

ITINERARIO "SALERNO – POTENZA – BARI"

Adeguamento delle sedi esistenti e tratti di nuova realizzazione IV tratta
da zona industriale Vaglio a svincolo S.P. Oppido S.S. 96

Codice CIG - 70219264A5

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12)

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
ORDINE INGEGNERI
ROMA
n. 14035

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

PROGETTAZIONE ATI:

(Mandataria)

GP INGENNERIA

GESTIONE PROGETTI INGENNERIA srl

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **Giuseppe Cerchiaro**
Ordine dei geologi della Calabria n. 528

(Mandante)



(Mandante)



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Arch. **Silvia Besozzi**
Ordine Architetti Provincia di Roma n. 10846

(Mandante)



(Mandante)



VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. **Massimiliano Fidenzi**

PONTI E VIADOTTI

Viadotti – Schemi e criteri di progetto

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
LO714APF1801		T00VIO0STRRE01_			
		CODICE ELAB.	T00VIO0STRRE01		-
D					
C					
B					
A	Emissione	Luglio '22	Lucibello	De Sanctis	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. VIADOTTI MAGGIORI.....	2
2.1. VALLONE TRICARICO	2
2.1.1. <i>Impalcato</i>	2
2.1.2. <i>Sottostrutture</i>	4
2.1.3. <i>Appoggi e giunti</i>	7
2.2. VALLONE CERRO	8
2.2.1. <i>Impalcato</i>	8
2.2.2. <i>Sottostrutture</i>	9
2.2.3. <i>Appoggi e giunti</i>	10
2.3. CASTAGNO	11
2.3.1. <i>Impalcato</i>	11
2.3.2. <i>Sottostrutture</i>	12
2.3.3. <i>Appoggi e giunti</i>	14
2.4. MEZZANELLE	16
2.4.1. <i>Impalcato</i>	16
2.4.2. <i>Sottostrutture</i>	17
2.4.3. <i>Appoggi e giunti</i>	18
3. PRINCIPALI AZIONI E CRITERI DI PROGETTO.....	19
3.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	19
3.2. PRINCIPALI AZIONI DI CALCOLO.....	19
3.2.1. <i>Carichi mobili</i>	19
3.2.2. <i>Azione del vento</i>	21
3.2.3. <i>Azione sismica</i>	21

1. PREMESSA

Nella presente relazione sono descritti i principali viadotti di nuova realizzazione previsti sulla tratta IV dell'itinerario stradale "Salerno – Potenza – Bari" per il quale sono previsti interventi di Adeguamento delle sedi esistenti e tratti di nuova realizzazione. L'intervento è incluso nel 1° programma delle infrastrutture strategiche approvato dal Comitato Interministeriale per la Programmazione Economica. Inoltre, nella parte finale della relazione sono presentati i criteri generali a cui fare riferimento per le successive fasi della progettazione.

2. VIADOTTI MAGGIORI

All'interno della tratta si individuano quattro opere d'arte maggiori, delle quali due risultano particolarmente significative. Nei seguenti paragrafi si descrivono brevemente le opere da un punto di vista geometrico e da un punto di vista del comportamento strutturale.

2.1. VALLONE TRICARICO

Il viadotto Vallone Tricarico risulta il più esteso tra quelli che ricadono nel lotto; si articola su un totale di quarantasette campate per uno sviluppo complessivo di 1974m (da Pk 0+505.987 a 2+480.326).

Le luci delle campate sono comprese tra un minimo di 29m e un massimo di 65m.

Il tracciato da un punto di vista altimetrico ha una pendenza longitudinale pressochè costante dello 7% circa. Planimetricamente il viadotto ha un tracciato che presenta curvature variabili e flessi; il raggio di curvatura minimo è pari a circa 700m.

La larghezza di impalcato è sensibilmente variabile, tra 12.4m e 19.3m, a causa della presenza di allargamenti per visibilità e piazzole di sosta.

2.1.1. IMPALCATO

L'impalcato a travata continua è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo.

Per limitare l'entità delle dilatazioni termiche e per raggiungere un comportamento sismico più regolare possibile, l'impalcato è suddiviso in cinque tronchi strutturalmente indipendenti tra loro. I tronchi di impalcato sono suddivisi da giunti di dilatazione progettati per consentire le dilatazioni termiche degli impalcati adiacenti e le oscillazioni libere (senza martellamenti) in condizioni sismiche.

- Tronco 1: SP1-P5, Ltot=200m; Luce tipica = 45m; Himp=2.3m;

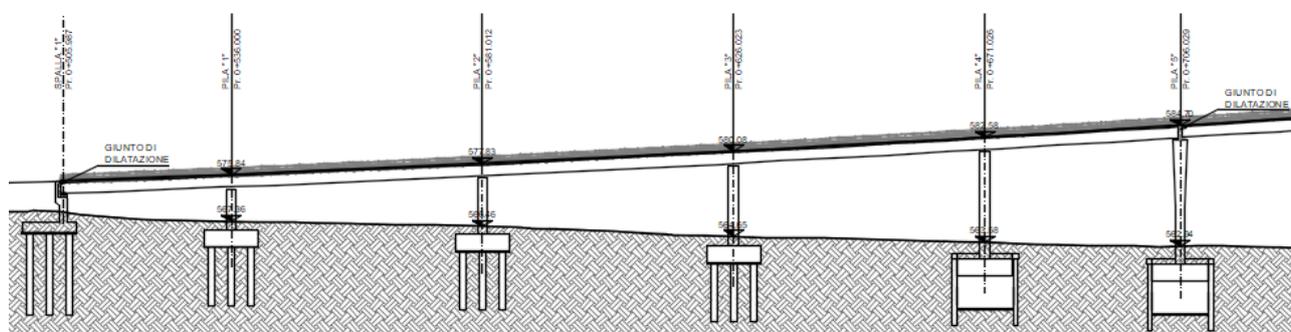


Figura 2.1 Vallone Tricarico – Tronco 1: Sezione longitudinale

PROGETTAZIONE ATI:

- Tronco 2: P5-P15, Ltot=545m; Luce tipica = 65m; Himp=var. (2.2; 3.1)m;

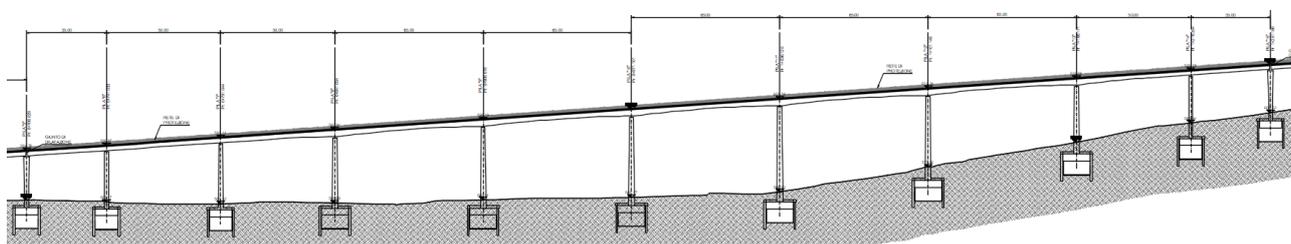


Figura 2.2 Vallone Tricarico – Tronco 2: Sezione longitudinale

- Tronco 3: P15-P26, Ltot=420m; Luce tipica = 40m; Himp= 2.2m;

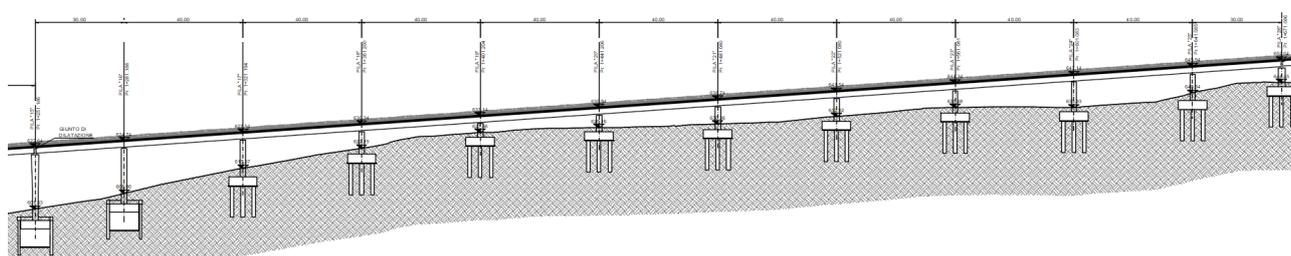


Figura 2.3 Vallone Tricarico – Tronco 3: Sezione longitudinale

- Tronco 4: P26-P37, Ltot=420m; Luce tipica = 40m; Himp= 2.2m;

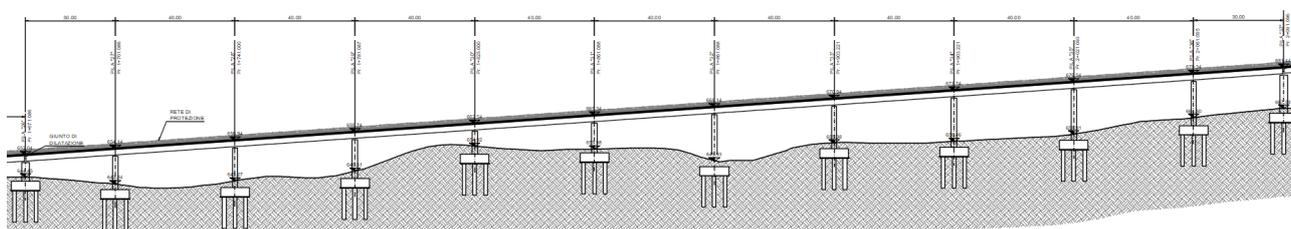


Figura 2.4 Vallone Tricarico – Tronco 4: Sezione longitudinale

- Tronco 5: P37-SP2, Ltot=389m; Luce tipica = 45m; Himp= 2.2m;

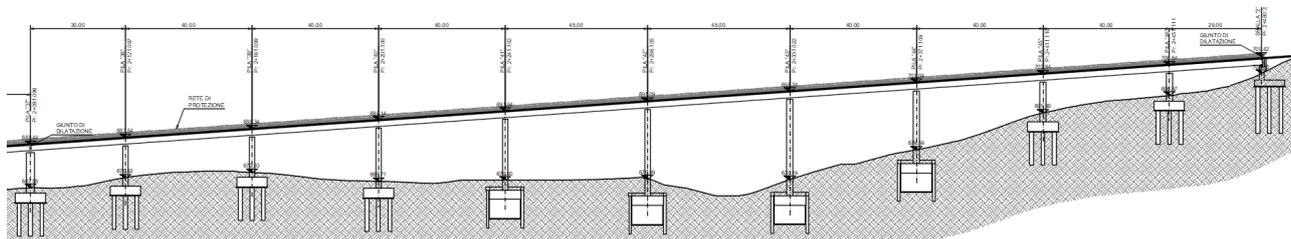


Figura 2.5 Vallone Tricarico – Tronco 5: Sezione longitudinale

L'impalcato è di tipo bi-trave con una distanza tra le travi principali variabile a seconda della larghezza di impalcato.

Nei tratti caratterizzati da una larghezza di impalcato superiore a 13m oltre alle travi principali è presente una trave di spina che limita le luci di calcolo della soletta. La trave di spina è supportata da traversi a parete piena di altezza pari a 1m.

PROGETTAZIONE ATI:

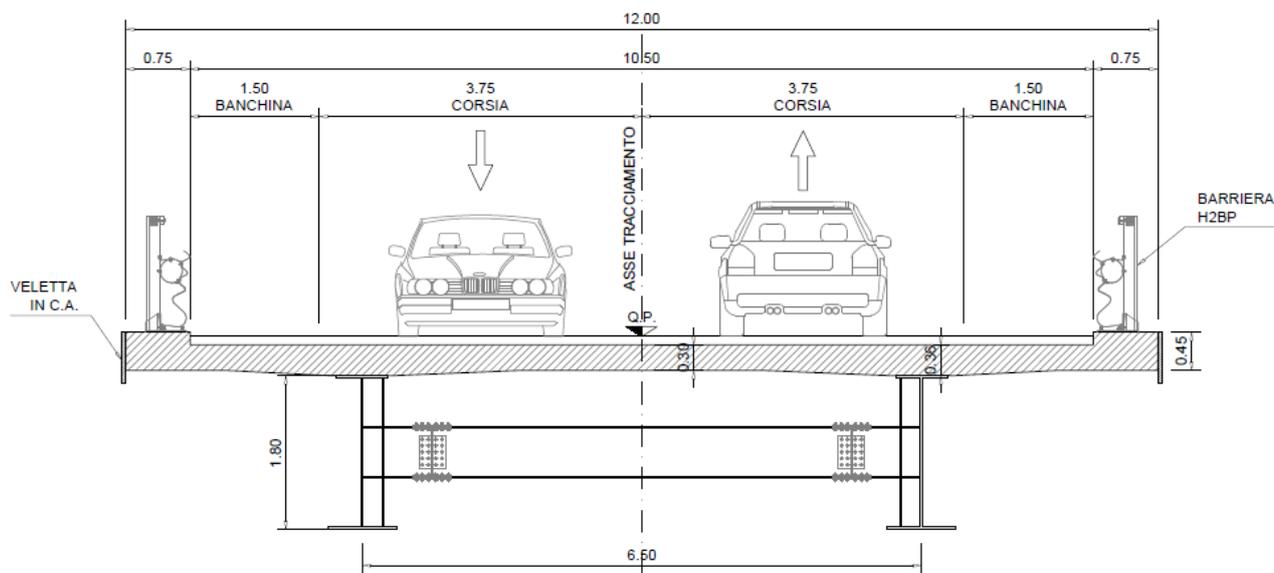


Figura 2.6 Vallone Tricarico – Sezione tipo impalcato (B<13m)

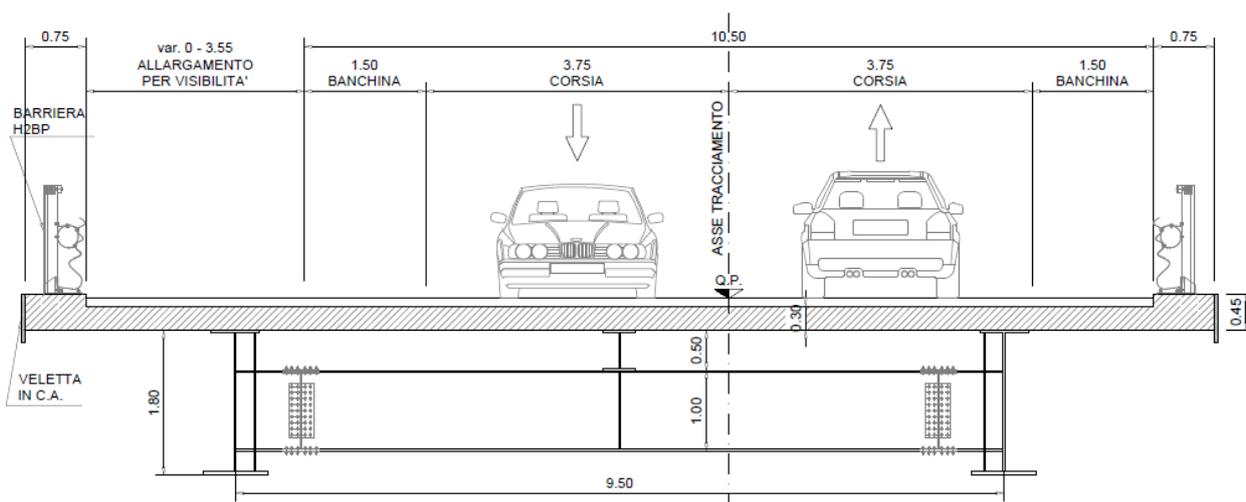


Figura 2.7 Vallone Tricarico – Sezione tipo impalcato (B>13m)

Le travi, in acciaio Cor-ten, hanno una sezione a doppio T di altezza compresa tra 1.9 e 2.8m; la soletta gettata in opera su predelle prefabbricate o mediante l'impiego di casseri mobili ha uno spessore di 30cm. La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi intermedi) di tipo bullonato.

2.1.2. SOTTOSTRUTTURE

Le pile hanno un'altezza compresa tra 4.5 e 41m, sono realizzate in c.a. ed hanno uno schema a mensola; la sezione dei fusti pila è di tipo mono-cellulare con dimensioni variabili a seconda dell'altezza.

Le pile con un'altezza fino a 20m hanno sezione costante di dimensioni esterne 7x3m e spessore pareti compreso tra 0.35 e 0.7m.

PROGETTAZIONE ATI:

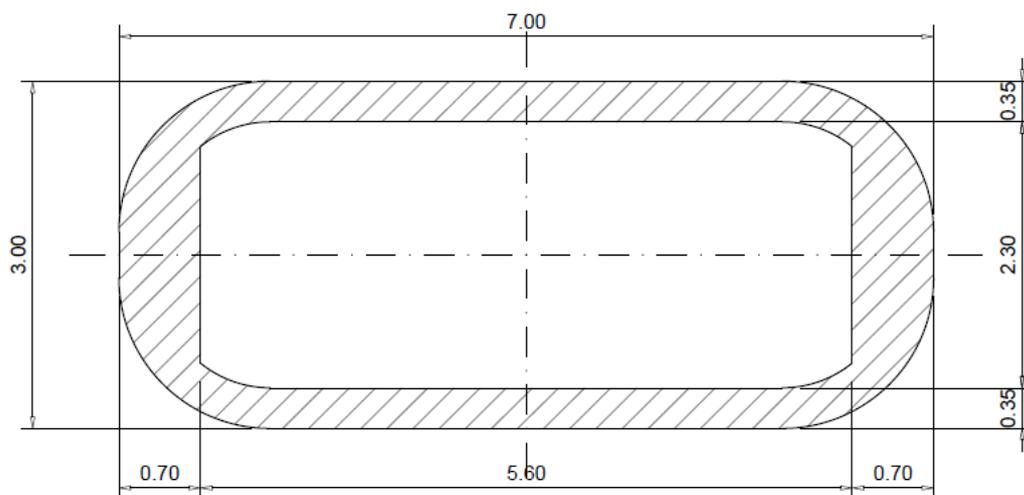


Figura 2.8 Vallone Tricarico – Sezione tipo pile H<20m

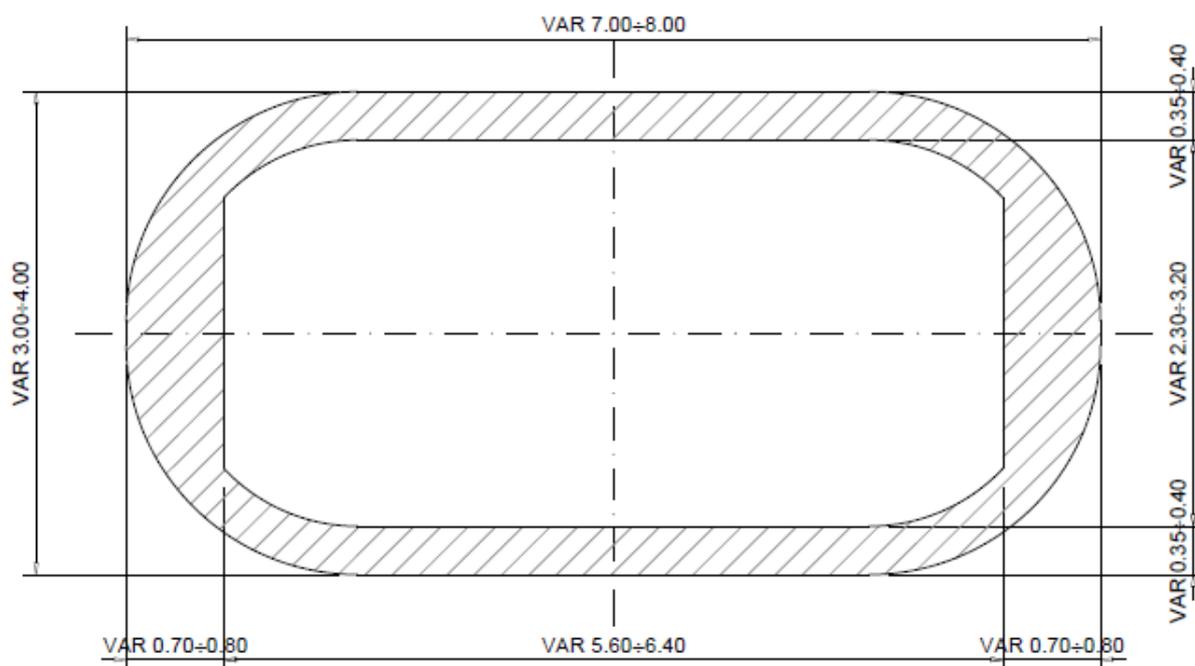


Figura 2.9 Vallone Tricarico – Sezione tipo pile H>20m

Le pile con altezza superiore a 20m hanno sezione variabile lungo l'altezza sia in termini di dimensioni esterne che di spessore delle pareti; la sezione di base misura 8x4m che si riducono linearmente fino a 7x3m; gli spessori variano tra 35 e 40cm (lati lunghi) e 70-80cm (lati corti). Le pile ubicate in corrispondenza dei tratti di impalcato con allargamenti avranno una sezione che trasversalmente dovrà essere allargata fino a 11m.

I pulvini hanno sbalzi laterali modesti e, sostanzialmente, si configurano come diaframmi di chiusura della sezione delle pile.

PROGETTAZIONE ATI:

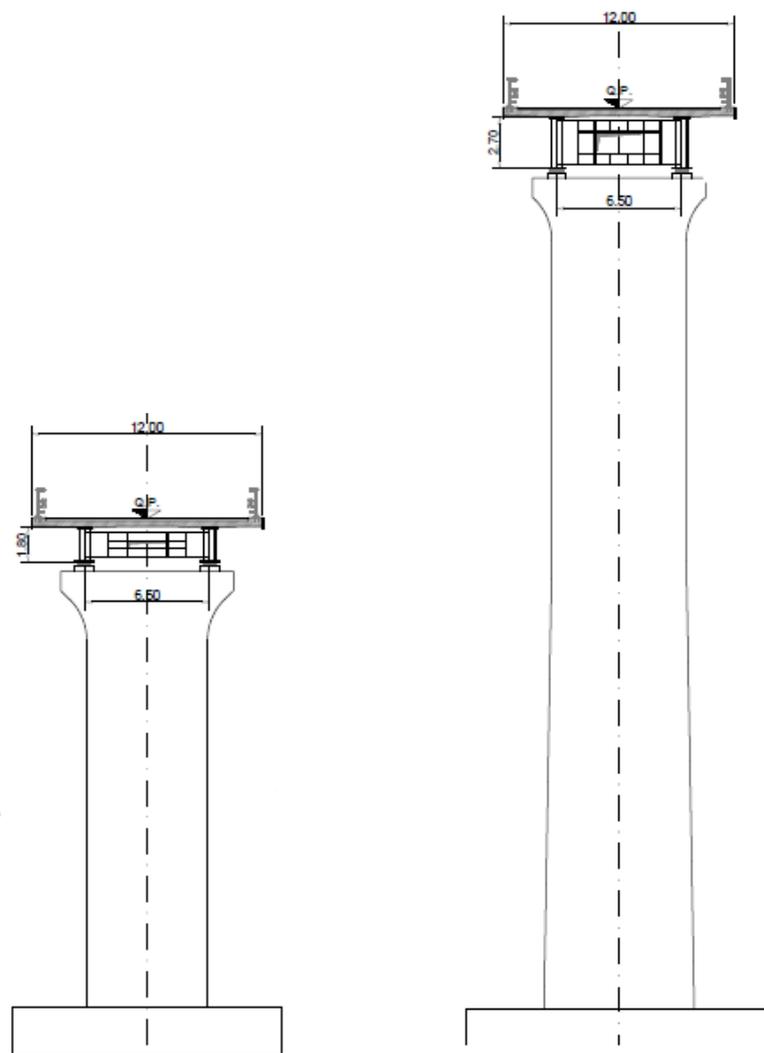


Figura 2.10 Vallone Tricarico – Carpenteria pile: H<20m (sx), H>20m (dx)

Le fondazioni sono tutte di tipo indiretto; a seconda dei carichi trasmessi dalle pile, quindi, in funzione dell'altezza di queste ultime e delle luci di impalcato, si individuano:

- Fondazioni su pali $\Phi 1200$;
- Fondazioni su pozzi rettangolari.

Le fondazioni a pozzo sono costituite da pareti perimetrali formate da pali $\phi 800$ di lunghezza 12 m, affiancati e collegati da un cordolo di dimensioni pari a $B \times H = 1.0 \times 1.0$ m. I pozzi vengono riempiti da cls magro sopra al quale si attesta il plinto di fondazione.

Le fondazioni profonde sono composte da platee rettangolari di dimensioni 9.60×16.80 m e spessore 3.00m; ciascuna platea è fondata su 15 pali $\phi 1200$ di lunghezza 20 m. Le fondazioni delle spalle sono costituite da platee su 12 pali $\phi 1200$ di lunghezza 15 m.

PROGETTAZIONE ATI:

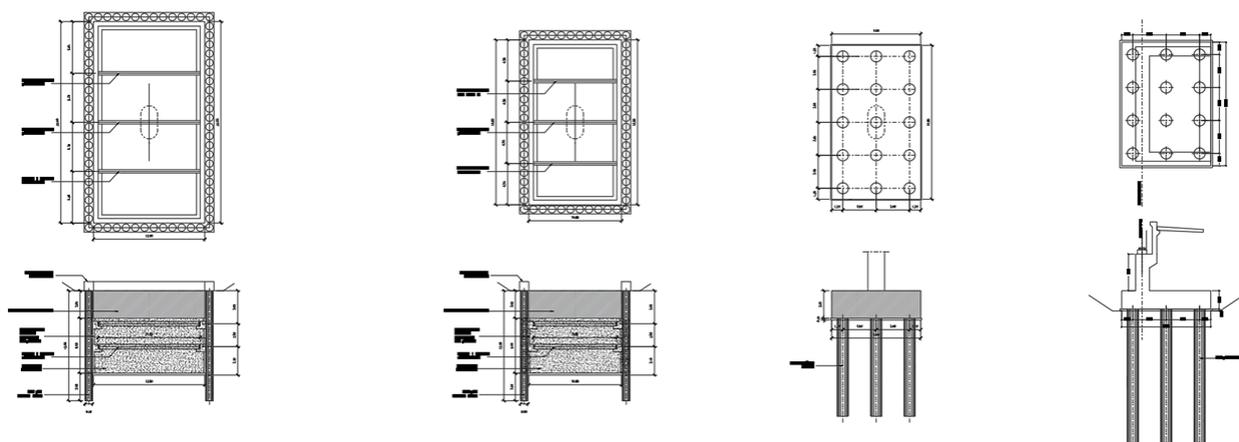


Figura 2.11 Vallone Tricarico - Tipologici fondazioni

2.1.3. APPOGGI E GIUNTI

Considerato che l'opera è ubicata in un'area caratterizzata da una sismicità piuttosto severa, si è scelto di isolare sismicamente l'impalcato mediante l'impiego di dispositivi elastomerici ad alto smorzamento. Questo consente di mantenere la fruibilità dell'opera anche in seguito ad eventi sismici di intensità severa garantendo le vie di comunicazioni indispensabili per i soccorsi; inoltre, l'entità delle riparazioni post-sismiche viene ridotta al minimo in virtù del fatto che le sottostrutture sono progettate per restare sostanzialmente in campo elastico anche nei confronti del sisma di progetto.

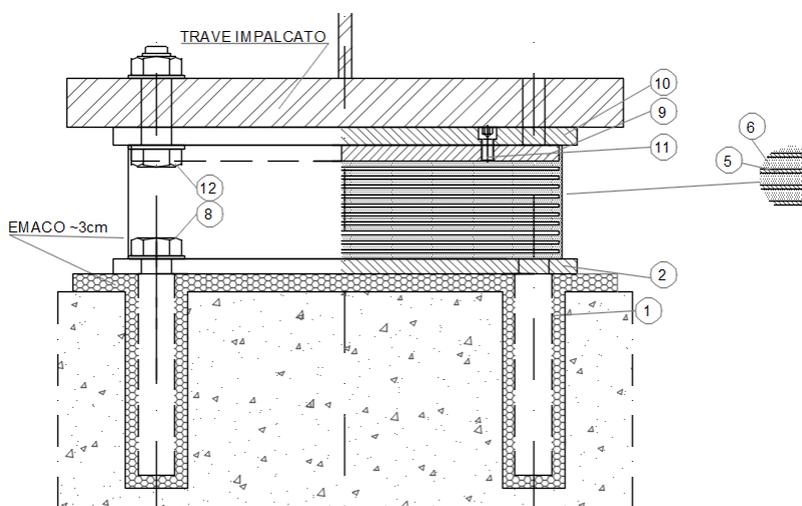


Figura 2.12 Geometria isolatore elastomerico

I cinque tronchi in cui è diviso l'impalcato, in condizioni sismiche, oscillano indipendentemente gli uni rispetto agli altri. Dunque, i varchi tra impalcato adiacenti (in corrispondenza delle pile 5, 15, 26 e 37) devono essere proporzionati considerando opportunamente gli spostamenti relativi in controfase per evitare fenomeni di martellamento che possano alterare il comportamento dinamico "previsto" in fase progettuale. Lo stesso vale per i varchi in corrispondenza delle spalle.

Gli isolatori sismici ed i varchi vengono dimensionati in funzione del sisma di progetto allo SLC, i giunti in gomma armata saranno invece dimensionati con riferimento agli spostamenti calcolati allo SLV, tollerandone quindi il danneggiamento allo SLC.

2.2. VALLONE CERRO

Il viadotto Vallone Cerro si articola su sei campate per uno sviluppo complessivo di 212m (da Pk 7+675.496 a 7+887.496).

Le campate intermedie hanno una luce di 40m mentre le campate di riva hanno luce 26m.

Il tracciato da un punto di vista altimetrico ha una pendenza longitudinale pressochè costante dello 7% circa. Planimetricamente il viadotto è in curva con un raggio di circa 800m.

La larghezza di impalcato è pari a 14.7m e si mantiene costante lungo tutto lo sviluppo del viadotto.

2.2.1. IMPALCATO

L'impalcato a travata continua è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con campate di luce compresa tra 26m e 40m.

La sezione è di tipo bi-trave con trave di spina supportata da traversi a parete piena di altezza pari a 1m.

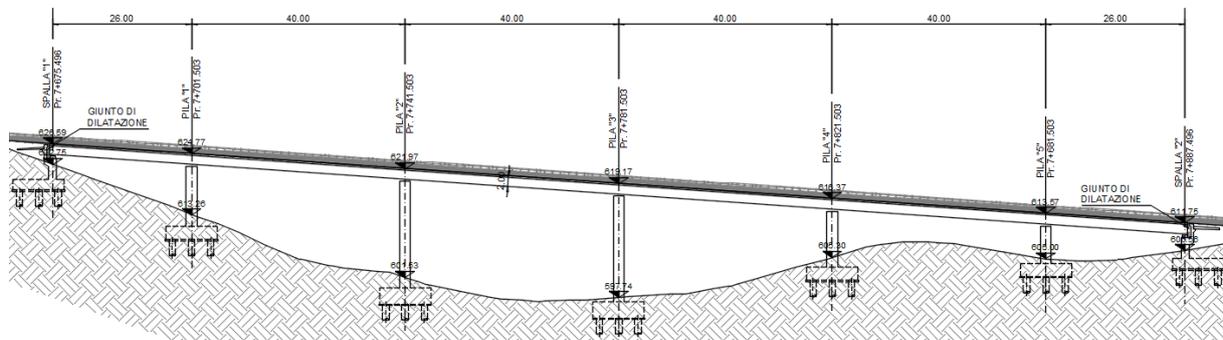


Figura 2.13 Vallone Cerro – Sezione longitudinale

Le travi, in acciaio Cor-ten, hanno una sezione a doppio T di altezza pari a 1.8m; la soletta gettata in opera su predalle prefabbricate o mediante l'impiego di casseri mobili ha uno spessore di 30cm. La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi intermedi) di tipo bullonato.

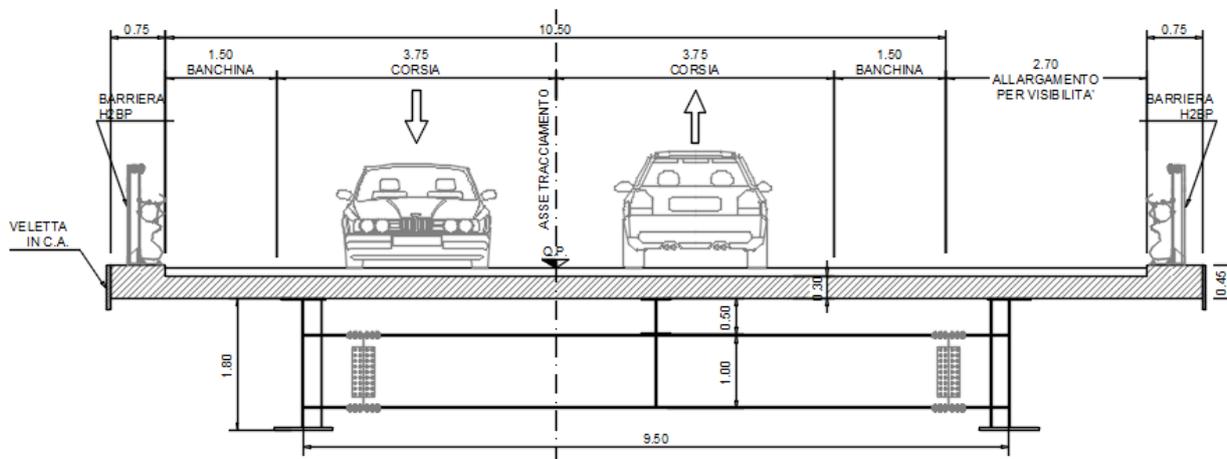


Figura 2.14 Vallone Cerro – Sezione tipo impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

2.2.2. SOTTOSTRUTTURE

Le pile hanno un'altezza compresa tra 7 e 20m, sono realizzate in c.a. ed hanno uno schema a mensola; la sezione dei fusti pila è di tipo mono-cellulare con dimensioni costanti lungo l'altezza. I pulvini hanno sbalzi laterali modesti e, sostanzialmente, si configurano come diaframmi di chiusura della sezione delle pile.

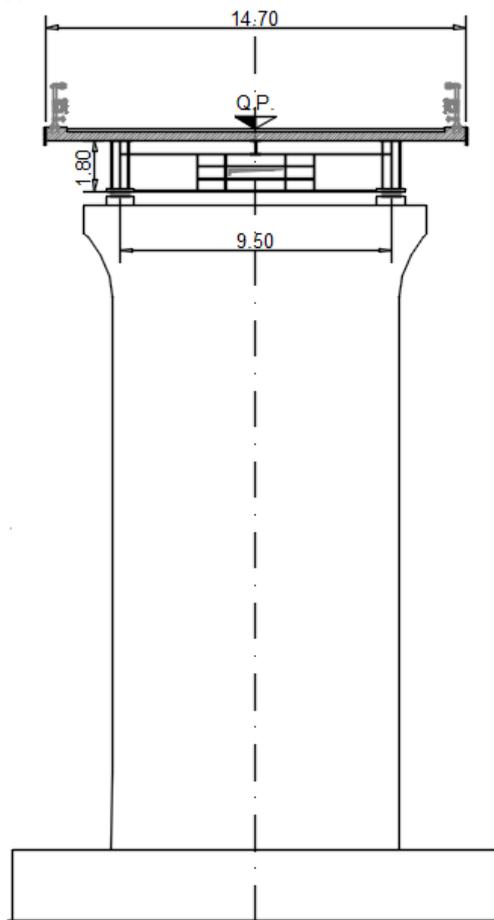


Figura 2.15 Vallone Cerro – Carpenteria pila tipo

Le fondazioni sono tutte di tipo indiretto su pali. Le pile P1, P4 e P5 hanno platee rettangolari di dimensioni 9.60x13.20m con spessore 2.5m fondate su 12 pali ϕ 1200; le restanti pile hanno platee 9.60x16.80m con spessore 3.00m fondate su 15 pali ϕ 1200.

Anche le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto realizzate con platee su 12 pali ϕ 1200.

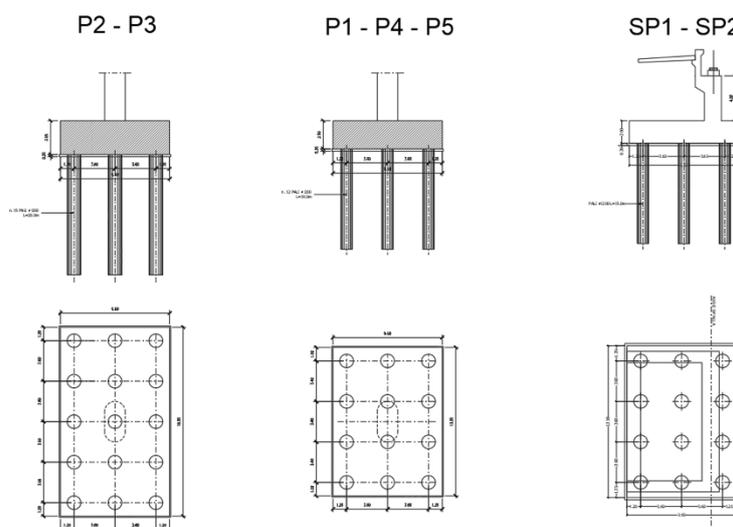


Figura 2.16 Vallone Cerro - Tipologici fondazioni

2.2.3. APPOGGI E GIUNTI

Considerato che l'opera è ubicata in un'area caratterizzata da una sismicità piuttosto severa, si è scelto di isolare sismicamente l'impalcato mediante l'impiego di dispositivi elastomerici ad alto smorzamento. Questo consente di mantenere la fruibilità dell'opera anche in seguito ad eventi sismici di intensità severa garantendo le vie di comunicazioni indispensabili per i soccorsi; inoltre, l'entità delle riparazioni post-sismiche viene ridotta al minimo in virtù del fatto che le sottostrutture sono progettate per restare sostanzialmente in campo elastico anche nei confronti del sisma di progetto.

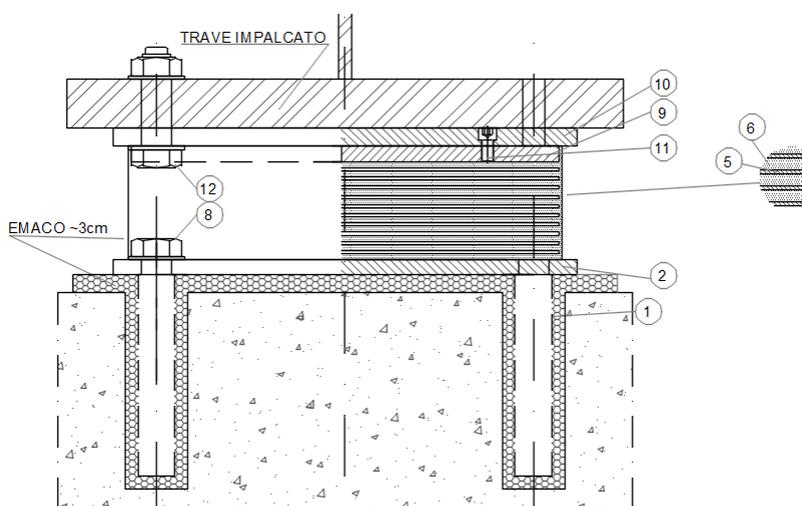


Figura 2.17 Geometria isolatore elastomerico

Gli isolatori sismici ed i varchi di spalla vengono dimensionati in funzione del sisma di progetto allo SLC, i giunti in gomma armata saranno invece dimensionati con riferimento agli spostamenti calcolati allo SLV, tollerandone quindi il danneggiamento allo SLC.

2.3. CASTAGNO

Il viadotto Castagno è l'opera più significativa da un punto di vista strutturale tra quelle incluse nel lotto; si articola su un totale di tredici campate per uno sviluppo complessivo di 1020m (da Pk 9+184.530 a 10+204.530).

Le luci delle campate sono comprese tra un minimo di 45m e un massimo di 120m.

Il tracciato da un punto di vista altimetrico ha una pendenza longitudinale pressochè costante dello 7% circa. Planimetricamente il viadotto è ubicato su una porzione di tracciato stradale che include un flesso e curve con raggio pari a circa 900m.

La larghezza di impalcato è variabile tra 12.0m e 13.5m a causa della presenza di allargamenti per visibilità.

2.3.1. IMPALCATO

L'impalcato a travata continua è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con campate di luce compresa tra 45m e 120m.

La sezione è di tipo bi-trave con diaframmi intermedi a parete piena.

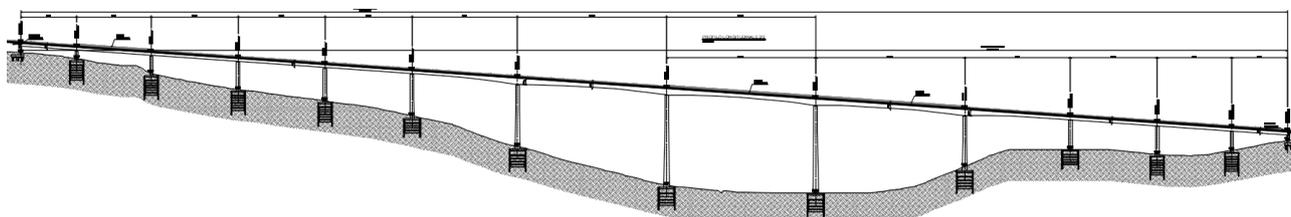


Figura 2.18 Castagno – Sezione longitudinale

Le travi, in acciaio Cor-ten, hanno una sezione a doppio T di altezza variabile compresa tra 2.5m (campate fino a 70m) e 5.5m (campate principali da 120m); la soletta gettata in opera su predalle prefabbricate o mediante l'impiego di casseri mobili ha uno spessore variabile compreso tra 30cm e 36cm (in corrispondenza degli appoggi sulle travi). La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi intermedi) di tipo bullonato.

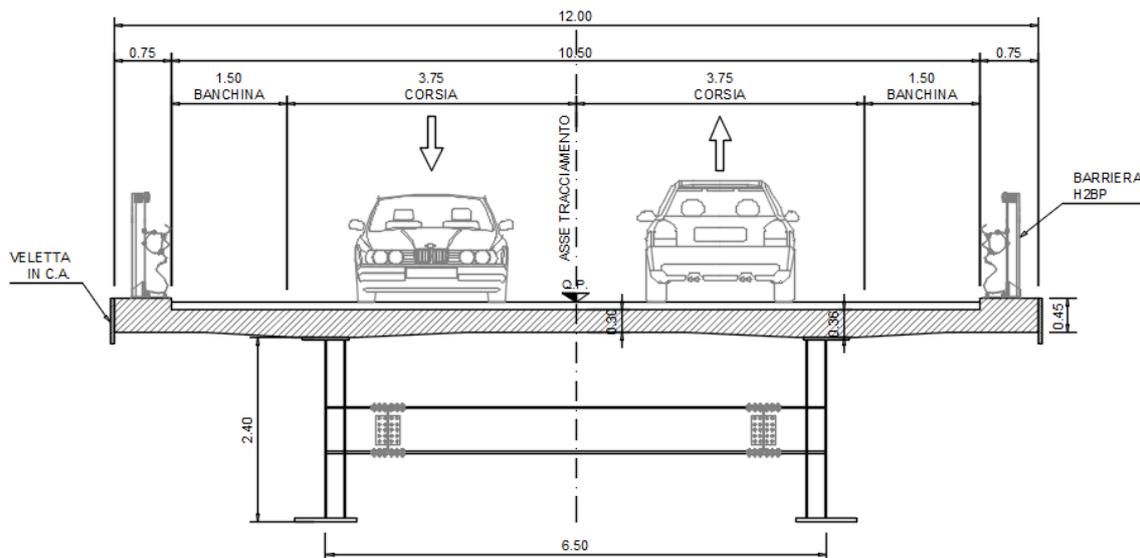


Figura 2.19 Castagno – Sezione tipo impalcato (campate "minori")

PROGETTAZIONE ATI:

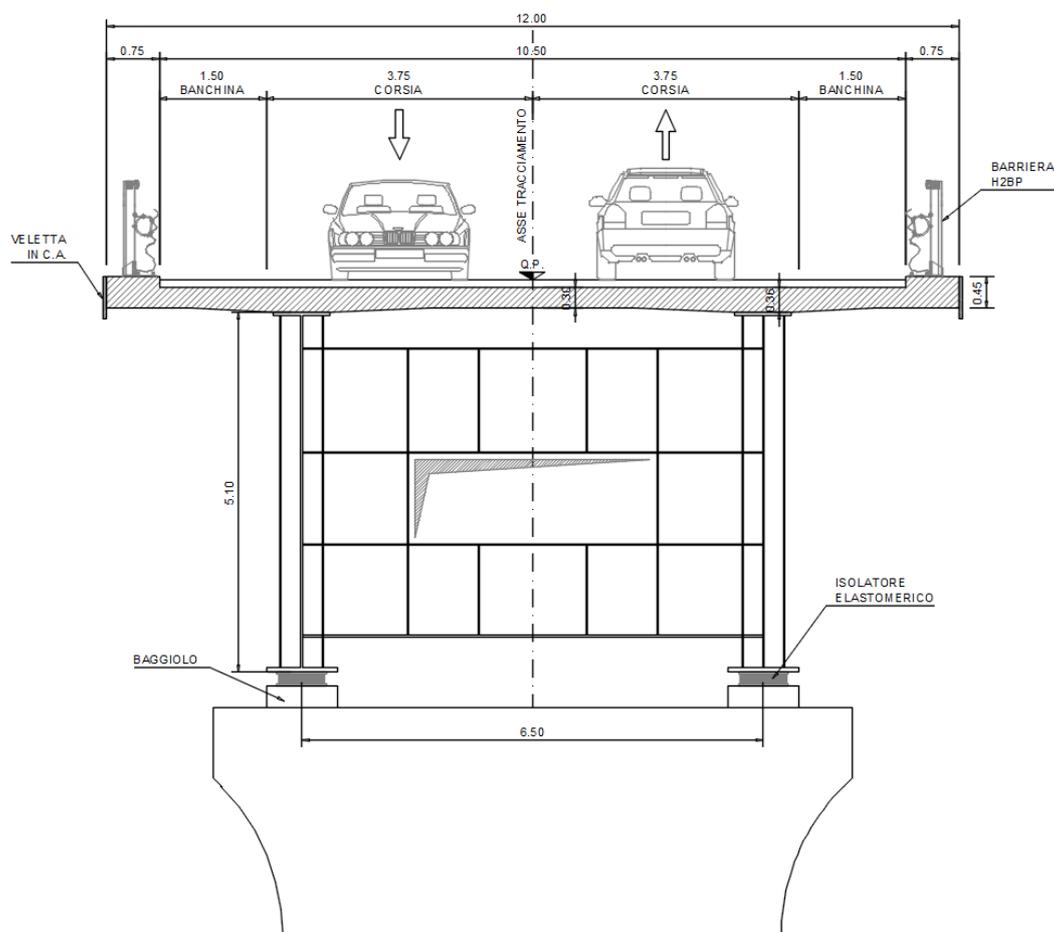


Figura 2.20 Castagno – Sezione impalcato, su pila (campate principali)

2.3.2. SOTTOSTRUTTURE

Le pile hanno un'altezza compresa tra 4.5 e 41m, sono realizzate in c.a. ed hanno uno schema a mensola; la sezione dei fusti pila è di tipo mono-cellulare con dimensioni variabili a seconda dell'altezza.

Le pile con un'altezza fino a 20m hanno sezione mono-cellulare costante di dimensioni esterne 6.3x2.3m e spessore pareti compreso tra 0.35 e 0.6m.

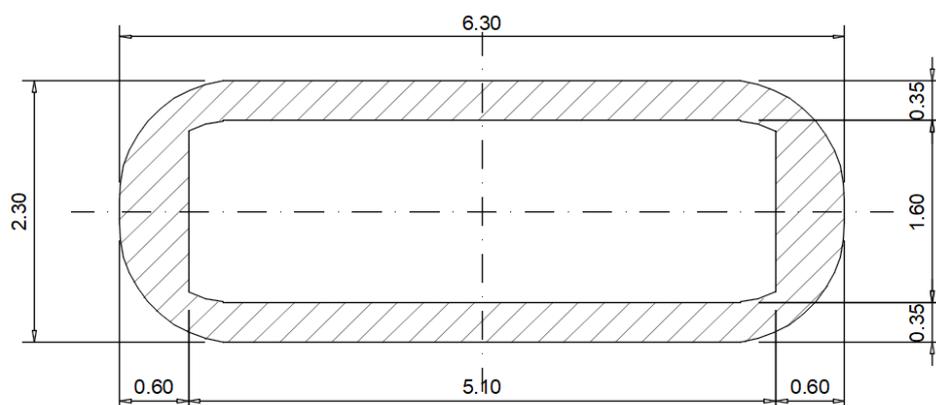


Figura 2.21 Castagno – Sezione tipo, pile H<20m

PROGETTAZIONE ATI:

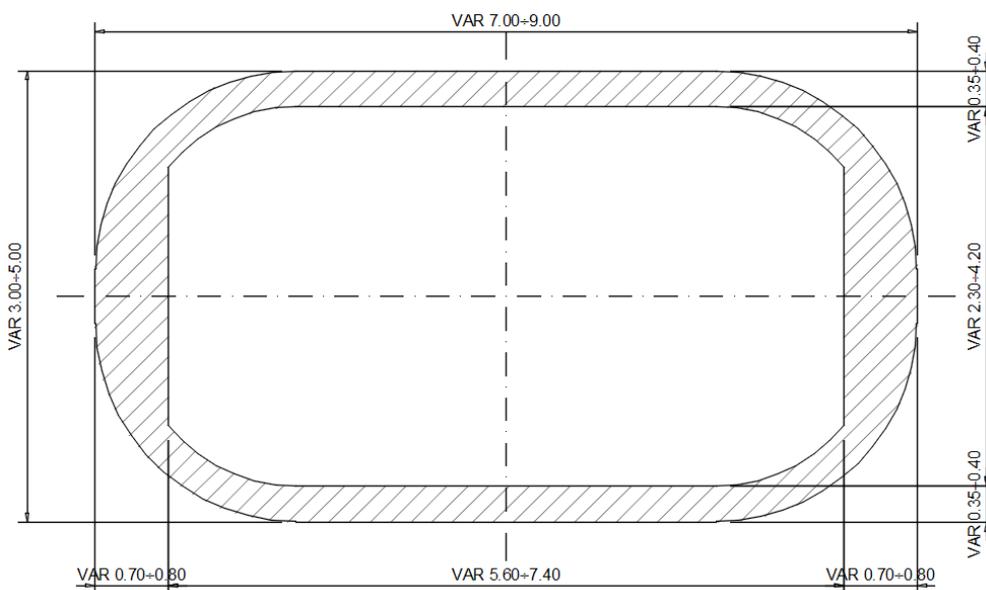


Figura 2.22 Castagno – Sezione tipo pile H>20m

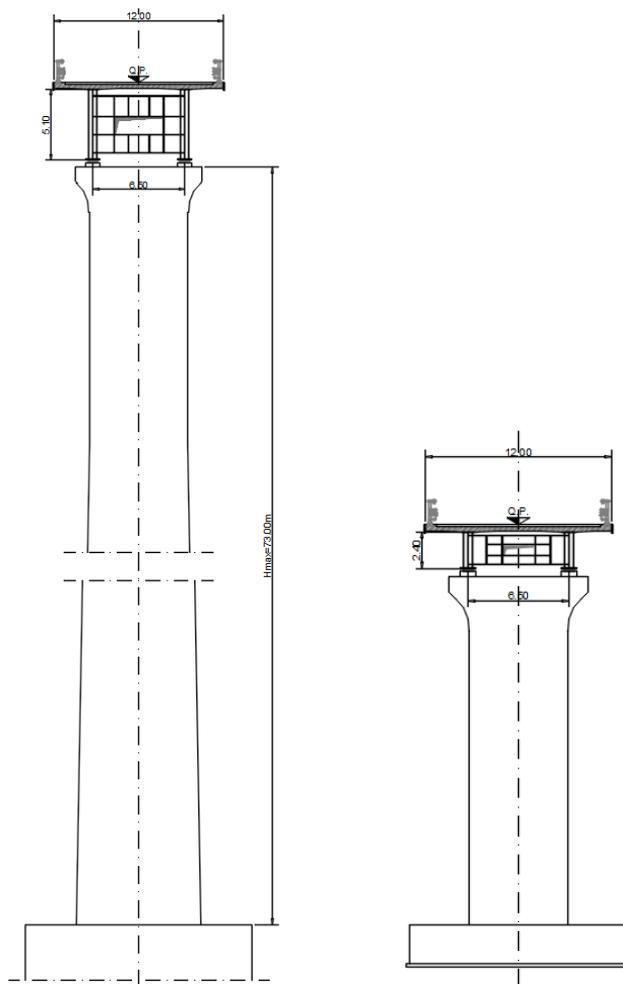


Figura 2.23 Castagno – Carpenteria tipo pile, H>20m (sx), pile con H<20m (sx)

PROGETTAZIONE ATI:

Le pile con altezza superiore a 20m hanno sezione variabile lungo l'altezza sia in termini di dimensioni esterne che di spessore delle pareti; la sezione di base misura al più 9x5m che si riducono linearmente fino a 7x3m; gli spessori variano tra 35 e 40cm (lati lunghi) e 70-80cm (lati corti).

I pulvini hanno sbalzi laterali modesti e, sostanzialmente, si configurano come diaframmi di chiusura della sezione delle pile.

Le pile sono tutte fondate su pozzi a pianta rettangolare o circolare; ciascun pozzo è costituito da una parete perimetrale costituita da pali affiancati $\phi 800$ (di lunghezza 17 m per i pozzi rettangolari e 14-18 m per i pozzi circolari) collegati in sommità da un cordolo con sezione 1.0x1.0m.

Internamente i pozzi sono riempiti con calcestruzzo magro sopra al quale si attestano i plinti di fondazione.

Le fondazioni delle spalle sono costituite da plinti su 12 pali $\phi 1200$.

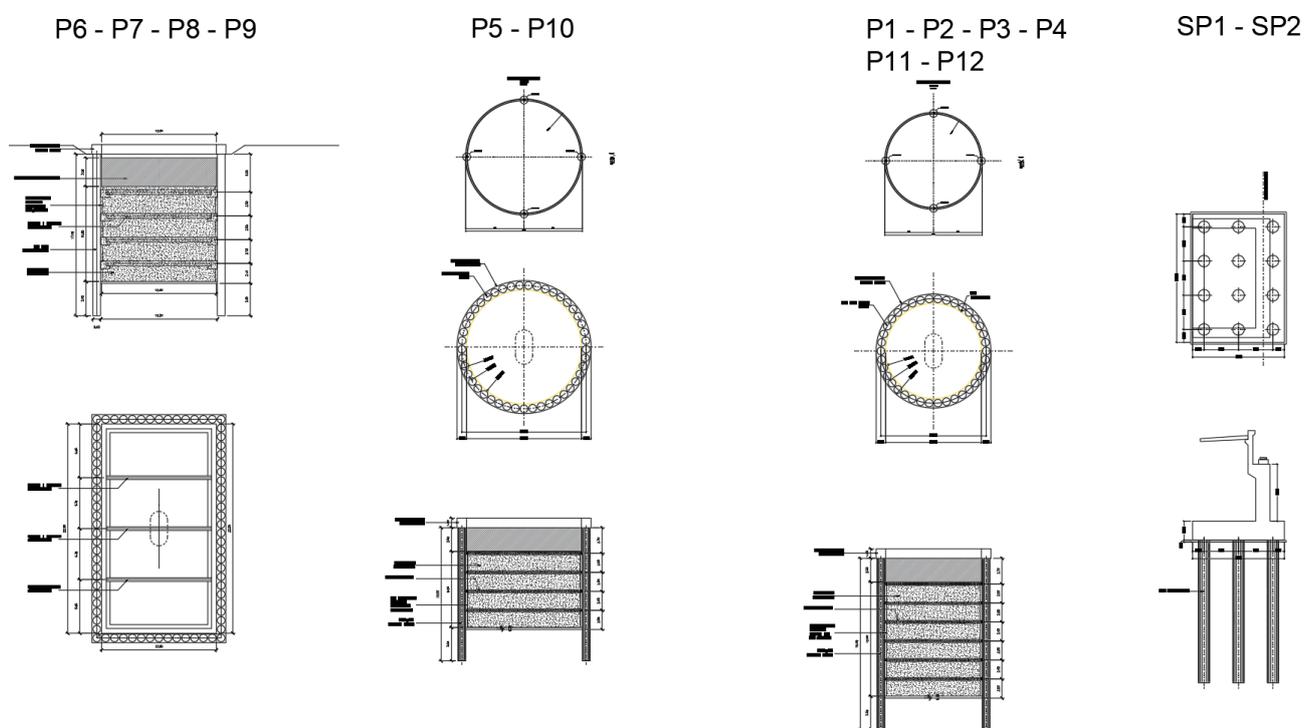


Figura 2.24 Castagno – Tipologici fondazioni

2.3.3. APPOGGI E GIUNTI

Considerato che l'opera è ubicata in un'area caratterizzata da una sismicità piuttosto severa, si è scelto di isolare sismicamente l'impalcato.

L'isolamento viene realizzato mediante l'impiego di dispositivi elastomerici ad alto smorzamento posizionati su tutte le pile ad eccezione di quelle più alte (P6=52m, P7=74m, P8=71m) sulle quali, in virtù della deformabilità intrinseca delle pile stesse (snelle), si ritiene opportuna l'installazione di appoggi a disco elastomerico confinato fissi (oppure mobili accoppiati con shock transmitters).

L'installazione di dispositivi di isolamento consente di mantenere la fruibilità dell'opera anche in seguito ad eventi sismici di intensità severa garantendo le vie di comunicazioni indispensabili per i soccorsi; inoltre, l'entità delle riparazioni post-sismiche viene ridotta al minimo in virtù del fatto che le sottostrutture sono progettate per restare sostanzialmente in campo elastico anche nei confronti del sisma di progetto.

PROGETTAZIONE ATI:

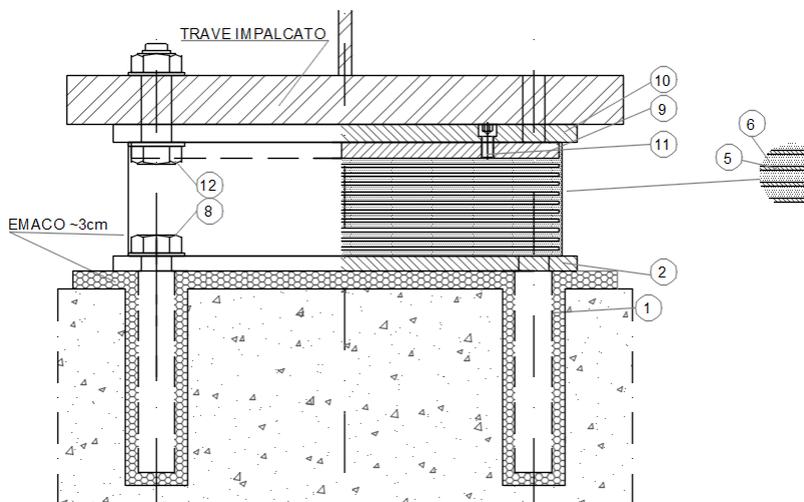


Figura 2.25 Geometria isolatore elastomerico

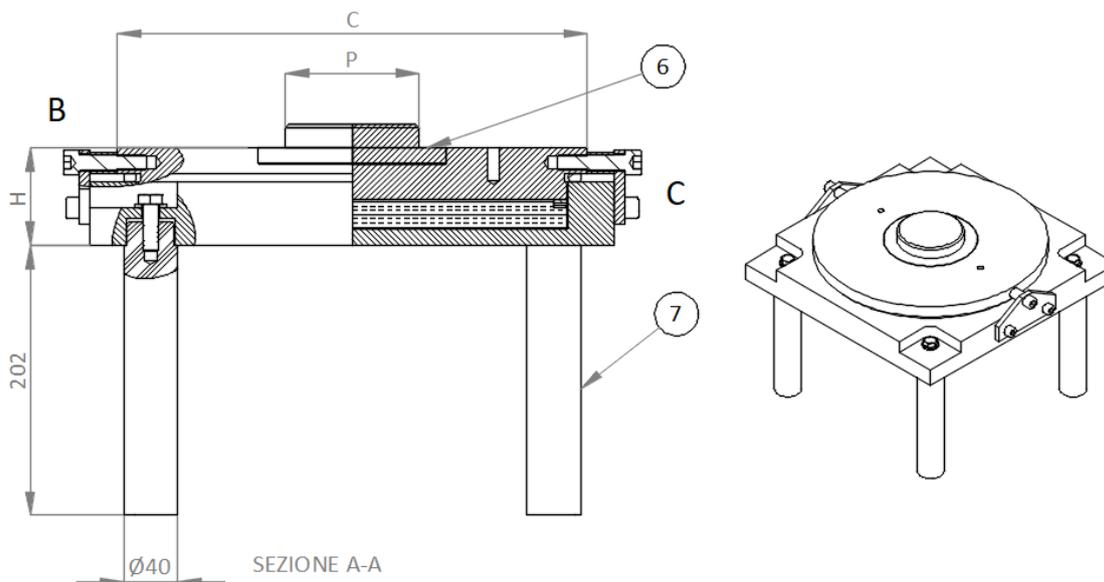


Figura 2.26 Geometria appoggio fisso a disco elastomerico confinato

Gli isolatori sismici ed i varchi di spalla vengono dimensionati in funzione del sisma di progetto allo SLC, i giunti in gomma armata saranno invece dimensionati con riferimento agli spostamenti calcolati allo SLV, tollerandone quindi il danneggiamento allo SLC.

Gli appoggi fissi sulle pile 6, 7, 8 vengono dimensionati in funzione delle sollecitazioni calcolate in condizioni non sismiche allo SLU ed in condizioni sismiche allo SLV.

2.4. MEZZANELLE

Il viadotto Mezzanelle si articola su quattro campate per uno sviluppo complessivo di 140m (da Pk 10+528.706 a 10+668.706).

Le campate intermedie hanno una luce di 40m mentre le campate di riva hanno luce 30m.

Il tracciato da un punto di vista altimetrico ha una pendenza longitudinale pressochè costante dell' 1% circa. Planimetricamente il viadotto è in curva con un raggio di circa 1000m.

La larghezza di impalcato è pari a 13.5m e si mantiene costante lungo tutto lo sviluppo del viadotto.

2.4.1. IMPALCATO

L'impalcato a travata continua è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con campate di luce compresa tra 30m e 40m.

La sezione è di tipo bi-trave con diaframmi intermedi a parete piena.

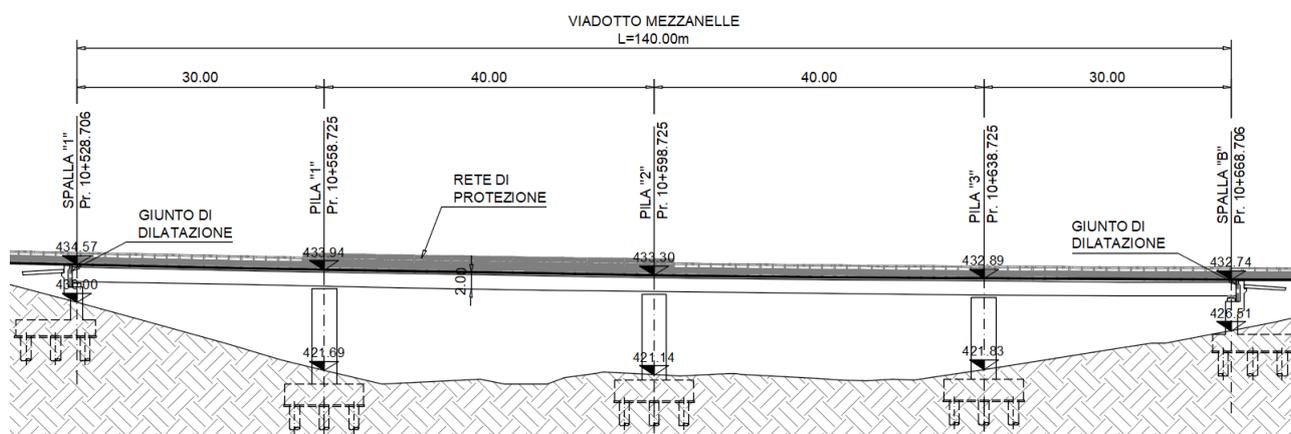


Figura 2.27 Mezzanelle – Sezione longitudinale

Le travi, in acciaio Cor-ten, hanno una sezione a doppio T di altezza pari a 1.6m; la soletta gettata in opera su predelle prefabbricate o mediante l'impiego di casseri mobili ha uno spessore variabile compreso tra 30cm e 36cm (in corrispondenza degli appoggi sulle travi). La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi intermedi) di tipo bullonato.

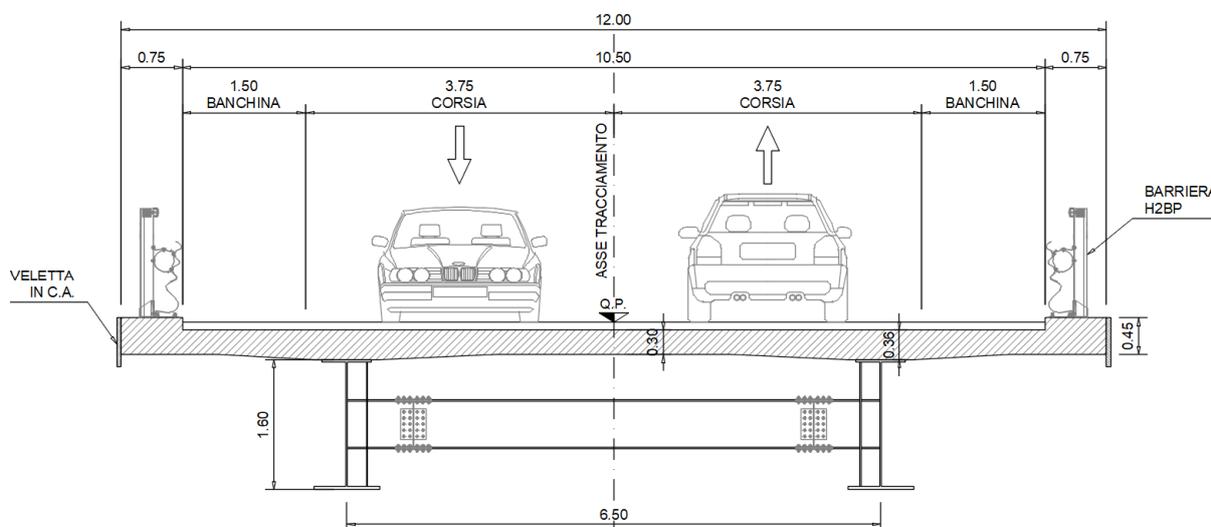


Figura 2.28 Mezzanelle – Sezione tipo impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

2.4.2. SOTTOSTRUTTURE

Le pile hanno un'altezza compresa tra 10 e 11.6m, sono realizzate in c.a. ed hanno uno schema a mensola; la sezione dei fusti pila è di tipo mono-cellulare con dimensioni costanti lungo l'altezza. I pulvini hanno sbalzi laterali modesti e, sostanzialmente, si configurano come diaframmi di chiusura della sezione delle pile.

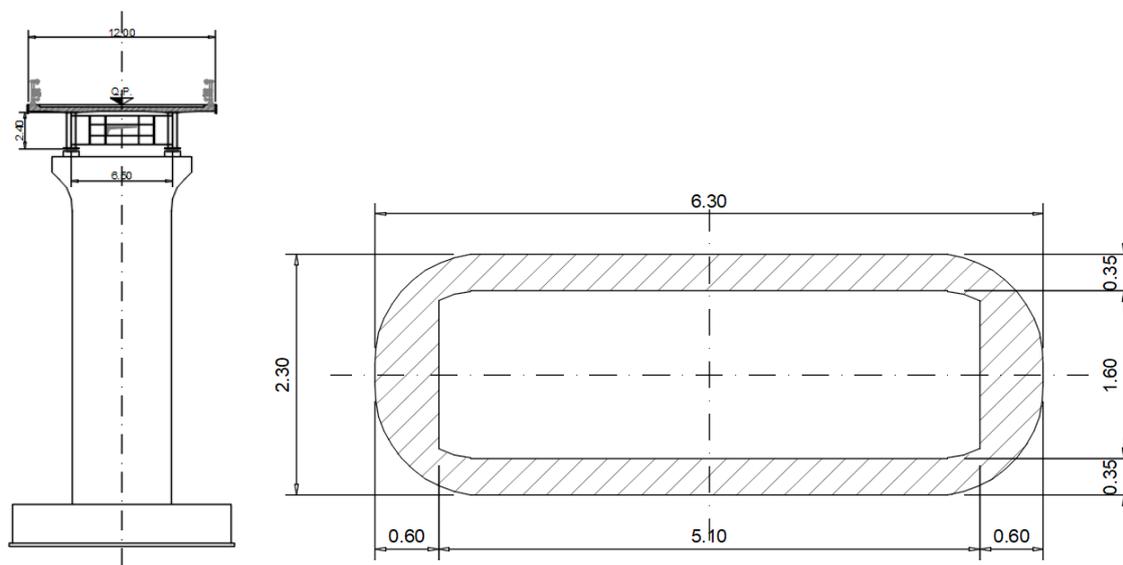


Figura 2.29 Mezzanelle – Carpenteria e Sezione tipo pile

Le fondazioni sono tutte di tipo indiretto su pali. Le pile sono fondate su platee rettangolari di dimensioni 9.60x13.20m con spessore 2.5m su 12 pali ϕ 1200. Anche le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto realizzate con platee su 12 pali ϕ 1200.

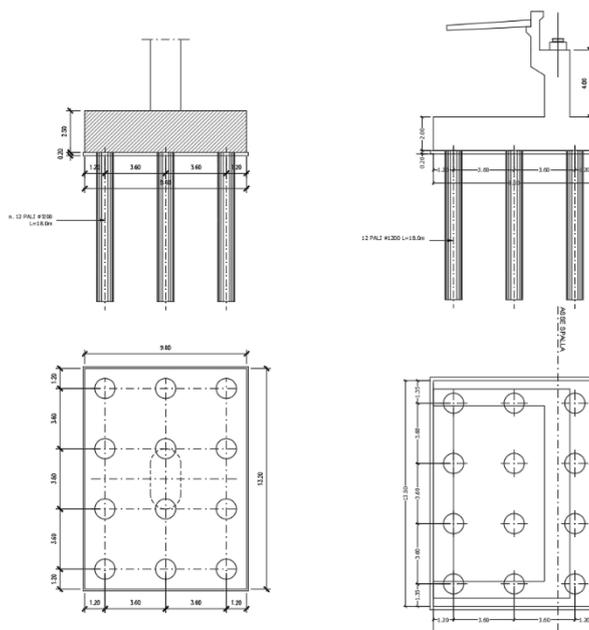


Figura 2.30 Mezzanelle – Tipologici fondazioni

PROGETTAZIONE ATI:

2.4.3. APPOGGI E GIUNTI

Considerato che l'opera è ubicata in un'area caratterizzata da una sismicità piuttosto severa, si è scelto di isolare sismicamente l'impalcato mediante l'impiego di dispositivi elastomerici ad alto smorzamento. Questo consente di mantenere la fruibilità dell'opera anche in seguito ad eventi sismici di intensità severa garantendo le vie di comunicazioni indispensabili per i soccorsi; inoltre, l'entità delle riparazioni post-sismiche viene ridotta al minimo in virtù del fatto che le sottostrutture sono progettate per restare sostanzialmente in campo elastico anche nei confronti del sisma di progetto.

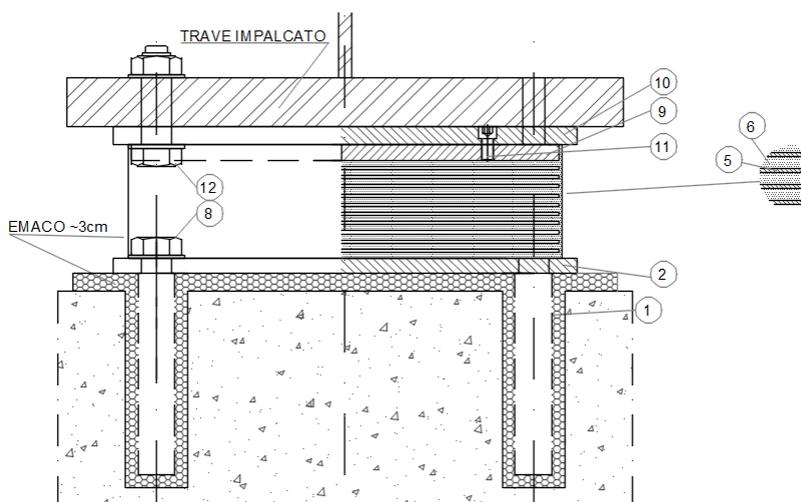


Figura 2.31 Geometria isolatore elastomerico

Gli isolatori sismici ed i varchi di spalla vengono dimensionati in funzione del sisma di progetto allo SLC, i giunti in gomma armata saranno invece dimensionati con riferimento agli spostamenti calcolati allo SLV, tollerandone quindi il danneggiamento allo SLC.

3. PRINCIPALI AZIONI E CRITERI DI PROGETTO

3.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le principali normative nazionali e internazionali a cui fare riferimento per la progettazione delle opere sono:

- Legge 05.11.71 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni";
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018;
- UNI EN 1991-2:2010 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1991-1-4:2010 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- UNI EN 1992-1-1:2005. Eurocodice 2. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006. Eurocodice 2. Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;
- UNI EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-2 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio;
- UNI EN 1993-1-5 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra;
- UNI EN 1994-1-1 – Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1994-2 – Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005. Eurocodice 8. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2009. Eurocodice 8. Parte 2: Ponti.

3.2. PRINCIPALI AZIONI DI CALCOLO

Ai fini della definizione delle azioni si calcolo, in particolare quelle sismiche, si fa riferimento ai seguenti parametri validi per tutte le opere ricadenti nel lotto:

- Vita Nominale: $V_N=50$ anni;
- Classe d'uso: IV ($C_u=2.0$);
- Periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica: $V_R=100$ anni.

3.2.1. CARICHI MOBILI

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17/01/18 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica degli elementi strutturali. Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 per le verifiche globali.

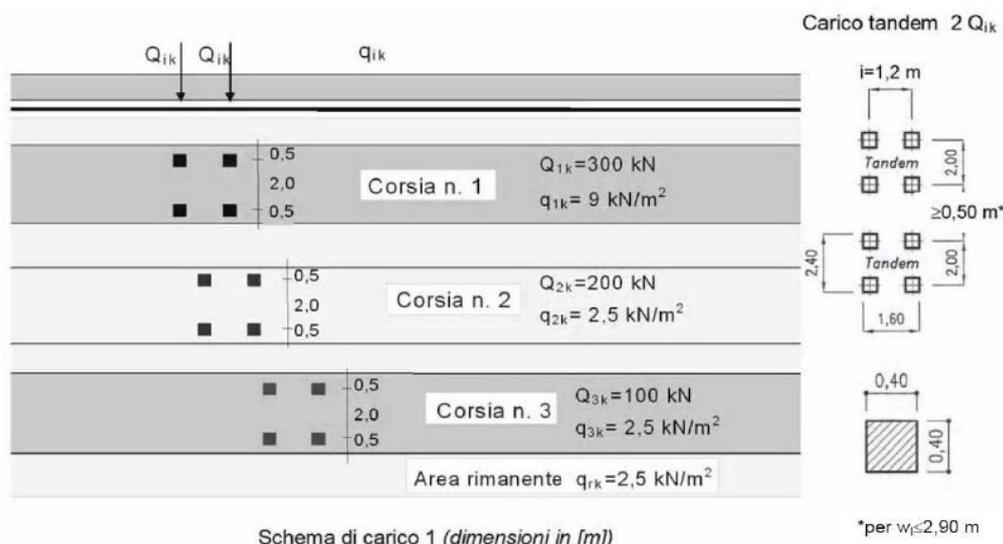


Figura 3.1 Schema di carico 1

Il numero delle corsie di carico convenzionali considerate ai fini del calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture è stato definito in base a quanto riportato nella Tabella 5.1.I del D.M. 17/01/18:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 3.2 Criteri per la definizione del numero e della larghezza delle corsie convenzionali per l'applicazione dei carichi da traffico

Al fine di ottenere gli effetti più gravosi in termini di reazioni vincolari, sollecitazioni e deformazioni, sono state considerate differenti disposizioni dei carichi sia in senso trasversale che longitudinale. Si considerano i carichi variabili caratteristici riportati in tabella.

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Figura 3.3 Valori caratteristici dei carichi mobili (schema 1) per ponti di 1° categoria

Lo Schema di Carico 2, impiegato per le verifiche locali, è costituito da un singolo asse il cui carico (400kN) è applicato su impronte di pneumatico di forma rettangolare 0,60mx0,35m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso è possibile considerare il carico di una singola impronta (200kN).

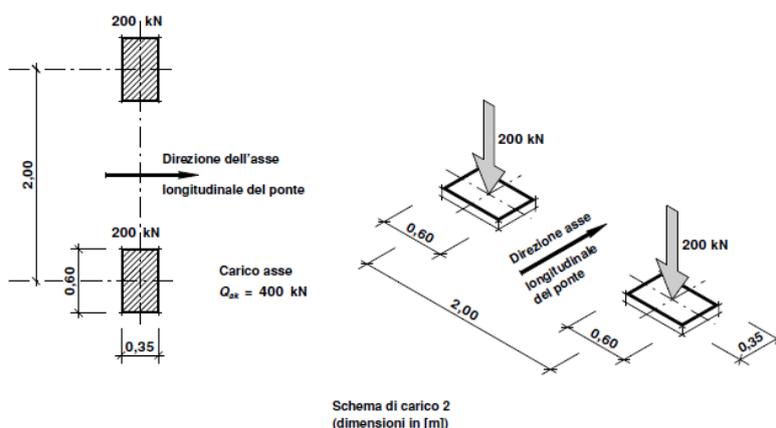


Figura 3.4 Schema di carico 2

3.2.2. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene valutata in accordo alle Norme Tecniche 2018 che dividono il territorio nazionale in zone omogenee.

La rugosità da assumere per il calcolo del coefficiente di esposizione è quella tipica delle aree suburbane o boschive.

Per la valutazione dei coefficienti di forza/pressione per le pile e gli impalcati, si farà riferimento all'Eurocodice 1 parte 4 capitoli 7 e 8.

3.2.3. AZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto per le opere viene valutata in funzione dei parametri (Vita nominale, Classe d'uso, ecc.) definiti in precedenza ed in funzione della categoria del suolo di fondazione.

Le accelerazioni spettrali di progetto dipendono dalla probabilità, P_{Vr} , di superamento da parte della struttura di determinati Stati Limite durante la vita di riferimento.

In particolare, vengono considerati:

- Per lo stato limite ultimo, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), per il quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni strutturali ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Per lo SLV la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 10\%$.
- Per lo stato limite di esercizio, lo stato limite di danno (SLD), per il quale, a seguito del terremoto, la costruzione, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile. Per lo SLD la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 63\%$.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 3.5 – Probabilità di superamento del sisma di progetto

Considerando una vita di riferimento pari a 100 anni (NTC 2018, tabella 2.4.I) è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , come:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Si ottiene:

- SLC: $P_{vr} = 0.05$ $T_{R(slv)} = 1950$ anni
- SLV: $P_{vr} = 0.1$ $T_{R(slv)} = 949$ anni
- SLD: $P_{vr} = 0.63$ $T_{R(sld)} = 101$ anni

Dalla consultazione della microzonazione sismica nazionale si ottengono i parametri per la determinazione dell'azione sismica nel sito di ubicazione di ciascuna opera.

Gli spettri elastici vengono definiti dalla norma per sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, per cui è necessario caratterizzare "geologicamente e topograficamente" il sito in cui l'edificio sorge. In assenza di studi più approfonditi la normativa consiglia di utilizzare coefficienti correttivi S e C_c , funzione della categoria di sottosuolo e dell'ubicazione dell'edificio.

Effettuata tale classificazione è possibile ottenere gli spettri di risposta elastici in base alle successive equazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Nelle quali:

- T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente introdotto in precedenza che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

- η , il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;

- T_C , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 4).

- T_B , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro di accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 3.6 Categorie di sottosuolo

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 3.7 Categorie topografiche

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Figura 3.8 Espressioni di S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 3.9 Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Gli spettri di progetto per ciascuna opera saranno determinati in funzione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica.

Si riportano, a titolo di esempio, gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica su suolo A e categoria topografica T1 ricavati in relazione alla sismicità dell'area del Viadotto Vallone Tricarico.

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	60	0.073	2.425	0.315
Danno	101	0.095	2.429	0.337
Salvaguardia Vita	949	0.229	2.458	0.381
Prevenzione Collasso	1950	0.287	2.508	0.405

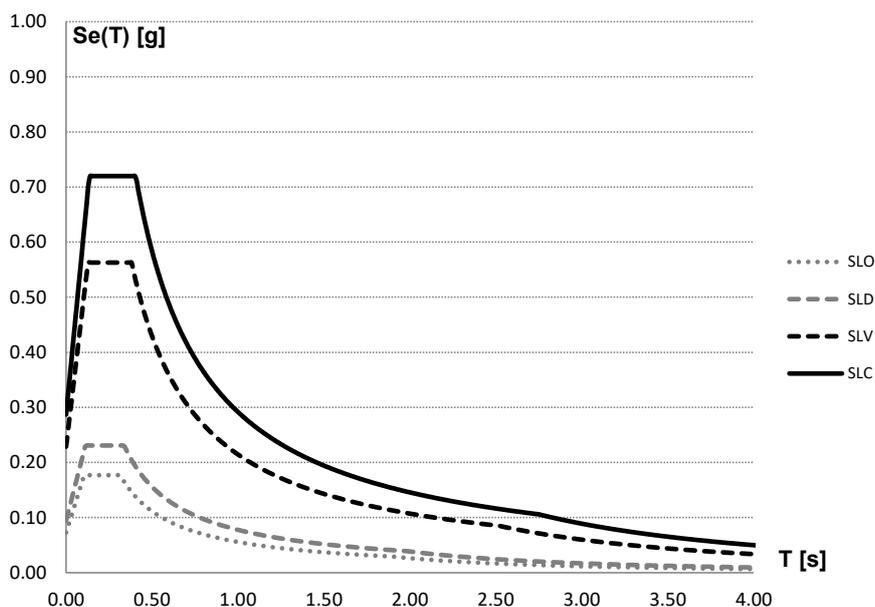


Figura 3.10 Spettro di risposta in termini di accelerazione elastica su suolo A – Componente orizzontale

Siccome le opere sono isolate sismicamente, si considera un coefficiente di struttura unitario $q=1$ per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti in condizioni sismiche.

Dovrà essere tuttavia tenuto in considerazione, modificando opportunamente gli spettri di risposta, lo smorzamento causato dalla presenza degli isolatori elastomerici.

Effetti della variabilità spaziale del moto sismico

Gli effetti della variabilità spaziale del moto dovranno essere valutati, almeno per le opere con il maggiore sviluppo planimetrico (Vallone Tricarico e Castagno) secondo quanto previsto al 3.2.4 delle NTC'18.

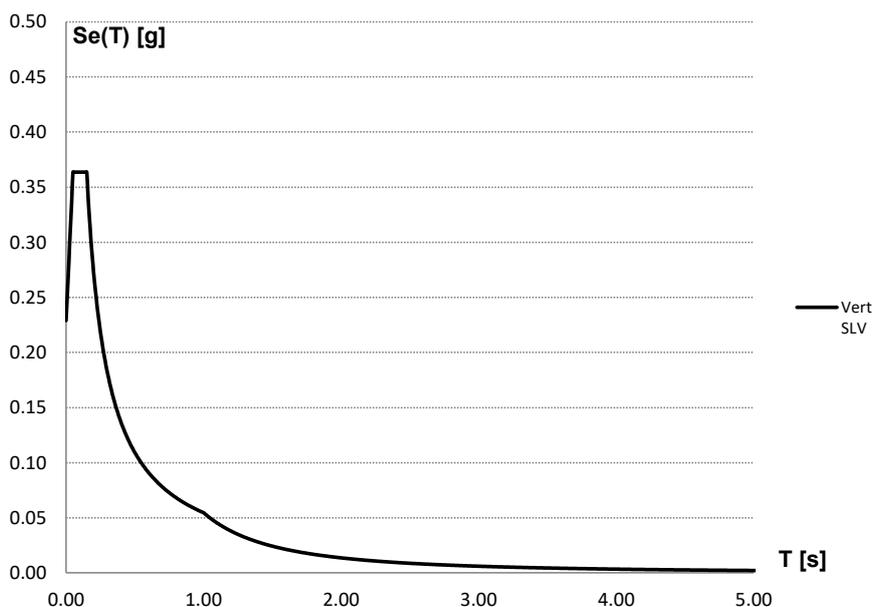


Figura 3.11 Spettro di risposta in termini di accelerazione elastica su suolo A – Componente verticale, SLV

PROGETTAZIONE ATI: