



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina
2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTE SUL RU SEC Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00VIO2STRRE01_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00VIO2STRRE01

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

SETTEMBRE 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Piano straordinario “Cortina 2021”
SS51 “di Alemagna” - Variante all’abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

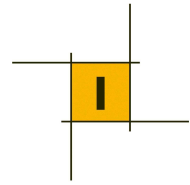
OPERE D’ARTE MAGGIORI

Ponte sul Ru Sec

Relazione Tecnica e di Calcolo

INDICE

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	INTRODUZIONE	2
2.1	Descrizione dell'opera	2
2.2	Geometria	4
3	MATERIALI	8
3.1	Caratteristiche dei materiali impiegati.....	8
3.2	Resistenza dei materiali impiegati	9
4	ANALISI DEI CARICHI.....	10
4.1	Pesi propri strutturali (g1).....	10
4.2	Pesi permanenti portati (g2)	10
4.3	Carichi variabili da traffico verticali (q1)	10
4.4	Azione longitudinale di frenamento (q3)	13
4.5	Azione del sisma (q6).....	13
4.6	Azione della precompressione (P).....	16
4.7	Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....	16
5	ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO.....	19
5.1	Modello di calcolo	19
5.2	Caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni	20
6	ANALISI E VERIFICHE DELL'IMPALCATO.....	21
6.1	Fase 0 – Costruzione sbalzo	21
6.2	Fase finale – Schema doppio incastro	23
7	MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE	32
7.1	Modello geotecnico	32
7.2	Criteri di calcolo delle fondazioni.....	32
7.1	Criteri di calcolo allo Stato Limite e in condizioni sismiche.....	34
7.2	Risultati delle verifiche	36
7.3	Tabulati verifiche geotecniche della fondazione	37

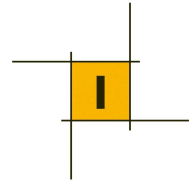


1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche strutturali contenute in questa relazione sono state effettuate in conformità alle normative nazionali vigenti, in particolare alle Nuove Norme Tecniche delle costruzioni di cui al DM 14.01.2008 ed alla circolare n.617 del 02.02.2009 contenente le istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Inoltre in mancanza di specifiche indicazioni delle predette norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati documenti di riferimento di comprovata validità, quali gli Eurocodici (comprese le eventuali appendici nazionali) le istruzioni ed i documenti tecnici del consiglio nazionale delle ricerche (CNR).

- [1]. Legge 5 Novembre 1971, n. 1086. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale precompresso ed a struttura metallica".
- [2]. Decreto ministeriale 14 Gennaio 2008. "Norme tecniche per le costruzioni".
- [3]. Circolare Ministeriale LL.PP. n. 617, 2 febbraio 2009. "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008."



2 INTRODUZIONE

2.1 Descrizione dell'opera

Il ponte sul Ru Sec è stato progettato per accogliere una piattaforma stradale in ambito extraurbano di tipo C2 (2 corsie da 3.5m più due banchine da 1.25m per una larghezza complessiva della piattaforma di 9.5m).

Il ponte ha una lunghezza totale pari a 80 m.

L'andamento planimetrico è rettilineo, mentre quello altimetrico presenta una pendenza longitudinale media del 4.2% ca.

L'impalcato di larghezza complessiva di 10.8m è realizzato in cemento armato precompresso con sezione a cassone monocellulare.

Le spalle del ponte sono degli elementi scatolari in c.a., formati da due camere, un accessibile ed una zavorrata mediante riempimento in terra di scavo. Le due spalle hanno una pianta rettangolare di dimensioni 10.8mx 16m, ed altezza variabile (6.5-7.10m).

Il ponte è stato pensato per essere realizzato per conci gettati in opera in avanzamento dalle due spalle, evitando l'impiego di banchinature/supporti dal basso che possano interferire con l'alveo del corso d'acqua.

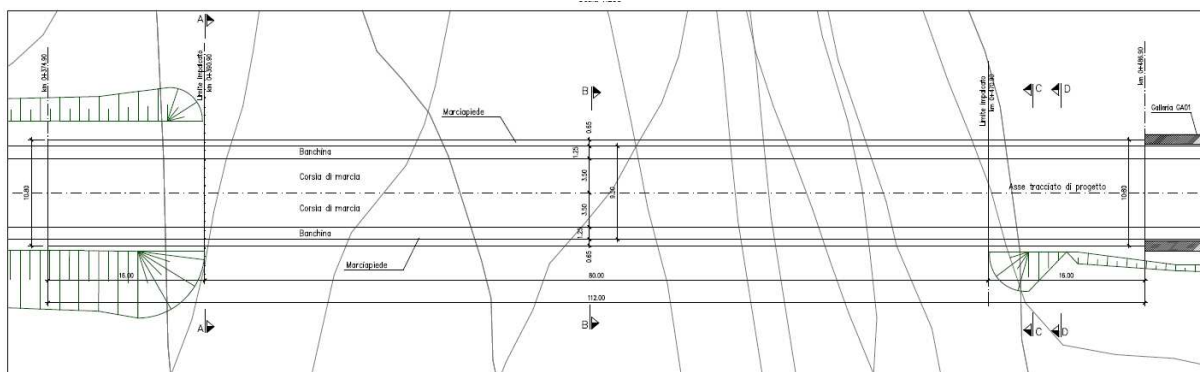


Figura 1: Pianta del ponte Ru Sec

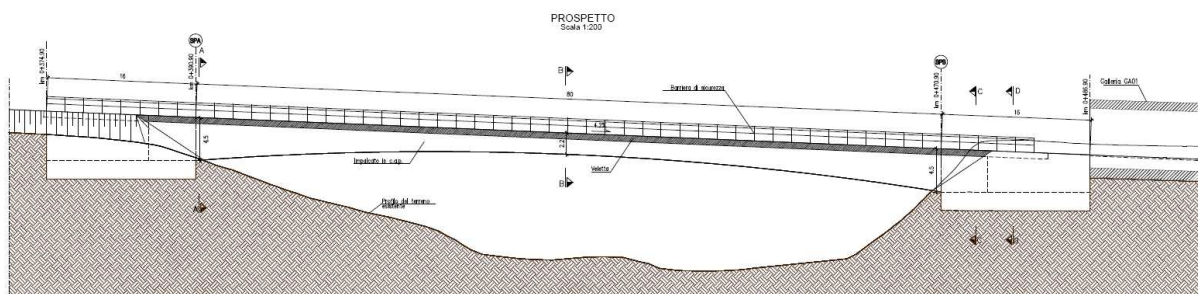


Figura 2: Prospetto del ponte Ru Sec

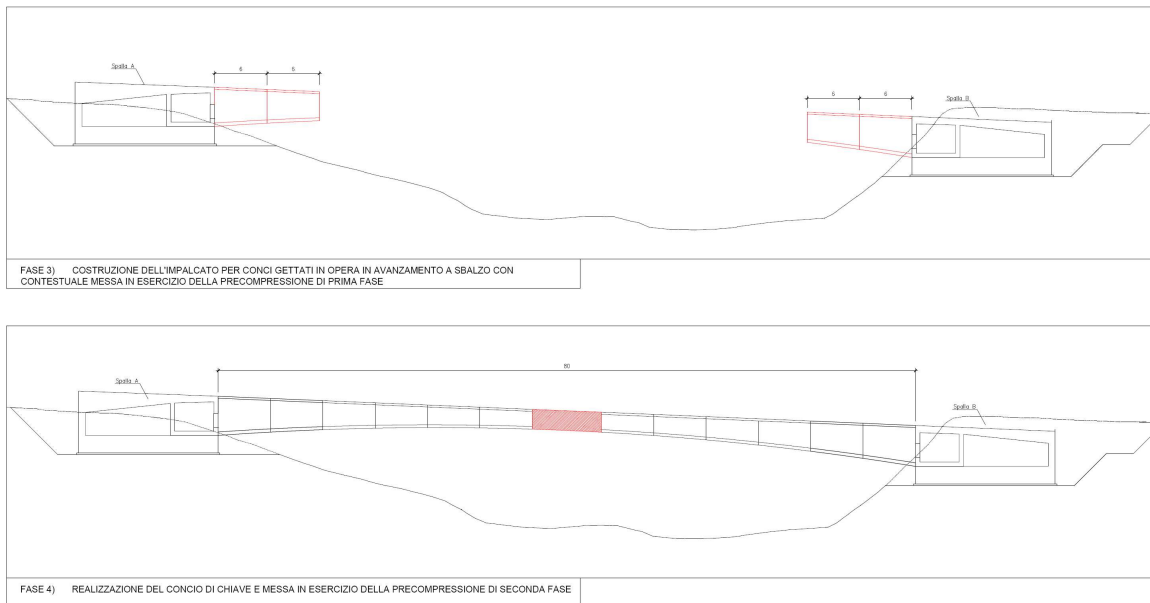
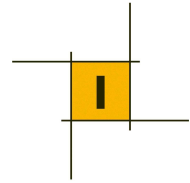
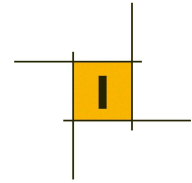


Figura 3: Stralcio fasi realizzative.



2.2 Geometria

2.2.1 Impalcato

Il ponte presenta una sezione trasversale a cassone monocellulare, con anime inclinate, di altezza variabile compresa tra 4.5m alle estremità e 2.2m in mezzeria.

La soletta superiore ha una larghezza totale costante da 10.8m presentando due sbalzi laterali da 2.25m ed un campo centrale da circa 6.30m. Lo spessore è costante e pari a 23cm.

La soletta inferiore presenta un andamento arcuato, ha larghezza variabile da 2.3m (incastro) a 4.5m (mezzeria), il suo spessore diminuisce dall'incastro da 40cm fino a 30cm della sezione di mezzeria.

Le anime presentano un angolo d'inclinazione di 30° rispetto all'asse verticale, lo spessore varia dai 40 cm dell'appoggio fino ai 30 cm della mezzeria.

La precompressione è realizzata con cavi da 19 trefoli T15.7 (A trefolo 150cm²).

Complessivamente sono disposti 36 cavi di cui 26 di prima fase (realizzazione a sbalzo, tutti sul lembo superiore) e 10 di seconda fase (2 superiori e 8 inferiori).

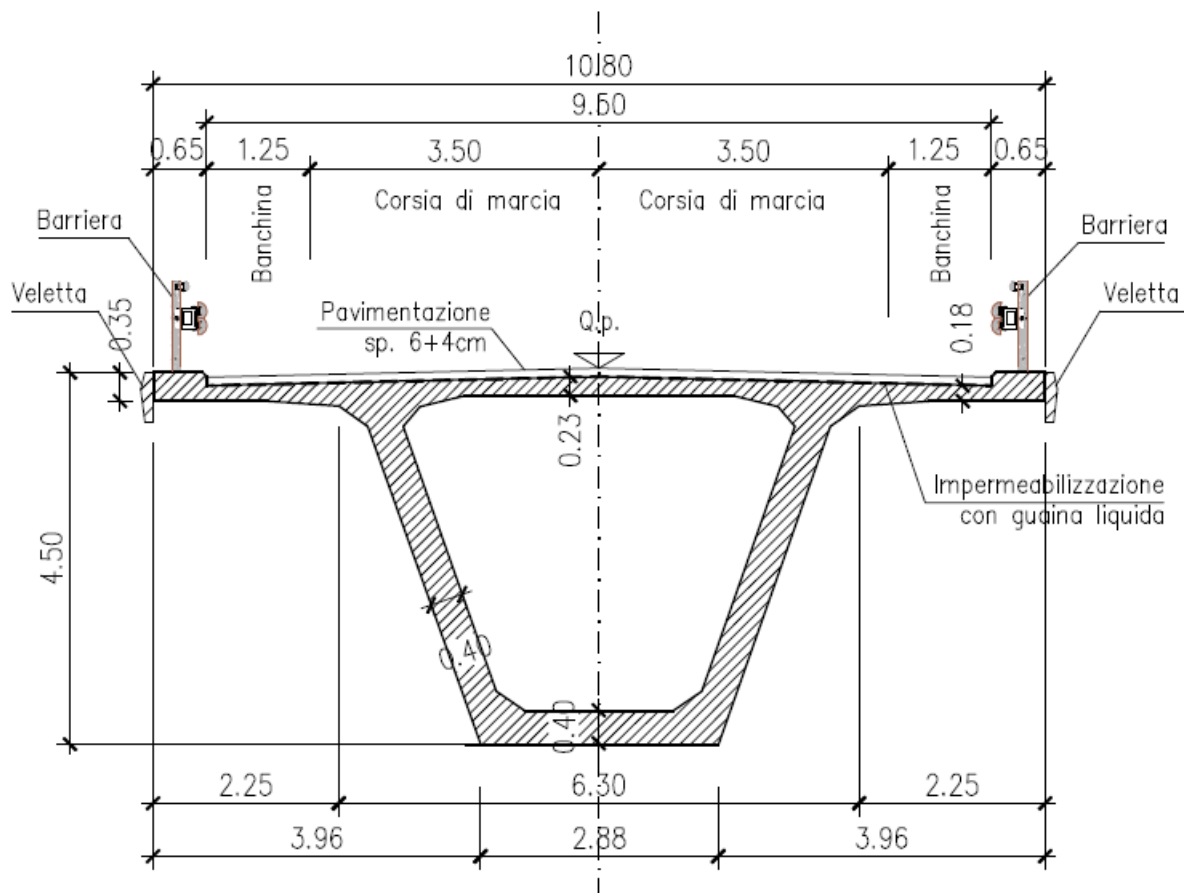


Figura 4: Sezione trasversale all'incastro

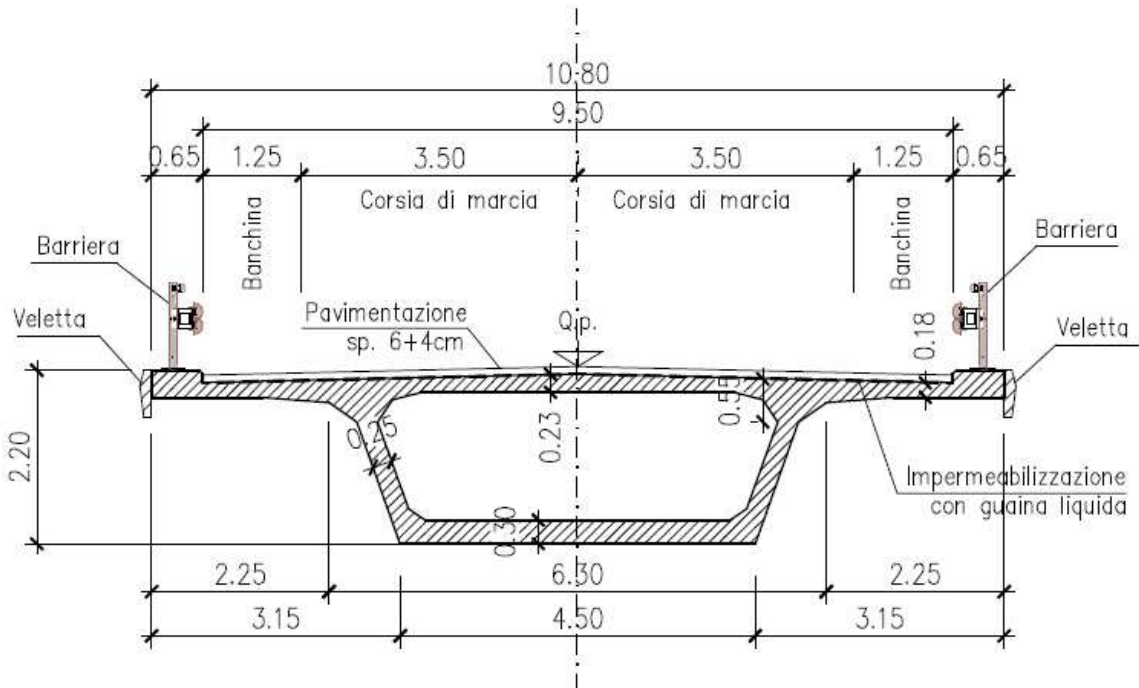
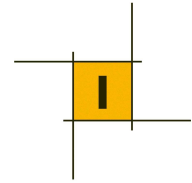


Figura 5: Sezione trasversale impalcato di mezzeria

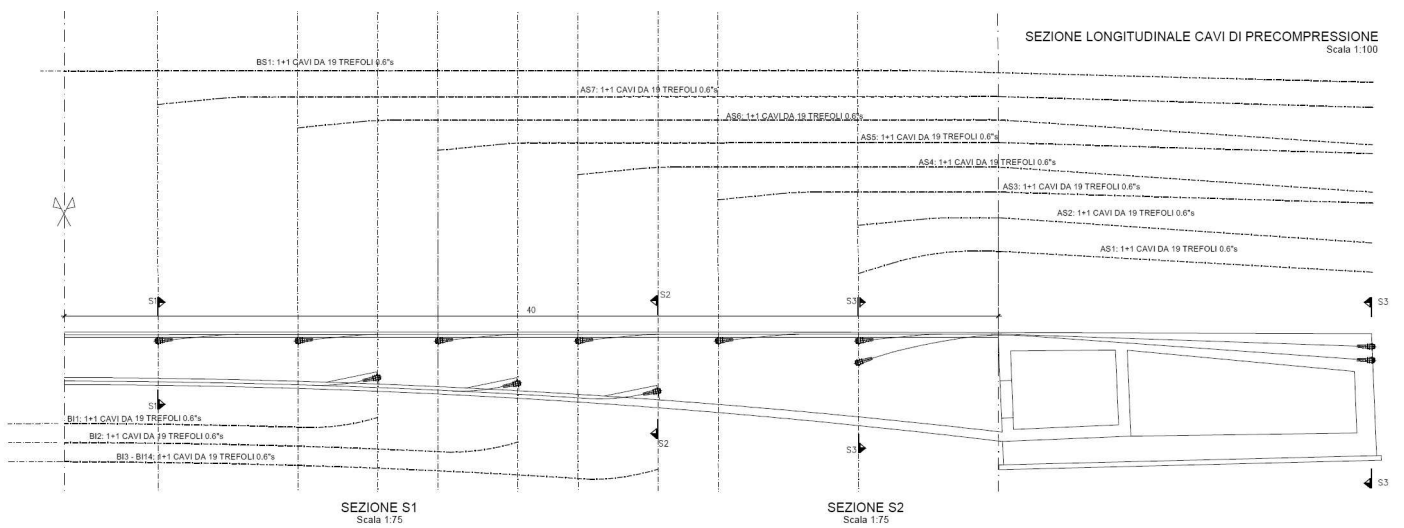
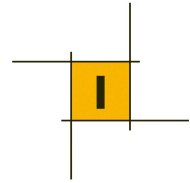


Figura 6: Schema della precompressione



2.2.2 Spalle

Le spalle sono degli elementi massivi scatolari, realizzati in due camere di dimensioni differenti, di cui quella anteriore è lasciata libera per l'accesso al cassone e per l'ispezione, quella retrostante invece viene riempita di terreno e funziona da ancoraggio per la struttura.

Si riportano di seguito la pianta e le sezioni delle spalle.

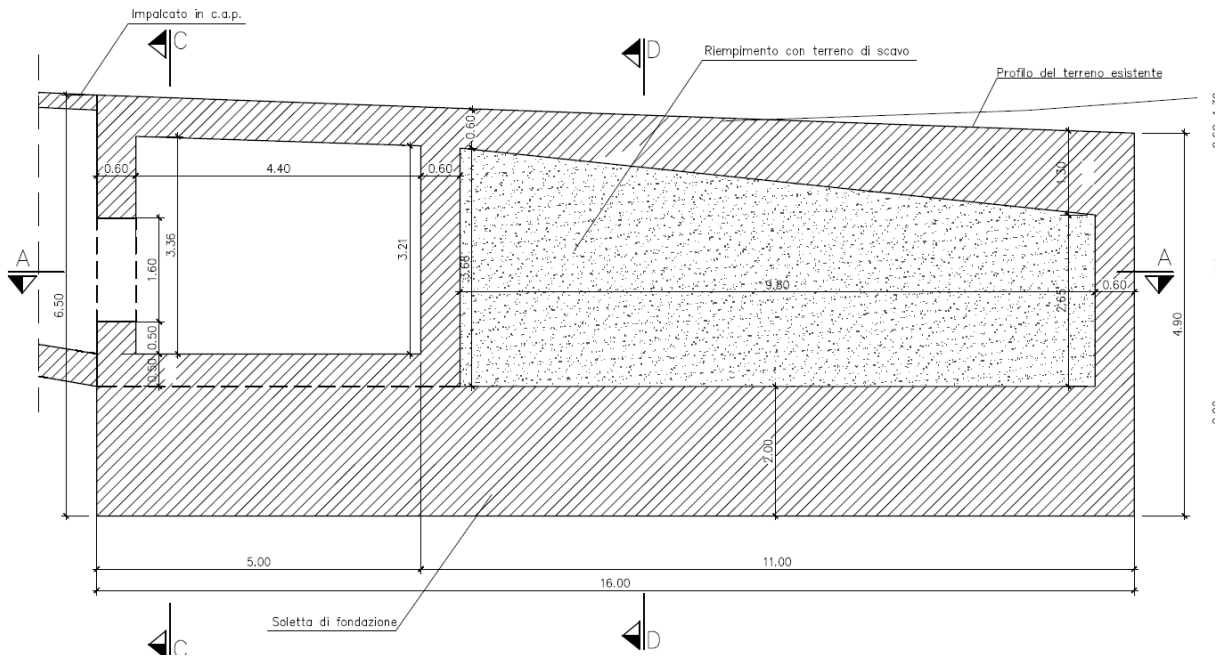


Figura 7: Sezione longitudinale della spalla

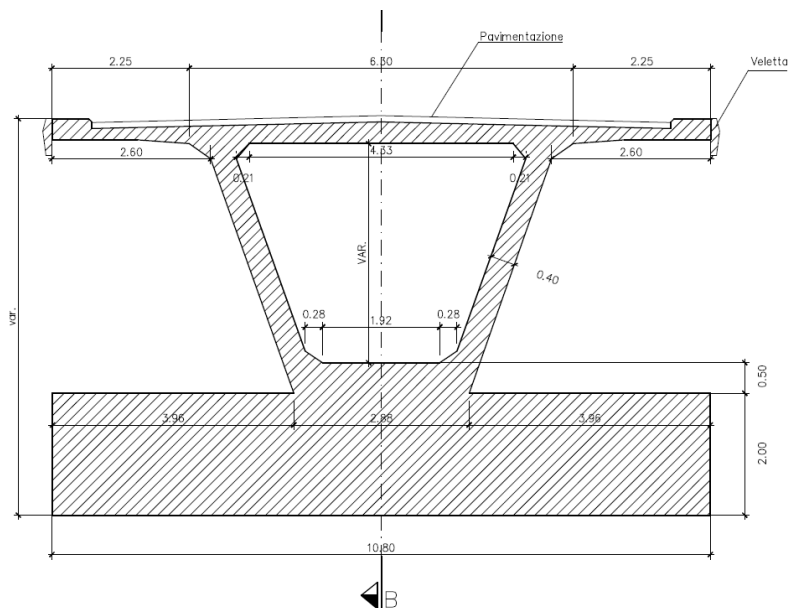


Figura 8: Sezione trasversale della spalla, sezione C-C (in corrispondenza della prima camera)

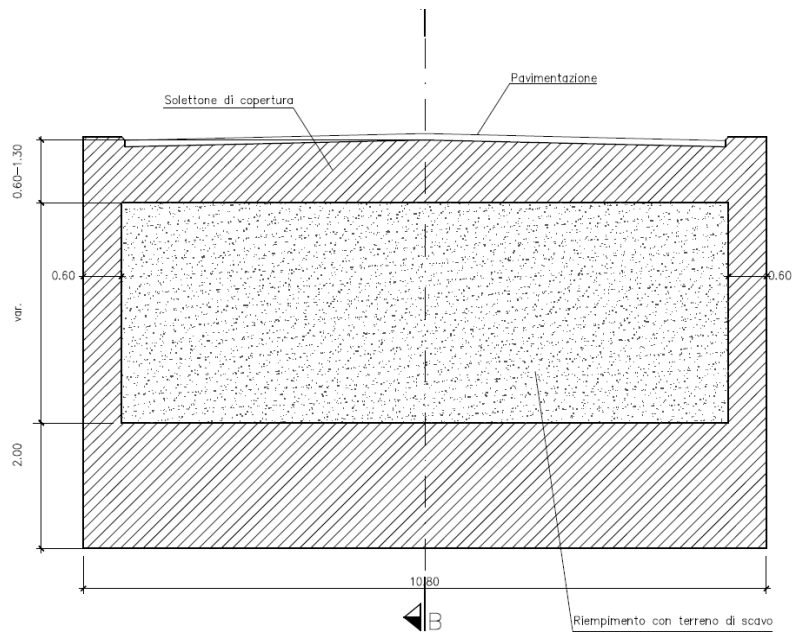
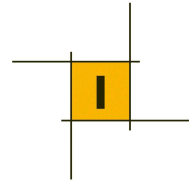
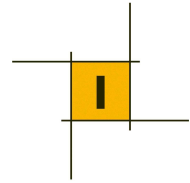


Figura 9: Sezione trasversale della spalla, sezione D-D (in corrispondenza della camera riempita di terreno)



3 MATERIALI

3.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo – Impalcato precompresso

classe di resistenza C45/55 ($R_{ck} \geq 55$ MPa)

classe di esposizione XF4

Calcestruzzo – Fondazioni

classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35$ MPa)

classe di esposizione XC2

Calcestruzzo – Elevazione spalla

classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

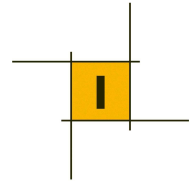
classe di esposizione XF2

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

Acciaio armatura da precompressione

Trefoli $f_{ptk} = 1860$ MPa (controllato in stabilimento)



3.2 Resistenza dei materiali impiegati

Calcestruzzo

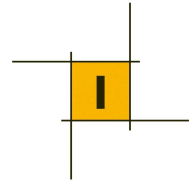
	C28/35	C32/40	C45/55	
$f_{ck} \geq$	28	32	45	[MPa]
$R_{ck} \geq$	35	40	55	[MPa]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	36	40	53	[MPa]
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	32308	33346	36283	[MPa]
$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.71	2.95	3.80	[MPa]
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	1.89	2.07	2.66	[MPa]
$\gamma_c = 1.5$				[]
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$	15.9	18.1	25.5	[MPa]
$f_{ctd} \geq f_{ctk} / \gamma_c$	1.26	1.38	1.77	[MPa]

Acciaio armatura ordinaria

$f_{tk} \geq 540$ MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq 450$ MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1.15$	
$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_s = 450 \text{ Mpa} / 1.15 = 391$ MPa	tensione di calcolo di snervamento

Acciaio armatura da precompressione

$f_{ptk} = 1860$ MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p1k} = 1670$ MPa	tensione caratteristica allungamento 1%



4 ANALISI DEI CARICHI

Pesi specifici dei materiali:

- Peso specifico dell'acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$;
- Peso specifico calcestruzzo armato $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Peso specifico bitume $\gamma_b = 20.0 \text{ kN/m}^3$.
- Peso terreno $\gamma_t = 19.5 \text{ kN/m}^3$.

Si adotta la seguente nomenclatura:

- B larghezza impalcato;
- s spessore;
- p peso dell'elemento a ml;
- P peso totale dell'elemento.

4.1 Pesi propri strutturali (g1)

Il peso proprio della struttura viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato. Il peso specifico del materiale è $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$, da cui si ricava il peso complessivo dell'impalcato pari a circa 12860 kN.

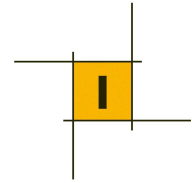
4.2 Pesi permanenti portati (g2)

	B [m]	s [m]	γ_s [kN/m ³]	p [kN/m]	P [kN]
Strato di usura (4cm)+ binder (6cm)	9.50	0.10	20	19.0	1520
Barriere H2 + veletta	-	-	-	7.0	560

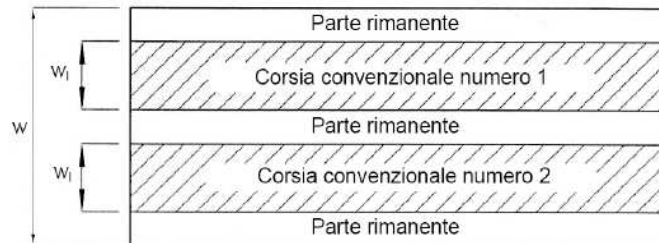
Tabella 4.1 – Pesi permanenti portati g2

4.3 Carichi variabili da traffico verticali (q1)

I carichi variabili da traffico sono stati valutati in base alle prescrizioni del capitolo 5 del DM14.01.2008 per ponti di I categoria.



4.3.1 Definizione delle corsie convenzionali



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Larghezza della carreggiata $w = 9.5 \text{ m}$; $n. \text{ corsie} = 9.5\text{m}/3.0\text{m} = 3$; Larghezza rimanente = 0.5 m.

4.3.2 Schemi di carico (q_1) per verifiche statiche

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprendendo gli effetti dinamici:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. 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 considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 10: Entità dei carichi mobili per ponti

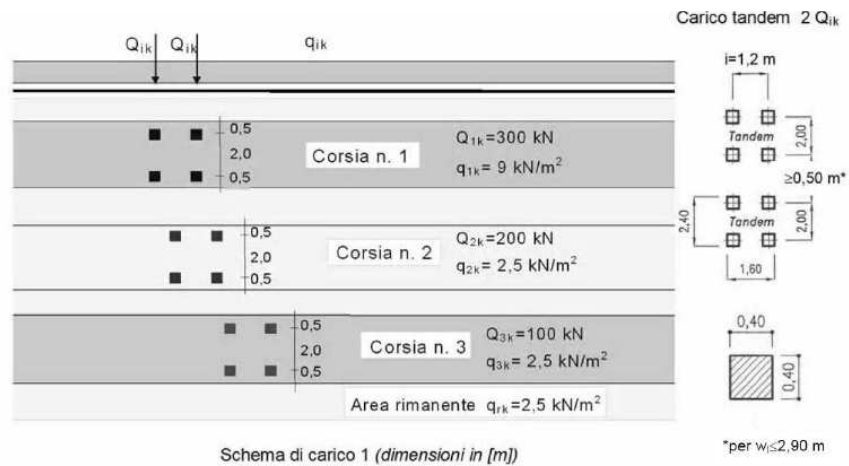
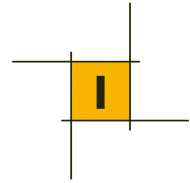


Figura 11: Schemi carichi mobili

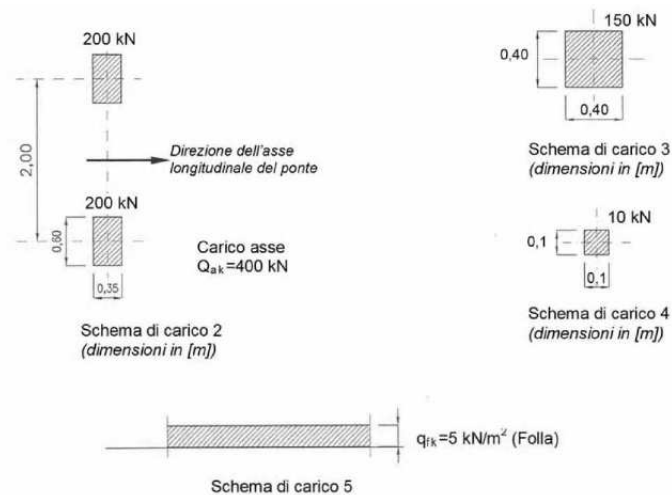


Figura 12: Schemi carichi mobili

La numerazione e la disposizione dei carichi viene modificata per ottenere le condizioni più sfavorevoli ai fini del calcolo delle sollecitazioni dell'elemento considerato.

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Schema di carico 1 - Configurazione trasversale delle corsie di carico

Ai fini delle successive analisi e verifiche è stata individuata la seguente configurazione trasversale delle corsie dei carichi mobili per massimizzare le forze verticali e i momenti trasversali agenti sull'impalcato.

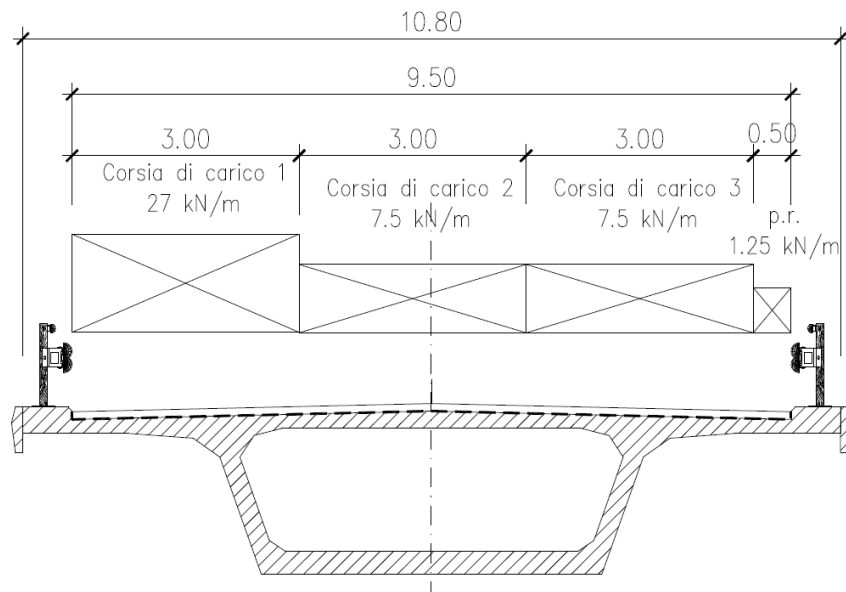
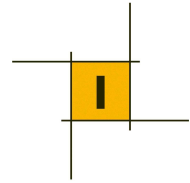


Figura 13: Configurazione trasversale corsie di veicoli per massimizzare le sollecitazioni su ogni trave

Nel programma di calcolo impiegato per l'analisi delle sollecitazioni sono stati definiti dei casi di carico tipo "moving load" al fine di ottenere l'involuppo delle sollecitazioni di flessione-taglio indotte dai carichi mobili veicolari.

4.4 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a quanto segue per i ponti di prima categoria:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 * (2 * Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0.6 * (2 * 300 \text{ kN}) + 0.10 * 9 \text{ kN/m} * 3 \text{ m} * 80 \text{ m} = 576 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

4.5 Azione del sisma (q_6)

4.5.1 Definizione dell'azione sismica

Sito di costruzione

Regione Veneto – Provincia di Belluno – Comune di San Vito di Cadore

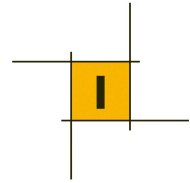
Vita nominale della struttura, stati limite e periodo di ritorno

La vita nominale della struttura è pari a $V_N = 100$ anni.

Il coefficiente d'uso della costruzione è pari a $c_u = 2$.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$V_R = V_N * c_u = 100 \text{ anni} * 2 = 200 \text{ anni.}$$



Sono presi in considerazione gli stati limite SLD e SLV, cui corrispondono le probabilità di superamento P_{VR} indicate ed i periodi di ritorno T_R calcolati secondo la formula seguente.

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) \quad \text{periodo di ritorno}$$

Stato limite SLD: $P_{VR} = 63\%$, $T_R = 201$ anni

Stato limite SLV: $P_{VR} = 10\%$, $T_R = 1898$ anni

Parametri di base dell'azione sismica

I parametri di base della azione sismica per gli stati limite indicati sono riportati a seguire.

Stato limite	T_R	a_g	F_0	T_c^*
SLD	201	0.061	2.530	0.327
SLV	1898	0.167	2.622	0.398
	[anni]	[g]	[]	[sec]

Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della determinazione dell'azione sismica è necessario classificare il terreno di fondazione su cui sorgerà l'opera. In base alle specifiche contenute nel p.to 3.2.2 del DM 14.01.2008, il terreno è catalogato come:

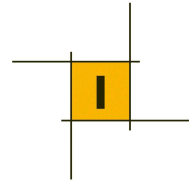
TIPO B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Le condizioni topografiche presenti in sito secondo le già citate norme sono classificabili come:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Il coefficiente di suolo $S = S_S * S_T$ è quindi pari a:

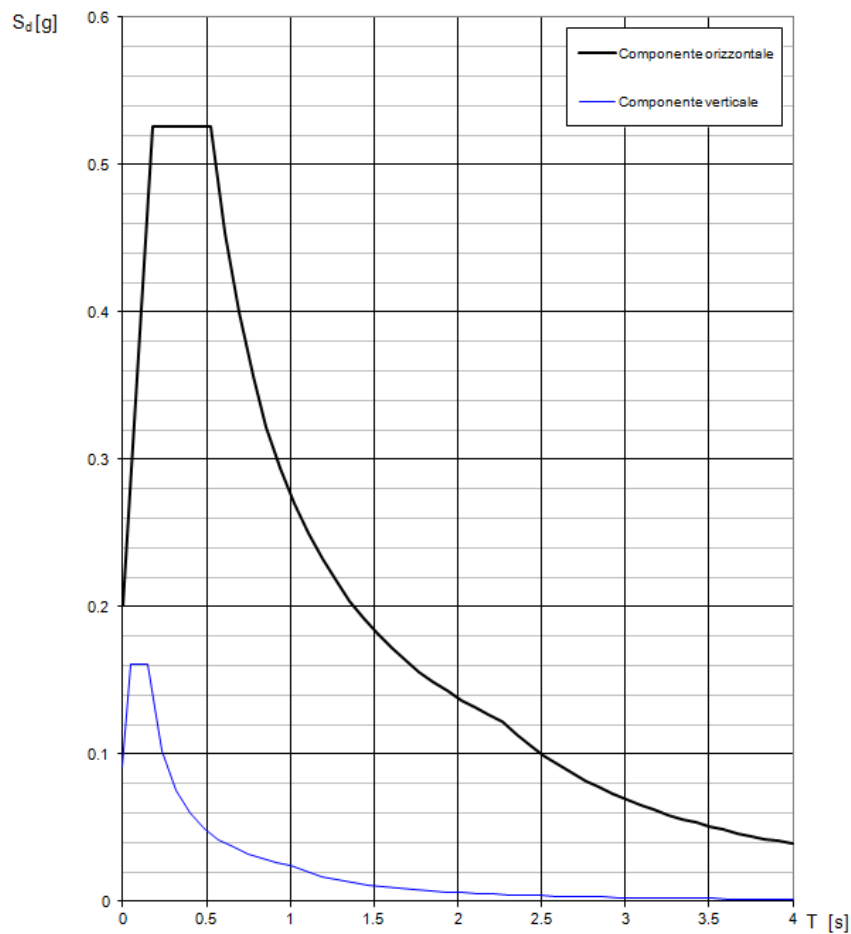
Stato limite	S_S	S_T	S
SLD	1.200	1.0	1.200
SLV	1.200	1.0	1.200
	[anni]	[g]	[]



4.5.2 Spettro elastico dell'azione sismica

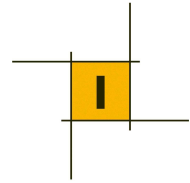
Le espressioni dello spettro elastico di risposta in accelerazione sono riportate a seguire.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



4.5.3 Spettro di progetto dell'azione sismica

Le analisi sismiche sono condotte secondo la metodologia dell'analisi lineare dinamica con spettro di risposta abbattuto del fattore di struttura q , assunto variabile in funzione del tipo di sottostruttura, come meglio specificato nei capitoli specifici delle verifiche strutturali.



4.5.4 Combinazione della azione sismica

Si definiscono:

- EQ_X azione del sisma in direzione x (longitudinale);
- EQ_Y azione del sisma in direzione y (trasversale);
- EQ_Z azione del sisma in direzione z (verticale).

La combinazione dell'azione sismica è stata effettuata secondo quanto segue:

- EQ_X + 0.3 * EQ_Y + 0.3 * EQ_Z sisma longitudinale;
- 0.3 * EQ_X + EQ_Y + 0.3 * EQ_Z sisma trasversale;
- 0.3 * EQ_X + 0.3 * EQ_Y + EQ_Z sisma verticale.

4.5.5 Combinazione delle masse

Secondo [2] al paragrafo 3.2.4 sono prese in considerazione le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$g_1 + g_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\psi_{2j} = 0)$$

4.6 Azione della precompressione (P)

Gli effetti indotti dalla precompressione sono stati valutati in base alla quantità e posizione dei cavi disposti sul ponte.

Ai fini del calcolo dell'azione di precompressione in questa fase di predimensionamento dell'opera è stato assunto una tensione di esercizio unica per tutti i cavi del ponte comprensiva delle perdite di precompressione a breve e lungo termine pari a :

$$\sigma_{ps,inf} = 1050 \text{ MPa}$$

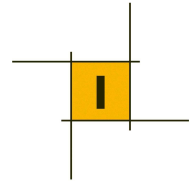
Considerato l'andamento generale piano-altimetrico dei cavi il valore rimane conservativo.

4.7 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti legati alla reologia del calcestruzzo sono stati valutati come segue.

Viscosità

Come visto la struttura nasce con uno schema differente da quello finale, gli effetti della viscosità nella redistribuzione delle azioni di prima fase (costruzione) sono legati all'impossibilità da parte della struttura di sviluppare le deformazioni lente relative allo schema statico nativo.



Il momento viscoso che il nuovo schema statico (doppio incastro) genera è dato dalla seguente relazione:

$$M^{\infty} = M_0 * \Phi(t_0, t^{\infty}) / [1 + X(t_0, t^{\infty}) * \Phi(t_0, t^{\infty})]$$

Dove

M_0 è il momento applicato che equilibra la rotazione dell'estremità della travata a sbalzo nella condizione ante solidarizzazione della travata (peso proprio + precompressione I fase)

$\Phi(t_0, t^{\infty})$ è il coefficiente di viscosità residuo dopo la solidarizzazione della travata (assunto =2)

$X(t_0, t^{\infty})$ è il coefficiente di invecchiamento dopo la solidarizzazione della travata (Assunto = 0.8)

Considerato che la rotazione d'estremità della mensola prima della solidarizzazione vale $7.5E-4$ rad a cui corrisponde un momento $M_0 = 5400$ KNm

Joint Displacements			
Joint Object	14		
	1	2	3
Trans	0.00000	0.00000	-0.03112
Rotn	0.00000	7.533E-04	0.00000



si ottiene un momento da ridistribuzione viscosa pari a

$$M^{\infty} = 5400 * 2 / (1 + 0.8 * 2) = +4150 \text{ KNm}$$

Tale azione costante lungo tutta la travata verrà tenuta nelle verifiche statiche e sismiche dell'opera.

Ritiro

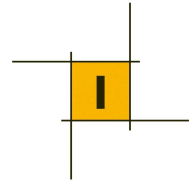
Nello schema definitivo della struttura (trave doppiamente incastrata), gli effetti del ritiro del calcestruzzo generano delle sollecitazioni di trazione nell'impalcato.

Come è noto il ritiro si sviluppa nelle fasi iniziali di presa del calcestruzzo, pertanto è lecito ipotizzare che all'atto della solidarizzazione della travate larga parte della deformazione da ritiro sia stata scontata dall'opera. Si considera pertanto un ritiro residuo pari a :

$$\varepsilon_{rit}(t_0, t^{\infty}) = 1E-4$$

A cui corrisponde una tensione di trazione di :

$$\sigma_{c_{rit}}(t_0, t^{\infty}) = \varepsilon_{rit}(t_0, t^{\infty}) * E_{cm} / [1 + \Phi(t_0, t^{\infty})] = 1E-4 * 36E3 / (1+2) = 1.2 \text{ MPa}$$



La deformazione dovuta all'azione della precompressione, è impedita dalla presenza delle spalle scatolari agli estremi dell'impalcato. La forza di trazione che si sviluppa è funzione del peso di spalla e impalcato e del coefficiente di attrito tra la spalla e la fondazione.

Il peso della singola spalla, comprensivo del riempimento di terreno nella camera posteriore, vale circa 14000 kN, il peso di metà implacato è 6430 kN, da cui si ha:

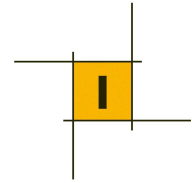
$$P_p = 14000 \text{ kN} + 6430 \text{ kN} = 20430 \text{ kN}$$

Considerando il seguente valore di coefficiente di attrito:

$$\mu = 0.5$$

Si ottiene la seguente forza assiale di trazione:

$$F = \mu * P_p = 8172 \text{ kN}$$



5 ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO

5.1 Modello di calcolo

Sono stati realizzati due modelli di calcolo agli E.F. mediante l'ausilio del software "SAP2000 Plus v. 15.1.0", della "Computers and Structures, Inc.", Berkley, CA.; ciascun modello prevede la schematizzazione dell'impalcato del ponte come monofilare ed è formato da elementi frame ai quali sono state assegnate proprietà geometriche, inerziali e meccaniche coerenti con le reali proprietà degli elementi strutturali.

I due modelli rappresentano le due fasi di realizzazione dell'opera:

- A. la fase iniziale ("fase 0"), con schema strutturale a mensola, che corrisponde alla fase di messa in opera della struttura;
- B. la seconda fase, con schema strutturale di trave a doppio incastro, corrispondente alla condizione di realizzazione ultimata.

A seguire si riportano alcune immagini del modello agli E.F. realizzato per lo svolgimento delle analisi.

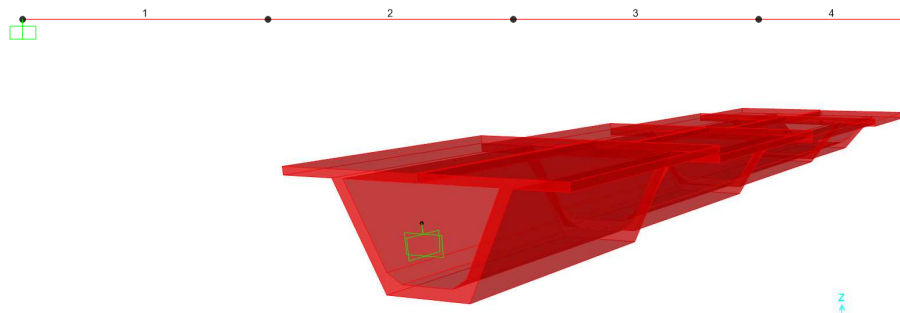


Figura 14: Fase 0 Schema statico (sopra) e vista estrusa assonometrica (sotto)

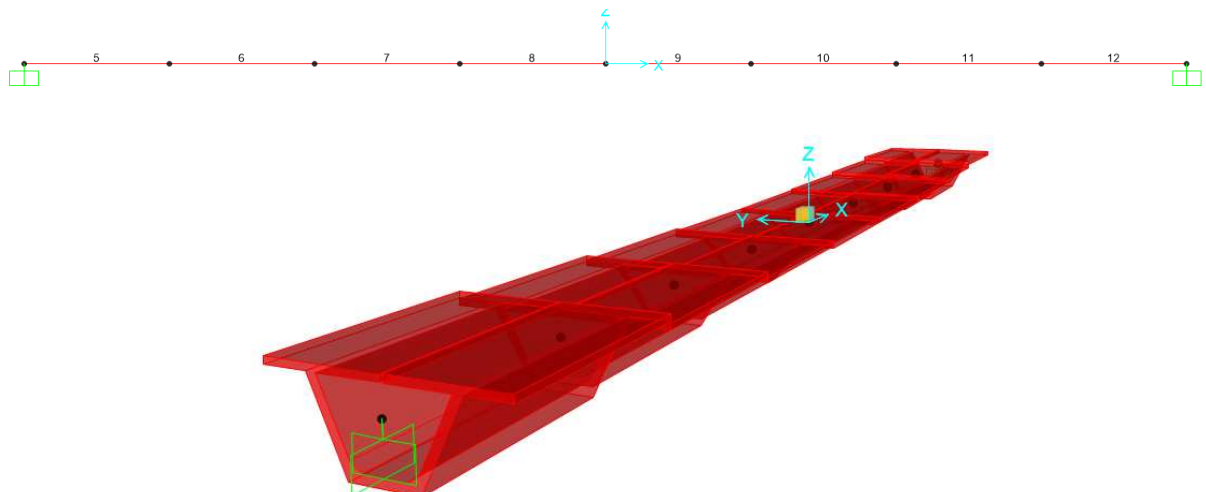
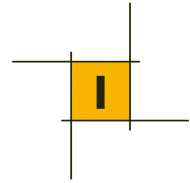


Figura 15: Fase finale - schema statico (sopra) e vista estrusa assonometrica, trave doppiamente incastrata (sotto)

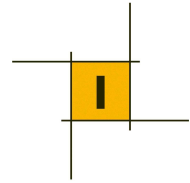


5.2 Caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni

Dal momento che le dimensioni delle sezioni variano con continuità lungo lo sviluppo dell'impalcato, per la modellazione della struttura nel programma di calcolo, sono state definite 4 sezioni tipo, corrispondenti a conci di lunghezza 10 m, simmetrici rispetto alla mezzera del ponte.

Si riportano le caratteristiche inerziali delle sezioni.

	x iniziale	x finale	A tot	Jx	Jy
	[m]	[m]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]
Concio 1	0.0	10.0	7.057	15.50	42.94
Concio 2	10.0	20.0	6.316	9.28	40.98
Concio 3	20.0	30.0	5.744	5.63	39.28
Concio 4	30.0	40.0	5.072	3.95	36.67



6 ANALISI E VERIFICHE DELL'IMPALCATO

6.1 Fase 0 – Costruzione sbalzo

Modulo di elasticità del calcestruzzo:

- Impalcato $E_{cm} = 36000$ MPa

Azioni agenti:

- Pesì propri dell'impalcato in cap (g_1)
- Azione della precompressione (P)

Si procede alla verifica della sola sezione all'incastro.

Momento di incastro fase di costruzione = $M'(x=0) = -116700$ KNm

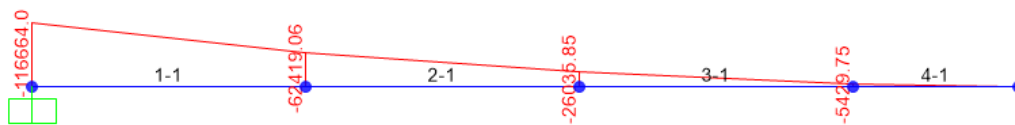


Figura 16: Momento dovuto ai PP in fase di costruzione (mensola)

L'armatura di precompressione è realizzata con 14 cavi da 19 trefolo T15.7 posti sulla soletta superiore

$$A_p = 14 * 19 * 1.5 \text{ cm}^2 = 399 \text{ cm}^2$$

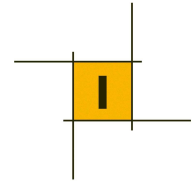
$$\sigma_p = 1050 \text{ Mpa}$$

$$N_p = 41895 \text{ kN}$$

Le tensioni sulla sezione del cassone sono inferiori ai limiti di riferimento:

$$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$$



	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	-1.02
Lembo inferiore	-12.68

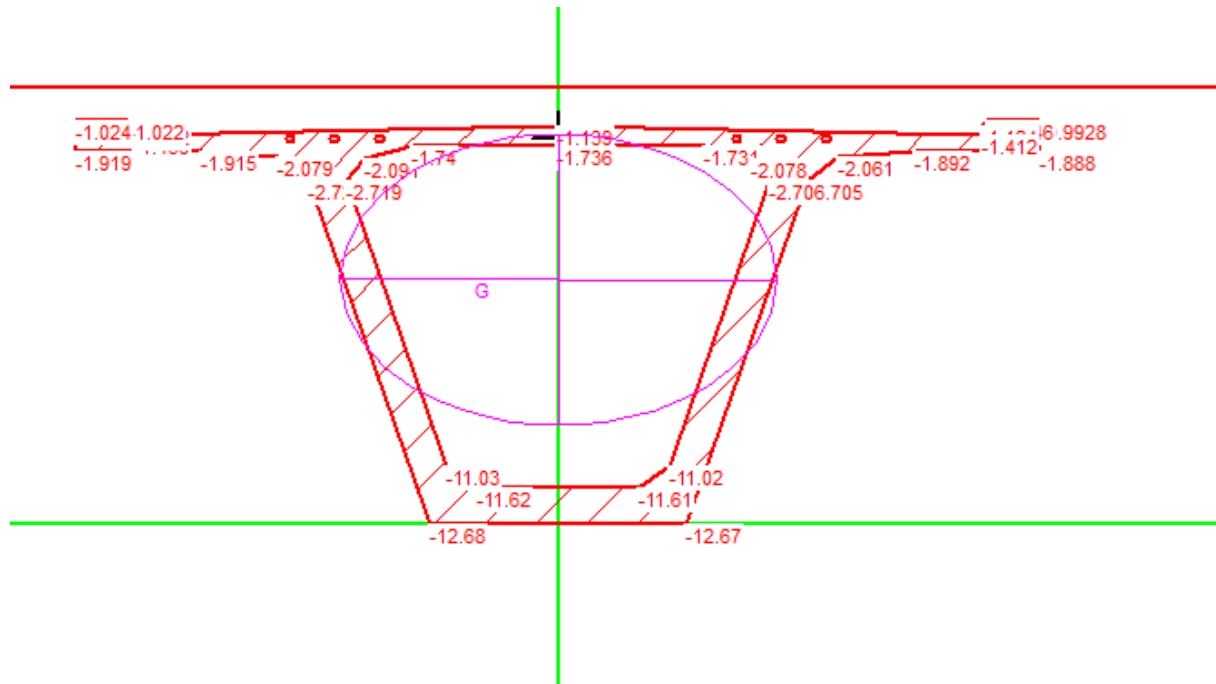
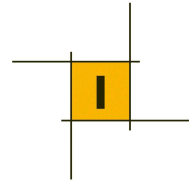


Figura 17: Tensioni nella sezione di cls



6.2 Fase finale – Schema doppio incastro

Modulo di elasticità del calcestruzzo:

- Impalcato (soletta) $E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$

Azioni agenti:

- Pesi permanenti portati (g_2):
 - Pavimentazione (usura + binder);
 - Barriere;
- Azione della precompressione (P)
- Viscosità;
- Ritiro impedito;
- Carichi variabili da traffico (q_1, q_3, q_4);
- Azione sismica (q_6)

6.2.1 Sollecitazioni elementari

Nei diagrammi seguenti si riportano le sollecitazioni dovute ai carichi elementari applicati al modello di agli EF

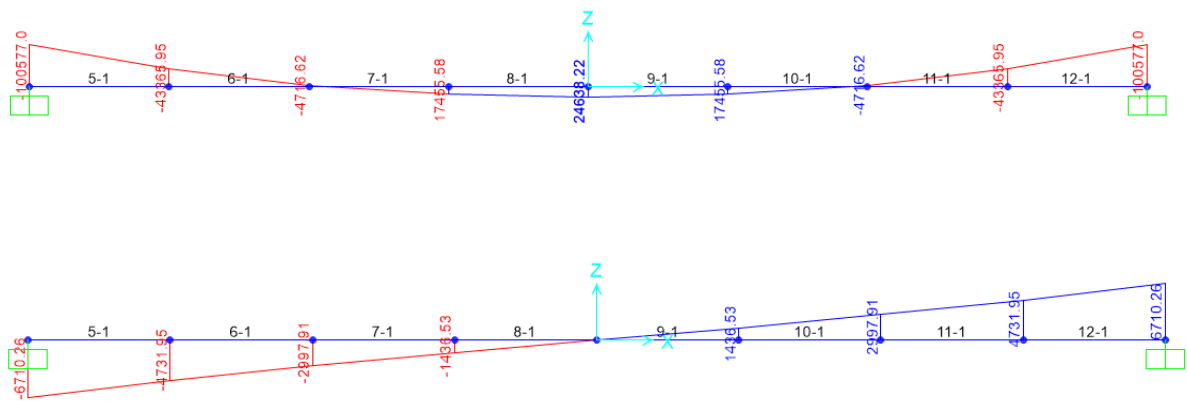


Figura 18: Momento flettente e taglio G1+G2

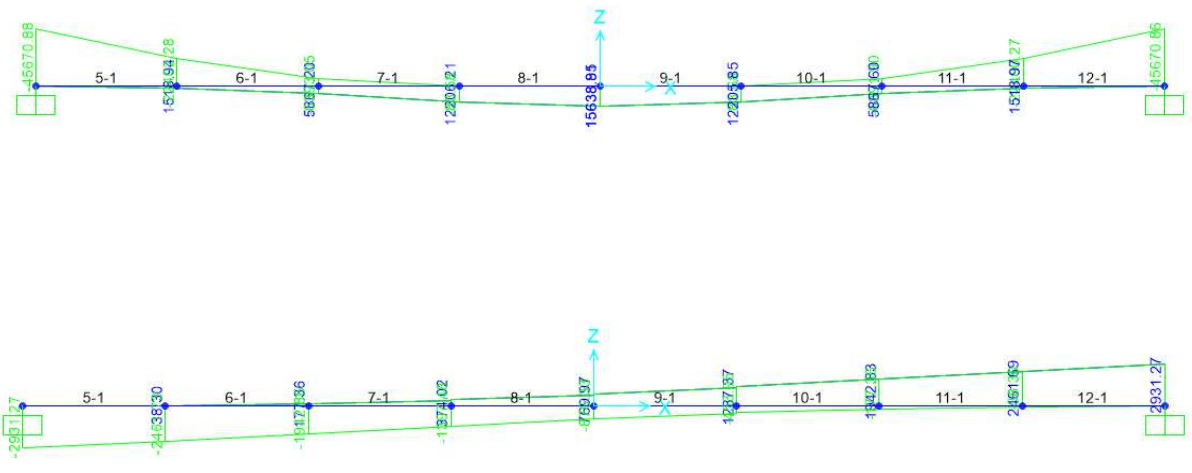
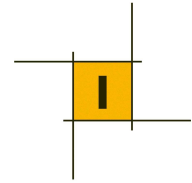
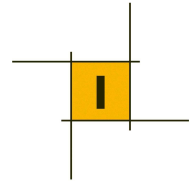
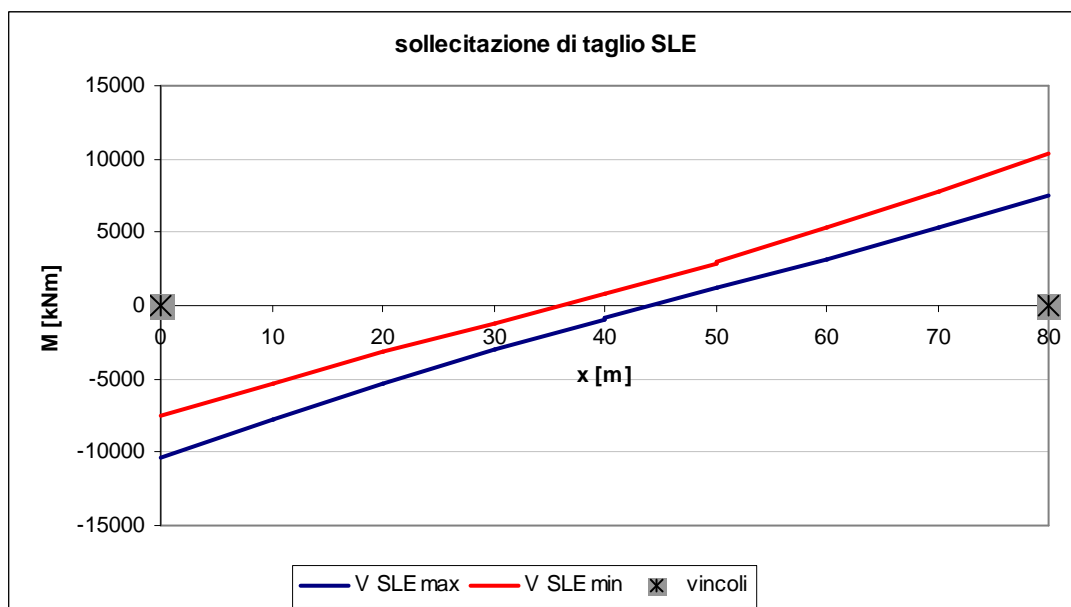
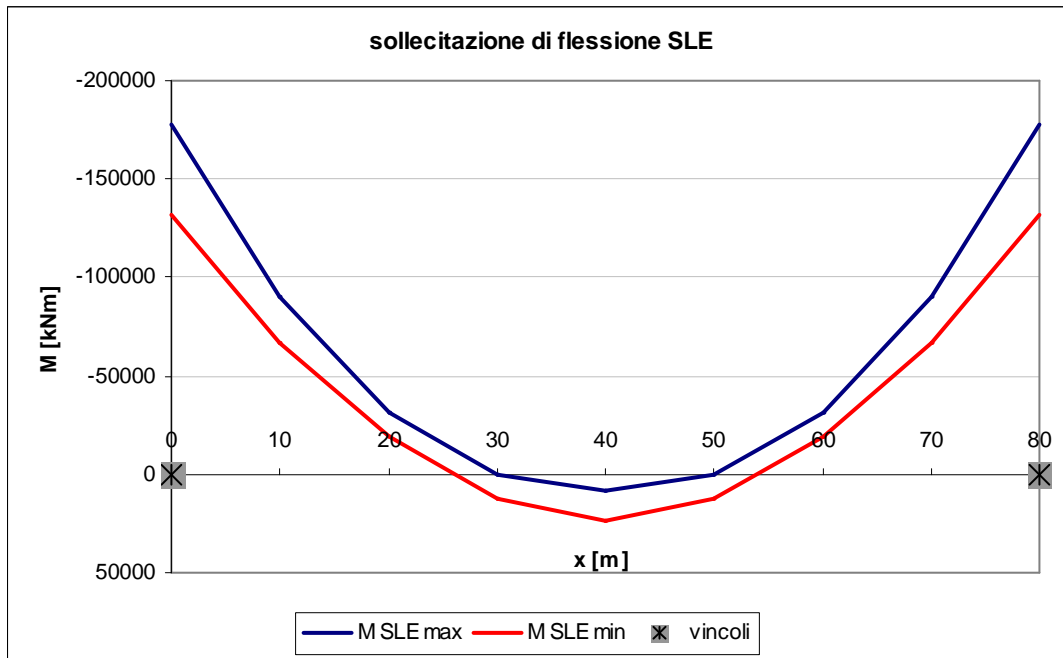


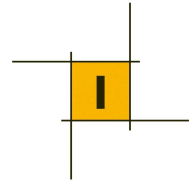
Figura 19: Momento flettente e taglio carichi da traffico



6.2.2 Sollecitazioni allo SLE

Combinazione SLE caratteristica: $g_1 + g_2 + \epsilon_2 \pm 0.6 \epsilon_{3_GT} + q_1 \pm 0.6 q_{5.2}$





6.2.3 SLE - Verifica dello stato tensionale

Si eseguono le verifiche in 5 sezioni dell'impalcato: nella sezione d'incastro, alle progressive 10 m, 20 m, 30 m e nella sezione di mezzeria (progressiva 40 m).

Sezione di incastro

Per la sezione di incastro si eseguono due verifiche: la prima corrispondente alla fase di realizzazione dell'opera, in cui lo schema statico è a mensola e la seconda corrispondente alla fase di opera ultimata, in cui lo schema è di trave con doppio incastro.

Sollecitazioni di verifica:

M	-164000	kNm
N *	8200	kN

* trazione dovuta al ritiro impedito

Armatura di precompressione

	n. cavi	A tot cavi
	[-]	[cm ²]
soletta superiore	16	456
soletta inferiore	0	0

Verifica delle tensioni calcestruzzo

	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	+2.2
Lembo inferiore	-16.8

$$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$$

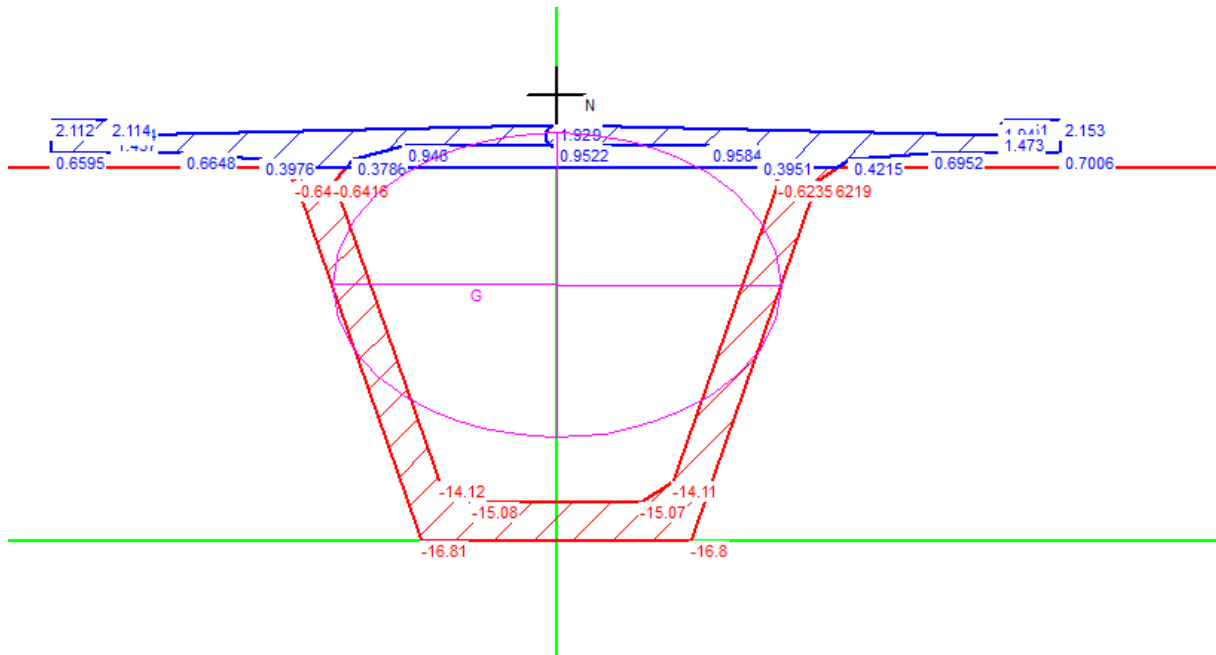
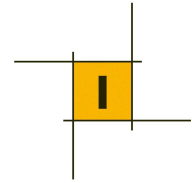
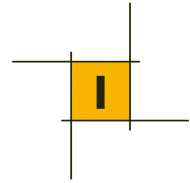


Figura 20: Tensioni nella sezione di cls



Sezione x= 10m

Sollecitazioni di verifica

M	-90500	kNm
N *	8200	kN

* trazione dovuta al ritiro impedito

Armatura di precompressione

	n. cavi	A tot cavi
	[-]	[cm ²]
soletta superiore	12	342
soletta inferiore	0	0

Verifica delle tensioni calcestruzzo

	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	+0.8
Lembo inferiore	-12.9

$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$

$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$

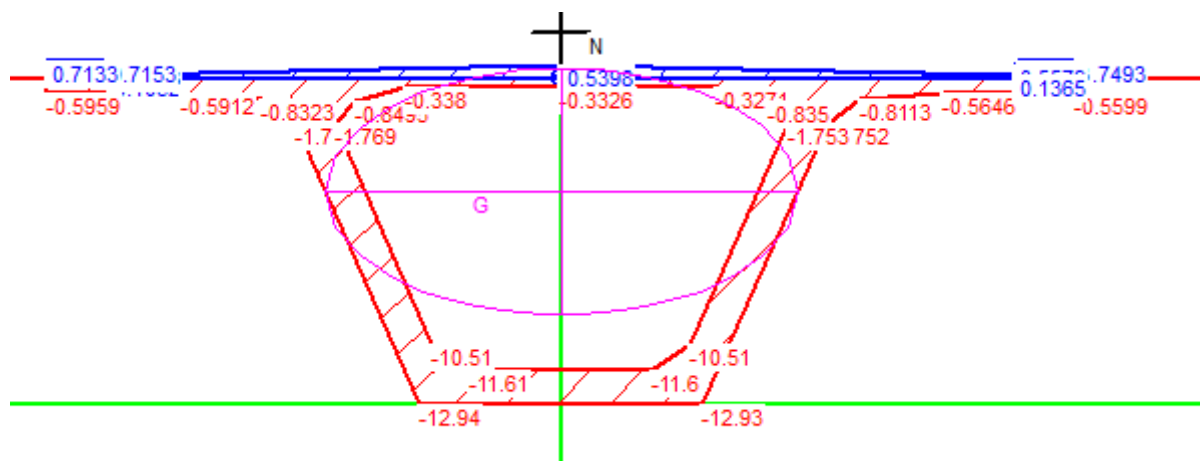
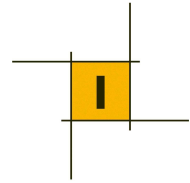


Figura 21: tensioni nella sezione di cls



Sezione progressiva 20m

Sollecitazioni di verifica

M	-31150	kNm
N *	8200	kN

* trazione dovuta al ritiro impedito

Armatura di precompressione

	n. cavi	A tot cavi
	[-]	[cm ²]
soletta superiore	6	171
soletta inferiore	4	114

Verifica delle tensioni calcestruzzo

	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	+1.9
Lembo inferiore	-12.7

$$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$$

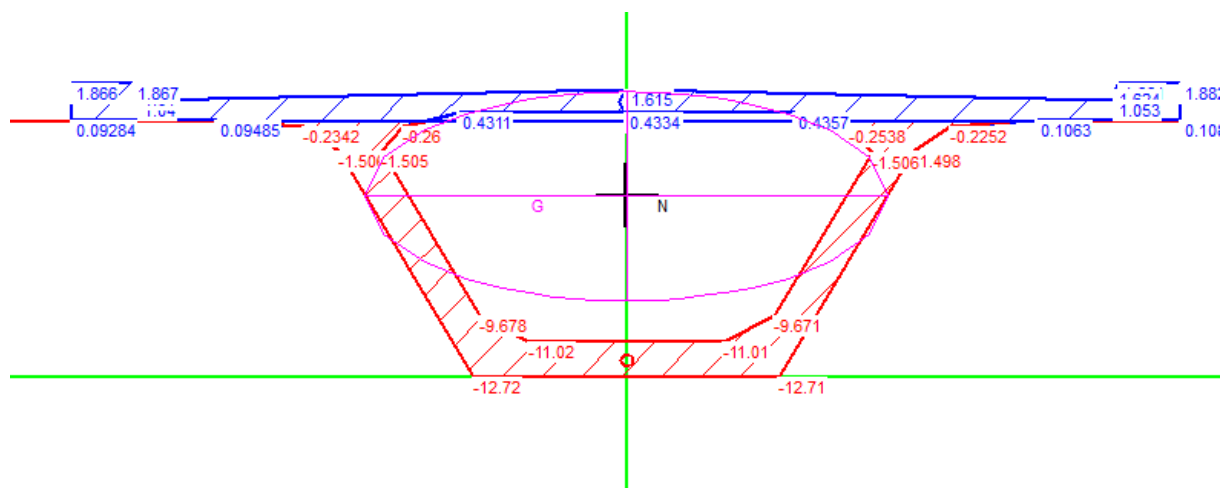
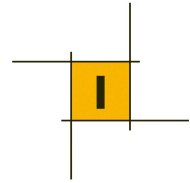


Figura 22: tensioni nella sezione di cls



Sezione x= 30m

Sollecitazioni di verifica

M	+12500	kNm
N *	8200	kN

* trazione dovuta al ritiro impedito

Armatura di precompressione

	n. cavi	A tot cavi
	[-]	[cm2]
soletta superiore	2	57
soletta inferiore	6	171

Verifica delle tensioni calcestruzzo

	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	-1.8
Lembo inferiore	-4.7

$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$

$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$

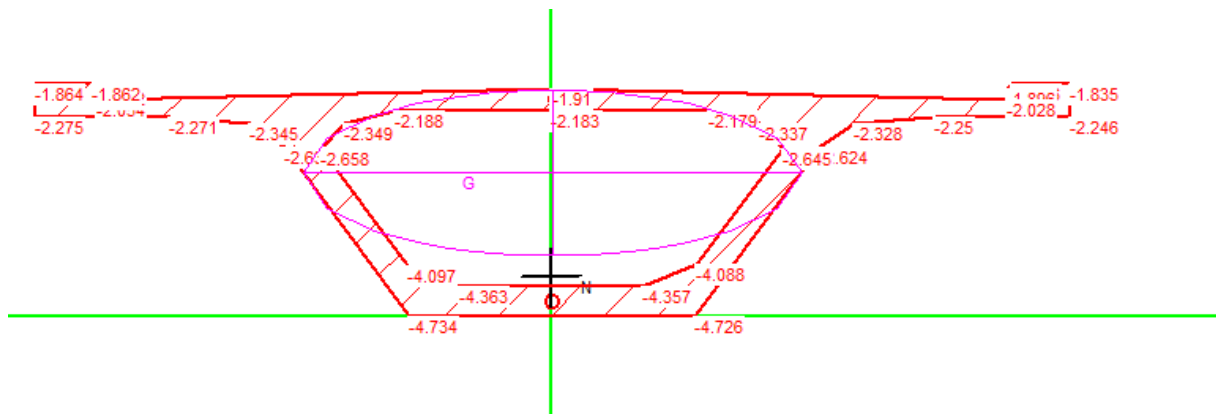
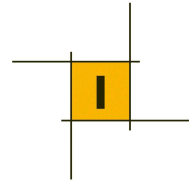


Figura 23: tensione nella sezione di cls



Sezione mezzeria, x= 40m

Sollecitazioni di verifica

M	+24050	kNm
N *	8200	kN

* trazione dovuta al ritiro impedito

Armatura di precompressione

	n. cavi	A tot cavi
	[-]	[cm ²]
soletta superiore	2	57
soletta inferiore	8	228

Verifica delle tensioni calcestruzzo

	σ_c
	[MPa]
Lembo superiore	-4.6
Lembo inferiore	-3.8

$(\sigma_{ctMAX} = f_{ctm}/1.2 = 3.16 \text{ MPa};$

$\sigma_{ccMIN} = 0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa})$

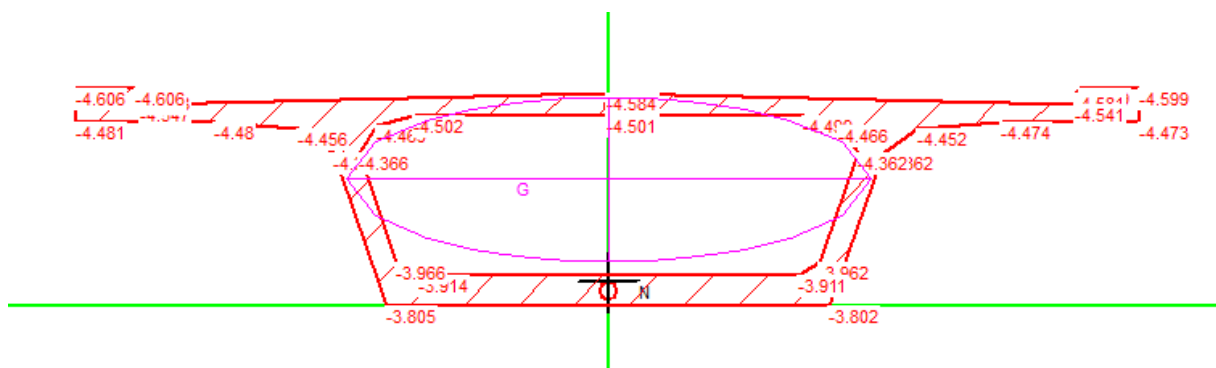
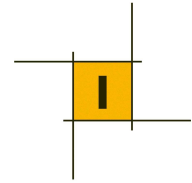


Figura 24: tensioni sezione di cls



7 MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE

7.1 Modello geotecnico

Si riassume il modello geotecnico, ricostruito a partire dai risultati delle indagini a disposizione ed utilizzato per il dimensionamento delle fondazioni. Sono riportati dunque i parametri di resistenza (valori caratteristici) per le unità lito-stratigrafiche individuate; per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica (elaborato TOOGE00GETRE01A).

Sulla base degli studi specialistici, sono state individuate due formazioni principali, le cui caratteristiche sono di seguito sintetizzate.

Unità geotecnica DT: Detrito a grana grossa e blocchi

peso di volume	$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 0$
angolo d'attrito	$\varphi' = 38^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 50-100 \text{ MPa}$ (per le porzioni più superficiali e con scarsi blocchi) $E' = 100-200 \text{ MPa}$ (per le porzioni profonde e/o con molti blocchi)

Unità geotecnica K: Formazione del substrato

peso di volume	$\gamma = 22-23 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 50$
angolo d'attrito	$\varphi' = 45^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 400-500 \text{ MPa}$

7.2 Criteri di calcolo delle fondazioni

La capacità portante della fondazione è stata determinata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen (1970) in tensioni efficaci. La formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi, assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

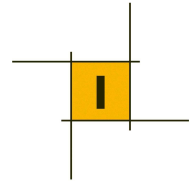
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione:



$$s_c = 1 + \frac{B^* \cdot N_q}{L^* \cdot N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \cdot \tan \varphi'}{L^*}$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4 \cdot B^*}{L^*}$$

Nel caso di fondazioni nastroformi, i coefficienti assumono valore pari a 1;

- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B^*} \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \quad \text{per } D/B^* > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B^*} \right) \quad \text{per } D/B^* \leq 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{(m+1)}$$

- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione alla base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \cdot \tan \varphi')^2;$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

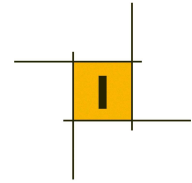
$$b_\gamma = b_c$$

- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$g_\gamma = g_q$$



7.1 Criteri di calcolo allo Stato Limite e in condizioni sismiche

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \gamma$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $c_{cu,d} = \frac{c_{cu}}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 7.1: DM 14/01/2008 - Coeff. Parziali allo SLU per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

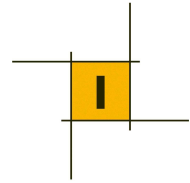


Tabella 7.2: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 7.3: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti per ponti (A)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	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 ⁽²⁾	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 presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

7.1.1 Fondazioni dirette

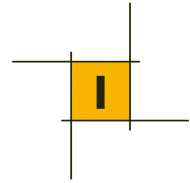
Le verifiche allo SLU devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 9.1, 9.2 e 9.4 seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2);

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).



Il valore di progetto R_d della resistenza per capacità portante si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Tabella 7.4 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) delle fondazioni dirette

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

7.2 Risultati delle verifiche

I risultati delle verifiche delle fondazioni sono riportati sinteticamente nelle tabelle che seguono e fanno riferimento ai tabulati riportati al paragrafo che segue. Per i carichi agenti all'intradosso della fondazione provenienti dalla sovrastruttura, si fa riferimento a quanto riportato nei capitoli precedenti.

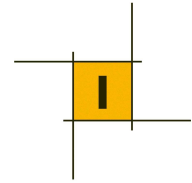
La verifica di capacità portante delle fondazioni dirette è stata effettuata nelle condizioni più gravose per la fase statica e per la fase sismica allo Stato Limite Ultimo; le sollecitazioni agenti al baricentro della fondazione fanno riferimento alle analisi riportate ai capitoli precedenti.

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori della pressione agente in fondazione (q_a), della capacità portante (q_{lim}) ed il relativo fattore di sicurezza (FS), che, si ricorda, deve risultare superiore ad 1 affinché la verifica sia soddisfatta.

	Fondazione		
	q_{ag}	q_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	2391	5484	2.29
SLU - sismica	598	4842	>> 1

Nella tabella che segue si mostra la verifica a scorrimento della fondazione diretta.

	Fondazione		
	H_{ag}	H_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	-	-	-
SLU - sismica	5427	21514	>> 1



7.3 Tabulati verifiche geotecniche della fondazione

CONDIZIONI STATICHE

Fondazioni Dirette

Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

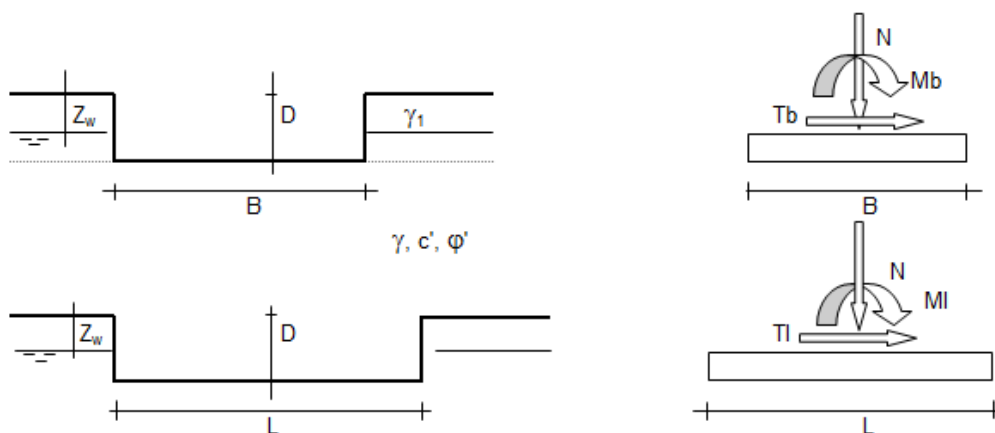
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

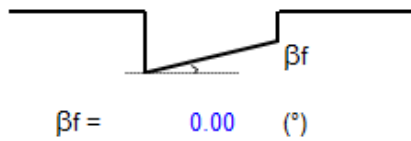
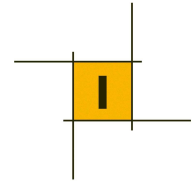
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 10.80 (m)
L = 16.00 (m)
D = 6.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	27361.00	2931.00	39965.80
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	142401.00	69119.00	288799.80
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.50 \text{ (kN/mc)}$
 $\gamma = 19.50 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 50.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 50.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$

$e_B = 0.00 \text{ (m)}$
 $e_L = 7.23 \text{ (m)}$

$B^* = 10.80 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.55 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 107.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.50 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

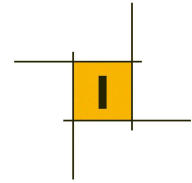
$N_q = 48.93$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$N_c = 61.35$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 78.02$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.11$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.11$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.87 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.13 \quad m = 1.87 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

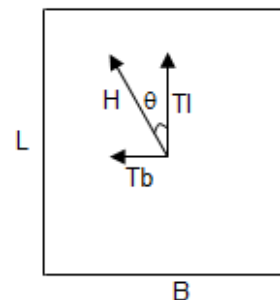
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

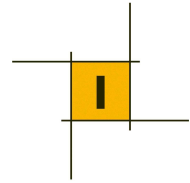
$$d_q = 1.30$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 12614.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 2391.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 5484.55 \geq q = 2391.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

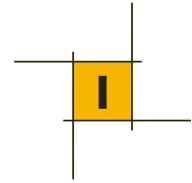
Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 32060.44 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 29145.85 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$



CONDIZIONI SISMICHE

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

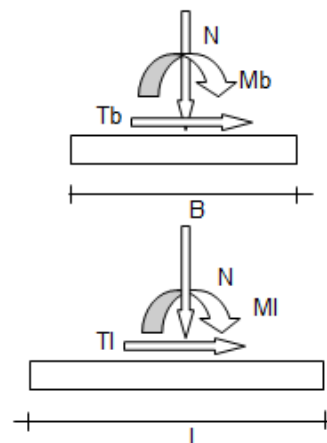
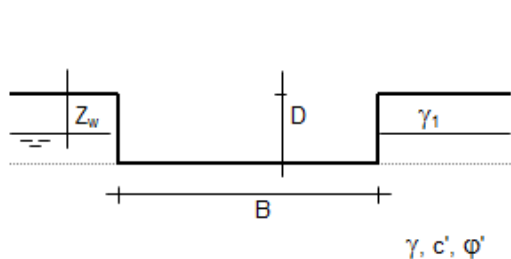
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

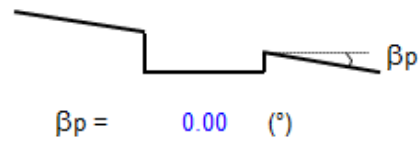
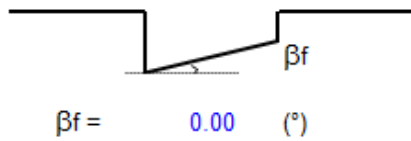
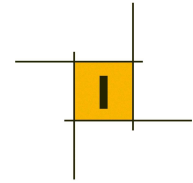
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

- B = 10.80 (m)
- L = 16.00 (m)
- D = 6.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	27361.00	0.00	27361.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	142401.00	18504.00	160905.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	5427.00	5427.00
H [kN]	0.00	5427.00	5427.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.50$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 50.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 50.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 5.88$ (m)

$B^* = 10.80$ (m)
 $L^* = 4.24$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 107.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.50$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

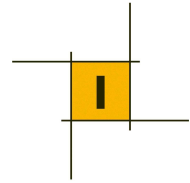
$N_q = 48.93$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$N_c = 61.35$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 78.02$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.31$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.84$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.72 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.28 \quad m = 1.28 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

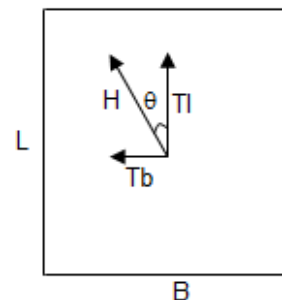
$$i_q = 0.78$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.77$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.64$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

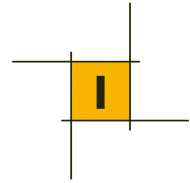
$$d_q = 1.22$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 11135.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 597.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 4841.63 \geq q = 597.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 5427.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 23665.48 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 21514.07 \geq H_d = 5427.00 \quad (\text{kN})$$