

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

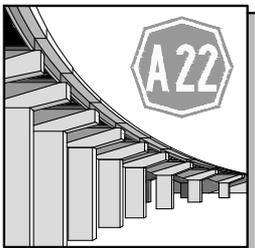
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.5.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sottopasso F.S. Venezia-Milano (pr km 225+706) Relazione tecnica illustrativa

0	MAR. 2021	EMISSIONE	PRADELLI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	4
1.1	ASPETTI GENERALI	4
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	6
1.2.1	IMPALCATO	6
1.2.2	APPOGGI	6
1.2.3	PILE .	7
1.2.4	SPALLE	9
1.3	METODO DI CALCOLO	11
1.3.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
1.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO	15
1.3.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	18
1.3.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	19
1.3.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	19
1.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	20
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	21
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	21
2.2	PRINCIPIALI NORME UNI	21
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	22
2.4	PRINCIPALI NORME ED ISTRUZIONI EMANATE DALLE FERROVIE DELLO STATO	22
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	23
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	23
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	24
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	25
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	25
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	26
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	26
3.7	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	26

3.8	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	26
3.9	STRUTTURE METALLICHE	27
3.9.1	ACCIAIO	27
3.9.2	BULLONI	27
3.9.3	SALDATURE	28
3.9.4	PIOLI	28
3.10	MATERIALI PER STRUTTURE PROVVISORIE	28
3.10.1	MALTA DI INIEZIONE TIRANTI	28
3.10.2	MALTA DI INIEZIONE MICROPALI	29
3.10.3	ACCIAIO PER TIRANTI	29
3.10.4	ACCIAIO PER BARRE DYWIDAG	29
3.10.5	CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI E TRAVI DI CORREA	29
3.11	COPRIFERRI	30
4	CODICI DI CALCOLO	31
4.1	SAP 2000	31
4.2	ENG - SIGMAC	33
4.3	VCASLU	35
4.4	PAC 10 - AZTEC	35
5	FASI REALIZZATIVE	37
5.1	FASI COSTRUTTIVE ED INTERFERENZE CON IL TRAFFICO	37
5.2	ASPETTI RELATIVI IL VARO	40

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

1.1 ASPETTI GENERALI

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte sulla linea Ferroviaria VENEZIA MILANO (progr. Ferroviaria 140+695, 140+730).

Per il Ponte è in previsione un significativo ampliamento con la realizzazione di due campate per raccordi laterali alla linea nell'ambito dei progetti per l'Alta Velocità; tale circostanza ha imposto la sostituzione delle attuali spalle con pile e la realizzazione di nuove spalle per le campate laterali.

Il ponte attualmente si presenta ad una campata, dovendo diventare a tre campate: oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario il rifacimento delle spalle e la realizzazione delle spalle nuove.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico e a "tolta corrente" da concordarsi con RFI. Le fasi sono essenzialmente il sezionamento longitudinale dell'impalcato in gruppi di travi (solitamente due) per procedere poi alla rimozione di tali gruppi in una o più notti.



Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate ed è costituito da 3 campate di luci uguali a 28.00m; sovrappassa l'attuale linea Ferroviaria Venezia Milano con la campata 2 tra la pila 1 e la pila 2 ed il franco garantito al di sotto di tale campata non viene ridotto rispetto lo stato attuale.

L'allargamento del cavalcavia comporta sei fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

L'allargamento del cavalcavia comporta fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia: tali fasi sono descritte esplicitamente nel paragrafo specifico.

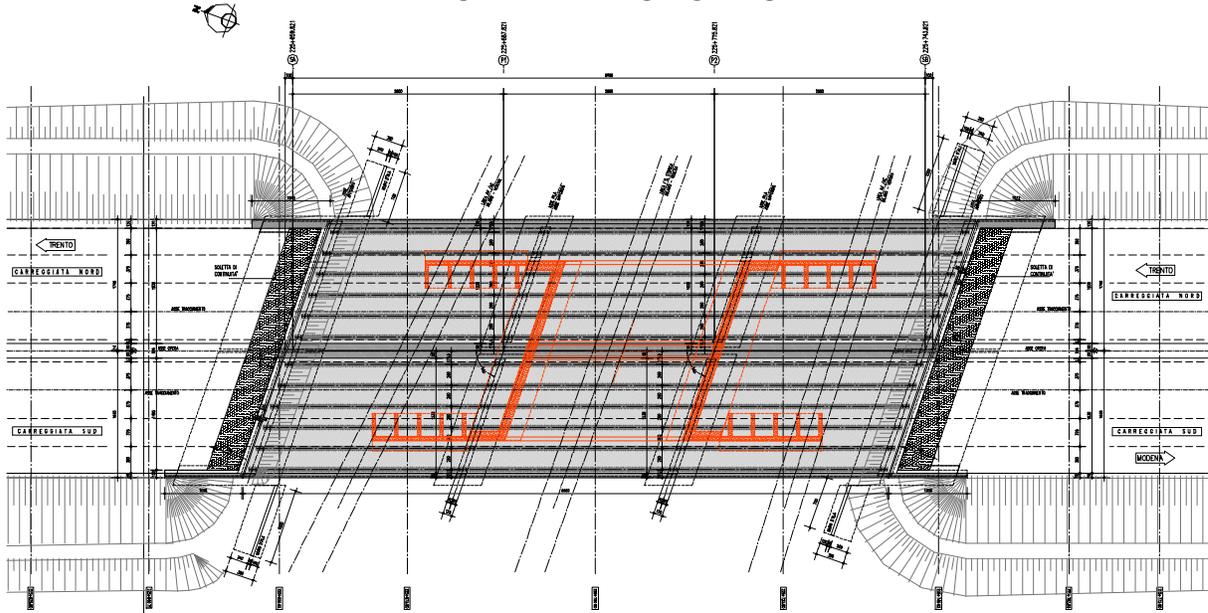


Figura 1-2 Pianta impalcato

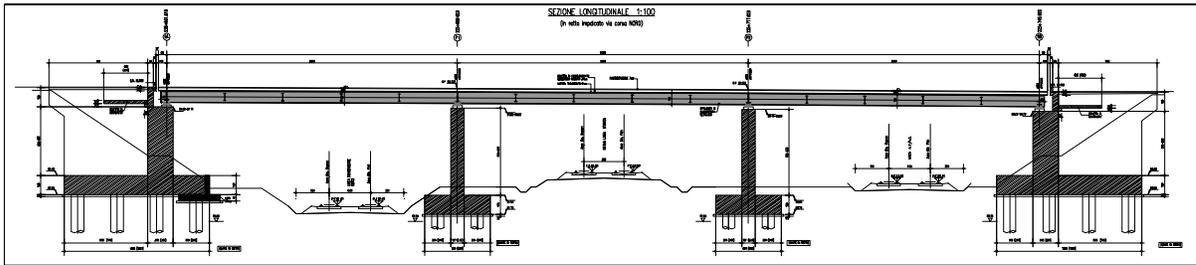


Figura 1-3 Sezione longitudinale

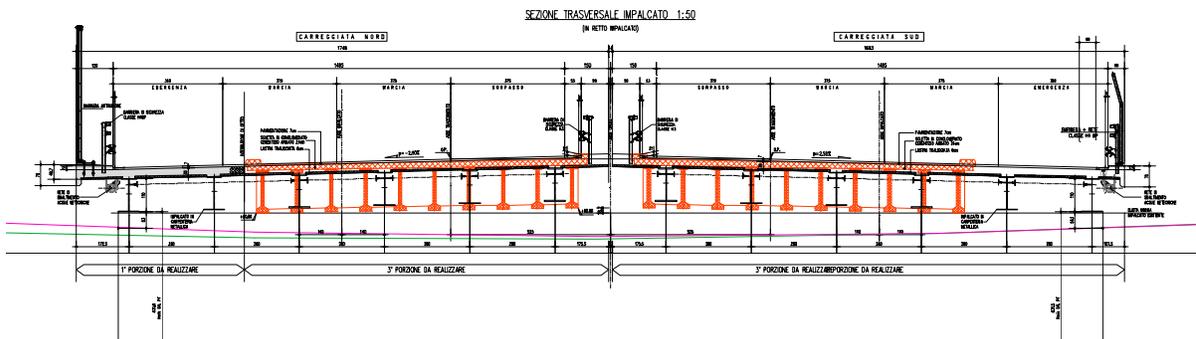


Figura 1-4 Sezione trasversale

1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

1.2.1 IMPALCATO

Il viadotto presenta due carreggiate separate, ciascuna in travata continua a tre campate di luci $L = 28.00$ m, per una lunghezza totale di 84.00m.

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio e soletta superiore in conglomerato cementizio armato; la larghezza totale della soletta dell'impalcato si diversifica per le due vie di corsa data la presenza di barriere antirumore sulla via SUD (direzione Modena), e precisamente si ha:

Via Sud: larghezza complessiva 16.83m (16.90m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (0.55m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ($3.60+3*3.75+0.53$ m);

Via Nord: larghezza complessiva 17.48m (17.55m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (1.20m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ($3.60+3*3.75+0.53$ m);

La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50%.

Le due vie di corsa si differenziano sostanzialmente per la larghezza dell'impalcato, mentre interasse e numero di travi coincidono: le travi, in numero di 6, sono alte 110cm.

1.2.2 APPOGGI

Si prevede che le pile e le spalle siano sede di isolatori elastomerici antisismici ad alta dissipazione con le caratteristiche riportate nelle tavole grafiche, realizzati mediante un cuscino di elastomero armato ad alto valore di smorzamento, vulcanizzato sopra e sotto ad una piastra di acciaio a cui va fissata mediante viti una o più piastre con funzione di ancoraggio.

Tale sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche (longitudinali e trasversali) trasmesse dall'impalcato in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

I dispositivi previsti sono disposti sulle spalle e sulle pile con la logica seguente:

Direzione longitudinale e trasversale:

- Spalla A: 6+6=12 isolatori elastomerici
- Pila 1: 6+6=12 dispositivi elastomerici
- Pila 2: 6+6=12 dispositivi elastomerici
- Spalla B: 6+6=12 isolatori elastomerici

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dalla nuova normativa sismica riportata nelle Nuove norme Tecniche, per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 1900 anni (vita nomina $V_n=100$, coefficiente d'uso $C_u=2$).

1.2.3 PILE .

Le pile di sostegno dell'impalcato sono complessivamente simili come geometria e vincolamento: presentano una sezione in pianta a forma di rettangolo allungato a sezione piena, di dimensioni 1.20m x 16.17m (15.30m in retto impalcato) sottostante ogni impalcato; la loro disposizione è fortemente obliqua rispetto l'asse di tracciamento (angolo $\alpha=79g$).

L'altezza delle pile è variabile lungo il proprio lato maggiore, per assecondare la pendenza trasversale dell'impalcato; la variabilità, simile per le due pile, va da un minimo di 8.10m ad un massimo di 8.50m.

I plinti di fondazione sono di spessore pari a 1.80m e presentano una sezione in pianta di dimensioni 6.00m x 18.80m; sono posti su palificata da 10 pali $\Phi = 1200mm$, $L=25.00m$, disposti su 2 file ed interassati di 3.60m in entrambe le direzioni.

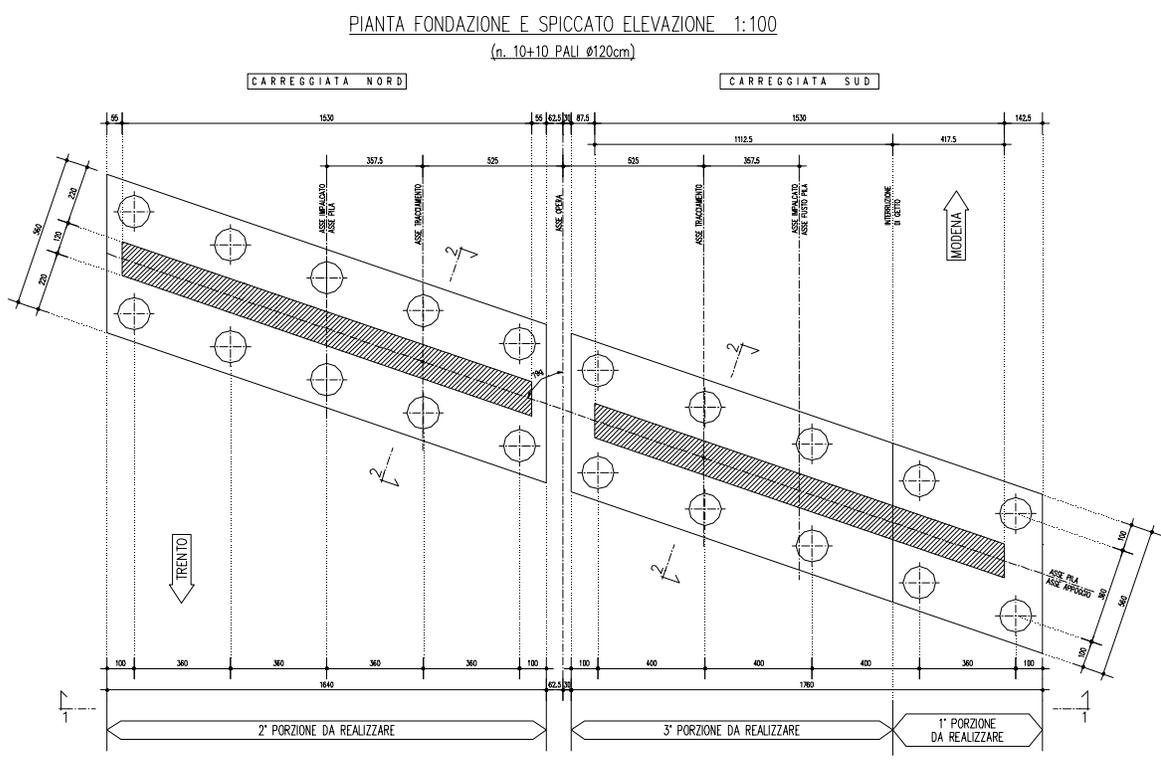


Figura 1.5 Pila – Pianta

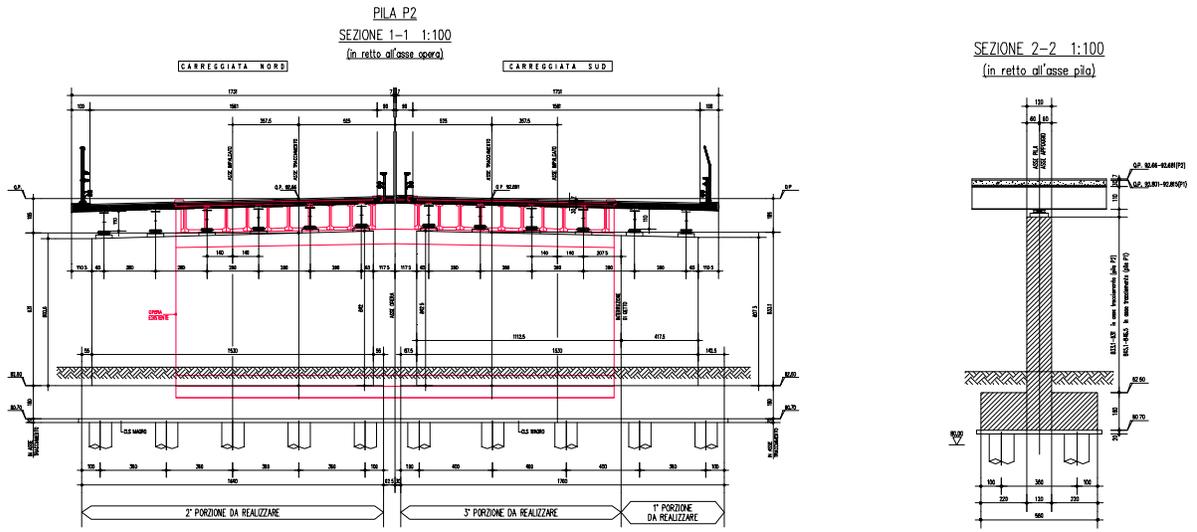


Figura 1.6 Pila - Sezione in retto impalcato e sezione trasversale

1.2.4 SPALLE

Le spalle in progetto (spalla A lato Trento e spalla B lato Modena) presentano una geometria classica, anche se per necessità di fasi realizzative si presenta con fusto e platea sottostanti la via Nord separate dalle strutture sottostanti la via Sud.

La platea, a forma di romboide di dimensioni 18.85m x 10.15m ed angolo di 71°, ha uno spessore di 1.80m e si imposta su 15 pali di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=20.0m$.

Il fusto ha uno spessore costante di 2.30m ed altezza variabile da un minimo (esterno ponte) di 6.31m per la spalla A e 5.82m per la spalla B, ad un massimo (centro carreggiata) di 6.71m per la spalla A e 6.30m per spalla B.

I risvolti hanno spessore di 1.40m per un'altezza di 4.0m da quota fondazioni e 0.90 per un'altezza massima di 3.29m (variabile per ogni risvolto anche longitudinalmente), ed uno sviluppo di 10.40m comprensivo dell'orecchia.

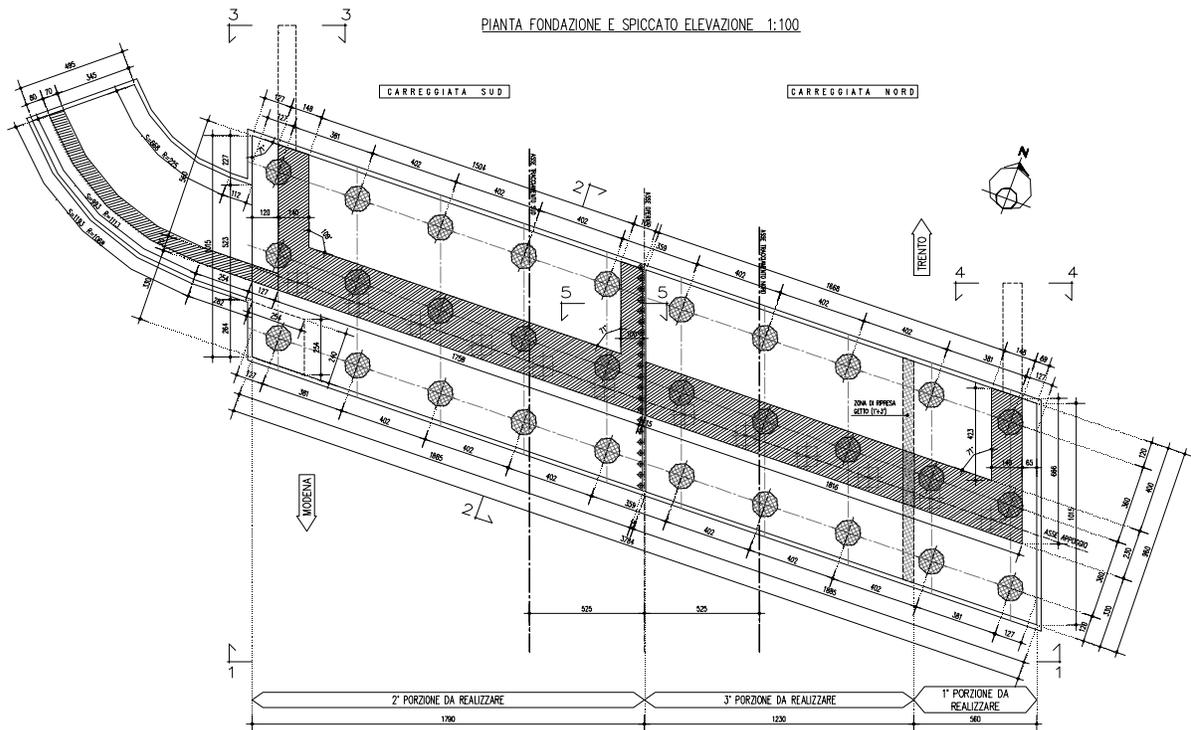


Figura 1.7 Spalla A - Pianta delle fondazioni

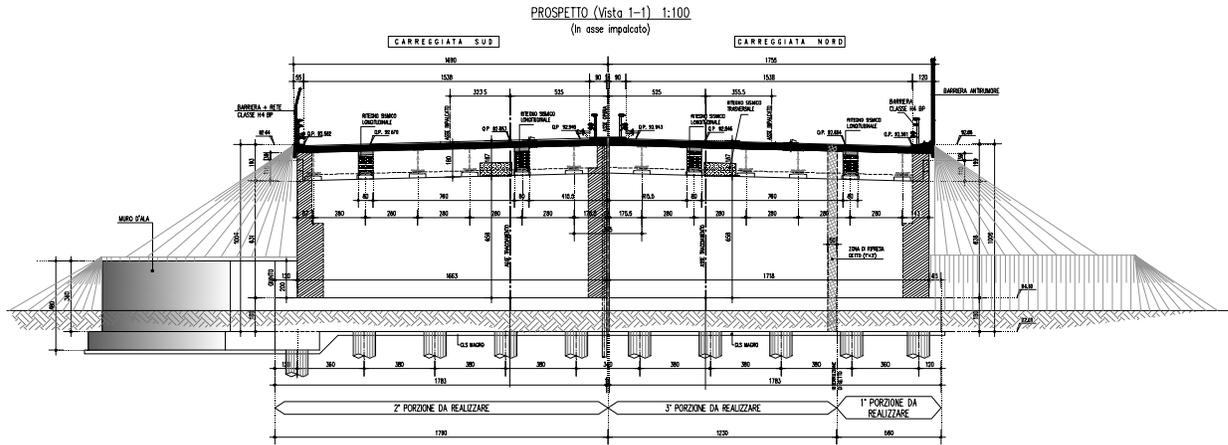


Figura 1.8 Spalla A – Prospetto in retto impalcato

1.3 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.3.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l’esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

IMPALCATO

Per quanto riguarda l’azione sismica, i suoi effetti sull’impalcato vanno valutati a ponte “scarico” (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

PILE E SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”....“Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

Essendo le pile e le palle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite delle verifiche tensionali, assumendo come limite quello imposto per la combinazione caratteristica rara (§ 4.1.2.2.5), non essendo esplicitamente imposto un valore da normativa. Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'opera oggetto della presente relazione ricade in zona sismica 3.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV ($C_u = 2.0$)

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di **categoria B**, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → 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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25,38'4" N e Longitudine 10°54,34'24" E, ad una quota di circa 84 m.s.m.

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_C^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

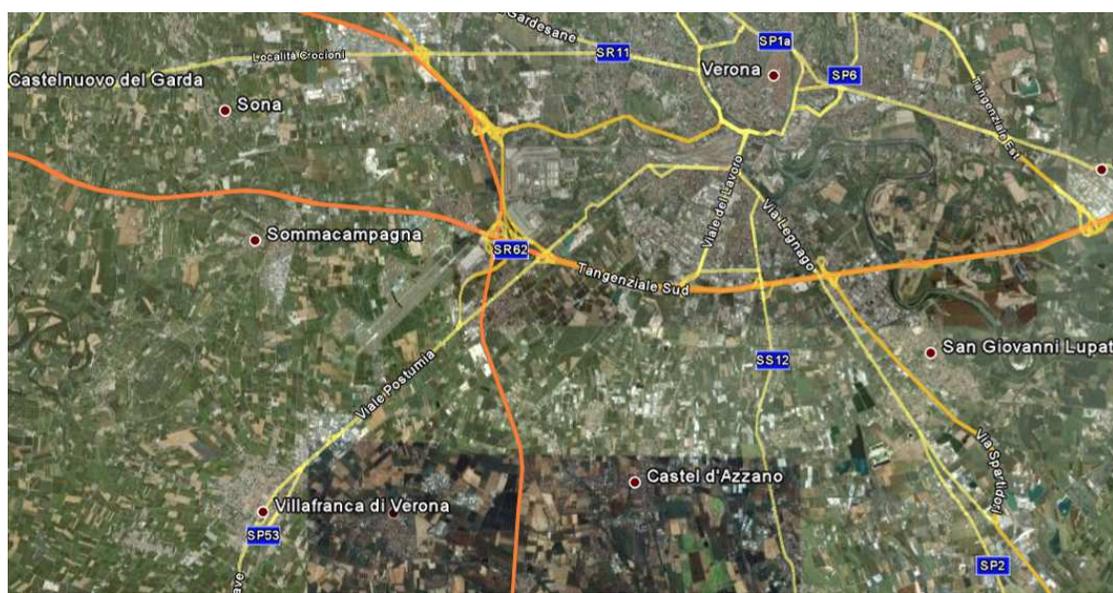


Figura 1.9 Tratto adeguamento del tracciato A22

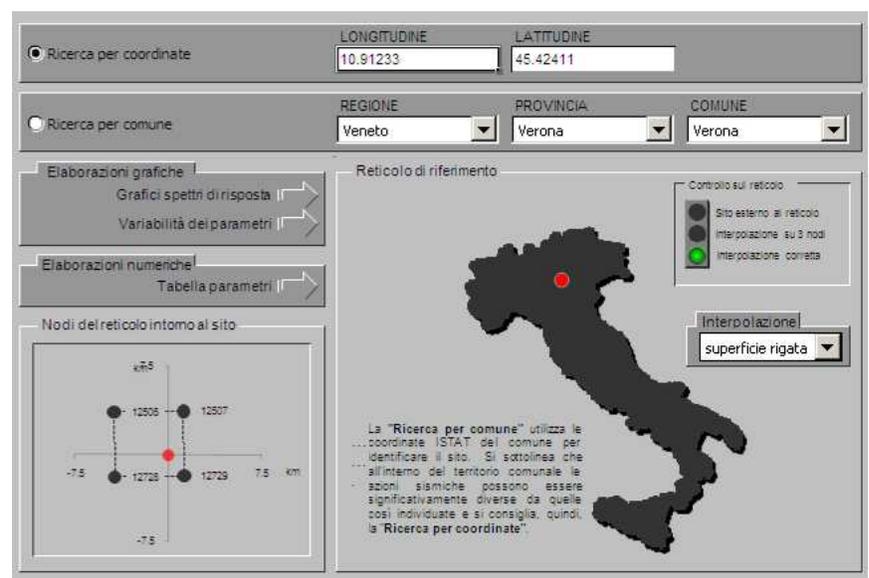


Figura 1.10 Individuazione coordinate Verona – STP FS VE-MI

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
--------------	-----------------	--------------	--------------	----------------

SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Per le pile il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente applicando un fattore di struttura $q=1.0$, come prescritto da normativa cap.7.10.

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (SLV) \Rightarrow 1.150$$

$$S_T (SLV) \Rightarrow 1.000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_S * S_T * a_g = 1.150 * 0.259 = 0.298g$$

1.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

2) – Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

3) – Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

4) – Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5) – Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.IV per i parametri di resistenza per le opere di sostegno su fondazioni profonde (pali) .

OPERE DI FONDAZIONE – FONDAZIONI SU PALI (CAP.6.4.3)

Approccio 1

(A1+M1+R1)

(verifica struttura)

(A2+M1+R2)

(verifica geotecnica)

Relativamente ai tiranti si farà riferimento ai seguenti parametri:

TIRANTI DI ANCORAGGIO (CAP.6.6)

(A1+M1+R3)

(dimensionamento geotecnico)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,\lambda} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,\lambda} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la verifica di portanza dei **tiranti** si fa riferimento a quanto indicato nelle tabelle seguenti

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{R,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R,p}$	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$1B) \text{ GEO)} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\Rightarrow \text{(terreno non defattorizzato e spinta a riposo)}$$

$$6) \text{ Eccezionale)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$2) \text{ Rara)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$3) \text{ Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$4) \text{ Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$5A) \text{ STR)} \quad \Rightarrow \quad E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\Rightarrow \text{(terreno non defattorizzato e spinta attiva)}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

1.3.3 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

PILE E SPALLE

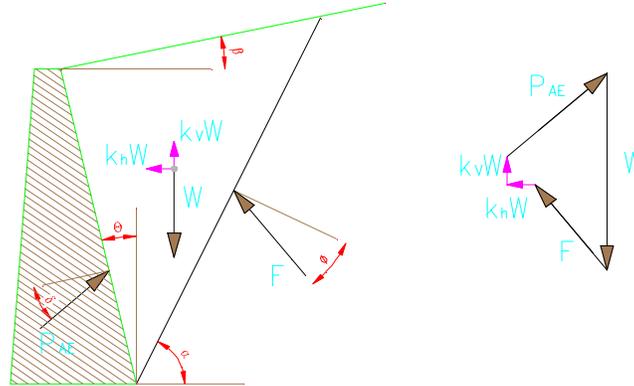
Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni derivanti dall'impalcato proporzionalmente alle rigidezze a pile e spalle.

1.3.4 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l’approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \psi)}{[\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos (\delta + \theta + \psi) \cdot (1 + ((\sin (\delta + \phi) \cdot \sin (\phi - \beta - \psi) / \cos (\delta + \theta + \psi) / \cos (\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE(kv)} - S_a$$

1.3.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 14/01/2008); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

IMPALCATO

Per le parti strutturali costituenti l’impalcato (soletta, travi, traversi, cordoli) saranno svolte le verifiche allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

Per quanto riguarda l’azione sismica, i suoi effetti sull’impalcato vanno valutati a ponte “scarico” (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi). I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l’impalcato più severa la condizione sotto l’azione dei carichi da

traffico. La verifica dell'impalcato per le azioni sismiche orizzontali non è significativa, mentre si effettua quella per il sisma agente nel piano verticale; si rammenta che tale verifica non sarebbe tassativamente richiesta dalla Norma, essendo il ponte in zona 3

APPOGGI

Il sistema di vincolamento è realizzato con isolatori elastomerici che sono trattati secondo quanto previsto dal § 7.10 del DM2008 (Costruzioni e ponti con isolamento e/o dissipazione) per i quali si prevedono i seguenti tipi di verifiche:

SLU – Verifiche allo stato limite di collasso (SLC).

SLE – Verifiche allo stato limite di danno (SLD): sono automaticamente soddisfatte se sono soddisfatte le verifiche SLV.

Si trascura la componente sismica verticale, ricadendo la struttura in zona sismica 3 (come prevede la normativa).

PILE E SPALLE

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le “sottostrutture” devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

Si trascura la componente sismica verticale, ricadendo la struttura in zona sismica 3 (come prevede la normativa).

1.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborati grafici e dai seguenti documenti:

A1_4_5_2_1	Relazione di Calcolo Impalcato
A1_4_5_2_2	Relazione di Calcolo Soletta
A1_4_5_2_3	Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti
A1_4_5_2_4	Relazione di Calcolo Spalle
A1_4_5_2_5	Relazione di Calcolo Pile
A1_4_5_2_6	Relazione di Calcolo Muri

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

2.1 **OPERE IN C.A. E ACCIAIO**

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

2.2 **PRINCIPI NORME UNI**

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";

UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";

UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

UNI EN 10025 – 2005 – "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10016/00 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;

CNR 10018/99 – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

2.4 PRINCIPALI NORME ED ISTRUZIONI EMANATE DALLE FERROVIE DELLO STATO

Istruzione n° 44 a F.S. 12 dicembre 2009 (in via di approvazione)

Istruzioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle sulla sede ferroviaria.

Istruzione n° 44 e F.S. 2 marzo 2010 (in via di approvazione)

Istruzione tecnica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia.

Istruzione n° 44 m F.S. 10 aprile 2000

Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcavia.

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

2.5 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell'opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9883	X/C massimo	Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	Rck minima (N/mm ²)	Contenuto minimo di aria (%)	Copriferro minimo (mm)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cs per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cs per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,85	280	C20/25	*	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in ds a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,80	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cs per interni con umidità relativa moderata o alta e cs all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in ds a contatto con l'acqua, non nella classe XC2	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cs esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	*	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Pisone, ds esposto ad acque industriali, contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	*	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/degelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds di strutture stradali esposte al gelo e nebbia da sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	30
XF3	Bevuta saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	30
XF4	Bevuta saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in ds esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	*	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	*	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	380 cemento resistente ai solfati	C35/45	*	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi > 800$ mm	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI - PLATEE	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE PILE E SPALLE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32
PULVINI, BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XF4	C32/40	40	S5	0.45 (+4%)	25
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

(non si ritiene di applicare la classe XD3, poiché oltre ai sali disgelanti è prevista la situazione di gelo-disgelo (XF4) che costituisce l'unica causa della presenza di cloruri, né vi sono altre fonti da cui provengano cloruri (per questo motivo la classe di esposizione XD3 non appare nella Tabella)

2.6 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione diazioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2008:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w _d
PALI	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
PLINTI - PLATEE	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
ELEVAZIONE PILE E SPALLE	XC4+XF2	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
PULVINI BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4 +XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto **dall'Istruzione 44A di RFI**, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 14.01.2008, p.to 4.1.2.2.4.6.

2.7 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

2.8 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

2.9 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

2.10 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²

2.11 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²

2.12 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/ f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

2.13 STRUTTURE METALLICHE

2.13.1 ACCIAIO

Materiale secondo UNI EN 10025 (laminati), UNI EN 102109-1 (tubi saldati)

Per le travi ed i traversi a sostegno dell'impalcato si prevede l'impiego di acciaio da carpenteria tipo S355 (ex Fe 510) con le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	355.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	510.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s (*)$	1.25
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	284.00 N/mm ²
Modulo elastico	→ $E_s =$	210000 N/mm ²

(*) A favore di sicurezza si assume il coefficiente più gravoso (resistenza delle sezioni tese, indebolite dai fori)

Elementi principali composti per saldatura.

2.13.2 BULLONI

Giunzioni a taglio

Per i collegamenti di controventi di impalcato sono previsti giunzioni a taglio, le cui caratteristiche dimensionali dovranno essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016: 2002 e UNI 5592: 1968.

Classi secondo UNI EN ISO 898-1: 2001

Viti classe 8.8 (UNI 14399: 2005), Dadi classe 8 (UNI 14399: 2005)

Giunzioni ad attrito

Per il collegamento dei traversi di impalcato sono previsti giunzioni ad attrito con bulloni classe 10.9.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	1.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
F_{yb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE.

2.13.3 SALDATURE

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.

Preparazione lembi secondo UNI EN ISO 9692-1: 2005.

Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

2.13.4 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento $\rightarrow f_y \geq 350.00$ N/mm²

Tensione di rottura $\rightarrow f_t \geq 450.00$ N/mm²

2.14 MATERIALI PER STRUTTURE PROVVISORIE

2.14.1 MALTA DI INIEZIONE TIRANTI

I tiranti previsti sono di tipo passivo, definitivi e ad iniezione ripetuta.

Caratteristiche secondo UNI EN 447:2007

Resistenza a rottura a 28gg $f_c \geq 25.00$ N/mm²

Rapporto acqua / cemento ≤ 0.45

Separazione di acqua (in volume) $\leq 2\%$

Fluidità Marsh $= 10''-35''$

Ritiro nullo (aggiunta di additivi e/o antiritiro)

2.14.2 MALTA DI INIEZIONE MICROPALI

Caratteristiche secondo UNI EN 447:2007

Resistenza a rottura a 28gg	$f_c \geq$	30.00	N/mm ²
Rapporto acqua / cemento	\leq	0.50	
Quantità minima di cemento	$=$	6 kN/mc	

2.14.3 ACCIAIO PER TIRANTI

I tiranti previsti sono di tipo attivo, provvisorio e ad iniezione ripetuta (IGS).

Si prevede l'impiego di cavi costituiti da trefoli in acciaio armonico stabilizzato da 0.6" (area 139mm²) avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$\rightarrow f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm ²
Allungamento sotto carico massimo	$\rightarrow A_{gt} \geq$	3.5
Tensione iniziale all'atto della tesatura	$\rightarrow \sigma_{spi} < 0.85 f_{p(0.1)k}$	1420.00 N/mm ²
(vale la condizione più restrittiva)	$\sigma_{spi} < 0.75 f_{ptk}$	1395.00 N/mm ²
Modulo elastico	$\rightarrow E_{sp} =$	195000 N/mm ²

2.14.4 ACCIAIO PER BARRE DYWIDAG

Per la realizzazione dei tiranti passivi si utilizzano barre "dywidag" in acciaio tipo 950/1050, che presenta le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq$	950.00 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	1050.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \geq$	905.00 N/mm ²
Modulo elastico	$\rightarrow E_{sp} =$	210000 N/mm ²

2.14.5 CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI E TRAVI DI CORREA

Per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica, si prevede l'utilizzo di un acciaio tipo S355 (ex Fe 510), che presenta le seguenti caratteristiche:

Acciaio S355JR (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq$	355.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	510.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
	$\rightarrow \gamma_{M2} =$	1.25
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} =$	338.00 N/mm ²

2.15 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h .

Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5mm.

Considerata la Classe di esposizione ambientale delle singole parti strutturali dell'opera, si adottano i seguenti copriferri.

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $\phi \geq 800\text{mm}$	60
Platea	40
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	40
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

3 CODICI DI CALCOLO

3.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensor e	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo verifica	di
SAP 2000	14.2.3	11 Ottobre 2010	CSI	10.09.2009 11/10/2010	3667-D1267	Casa Produttrice	

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).

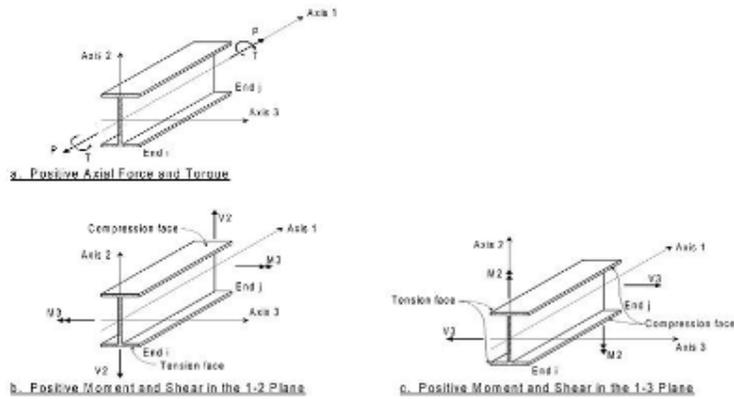


Figura 3.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

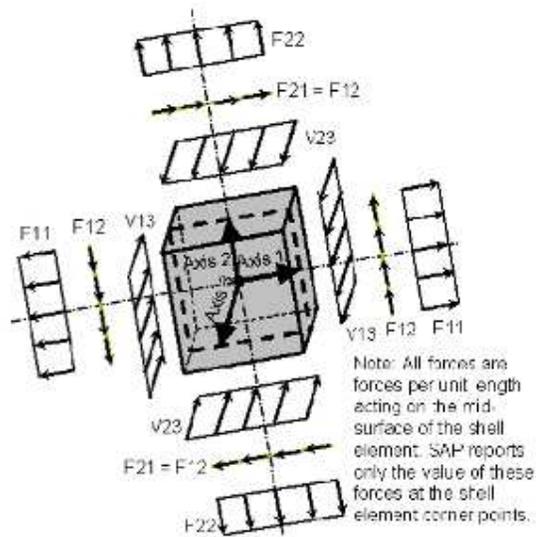


Figura 3.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

Per lo studio dell’impalcato si è fatto ricorso al modulo “bridge” utilizzato per il calcolo delle linee di influenza e delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili.

3.2 ENG - SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
Eng	8.24	Ottobre 2011	SIGMAc Soft	12/2009 10/2011	C14 BTZNJN-JV3A8- MO0AP	Casa Produttrice

Il programma ENG (prodotto dalla SIGMAc Soft snc, Corso del Popolo n.46 30170 Venezia-Mestre) è uno strumento di semplice utilizzo, perché permette di risolvere le problematiche più ricorrenti del calcolo strutturale, senza dover eseguire sofisticate analisi agli elementi finiti per le quali il tempo per realizzare il modello, l'attenzione e l'impegno dell'utilizzatore devono essere adeguati; studia le seguenti tipologie strutturali:

TRSP: calcolo di telai

GRAT: calcolo di grigliati

TCONT: calcolo di travi continue

PREFLE: verifica sezioni in c.a. (livelli tensionali - rotture)

MURO: calcolo muri di sostegno

DIAF: calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

TCAD: post-processore di verifica automatica delle aste in c.a.

STEEL: post-processore di verifica automatica delle aste in acciaio.

I moduli di calcolo del presente programma utilizzati per il dimensionamento delle strutture facenti parte della presente relazione, sono i seguenti:

TELAJ

Il calcolo di alcune parti di struttura della spalla (paragliaia) viene condotto con il modulo per strutture intelaiate piane.

Il programma esegue l'analisi in campo lineare di strutture piane composte da aste soggette a carichi statici con il metodo degli elementi finiti. Il programma consente la schematizzazione di giunzioni nodali tra le aste, comunque inclinate, ad incastro oppure a cerniera e permette di determinare l'involuppo delle sollecitazioni dovute a diverse condizioni di carico visualizzando, asta per asta, l'andamento massimo e minimo del momento, del taglio, dello sforzo normale e, nel caso di aste su suolo elastico, della pressione agente sul terreno.

VERIFICA SEZ IN C.A.

La verifica delle sezioni facenti parte della presente relazione, viene condotta col modulo di verifica a pressoflessione deviata di sezioni in cemento armato di forma qualsiasi e comunque armate.

Il programma esegue le verifiche sia tensionali, sia agli stati limite ultimi, individuando il dominio di resistenza della sezione.

La sezione è descritta da una poligonale individuata attraverso le coordinate dei vertici; le armature sono puntiformi e vengono individuate dalla posizione del baricentro e dall'area dell'acciaio. La verifica prevede tutti i tipi di sollecitazione longitudinale: compressione e trazione semplice, flessione retta e deviata, presso e tenso flessione retta, presso e tenso flessione deviata.

3.3 VCASLU

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
VCASLU		12/2009	PROF. GELFI	12/2009	Libero	Casa Produttrice

3.4 PAC 10 - AZTEC

I calcoli per il dimensionamento delle strutture di sostegno (paratie) sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo PAC **10.0**, versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS). Licenza n. AIU26662G.

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
PAC 10.0	10.07a	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13/11/2009	AIU2662G	Casa Produttrice

Il programma **PAC** è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.

Per il profilo del terreno, **PAC** consente la **definizione per punti** con possibilità di inserire sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.

La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle. **PAC** permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).

Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, **PAC** calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (problema di **Progetto**) con i metodi classici (diagramma di spinta attiva, resistenza passiva, controspinta). E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli **Eurocodici**. **PAC**, inoltre, consente di analizzare la paratia con il metodo delle molle equivalenti.

La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (problema di **Verifica**). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).

Nel programma **PAC** è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella fase di Verifica è possibile effettuare l'analisi per fasi di scavo. **PAC** esegue, inoltre, l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.

L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., **PAC** esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'Utente. La verifica delle sezioni può essere eseguita con il metodo delle Tensioni Ammissibili oppure con il metodo degli Stati Limite Ultimi. A conclusione dell'analisi e prima di effettuare la stampa degli elaborati, **PAC** consente, in un ambiente grafico integrato, la visualizzazione di tutti i risultati ottenuti.

4 FASI REALIZZATIVE

4.1 FASI COSTRUTTIVE ED INTERFERENZE CON IL TRAFFICO

Come anticipato nel capitolo generale, l'allargamento del cavalcavia comporta diverse fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, così di seguito evidenziate:

1. FASE 1a:

Restringimento della carreggiata Nord previa messa in opera del guscio di protezione ferrovia, occupando la corsia di emergenza per consentire la cantierizzazione. Realizzazione berlinese di micropali a prosecuzione dei risvolti di spalle esistenti (sia verso Trento, sia verso Modena) integrati da iniezioni di Jet Grouting nel rilevato esistente. Esecuzione degli scavi presso le spalle in progetto, da eseguirsi in fasi successive per consentire l'infissione dei tiranti (n.1, 2, 3, ordini a secondo della zona interessata dallo scavo), che contrastano sui cordoli realizzati con coppie di putrelle di acciaio, per la realizzazione delle porzioni di spalle della via Nord, dotati di "fasce" per la ripresa getto di fase 3.

Infissione di palancolato presso le spalle esistenti, in corrispondenza delle pile in progetto, a contenimento degli scavi a ridosso della ferrovia esistente. Infissione pali e successiva realizzazione delle porzioni di fondazioni e fusti pile opportunamente dotati di "fasce" per la ripresa getto di fase 3. Reinterro e ricostituzione del rilevato a tergo delle spalle di progetto. Varo della struttura in acciaio di impalcato, preventivamente assemblata, e messa in opera delle lastre tralicciate per completamento soletta. Demolizione parziale del cordolo dell'impalcato esistente per consentire l'alloggiamento di una lamina in acciaio opportunamente vincolata alla soletta esistente ed al tratto di soletta appena realizzato, destinata al il passaggio dei mezzi in fase 2, sia in corrispondenza della soletta esistente, sia presso risvolti spalle e berlinese di prosecuzione.

2. FASE 1b:

Restringimento della carreggiata Sud e Nord in esterno carreggiata occupando la corsia di emergenza per consentire la cantierizzazione nella zona centrale e l'infissione delle berlinesi centrali da paraghiaia spalle esistenti verso Trento e verso Modena per circa 50m, integrati da iniezioni di Jet Grouting nel rilevato esistente.

3. FASE 2:

Deviazione del traffico sulla via Nord, occupando anche la porzione di impalcato di progetto realizzato nella fase 1. Demolizione dell'impalcato della carreggiata Sud e realizzazione scavi in fasi successive in prossimità delle spalle in progetto per consentire l'infissione dei tiranti (n.1, 2, 3, 4 ordini a secondo della zona interessata dallo scavo), che contrastano sui cordoli realizzati con coppie di putrelle di acciaio. Realizzazione delle spalle in progetto (su pali di grande diametro).

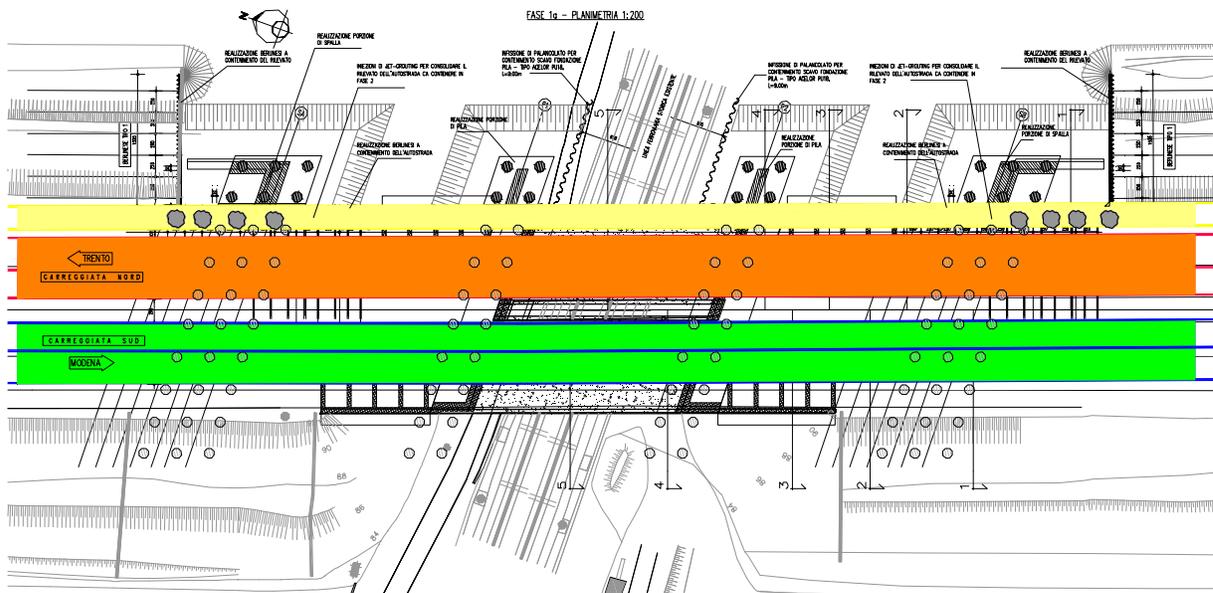
Infissione di palancoato presso le spalle esistenti con demolizione delle stesse relativamente alla porzione interferente con le pile in progetto, a contenimento degli scavi a ridosso della ferrovia esistente. Infissione pali e successiva realizzazione delle porzioni di fondazioni e fusti pile.

Reinterro e ricostituzione del rilevato a tergo delle spalle di progetto. Varo delle travi assemblate precedentemente nell'area di cantiere e realizzazione della soletta di impalcato.

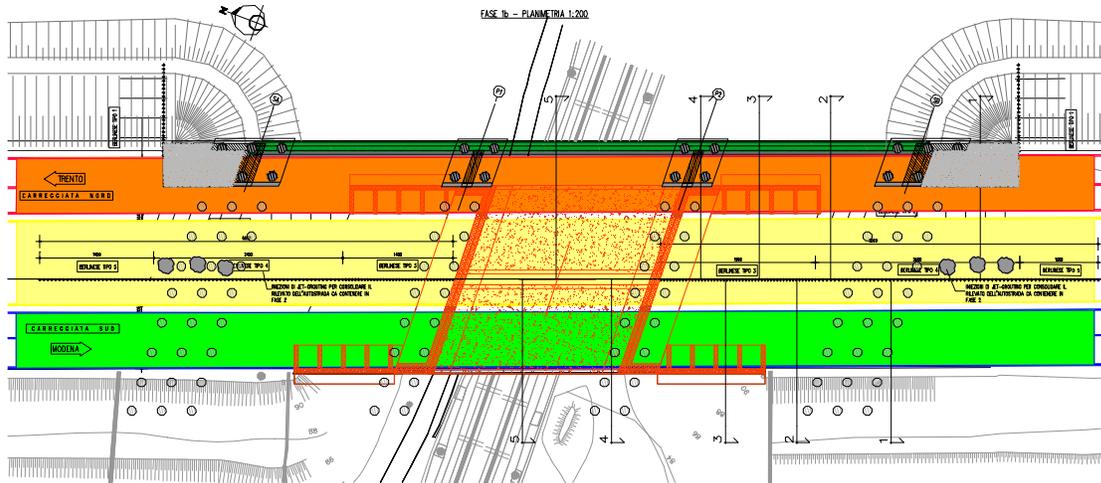
4. FASE 3:

Deviazione del traffico sulla via Sud. Demolizione dell'impalcato esistente della carreggiata Nord. Esecuzione degli scavi in corrispondenza del rilevato esistente dietro le spalle in fasi successive in prossimità delle spalle in progetto per consentire l'infissione dei tiranti (n.1, 2, 3, 4 ordini a secondo della zona interessata dallo scavo), che contrastano sui cordoli realizzati con coppie di putrelle di acciaio. Realizzazione delle spalle in progetto (su pali di grande diametro). Infissione di palancoato presso le spalle esistenti con demolizione delle stesse relativamente alla porzione interferente con le pile in progetto, a contenimento degli scavi a ridosso della ferrovia esistente. Infissione pali e successiva realizzazione delle porzioni di fondazioni e fusti pile.

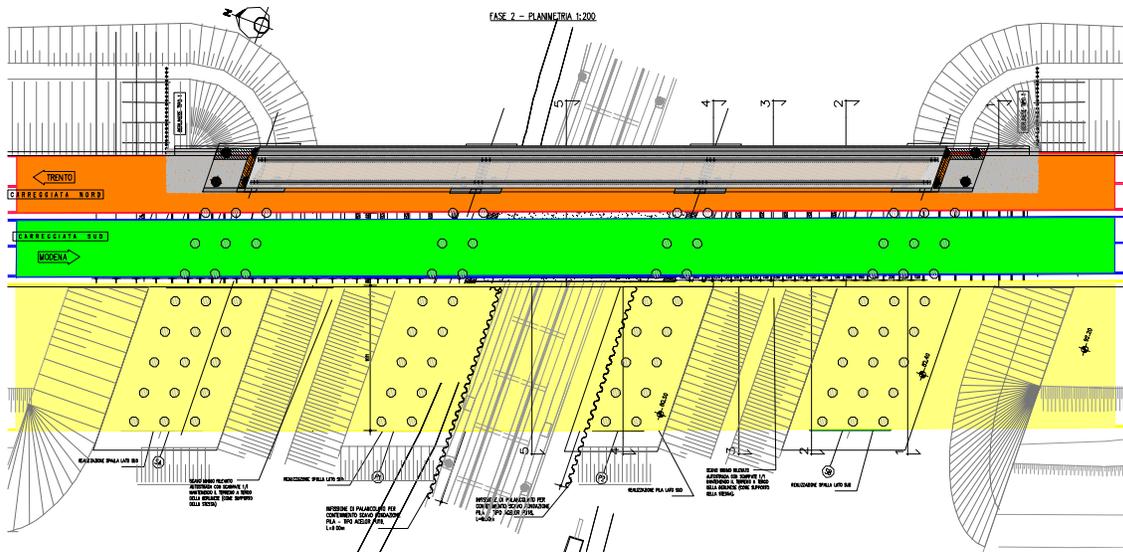
Reinterro e ricostituzione del rilevato a tergo delle spalle di progetto. Varo delle travi assemblate precedentemente nell'area di cantiere e realizzazione della soletta di impalcato, collegata opportunamente a quella realizzata in fase 1 nella "fascia" lasciata appositamente.



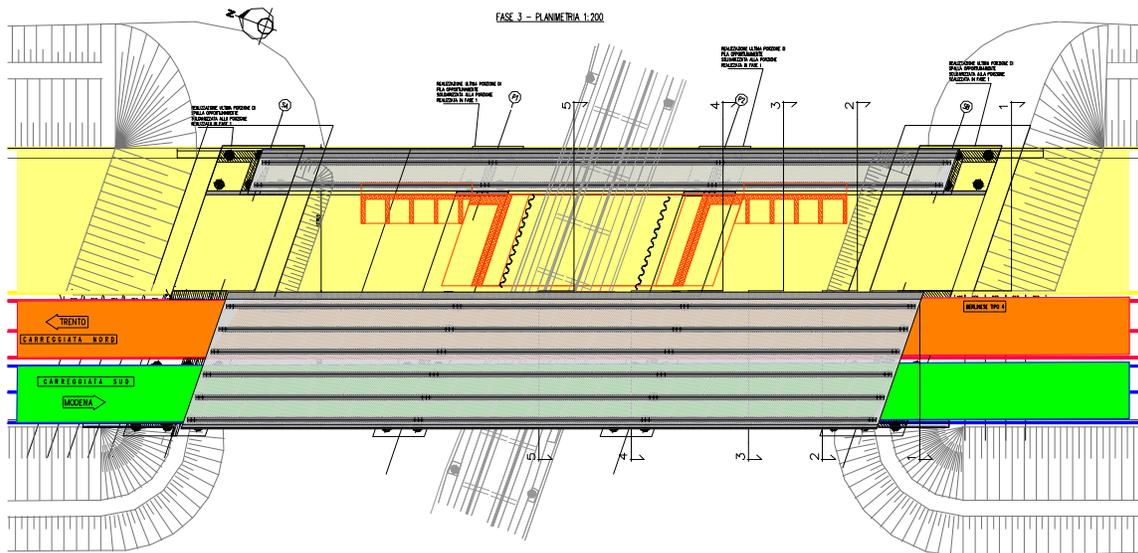
Fase 1a



Fase 1b



Fase 2



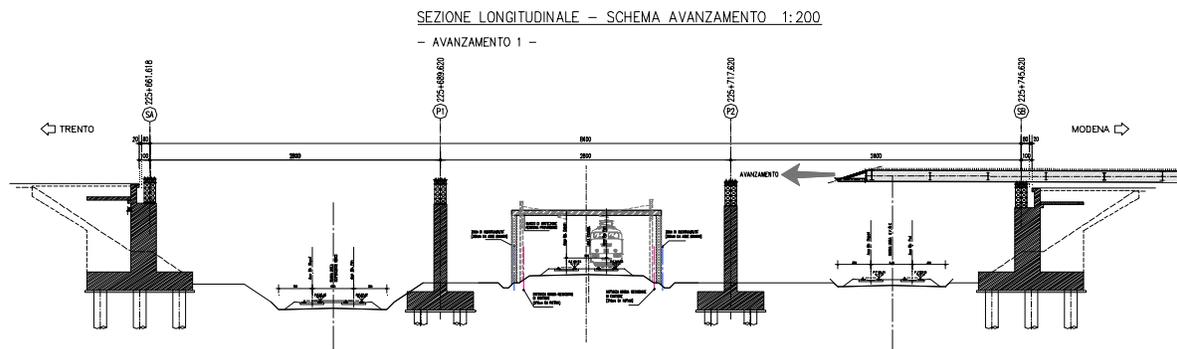
Fase 3

4.2 ASPETTI RELATIVI IL VARO

Il progetto di montaggio dovrà essere sviluppato in dettaglio in sede costruttiva: si riportano di seguito delle indicazioni di massima atte a limitare al massimo l'interferenza con la linea ferroviaria: si prevede di assemblare le travi (con le modalità indicate di seguito) in corrispondenza del rilevato adibito a cantiere a tergo dei una spalla (lato Trento o lato Modena) e di lì *varato di punta con sistema d'avanzamento a spinta* a mezzo di funi con argano di tiro e mantigli d'avanzamento.

Le apparecchiature di varo consisteranno in una carrelliera posta in corrispondenza dell'estremità posteriore, di una coppia di slitte oleodinamiche che avranno il compito di ricevere le strutture varate.

All'estremità anteriore dell'impalcato sarà collegato "l'avambecco": struttura composta da due travi saldate posizionate ad interasse pari a quello insistente tra le due travi del ponte, stabilizzata mediante controventatura in corrispondenza del piano superiore ed inferiore. La struttura dell'avambecco, molto più leggera dell'impalcato, consente il superamento delle campate impedendone il ribaltamento durante la fase di massimo sbalzo.



La quota di montaggio è determinata dall'ingombro dell'attrezzatura di avanzamento/spinta, posta in coda al ponte e identificata con il nome di "carrelliera posteriore". Longitudinalmente, la posizione di montaggio e d'inizio varo, era individuata dalla lunghezza dell'avambecco il quale poggerà in punta sulla slitta di lancio.

Le operazioni di varo dovranno essere svolte di notte, durante le quali si dovrà arrestare il traffico ferroviario delle linee sottostanti.

Le attrezzature ipotizzate per il varo del suddetto viadotto, possono essere così riassunte:

- avambecco reticolare, di lunghezza 3.0m circa impostato all'estremità delle travi in progetto preassemblate;
- carrelliera posteriore, dove appoggia il viadotto ed alla quale viene vincolato il mantiglio mobile per l'avanzamento;
- quattro slitte oleodinamiche (due di lancio e due di arrivo);
- strutture di sostegno delle slitte, dette "pile provvisorie";
- cordoli in calcestruzzo per lo scorrimento dei carrelli e della carrelliera posteriore;
- un argano di avanzamento e due mantigli;
- guide verticali per il calaggio del viadotto.

Si è proceduto ad una verifica delle strutture assemblate in fase di avanzamento sia in termini di resistenza dei materiali sia in termini di stabilità, usufruendo del programma di calcolo SAP2000 (si rimanda alla relazione A1_4_5_2-RelazioneDiCalcoloImpalcato).

Si riassumono di seguito le fasi di varo.

VARO 1: Assemblaggio della coppia di travi esterne della carreggiata nord in corrispondenza del rilevato nella "fascia esterna" (corsia di emergenza) adibita a cantiere; predisposizione dell'avambecco presso la testata della coppia di travi e successiva messa in opera dei carrelli in corrispondenza di pile, spalle ed in corrispondenza delle travi sulla parte opposta all'avambecco. Avanzamento del complesso fino al raggiungimento della spalla opposta e successivo abbassamento fino al posizionamento degli appoggi sui baggioli.

VARO 2: Assemblaggio delle 4 travi centrali della carreggiata sud (fase 2a) in corrispondenza del rilevato nell'area di cantiere; predisposizione dell'avambecco presso la testata della coppia di travi e successiva messa in opera dei carrelli in corrispondenza di pile, spalle ed in corrispondenza delle travi sulla parte opposta all'avambecco. Avanzamento del complesso fino al raggiungimento della spalla opposta e successivo abbassamento fino al posizionamento degli appoggi sui baggioli.

Assemblaggio della restante coppia di travi, verso la fascia esterna della carreggiata sud (fase 2b), in corrispondenza del rilevato nell'area di cantiere; predisposizione dell'avambecco presso la testata delle travi e successiva messa in opera dei carrelli in corrispondenza di pile, spalle ed in corrispondenza delle travi sulla parte opposta all'avambecco. Avanzamento del complesso fino al raggiungimento della spalla opposta e successivo abbassamento fino al posizionamento degli appoggi sui baggioli.

Messa in opera dei traversi di collegamento e dei controventi mancanti.

VARO 3: Assemblaggio delle restanti 4 travi, verso l'interno della carreggiata nord, in corrispondenza del rilevato nell'area di cantiere; predisposizione dell'avambecco presso la testata delle travi e successiva messa in opera dei carrelli in corrispondenza di pile, spalle ed in corrispondenza delle travi sulla parte opposta all'avambecco. Avanzamento del complesso fino al raggiungimento della spalla opposta e successivo abbassamento fino al posizionamento degli appoggi sui baggioli.

Messa in opera dei traversi di collegamento e dei controventi mancanti per il completamento dell'impalcato della carreggiata nord.

