

SOCIETA' PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO - TRENTO

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**

dott.ing. ROBERTO BOSETTI

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

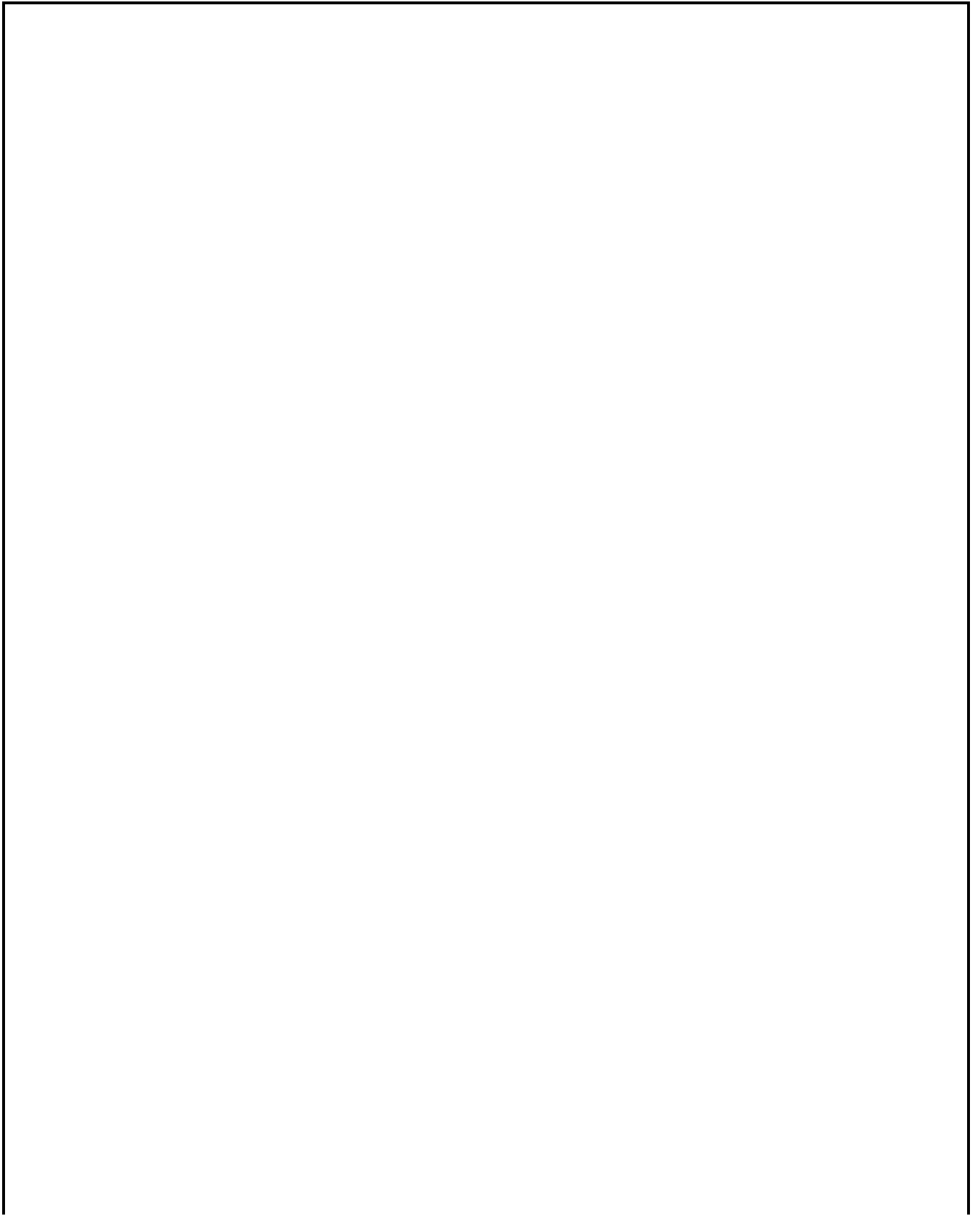
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

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
4.15.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Svincolo A4 -Sottopasso pista Trento-Venezia (pr km 227+990) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	POLUZZI	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	STRUTTURA	9
1.2	METODO DI CALCOLO	9
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	9
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	14
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	17
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	17
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	17
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	18
2.2	PRINCIPALI NORME UNI	18
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	19
2.4	NORME STRADALI	19
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	21
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	21
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	22
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	22
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	22
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	23
3.6	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.	23
3.7	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	23
3.8	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	24
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	24
3.10	COPRIFERRI	24
4	CODICI DI CALCOLO	26

4.1	CMP - XFINEST	26
4.1.1	VERIFICA SEZ IN C.A.	26
4.1.2	SISTEMA DI RIFERIMENTO	27
5	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURA	28
5.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	28
5.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	30
6	RELAZIONE GEOTECNICA – PORTANZA PALI	31

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

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 sovrappasso scatolare alla pista TN-VE (pk 227+989).

I già menzionati aspetti in ordine agli aumentati carichi accidentali (D.M. 14/01/2008), agli oneri connessi alla sismica (oneri assenti all'atto della costruzione originale dei manufatti) e a diffuse situazioni di degrado dei materiali (vedasi relazione generale), ha consigliato di prevedere la sostituzione integrale del solettone col rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della sottopassante pista.

Il ponte scatolare presenta un solettone unico per entrambe le vie di corsa, sostenute da spalle in c.c.a superficiali: oltre al rifacimento del solettone d'impalcato si pone necessario il consolidamento dei risvolti esistenti lato via nord mediante tiranti.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico. 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.

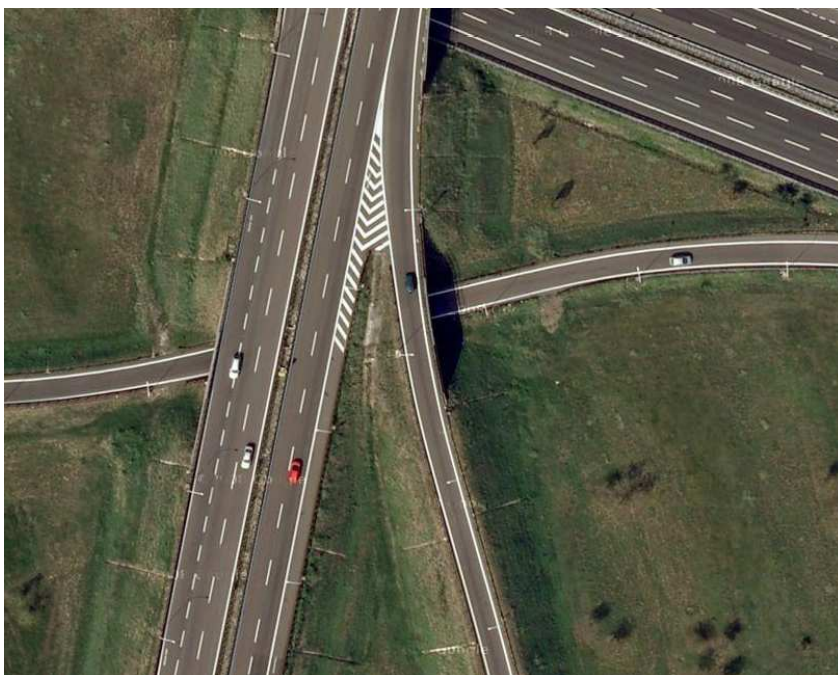


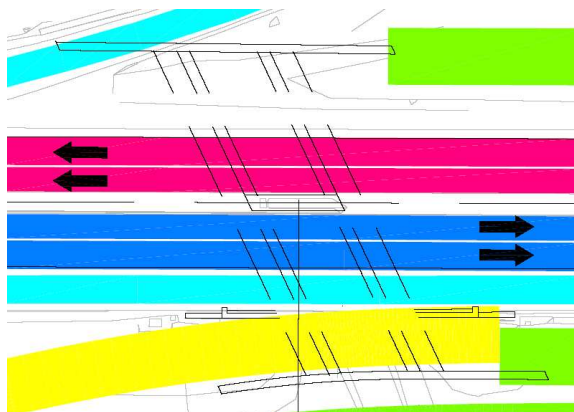
Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

La luce di calcolo dello scatolare lungo l'asse tracciamento misura 8.33m.

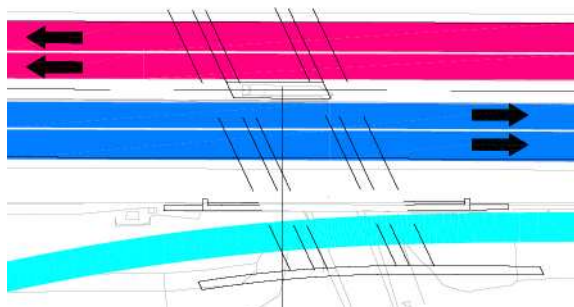
Il viadotto sovrappassa la pista TN-VE ed il franco garantito al di sotto di tale campata non viene ridotto rispetto lo stato attuale.

L'allargamento del cavalcavia comporta quattro 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:

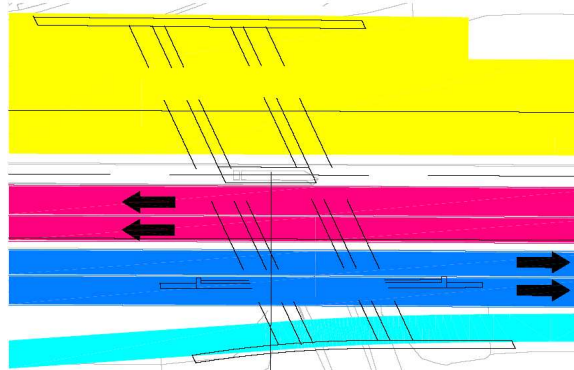
1. restringimento delle carreggiate (nord e sud) verso il centro delle carreggiate ed occupazione della corsia di emergenza per il cantiere. Realizzazione delle nuove spalle su pali e relativi muri di risvolto, previa infissione di palancole provvisorie a prosecuzione del muro di risvolto esistente; messa in opera della porzione di impalcato (solettone realizzato con travi in cap affiancate) e provvisorio collegamento all'impalcato esistente;
2. chiusura della corsia di immissione lato via nord e spostamento della stessa in corrispondenza del cavalcavia sull'A4 dove si prevede la realizzazione di una deviazione provvisoria di tale immissione;
3. deviazione del traffico sulla via sud (2 corsie direzione modena, 2 corsie direzione trento) e realizzazione di una porzione di spalla su pali, previa demolizione della sommita' delle spalle esistenti e messa in opera di palancole provvisorie in corrispondenza del ciglio attuale. Realizzazione dell'impalcato da collegare verso ovest all'impalcato esistente;
4. deviazione del traffico sulla via nord (2 corsie direzione modena, 2 corsie direzione trento). Realizzazione delle spalle in progetto (su pali di grande diametro) con parziale demolizione della sommita' delle spalle esistenti, previa messa in opera di palancole provvisorie; demolizione dell'impalcato esistente nell'area di cantiere; messa in opera della restante parte di impalcato collegato definitivamente alla porzione realizzata in fase 1 e 3. Ripristino della viabilita' ordinaria.



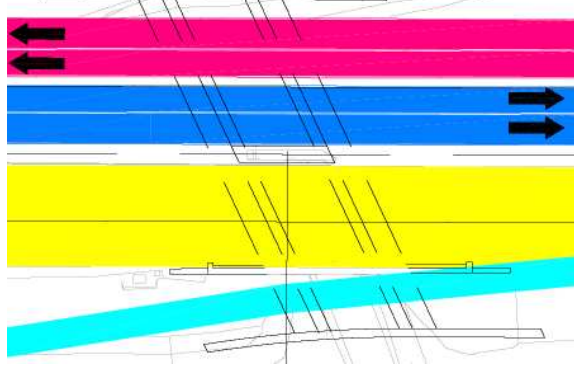
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4

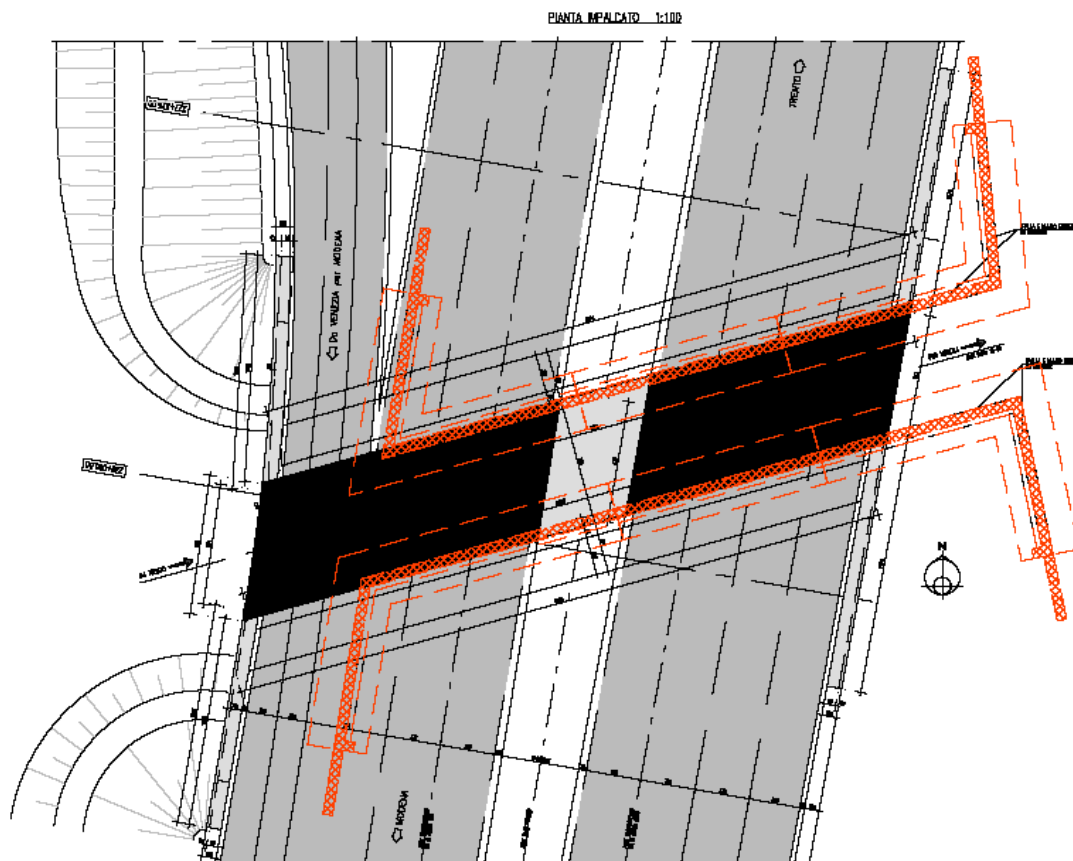


Figura 1.2 Pianta impalcato

SEZIONE LONGITUDINALE 1:100
(IN ASSE TRACCIAMENTO VIA NORD)

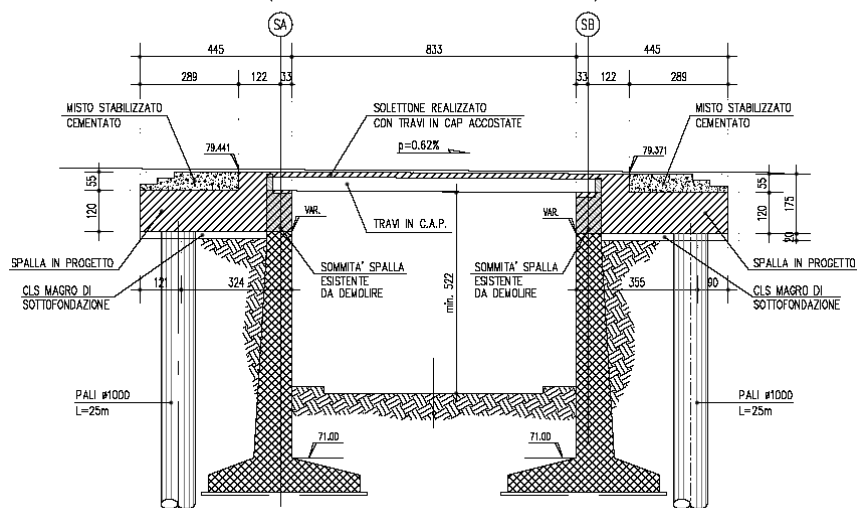


Figura 1.3 Sezione longitudinale

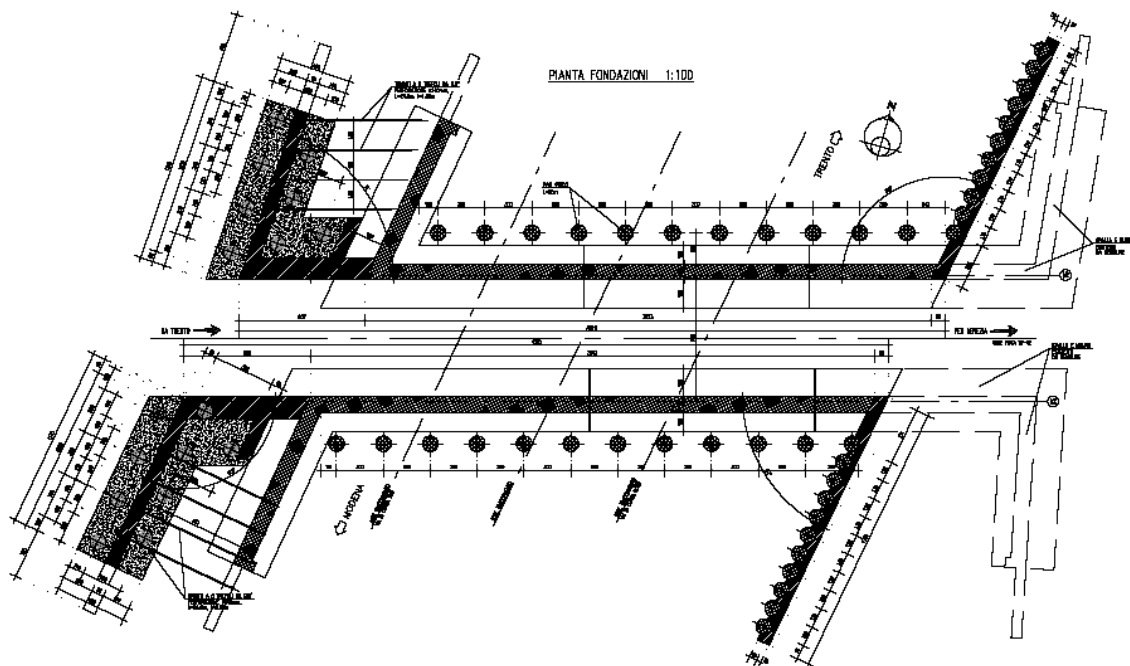


Figura 1.4 Pianta delle fondazioni

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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) 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.

SOLETTA

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.

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"..."*.

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle (e le pile) connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali

appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura $q=1$ allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni (M_{Rd}) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g \cdot S$. Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

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.

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 C, 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 (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°24'26 N e Longitudine 10°54'45 E, ad una quota di circa 72 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:

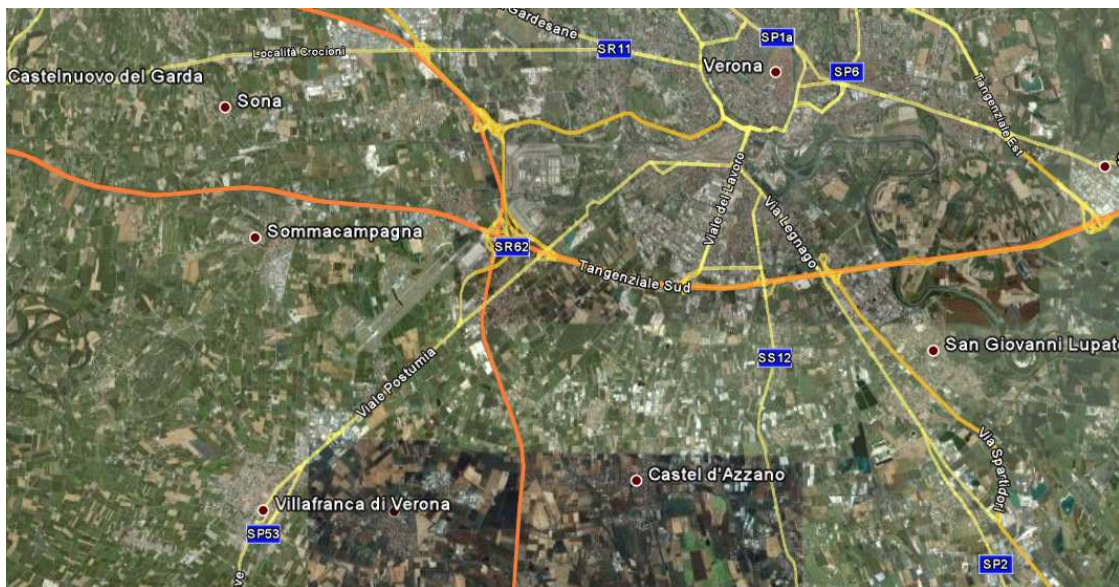


Figura 1.6 Tratto adeguamento del tracciato A22

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 10.91250 LATITUDINE: 45.40722

Ricerca per comune REGIONE: Veneto PROVINCIA: Verona COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

Interpolazione:
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Figura 1.7 Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.085	2.446	0.262
SLD	201	0.109	2.409	0.271
SLV	1898	0.257	2.406	0.286
SLC	2475	0.283	2.380	0.289

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 "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (SLV) \Rightarrow 1.00$$

$$S_T (SLV) \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(SLV) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.257g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

1.2.2 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) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): 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.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura γ_r non si considera)

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	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 sfavorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00 1.20	0.00 1.20	0.00 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	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_M γ_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_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 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_k 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_k	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.

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d')$
 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

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

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

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

- 5) STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \Phi_k')$

(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

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 $\psi_{2i} = 0.00$.

1.2.3 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

La geometria dell'opera individua un comportamento a "scatolare", evidenziando una continuità strutturale tra le spalle e l'impalcato.

1.2.4 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 Wood

$$\Delta P = (ag/g)*S*\gamma*H^2 = .2552*1*20*4 = 20.42 \text{KN/ml}$$

1.2.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

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

SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di 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.

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;

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

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

2.2 **PRINCIPALI 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”.

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’ esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

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 pr l’impiego;

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

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.

2.4 NORME STRADALI

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

D. Lgs 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – Disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

L. 1 agosto 2002 n. 168 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – Modifiche ed integrazioni al codice della strada

L. 1 agosto 2003 n. 214 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili

**SVINCOLO A4 -SOTTOPASSO PISTA
TRENTO-VENEZIA (PR KM 227+990)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO

FOGLIO

AI_4_15_1 RELAZIONE CALCOLO.DOC

20 DI 33

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

3.1 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 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls 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 Composizione 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/disgelo o con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls 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 cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	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	360 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	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800$ mm PALI $\Phi > 800$ mm	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PILE, PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

3.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

3.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

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

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

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

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

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²

Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	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

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², 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
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 * f_{ctk}$.

3.6 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 55 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	45.65 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	25.86 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.68 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.78 N/mm ²

3.7 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 45 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

3.8 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

3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm ²
Carico caratteristico all'1%	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm ²

3.10 COPRIFERRI

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800$ mm	60

Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40
Impalcato - Si adottano copriferri pari a:	
	Copriferro - c_{\min} [mm]
Soletta	40

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 CMP - XFINEST

La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma **CMP** realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è **XFINEST** della Ce.A.S. di Milano.

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 BEAM (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadri e trilatero)
- Elemento tipo LINK (elementi tiro BEAM ma di rigidità infinita)
- Elemento tipo CJOINT (elementi di rigidità specificata per ogni grado di libertà dei due nodi collegati)

Il programma CMP 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 non lineari per grandi spostamenti e pushover. L'analisi sismica 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).

4.1.1 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.

4.1.2 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Il Sistema di Riferimento Locale 123 degli Elementi tipo Beam è una Terna destrorsa Cartesiana con asse 1 avente la direzione dell'elemento, asse 2 definibile dall'utente e asse 3 avente la direzione che completa la terna.

Il Sistema di Riferimento Locale 123 predefinito degli Elementi tipo Shell è una Terna destrorsa cartesiana con origine nel baricentro dell'Elemento, asse 1 avente la direzione della normale, asse 2 avente la direzione della congiungente i punti medi dei due lati N2-N3 e N1-N4 (N1,N2,N3,N4 sono i nodi che definiscono l'elemento) e asse 3 avente la direzione che completa la terna.

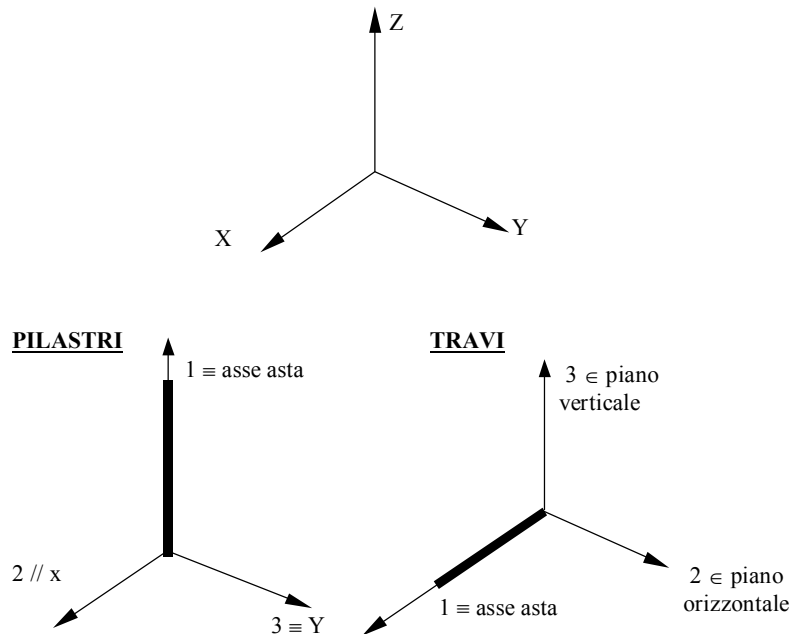


Figura 4.1 Elementi BEAM – Convenzione sui segni

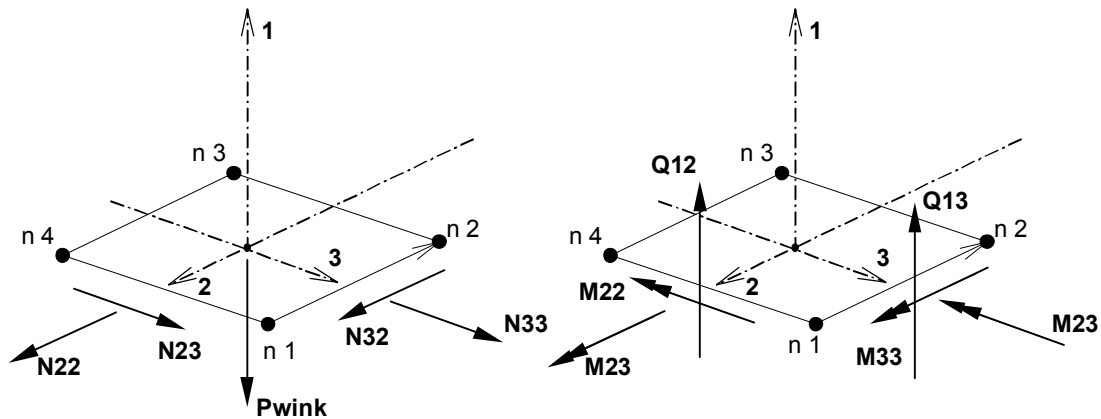


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

5 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURA

5.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata nelle seguenti figure.

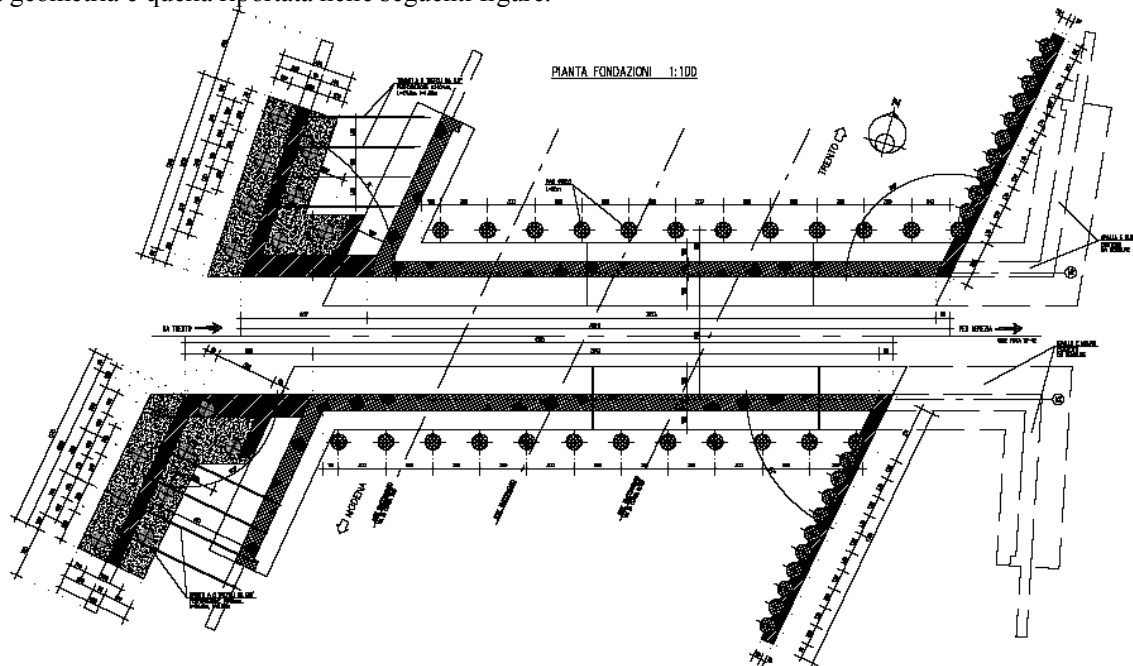


Figura 5.1 Pianta delle fondazioni

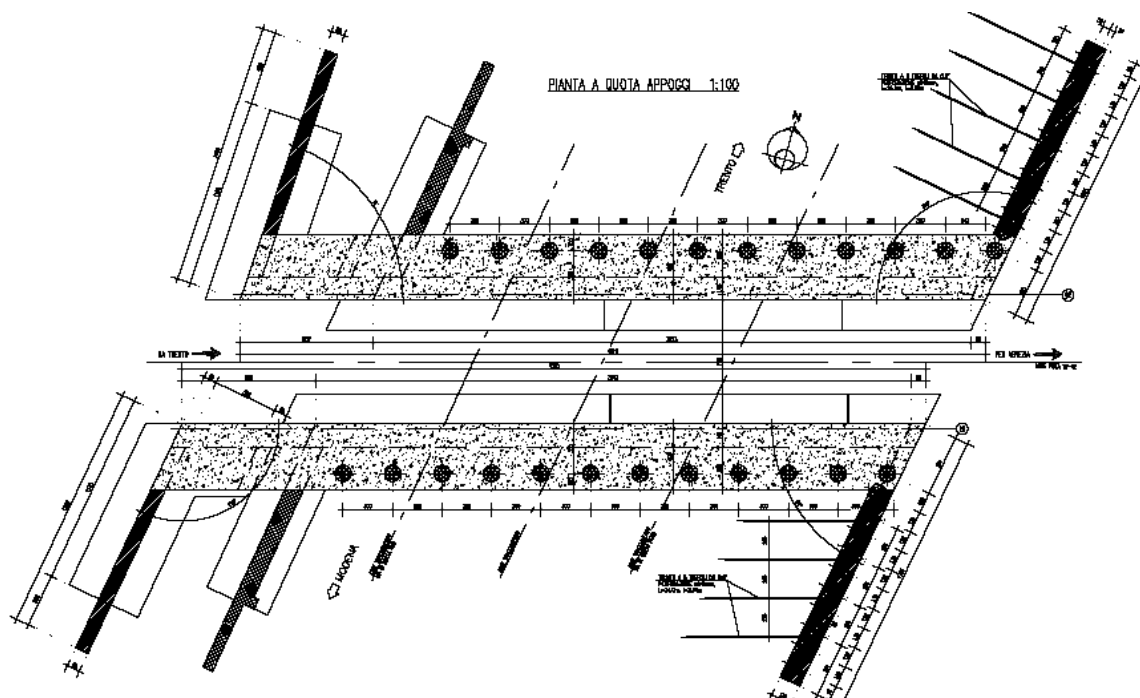


Figura 5.2 Pianta a quota appoggi

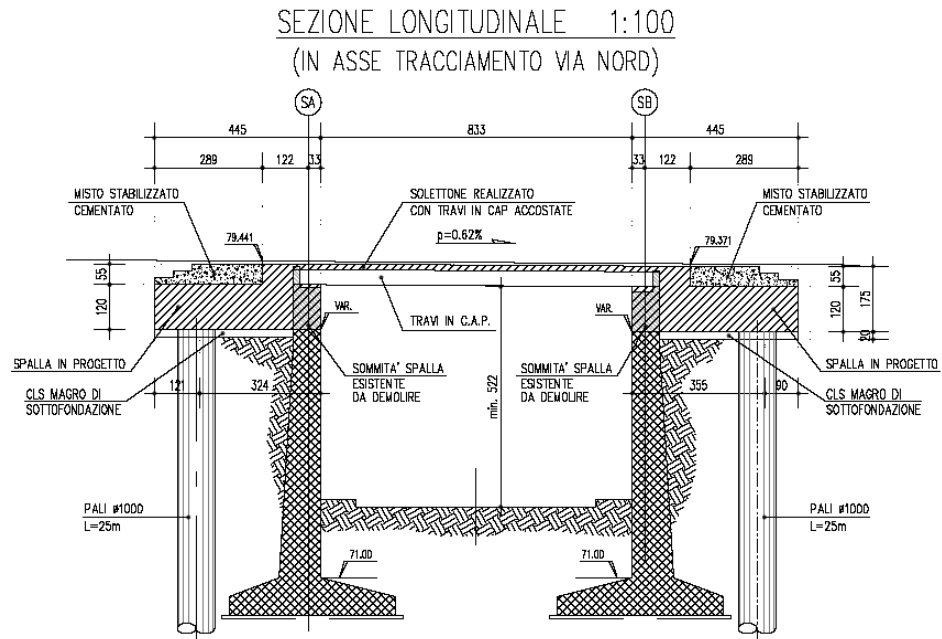


Figura 5.3 Sezioni longitudinale e trasversale

5.2 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Essendo l'opera oggetto della presente relazione molto simile allo pista Venezia-Modena, per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte dello scatolare (spalle, soletta, risvolti) si rimanda al documento "BVRpd-1206R1.RelazioneTecnica", nel quale è riportato il dimensionamento dello scatolare specifico: per esso si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti CMP della Cooperativa Architetti ed Ingegneri di Reggio Emilia con il solutore ad elementi finiti XFinest della Ceas di Milano.

Per la valutazione sismica, si è proceduto ad un'analisi lineare dinamica, implementando lo spettro di progetto, così come previsto dalla normativa vigente.

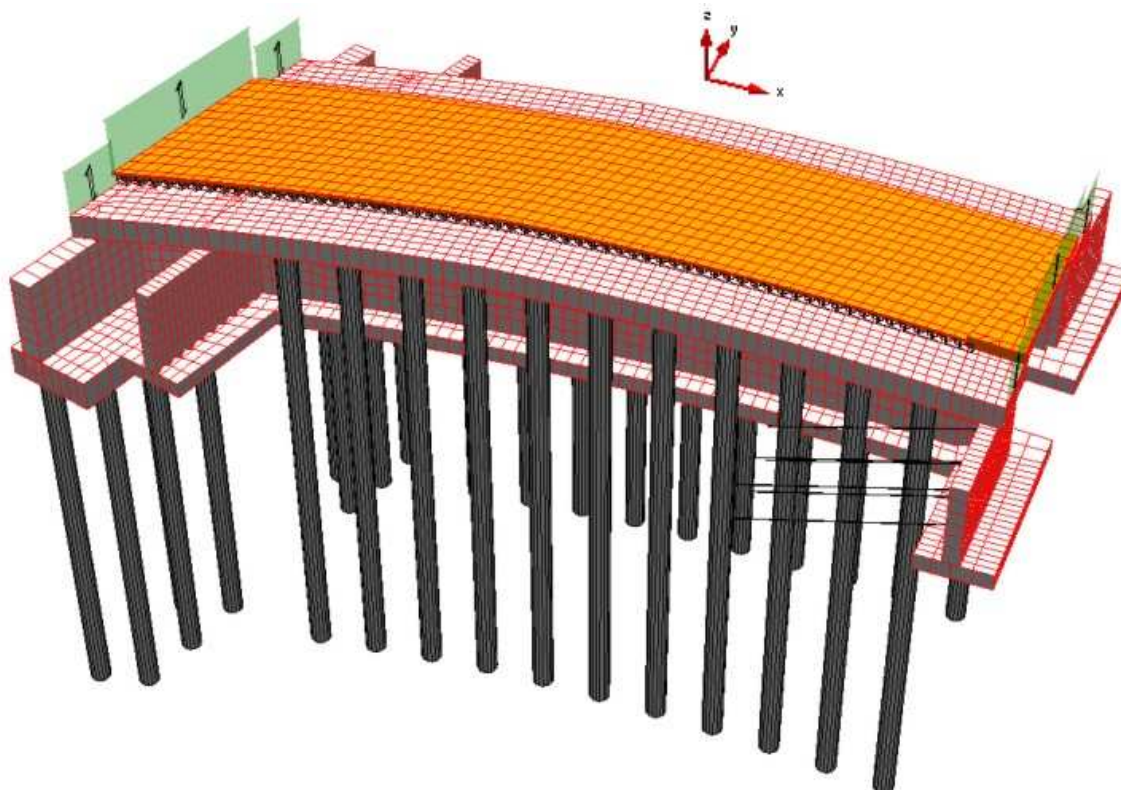


Figura 5.4 Modello 3D

6 RELAZIONE GEOTECNICA – PORTANZA PALI

I dimensionamenti sono stati affrontati utilizzando i dati della relazione geotecnica del progetto preliminare, in attesa di ulteriori indagini che dovranno essere eseguite in questa fase.

Si omettono quindi le verifiche di portanza in attesa dei dati sopra citati, riportando le sollecitazioni sui pali.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).
2. Verifiche delle Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si sono assunti i seguenti parametri del terreno:
da quota 0.00m a quota -30.00m scisto alterato

Peso di volume γ_t	20 kN/m ³
Angolo di attrito Φ	35
Coesione c	0 N/mm ²

Per la verifica in oggetto si attende la documentazione geotecnica.

Di seguito si riportano le sollecitazioni più significative per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a:

risolto sinistra	$L_{sx} =$	20.00m
risolto destra	$L_{dx} =$	20.00m
spalla	$L_s =$	25.00m

Per la verifica si rimanda alla relazione della pista Venezia-Modena (documento BVRpd-1206R1.RelazioneTecnica).

Si riporta di seguito la portanza dei pali per la zona considerata.

Si sono adottati pali $\Phi 1000$, $l=20.0m$.

Per la verifica in oggetto si fa riferimento alle indagini in nostro possesso relative al progetto preliminare.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)
LAVORO: PISTA VE-MO - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
 $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
 $R_{sdt} = R_{sk} / \gamma_{st}$: Resistenza laterale di trazione di progetto
 $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$: Resistenza alla punta caratteristica
 $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$: Resistenza laterale caratteristica
 $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
 $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
 W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \alpha^v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^* \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c < 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensori totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \alpha v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_s = K \tan^2 \alpha^v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } \phi$$

$$\tan^2 \alpha = \tan^2 \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c < 0$)

$q_s = \alpha c_u$ con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

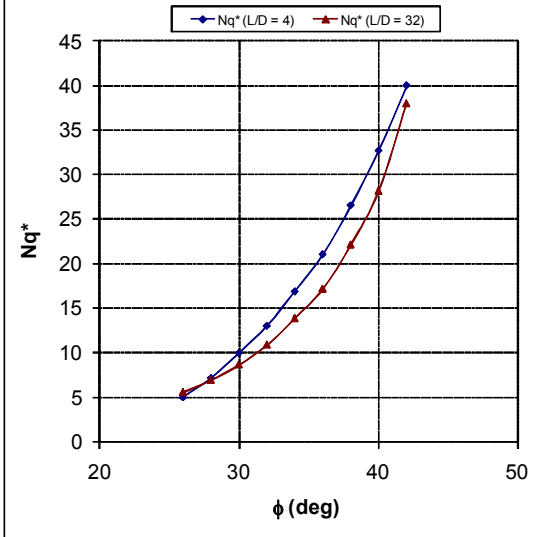
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.00
Superficie resistente alla punta	m ²	0.79
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.14
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Rilevato	0.0	-2.0
2	CC - Substrato	-2.0	in gi\`u
3			
4			

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA

	unit\`a	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	20.0
Tensione efficace in testa palo		20.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	1.45
coefficiente γ_s	1.45
coefficiente γ_{st}	1.60
coefficiente ζ	1.50

Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza

