C_{max}) è pari a 0.50.

6.8 Copriferro del calcestruzzo

Si definisce copriferro lo spessore di calcestruzzo individuato dalla superficie più esterna dell'armatura (incluse staffe e collegamenti) e dalla superficie del calcestruzzo più vicina tesa. Per le diverse classi di esposizione ed una vita nominale di 50 anni, l'EC2 identifica il copriferro minimo $c_{min,dur}$ in grado di garantire che la struttura conservi un'adeguata durabilità per tutta la durata della vita nominale V_N .

Alla classe di esposizione ambientale XC2 relativa al calcestruzzo dei manufatti esterni a contatto diretto con le intemperie (copertura della rampa del garage) corrisponde un valore minimo del copriferro (c_{min}) pari a 25 mm, mentre il valore del copriferro nominale (c_{nom}) è pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Vista la tipologia di opera si arrotonda il c_{nom} a 50 mm.

6.9 Resistenze di calcolo

- Calcestruzzo classe C25/30 $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.1 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio B450C $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,t}} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

6.10 Azioni

6.10.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

La classificazione delle azioni è riportata nel par. §4.3.3.1.

6.10.1.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti che gravano sul muro di contenimento sono dovute a:

- peso proprio struttura;
- cuneo terreno a monte (permanente portato);
- spinta idrostatica dell'acqua (permanente portato).

6.10.1.2 Peso proprio

Peso volumico del calcestruzzo: 25.00 kN/m³.

6.10.1.3 Permanenti portati

Caratteristiche del terreno costituente il terrapieno e il piano di fondazione.

Per i terreni presenti in sito si hanno i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici desunti dalla relazione geologica (si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica allegata al progetto):

strato di fondazione	φ'	34.2	°
	γ'	16.40	kN/m ³
	f	0.68	
	c	0	kPa
rilevato	φ'	28.9	°
	γ'	14.30	kN/m ³
	f	0.55	
	c	0	kPa
acqua	φ'	0.0	°
	γ'	19.62	kN/m ³
	f	0.00	
	c	0	kPa

dove:

- φ' angolo di attrito interno terreno;
- γ' peso per unità di volume;
- f angolo di attrito terreno-fondazione pari a $\text{tg}\varphi'$;
- c coesione terreno (trascurabile).

Sulla base dei criteri fondamentali del calcolo agli stati limite, i valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno vanno ridotti mediante i coefficienti di sicurezza parziali γ_M , ottenendo i valori di calcolo (D.M. 17/01/2018).

Si fa notare che all'acqua viene assegnato un valore doppio del peso volumico in quanto il codice di calcolo permette di inserire un riempimento sul lato di valle del manufatto fino a metà altezza del paramento.

6.10.2 AZIONI VARIABILI

6.10.2.1 Azione sismica [par. 3.2 – NTC 17.01.2018]

Si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica per il calcolo dei parametri sismici del sito dell'opera. Nel seguito si riportano i valori finali.

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.18 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot \frac{0.057g}{g} = 0.012$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} k_h = \pm 0.006$$

in cui:

- S_s coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.20 per sottosuolo tipo B);
- S_T coefficiente di amplificazione topografica (pari a 1.00 per categoria topografica T1).

6.10.2.2 Vento [par. 3.3 - NTC 17.01.2018.]

Trascurabile per il tipo di costruzione.

6.10.2.3 Neve [par. 3.4 – NTC 17.01.2018.]

Trascurabile per il tipo di costruzione.

6.10.2.4 Carichi variabili

Nessun carico variabile considerato.

6.10.2.5 Variazione termica uniforme e resistenza parassita dei vincoli

La variazione termica uniforme è intesa come variazione stagionale di temperatura ed è quindi un'azione di lunga durata.

Avendo l'opera uno sviluppo lineare inferiore alla distanza che intercede i giunti di dilatazione termica (30 m), questi non sono necessari.

6.10.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Si rimanda al par. §4.4.

In merito ai coefficienti parziali di sicurezza dei parametri geotecnici M si riporta lo specchietto seguente.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

6.10.4 VERIFICHE AGLI SLU

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinabili dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
 - ribaltamento
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica a stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opera di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

6.10.5 VERIFICHE AGLI SLE

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

6.11 Analisi strutturale

6.11.1 MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Lo scopo dell'analisi strutturale è determinare agli SLU e SLE gli effetti delle azioni le caratteristiche di:

- sollecitazione
- spostamento/deformazione

mediante adeguati modelli della struttura e dei materiali, adottando i valori di calcolo delle azioni e i valori medio nominali dei dati geometrici e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il comportamento dei materiali è schematizzabile, in alternativa, con un modello elastico-lineare (con o senza redistribuzione), plastico o non lineare.

Nelle zone in cui non è valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane possono essere svolte ulteriori analisi locali. Ciò vale per appoggi, zone di applicazione di carichi concentrati,

intersezioni di travi e nodi trave-pilastro, zone di ancoraggio di armature di compressione, mensole tozze.

Il calcolo delle sollecitazioni interne avviene per mezzo dell'utilizzo del codice di calcolo Max[®] 10.0 della Aztec informatica.

Il calcolo viene effettuato secondo gli stati limite ultimi.

6.11.1.1 Schemi strutturali per il calcolo delle sollecitazioni interne

Alcuni schemi statici di calcolo impiegati per il calcolo delle sollecitazioni interne della struttura in progetto vengono riportati nelle figure seguenti.

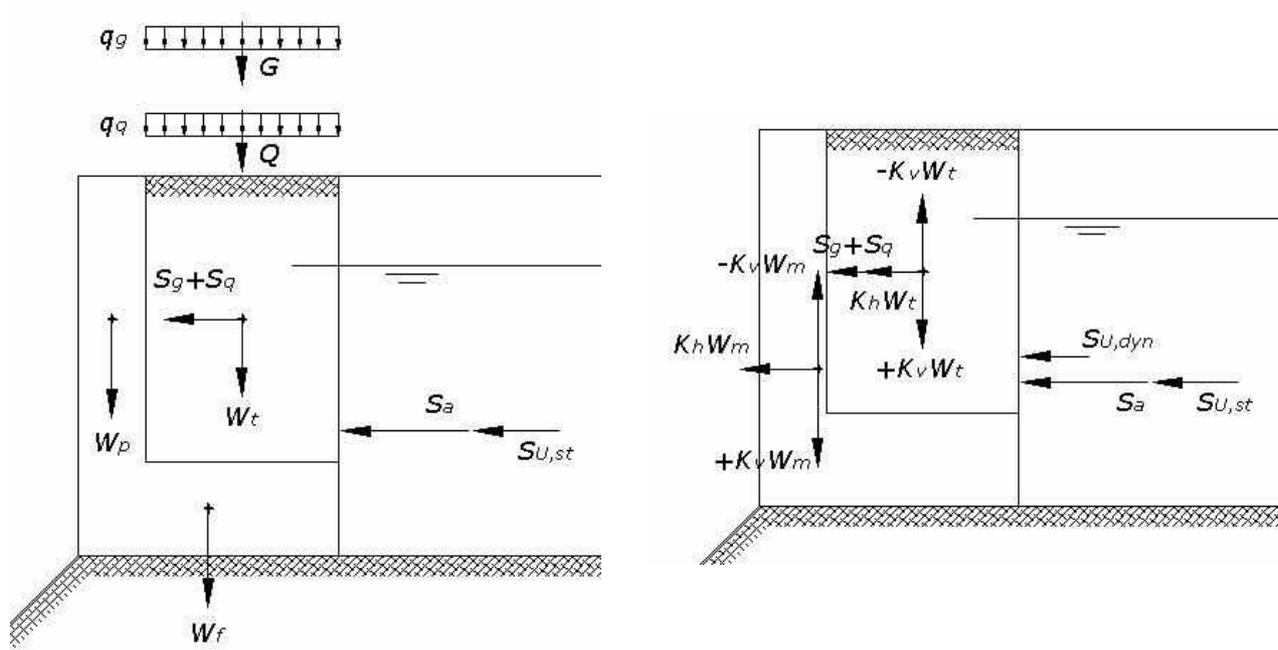
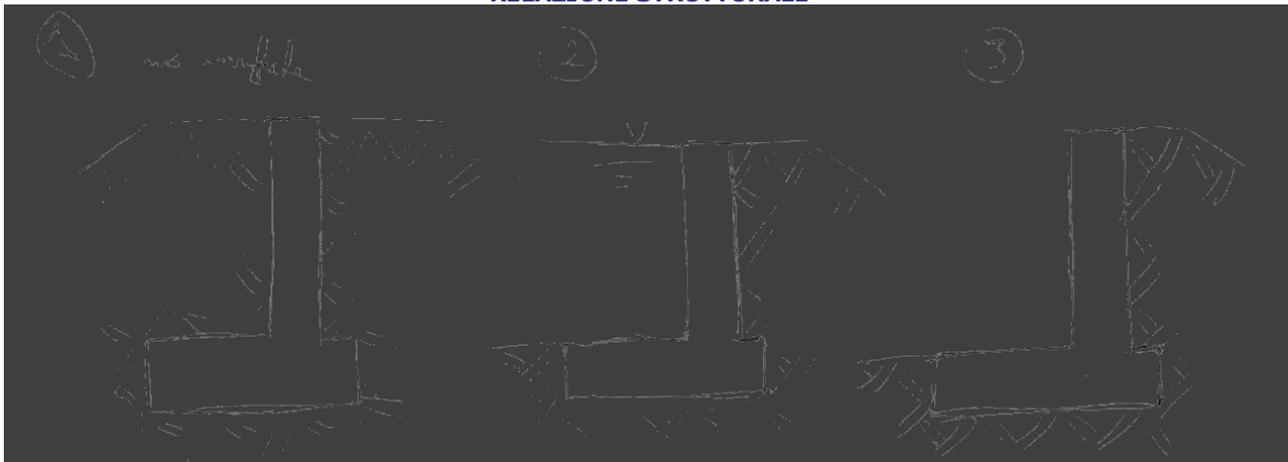


Figura 6-1 – Alcuni schemi statici per il calcolo delle sollecitazioni interne al muro di contenimento: a sinistra il caso statico e a destra il caso sismico.

Sono state considerate le condizioni di carico contenute nella Relazione Geotecnica, nel seguito riportate.

- Condizione 1 muro completamente interrato;
- Condizione 2 durante la piena: ipotesi di asportazione dalla piena del ricoprimento lato fiume e presenza dell'acqua fino alla sommità;
- Condizione 3 terminata la piena: ipotesi di asportazione dalla piena del ricoprimento lato fiume.



La *Condizione 1* non viene presa in considerazione in quanto priva di significato. Si procede con le verifiche delle restanti condizioni progettuali.

6.11.2 METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato mediante l'analisi elastica lineare senza redistribuzione. Poiché questo tipo di analisi soddisfa l'equilibrio, ma non garantisce la compatibilità delle deformazioni allo SLU, occorre successivamente verificare che le sezioni critiche della struttura abbiano sufficiente duttilità (capacità di rotazione plastica allo SLU) e che allo SLE le inflessioni non siano eccessive.

Allo SLU la duttilità degli elementi strutturali prevalentemente inflessi (travi e solai) si considera sufficiente quando

$$x / d \leq 0.45 \quad \text{per calcestruzzi fino alla classe C35/45}$$

dove

- x profondità dell'asse neutro allo SLU misurata dal lembo compresso della sezione
- d altezza utile sezione

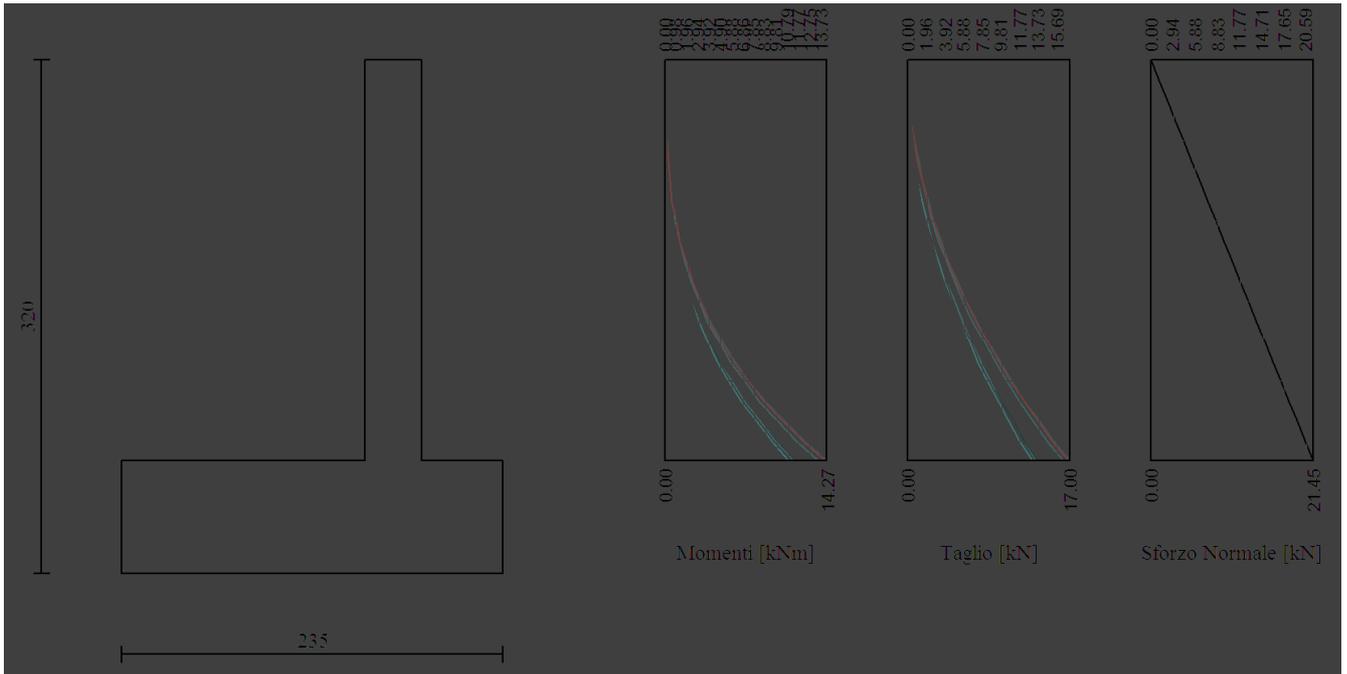
Le verifiche agli SLE vengono trattate negli appositi paragrafi.

Per l'analisi strutturale si può assumere come rigidità degli elementi quella relativa alla sezione non fessurata (sezione lorda di calcestruzzo non omogeneizzata) e come modulo di deformazione del calcestruzzo il valor medio E_{cm} .

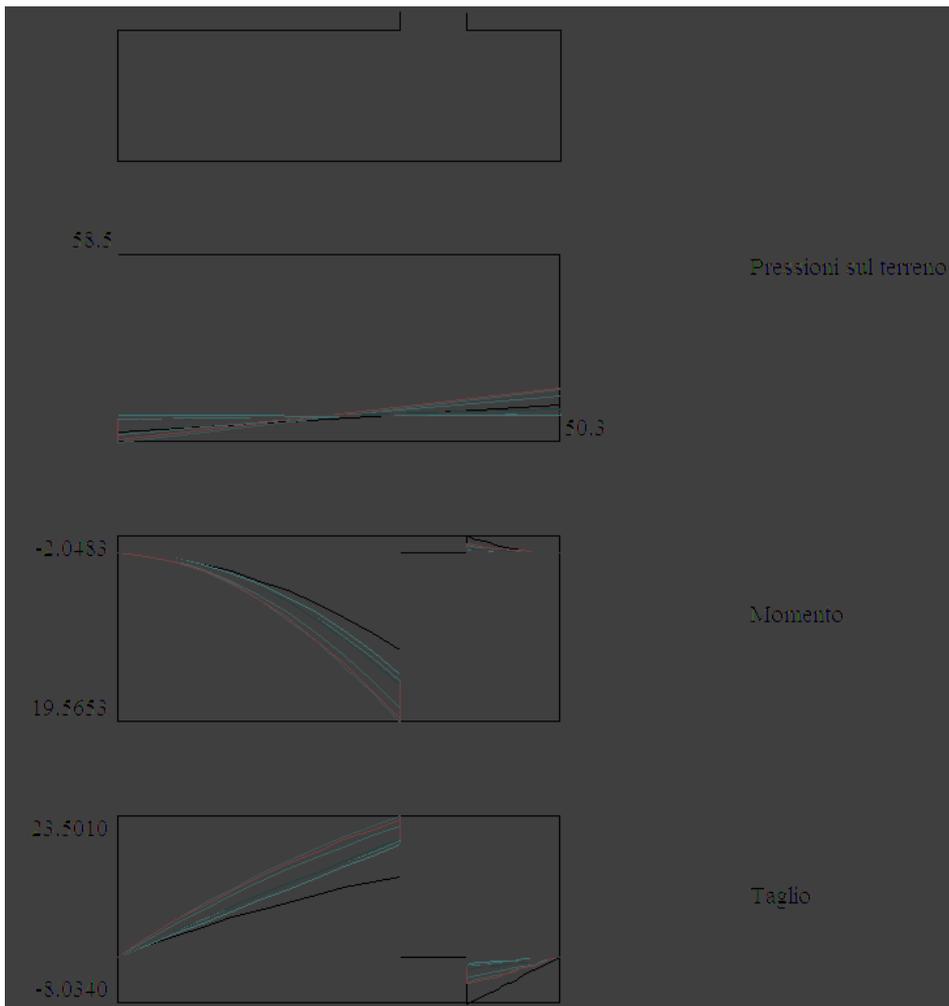
6.11.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Dal calcolo strutturale si desumono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni interne con riferimento all'involuppo delle massime sollecitazioni, rispettivamente per il paramento e per la fondazione e per ogni condizione di carico assunta.

CITTA' DI TORINO
 Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
 Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE
CONDIZIONE 2

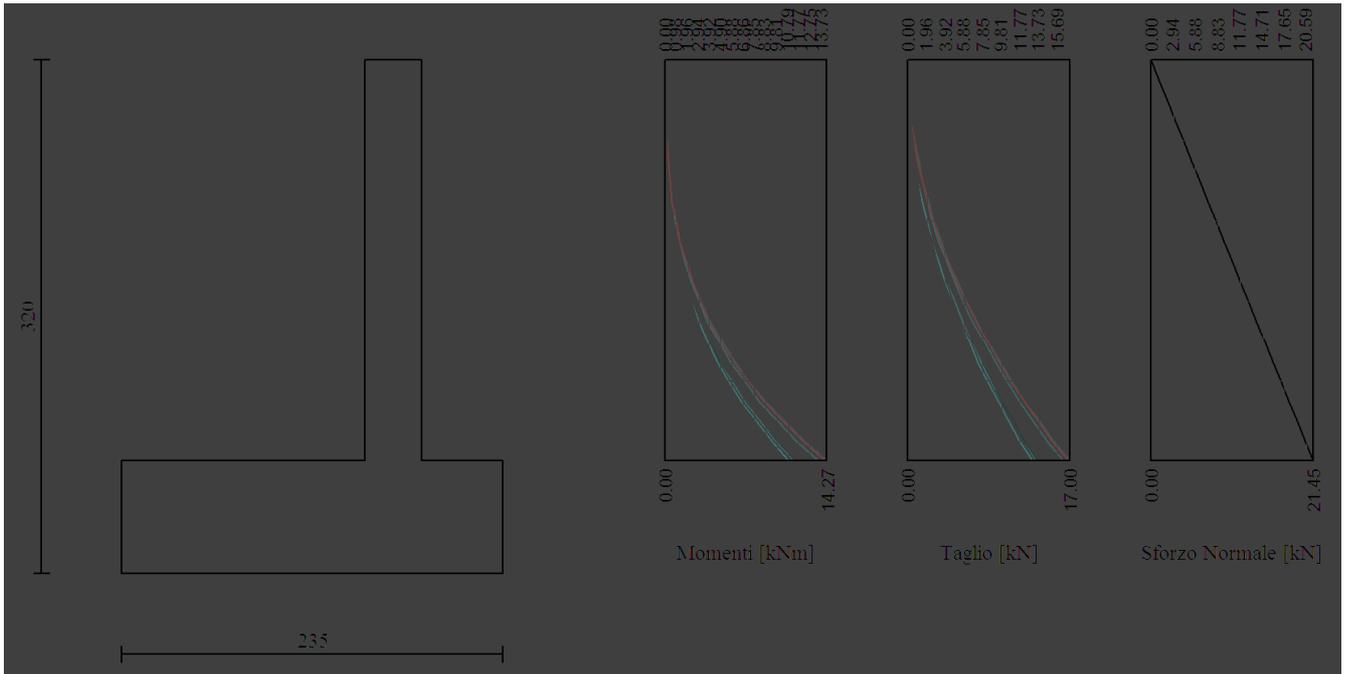


INVILUPPO PARAMENTO

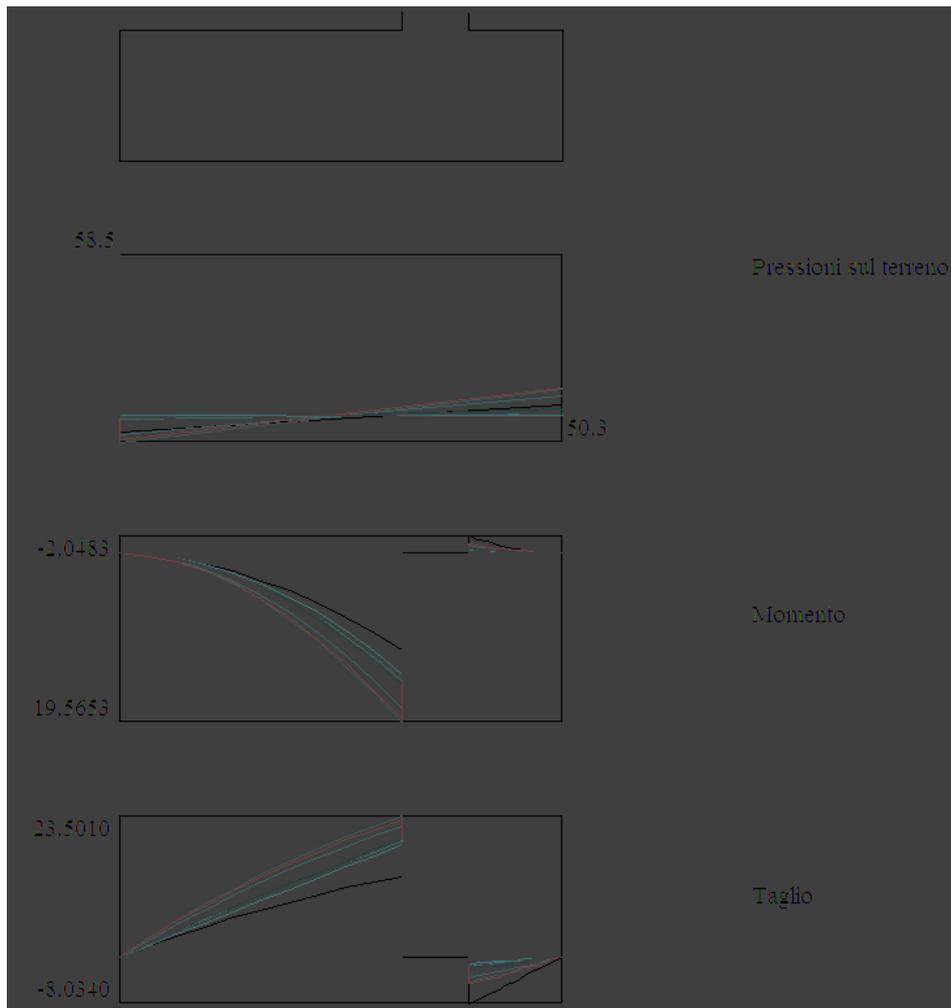


INVILUPPO FONDAZIONE

CITTA' DI TORINO
 Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
 Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE
CONDIZIONE 3



INVILUPPO PARAMENTO



INVILUPPO FONDAZIONE

Le sollecitazioni massime di progetto risultano:

- paramento: $M_{Sd} = 14.27$ kNm, $V_{Sd} = 17.00$ kN
- fondazione: $M_{Sd} = 19.57$ kNm, $V_{Sd} = 23.50$ kN

6.12 Dimensionamento armature

6.12.1 DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE LONGITUDINALI

In Tabella 6-1 viene indicato il calcolo delle armature longitudinali del muro, facendo riferimento alla sezione del paramento e della fondazione più sollecitata.

Tabella 6-1 – Calcolo delle armature longitudinali.

Tipo	M_{Sd}	b	d	μ	μ_{lim}	$\mu < \mu_{lim}$	ω_0	A_a	A_{min}	A_{max}
-	kNm	mm	mm	-	-	-	-	mm ²	mm ²	mm ²
paramento	14.27	1000	300	0.014	0.296	SI	0.014	122	441	12000
fondazione	19.57	1000	650	0.004	0.296	SI	0.005	95	602	26000

(continua)

(segue)

Tipo	Progetto armature				$A_{a,finale}$ mm ²	$A_{min} < A_{a,finale}$ $A_{a,finale} < A_{max}$	ω_0	μ	M_{Rd} kNm	$M_{Rd} > M_{Sd}$ -
	\emptyset	n	\emptyset	n						
-						-	-	-		
paramento	14	4	0	0	616	VERO	0.071	0.068	69.42	OK
fondazione	14	4	0	0	616	VERO	0.033	0.032	155.32	OK

Le colonne della tabella indicano:

- M_{Sd} momento sollecitante di progetto
- b base della trave
- d altezza utile della trave

- $\mu = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ momento sollecitante ridotto

- μ_{lim} momento utile limitato a 0.296, corrispondente alla condizione $x / d = 0.45$

- ω_0 percentuale meccanica di armatura (da tabella, in funzione di μ_{lim})

- $A_a = \frac{\omega_0 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$ area dell'armatura tesa

- $A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b \cdot d$ non minore di $0.0013 \cdot b \cdot d$

- $A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \cdot b \cdot d$

- $\omega_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

- μ da tabella, in funzione di ω_0

- $M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$

Pertanto, si collocano 4 barre $\varnothing 14$ a metro lineare sia per il paramento che per la fondazione. Si rimanda all'elaborato grafico della carpenteria metallica del muro in c.a. per l'effettiva collocazione e sagoma delle barre di armatura.

7 VERIFICA DELLA STRUTTURA ORNAMENTALE SUL PONTE CANALE

Si esegue la verifica statica della struttura ornamentale presente sul ponte canale che viene modificata (eliminazione di un montante verticale) per permettere lo sbarco della nuova pista ciclabile alla pista esistente.

7.1 Descrizione della struttura

La struttura ornamentale consiste in un gazebo metallico senza copertura ubicato sul ponte canale. È formata da un telaio di tubi saldati in acciaio cavi del diametro di 100 mm e spessore presunto di 2 mm, distribuiti secondo i seguenti ordini:

- montanti verticali in numero di 2 o 3 per lato, a seconda che il lato sia destinato al passaggio o aggettante verso il vuoto;
- un telaio quadrato orizzontale che lega i montanti verticali in elevazione ad una quota di 3.80 m;
- una struttura a piramide formata da 8 tubi converge verso un unico punto a quota 5.70 m che costituisce la "copertura".

I montanti verticali sono annegati sul cordolo in calcestruzzo armato che corre ai lati della passeggiata con le dimensioni di 46 cm di altezza e 41 cm di larghezza.

La Figura 7-1 mostra la struttura in parola.

Il progetto prevede la modifica della struttura ornamentale eliminando il montante verticale centrale che si trova sul lato dove verrà realizzata la nuova pista (il lato orientato verso l'Ovest geografico sovrastante il rilevato arginale in terra).

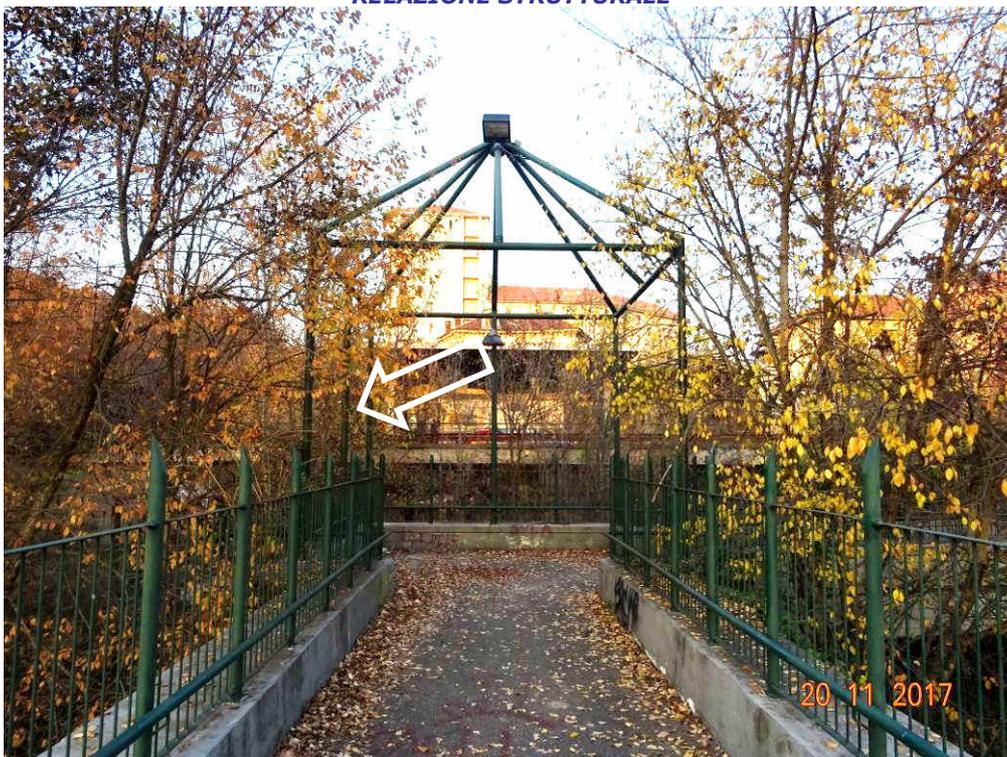


Figura 7-1 – Struttura ornamentale presente sul ponte canale oggetto di modifica. La freccia indica il montante verticale che verrà eliminato per permettere lo sbarco della nuova pista in progetto. (foto: 2379-DSC01238)

7.2 Normativa di riferimento

Si faccia riferimento al paragrafo §2.

7.3 Caratteristiche generali dei materiali impiegati

Il materiale impiegato è acciaio S235JR, con le caratteristiche meccaniche individuate nel paragrafo §4.1.1 e nel seguito riportate:

- E 200000 N/mm²
- ρ_s 78.50 kN/m³
- f_u 360÷510 N/mm²
- f_{yk} 235 N/mm²

7.4 Durabilità strutturale

7.4.1 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO

Per l'opera in esame si considera una vita nominale V_N di 50 anni: *opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni o di importanza normale*. Classe d'uso assimilabile a II con coefficiente d'uso $C_U = 1.00$: *costruzioni ordinarie ai fini sismici*.

Il periodo di riferimento V_R , dato dal prodotto $V_N \cdot C_U$, risulta di 50 anni per tutte le opere previste nel progetto.

7.5 Definizione parametri di progetto

7.5.1 AZIONI

Per la struttura in verifica sono state prese in considerazione le seguenti azioni.

7.5.1.1 Azioni permanenti

Peso proprio della struttura, considerando il peso specifico dell'acciaio pari a 7850 kg/m^3 .

7.5.1.2 Azioni permanenti portati

Sono stati considerati dei carichi concentrati diretti verso il basso sui nodi della struttura corrispondenti ai fari dell'illuminazione pubblica ed altri carichi che potrebbero gravare sulla struttura:

- nodo sommitale: $G_{2,1k} = 4,00 \text{ kN}$
- nodi all'altezza del telaio quadrato: $G_{2,2k} = 1,00 \text{ kN}$

La rappresentazione grafica del posizionamento dei carichi è mostrato nel paragrafo §7.6.2.

7.5.1.3 Azioni variabili

Neve e vento sono stati trascurati visto che l'esilità della struttura tubolare non offre resistenze nei confronti di queste azioni.

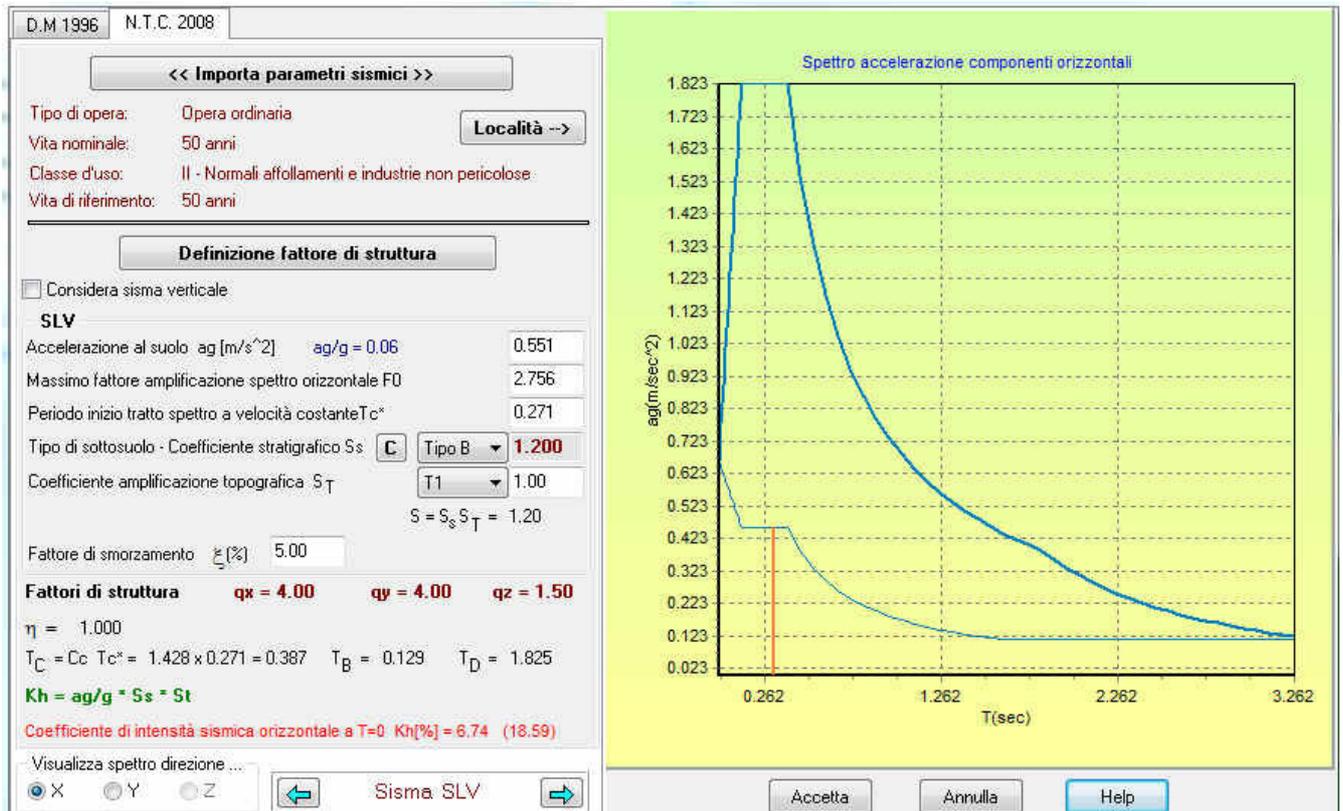
Si considera l'azione sismica.

Si considera la classe di duttilità media *CD"B"* per la struttura [par. §7.2.2 NTC].

Il fattore di comportamento per *Costruzioni d'acciaio con struttura intelaiata* [par. §7.3.1 NTC] è $q_0 = 4.00$, mentre il fattore di comportamento corrispondente a *strutture a telaio e miste equivalenti a telaio* [par. §7.3.1 NTC] è $K_r = 1.00$. Si perviene pertanto ad un fattore di comportamento q_{lim} pari a 4.00.

Si rimanda al paragrafo §7.1.2.2 della Relazione geotecnica per l'individuazione della tipologia di sottosuolo del sito.

La figura sottostante mostra lo spettro di accelerazione delle componenti orizzontali riferito allo SLV associata alla struttura in fase di verifica.



7.5.1.4 Spostamenti e deformazioni impressi

Si trascurano data la tipologia di struttura in considerazione.

7.5.1.5 Eccezionali

Si trascurano data la tipologia di struttura in considerazione.

7.5.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

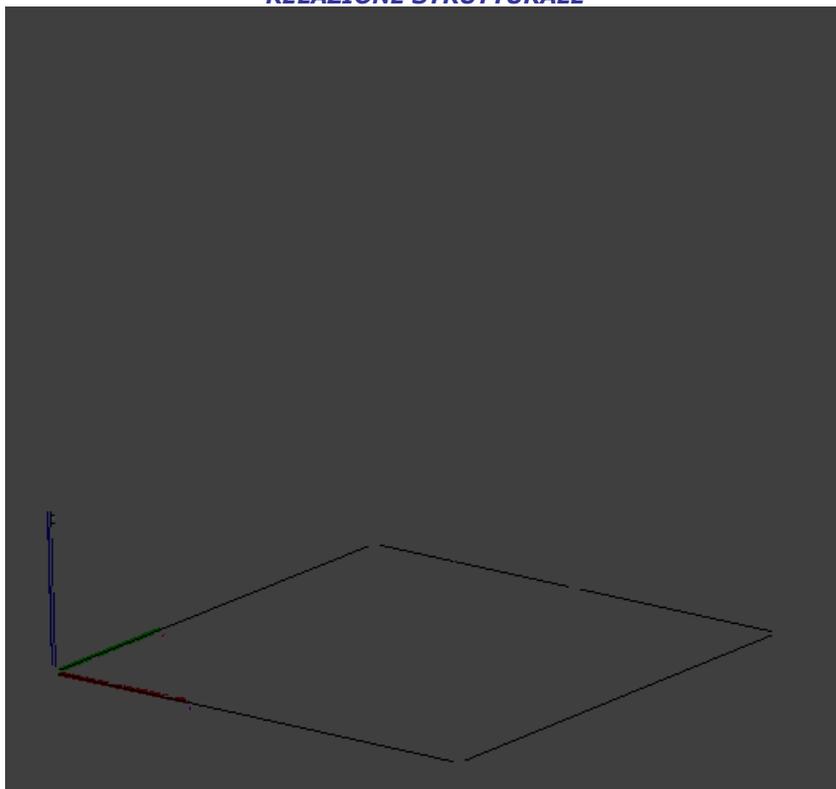
Si rimanda al paragrafo §4.4.

7.5.3 DATI GEOMETRICI DELLA STRUTTURA

Le dimensioni della struttura risultano:

- lunghezza: 4.60 m
- larghezza: 4.50 m
- altezza: 5.70 m

La figura successiva individua la geometria della struttura.



7.6 Analisi strutturale

Lo scopo dell'analisi strutturale è determinare agli SLU e SLE gli effetti delle azioni (in condizioni statiche e sismiche) le caratteristiche di:

- sollecitazione
- spostamento/deformazione

mediante adeguati modelli della struttura e dei materiali, adottando i valori di calcolo delle azioni e i valori medio nominali dei dati geometrici e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato mediante un'analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta). In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito nel seguito.

Il programma è stato impostato considerando nelle combinazioni sismiche i modi di vibrare con almeno 5% della massa modale rispetto a quella complessiva ed un numero di modi sufficienti a raggiungere l'85% della massa modale totale.

La risoluzione del modello avviene per mezzo per codice di calcolo ASTRO GT[®] dell'Aztec Informatica[®].

ASTRO GT è un programma ad Elementi Finiti (FEM) e pertanto consente di analizzare strutture di qualsiasi tipo.

ASTRO GT permette di modellare elementi di tipo trave/pilastro, parete, setto, volta, cupola, arco, piastra-platea, plinto e palo.

Il software contempla l'utilizzo di isolatori e dissipatori sismici.

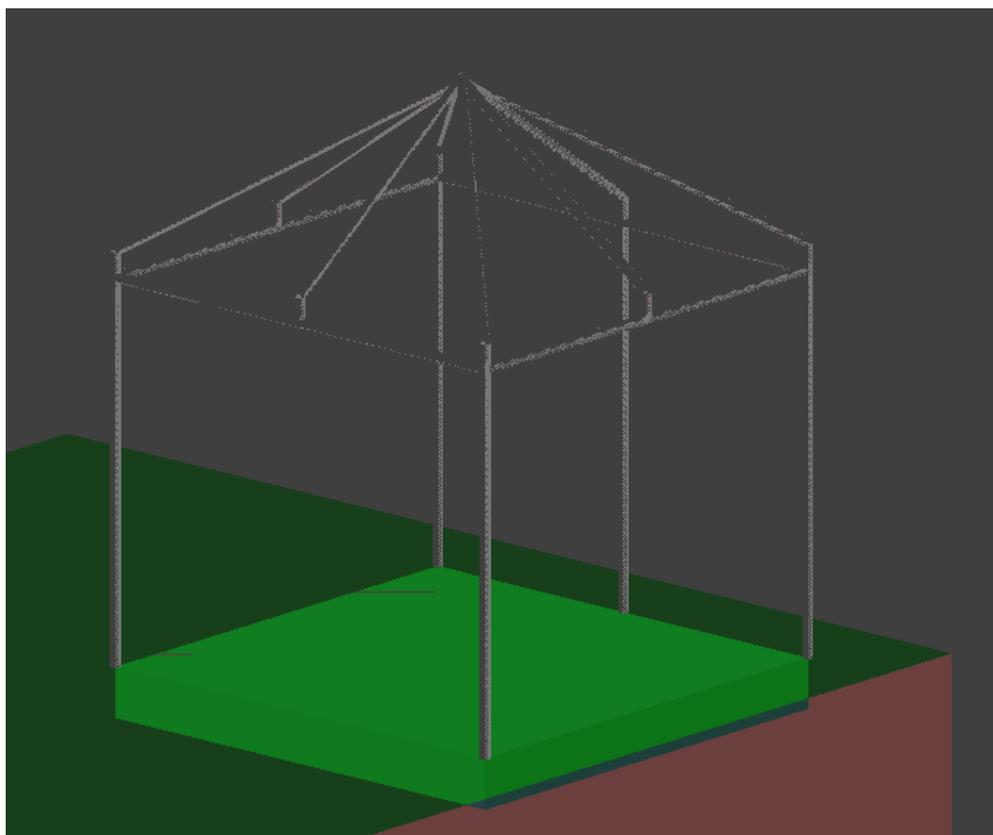
E' possibile inserire anche elementi a sezione variabile.

Per quanto riguarda i materiali ASTRO GT consente di definire oltre al cemento armato, all'acciaio, al legno e alla muratura, diversi tipi di materiale dei quali si possono definire, eventualmente, le curve sforzo-deformazioni. Consente inoltre di trattare sezioni rinforzate mediante FRP (fibro-rinforzate), incamiciatura in c.a., incamiciatura in acciaio, ringrossi con tondini o angolari.

La gestione delle combinazioni di carico può essere completamente personalizzata oppure automatica in base alla normativa impostata ed al tipo di carichi inseriti.

7.6.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura viene modellata impiegando elementi asta interconnessi ai nodi (con vincolo di incastro), con montanti incastrati ad una piastra di calcestruzzo poggiante sul terreno, come mostrato nella figura successiva.



Seguono la descrizione della struttura, delle coordinate dei nodi, delle travi e della piastra di fondazione.

Informazioni generali della struttura

Oggetto	n°
Numero nodi	22
Numero travi in elevazione	16
Numero pilastri	13
Numero piastre/pareti di fondazione	1

Elenco punti

Simbologia adottata

ID	Indice progressivo
X	Ascissa, espressa in [m]
Y	Ordinata, espressa in [m]
Z	Quota, espressa in [m]

ID	X	Y	Z	ID	X	Y	Z	ID	X	Y	Z
	[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]
1	0.00	0.00	0.00	2	4.60	0.00	0.00	3	4.60	4.50	0.00
4	0.00	4.50	0.00	5	2.30	4.50	0.00	6	2.30	0.00	3.80
7	4.60	0.00	3.80	8	4.60	4.50	3.80	9	0.00	4.50	3.80
10	2.30	4.50	3.80	11	0.00	2.25	3.80	12	4.60	2.25	3.80
13	0.00	0.00	3.80	14	2.30	0.00	4.05	15	0.00	0.00	4.05
16	4.60	4.50	4.05	17	0.00	4.50	4.05	18	2.30	4.50	4.05
19	0.00	2.25	4.05	20	4.60	2.25	4.05	21	4.60	0.00	4.05
22	2.30	2.25	5.70								

Elenco travi e pilastri

Simbologia adottata

ID	Indice elemento
ie, je	Incidenze nodali iniziale e finale
Sez	Descrizione della sezione (Sez _i , Sez _j in caso di sezioni differenti)
Mat	Descrizione del materiale
alfa	Rotazione locale della sezione, espressa in [°]
Wink	Tipologia costanti di Winkler
Fili	Filo fisso in I ed in J (0..8) oppure DEF se definito numericamente da utente
Ast	Comportamento asta (SI o NO)
Ela	Comportamento infinitamente elastico (SI o NO)
Esi	Trave esistente (SI o NO). Usata nella verifica di edifici esistenti

Pilastri

ID	ie	je	Sez _i	Sez _j	Mat	alfa	Fili	Wink	Ast	Ela	Esi
						[°]		[Kg/cm ² /cm]			
1	1	13	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
2	4	9	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	90.00	0-0	-	NO	NO	NO
3	5	10	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	60.00	0-0	-	NO	NO	NO
4	3	8	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	42.00	0-0	-	NO	NO	NO
5	2	7	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
20	6	14	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
21	13	15	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
22	12	20	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
23	11	19	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
24	8	16	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
25	10	18	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
28	7	21	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
29	9	17	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO

Travi in elevazione

ID	ie	je	Sez _i	Sez _j	Mat	alfa	Fili	Wink	Ast	Ela	Esi
						[°]		[Kg/cm ² /cm]			
6	12	8	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
7	13	6	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
8	13	11	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
9	11	9	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
10	9	10	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
11	10	8	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

ID	ie	je	Sez ₁	Sez ₂	Mat	alfa	Fili	Wink	Ast	Ela	Esi
						[°]		[Kg/cm ² /cm]			
12	22	21	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
13	22	15	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
14	22	19	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
15	22	17	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
16	22	18	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
17	22	16	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
18	22	20	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
19	22	14	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
26	6	7	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO
27	7	12	Sezione anulare De=100 S=2	Sezione anulare De=100 S=2	S 235	0.00	0-0	-	NO	NO	NO

Elenco piastre di fondazione

Piastra n° 1

Materiale: C20/25

Contorno e fori

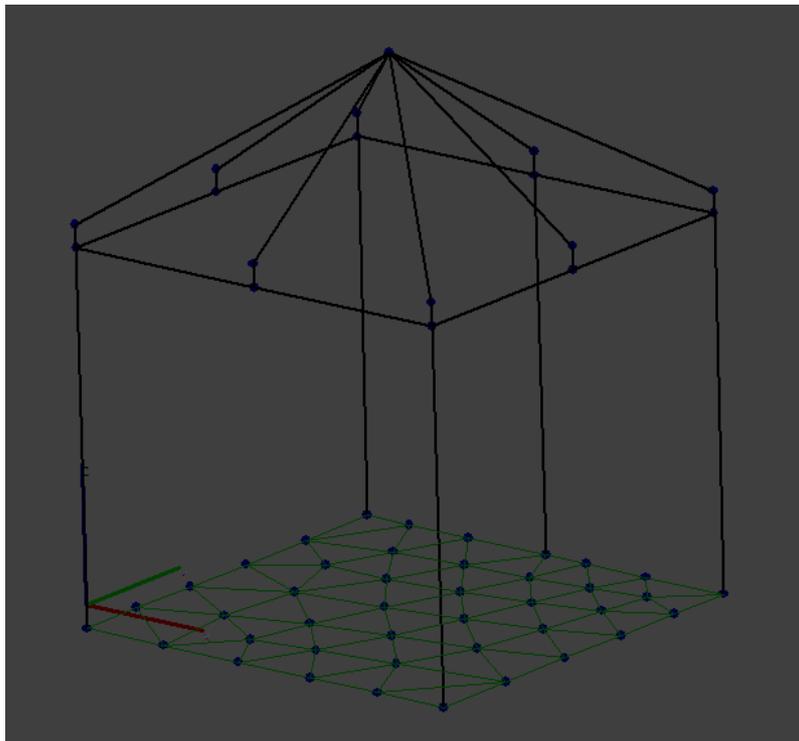
Contorno esterno

ID	X	Y	Z	ID	X	Y	Z	ID	X	Y	Z
	[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]
1	0.00	4.50	0.00	2	0.00	0.00	0.00	3	4.60	0.00	0.00
4	4.60	4.50	0.00	5	2.30	4.50	0.00				

Caratteristiche di spessore

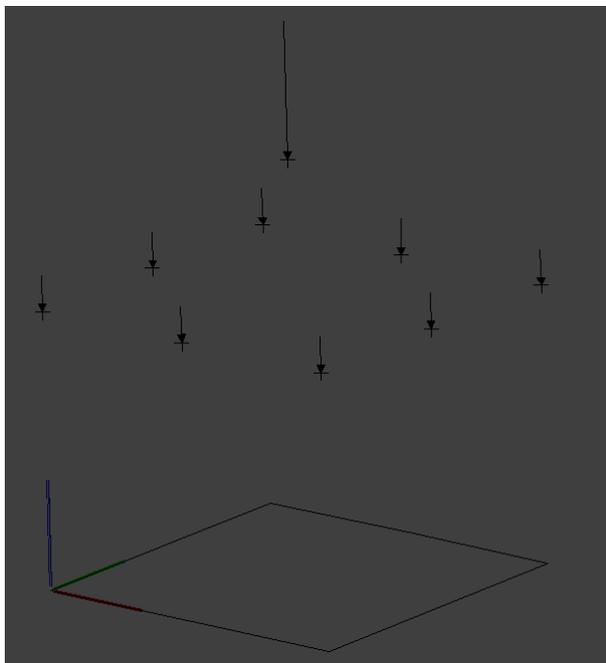
Spessore principale piastra costante, pari a 0.50 m

La figura seguente mostra il modello tridimensionale con la relativa mesh di discretizzazione delle piastre. Quest'ultima permette di individuare i nodi nei quali il codice di calcolo determina gli spostamenti nodali e quindi delle sollecitazioni interne la struttura sotto l'azione dei carichi.



7.6.2 SCHEMI STATICI PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Lo schema statico impiegato per il calcolo delle sollecitazioni interne di momento e taglio è riportato nella figura seguente.



Sono state individuate complessivamente 61 combinazioni di calcolo nelle condizioni SLU, SLE e sismiche.

7.6.3 RISULTATI

Il codice di calcolo ha restituito i seguenti risultati.

7.6.3.1 Analisi modale

Simbologia adottata

Lambda	Autovalore
Omega	
T	Periodo, espresso in [s]
Frequenza	Frequenza, espressa in [1/s]
Part X, Part Y, Part Z	Partecipazioni nelle tre direzioni, espresse in [%]
ag	Accelerazione, espressa in [m/s ²]
ag/g	Accelerazione adimensionalizzata all'accelerazione di gravità, espresse in [%]

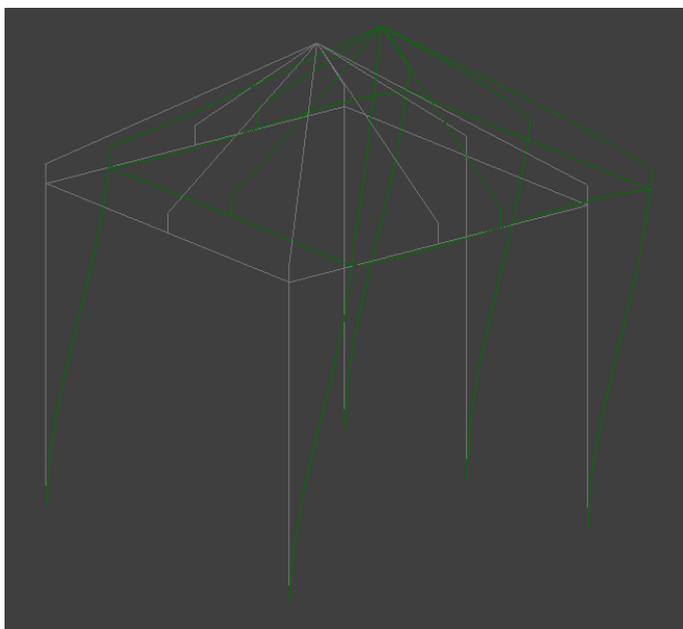
N°	Lambda	Omega	T	Frequenza	Part X	Part Y	Part Z	ag	ag/g
			[s]					[m/s ²]	[%]
1	362.60	19.04	0.33	3.03	0.00	99.97	0.00	0.46	4.65
2	382.67	19.56	0.32	3.11	93.25	0.00	0.00	0.46	4.65
3	686.73	26.21	0.24	4.17	6.73	0.00	0.00	0.46	4.65
4	9925.54	99.63	0.06	15.86	0.00	0.00	0.08	0.56	5.72
5	12566.11	112.10	0.06	17.84	0.00	0.00	0.00	0.57	5.83
6	15491.57	124.47	0.05	19.81	0.00	0.00	10.94	0.58	5.92
7	71327.33	267.07	0.02	42.51	0.00	0.00	27.40	0.62	6.36
8	167255.55	408.97	0.02	65.09	0.00	0.00	5.95	0.64	6.49
9	173422.32	416.44	0.02	66.28	0.00	0.00	0.00	0.64	6.50
10	202349.40	449.83	0.01	71.59	0.01	0.00	0.00	0.64	6.52
11	355343.50	596.11	0.01	94.87	0.00	0.01	6.14	0.64	6.57

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

N°	Lambda	Omega	T [s]	Frequenza	Part X	Part Y	Part Z	ag [m/s ²]	ag/g [%]
12	498205.76	705.84	0.01	112.34	0.00	0.00	0.10	0.65	6.60
13	514243.26	717.11	0.01	114.13	0.00	0.00	0.00	0.65	6.60
14	586302.83	765.70	0.01	121.87	0.00	0.00	0.09	0.65	6.61
15	655314.84	809.52	0.01	128.84	0.00	0.00	0.00	0.65	6.62
16	671757.99	819.61	0.01	130.44	0.00	0.00	0.00	0.65	6.62
17	676635.44	822.58	0.01	130.92	0.00	0.00	0.04	0.65	6.62
18	700617.03	837.03	0.01	133.22	0.00	0.00	0.00	0.65	6.62
19	1027647.22	1013.73	0.01	161.34	0.00	0.00	43.89	0.65	6.64
20	1147233.73	1071.09	0.01	170.47	0.00	0.00	4.41	0.65	6.65
Totale					99.998	99.999	99.035		

L'analisi modale ha individuato per ogni modo di vibrazione (associato ad uno specifico periodo di oscillazione fondamentale) la relativa massa modale in riferimento ad ogni direzione principale (x, y, z) della struttura.

La figura successiva mostra il modo di vibrare principale (n. 1) della struttura.



7.6.3.2 Sollecitazioni interne

La numerazione degli elementi strutturali pilastro è mostrata nella figura seguente.

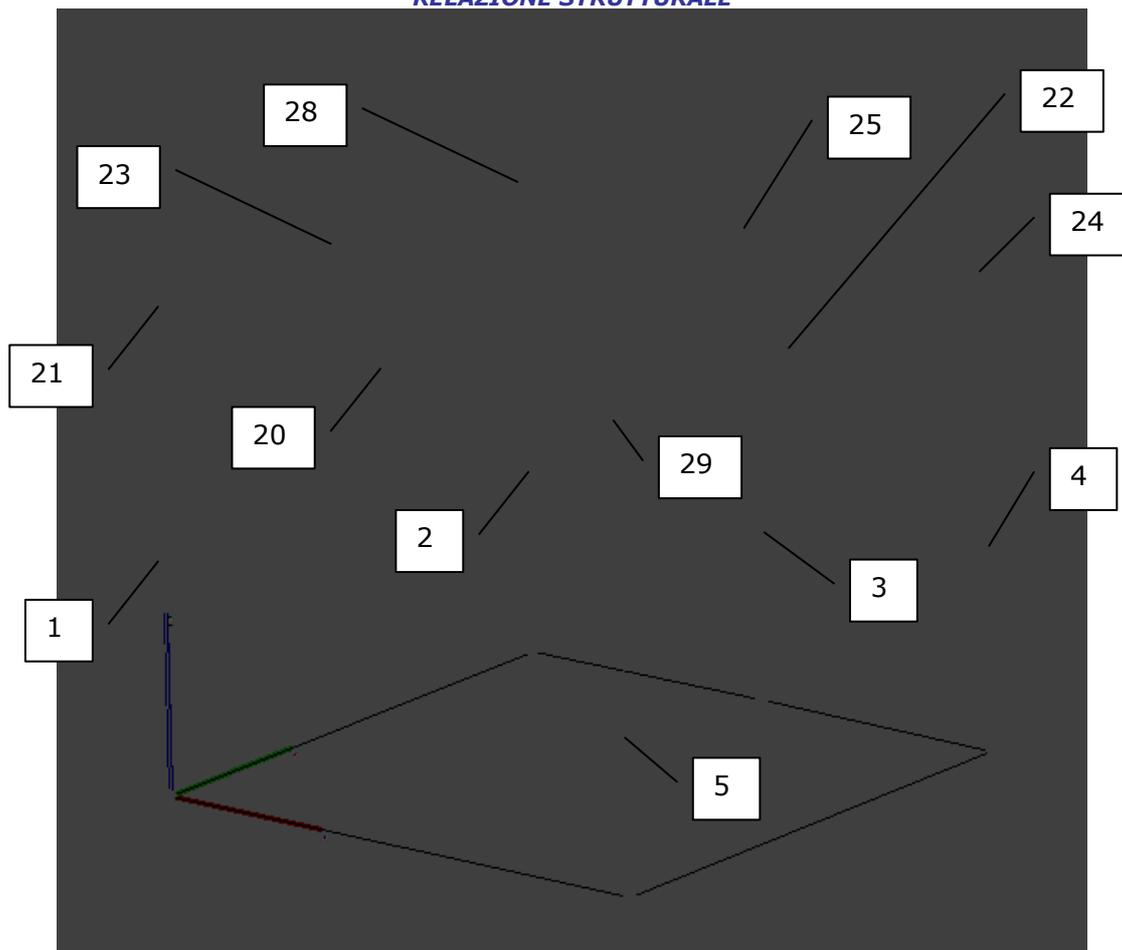


Figura 7-2 – Numerazione degli elementi strutturali pilastro.

La numerazione degli elementi trave è mostrata nella figura seguente.

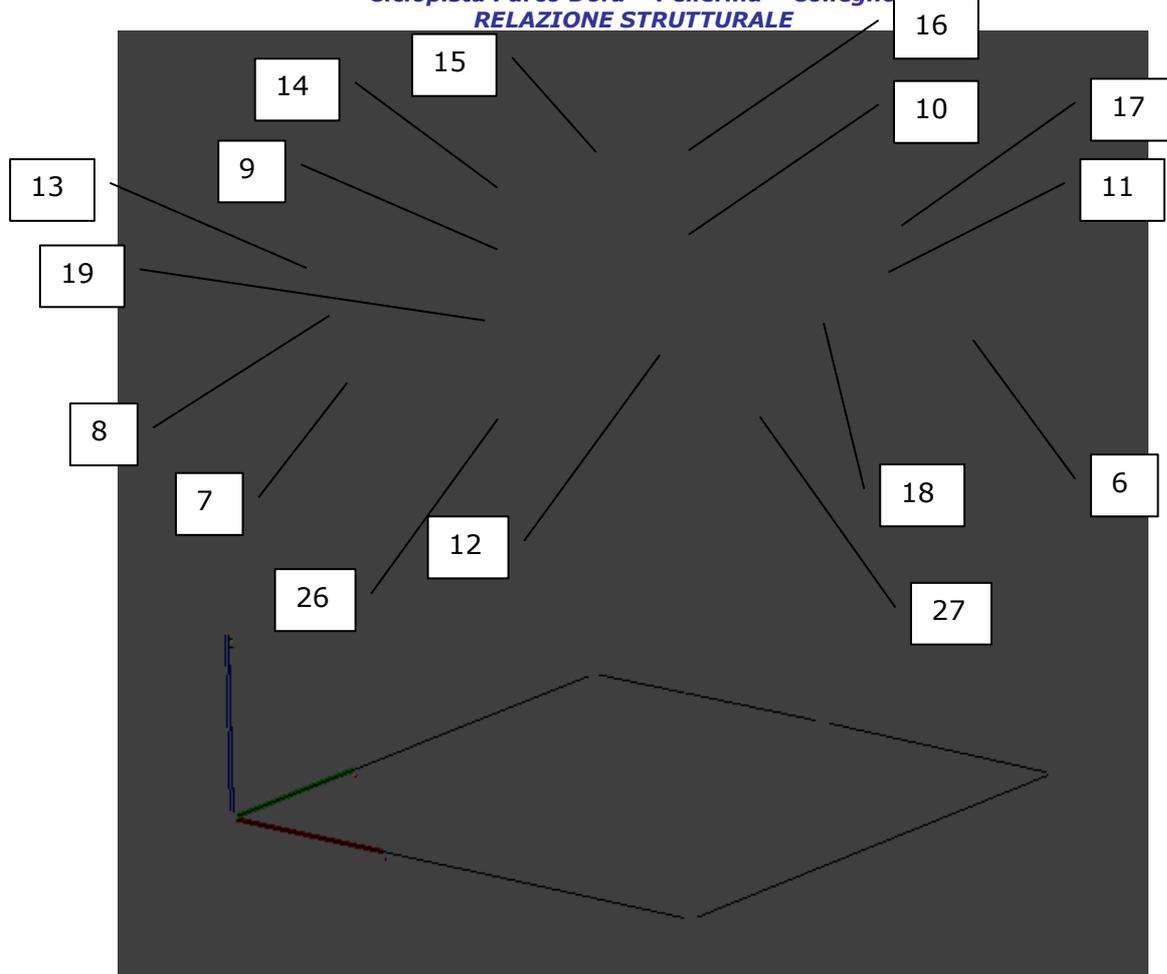


Figura 7-3 – Numerazione degli elementi strutturali trave.

Inviluppo sollecitazioni massimi e minimi travi in elevazione

Simbologia adottata

- ID Indice della trave in elevazione
- N_T, N_C Sforzo normale di trazione e di compressione, espresso in [kN]
- $T_{YMAX}, T_{YMIN}, T_{ZMAX}, T_{ZMIN}$ Sforzi di taglio massimi e minimi in direzione Y e Z, espressi in [kN]
- M_{XMAX}, M_{XMIN} Momento torcente massimo e minimo, espresso in [kNm]
- $M_{YMAX}, M_{YMIN}, M_{ZMAX}, M_{ZMIN}$ Momenti flettenti massimi e minimi in direzione Y e Z, espressi in [kNm]

Inviluppo nelle combinazioni SLU Statiche

ID	N_T	N_C	T_{YMAX}	T_{YMIN}	T_{ZMAX}	T_{ZMIN}	M_{XMAX}	M_{XMIN}	M_{YMAX}	M_{YMIN}	M_{ZMAX}	M_{ZMIN}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
6	2.66	0.00	0.60	0.00	0.00	-0.24	0.02	0.00	0.19	-0.34	0.62	-0.58
7	2.78	0.00	0.00	-0.60	0.33	0.00	0.02	0.00	0.38	-0.37	0.58	-0.64
8	2.69	0.00	0.00	-0.64	0.00	-0.34	0.00	-0.04	0.38	-0.39	0.61	-0.67
9	2.66	0.00	0.60	0.00	0.24	0.00	0.00	-0.02	0.34	-0.19	0.62	-0.58
10	2.61	0.00	0.00	-0.25	0.00	-0.05	0.00	-0.01	0.00	-0.13	0.10	-0.31
11	2.61	0.00	0.25	0.00	0.05	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.13	0.10	-0.31
12	0.00	-5.00	0.19	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.01	-0.02	0.10	-0.23
13	0.00	-5.00	0.19	-0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.02	-0.01	0.10	-0.23
14	0.89	0.00	0.00	-0.25	0.03	0.00	0.02	0.00	0.06	-0.03	0.17	-0.34
15	0.00	-4.46	0.17	-0.03	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.02	0.00	0.02	-0.24
16	0.16	0.00	0.06	-0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.05
17	0.00	-4.46	0.17	-0.03	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.02	0.02	-0.24
18	0.89	0.00	0.00	-0.25	0.00	-0.03	0.00	-0.02	0.03	-0.06	0.17	-0.34
19	0.98	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	-0.27
26	2.78	0.00	0.60	0.00	0.00	-0.33	0.00	-0.02	0.38	-0.37	0.58	-0.64
27	2.69	0.00	0.00	-0.64	0.34	0.00	0.04	0.00	0.39	-0.38	0.61	-0.67

Inviluppo nelle combinazioni SLU Sismiche

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 **CHIERI** (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

ID	N _T [kN]	N _C [kN]	T _Y MAX [kN]	T _Y MIN [kN]	T _Z MAX [kN]	T _Z MIN [kN]	M _X MAX [kNm]	M _X MIN [kNm]	M _Y MAX [kNm]	M _Y MIN [kNm]	M _Z MAX [kNm]	M _Z MIN [kNm]
6	1.82	0.00	0.42	0.00	0.00	-0.16	0.02	0.00	0.13	-0.23	0.42	-0.42
7	1.91	0.00	0.00	-0.43	0.22	0.00	0.02	0.00	0.26	-0.26	0.39	-0.46
8	1.84	0.00	0.00	-0.45	0.00	-0.24	0.00	-0.03	0.26	-0.27	0.41	-0.47
9	1.82	0.00	0.42	0.00	0.16	0.00	0.00	-0.02	0.23	-0.13	0.42	-0.42
10	1.78	0.00	0.00	-0.19	0.00	-0.04	0.00	-0.01	0.00	-0.09	0.08	-0.23
11	1.78	0.00	0.19	0.00	0.04	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.09	0.08	-0.23
12	0.00	-3.42	0.14	-0.02	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.02	-0.02	0.06	-0.17
13	0.00	-3.42	0.14	-0.02	0.01	0.00	0.01	0.00	0.02	-0.02	0.06	-0.17
14	0.62	0.00	0.00	-0.18	0.03	0.00	0.02	0.00	0.05	-0.03	0.12	-0.24
15	0.00	-3.06	0.13	-0.03	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.02	0.00	0.02	-0.17
16	0.12	0.00	0.05	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.04
17	0.00	-3.06	0.13	-0.03	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.02	0.02	-0.17
18	0.62	0.00	0.00	-0.18	0.00	-0.03	0.00	-0.02	0.03	-0.05	0.12	-0.24
19	0.68	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.14	-0.19
26	1.91	0.00	0.43	0.00	0.00	-0.22	0.00	-0.02	0.26	-0.26	0.39	-0.46
27	1.84	0.00	0.00	-0.45	0.24	0.00	0.03	0.00	0.27	-0.26	0.41	-0.47

Inviluppo nelle combinazioni SLE Statiche + Sismiche

ID	N _T [kN]	N _C [kN]	T _Y MAX [kN]	T _Y MIN [kN]	T _Z MAX [kN]	T _Z MIN [kN]	M _X MAX [kNm]	M _X MIN [kNm]	M _Y MAX [kNm]	M _Y MIN [kNm]	M _Z MAX [kNm]	M _Z MIN [kNm]
6	1.81	0.00	0.42	0.00	0.00	-0.16	0.01	0.00	0.13	-0.23	0.42	-0.40
7	1.89	0.00	0.00	-0.41	0.22	0.00	0.01	0.00	0.26	-0.25	0.39	-0.44
8	1.83	0.00	0.00	-0.44	0.00	-0.24	0.00	-0.03	0.26	-0.27	0.41	-0.46
9	1.81	0.00	0.42	0.00	0.16	0.00	0.00	-0.01	0.23	-0.13	0.42	-0.40
10	1.78	0.00	0.00	-0.18	0.00	-0.04	0.00	-0.01	0.00	-0.09	0.07	-0.21
11	1.78	0.00	0.18	0.00	0.04	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.09	0.07	-0.21
12	0.00	-3.41	0.14	-0.02	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.01	-0.02	0.06	-0.16
13	0.00	-3.41	0.14	-0.02	0.01	0.00	0.01	0.00	0.02	-0.01	0.06	-0.16
14	0.62	0.00	0.00	-0.18	0.02	0.00	0.02	0.00	0.04	-0.02	0.12	-0.24
15	0.00	-3.04	0.12	-0.03	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.02	0.00	0.01	-0.16
16	0.12	0.00	0.05	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.04
17	0.00	-3.04	0.12	-0.03	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.02	0.01	-0.16
18	0.62	0.00	0.00	-0.18	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.02	-0.04	0.12	-0.24
19	0.67	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	-0.19
26	1.89	0.00	0.41	0.00	0.00	-0.22	0.00	-0.01	0.26	-0.25	0.39	-0.44
27	1.83	0.00	0.00	-0.44	0.24	0.00	0.03	0.00	0.27	-0.26	0.41	-0.46

Inviluppo sollecitazioni massimi e minimi pilastri

Simbologia adottata

ID Indice del pilastro
N_T, N_C Sforzo normale di trazione e di compressione, espresso in [kN]
T_YMAX, T_YMIN, T_ZMAX, T_ZMIN Sforzi di taglio massimi e minimi in direzione Y e Z, espressi in [kN]
M_XMAX, M_XMIN Momento torcente massimo e minimo, espresso in [kNm]
M_YMAX, M_YMIN, M_ZMAX, M_ZMIN Momenti flettenti massimi e minimi in direzione Y e Z, espressi in [kNm]

Inviluppo nelle combinazioni SLU Statiche

ID	N _T [kN]	N _C [kN]	T _Y MAX [kN]	T _Y MIN [kN]	T _Z MAX [kN]	T _Z MIN [kN]	M _X MAX [kNm]	M _X MIN [kNm]	M _Y MAX [kNm]	M _Y MIN [kNm]	M _Z MAX [kNm]	M _Z MIN [kNm]
1	0.00	-5.45	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.05	-0.04
2	0.00	-4.81	0.00	-0.06	0.01	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.04	0.17	-0.09
3	0.00	-1.56	0.01	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.03	-0.05	0.02	-0.03
4	0.00	-4.81	0.05	0.00	0.00	-0.04	0.00	-0.03	0.10	-0.06	0.06	-0.15
5	0.00	-5.45	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.05	-0.04
20	0.60	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20
21	0.00	-2.46	0.00	-3.04	0.00	-3.12	0.02	0.00	0.17	-0.61	0.16	-0.60
22	0.55	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.58	0.00	-0.04	0.17	0.00	0.01	0.00
23	0.55	0.00	0.03	0.00	0.58	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.17	0.01	0.00
24	0.00	-2.20	2.72	0.00	2.78	0.00	0.03	0.00	0.51	-0.19	0.53	-0.15
25	0.00	-0.03	0.00	-0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.04
28	0.00	-2.46	0.00	-3.04	3.12	0.00	0.00	-0.02	0.61	-0.17	0.16	-0.60
29	0.00	-2.20	2.72	0.00	0.00	-2.78	0.00	-0.03	0.19	-0.51	0.53	-0.15

Inviluppo nelle combinazioni SLU Sismiche

ID	N _T	N _C	T _Y MAX	T _Y MIN	T _Z MAX	T _Z MIN	M _X MAX	M _X MIN	M _Y MAX	M _Y MIN	M _Z MAX	M _Z MIN
----	----------------	----------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIERI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web:www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	0.00	-3.74	0.00	-0.03	0.02	-0.02	0.01	-0.01	0.05	-0.05	0.06	-0.06
2	0.00	-3.31	0.00	-0.06	0.02	-0.01	0.03	0.00	0.03	-0.05	0.14	-0.09
3	0.00	-1.09	0.02	0.00	0.02	0.00	0.01	-0.01	0.04	-0.05	0.04	-0.05
4	0.00	-3.31	0.05	0.00	0.00	-0.04	0.00	-0.03	0.08	-0.06	0.07	-0.13
5	0.00	-3.74	0.00	-0.03	0.02	-0.02	0.01	-0.01	0.05	-0.05	0.06	-0.06
20	0.40	0.00	0.45	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00	-0.14
21	0.00	-1.69	0.00	-2.08	0.00	-2.14	0.02	0.00	0.13	-0.42	0.11	-0.41
22	0.37	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.40	0.00	-0.03	0.12	0.00	0.01	0.00
23	0.37	0.00	0.03	0.00	0.40	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.12	0.01	0.00
24	0.00	-1.52	1.87	0.00	1.91	0.00	0.02	0.00	0.34	-0.14	0.37	-0.11
25	0.00	-0.03	0.00	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.04
28	0.00	-1.69	0.00	-2.08	2.14	0.00	0.00	-0.02	0.42	-0.13	0.11	-0.41
29	0.00	-1.52	1.87	0.00	0.00	-1.91	0.00	-0.02	0.14	-0.34	0.37	-0.11

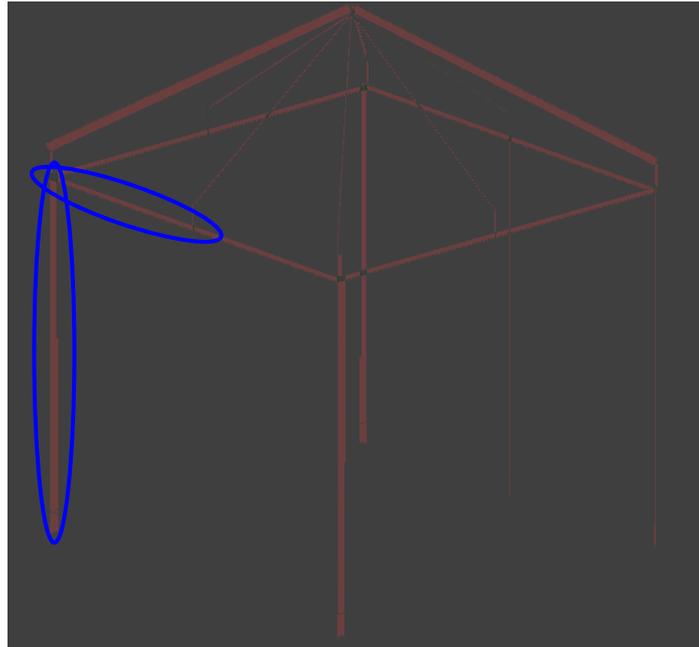
Inviluppo nelle combinazioni SLE Statiche + Sismiche

ID	N _T	N _C	T _Y MAX	T _Y MIN	T _Z MAX	T _Z MIN	M _X MAX	M _X MIN	M _Y MAX	M _Y MIN	M _Z MAX	M _Z MIN
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	0.00	-3.73	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.03	-0.03
2	0.00	-3.29	0.00	-0.04	0.01	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.03	0.12	-0.06
3	0.00	-1.08	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.04	0.01	-0.02
4	0.00	-3.29	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	-0.02	0.07	-0.04	0.04	-0.10
5	0.00	-3.73	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	-0.03
20	0.40	0.00	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.14
21	0.00	-1.69	0.00	-2.07	0.00	-2.13	0.01	0.00	0.12	-0.41	0.11	-0.41
22	0.37	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.40	0.00	-0.03	0.12	0.00	0.00	0.00
23	0.37	0.00	0.02	0.00	0.40	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00
24	0.00	-1.51	1.86	0.00	1.89	0.00	0.02	0.00	0.34	-0.13	0.36	-0.10
25	0.00	-0.03	0.00	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03
28	0.00	-1.69	0.00	-2.07	2.13	0.00	0.00	-0.01	0.41	-0.12	0.11	-0.41
29	0.00	-1.51	1.86	0.00	0.00	-1.89	0.00	-0.02	0.13	-0.34	0.36	-0.10

Lo specchio seguente individua l'elemento più sollecitato e la caratteristica di sollecitazione massima e minima.

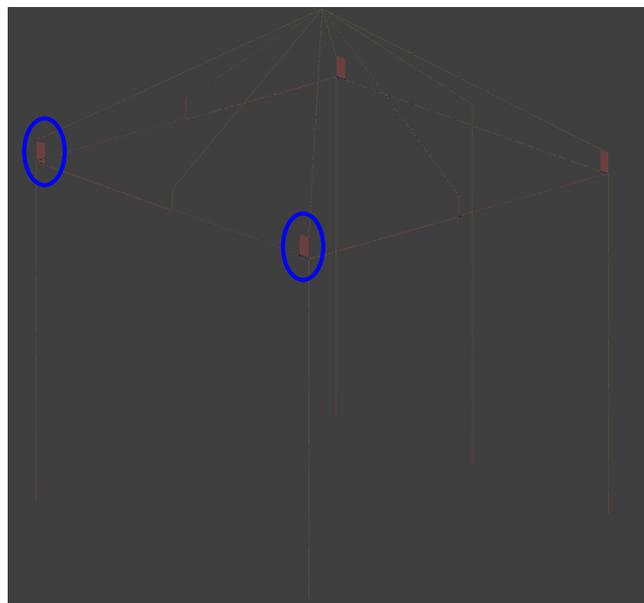
valore	Sforzo normale		Taglio		Momento	
	id. elem	N [kN]	id. elem	T [kN]	id. elem	M [kNm]
min	1	-5.45	21	-3.12	8	-0.67
max	7	2.78	28	3.12	6	0.62

La figura successiva mostra l'involuppo delle sollecitazioni di sforzo normale N con l'indicazione degli elementi più sollecitati.



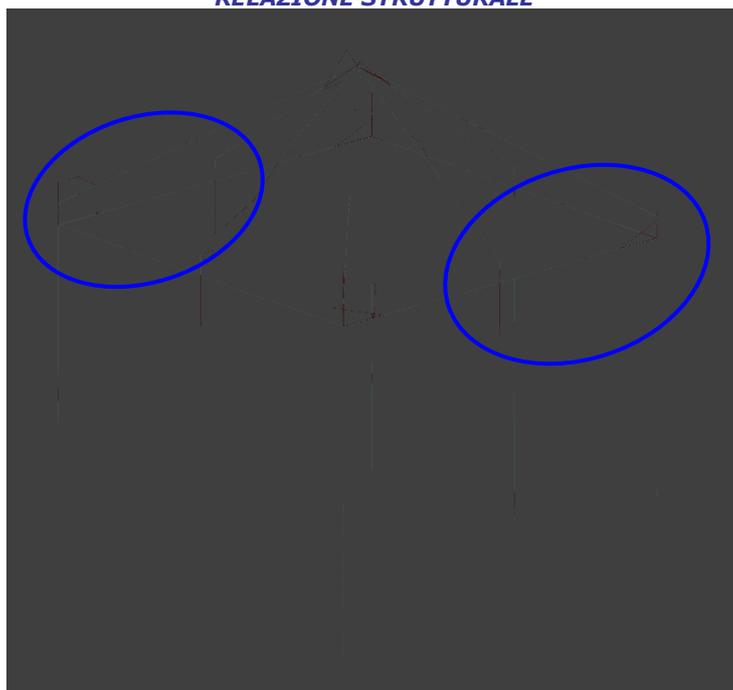
Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale N

La figura successiva mostra l'involuppo delle sollecitazioni di taglio T l'indicazione degli elementi più sollecitati.



Inviluppo sollecitazioni di taglio T

La figura successiva mostra l'involuppo allo SLU delle sollecitazioni di momento M con l'indicazione degli elementi più sollecitati.



Involuppo sollecitazioni di momento M

7.6.3.3 Spostamenti

Spostamenti massimi e minimi

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione di calcolo
 UXmax, UXmin Spostamenti massimi e minimi in direzione X, espressi in [cm]
 UYmax, UYmin Spostamenti massimi e minimi in direzione Y, espressi in [cm]
 UZmax, UZmin Spostamenti massimi e minimi in direzione Z, espressi in [cm]

IC	UXmax [cm]	UXmin [cm]	UYmax [cm]	UYmin [cm]	UZmax [cm]	UZmin [cm]
1	0.2353	-0.2352	0.1414	-0.0784	-0.1722	-0.5702
2	0.2005	-0.2004	0.1205	-0.0670	-0.1333	-0.4727
3	0.1605	-0.1604	0.0965	-0.0533	-0.1316	-0.4028
4	0.1605	-0.1604	0.0965	-0.0533	-0.1316	-0.4028
5	0.1605	-0.1604	0.0965	-0.0533	-0.1316	-0.4028
6	0.2060	-0.1149	0.1026	-0.0851	-0.1316	-0.4039
7	0.2115	-0.1095	0.1026	-0.1054	-0.1316	-0.4041
8	0.2060	-0.1150	0.0904	-0.0976	-0.1316	-0.4040
9	0.2115	-0.1095	0.0904	-0.1179	-0.1316	-0.4041
10	0.1875	-0.1334	0.1026	-0.0775	-0.1316	-0.4035
11	0.1930	-0.1279	0.1026	-0.0572	-0.1316	-0.4036
12	0.1876	-0.1334	0.0904	-0.0900	-0.1316	-0.4035
13	0.1930	-0.1279	0.0904	-0.0697	-0.1316	-0.4037
14	0.1280	-0.1929	0.1026	-0.0571	-0.1316	-0.4036
15	0.1334	-0.1875	0.1026	-0.0774	-0.1316	-0.4034
16	0.1280	-0.1930	0.0904	-0.0696	-0.1316	-0.4036
17	0.1335	-0.1875	0.0904	-0.0900	-0.1316	-0.4035
18	0.1095	-0.2114	0.1026	-0.1054	-0.1316	-0.4041
19	0.1150	-0.2059	0.1026	-0.0851	-0.1316	-0.4039
20	0.1096	-0.2114	0.0904	-0.1180	-0.1317	-0.4041
21	0.1150	-0.2060	0.0904	-0.0977	-0.1317	-0.4040
22	0.1658	-0.1550	0.1168	-0.0518	-0.1316	-0.4028
23	0.1603	-0.1605	0.1168	-0.0724	-0.1316	-0.4027
24	0.1424	-0.1784	0.1168	-0.0602	-0.1316	-0.4032
25	0.1369	-0.1840	0.1168	-0.0808	-0.1316	-0.4033
26	0.1840	-0.1368	0.1168	-0.0807	-0.1316	-0.4033
27	0.1785	-0.1423	0.1168	-0.0602	-0.1316	-0.4032
28	0.1606	-0.1602	0.1168	-0.0723	-0.1316	-0.4027
29	0.1551	-0.1658	0.1168	-0.0518	-0.1316	-0.4028
30	0.1659	-0.1551	0.0762	-0.0936	-0.1316	-0.4030
31	0.1604	-0.1607	0.0762	-0.1141	-0.1316	-0.4029
32	0.1425	-0.1785	0.0762	-0.1020	-0.1316	-0.4033

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE STRUTTURALE

IC	U _{xmax} [cm]	U _{xmin} [cm]	U _{ymax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{zmax} [cm]	U _{zmin} [cm]
33	0.1370	-0.1841	0.0762	-0.1225	-0.1316	-0.4035
34	0.1841	-0.1369	0.0762	-0.1224	-0.1316	-0.4035
35	0.1786	-0.1425	0.0762	-0.1019	-0.1316	-0.4034
36	0.1607	-0.1603	0.0762	-0.1141	-0.1316	-0.4029
37	0.1552	-0.1659	0.0762	-0.0935	-0.1316	-0.4030
38	0.2060	-0.1149	0.1026	-0.0851	-0.1316	-0.4039
39	0.2115	-0.1095	0.1026	-0.1054	-0.1316	-0.4041
40	0.2060	-0.1150	0.0904	-0.0976	-0.1316	-0.4040
41	0.2115	-0.1095	0.0904	-0.1179	-0.1316	-0.4041
42	0.1875	-0.1334	0.1026	-0.0775	-0.1316	-0.4035
43	0.1930	-0.1279	0.1026	-0.0572	-0.1316	-0.4036
44	0.1876	-0.1334	0.0904	-0.0900	-0.1316	-0.4035
45	0.1930	-0.1279	0.0904	-0.0697	-0.1316	-0.4037
46	0.1280	-0.1929	0.1026	-0.0571	-0.1316	-0.4036
47	0.1334	-0.1875	0.1026	-0.0774	-0.1316	-0.4034
48	0.1280	-0.1930	0.0904	-0.0696	-0.1316	-0.4036
49	0.1335	-0.1875	0.0904	-0.0900	-0.1316	-0.4035
50	0.1095	-0.2114	0.1026	-0.1054	-0.1316	-0.4041
51	0.1150	-0.2059	0.1026	-0.0851	-0.1316	-0.4039
52	0.1096	-0.2114	0.0904	-0.1180	-0.1317	-0.4041
53	0.1150	-0.2060	0.0904	-0.0977	-0.1317	-0.4040
54	0.1658	-0.1550	0.1168	-0.0518	-0.1316	-0.4028
55	0.1603	-0.1605	0.1168	-0.0724	-0.1316	-0.4027
56	0.1424	-0.1784	0.1168	-0.0602	-0.1316	-0.4032
57	0.1369	-0.1840	0.1168	-0.0808	-0.1316	-0.4033
58	0.1840	-0.1368	0.1168	-0.0807	-0.1316	-0.4033
59	0.1785	-0.1423	0.1168	-0.0602	-0.1316	-0.4032
60	0.1606	-0.1602	0.1168	-0.0723	-0.1316	-0.4027
61	0.1551	-0.1658	0.1168	-0.0518	-0.1316	-0.4028
62	0.1659	-0.1551	0.0762	-0.0936	-0.1316	-0.4030
63	0.1604	-0.1607	0.0762	-0.1141	-0.1316	-0.4029
64	0.1425	-0.1785	0.0762	-0.1020	-0.1316	-0.4033
65	0.1370	-0.1841	0.0762	-0.1225	-0.1316	-0.4035
66	0.1841	-0.1369	0.0762	-0.1224	-0.1316	-0.4035
67	0.1786	-0.1425	0.0762	-0.1019	-0.1316	-0.4034
68	0.1607	-0.1603	0.0762	-0.1141	-0.1316	-0.4029
69	0.1552	-0.1659	0.0762	-0.0935	-0.1316	-0.4030

7.7 Verifiche

7.7.1 TRAZIONE E COMPRESSIONE

Si conduce la verifica a trazione [NTC §4.2.4.1.2.1] ed a compressione [NTC §4.2.4.1.2.2].

La sezione tubolare oggetto di verifica (diametro 100 mm e spessore 2 mm) appartiene alla classe 1 relativa alla capacità di deformazione in campo plastico, in quanto $d/t \leq 50\epsilon^2$.

La resistenza plastica di progetto a trazione risulta:

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0} = 615 * 235 / 1.05 = 137.64 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica a trazione risulta soddisfatta:

$$N_{pl,Rd} = 137.64 \text{ kN} \gg N_{Sd} = 2.78 \text{ kN}$$

La resistenza a compressione di progetto risulta:

$$N_{c,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0} = 615 * 235 / 1.05 = 137.64 \text{ kN}$$

Pertanto, la verifica a compressione risulta soddisfatta:

$$N_{c,Rd} = 137.64 \text{ kN} \gg N_{Sd} = 5.47 \text{ kN}$$

Si trascura la verifica di l'instabilità a compressione in quanto i carichi assiali di compressione risultano trascurabili rispetto alle resistenti di progetto.

7.7.2 TAGLIO

Si conduce la verifica a taglio delle membrature [NTC §4.2.4.1.2.4].

La resistenza a taglio di progetto risulta:

$$V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / \sqrt{3} / \gamma_{M0} = 2 * 615 / \pi * 235 / \sqrt{3} / 1.05 = 50.59 \text{ kN}$$

Pertanto, la verifica a taglio risulta soddisfatta:

$$V_{c,Rd} = 50.59 \text{ kN} \gg V_{Sd} = 3.12 \text{ kN}$$

7.7.3 FLESSIONE

Si conduce la verifica a flessione monoassiale retta [NTC §4.2.4.1.2.3].

Essendo il taglio inferiore della metà della resistenza di progetto, si può trascurare il taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di progetto a flessione retta risulta:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{M0} = 14145 * 235 / 1.05 = 3.16 \text{ kNm}$$

Pertanto, la verifica a flessione risulta soddisfatta:

$$M_{pl,Rd} = 3.16 \text{ kNm} > M_{Sd} = 0.67 \text{ kNm}$$

7.8 Conclusioni

Tutte le verifiche sono state positive, pertanto la struttura adeguata alla nuova geometria è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

8 DICHIARAZIONI

8.1 Muro sponda sinistra Dora Riparia

In merito al muro di sponda sinistra esistente del Fiume Dora Riparia realizzato da FIAT non sono stati ritrovati i progetti originari o la relativa documentazione, pertanto non si è a conoscenza sia delle dimensioni della sezione che dei materiali impiegati.

Si dichiara che, visto il modesto incremento dei carichi prodotto dal progetto, non si compromette l'integrità strutturale dell'opera in quanto in epoche passate sul terrapieno si trovava la linea ferroviaria interna dell'attività produttiva (acciaieria) di proprietà FIAT.

9 CONCLUSIONI

Tutti gli elementi risultano verificati.

Per quanto riguarda la verifica ed il progetto degli elementi costituenti le membrature, le unioni ed i collegamenti si rimanda alla fase esecutiva del progetto.