

PISU *Asti - Ovest*

Programma operativo regionale 2007/2013 finanziato dal F.E.S.R. a titolo dell'obiettivo "Competitività ed occupazione" Asse III.2.2 "Riqualificazione aree degradate". Progetto Integrato di Sviluppo Urbano (P.I.S.U.) denominato "Asti - Ovest".

Scheda O3

RIQUALIFICAZIONE AREA PARCO BORBORE

Intervento A.2.4

***Collegamento ciclo pedonale tra il Parco Borbore
e corso Alba***

Scheda n°124

P.T. 2012/2014

CUP Master: G39D11000300002

CUP: G39D11000300002

**PROGETTO
Esecutivo**

Elaborato:

2

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI

Responsabile ATP Progettazione:

Ing. Giovanni Lopreiato

Gruppo ATP Progettazione:

Studio Associato Leving

Ing. Antonio De Leo

Studio BL

Geol. Riccardo Frecia

Ing. Mario Magnone

Collaboratori tecnici del RUP

Ing. Marina PARRINELLO

Geom. Aldo VALLE

Il Responsabile del Procedimento

Arch. Antonio SCARAMOZZINO

INDICE

OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	3
1 PREMESSA E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	3
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI	6
4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER LE NUOVE COSTRUZIONI	8
5 CRITERI E METODI DI CALCOLO	10
5.1 Azioni permanenti.....	10
5.2 Azioni sulle barriere di sicurezza. Urto di veicolo in svio	10
5.3 Schemi delle Azioni - Barriera H4b.....	11
5.4 Schemi delle Azioni - Barriera H2.....	12
5.5 Metodi di calcolo.....	13
5.6 Formulazione del criterio semiprobabilistico agli stati limite – Stato Limite Ultimo	13
5.7 Verifiche di resistenza	14
5.8 Diagrammi costitutivi di calcolo	14
6 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI	16
7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI CORDOLI SULL'IMPALCATO STRADALE	18
7.1 Verifica cordolo 60x22 cm per barriera bordo ponte H2.....	18
7.2 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 22 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato	20
7.3 Verifica tirafondi per barriere H2.....	20
7.4 Verifica cordolo 60x30 cm per barriera bordo ponte H2.....	21
7.5 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 30 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato	22
7.6 Verifica cordolo 60x27 cm per barriera bordo ponte H2.....	23
7.7 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 27 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato	25
7.8 Verifica cordolo 80x27 cm per barriera bordo ponte H4b.....	25
7.9 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 80 x 27 cm per barriera H4 e la soletta dell'impalcato	27
7.10 Verifica tirafondi per barriere H4b.....	28
8 VERIFICHE STATICHE SULL'IMPALCATO ESISTENTE	29
8.1 Verifica soletta dell'impalcato a carreggiata singola con cordoli per barriera bordo ponte H2	29
8.2 Verifica soletta dell'impalcato a carreggiata singola con cordoli per barriera bordo ponte H4	34
8.3 Verifica soletta dell'impalcato a doppia carreggiata con cordoli per barriera bordo ponte H4	37
9 CALCOLO PIASTRE DI FISSAGGIO PARAPETTI PEDONALI, PANNELLI FERROVIARI E PALI DI ILLUMINAZIONE	41
9.1 Dimensionamento parapetto pedonale e piastre di fissaggio	41
9.2 Piastra di fissaggio per pali di illuminazione	45
9.3 Piastra di fissaggio e pali di sostegno per parapetto cavalcaferrovia	49
10 CALCOLO PARAPETTO DI SICUREZZA E VERIFICA ELEMENTI A SBALZO DELL'IMPALCATO	53
10.1 Parapetto di sicurezza tipo A.....	53
10.2 Parapetto di sicurezza tipo B.....	61
SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	72
11 CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA	72
12 VERIFICA DEL SISTEMA DI RACCOLTA	73
IMPIANTO ELETTRICO DI ILLUMINAZIONE.....	75
13 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	75
14 DATI TECNICI GENERALI	75
14.1 Condizioni di fornitura.....	75
14.2 Tipo di impianto	75
14.3 Caduta di tensione	75
14.4 Riempimento delle canalizzazioni	75
14.5 Cavi e conduttori: sezioni minime.....	76
14.6 Protezione delle condutture contro le sovracorrenti e i corto circuiti	76
14.7 Protezione contro i contatti diretti	77
14.8 Protezione contro i contatti indiretti	77
14.9 Misure di protezione contro le scariche atmosferiche.....	78
14.10 Uniformità e livelli di illuminamento	78

15	DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO	79
15.1	Consegna energia	79
15.2	Quadro generale e distribuzione primaria e secondaria	79
15.3	Apparecchi di illuminazione e pali di sostegno	79
15.4	Impianto di terra	80
15.5	Calcoli elettrici	80
15.6	Schemi unifilari	81
RETE ACQUEDOTTO		ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
16	PRESCRIZIONI NORMATIVE	82
17	DESCRIZIONE DELLA RETE IN PROGETTO	84
18	VERIFICHE IDRAULICHE AI SENSI DEL DM N.2445/71	84
18.1	Tubo di protezione in progetto – Verifica diametro	84
18.2	Verifica scarico di fondo pozzetti di testata	85
ALLEGATI		87
A1	Tabulati di calcolo per le verifiche illuminotecniche	87

OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

1 PREMESSA E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali relativi alla realizzazione di nuovi cordoli in calcestruzzo armato, sul Cavalcavia Giolitti nel comune di Asti, per l'installazione di nuove barriere stradali di sicurezza nonché le verifiche degli impianti relative al sistema di smaltimento delle acque meteoriche, alla rete elettrica per l'alimentazione dei pali di illuminazione e le relative verifiche illuminotecniche.

L'intervento è finalizzato alla creazione una pista ciclo pedonale alle estremità dell'impalcato esistente riducendo la larghezza della sede stradale. L'intervento infatti prevede che vengano installate nuove barriere di sicurezza idonee alle vigenti normative stradali pertanto le lavorazioni necessarie per creare il collegamento ciclopeditone tra il parco Bobore e Corso Alba sul Cavalcavia Giolitti risultano in:

- rimozione di tutti gli elementi metallici delle barriere di sicurezza e dei parapetti esistenti;
- demolizione di tutti i cordoli in calcestruzzo armato sui quali giacciono le barriere stradali;
- inghisaggi di barre d'acciaio all'impalcato esistente tramite l'utilizzo di resine epossidiche;
- realizzazione di nuovi cordoli in c.a. idonei ad assorbire gli sforzi trasmessi dall'urto veicolare;
- realizzazione di nuove canalette per lo smaltimento delle acque meteoriche in sostituzione delle caditoie esistenti;
- realizzazione e posa dei sottoservizi;
- realizzazione delle nuove piste ciclopeditoni, di larghezza massima 2,05 metri sulla carreggiata a doppio senso di marcia e larghezza massima di 1,53 metri per le carreggiate singole; con getto di calcestruzzo non strutturale alleggerito con polistirolo avente densità massima di 1400 kg/m³;
- stesa e posa di conglomerato bituminoso con pigmenti coloranti rossi per la pista ciclopeditone;
- installazione delle nuove barriere di sicurezza stradali bordo ponte H4b in corrispondenza delle linee ferroviarie e bordo ponte H2 in tutti gli altri tratti;
- installazione di parapetti di altezza massima 1,30 metri in acciaio e parapetti calcaferrovia in corrispondenza delle sole linee ferroviarie;
- installazione di nuovi pali di illuminazione pubblica disposti su entrambi i lati della carreggiata a doppio senso di marcia.

Il comune di Asti ricade in Zona 4 secondo la nuova classificazione sismica regionale ai sensi della DGR n.11-13058 del 19.01.2010 entrata in vigore con approvazione della DGR n.4-3084 del 12-12-2011.



Localizzazione dell'intervento	
Località	Cavalcavia Giolitti
Comune	Asti (AT)
Provincia	Asti
Regione	Piemonte
Longitudine Est	8,201613°
Latitudine Nord	44,89406°

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per ciò che concerne le fasi di calcolo e progettazione si fa riferimento alle seguenti normative:

- Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" (allegato 1) e connesse norme tecniche (allegati 2, 3 e 4);
- Ordinanza n. 3316 del 2/10/03 Presidenza del Consiglio dei Ministri "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03";
- D.P.C..M. 21.10.2003, "Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- OPCM n. 3519 del 28.04.2006 *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone* (G.U. n. 108 del 11.05.2006);
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio;
- NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008);
- Circolare applicativa delle Norme Tecniche 2008 D.M.14 Gennaio 2008;
- Istruzione FS n.44/A – Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria;

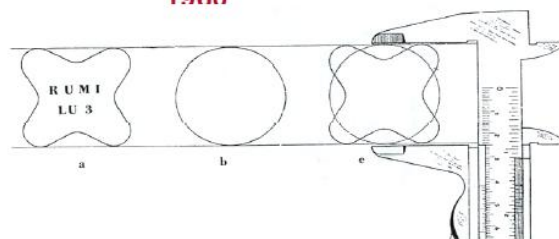
3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI

Dai progetti esecutivi e documenti originali, relativi al 1° e 2° Lotto del Cavalcavia Giolitti, è stato possibile individuare i materiali utilizzati all'epoca per tutte le parti strutturali nonché la quantità e la disposizione delle armature. In particolare per la realizzazione delle travi in calcestruzzo armato precompresso e per la realizzazione della soletta sovrastante è stato utilizzato un calcestruzzo dosato con 450 kg/mc con cemento tipo 730 ad alta resistenza. L'alto dosaggio del cemento comporta un'elevata resistenza a compressione del calcestruzzo ma considerando il suo decadimento nel tempo per effetto delle condizioni climatiche e dell'intensità delle sollecitazioni si utilizzerà per le verifiche una resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo di 28 N/mm².

L'acciaio utilizzato per le pile, le travi di sostegno dell'impalcato, le travi longitudinali, i traversi di testata e intermedi e la soletta è denominato Lu 3 Rumi 5000. Si tratta di un acciaio, a forma di stella con quattro punte, di qualità ad alta aderenza. Tale acciaio può raggiungere valori di tensione caratteristica di rottura a trazione compresi tra un minimo di 690 MPa a un massimo di 780 MPa. I valori della tensione caratteristica di snervamento invece possono essere compresi tra un minimo di 480 MPa a un massimo di 550 MPa (ai fini delle verifiche sull'impalcato esistente sarà considerato il valore medio). L'allungamento al massimo sforzo è pari al 12 %. Nella figura sottostante si riportano le proprietà meccaniche dell'acciaio utilizzato all'epoca.



**ACCIAIO RUMI -
1960**



Steel quality designation for reinforcing steel	Tensile Strength [MPa]		Elongation [%] - A ₁₀ φ	Yielding Stress [MPa]		Proposed max working stress	
	Min	Max		Min	Max	Min	Max
Aq 42	420	500	20	230		115	140
Aq 50	500	600	18	270		135	180
LU.3 Rumi 4000	575	650	12	400	430	180	200
Lu.3 Rumi 4400	600	680	12	440	475	200	220
Lu.3 Rumi 5000	690	780	12	480	550	220	240

L'acciaio utilizzato per i piedritti in prossimità delle linee ferroviarie e per tutte le fondazioni è denominato Aq 52/60 con tensione caratteristica di snervamento superiore a 320 MPa. Si tratta di un acciaio semiduro privo di aderenza migliorata.

Il rilievo piano – altimetrico dell'intero cavalcavia, eseguito a Ottobre del 2012, ha confermato la geometria complessiva del manufatto con le carpenterie dei disegni originali e le indagini visive hanno confermato il buon stato di conservazione dell'impalcato ad eccezione delle estremità più soggette alle condizioni climatiche. Inoltre presentano evidenti problemi di degrado superficiale la maggior parte delle opere di sostegno degli impalcati quali le travi cuscino, i piedritti e le spalle. Su tali elementi strutturali sono evidenti principalmente il distacco del copriferro con esposizione all'ossidazione dell'armatura longitudinale e trasversale.

Osservando le prescrizioni C8A.8.4, allegato al capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, si riporta che, a meno che non ostino condizioni particolari, il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1$ per tutti gli elementi strutturali di sostegno degli impalcati. Per quanto riguarda gli impalcati, qualunque sia la loro tipologia, è sufficiente la verifica del loro buon stato di conservazione anche senza rilevazioni sperimentali non essendo ritenute necessarie per le verifiche locali oggetto della presente relazione di calcolo. Nonostante ciò, dai disegni progettuali originali, è nota la geometria dell'opera nel suo stato attuale comprensivi di tutti i dati relativi alle dimensioni degli elementi strutturali, la disposizione e la quantità delle armature.

Per le verifiche locali sugli impalcati esistenti si adotterà il valore di resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{28}{1,5} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo per l'acciaio, riferita alla media dei valori delle tensioni di snervamento della tabella precedente, è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{515}{1,15} = 447,8 \text{ N/mm}^2$$

La realizzazione di nuovi cordoli rientra, secondo la classificazione nel paragrafo 8.4 delle nuove norme tecniche, tra gli interventi locali che comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti della struttura. Infatti rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso. In conclusione nella presente relazione saranno svolti i calcoli per il dimensionamento dei nuovi elementi strutturali e le verifiche sugli impalcati nella combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER LE NUOVE COSTRUZIONI

Il presente paragrafo prescrive le disposizioni riguardanti le caratteristiche dei materiali per l'esecuzione delle strutture di calcestruzzo armato e di acciaio:

Calcestruzzo C12/15 (calcestruzzo non strutturale alleggerito)

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	15	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	6,8	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	0,73	N/mm ²
Valore medio resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	1,6	N/mm ²
Dmax aggregato	D_{max}	32	mm
Coefficiente di dilatazione termica	α	1×10^{-5}	°C ⁻¹
Densità	ρ	1400	kg/m ³

Calcestruzzo C25/30 (cordoli per le nuove barriere):

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	25	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,2	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,2	N/mm ²
Valore medio resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	2,6	N/mm ²
Deformazione ultima	ε_{cu}	3,5	‰
Deformazione al raggiungimento di f_{cd}	ε_{cu}	2	‰
Dmax aggregato	D_{max}	30	mm
Coefficiente di dilatazione termica	α	10×10^{-6}	°C ⁻¹
Classe di esposizione	XF2		
Rapporto A/C	0,50		
Dosaggio minimo di cemento	340	kg/mc	
Contenuto minimo in aria	3,0	%	
Classe di consistenza	S4		
Copriferro minimo	40	mm	
Dmax aggregato	D_{max}	32	mm
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	

Acciaio per armature classe B450C

Tensione caratteristica allo snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione di calcolo allo snervamento	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{tk}	540	N/mm ²
Allungamento	A_{gt}	$\geq 7,5$	%
Modulo elastico medio	E_{sm}	200	KN/mm ²
Deformazione ultima di calcolo	ε_{ud}	6,75	%
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,15	
Coefficiente di espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	°C ⁻¹
Coefficiente di Poisson	ν	0,3	
Densità	ρ	7850	kg/m ³

Acciaio strutturale tipo S235 / 275 (parapetti provvisionali, pali di illuminazione, parapetto per cavalcaferrovia)

Tensione caratteristica allo snervamento	f_{yk}	235	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	360	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210	KN/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	G	80,76	KN/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	°C ⁻¹
Coefficiente di Poisson	ν	0,3	
Tensione caratteristica allo snervamento	f_{yk}	275	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	430	N/mm ²

CollegamentiBarre filettate

Classe di resistenza	8,8		
Resistenza a rottura per trazione	f_t	800	N/mm ²
Resistenza allo snervamento	f_y	640	N/mm ²
Resistenza di progetto a trazione	$f_{d,N}$	560	N/mm ²
Resistenza di progetto a taglio	$f_{d,V}$	396	N/mm ²

Saldature

Saldature di I classe	f_d	235	N/mm ²
-----------------------	-------	-----	-------------------

5 CRITERI E METODI DI CALCOLO

Le azioni considerate per il calcolo delle opere strutturali in progetto sono riassumibili in:

- azioni permanenti;
- azioni eccezionali (urto veicolo);

5.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti considerate sono le seguenti:

1. Peso proprio degli elementi strutturali;
2. Carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili, rivestimenti murari).

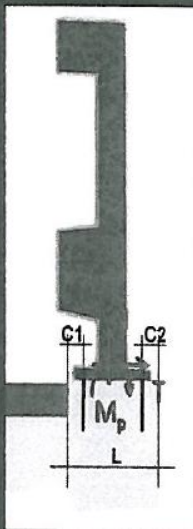
5.2 Azioni sulle barriere di sicurezza. Urto di veicolo in svio

Si è tenuto conto delle azioni dovute all'eventuale collisione di un veicolo sulle barriere di sicurezza. Le barriere di sicurezza e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedasi il Decreto ministeriale 21 Giugno 2004 n.2367).

Per il calcolo degli elementi strutturali soggetti alla forza di impatto di un veicolo contro il sicurvia si può tener conto, in assenza di specifiche prescrizioni, di una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 metro sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza è applicata su una linea lunga 0,5 m.

Poiché le barriere stradali utilizzate nel progetto preliminare – definitivo sono state omologate e certificate secondo la norma UNI EN 1317-5 e in base ad una forza di collisione di 100 kN (così come imposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008) utilizzeremo le sollecitazioni all'ancoraggio calcolate dall'azienda Tubosider s.p.a in base alle prove d'urto eseguite dal vero. In seguito pertanto si ripotano le prescrizioni per gli ancoraggi su ponti e opere d'arte:

Barriere di pertinenza	Taglio all'ancoraggio "T" (kN)	Forza di Sfilamento "N" per tasselli anteriori (kN)	Forza di Sfilamento "N" per tasselli posteriori (kN)	Momento all'ancoraggio "M _p " (kNm)	Classe Forza orizzontale di collisione (1)
Bpl.13	129-86	184,0	205,0	64,5	A
Bpl.14	129-86	184,0	205,0	64,5	A
Bpl.17	129-86	184,0	205,0	64,5	A
Bpl.28	153-123	160,0	160,0	30,6	A
Bpl.37	182,0	161,0	8,0	49,9	A
Bpl.61	182,0	161,0	8,0	49,9	A
Bpl.47	94,0	161,0	8,0	49,9	A
Bpl.66	100,0	221,0	8,0	55,0	A
Spt.64	96,0	177,0	5,0	54,0	A
Bpl.70	96,0	177,0	5,0	54,0	A
Bpl.71	96,0	177,0	5,0	54,0	A
Bpl.58	89,0	145,0	140,0	39,4	A



(1) Forza Orizzontale di Collisione secondo UNI EN 1991-2 –punto 4.7.3.3 - : CLASSE A ≤ 100 kN (DM 14.01.08)

Sollecitazioni all'ancoraggio

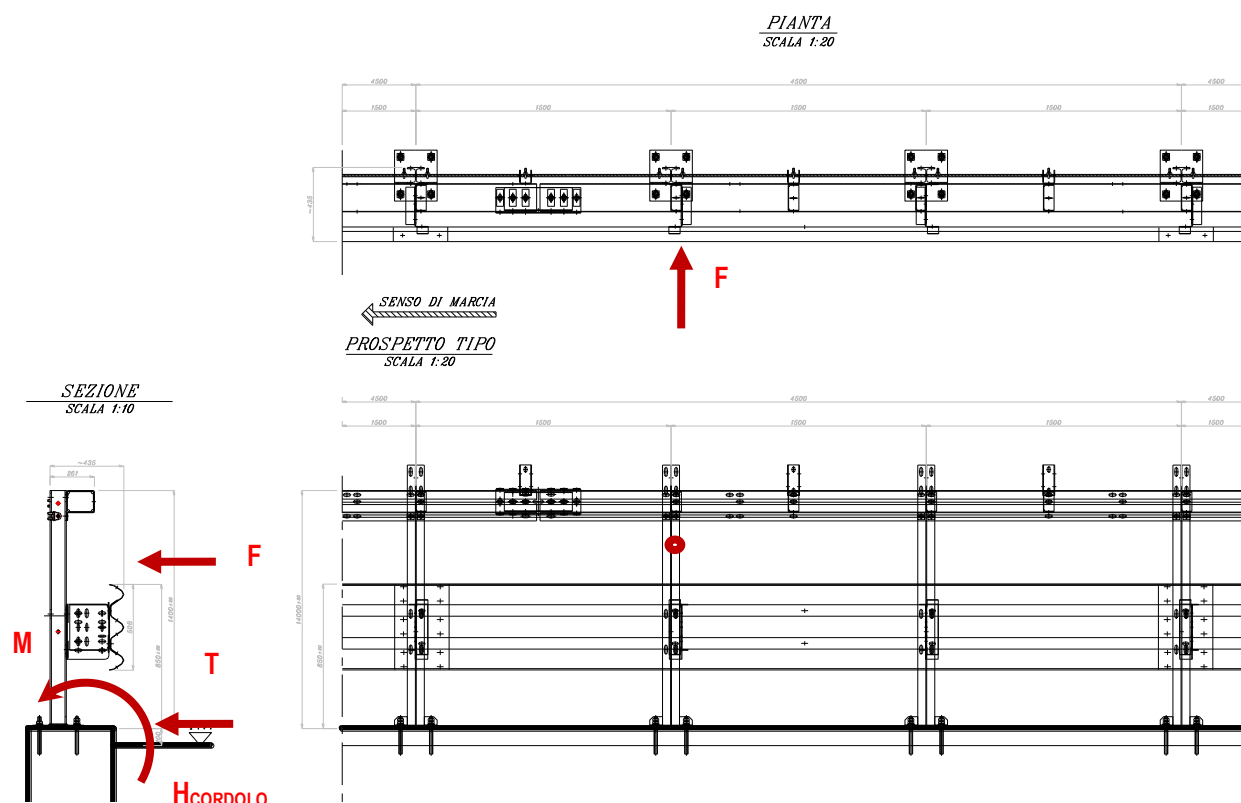
		CLS $\geq 35/45$ (Rck ≥ 45 Mpa)				CLS $\geq 30/37$ (Rck ≥ 37 Mpa)				CLS $\geq 20/25$ (Rck ≥ 25 Mpa)			
		Profondità infissione tasselli (mm)	Distanza minima "C1" bordo/tassello anteriori (cm)	Distanza minima "C2" bordo/tassello posteriori (cm)	Dimensione minima "L" supporto (cm)	Profondità infissione tasselli (mm)	Distanza minima "C1" bordo/tassello anteriori (cm)	Distanza minima "C2" bordo/tassello posteriori (cm)	Dimensione minima "L" supporto (cm)	Profondità infissione tasselli (mm)	Distanza minima "C1" bordo/tassello anteriori (cm)	Distanza minima "C2" bordo/tassello posteriori (cm)	Dimensione minima "L" supporto (cm)
3N.TU-Bpl.13		200	16	16	50	260	16	16	50	300	16	16	50
3N.TU-Bpl.14		200	16	16	50	260	16	16	50	300	16	16	50
3N.TU-Bpl.17		200	16	16	50	260	16	16	50	300	16	16	50
3N.TU-Bpl.28	A	150	11	18	45	250	11	18	45	250	10	24	50
	B		13	16			13	16			14	20	
3N.TU-Bpl.37	A	150	11	22	55	180	11	22	55	250	10	28	60
	B		17	16			16	17			19	19	
3N.TU-Bpl.61	A	150	11	22	55	180	11	22	55	250	10	28	60
	B		17	16			16	17			19	19	
3N.TU-Bpl.47	A	150	11	17	50	180	11	17	50	250	11	17	50
	B		18	10			18	10			18	10	
3N.TU-Bpl.66	A	180	14	14	50	220	19	14	55	280	19	14	55
	B		18	10			23	10			23	10	
3N.TU-Bpl.64	A	150	10	18	50	180	10	18	50	250	10	18	50
	B		18	10			18	10			18	10	
3N.TU-Bpl.70	A	150	10	18	50	180	10	18	50	250	10	18	50
	B		18	10			18	10			18	10	
3N.TU-Bpl.71	A	150	10	18	50	180	10	18	50	250	10	18	50
	B		18	10			18	10			18	10	
3N.TU-Bpl.58		150	13	10	45	220	13	10	45	250	13	10	45

A: massimo avanzamento possibile
B: massimo arretramento possibile

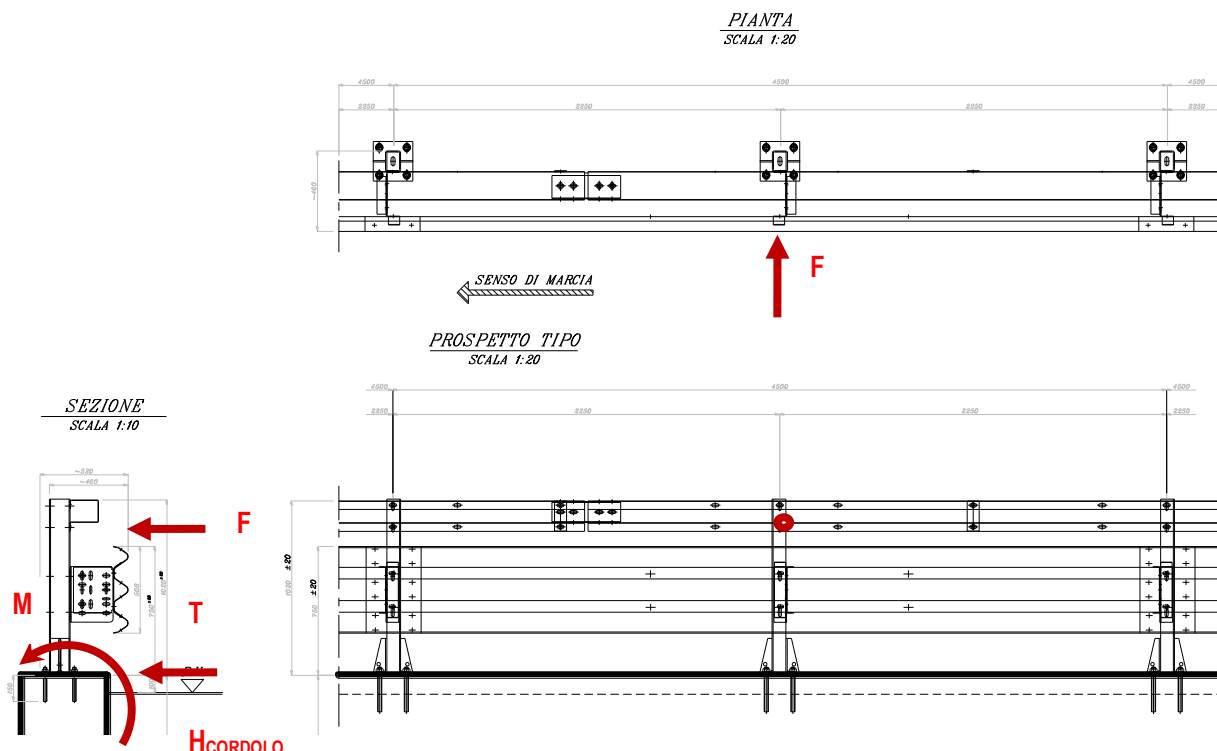
Dimensioni minime del supporto di base e profondità infissione dei tasselli

Il codice identificativo della barriera stradale Bpl.28, indicato nei prospetti sovrastanti, si riferisce alla barriera bordo ponte H2, mentre con il codice Bpl.70 si intende la barriera bordo ponte H4b.

5.3 Schemi delle Azioni - Barriera H4b



5.4 Schemi delle Azioni - Barriera H2



Le sollecitazioni all'ancoraggio, riportate nel prospetto del sottoparagrafo 5.2, verranno utilizzate per il calcolo dei cordoli in calcestruzzo armato. In particolare i valori di taglio e momento, trasveriti dall'urto veicolare ai montanti, saranno divisi per l'interasse dei montanti stessi al fine di ottenere sollecitazioni al metro lineare e poter dimensionare il supporto di base.

Per la barriera di sicurezza bordo ponte H2 avremo:

$$F_{H2, \text{CORDOLO}} = 153 \text{ kN} / 2,25 \text{ m} = 68 \text{ kN/m}$$

$$M_{H2, \text{CORDOLO}} = 30,6 \text{ kNm} / 2,25 \text{ m} = 13,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H2, \text{SOLETTA}} = 68 \text{ kN/m} \times 0,3 \text{ m} = 20,4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H2, \text{SOLETTA TOTALE}} = 20,4 \text{ kNm/m} + 13,6 \text{ kNm/m} = 34 \text{ kNm/m}$$

Per la barriera di sicurezza bordo ponte H4b avremo:

$$F_{H4b, \text{CORDOLO}} = 96 \text{ kN} / 1,5 \text{ m} = 64 \text{ kN/m}$$

$$M_{H4b, \text{CORDOLO}} = 54 \text{ kNm} / 2,25 \text{ m} = 36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H4b, \text{SOLETTA}} = 64 \text{ kN/m} \times 0,27 \text{ m} = 17,28 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H4b, \text{SOLETTA TOTALE}} = 36 \text{ kNm/m} + 17,28 \text{ kNm/m} = 53,28 \text{ kNm/m}$$

Per il dimensionamento delle armature e le verifiche di resistenza del calcestruzzo nei cordoli saranno utilizzate le sollecitazioni di taglio trasversale e momento torcente indicate con il pedice "CORDOLO". Per le verifiche della soletta esistente dell'impalcato saranno utilizzati i valori di momento flessionale totale e un'azione assiale di trazione pari al valore della forza orizzontale agente sul cordolo.

I cordoli saranno resi solidali alla soletta dell'impalcato tramite l'inghisaggio di barre d'acciaio ad aderenza migliorata che assorbiranno l'azione tagliante trasversale e il momento torcente trasmessi dal cordolo. L'inghisaggio sarà realizzato con ancoranti chimici tixotropici bicomponente a base di resine. La lunghezza di infissione per la trasmissione degli sforzi assiali prodotti dal momento torcente sarà calcolata con le caratteristiche meccaniche della soletta dell'impalcato.

5.5 Metodi di calcolo

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici e sismiche;
- verifiche sezionali agli S.L.U. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elasto- perfettamente plastico per l'acciaio.

5.6 Formulazione del criterio semiprobabilistico agli stati limite – Stato Limite Ultimo

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la seguente formulazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statiche

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate anche per la combinazione di carico eccezionale (urto del veicolo), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$E_d = G_k + A_d + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- A_d è il valore caratteristico delle azioni eccezionali;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statiche

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU per ponti stradali

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{g1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{g2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e pressoflessioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00	1.00	1.00

Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni	Coefficienti ψ_0 di combinazione	Coefficienti ψ_1 (valori frequenti)	Coefficienti ψ_2 (quasi perm.)
			(valori frequenti)	(valori quasi permanenti)
Azioni da traffico	Schema 1	0.75	0.75	0.00
	Schemi 1,5 e 6	0.40	0.40	0.00
	Schemi 3 e 4	0.40	0.40	0.00
	Schema 2	0.00	0.75	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
	4 (Folla)	---	0.75	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
	Vento a ponte scarico	0.60	0.20	0.00
Vento q5	Esecuzione	0.80	---	0.00
	Vento a ponte carico	0.60		
Neve q5	SLU e SLE	0.00	0.00	0.00
	Esecuzione	0.80	0.60	0.50
Temperatura	Tk	0.60	0.60	0.50

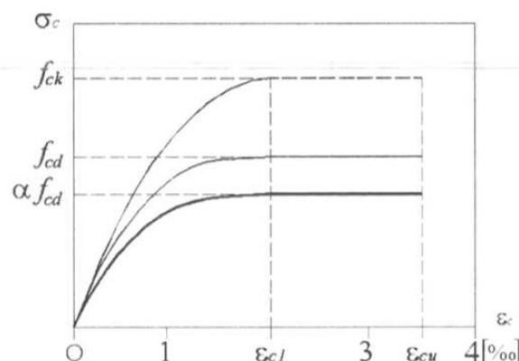
5.7 Verifiche di resistenza

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in calcestruzzo armato, è quello semiprobabilistico allo stato limite ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarietà della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con moduli elastici dei materiali costanti.

5.8 Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, così come indicato dalle Normative nazionali e dagli Eurocodici.

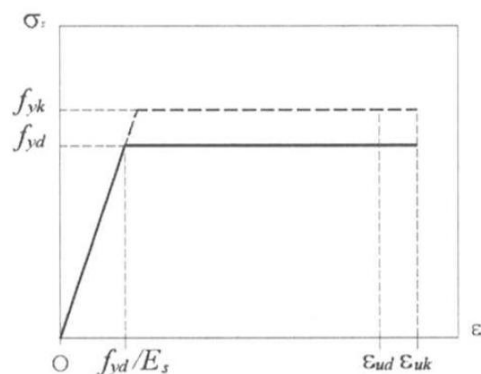
Calcestruzzo Per il calcestruzzo, si è adottato il diagramma tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto costante. Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa $\epsilon_{c1} = 0,2 \%$, mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa $\epsilon_{cu} = 0,35 \%$, a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica f_{ck} secondo il fattore α_c pari a 0,85 per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.



Acciaio

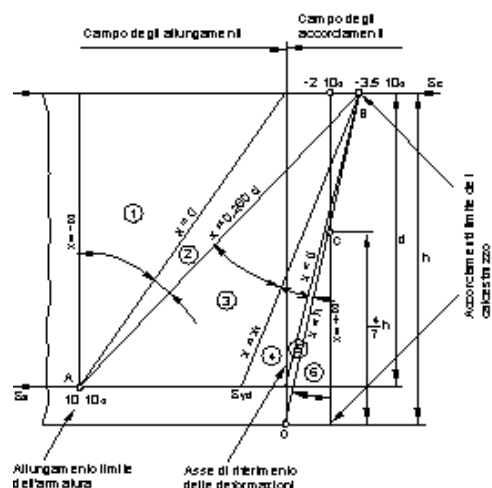
Per l'acciaio, invece, come legame costitutivo, si è adottato il diagramma di tipo elastico perfettamente plastico, denominato triangolo-rettangolo, ottenuto a partire dal diagramma caratteristico idealizzato, dividendo la tensione caratteristica f_{yk} per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_s . Il limite di proporzionalità lineare è dato dalla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} che dipende dall'acciaio utilizzato e alla quale corrisponde la deformazione ε_{yd} .

Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'acciaio. Particolare rilievo assume il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino a rottura. Di seguito vengono rappresentati i principali diagrammi limite, espressi in termini di deformazione, ove è possibile individuare i campi di rottura, corrispondenti ad ogni possibili tipo di rottura per i due materiali considerati, calcestruzzo e acciaio.



	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
$x = -\infty$				
①	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0$				
②	10‰	$0 \leq \varepsilon_c \leq 3,5\%$	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0,250 d$				
③	$10 < \varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$	3,5	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = x_1$				
④	$\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 0$	3,5	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = d$				
$x = h$				
⑤	$(\varepsilon_s < 0)$	3,5	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = +\infty$				
⑥	$(\varepsilon_s < 0)$	$2 \leq \varepsilon_c \leq 3,5$	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESO

Taglio e Torsione

Si procede con la verifica al Taglio e Torsione in modo che il valore di calcolo sollecitante risulti inferiore al valore resistente della sezione.

6 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

Secondo quanto previsto dal cap. 2 delle NTC ed ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, i parametri previsti per l'opera oggetto di intervento sono:

- zona sismica del sito.....4
- vita nominale $V_n =$ ≥ 100 anni
- tipo di costruzione.....3
- classe d'uso:.....IV
- coefficiente d'uso $C_u =$2
- periodo di riferimento $V_R = V_n \times C_u =$200 anni

In riferimento alle prescrizioni di cui al par. 3.2 si sono definiti i seguenti parametri:

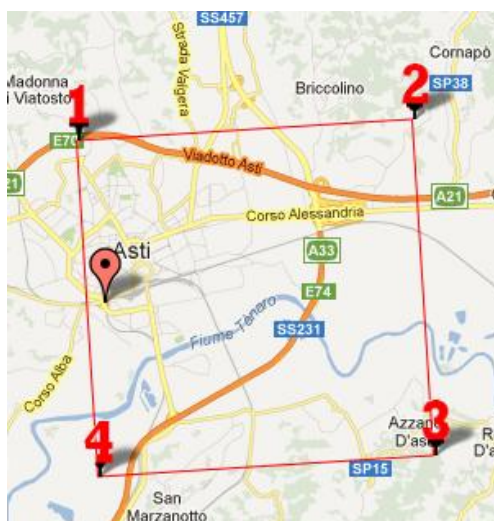
- categoria del sottosuolo:.....B
- categoria topografica.....T1
- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (SLV).....1,2
- amplificazione topografica S_T1,0

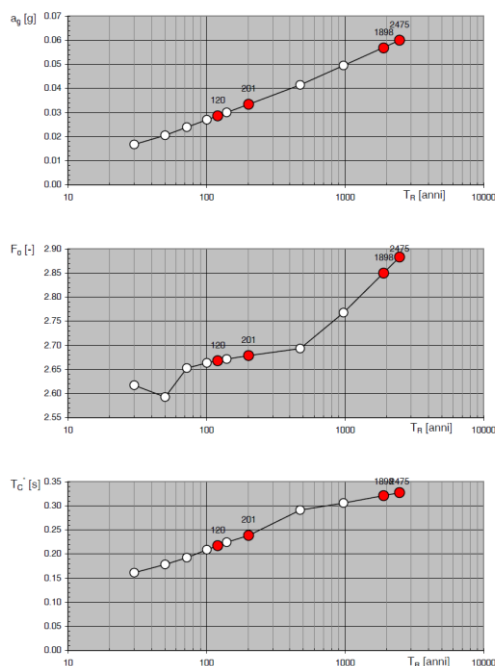
- Coordinate del sito nel sistema WGS84.....Long. = 8,201613°
.....Lat. = 44,89377°

STATO LIMITE	Tr [anni]	Ag[g]	Fo[-]	Tc' [s]
Operatività (SLO)	120	0,029	2,668	0,217
Danno (SLD)	201	0,033	2,679	0,238
Salvaguardia della vita (SLV)	1898	0,057	2,850	0,321
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0,060	2,883	0,327

I nodi del reticolo intorno al sito, oggetto dell'intervento, vengono riportati in seguito e coincidono con quelli riportati nel software *NTC vers. 1.0.3* disponibile sul sito web del Consiglio dei lavori Superiore dei Lavori Pubblici.

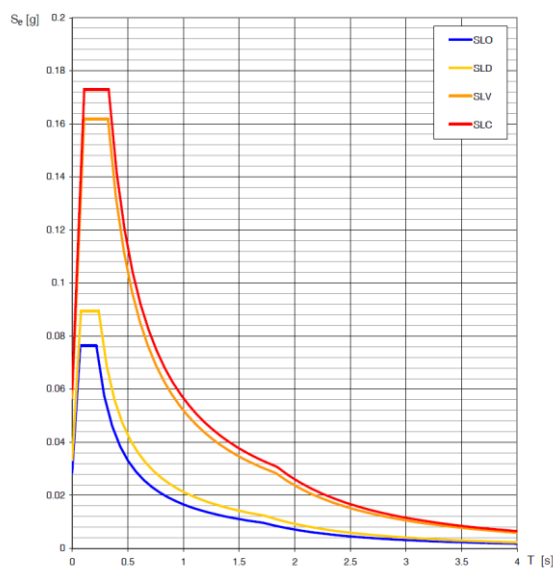
	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	14466	44,917890	8,196203	2707,8
Sito 2	14467	44,920980	8,266618	5944,9
Sito 3	14689	44,871080	8,270940	6022,1
Sito 4	14688	44,867990	8,200610	2875,2



Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C in funzione del periodo di ritorno T_R 

Inserendo le esatte coordinate del sito, oggetto di intervento, i diagrammi dei parametri di progetto e gli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite sono:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Lo spettro di risposta necessario per il calcolo dell'azione sismica è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima (a_g) del terreno che caratterizza il sito.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI CORDOLI SULL'IMPALCATO STRADALE

7.1 Verifica cordolo 60x22 cm per barriera bordo ponte H2

I cordoli in calcestruzzo armato, classe C25/30, per il supporto della barriera di sicurezza bordo ponte H2 dovranno essere progettati per poter assorbire le azioni orizzontali e il momento torcente causate dall'urto dei veicoli sulla barriera di sicurezza. A causa della sezione trasversale dell'impalcato sulle rampe a carreggiata singola in curva il cordolo esterno sarà realizzato con dimensioni di 60 x 22 cm.

Le sollecitazioni sul cordolo di altezza 22 cm risultano:

$$F_{H2, \text{CORDOLO}} = 153 \text{ kN} / 2,25 \text{ m} = 68 \text{ kN/m}$$

$$M_{H2, \text{CORDOLO}} = 30,6 \text{ kNm} / 2,25 \text{ m} = 13,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H2, \text{SOLETTA}} = 68 \text{ kN/m} \times 0,22 \text{ m} = 14,96 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H2, \text{SOLETTA TOTALE}} = 14,96 \text{ kNm/m} + 13,6 \text{ kNm/m} = 28,6 \text{ kNm/m}$$

Per la verifica a torsione si adotta la seguente espressione:

$$T_{Rcd} = 2A_k \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / \left(1 + \cot^2 \vartheta \right)$$

dove:

t è uguale, per sezioni piene, a A_c / u (A_c è l'area della sezione e u è il perimetro). t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Considerando il cordolo di sezione 60 x 22 cm e copriferro 4 cm, si ottengono $A_c = 1.320 \text{ cm}^2$, $u = 164 \text{ cm}$, $t = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ cm}$,

$A_k = (60 - 11,2) \times (22 - 11,2) = 527 \text{ cm}^2$, $\vartheta = 45^\circ$ e infine sostituendo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot 527 \cdot 11,2 \cdot 0,5 \cdot 14,2 \cdot 1 / \left(1 + 1 \right) 10^6 = 41,9 \text{ kNm} > 28,6 \text{ kNm}$$

Verificato che il valore di T_{Rcd} è maggiore del valore della sollecitazione $T_{ed} \equiv M_{H2} = 34 \text{ kNm}$ imponiamo, per il rispetto della duttilità della sezione, che quest'ultimo valore sia uguale al valore del momento torcente resistente che può essere sopportato dall'armatura T_{Rsd} :

$$T_{Rsd} = 2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{s} \cdot \cot \vartheta$$

dove:

A_k è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale;

A_s è l'area totale della sezione trasversale delle barre usate come staffe;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

ϑ inclinazione delle bielle compresse.

così facendo adottando staffe diametro 10 mm, il passo delle staffe medesime risulta di:

$$s = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot A_s \cdot \cot \vartheta / M_{H2} = 2 \cdot 42.900 \cdot 391,3 \cdot 157 / \left(4 \cdot 10^6 \right) = 155 \text{ mm}$$

da normativa (EC 2, 9.2.3 (3)) si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per la torsione sia non maggiore di $u_k / 8 = ((600 - 112) \times 2 + (200 - 112) \times 2) / 8 = 1.152 / 8 = 144 \text{ mm}$

Considerando la sezione della trave di base 60 cm e altezza di 22 cm e adottando staffe $\varnothing 10$ e inclinazione delle bielle compresse di 45° , con passo 150 mm, il valore di T_{Rds} è pari a 35 kNm.

$$T_{Rsd} = 2 \cdot 42.900 \cdot 391,3 \cdot \frac{157}{150} \cdot 1 = 35 \text{ kNm} > 27,2 \text{ kNm}$$

L'armatura e il passo scelto rispettano i limiti imposti dall'EC 2 ossia:

$$\rho_{w,min} = \left(0,08 \sqrt{f_{ck}}\right) / f_{yk} = \left(0,08 \sqrt{25}\right) / 391,3 = 0,0010 < \rho_w = \frac{A_s}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 5^2}{150 \cdot 220 \cdot 1} = 0,0052$$

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è pari a:

$$A_{sl} \cdot f_{ywd} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \theta$$

dove

u_k è il perimetro dell'area A_k

A_{sl} è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è di:

$$A_{sl} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot \theta = \frac{31,96 \cdot 10^6 \cdot 1.152}{2 \cdot 42.900 \cdot 391,3} \cdot 1 = 1097 \text{ mm}^2$$

L'area di armatura longitudinale da disporre lungo il perimetro della sezione è pari a 1097 mm², disponiamo pertanto 8 Ø 14 (Area resistente pari a 1.232 mm²).

Il valore del taglio resistente V_{rd} per elementi con armature trasversali resistenti al taglio, assumendo l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo di 45°, vale per staffe Ø10 passo 150 mm:

$$V_{Rsd,x} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot \frac{157}{150} \cdot 391,3 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 200,5 \text{ kN} > V_{sd}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima. La resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 220 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 14,2) \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 382,38 \text{ kN} > V_{sd}$$

La verifica risulta SODDISFATTA.

Le aree trasversali delle staffe necessarie per assorbire gli sforzi relativi alla torsione e al taglio sollecitante valgono separatamente:

$$A_{sw,T} = \frac{T_{Rsd} \cdot s}{2 A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{28,6 \cdot 10^6 \cdot 150}{2 \cdot 52.700 \cdot 391,3 \cdot 1} = 104 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,V} = \frac{V_{sd} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha} = \frac{68 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 391,3} = 53 \text{ mm}^2$$

Pertanto la somma delle aree delle staffe richieste è pari a : 157 mmq = 157 mmq (2Ø10).

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione è limitata alla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione.

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} < 1 \rightarrow \frac{28,6 \text{ kNm}}{41,9 \text{ kNm}} + \frac{68 \text{ kN}}{347,6 \text{ kN}} = 0,88 < 1$$

7.2 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 22 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato

Affinchè le sollecitazioni eccezionali dell'urto del traffico veicolare vengano trasferite alla soletta dell'impalcato esistente occorrerà creare un opportuno collegamento con il nuovo cordolo attraverso l'inghisaggio di barre d'acciaio. Tali armature saranno disposte con lo stesso passo delle staffe del cordolo.

Adottando barre d'acciaio di diametro 14 mm, su un tratto di cordolo di lunghezza 1 metro saranno inghisate 12 barre B450C con interasse trasversale di 520 mm. La resistenza a taglio della barra è pari a:

$$f_{d,V} = \frac{f_{yk,N}}{\sqrt{2}} \cdot \gamma_s = \frac{500}{\sqrt{2}} \cdot 1,15 = 318,2 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 276,7 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza a taglio totale è pari:

$$T_{\text{resist}} = 6 \cdot 276,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 154 \text{ mm}^2 = 255,7 \text{ kN/m} > 68 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{resist}} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 7^2 = 154 \text{ mm}^2$$

Per effetto del momento torcente le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm pertanto lo sforzo assiale per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo f_{ck} 28 N/mm²:

$$N_{ad} = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_{bd} = \pi \cdot 14 \cdot 150 \cdot 2,90 = 19.132 \text{ N} > N_{ed}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo assiale sulla singola barra d'acciaio è:

$$N_{ed} = M_{H2, \text{SOLETTA}_T \text{ TOTALE}} / (b \cdot 6) = 28,6 \text{ kNm} \cdot 10^6 / (520 \cdot 6) = 9.167 \text{ N}$$

7.3 Verifica tirafondi per barriere H2

Con riferimento alle tabelle riportate nel paragrafo 5.2 relative alle sollecitazioni sull'ancoraggio e le dimensioni minime del supporto, si verifica la lunghezza di ancoraggio dei tirafondi delle barriere bordo ponte tipo H4b. Ciascun tirafondo, costituito da una barra filettata M20 classe 8,8 con lunghezza di ancoraggio di 250 mm, sarà soggetto ai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 160 \text{ kN} / 2 = 80 \text{ kN}$$

$$T_{ed} = 153 \text{ kN} / 4 = 38,25 \text{ kN}$$

La barra sarà inghisata con resina epossidica bicomponente in grado di assicurare una tensione tangenziale ultima di aderenza superiore a 12,5 N/mm². Pertanto il valore di resistenza offerto dall'ancoraggio sarà il valore minimo tra la resistenza a rottura della barra e la resistenza per adesione offerta dalla resina sul calcestruzzo. Pertanto avremo che:

$$N_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = A_{\text{resist}} \cdot f_{yb} = 245 \text{ mm}^2 \cdot 649 \text{ N/mm}^2 = 159 \text{ kN}$$

$$N_{Rd, \text{Adesione-Re sin a}} = \tau_{\text{adesione}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L = 12,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 10 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 196,34 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 160 \text{ kN} / 2 = 80 \text{ kN} < N_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = 159 \text{ kN}$$

La verifica di inghisaggio risulta soddisfatta.

La resistenza a taglio della singola barra equivale a:

$$T_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = A_{\text{resist}} \cdot f_{b,V} = 245 \text{ mm}^2 \cdot 396 \text{ N/mm}^2 = 97 \text{ kN} > T_{ed} = 38,25 \text{ kN}$$

La verifica di inghisaggio risulta soddisfatta.

7.4 Verifica cordolo 60x30 cm per barriera bordo ponte H2

Le sollecitazioni sul cordolo di altezza 30 cm risultano:

$$\begin{aligned}F_{H2, \text{CORDOLO}} &= 153 \text{ kN} / 2,25 \text{ m} = 68 \text{ kN/m} \\M_{H2, \text{CORDOLO}} &= 30,6 \text{ kNm} / 2,25 \text{ m} = 13,6 \text{ kNm/m} \\M_{H2, \text{SOLETTA}} &= 68 \text{ kN/m} \times 0,3 \text{ m} = 20,4 \text{ kNm/m} \\M_{H2, \text{SOLETTA TOTALE}} &= 20,4 \text{ kNm/m} + 13,6 \text{ kNm/m} = 34 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Per la verifica a torsione si adotta la seguente espressione:

$$T_{Rcd} = 2A_k \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\vartheta / \left(1 + \text{ctg}^2 \vartheta \right)$$

dove:

t è uguale, per sezioni piene, a A_c / u (A_c è l'area della sezione e u è il perimetro). t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Considerando il cordolo di sezione 60 x 30 cm e copriferro 4 cm, si ottengono $A_c = 1.800 \text{ cm}^2$, $u = 180 \text{ cm}$, $t = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ cm}$, $A_k = (60 - 11,2) \times (30 - 11,2) = 917 \text{ cm}^2$, $\vartheta = 45^\circ$ e infine sostituendo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot 917 \cdot 11,2 \cdot 0,5 \cdot 14,2 \cdot 1 / \left(1 + 1 \right) 10^6 = 72,9 \text{ kNm} > 34 \text{ kNm}$$

Verificato che il valore di T_{Rcd} è maggiore del valore della sollecitazione $T_{ed} \equiv M_{H2} = 34 \text{ kNm}$ imponiamo, per il rispetto della duttilità della sezione, che quest'ultimo valore sia uguale al valore del momento torcente resistente che può essere sopportato dall'armatura T_{Rsd} :

$$T_{Rsd} = 2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{s} \cdot \cot \vartheta$$

dove:

A_k è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale;
 A_s è l'area totale della sezione trasversale delle barre usate come staffe;
 s è il passo delle staffe;
 f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
 ϑ inclinazione delle bielle compresse.

così facendo adottando staffe diametro 8 mm, il passo delle staffe medesime risulta di:

$$s = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot A_s \cdot \cot \vartheta / M_{H2} = 2 \cdot 917 \cdot 391,3 \cdot 101 / \left(4 \cdot 10^6 \right) = 213 \text{ mm}$$

da normativa (EC 2, 9.2.3 (3)) si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per la torsione sia non maggiore di $u_k / 8 = ((600 - 112) \times 2 + (300 - 112) \times 2) / 8 = 1.352 / 8 = 169 \text{ mm}$

Considerando la sezione della trave di base 60 cm e altezza di 30 cm e adottando staffe $\varnothing 10$ e inclinazione delle bielle compresse di 45° , con passo 150 mm, il valore di T_{Rds} è pari a 48,3 kNm.

$$T_{Rsd} = 2 \cdot 917 \cdot 391,3 \cdot \frac{157}{150} \cdot 1 = 751 \text{ kNm} > 34 \text{ kNm}$$

L'armatura e il passo scelto rispettano i limiti imposti dall'EC 2 ossia:

$$\rho_{w, \min} = \left(0,08 \sqrt{f_{ck}} \right) / f_{yk} = \left(0,08 \sqrt{25} \right) / 391,3 = 0,0010 < \rho_w = \frac{A_s}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 5^2}{150 \cdot 300 \cdot 1} = 0,0035$$

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è pari a:

$$A_{sl} \cdot f_{ywd} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \theta$$

dove

u_k è il perimetro dell'area A_k

A_{sl} è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è di:

$$A_{sl} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot \theta = \frac{34 \cdot 10^6 \cdot 1.352}{2 \cdot 91.700 \cdot 391,3} \cdot 1 = 641 \text{ mm}^2$$

L'area di armatura longitudinale da disporre lungo il perimetro della sezione è pari a 641 mm², disponiamo pertanto 8 Ø 12 (Area resistente pari a 905 mm²).

Il valore del taglio resistente V_{rd} per elementi con armature trasversali resistenti al taglio, assumendo l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo di 45°, vale per staffe Ø10 passo 150 mm:

$$V_{Rsd,x} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot \frac{157}{150} \cdot 391,3 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 300,8 \text{ kN} > V_{sd}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima. La resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rod} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 300 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 14,2) \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 521 \text{ kN} > V_{sd}$$

La verifica risulta SODDISFATTA.

Le aree trasversali delle staffe necessarie per assorbire gli sforzi relativi alla torsione e al taglio sollecitante valgono separatamente:

$$A_{sw,T} = \frac{T_{Rsd} \cdot s}{2 A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{34 \cdot 10^6 \cdot 150}{2 \cdot 91.700 \cdot 391,3 \cdot 1} = 71 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,V} = \frac{V_{sd} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha} = \frac{68 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 391,3} = 53 \text{ mm}^2$$

Pertanto la somma delle aree delle staffe richieste è pari a : 124 mmq < 157 mmq (2Ø10).

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione è limitata alla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione.

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rod}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rod}} < 1 \rightarrow \frac{34 \text{ kNm}}{72,9 \text{ kNm}} + \frac{68 \text{ kN}}{521 \text{ kN}} = 0,59 < 1$$

7.5 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 30 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato

Affinchè le sollecitazioni eccezionali dell'urto del traffico veicolare vengano trasferite alla soletta dell'impalcato esistente occorrerà creare un opportuno collegamento con il nuovo cordolo attraverso l'inghisaggio di barre d'acciaio. Tali armature saranno disposte con lo stesso passo delle staffe del cordolo.

Adottando barre d'acciaio di diametro 14 mm, su un tratto di cordolo di lunghezza 1 metro saranno inghisate 12 barre B450C con interasse trasversale di 520 mm. La resistenza a taglio della barra è pari a:

$$f_{d,V} = \frac{f_{k,N}}{\sqrt{2}} \cdot \gamma_s = \frac{50}{\sqrt{2}} \cdot 1,15 = 318,2 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 276,7 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza a taglio totale è pari:

$$T_{\text{resist}} = 6 \cdot 276,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 154 \text{ mm}^2 = 255,7 \text{ kN/m} > 68 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{resist}} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 7^2 = 154 \text{ mm}^2$$

Per effetto del momento torcente le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo $f_{ck} 28 \text{ N/mm}^2$:

$$N_{\text{ad}} = \pi \cdot D \cdot l_{\text{bd}} \cdot f_{\text{bd}} = \pi \cdot 14 \cdot 150 \cdot 2,90 = 19.132 \text{ N} > N_{\text{ed}}$$

$$f_{\text{bd}} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{\text{ctm}}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo assiale sulla singola barra d'acciaio è:

$$N_{\text{ed}} = M_{\text{H2, SOLETTA _ TOTALE}} / (b \cdot 6) = 34 \text{ kNm} \cdot 10^6 / (520 \cdot 6) = 10.897 \text{ N}$$

7.6 Verifica cordolo 60x27 cm per barriera bordo ponte H2

Le sollecitazioni sul cordolo di altezza 27 cm risultano:

$$F_{\text{H2, CORDOLO}} = 153 \text{ kN} / 2,25 \text{ m} = 68 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{H2, CORDOLO}} = 30,6 \text{ kNm} / 2,25 \text{ m} = 13,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{H2, SOLETTA}} = 68 \text{ kN/m} \times 0,27 \text{ m} = 18,36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{H2, SOLETTA TOTALE}} = 13,6 \text{ kNm/m} + 18,36 \text{ kNm/m} = 31,96 \text{ kNm/m}$$

Per la verifica a torsione si adotta la seguente espressione:

$$T_{\text{Rcd}} = 2A_k \cdot t \cdot f_{\text{cd}} \cdot \cot \vartheta / (\pi + \cot^2 \vartheta)$$

dove:

t è uguale, per sezioni piene, a A_c / u (A_c è l'area della sezione e u è il perimetro). t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Considerando il cordolo di sezione 60 x 27 cm e copriferro 4 cm, si ottengono $A_c = 1.620 \text{ cm}^2$, $u = 174 \text{ cm}$, $t = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ cm}$, $A_k = (60 - 11,2) \times (27 - 11,2) = 771 \text{ cm}^2$, $\vartheta = 45^\circ$ e infine sostituendo:

$$T_{\text{Rcd}} = 2 \cdot 771 \cdot 100 \cdot 11,2 \cdot 0,5 \cdot 14,2 \cdot 1 / (\pi + 1) \cdot 10^6 = 61,3 \text{ kNm} > 31,96 \text{ kNm}$$

Verificato che il valore di T_{Rcd} è maggiore del valore della sollecitazione $T_{\text{ed}} \equiv M_{\text{H2}} = 31,96$ imponiamo, per il rispetto della duttilità della sezione, che quest'ultimo valore sia uguale al valore del momento torcente resistente che può essere sopportato dall'armatura T_{Rsd} :

$$T_{\text{Rsd}} = 2A_k \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \frac{A_s}{s} \cdot \cot \vartheta$$

dove:

A_k è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale;

A_s è l'area totale della sezione trasversale delle barre usate come staffe;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

ϑ inclinazione delle bielle compresse.

così facendo adottando staffe diametro 10 mm, il passo delle staffe medesime risulta di:

$$s = 2 \cdot A_k \cdot f_{\text{ywd}} \cdot A_s \cdot \cot \vartheta / M_{\text{H2}} = 2 \cdot 771 \cdot 100 \cdot 391,3 \cdot 157 / (31,96 \cdot 10^6) = 296 \text{ mm}$$

da normativa (EC 2, 9.2.3 (3)) si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per la torsione sia non maggiore di $u_k / 8 = ((600 - 112) \times 2 + (270 - 112) \times 2) / 8 = 1.292 / 8 = 162 \text{ mm}$

Considerando la sezione della trave di base 60 cm e altezza di 27 cm e adottando staffe $\varnothing 10$ e inclinazione delle bielle compresse di 45° , con passo 150 mm, il valore di T_{rds} è pari a 63,2 kNm.

$$T_{Rsd} = 2 \cdot 77.100 \cdot 391,3 \cdot \frac{157}{150} \cdot 1 = 94,7 \text{ kNm} > 31,96 \text{ kNm}$$

L'armatura e il passo scelto rispettano i limiti imposti dall'EC 2 ossia:

$$\rho_{w,min} = \left(0,08 \sqrt{f_{ck}} \right) / f_{yk} = \left(0,08 \sqrt{25} \right) / 391,3 = 0,0010 < \rho_w = \frac{A_s}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 5^2}{150 \cdot 270 \cdot 1} = 0,0039$$

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è pari a:

$$A_{sl} \cdot f_{ywd} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \theta$$

dove

u_k è il perimetro dell'area A_k

A_{sl} è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è di:

$$A_{sl} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot \theta = \frac{31,96 \cdot 10^6 \cdot 1.292}{2 \cdot 77.100 \cdot 391,3} \cdot 1 = 684 \text{ mm}^2$$

L'area di armatura longitudinale da disporre lungo il perimetro della sezione è pari a 684 mm², disponiamo pertanto 8 $\varnothing 12$ (Area resistente pari a 905 mm²).

Il valore del taglio resistente V_{rd} per elementi con armature trasversali resistenti al taglio, assumendo l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo di 45° , vale per staffe $\varnothing 10$ passo 150 mm:

$$V_{Rsd,x} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot \frac{157}{150} \cdot 391,3 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 200 \text{ kN} > V_{sd}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima. La resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 270 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 14,2) \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 469 \text{ kN} > V_{sd}$$

La verifica risulta SODDISFATTA.

Le aree trasversali delle staffe necessarie per assorbire gli sforzi relativi alla torsione e al taglio sollecitante valgono separatamente:

$$A_{sw,T} = \frac{T_{Rsd} \cdot s}{2 A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{31,96 \cdot 10^6 \cdot 150}{2 \cdot 77.100 \cdot 391,3 \cdot 1} = 79 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,V} = \frac{V_{sd} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha} = \frac{68 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot (600 - 40 - 10 - 6) \cdot 391,3} = 53 \text{ mm}^2$$

Pertanto la somma delle aree delle staffe richieste è pari a : 132 mmq < 157 mmq ($2\varnothing 10$).

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione è limitata alla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione.

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} < 1 \rightarrow \frac{31,96 \text{ kNm}}{61,3 \text{ kNm}} + \frac{68 \text{ kN}}{469 \text{ kN}} = 0,67 < 1$$

7.7 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 60x 27 cm per barriera H2 e la soletta dell'impalcato

Affinchè le sollecitazioni eccezionali dell'urto del traffico veicolare vengano trasferite alla soletta dell'impalcato esistente occorrerà creare un opportuno collegamento con il nuovo cordolo attraverso l'inghisaggio di barre d'acciaio. Tali armature saranno disposte con lo stesso passo delle staffe del cordolo.

Adottando barre d'acciaio di diametro 14 mm, su un tratto di cordolo di lunghezza 1 metro saranno inghisate 12 barre B450C con interasse trasversale di 520 mm. La resistenza a taglio della barra è pari a:

$$f_{d,V} = \frac{f_{yk,N}}{\sqrt{2}} \cdot \gamma_s = \frac{500}{\sqrt{2}} \cdot 1,15 = 318,2 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 276,7 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza a taglio totale è pari:

$$T_{resist} = 6 \cdot 276,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 154 \text{ mm}^2 = 255,7 \text{ kN/m} > 68 \text{ kN/m}$$

$$A_{resist} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 7^2 = 154 \text{ mm}^2$$

Per effetto del momento torcente le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo f_{ck} 28 N/mm²:

$$N_{ad} = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_{bd} = \pi \cdot 14 \cdot 150 \cdot 2,90 = 19.132 \text{ N} > N_{ed}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo assiale sulla singola barra d'acciaio è:

$$N_{ed} = M_{H2, SOLETTA_TOTALE} / (b \cdot 6) = 31,96 \text{ kNm} \cdot 10^6 / (520 \cdot 6) = 10.244 \text{ N}$$

7.8 Verifica cordolo 80x27 cm per barriera bordo ponte H4b

Il cordolo, in calcestruzzo armato C25/30 di dimensioni 80 x 27 cm, dovrà essere progettato per poter assorbire le azioni orizzontali e il momento torcente causate dall'urto dei veicoli sulla barriera di sicurezza. Per la verifica a torsione si adotta la seguente espressione:

$$T_{Rcd} = 2A_k \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \tan \vartheta / \left(1 + \tan^2 \vartheta \right)$$

dove:

t è uguale, per sezioni piene, a A_c / u (A_c è l'area della sezione e u è il perimetro), t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Considerando il cordolo di sezione 80 x 27 cm e copriferro 4 cm, si ottengono $A_c = 2.160 \text{ cm}^2$, $u = 214 \text{ cm}$, $t = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ cm}$, $A_k = (80 - 11,2) \times (27 - 11,2) = 1.087 \text{ cm}^2$, $\vartheta = 45^\circ$ e infine sostituendo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot 108.700 \cdot 11,2 \cdot 0,5 \cdot 14,2 \cdot 1 / (1 + 1) \cdot 10^6 = 86,4 \text{ kNm}$$

Verificato che il valore di T_{Rcd} è maggiore del valore della sollecitazione $T_{ed} \equiv M_{H2} = 53,3 \text{ kNm}$ imponiamo, per il rispetto della duttilità della sezione, che quest'ultimo valore sia uguale al valore del momento torcente resistente che può essere sopportato dall'armatura T_{Rsd} :

$$T_{Rsd} = 2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{s} \cdot \cot \vartheta$$

dove:

A_k è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale;

A_s è l'area totale della sezione trasversale delle barre usate come staffe;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

ϑ inclinazione delle bielle compresse.

così facendo adottando staffe diametro 10 mm, il passo delle staffe medesime risulta di:

$$s = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot A_s \cdot \cot \vartheta / M_{H2} = 2 \cdot 108.700 \cdot 391,3 \cdot 157 / (3,3 \cdot 10^6) = 251 \text{ mm}$$

da normativa (EC 2, 9.2.3 (3)) si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per al torsione sia non maggiore di $u_k / 8 = ((800 - 112) \times 2 + (270 - 112) \times 2) / 8 = 1.692 / 8 = 211 \text{ mm}$

Considerando la sezione della trave di base 80 cm e altezza di 27 cm e adottando staffe \varnothing 10 e inclinazione delle bielle compresse di 45° , con passo 150 mm, il valore di T_{rds} è pari a 89 kNm.

$$T_{Rsd} = 2 \cdot 107.800 \cdot 391,3 \cdot \frac{157}{150} \cdot 1 = 88,3 \text{ kNm} > 53,3 \text{ kNm}$$

L'armatura e il passo scelto rispettano i limiti imposti dall'EC 2 ossia:

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0,08 \sqrt{25}) / 391,3 = 0,0010 < \rho_w = \frac{A_s}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 5^2}{150 \cdot 270 \cdot 1} = 0,0039$$

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è pari a:

$$A_{sl} \cdot f_{ywd} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \vartheta$$

dove

u_k è il perimetro dell'area A_k

A_{sl} è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è di:

$$A_{sl} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot \vartheta = \frac{53,3 \cdot 10^6 \cdot 1.692}{2 \cdot 108.700 \cdot 391,3} \cdot 1 = 1060 \text{ mm}^2$$

L'area di armatura longitudinale da disporre lungo il perimetro della sezione è pari a 1.060 mm², disponiamo pertanto 8 \varnothing 14 + 6 \varnothing 12. (Area resistente pari a 1.911 mm²).

Il valore del taglio resistente V_{rd} per elementi con armature trasversali resistenti al taglio, assumendo l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo di 45° , vale per staffe \varnothing 10 passo 150 mm:

$$V_{Rsd,x} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot (800 - 40 - 10 - 6) \cdot \frac{157}{150} \cdot 391,3 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 274 \text{ kN} > V_{sd}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima. La resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 0,9 \cdot (800 - 40 - 10 - 6) \cdot 270 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 14,2) \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 642,7 \text{ kN} > V_{sd}$$

La verifica risulta SODDISFATTA.

Le aree trasversali delle staffe necessarie per assorbire gli sforzi relativi alla torsione e al taglio sollecitante valgono separatamente:

$$A_{sw,T} = \frac{T_{Rsd} \cdot s}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{53,3 \cdot 10^6 \cdot 150}{2 \cdot 108.700 \cdot 391,3 \cdot 1} = 94 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,V} = \frac{V_{sd} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha} = \frac{64 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot (800 - 40 - 10 - 6) \cdot 391,3 \cdot 1} = 37 \text{ mm}^2$$

Pertanto la somma delle aree delle staffe richieste è pari a: 131 mmq < 157 mmq (2Ø10).

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione è limitata alla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione.

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} < 1 \rightarrow \frac{53,3 \text{ kNm}}{86,4 \text{ kNm}} + \frac{64 \text{ kN}}{642,7 \text{ kN}} = 0,72 < 1$$

7.9 Verifica degli inghisaggi tra il nuovo cordolo 80 x 27 cm per barriera H4 e la soletta dell'impalcato

Affinchè le sollecitazioni eccezionali dell'urto del traffico veicolare vengano trasferite alla soletta dell'impalcato esistente occorrerà creare un opportuno collegamento con il nuovo cordolo attraverso l'inghisaggio di barre d'acciaio. Tali armature saranno disposte con lo stesso passo delle staffe del cordolo.

Adottando barre d'acciaio di diametro 14 mm, su un tratto di cordolo di lunghezza 1 metro saranno inghisate 24 barre B450C con interasse trasversale di 720 mm per le barre esterne e 250 mm per le barre interne. La resistenza a taglio della barra è pari a:

$$f_{d,V} = \left(\frac{f_{k,N}}{\sqrt{2}} \right) \gamma_s = \left(\frac{50}{\sqrt{2}} \right) 1,15 = 318,2 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 276,7 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza a taglio totale è pari:

$$T_{resist} = 6 \cdot 276,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 154 \text{ mm}^2 = 255,7 \text{ kN/m} > 64 \text{ kN/m}$$

$$A_{resist} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 7^2 = 154 \text{ mm}^2$$

Per effetto del momento torcente le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo f_{ck} 28 N/mm²:

$$N_{ad} = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_{bd} = \pi \cdot 14 \cdot 150 \cdot 2,90 = 19.132 \text{ N} > N_{ed}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo assiale sulla singola barra d'acciaio risulta:

$$N_{ed} = \frac{M_{H4,SOLETTA_TOTALE}}{6 \cdot \sum b^2} \cdot b_{max} = \frac{53,3 \text{ kNm} \cdot 10^6}{6 \cdot (720^2 + 250^2)} \cdot 720 = 11.011 \text{ N}$$

7.10 Verifica tirafondi per barriere H4b

Con riferimento alle tabelle riportate nel paragrafo 5.2 relative alle sollecitazioni sull'ancoraggio e le dimensioni minime del supporto, si verifica la lunghezza di ancoraggio dei tirafondi delle barriere bordo ponte tipo H4b. Ciascun tirafondo, costituito da una barra filettata M20 classe 8,8 con lunghezza di ancoraggio di 250 mm, sarà soggetto ai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 177 \text{ kN} / 2 = 88,8 \text{ kN}$$

$$T_{ed} = 96 \text{ kN} / 4 = 24 \text{ kN}$$

La barra sarà inghisata con resina epossidica bicomponente in grado di assicurare una tensione tangenziale ultima di aderenza superiore a $12,5 \text{ N/mm}^2$. Pertanto il valore di resistenza offerto dall'ancoraggio sarà il valore minimo tra la resistenza a rottura della barra e la resistenza per adesione offerta dalla resina sul calcestruzzo. Pertanto avremo che:

$$N_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = A_{\text{resist}} \cdot f_{yb} = 245 \text{ mm}^2 \cdot 649 \text{ N/mm}^2 = 159 \text{ kN}$$

$$N_{Rd, \text{Adesione-Re sin a}} = \tau_{\text{adesione}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L = 12,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 10 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 196,34 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 177 \text{ kN} / 2 = 88,8 \text{ kN} < N_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = 159 \text{ kN}$$

La verifica di inghisaggio risulta soddisfatta.

La resistenza a taglio della singola barra equivale a:

$$T_{Rd, \text{Trazione-Barra}} = A_{\text{resist}} \cdot f_{b, V} = 245 \text{ mm}^2 \cdot 396 \text{ N/mm}^2 = 97 \text{ kN} > T_{ed} = 24 \text{ kN}$$

La verifica di inghisaggio risulta soddisfatta.

8 VERIFICHE STATICHE SULL'IMPALCATO ESISTENTE

8.1 Verifica soletta dell'impalcato a carreggiata singola con cordoli per barriera bordo ponte H2

Saranno verificate le solette degli impalcati del cavalcavia sulle quali verranno realizzati i nuovi cordoli in calcestruzzo armato. Come descritto precedentemente, lo spessore della soletta, nelle rampe in curva a singola carreggiata, aumenta con una pendenza trasversale pari al 1,9 %, pertanto partendo da uno spessore di 18 cm si arriverà in prossimità del cordolo esterno con uno spessore massimo utile di 27 cm. La soletta stradale nelle rampe rettilinee risulta con spessore costante di 18 cm.

La condizione di carico presa in considerazione ai fini delle verifiche statiche sull'impalcato sarà quella relativa all'utilizzo di azioni eccezionali nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa. Il carico del secondo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0,60 metri e larghezza 0,35 metri. questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.

a) SOLETTA A SBALZO DELLA CARREGGIATA SINGOLA IN RETTILINEO:

Lo schema di calcolo adottato per la soletta a sbalzo è quello di una trave di larghezza 1,26 metri, poiché le armature trasversali sono disposte con passo di 42 cm, incastrata in corrispondenza dell'innesto con la trave precompressa di bordo. Le armature nelle solette degli impalcati a sbalzo, delle rampe rettilinee a carreggiata singola, risultano dai disegni esecutivi originali in corrispondenza dell'innesto con le travi precomprese pari a :

al lembo superiore: $A_{s,superiore} = 6 \varnothing 16 + 3 \varnothing 8 = 1357 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s,inferiore} = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$

Il contributo delle armature al lembo inferiore può essere considerato trascurabile per il calcolo del momento resistente negativo.

Le caratteristiche geometriche della striscia di soletta dell'impalcato sono, considerando la distanza fra il baricentro delle armature dal lembo esterno di 20 mm:

$$d = h - d' = 180 - 20 = 160 \text{ mm}$$

$$b_w = 3 \cdot 420 \text{ mm} = 1260 \text{ mm}$$

Le sollecitazioni di progetto sono quelle riportate nel paragrafo 7.3. L'azione orizzontale dell'urto veicolare sulla barriera sarà considerata come una sforzo assiale di trazione per la soletta, questo comporterà una riduzione della capacità flessionale resistente delle sezioni prese in esame. Sull'impalcato sarà applicato un carico concentrato di 200 kN su impronta di 60 x 35 cm distante dalla sezione di verifica di 37 cm. Considerando un angolo di diffusione di 45° fino alla fibra mediana della soletta di spessore 18 cm (strato della pavimentazione stradale dello spessore di 25 cm) si ricavano le dimensioni dell'impronta a tale livello nel senso trasversale e nel senso longitudinale:

$$a_T = 60 + 2 \cdot 25 + 18 = 128 \text{ cm}; \quad a_L = 35 + 2 \cdot 25 + 18 = 103 \text{ cm}$$

La lunghezza di soletta interessata dalla diffusione del carico, in pianta, verso la sezione di verifica è di:

$$l_L = 103 + 2 \cdot 37,5 = 178 \text{ cm}$$

Poiché l'impronta di carico si estende oltre la sezione oggetto di verifica si calcolerà il carico utile attraverso la pressione:

$$p = \frac{200 \text{ kN}}{1,28 \text{ m} \cdot 1,03 \text{ m}} = 151,7 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_k = 151,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1,03 = 156,25 \text{ kN}$$

Il carico concentrato uniformemente distribuito lungo il tratto di soletta interessato è:

$$q = \frac{156,25\text{kN}}{1,78\text{m}} = 87,78\text{kN/m}$$

il relativo momento risulta di:

$$m = \frac{156,25\text{kN} \cdot 0,37}{1,78\text{m}} = 32,48\text{kNm/m}$$

Considerando i carichi permanenti fino alla sezione di verifica, per una striscia di soletta di larghezza 1,26 metri, otterremo le seguenti valori di sollecitazione:

$$T_{\text{yed,G}} = (0,29\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 + 0,13\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 + 0,17\text{m}^2 \cdot 18\text{kN/m}^3 + 0,42\text{kN}) \cdot 1,26\text{m} = 17,61\text{kN}$$

$$M_{\text{ed,G}} = (0,29\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 \cdot 0,96\text{m} + 0,13\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 \cdot 0,37\text{m} + 0,17\text{m}^2 \cdot 18\text{kN/m}^3 \cdot 0,37\text{m} + 0,42\text{kN} \cdot 0,96\text{m}) \cdot 1,26\text{m} = -12,22\text{kNm}$$

Sommando a tali carichi quelli eccezionali ricavati dall'urto veicolare contro il sicurvita avremo:

$$N_{\text{ed,Ecc}} = 68\text{kN/m} / 2,98\text{m} \cdot 1,26\text{m} = 28,75\text{kN}$$

$$T_{\text{yed,Ecc}} = 17,61\text{kN} + 87,78\text{kN/m} \cdot 1,26\text{m} = 128\text{kN}$$

$$M_{\text{ed,Ecc}} = 12,22\text{kNm} + 34\text{kNm/m} / 2,98\text{m} \cdot 1,26\text{m} + 32,48\text{kNm} \cdot 1,26 = -67,52\text{kNm}$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{\text{rd}} = C + S = -f_{\text{cd}}\beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 35,75 + 1.357 \cdot 447,8 = 28,75\text{kN}$$

$$M_{\text{rd}} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 35,75) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 35,75 \right) + (1.357 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = -86,04\text{kNm} > M_{\text{ed,Ecc}} = -67,52\text{kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{\text{rd,y}} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00673 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 160 =$$

$$128,75\text{kN} > T_{\text{ed}} = 128\text{kN/m}$$

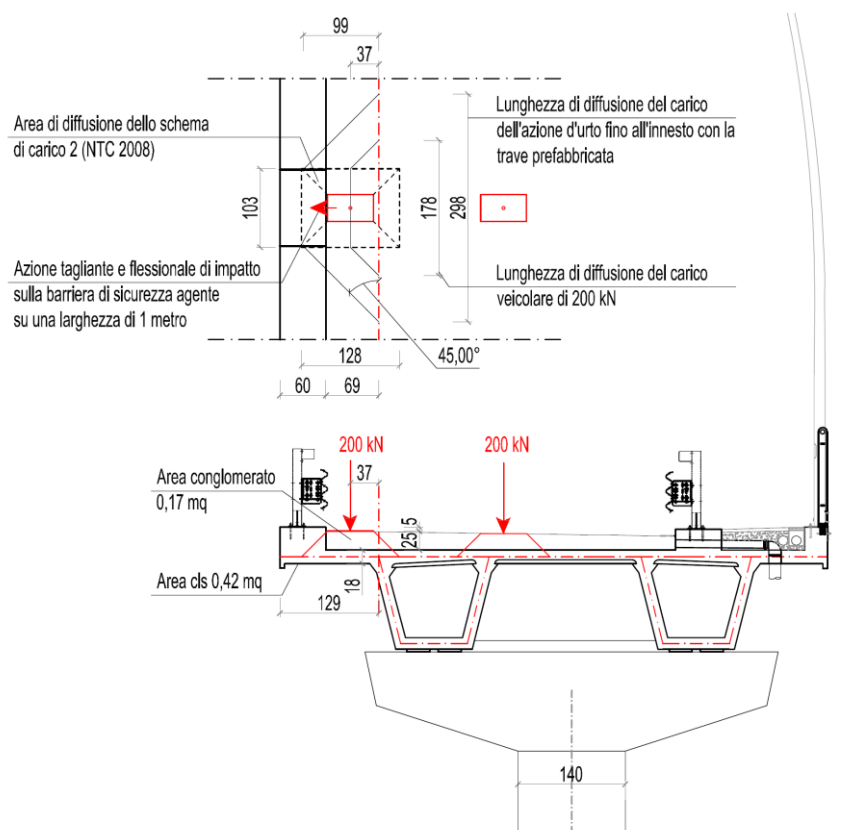
con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/155)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{\text{sl}} / (b \cdot x \cdot d) = 1.357 / (1.260 \cdot 160) = 0,00673$$

$$b_w = 1.260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.



b) SOLETTA A SBALZO DELLA CARREGGIATA SINGOLA IN CURVA

- Verifiche soletta a sbalzo in corrispondenza della trave precompressa

Le armature della soletta dell'impalcato a sbalzo, delle rampe in curva a carreggiata singola, risultano dai disegni esecutivi originali in corrispondenza dell'innesto con travi precomprese (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

al lembo superiore: $A_{s,superiore} = 3 \varnothing 14 + 6 \varnothing 16 = 1.668 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s,inferiore} = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$

Il contributo delle armature al lembo inferiore può essere considerato trascurabile per il calcolo del momento resistente negativo.

Le caratteristiche geometriche della striscia di soletta dell'impalcato sono, considerando la distanza fra il baricentro delle armature dal lembo esterno di 20 mm:

$$d = h - d' = 250 - 20 = 230 \text{ mm}$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

Le sollecitazioni di progetto sono quelle riportate nel paragrafo 7.1. L'azione orizzontale dell'urto veicolare sulla barriera sarà considerata come una sforzo assiale di trazione per la soletta, questo comporterà una riduzione della capacità flessionale resistente delle sezioni prese in esame. Sull'impalcato sarà applicato un carico concentrato di 200 kN su impronta di 60 x 35 cm distante dalla sezione di verifica di 111 cm. Considerando un angolo di diffusione di 45° fino alla fibra mediana della soletta di spessore 25 cm (strato della pavimentazione stradale dello spessore di 15 cm) si ricavano le dimensioni dell'impronta a tale livello nel senso trasversale e nel senso longitudinale:

$$a_T = 60 + 2 \cdot 15 + 25 = 115 \text{ cm}; \quad a_L = 35 + 2 \cdot 15 + 25 = 90 \text{ cm}$$

La lunghezza di soletta interessata dalla diffusione del carico, in pianta, verso la sezione di verifica è di:

$$l_L = 90 + 2 \cdot 111 = 312 \text{ cm}$$

Il carico concentrato uniformemente distribuito lungo il tratto di soletta interessato è:

$$q = \frac{200 \text{ kN}}{3,12 \text{ m}} = 64,10 \text{ kN/m}$$

il relativo momento risulta di:

$$m = \frac{200 \text{ kN} \cdot 1,11}{3,12 \text{ m}} = 71,15 \text{ kNm/m}$$

Considerando i carichi permanenti fino alla sezione di verifica, per una striscia di soletta di larghezza 1,26 metri, otterremo le seguenti valori di sollecitazione:

$$T_{\text{yed,G}} = (0,30 \cdot 25 + 0,38 \cdot 25 + 0,22 \cdot 18 + 0,42) \cdot 1,26 = 26,94 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed,G}} = (0,30 \cdot 25 \cdot 1,70 + 0,38 \cdot 25 \cdot 0,72 + 0,22 \cdot 18 \cdot 0,72 + 0,42 \cdot 1,70) \cdot 1,26 = 29,18 \text{ kNm}$$

Sommando a tali carichi quelli eccezionali ricavati dall'urto veicolare contro il sicurvia avremo:

$$N_{\text{ed,Ecc}} = 68 \text{ kN/m} / 4,47 \text{ m} \cdot 1,26 \text{ m} = 19,17 \text{ kN}$$

$$T_{\text{yed,Ecc}} = 64,10 \text{ kN} \cdot 1,26 \text{ m} + 26,94 \text{ kN} = 107,7 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed,Ecc}} = 71,15 \text{ kNm} \cdot 1,26 \text{ m} + 29,18 \text{ kNm} + 28,6 \text{ kNm} / 4,47 \text{ m} \cdot 1,26 \text{ m} = -126,89 \text{ kNm/m}$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{\text{rd}} = C + S = -f_{\text{cd}} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 44,93 + 1.668 \cdot 447,8 = 19,17 \text{ kN}$$

$$M_{\text{rd}} = C \left(\frac{e}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{e}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 44,93) \cdot \left(\frac{50}{2} - 0,416 \cdot 44,93 \right) + (1.668 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{50}{2} - 20 \right) = -155,8 \text{ kNm/m} > M_{\text{ed,Ecc}} = -126,89 \text{ kNm/m}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{\text{rd,y}} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 1,93 \cdot (100 \cdot 0,0058 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 230 = 169,97 \text{ kN} > T_{\text{ed,Ecc}} = 112,72 \text{ kN/m}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/230)^{1/2} = 1,93 < 2$$

$$\rho_l = A_{\text{sl}} / (b \cdot x \cdot d) = 1.668 / (1.260 \cdot 230) = 0,0058$$

$$b_w = 1.260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA

- Verifiche soletta a sbalzo distante 42 cm dalla trave precompressa

Le armature risultano:

$$\text{al lembo superiore: } A_{\text{s,superiore}} = 3 \varnothing 14 + 3 \varnothing 16 = 1.065 \text{ mm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore: } A_{\text{s,inferiore}} = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$$

La lunghezza di soletta interessata dalla diffusione del carico, in pianta, verso la sezione di verifica è di:

$$l_L = 90 + 2 \cdot 57 = 204 \text{ cm}$$

Il carico concentrato uniformemente distribuito lungo il tratto di soletta interessato è:

$$q = \frac{200 \text{ kN}}{2,04 \text{ m}} = 98,04 \text{ kN/m}$$

il relativo momento risulta di:

$$m = \frac{200 \text{ kN} \cdot 0,57}{2,04 \text{ m}} = 55,88 \text{ kNm/m}$$

Considerando i carichi permanenti fino alla sezione di verifica, per una striscia di soletta di larghezza 1,26 metri, otterremo le seguenti valori di sollecitazione:

$$T_{yed,G} = (0,30 \cdot 25 + 0,24 \cdot 25 + 0,13 \cdot 18 + 0,42) \cdot 1,26 = 20,49 \text{ kN}$$

$$M_{ed,G} = (0,30 \cdot 25 \cdot 1,16 + 0,24 \cdot 25 \cdot 0,45 + 0,13 \cdot 18 \cdot 0,45 + 0,42 \cdot 1,16) \cdot 1,26 = 16,30 \text{ kNm}$$

Sommando a tali carichi quelli eccezionali ricavati dall'urto veicolare contro la sicurezza avremo:

$$N_{ed,Ecc} = 68 \text{ kN} / 3,39 \text{ m} \cdot 1,26 \text{ m} = 25,27 \text{ kN}$$

$$T_{yed,Ecc} = 98,04 \text{ kN} / 3,39 \text{ m} \cdot 1,26 \text{ m} + 20,49 \text{ kN} = 144 \text{ kN}$$

$$M_{ed,Ecc} = 55,88 \text{ kNm} \cdot 1,26 \text{ m} + 16,30 \text{ kNm} + 28,6 \text{ kNm} / 3,39 \text{ m} \cdot 1,26 \text{ m} = -97,34 \text{ kNm}$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 27,86 + 1.065 \cdot 447,8 = 25,27 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 27,86) \cdot \left(\frac{60}{2} - 0,416 \cdot 27,86 \right) + (1.065 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{60}{2} - 20 \right) = -105,9 \text{ kNm} > M_{ed,Ecc} = -97,34 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 1,93 \cdot (100 \cdot 0,0035 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 240 = 149,87 \text{ kN} > T_{ed,Ecc} = 144 \text{ kN}$$

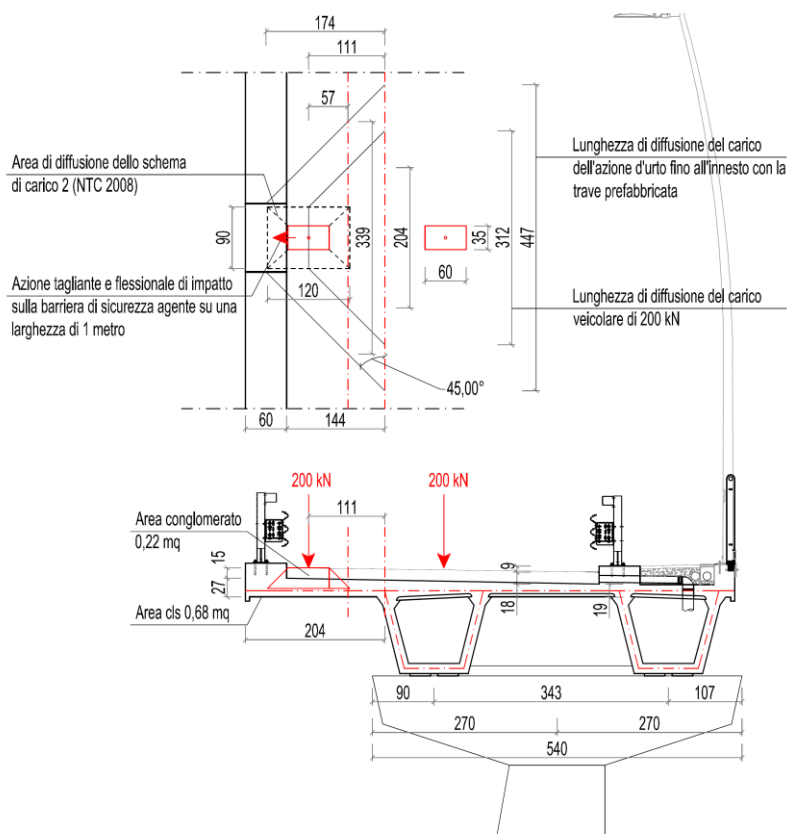
con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/230)^{1/2} = 1,93 < 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 1.065 / (1.260 \cdot 240) = 0,0035$$

$$b_w = 1.260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.



8.2 Verifica soletta dell'impalcato a carreggiata singola con cordoli per barriera bordo ponte H4

Sull'impalcato stradale a singola carreggiata, che per un breve tratto risulta all'interno della fascia di rispetto della linea ferroviaria Asti-Castagnole Lanze, verrà installata una barriera bordo ponte H4b.

L'installazione della barriera bordo ponte H4b avverrà in modo tale che il suo abbattimento in caso di urto accidentale dei veicoli non comporti gravi danni agli ostacoli fissi considerati non cedevoli quali i pali di illuminazione pubblica. Infatti, dalla scheda tecnica della barriera allegata alla relazione di calcolo, risulta che la deformazione massima ammissibile (larghezza operativa) oltre la quale la presenza di ostacoli fissi potrebbe compromettere il corretto funzionamento dinamico della barriera stessa è pari a 0,9 metri. La larghezza di intrusione del veicolo (VI) di 1,6 metri, che individua la deformazione massima ammissibile per il veicolo collidente oltre alla quale la presenza di ostacoli fissi potrebbe compromettere il corretto rinvio su strada e/o rappresentare un pericolo per terzi, risulta verificata in quanto nel caso in questione la distanza dal nastro della barriera al palo di illuminazione pubblica è di 1,88 metri.

Sull'impalcato sarà applicato un carico concentrato di 200 kN su impronta di 60 x 35 cm in adiacenza al nastro della barriera stradale. Considerando un angolo di diffusione di 45° fino alla fibra mediana della soletta di spessore 18 cm (strato della pavimentazione stradale dello spessore di 18 cm) si ricavano le dimensioni dell'impronta a tale livello nel senso trasversale e nel senso longitudinale:

$$a_T = 60 + 2 \cdot 18 + 18 = 114 \text{ cm}; \quad a_L = 35 + 2 \cdot 18 + 18 = 89 \text{ cm}$$

Il carico concentrato uniformemente distribuito lungo il tratto di soletta interessato è:

$$q = \frac{200 \text{ kN}}{0,89 \text{ m} \cdot 1,14 \text{ m}} = 197,12 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 197,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,89 \text{ m} = 175,44 \text{ kN/m}$$

Sez. 1) Le armature della soletta dell'impalcato risultano dai disegni esecutivi originali in corrispondenza dell'innesto con la trave precompressa (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

al lembo superiore: $A_{s, \text{superiore}} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 6 \varnothing 14 = 1.678 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s, \text{inferiore}} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 46,41 + 1.678 \cdot 447,8 = 0 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 46,41) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 46,41 \right) + (1.678 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = -105,7 \text{ kNm} > M_{ed} = -23,80 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0083 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 160 = 105,36 \text{ kN} > T_{ed} = 138,07 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 1.678 / (1.260 \cdot 160) = 0,0083$$

$$b_w = 1.260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 2) Le armature della soletta dell'impalcato risultano dai disegni esecutivi originali tra le due travi precomprese (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

al lembo superiore: $A_{s, \text{superiore}} = 3 \varnothing 8 = 603 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s, \text{inferiore}} = 6 \varnothing 14 = 924 \text{ mm}^2$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd}\beta_1bx + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 25,54 + 924 \cdot 447,8 = 0 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 25,54) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 25,54 \right) + (924 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = 61,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 10,00 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0046 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1260 \cdot 160 = 113,42 \text{ kN} > T_{ed} = 5,42 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot x \cdot d) = 924 / (1260 \cdot 160) = 0,0046$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 3) Le armature della soletta dell'impalcato risultano, dai disegni esecutivi originali, tra le anime della trave più esterna in corrispondenza del baricentro del nuovo cordolo (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

$$\text{al lembo superiore: } A_{s,\text{superiore}} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 3 \varnothing 14 = 1.216 \text{ mm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore: } A_{s,\text{inferiore}} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale positivo risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd}\beta_1bx + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 16,7 + 462 \cdot 447,8 = -64 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 16,7) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 16,7 \right) + (462 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = 36,97 \text{ kNm} > M_{ed} = 26,72 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1260 \cdot 160 = 90,02 \text{ kN} > T_{ed} = 55,01 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,11 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot x \cdot d) = 462 / (1260 \cdot 160) = 0,0023$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 4) Le armature della soletta dell'impalcato risultano, dai disegni esecutivi originali, tra le anime della trave più esterna (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

$$\text{al lembo superiore: } A_{s,\text{superiore}} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 3 \varnothing 14 = 1.216 \text{ mm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore: } A_{s,\text{inferiore}} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale negativo risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd}\beta_1bx + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 29,67 + 1.216 \cdot 447,8 = 64 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 29,67) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 29,67 \right) + (1.216 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = -75,43 \text{ kNm} > M_{ed} = -26,57 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1260 \cdot 160 =$$

$$123,92 \text{ kN} > T_{ed} = 48,64 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 1.216 / (1260 \cdot 160) = 0,006$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

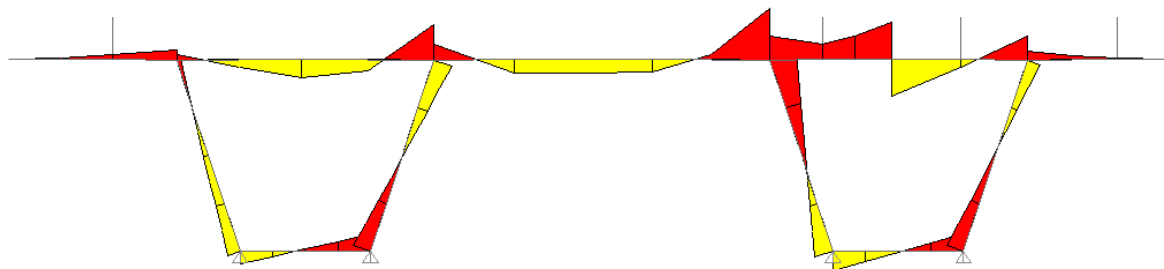
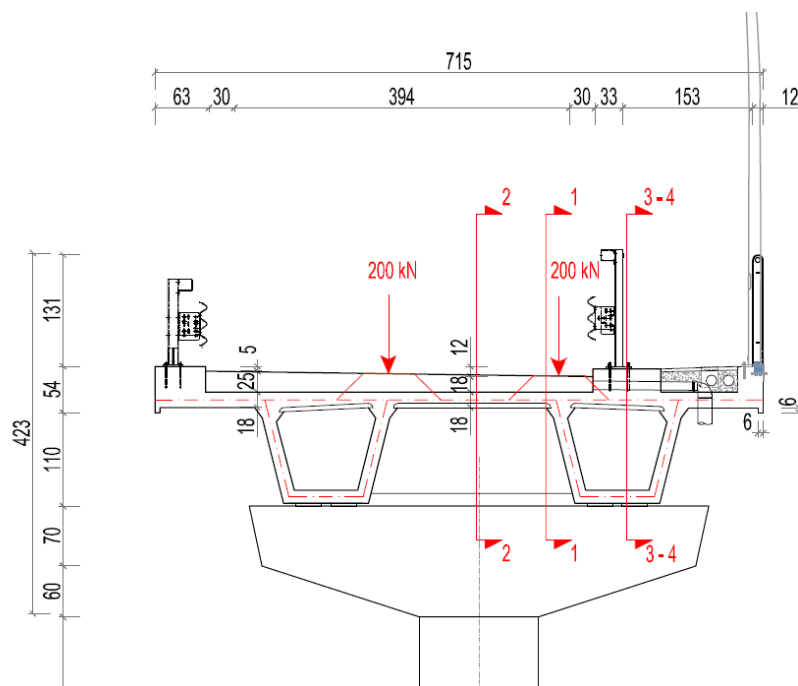


Diagramma delle sollecitazioni flessionali sull'impalcato

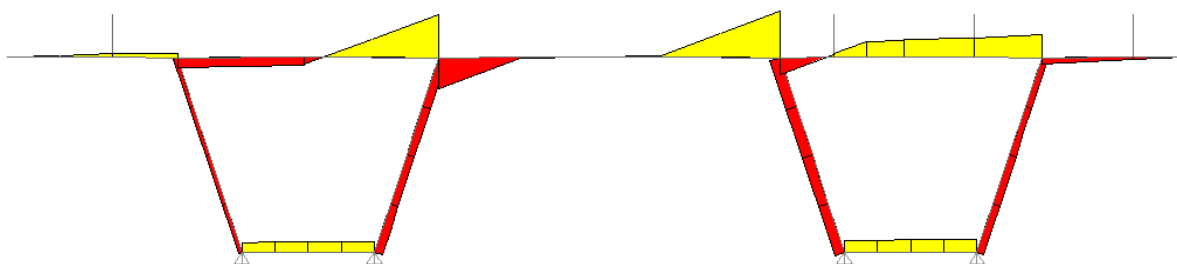


Diagramma delle sollecitazioni di taglio sull'impalcato

8.3 Verifica soletta dell'impalcato a doppia carreggiata con cordoli per barriera bordo ponte H4

L'impalcato stradale a doppia carreggiata, con spessore costante di 18 cm, ha una larghezza totale di 13,70 metri ed è sorretto da quattro travi precomprese con interasse di 3,425 metri. Poiché alle estremità dell'impalcato sarà realizzata una pista ciclopeditone, il nuovo cordolo per la barriera bordo ponte H4b, di dimensioni 80 x 27 cm, sarà posizionato ad una distanza di 2,50 metri dal bordo esterno dell'impalcato. L'installazione della barriera bordo ponte H4b avverrà in modo tale che il suo abbattimento in caso di urto accidentale dei veicoli non comporti gravi danni agli ostacoli fissi considerati non cedevoli quali i pali di illuminazione pubblica. Infatti, dalla scheda tecnica della barriera allegata alla relazione di calcolo, risulta che la deformazione massima ammissibile (larghezza operativa) oltre la quale la presenza di ostacoli fissi potrebbe compromettere il corretto funzionamento dinamico della barriera stessa è pari a 0,9 metri. La larghezza di intrusione del veicolo (VI) di 1,6 metri, che individua la deformazione massima ammissibile per il veicolo collidente oltre alla quale la presenza di ostacoli fissi potrebbe compromettere il corretto rinvio su strada e/o rappresentare un pericolo per terzi, risulta verificata in quanto nel caso in questione la distanza dal nastro della barriera al palo di illuminazione pubblica è di 2,40 metri.

Sull'impalcato sarà applicato un carico concentrato di 200 kN su impronta di 60 x 35 cm in adiacenza al nastro della barriera stradale. Considerando un angolo di diffusione di 45° fino alla fibra mediana della soletta di spessore 18 cm (strato della pavimentazione stradale dello spessore di 19 cm) si ricavano le dimensioni dell'impronta a tale livello nel senso trasversale e nel senso longitudinale:

$$a_T = 60 + 2 \cdot 19 + 18 = 116 \text{ cm}; \quad a_L = 35 + 2 \cdot 19 + 18 = 91 \text{ cm}$$

Il carico concentrato uniformemente distribuito lungo il tratto di soletta interessato è:

$$q = \frac{200 \text{ kN}}{0,91 \text{ m} \cdot 1,16 \text{ m}} = 189,47 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 189,47 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,91 \text{ m} = 172,42 \text{ kN/m}$$

Sono state considerate le armature sugli impalcati nelle campate adiacenti a quella posta sulle linee ferroviarie in quanto quest'ultime risultano più armate delle limitrofe, ciò è dovuto anche al fatto che le barriere bordo ponte H4b si estendono di 20 metri oltre le rotaie più esterne (fascia di rispetto).

Le caratteristiche geometriche della striscia di soletta dell'impalcato sono, considerando la distanza fra il baricentro delle armature dal lembo esterno di 20 mm:

$$d = h - d' = 180 - 20 = 160 \text{ mm}$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

Sez. 1) Le armature della soletta dell'impalcato risultano dai disegni esecutivi originali in corrispondenza dell'innesto con la trave precompressa (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

al lembo superiore: $A_{s, \text{superiore}} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 6 \varnothing 14 = 1.678 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s, \text{inferiore}} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 46,41 + 1.678 \cdot 447,8 = 0 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 46,41) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 46,41 \right) + (1.678 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = -105,7 \text{ kNm} > M_{ed} = -31,05 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0083 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 160 = 138,07 \text{ kN} > T_{ed} = 131,86 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \times d) = 1.678 / (1260 \cdot 160) = 0,0083$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 2) Le armature della soletta dell'impalcato risultano dai disegni esecutivi originali tra le due travi precomprese (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

$$\text{al lembo superiore: } A_{s,\text{superiore}} = 3 \varnothing 8 = 603 \text{ mm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore: } A_{s,\text{inferiore}} = 6 \varnothing 14 = 924 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 25,54 + 924 \cdot 447,8 = 0 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 25,54) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 25,54 \right) + (924 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = 61,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 22,35 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0046 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1260 \cdot 160 = 113,42 \text{ kN} > T_{ed} = 92,03 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \times d) = 924 / (1260 \cdot 160) = 0,0046$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 3) Le armature della soletta dell'impalcato risultano, dai disegni esecutivi originali, tra le anime della trave più esterna in corrispondenza del baricentro del nuovo cordolo (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

$$\text{al lembo superiore: } A_{s,\text{superiore}} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 3 \varnothing 14 = 1.216 \text{ mm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore: } A_{s,\text{inferiore}} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale positivo risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 16,7 + 462 \cdot 447,8 = -64 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 16,7) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 16,7 \right) + (462 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = 36,97 \text{ kNm} > M_{ed} = 20,13 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1260 \cdot 160 = 90,02 \text{ kN} > T_{ed} = 21,06 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,11 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \times d) = 462 / (1260 \cdot 160) = 0,0023$$

$$b_w = 1260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

Sez. 4) Le armature della soletta dell'impalcato risultano, dai disegni esecutivi originali, tra le anime della trave più esterna (per un tratto di soletta di larghezza 1,26 metri), pari a:

al lembo superiore: $A_{s,superiore} = 3 \varnothing 8 + 3 \varnothing 16 + 3 \varnothing 14 = 1.216 \text{ mm}^2$

al lembo inferiore: $A_{s,inferiore} = 3 \varnothing 14 = 462 \text{ mm}^2$

Lo sforzo resistente assiale e il momento resistente flessionale negativo risultano:

$$N_{rd} = C + S = -f_{cd} \beta_1 b x + \sigma_s A_s = -15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 29,67 + 1.216 \cdot 447,8 = 64 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + S \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (15,87 \cdot 0,81 \cdot 1.260 \cdot 29,67) \cdot \left(\frac{80}{2} - 0,416 \cdot 29,67 \right) + (1.216 \cdot 447,8) \cdot \left(\frac{80}{2} - 20 \right) = -75,43 \text{ kNm} > M_{ed} = -33,17 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a taglio risulta:

$$V_{rd,y} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \cdot b_w \cdot d = (0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 28)^{1/3} / 1,5) \cdot 1.260 \cdot 160 =$$

$$123,92 \text{ kN} > T_{ed} = 21,6 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/160)^{1/2} = 2,12 > 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 1.216 / (1.260 \cdot 160) = 0,006$$

$$b_w = 1.260 \text{ mm}$$

La verifica di resistenza a taglio è SODDISFATTA.

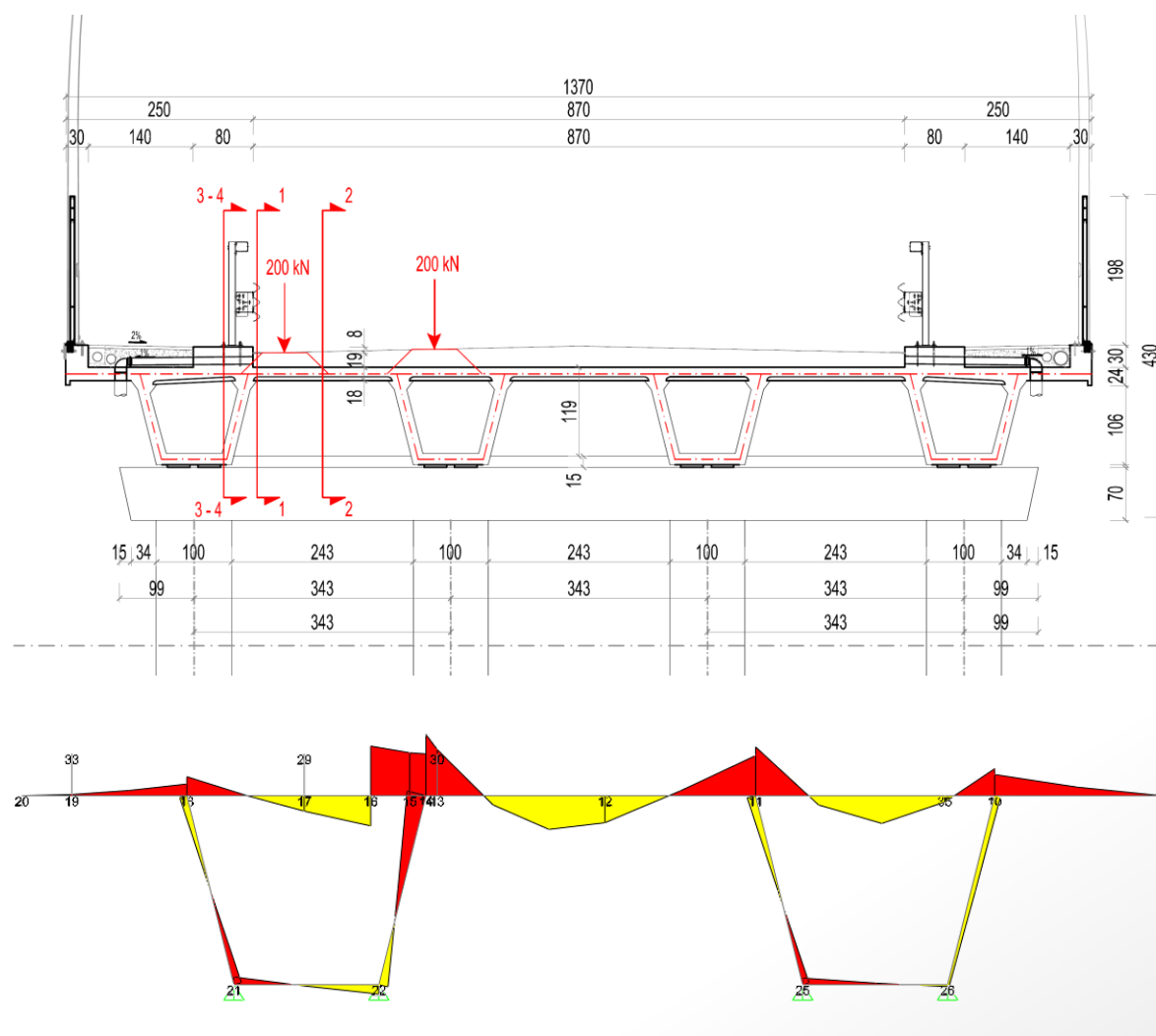


Diagramma delle sollecitazioni flessionali sull'impalcato

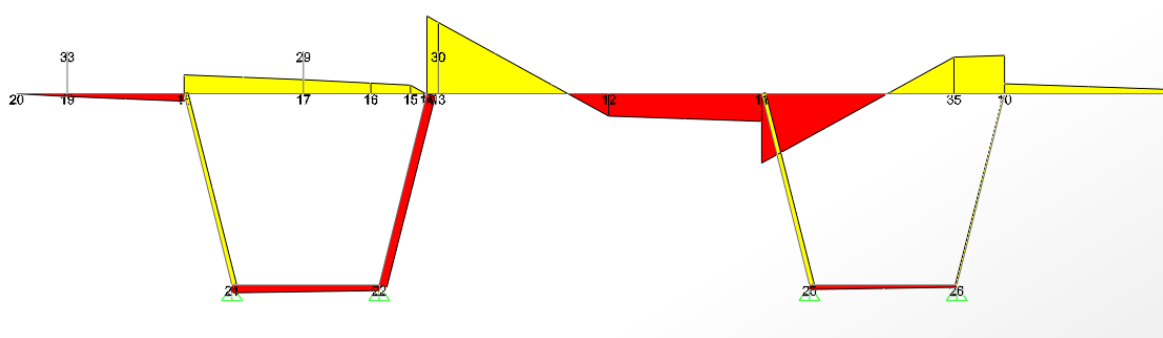


Diagramma delle sollecitazioni di taglio sull'impalcato

Le verifiche sull'impalcato a doppia carreggiata sul quale dovranno essere realizzati i cordoli per la barriera bordo ponte H2 risultano soddisfatte in quanto aventi sollecitazioni meno gravose rispetto a quelle con barriere bordo ponte H4b.

9 CALCOLO PIASTRE DI FISSAGGIO PARAPETTI PEDONALI, PANNELLI FERROVIARI E PALI DI ILLUMINAZIONE

9.1 Dimensionamento parapetto pedonale e piastre di fissaggio

I parapetti per la pista ciclo pedonale saranno realizzati con altezza massima di 1,3 metri dal piano di posa, e saranno costituiti da telai prefabbricati tipo pesante composti da: telaio con interasse di 1,50 metri, montanti metallici con profilati IPE 100, classe S275JR, di altezza massima 1,30 metri con piastra di base, classe S275JR, di dimensioni 140 x 200 x 12 mm ancorata sul cordolo esistente tramite barre filettate e resina epossidica bicomponente, lamiera sagomata con la funzione di fermapiède di spessore 2 mm e altezza 150 mm, tubo corrimano di diametro 48 mm con spinotto di collegamento, ringhiera costituita da elementi verticali con barre d'acciaio 10 x 10 mm, lunghezza 750 mm. Tutti gli elementi in acciaio diversamente specificati sono classe di resistenza S235JR.

L'ipotesi di calcolo sarà quello di un'asta incastrata alla base sulla quale agirà una spinta orizzontale di 200 kg/m all'altezza di 1,25 metri dal piano di appoggio.

Profilo metallico:	IPE 100
b:	55 mm
tw:	4,1 mm
tf:	5,7 mm
A _a :	10,3 cm ²
I _x :	171 cm ⁴
ρ _x :	4.07 cm
W _{el,xx} :	34,2 cm ³
W _{pl,xx} :	39,4 cm ³
p:	8,1 kg/m

Carichi variabili Q_{ki}

- Carichi orizzontali lineari (applicati all'altezza di 1 metro dal piano di appoggio) **2,00 kN/m**

Condizioni di carico:

1) Carichi verticali + Azione orizzontale

Le massime sollecitazioni a stato limite ultimo risultano:

$$N_{ed} = 300 \text{ N/m} \times 1,5 \times 1,3 = 585 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,25 \text{ m} \times 1,5 \times 1,5 = 5.625 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,5 = 4.500 \text{ N}$$

- Montante IPE 100

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione M_{c,Rd} vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{39.400 \cdot 275}{1,05} = 10.319.048 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{5.625.000}{10.319.048} = 0,55 \leq 1 \quad \underline{\text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(1.030 - 2 \cdot 55 \cdot 5,7 + (4,1 + 2 \cdot 7) \cdot 5,7) \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} =$$

$$= 76.538 \text{ N} > 4.500 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Deformabilità

La deformabilità del montante in condizioni di esercizio equivale a:

$$f = \frac{1}{3} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3000 \cdot 1250^3}{210.000 \cdot 1.710.000} = 5,44 \text{ mm}$$

La verifica è SODDISFATTA.

La freccia massima è pari a:

$$f_{\max} = \frac{1.250}{200} = 6,25 \text{ mm}$$

- Saldatura tra montante e piastra di fissaggio

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 4 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 4 \cdot 60^3}{12} + \frac{2 \cdot 55 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 4 \cdot 55 \cdot 50^2 + \frac{2 \cdot 30 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 45^2 = 1.730.907 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{l,\max} = \frac{M_{Ed}}{I_x} y_{\max} = \frac{5.625.000 \text{ Nmm}}{1.730.907} \cdot 50 = 162 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{Ed}}{A_{sald}} = \frac{4.500 \text{ N}}{2 \cdot 60 \cdot 4 + 2 \cdot 55 \cdot 4 + 2 \cdot 30 \cdot 4} = 3,88 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{l,\max})^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(162)^2 + 3,88^2} = 162,05 \text{ N/mm}^2 \leq 0,70 \cdot 275 = 192,5 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{l,\max}| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |162| + |3,88| = 165,88 \text{ N/mm}^2 < 0,85 \cdot 275 = 233,75 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Piastra di fissaggio

I montanti IPE 100 saranno ancorati al cordolo esistente tramite una piastra in acciaio S275, di dimensioni in pianta pari a 140 x 200 mm, e spessore di 12 mm. Le sollecitazioni massime riferite al baricentro della piastra sono:

$$N_{ed} = 300 \text{ N/m} \times 1,5 \times 1,3 = 585 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,5 + 585 \text{ N} \times 0,015 \text{ m} = 5.634 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,5 = 4.500 \text{ N}$$

Lo sforzo massimo agente sulle barre filettate di diametro 12 mm, sarà pari a:

$$N_{\max} = \frac{M_{ed}}{d} = \frac{5.634.000 \text{ Nmm}}{80 \text{ mm}} / 4 = 70.425 \text{ N} / 4 = 17.606 \text{ N}$$

Le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo f_{ck} 28 N/mm²:

$$N_{ad} = \pi \cdot D \cdot l_{bd} \cdot f_{bd} = \pi \cdot 12 \cdot 170 \cdot 2,90 = 18.586 \text{ N} > N_{ed}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

Lo sforzo massimo resistente per rottura a trazione della barra risulta pari a:

$$N_{Resist} = A_{rest} \cdot f_{yb} = 84 \text{ mm}^2 \cdot 649 = 54.516 \text{ N} > N_{ed}$$

La resistenza di calcolo a taglio della barra filettata può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32.256 \text{ N} > 4.500 / 4 = 1.125 \text{ N}$$

La massima pressione della piastra di acciaio sul cordolo in calcestruzzo si determina con le seguenti espressioni:

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{5634.000 \text{ Nmm}}{585 \text{ N}} = 9.631 \text{ mm} > 140 / 6 = 23,3 \text{ mm}$$

$$d = 9.631 - 140 / 2 = 9.561 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d + h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d + h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{200 \cdot x^3}{6} + \frac{200 \cdot 9.561 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 4 \cdot 84 \cdot (6.561 + 110) \cdot x - 15 \cdot 4 \cdot 84 \cdot 1 \cdot (6.561 + 110) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 53,58 \text{ mm}$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - x)} = \frac{585 \cdot 53,58}{\frac{200 \cdot 53,58^2}{2} - 15 \cdot 4 \cdot 84 \cdot (110 - 53,58)} = 11,46 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

Il modulo di resistenza della piastra depurata dai fori di diametro 13 mm è pari a:

$$W = (200 - 4 \cdot 13) \cdot 12^2 / 6 = 3.552 \text{ mm}^3$$

Essendo la tensione massima sul calcestruzzo pari a 11,46 N/mm², la tensione in corrispondenza delle barre filettate equivale a:

$$11,46 \text{ N/mm}^2 : 53,58 \text{ mm} = x : 23,58 \text{ mm} \rightarrow x = 11,46 \cdot 23,58 / 53,58 = 5,04 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra compreso tra il bordo e l'asse delle barre filettate risulta di:

$$N_{c,max} = (11,46 + 5,04) \cdot 30 / 2 \cdot 200 \text{ mm} = 49.500 \text{ N}$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

$$M_{max} = 49.500 \text{ N} \cdot 15 \text{ mm} = 742.500 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{piastra} = 742.500 \text{ Nmm} / 3.552 \text{ mm}^3 = 209 \text{ N/mm}^2 < 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ sulla piastra, è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,77 \cdot 275 \cdot 12 \cdot 12 / 1,25 = 60.984 \text{ N} > 4.500 / 4 = 1.125 \text{ N}$$

$$k = \min \left\{ \frac{28e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ \frac{28 \cdot 20}{13} - 1,7 = 2,6; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$k = \min \left\{ \frac{14p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ \frac{14 \cdot 40}{13} - 1,7 = 2,6; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{(3d_0)}; f_{tb} / f_t; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{(3 \cdot 13)} = 0,77; 800 / 275 = 2,9; 1 \right\} = 0,77$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

Il tubo corrimano del diametro di 48,3 mm e spessore di 2,9 mm

Profilo metallico:

d:	48,3 mm
t:	2,9 mm
A _a :	4,1 cm ²
I _x :	11 cm ⁴
ρ _x :	1,61 cm
W _{el,xx} :	4 cm ³
W _{pl,xx} :	6 cm ³
p:	3,27 kg/m
classe sezione;	1

Tubolare Ø 48,3 mm

L'ipotesi di calcolo sarà quello di un'asta, incernierata tra i montanti IPE 100, sulla quale agirà una spinta orizzontale di 200 kg/m.

Le massime sollecitazioni a stato limite ultimo risultano:

$$M_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,5^2 / 8 = 843,75 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 2.000 \text{ N/m} \times 1,5 \text{ m} \times 1,5 = 4.500 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione M_{c,Rd} vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{6.000 \cdot 235}{1,05} = 1.342.857 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{843.750}{1.342.857} = 0,63 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(2 \cdot A / \pi) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(2 \cdot 410 / \pi) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 33.727 \text{ N} > 4.500 / 2 = 2.250 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Deformabilità

La deformabilità del corrimano in condizioni di esercizio equivale a:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2 \text{ N/mm} \cdot 1500^4}{210.000 \cdot 110.000} = 5,7 \text{ mm} < f_{max} \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

La freccia massima è pari a:

$$f_{max} = \frac{1.500}{200} = 7,5 \text{ mm}$$

9.2 Piastra di fissaggio per pali di illuminazione

I pali di illuminazione stradale saranno realizzati mediante la calandratura a freddo di pali conici in lamiera d'acciaio S235JR, dello spessore di 4 mm. Il diametro varia da un valore massimo di 150 mm alla base fino al valore minimo di 60 mm in testa. L'altezza totale del palo è pari a 8,7 m con installazione dell'apparecchio di illuminazione a 8 metri dal piano di appoggio (peso dell'apparecchio 20 kg). Una piastra di fissaggio alla base del palo garantirà il collegamento con l'impalcato esistente sul cordolo esterno.

Profilo metallico:

d:	150 mm
t:	4 mm
A_a :	18,3 cm ²
I_x :	489 cm ⁴
ρ_x :	5,16 cm
$W_{el,xx}$:	65 cm ³
$W_{pl,xx}$:	85 cm ³
p:	14,37 kg/m
classe sezione;	2

Tubolare Ø 150 mm

L'ipotesi di calcolo sarà quello di un'asta incastrata alla base sulla quale agirà la spinta del vento. Per semplicità nei calcoli si assumerà la sezione del palo costante per tutto l'altezza.

Carico vento:

Regione:	Piemonte
Comune	Asti
Periodo di ritorno [anni]	50
Altezza S.L.M. [m]	120
Distanza dalla costa	Terra oltre 30 km ed h<500m
Classe di rugosità	B
Altezza della struttura	13 m
Ct	1
Cd	1

Zona 1	
Categoria di esposizione IV	
kr	0,22
zo [m] =	0,30
V _{b,0} [m/s] =	25
a ₀ [m] =	1000
k _a [1/s]	0,010
αR =	1,0
z _{min} [m] =	8 m
C _e (z<z _{min})=	1,634
C _e (z>z _{min})=	1,964
q _b [N/m ²]	492,79

	cp	p [N/m ²]
z < 8m	1,00	805,2
z > 8 m	1,00	967,8

Condizioni di carico:

1) Carichi verticali + azione orizzontale del vento uniformemente distribuito in entrambe le direzioni

Le massime sollecitazioni a stato limite ultimo risultano:

$$N_{ed} = (144 \text{ N/m} \times 9 \text{ m} + (200)) \times 1,3 = 1.496 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 967,8 \text{ N/m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 9^2 / 2 \times 1,5 + (200 \text{ N} \times 1,4 + 1.496 \text{ N} \times 0,7 \text{ m}) \times 1,3 = 10.544 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 967,8 \text{ N/m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 1.307 \text{ N}$$

- Palo di illuminazione**Flessione**

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{85.000 \cdot 235}{1,05} = 19.023.810 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{10.540.000}{19.023.810} = 0,55 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(2 \cdot A / \pi) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(2 \cdot 1830 / \pi) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 150.539 \text{ N} > 1.307 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Saldatura tra palo e piastra di fissaggio

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 4 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4) = \frac{\pi}{64} \cdot (58^4 - 150^4) = 5.740.833 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,max} = \frac{M_{ed}}{I_x} y_{max} = \frac{10.540.000 \text{ Nmm}}{5.740.833} \cdot 75 = 13,77 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{ed}}{A_{sald}} = \frac{1.307 \text{ N}}{\pi \cdot (158^2 - 150^2)} = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{1,max})^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(13,77)^2 + 0,17^2} = 13,77 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,max}| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |13,77| + |0,17| = 13,94 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Piastra di fissaggio

I pali di illuminazione saranno ancorati al cordolo esistente tramite una piastra in acciaio S235, di dimensioni in pianta pari a 270 x 200 mm, e spessore di 18 mm. Un ulteriore piastra di dimensioni di 200 x 180 mm e spessore 18 mm sarà saldata verticalmente alla piastra orizzontale. Le sollecitazioni massime a stato limite ultimo riferite al baricentro della piastra orizzontale sono:

DIREZIONE X (parallela al lato di lunghezza 270 mm)

$$N_{ed} = (144 \text{ N/m} \times 9 \text{ m} + (200)) \times 1,3 = 1.496 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 967,8 \text{ N/m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 9^2 / 2 \times 1,5 + (200 \text{ N} \times 1,4 + 1.496 \text{ N} \times 0,7 \text{ m}) \times 1,3 + 1.496 \text{ N} \times 0,015 \text{ m} = 10.567 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 967,8 \text{ N/m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 1.307 \text{ N}$$

Lo sforzo massimo agente sulle barre filettate di diametro 18 mm, sarà pari a:

$$N_{max} = \frac{M_{ed}}{d} = \frac{10.567.000 \text{ Nmm}}{210 \text{ mm}} = 50.319 \text{ N} / 2 = 25.160 \text{ N}$$

Le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 200 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo $f_{ck} 28 \text{ N/mm}^2$:

$$N_{ad} = \pi \cdot D \cdot l_{bd} \cdot f_{bd} = \pi \cdot 18 \cdot 200 \cdot 2,90 = 32.798 \text{ N} > N_{ed} = 25.160 \text{ N}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

Lo sforzo massimo resistente per rottura a trazione della barra risulta pari a:

$$N_{Resist} = \pi \cdot \text{rest} \cdot f_{yb} = \pi \cdot 92 \text{ mm}^2 \cdot 649 = 124.608 \text{ N} > N_{ed}$$

Nella piastra verticale saranno disposte due barre filettate di diametro 16 mm (M16) con lunghezza di inghisaggio di 100mm.

Barre filettate M16

Classe di resistenza: 8,8

Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Area resistente $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$

La resistenza di calcolo a taglio della barra filettata può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 157 / 1,25 = 60.288 \text{ N} > 25.160 \text{ N}$$

La massima pressione della piastra di acciaio sul cordolo in calcestruzzo si determina con le seguenti espressioni:

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{10.567.000 \text{ Nmm}}{1.496 \text{ N}} = 7.064 \text{ mm} > 270 / 6 = 62 \text{ mm}$$

$$d = 7.064 - 270 / 2 = 6.929 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d + h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d + h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{200 \cdot x^3}{6} + \frac{200 \cdot 6.929 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot (6.929 + 230) \cdot x - 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot 230 \cdot (6.929 + 230) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 90,81 \text{ mm}$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - x)} = \frac{1.496 \cdot 91}{\frac{200 \cdot 91^2}{2} - 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot (230 - 91)} = 5,90 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ sulla piastra verticale, è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 1,76 \cdot 235 \cdot 16 \cdot 18 / 1,25 = 238.234 \text{ N} > 25.160 \text{ N}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ \frac{28 \cdot 35}{17} - 1,7 = 4,06; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{(3d_0)}; f_{tb} / f_t; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{90}{(3 \cdot 17)} = 1,76; 800 / 235 = 3,4; 1 \right\} = 1,76$$

Il modulo di resistenza della piastra depurata dai fori di diametro 19 mm è pari a:

$$W = (200 - 2 \cdot 19) \cdot 18^2 / 6 = 8.748 \text{ mm}^3$$

Essendo la tensione massima sul calcestruzzo pari a 5,90 N/mm², la tensione in corrispondenza delle barre filettate equivale a:

$$5,9 \text{ N/mm}^2 : 91 \text{ mm} = x : 51 \text{ mm} \rightarrow x = 5,9 \cdot 51 / 91 = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra compreso tra il bordo e l'asse delle barre filettate risulta di:

$$N_{c,max} = (5,9 + 3,3) \cdot 40 / 2 \cdot 200 \text{ mm} = 36.800 \text{ N}$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

$$M_{max} = 36.800 \text{ N} \cdot 20 \text{ mm} = 736.000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{piastra} = 736.000 \text{ Nmm} / 8.748 \text{ mm}^3 = 84 \text{ N/mm}^2 < 235 / 1,05 = 223,8 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

DIREZIONE Y (parallela al lato di lunghezza 200 mm)

$$N_{ed} = (144 \text{ N/m} \times 9 \text{ m} + (200)) \times 1,3 = 1.496 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 967,8 \text{ N/m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 9^2 / 2 \times 1,5 = 5.879 \text{ Nm}$$

Lo sforzo massimo agente sulle barre filettate di diametro 18 mm, sarà pari a:

$$N_{max} = \frac{M_{ed}}{d} = \frac{5.879.000 \text{ Nmm}}{130 \text{ mm}} = 45.223 \text{ N} / 2 = 22.611 \text{ N}$$

Tale sollecitazione risulta inferiore rispetto a quella calcolata in direzione x pertanto le verifiche possono essere omesse in quanto verificate.

9.3 Piastra di fissaggio e pali di sostegno per parapetto cavalcaferrovia

Sulle estremità degli impalcati che sovrastano le linee ferroviarie verranno installati pannelli di sicurezza in acciaio S235 JR, costituiti da lamiera e rete ondulata a maglia quadrata 30 x 30 mm con filo di diametro 3 mm, saldata su profili ad U di dimensioni 60 x 40 x 3 mm costituente il telaio perimetrale. I pannelli di altezza 2 metri dal piano di appoggio e lunghezza di 3 metri, saranno sostenuti da montanti IPE 120, classe di resistenza S275JR, di altezza 2000 mm opportunamente ancorati con piastra di base al cordolo esistente tramite barre filettate rese solidali con resina epossidica o tasselli meccanici.

L'ipotesi di calcolo sarà quello di un'asta incastrata alla base sulla quale agirò una spinta orizzontale di 200 kg/m all'altezza di 1 metro dal piano di appoggio.

Profilo metallico:

	IPE 120
b:	64 mm
tw:	4,4 mm
tf:	6,3 mm
A _a :	13,2 cm ²
I _x :	318 cm ⁴
ρ _x :	4,90 cm
W _{el,xx} :	53 cm ³
W _{pl,xx} :	60,8 cm ³
p:	10,4 kg/m

Carichi variabili Q_{ki}

- Carichi orizzontali lineari (applicati all'altezza di 1 metro dal piano di appoggio) **2,00 kN/m**

Condizioni di carico:

1) Carichi verticali + azione orizzontale

Le massime sollecitazioni a stato limite ultimo risultano:

$$N_{ed} = (990 \text{ N} + (104 \text{ N/m} \times 2 \text{ m})) \times 1,3 = 1.557 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 2000 \text{ N/m} \times 1 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1,5 = 9.000 \text{ Nm}$$

$$T_{ed} = 9000 \text{ N}$$

- Montante IPE 120

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione M_{c,Rd} vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{60.800 \cdot 275}{1,05} = 15.923.809 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{9.000.000}{15.923.809} = 0,57 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(1320 - 2 \cdot 64 \cdot 6,3 + (4,4 + 2 \cdot 7) \cdot 6,3) \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 95.190 \text{ N} > 9.000 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Deformabilità

La deformabilità del montante in condizioni di esercizio equivale a:

$$f = \frac{1}{3} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{1}{3} \cdot \frac{6000 \cdot 1000^3}{210.000 \cdot 3.180.000} = 2,99 \text{ mm} \quad \underline{\text{La verifica è SODDISFATTA.}}$$

La freccia massima è pari a:

$$f_{\max} = \frac{1.000}{200} = 5 \text{ mm}$$

- Saldatura tra montante e piastra di fissaggio

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 5 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 90^3}{12} + \frac{2 \cdot 50 \cdot 5^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 50 \cdot 60^2 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 5^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 40 \cdot 53^2 = 3.532.975 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{l,\max} = \frac{M_{\text{Ed}}}{I_x} y_{\max} = \frac{9.000.000 \text{ Nmm}}{3.532.975} \cdot 60 = 152 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{9.000 \text{ N}}{2 \cdot 90 \cdot 2 + 2 \cdot 50 \cdot 5 + 2 \cdot 40 \cdot 5} = 7,14 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{l,\max})^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(152)^2 + 7,14^2} = 152,17 \text{ N/mm}^2 \leq 0,7 \cdot 275 = 192,5 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{l,\max}| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |152| + |7,14| = 159,14 \text{ N/mm}^2 < 0,85 \cdot 275 = 233,75 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Piastra di fissaggio

I montanti IPE 120 saranno ancorati al cordolo esistente tramite una piastra in acciaio S275, di dimensioni in pianta pari a 200 x 200 mm, e spessore di 15 mm. Un ulteriore piastra di dimensioni di 200 x 100 mm e spessore 10 mm sarà saldata verticalmente alla piastra orizzontale. Le sollecitazioni massime riferite al baricentro della piastra orizzontale sono:

$$N_{\text{ed}} = (990 \text{ N} + (104 \text{ N/m} \times 2 \text{ m})) \times 1,3 = 1.557 \text{ N}$$

$$M_{\text{ed}} = 2000 \text{ N/m} \times 1 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1,5 + 1.557 \text{ N} \times 0,025 \text{ m} = 9.000 \text{ Nm} + 38,93 \text{ Nm} = 9.038 \text{ Nm}$$

$$T_{\text{ed}} = 9000 \text{ N}$$

Lo sforzo massimo agente sulle barre filettate di diametro 20 mm, sarà pari a:

$$N_{\max} = \frac{M_{\text{ed}}}{d} = \frac{9.038.000 \text{ Nmm}}{145 \text{ mm}} = 62.331 \text{ N} / 2 = 31.166 \text{ N}$$

Le barre dovranno essere inghisate per una lunghezza di ancoraggio pari a 200 mm pertanto lo sforzo assiale resistente per effetto dell'aderenza risulta, con un calcestruzzo f_{ck} 28 N/mm²:

$$N_{\text{ad}} = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_{bd} = \pi \cdot 18 \cdot 200 \cdot 2,90 = 32.798 \text{ N} > N_{\text{ed}}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot (28)^{2/3}}{1,5} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

Lo sforzo massimo resistente per rottura a trazione della barra risulta pari a:

$$N_{\text{Resist}} = A_{\text{res}} \cdot f_{yb} = 92 \text{ mm}^2 \cdot 649 = 124.608 \text{ N} > N_{\text{ed}}$$

Nella piastra verticale saranno disposte due barre filettate di diametro 12 mm (M12) con lunghezza di inghisaggio di 100 mm.

Barre filettate M12

Classe di resistenza: 8,8

Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Area resistente $A_{\text{res}} = 84 \text{ mm}^2$

La resistenza di calcolo a taglio della barra filettata può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{\text{res}} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32.256 \text{ N} > 31.166 \text{ N}$$

La massima pressione della piastra di acciaio sul cordolo in calcestruzzo si determina con le seguenti espressioni:

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{9.038.000 \text{ Nmm}}{1557 \text{ N}} = 5.805 \text{ mm} > 190/6 = 32 \text{ mm}$$

$$d = 5.805 - 190/2 = 5.710 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d+h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d+h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{200 \cdot x^3}{6} + \frac{200 \cdot 5.710 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot (5.710 + 160) \cdot x - 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot 160 \cdot (5.710 + 160) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 72 \text{ mm}$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h-x)} = \frac{1.557 \cdot 72}{\frac{200 \cdot 72^2}{2} - 15 \cdot 2 \cdot 192 \cdot (160 - 72)} = 9,33 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ sulla piastra verticale, è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 1,28 \cdot 275 \cdot 12 \cdot 15 / 1,25 = 126.720 \text{ N} > 30.127 \text{ N}$$

$$k = \min \left\{ \frac{28e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ \frac{28 \cdot 35}{13} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{(3d_0)}; f_{tb} / f_{tk}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50}{(3 \cdot 13)}; 1,28 \cdot 800 / 275; 1 \right\} = 1,28$$

Il modulo di resistenza della piastra depurata dai fori di diametro 19 mm è pari a:

$$W = (200 - 2 \cdot 19) \cdot 15^2 / 6 = 6.075 \text{ mm}^3$$

Essendo la tensione massima sul calcestruzzo pari a 9,33 N/mm², la tensione in corrispondenza delle barre filettate equivale a:

$$9,33 \text{ N/mm}^2 : 72 \text{ mm} = x : 32 \text{ mm} \rightarrow x = 9,33 \cdot 32 / 72 = 4,15 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra compreso tra il bordo e l'asse delle barre filettate risulta di:

$$N_{c,max} = (9,33 + 4,15) \cdot 40 / 2 \cdot 200 \text{ mm} = 53.920 \text{ N}$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

$$M_{max} = 53.920 \text{ N} \cdot 20 \text{ mm} = 1.078.400 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{\text{piastra}} = 1.078.400 \text{ Nmm} / 6.075 \text{ mm}^3 = 177,5 \text{ N/mm}^2 < 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

10 CALCOLO PARAPETTO DI SICUREZZA E VERIFICA ELEMENTI A SBALZO DELL'IMPALCATO

10.1 Parapetto di sicurezza tipo A

Per la messa in sicurezza delle aree di cantiere sul cavalcavia Giolitti è stato necessario prevedere l'installazione di un parapetto di sicurezza lungo tutti i bordi laterali del cavalcavia stesso. Il parapetto di sicurezza garantirà una maggiore protezione contro cadute di eventuali materiali da costruzione. Al fine di dimensionare tutte le parti strutturali del parapetto si farà riferimento alla norma UNI EN 13374, del giugno 2004, la quale specifica i requisiti e i metodi di prova dei parapetti provvisori impiegati durante la costruzione e la manutenzione degli edifici o di altre strutture.

Il parapetto di sicurezza sarà costituito da profilati metallici a sezione cava quadrata di dimensioni 50 x 50 mm x 3 mm di spessore per l'elemento di sostegno orizzontale e l'asta verticale e profilati a sezione quadrata di dimensioni 40 x 40 mm x 3 mm di spessore per l'elemento diagonale di rinforzo. Tutti i profilati metallici dovranno essere realizzati in acciaio con classe di resistenza S235 ad eccezione della piastra di fissaggio, 250 x 250 x 10 mm, con classe di resistenza S275.

Profilo metallico:

b:	50 mm
t:	3 mm
A_a :	5,4 cm ²
I_x :	19,5 cm ⁴
ρ_x :	1,90 cm
$W_{el,xx}$:	7,8 cm ³
$W_{pl,xx}$:	9,4 cm ³
I_t :	32 cm ⁴
p:	4,48 kg/m

Tubolare a sezione quadrata 50x50x3

Profilo metallico:

b:	40 mm
t:	3 mm
A_a :	4,2 cm ²
I_x :	9,3 cm ⁴
ρ_x :	1,49 cm
$W_{el,xx}$:	4,7 cm ³
$W_{pl,xx}$:	5,7 cm ³
I_t :	16 cm ⁴
p:	3,50 kg/m

Tubolare a sezione quadrata 40x40x3

Carichi variabili Q_{ki}

- | | | |
|---|-------------|-------------------------|
| ▪ Carichi verticali uniformemente distribuiti | 2,00 | kN/m² |
| ▪ Carichi orizzontali lineari (applicati su ciascun elemento di contenimento orizzontale) | 0,30 | kN/m |

Condizioni di carico:

- 1) Carichi verticali
- 2) Carichi verticali + azione orizzontale

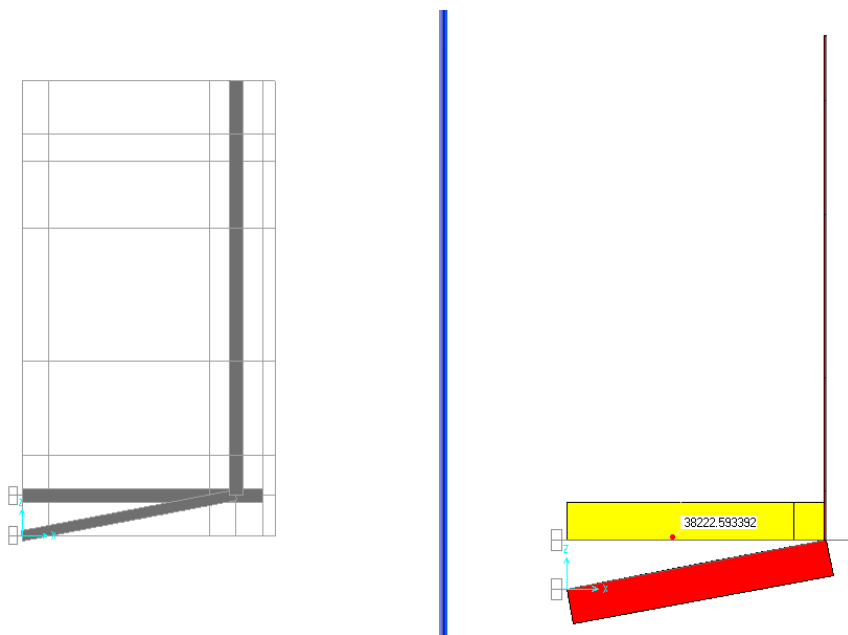


Diagramma delle sollecitazioni normali sul guardacorpo

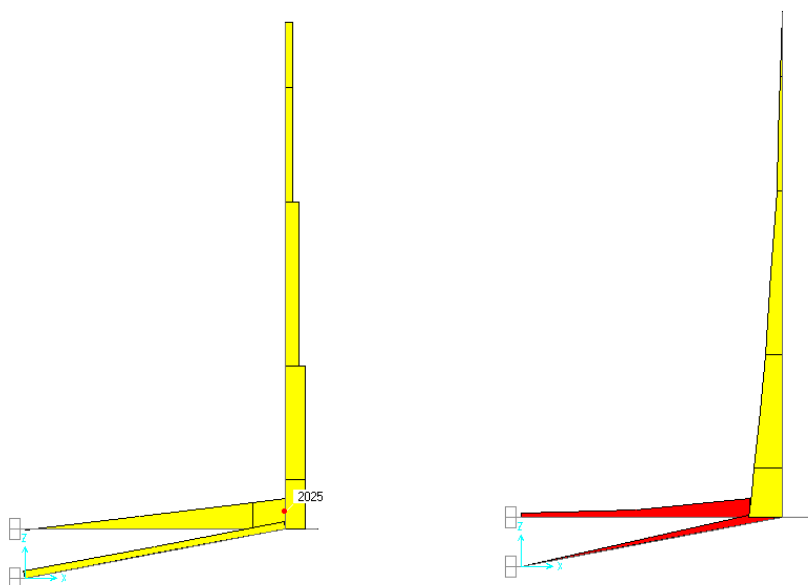


Diagramma delle sollecitazioni taglienti sul guardacorpo

Diagramma delle sollecitazioni flessionali sul guardacorpo

- Traverso 50x50x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 2.

$$N_{ed} = 38.135 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 1.447.788 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 3.101 \text{ N}$$

TrazioneL'azione assiale di calcolo N_{ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{38.135}{120.857} = 0,31 < 1 \quad \underline{\text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{540 \cdot 235}{1,05} = 120.857 \text{ N}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 540 \cdot 360}{1,25} = 139.968 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9.400 \cdot 235}{1,05} = 2.103.809 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1.447.788}{2.103.809} = 0,69 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Il momento plastico di progetto ridotto per effetto dello sforzo normale $M_{N,y,Rd}$ vale:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5a) = 2.103.809 \cdot (1 - 0,31) / (1 - 0,5 \cdot 0,44) = 1.861.062 \text{ Nmm} > 1.447.788 \text{ Nmm}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{38.135}{120.857} = 0,31$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (540 - 2 \cdot 50 \cdot 3) / 540 = 0,44$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(540 \cdot 50 / (50 + 50)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 34.888 \text{ N} > 3.10 \text{ N} \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Diagonale 40x40x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 4.

$$N_{ed} = -36.603 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 611.250 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 767 \text{ N}$$

Compressione

Essendo la lunghezza d'inflessione nel piano considerato pari alla metà della lunghezza del profilato (condizioni di vincolo: incastro - incastro) la snellezza λ è pari a:

$$\lambda = l_0 / i = 0,5 \cdot 820 \text{ mm} / 14,9 \text{ mm} = 27,5 < 200$$

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1; \quad \frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{36.603 \text{ N}}{88.360 \text{ N}} = 0,41 < 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,94 \cdot 420 \cdot 235}{1,05} = 88.360 \text{ N}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1; \quad \chi = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,41^2}} = 0,94$$

dove:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(-0,2 + \bar{\lambda}^2 \right) \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot \left(0,41 - 0,2 \right) + 0,41^2 \right] = 0,61$$

α è un fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2. $\alpha = 0,21$ per sezioni formati a caldo.

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{420 \cdot 235}{573.329}} = 0,41$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 93.000}{0,5 \cdot 820^2} = 573.329 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5.700 \cdot 235}{1,05} = 1.275.714 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{611.250}{1.275.714} = 0,48 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(420 \cdot 40 / (40 + 40)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 27.135 \text{ N} > 767 \text{ N} \quad \text{La verifica di}$$

resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Montante 50x50x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 2.

$$N_{ed} = 2.882 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 2.058.750 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 2.025 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9400 \cdot 235}{1,05} = 2.103.809 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{2.058.750}{2.103.809} = 0,98 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(540 \cdot 50 / (40 + 50)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 34.888 \text{ N} > 2.025 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Saldatura tra traverso a sezione quadrata 50x50x3 mm e montante 50x50x3 mm

$$M_{ed} = 2.058.750 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 2.025 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 5 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 40 \cdot 20^2 = 213.333 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,max} = \frac{M_{ed}}{I_x} y_{max} = \frac{2.058.750}{213.333} \cdot 20 = 193 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{T_{ed}}{A_{sald}} = \frac{2.025}{2 \cdot 40 \cdot 5} = 5,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(\rho_{1,max}^2 + \rho_2^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{193^2 + 5,06^2} = 193,06 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,max}| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |193| + |5,06| = 198,06 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

- Saldatura tra traverso a sezione quadrata 50x50x3 mm e piastra di fissaggio

Condizioni di carico più gravose numero 2.

$$N_{ed} = -38.223 \text{ N}$$

$$M_{ed} = -243.795 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = -90 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 3 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 3 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 50 \cdot 25^2 = 250.000 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,max} = \frac{M_{ed}}{I_x} y_{max} = \frac{243.795}{250.000} \cdot 25 = 24,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{N_{ed}}{A_{sald}} = \frac{38.223}{4 \cdot 50 \cdot 3} = 63,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{ed}}{A_{sald}} = \frac{90}{2 \cdot 50 \cdot 3} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{1,max} + \rho_2)^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(24,38 + 63,70)^2 + 0,3^2} = 88,08 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,max} + \rho_3| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |88,08| + |0,3| = 88,11 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Saldatura tra diagonale a sezione quadrata 40x40x3 mm e piastra di fissaggio

Condizioni di carico più gravose numero 2.

$$N_{ed} = 36.198 \text{ N}$$

$$M_{ed} = -2.348 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = -6.044 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 3 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 3 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 40 \cdot 20^2 = 128.000 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{l,max} = \frac{M_{ed}}{I_x} y_{max} = \frac{2.348}{128.000} \cdot 20 = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{N_{ed}}{A_{sald}} = \frac{36.198}{4 \cdot 40 \cdot 3} = 75,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{ed}}{A_{sald}} = \frac{6.044}{2 \cdot 40 \cdot 3} = 25,18 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{l,max} + \rho_2)^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(0,37 + 75,4)^2 + 25,18^2} = 79,84 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{l,max} + \rho_3| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |75,77| + |25,18| = 100,95 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Piastra di fissaggio in acciaio all'impalcato esistente

La piastra di fissaggio del guardacorpo avrà dimensioni di 25 x 25 cm per 10 mm di spessore, 4 ancoranti di tipo meccanico M12 garantiranno il fissaggio della stessa al cordolo esistente. Le sollecitazioni massime riferite al baricentro della piastra saranno:

- Reazioni vincolari da traverso 50x50x3 mm

$$N_{ed1} = -38.223 \text{ N}$$

$$M_{ed1} = -243.795 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed1} = -90 \text{ N}$$

- Reazioni vincolari da diagonale 40x40x3 mm

$$N_{ed2} = 36.198 \text{ N}$$

$$M_{ed2} = -2.348 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed2} = -6.044 \text{ N}$$

- Sollecitazioni su baricentro della piastra

$$N_{ed} = -38.223 \text{ N} + 36.198 \text{ N} = 2.025 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 38.223 \text{ N} \times 75 \text{ mm} + 36.198 \text{ N} \times 75 \text{ mm} + 243.795 \text{ Nmm} + 2.348 \text{ Nmm} = 5.827.718 \text{ Nmm}$$

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{5.827.718 \text{ Nmm}}{2.025 \text{ N}} = 2.878 \text{ mm} > 250/6 = 42 \text{ mm}$$

L'eccentricità è esterno al nocciolo d'inerzia della piastra di ancoraggio.

Si calcola il momento statico dei tirafondi rispetto il lembo inferiore della piastra di base, di dimensioni 250 x 250 mm x 10 mm di spessore, per la ricerca dell'asse neutro risolvendo la seguente equazione:

$$d = 2.878 - 250/2 = 2.753 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d + h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d + h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{250 \cdot x^3}{6} + \frac{250 \cdot 2753 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (2753 + 210) \cdot x - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot 210 \cdot (2753 + 210) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 57\text{mm}$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - x)} = \frac{2025 \cdot 57}{\frac{250 \cdot 57^2}{2} - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (210 - 57)} = 4,38\text{N/mm}^2 < f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{(h - x)}{x} = 15 \cdot 4,38 \cdot \frac{(210 - 57)}{57} = 175\text{N/mm}^2$$

$$N_b = 175\text{N/mm}^2 \cdot 84 = 14.700\text{N} < N_{Rdc} = 18.900\text{N} \text{ La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Caratteristiche di caricabilità calcestruzzo non fessurato

Tipo di ancorante		FH 10 M6	FH II 12 M8	FH II 15 M10	FH II 18 M12	FH II 24 M16	FH II 28 M20	FH II 32 M24
Profondità di ancoraggio	h _v [mm]	50	60	70	80	100	125	150
Profondità foro	≥ [mm]	75(70) ³⁾	80	90	105	125	-	-
Diametro foro	o _f [mm]	10	12	15	18	24	28	32
Carico di estrazione N_u e V_u (kN)								
Trazione	0° N _u [kN]	16,0	29,3*	39,5	48,3	67,5	94,3	124,0
Taglio	90° V _u [kN]	13,5*	30,6* (36,1*) ²⁾	48,7* (56,9*) ²⁾	71,1* (82,5*) ²⁾	148,6*	170,4*	223,1*
Carico di progetto N_{Rd} e V_{Rd} (kN)								
Trazione	0° N _{Rd} [kN]	9,5	15,6	19,7	26,4	37,0	51,7	67,9
Taglio	90° V _{Rd} [kN]	10,8	20,0(24,0) ²⁾	32,0(37,6) ²⁾	47,2(52,9) ²⁾	73,9	103,3	135,8
Carico raccomandato N_{Rac} e V_{Rac} (kN)								
Trazione	0° N _{Rac} [kN]	6,8	11,2	14,1	18,9	26,4	36,9	48,5
Taglio	90° V _{Rac} [kN]	7,7	14,3(17,1) ²⁾	22,9(26,9) ²⁾	33,7(37,8) ²⁾	52,8	73,8	97,0
Momento flettente raccomandato M [Nm]								
	M [Nm]	6,9	17,1	34,3	60,0	152,0	296,0	512,0

Il modulo di resistenza della piastra depurata dai fori di diametro 18 mm è pari a:

$$W = (250 - 2 \cdot 18) \cdot 10^2 / 6 = 3.567\text{mm}^3$$

Essendo la tensione massima sul calcestruzzo pari a 4,38 N/mm², la tensione in corrispondenza delle barre filettate equivale a:

$$4,38\text{N/mm}^2 : 57\text{mm} = x : 16\text{mm} \rightarrow x = 4,38 \cdot 16 / 56 = 1,25\text{N/mm}^2$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra compreso tra il bordo e l'asse delle barre filettate risulta di:

$$N_{c\max} = (4,38 + 1,25) \cdot 40 / 2 \cdot 200\text{mm} = 22.640\text{N}$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

$$M_{\max} = 22.640\text{N} \cdot 20\text{mm} = 452.800\text{Nmm}$$

$$\sigma_{\text{piastra}} = 452.800\text{Nmm} / 3.567\text{mm}^3 = 126,94\text{N/mm}^2 < 275 / 1,05 = 261,9\text{N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

Ancoranti M12

Classe di resistenza: 8,8

Tensione di snervamento $f_{yb} = 649\text{N/mm}^2$

Tensione di rottura $f_{tb} = 800\text{N/mm}^2$

Area resistente $A_{res} = 84\text{mm}^2$

La resistenza di calcolo a taglio dell'ancorante può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32.256N > (6044 + 90)N / 4 = 1.534N < V_{Rdc} = 33.700N$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

- Per la messa in sicurezza delle carreggiate singole in curva e rettilinee sarà necessario installare il parapetto di sicurezza con diversa disposizione degli ancoraggi a causa della demolizione del cordolo esterno, pertanto i fori saranno disposti a 70 mm dai bordi superiori e inferiori della piastra. Richiamando le stesse sollecitazioni precedenti avremo:

Si calcola il momento statico dei tirafondi rispetto il lembo inferiore della piastra di base, di dimensioni 250 x 250 mm x 10 mm di spessore, per la ricerca dell'asse neutro risolvendo la seguente equazione:

$$d = 2.878 - 250 / 2 = 2.753mm$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d + h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d + h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{250 \cdot x^3}{6} + \frac{250 \cdot 2.753 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (2.753 + 180) \cdot x - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot 180 \cdot (2.753 + 180) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 52,22mm$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - x)} = \frac{2025 \cdot 52,22}{\frac{250 \cdot 52,22^2}{2} - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (180 - 52,22)} = 5,60N/mm^2 < f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87N/mm^2$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{(h - x)}{x} = 15 \cdot 5,60 \cdot \frac{(180 - 52,22)}{52,22} = 205N/mm^2$$

$$N_b = 205N/mm^2 \cdot 84 = 17.220N < N_{Rdc} = 18.900N \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Il modulo di resistenza della piastra è pari a:

$$W = (250) \cdot 10^2 / 6 = 4.167mm^3$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra risulta di:

$$N_{c,max} = (5,60) \cdot 52,22 / 2 \cdot 250mm = 36.554N$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

$$M_{max} = 36.554N \cdot 52,22 / 2mm = 954.425Nmm$$

$$\sigma_{piastra} = 954.425Nmm / 4.167mm^3 = 229N/mm^2 < 275 / 1,05 = 261,9N/mm^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

10.2 Parapetto di sicurezza tipo B

Per la messa in sicurezza delle aree di cantiere sul cavalcavia Giolitti è stato necessario prevedere l'installazione di un parapetto di sicurezza lungo tutti i bordi laterali del cavalcavia stesso sui tratti prospicienti le linee ferroviarie e le strade sottostanti. Il parapetto di sicurezza garantirà una maggiore protezione verso i rischi di cadute dall'alto degli addetti ai lavori, contro cadute di eventuali materiali da costruzione, spinte orizzontali accidentali e azioni del vento. Al fine di dimensionare tutte le parti strutturali del parapetto si farà riferimento alla norma UNI EN 13374, del giugno 2004, la quale specifica i requisiti e i metodi di prova dei parapetti provvisori impiegati durante la costruzione e la manutenzione degli edifici o di altre strutture.

Il parapetto di sicurezza sarà costituito da profilati metallici a sezione cava quadrata di dimensioni 50 x 50 mm x 3 mm di spessore per l'elemento di sostegno orizzontale e l'asta verticale e profilati a sezione quadrata di dimensioni 40 x 40 mm x 3 mm di spessore per l'elemento diagonale di rinforzo. L'asta verticale sarà resa più stabile all'impalcato esistente tramite un cavo di sicurezza in acciaio da tendere dopo la fase di montaggio. L'interasse dei parapetti sarà pari a 1 metro. Tutti i profilati metallici dovranno essere realizzati in acciaio con classe di resistenza S235 ad eccezione della piastra di fissaggio, 250 x 250 x 10 mm, con classe di resistenza S275.

Profilo metallico:

b:	50 mm
t:	3 mm
A_a :	5,4 cm ²
I_x :	19,5 cm ⁴
ρ_x :	1,90 cm
$W_{el,xx}$:	7,8 cm ³
$W_{pl,xx}$:	9,4 cm ³
I_t :	32 cm ⁴
p:	4,48 kg/m

Tubolare a sezione quadrata 50x50x3

Profilo metallico:

b:	40 mm
t:	3 mm
A_a :	4,2 cm ²
I_x :	9,3 cm ⁴
ρ_x :	1,49 cm
$W_{el,xx}$:	4,7 cm ³
$W_{pl,xx}$:	5,7 cm ³
I_t :	16 cm ⁴
p:	3,50 kg/m

Tubolare a sezione quadrata 40x40x3

Cavo di sicurezza:

d:	Cavo in acciaio
	8 mm

Carichi variabili Q_{ki}

- Carichi verticali uniformemente distribuiti **2,00 kN/m²**
- Carichi orizzontali lineari (applicati su ciascun elemento di contenimento orizzontale) **0,30 kN/m**

Carico neve:

Regione:	Piemonte
Comune	Asti
Periodo di ritorno [anni]	50
Altezza S.L.M. [m]	120

Inclinazione falda [°]	0
CE	0.9
CT	1

Zona 1- Mediterranea	
μ_1	0,80
NEVE AL SUOLO $q_{sk} =$	150 Kg/mq
CARICO NEVE $q_s =$	135 Kg/mq

Carico vento:

Regione:	Piemonte
Comune	Asti
Periodo di ritorno [anni]	50
Altezza S.L.M. [m]	120
Distanza dalla costa	Terra oltre 30 km ed $h < 500m$
Classe di rugosità	B
Altezza della struttura	13 m
C_t	1
C_d	1

Zona 1	
Categoria di esposizione IV	
k_r	0,22
z_0 [m] =	0,30
$V_{b,0}$ [m/s] =	25
a_0 [m] =	1000
k_a [1/s]	0,010
$\alpha R =$	1,0
z_{min} [m] =	8 m
$C_e (z < z_{min}) =$	1,634
$C_e (z > z_{min}) =$	1,964
q_b [N/m ²]	492,79

	c_p	p [N/m ²]
$z < 8m$	1,00	805,2
$z > 8 m$	1,00	967,8

Condizioni di carico:

- 1) Carichi verticali
- 2) Carichi verticali + azione orizzontale vento direzione positiva
- 3) Carichi verticali + azione orizzontale vento direzione negativa
- 4) Carichi verticali + azione orizzontale

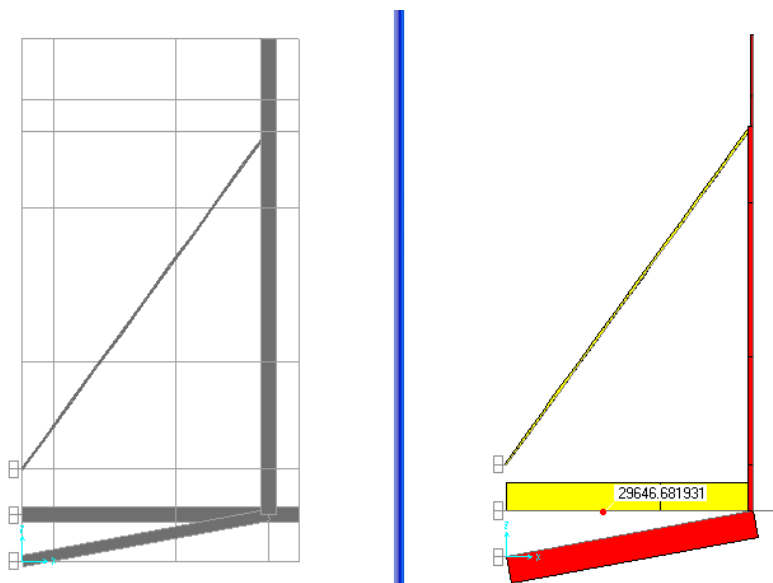


Diagramma delle sollecitazioni normali sul guardacorpo

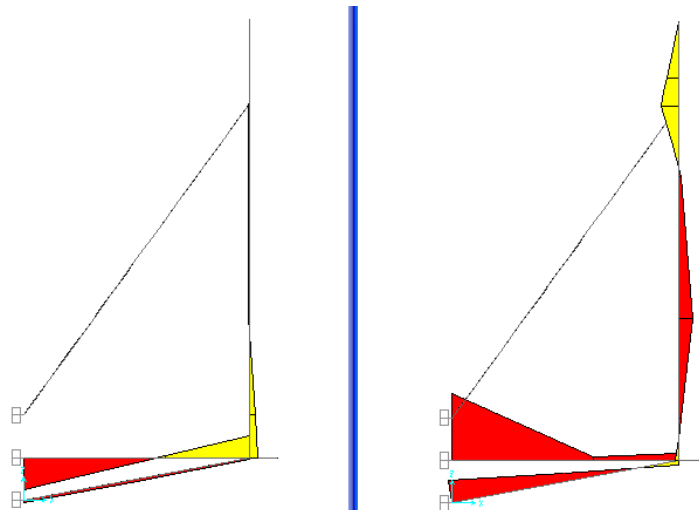


Diagramma delle sollecitazioni taglianti sul guardacorpo

Diagramma delle sollecitazioni flessionali sul guardacorpo

- Traverso 50x50x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 4.

$$N_{ed} = 29.467 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 781.306 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 2.468 \text{ N}$$

TrazioneL'azione assiale di calcolo N_{ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{29.467}{120.857} = 0,24 < 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{540 \cdot 235}{1,05} = 120.857 \text{ N}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 540 \cdot 360}{1,25} = 139.968 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9.400 \cdot 235}{1,05} = 2.103.809 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{781.306}{2.103.809} = 0,37 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Il momento plastico di progetto ridotto per effetto dello sforzo normale $M_{N,y,Rd}$ vale:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0,5a) = 2.103.809 \cdot (1-0,24)/(1-0,5 \cdot 0,44) = 2.049.865 \text{ Nmm} > 781.306 \text{ Nmm}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{29.467}{120.857} = 0,24$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (540 - 2 \cdot 50 \cdot 3) / 540 = 0,44$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(540 \cdot 50 / (50 + 50)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 34.888 \text{ N} > 2.468 \text{ N} \quad \text{La verifica di}$$

resistenza è SODDISFATTA.

$$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd} \quad \text{si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Diagonale 40x40x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 4.

$$N_{ed} = 29.831 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 268.625 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 413 \text{ N}$$

Compressione

Essendo la lunghezza d'inflessione nel piano considerato pari alla metà della lunghezza del profilato (condizioni di vincolo: incastro - incastro) la snellezza λ è pari a:

$$\lambda = l_0 / i = 0,5 \cdot 820 \text{ mm} / 14,9 \text{ mm} = 27,5 < 200$$

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1; \quad \frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{29.831 \text{ N}}{88.360 \text{ N}} = 0,34 < 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,94 \cdot 420 \cdot 235}{1,05} = 88.360 \text{ N}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1; \quad \chi = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,41^2}} = 0,94$$

dove:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(-0,2 + \frac{\lambda^2}{4000} \right) \right] \geq 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot \left(0,41 - 0,2 + \frac{0,41^2}{4000} \right) \right] = 0,61$$

α è un fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2. $\alpha = 0,21$ per sezioni formati a caldo.

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{420 \cdot 235}{573.329}} = 0,41$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 93.000}{0,5 \cdot 820^2} = 573.329 \text{ N}$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5.700 \cdot 235}{1,05} = 1.275.714 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{268.625}{1.275.714} = 0,21 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(420 \cdot 40 / (40 + 40)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 27.135 \text{ N} > 413 \text{ N} \quad \text{La verifica di}$$

resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Montante 50x50x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 4.

$N_{ed} = -5082 \text{ N}$

$M_{ed} = 202.500 \text{ Nmm}$

$T_{ed} = 948 \text{ N}$

Flessione

Il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9400 \cdot 235}{1,05} = 2.103.809 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{202.500}{2.103.809} = 0,096 \leq 1 \quad \text{La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$

Taglio

Il valore della resistenza di calcolo a taglio vale, in assenza di torsione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(A \cdot h / (b + h)) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(540 \cdot 50 / (50 + 50)) \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 34.888 \text{ N} > 948 \text{ N} \quad \text{La verifica di}$$

resistenza è SODDISFATTA.

$V_{E,d} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Cavo di sicurezza d'acciaio

Il cavo di sicurezza sarà costituito da una fune d'acciaio flessibile con resistenza a rottura f_{tk} pari a 1470 N/mm² è sarà calcolato per la combinazione di carico più gravosa (numero 2). La tensione massima del cavo è pari a:

$$N_{ed} = 2.763 \text{ N}$$

Scegliendo un cavo di diametro 8 mm il carico massimo resistente è pari a:

$$N_{rd} = \frac{1470 \cdot 0,9}{1.15} \cdot \pi \cdot 4^2 = 57.827 \text{ N} > 2763 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per l'ancoraggio del cavo di sicurezza al cordolo esistente dell'impalcato sarà adottato un ancorante SLM 12 dotato di occhiolo (Area resistente $A_{res} = 84 \text{ mm}^2$). Il massimo carico resistente per l'estrazione dell'ancorante è pari a $7.300 \text{ N} > 1.623 \text{ N}$.



SLM con occhiolo

art. n.	descrizione	ø f	ø f	P	Ch	M	ø O	pz
500631	SLM 6 occhiolo	M6	12	60	10	10	10,5	50
500632	SLM 8 occhiolo	M8	14	65	13	25	11	50
500633	SLM 10 occhiolo	M10	16	80	17	45	12,5	25
500634	SLM 12 occhiolo	M12	20	95	19	75	15,5	15
500635	SLM 16 occhiolo	M16	24	105	24	80	25	5

Vedi tabella "Caratteristiche di caricabilità".

Caratteristiche di caricabilità

Importante: per l'utilizzo di questa tabella consultare la "Guida tecnica".

Ancorante	SLM 6	SLM 8	SLM 10	SLM 12	SLM 16	SLM 20	SLM 24
Carichi ammissibili in daN per applicazioni in calcestruzzo di classe $R_c \geq 25 \text{ N/mm}^2$ (1 daN \approx 1 kg)							
Viteria classe 8.8	300	380	490	730	820	1140	1440
Viteria classe 5.8	240	380	490	730	820	1140	1440
Occhiolo (1)	300	380	490	730	820		
Gancio (1)	110	150	230	330	580		
Carichi a rottura in daN per applicazioni in calcestruzzo di classe $R_c \geq 25 \text{ N/mm}^2$							
Viteria classe 8.8	1330	1860	2250	2760	3220	5170	8740
Viteria classe 5.8	1040	1900	2250	2760	3220	5170	8740
Occhiolo (1)	1330	1860	1860	2760	3220		
Gancio (1)	440	600	920	1320	2800		

(1) I carichi ammissibili indicati sono relativi al sistema completo: ancorante con accessorio specificato.

La verifica risulta soddisfatta.

La resistenza di calcolo a taglio dell'ancorante può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32.256 \text{ N} > 2.226 \text{ N}$$

- Saldatura tra traverso a sezione quadrata 50x50x3 mm e piastra di fissaggio

Condizioni di carico più gravose numero 4.

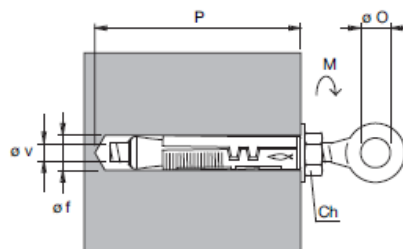
$$N_{ed} = 29.467 \text{ N}$$

$$M_{ed} = 781.306 \text{ Nmm}$$

$$T_{ed} = 2.468 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 3 mm, è pari a:

øf = diametro punta mm
 P = profondità minima foro mm
 S = spessore max fissabile mm
 Ch = chiave
 M = coppia di serraggio Nm
 øO = diametro occhiolo
 øb = diametro barra
 Lb = lunghezza barra
 A = apertura gancio
 pz = pezzi per confezione



$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 3 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 50 \cdot 25^2 = 250.000 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,\max} = \frac{M_{\text{Ed}}}{I_x} y_{\max} = \frac{781.306}{250.000} \cdot 25 = 78,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{29.467}{4 \cdot 50 \cdot 3} = 49,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{2.468}{2 \cdot 50 \cdot 3} = 8,23 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{1,\max} + \rho_2)^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(78,1 + 49,1)^2 + 8,23^2} = 127,5 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,\max} + \rho_3| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |127,2| + |8,23| = 135,4 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Saldatura tra diagonale a sezione quadrata 40x40x3 mm e piastra di fissaggio

Condizioni di carico più gravose numero 4.

$$N_{\text{Ed}} = 29.831 \text{ N}$$

$$M_{\text{Ed}} = 268.625 \text{ Nmm}$$

$$T_{\text{Ed}} = 413 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 3 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 3 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 40 \cdot 20^2 = 128.000 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,\max} = \frac{M_{\text{Ed}}}{I_x} y_{\max} = \frac{268.625}{128.000} \cdot 20 = 41,97 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{29.831}{4 \cdot 40 \cdot 3} = 62,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_3 = \frac{T_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{413}{2 \cdot 40 \cdot 3} = 1,72 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il massimo valore di sollecitazione sulla saldatura è:

$$\sqrt{(\rho_{1,\max} + \rho_2)^2 + \rho_3^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{(41,97 + 62,15)^2 + 1,72^2} = 104,1 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,\max} + \rho_3| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |104,1| + |1,72| = 105,84 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Saldatura tra traverso a sezione quadrata 50x50x3 mm e montante 50x50x3 mm

Condizioni di carico più gravose numero 3 e senza cavo di sicurezza.

$$M_{\text{Ed}} = 2.058.750 \text{ Nmm}$$

$$T_{\text{Ed}} = 2.025 \text{ N}$$

Il momento d'inerzia della saldatura, con altezza di gola di 5 mm, è pari a:

$$I_x = \frac{2 \cdot a \cdot l^3}{12} + 2 \cdot a \cdot l \cdot d^2 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 40 \cdot 20^2 = 213.333 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{1,\max} = \frac{M_{\text{Ed}}}{I_x} y_{\max} = \frac{2.058.750}{213.333} \cdot 20 = 193 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{T_{\text{Ed}}}{A_{\text{sald}}} = \frac{2.025}{2 \cdot 40 \cdot 5} = 5,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(\rho_{1,\max}^2 + \rho_2^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \rightarrow \sqrt{193^2 + 5,06^2} = 193,06 \text{ N/mm}^2 \leq 0,85 \cdot 235 = 199,75 \text{ N/mm}^2$$

$$|\rho_{1,\max}| + |\rho_2| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \rightarrow |193| + |5,06| = 198,06 \text{ N/mm}^2 < 1,00 \cdot 235 = 235 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

- Piastra di fissaggio in acciaio all'impalcato esistente

La piastra di fissaggio del guardacorpo avrà dimensioni di 25 x 25 cm per 10 mm di spessore, 4 ancoranti di tipo meccanico M12 garantiranno il fissaggio della stessa al cordolo esistente. Le sollecitazioni massime riferite al baricentro della piastra saranno:

- Reazioni vincolari da traverso 50x50x3 mm

$$N_{\text{ed1}} = -29.647 \text{ N}$$

$$M_{\text{ed1}} = -781.306 \text{ Nmm}$$

$$T_{\text{ed1}} = -2.468 \text{ N}$$

- Reazioni vincolari da diagonale 40x40x3 mm

$$N_{\text{ed2}} = 29.244 \text{ N}$$

$$M_{\text{ed2}} = -268.625 \text{ Nmm}$$

$$T_{\text{ed2}} = -5903 \text{ N}$$

- Sollecitazioni su baricentro della piastra

$$N_{\text{ed}} = -29.647 \text{ N} + 29.244 \text{ N} = 403 \text{ N}$$

$$M_{\text{ed}} = 29.647 \text{ N} \times 75 \text{ mm} + 29.244 \text{ N} \times 75 \text{ mm} + 781.306 \text{ Nmm} + 268.625 \text{ Nmm} = 5.466.756 \text{ Nmm}$$

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{5.466.756 \text{ Nmm}}{403 \text{ N}} = 13.565 \text{ mm} > 250/6 = 42 \text{ mm}$$

L'eccentricità è esterno al nocciolo d'inerzia della piastra di ancoraggio.

Si calcola il momento statico dei tirafondi rispetto il lembo inferiore della piastra di base, di dimensioni 250 x 250 mm, per la ricerca dell'asse neutro risolvendo la seguente equazione:

$$d = 13.565 - 250/2 = 13.440 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot x^3}{6} + \frac{b \cdot d \cdot x^2}{2} + n \cdot A_s \cdot (d+h) \cdot x - n \cdot A_s \cdot h \cdot (d+h) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{250 \cdot x^3}{6} + \frac{250 \cdot 13.440 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (13.440 + 210) \cdot x - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot 210 \cdot (13.440 + 210) = 0$$

Pertanto il valore dell'asse neutro x vale:

$$x = 56 \text{ mm}$$

Il massimo sforzo trasmesso sul calcestruzzo è:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot x}{\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h-x)} = \frac{403 \cdot 56}{\frac{250 \cdot 56^2}{2} - 15 \cdot 2 \cdot 84 \cdot (210 - 56)} = 4,10 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{cd}}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{(1-x)}{x} = 15 \cdot 4,10 \cdot \frac{(10-56)}{56} = 169 \text{ N/mm}^2$$

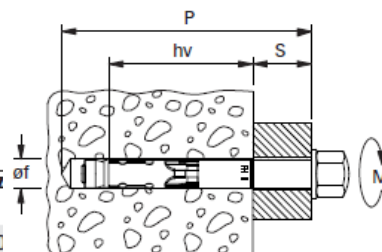
$$N_b = 169 \text{ N/mm}^2 \cdot 84 = 14.196 \text{ N} < N_{Rdc} = 18.900 \text{ N} \text{ La verifica di resistenza è SODDISFATTA.}$$



FH II-H viteria classe 8.8
con dado esagonale cieco

art. n.	descrizione	Lt	of	P	hv	S	F	Ch	M	pz
45055	FH 10/10 H ⁽¹⁾	90	10	85	50	10	M 6	10	10	50
45056	FH 10/25 H ⁽¹⁾	105	10	100	-	25	M 6	10	10	50
45057	FH 10/50 H ⁽¹⁾	130	10	125	50	50	M 6	10	10	50
44905	FH II 12/10 H	93	12	90	60	10	M 8	13	22,5	50
44906	FH II 12/25 H	108	12	105	60	25	M 8	13	22,5	50
44907	FH II 12/50 H	133	12	130	60	50	M 8	13	22,5	25
44908	FH II 15/10 H	113	15	100	70	10	M 10	17	40	25
44909	FH II 15/25 H	128	15	115	70	25	M 10	17	40	25
44910	FH II 15/50 H	153	15	140	70	50	M 10	17	40	25
44915	FH II 18/25 H	139	18	130	80	25	M 12	19	80	20
44916	FH II 18/50 H	164	18	155	80	50	M 12	19	80	20

¹⁾ Riferimento a ETA-99/0003 (FH 10).



Lt = lunghezza ancorante mm
of = diametro punta mm
P = profondità minima foro mm
hv = prof. min ancoraggio mm
S = spessore max fissabile mm
Ch = chiave
M = coppia di serraggio Nm
F = filettatura
ht = altezza svasatura testa
of₁ = diametro est
pz = pezzi per confezione

Caratteristiche di caricabilità calcestruzzo non fessurato

Tipo di ancorante		FH 10 M6	FH II 12 M8	FH II 15 M10	FH II 18 M12	FH II 24 M16	FH II 28 M20	FH II 32 M24
Profondità di ancoraggio	hv [mm]	50	60	70	80	100	125	150
Profondità foro	≥ [mm]	75(70) ³⁾	80	90	105	125	-	-
Diametro foro	of [mm]	10	12	15	18	24	28	32
Carico di estrazione N_u e V_u (kN)								
Trazione	0° N _u [kN]	16,0	29,3*	39,5	48,3	67,5	94,3	124,0
Taglio	90° V _u [kN]	13,5*	30,6* (36,1*) ²⁾	48,7* (56,9*) ²⁾	71,1* (82,5*) ²⁾	148,6*	170,4*	223,1*
Carico di progetto N_{Rd} e V_{Rd} (kN)								
Trazione	0° N _{Rd} [kN]	9,5	15,6	19,7	26,4	37,0	51,7	67,9
Taglio	90° V _{Rd} [kN]	10,8	20,0(24,0) ²⁾	32,0(37,6) ²⁾	47,2(52,9) ²⁾	73,9	103,3	135,8
Carico raccomandato N_{Rac} e V_{Rac} (kN)								
Trazione	0° N _{Rac} [kN]	6,8	11,2	14,1	18,9	26,4	36,9	48,5
Taglio	90° V _{Rac} [kN]	7,7	14,3(17,1) ²⁾	22,9(26,9) ²⁾	33,7(37,8) ²⁾	52,8	73,8	97,0
Momento flettente raccomandato	M [Nm]	6,9	17,1	34,3	60,0	152,0	296,0	512,0

Ancoranti M12

Classe di resistenza: 8,8

Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Area resistente $A_{res} = 84 \text{ mm}^2$

La resistenza di calcolo a taglio dell'ancorante può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32.256 \text{ N} > (5903 + 2468) \text{ N} / 4 = 2.093 \text{ N} < V_{Rdc} = 33.700 \text{ N}$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$, è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 1,03 \cdot 235 \cdot 12 \cdot 10 / 1,25 = 58.092 \text{ N} > 18.800 \text{ N} / 2 = 9.400 \text{ N}$$

$$k = \min \left\{ \frac{28e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \geq \min \left\{ \frac{28 \cdot 45}{13} - 1,7; 7,91; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e}{(3d_0); f_{tb} / f_t, 1} \right\} = \min \left\{ \frac{40}{(3 \cdot 13)} = 1,03; 800 / 235 = 3,4; 1 \right\} = 1,03$$

Il modulo di resistenza della piastra depurata dai fori di diametro 18 mm è pari a:

$$W = (250 - 2 \cdot 18) \cdot 10^2 / 6 = 3.567 \text{ mm}^3$$

Essendo la tensione massima sul calcestruzzo pari a 4,10 N/mm², la tensione in corrispondenza delle barre filettate equivale a:

$$4,10 \text{ N/mm}^2 : 56 \text{ mm} = x : 16 \text{ mm} \rightarrow x = 4,10 \cdot 16 / 56 = 1,17 \text{ N/mm}^2$$

Lo sforzo risultante di compressione sulla piastra compreso tra il bordo e l'asse delle barre filettate risulta di:

$$N_{c, \max} = (4,10 + 1,17) \cdot 40 / 2 \cdot 250 \text{ mm} = 26.350 \text{ N}$$

Pertanto il momento massimo e lo sforzo massimo sulla piastra sono:

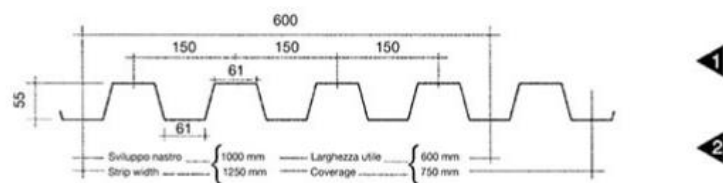
$$M_{\max} = 26.350 \text{ N} \cdot 20 \text{ mm} = 527.000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{\text{piastra}} = 527.000 \text{ Nmm} / 3.567 \text{ mm}^3 = 147,7 \text{ N/mm}^2 < 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza è SODDISFATTA.

- Lamiera grecata

Il piano orizzontale e verticale, per un'altezza di 50 cm, del parapetto metallico di sicurezza sarà costituito da una lamiera grecata per il contenimento di eventuali materiali di demolizione sulle sottostanti linee ferroviarie e stradali. La lamiera grecata avrà le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche (sarà adottata una lamiera grecata di spessore 6/10 mm):



EGB 210					
Caratteristiche statiche - section properties					
Spessore-thickness	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2
Peso-weight Kg/m ²	7,85	9,16	10,47	13,08	15,07
Peso-weight Kg/m	1000	4,71	5,50	6,28	7,85
	1250	5,89	6,87	7,85	9,81
J cm ⁴ /m	42,19	51,28	60,67	79,92	98,39
W cm ³ /m	12,20	15,15	18,28	25,01	32,19

L'acciaio della lamiera sarà classificato con S280GD con tensione caratteristica a trazione pari a 280 N/mm². Pertanto essendo il piano di posa dei parapetti metallici di sicurezza soggetti a un carico accidentale di 200 Kg/m² con interasse dei montanti stessi di 1,5 metri avremo le seguenti sollecitazioni:

$$q = 200 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,75 \text{ m} \cdot 1,5 = 225 \text{ kg} \rightarrow 2.250 \text{ N/m}$$

Il momento sollecitante massimo calcolato come trave semplicemente appoggiata, risulta di:

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = 2.250 \text{ N/m} \cdot \frac{1,5^2}{8} = 632,8 \text{ Nm}$$

La massima tensione sulla lamiera è pari a:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{632.800 \text{ Nmm}}{0,75 \cdot 12.000 \text{ mm}^3} = 70,31 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 280 / 1,05 = 266,67 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza risulta SODDISFATTA.

- Verifica cordolo di bordo esistente in c.a.

Il cavo di sicurezza sarà collegato al cordolo esistente dotato di staffe $\varnothing 8$ con passo di 21 cm e armatura longitudinale corrente $\varnothing 8$ sugli spigoli. La massima sollecitazione a trazione a stato limite ultimo del tassello di ancoraggio del cavo, applicato alla distanza di 150 mm dal bordo superiore del cordolo, è pari a 1.623N.

$$d = 300 - 20 \text{ mm} = 280 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/280)^{1/2} = 1,85 < 2$$

$$A_{sl} = 2 \cdot \varnothing 8 = 2 \cdot \pi \cdot 4^2 = 100,5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 100,5 / (300 \cdot 280) = 0,00119$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

Il valore del taglio resistente V_{rd} per elementi con armature trasversali resistenti al taglio, assumendo l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo di 45° , vale per staffe $\varnothing 8$ passo 420 mm:

$$V_{Rsd,x} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot (280) \cdot \frac{100}{420} \cdot 447,8 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 26.868 \text{ N} > V_{sd} = 1.623 \text{ N}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima. La resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 0,9 \cdot (280) \cdot 300 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 15,87) \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 299,9 \text{ kN} > V_{sd} = 1.623 \text{ N}$$

La verifica risulta SODDISFATTA.

Il momento resistente, per un cordolo di lunghezza 1500mm, equivale a:

$$M_{rd} = -18,78 \text{ kNm} > M_{ed} = 1,623 \text{ kN} \cdot 0,15 \text{ m} = 0,2435 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza a flessione è SODDISFATTA.

SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Per lo smaltimento delle acque meteoriche dell'impalcato e della pista ciclopedonale si è pensato ad un sistema costituito da:

- canaletta in calcestruzzo polimerico, di dimensioni interne 150 x 140 mm;
- ogni canaletta è dotata di griglia in ghisa di classe D400, di larghezza netta 195 mm ed altezza 23 mm;
- tubazione di scarico in pvc, DN 110 SN 8, pendenza 1%, che adduce l'acqua da smaltire alla forometria esistente

La scelta del posizionamento delle caditoie stradali è avvenuta sulla base della posizione delle caditoie esistenti, in modo da poter usufruire delle foronomie esistenti nell'impalcato. Le caditoie esistenti verranno sostituite con le canalette sopra descritte aventi lunghezza pari 1 m, che addurranno l'acqua meteorica all'esterno dell'impalcato mediante una condotta trasversale alla strada, che correrà al di sotto del cordolo in calcestruzzo armato fino all'immissione dell'acqua incanalata nella forometria esistente.

Il sistema così pensato è stato verificato confrontando la portata di progetto di ogni componente con la portata di colmo defluente sull'impalcato.

11 CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA

Per il calcolo della portata massima defluente sull'impalcato in oggetto, si è utilizzata la curva di probabilità pluviometrica relativa alla stazione di misura di Asti, per precipitazioni aventi tempo di ritorno pari a 20 anni. La curva di probabilità pluviometrica è descritta dall'equazione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

a: altezza di pioggia per la durata di un'ora;

t: durata della pioggia espressa in ore;

n: parametro adimensionale minore di 1.

Per il comune di Asti la curva di probabilità pluviometrica risulta avere la seguente espressione:

$$h = 38,23 \cdot t^{0,259}$$

Nella tabella di seguito si riportano, a partire dalla curva di possibilità pluviometrica, i valori di precipitazione e l'intensità oraria risultante calcolati per differenti tempi di pioggia:

a	n	t	h	i
[mm]		[h]	[mm]	[mm/h]
38,23	0,259	0,5	31,95	63,90
38,23	0,259	1	38,23	38,23
38,23	0,259	3	50,81	16,94

Mediando le intensità orarie ottenute in funzione dei diversi tempi di pioggia risulta una intensità media oraria pari a **39,69 mm/h**.

Il calcolo della portata al colmo di piena è stato eseguito su tre porzioni di impalcato, ciascuna delimitata dalla presenza delle caditoie in progetto. Sono state scelte le zone dove si è ritenuta maggiore la quantità di acqua meteorica defluente, per via della distanza tra le caditoie in due dei casi scelti, e per via della ridotta pendenza nel terzo caso.

Trattandosi di superfici modeste, non si ritiene necessario procedere con il calcolo teorico delle portate mediante applicazione di modelli matematici (es volume di invaso) ma essendo comunque il risultato cautelativo, si è assunto come valore di portata da smaltire, quello ottenuto moltiplicando il contributo unitario specifico per l'area della superficie di raccolta della precipitazione, per l'intensità oraria calcolata:

$$Q = i \cdot A \cdot \varphi \cdot c$$

Essendo:

Q la portata al colmo di piena (mc/sec)

i intensità media oraria (m/sec) = 39,69 mm/ora = 0.00001 m/sec

A l'area di superficie di raccolta (mq)

φ coefficiente medio di deflusso, che per strade e parcheggi impermeabili è pari a 0,9

c coefficiente di sicurezza pari a 1,5

A m ²	i [m/s]	φ	c	Q _{max} m ³ /s
125,6	1,10E-05	0,9	1,5	0,0019
97,03	1,1E-05	0,9	1,5	0,0014
100,55	1,1E-05	0,9	1,5	0,0015

12 VERIFICA DEL SISTEMA DI RACCOLTA

Per la verifica del sistema di raccolta delle acque meteoriche si è proceduto verificando dapprima le luci di intercettazione a griglia, le caditoie e quindi le tubazioni di raccolta.

Le luci di intercettazione a griglia sono disposte in avvallamento longitudinale rispetto all'asse stradale; possono avere un funzionamento come sfioratore (per tiranti inferiori a 12 cm) o come luce sotto battente. Poiché da progetto il dislivello tra il cordolo e la pavimentazione è minore di 12 cm, si è scelto di studiare tali luci come aventi un funzionamento a sfioratore. Nella maggior parte dello sviluppo dell'impalcato tale dislivello risulta pari a 8 cm, valore che è stato considerato per la valutazione del tirante d'acqua.

La portata captata può essere calcolata con la formula:

$$Q = \mu P h^{3/2}$$

dove:

$\mu = 1,66$ quando le unità di misura delle varie grandezze sono quelle del S.I.

$P = 2 \times l + L$, con l = lunghezza della griglia (in questo caso pari a 1m), L = larghezza netta della griglia pari a 195 mm

h = tirante d'acqua scelto pari al salto tra cordolo e pavimentazione stradale, pari a 8 cm.

μ	l	L	h	P	Q _{prog}
	m	m	m	m	m ³ /s
1,66	1	0,195	0,008	2,195	0,0026

Dalla tabella risulta che la portata di progetto della luce a griglia risulta maggiore di ciascuno dei tre valori di portata al colmo calcolati $Q_{prog} > Q_{max}$

Le caditoie in calcestruzzo polimerico sono invece state verificate semplicemente valutando la portata di progetto mediante la formula di Chezy:

$$Q = X\Omega\sqrt{Ri}$$

Dove:

X = paramentro di scabrezza, $X = k R^{1/6}$, dove per il k di Strickler si è scelto un valore pari a $90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

Ω = area netta della caditoia

R = raggio idraulico

i = pendenza longitudinale della porzione di impalcato in cui è posizionata la griglia

Si sono così ottenuti tre valori delle portate di progetto relative alle caditoie, ognuno corrispondente ai tratti di impalcato su cui è stata calcolata la portata di colmo.

k	R	X	Agriglia	i	Q _{prog}	Q _{max}
m ^{1/3} s ⁻¹	m	m ^{4/3} s ⁻¹	m ²		m ³ /s	m ³ /s
90	0,057	55,8	0,021	0,0503	0,063	0,0019
90	0,057	55,8	0,021	0,0359	0,053	0,0014
90	0,057	55,8	0,021	0,0003	0,0048	0,0015

Dal confronto della portata di progetto calcolata per le caditoie e della portata di colmo calcolata in precedenza, la verifica risulta soddisfatta essendo $Q_{prog} > Q_{max}$

La verifica delle tubazioni di raccolta, che si ricorda essere dei tubi in pvc DN 110 SN 8 e aventi pendenza pari all' 1 %, è avvenuta in maniera analoga, valutando la portata di progetto mediante la formula di Chezy:

$$Q = X\Omega\sqrt{Ri}$$

Dove:

X = paramentro di scabrezza, $X = k R^{1/6}$, dove per il k di Strickler si è scelto un valore pari a 85 m^{1/3} s⁻¹

Ω = sezione della tubazione

R = raggio idraulico, pari a D/4 per sezione circolare

i = pendenza della tubazione pari all' 1%

k	R	X	A	i	Q _{prog}
m ^{1/3} s ⁻¹	m	m ^{4/3} s ⁻¹	m ²		m ³ /s
85	0,025	45,96306	0,0079	0,01	0,0057

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta.

IMPIANTO ELETTRICO DI ILLUMINAZIONE

L'impianto di pubblica illuminazione verrà realizzato in piena conformità alle prescrizioni seguenti, nonché alle disposizioni impartite in sede esecutiva.

I singoli componenti elettrici e le modalità di impiego saranno conformi alle vigenti norme CEI.

I materiali e gli apparecchi elettrici, oltre ad avere caratteristiche tecnico-funzionali rispondenti alle prescrizioni descritte nel seguito, saranno contrassegnati dal Marchio Italiano di Qualità (IMQ).

13 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.Lgs 30 Aprile 1992 n. 285 e DPR 495/92 "Nuovo Codice della Strada"
- Decreto legislativo 360/93: "Disposizioni correttive ed integrative del Codice della Strada" approvato con Decreto legislativo n.285 del 30.04.1992
- D.M. 12/04/95 Suppl. ordinario n.77 alla G.U. n.146 del 24/06/95 "Direttive per la redazione, adozione ed attuazione dei piani Urbani del traffico".
- DPR 503/96 "Norme sulla eliminazione delle barriere architettoniche"
- Allegato II Direttiva 83/189/CEE legge del 21 Giugno 1986 n.317 sulla realizzazione di impianti a regola d'arte e DM 37/2008.
- Norma UNI 11248 relative agli impianti di illuminazione delle strade con traffico motorizzato.
- Norma CEI 34-33 "Apparecchi di illuminazione. Parte II: Prescrizioni particolari. Apparecchi per l'illuminazione"
- Norma CEI 11-4 "Esecuzione delle linee elettriche esterne"
- Norma CEI 11-17 "Impianti di produzione, trasmissione e distribuzione di energia elettrica. Linee un cavo"
- Norma CEI 64-7 "Impianti di illuminazione pubblica e similari"
- Norma CEI 64-8 relativa alla "esecuzione degli impianti elettrici a tensione nominale non superiore a 1000 V"

14 DATI TECNICI GENERALI

14.1 Condizioni di fornitura

La fornitura dell'energia elettrica sarà effettuata in bassa tensione dalla rete di distribuzione ENEL.

Le caratteristiche elettriche della fornitura saranno:

- Tensione nominale: 230/400 V
- Distribuzione: 3F+N
- Frequenza nominale: 50 Hz
- Sistema di distribuzione: TT

14.2 Tipo di impianto

Gli impianti saranno del tipo in derivazione indipendente di gruppo B in conformità alla Norma CEI 64-7.

14.3 Caduta di tensione

Negli impianti con regolatore di potenza, le linee sono state dimensionate in modo che la caduta di tensione nel circuito di alimentazione, non tenendo conto del transitorio di accensione delle lampade, in condizioni regolari di esercizio, non superi il 4% su tutto lo sviluppo dell'impianto.

14.4 Riempimento delle canalizzazioni

Ai sensi delle Norme CEI le canalizzazioni, dovranno contenere i conduttori di energia in modo da rispettare i coefficienti di stipamento previsti ed in particolare per le tubazioni interrato:

- Il diametro interno dei tubi protettivi deve essere almeno pari a 1,3 volte il diametro del cerchio circoscritto al fascio di cavi di energia;
- Indipendentemente dal valore determinato i cavidotti devono avere un diametro interno non inferiore a 90 mm.

14.5 Cavi e conduttori: sezioni minime

Tutte le linee saranno verificate in relazione ai sovraccarichi, ai corto circuiti minimi e alle sollecitazioni termiche secondo quanto richiesto dalla norma CEI 64-8 e dalle tabelle CEI-UNEL 35024/1 e 35026, in relazione al tipo di posa.

I coefficienti di declassamento utilizzati nel dimensionamento, sono evidenziati sulle tabelle di calcolo e sono stati valutati secondo le indicazioni della Norma CEI-UNEL. In particolare nella valutazione del coefficiente di declassamento (k_2) sono state fatte le seguenti considerazioni:

- determinazione del coefficiente in relazione al numero totale delle linee transanti secondo le varie modalità di posa. Nel caso di pose diverse è stata presa in esame sempre la posa più restrittiva, a favore della sicurezza;
- determinazione del coefficiente K_2 in relazione al numero totale dei circuiti risultanti;

COLORI DISTINTIVI DEI CAVI

La Norma CEI 64-8 art. 514.3.1 riconosce il bicolore giallo/verde per i conduttori di protezione ed equipotenziali ed il colore blu chiaro per il conduttore di neutro.

La norma non richiede colori particolari per i conduttori di fase, in tale caso dovranno essere segnalati, con opportuni cartellini indicatori, tutti i conduttori sia alle estremità che nei punti di connessione.

Qualora si faccia uso dei colori dei conduttori di fase, per tali colorazioni, ci si dovrà attenere a quanto richiesto dalle tabelle CEI-UNEL 00722 che riconosce per i conduttori di fase il Nero, Grigio e Marrone.

SEZIONI MINIME AMMESSE

Le sezioni vanno calcolate in relazione alla caduta di tensione e della potenza impegnata e devono essere scelte fra quelle unificate ed in particolare:

- circuiti terminali luce (tratto di cavo che va dalla portella del palo fino al punto luce): 2,5 mm²
- circuiti di comando: 1,5 mm²
- conduttore di neutro: uguale al conduttore di fase

SEZIONI MINIME DEI CONDUTTORI DI PROTEZIONE

Le sezioni dei conduttori di protezione non dovranno essere inferiori ai valori dati nella tabella 54F della Norma CEI 64-8 art. 543.1.2 che di seguito riportiamo:

Sezione dei conduttori di fase dell'impianto	Sezione minima del corrispondente conduttore di protezione
$S \text{ (mm}^2\text{)}$	$S_p \text{ (mm}^2\text{)}$
$S < 16$	$S_p = S$
$16 < S < 35$	$S_p = 16$
$S > 35$	$S_p = S/2$

14.6 Protezione delle condutture contro le sovracorrenti e i corto circuiti

PROTEZIONE CONTRO I SOVRACCARICHI

Tutti i circuiti elettrici (di distribuzione e terminali) relativi all'impianto in oggetto, saranno protetti contro le sovracorrenti dai dispositivi posti all'origine di ciascun circuito ed installati all'interno dei quadri elettrici.

Detti dispositivi (interruttori automatici magnetotermici) assicureranno sia la protezione contro i sovraccarichi (art. 473.1 norma CEI 64-8) che la protezione contro i cortocircuiti (art. 473.1 norma CEI 64-8).

In particolare si dovrà curare che siano soddisfatte congiuntamente le seguenti condizioni:

$$I_b < I_n < I_z \quad (\text{art. 473.2.1) CEI 64-8}$$

$$I_f < 1,45 I_z \quad (\text{art. 473.2.2) CEI 64-8}$$

dove:

- I_b è il valore della corrente di impiego della conduttura;

- I_n è il valore della corrente nominale del dispositivo di protezione;
- I_z è il valore della portata della conduttura;
- I_f è il valore della corrente convenzionale del dispositivo di protezione;

La protezione dalle correnti di sovraccarico verrà assicurata dal fusibile installato sulla morsettiera della portella a base palo e vale sia per la linea di valle che per quella a monte del palo stesso.

PROTEZIONE CONTRO I CORTO CIRCUITI

La protezione della linea di alimentazione contro le correnti di cortocircuito è assolta dal magnetotermico differenziale installato a monte di ciascun circuito all'interno del quadro di consegna.

Nella scelta dei dispositivi di protezione si deve tenere conto della corrente di corto circuito presunta nel punto di installazione, il loro potere di interruzione dovrà risultare almeno uguale.

In ogni caso deve essere rispettata la seguente condizione:

$$I^2 t < K^2 S^2 \quad (\text{art. 434.3 CEI 64-8})$$

dove:

- $I^2 t$ è il valore in Ampere quadrato secondi, dell'integrale di Joule passante attraverso il dispositivo di protezione per il tempo (t) di durata del corto circuito;
- K è il valore del coefficiente del cavo;
- S è il valore, in mm², della sezione del cavo in esame.

14.7 Protezione contro i contatti diretti

Per la protezione contro i contatti diretti (protezione totale) si applicano gli articoli 412.1 (protezione mediante isolamento delle parti attive) e 412.2 (protezione mediante involucri o barriere) della norma CEI 64-8.

Le parti attive devono essere ricoperte con un isolamento che possa essere rimosso solo mediante distruzione. Tale isolamento deve possedere caratteristiche tali da resistere alle influenze meccaniche, chimiche, elettriche e termiche alle quali può essere soggetto nell'esercizio (art. 412.1).

L'isolamento dei componenti elettrici costruiti in fabbrica deve soddisfare quanto richiesto dalle relative normative.

Le parti attive devono essere poste entro involucri tali da assicurare almeno il grado di protezione IPXXB.

Le superfici superiori orizzontali degli involucri che sono a portata di mano devono avere un grado di protezione non inferiore a IPXXD. Le barriere e gli involucri devono essere saldamente fissati ed avere una sufficiente stabilità e durata nel tempo, in modo da conservare il richiesto grado di protezione, nelle condizioni di esercizio prevedibili (art. 412.2).

Se si rendesse necessario aprire un involucro o rimuovere una barriera per ragioni di esercizio occorre rispettare le seguenti condizioni:

- uso di chiave o attrezzo da parte di personale addestrato;
- sezionamento delle parti attive con interblocco meccanico e/o elettrico;
- interposizione di una barriera intermedia che impedisca il contatto con le parti attive;

Una protezione addizionale contro i contatti diretti sarà assicurata dagli interruttori differenziali, posti sui quadri elettrici.

In particolare, il quadro elettrico generale sarà costituito da un involucro posto all'interno dell'armadio esistente, completi pannelli interni e sarà in grado di ospitare apparecchi modulari DIN. Detto involucro dovrà assicurare un grado di protezione non inferiore a **IP55**; al suo interno il grado di protezione non dovrà essere inferiore a **IP2X**.

14.8 Protezione contro i contatti indiretti

La protezione contro i contatti indiretti sarà assicurata mediante l'applicazione degli articoli 413.1 (interruzione automatica dell'alimentazione) e 413.2 (utilizzo di componenti elettrici di classe II o con isolamento equivalente) della norma CEI 64-8.

Essendo l'impianto in oggetto alimentato da un sistema di distribuzione di tipo TT, la protezione contro i contatti indiretti sarà realizzata mediante interruzione automatica dell'alimentazione per mezzo di interruttore differenziale.

14.9 Misure di protezione contro le scariche atmosferiche

La protezione delle apparecchiature elettriche sarà affidata a dispositivi scaricatori di sovratensione da installare all'interno dei quadri elettrici.

In base al livello di protezione richiesto, saranno installati dispositivi di classe diversa, che assicurino una protezione adeguata alle tipologie di utenze presenti.

14.10 Uniformità e livelli di illuminamento

L'impianto di illuminazione stradale deve essere realizzato in maniera tale da garantire un'adeguata visibilità nelle ore serali e notturne, affinché il traffico motorizzato e pedonale si svolga con sicurezza, secondo le indicazioni della Norma UNI 11248 e del C.I.E..

Gli apparecchi di illuminazione saranno scelti in modo che il flusso luminoso emesso dalla lampada sia diretto, il più possibile, verso il basso, ciò allo scopo di evitare fenomeni di abbagliamento e di ridurre al minimo l'inquinamento luminoso, come richiesto dalla Norma UNI 10819.

L'illuminamento medio secondo le indicazioni della Norma UNI 11248 non dovrà essere inferiore ai seguenti valori:

Strade urbane di tipo D, E e F:	<i>Luminanza media mantenuta</i>	1 cd/m ²
Piste ciclabili:	<i>Illuminamento medio mantenuto</i>	7.5 lux

15 DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

15.1 Consegna energia

L'impianto sarà alimentato alla tensione di 400V da una propria fornitura ENEL ed il sistema di distribuzione sarà tipo TT. Il potere di interruzione degli interruttori posti sul quadro generale non dovrà essere inferiore a 10 kA. La potenza totale di fornitura (Potenza nominale stimata per il nuovo impianto circa 4 kW), che tenuto conto di per future implementazioni, sarà non inferiore a 6 kW.

15.2 Quadro generale e distribuzione primaria e secondaria

Gli impianti avranno origine e saranno comandati dal quadro elettrico generale, posto all'interno di un armadio esistente la cui posizione è indicata sull'elaborato grafico progettuale.

Sul quadro sono stati previsti i seguenti circuiti a protezione delle linee di alimentazione:

- n. 1 sezionatore;
- n. 3 interruttori automatici magnetotermici differenziali a protezione delle linee dorsali di alimentazione primaria;
- n. 2 interruttori automatici magnetotermici differenziali di scorta;

Le linee dorsali di alimentazione, in partenza dai suddetti interruttori, saranno costituite da cavi unipolari tipo FG7R 0,6/1 kV, rispondenti alle Norme CEI 20-22, CEI 20-35 e CEI 20-37, delle sezioni minime di 10 mm².

Dette linee saranno posate all'interno di tubazioni corrugate a doppio strato dotate di sonda tiracavo, del diametro esterno di 125 mm, realizzate in materiale termoplastico autoestinguenti, per posa interrata, rispondenti alle Norme CEI 23-46.

La profondità di posa delle tubazioni sarà ridotta per motivi dimensionali: per garantire un corretto ricorpimento verrà realizzato un cassonetto in cls per conferire un'adeguata resistenza meccanica alle tubazioni.

Le tubazioni saranno intervallate da pozzetti in pvc delle dimensioni utili interne di 20x20x20 cm. I pozzetti saranno posati in corrispondenza dei pali di illuminazione, delle derivazioni e degli attraversamenti della sede stradale effettuati mediante linee aeree con cavi precordati al di sotto dell'impalcato. I pozzetti saranno completi chiusini in ghisa carrabili, conformi alla Norma Europea UNI EN 124, rispondenti alla classe B125 per posa su marciapiede e piste ciclabili.

All'interno dei pozzetti, in corrispondenza dei punti luce e delle derivazioni di linea, saranno realizzate le connessioni tra le linee dorsali di alimentazione e le linee secondarie alimentanti i punti luce. Tali connessioni saranno realizzate con morsetti a "C" a pinzare, ricostruendo l'isolamento del cavo per mezzo di nastro autoagglomerante a base di EPR e nastro isolante autoadesivo in pvc autoestinguente. Per conferire alla giunzione un'ottima resistenza all'umidità, è richiesto che su questi venga applicata una vernice protettiva con rigidità dielettrica pari a 18 kV/mm.

I punti luce saranno derivati ciclicamente sulle tre fasi, in maniera tale di ridurre al minimo gli squilibri di corrente lungo la rete.

Le linee secondarie in derivazione dalla dorsale di alimentazione, alimentanti il punto luce saranno costituite da:

- cavi unipolari tipo FG7R 0,6/1 kV, rispondenti alle Norme CEI 20-22, CEI 20-35 e CEI 20-37, della sezione minima di 4 mm², in derivazione dalla linea dorsale fino al portello del palo;
- cavi multipolari tipo FG7(O)R 0,6/1 kV, rispondenti alle Norme CEI 20-22, CEI 20-35 e CEI 20-37, della sezione di 2,5 mm², dal portello del palo fino agli apparecchi di illuminazione.

All'interno della portella del palo le derivazioni saranno realizzate con morsettiere isolanti complete di portafusibili e fusibili e morsetti a vite isolati in policarbonato antiurto autoestinguenti.

15.3 Apparecchi di illuminazione e pali di sostegno

L'impianto di illuminazione sarà costituito essenzialmente da:

- n. 39 apparecchi illuminanti a LED interamente realizzati in pressofusione di alluminio montati su pali:

caratteristiche elettriche:

40 led 700mA 80W 8530 lm 4000k classe II – IP66

- n. 39 pali conici da lamiera ottenuti mediante coniatura a freddo e successiva saldatura longitudinale con procedimento MAG omologati in accordo alla norma UNI EN 1418

caratteristiche tecniche

acciaio S235

altezza 8 m

portello a filo RESET conchiglia per asola

morsettiera quadri polare IP54 classe II

zincatura a caldo e verniciatura a polveri

I corpi illuminanti saranno disposti sul tracciato secondo lo schema di calcolo illuminotecnico allegato.

15.4 Impianto di terra

L'impianto di terra non è previsto in quanto l'intero impianto sarà di classe II. Si utilizzeranno, infatti, apparecchi aventi isolamento doppio (classe II) e cavi con tensione nominale 0,6/1 kV tipo FG7OR (cavi di classe II). Nell'installazione dei cavi si farà particolare attenzione all'ingresso nel palo per evitare abrasioni o danneggiamenti all'isolamento.

Il quadro elettrico avrà struttura e contenitore in resina e sarà privo di masse.

15.5 Calcoli elettrici

Il dimensionamento dei conduttori è stato eseguito secondo il metodo della caduta di tensione, in base ai carichi massimi dovuti alle armature previste in progetto.

$$I_b = P / 1,73 \times V \times \cos f \Rightarrow 3120W / 1,73 \times 380 \times 0,9 = 5,27 A$$

dove:

I_b = corrente di impiego del sistema

V = tensione nominale del sistema

P = potenza assorbita dal sistema (39 lampade da 80W=3120 W)

$\cos f$ = fattore di potenza medio pari a 0,9

1,73 = coefficiente per sistemi trifasi

Si è proceduto attraverso la verifica di caduta di tensione lungo la linea che costituisce certamente variabile predominante nello stabilire le sezioni delle condutture.

Per il calcolo si è preferito discretizzare l'impianto ipotizzando cautelativamente i corpi illuminanti concentrati in 7 gruppi di 5 e uno da 4. Seguendo tale configurazione si sono ricavate le sezioni minime dei cavi.

Tutti i circuiti sono stati calcolati per sviluppare una caduta di tensione massima del 4% della tensione nominale (380V) sulla tutta la linea. Tale valore è pari a 15,2 V.

La relazione che esprime la caduta di tensione è la seguente:

$$\Delta V = \frac{K \cdot I \cdot L}{1000} = \frac{3,69 \cdot 5,27 \cdot 700}{1000} = 13,61V > 15,20V \text{ VERIFICATO}$$

Dove:

ΔV è caduta di tensione

K è il coefficiente di carico caratteristico del conduttore utilizzato (3,69 per cavo 10 mmq e $\cos \varphi = 0,9$)

L è la lunghezza del conduttore pari 550-700 m (circuito più sfavorevole)

I corrente impiego pari a 5,27 A

15.6 Schemi unifilari

Gli schemi unifilari sono allegati in calce al documento.

RETE ACQUEDOTTO

16 PRESCRIZIONI NORMATIVE

Come previsto dal DM n.2445 del 23.02.1971 - "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto", la linea dell'acquedotto dovrà seguire alcune prescrizioni tecniche per garantire la sicurezza della sede ferroviaria. Nel caso in esame, trattandosi di attraversamenti "superiori" con condotte convoglianti acque sotto pressione, la normativa prevede (si richiamano i riferimenti del DM n.2445/71 relativi agli attraversamenti superiori su altri manufatti):

- 4.1.2.6 *Non è ammesso l'attraversamento superiore di marciapiedi di stazione, di piani caricatori o di altre installazioni fisse.*
- 4.1.2.7 *In prossimità di opere d'arte deve essere rispettata una distanza tale da non interessare le strutture delle opere d'arte stesse e consentire l'eventuale esecuzione di lavori di manutenzione o consolidamento delle medesime. Nei confronti degli imbocchi delle gallerie e dei pozzi di aerazione va rispettata la distanza di 10 metri.*
- 4.1.2.8 *La struttura portante la condotta deve assicurare un'altezza libera sul piano del ferro di almeno:*
 - a. *m 7 per tutte le linee elettrificate o per le quali dia prevista elettrificazione;*
 - b. *m 6 per le altre linee.*
- 4.1.2.9 *Omissis (vedere norma);*
- 4.1.2.7 *Gli attraversamenti superiori con appoggio su altri manufatti (esistenti o da costruire per usi promiscui vari) debbono essere realizzati introducendo la condotta nel tubo di protezione di cui al punto 4.4. Tale tubo di protezione può essere incorporato nel sottofondo stradale con opportuno rinfianco di malta di cemento; oppure può essere lasciato in vista, ma sempre all'interno delle spallette o balaustre del manufatto. E' consentita l'omissione del tubo di protezione...(omissis). Non sono ammessi attraversamenti superiori con tubi di protezione appoggiati o sospesi a mensole murate all'esterno dei manufatti.*

4.3 CARATTERISTICHE TECNICHE E SISTEMA DI PROVA DELLE CONDOTTE IN OPERA

- 4.3.1 *Le condotte in attraversamento possono essere in acciaio o di qualunque altro materiale che la tecnica moderna offre sul mercato per condotte sottoposte, in esercizio, a pressioni interne.*
- 4.3.2 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.3 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.4 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.5 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.6 *Gli spessori delle condotte in plastica o in altro materiale non metallico vanno scelti in relazione al diametro delle condotte ed al valore della pressione massima che può verificarsi nelle più gravose condizioni di esercizio, compreso il colpo d'ariete, moltiplicato per 1,5.*
- 4.3.7 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.8 *Omissis (vedere norma);*
- 4.3.9 *Il tratto di condotta interessante l'attraversamento deve essere sottoposto ad una prova di tenuta idraulica in opera con una pressione pari a 1,5 volte il valore della pressione massima che può verificarsi nelle più gravose condizioni di esercizio, compreso il colpo d'ariete. La pressione minima di prova idraulica non deve essere inferiore a 5 bar.*
- 4.3.10 *La pressione di prova idraulica da controllare con manometro registratore deve mantenersi costante per due ore dopo raggiunta la stabilizzazione del sistema. Il risultato della prova deve essere verbalizzato.*

4.4 TUBO DI PROTEZIONE

- 4.4.1 *tubo di protezione deve essere di spessore adeguato alle sollecitazioni esterne ed interne da sopportare. Nei tubi in acciaio tale spessore, indipendentemente dai risultati dei calcoli non può essere inferiore a mm 4.*
- 4.4.2 *Omissis (vedere norma)*
- 4.4.3 *Il diametro del tubo di protezione deve essere tale da assicurare lo smaltimento dell'intera portata della condotta.*
- 4.4.4 *Il tubo di protezione può essere grezzo se si prevede di spingerlo attraverso i rilevati con apposite macchine. Se detto tubo è di acciaio e viene posato in scavo a cielo aperto, deve essere protetto esternamente con bendaggi o altri rivestimenti protettivi.*
- 4.4.5 *La condotta portante deve essere posata nell'interno del tubo di protezione con distanziatori di materiale isolante non deteriorabile. I distanziatori non devono occupare più di un quarto dell'area dell'intercapedine, dovranno essere in numero tale da garantire che i due tubi non vengano in nessun caso a contatto e dovranno essere posti in modo da consentire il libero deflusso delle acque.*
- 4.4.6 *Il tubo di protezione deve essere posato con pendenza uniforme del due per mille in direzione dello spurgo e dovrà terminare, da ciascun lato dei binari esterni ad una distanza minima di m 10 a partire dalla più vicina rotaia; contemporaneamente dovrà essere rispettata la distanza minima di 3 m dal piede del rilevato o m 5 sul ciglio delle trincee, anche se ciò comporta un aumento della sopra indicata distanza minima di m 10. Le predette distanze debbono intendersi misurate sulla ortogonale all'asse del binario*
- 4.4.7 *La lunghezza del tubo di protezione può essere ridotta in corrispondenza degli astabilimenti industriali e dei porti, in relazione alla ubicazione dei fabbricati. In tali casi il tubo deve estendersi fino a m 1 dal confine di pertinenza delle ferrovie.*
- 4.4.8 *Le estremità del tubo di protezione debbono terminare in pozzetti praticabili e aventi lo scopo di consentire la ispezione della intercapedine libera tra la condotta ed il tubo di protezione, di raccogliere e smaltire lontano dalla sede ferroviaria le eventuali perdite, dovute ad avaria della condotta, attraverso luce di sfioro alla sommità dei pozzetti o attraverso drenaggi o scarichi di fondo. Le chiusure dei pozzetti anzidetti e le luci di sfioro debbono essere sollevati dal piano campagna in modo tale che sia impedita la penetrazione di acque meteoriche o di altre sostanze.*

Quest'ultima nota circa la sopraelevazione del pozzetto viene alternativamente sostituita con l'adozione di chiusini in ghisa sferoidale a tenuta in modo che sia adempiuta la prescrizione di impedire la penetrazione di acque meteoriche o di altre sostanze.

17 DESCRIZIONE DELLA RETE IN PROGETTO

Il progetto prevede due interventi relativi alla rete dell'acquedotto comunale (si rimanda agli elaborati grafici AST_VBL_E_DIS_32-33-34-35_01):

1. sostituzione della linea di adduzione presente al di sotto del marciapiede esistente (tratto A-B): l'intervento si estende da piazza Amendola fino alla rotonda di corso Venezia vicina alla linea ferroviaria Torino – Genova. La tubazione sarà posata al di sotto della pista ciclabile in progetto con particolari accorgimenti per quanto riguarda il tratto di attraversamento sulla linea ferroviaria TO-GE come riportato nel seguito;
2. installazione di una nuova linea (tratto C-D) derivata dal tratto A-B: in corrispondenza della fine della rampa che porta alla rotonda di corso Venezia sarà realizzato un attraversamento interrato al di sotto della strada per diramare la nuova condotta di adduzione che seguirà lo sviluppo del cavalcavia in direzione SE verso la prosecuzione di corso Venezia. La tubazione verrà posata al di sotto della pista ciclabile in progetto con particolari attenzioni alle prescrizioni normative relativamente ai tratti di attraversamento sulla linea ferroviaria come riportato nel seguito. Lo sviluppo di questa linea di ampliamento si estenderà fino alla fine del marciapiede esistente e si concluderà dunque prima dell'area già individuata per alcune opere di urbanizzazione che prevedono la realizzazione di una rotonda che si innesterà sulla rampa verso corso Venezia.

Il primo intervento si estende dal punto A al punto B (riportati sull'elaborato grafico AST_VBL_E_DIS_32_01) e prevede la sostituzione della condotta esistente in acciaio DN125 mm con una tubazione in PEAD DN160 mm PN16 spessore 14,6 mm, per uno sviluppo complessivo di 386,75 m di cui 29,50 m incamiciati in tubo di protezione; da questa linea, e più precisamente dal punto C indicato in planimetria (subito prima della rotonda di c.so Venezia) si diramerà la nuova linea di ampliamento delle stesse caratteristiche e di sviluppo complessivo pari a 321,40 m di cui 26,00 m incamiciati in tubo di protezione.

Per entrambi i tratti si sono adottate particolari accorgimenti in corrispondenza degli attraversamenti ferroviari. Secondo le disposizioni del DM n.2445 del 23.02.1971 - "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto", trattandosi di attraversamenti "superiori", si è disposto un tubo quale camicia di protezione per la condotta portante l'acqua in pressione. L'incamiciatura così realizzata dovrà estendersi da ciascun lato dei binari esterni per una distanza minima di m 10 a partire dalla più vicina rotaia.

Per la camicia di protezione è stato scelto uno scatolare a sezione rettangolare, di dimensioni esterne pari a 300x200 mm, che garantisca un'intercapedine in grado di smaltire la portata rilevata dai tecnici dell'ASP che risulta variabile tra i 20 e i 25 litri/sec ad una pressione massima di 4 bar.

18 VERIFICHE IDRAULICHE AI SENSI DEL DM N.2445/71

18.1 Tubo di protezione in progetto – Verifica diametro

Si procede con il verificare il diametro della tubazione di protezione in progetto.

Il diametro del tubo di protezione deve essere tale da garantire lo smaltimento dell'intera portata della condotta. Ciò vale a dire che l'area dell'intercapedine tra condotta e tubo camicia, al netto dell'area occupata dai distanziali, deve essere pari all'area della condotta. Poiché la norma prescrive che i distanziali non devono occupare più di un quarto dell'area dell'intercapedine, per porci a favore di sicurezza si considererà il caso in cui essi occupino proprio un quarto dell'area dell'intercapedine.

Si ricorda che la nuova condotta dell'acquedotto ha le seguenti caratteristiche: PEAD DN160 (diametro esterno), spessore 14,6 mm. Per il tubo camicia si è scelta una tubazione in acciaio a sezione rettangolare 300x200 mm e spessore pari a 4 mm (minimo normativo).

Nella tabella seguente i dati di input per la verifica:

Area interna tubo camicia	Area esterna tubo acqua	Area netta tubo camicia	Area interna tubo acqua
$A_{c.int}$	$A_{H2O.est}$	$A_{c.netta}$	$A_{H2O.int}$
56064 mmq	20100 mmq	56065-20100=35965 mmq	13400 mmq

Verifica:

$$\begin{aligned} \frac{3}{4} A_{c.netta} &\geq A_{H2O.int} \\ \frac{3}{4} (35965) &= 26974 \text{ mmq} \\ 26974 \text{ mmq} &\geq 13400 \text{ mmq} \end{aligned}$$

Si ha quindi che l'area netta dell'intercapedine, calcolata come la differenza tra l'area del tubo camicia e la sezione esterna della condotta in PEAD, al netto dell'area occupata dai distanziatori (assunta pari ad un quarto dell'intercapedine), risulta maggiore dell'area interna della condotta. **La verifica risulta quindi soddisfatta.**

18.2 Verifica scarico di fondo pozzetti di testata

La portata derivante da eventuali perdite della condotta dell'acquedotto, una volta indirizzata verso i pozzetti verrà convogliata presso il ricettore più vicino: nel caso in esame, i pozzetti saranno dotati di luce di fondo $D = 200 \text{ mm}$ (foro nella soletta) che convoglieranno le acque verso la rete fognaria esistente al di sotto del cavalcavia per mezzo di tubazioni staffate alla struttura (all'esterno dell'area di competenza ferroviaria). Di seguito si riporta la verifica della luce di fondo e della tubazione di smaltimento.

La portata rilevata dai tecnici dell'ASP risulta variabile tra i 20 e i 25 l/sec e verrà denominata **$Q_{rilevata}$** .

SCARICO DI FONDO

In via preliminare si prevede uno scarico di sezione maggiore a quella della condotta premente (acquedotto). Per la verifica dello spurgo si prendono in considerazione le relazioni per le luci di fondo:

$$Q_{spurgo} = C_c \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

A = rappresenta l'area della sezione della luce (foro nella soletta con tubo $D_{int} = 192 \text{ mm}$)

$C_c = 0.611$ coefficiente di contrazione

h tirante idrico soprastante la luce di fondo (si considera un riempimento del pozzetto parziale per un'altezza di 0.15 m)

$$Q_{spurgo} = C_c \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

$$Q_{spurgo} = 0,611 \cdot 0,0289 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,15} = 30,29 \text{ litri /sec}$$

$$Q_{spurgo} > Q_{rilevata}$$

Maggiore sarà il riempimento del pozzetto (fino al limite dimensionale del pozzetto), maggiore sarà la portata Q_{spurgo} .

TUBAZIONE SMALTIMENTO

Si procede, inoltre, alla verifica della tubazione necessaria a convogliare la portata presso la fognatura bianca attraverso la formula di Chezy. La tubazione sarà realizzata in pvc serie pesante, $D_e = 200 \text{ mm}$ e $D_i = 192 \text{ mm}$.

Pertanto:

$$Q_{tubo} = \Omega_{tubo} \cdot \chi \sqrt{Ri}$$

dove:

Ω = rappresenta l'area della sezione del tubo ($D_i = 192 \text{ mm} - D_e = 200 \text{ mm}$)

R raggio idraulico della sezione (per sezione circolare pari a $D/4$)

X parametro di scabrezza

$i = 0,02$ pendenza minima della tubazione

$$Q_{tubo} = 0,0289 \cdot 72,34 \cdot \sqrt{0,0482 \cdot 0,02} = 64,91 \text{ litri / sec}$$

$$Q_{tubo} > Q_{rilevata}$$

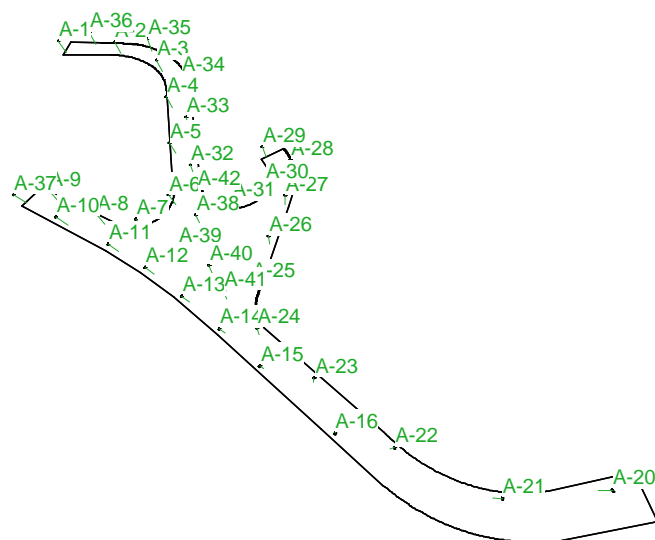
Allegati

A1 Tabulati di calcolo per le verifiche illuminotecniche

CAVALCAVIA GIOLITTI

Note Installazione: COMUNE DI ASTI
 Cliente: STUDIO ASSOCIATO LEVING
 Codice Progetto:
 Data: 18/10/2012

Note:



NOME PROGETTISTA: PREFEL SAS LORENZO MAZZARELLO
 Indirizzo: Via TORINO 80 10092 BEINASCIO TO
 Tel.-Fax: Tel.011-3499981 -CELL 348-8568351

Avvertenze:

1.1 Informazioni Area

Superficie	Dimensioni [m]	Angolo[°]	Colore	Coefficiente Riflessione	Illum.Medio [lux]	Luminanza Media [cd/m²]
Suolo	308.83x297.65	Piano	RGB=205,153,95	40%	17	2.11

Dimensioni del Parallelepipedo Contenente l'Area [m]: 308.83x297.65x0.00
Reticolo Punti di Calcolo del Parallelepipedo [m]: direzione X 2.01 - Y 2.00

1.2 Calcolo Energetico (Suolo)

Area	11589.41 m2
Illuminamento Medio	16.55 lx
Potenza Specifica	0.30 W/m2
Potenza Specifica Illuminotecnica	1.83 W/(m2 * 100lx)
Efficienza Energetica	54.64 (m2*lx)/W
Potenza Totale Utilizzata	3510.00 W

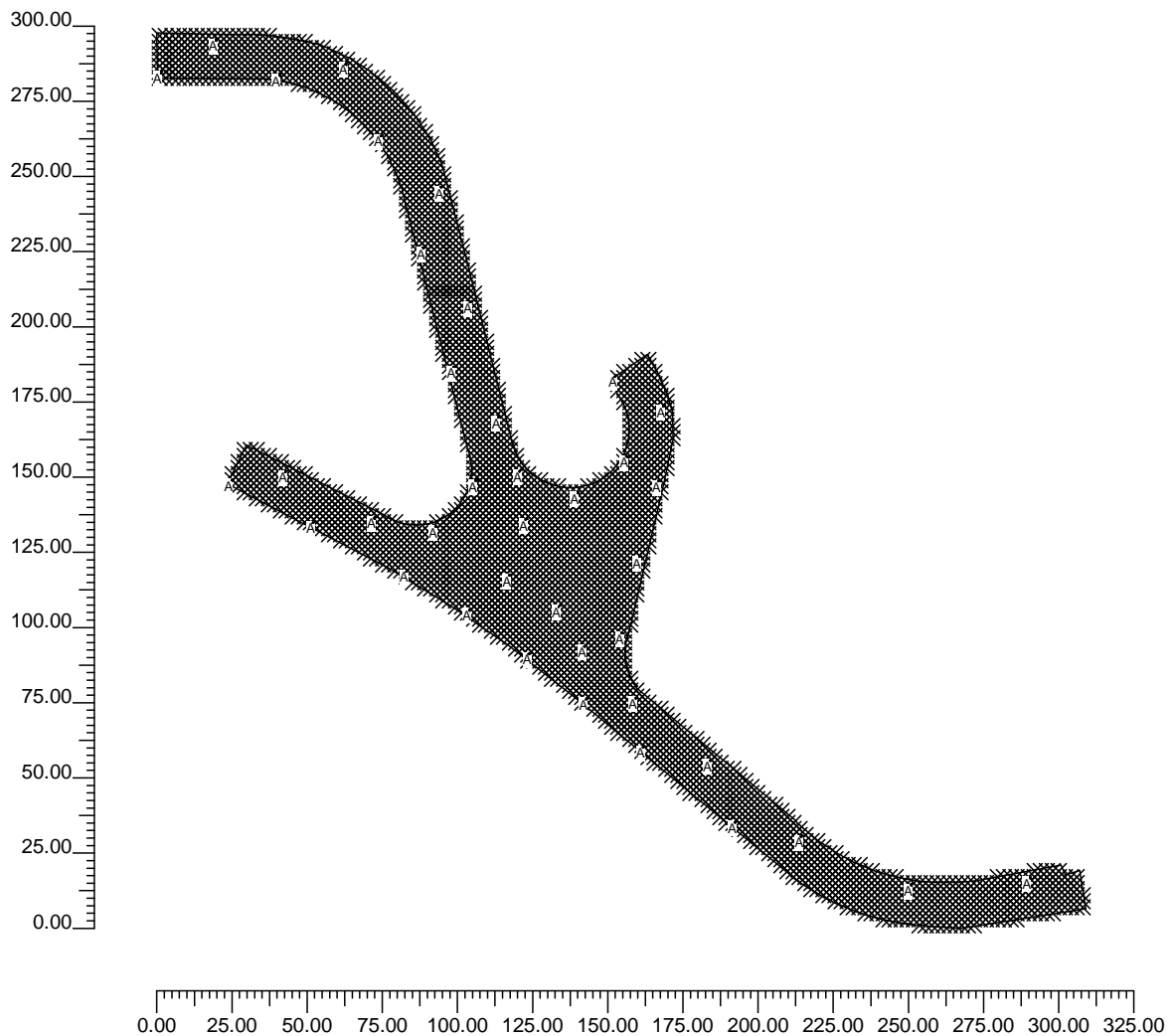
1.3 Parametri di Qualità dell'Impianto

Superficie	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
Piano di Lavoro (h=0.00 m)	Illuminamento Orizzontale (E)	17 lux	1 lux	40 lux	0.03	0.01	0.42
Suolo	Illuminamento Orizzontale (E)	17 lux	1 lux	40 lux	0.03	0.01	0.42

Tipo Calcolo Solo Dir.

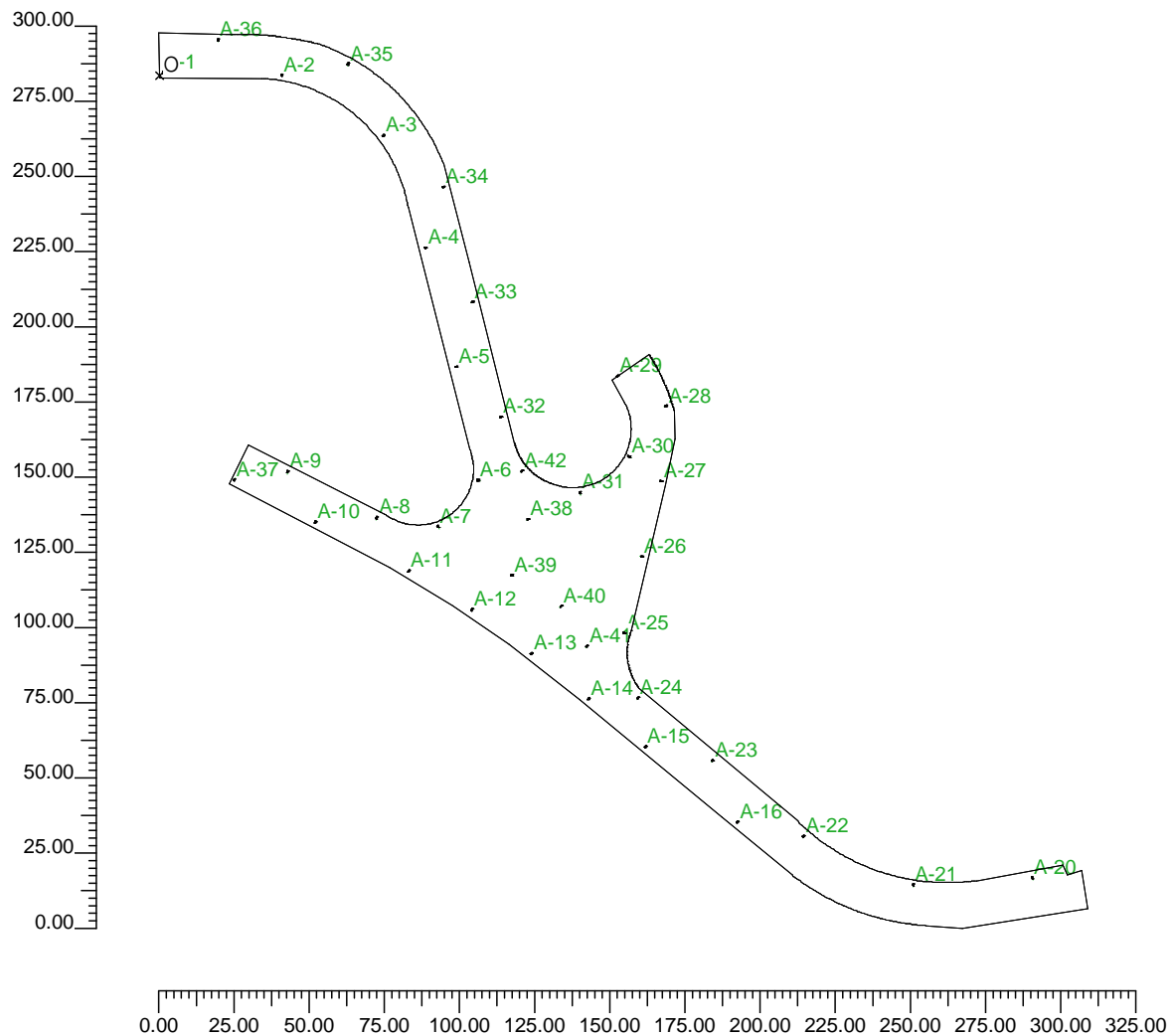
2.1 Vista 2D Piano Lavoro e Griglia di Calcolo

Scala 1/2500



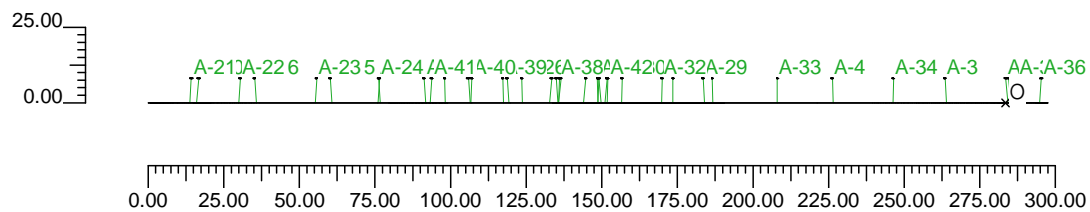
2.2 Vista 2D in Pianta

Scala 1/2500



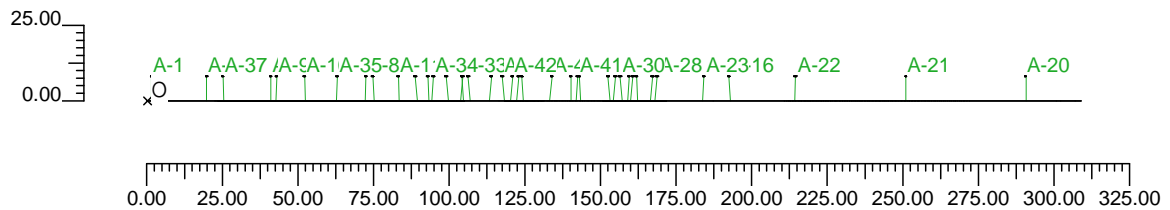
2.3 Vista Laterale

Scala 1/2500



2.4 Vista Frontale

Scala 1/2500



3.1 Informazioni Apparecchi/Rilievi

Rifer.	Linea	Nome Apparecchio (Nome Rilievo)	Codice Apparecchio (Codice Rilievo)	Apparecchi N.	Rif.Lamp.	Lampade N.
A	PHOS	PHOS 40 4000K (PHOS 700mA)	01PO2E0008C (GLD0348)	39	LMP-A	1

3.2 Informazioni Lampade

Rif.Lamp.	Tipo	Codice	Flusso [lm]	Potenza [W]	Colore [K]	N.
LMP-A	LED	40 LED 4000K	7640	90	4000	39

3.3 Tabella Riepilogativa Apparecchi

Rifer.	App.	On	Posizione Apparecchi X[m] Y[m] Z[m]	Rotazione Apparecchi X[°] Y[°] Z[°]	Codice Apparecchio	Coeff. Mant.	Codice Lampada	Flusso [lm]
A	1	X	1.22;1.07;8.00	5.0;0.0;0.5	01PO2E0008C	0.80	40 LED 4000K	1*7640
	2	X	40.73;0.12;8.00	5.0;0.0;-6.7		0.80		
	3	X	74.53;-20.08;8.00	5.0;0.0;-48.1		0.80		
	4	X	88.61;-57.30;8.00	5.0;0.0;-75.3		0.80		
	5	X	98.78;-96.98;8.00	5.0;0.0;-76.6		0.80		
	6	X	105.97;-134.62;8.00	5.0;0.0;-95.8		0.80		
	7	X	92.71;-150.04;8.00	5.0;0.0;-152.7		0.80		
	8	X	72.29;-147.11;8.00	5.0;0.0;149.2		0.80		
	9	X	42.70;-131.79;8.00	5.0;0.0;152.5		0.80		
	10	X	51.91;-148.58;8.00	5.0;0.0;-33.3		0.80		
	11	X	82.98;-164.81;8.00	5.0;0.0;-31.5		0.80		
	12	X	103.93;-177.62;8.00	5.0;0.0;-40.1		0.80		
	13	X	123.87;-192.19;8.00	5.0;0.0;-46.0		0.80		
	14	X	142.84;-207.34;8.00	5.0;0.0;-37.1		0.80		
	15	X	161.67;-223.18;8.00	5.0;0.0;-39.9		0.80		
	16	X	192.28;-248.27;8.00	5.0;0.0;-39.9		0.80		
	17	X	290.38;-266.71;8.00	5.0;0.0;-169.2		0.80		
	18	X	250.83;-269.15;8.00	5.0;0.0;172.0		0.80		
	19	X	214.37;-253.05;8.00	5.0;0.0;135.0		0.80		
	20	X	184.03;-227.87;8.00	5.0;0.0;131.7		0.80		
	21	X	159.15;-207.02;8.00	5.0;0.0;137.5		0.80		
	22	X	154.70;-185.42;8.00	5.0;0.0;78.4		0.80		
	23	X	160.47;-160.00;8.00	5.0;0.0;78.4		0.80		
	24	X	167.01;-134.93;8.00	5.0;0.0;78.4		0.80		
	25	X	168.53;-109.91;8.00	5.0;0.0;100.8		0.80		
	26	X	152.36;-99.97;8.00	5.0;0.0;-57.8		0.80		
	27	X	156.26;-126.76;8.00	5.0;0.0;-108.7		0.80		
	28	X	139.94;-138.84;8.00	5.0;0.0;-172.5		0.80		
	29	X	113.65;-113.54;8.00	5.0;0.0;105.0		0.80		
	30	X	104.23;-75.40;8.00	5.0;0.0;105.0		0.80		
	31	X	94.61;-37.12;8.00	5.0;0.0;106.1		0.80		
	32	X	62.81;3.86;8.00	5.0;0.0;149.9		0.80		
	33	X	19.62;11.85;8.00	5.0;0.0;180.0		0.80		
	34	X	24.88;-134.41;8.00	5.0;0.0;-29.8		0.80		
	35	X	122.67;-147.51;8.00	5.0;0.0;101.1		0.80		
	36	X	117.28;-166.21;8.00	5.0;0.0;-72.2		0.80		
	37	X	133.69;-176.49;8.00	5.0;0.0;119.0		0.80		
	38	X	142.34;-189.72;8.00	5.0;0.0;128.8		0.80		
	39	X	120.66;-131.43;8.00	5.0;0.0;127.8		0.80		

3.4 Tabella Riepilogativa Puntamenti

Struttura	Fila	Colonna	Rifer. 2D	On	Posizione Apparecchi X[m] Y[m] Z[m]	Rotazione Apparecchi X[°] Y[°] Z[°]	Puntamenti X[m] Y[m] Z[m]	R.Asse [°]	Coeff. Mant.	Rifer.
			A-1	X	1.22;1.07;8.00	5.0;0.0;0.5	1.21;1.77;0.00	-90	0.80	A
			A-2	X	40.73;0.12;8.00	5.0;0.0;-6.7	40.81;0.82;0.00	-90	0.80	A
			A-3	X	74.53;-20.08;8.00	5.0;0.0;-48.1	75.05;-19.61;0.00	-90	0.80	A
			A-4	X	88.61;-57.30;8.00	5.0;0.0;-75.3	89.29;-57.12;0.00	-90	0.80	A
			A-5	X	98.78;-96.98;8.00	5.0;0.0;-76.6	99.46;-96.82;0.00	-90	0.80	A
			A-6	X	105.97;-134.62;8.00	5.0;0.0;-95.8	106.67;-134.69;0.00	-90	0.80	A
			A-7	X	92.71;-150.04;8.00	5.0;0.0;-152.7	93.03;-150.66;0.00	-90	0.80	A
			A-8	X	72.29;-147.11;8.00	5.0;0.0;149.2	71.93;-147.71;0.00	-90	0.80	A
			A-9	X	42.70;-131.79;8.00	5.0;0.0;152.5	42.38;-132.41;0.00	-90	0.80	A
			A-10	X	51.91;-148.58;8.00	5.0;0.0;-33.3	52.29;-148.00;0.00	-90	0.80	A
			A-11	X	82.98;-164.81;8.00	5.0;0.0;-31.5	83.35;-164.21;0.00	-90	0.80	A
			A-12	X	103.93;-177.62;8.00	5.0;0.0;-40.1	104.38;-177.08;0.00	-90	0.80	A
			A-13	X	123.87;-192.19;8.00	5.0;0.0;-46.0	124.37;-191.70;0.00	-90	0.80	A
			A-14	X	142.84;-207.34;8.00	5.0;0.0;-37.1	143.26;-206.78;0.00	-90	0.80	A
			A-15	X	161.67;-223.18;8.00	5.0;0.0;-39.9	162.12;-222.64;0.00	-90	0.80	A
			A-16	X	192.28;-248.27;8.00	5.0;0.0;-39.9	192.73;-247.73;0.00	-90	0.80	A
			A-20	X	290.38;-266.71;8.00	5.0;0.0;-169.2	290.51;-267.40;0.00	-90	0.80	A
			A-21	X	250.83;-269.15;8.00	5.0;0.0;172.0	250.73;-269.84;0.00	-90	0.80	A
			A-22	X	214.37;-253.05;8.00	5.0;0.0;135.0	213.88;-253.54;0.00	-90	0.80	A
			A-23	X	184.03;-227.87;8.00	5.0;0.0;131.7	183.51;-228.34;0.00	-90	0.80	A
			A-24	X	159.15;-207.02;8.00	5.0;0.0;137.5	158.68;-207.54;0.00	-90	0.80	A
			A-25	X	154.70;-185.42;8.00	5.0;0.0;78.4	154.01;-185.28;0.00	-90	0.80	A
			A-26	X	160.47;-160.00;8.00	5.0;0.0;78.4	159.78;-159.86;0.00	-90	0.80	A
			A-27	X	167.01;-134.93;8.00	5.0;0.0;78.4	166.32;-134.79;0.00	-90	0.80	A
			A-28	X	168.53;-109.91;8.00	5.0;0.0;100.8	167.84;-110.04;0.00	-90	0.80	A
			A-29	X	152.36;-99.97;8.00	5.0;0.0;-57.8	152.95;-99.60;0.00	-90	0.80	A
			A-30	X	156.26;-126.76;8.00	5.0;0.0;-108.7	156.92;-126.98;0.00	-90	0.80	A
			A-31	X	139.94;-138.84;8.00	5.0;0.0;-172.5	140.03;-139.53;0.00	-90	0.80	A
			A-32	X	113.65;-113.54;8.00	5.0;0.0;105.0	112.97;-113.72;0.00	-90	0.80	A
			A-33	X	104.23;-75.40;8.00	5.0;0.0;105.0	103.55;-75.58;0.00	-90	0.80	A
			A-34	X	94.61;-37.12;8.00	5.0;0.0;106.1	93.94;-37.31;0.00	-90	0.80	A
			A-35	X	62.81;3.86;8.00	5.0;0.0;149.9	62.46;3.25;0.00	-90	0.80	A
			A-36	X	19.62;11.85;8.00	5.0;0.0;180.0	19.62;11.15;0.00	-90	0.80	A
			A-37	X	24.88;-134.41;8.00	5.0;0.0;-29.8	25.23;-133.80;0.00	-90	0.80	A
			A-38	X	122.67;-147.51;8.00	5.0;0.0;101.1	121.98;-147.64;0.00	-90	0.80	A
			A-39	X	117.28;-166.21;8.00	5.0;0.0;-72.2	117.95;-166.00;0.00	-90	0.80	A
			A-40	X	133.69;-176.49;8.00	5.0;0.0;119.0	133.08;-176.83;0.00	-90	0.80	A
			A-41	X	142.34;-189.72;8.00	5.0;0.0;128.8	141.79;-190.16;0.00	-90	0.80	A
			A-42	X	120.66;-131.43;8.00	5.0;0.0;127.8	120.11;-131.86;0.00	-90	0.80	A

4.1 Valori di Illuminamento Orizzontale sul Piano di Lavoro

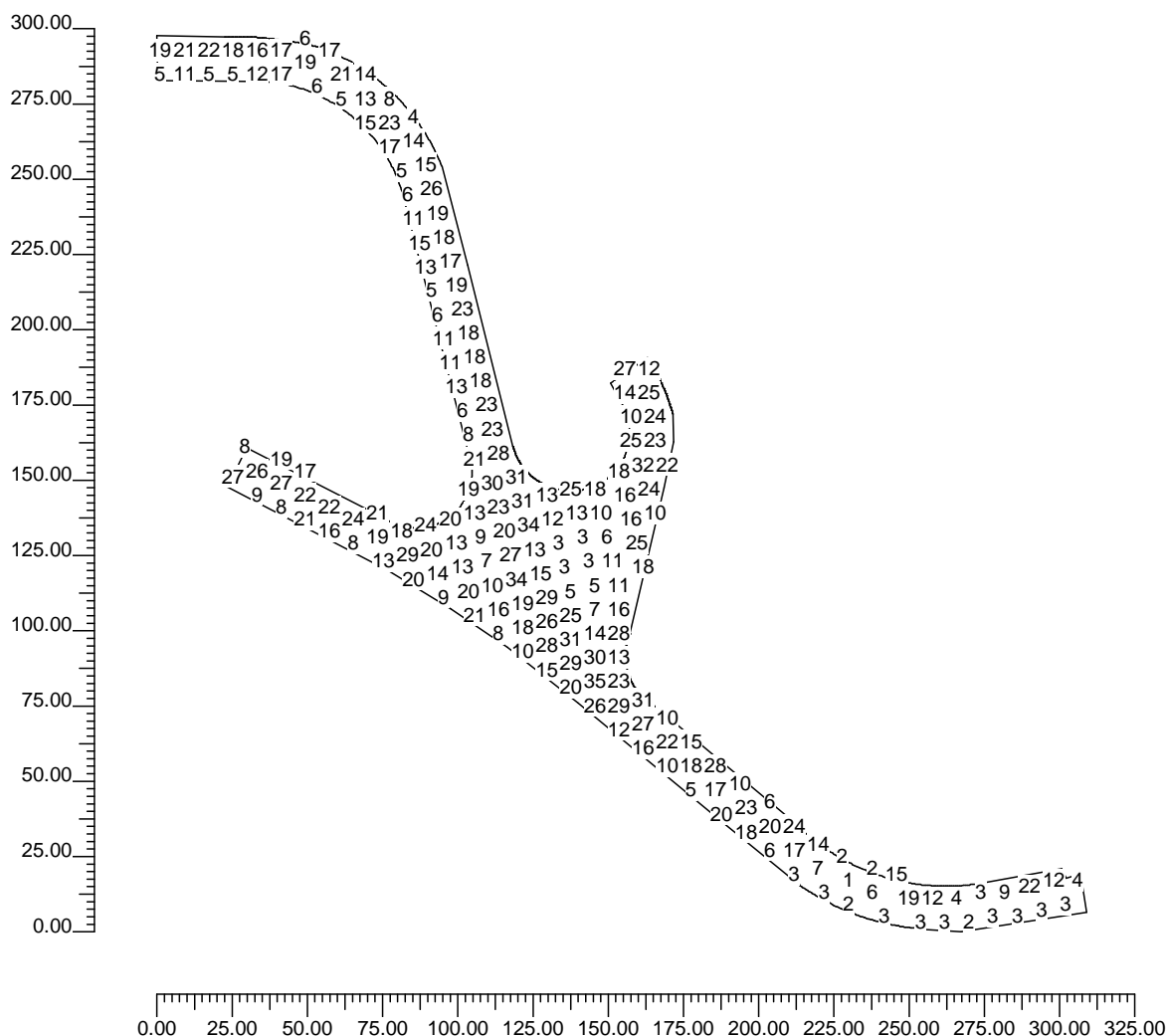
O (x:-0.01 y:-283.50 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	17 lux	1 lux	40 lux	0.03	0.01	0.42

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/2500

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



4.2 Valori di Illuminamento su:Piano di Lavoro

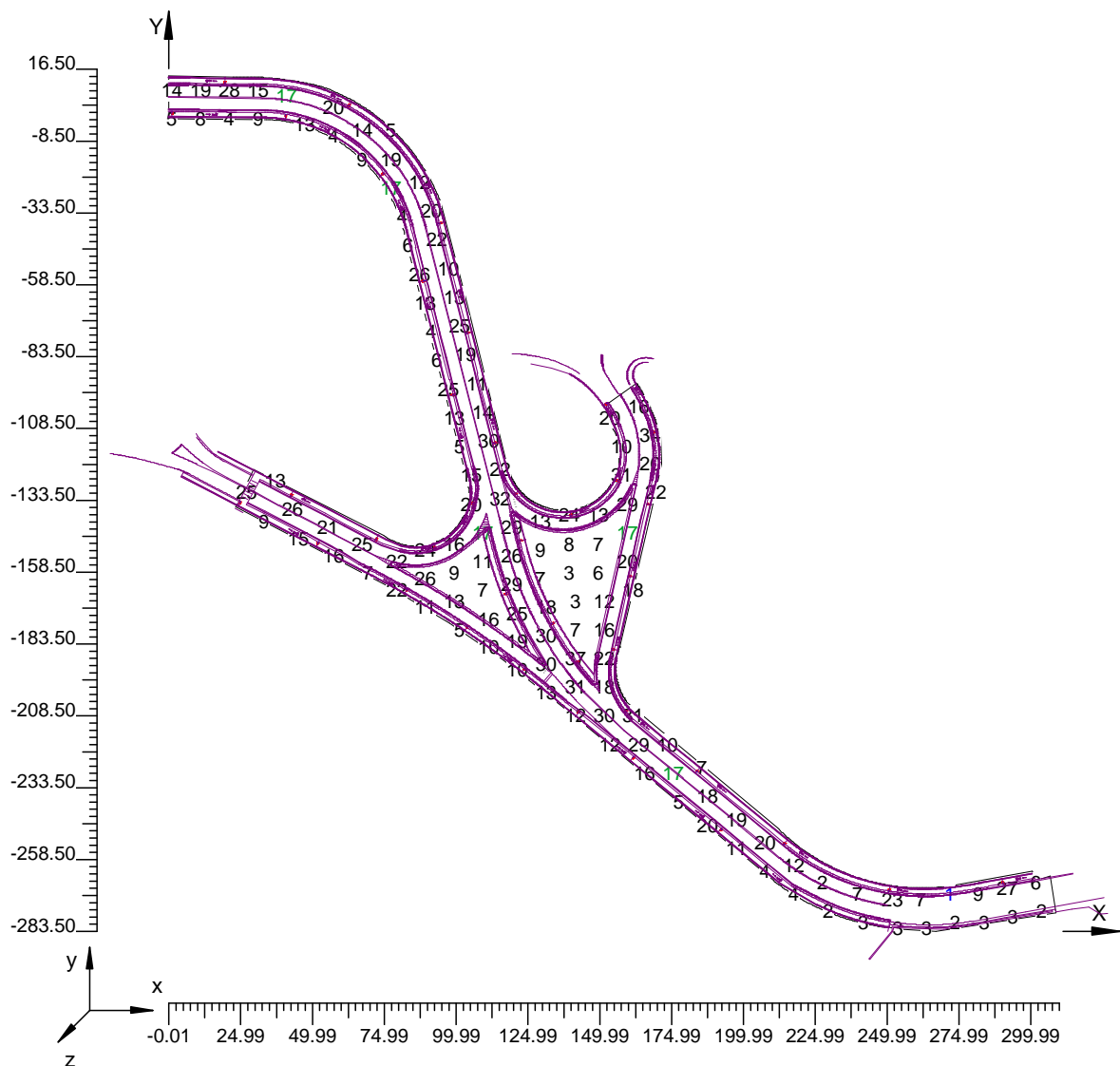
O (x:-0.01 y:-283.50 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	17 lux	1 lux	40 lux	0.03	0.01	0.42

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/2500

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



4.3 Valori di Illuminamento su:1

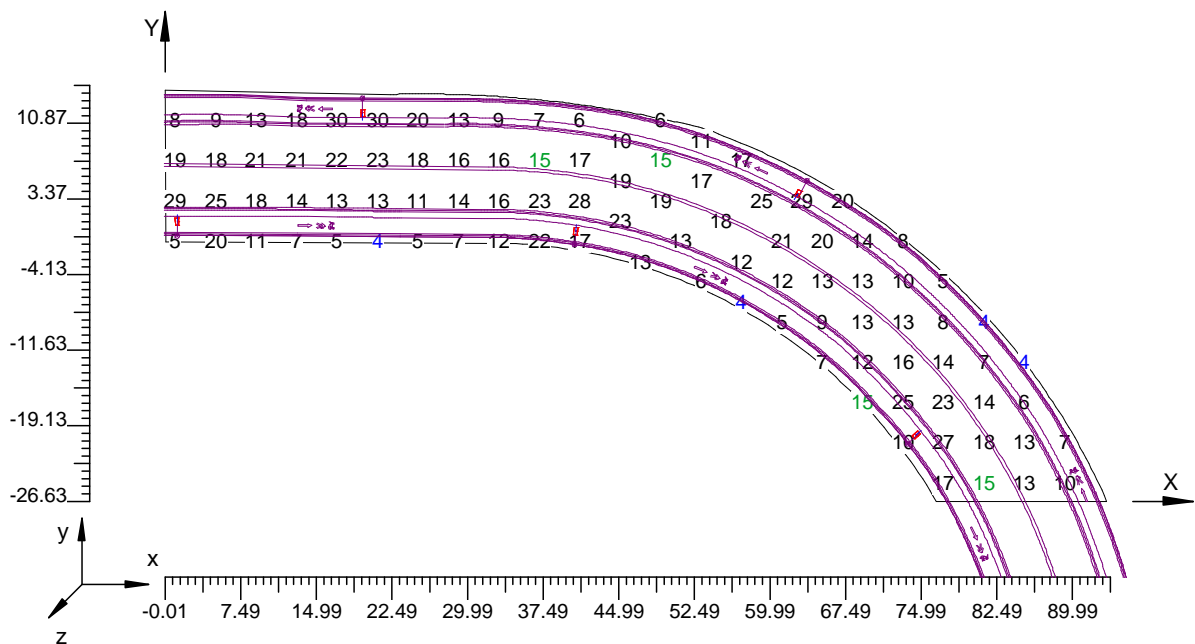
O (x:-0.01 y:-26.63 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	15 lux	4 lux	32 lux	0.24	0.11	0.47

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/750

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



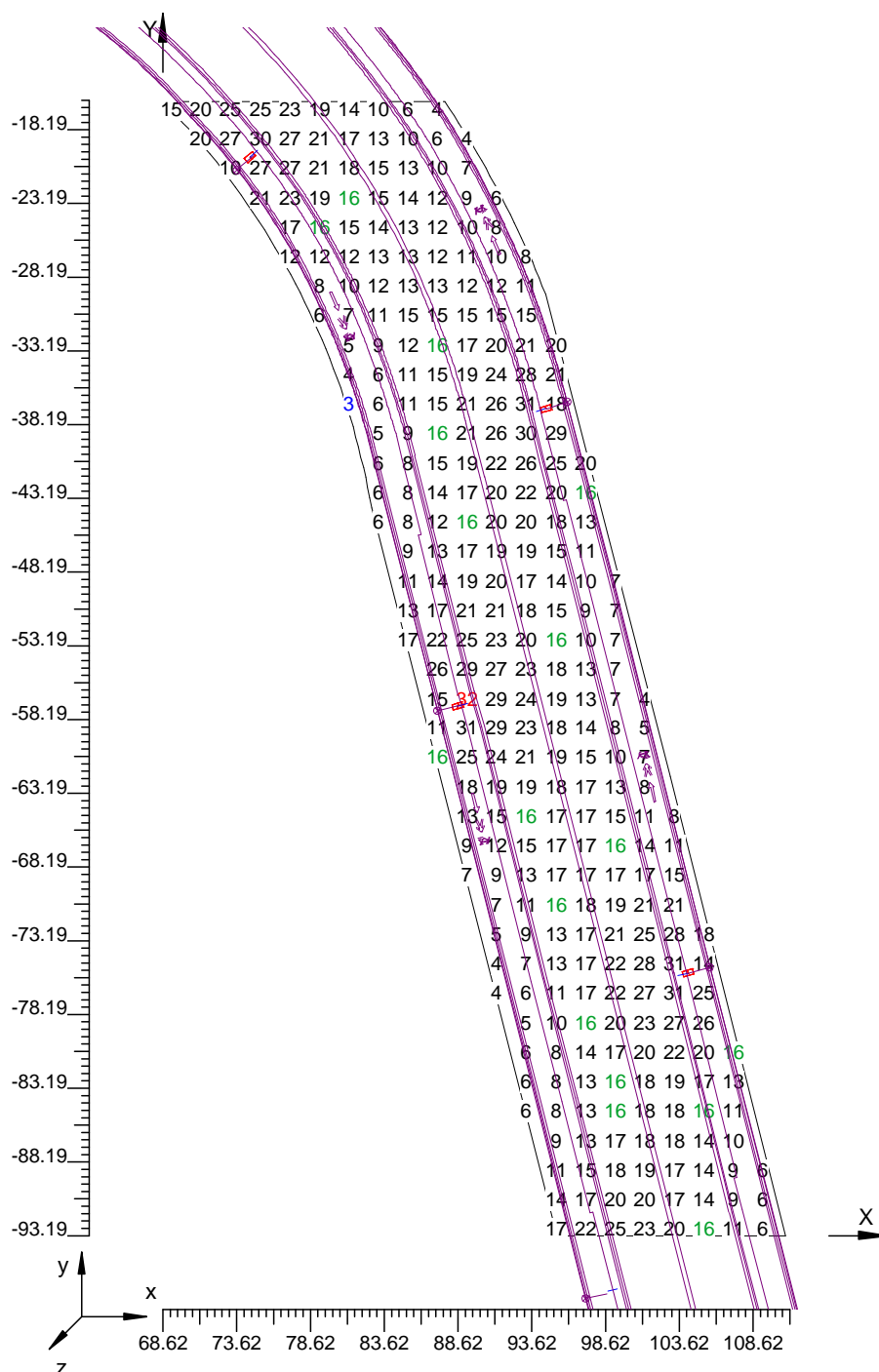
4.4 Valori di Illuminamento su:2

O (x:68.62 y:-93.19 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	16 lux	3 lux	32 lux	0.22	0.11	0.49

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/500



4.5 Valori di Illuminamento su:3

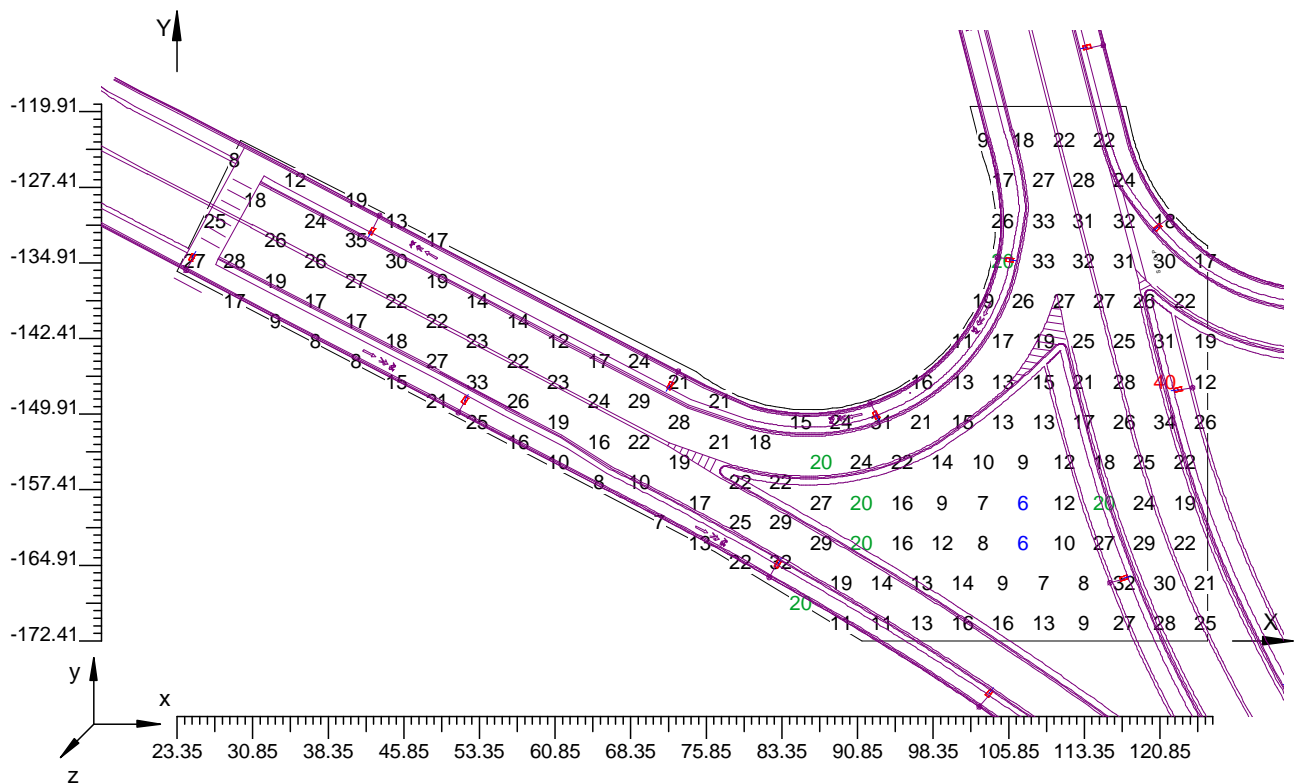
O (x:23.35 y:-172.41 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	20 lux	6 lux	40 lux	0.29	0.15	0.51

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/750

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



4.6 Valori di Illuminamento su:4

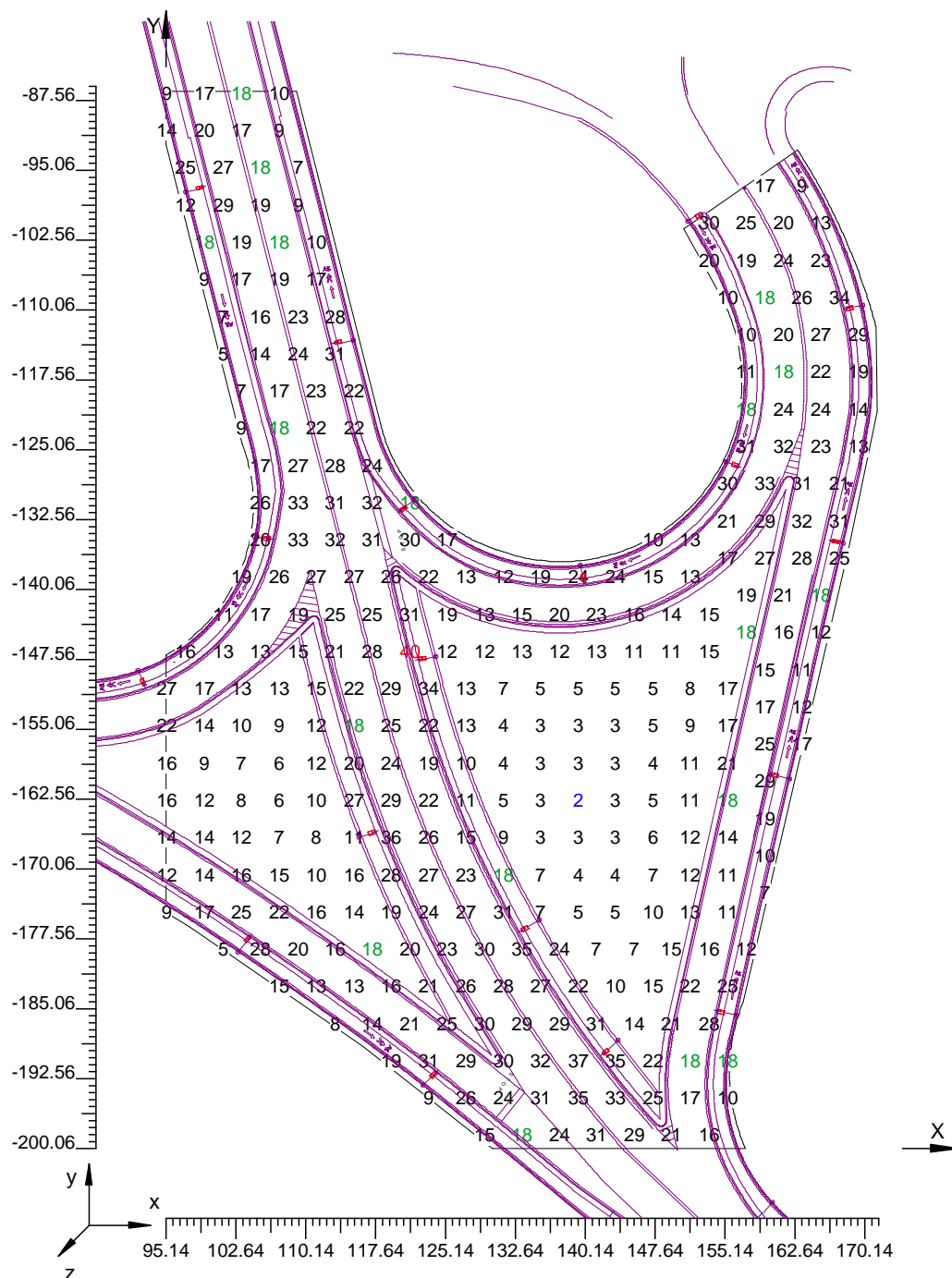
O (x:95.14 y:-200.06 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	18 lux	2 lux	40 lux	0.12	0.05	0.45

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/750

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



4.7 Valori di Illuminamento su:5

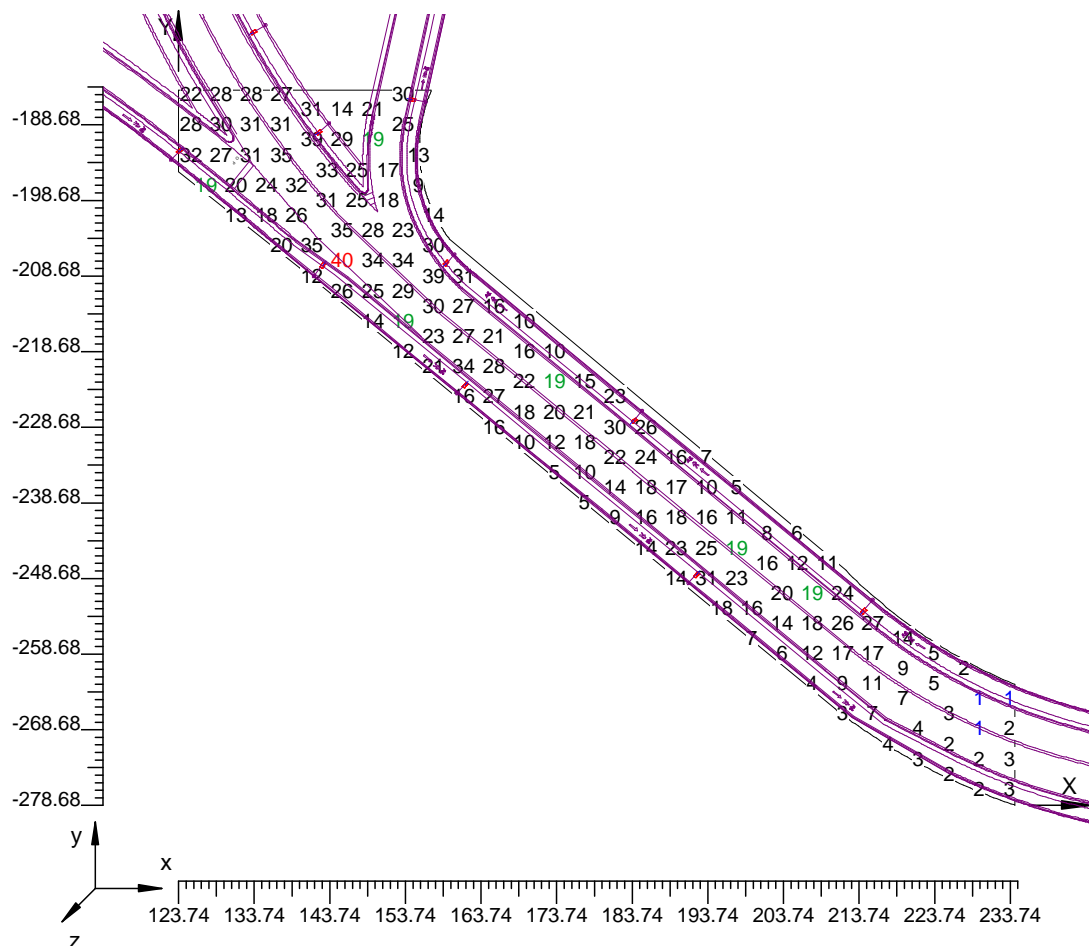
O (x:123.74 y:-278.68 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	19 lux	1 lux	40 lux	0.03	0.01	0.47

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/1000

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



4.8 Valori di Illuminamento su:6

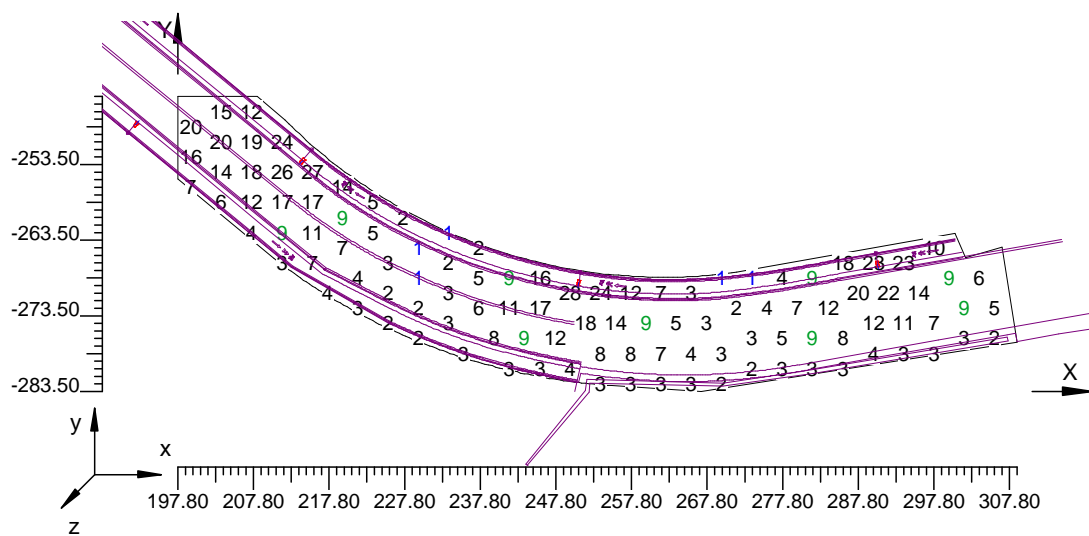
O (x:197.80 y:-283.50 z:0.00)	Risultati	Medio	Minimo	Massimo	Min/Medio	Min/Max	Medio/Max
DX:2.01 DY:2.00	Illuminamento Orizzontale (E)	9 lux	1 lux	29 lux	0.06	0.02	0.30

Tipo Calcolo

Solo Dir.

Scala 1/1000

Non tutti i punti di calcolo sono visibili



Informazioni Generali

1

1. Dati Riepilogativi Progetto

1.1	Informazioni Area	2
1.2	Calcolo Energetico	2
1.3	Parametri di Qualità dell'Impianto	2

2. Viste Progetto

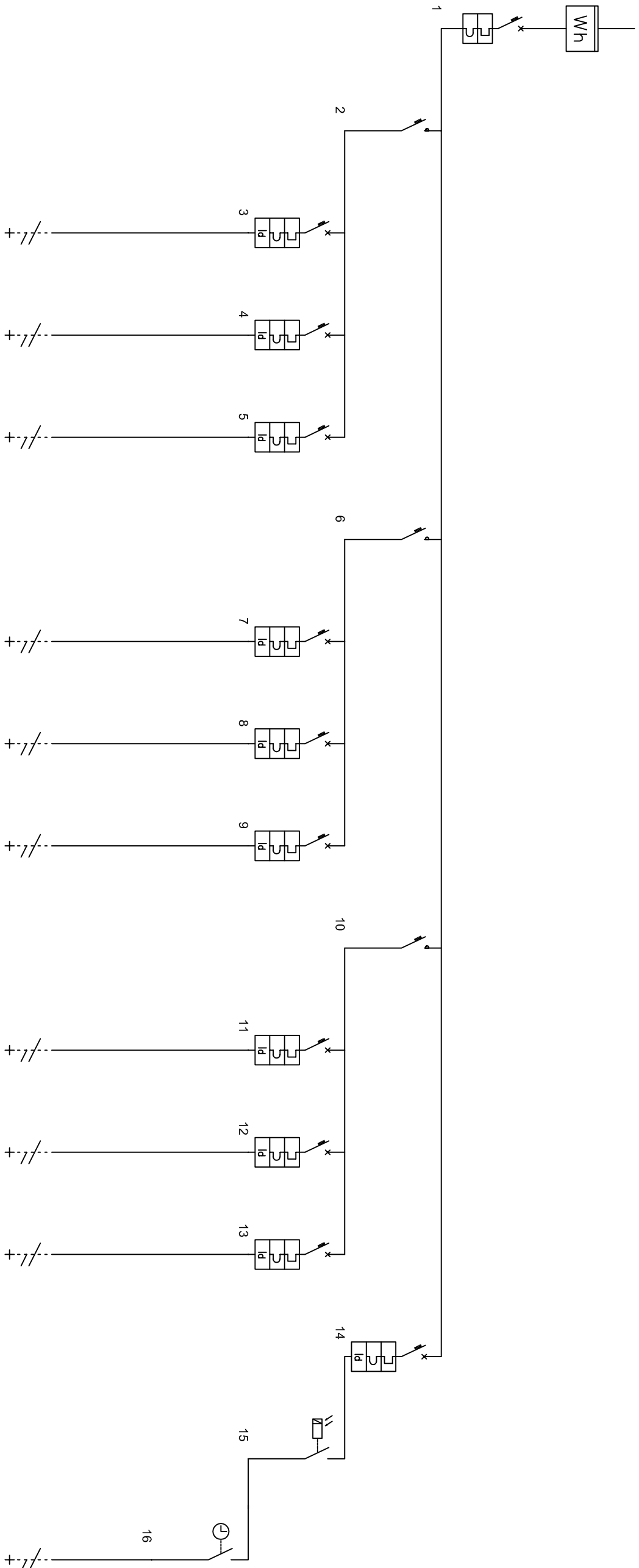
2.1	Vista 2D Piano Lavoro e Griglia di Calcolo	3
2.2	Vista 2D in Pianta	4
2.3	Vista Laterale	5
2.4	Vista Frontale	6

3. Dati Riepilogativi Apparecchi

3.1	Informazioni Apparecchi/Rilievi	7
3.2	Informazioni Lampade	7
3.3	Tabella Riepilogativa Apparecchi	7
3.4	Tabella Riepilogativa Puntamenti	7

4. Tabella Risultati

4.1	Valori di Illuminamento Orizzontale sul Piano di Lavoro	9
4.2	Valori di Illuminamento su:Piano di Lavoro	10
4.3	Valori di Illuminamento su:1	11
4.4	Valori di Illuminamento su:2	12
4.5	Valori di Illuminamento su:3	13
4.6	Valori di Illuminamento su:4	14
4.7	Valori di Illuminamento su:5	15
4.8	Valori di Illuminamento su:6	16



Descrizione linea	Generale LUCE	CONTATTORE Linea 1	Circuito A	Circuito B	Circuito C	CONTATTORE Linea 2	Circuito A	Circuito B	Circuito C	CONTATTORE Linea 3	Circuito A	Circuito B	Circuito C	PROTEZIONE AUSILIARI	Crespuscolare (a contatori)	Orologio
Fasi della linea	L1 L2 L3 N	L1 L2 L3 N	L1 N	L1 N	L1 N	L1 L2 L3 N	L1 N	L1 N	L1 N	L1 L2 L3 N	L1 N	L1 N	L1 N	L1 L2 L3 N	L1 N	L1 N
Lunghezza linea a valle [m]	0,0		180,0	200,0	280,0		280,0	340,0	200,0		350,0	550,0	650,0			1,0
Potenza totale	3,950 kW	1,200 kW	0,500 kW	0,400 kW	0,300 kW	1,250 kW	0,400 kW	0,400 kW	0,450 kW	1,400 kW	0,500 kW	0,500 kW	0,400 kW	0,100 kW	0,100 kW	0,100 kW
Potenza effettiva	3,950 kW	1,200 kW	0,500 kW	0,400 kW	0,300 kW	1,250 kW	0,400 kW	0,400 kW	0,450 kW	1,400 kW	0,500 kW	0,500 kW	0,400 kW	0,100 kW	0,100 kW	0,100 kW
Corrente di impiego Ib [A]	19,08	5,80	2,42	1,93	1,45	6,04	1,93	1,93	2,17	6,76	2,42	2,42	1,93	0,48	0,48	0,48
Corrente nominale In [A]	25,00	20,00	16,00	16,00	16,00	20,00	16,00	16,00	16,00	20,00	16,00	16,00	16,00	10,00	16,00	16,00
Sezione fase [mm²]	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0			1,5
Portata fase [A]	60,00		48,25	48,25	48,25		48,25	48,25	48,25		48,25	48,25	48,25			19,50
Sezione neutro [mm²]	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0			1,5
Sezione PE [mm²]	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0		10,0	10,0	10,0			1,5
Corrente L1 [A]	19,08	5,80	2,42	1,93	1,45	6,04	1,93	1,93	2,17	6,76	2,42	2,42	1,93	0,48	0,48	0,48
Corrente L2 [A]	0,00	0,00				0,00				0,00						
Corrente L3 [A]	0,00	0,00				0,00				0,00						
C.d.T. linea / C.d.T. totale	0,00 / 0,02	0,00 / 0,02	0,79 / 0,81	0,71 / 0,72	0,74 / 0,76	0,00 / 0,02	0,99 / 1,01	1,20 / 1,22	0,79 / 0,81	0,00 / 0,02	1,55 / 1,56	2,44 / 2,45	2,30 / 2,32	0,00 / 0,02	0,00 / 0,02	0,01 / 0,02
Icc max inizio linea [kA]	4,34	4,34	2,50	2,50	2,50	4,34	2,50	2,50	2,50	4,34	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
Potere d'interruzione [kA]	10,00		10,00	10,00	10,00		10,00	10,00	10,00		10,00	10,00	10,00	10,00		
Tipo differenziale			Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo		Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo		Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo	Tipo AC Istantaneo		
Idiff [A] / Tdiff [s]			0,03 / 0,0	0,03 / 0,0	0,03 / 0,0		0,03 / 0,0	0,03 / 0,0	0,03 / 0,0		0,03 / 0,0	0,03 / 0,0	0,03 / 0,0	0,03 / 0,0		
Sigla cavo	FG7(O)R		FG7(O)R	FG7(O)R	FG7(O)R		FG7(O)R	FG7(O)R	FG7(O)R		FG7(O)R	FG7(O)R	FG7(O)R			