

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
4.14.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Svincolo A4 - Viadotto rampa Milano-Trento (pr km 227+903) 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	10
1.1	ELEMENTI STRUTTURALI	14
1.1.1	IMPALCATO	14
1.1.1.1	Impalcato tipo 1	14
1.1.1.2	Impalcato tipo 2	14
1.1.2	APPOGGI	16
1.1.3	PILE .	17
1.1.3.1	Pila P1	17
1.1.3.2	Pila P2	18
1.1.4	SPALLE	19
1.2	METODO DI CALCOLO	22
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	22
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	27
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	30
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	30
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	31
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	33
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	33
2.2	PRINCIPIE NORME UNI	33
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	34
2.4	NORME STRADALI	34
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	36
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	36
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	37
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	37
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	37
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	38
3.6	CALCESTRUZZO PER IMPALCATO - MARCIAPIEDI	38

3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	38
3.8	STRUTTURE METALLICHE	39
3.8.1	CARPENTERIA METALLICA	39
3.8.2	PIOLI	39
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	39
3.10	COPRIFERRI	40
4	CODICI DI CALCOLO	41
4.1	SAP 2000	41
4.2	ENG - SIGMAC	43
4.3	VCASLU	45
4.4	CMP – XFINEST	46
5	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	48
5.1	IMPALCATO TIPO 1 – VIA SUPERIORE	48
5.1.1	CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO TIPO 1	49
5.1.2	ANALISI DEI CARICHI	52
5.1.2.1	Analisi dei carichi in generale	52
5.1.2.2	Riepilogo dei carichi agenti sulla trave più sollecitata	54
5.1.3	MODELLI DI CALCOLO	54
5.1.4	ANALISI STRUTTURALE	55
5.1.4.1	Criteri generali	55
5.1.4.2	Sollecitazioni e Verifiche	55
5.2	IMPALCATO TIPO 2 – AD ARCO	56
5.2.1	CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO TIPO 2	56
5.2.2	ANALISI DEI CARICHI	57
5.2.3	SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE TRAVI PRINCIPALI	60
5.2.3.1	Momento in mezzeria	60
5.2.3.2	Taglio all'appoggio	60
5.2.3.3	Taglio al 1° montante	60
5.2.4	SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE TRAVERSI	61
5.2.4.1	Momento in mezzeria	61
5.2.4.2	Taglio all'appoggio	62

5.2.5	VERIFICHE	64
5.2.5.1	Travi principali cassonate	64
5.2.5.2	Cavi diagonali nelle travi cassonate	65
5.2.5.3	Traversi	65
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI	66
6.1	CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO – SPALLE E PILA 2	66
6.2	CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO PILA P1	69
6.3	VALUTAZIONE SISMICA	70
6.4	AZIONI SUGLI APPOGGI - SPALLE	71
6.4.1	SPALLA SA	71
6.4.1.1	CARICHI STATICI	71
6.4.1.2	SISMA	71
6.4.2	SPALLA SB	73
6.4.2.1	CARICHI STATICI	73
6.4.2.2	SISMA	73
6.5	AZIONI SUGLI APPOGGI – PILE	75
6.5.1	PILA P1	75
6.5.1.1	Carichi statici	75
6.5.2	PILA P2A	75
6.5.2.1	CARICHI STATICI	75
6.5.2.2	SISMA	76
6.5.3	PILA P2B	77
6.5.3.1	CARICHI STATICI	77
6.5.3.2	SISMA	77
7	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	79
7.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	79
7.2	CALCOLO DELLA STRUTTURA	82
7.2.1	DATI PER ANALISI SISMICA	82
7.3	PILA P1	83
7.3.1	ELENCO DATI	83
7.3.1.1	Dati generali dell'impalcato	83

VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO (PR KM 227+903)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO Al_4_14_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 5 DI 250
7.3.1.2	Dati per analisi sismica		83
7.3.1.3	Dati generali della pila		84
7.3.1.4	Palificata di fondazione		84
7.3.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO		85
7.3.2.1	Azioni trasmesse dall'impalcato		85
7.3.2.1.1	Pesi permanenti		85
7.3.2.1.2	Carichi mobili		85
7.3.2.1.3	Azioni orizzontali longitudinali		87
7.3.2.1.4	Azioni orizzontali trasversali - Vento		87
7.3.2.1.5	Azioni orizzontali trasversali - Centrifuga		88
7.3.2.2	Azioni relative alla pila		88
7.3.3	AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE		90
7.3.3.1	Azioni sismiche		90
7.3.3.2	Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno		91
7.3.3.3	Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato		92
7.3.3.4	Azioni sismiche trasmesse dalla pila		92
7.3.4	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI		92
7.3.5	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI		94
7.3.5.1	Sollecitazioni fusto pila		94
7.3.5.2	Sollecitazioni pulvino		95
7.3.5.3	Sollecitazioni platea		95
7.3.5.4	Sollecitazioni palificata		96
7.3.5.4.1	Struttura pali		96
7.3.5.4.2	Portanza pali		97
7.3.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		98
7.3.6.1	Fusto della pila		99
7.3.6.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)		99
7.3.6.1.2	Verifiche in condizioni sismiche		102
7.3.6.2	VERIFICHE DEL PULVINO		104
7.3.6.3	PLATEA DI FONDAZIONE		104
7.3.6.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)		106
7.3.6.3.2	Verifiche in condizioni sismiche		107
7.3.6.3.3	Verifica di punzonamento della platea		107
7.3.7	VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE		109
7.3.7.1	Verifica strutturale dei pali		109

7.3.7.1.1	Caratteristiche geometriche dei pali	109
7.3.7.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)	109
7.3.7.1.3	Verifiche in condizioni sismiche	112
7.4	PILA P2	114
7.4.1	ELENCO DATI	114
7.4.1.1	Dati generali dell'impalcato	114
7.4.1.2	Dati per analisi sismica	115
7.4.1.3	Dati generali della pila	116
7.4.1.4	Palificata di fondazione	117
7.4.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	117
7.4.2.1	Azioni trasmesse dall'impalcato	117
7.4.2.1.1	Pesi permanenti	117
7.4.2.1.2	Carichi mobili	118
7.4.2.1.3	Azioni orizzontali longitudinali	120
7.4.2.1.4	Azioni orizzontali trasversali	121
7.4.2.2	Azioni relative alla pila	123
7.4.3	AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE	125
7.4.3.1	Azioni sismiche	125
7.4.3.2	Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno	126
7.4.3.3	Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato	127
7.4.3.4	Azioni sismiche trasmesse dalla pila	127
7.4.4	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI	128
7.4.5	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	130
7.4.5.1	Sollecitazioni fusto pila	130
7.4.5.2	Sollecitazioni pulvino	131
7.4.5.3	Sollecitazioni platea	131
7.4.5.4	Sollecitazioni palificata	132
7.4.5.4.1	Struttura pali	132
7.4.5.4.2	Portanza pali	133
7.4.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	134
7.4.6.1	Fusto della pila	135
7.4.6.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)	135
7.4.6.1.2	Verifiche in condizioni sismiche	138
7.4.6.2	VERIFICHE DEL PULVINO	140
7.4.6.3	PLATEA DI FONDAZIONE	140

VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO (PR KM 227+903)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_14_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 7 DI 250
7.4.6.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)	142	
7.4.6.3.2	Verifiche in condizioni sismiche	143	
7.4.6.3.3	Verifica di punzonamento della platea	143	
7.4.7	VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	145	
7.4.7.1	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI	145	
7.4.7.1.1	Caratteristiche geometriche dei pali	145	
7.4.7.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)	145	
7.4.7.1.3	Verifiche in condizioni sismiche	148	
8	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	150	
8.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	150	
8.1.1	SPALLA	150	
8.1.2	IMPALCATO	151	
8.1.3	CONVENZIONI SUI SEGNI	155	
8.2	DATI PER ANALISI SISMICA	156	
8.3	ELENCO DATI	156	
8.3.1	DATI RELATIVI ALLE TRAVI	156	
8.3.2	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE	156	
8.3.3	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI	157	
8.3.4	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE	158	
8.3.5	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO	159	
8.3.6	DATI RELATIVI AI BAGGIOLI	159	
8.3.7	DATI RELATIVI ALLA SPALLA	159	
8.3.8	DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE	160	
8.3.9	DATI RELATIVI AL TERRENO	160	
8.3.10	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	161	
8.4	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI	162	
8.4.1	CARICHI ELEMENTARI SAP2000	162	
8.4.2	CARICHI ELEMENTARI CMP	165	
8.4.3	COMBINAZIONI DI CARICO CMP	167	
8.4.3.1	Involuppi di base	167	

VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO (PR KM 227+903)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO Al_4_14_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 8 DI 250
8.4.3.2	Involuppi principali	174	
8.5	AZIONI	181	
8.5.1	AZIONI TRASMESSE ALL'IMPALCATO	181	
8.5.1.1	Carichi permanenti	181	
8.5.1.2	Carichi accidentali	181	
8.5.1.3	Azione di frenamento	182	
8.5.1.4	Azione centrifuga	182	
8.5.1.5	Azione del vento	183	
8.5.1.6	Azione sismica	184	
8.5.1.7	Azione di attrito	184	
8.5.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	185	
8.5.2.1	Peso proprio	185	
8.5.2.2	Spinta delle terre	185	
8.5.2.2.1	Spinta Del Terreno Di Monte	185	
8.5.2.2.2	Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno	186	
8.5.2.2.3	Spinta Relativa Al Terreno Di Valle	189	
8.5.2.2.4	Carico Sulla Platea Fondazione	189	
8.5.2.3	Azione del vento	189	
8.5.2.4	Azione sismica	189	
8.5.2.4.1	Azioni Inerziali	189	
8.5.2.4.2	Spinta Terre	190	
8.6	SOLLECITAZIONI	194	
8.6.1	SOLLECITAZIONI PALIFICATA DI FONDAZIONE	194	
8.6.1.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	195	
8.6.1.2	Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1	199	
8.6.1.3	Condizione sismica Struttura: A1+M1	200	
8.6.1.4	Condizione sismica Geotecnica: A2+M1	204	
8.6.2	SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO	205	
8.6.2.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	206	
8.6.2.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	208	
8.6.3	SOLLECITAZIONI FUSTO	211	
8.6.3.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	212	
8.6.3.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	214	
8.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	217	

8.7.1 VERIFICHE FUSTO	218
8.7.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	218
8.7.1.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	220
8.7.1.3 Verifiche in campo elastico (sisma)	220
8.7.2 VERIFICHE MURI DI RISVOLTO	227
8.7.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	227
8.7.2.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	229
8.7.2.3 Verifiche in campo elastico (sisma)	229
8.7.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	237
8.7.3.1 Geometria adottata per le verifiche	237
8.7.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	239
8.7.3.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	242
8.7.3.4 Verifiche in campo elastico (sisma)	243
8.7.3.5 Verifiche a taglio (sisma)	246
9 RELAZIONE GEOTECNICA – PORTANZA PALI	248
9.1 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE PILE	248
9.2 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE SPALLE	248
9.3 INDIVIDUAZIONE PORTANZA PALI	249

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 del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

La criticità del nodo richiede la necessità di deviare le rampe di accesso alla A22, che attualmente si innestano sull'opera di scavalco A4 (accelerazione verso Modena sulla via sud, e accelerazione verso Trento sulla via nord), realizzando a tergo dell'asse principale due nuovi viadotti.

Per ridurre i carichi in gioco la soluzione più indicata è apparsa quella di impalcati metallici a lastra ortotropa, da montare sulla stessa sede del rilevato per organizzare lo spostamento (varo) su carrelli adeguati in ore notturne con sospensione momentanea del traffico dell'Autostrada A4.

La geometria si presenta come ponti a 3 campate in struttura mista acciaio-calcestruzzo e lastra ortotropa: dalla spalla A alla pila P2, il ponte a via di corsa superiore scavalca una rampa, mentre dalla pila P2 alla spalla B l'opera a via di corsa inferiore sovrappassa l'autostrada Serenissima;

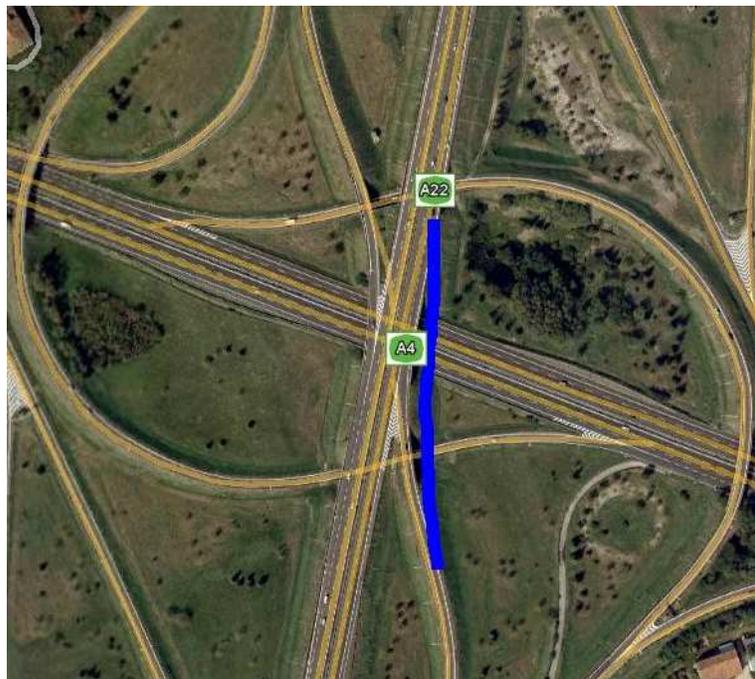


Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

La luce delle campate lungo l'asse tracciamento risultano:

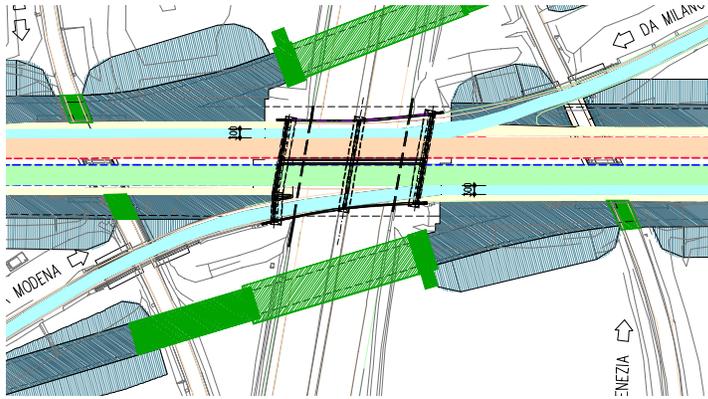
da spalla SA a pila P1 e da pila P1 a pila P2 $L_c = 13.00\text{m}$ (con un retrotrave di 0.50m su spalla e 0.40m su pila)

da pila P2 a spalla SB $L_c = 61.60\text{m}$ (con un retrotrave di 0.50m)

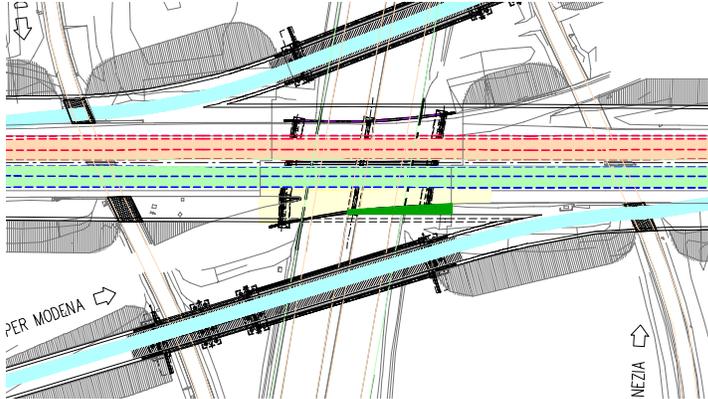
Il franco minimo garantito nel progetto rispetto alla sottopassante Autostrada Serenissima è pari a 5.30m.

Per quanto riguarda i manufatti del nodo di intersezione fra A22 e A4, si presentano problematiche di mantenimento del traffico anche (ovviamente) per tutto il sistema di interscambio fra le due Autostrade; l'intervento di allargamento comporta pertanto cinque fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

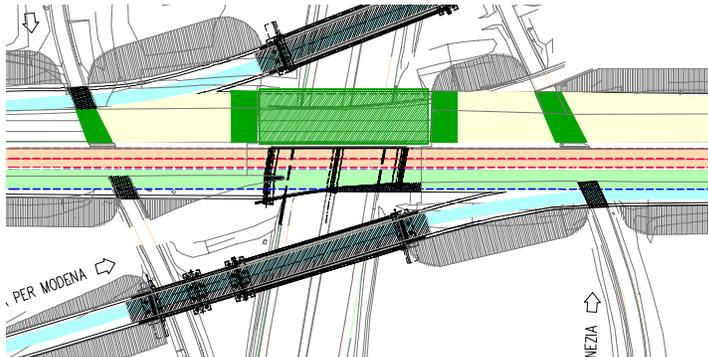
1. regimazione del traffico sia in direzione nord, sia in direzione sud individuando 2 corsie per senso di marcia rispettivamente di 3.75m per la marcia e 3.25m per il sorpasso. la corsia di emergenza (o parte delle corsie di immissione opportunamente ristrette) saranno occupate dal cantiere. Realizzazione dei rilevati necessari per consentire l'allargamento a tre corsie della A22 e per consentire la realizzazione degli svincoli VE-MO e MI-TN in progetto. Realizzazione di opere d'arte per l'ampliamento dei manufatti esistenti, inizio della costruzione dei due ponti definitivi delle rampe VE-MO e MI-TN (spalle, pile e campate a via di corsa superiore). Demolizione e costruzione degli impalcati delle piste, si prevede la sospensione del traffico nelle ore notturne. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi di punta dalla campata realizzata in precedenza con sospensione di traffico notturna su A4.
2. deviazione definitiva del traffico sulle rampe VE-MO e MI-TN, mantenendo la regimazione del traffico sulla A22. Limitazione del cantiere in prossimità dell'impalcato della via sud esistente relativamente all'opera di scavalco serenissima per consentire l'allargamento temporaneo della stessa previa realizzazione di una mensola sulla pila esistente e di una spalla provvisoria lato Modena. Realizzazione dell'opera lato via nord della pista VE-MO.
3. deviazione traffico sulla via sud (due corsie per senso di marcia). Realizzazione delle opere sulla via nord. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi con l'impiego di opportuni carrelli con sospensione di traffico notturna su A4.
4. deviazione del traffico sulla via nord (due corsie per senso di marcia). Realizzazione delle opere sulla via sud. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi con l'impiego di opportuni carrelli con sospensione di traffico notturna su A4.
5. completamento delle opere della via sud con mantenimento del traffico sulla via nord.



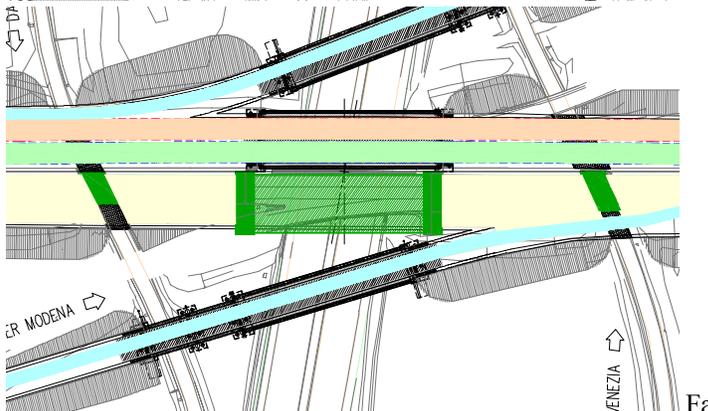
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4 e 5

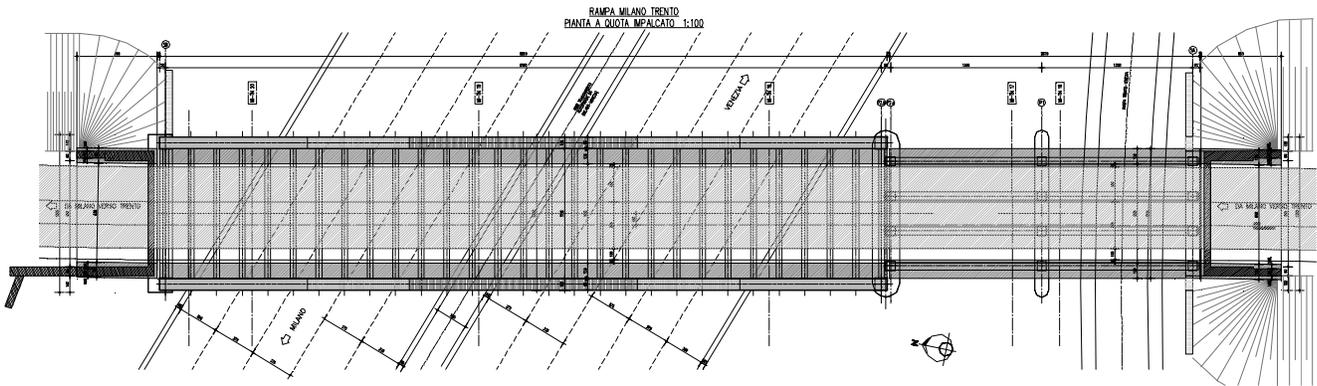


Figura 1.2 Pianta impalcanti

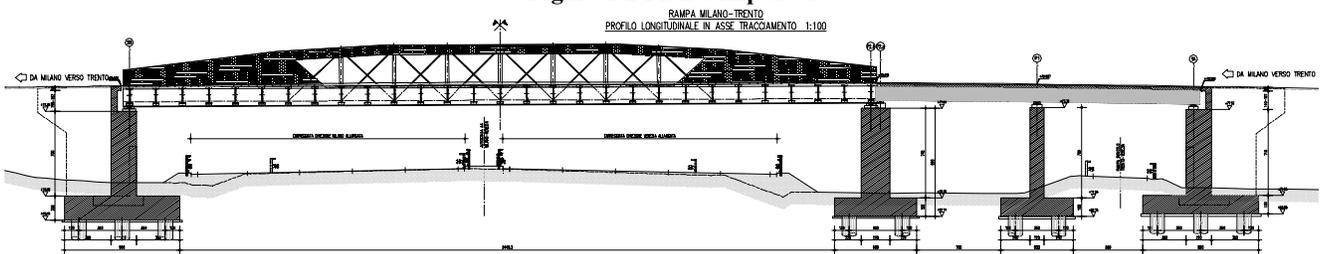


Figura 1.3 Sezione longitudinale

SEZIONE TRASVERSALE CAMPATA VIA DI CORSA SUPERIORE 1:50

SEZIONE TRASVERSALE CAMPATA VIA DI CORSA INFERIORE 1:50

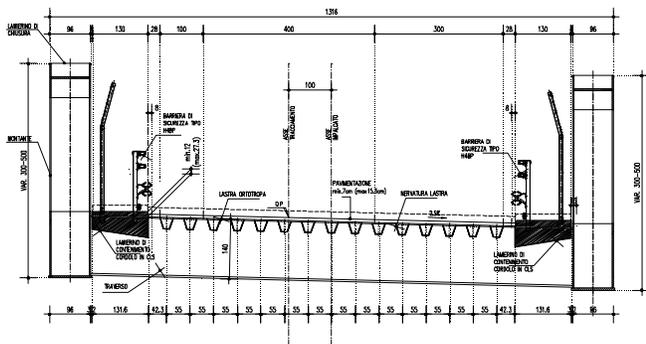
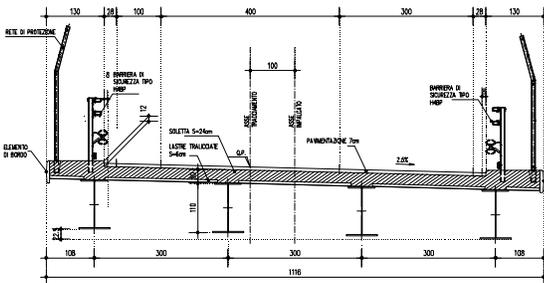


Figura 1.4 Sezioni trasversali

1.1 ELEMENTI STRUTTURALI

1.1.1 IMPALCATO

Si identificano due tipologie differenti di impalcato, che per comodità chiameremo “Tipo 1” tra la spalla A e la pila P2, e “Tipo 2” tra la pila P2 e la spalla B.

1.1.1.1 Impalcato tipo 1

Il viadotto si presenta ad un'unica carreggiata a due campate di luce pari a 13.00m ciascuna, e retro trave di 0.50m; la larghezza totale dell'impalcato è pari a 11.16m, ottenuta dalla somma della corsia di marcia (4.00m) e delle banchine (1.00+3.00m), oltre che dai cordoli per il sostegno delle barriere di sicurezza di larghezza 1.30m. La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50%.

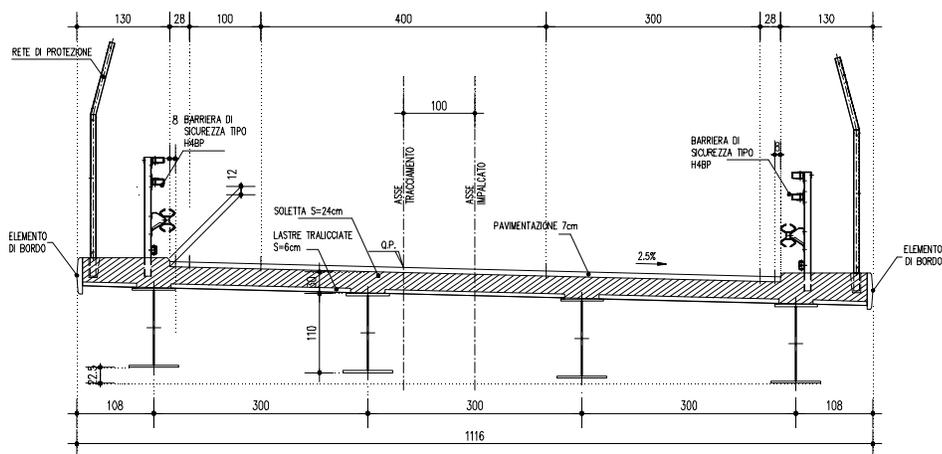


Figura 1.5 Sezione trasversale via superiore

1.1.1.2 Impalcato tipo 2

Il viadotto ad unica carreggiata presenta una luce pari a 61.20m, e retrotrave di 0.50m.

La larghezza totale dell'impalcato è pari a 11.16m, ed è inserito tra le travi principali di interasse 12.20m, ed ingombro esterno-esterno pari a 13.16m. La larghezza totale dell'impalcato è dovuta alla somma delle larghezze di due cordoli esterni di 1.30m e ad una superficie carrabile totale di 8.28m (0.28+1.00+4.00+3.00+0.28m) comprensivi dell'ingombro degli elementi di bordo (8.0cm). La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50% in destra.

L'impalcato è a lastra ortotropa nervata in acciaio e trasversi collegati alle travi principali composte a sezione variabile (cassone chiuso alle estremità e doppia “U” nella parte centrale con barre Gewy di apprensione).

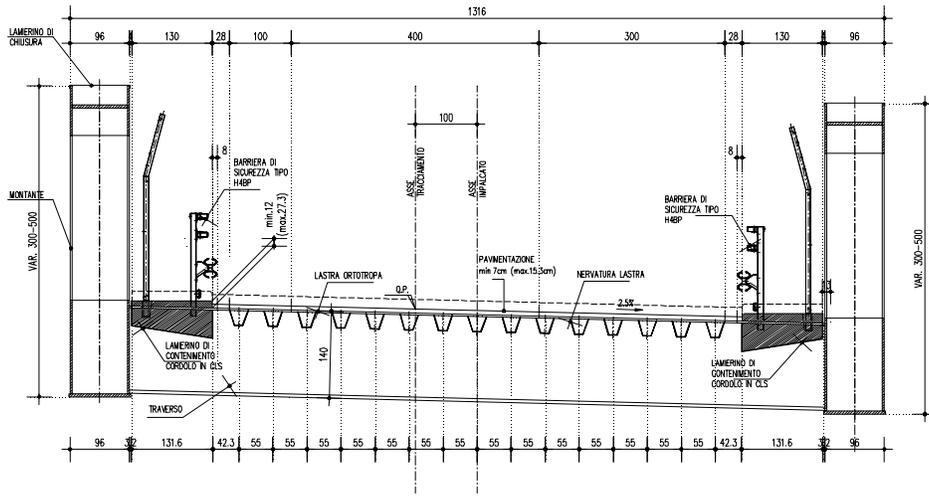


Figura 1.6 Sezione trasversale via inferiore

1.1.2 APPOGGI

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

La pila P1 sarà dotata di appoggi multidirezionali, mentre la pila P2 sarà sede di isolatori elastomerici antisismici diversificati per gli appoggi dell'impalcato a via superiore e per gli appoggi dell'impalcato ad arco.

Tale sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche longitudinali trasmesse dagli impalcati alle spalle ed alla pila P2.

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

Direzione longitudinale e trasversale:

- Spalla A: 4 isolatori elastomerici
- Pila P1: 4 appoggi multidirezionali
- Pila: 4+2 isolatori elastomerici
- Spalla B: 2 isolatori elastomerici

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

1.1.3 PILE .

Il viadotto oggetto della presente relazione è costituito da due pile di tipologia diversificata: la pila P1 sostiene l'impalcato continuo su due campate a via di corsa superior; la pila P2 sostiene entrambe le tipologie di impalcato.

1.1.3.1 Pila P1

La pila presenta una sezione in pianta a forma di rettangolo allungato a sezione piena, di dimensioni 1.20m x 14.40m; l'altezza della pila è costante pari a 7.50m.

Il plinto di fondazione ha spessore pari a 1.50m e presenta una sezione in pianta di dimensioni 6.00m x 15.00m; è posto su palificata da 8 pali $\Phi = 1200\text{mm}$, $L=25.00\text{m}$, interessati di 4.20m in direzione trasversale e di 3.60m in direzione longitudinale all'asse del ponte.

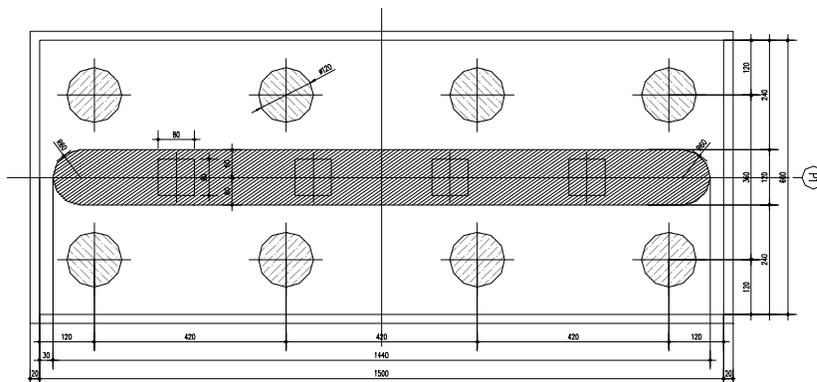


Figura 1.7 Pila P1 – Pianta

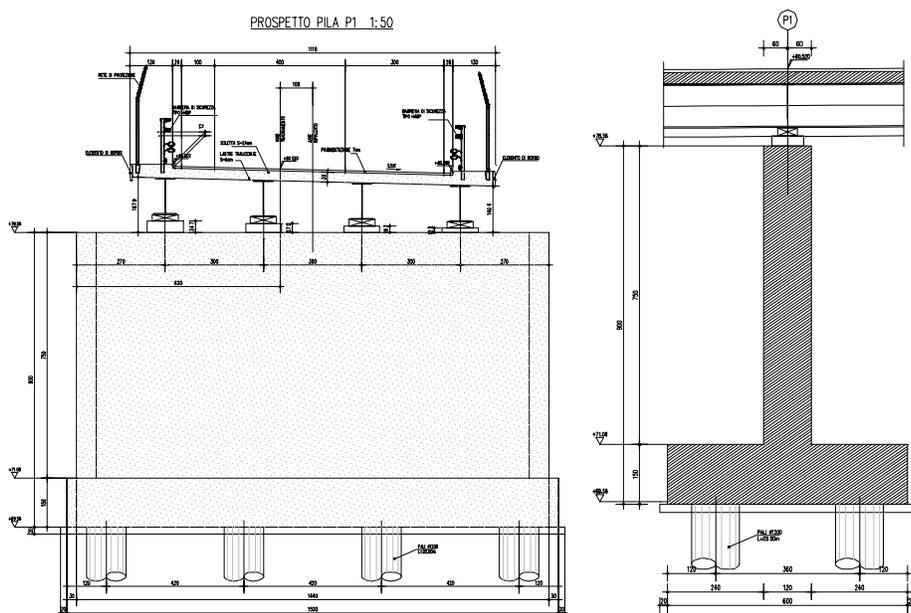


Figura 1.8 Pila P1 - Sezione in retto impalcato e sezione trasversale

1.1.3.2 Pila P2

La pila presenta una sezione in pianta a forma di rettangolo allungato a sezione piena, di dimensioni 4.40m x 14.40m; l'altezza della pila è costante pari a 7.40m.

Il plinto di fondazione ha spessore pari a 1.50m e presenta una sezione in pianta di dimensioni 6.80m x 15.00m; è posto su palificata da 8 pali $\Phi = 1200\text{mm}$, $L=25.00\text{m}$, interessati di 4.20m in direzione trasversale e di 3.40m in direzione longitudinale all'asse del ponte. La larghezza del fusto è stata condizionata dalla presenza dei dispositivi di appoggio (4+2 appoggi) oltre che dalle sollecitazioni afferenti.

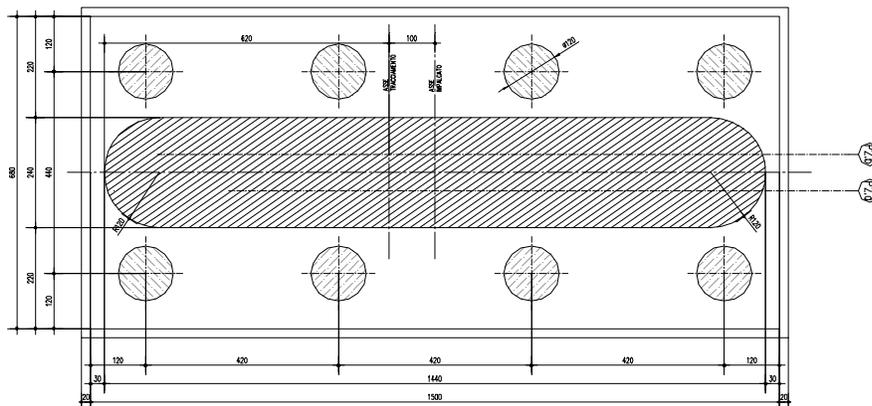


Figura 1.9 Pila P2 – Pianta

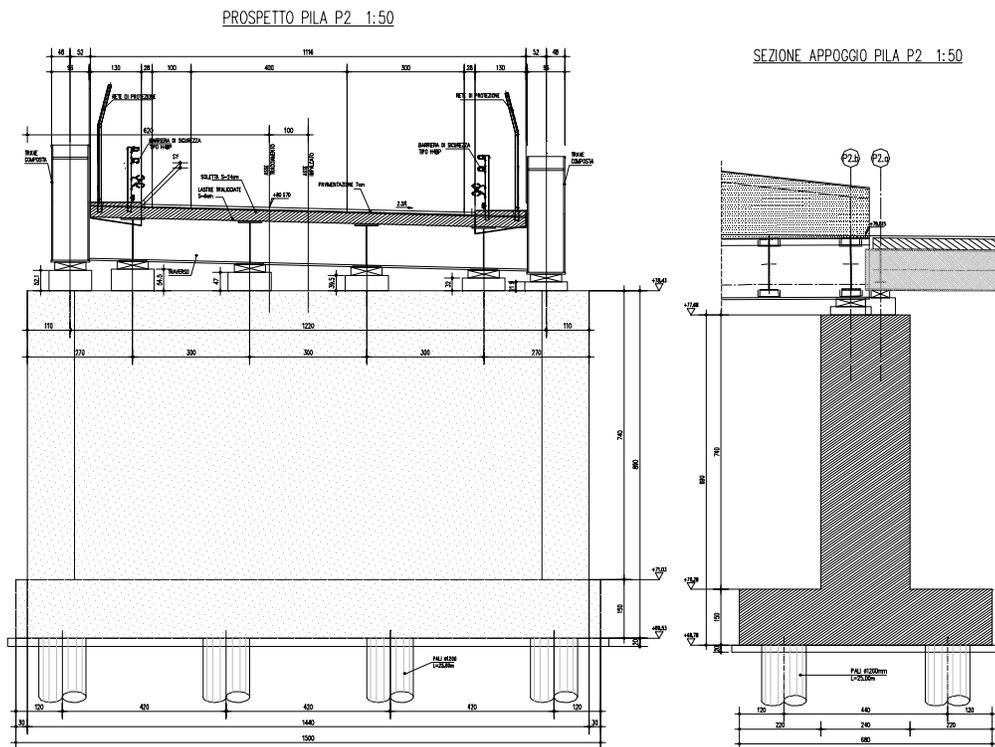


Figura 1.10 Pila P2 - Sezione in retto impalcato e sezione trasversale

1.1.4 SPALLE

Le spalle del ponte prevedono una fondazione a platea, di altezza 2.00m su 16 pali $\phi=1200\text{mm}$ disposti su tre file, $L=25.00\text{m}$, unica per pareti di risvolto e fusto: differiscono sostanzialmente per il tipo di impalcato che afferra alle stesse, mentre la geometria è molto simile, presentando un'altezza massima di circa 9.00m, dei risvolti di 0.80m di spessore ed orecchie di spessore 0.60m e lunghezza 2.40m.

A prosecuzione della spalla SA si individuano due muri d'ala, giuntati di altezza massima 4.00m e ciabatta di fondazione ($S=0.80\text{m}$), mentre la spalla SB individua un unico muro d'ala in destra (delle stesse dimensioni), mentre in sinistra il risvolto assume una geometria tale da consentire il sostegno del rilevato fino al giunto con la spalla SB dell'opera della via Sud dell'opera principale.

PIANTA FONDAZIONE E SPICCATO ELEVAZIONE SPALLA A 1:50

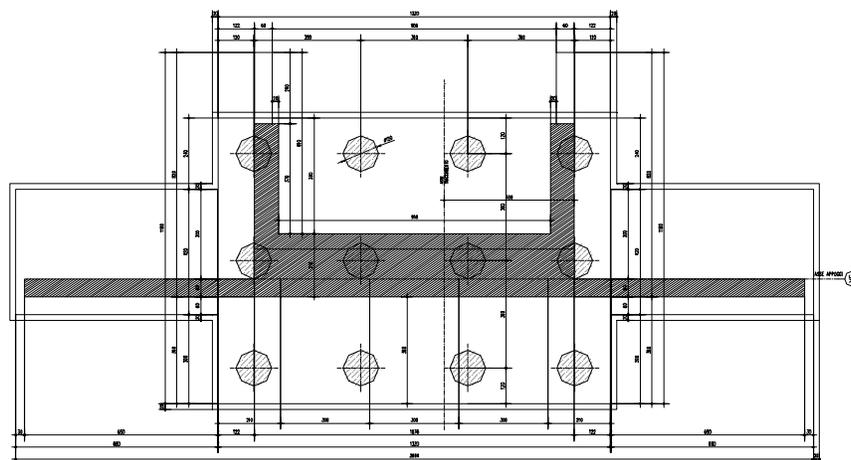


Figura 1.11 Spalla SA- Pianta fondazioni

PIANTA FONDAZIONE E SPICCATO ELEVAZIONE SPALLA B 1:50

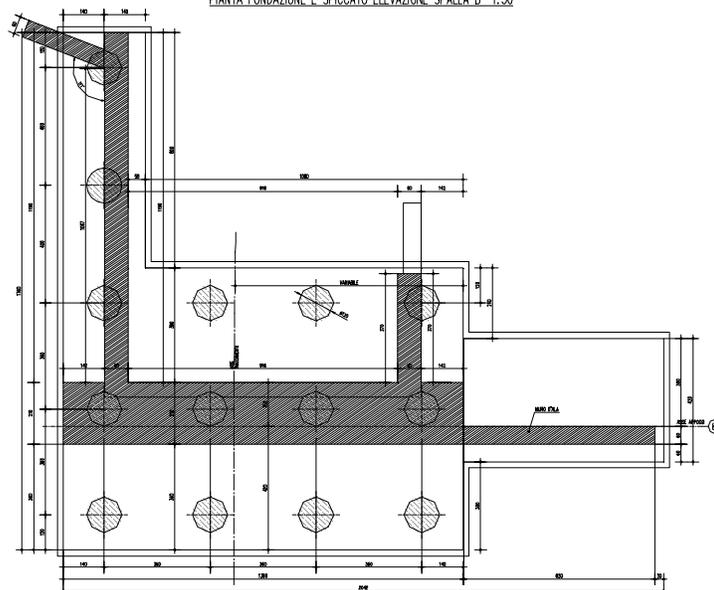


Figura 1.12 Spalla SB- Pianta fondazioni

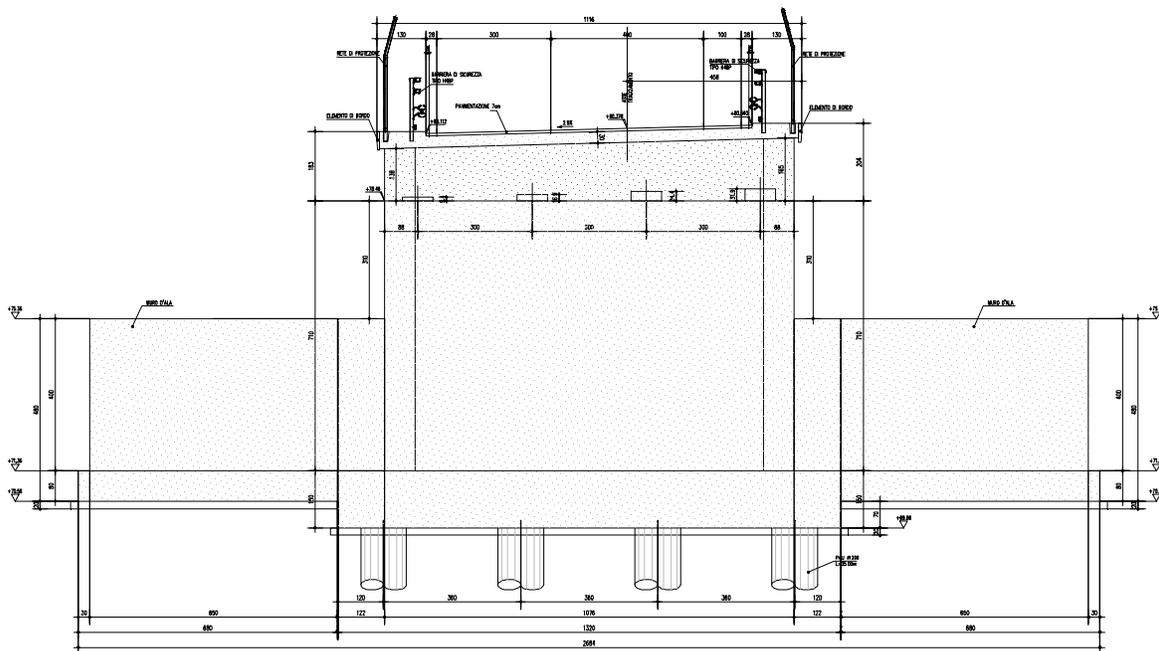


Figura 1.13 Spalla SA- Prospetto

PROSPETTO SPALLA B 1:50

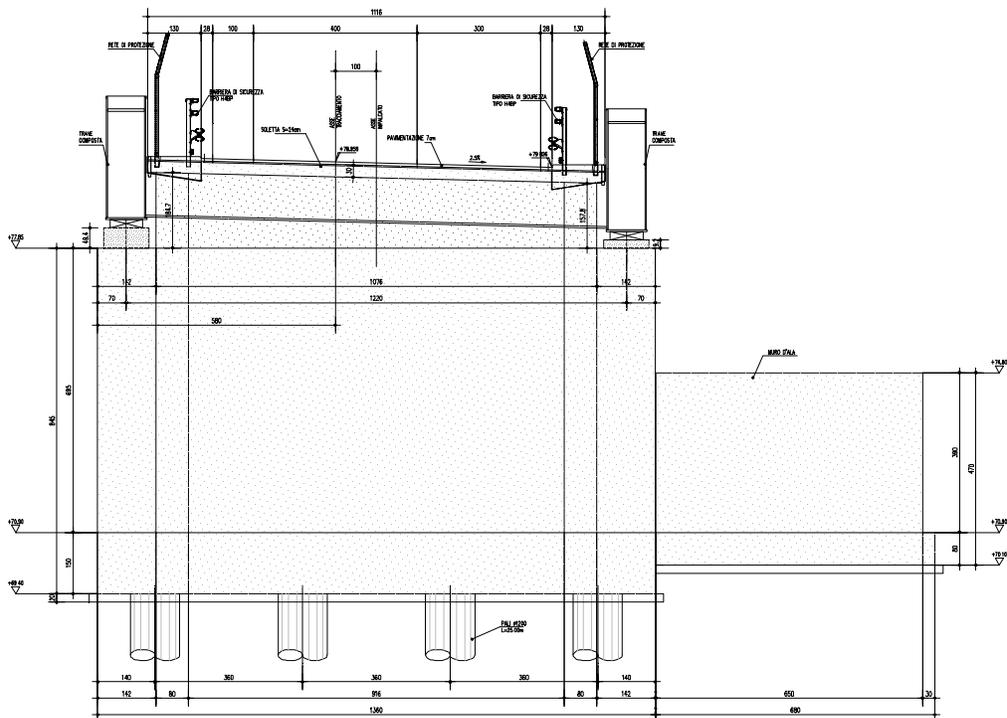


Figura 1.14 Spalla SB- Prospetto

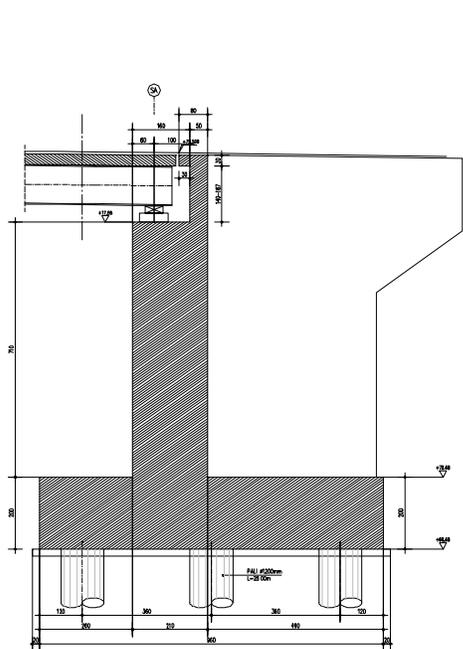


Figura 1.15 Spalla SA- Sezione trasversale

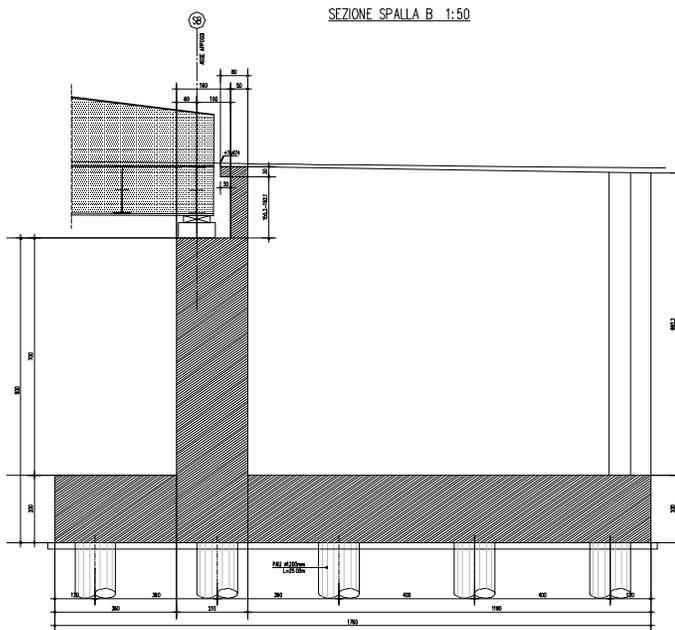


Figura 1.16 Spalla SB- Sezione trasversale

1.2 METODO DI CALCOLO

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

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

1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

IMPALCATO

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

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

PILE

In merito alle pile, rientrando nella categoria di ponti con isolamento sismico (§ 7.10), la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

Pertanto per tutte le parti di struttura non "critiche" (quindi con esclusione degli appoggi) si prevede il dimensionamento sismico applicando uno spettro elastico (fattore di struttura $q=1.0$), e si effettuano verifiche tensionali utilizzando le tensioni indicate per la combinazione "rara".

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. In accordo con quanto indicato dalla normativa attuale in merito alle strutture dotate di dispositivi dissipativi (come nel caso in oggetto), si è adottato il coefficiente di struttura $q=1.0$ 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:

$$T_R (SLV) = - \frac{Vr}{\ln(1 - Pvr)} = 1898 \text{ anni}$$

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 $45^\circ 24' 29''$ N e Longitudine $10^\circ 54' 46''$ E, ad una quota di circa 71 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:

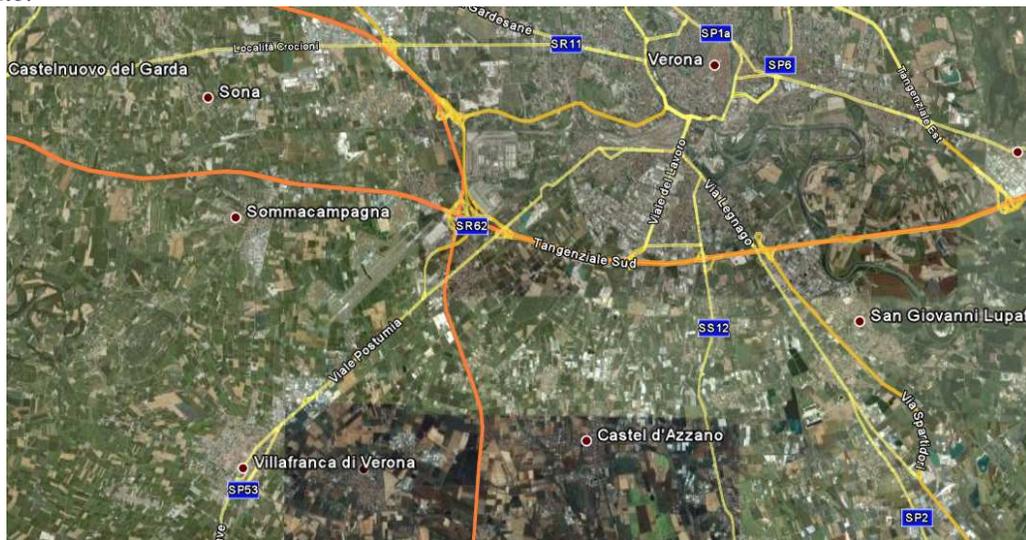


Figura 1.17 Tratto adeguamento del tracciato A22

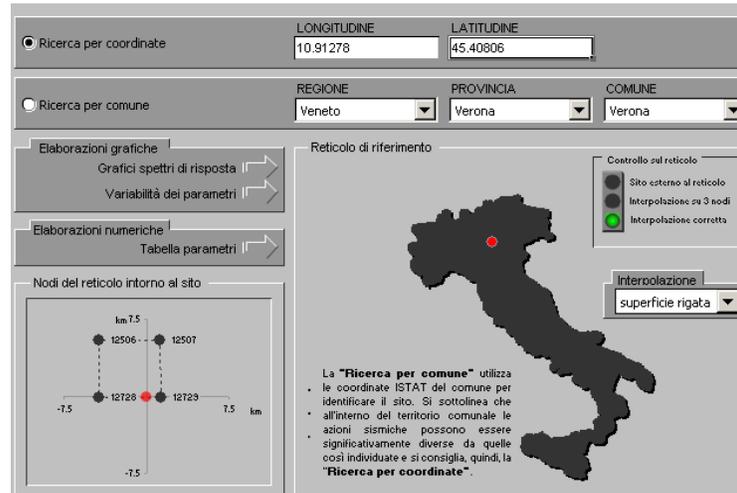


Figura 1.18 Individuazione coordinate Verona

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	0.063	2.577	0.275
SLD	201	0.077	2.617	0.276
SLV	1898	0.185	2.467	0.292
SLC	2475	0.203	2.454	0.293

Per le sottostrutture (spalle e pile) 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

$$a_{\max}(SLV) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.185g$$

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

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

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

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

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

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

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

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

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 E 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_s 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 ⁽¹⁾	γ_s	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

⁽¹⁾ 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

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

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

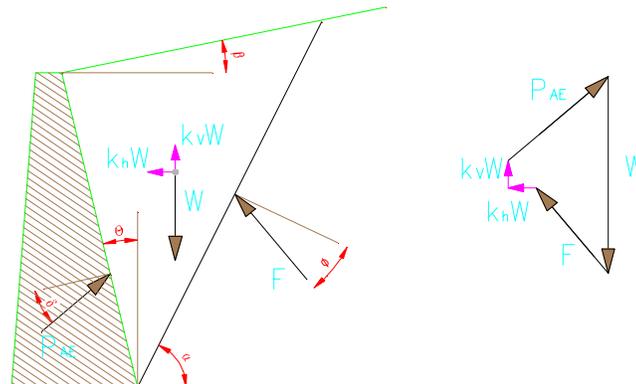
Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni longitudinali alle sole spalle: l'azione sismica dell'impalcato viene ripartita proporzionalmente alla rigidezza del dispositivo, ma a favore di sicurezza si è applicato un coefficiente pari a 0.5 (superiore al valore trasmesso effettivamente dall'elastometro).

PILE

Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi che per le pile, essendo previsti multidirezionali, consentono di escludere il comportamento sismico dell'impalcato per la determinazione delle sollecitazioni.

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 Mononobe-Okabe.



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

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

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

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

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

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

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), mentre, come specificato in precedenza, i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

PILE

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 pile o ad appositi apparecchi dissipativi. Al fine del dimensionamento sismico è stata effettuata un'analisi statica lineare applicando lo spettro di progetto elastico per le sottostrutture (fusto, fondazione, pali, con fattore di struttura $q_0=1.0$).

A tal fine le verifiche in condizioni sismiche per le zone non critiche, 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.

In ottemperanza a quanto indicato nel paragrafo § 7.10.6.2.1, gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno a_g . La combinazione delle sollecitazioni può essere effettuata mediante la regola della radice quadrata della somma dei quadrati.

Le verifiche a pressoflessione in condizioni sismiche vengono svolte ponendo:

$$\sigma(N_{Ed}; M_{Ed}) \leq \sigma_{amm}$$

nella quale:

N_{Ed} è lo sforzo normale di progetto;

M_{Ed} è il momento flettente di calcolo..

Le verifiche a taglio in condizioni sismiche vengono svolte ponendo

$$V_{Ed} < V_{Rd} / \gamma'_{Rd}$$

nella quale:

V_{Ed} è il taglio di progetto;

V_{Rd} è il Taglio resistente della sezione;

γ'_{Rd} è un coefficiente riduttivo della resistenza nei confronti della rottura fragile (si assume a favore di sicurezza =1.25)

$$1 \leq \gamma'_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \leq 1,25$$

Le verifiche in condizioni di esercizio vengono svolte:

allo stato limite ultimo per la combinazione fondamentale;

di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per la condizione rara, nonché le verifiche a fessurazione

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 **PRINCIPIALI 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

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 %	Copri ferro 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 $\Phi < 800\text{mm}$ PALI $\Phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
ELEVAZIONE PILE E SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E MARCIAPIEDI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20

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 e delle pile, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

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

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

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

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

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

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

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

Per la realizzazione dei marciapiedi dell'impalcato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$, 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

3.7 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	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$$\left| \frac{\text{Rapporto } f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}}{\leq 1,25} \right|$$

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

3.8 STRUTTURE METALLICHE

3.8.1 CARPENTERIA METALLICA

Per la realizzazione delle travi e dell'impalcato in lastra ortotropica si prevede l'impiego di acciaio con le seguenti caratteristiche.

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:	acciaio S355J2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	355.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338.10 N/mm ²
Per $t \geq 40$ mm:	acciaio S335K2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	335.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	319.05 N/mm ²

Elementi principali composti per saldatura

3.8.2 PIOLI

Per il collegamento del marciapiede si impiegano pioli con le seguenti caratteristiche

Secondo UNI EN ISO 13918

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

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	350.00 N/mm ²
Tensione di rottura	→ $f_t \geq$	450.00 N/mm ²

3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre tipo Gewi:

Si adotta acciaio tipo 555/700 avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	700.00 N/mm ²
Carico caratteristico all'1%	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	550.00 N/mm ²

3.10 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	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]
Marciapiede	40

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
SAP 2000	14.1.0	29 Luglio 2008	CSI	10.09.2009	(fare riferimento al produttore)

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

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

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

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

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

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

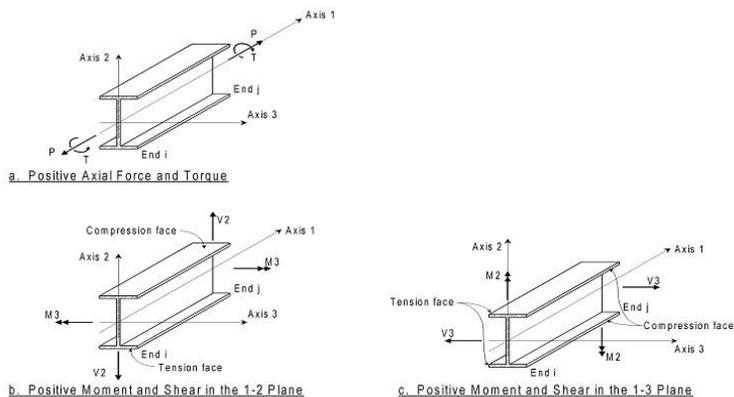


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

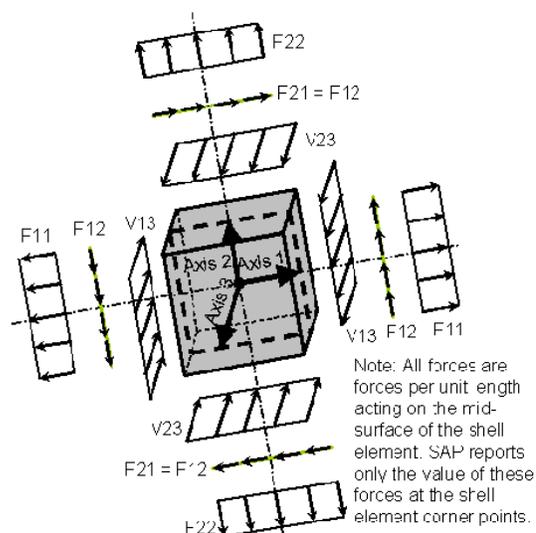


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

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

4.2 ENG - SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
Eng	8.11	Dicembre 2008	SIGMAc Soft		(fare riferimento al produttore)

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

TRSP: calcolo di telai

GRAT: calcolo di grigliati

TCONT: calcolo di travi continue

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

MURO: calcolo muri di sostegno

DIAF: calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

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

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

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

TELAI

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

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

VERIFICA SEZ IN C.A.

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

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

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

4.3 VCASLU

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

4.4 CMP – XFINEST

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Modifiche effettuate	Data validazione
CMP	2.10.012	Aprile 2009	Coop. Arch. Ing. Reggio Emilia	12.06.2009	–	

Le verifiche previste dalla Norma (DM 14/01/2008, in condizioni ultime e di esercizio) vengono svolte mediante il postprocessore del programma CMP della Cooperativa Ingegneri ed Architetti di Reggio Emilia, via Ghandi 1, 42100 Reggio Emilia).

Questo codice acquisisce il modello SAP2000, con la definizione delle caratteristiche geometrico-meccaniche della struttura ed i risultati del calcolo delle sollecitazioni, e combinando le sollecitazioni dovute varie tipologie di carichi (pesi propri, permanenti, varie tipologie di accidentali ecc...) effettua le verifiche previste dalla normativa, previa progettazione delle sezioni di cls e delle armature di acciaio.

Il collegamento fra i due software consente a quanti operano in modellazione e calcolo con Sap 2000 di sfruttare agevolmente la potenza del postprocessore CMP nella ricerca degli involucri di sollecitazioni, reazioni, spostamenti, nel progetto-verifica secondo le normative in vigore concludendo con la redazione dei disegni esecutivi e la stesura della relazione di calcolo.

La modellazione avviene normalmente all'interno di Sap 2000, effettuando il tipo di analisi specifico (statica, modale, spettrale); una volta svolta l'analisi in Sap2000, Cmp è in grado di svolgere le seguenti funzioni:

1. lettura della geometria del modello e delle sezioni;
2. lettura delle sollecitazioni e delle caratteristiche dei materiali;
3. rielaborazione delle combinazioni delle condizioni di carico elementari;
4. progettazione e verifica delle sezioni in c.a. e in acciaio;
5. progetto dell'armatura di piastre, platee e muri in c.a.;
6. disegni esecutivi;
7. relazione di calcolo della progettazione e delle verifiche;
8. riletture dello stesso modello a seguito di modifiche senza perdere la progettazione già svolta

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.

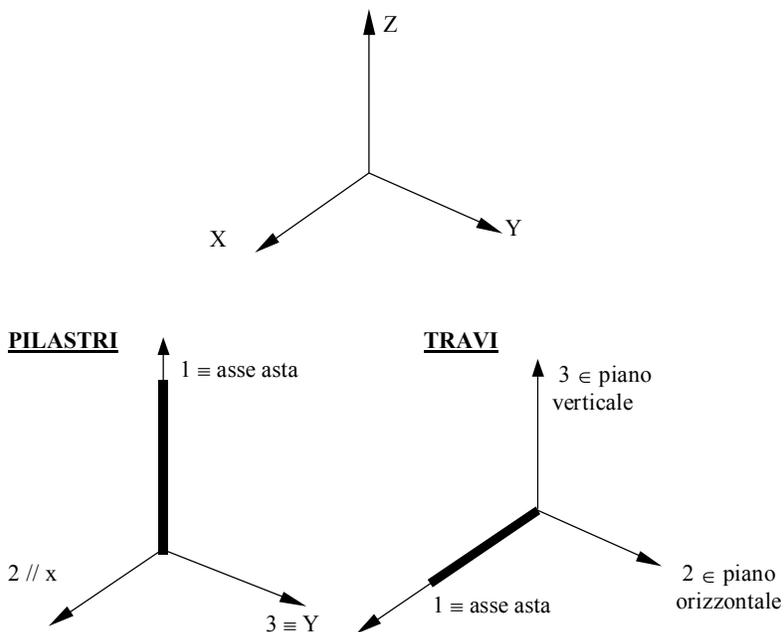


Figura 4.3 Elementi BEAM – Convenzione sui segni

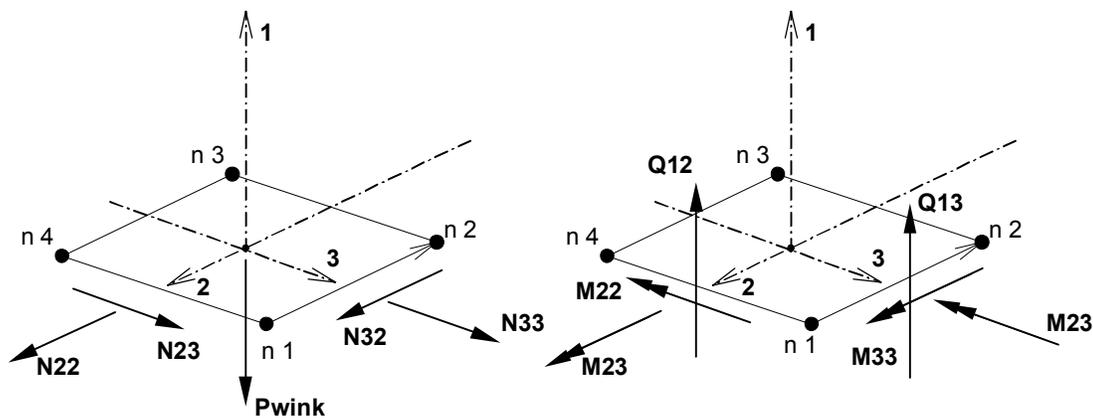


Figura 4.4 Elementi Shell – Convenzione sui segni

5 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Come già indicato nel paragrafo 1.1.1, si identificano due tipologie differenti di impalcato, che per comodità sono stati identificati come “Tipo 1” tra la spalla A e la pila P2, e “Tipo 2” tra la pila P2 e la spalla B.

5.1 IMPALCATO TIPO 1 – VIA SUPERIORE

Il viadotto presenta una unica carreggiata a due campate di luce $L = 13.00$ m, per una lunghezza totale di 26.00m.

Si prevede un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio, soletta superiore in conglomerato cementizio armato. La larghezza totale della soletta dell’impalcato è pari a 11.16m circa: tale larghezza totale è dovuta alla somma delle larghezze di due cordoli (1.30m) e ad una superficie carrabile totale di 8.56m ($0.28+1.00+4.00+3.00+0.28$ m) oltre che dall’ingombro degli elementi di bordo. La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50%, in destra.

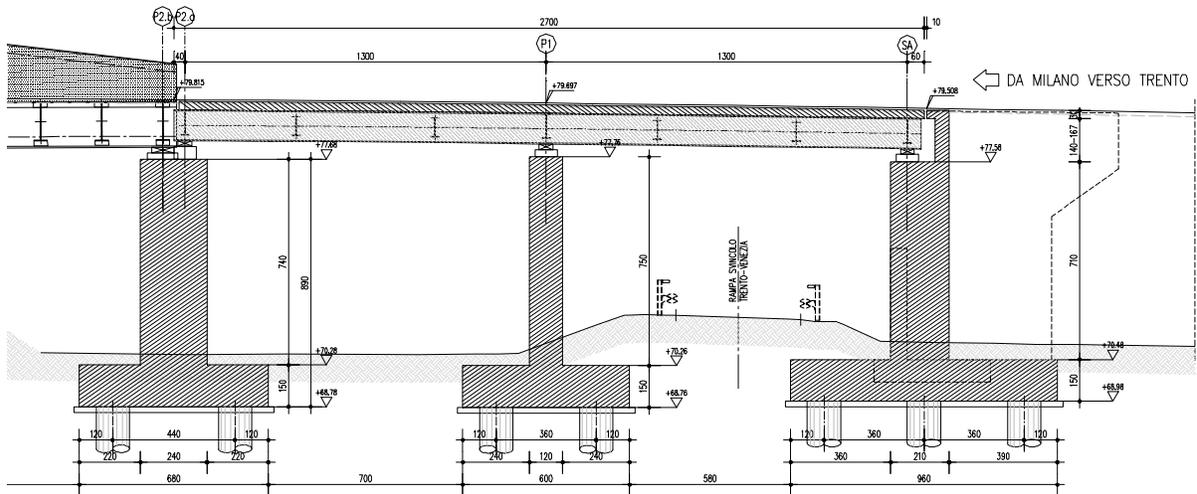


Figura 5.1 Sezione longitudinale

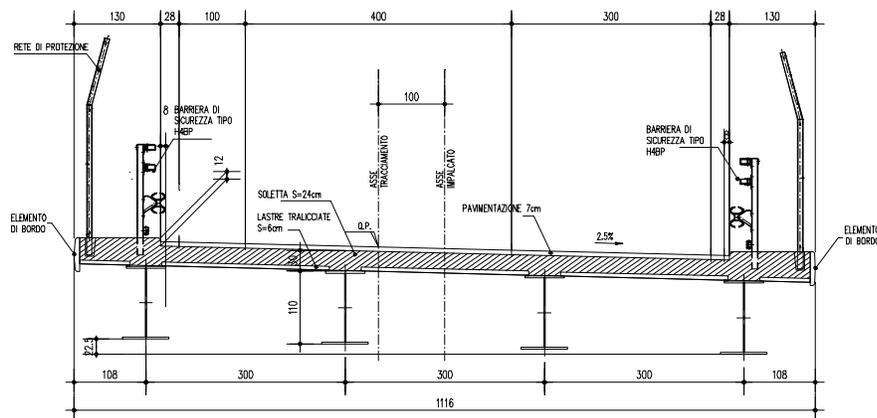


Figura 5.2 Sezione trasversale

5.1.1 CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO TIPO 1

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a due campate ad asse rettilineo con luci pari agli interassi degli appoggi misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed al vento.

La trave continua composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche, della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

- Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali
- Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.
- Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 18. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata e dal ritiro.

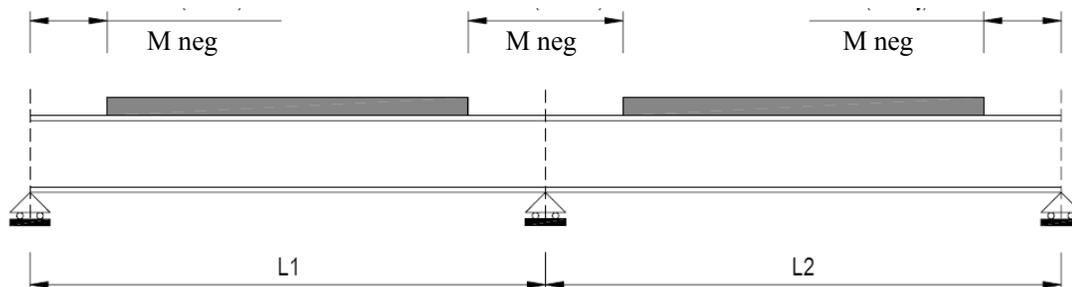


Figura 5.3 Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

Nei modelli 2 e 3 si tiene conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo sul tratto di lunghezza in cui nasce momento flettente negativo e mettendo comunque in conto il contributo inerziale delle armature presenti entro la larghezza collaborante (Figura 5.3).

Le larghezze efficaci della soletta sono così definite:

Campata SA-P1 e campata P1-SB:	$L_e = 0.85 \cdot 13.00 = 11.05\text{m}$	$L_e/8 = 1.38\text{m}$
	$b_{\text{eff}} = 0.24 + 1.38 + 0.96 = 2.58\text{m}$	
Presso pila:	$L_e = 0.25 \cdot (13.00 + 13.00) = 6.50\text{m}$	$L_e/8 = 0.81\text{m}$
	$b_{\text{eff}} = 0.24 + 0.81 + 0.81 = 1.86\text{m}$	
Presso spalle:	$L_e = 0.85 \cdot 13.00 = 11.05\text{m}$	$L_e/8 = 1.38\text{m}$
	$\beta_1 = (0.55 + 0.025 \cdot 11.05 / 1.38) = 0.75$	
	$\beta_2 = (0.55 + 0.025 \cdot 11.05 / 0.81) = 0.89$	
	$b_{\text{eff}} = 0.24 + 0.75 \cdot 1.38 + 0.89 \cdot 0.96 = 2.13\text{m}$	

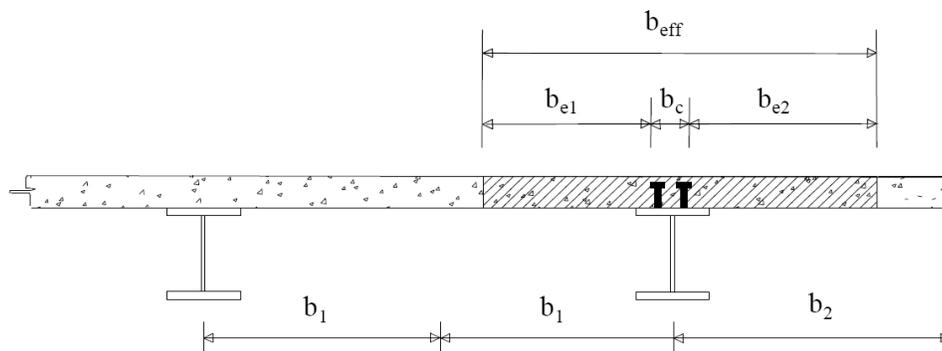


Figura 5.4 Definizione della larghezza efficace

Per le verifiche di sicurezza alle tensioni, si considerano le seguenti quattro sezioni tipo:

- Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

- Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata nelle regioni a momento flettente positivo.
- Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 18$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti e dal ritiro nelle regioni a momento flettente positivo.
- Sezione Tipo 4: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del calcestruzzo. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo.

Lo schema statico, con indicazioni sulla discretizzazione e sulla larghezza di soletta collaborante, è presentato nella figura seguente:

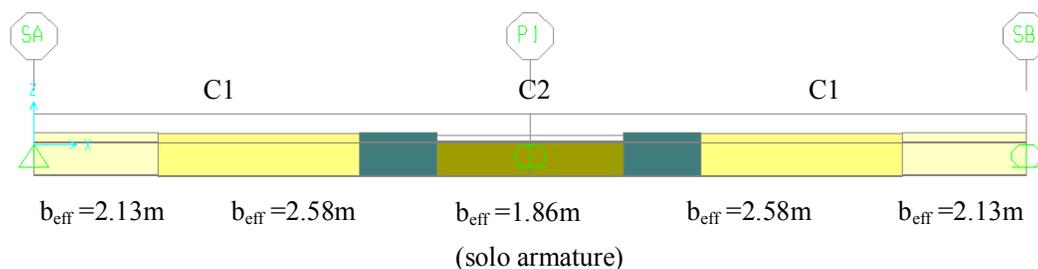


Figura 5.5 Schema statico

Concio C1:

Altezza totale della trave in acciaio: 1100

Ala superiore : 500 x 25

Spessore anima: 16

Ala inferiore : 700 x 30

Concio C2:

Altezza totale della trave in acciaio: 1100

Ala superiore : 500 x 25

Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 30

Armatura soletta:

Tipica: estradosso 1Φ16/25''

intradosso 1Φ16/25''

Zona pila: estradosso 1Φ16/12.5''

intradosso 1Φ16/12.5''

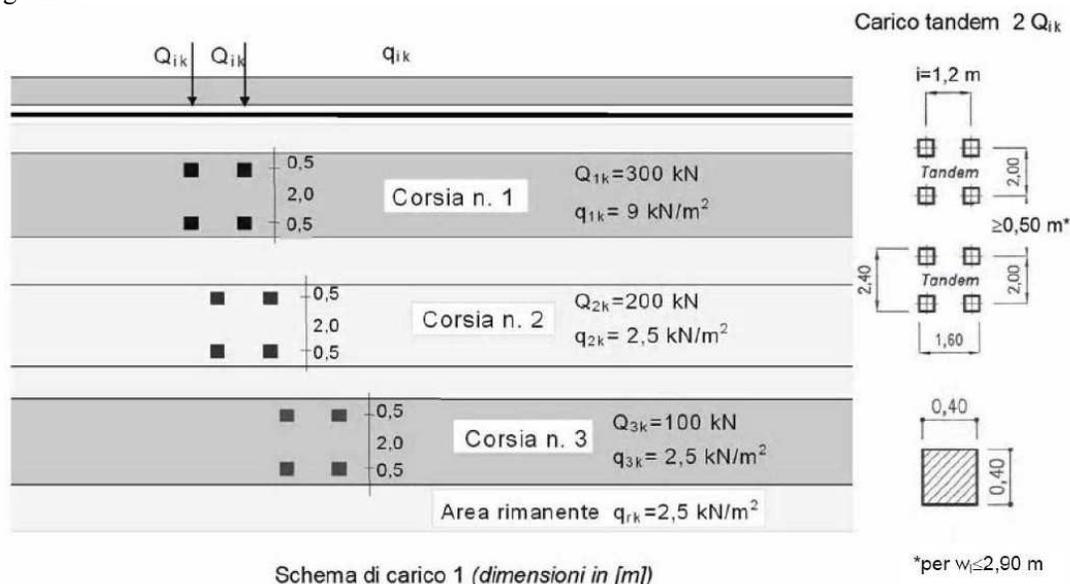
5.1.2 ANALISI DEI CARICHI

5.1.2.1 Analisi dei carichi in generale

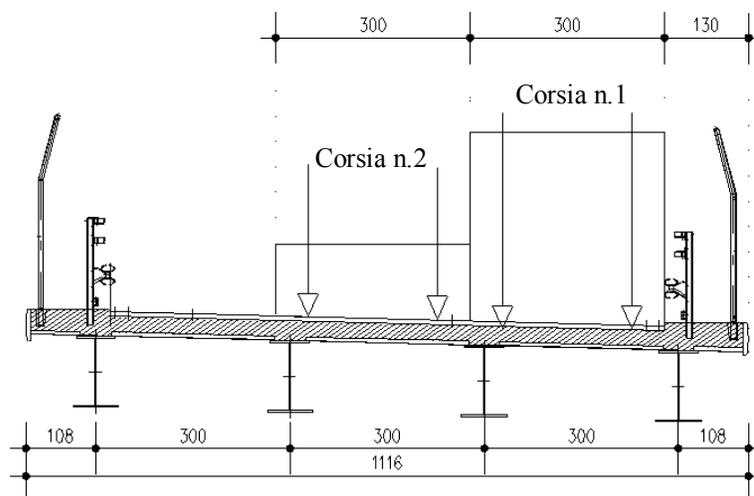
Analisi dei carichi						
<i>Peso proprio della struttura (G₁)</i>						
Carpenteria metallica	3.00	kN/m ²	*	11.16	m	= 33.48 kN/m
Soletta	25	kN/m ³	*	0.30	m	* 11.16 m = 83.70 kN/m
Totale (G ₁)						117.18 kN/m
<i>Carichi permanenti (G₂)</i>						
Pavimentazione stradale	3.00	kN/m ²	*	8.56	m	= 25.68 kN/m
Cordoli	25	kN/m ³	*	2.60	m	* 0.12 m = 7.80 kN/m
Barriere, parapetti, velette						7.50 kN/m
Totale (G ₂)						40.98 kN/m
<i>Ritiro (G)</i>						
Dimensione fittizia h ₀ = 2A _c /u	2.00		*	3.35	m	/ 11.16 m = 600 mm
Umidita' relativa						50%
Resistenza cilindrica caratt. f _{ck}						37 N/mm ²
Deformazione ε _{cd} essiccamento						3.0E-04
Deformazione ε _{ca} autogeno						6.8E-05
Deformazione ε _{cs} totale						3.7E-04
Coefficiente di viscosita' φ						2.0
Dist. baricentri G _{sol} e G _{mista} in testata						0.42 m
Coeff. di omogeneizzazione a t ₀ n ₀						6
Coeff. di omogeneizzazione a t _{inf} n _r = n ₀ (1+φ)						18
Modulo elastico acciaio E _s						210000 N/mm ²
Area soletta A _c				240	mm	* 11160 mm = 2678400 mm ²
Forza di testata N _r = ε _{cs} * E _s * A _c / n _r						-11499 kN
Momento di testata M _r = N _r * e _r						4829.69 kNm
<i>Variazioni termiche (Q)</i>						
Coeff. di dilatazione termica α						1.00E-05 1/°C
Coeff. di omogeneizzazione a t ₀ n ₀						6
Modulo elastico acciaio E _s						210000 N/mm ²
Area soletta A _c				300	mm	* 11160 mm = 3348000 mm ²
Dist. baricentri G _{sol} e G _{mista} in testata						0.22 m
Variazione termica positiva						10 °C
Forza di testata N _{dt} = α * E _s * A _c * Δt / n ₀						11718 kN
Momento di testata M _{dt} = N _{dt} * e _{dt}						-2578 kNm
Variazione termica negativa						-5 °C
Forza di testata N _{dt} = α * E _s * A _c * Δt / n ₀						-5859 kN
Momento di testata M _{dt} = N _{dt} * e _{dt}						1288.98 kNm
<i>Azione del vento (Q)</i>						
Pressione del vento						2.50 kN/m ²
Risultante del vento	2.50	kN/m ²	*	4.40	m	= 11.00 kN/m
Momento del vento	11.00	kN/m	*	2.20	m	= 24.20 kNm/m
Carico vento su trave esterna	24.20	kN/m/m	/	9.00	m	= 2.69 kN/m

Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.6).



Eccentricità dei carichi di corsia:

Corsia n.1: $d_1 = (1.50+3.00+1.08)-1.30-1.50 = 2.78\text{m}$

Corsia n.2: $d_2 = 2.78-3.00 = -0.22\text{m}$

Si considera una ripartizione dei carichi da traffico sulle travi alla Courbon; l'azione generata dalla generica forza di corsia F sulla trave maggiormente sollecitata (trave di bordo) vale:

$$\text{Corsia n.1: } R_1 = F_1/4 + F_1*2.78/(2*1.50^2+2*4.50^2)*4.50 = F_1(0.25+0.28) = 0.53 * F_1$$

$$\text{Corsia n.2: } R_2 = F_2/4 - F_2*0.22/(2*1.50^2+2*4.50^2)*4.50 = F_2(0.25-0.02) = 0.23 * F_2$$

Cedimenti vincolari (G)

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle già citate indicazioni della Società Autostrade. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad 1/5000 della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati assumendo per il calcestruzzo un modulo di elasticità:

$$E = 11'667 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = 1/5000*16.00 = 0.32 \text{ cm}$$

5.1.2.2 Riepilogo dei carichi agenti sulla trave più sollecitata

Carichi agenti sulla trave piu' sollecitata

<i>Larghezza di influenza</i>	i =	2.58 m
<i>Peso proprio carpenteria metallica (G₁)</i>	q _{G1} =	7.74 kN/m
<i>Peso proprio soletta (G₁)</i>	q _{G1} =	19.35 kN/m
<i>Carichi permanenti (G₂)</i>	q _{G1} =	9.47 kN/m
<i>Ritiro (G)</i>	Nr =	-2658 kN
	Mr =	1117 kNm
<i>Variazione termica +10°C (Q)</i>	Nr =	2709 kN
	Mr =	-596 kNm
<i>Azione del vento (Q)</i>	q _w =	2.69 kN/m

5.1.3 MODELLI DI CALCOLO

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo 5.1.2.

Le analisi sono eseguite per le fasi costruttive (varo e getto della soletta) e per le condizioni di esercizio della struttura a breve termine e a lungo termine. La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione, sia per l'analisi strutturale che per la verifica, è stata valutata secondo le indicazioni della norma NTC punto 4.3.2.3. Per ulteriori dettagli si veda il paragrafo 5.1.1.

5.1.4 ANALISI STRUTTURALE

5.1.4.1 Criteri generali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata, su un modello agli elementi finiti ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti.

Le analisi sono state eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- a. Peso proprio della carpenteria metallica
- b. Peso proprio della soletta.
- c. Carichi permanenti.
- d. Ritiro.
- e. Variazione termica differenziale.
- f. Carichi mobili.
- g. Vento.
- e. Cedimenti vincolari.

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la seconda condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

5.1.4.2 Sollecitazioni e Verifiche

Essendo l'impalcato continuo delle stesse dimensioni della rampa Venezia-Modena, e differenziandosi solo per la luce di calcolo (minore), si ritiene verificata la struttura, rimandando alla relazione BVRpd-1001R1 per le verifiche in oggetto.

5.2 IMPALCATO TIPO 2 – AD ARCO

Il sovrappasso “rampa VE-MO dell’A22 - Autostrada del Brennero” sulla Sottostante “Serenissima A4” è previsto con un ponte metallico configurato a “via inferiore” stanti le limitate altezze disponibili determinate dall’andamento dei profili attuali. Lo sviluppo in altezza di eventuali opere sospese o strallate non è accettabile stante la vicinanza dell’Aeroporto di Verona.

Pertanto lo sviluppo delle strutture portanti su di uno scavalco di oltre 62 m di larghezza si attua con due travi a cassone ai bordi della carreggiata: dette travi appendono inferiormente le travi trasversali (traversi) che contribuiscono alla stabilizzazione delle prime e fanno da supporto ad una lastra nervata (lastra ortotropa) che costituisce il supporto alla pavimentazione per il traffico veicolare.

5.2.1 CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO TIPO 2

Il calcolo delle membrature principali (travi cassonate ai lati) e travi trasversali ai fini del dimensionamento si pone in termini semplici ed anche il fenomeno di instabilità “fuori piano” del corrente compresso è contenuto dalla presenza delle travi trasversali. Tali travi convenientemente ravvicinate (interasse $\cong 2.20$ m) coincidono alternativamente con i montati dei cassoni laterali che, per motivi di una certa “trasparenza” per chi percorre la A22, nelle parti centrali si trasformano in travi reticolari con diagonali in cavi.

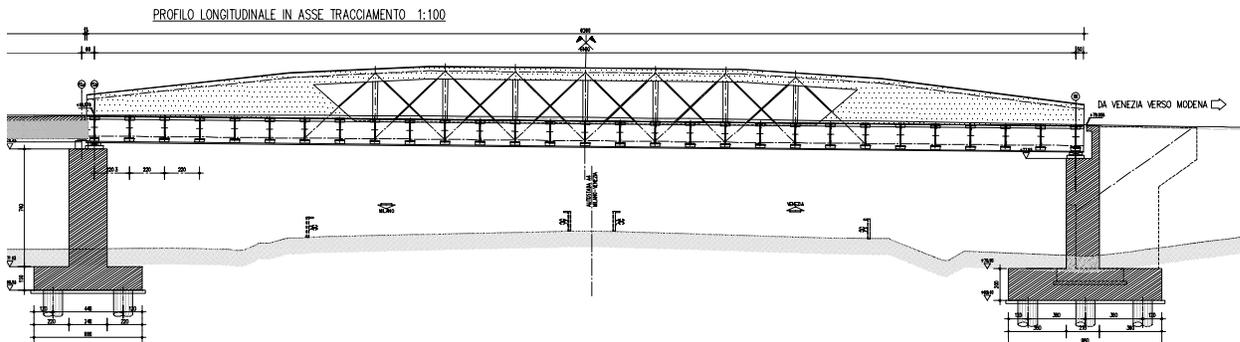


Figura 5.7 Sezione longitudinale

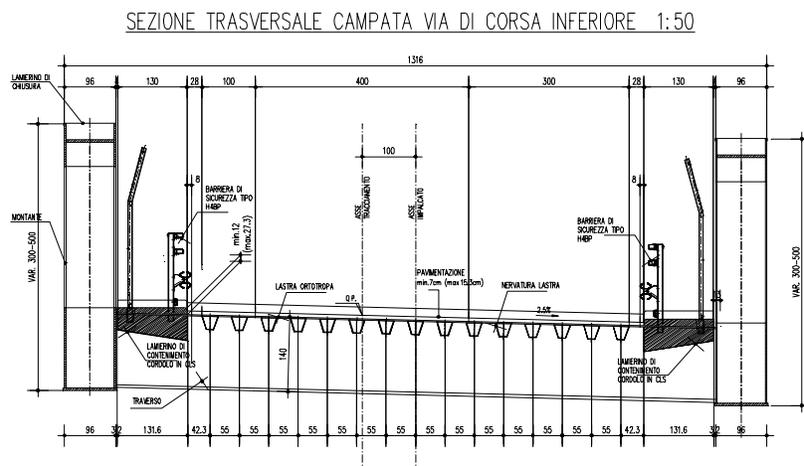


Figura 5.8 Sezione trasversale

Dati geometrici essenziali

Lunghezza impalcato, $L_i =$	m 62.60
Luce di calcolo, $L_c =$	m 61.60
Larghezza di ogni impalcato, $B =$	m 11.16
Interasse fra le travi cassonate, $i =$	m 12.20
Lunghezza traversi, $L_t =$	m 11.24
Spessore dei traversi (da estradosso lamiera ortotropa a intradosso piattabande), $h_t =$	m 1.40

Gli impalcati non presentano obliquità.

5.2.2 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio della struttura (G_1)

lamiera nervata, incidenza traversi, incidenza cordoli di C.A.,	$p = 4.50 \text{ kN/m}^2$
peso presunto per travi cassonate longitudinali,	$q_1 = 8.00 \text{ kN/m}$

pertanto il contributo strutturale di carico unitario su ciascuna trave cassonata, considerando una $L_t \approx 11.50\text{m}$ (a favore di sicurezza), diviene:

$$q_T = 8.00 + (4.50 * 11.50)/2 = 33.875 \text{ kN/m}$$

Peso della pavimentazione (G_2)

In via preliminare si considera

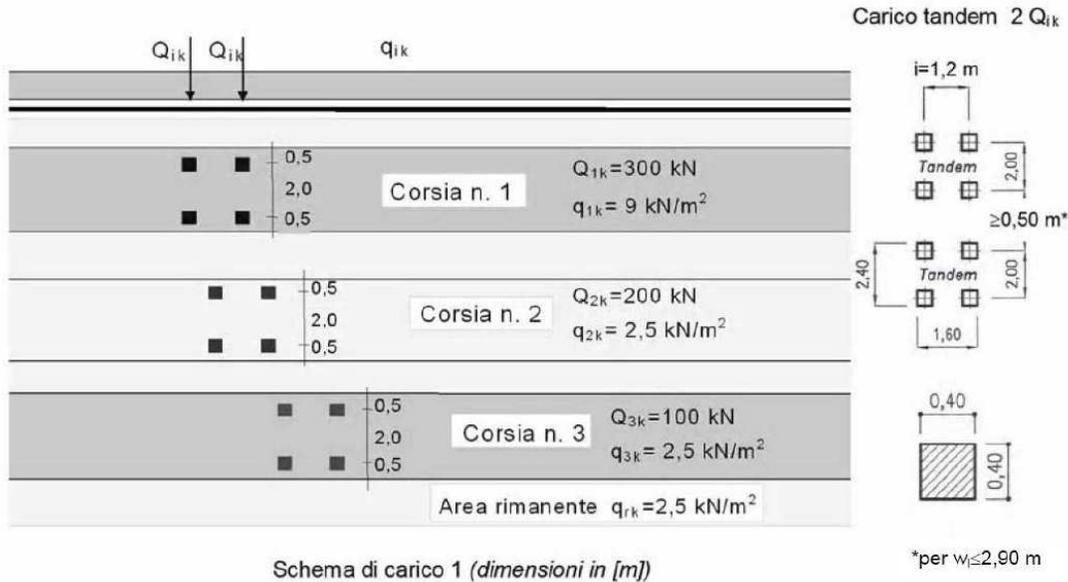
Pavimentazione:	$p^1 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
-----------------	-----------------------------

pertanto il contributo di carico unitario di carico portato su ciascuna trave cassonata, considerando una $L_t \approx 11.50\text{m}$ (a favore di sicurezza), diviene:

$$q^1 = 3.00 * (11.50/2) = 17.250 \text{ kN/m}$$

Effetti dei carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



A favore di sicurezza si considera anche l'eventuale contributo della folla sui cordoli laterali (valore di combinazione 2.50 kN/m²).

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.27-5.28).

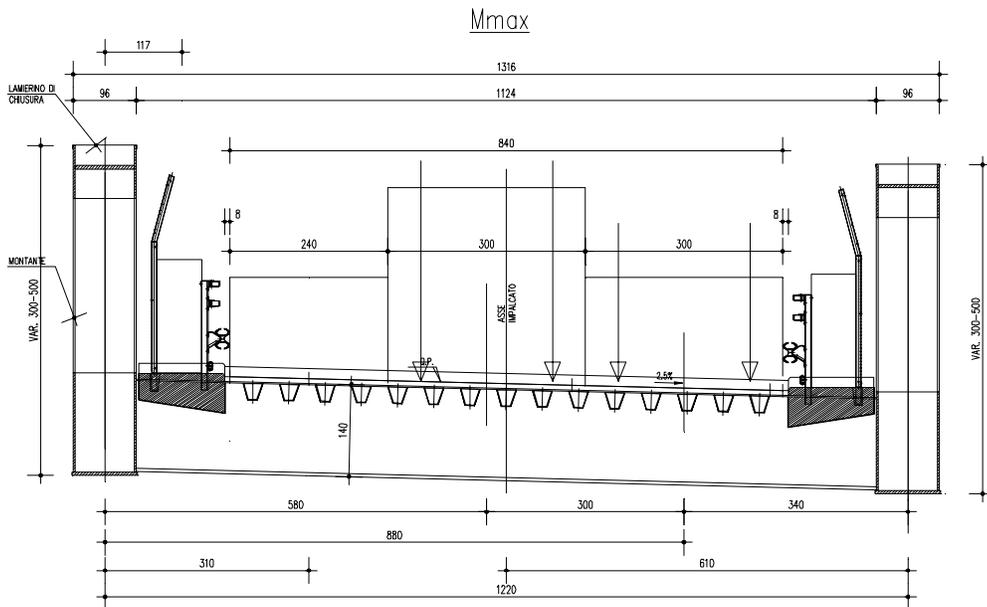


Figura 5.9 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico - Mmax

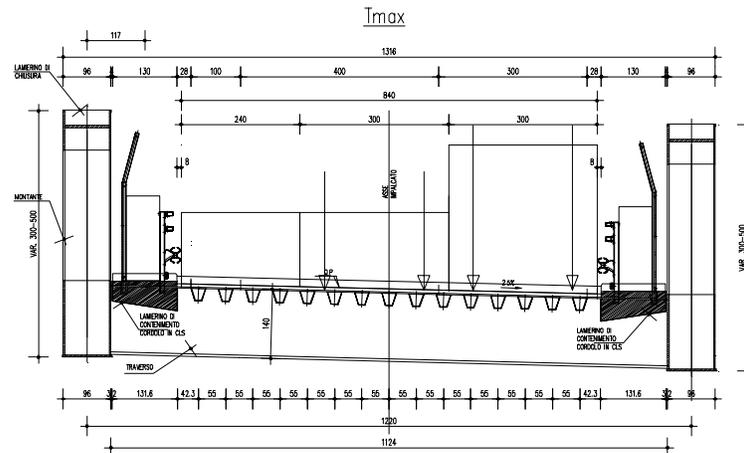


Figura 5.10 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico - Tmax

Il numero massimo di colonne di carico corrisponde a 2: la restante parte di impalcato verra caricata con un carico distribuito di 2.50 kN/mq, come prescritto dalla normativa.

Ai fini delle travi cassonate il peso dei "tandem" si considera come concentrato in mezzeria per il momento flettente presso un appoggio per il taglio, pertanto:

Effetto tandem Q (600, 400 kN) viste le geometri trasversali:

$$Q = 600 * [(10.30 - 1.50)/12.20] + 400 * [(10.30-4.50)/12.20] = 432.8 + 190.2 = 443.0 \text{ kN}$$

Effetti carichi ripartiti (q_{mob})

Colonna 1	$9.00 \times 3.00 \times (10.30-1.50)/12.20 =$	19.47	kN/m
Colonna 2	$2.50 \times 3.00 \times (10.30-4.50)/12.20 =$	3.57	kN/m
Rimanente	$2.50 \times 2.40 \times (10.30-7.20)/12.20 =$	1.52	kN/m
Cordolo 1	$2.50 \times 0.75 \times (11.03/12.20) =$	1.69	kN/m
Cordolo 2	$2.50 \times 0.75 \times (1.17/12.20) =$	0.18	kN/m
Totale q_{mob}		26.43	kN/m

5.2.3 SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE TRAVI PRINCIPALI

5.2.3.1 Momento in mezzeria

Contributo strutturale e permanente

$$M_{(qT+q1)} = 1/8 * [(33.9 + 17.3) * 61.60^2] = 24285.18 \text{ kNm}$$

Contributi mobili

$$M_{(mob)} = [(443.0 * 61.60)/4] + [1/8*(26.4 * 61.60^2)] = 6822.20 + 11668.27 = 18490.47 \text{ kNm}$$

Complessivamente in mezzeria si ha:

$$M_{max} = 24285.18 + 18490.47 = 42775.65 \text{ kNm}$$

5.2.3.2 Taglio all'appoggio

Contributo strutturale e permanente

$$T_{(qT+q1)} = (33.9 + 17.3) * (61.60/2) = 1576.96 \text{ kN}$$

Contributi mobili

$$T_{(mob)} = 443.00 + (26.43 * 61.60/2) = 1257.05 \text{ kN}$$

Complessivamente all'appoggio

$$T_{max} = 1576.96 + 1257.05 = 2834.01 \text{ kN}$$

5.2.3.3 Taglio al 1° montante

Prudenzialmente si assume una distanza dall'appoggio di 17.60m

(ai fini dei cavi diagonali è prudente assumere tutto il carico in quanto localmente è "appeso")

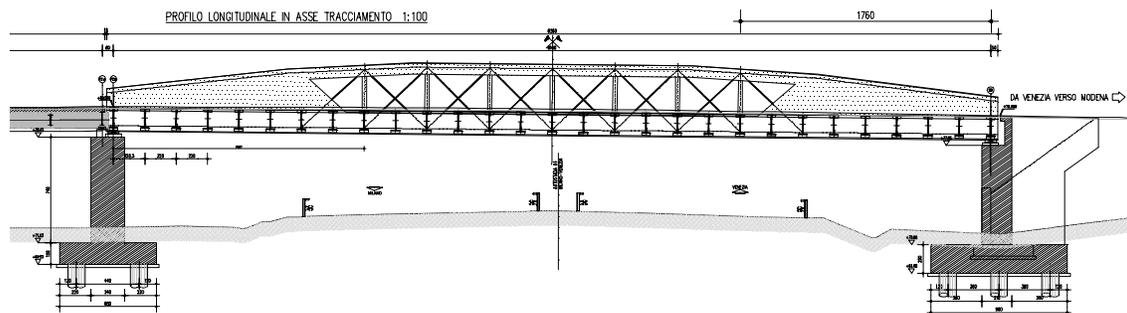


Figura 5.11 Individuazione I° montante

Contributo strutturale e permanente

$$T_{(qT+q)} = [(33.9 + 17.3) * (61.60/2)] - (33.9 + 17.3) * 17.60 = 1576.96 - 901.12 = 675.84 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto "tandem"

$$T_{\text{mob,t}} = 443.0 * [(61.60 - 17.60)/61.60] = 316.43 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti

$$T_{\alpha} = [26.4 * (61.60 - 17.60)] * [(61.60 - 17.60)/2] / 61.60 = 386.57 \text{ kN}$$

Il taglio totale vale:

$$T_T = 675.84 + 316.43 + 386.57 = \mathbf{1378.83 \text{ kN}}$$

Ai fini del calcolo dei tiranti obliqui si assume

$$T^* = 1378.83 + (443.00 - 316.43) = \mathbf{1505.41 \text{ kN}}$$

5.2.4 SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE TRAVERSI

I traverzi sono interessati di 2.20m: la sezione è costante per l'intera struttura e risulta:

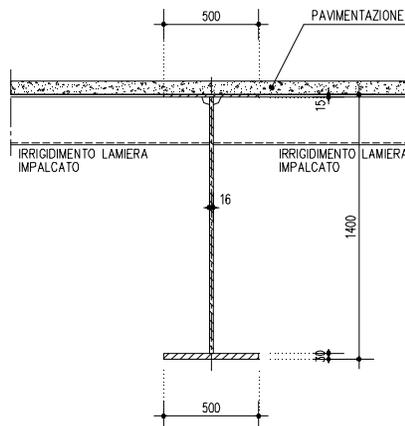


Figura 5.12 Sezione trasversale traverso

5.2.4.1 Momento in mezzeria

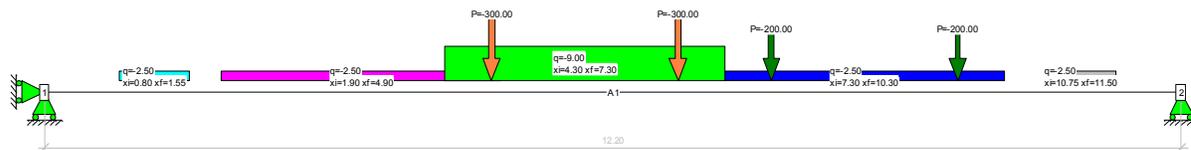
L'onere flessionale dei traverzi va considerato con le corsie più gravose al centro della carreggiata, come indicato nello schema grafico riportato precedentemente.

Ai fini flessionali, riservando verifiche più accurate al progetto "esecutivo" e stante il passo ravvicinato dei traverzi ($i = 2.20 \text{ m}$), si ipotizza che gli effetti dei Tandem interessano almeno due traverzi:

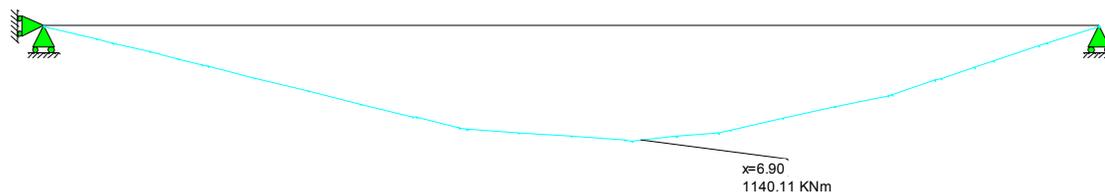
Effetti carichi permanenti e pavimentazione

$$q = (4.50 + 3.00) * 2.20 = 16.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{mezz} = 1/8 * 16.50 * 12.20^2 = 306.92 \text{ kNm}$$

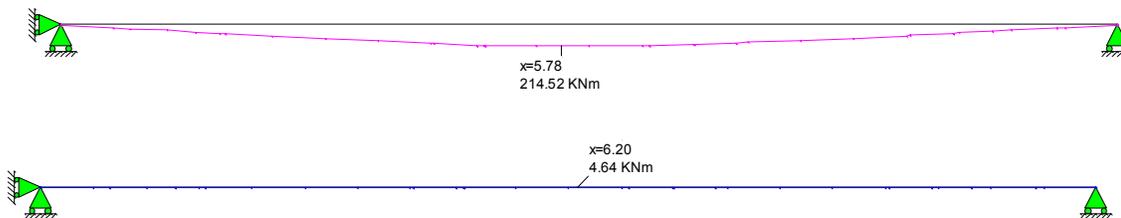


Contributi mobili - effetto "tandem" (si valuta la collaborazione di due traversi)



$$M_{mezz,Q} = 1140.11 \text{ kNm}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti



$$M_{mezz,q} = 214.52 \text{ kNm (distribuiti)}$$

$$M_{mezz,q} = 4.64 \text{ kNm (folla)}$$

Complessivamente

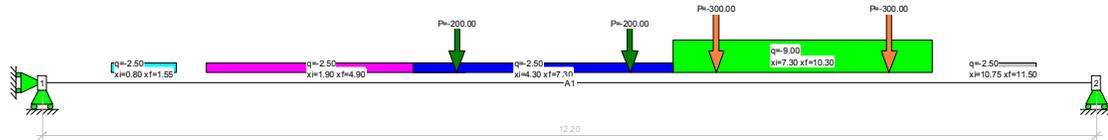
$$M_{max,q} = 306.92 + 1140.11 + 214.52 + 4.64 = 1666.19 \text{ kNm}$$

5.2.4.2 Taglio all'appoggio

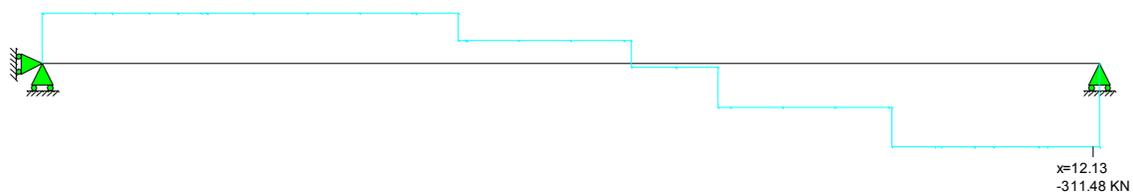
Come risulta dallo schema grafico riportato precedentemente, il carico massimo si ha quando la corsia n.1 è ubicata esternamente, verso il cordolo.

Effetti carichi permanenti e pavimentazione

$$T = [(4.50 + 3.00) * 2.20 * (12.20/2)] = 100.65 \text{ kN}$$

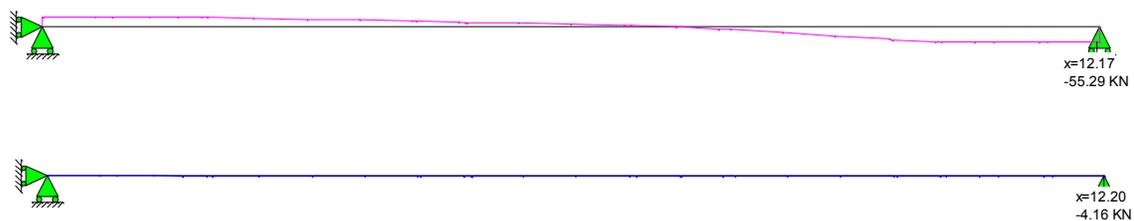


Contributi mobili - effetto "tandem" (si valuta al solito la collaborazione di due traversi)



$$T_{\max,Q} = 311.48 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti



$$T_{\max,q} = 55.29 \text{ kN}$$

$$T_{\max,f} = 4.16 \text{ kN}$$

Complessivamente

$$T_{\max} = 100.65 + 311.48 + 55.29 + 4.16 = 471.58 \text{ kN}$$

5.2.5 VERIFICHE

Si ricorda che le sollecitazioni precedentemente indicate si riferiscono a valori “caratteristici” pertanto saranno ampliate col coefficiente $\gamma = 1.35$, per rientrare nelle verifiche dello stato limite ultimo.

Si riporta il riassunto delle sollecitazioni:

Travi principali

	carichi strutturali + permanenti	carichi accidentali	Totale	g	Totale amplificato
	(G1)	(Q)			
M, mezzeria [kNm]	24285.18	18490.47	42775.65	1.35	57747.13
T, appoggio [N]	1576.96	1257.05	2834.01	1.35	3825.91
T, 1° montante [N]	675.84	703.00	1378.84	1.35	1861.43

Traversi

	carichi strutturali + permanenti	carichi accidentali	Totale	g	Totale amplificato
	(G1)	(Q)			
M, mezzeria [kNm]	306.92	1359.27	1666.19	1.35	2249.36
T, appoggio [N]	100.65	370.93	471.58	1.35	636.63

5.2.5.1 Travi principali cassonate

Stante la composizione dei correnti con particolare riguardo al corrente superiore nella parte tralicciata, l'onere ultimo di sforzo normale stimando il braccio di coppia in cm 430, si ha:

$$N_s = 57747.13 / 4.30 = \mathbf{13429.56 \text{ kN}} \text{ (sforzo sollecitante SLU)}$$

La sezione del corrente superiore, depurata dei fori di passaggio dei cavi GEWI risulta:

$$A = 2 * 80 * 3 + (90 - 6 * 8) * 5 = 690 \text{ cm}^2$$

cui corrisponde uno sforzo ultimo resistente:

$$N_r = 69000 * 338.10 / 1000 = 23328.90 \text{ kN} > N_s$$

Per $t \leq 40 \text{ mm}$:

acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento

$$\rightarrow f_y \geq 355.00 \text{ N/mm}^2$$

Fattore di sicurezza acciaio

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1.05$$

Resistenza di calcolo

$$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0} = 338.10 \text{ N/mm}^2$$

5.2.5.2 Cavi diagonali nelle travi cassonate

Il primo ordine di cavi obliqui ($\cong 45^\circ$) è soggetto ad una forza di trazione la cui componente verticale è il taglio corrispondente al primo montante ($T_i=1505.41$ kN).

Pertanto $N = 1505.41 * 1.41 = 2122.63$ kN (valore caratteristico)

$$N_s = 2122.63 * 1.35 = 2865.55 \text{ kN}$$

Sono previsti cavi di apprensione tipo GEWI di diametro $\phi = 63.5$ mm, da cui un'area pari a:

$$A = 3167 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0,1k} = 555 \text{ N/mm}^2$$

Da cui un valore resistente pari a:

$$N_r = (555/1.05) * 3167 * 3 = 5021.96 \text{ kN} > N_s$$

5.2.5.3 Traversi

La massima sollecitazione flessionale risulta:

Massima flessione $M_s = 2249.36$ kNm (momento sollecitante SLU)

Si considera un'ala superiore collaborante di larghezza 100 cm, da cui:

$$J = 1490000 \text{ cm}^4 \quad W_i = 22737 \text{ cm}^3 \quad W_s = 23100 \text{ cm}^3$$

Al lembo inferiore:

$$f_d = 2249.36 * 10^6 / (22737 * 10^3) = 98.92 \text{ N/mm}^2 < 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Al lembo superiore

$$f_d = 4956.13 * 10^6 / (23100 * 10^3) = 97.37 \text{ N/mm}^2 < 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Per $t \leq 40$ mm:

acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento

→ $f_y \geq$

355.00 N/mm²

Fattore di sicurezza acciaio

→ $\gamma_{M0} =$

1.05

Resistenza di calcolo

→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$

338.10 N/mm²

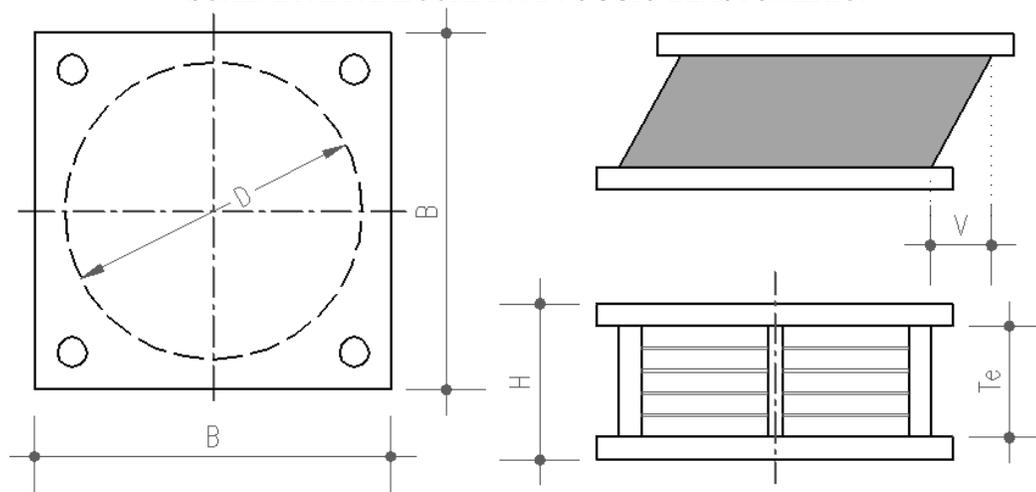
6 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

6.1 CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO – SPALLE E PILA 2

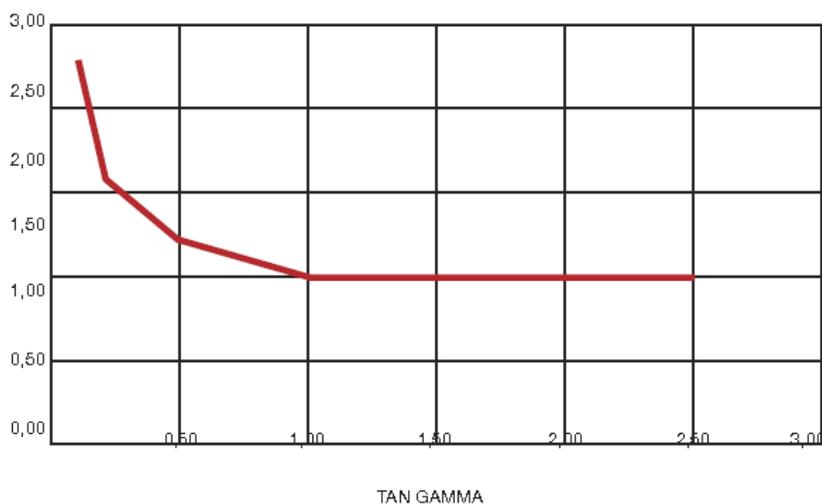
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta “ALGA” precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive: gli appoggi della spalle si diversificano da spalla SA a spalla SB.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



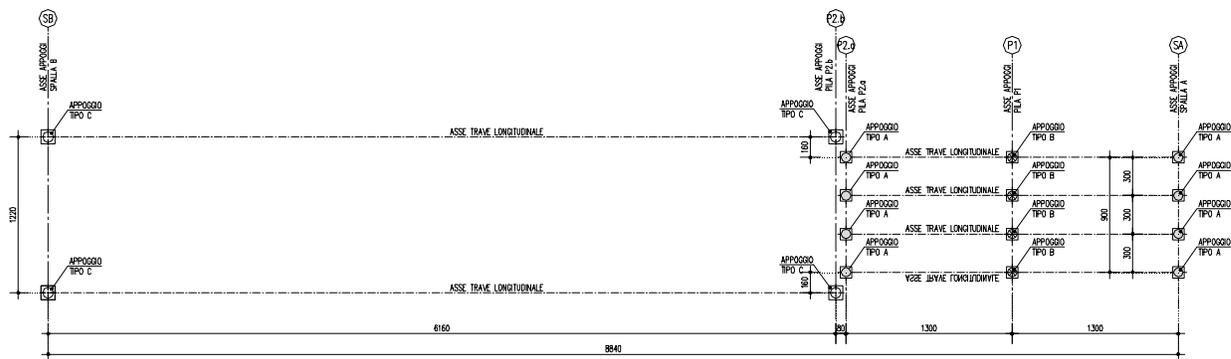
CURVA G/γ



Variazione relativa della rigidità in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>		Mescola / Compound			
		Normale nd <i>/ Normal nd</i>	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / <i>Corresponding Isolator</i>		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elatomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:



Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo

CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO SPALLE

SA - PILA P2a

HDN350 B400 Z300

Geometrical DATA		Technical DATA				
		HDN $\xi=10\%$ - G = 0.8 Mpa				
te	H	S _{max}	V _{max}	V _{sism}	K _r	K _v
[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]
84	198	170	2000	1050	0.92	985

PILA P2b - SB

HDH500 B550 Z410

Geometrical DATA		Technical DATA				
		HDH $\xi=16\%$ - G = 1.4 Mpa				
te	H	S _{max}	V _{max}	V _{sism}	K _r	K _v
[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]
120	265	240	7400	4000	2.29	2165

APPOGGI TIPO A



APPOGGI TIPO C



DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA	
Tipo di appoggio	HDN D350
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	150 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0.10
Diametro gamma (\emptyset)	350 mm
Altezza totale (H)	198 mm
Piastra di base (Z)	400 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.0 MPa

DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA	
Tipo di appoggio	HDH D500
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	200 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0.16
Diametro gamma (\emptyset)	500 mm
Altezza totale (H)	265 mm
Piastra di base (Z)	550 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB - HDN

Durezza	Resistenza a rottura	Allungamento a rottura	Modulo G (scorrimento 100%)	Smorzamento viscoso equivalente
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
60 ± 3	20	600	0.8	10

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB - HDH

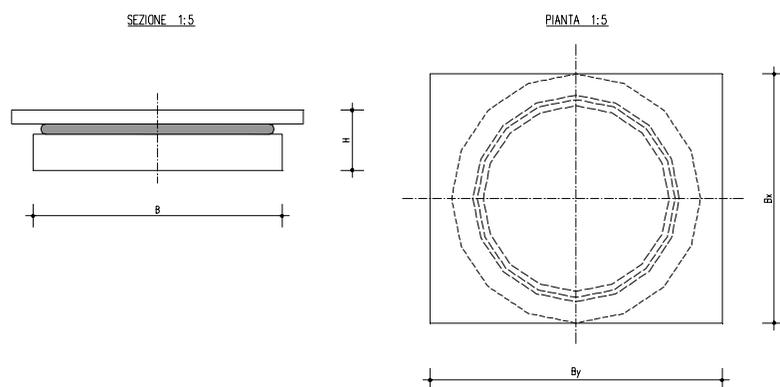
Durezza	Resistenza a rottura	Allungamento a rottura	Modulo G (scorrimento 100%)	Smorzamento viscoso equivalente
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

6.2 CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO PILA P1

Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi metallici a disco elastomerico tipo ALGAPOT-PNm della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

APPOGGI MOBILI MULTIDIREZIONALI



Angolo di rotazione = $\pm 10\%$

Pressione media sotto piastra $\leq 20 \text{ N/mm}^2$

B_x è determinato dall'escursione trasversale $e_x = \pm 1 \text{ cm}$

B_y è determinato dall'escursione longitudinale $e_y = \pm 2,5 \text{ cm}$ Per valori di e_y maggiori utilizzare la seguente formula:

$B_y = B + 2e_y$

TIPO DI APPOGGIO

Portata kN	$B=B_x$ mm	B_y mm	H mm
2000	360	410	80

6.3 VALUTAZIONE SISMICA

Gli apparecchi di appoggio impiegati nel presente viadotto sono influenzati dall'azione sismica: per ogni singolo dispositivo si è individuate il periodo proprio e lo spettro elastico valutato dai parametri sismici dello spettro di collasso di seguito riportato.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.290 g
F_0	2.383
T_C	0.289 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.096 s
T_C	0.289 s
T_D	2.760 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.290
T_B	0.096	0.691
T_C	0.289	0.691
	0.407	0.492
	0.525	0.381
	0.642	0.312
	0.760	0.263
	0.878	0.228
	0.995	0.201
	1.113	0.180
	1.231	0.163
	1.348	0.148
	1.466	0.137
	1.584	0.126
	1.701	0.118
	1.819	0.110
	1.937	0.103
	2.054	0.097
	2.172	0.092
	2.290	0.087
	2.407	0.083
	2.525	0.079
	2.643	0.076
T_D	2.760	0.073
	2.819	0.069
	2.878	0.067
	2.938	0.064
	2.997	0.062
	3.056	0.059
	3.115	0.058
	3.174	0.058
	3.233	0.058
	3.292	0.058
	3.351	0.058
	3.410	0.058
	3.469	0.058
	3.528	0.058
	3.587	0.058
	3.646	0.058
	3.705	0.058
	3.764	0.058
	3.823	0.058
	3.882	0.058
	3.941	0.058
	4.000	0.058

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

6.4 AZIONI SUGLI APPOGGI - SPALLE**6.4.1 SPALLA SA**

N. travi	n = 4
Luce di calcolo	L = 13.00+13.00m
Retrotrave	R = 0.50m
Larghezza impalcato	B = 11.16m

6.4.1.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ	SLU
Peso proprio struttura (G_1)	37.73 kN	1.35	50.94 kN
Peso proprio soletta (G_1)	94.33 kN	1.35	127.35 kN
Carichi permanenti (G_2)	46.17 kN	1.5	69.25 kN
Carichi mobili (Q)	440.60 kN	1.35	594.81 kN
TOTALE	618.83 kN		842.35 kN

6.4.1.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.10 = 10\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.816$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{\text{sis}} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} (\text{HDN}) = 0.8 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidità degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidità del singolo appoggio} = 0.92 \text{ kN/mm}$$

$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 4 * 2 = 7.36 \text{ kN/mm}$

Il peso complessivo dell'impalcato sarà:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	33.48 kN/m	26.80	897.26 kN
Peso proprio soletta (G_1)	83.70 kN/m	26.80	2243.16 kN
Carichi permanenti (G_2)	40.98 kN/m	26.80	1098.26 kN
TOTALE	158.16 kN/m		4238.69 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(M/K)} = 1.508 \text{ s}$$

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e = 0.1295g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M * S_e \quad \mathbf{549.04 \text{ kN}}$$

Forza sismica sul singolo appoggio

$$F_{\text{sis},i} = \quad \mathbf{68.63 \text{ kN}}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = \quad \mathbf{74.60 \text{ mm}} \quad < \quad S_{\text{max}}$$

$$\gamma_{\text{sis,calc}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = \quad \mathbf{88.81\%} \quad < \quad \gamma_{\text{sis}}$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

6.4.2 SPALLA SB

N. travi	n = 2
Luce di calcolo	L = 61.60m
Retrotrave	R = 0.50m
Larghezza impalcato	B = 11.16m

6.4.2.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE		γ	SLU	
Peso proprio struttura (G_1)	1060.29	kN	1.35	1431.39	kN
Carichi permanenti (G_2)	536.48	kN	1.5	804.71	kN
Carichi mobili (Q)	1270.26	kN	1.35	1714.85	kN
TOTALE	2867.02	kN		3950.95	kN

6.4.2.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.690$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{\text{sis}} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidità degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidità del singolo appoggio} = 2.29 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidità totale degli appoggi} = K_i * 2 * 2 = 9.16 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G ₁)	67.75 kN/m	62.60	4241.15 kN
Peso proprio soletta (G ₁)	kN/m	62.60	0.00 kN
Carichi permanenti (G ₂)	34.50 kN/m	62.60	2159.70 kN
TOTALE	102.25 kN/m		6400.85 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(M/K)} = 1.661 \text{ s}$$

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e = 0.1175g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M * S_e \quad \mathbf{752.22} \quad \text{kN}$$

Forza sismica sul singolo appoggio

$$F_{\text{sis},i} = \quad \mathbf{188.05} \quad \text{kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = \quad \mathbf{82.12} \quad \text{mm} \quad < \quad S_{\text{max}}$$

$$\gamma_{\text{sis,calc}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = \quad \mathbf{68.43\%} \quad < \quad \gamma_{\text{sis}}$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

6.5 AZIONI SUGLI APPOGGI – PILE

6.5.1 PILA P1

N. travi $n = 4$
Luce di calcolo $L = 13.00+13.00\text{m}$
Larghezza impalcato $B = 11.16\text{m}$

6.5.1.1 Carichi statici

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ	SLU
Peso proprio struttura (G_1)	125.78 kN	1.35	169.80 kN
Peso proprio soletta (G_1)	314.44 kN	1.35	424.49 kN
Carichi permanenti (G_2)	153.89 kN	1.5	230.83 kN
Carichi mobili (Q)	712.02 kN	1.35	961.23 kN
TOTALE	1306.12 kN		1786.35 kN

Portata Vort. Load KN	B=Bx mm	By mm	H mm
2000	360	410	80

6.5.2 PILA P2A

N. travi $n = 4$
Luce di calcolo carichi statici $L = 13.00\text{m}$
Luce di calcolo carichi sismici $L = 13.00+13.00\text{m}$
Retrotrave $R = 0.40\text{m}$
Larghezza impalcato $B = 11.16\text{m}$

6.5.2.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ	SLU
Peso proprio struttura (G_1)	37.73 kN	1.35	50.94 kN
Peso proprio soletta (G_1)	94.33 kN	1.35	127.35 kN
Carichi permanenti (G_2)	46.17 kN	1.5	69.25 kN
Carichi mobili (Q)	440.60 kN	1.35	594.81 kN
TOTALE	618.83 kN		842.35 kN

6.5.2.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.10 = 10\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.816$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{\text{sis}} = 100\% \Rightarrow G_{100\%}(\text{HDN}) = 0.8 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidità degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidità del singolo appoggio} = 0.92 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidità totale degli appoggi} = K_i * 4 * 2 = 7.36 \text{ kN/mm}$$

Il peso totale dell'impalcato sarà:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	33.48 kN/m	26.80	897.26 kN
Peso proprio soletta (G_1)	83.70 kN/m	26.80	2243.16 kN
Carichi permanenti (G_2)	40.98 kN/m	26.80	1098.26 kN
TOTALE	158.16 kN/m		4238.69 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{M/K} = 1.508 \text{ s}$$

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e = 0.1295g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e \quad \mathbf{549.04} \quad \text{kN}$$

Forza sismica sul singolo appoggio

$$F_{\text{sis},i} = \quad \mathbf{68.63} \quad \text{kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = \quad \mathbf{74.60} \quad \text{mm} \quad < \quad S_{\text{max}}$$

$$\gamma_{\text{sis,calc}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = \quad \mathbf{88.81\%} \quad < \quad \gamma_{\text{sis}}$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

6.5.3 PILA P2B

N. travi	n = 2
Luce di calcolo	L = 61.60m
Retrotrave	R = 0.50m
Larghezza impalcato	B = 11.16m

6.5.3.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE		γ	SLU	
Peso proprio struttura (G_1)	1060.29	kN	1.35	1431.39	kN
Carichi permanenti (G_2)	536.48	kN	1.5	804.71	kN
Carichi mobili (Q)	1270.26	kN	1.35	1714.85	kN
TOTALE	2867.02	kN		3950.95	kN

6.5.3.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.690$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{\text{sis}} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidità degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidità del singolo appoggio} = 2.29 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidità totale degli appoggi} = K_i * 2 * 2 = 9.16 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	67.75 kN/m	62.60	4241.15 kN
Peso proprio soletta (G_1)	kN/m	62.60	0.00 kN
Carichi permanenti (G_2)	34.50 kN/m	62.60	2159.70 kN
TOTALE	102.25 kN/m		6400.85 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{M/K} = 1.661 \text{ s}$$

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e = 0.1175g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M * S_e = \mathbf{752.22 \text{ kN}}$$

Forza sismica sul singolo appoggio

$$F_{\text{sis},i} = \mathbf{188.05 \text{ kN}}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = \mathbf{82.12 \text{ mm}} < S_{\text{max}}$$

$$\gamma_{\text{sis,calc}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = \mathbf{68.43\%} < \gamma_{\text{sis}}$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

7 RELAZIONE DI CALCOLO PILA

Le pile presenti nel viadotto in oggetto si differenziano per la tipologia di vincolamento all'impalcato e di conseguenza anche per la geometria.

7.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata nelle fig.re 7.1, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5 e 7.6.

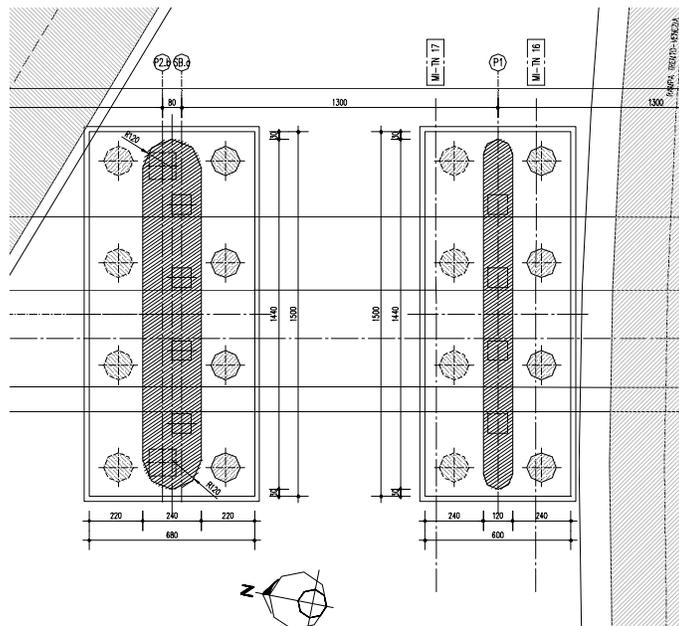


Figura 7.1 Pianta generale delle fondazioni

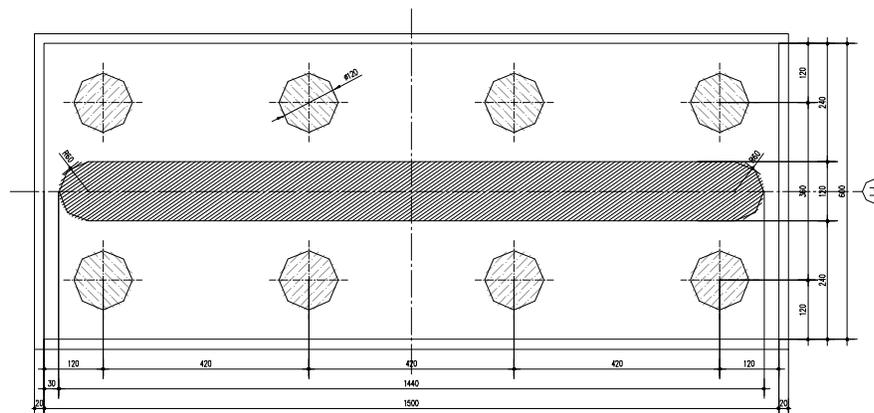


Figura 7.2 Pianta fondazione pila P1

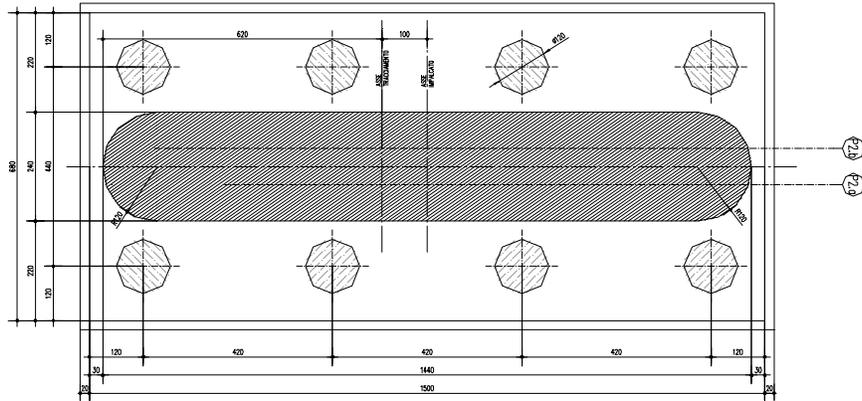


Figura 7.3 Pianta fondazione pila P2

PROSPETTO PILA P1 1:50

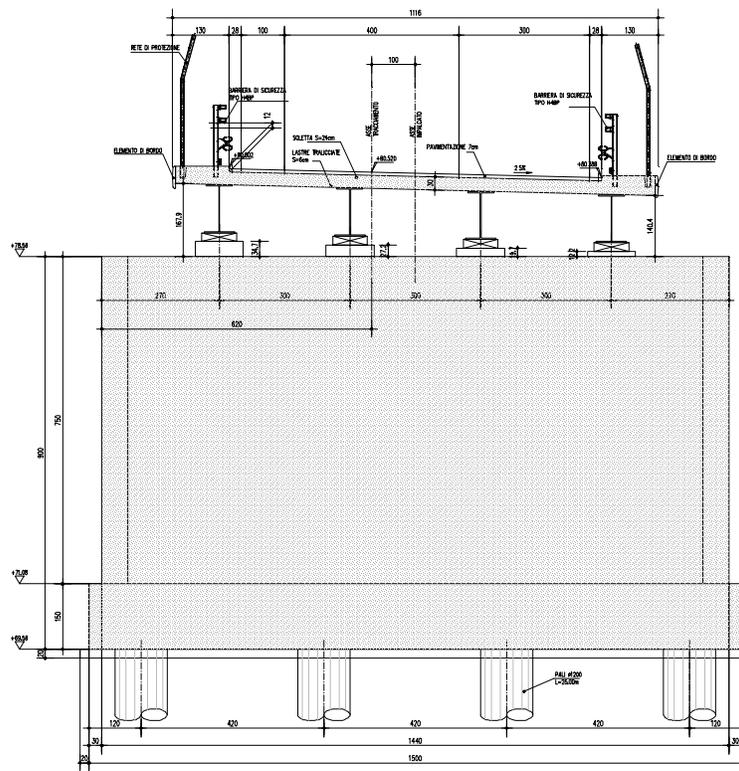


Figura 7.4 Vista frontale in retto pila P1

PROSPETTO PILA P2 1:50

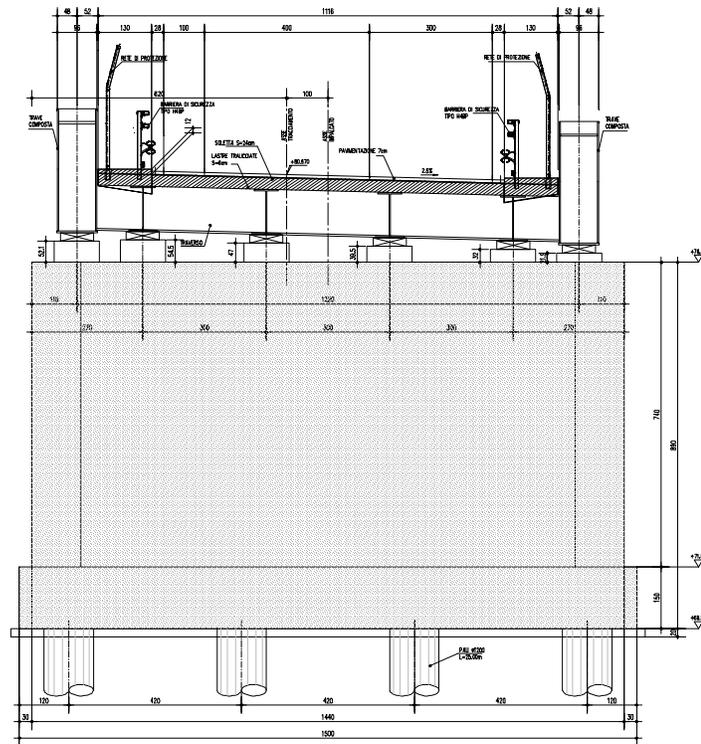


Figura 7.5 Vista frontale in retto pila P2

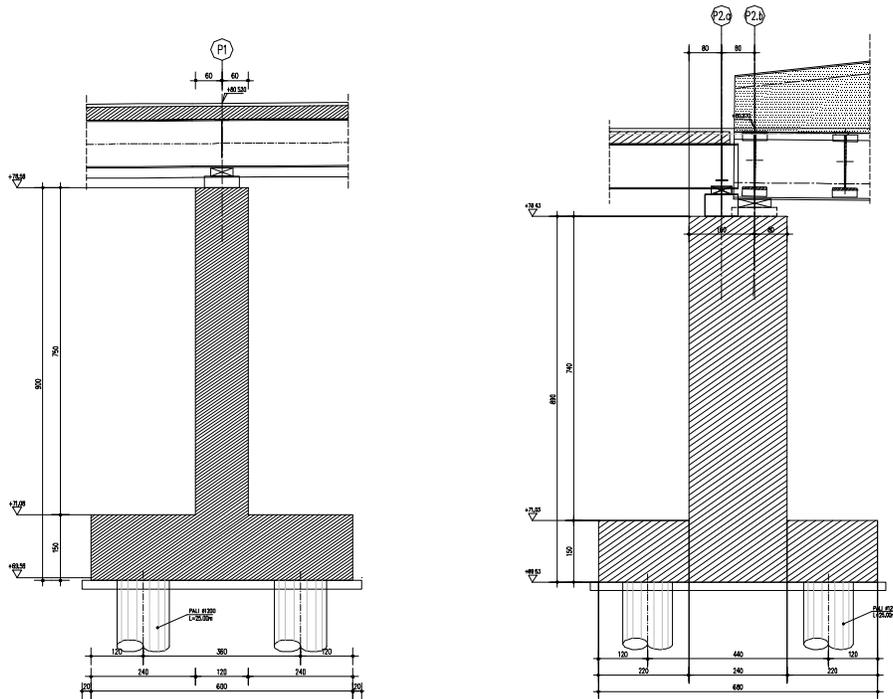


Figura 7.6 Sezione trasversale pile P1 e P2

7.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso ad un modello semplificato di calcolo con l'elaboratore, utilizzando un foglio di excell per identificare le sollecitazioni significative.

Per la valutazione sismica, si è proceduto ad un'analisi statica equivalente, individuando lo spettro di progetto, così come previsto dalla normativa vigente.

Le due tipologie di pile presenti nel viadotto oggetto della presente relazione, si differenziano per il vincolamento all'impalcato e di conseguenza anche per la geometria: in specifico la pila P1 è sede di appoggi multidirezionali (quindi non risente di sollecitazioni orizzontali trasmesse dall'impalcato se non l'attrito degli appoggi stessi), mentre la pila P2 è sede di appoggi isolatori elastomerici che vincolano gli impalcati alla pila stessa: per il motivo sopracitato, si sono individuate due modellazioni separate, una per pila.

7.2.1 DATI PER ANALISI SISMICA

Per il tipo di vincolamento (dispositivi elastomerici) le sottostrutture devono rimanere in campo elastico: le sollecitazioni della pila P1 derivano soltanto le azioni inerziali della pila stessa e della terra imbarcata, mentre le sollecitazioni della pila P2 oltre a quelle indicate per la pila P1 si devono considerare anche le sollecitazioni sismiche trasmesse dai dispositivi.

Le verifiche sismiche delle pile da ponte, possono essere eseguite applicando l'azione sismica indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, mentre la componente sismica verticale si può trascurare, essendo il ponte in zona 3.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Lo *SLV* della sottostruttura e della sovrastruttura deve essere verificato con i valori di γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate.

Coem indicato nel § 7.10.6.2.1., gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura; in caso contrario, essi devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto

delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno ag. La combinazione delle sollecitazioni può essere effettuata mediante la regola della radice quadrata della somma dei quadrati.

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q=1,50$ combinati con le altre azioni secondo le regole del § 3.2.4.: a favore di sicurezza si è applicato lo spettro elastico ($q=1.0$).

7.3 PILA P1

7.3.1 ELENCO DATI

7.3.1.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla pila.

Larghezza carreggiata	8.56 m
Larghezza pavimentazione	8.56 m
Larghezza cordolo 1	1.30 m
Larghezza cordolo 2	1.30 m
Spessore medio soletta	0.30 m
Spessore massimo soletta	0.30 m
Spessore minimo soletta	0.30 m
Spessore pavimentazione	0.07 m
Pendenza trasversale	0.28 m
Spessore medio cordoli	0.12 m
Altezza travi	1.10 m
Peso travi in acciaio	3.00 kN/m ²
Altezza baggioli	0.23 m
Altezza appoggi	0.10 m
Interasse pile minimo	13.00 m
Lunghezza di afferenza alla pila	16.25 m
Lunghezza totale impalcato	27.00 m
Peso pavimentazione	3.00 kN/m ²
Peso della singola barriera	2.00 kN/m
Peso del singolo elemento di bordo	2.00 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	1.00 kN/m
Reazione 1° colonna di carico imposto	1660.25 kN
Eccentricità carichi accidentali imposta	1.86 m
Numero dei dispositivi di appoggio	4.00
Somma delle rigidzze di tutti i dispositivi sulla pila	0.00 kN/m
Somma delle rigidzze di tutti i dispositivi dell'impalcato	0.00 kN/m
Superficie esposta al vento ponte scarico imposta	0.00 m ²
Superficie esposta al vento ponte carico imposta	0.00 m ²
Azione attrito imposta	12.60 kN

7.3.1.2 Dati per analisi sismica

Quota baricentro impalcato da intradosso travi	1.05 m
Zona sismica	3.00

Categoria suolo	A
Coefficiente di importanza	1.00

7.3.1.3 Dati generali della pila

Di seguito si elencano i dati relativi alla pila utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali.

DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	7.50 m
Area della sezione della pila alla base	17.28 m ²
Larghezza di pila investita dal vento in dir. trasversale	1.20 m
Area della sezione del baggiolo	0.64 m ²
Quota baricentro fusto+pulvino da base fusto	3.75 m
Peso proprio pulvino+baggioli imposto	15.01 kN
Momento d'inerzia fusto longitudinale	2.07 m ⁴
Momento d'inerzia fusto trasversale	298.60 m ⁴
Rck calcestruzzo pila	40.00 N/mm ²

DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	6.00 m
Larghezza platea	15.00 m
Spessore platea	1.50 m

DATI RELATIVI AL TERRENO

Peso specifico del terreno di ricoprimento	20.00 kN/m
Altezza del terreno di ricoprimento	1.00 m

7.3.1.4 Palificata di fondazione

Il palo è schematizzato come elemento immerso in suolo elastico alla Winkler: le caratteristiche del terreno inducono ad assumere una costante elastico pari a:

$$k_w = 0.03 \text{ N/mm}^3$$

Geometria Della Palificata

diametro pali =	120 cm
numero totale pali =	8
numero pali attivi longitudinalmente =	8
numero pali attivi trasversalmente =	8

7.3.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

7.3.2.1 Azioni trasmesse dall'impalcato

7.3.2.1.1 Pesì permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	33.48 kN/m
Peso soletta	83.70 kN/m
Peso pavimentazione	25.68 kN/m
Peso dei cordoli	7.80 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3.75 kN/m
Peso elementi di bordo	4.00 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	<u>2.00 kN/m</u>
Peso permanente lineare assunto	161.00 kN/m

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	5313.00 kN
Peso afferente alla pila	3220.00 kN

7.3.2.1.2 Carichi mobili

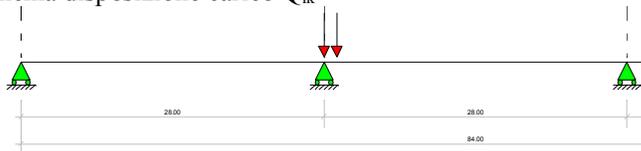
Secondo quanto disposto dalla normativa vigente (cap.5 DM 14.01.2008), la disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti come già indicato nel capitol 5.2 (impalcato), per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

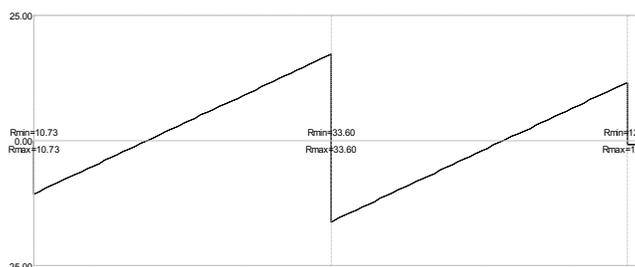
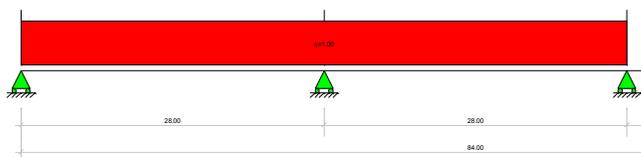
La valutazione dei carichi accidentali è stata effettuata con una distribuzione alla Courbon, in cui le colonne dei carichi mobili sono state disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si specifica che i carichi "tandem" sono stati ubicati con un asse sull'allineamento degli appoggi, e l'altro asse a 1.20m (come prescritto da normativa); i carichi distribuiti sono stati applicati alla luce di calcolo di afferenza della pila amplificati di un coefficiente di afferenza per le travi continue su più appoggi (vedasi schema).

Non si considera il carico della folla poiché sull'impalcato non sono presenti i marciapiedi.

Schema disposizione carico Q_{ik}



Diagrammi per individuazione del coefficiente di afferenza ξ



$$\xi = 33.6/28.0 = 1.25$$

Accidentale pila

Larghezza carreggiata	8.56	m
		m
Larghezza cordolo dx + ingombro onda	1.30	m
Larghezza cordolo sx + ingombro onda	1.30	m
$L_{c,sx} =$	13.00	m
$L_{c,dx} =$	13.00	m
Interasse Travi	3.00	m
Sbalzo dx	1.08	m
Sbalzo sx	1.08	m
Numero Travi	4	

Tandem

Q_{1k}	300	kN
Q_{2k}	200	kN
Q_{3k}	100	kN

Numero colonne di carico 2

Distribuito

q_{1k}	9.00	kN/m
q_{2k}	2.50	kN/m
q_{nk}	2.50	kN/m
Coefficiente trave continua ξ	1.20	

Il carico totale trasmesso alla pila risulta

Rtot =	1660.25	Kn
Mtot	3081.12	kNm
etot =	1.86	M

7.3.2.1.3 Azioni orizzontali longitudinali

Azione di frenamento

L'azione di frenamento non ha influenza sulle pile essendo attrezzate con appoggi mobili.

Azione di attrito

Data la tipologia di vincolo scorrevole si considera che alla pila venga trasmessa l'azione dovuta all'attrito proporzionale alla reazione dei pesi permanenti.

Azione dell'attrito (trasmessa in presenza di appoggi scorrevoli) 12.60 kN

L'azione di attrito è agente a quota appoggi.

7.3.2.1.4 Azioni orizzontali trasversali - Vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * C_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

ca è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

Data la presenza di appoggi multidirezionale, non è presente l'effetto del vento dell'impalcato sulla pila, ma soltanto la pressione cinetica sul fusto della pila stessa.

7.3.2.1.5 Azioni orizzontali trasversali - Centrifuga

Poichè il ponte è in rettilineo non è presente la forza centrifuga.

7.3.2.2 Azioni relative alla pila

AZIONE DEL VENTO

Superficie investita dal vento in direzione trasversale	9.00 m ²
Azione del vento	22.50 kN
Applicata a quota da base fusto	3.75 m

AZIONI RELATIVE ALL'ELEVAZIONE

Peso proprio fusto	3240.00 kN
Peso proprio pulvino	<u>15.01 kN</u>
Peso totale elevazione	3255.01 kN

AZIONI RELATIVE ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Peso proprio della platea	3375.00 kN
Peso del terreno di ricoprimento	<u>1454.40 kN</u>
Peso totale fondazione	4829.40 kN

AZIONI ECCEZZIONALI – URTI

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.
Per il ponte in oggetto non si deve tener conto di tale condizione di carico essendo il fusto della pila posizionato ad una distanza superiore alla minima richiesta

7.3.3 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

L'opera viene progettata ai sensi del DM 14.01.2008, inerente la nuova normativa e classificazione sismica del territorio nazionale; coerentemente con il contenuto del succitato DM le verifiche vengono condotte secondo il criterio semi-probabilistico agli stati limite.

Come anticipato nel capitolo 2.1, essendo una struttura realizzata con dispositivi dissipativi, si è applicato un fattore di struttura $q_0=1.0$ (spettro elastico) per il dimensionamento della sottostruttura (fusto pila, platea, pali).

Le azioni sismiche sono calcolate mediante l'analisi statica equivalente utilizzando gli accelerogrammi compatibili con lo spettro di elastico agenti separatamente nelle tre direzioni principali (x, y, z), e successivamente combinati secondo quanto prescritto dalla normativa.

Al fine della verifica delle strutture di fondazione, essendo applicata la gerarchia delle resistenze, si considera la combinazione di carico con lo spettro elastico (fattore di struttura $q=1.0$).

Lo studio dei pali in condizioni sismiche, seguendo l'approccio 1, prevede:

combinazione 1 (Struttura): A1+M1+R1
combinazione 2 (Geotecnica): A2+M1+R2

Dove però i coefficienti γ_a di amplificazione dei carichi devono essere posti = 1; esiste quindi un'unica combinazione di carico.

Le masse che intervengono per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sono:

fusto pila
fondazione pila
terreno imbarcato
pali

7.3.3.1 Azioni sismiche

Si opera ai sensi del DM 14.01.2008. In base alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale il comune ricade in zona 3.

Le azioni sismiche di seguito riportate sono ottenute applicando lo spettro (di progetto o elastico, in funzione dell'elemento verificato) della zona considerata, in specifico Verona.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **A** info $S_g = 1.000$
 Categoria topografica: **T1** info $C_c = 1.000$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h : quota s.d.o., H : altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **si** info

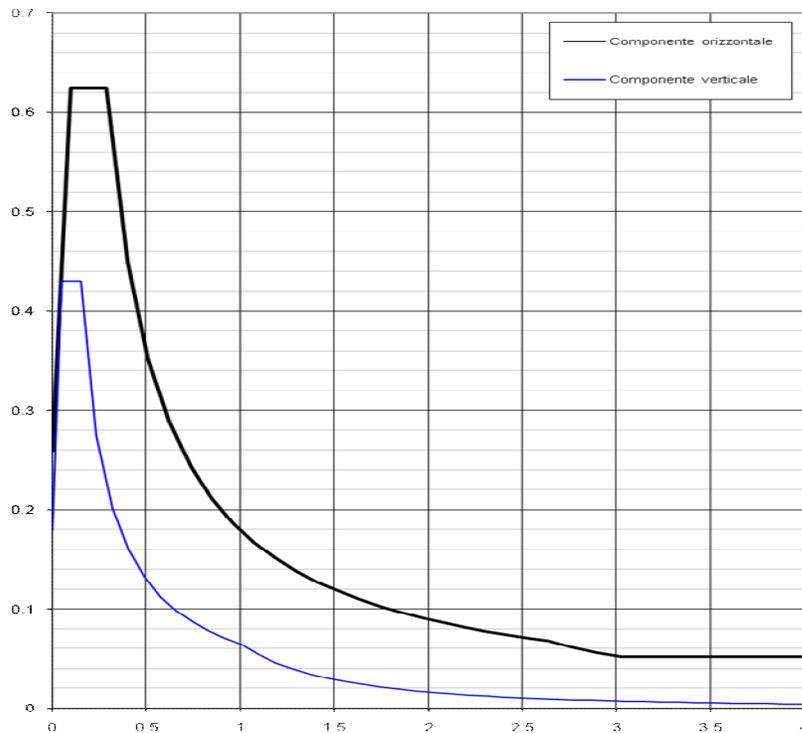
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite, $q_0 = 1.0$:



7.3.3.2 Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, il suolo può essere inquadrato nella categoria di tipo "A".

7.3.3.3 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Essendo la pila attrezzata con appoggi multi direzionali, l'impalcato non trasmette nessuna sollecitazione sismica.

7.3.3.4 Azioni sismiche trasmesse dalla pila

Di seguito si riporta l'analisi statica equivalente relativa alla pila.

Peso elevazione pila	3255.01 kN
Massa pila	331.81 kNs ² /m
Modulo di elasticità della pila	36049.97 N/mm ²

DIREZIONE LONGITUDINALE

Rigidezza traslazionale della pila	531578.37 kN/m
Periodo della pila	0.16 sec
Ordinata dello spettro di risposta della pila	0.00 g
Forza trasmessa in direzione longitudinale dalla pila	2011.59 kN

DIREZIONE TRASVERSALE

Rigidezza traslazionale della pila	76547285.09 kN/m
Periodo della pila	0.01 sec
Ordinata dello spettro di risposta della pila	0.00 g
Forza trasmessa in direzione trasversale dalla pila	999.29 kN

7.3.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

Il DM del 14/01/2008 individua le seguenti combinazioni di azioni.

Stati limite ultimo

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

Stati limite ultimo per geotecnica pali

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

Stati limite di esercizio

2) SLE - Combinazione caratteristica rara ($G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$)

Stati limite di esercizio: fessurazione

3) SLE - Combinazione frequente ($G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}^*Q_{k2} + \psi_{23}^*Q_{k3} +$)

4) SLE - Quasi Permanente ($G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}^*Q_{k2} + \psi_{23}^*Q_{k3} +$)

Stati limite ultimo - Sisma

5) SLE - Combinazione sismica ($E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$)

Stati limite ultimo - Eccezionale

6) SLU - Combinazione eccezionale ($G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}^*Q_{k2} + \psi_{23}^*Q_{k3} + \dots$)

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate nelle condizioni di esercizio e sismiche.

		g1,g2	Q1 (traffico)	q1 (traffico)	q3 (fren)	q4 (centr)	q5 (vento scar)	q5 (vento car)	q6 (sisma L)	q6 (sisma T)	q7 (parass)	q9 (urto)
STR SLU_A1	U1a	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00
	U1b	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00
	U2a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.72	0.00
	U2b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.72	0.00
	U3a	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U3b	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U4a	1.00	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U4b	1.35	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U5a	1.00	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U5b	1.35	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
U6a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.20	0.00	
U6b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.20	0.00	
GEO SLU_A2	U1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	U2	1.00	0.86	0.46	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.60	0.00
	U3	1.00	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
	U4	1.00	0.86	0.46	1.15	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
	U5	1.00	0.86	0.46	0.00	1.15	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
	U6	1.00	0.86	0.46	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	1.00	0.00
SLE	A1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	A2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	A3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A4	1.00	0.75	0.40	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A5	1.00	0.75	0.40	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A6	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00
	F1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
	F2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
	F3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	QP	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
SISMA	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00	0.00
ECCEZIONALE	E1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00

7.3.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si specifica che nella presente relazione viene riportato il dimensionamento della sola Pila n.1, in quanto la Pila n.2 è analoga in geometria e condizioni di carico.

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate nel capitolo 1: di seguito si riportano le sollecitazioni significative per il dimensionamento, ed in specifico quelle relative alle combinazioni:

1A) Stato limite ultimo - STR

1B) Stato limite ultimo - GEO

5) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

7.3.5.1 Sollecitazioni fusto pila

ELENCO CARICHI ELEMENTARI A BASE FUSTO

Condizione elementare		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
Peso proprio elevazione pila	g	3255.01				
Vento su pila	q5			84.38		22.50
Urto di veicoli in svio	q9		0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni aggiuntive	q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni sismiche long. alla base del fusto	q6l		7543.48		2011.59	
Azioni sismiche trasv. alla base del fusto	q6t			3747.33		999.29
Azioni aggiuntive						
Peso permanente	g	3220.00				
Accidentali	q1+q2	1660.25		3088.07		
Frenatura	q3		0.00		0.00	
Azione centrifuga	q4			0.00		0.00
Vento su impalcato carico	q5			0.03		0.00
Vento su impalcato scarico	q5			0.03		0.00
Azione di attrito	q7		97.45		12.60	
Azione elastica	q7		0.00			0.00
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l		0.00		0.00	
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t			0.00		0.00

AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO					
Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
U1a	6475.01	70.17	126.91	9.07	33.79
U1b	8741.26	70.17	126.91	9.07	33.79
U2a	8156.01	70.17	3253.61	9.07	33.79
U2b	10422.26	70.17	3253.61	9.07	33.79
U3a	8716.35	70.17	4245.05	9.07	20.27
U3b	10982.60	70.17	4245.05	9.07	20.27
U4a	8156.01	70.17	3202.83	9.07	20.27
U4b	10422.26	70.17	3202.83	9.07	20.27
U5a	8156.01	70.17	3202.83	9.07	20.27
U5b	10422.26	70.17	3202.83	9.07	20.27
U6a	8156.01	116.95	3202.83	15.12	20.27
U6b	10422.26	116.95	3202.83	15.12	20.27
S1	6475.01	7543.48	1124.20	2011.59	299.79
S2	6475.01	2263.04	3747.33	603.48	999.29

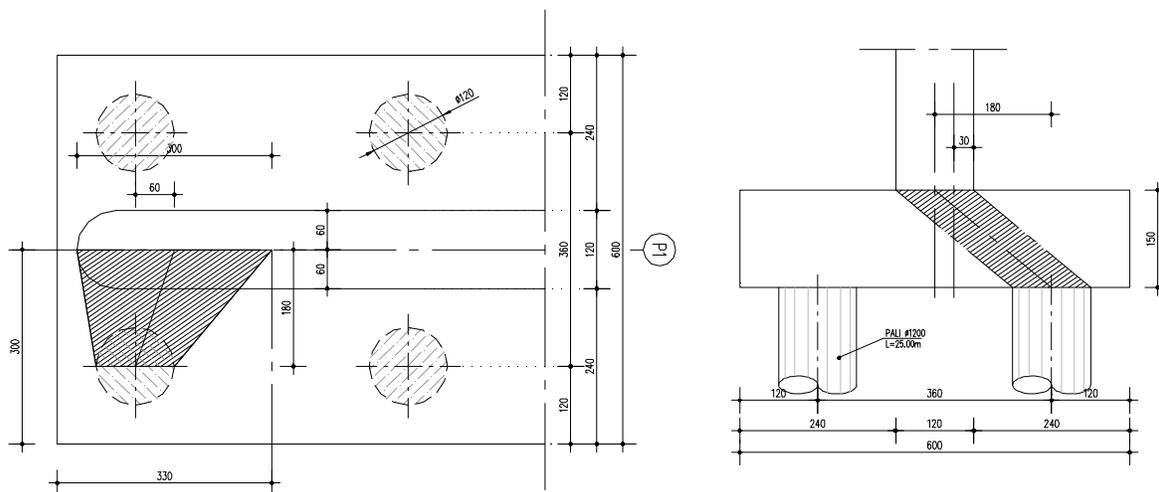
7.3.5.2 Sollecitazioni pulvino

La tipologia della pila in oggetto non presenta in sommità l'elemento strutturale "Pulvino"

7.3.5.3 Sollecitazioni platea

Per le geometrie presenti, la platea risulta comportarsi come un element tozzo. le sollecitazioni per la verifica sono quelle trasmesse dalla palificata decurtate del carico di afferenza soprastante (peso proprio platea e terreno imbarcato).

Per il palo di bordo (più gravoso) risulta:



$$A_f \text{ (area afferenza)} = 3.00 \times 3.30 = 9.90 \text{ m}^2$$

Peso plinto 445.5 kN

Peso Terreno 188.1 kN

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
U1a	1425.21	791.61
U1b	1919.78	1286.18
U2a	1747.00	1113.40
U2b	2241.57	1607.97
U3a	1851.73	1218.13
U3b	2346.30	1712.70
U4a	1744.47	1110.87
U4b	2239.03	1605.43
U5a	1744.47	1110.87
U5b	2239.03	1605.43
U6a	1748.35	1114.75
U6b	2242.91	1609.31
S1	2202.65	1569.05
S2	1820.44	1186.84

7.3.5.4 Sollecitazioni palificata

ELENCO CARICHI ELEMENTARI AD INTRADOSSO FONDAZIONE

Condizione elementare		<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>	
Peso proprio elevazione pila	PILA	g	3255.01				
Peso fondazione (platea + terreno di ricoprimento)		g	4829.40				
Vento su pila		q5			118.13		22.50
Urto di veicoli in svio		q9		0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni aggiuntive		q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni sismiche long. alla base della fondaz.		q6l		10560.87		2011.59	
Azioni sismiche trasv. alla base della fondaz.		q6t			5246.26		999.29
Azioni aggiuntive							
Peso permanente	IMPALCATO	g	3220.00				
Distorsioni di progetto		e1					
Accidentali		Q1					
Accidentali		q1	1660.25		3088.07		
Frenatura		q3		0.00		0.00	
Azione centrifuga		q4			0.00		0.00
Vento su impalcato carico		q5			0.03		0.00
Vento su impalcato scarico		q5			1499.80		139.75
Azione di attrito		q7		116.35		12.60	
Azione elastica		q7		0.00		0.00	
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l		0.00		0.00		
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t			0.00		0.00	

7.3.5.4.1 Struttura pali

1A) Stato limite ultimo; 5.2) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

Combinazione di carico	<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>	<i>Qmax (kN)</i>	<i>Qmin (kN)</i>	<i>Qmed (kN)</i>	<i>Hmax (kN)</i>	<i>Mmax (kNm)</i>
U1a	11304.41	83.78	2426.88	9.07	243.38	1505.54	1320.56	1413.05	30.44	66.09
U1b	15260.95	83.78	2426.88	9.07	243.38	2000.11	1815.13	1907.62	30.44	66.09
U2a	12985.41	83.78	3303.90	9.07	33.75	1746.99	1499.36	1623.18	4.37	9.49
U2b	16941.95	83.78	3303.90	9.07	33.75	2241.56	1993.93	2117.74	4.37	9.49
U3a	13545.75	83.78	4275.23	9.07	20.25	1851.72	1534.71	1693.22	2.77	6.02
U3b	17502.29	83.78	4275.23	9.07	20.25	2346.29	2029.28	2187.79	2.77	6.02
U4a	12985.41	83.78	3233.00	9.07	20.25	1744.46	1501.89	1623.18	2.77	6.02
U4b	16941.95	83.78	3233.00	9.07	20.25	2239.03	1996.46	2117.74	2.77	6.02
S1	11304.41	10560.87	1573.88	2011.59	299.79	2202.65	623.45	1413.05	254.23	551.94
S2	11304.41	3168.26	5246.26	603.48	999.29	1820.44	1005.67	1413.05	145.92	316.81

7.3.5.4.2 Portanza pali

U) Stato limite ultimo

S) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

Combinazione di carico	<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>	<i>Qmax (kN)</i>	<i>Qmin (kN)</i>	<i>Qmed (kN)</i>	<i>Hmax (kN)</i>	<i>Mmax (kNm)</i>
U1	11304.41	69.81	2103.30	7.56	210.93	1493.02	1333.09	1413.05	26.38	57.28
U2	12736.37	69.81	2817.06	7.56	29.25	1697.50	1486.59	1592.05	3.78	8.20
U3	13213.70	69.81	3643.44	7.56	17.55	1786.68	1516.74	1651.71	2.39	5.19
U4	12736.37	69.81	2755.62	7.56	17.55	1695.31	1488.78	1592.05	2.39	5.19
U5	12736.37	69.81	2755.62	7.56	17.55	1695.31	1488.78	1592.05	2.39	5.19
U6	12736.37	116.35	2755.62	12.60	17.55	1698.54	1485.55	1592.05	2.70	5.86
S1	11304.41	10560.87	1573.88	2011.59	299.79	2202.65	623.45	1413.05	254.23	551.94
S2	11304.41	3168.26	5246.26	603.48	999.29	1820.44	1005.67	1413.05	145.92	316.81

7.3.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

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 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio
- 2) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
 Presso-Flessione
 Taglio

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche degli elementi strutturali di cui sono state calcolate le sollecitazioni di verifica nei paragrafi precedenti.

Sono state condotte verifiche agli stati limite ultimi e verifiche in condizioni sismiche; nel caso in oggetto il ponte non è dotato di un sistema di vincolamento di isolamento sismico, per questo la struttura dovrà essere progettata in condizioni sismiche applicando le regole di gerarchia delle resistenze, come meglio specificato in altre parti della presente relazione. Nelle zone “non critiche” sono state eseguite verifiche tensionali tali da dimostrare che il materiale mantiene un comportamento di tipo sostanzialmente elastico anche quando è soggetto all'azione sismica allo stato limite ultimo.

Per ogni elemento strutturale si riporta la sollecitazione massima in una direzione con le restanti sollecitazioni associate:

- N_{max}/N_{min} con M e T associate
- M_{max}/M_{min} con N e T associate (sia in x, sia in y)
- T_{max}/T_{min} con N e M associate

7.3.6.1 Fusto della pila

Caratteristiche geometriche della sezione

Sezione piena

Larghezza sezione in direzione trasversale: 1.20 m

Larghezza sezione in direzione longitudinale: 14.40 m

Armatura verticale:

1 ϕ 20/20"

$$c = 50 + 16 + 20/2 = 76.0\text{mm}$$

Armatura orizzontale:

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16/2 = 58.0\text{mm}$$

7.3.6.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche a presso-flessione vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 1A) - Presso-Flessione deviata

Si effettua la verifica a Rottura

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-300345.50	-0.0035 (sez)	18427.49	0.01 (arm)
Mx	-117059.40	0.01 (arm)	117061.30	0.01 (arm)
My	-9621.94	0.01 (arm)	9637.81	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto

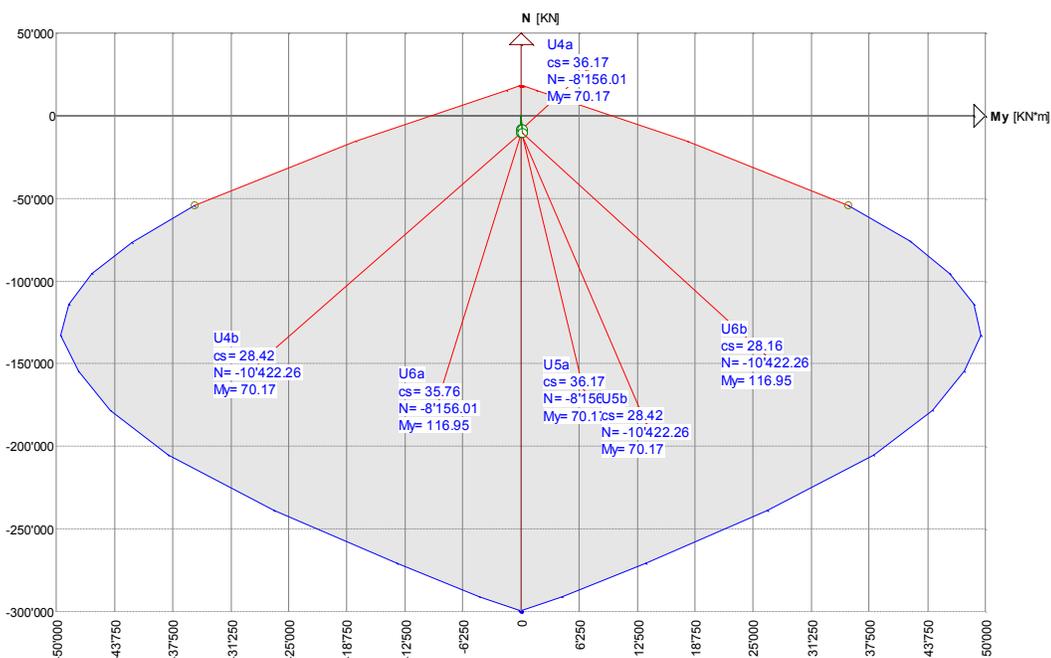
Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	U1a	-6475.01	0.00	0.00	126.91	70.17
2	U1b	-8741.26	0.00	0.00	126.91	70.17
3	U2a	-8156.01	0.00	0.00	3253.61	70.17
4	U2b	-10422.26	0.00	0.00	3253.61	70.17
5	U3a	-8716.35	0.00	0.00	4245.05	70.17
6	U3b	-10982.60	0.00	0.00	4245.05	70.17
7	U4a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	70.17
8	U4b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	70.17
9	U5a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	70.17
10	U5b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	70.17
11	U6a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	116.95
12	U6b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	116.95

Verifica

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	45.3374	sezione
2	33.7822	sezione
3	34.2198	sezione
4	27.2119	sezione
5	31.5091	sezione
6	25.4874	sezione
7	34.2590	sezione
8	27.2356	sezione
9	34.2590	sezione
10	27.2356	sezione
11	34.1319	sezione
12	27.1791	sezione

Dominio

Mx costante= 3'202.83 [KN*m]



La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 1a) - Taglio

Si effettua la verifica a taglio ultimo: le sollecitazioni massime di taglio (con Nmin associato) risultano:

AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO			
Combinazione di carico	N (kN)	Tl (kN)	Tt (kN)
U1a	6475.01	9.07	33.79
U6a	8156.01	15.12	20.27

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, per le sezioni non armate a taglio si ha:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

A favore di sicurezza si trascura la componente di compressione

Verifica direzione longitudinale

V_{Ed}	15.21	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	14400	mm	larghezza della sezione resistente
h	1200	mm	
d	1120	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 71d20$	222.94	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.4226		<2
v_{min}	0.3422		<input type="checkbox"/>
	985.72	kN	
	5518.63	kN	
V_{rd}	5518.63	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica direzione trasversale

V_{Ed}	33.79	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	1200	mm	larghezza della sezione resistente
h	14400	mm	
d	14320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sI} = 5D20$	15.7	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2 f_{cd}
k	1.1182		<2
V_{min}	0.2385		<input type="checkbox"/>
	333.78	kN	
	4097.59	kN	
V_{rd}	4097.59	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.6.1.2 Verifiche in condizioni sismiche

Assecondando il criterio di gerarchia delle resistenze, si effettua la verifica tensionale del fusto, facendo rimanere la sezione in campo elastico.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 5.1) - Presso-Flessione deviata

Sollecitazioni di progetto

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-6475.01	0.00	0.00	1124.20	7543.48
2	-6475.01	0.00	0.00	3747.33	2263.04

Verifica

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.68	0.00	187.60	-46.96
2	-1.19	0.00	7.37	-15.83

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 5.1) – Taglio

La sollecitazione massima risulta

AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO			
Combinazione di carico	N (kN)	Tl (kN)	Tt (kN)
S1	6475.01	2011.59	299.79
S2	6475.01	603.48	999.29

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, per le sezioni non armate a taglio si ha:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Verifica direzione longitudinale

V_{Ed}	2011.69	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	14400	mm	larghezza della sezione resistente
h	1200	mm	
d	1120	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{s1} = 71d20$	222.94	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.4226		<2
v_{min}	0.3422		□
	985.72	kN	
	5518.63	kN	
V_{Rd}	4414.90	kN	Verificata

Verifica direzione trasversale

V_{Ed}	999.29	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	

$\gamma_c =$	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	1200	mm	larghezza della sezione resistente
h	14400	mm	
d	14320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 5D20$	15.7	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.1182		<2
V_{min}	0.2385		<input type="checkbox"/>
	333.78	kN	
	4097.59	kN	
V_{rd}	3278.07	kN	Verificata

7.3.6.2 VERIFICHE DEL PULVINO

La tipologia della pila in oggetto non presenta in sommità l'elemento strutturale "Pulvino".

7.3.6.3 PLATEA DI FONDAZIONE

In riferimento ai dati riportati nel paragrafo relativo le sollecitazioni platea, si riportano le verifiche relative.

La sollecitazione massima risulta

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
U6b	2242.91	1609.31
S1	2202.65	1569.05

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza sezione: 1.80 m

2-2) Armatura direzione longitudinale

Estradosso

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16 + 1.6/2 = 74.0\text{mm}$$

1-1) Armatura direzione trasversale

Estradosso

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16/2 = 58.0\text{mm}$$

Intradosso

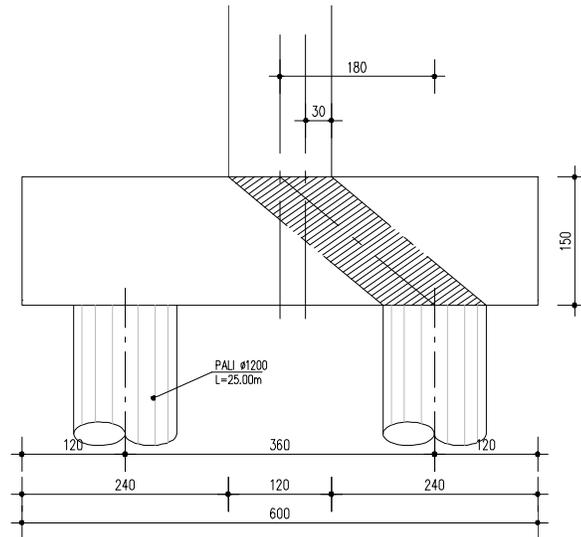
1 ϕ 20/20" + 1 ϕ 20/40"

$$c = 50 + 25 + 25/2 = 87.5\text{mm}$$

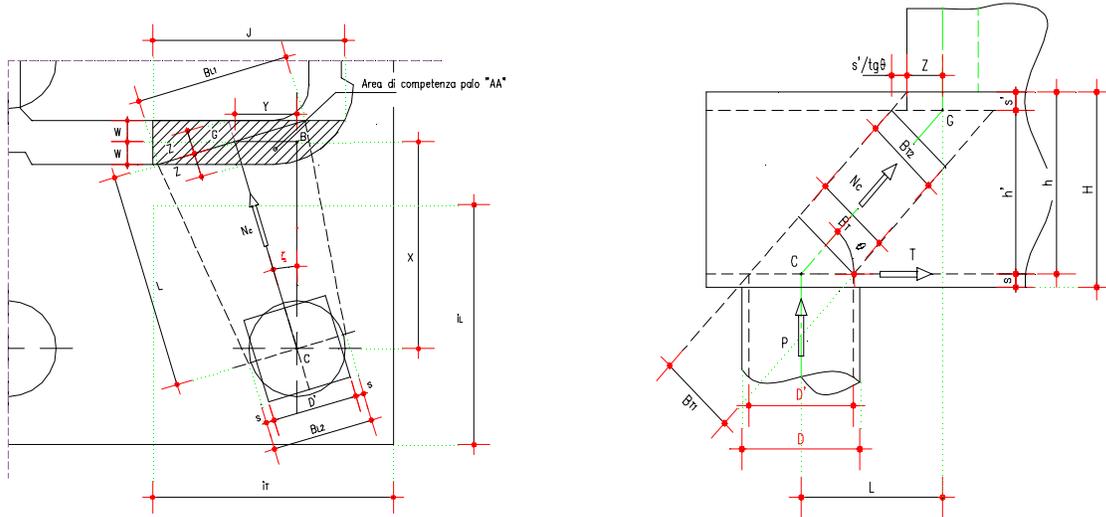
Intradosso

1 ϕ 20/20"

$$c = 50 + 25/2 = 62.5\text{mm}$$



Per le caratteristiche geometriche della sezione in oggetto si imposta la verifica come “sezione Tozza”: si individua quindi la biella compressa che dal centro del palo si attesta ad $\frac{1}{4}$ della sezione del fusto, secondo lo schema riportato nel grafico seguente.



Verifica plinto di fondazione con il "metodo delle bielle"

Pila P1: Palo di bordo tipo "A"

Dati geometrici

Distanza trasversale baricentro G dell' area "AA" di competenza palo / palo:	Y =	0.600	[m]
Distanza longitudinale baricentro "G" dell' area "AA" di competenza palo / palo:	X =	1.800	[m]
Larghezza area "AA":	J =	3.000	[m]
Angolo tra la direzione longitudinale e quella della biella tesa:	$\zeta = \arctg (Y / X) =$	18.435	[°]
Distanza palo / baricentro G:	$L = X / \cos \zeta =$	1.897	[m]
Distanza longitudinale baricentro G / bordo area "AA":	W =	0.600	[m]
Distanza, lungo la direzione della biella tesa, baricentro G / bordo area "AA":	$Z = W / \cos \zeta =$	0.632	[m]
Diametro palo:	D =	1.20	[m]
Lato sezione quadrata equivalente:	$D' = D / 2 * \sqrt{\pi} =$	1.06	[m]
Spessore plinto di fondazione:	H =	1.50	[m]
Copri ferro baricentro armatura tesa:	s =	10	[cm]
Altezza utile plinto:	h = H - s =	1.40	[m]
Braccio del tirante:	h' = 0.85 * h =	1.19	[m]
Altezza utile plinto - braccio del tirante:	s' = h - h' = 0.15 * h =	0.21	[m]
Angolo di inclinazione della direzione del puntone rispetto all'orizzontale:	$\theta = \arctg (h' / L) =$	32.10	[°]

Area sezione biella compressa

Base in direzione trasversale: $B_T = \min [B_{T1}; B_{T2}]$		0.565	[m]
con:			
$B_{T1} = D' * \sin \theta =$		0.565	[m]
$B_{T2} = 2 * (Z + s' / \tan \theta) * \sin \theta =$		1.028	[m]
Base in direzione longitudinale: $B_L = \min [B_{L1}; B_{L2}]$		1.263	[m]
con:			
$B_{L1} = 2 * Z / \tan \zeta, \text{ se } \zeta \neq 0; B_{L1} = J, \text{ se } \zeta = 0$		3.795	[m]
$B_{L2} = D' + 2 * s =$		1.263	[m]

Armatura

Larghezza di influenza in direzione trasversale: $i_T =$		3.300	[m]
Armatura in direzione longitudinale: $A_{aL} = (1\phi_{20}/20 + 1\phi_{20}/40) * i_T =$		77.715	[cm2]
Larghezza di influenza in direzione longitudinale: $i_L =$		3.000	[m]
Armatura in direzione trasversale: $A_{aT} = (1\phi_{20}/20) * i_L =$		47.1	[cm2]

7.3.6.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" siano inferiori ai valori di rottura indicati dalla normativa.

b) Condizioni di esercizio

Carico sul palo: $P =$		1609.31	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{ce} = P / \sin\theta =$		3028.84	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_e = N_{ce} * \cos\theta =$		2565.93	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Le} = T_e * \cos\zeta =$		2434.25	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Te} = T_e * \sin\zeta =$		811.42	[kN]
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{ae} = T_{Le} / A_{aL} =$		313.23	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Le} =$		360.00	[N/mm ²]
In direzione trasversale: $\sigma_{ae} = T_{Te} / A_{aT} =$		172.28	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Te} =$		360.00	[N/mm ²]
Verifica a compressione del puntone [$N_c = \max(N_{cs}, N_{ce}, N_{cr})$]			
$\sigma_c = N_c / (B_T * B_L) =$		4.24	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$		15.00	[N/mm ²]

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.6.3.2 Verifiche in condizioni sismiche

Le verifiche vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" siano inferiori allo stato limite tensionale indicato dalla normativa per la condizione rara (resistenza a compressione della biella compressa, resistenza a trazione dell'armatura tesa).

S effettua la verifica in campo elastico come prescritto dalla normativa

a) Condizioni sismiche

Carico sul palo: $P =$		1569.05	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{cs} = P / \sin\theta =$		2953.06	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_s = N_{cs} * \cos\theta =$		2501.73	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Ls} = T_s * \cos\zeta =$		2373.35	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Ts} = T_s * \sin\zeta =$		791.12	[kN]
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{as} = T_{Ls} / A_{aL} =$		305.39	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Ls} =$		360.00	[N/mm ²]
In direzione trasversale: $\sigma_{as} = T_{Ts} / A_{aT} =$		167.97	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Ts} =$		360.00	[N/mm ²]
Verifica a compressione del puntone [$N_c = \max(N_{cs}, N_{ce}, N_{cr})$]			
$\sigma_c = N_c / (B_T * B_L) =$		4.24	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$		15.00	[N/mm ²]

Tali tensioni sono minori rispetto a quelle di limite elastico dunque la verifica è soddisfatta.

7.3.6.3.3 Verifica di punzonamento della platea

Si esegue la verifica di punzonamento della platea per effetto dell'azione assiale ultima trasmessa dal palo più sollecitato.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F_d = 0.5 * u * h * f_{ctd}$$

Il termine “u” è il perimetro ottenuto dal contorno effettivo del palo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della platea.

La sollecitazione massima trasmessa è in condizione sismiche

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
U6b	2242.91	1609.31

VERIFICA A PUNZONAMENTO		
N _{sdu}	1609.31	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
f _{cd}	14.11	N/mm ²
f _{ctd}	1.19	N/mm ²
f _{yd}	391.30	N/mm ²
h	150.00	cm
u	847.80	cm
<input type="checkbox"/>		
F _{Ru}	7590.71	kN
SEZIONE VERIFICATA		

7.3.7 VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

7.3.7.1 Verifica strutturale dei pali

I pali sono soggetti ad un'azione di sforzo normale ed ad un'azione tagliante necessaria ad equilibrare le spinte.

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione nel palo, relative all'azione tagliante applicata in sommità, si segue l'ipotesi di Winkler, assumendo il coefficiente $k = 0.030\text{N/mm}^3$ (valore plausibile per i terreni attraversati) ed ipotizzando che la pur debole coesione degli strati superficiali consenta una risposta 'elastica anche alle quote più alte ove il carico di terra è modesto.

Verifiche in condizioni di esercizio

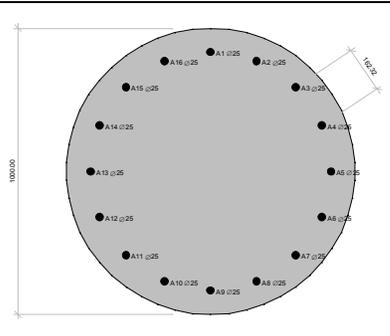
1A) Dominio di rottura

Verifiche in condizioni sismiche

5.2) Verifica tensionale

7.3.7.1.1 Caratteristiche geometriche dei pali

Diametro palo	ϕ_p	= 1200 mm	
Area palo	A_p	= $\pi * \phi_p^2/4$	11310 cm ²
Armatura corrente del palo	A_a	= 16 ϕ 25=	78.5 cm ² > 0.3% A_p
Copriferro	c	= 82 mm	
Lunghezza palo	L	= 20.00 m	



7.3.7.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche a presso-flessione vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 1A) - Presso-Flessione deviata

Si effettua la verifica a Rottura

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-16888.22	-0.0035 (sez)	1966.91	0.01 (arm)
Mx	-908.05	0.01 (arm)	908.05	0.01 (arm)

My	-908.27	0.01 (arm)	908.27	0.01 (arm)
----	---------	------------	--------	------------

Sollecitazioni di progetto

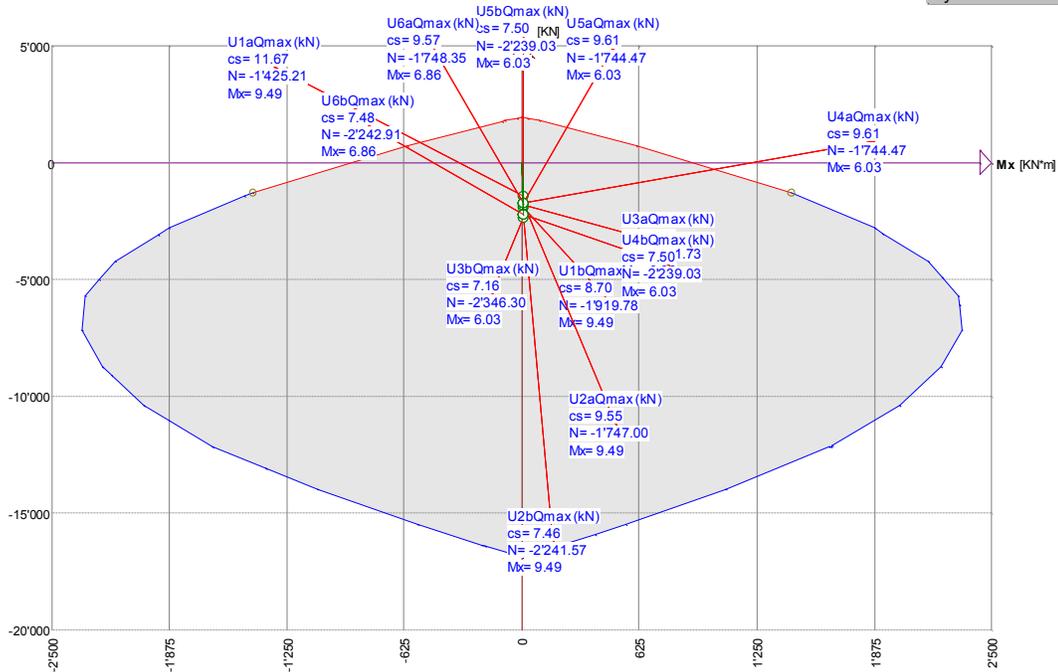
Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	U1aQmax (kN)	-1425.21	0.00	0.00	9.49	0.00
2	U1bQmax (kN)	-1919.78	0.00	0.00	9.49	0.00
3	U2aQmax (kN)	-1747.00	0.00	0.00	9.49	0.00
4	U2bQmax (kN)	-2241.57	0.00	0.00	9.49	0.00
5	U3aQmax (kN)	-1851.73	0.00	0.00	6.03	0.00
6	U3bQmax (kN)	-2346.30	0.00	0.00	6.03	0.00
7	U4aQmax (kN)	-1744.47	0.00	0.00	6.03	0.00
8	U4bQmax (kN)	-2239.03	0.00	0.00	6.03	0.00
9	U5aQmax (kN)	-1744.47	0.00	0.00	6.03	0.00
10	U5bQmax (kN)	-2239.03	0.00	0.00	6.03	0.00
11	U6aQmax (kN)	-1748.35	0.00	0.00	6.86	0.00
12	U6bQmax (kN)	-2242.91	0.00	0.00	6.86	0.00
1	U1aQmin (kN)	-1400.89	0.00	0.00	9.49	0.00
2	U1bQmin (kN)	-1895.46	0.00	0.00	9.49	0.00
3	U2aQmin (kN)	-1499.35	0.00	0.00	9.49	0.00
4	U2bQmin (kN)	-1993.92	0.00	0.00	9.49	0.00
5	U3aQmin (kN)	-1534.71	0.00	0.00	6.03	0.00
6	U3bQmin (kN)	-2029.27	0.00	0.00	6.03	0.00
7	U4aQmin (kN)	-1501.89	0.00	0.00	6.03	0.00
8	U4bQmin (kN)	-1996.45	0.00	0.00	6.03	0.00
9	U5aQmin (kN)	-1501.89	0.00	0.00	6.03	0.00
10	U5bQmin (kN)	-1996.45	0.00	0.00	6.03	0.00
11	U6aQmin (kN)	-1498.01	0.00	0.00	6.86	0.00
12	U6bQmin (kN)	-1992.58	0.00	0.00	6.86	0.00

Verifica

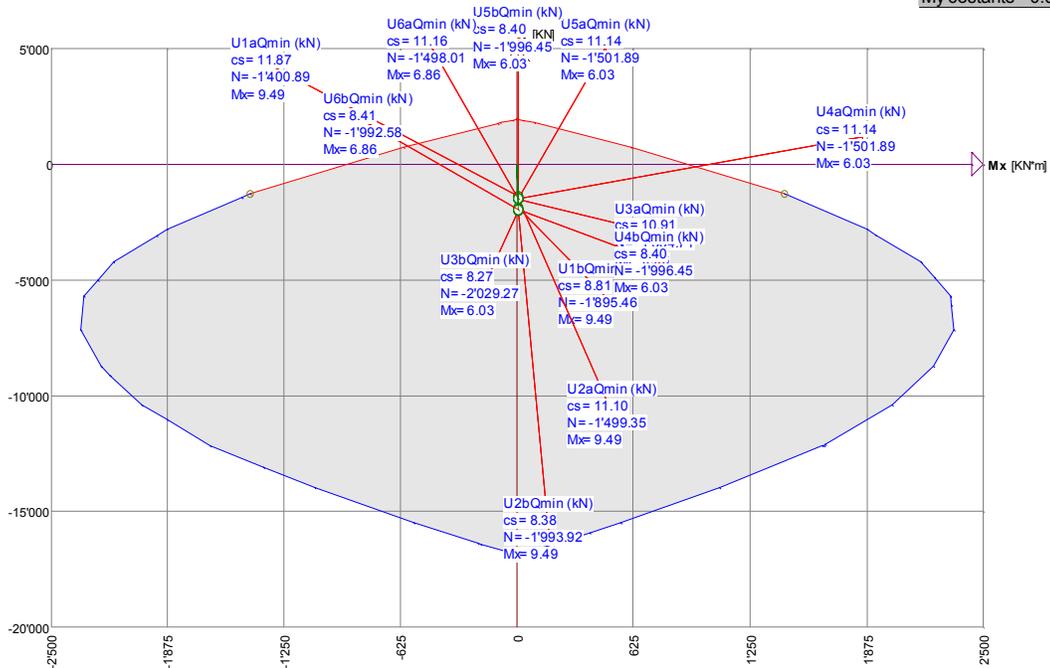
Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	11.6723	sezione
2	8.6995	sezione
3	9.5491	sezione
4	7.4628	sezione
5	9.0543	sezione
6	7.1571	sezione
7	9.6065	sezione
8	7.4978	sezione
9	9.6065	sezione
10	7.4978	sezione
11	9.5749	sezione
12	7.4785	sezione
1	11.8718	sezione
2	8.8098	sezione
3	11.1035	sezione
4	8.3795	sezione
5	10.9076	sezione
6	8.2675	sezione
7	11.1438	sezione
8	8.4025	sezione
9	11.1438	sezione
10	8.4025	sezione
11	11.1582	sezione
12	8.4106	sezione

Dominio

My costante= 0.00 [KN*m]



My costante= 0.00 [KN*m]



La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 1A) - Taglio

Si effettua la verifica a taglio ultimo: le sollecitazioni massime di taglio (con Nmin associato) risultano:

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Hmax (kN)
UIa	1505.54	1320.56	30.44
UIb	2000.11	1815.13	30.44

V_{rd}	=	828.20	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	30.44	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	828.20	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2825.21	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	-1320.46	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale (negativo se di compressione)
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	86.48	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

7.3.7.1.3 Verifiche in condizioni sismiche

Dovendo sottostare alle condizioni di gerarchia delle resistenze, e come prescritto dalla Normativa nel capitolo § 7.2.5 (requisiti strutturali degli elementi di fondazione), è da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo. Si effettuano quindi le verifiche tensionali.

Combinazione 5.2) - Presso-Flessione deviata

Sollecitazioni

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2202.65	0.00	0.00	551.94	0.00
2	-1820.44	0.00	0.00	316.81	0.00
3	-623.45	0.00	0.00	551.94	0.00
4	-1005.67	0.00	0.00	316.81	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min

1	-5.06	0.00	16.91	-68.25
2	-3.23	0.00	-0.82	-44.50
3	-6.69	0.00	182.30	-76.89
4	-2.92	0.00	19.86	-38.48

Combinazione 5.2) – Taglio

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Hmax (kN)
S1	2202.65	623.45	254.23
S2	1820.44	1005.67	145.92

V_{rd}	=	956.39	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio/1.25
V_{ed}	=	254.23	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1195.48	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2141.57	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	-623.45	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale (negativo se di compressione)
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	86.48	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta.

7.4 PILA P2

La pila P2 è sede di due tipologie di appoggi diversificati, n.4 relativi alla campata a via di corsa superiore (P2a, travi in acciaio e soletta collaborante) e n.2 relativi alla campata ad arco (P2b). Si sono quindi implementate le “quote-parte” dei contributi separati delle campate e opportunamente combinate.

7.4.1 ELENCO DATI

I dati relative alla pila P2b sono stati adattati in modo tale che il contributo relativo alla pila ed alla platea venga considerate solo 1 volta (tali dati sono evidenziati con (*)).

7.4.1.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla pila.

P2a

Larghezza carreggiata	8.56 m
Larghezza pavimentazione	8.56 m
Larghezza cordolo 1	1.30 m
Larghezza cordolo 2	1.30 m
Spessore medio soletta	0.30 m
Spessore massimo soletta	0.30 m
Spessore minimo soletta	0.30 m
Spessore pavimentazione	0.07 m
Pendenza trasversale	0.28 m
Spessore medio cordoli	0.12 m
Altezza travi	1.10 m
Peso travi in acciaio	3.00 kN/m ²
Altezza baggioli	0.43 m
Altezza appoggi	0.15 m
Interasse pile minimo	16.00 m
Lunghezza di afferenza alla pila	6.00 m
Lunghezza totale impalcato	32.00 m
Peso pavimentazione	3.00 kN/m ²
Peso della singola barriera	2.00 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	1.00 kN/m
Reazione 1° colonna di carico imposto	104.78 kN
Larghezza colonna folla su cordolo 1	0.75 m
Larghezza colonna folla su cordolo 2	0.75 m
Eccentricità carichi accidentali imposta	2.16 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2.00
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi sulla pila	3680.00 kN/m
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi dell'impalcato	7360.00 kN/m
Superficie esposta al vento ponte scarico imposta	48.00 m ²
Superficie esposta al vento ponte carico imposta	70.40 m ²
Coefficiente di attrito	6.00 %
Coefficiente di dilazione termica	0.00001 °C ⁻¹
Variazione termica per calcolo azione elastica	30.00 °C
Distanza della pila dal baricentro delle rigidezze	16.00 m

P2b

Larghezza carreggiata	8.56 m
Larghezza pavimentazione	8.56 m
Larghezza cordolo 1	1.30 m
Larghezza cordolo 2	1.30 m
Spessore medio soletta	0.10 m
Spessore massimo soletta	0.10 m
Spessore minimo soletta	0.10 m
Spessore pavimentazione	0.07 m
Pendenza trasversale	0.28 m
Spessore medio cordoli	0.12 m
Altezza travi	1.43 m
Peso travi in acciaio	5.93 kN/m ²
Altezza baggioli	0.37 m
Altezza appoggi	0.27 m
Interasse pile minimo	62.60 m
Lunghezza di afferenza alla pila	30.80 m
Lunghezza totale impalcato	61.60 m
Peso pavimentazione	3.00 kN/m ²
Peso della singola barriera	2.00 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	1.00 kN/m
Reazione 1° colonna di carico imposto	2052.86 kN
Larghezza colonna folla su cordolo 1	0.75 m
Larghezza colonna folla su cordolo 2	0.75 m
Eccentricità carichi accidentali imposta	1.78 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2.00
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi sulla pila	4580.00 kN/m
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi dell'impalcato	9160.00 kN/m
Superficie esposta al vento ponte scarico imposta	92.40 m ²
Superficie esposta al vento ponte carico imposta	135.52 m ²
Coefficiente di attrito	6.00 %
Coefficiente di dilazione termica	0.00001 °C ⁻¹
Variazione termica per calcolo azione elastica	30.00 °C
Distanza della pila dal baricentro delle rigidezze	30.80 m

7.4.1.2 Dati per analisi sismica

P2a

Quota baricentro impalcato da intradosso travi	1.05 m
Zona sismica	3.00
Categoria suolo	A
Coefficiente di importanza	1.00

P2b

Quota baricentro impalcato da intradosso travi	1.50 m
Zona sismica	3.00
Categoria suolo	A
Coefficiente di importanza	1.00

7.4.1.3 Dati generali della pila

Di seguito si elencano i dati relativi alla pila utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali.

P2a

DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	7.40 m
Area della sezione della pila alla base	34.56 m ²
Larghezza di pila investita dal vento in dir. trasversale	2.40 m
Area della sezione del baggiolo	0.64 m ²
Quota baricentro fusto+pulvino da base fusto	3.70 m
Peso proprio pulvino+baggioli imposto	27.81 kN
Momento d'inerzia fusto longitudinale	16.59 m ⁴
Momento d'inerzia fusto trasversale	597.20 m ⁴
Rck calcestruzzo pila	40.00 N/mm ²

DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	6.80 m
Larghezza platea	15.00 m
Spessore platea	1.50 m

DATI RELATIVI AL TERRENO

Peso specifico del terreno di ricoprimento	20.00 kN/m
Altezza del terreno di ricoprimento	1.00 m

P2b

DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	7.40 m
Area della sezione della pila alla base	0.00 m ² (*)
Larghezza di pila investita dal vento in dir. trasversale	0.00 m (*)
Area della sezione del baggiolo	1.21 m ²
Quota baricentro fusto+pulvino da base fusto	3.70 m
Peso proprio pulvino+baggioli imposto	22.39 kN
Momento d'inerzia fusto longitudinale	16.59 m ⁴
Momento d'inerzia fusto trasversale	597.20 m ⁴
Rck calcestruzzo pila	40.00 N/mm ²

DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	6.80 m
Larghezza platea	15.00 m
Spessore platea	0.00 m (*)

DATI RELATIVI AL TERRENO

Peso specifico del terreno di ricoprimento	20.00 kN/m
Altezza del terreno di ricoprimento	0.00 m

7.4.1.4 Palificata di fondazione

Il palo è schematizzato come elemento immerso in suolo elastico alla Winkler: le caratteristiche del terreno inducono ad assumere una costante elastica pari a:

$$k_w = 0.03 \text{ N/mm}^3$$

Geometria Della Palificata

diametro pali =	120 cm
numero totale pali =	8
numero pali attivi longitudinalmente =	8
numero pali attivi trasversalmente =	8

7.4.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

7.4.2.1 Azioni trasmesse dall'impalcato

7.4.2.1.1 Pesi permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

P2a

Peso travi	33.48 kN/m
Peso soletta	83.70 kN/m
Peso pavimentazione	25.68 kN/m
Peso dei cordoli	7.80 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3.70 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	<u>2.00 kN/m</u>
Peso permanente lineare assunto	157.00 kN/m

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	5024.00 kN
Peso afferente alla pila	942.00 kN

P2b

Peso travi	66.22 kN/m
------------	------------

Peso soletta (cordoli)	27.90 kN/m
Peso pavimentazione	25.68 kN/m
Peso dei cordoli (integrazione)	7.80 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3.70 kN/m
Pesi permanenti aggiuntivi	<u>2.00 kN/m</u>
Peso permanente lineare assunto	134.00 kN/m

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	8254.40 kN
Peso afferente alla pila	4127.20 kN

7.4.2.1.2 Carichi mobili

Secondo quanto disposto dalla normativa vigente (cap.5 DM 14.01.2008), la disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti come già indicato nel capitol 5.2 (impalcato), per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

La valutazione dei carichi accidentali è stata effettuata con una distribuzione alla Courbon, in cui le colonne dei carichi mobili sono state disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si specifica che i carichi "tandem" sono stati ubicati con un asse sull'allineamento degli appoggi, e l'altro asse a 1.20m (come prescritto da normativa); i carichi distribuiti sono stati applicati alla luce di calcolo di afferenza della pila amplificati di un coefficiente di afferenza per le travi continue su più appoggi (vedasi schema).

Si è considerato il carico della folla pari a 2.50 kN/mq per una larghezza di 0.75m sui cordoli esterni.

Il carico concentrato (tandem) è stato ubicato sull'appoggio P2b (verso la campata più lunga in modo da considerare la posizione più gravosa per la pila), mentre il carico uniforme è stato distribuito sulle campate di destra e di sinistra in maniera da individuare la condizione più gravosa.

Schema disposizione carichi mobili Q_{ik} , q_{ik} .



P2a

Larghezza carreggiata	8.56	m
		m
Larghezza cordolo dx + ingombro onda	1.30	m
Larghezza cordolo sx + ingombro onda	1.30	m
Lc,sx =	16.00	m
Lc,dx =	16.00	m
Interasse Travi	3.00	m
Sbalzo dx	1.08	m
Sbalzo sx	1.08	m
Numero Travi	4	

Tandem

Q1k	300	kN
Q2k	200	kN
Q3k	100	kN

Numero colonne di carico 2

Distribuito

q _{1k}	9.00	kN/m
q _{2k}	2.50	kN/m
q _{nk}	2.50	kN/m
Coefficiente trave continua ξ	0.38	

Il carico totale trasmesso alla pila risulta

Rtot =	104.78	kN
Mtot	226.75	kNm
etot =	2.16	m

P2b

Accidentale pila

Larghezza carreggiata	8.56	m
		m
Larghezza cordolo dx + ingombro onda	1.30	m
Larghezza cordolo sx + ingombro onda	1.30	m
Lc,sx =	61.60	m
Lc,dx =	0.00	m
Interasse Travi	12.20	m
Sbalzo dx	0.00	m
Sbalzo sx	0.00	m
Numero Travi	2	

Tandem

Q1k	300	kN
Q2k	200	kN
Q3k	100	kN

Numero colonne di carico 2

Distribuito

q _{1k}	9.00	kN/m
q _{2k}	2.50	kN/m
q _{nk}	2.50	kN/m
Coefficiente trave continua ξ	1.00	

Rtot =	2052.86	kN
Mtot	3661.41	kNm
etot =	1.78	m

7.4.2.1.3 Azioni orizzontali longitudinali

P2a

Azione di frenamento

L'azione di frenamento si è applicata all'impalcato più lungo (P2b).

Azione Termica

I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidezza ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni lente corrispondenti alla dilatazione termica dell'impalcato.

L'accorciamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

L_{AB} = distanza tra la pila e il baricentro delle rigidezze degli appoggi

α = coefficiente di dilatazione termica

dT = variazione termica

Di seguito, considerando i valori delle rigidezze orizzontali in condizioni di esercizio dei dispositivi previsti in corrispondenza della pila e la lunghezza dell'impalcato interessato da una variazione termica di 25°C, viene calcolata l'azione orizzontale conseguente alla suddetta deformazione termica.

$$H_{el} = n \cdot dL_{AB} \cdot k$$

dove si assume:

n = numero dei dispositivi sulla pila

k = rigidezza orizzontale di ciascun dispositivo;

Azione elastica (in presenza di appoggi elastomerici fissi) 52.99 kN

applicata in corrispondenza degli appoggi.

A favore di sicurezza si è trascurato il contributo dell'azione termica dell'impalcato n.1, in quanto sarebbe un contributo da sottrarre.

P2b

Azione di frenamento

L'azione di frenamento totale massima per l'impalcato in oggetto risulta:

Azione di frenamento totale 526.32 kN

I dispositivi posti in corrispondenza della pila trasmettono parte della suddetta azione secondo il rapporto tra la rigidezza orizzontale dei dispositivi della pila e la somma delle rigidezze orizzontali di tutti i dispositivi posti su pile e spalle. La risultante di detta azione trasmessa alla singola pila risulta:

Azione di frenamento sulla pila 263.16 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi .27 m

Azione Termica

I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidezza ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni lente corrispondenti alla dilatazione termica dell'impalcato.

L'accorciamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

L_{AB} = distanza tra la pila e il baricentro delle rigidezze degli appoggi

α = coefficiente di dilatazione termica

dT = variazione termica

Di seguito, considerando i valori delle rigidezze orizzontali in condizioni di esercizio dei dispositivi previsti in corrispondenza della pila e la lunghezza dell'impalcato interessato da una variazione termica di 25°C, viene calcolata l'azione orizzontale conseguente alla suddetta deformazione termica.

$$H_{el} = n \cdot dL_{AB} \cdot k$$

dove si assume:

n = numero dei dispositivi sulla pila

k = rigidezza orizzontale di ciascun dispositivo;

Azione elastica (in presenza di appoggi elastomerici fissi) 126.96 kN

applicata in corrispondenza degli appoggi.

7.4.2.1.4 Azioni orizzontali trasversali

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * C_e * C_p * C_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

Vento

P2a

Per la determinazione delle azioni del vento sulle pile si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico; si assume la pressione cinetica del vento prevista da normativa $q_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Superficie esposta al vento a ponte scarico	48.00 m ²
Azione del vento a ponte scarico	120.00 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	2.93 m

Superficie esposta al vento a ponte carico	70.40 m ²
Azione del vento a ponte carico	176.00 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	.22 m

P2b

Per la determinazione delle azioni del vento sulle pile si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico; si assume la pressione cinetica del vento prevista da normativa $q_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Superficie esposta al vento a ponte scarico	92.40 m ²
Azione del vento a ponte scarico	231.00 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	2.93 m

Superficie esposta al vento a ponte carico	135.52 m ²
Azione del vento a ponte carico	338.80 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	.22 m

Poichè il ponte è in rettilineo non è presente la forza centrifuga.

7.4.2.2 Azioni relative alla pila

P2a

AZIONE DEL VENTO

Superficie investita dal vento in direzione trasversale	17.76 m ²
Azione del vento	44.40 kN
Applicata a quota da base fusto	3.70 m

AZIONI RELATIVE ALL'ELEVAZIONE

Peso proprio fusto	6393.60 kN
Peso proprio pulvino	<u>27.81 kN</u>
Peso totale elevazione	6421.41 kN

AZIONI RELATIVE ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Peso proprio della platea	3825.00 kN
Peso del terreno di ricoprimento	<u>1348.80 kN</u>
Peso totale fondazione	5173.80 kN

P2b

AZIONE DEL VENTO (*)

Superficie investita dal vento in direzione trasversale	0.00 m ²
Azione del vento	0.00 kN
Applicata a quota da base fusto	3.70 m

AZIONI RELATIVE ALL'ELEVAZIONE (*)

Peso proprio fusto	0.00 kN
Peso proprio pulvino	<u>22.39 kN</u>
Peso totale elevazione	22.39 kN

AZIONI RELATIVE ALLA PLATEA DI FONDAZIONE (*)

Peso proprio della platea	0.00 kN
Peso del terreno di ricoprimento	0.00 kN
Peso totale fondazione	0.00 kN

AZIONI ECCEZZIONALI – URTI

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

Per il ponte in oggetto non si deve tener conto di tale condizione di carico essendo il fusto della pila posizionato ad una distanza superiore alla minima richiesta

7.4.3 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

L'opera viene progettata ai sensi del DM 14.01.2008, inerente la nuova normativa e classificazione sismica del territorio nazionale; coerentemente con il contenuto del succitato DM le verifiche vengono condotte secondo il criterio semi-probabilistico agli stati limite.

Come anticipato nel capitolo 2.1, essendo una struttura realizzata con dispositivi dissipativi, si è applicato un fattore di struttura $q_0=1.0$ (spettro elastico) per il dimensionamento della sottostruttura (fusto pila, platea, pali).

Le azioni sismiche sono calcolate mediante l'analisi statica equivalente utilizzando gli accelerogrammi compatibili con lo spettro di elastico agenti separatamente nelle tre direzioni principali (x, y, z), e successivamente combinati secondo quanto prescritto dalla normativa.

Al fine della verifica delle strutture di fondazione, essendo applicata la gerarchia delle resistenze, si considera la combinazione di carico con lo spettro elastico (fattore di struttura $q=1.0$).

Lo studio dei pali in condizioni sismiche, seguendo l'approccio 1, prevede:

combinazione 1 (Struttura): A1+M1+R1
combinazione 2 (Geotecnica): A2+M1+R2

Dove però i coefficienti γ_a di amplificazione dei carichi devono essere posti = 1; esiste quindi un'unica combinazione di carico.

Le masse che intervengono per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sono:

fusto pila
fondazione pila
terreno imbarcato
pali

7.4.3.1 Azioni sismiche

Si opera ai sensi del DM 14.01.2008. In base alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale il comune ricade in zona 3.

Le azioni sismiche di seguito riportate sono ottenute applicando lo spettro (di progetto o elastico, in funzione dell'elemento verificato) della zona considerata, in specifico Verona.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **A** info $S_s = 1.000$
 Categoria topografica: **T1** info $C_c = 1.000$
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h : quota s.d.o., H : altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **si** info

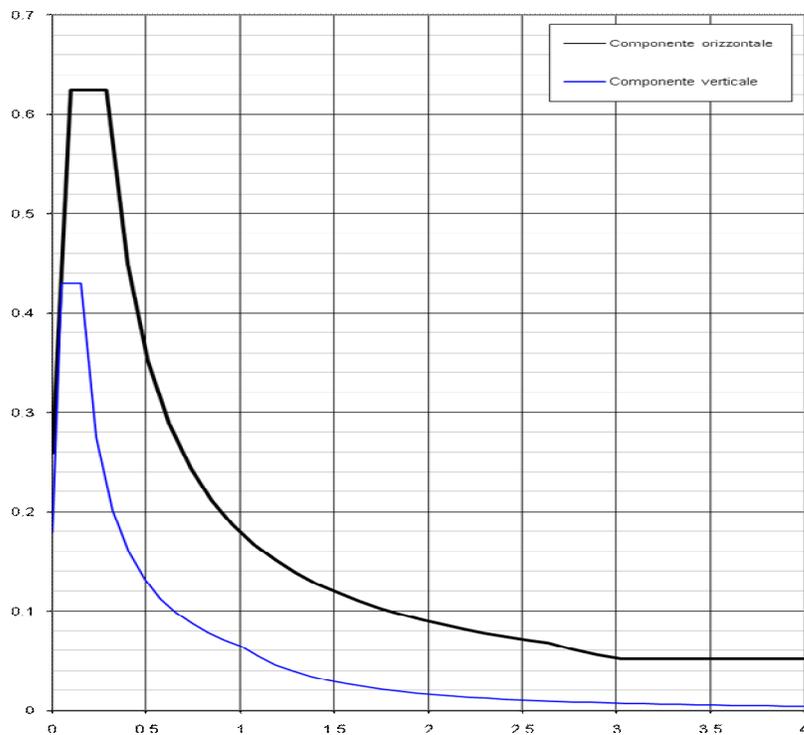
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite, $q_0 = 1.0$:



7.4.3.2 Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, il suolo può essere inquadrato nella categoria di tipo "A".

7.4.3.3 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento, il corrispondente spostamento e l'azione trasmessa alla pila, separatamente per le due direzioni longitudinale e trasversale.

Categoria della zona sismica (1, 2, 3)	3.00
Tipo di suolo (A, B, C, D)	A
Coefficiente di importanza	1.00

P2a

Rigidezza del singolo dispositivo di appoggio	1840.00 kN/m
Numero dispositivi per elemento di sostegno	4.00

DIREZIONE LONGITUDINALE

Forza trasmessa alla pila	303.45 kN
---------------------------	-----------

DIREZIONE TRASVERSALE

Forza trasmessa alla pila	303.45 kN
---------------------------	-----------

P2b

Coefficiente di smorzamento equivalente	10.00 %
Rigidezza del singolo dispositivo di appoggio	2290.00 kN/m
Numero dispositivi per elemento di sostegno	2.00

DIREZIONE LONGITUDINALE

Forza trasmessa alla pila	376.11 kN
---------------------------	-----------

DIREZIONE TRASVERSALE

Forza trasmessa alla pila	376.11 kN
---------------------------	-----------

7.4.3.4 Azioni sismiche trasmesse dalla pila

P2a

Di seguito si riporta l'analisi statica equivalente relativa alla pila.

Peso elevazione pila	6421.41 kN
Massa pila	654.58 kNs ² /m
Modulo di elasticità della pila	36049.97 N/mm ²

DIREZIONE LONGITUDINALE

Rigidezza traslazionale della pila	4427371.02 kN/m
------------------------------------	-----------------

Periodo della pila	0.08 sec
--------------------	----------

Ordinata dello spettro di risposta della pila	0.00 g
---	--------

Forza trasmessa in direzione longitudinale dalla pila 3531.77 kN

DIREZIONE TRASVERSALE

Rigidezza traslazionale della pila 159385356.74 kN/m

Periodo della pila 0.01 sec

Ordinata dello spettro di risposta della pila 0.00 g

Forza trasmessa in direzione trasversale dalla pila 1964.95 kN

P2b

Di seguito si riporta l'analisi statica equivalente relativa alla pila. (*)

7.4.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

Il DM del 14/01/2008 individua le seguenti combinazioni di azioni.

Stati limite ultimo

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

Stati limite ultimo per geotecnica pali

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

Stati limite di esercizio

2) SLE - Combinazione caratteristica rara ($G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$)

Stati limite di esercizio: fessurazione

3) SLE - Combinazione frequente ($G_1 + G_2 + P + \psi_{11} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$)

4) SLE - Quasi Permanente ($G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$)

Stati limite ultimo - Sisma

5) SLE - Combinazione sismica ($E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$)

Stati limite ultimo - Eccezionale

6) SLU - Combinazione eccezionale ($G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$)

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate nelle condizioni di esercizio e sismiche.

		g1,g2	Q1 (traffico)	q1 (traffico)	q3 (fren)	q4 (centr)	q5 (vento scar)	q5 (vento car)	q6 (sisma L)	q6 (sisma T)	q7 (parass)	q9 (urto)
STR SLU_A1	U1a	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00
	U1b	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00
	U2a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.72	0.00
	U2b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.72	0.00
	U3a	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U3b	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U4a	1.00	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U4b	1.35	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U5a	1.00	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
	U5b	1.35	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.72	0.00
GEO SLU_A2	U6a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.20	0.00
	U6b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.20	0.00
	U1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	U2	1.00	0.86	0.46	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.60	0.00
	U3	1.00	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
	U4	1.00	0.86	0.46	1.15	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
SLE	U5	1.00	0.86	0.46	0.00	1.15	0.00	0.78	0.00	0.00	0.60	0.00
	U6	1.00	0.86	0.46	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	1.00	0.00
	A1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	A2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	A3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A4	1.00	0.75	0.40	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A5	1.00	0.75	0.40	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00
	A6	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00
	F1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
	F2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
SISMA	F3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00
	QP	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
SISMA	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00	0.00
ECCEZIONALE	E1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00

7.4.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano le sollecitazioni complessive dei contribute P2a+P2b.

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate nel capitolo 1: di seguito si riportano le sollecitazioni significative per il dimensionamento, ed in specifico quelle relative alle combinazioni:

1A) Stato limite ultimo - STR

1B) Stato limite ultimo - GEO

5) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

7.4.5.1 Sollecitazioni fusto pila

ELENCO CARICHI ELEMENTARI A BASE FUSTO

<i>Condizione elementare</i>			<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>
Peso proprio elevazione pila	PILA	g	6443.79	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento su pila		q5	0.00	0.00	164.28	0.00	44.40
Urto di veicoli in svio		q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni aggiuntive		q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni sismiche long. alla base del fusto		q6l	0.00	13113.12	0.00	3544.09	0.00
Azioni sismiche trasv. alla base del fusto		q6t	0.00	0.00	7295.66	0.00	1971.80
Azioni aggiuntive							
Peso permanente	IMPALCATO	g	5069.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali		q1+q2	2157.64	0.00	3880.42	0.00	0.00
Frenatura		q3	0.00	2116.27	0.00	263.38	0.00
Azione centrifuga		q4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento su impalcato carico		q5	0.00	0.00	5151.63	0.00	514.80
Vento su impalcato scarico		q5	0.00	0.00	3763.44	0.00	351.00
Azione di attrito		q7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azione elastica		q7	0.00	986.46	0.00	126.96	0.00
Azione sismica orizzontale longitudinale		q6l	0.00	5028.71	0.00	679.56	0.00
Azione sismica orizzontale trasversale		q6t	0.00	0.00	6327.68	0.00	679.56

AZIONI ALLA BASE DEL FUSTO

Combinazione di carico	<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>
U1a	11512.99	710.25	5891.58	91.41	593.10
U1b	15542.54	710.25	5891.58	91.41	593.10
U2a	13697.60	710.25	11902.79	91.41	838.80
U2b	17727.15	710.25	11902.79	91.41	838.80
U3a	14425.81	710.25	10022.88	91.41	503.28
U3b	18455.35	710.25	10022.88	91.41	503.28
U4a	13697.60	3567.22	8713.24	446.98	503.28
U4b	17727.15	3567.22	8713.24	446.98	503.28
U5a	13697.60	710.25	8713.24	91.41	503.28
U5b	17727.15	710.25	8713.24	91.41	503.28
U6a	13697.60	1183.75	8713.24	152.35	503.28
U6b	17727.15	1183.75	8713.24	152.35	503.28
S1	11512.99	18141.83	4087.00	4223.64	795.41
S2	11512.99	5442.55	13623.35	1267.09	2651.36

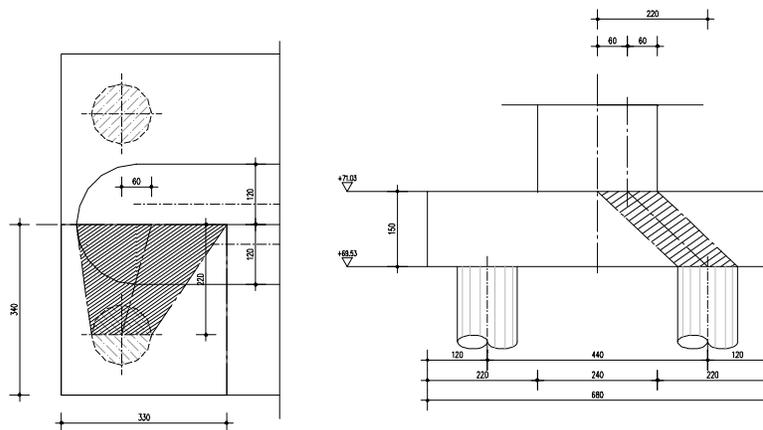
7.4.5.2 Sollecitazioni pulvino

La tipologia della pila in oggetto non presenta in sommità l'elemento strutturale "Pulvino"

7.4.5.3 Sollecitazioni platea

Per le geometrie presenti, la platea risulta comportarsi come un element tozzo. le sollecitazioni per la verifica sono quelle trasmesse dalla palificata decurtate del carico di afferenza soprastante (peso propio platea e terreno imbarcato).

Per il palo di bordo (più gravoso) risulta:



$$A_f (\text{area afferenza}) = 3.40 \times 3.30 = 11.2 \text{ m}^2$$

Peso plinto 504.9 kN
Peso Terreno 213.18 kN

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
U1a	2349.83	1631.75
U1b	3079.88	2361.80
U2a	2842.09	2124.01
U2b	3572.14	2854.06
U3a	2858.89	2140.81
U3b	3588.94	2870.86
U4a	2883.45	2165.37
U4b	3613.49	2895.41
U5a	2721.09	2003.01
U5b	3451.14	2733.06
U6a	2748.00	2029.92
U6b	3478.04	2759.96
S1	3625.92	2907.84
S2	3101.21	2383.13

7.4.5.4 Sollecitazioni palificata

ELENCO CARICHI ELEMENTARI AD INTRADOSSO FONDAZIONE

Condizione elementare		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)	
Peso proprio elevazione pila	PILA	g	6443.79	0.00	0.00	0.00	
Peso fondazione (platea + terreno di ricoprimento)		g	5173.80	0.00	0.00	0.00	
Vento su pila		q5	0.00	0.00	230.88	0.00	44.40
Urto di veicoli in svio		q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni aggiuntive		q9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni sismiche long. alla base della fondaz.		q6l	0.00	18410.78	0.00	3544.09	0.00
Azioni sismiche trasv. alla base della fondaz.		q6t	0.00	0.00	10243.09	0.00	1971.80
Azioni aggiuntive			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso permanente	IMPALCATO	g	5069.20	0.00	0.00	0.00	
Distorsioni di progetto		e1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali		Q1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali		q1	2157.64	0.00	3880.42	0.00	0.00
Frenatura		q3	0.00	2116.61	0.00	263.38	0.00
Azione centrifuga		q4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento su impalcato carico		q5	0.00	0.00	5415.63	0.00	514.80
Vento su impalcato scarico		q5	0.00	0.00	3943.44	0.00	351.00
Azione di attrito		q7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azione elastica		q7	0.00	986.46	0.00	126.96	0.00
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	0.00	5483.87	0.00	679.56	0.00	
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	0.00	0.00	6782.85	0.00	679.56	

7.4.5.4.1 Struttura pali

1A) Stato limite ultimo; 5.2) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

Combinazione di carico	Carichi in testa alla palificata					Carichi su pali più sollecitati				
	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Qmed (kN)	Hmax (kN)	Mmax (kNm)
U1a	16686.79	710.25	6261.48	91.41	593.10	2349.83	1821.87	2085.85	75.62	164.17
U1b	22527.17	710.25	6261.48	91.41	593.10	3079.88	2551.92	2815.90	75.62	164.17
U2a	18871.40	710.25	12398.69	91.41	838.80	2842.09	1875.76	2358.93	105.87	229.85
U2b	24711.78	710.25	12398.69	91.41	838.80	3572.14	2605.81	3088.97	105.87	229.85
U3a	19599.61	710.25	10320.42	91.41	503.28	2858.89	2041.01	2449.95	64.59	140.22
U3b	25439.98	710.25	10320.42	91.41	503.28	3588.94	2771.06	3180.00	64.59	140.22
U4a	18871.40	3567.67	9010.78	446.98	503.28	2883.45	1834.40	2358.93	92.40	200.60
U4b	24711.78	3567.67	9010.78	446.98	503.28	3613.49	2564.45	3088.97	92.40	200.60
U5a	18871.40	710.25	9010.78	91.41	503.28	2721.09	1996.76	2358.93	64.59	140.22
U5b	24711.78	710.25	9010.78	91.41	503.28	3451.14	2726.80	3088.97	64.59	140.22
U6a	18871.40	1183.75	9010.78	152.35	503.28	2748.00	1969.85	2358.93	67.40	146.34
U6b	24711.78	1183.75	9010.78	152.35	503.28	3478.04	2699.90	3088.97	67.40	146.34
S1	16686.79	23894.65	5107.78	4223.64	795.41	3625.92	545.78	2085.85	537.52	1167.00
S2	16686.79	7168.40	17025.94	1267.09	2651.36	3101.21	1070.48	2085.85	367.98	798.90

7.4.5.4.2 Portanza pali

U) Stato limite ultimo

S) Stato limite di ultimo – combinazione sismica

Combinazione di carico	Carichi in testa alla palificata					Carichi su pali più sollecitati				
	<i>N (kN)</i>	<i>MI (kNm)</i>	<i>Mt (kNm)</i>	<i>TI (kN)</i>	<i>Tt (kN)</i>	<i>Qmax (kN)</i>	<i>Qmin (kN)</i>	<i>Qmed (kN)</i>	<i>Hmax (kN)</i>	<i>Mmax (kNm)</i>
U1	16686.79	591.88	5426.62	76.17	514.02	2313.29	1858.41	2085.85	65.44	142.08
U2	18547.76	591.88	10687.32	76.17	726.96	2733.79	1903.15	2318.47	91.69	199.06
U3	19168.08	591.88	8866.76	76.17	436.18	2746.31	2045.71	2396.01	55.87	121.29
U4	18547.76	3025.98	7751.14	379.07	436.18	2767.23	1869.71	2318.47	79.22	172.00
U5	18547.76	591.88	7751.14	76.17	436.18	2628.93	2008.01	2318.47	55.87	121.29
U6	18547.76	986.46	7751.14	126.96	436.18	2651.34	1985.59	2318.47	58.14	126.22
S1	16686.79	23894.65	5107.78	4223.64	795.41	3625.92	545.78	2085.85	537.52	1167.00
S2	16686.79	7168.40	17025.94	1267.09	2651.36	3101.21	1070.48	2085.85	367.98	798.90

7.4.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

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:

- 3) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

- 4) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche degli elementi strutturali di cui sono state calcolate le sollecitazioni di verifica nei paragrafi precedenti.

Sono state condotte verifiche agli stati limite ultimi e verifiche in condizioni sismiche; nel caso in oggetto il ponte non è dotato di un sistema di vincolamento di isolamento sismico, per questo la struttura dovrà essere progettata in condizioni sismiche applicando le regole di gerarchia delle resistenze, come meglio specificato in altre parti della presente relazione. Nelle zone “non critiche” sono state eseguite verifiche tensionali tali da dimostrare che il materiale mantiene un comportamento di tipo sostanzialmente elastico anche quando è soggetto all'azione sismica allo stato limite ultimo.

Per ogni elemento strutturale si riporta la sollecitazione massima in una direzione con le restanti sollecitazioni associate:

- N_{max}/N_{min} con M e T associate
- M_{max}/M_{min} con N e T associate (sia in x, sia in y)
- T_{max}/T_{min} con N e M associate

7.4.6.1 Fusto della pila

Caratteristiche geometriche della sezione

Sezione piena

Larghezza sezione in direzione trasversale: 2.40 m

Larghezza sezione in direzione longitudinale: 14.40 m

Armatura verticale:

1 ϕ 20/20"

$$c = 50 + 16 + 20/2 = 76.0\text{mm}$$

Armatura orizzontale:

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16/2 = 58.0\text{mm}$$

7.4.6.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche a presso-flessione vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 1A) - Presso-Flessione deviata

Si effettua la verifica a Rottura

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-583253.30	-0.0035 (sez)	19417.65	0.01 (arm)
Mx	-124763.10	0.01 (arm)	124757.20	0.01 (arm)
My	-21122.94	0.01 (arm)	21109.06	0.01 (arm)

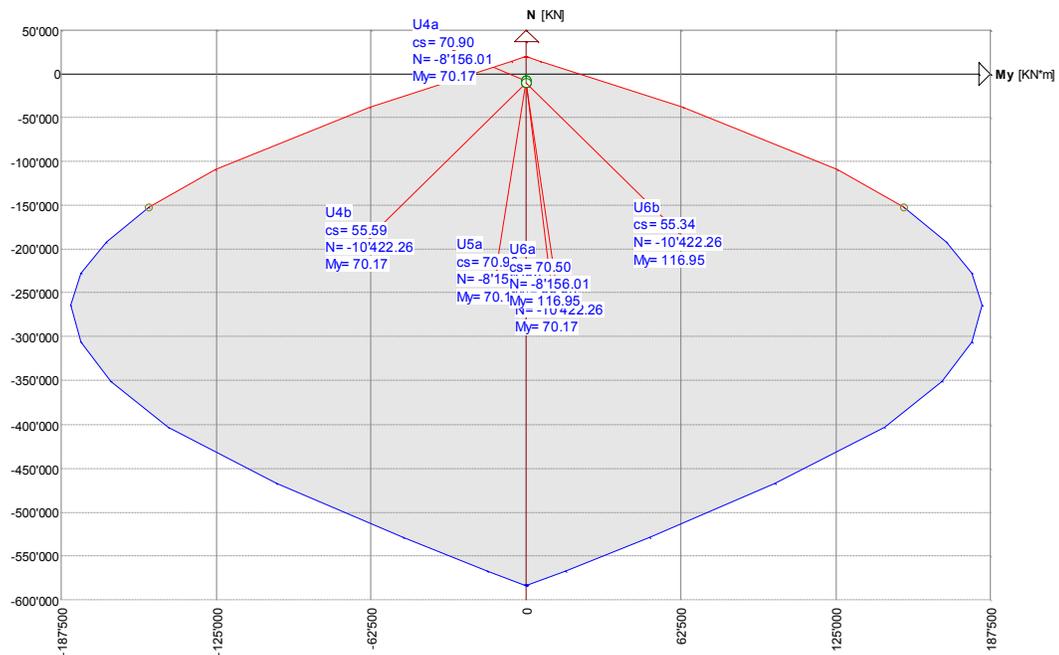
Sollecitazioni di progetto

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	U1a	-6475.01	0.00	0.00	126.91	70.17
2	U1b	-8741.26	0.00	0.00	126.91	70.17
3	U2a	-8156.01	0.00	0.00	3253.61	70.17
4	U2b	-10422.26	0.00	0.00	3253.61	70.17
5	U3a	-8716.35	0.00	0.00	4245.05	70.17
6	U3b	-10982.60	0.00	0.00	4245.05	70.17
7	U4a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	70.17
8	U4b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	70.17
9	U5a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	70.17
10	U5b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	70.17
11	U6a	-8156.01	0.00	0.00	3202.83	116.95
12	U6b	-10422.26	0.00	0.00	3202.83	116.95

Verifica

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	89.0879	sezione
2	66.1842	sezione
3	66.5840	sezione
4	52.9256	sezione
5	61.3316	sezione
6	49.5657	sezione
7	66.6573	sezione
8	52.9719	sezione
9	66.6573	sezione
10	52.9719	sezione
11	66.6120	sezione
12	52.9414	sezione

Dominio



La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 1a) - Taglio

Si effettua la verifica a taglio ultimo: le sollecitazioni massime di taglio (con Nmin associato) risultano:

Combinazione di carico	N (kN)	Tl (kN)	Tt (kN)
U2a	13697.60	91.41	838.80
U4a	13697.60	446.98	503.28

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, per le sezioni non armate a taglio si ha:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

A favore di sicurezza si trascura la componente di compressione

Verifica direzione longitudinale

V_{Ed}	446.98	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	14400	mm	larghezza della sezione resistente
h	2400	mm	
d	2320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 71d20$	222.94	mm ²	sola armatura tesa
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.2936		<2
v_{min}	0.2967		□
	1456.56	kN	
	9912.72	kN	
V_{rd}	9912.72	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica direzione trasversale

V_{Ed}	838.80	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	1400	mm	larghezza della sezione resistente
h	14400	mm	
d	14320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sI} = 9D20$	28.26	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.1182		<2
V_{min}	0.2385		<input type="checkbox"/>
	449.96	kN	
	4780.53	kN	
V_{rd}	4780.53	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta.

7.4.6.1.2 Verifiche in condizioni sismiche

Assecondando il criterio di gerarchia delle resistenze, si effettua la verifica tensionale del fusto, facendo rimanere la sezione in campo elastico.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 5.1) - Presso-Flessione deviata

Sollecitazioni di progetto

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-11512.99	0.00	0.00	4087.00	18141.83
2	-11512.99	0.00	0.00	13623.35	5442.55

Verifica

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-3.33	0.00	134.52	-42.16
2	-0.90	0.00	3.43	-12.90

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 5.1) – Taglio

La sollecitazione massima risulta

Combinazione di carico	N (kN)	Tl (kN)	Tt (kN)
S1	11512.99	4223.64	795.41
S2	11512.99	1267.09	2651.36

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, per le sezioni non armate a taglio si ha:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Verifica direzione longitudinale

V_{Ed}	4223.64	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	18.8		
b_w	14400	mm	larghezza della sezione resistente
h	2400	mm	
d	2320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 71d20$	222.94	mm ²	sola armatura tesa
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.2936		<2
v_{min}	0.2967		<input type="checkbox"/>
	1456.56	kN	
	9912.72	kN	
V_{Rd}	9912.72	kN	Verificata

Verifica direzione trasversale

V_{Ed}	2651.36	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C32/40		
f_{ck}	33.2	N/mm ²	
γ_c	1.5		

f_{cd}	18.8		
b_w	1400	mm	larghezza della sezione resistente
h	14400	mm	
d	14320	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 9D20$	28.26	mm ²	sola armatura tesa
ρ_l	0.000		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.1182		<2
V_{min}	0.2385		□
	449.96	kN	
	4780.53	kN	
V_{rd}	4780.53	kN	Verificata

7.4.6.2 VERIFICHE DEL PULVINO

La tipologia della pila in oggetto non presenta in sommità l'elemento strutturale "Pulvino".

7.4.6.3 PLATEA DI FONDAZIONE

In riferimento ai dati riportati nel paragrafo relativo le sollecitazioni platea, si riportano le verifiche specifiche.

La sollecitazione massima risulta

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
U4b	3613.49	2895.41
S1	3625.92	2907.84

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza sezione: 1.50 m

2-2) Armatura direzione longitudinale

Estradosso

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16 + 1.6/2 = 74.0\text{mm}$$

1-1) Armatura direzione trasversale

Estradosso

1 ϕ 16/20"

$$c = 50 + 16/2 = 58.0\text{mm}$$

Intradosso

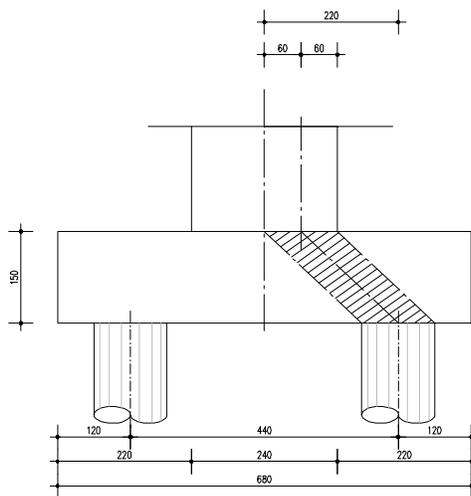
1 ϕ 25/20" + 1 ϕ 25/20"

$$c = 50 + 25 + 25/2 = 87.5\text{mm}$$

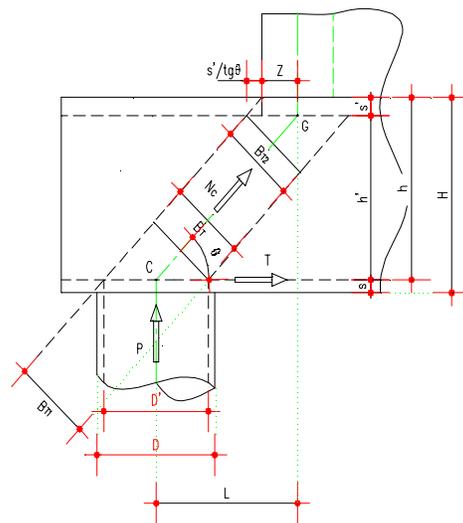
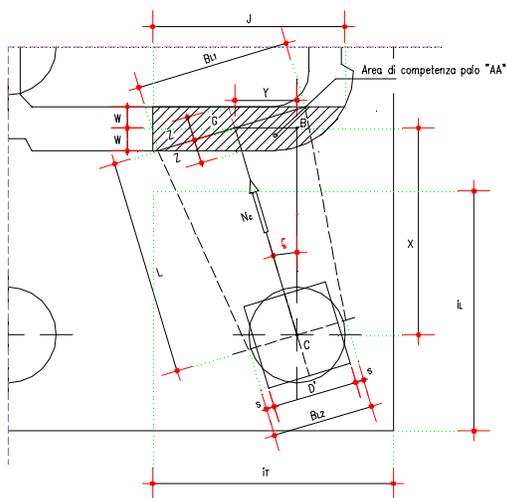
Intradosso

1 ϕ 25/20"

$$c = 50 + 25/2 = 62.5\text{mm}$$



Per le caratteristiche geometriche della sezione in oggetto si imposta la verifica come “sezione Tozza”: si individua quindi la biella compressa che dal centro del palo si attesta ad $\frac{1}{4}$ della sezione del fusto, secondo lo schema riportato nel grafico seguente.



Verifica plinto di fondazione con il "metodo delle bielle"

Pila P1: Palo di bordo tipo "A"

Dati geometrici

Distanza trasversale baricentro G dell' area "AA" di competenza palo / palo:	Y =	0.600	[m]
Distanza longitudinale baricentro "G" dell' area "AA" di competenza palo / palo:	X =	2.200	[m]
Larghezza area "AA":	J =	3.000	[m]
Angolo tra la direzione longitudinale e quella della biella tesa:	$\zeta = \arctg (Y / X) =$	15.255	[°]
Distanza palo / baricentro G:	$L = X / \cos \zeta =$	2.280	[m]
Distanza longitudinale baricentro G / bordo area "AA":	W =	1.200	[m]
Distanza, lungo la direzione della biella tesa, baricentro G / bordo area "AA":	$Z = W / \cos \zeta =$	1.244	[m]
Diametro palo:	D =	1.20	[m]
Lato sezione quadrata equivalente:	$D' = D/2 * \sqrt{\pi} =$	1.06	[m]
Spessore plinto di fondazione:	H =	1.50	[m]
Copriferro baricentro armatura tesa:	s =	10	[cm]
Altezza utile plinto:	$h = H - s =$	1.40	[m]
Braccio del tirante:	$h' = 0.85 * h =$	1.19	[m]
Altezza utile plinto - braccio del tirante:	$s' = h - h' = 0.15 * h =$	0.21	[m]
Angolo di inclinazione della direzione del puntone rispetto all'orizzontale:	$\theta = \arctg (h' / L) =$	27.56	[°]

Area sezione biella compressa

Base in direzione trasversale: $B_T = \min [B_{T1}; B_{T2}]$		0.492	[m]
con:			
$B_{T1} = D' * \sin \theta =$		0.492	[m]
$B_{T2} = 2 * (Z + s' / \tan \theta) * \sin \theta =$		1.523	[m]
Base in direzione longitudinale: $B_L = \min [B_{L1}; B_{L2}]$		1.263	[m]
con:			
$B_{L1} = 2 * Z / \tan \zeta, \text{ se } \zeta \neq 0; B_{L1} = J, \text{ se } \zeta = 0$		9.121	[m]
$B_{L2} = D' + 2 * s =$		1.263	[m]

Armatura

Larghezza di influenza in direzione trasversale: $i_T =$		3.400	[m]
Armatura in direzione longitudinale: $A_{aL} = (1\phi_{25}/20 + 1f_{25}/20) * i_T =$		166.94	[cm ²]
Larghezza di influenza in direzione longitudinale: $i_L =$		3.300	[m]
Armatura in direzione trasversale: $A_{aT} = (1f_{25}/20) * i_L =$		81.015	[cm ²]

7.4.6.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" siano inferiori ai valori di rottura indicati dalla normativa.

b) Condizioni di esercizio

Carico sul palo: $P =$		2895.41	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{ce} = P / \sin\theta =$		6258.41	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_e = N_{ce} * \cos\theta =$		5548.36	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Le} = T_e * \cos\zeta =$		5352.86	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Te} = T_e * \sin\zeta =$		1459.87	[kN]
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{ae} = T_{Le} / A_{aL} =$		320.65	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Le} =$		360.00	[N/mm ²]
In direzione trasversale: $\sigma_{ae} = T_{Te} / A_{aT} =$		180.20	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Te} =$		360.00	[N/mm ²]
Verifica a compressione del puntone [$N_c = \max(N_{cs}, N_{ce}, N_{cf})$]			
$\sigma_c = N_c / (B_T * B_L) =$		10.11	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$		15.00	[N/mm ²]

La verifica risulta soddisfatta.

7.4.6.3.2 Verifiche in condizioni sismiche

Le verifiche vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" siano inferiori allo stato limite tensionale indicato dalla normativa per la condizione rara (resistenza a compressione della biella compressa, resistenza a trazione dell'armatura tesa).

Si effettua la verifica in campo elastico come prescritto dalla normativa

a) Condizioni sismiche

Carico sul palo: $P =$		2907.84	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{cs} = P / \sin\theta =$		6285.28	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_s = N_{cs} * \cos\theta =$		5572.18	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Ls} = T_s * \cos\zeta =$		5375.84	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Ts} = T_s * \sin\zeta =$		1466.14	[kN]
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{as} = T_{Ls} / A_{aL} =$		322.02	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Ls} =$		360.00	[N/mm ²]
In direzione trasversale: $\sigma_{as} = T_{Ts} / A_{aT} =$		180.97	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Ts} =$		360.00	[N/mm ²]
Verifica a compressione del puntone [$N_c = \max(N_{cs}, N_{ce}, N_{cf})$]			
$\sigma_c = N_c / (B_T * B_L) =$		10.11	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$		15.00	[N/mm ²]

Tali tensioni sono minori rispetto a quelle di limite elastico dunque la verifica è soddisfatta.

7.4.6.3.3 Verifica di punzonamento della platea

Si esegue la verifica di punzonamento della platea per effetto dell'azione assiale ultima trasmessa dal palo più sollecitato.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F_d = 0.5 * u * h * f_{ctd}$$

Il termine “u” è il perimetro ottenuto dal contorno effettivo del palo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della platea.

La sollecitazione massima trasmessa è in condizione sismiche

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmax,aff (kN)
S1	3625.92	2907.84

VERIFICA A PUNZONAMENTO			
N _{sdu}	2907.84	kN	
R _{ck}	30	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
f _{cd}	14.11	N/mm ²	
f _{ctd}	1.19	N/mm ²	resistenza a trazione di un cls R _{ck} 30
f _{yd}	391.30	N/mm ²	
h	150.00	cm	spessore della platea
u	847.80	cm	perimetro proiezione
□			
F _{Ru}	7590.71	kN	
SEZIONE VERIFICATA			

7.4.7 VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

7.4.7.1 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

I pali sono soggetti ad un'azione di sforzo normale ed ad un'azione tagliante necessaria ad equilibrare le spinte.

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione nel palo, relative all'azione tagliante applicata in sommità, si segue l'ipotesi di Winkler, assumendo il coefficiente $k = 0.030\text{N/mm}^3$ (valore plausibile per i terreni attraversati) ed ipotizzando che la pur debole coesione degli strati superficiali consenta una risposta 'elastica anche alle quote più alte ove il carico di terra è modesto.

Verifiche in condizioni di esercizio

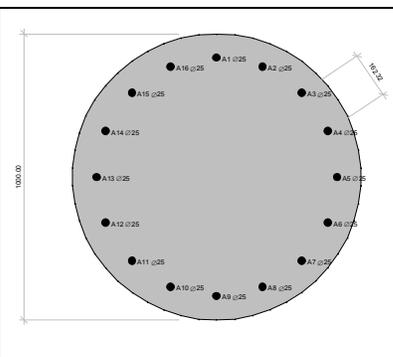
1A) Dominio di rottura

Verifiche in condizioni sismiche

5.2) Verifica tensionale

7.4.7.1.1 Caratteristiche geometriche dei pali

Diametro palo	ϕ_p	= 1200 mm	
Area palo	A_p	= $\pi * \phi_p^2/4$	11310 cm ²
Armatura corrente del palo	A_a	= 16 ϕ 25=	78.5 cm ² > 0.3% A_p
Copriferro	c	= 82 mm	
Lunghezza palo	L	= 25.00 m	



7.4.7.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo - Combinazione 1A)

Le verifiche a presso-flessione vengono eseguite controllando che per la combinazione di carico più gravosa i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza e riportati nel paragrafo "Sollecitazioni sugli elementi strutturali" rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che il taglio di progetto massimo sia inferiore rispetto al taglio ultimo della sezione.

Combinazione 1A) - Presso-Flessione deviata

Si effettua la verifica a Rottura

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
-------	--------------	-------------	---------------	-------------

N	-17994.61	-0.0035 (sez)	3073.30	0.01 (arm)
Mx	-1374.04	-0.0035 (sez)	1374.04	-0.0035 (sez)
My	-1373.93	-0.0035 (sez)	1373.93	-0.0035 (sez)

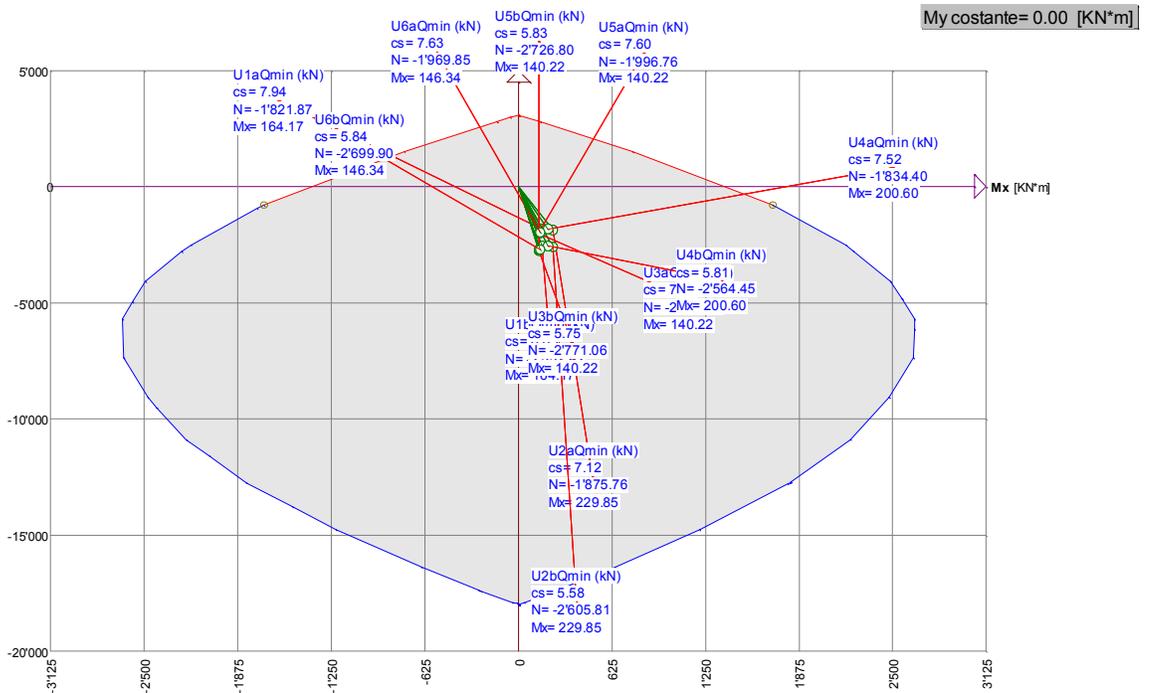
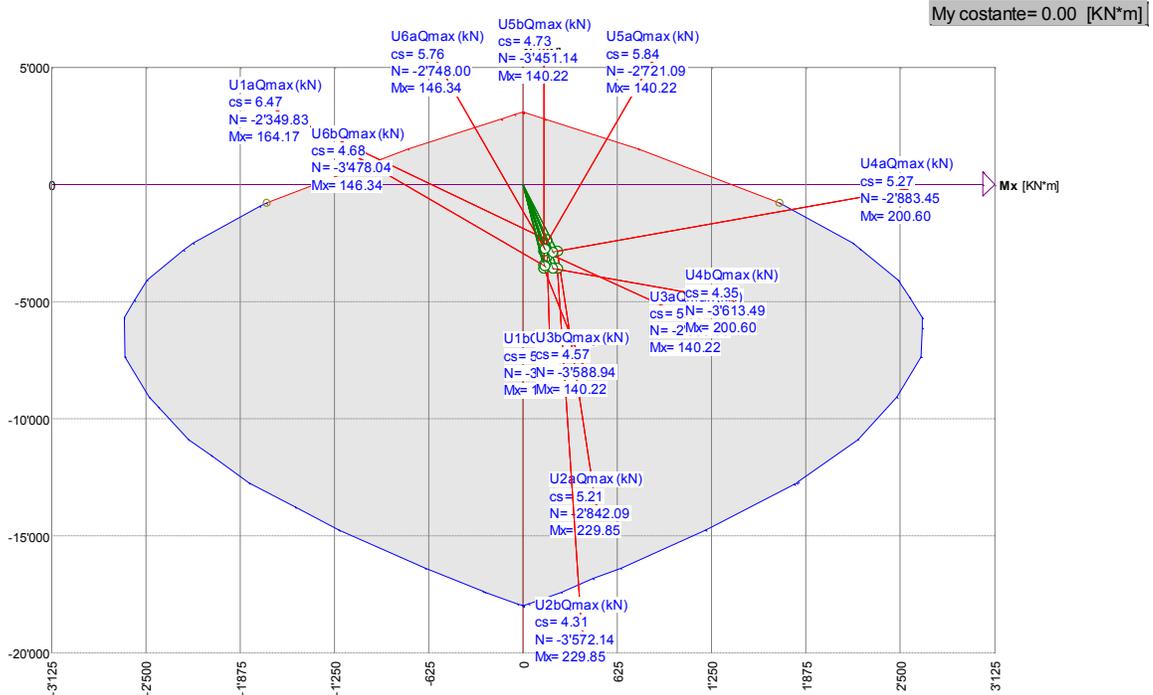
Sollecitazioni di progetto

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	U1aQmax (kN)	-2349.83	0.00	0.00	164.17	0.00
2	U1bQmax (kN)	-3079.88	0.00	0.00	164.17	0.00
3	U2aQmax (kN)	-2842.09	0.00	0.00	229.85	0.00
4	U2bQmax (kN)	-3572.14	0.00	0.00	229.85	0.00
5	U3aQmax (kN)	-2858.89	0.00	0.00	140.22	0.00
6	U3bQmax (kN)	-3588.94	0.00	0.00	140.22	0.00
7	U4aQmax (kN)	-2883.45	0.00	0.00	200.60	0.00
8	U4bQmax (kN)	-3613.49	0.00	0.00	200.60	0.00
9	U5aQmax (kN)	-2721.09	0.00	0.00	140.22	0.00
10	U5bQmax (kN)	-3451.14	0.00	0.00	140.22	0.00
11	U6aQmax (kN)	-2748.00	0.00	0.00	146.34	0.00
12	U6bQmax (kN)	-3478.04	0.00	0.00	146.34	0.00
1	U1aQmin (kN)	-1821.87	0.00	0.00	164.17	0.00
2	U1bQmin (kN)	-2551.92	0.00	0.00	164.17	0.00
3	U2aQmin (kN)	-1875.76	0.00	0.00	229.85	0.00
4	U2bQmin (kN)	-2605.81	0.00	0.00	229.85	0.00
5	U3aQmin (kN)	-2041.01	0.00	0.00	140.22	0.00
6	U3bQmin (kN)	-2771.06	0.00	0.00	140.22	0.00
7	U4aQmin (kN)	-1834.40	0.00	0.00	200.60	0.00
8	U4bQmin (kN)	-2564.45	0.00	0.00	200.60	0.00
9	U5aQmin (kN)	-1996.76	0.00	0.00	140.22	0.00
10	U5bQmin (kN)	-2726.80	0.00	0.00	140.22	0.00
11	U6aQmin (kN)	-1969.85	0.00	0.00	146.34	0.00
12	U6bQmin (kN)	-2699.90	0.00	0.00	146.34	0.00

Verifica

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.4658	sezione
2	5.1347	sezione
3	5.2100	sezione
4	4.3097	sezione
5	5.5903	sezione
6	4.5664	sezione
7	5.2729	sezione
8	4.3527	sezione
9	5.8373	sezione
10	4.7302	sezione
11	5.7556	sezione
12	4.6764	sezione
1	7.9396	sezione
2	6.0329	sezione
3	7.1225	sezione
4	5.5781	sezione
5	7.4647	sezione
6	5.7453	sezione
7	7.5165	sezione
8	5.8096	sezione
9	7.6026	sezione
10	5.8266	sezione
11	7.6330	sezione
12	5.8444	sezione

Dominio



La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione 1A) - Taglio

Si effettua la verifica a taglio ultimo: le sollecitazioni massime di taglio (con Nmin associato) risultano:

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Hmax (kN)
U2a	2842.09	1875.76	105.87
U2b	3572.14	2605.81	105.87

V_{rd}	=	828.20	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	105.87	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	828.20	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2933.41	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	-1875.76	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale (negativo se di compressione)
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	86.48	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

7.4.7.1.3 Verifiche in condizioni sismiche

Dovendo sottostare alle condizioni di gerarchia delle resistenze, e come prescritto dalla Normativa nel capitolo § 7.2.5 (requisiti strutturali degli elementi di fondazione), è da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo. Si effettuano quindi le verifiche tensionali.

Combinazione 5.2) - Presso-Flessione deviata

Sollecitazioni

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-3625.92	0.00	0.00	1167.00	0.00
2	-3101.21	0.00	0.00	798.90	0.00
3	-545.78	0.00	0.00	1167.00	0.00
4	-1070.48	0.00	0.00	798.90	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-10.07	0.00	65.86	-133.00
2	-6.94	0.00	23.69	-93.48
3	-12.29	0.00	373.71	-137.97
4	-7.90	0.00	162.76	-95.17

Combinazione 5.2) – Taglio

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Hmax (kN)
S1	3625.92	545.78	537.52
S2	3101.21	1070.48	367.98

V_{rd}	=	956.39	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio/1.25
V_{ed}	=	537.52	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1195.48	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2129.52	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	-545.78	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale (negativo se di compressione)
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	86.48	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{vk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta.

8 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Nel documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse agli elementi di sostegno dell'opera: in particolare nel seguito verrà riportato il dimensionamento relativo la spalla SB, essendo la più sollecitata, mentre si omette di riportare quelli relativi la spalla SA.

8.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI. Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

8.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte.

Pali

I pali sono schematizzati come elementi frame di rigidezza equivalente al palo in oggetto (modulo elastico relative il material, area relative l'elemento) immerso in un suolo elastico alla Winkler; la schematizzazione del terreno viene quindi fatta tramite "line spring", molle lineari nelle 2 direzioni principali dell'elemento.

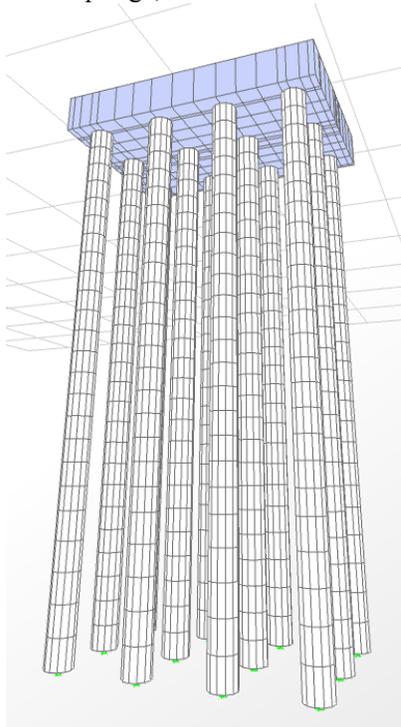


Figura 8.1 Schema 3D palificata

Fondazioni

La platea di fondazione è stata schematizzata come elemento shell.

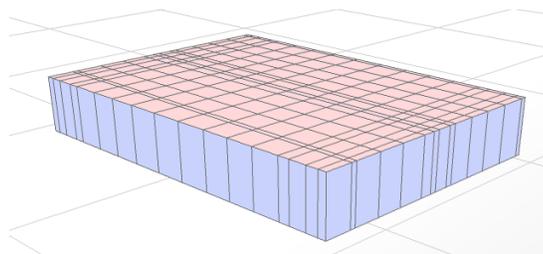


Figura 8.2 Schema reticolo di fondazione

Elevazione

I muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell.

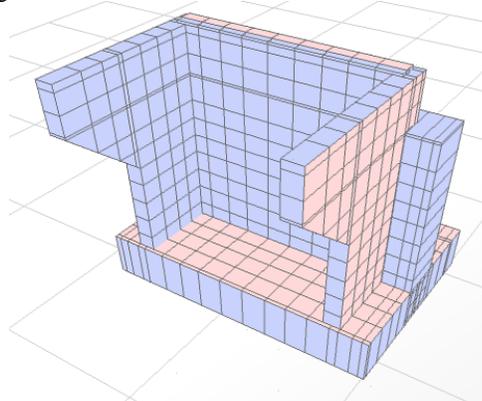


Figura 8.3 Schema elevazioni

Elementi accessori

Gli altri elementi introdotti nel modello relativamente alla spalla sono quelli denominati “rigidi” funzionali ad una corretta schematizzazione della struttura e dotati di peso nullo e rigidità elevata.

8.1.2 IMPALCATO

Per la struttura della spalla l’impalcato rappresenta un carico che deve essere correttamente trasmesso alla struttura sottostante. Per tale motivo si sono implementati degli elementi fittizi di ausilio denominati: appoggi, traversi (T.C1, T.C2 e T.Cordolo) e barriera.

Per quanto riguarda gli appoggi si tratta di elementi tipo “frame” con sezione fittizia circolare (0,01m di diametro) e costituiti da un materiale fittizio “nullo” caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico basso. L’elevata deformabilità dell’elemento appoggio ha consentito il trasferimento del carico da parte dell’impalcato, rispetto alla struttura delle spalle e delle pile, in modo differenziale, tenendo conto anche della deformazione trasversale dell’impalcato stesso determinata dai carichi sull’impalcato.

I traversi sono stati funzionali all’introduzione dei carichi mobili da ponte. Si tratta di elementi tipo “ frame” con sezione fittizia circolare (1m di diametro) e materiale “rigido” caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico molto elevato. Il peso proprio è stato introdotto direttamente con i carichi e l’alto modulo associato all’elevata sezione ha consentito un trasferimento totale del carico alla sottostruttura.

La barriera infine ha permesso l'introduzione dell'azione del vento. Anch'essa è stata schematizzata ad elemento "frame", con sezione circolare (diametro 10m) e materiale "rigido". Il peso proprio di tali elementi è stato attribuito come peso proprio direttamente sul traverso e il tipo di materiale e la sezione hanno permesso un completo trasferimento del carico del vento sull'impalcato data la scarsa deformabilità dell'elemento.

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
4000Psi	23.563	2.4028	24855578.28	10356490.95	0.2	0.0000099
A615Gr60	76.973	7.849	199947978.8			0.0000117
A992Fy50	76.973	7.849	199947978.8	76903068.77	0.3	0.0000117
C20/25	25	2.5493	30200000	12583333.33	0.2	0.000001
C35/45	25	2.5493	34625000	14427083.33	0.2	0.000001
ElevazionePesoNulla	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Nulla	0	0	100000	45454.55	0.1	0.000001
PlateaBeam	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_2m	5000	509.86	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta133	3325	339.06	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta60	1500	152.96	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_bassa_esistente	2625	267.68	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Rigido	0	0	10000000000	4166666667	0.2	0.000001
S275	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
S355	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
Tirante	0	0	98066.5	44575.68	0.1	1

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
Parag.Orizz	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.3	0.3
Paraghiaia	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
ParaghiaiaNulla	ElevazionePesoNulla	0	Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
Parete220	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	2.2	2.2
Parete220_Nulla	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	2.2	2.2
Parete80	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
Parete80_Nulla	ElevazionePesoNulla	0	Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
Platea_2m	PlateaShell_2m	0	Shell	Shell-Thin	0.01	0.01

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3	t2
Text	Text	Text	m	m
Appoggio	Nulla	Circle	0.01	
BarrieraAntiRumore	Rigido	Circle	10	
Micropali	C20/25	Circle	0.24	
Palo1200-L20	C20/25	Circle	1.2	
Rigido	Rigido	Circle	10	
S1.1	PlateaBeam	Rectangular	2	3.6
S1.2	PlateaBeam	Rectangular	2	1.08
S1.3	PlateaBeam	Rectangular	2	1.27
S1.4	PlateaBeam	Rectangular	2	0.8
S1.5	PlateaBeam	Rectangular	2	0.67
T.C1	Rigido	Circle	1	
T.C2	Rigido	Circle	1	
T.Cordolo	Rigido	Circle	1	
TIRANTI	Tirante	Circle	0.0113	
_NULLA	Nulla	General	0.05	0.05

SCHEMA GENERALE DEL MODELLO

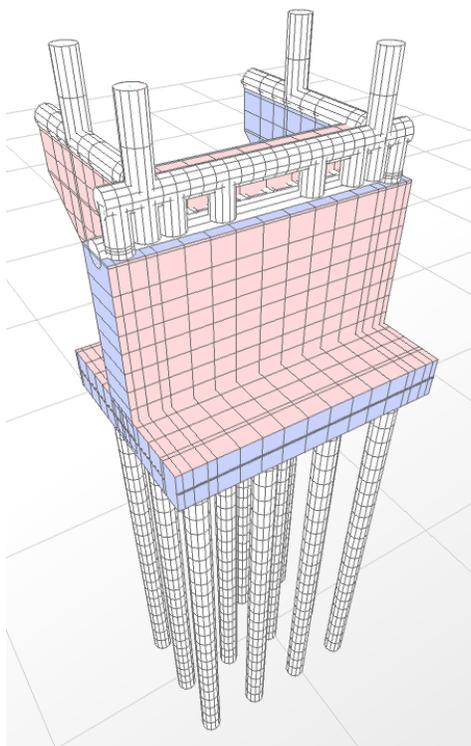


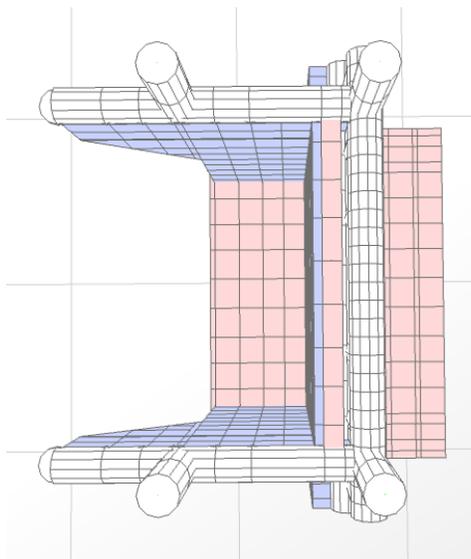
Figura 8.4 Schema 3D

8.1.3 CONVENZIONI SUI SEGNI

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi X, Y con l'asse X parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale X, si considerano positive le azioni che hanno effetto destabilizzante nei confronti della spalla.

RISVOLTO SINISTRO

RISVOLTO DESTRO



FUSTO e PARAGHIAIA

8.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

8.3 ELENCO DATI

8.3.1 DATI RELATIVI ALLE TRAVI

numero travi		2
lunghezza travi	(m)	62.60
peso singola trave	(kN/m)	93.88
interasse travi	(m)	12.10
altezza trave	(m)	4.00
interasse giunti	(m)	62.60
Interasse appoggi (campata): L	(m)	61.60
Lunghezza di afferenza carichi permanenti Impalcato	(m)	31.25

8.3.2 DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE

larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	13.00
spessore soletta	(m)	0.00
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	2.00
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.00
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	2.00
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.00
altezza cordoli	(m)	0.60
peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		

cordolo n.1 sx - esterno		(kN/m)	4.00
cordolo n.2 sx - interno		(kN/m)	0.00
cordolo n.3 dx - esterno		(kN/m)	4.00
cordolo n.4 dx - interno		(kN/m)	0.00
altezza barriere (per calcolo vento)		(m)	3.10
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>			
ζ (str)			1.00
ζ (perm)			1.00

spessore pavimentazione	(m)	0.07
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00

Coefficienti per trave continua a più campate

ζ (perm)		1.00
----------------	--	-------------

8.3.3 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI

numero colonne di carico		3
larghezza colonne di carico	(m)	3.00
Lunghezza colonna Q_i per sovraccarico terrapieno	(m)	2.20
larghezza colonna q_{IF} su cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q_{IF} su cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.00
larghezza colonna q_{IF} su cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q_{IF} su cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.00

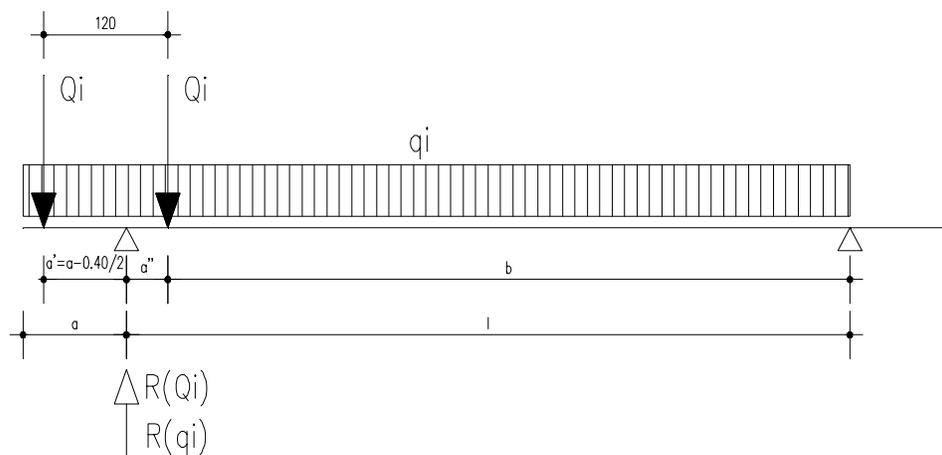
Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata

Q_i (carico concentrato) - valore unitario	(kN)	100.00
q_i (carico distribuito) - valore unitario	(kN/m ²)	1.00

Retrotrave: a	(m)	0.45
Interasse appoggi (campata): L	(m)	61.60
Distanza asse 1° ruota-asse appoggio: a'	(m)	0.25

Coefficienti per trave continua a più campate

ζ (Q)		1.00
ζ (q)		1.00
ζ (F)		1.00



8.3.4 DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE

<i>Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par. 3.2.3.1)</i>		
Comune		Verona
Latitudine		45.4351
Longitudine		10.9988
Vita nominale dell'opera		100
Coefficiente d'uso		2
Periodo di riferimento		200
Categoria del suolo - A B C D E -		A
Coefficienti di amplificazione topografica - T1 T2 T3 T4 -		T1
Quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi	(m)	1.40
<i>Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV</i>		
	T_R	1898
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido	a_g/g	0.260
	F_0	2.406
	T'_c	0.287
coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza	β_m	1.00
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.00
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0
accelerazione orizzontale massima del sito = $S_S * S_T * a_g =$	a_{max}/g	0.260
coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	k_h	0.260
considerare spinta verticale (si/no)		no
coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	k_{v+-}	"+-" 0.000
Squilibrio sisma longitudinale (mettere Si/No):		no

8.3.5 DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO

raggio di curvatura impalcato - zero se rettilineo -		(m)	0.00
altezza appoggio		(m)	0.20
<i>Tipo di appoggio</i>			C
Appoggio fisso solo su spalla = 1 Appoggio mobile su questa spalla = 0 Appoggi fissi multipli - coeff. Di afferenza = C Appoggi in Neoprene = N Dispositivi dissipativi = D			
<i>Dati per Frenatura</i>			
Lunghezza zona caricata per frenatura L (vedi cap. 5.1.3.5 DM 2008)		(m)	31.10
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):			1
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):			si
<i>Dati per Attrito sugli appoggi</i>			
Coefficiente d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti		%	0.06
Delta T per calcolo appoggi Neoprene/Dissipativi		(°)	40

8.3.6 DATI RELATIVI AI BAGGIOLI

numero baggioli			2
altezza baggioli		(m)	0.20
larghezza baggioli		(m)	1.10
profondità baggioli		(m)	1.10
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla		(m)	1.00

8.3.7 DATI RELATIVI ALLA SPALLA

<i>Paraghiaia</i>			
altezza paraghiaia		(m)	2.00
spessore paraghiaia		(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto		(m)	1.85
lunghezza paraghiaia		(m)	9.96
<i>Fusto</i>			
altezza fusto		(m)	7.90
spessore fusto		(m)	2.10
lunghezza fusto		(m)	13.60
<i>Risolto di sx</i>			
altezza risolto sx		(m)	9.80
lunghezza risolto sx		(m)	4.80
spessore risolto sx		(m)	0.80
altezza orecchia sx		(m)	3.35
lunghezza orecchia sx		(m)	3.40
spessore orecchia sx		(m)	0.60

Risolto di dx			
altezza risolto dx		(m)	9.80
lunghezza risolto dx		(m)	4.80
spessore risolto dx		(m)	0.80
altezza orecchia sx		(m)	3.35
lunghezza orecchia sx		(m)	3.40
spessore orecchia sx		(m)	0.60
azione longitudinale aggiuntiva - tiranti -		(kN)	300.00
quota di app.ne azione long. aggiuntiva da intradosso fondazione		(m)	2.00

8.3.8 DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Fusto			
lunghezza platea di fondazione		(m)	13.60
larghezza platea di fondazione		(m)	6.00
spessore platea		(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)		(m)	2.90
Risolto di sx			
lunghezza platea di fondazione		(m)	0.00
larghezza platea di fondazione		(m)	0.00
spessore platea		(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)		(m)	9.96
Risolto di dx			
lunghezza platea di fondazione		(m)	0.00
larghezza platea di fondazione		(m)	0.00
spessore platea		(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)		(m)	9.96

8.3.9 DATI RELATIVI AL TERRENO

peso specifico terreno	γ	(kN/m ³)	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	ϕ	(°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	δ	(°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale θ	θ	(°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale β	β	(°)	0.00
altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle		(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno di valle		(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno alle testate		(m)	0.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle testate		(m)	0.00

angolo di attrito interno del terreno a valle		(°)	30.00
<i>DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO</i>			
Altezza spalla per diffusione		(m)	9.90
Angolo di diffusione		(°)	30
Carico Qi (su impronta 3.00x2.20m)		kN	1200.00
Carico qi (su impronta 3.00x2.20m)		kN	92.40
Carico Totale		kN	1292.40
Larghezza totale colonne+diffusione		(m)	14.72
Lunghezza totale colonne Qi+diffusione		(m)	7.92
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico		(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico		(kN/m ²)	20.00

8.3.10 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

<i>Paraghiata</i>		
numero pali		12
interasse pali	(m)	3.60
lunghezza pali	(m)	25.00

8.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

8.4.1 CARICHI ELEMENTARI SAP2000

TABLE: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
A1.a) Spalla Peso Proprio	DEAD	1	
A1.b) Tiranti	DEAD	0	
A2.a) Spinta della Terra M1	DEAD	0	
A2.b) Spinta della Terra M2	DEAD	0	
A2.c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD	0	
A3.a) Spalla Perm.	DEAD	0	
A2.d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD	0	
B1) Impalcato Peso Proprio	DEAD	0	
B2) Impalcato Perm.	DEAD	0	
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3a2) Folla 1 Marc.Centro	LIVE	0	
C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
C3b1) Folla 2 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3b2) Folla 2 Marc.Centro	LIVE	0	
C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
Da) Acc.Ril+Carico M1	LIVE	0	
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE	0	
Ea) Acc.Ril+Scarico M1	LIVE	0	
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE	0	
F1) Frenatura 1	LIVE	0	
F2) Frenatura 2	LIVE	0	
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE	0	
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE	0	
H1) VENTO+y Imp.carico	WIND	0	None
H2) VENTO-y Imp.carico	WIND	0	None
I1) VENTO+y Imp.scarico	WIND	0	None
I2) VENTO-y Imp.scarico	WIND	0	None
L1) Vento +y Spalla	WIND	0	None
L2) Vento -y Spalla	WIND	0	None
L3) Neve	LIVE	0	
M1a) SismaX Spalla	QUAKE	0	None
M1b) SismaX Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
M2a+) X TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
M2a-) X TERRA V- M1	QUAKE	0	None
M2b+) X TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
M2b-) X TERRA V- M2	QUAKE	0	None
M3) SISMA X IMP.	QUAKE	0	None
N1a) SismaY Spalla	QUAKE	0	None
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N2a+) Y TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
N2a-) Y TERRA V- M1	QUAKE	0	None
N2b+) Y TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
N2b-) Y TERRA V- M2	QUAKE	0	None
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE	0	None
O1) SISMA V SPALLA	QUAKE	0	None
O2a) V TERRA V+	QUAKE	0	None
O2b) V TERRA V-	QUAKE	0	None
O3) SISMA V IMP.	QUAKE	0	None
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD	0	
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD	0	

TABLE: Load Case Definitions

Case	DesignType
Text	Text
A1) Spalla Peso Proprio+ Tiranti	DEAD
A2a) Spinta della Terra M1	DEAD
A2b) Spinta della Terra M2	DEAD
A2c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD
A2d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD
A3) Spalla Perm.	DEAD
B1) Imp. Peso Proprio	DEAD
B2) Impalcato Perm.	DEAD
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	LIVE
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	LIVE
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	LIVE
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE
C3a) Folla 1	LIVE
C3b) Folla 2	LIVE
Da) Acc. Ril+Carico M1	LIVE
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	LIVE
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE
F1) Frenatura 1	LIVE
F2) Frenatura 2	LIVE
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE
H1) Vento+ Ponte Carico	WIND
H2) Vento- Ponte Carico	WIND
I1) Vento+ Ponte scarico	WIND
I2) Vento- Ponte scarico	WIND
L1) Vento+ Spalla	WIND
L2) Vento- Spalla	WIND
L3) Neve	LIVE
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	QUAKE
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	QUAKE
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	QUAKE
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	QUAKE
M3) SISMA X IMP.	QUAKE
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	QUAKE
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	QUAKE
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	QUAKE
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	QUAKE
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE
Oa) Sisma Verticale V+	QUAKE
Ob) Sisma Verticale V-	QUAKE
O3) SISMA V IMP.	QUAKE
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD
MODAL	OTHER

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.a) Spalla Peso Proprio	1
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.b) Tiranti	1
A2a) Spinta della Terra M1	Load pattern	A2.a) Spinta della Terra M1	1
A2b) Spinta della Terra M2	Load pattern	A2.b) Spinta della Terra M2	1
A2c) Spinta della TerraSismica M1	Load pattern	A2.c) Spinta della TerraSismica M1	1
A2d) Spinta della TerraSismica M2	Load pattern	A2.d) Spinta della TerraSismica M2	1
A3) Spalla Perm.	Load pattern	A3.a) Spalla Perm.	1
B1) Imp. Peso Proprio	Load pattern	B1) Impalcato Peso Proprio	1
B2) Impalcato Perm.	Load pattern	B2) Impalcato Perm.	1
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	Load pattern	C1a) Acc.1 Imp. Tandem	1
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	Load pattern	C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	1
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	Load pattern	C1b) Acc.2 Imp. Tandem	1
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	Load pattern	C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b2) Folla 2 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	1
Da) Acc. Ril+Carico M1	Load pattern	Da) Acc.Ril+Carico M1	1
Db) Acc.Ril+Carico M2	Load pattern	Db) Acc.Ril+Carico M2	1
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	Load pattern	Ea) Acc.Ril+Scarico M1	1
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	Load pattern	Eb) Acc.Ril+Scarico M2	1
F1) Frenatura 1	Load pattern	F1) Frenatura 1	1
F2) Frenatura 2	Load pattern	F2) Frenatura 2	1
G1) Azione Centrifuga 1	Load pattern	G1) Azione Centrifuga 1	1
G2) Azione Centrifuga 2	Load pattern	G2) Azione Centrifuga 2	1
H1) Vento+ Ponte Carico	Load pattern	H1) VENTO+y Imp.carico	1
H2) Vento- Ponte Carico	Load pattern	H2) VENTO-y Imp.carico	1
I1) Vento+ Ponte scarico	Load pattern	I1) VENTO+y Imp.scarico	1
I2) Vento- Ponte scarico	Load pattern	I2) VENTO-y Imp.scarico	1
L1) Vento+ Spalla	Load pattern	L1) Vento +y Spalla	1
L2) Vento- Spalla	Load pattern	L2) Vento -y Spalla	1
L3) Neve	Load pattern	L3) Neve	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M2a+) X TERRA V+ M1	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M2a-) X TERRA V- M1	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M2b+) X TERRA V+ M2	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M2b-) X TERRA V- M2	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
M3) SISMA X IMP.	Load pattern	M3) SISMA X IMP.	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N2a+) Y TERRA V+ M1	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N2a-) Y TERRA V- M1	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N2b+) Y TERRA V+ M2	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N2b-) Y TERRA V- M2	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
N3) SISMA Y IMP.	Load pattern	N3) SISMA Y IMP.	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O2a) V TERRA V+	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O2b) V TERRA V-	1
O3) SISMA V IMP.	Load pattern	O3) SISMA V IMP.	1
P1) Attrito Imp.Struttura	Load pattern	P1) Attrito Imp.Struttura	1
P2) Attrito Imp.Portati	Load pattern	P2) Attrito Imp.Portati	1

8.4.2 CARICHI ELEMENTARI CMP

Il peso proprio degli Elementi tipo Beam e tipo Shell viene calcolato automaticamente in base alle caratteristiche dei materiali, alla geometria degli elementi e ai seguenti parametri:

CdC	= Numero Condizione di Carico Elementare
mltX	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
mltY	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
mltZ	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
Tipo	= Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	= coefficienti di combinazione
Ψ_{2s}	= coefficiente di combinazione sismica
φ	= coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	ϕ
A1.a) Spalla Peso Proprio	1	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A1.b) Tiranti	2	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A2.a) Spinta della Terra M1	3	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A2.b) Spinta della Terra M2	4	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A2.c) Spinta della Terra Sismica M1	5	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A3.a) Spalla Perm.	6	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
A2.d) Spinta della Terra Sismica M2	7	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
B1) Impalcato Peso Proprio	8	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
B2) Impalcato Perm.	9	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	10	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	11	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	12	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	13	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	14	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3a2) Folla 1 Marc.Centro	15	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	16	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3b1) Folla 2 Marc.Lato Acc.	17	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3b2) Folla 2 Marc.Centro	18	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	19	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
Da) Acc.Ril+Carico M1	20	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
Db) Acc.Ril+Carico M2	21	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
Ea) Acc.Ril+Scarico M1	22	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	23	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
F1) Frenatura 1	24	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
F2) Frenatura 2	25	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
G1) Azione Centrifuga 1	26	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
G2) Azione Centrifuga 2	27	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
H1) VENTO+y Imp.carico	28	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
H2) VENTO-y Imp.carico	29	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
I1) VENTO+y Imp.scarico	30	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
I2) VENTO-y Imp.scarico	31	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
L1) Vento +y Spalla	32	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
L2) Vento -y Spalla	33	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
L3) Neve	34	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M1a) SismaX Spalla	35	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M1b) SismaX Terra Imbarcata	36	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M2a+) X TERRA V+ M1	37	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M2a-) X TERRA V- M1	38	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M2b+) X TERRA V+ M2	39	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M2b-) X TERRA V- M2	40	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
M3) SISMA X IMP.	41	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N1a) SismaY Spalla	42	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	43	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	44	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N2a+) Y TERRA V+ M1	45	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N2a-) Y TERRA V- M1	46	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N2b+) Y TERRA V+ M2	47	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N2b-) Y TERRA V- M2	48	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
N3) SISMA Y IMP.	49	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
O1) SISMA V SPALLA	50	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
O2a) V TERRA V+	51	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
O2b) V TERRA V-	52	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
O3) SISMA V IMP.	53	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
P1) Attrito Imp.Struttura	54	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
P2) Attrito Imp.Portati	55	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1

8.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO CMP

Le verifiche vengono svolte con il programma CMP che importa le sollecitazioni dei soli carichi base dal SAP2000 ed utilizza un metodo diverso per creare le combinazioni di carico in modo da massimizzare le sollecitazioni per le varie verifiche.

Tipologia delle condizioni di carico:

-Permanente: la CdC elementare è sempre presente nell'involuppo.

-Variabile: le sollecitazioni della CdC elementare sono sommate solo se la componente considerata (N22, N33, N23, ...) è a sfavore, diminuendo il valore finale se si cerca il minimo, aumentando il valore finale se si cerca il massimo.

-Variabile non Contemporanea: analoga alla Variabile ma vengono sommate le sollecitazioni della CdC più gravosa, per la componente in esame, fra tutte quelle che appartengono allo stesso gruppo (colonna grp).

-Permanente non Contemporanea: analoga alle var. non contemporanea con la differenza che le sollecitazioni di almeno una CdC dello stesso gruppo vengono sommate indipendentemente se più o meno gravose per la componente in esame

-Variabile Contemporanea: le sollecitazioni della CdC elementare sono sommate insieme a tutte quelle Variabili Contemporanee che appartengono allo stesso gruppo (colonna grp) solo se applicandole tutte assieme vanno a sfavore diminuendo il valore finale se si cerca il minimo, aumentando il valore finale se si cerca il massimo.

8.4.3.1 Involuppi di base

DESCRIZIONE Involuppo "A1) Spalla peso proprio + tiranti"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 1ST	A1.A) SPALLA PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	1
CDC ELEM. 2ST	A1.B) TIRANTI	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "A2.a) Spinta della terra M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 3ST	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "A2.b) Spinta della terra M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 4ST	A2.B) SPINTA DELLA TERRA M2	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "A2.c) Spinta della terra sismica M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 5ST	A2.C) SPINTA DELLA TERRASISMICA M1	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "A2.d) Spinta della terra sismica M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 7ST	A2.D) SPINTA DELLA TERRASISMICA M2	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "A3) Spalla permanente"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 6ST	A3.A) SPALLA PERM.	PERMANENTE		1	1

DESCRIZIONE Involuppo "B1) Imp. peso proprio"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 8ST	B1) IMPALCATO PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Involuppo "B2) Implacato permanente"

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1 RELAZIONE CALCOLO.DOC

FOGLIO
168 di 250

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 9ST	B2) IMPALCATO PERM.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "C1) Carichi mobili - tandem"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	C1A) CARICHI MOBILI A - TANDEM	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	C1B) CARICHI MOBILI B - TANDEM	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C1a) Carichi mobili a - tandem"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 10ST	C1A) ACC.1 IMP. TANDEM	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C1b) Carichi mobili b - tandem"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 12ST	C1B) ACC.2 IMP. TANDEM	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C2) Carichi mobili - distribuiti"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	C2A) CARICHI MOBILI A - DISTRIBUITI	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	C2B) CARICHI MOBILI B - DISTRIBUITI	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C2a) Carichi mobili a - distribuiti"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 11ST	C2A) ACC.1 IMP. DISTRIBUITO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C2b) Carichi mobili b - distribuiti"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 13ST	C2B) ACC.2 IMP. DISTRIBUITO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C3) Carichi mobili folla"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	C3A) CARICHI MOBILI FOLLA A	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	C3B) CARICHI MOBILI FOLLA B	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C3a) Carichi mobili folla a"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 14ST	C3A1) FOLLA 1 MARC.LATO ACC.	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 15ST	C3A2) FOLLA 1 MARC.CENTRO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 16ST	C3A3) FOLLA 1 MARC.LATO OPPOSTO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "C3b) Carichi mobili folla b"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 17ST	C3B1) FOLLA 2 MARC.LATO ACC.	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 18ST	C3B2) FOLLA 2 MARC.CENTRO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 19ST	C3B3) FOLLA 2 MARC.LATO OPPOSTO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "Ca) Carichi mobili a"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 10ST	C1A) ACC.1 IMP. TANDEM	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 11ST	C2A) ACC.1 IMP. DISTRIBUITO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 14ST	C3A1) FOLLA 1 MARC.LATO ACC.	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 15ST	C3A2) FOLLA 1 MARC.CENTRO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 16ST	C3A3) FOLLA 1 MARC.LATO OPPOSTO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "Carichi mobili - SLU"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	C1) CARICHI MOBILI - TANDEM	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	C2) CARICHI MOBILI - DISTRIBUITI	VAR.NON CONTEMP.	2	1	1
INVILUPPO	C3) CARICHI MOBILI FOLLA	VAR.NON CONTEMP.	3	1	1
INVILUPPO	C1) CARICHI MOBILI - TANDEM	VAR.NON CONTEMP.	1	0.75	0.75
INVILUPPO	C2) CARICHI MOBILI - DISTRIBUITI	VAR.NON CONTEMP.	2	0.4	0.4
INVILUPPO	C3) CARICHI MOBILI FOLLA	VAR.NON CONTEMP.	3	0.4	0.4
INVILUPPO	C1) CARICHI MOBILI - TANDEM	VAR.NON CONTEMP.	1	0.4	0.4
INVILUPPO	C2) CARICHI MOBILI - DISTRIBUITI	VAR.NON CONTEMP.	2	0.75	0.75
INVILUPPO	C3) CARICHI MOBILI FOLLA	VAR.NON CONTEMP.	3	0.4	0.4

DESCRIZIONE Inviluppo "Cb) Carichi mobili b"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 12ST	C1B) ACC.2 IMP. TANDEM	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 13ST	C2B) ACC.2 IMP. DISTRIBUITO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 17ST	C3B1) FOLLA 2 MARC.LATO ACC.	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 18ST	C3B2) FOLLA 2 MARC.CENTRO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 19ST	C3B3) FOLLA 2 MARC.LATO OPPOSTO	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "D.a) Acc. ril. + carico M1"

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC

FOLGIO
169 di 250

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 20ST	DA) ACC.RIL+CARICO M1	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "D.b) Acc. ril. + carico M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 21ST	DB) ACC.RIL+CARICO M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "DEa) Acc. Rilevato M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	D.A) ACC. RIL. + CARICO M1	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	E.A) ACC. RIL. + SCARICO M1	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "DEb) Acc. rilevato M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	D.B) ACC. RIL. + CARICO M2	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	E.B) ACC. RIL. + SCARICO M2	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "E.a) Acc. ril. + scarico M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 22ST	EA) ACC.RIL+SCARICO M1	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "E.b) Acc. ril. + scarico M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 23ST	EB) ACC.RIL+SCARICO M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "F) Frenatura"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	F1) FRENATURA 1	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	F2) FRENATURA 2	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "F1) Frenatura 1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 24ST	F1) FRENATURA 1	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "F2) Frenatura 2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 25ST	F2) FRENATURA 2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "G) Azione centrifuga"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	G1) AZIONE CENTRIFUGA 1	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	G2) AZIONE CENTRIFUGA 2	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "G1) Azione centrifuga 1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 26ST	G1) AZIONE CENTRIFUGA 1	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "G2) Azione centrifuga 2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 27ST	G2) AZIONE CENTRIFUGA 2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "H1) Vento + ponte carico"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 28ST	H1) VENTO+Y IMP.CARICO	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "H2) Vento - ponte carico"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 29ST	H2) VENTO-Y IMP.CARICO	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "I1) Vento + ponte scarico"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 30ST	I1) VENTO+Y IMP.SCARICO	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "I2) Vento - ponte scarico"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 31ST	I2) VENTO-Y IMP.SCARICO	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "L1) Vento + spalla"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 32ST	L1) VENTO +Y SPALLA	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "L2) Vento - spalla"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 33ST	L2) VENTO -Y SPALLA	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "L3) Neve"

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOLGIO
170 DI 250

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 34ST	L3) NEVE	VARIABILE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "M1.b) Sisma X terra imbarcata"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 36ST	M1B) SISMAX TERRA IMBARCATA	VARIABILE		1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "M3) Sisma X Imp."					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 41ST	M3) SISMA X IMP.	PERMANENTE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "Ma-) Sisma longitudinale M1 V-"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 38ST	M2A-) X TERRA V- M1	VARIABILE		1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "Ma+) Sisma longitudinale M1 V+"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 37ST	M2A+) X TERRA V+ M1	VARIABILE		1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV) Sisma long. M1"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MAV+) SISMA X M1 V+	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	MAV-) SISMA X M1 V-	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV) Sisma long. M1 no imb."					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MAV+) SISMA X M1 V+ NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	MAV-) SISMA X M1 V- NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV-) Sisma X M1 V-"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 36ST	M1B) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERMANENTE		1	0
CDC ELEM. 38ST	M2A-) X TERRA V- M1	PERMANENTE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV-) Sisma X M1 V- no imb."					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 38ST	M2A-) X TERRA V- M1	PERMANENTE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV+) Sisma X M1 V+"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 36ST	M1B) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERMANENTE		1	0
CDC ELEM. 37ST	M2A+) X TERRA V+ M1	PERMANENTE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "MaV+) Sisma X M1 V+ no imb."					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 37ST	M2A+) X TERRA V+ M1	PERMANENTE		1	0
DESCRIZIONE Inviluppo "Mb-) Sisma longitudinale M2 V-"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 40ST	M2B-) X TERRA V- M2	VARIABILE		1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "Mb+) Sisma longitudinale M2 V+"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 39ST	M2B+) X TERRA V+ M2	VARIABILE		1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MbV) Sisma long. M2"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MBV+) SISMA X M2 V+	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	MBV-) SISMA X M2 V-	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MbV) Sisma long. M2 no imb."					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MBV+) SISMA X M2 V+ NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	MBV-) SISMA X M2 V- NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
DESCRIZIONE Inviluppo "MbV-) Sisma X M2 V-"					
N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	-1

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1 RELAZIONE CALCOLODOC

FOGLIO
171 DI 250

CDC ELEM. 36ST	M1B) SISMAX TERRA IMBARCATA	VARIABILE		1	0
CDC ELEM. 40ST	M2B-) X TERRA V- M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "MbV-) Sisma X M2 V- no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 40ST	M2B-) X TERRA V- M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "MbV+) Sisma X M2 V+ "

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 36ST	M1B) SISMAX TERRA IMBARCATA	VARIABILE		1	0
CDC ELEM. 39ST	M2B+) X TERRA V+ M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "MbV+) Sisma X M2 V+ no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 35ST	M1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 39ST	M2B+) X TERRA V+ M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "N1bdx) Sisma Y terra imbarcata"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 44ST	N1BDX) SISMAX TERRA IMBARCATA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "N1bsx) Sisma Y terra imbarcata"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 43ST	N1BSX) SISMAX TERRA IMBARCATA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "N3) Sisma Y Imp."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 49ST	N3) SISMA Y IMP.	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Na-) Sisma trasv. M1 V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 46ST	N2A-) Y TERRA V- M1	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "Na+) Sisma trasv. M1 V+ "

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 45ST	N2A+) Y TERRA V+ M1	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV) Sisma trasv. M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NAV+) SISMA Y M1 V+	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	NAV-) SISMA Y M1 V-	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV) Sisma trasv. M1 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NAV+) SISMA Y M1 V+ NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	NAV-) SISMA Y M1 V- NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV-) Sisma Y M1 V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 43ST	N1BSX) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERM.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 44ST	N1BDX) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERM.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 46ST	N2A-) Y TERRA V- M1	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV-) Sisma Y M1 V- no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 46ST	N2A-) Y TERRA V- M1	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV+) Sisma Y M1 V+ "

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 43ST	N1BSX) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERM.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 44ST	N1BDX) SISMAX TERRA IMBARCATA	PERM.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 45ST	N2A+) Y TERRA V+ M1	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NaV+) Sisma Y M1 V+ no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAX SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 45ST	N2A+) Y TERRA V+ M1	PERMANENTE		1	0

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
Al 4_14_1 RELAZIONE CALCOLO.DOC

FOGLIO
172 di 250

DESCRIZIONE Inviluppo "Nb-) Sisma trasv. M2 V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 48ST	N2B-) Y TERRA V- M2	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "Nb+) Sisma trasv. M2 V+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 47ST	N2B+) Y TERRA V+ M2	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE INVILUPPO "NbV) SISMA TRASV. M2"

N°CDC O INVILUPPO INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO NBV+) SISMA Y M2 V+	TIPOLOGIA PERM.NON CONTEMP.	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NB-) SISMA Y M2 V-	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "NbV) Sisma trasv. M2 no imb."

N°CDC O INVILUPPO INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO NBV+) SISMA Y M2 V+ NO IMB.	TIPOLOGIA PERM.NON CONTEMP.	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NB-) SISMA Y M2 V- NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "NbV-) Sisma Y M2 V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 43ST	N1BSX) SISMAY TERRA IMBARCATA	VAR.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 44ST	N1BDX) SISMAY TERRA IMBARCATA	VAR.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 48ST	N2B-) Y TERRA V- M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NbV-) Sisma Y M2 V- no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 48ST	N2B-) Y TERRA V- M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NbV+) Sisma Y M2 V+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 43ST	N1BSX) SISMAY TERRA IMBARCATA	VAR.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 44ST	N1BDX) SISMAY TERRA IMBARCATA	VAR.NON CONTEMP.	1	1	0
CDC ELEM. 47ST	N2B+) Y TERRA V+ M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "NbV+) Sisma Y M2 V+ no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 42ST	N1A) SISMAY SPALLA	VARIABILE		1	-1
CDC ELEM. 47ST	N2B+) Y TERRA V+ M2	VARIABILE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "O.a) Sisma verticale V+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 50ST	O1) SISMA V SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 51ST	O2A) V TERRA V+	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "O.b) Sisma verticale V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 50ST	O1) SISMA V SPALLA	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 52ST	O2B) V TERRA V-	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "O3) Sisma V Imp."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 53ST	O3) SISMA V IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "OV) Sisma vert."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	OV+) SISMA Z V+	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	OV-) SISMA Z V-	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "OV-) Sisma Z V-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 50ST	O1) SISMA V SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 52ST	O2B) V TERRA V-	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "OV+) Sisma Z V+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 50ST	O1) SISMA V SPALLA	PERMANENTE		1	-1
CDC ELEM. 51ST	O2A) V TERRA V+	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "P1) Attrito Imp. struttura"

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1_RELAZIONE.CALCOLO.DOC

FOLLIO
173 DI 250

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 54ST	P1) ATTRITO IMP.STRUTTURA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "P2) Attrito Imp. portati"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 55ST	P2) ATTRITO IMP.PORTATI	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma X M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MAV) SISMA LONG. M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	M3) SISMA X IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma X M1 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MAV) SISMA LONG. M1 NO IMB.	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	M3) SISMA X IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma X M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MBV) SISMA LONG. M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	M3) SISMA X IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma X M2 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	MBV) SISMA LONG. M2 NO IMB.	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	M3) SISMA X IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma Y M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NAV) SISMA TRASV. M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	N3) SISMA Y IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma Y M1 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NAV) SISMA TRASV. M1 NO IMB.	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	N3) SISMA Y IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma Y M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NBV) SISMA TRASV. M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	N3) SISMA Y IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma Y M2 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	NBV) SISMA TRASV. M2 NO IMB.	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	N3) SISMA Y IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "Sisma Z"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	O0) SISMA VERT.	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	O3) SISMA V IMP.	PERMANENTE		1	0

DESCRIZIONE Inviluppo "V) Vento"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	V1) VENTO CARICO Y+	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	V2) VENTO CARICO Y-	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	V3) VENTO SCARICO Y+	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	V4) VENTO SCARICO Y-	VAR.NON CONTEMP.	1	1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "V1) Vento carico Y+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 28ST	H1) VENTO+Y IMP.CARICO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 32ST	L1) VENTO +Y SPALLA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "V2) Vento carico Y-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 29ST	H2) VENTO-Y IMP.CARICO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 33ST	L2) VENTO -Y SPALLA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "V3) Vento scarico Y+"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 30ST	I1) VENTO+Y IMP.SCARICO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 32ST	L1) VENTO +Y SPALLA	VARIABILE		1	1

DESCRIZIONE Inviluppo "V4) Vento scarico Y-"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
CDC ELEM. 31ST	I2) VENTO-Y IMP.SCARICO	VARIABILE		1	1
CDC ELEM. 33ST	L2) VENTO -Y SPALLA	VARIABILE		1	1

8.4.3.2 Inviluppi principali

DESCRIZIONE Inviluppo "SLE 3) FREQUENTE"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLE 3) FREQUENTE VENTO	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLE 3) FREQUENTE MOBILI	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLE 3) FREQUENTE"

Descrizione inviluppo "SLE 3) FREQUENTE VENTO":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.2	0

Descrizione inviluppo "SLE 3) FREQUENTE MOBILI":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	C1) CARICHI MOBILI - TANDEM	VARIABILE		0.75	0
INVILUPPO	C2) CARICHI MOBILI - DISTRIBUITI	VARIABILE		0.4	0
INVILUPPO	C3) CARICHI MOBILI FOLLA	VARIABILE		0.4	0
INVILUPPO	DEA) ACC. RILEVATO M1	VARIABILE		0.4	0

DESCRIZIONE Inviluppo "SLE 4) QUASI PERMANENTE"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	L3) NEVE	VARIABILE		0.5	0

DESCRIZIONE Inviluppo "SLU 1A) - AIM1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLU 1A) MOBILI - AIM1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLU 1A) ACC.RIL. - AIM1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLU 1A) VENTO - AIM1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLU 1A) - AIM1"

Descrizione inviluppo "SLU 1A) MOBILI - AIM1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1.35	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	CARICHI MOBILI - SLU	VARIABILE		1.35	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.35	-1.35
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.35	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.9	0
INVILUPPO	D.A) ACC. RIL. + CARICO M1	VARIABILE		1.35	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.72	-0.72
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.72	-0.72

Descrizione inviluppo "SLU 1A) ACC.RIL. - AIM1":

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1_RELAZIONE.CALCOLO.DOC

FOGLIO
175 di 250

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1.35	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.35	-1.35
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.35	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.9	0
INVILUPPO	E.A) ACC. RIL. + SCARICO M1	VARIABILE		1.35	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.72	-0.72
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.72	-0.72

Descrizione inviluppo "SLU 1A) VENTO - A1M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1.35	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1.35	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.5	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		1.5	0
INVILUPPO	DEA) ACC. RILEVATO M1	VARIABILE		1.35	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.72	-0.72
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.72	-0.72

DESCRIZIONE Inviluppo "SLU 1B) - A2M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLU 1B) MOBILI - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLU 1B) ACC.RIL. - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLU 1B) VENTO - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLU 1B) - A2M1"

Descrizione inviluppo "SLU 1B) MOBILI - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	CARICHI MOBILI - SLU	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	-1.15
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.78	0
INVILUPPO	D.A) ACC. RIL. + CARICO M1	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

Descrizione inviluppo "SLU 1B) ACC.RIL. - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	-1.15
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.78	0
INVILUPPO	E.A) ACC. RIL. + SCARICO M1	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

Descrizione inviluppo "SLU 1B) VENTO - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.A) SPINTA DELLA TERRA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		1.3	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

DESCRIZIONE Inviluppo "SLU 1B) - A2M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLU 1B) MOBILI - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

**VIADOTTO RAMPA MILANO-TRENTO
(PR KM 227+903)**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI 4_14_1_RELAZIONE.CALCOLO.DOC

FOGLIO
176 DI 250

INVILUPPO	SLU 1B) ACC.RIL. - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLU 1B) VENTO - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli involuipi contenuti nell'involuppo "SLU 1B) - A2M2"

Descrizione involuppo "SLU 1B) MOBILI - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.B) SPINTA DELLA TERRA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	CARICHI MOBILI - SLU	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	-1.15
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.78	0
INVILUPPO	D.B) ACC. RIL. + CARICO M2	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

Descrizione involuppo "SLU 1B) ACC.RIL. - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.B) SPINTA DELLA TERRA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	F) FRENATURA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	-1.15
INVILUPPO	G) AZIONE CENTRIFUGA	VAR.NON CONTEMP.	1	1.15	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		0.78	0
INVILUPPO	E.B) ACC. RIL. + SCARICO M2	VARIABILE		1.15	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

Descrizione involuppo "SLU 1B) VENTO - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.B) SPINTA DELLA TERRA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1.3	0
INVILUPPO	V) VENTO	VARIABILE		1.3	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.6	-0.6
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.6	-0.6

DESCRIZIONE Involuppo "SLV 5A) SISMA - A1M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA X - A1M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA Y - A1M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA Z - A1M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli involuipi contenuti nell'involuppo "SLV 5A) SISMA - A1M1"

Descrizione involuppo "SLV 5A) SISMA X - A1M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione involuppo "SLV 5A) SISMA Y - A1M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5A) SISMA Z - A1M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

DESCRIZIONE Inviluppo "SLV 5A) SISMA - A1M1 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA X - A1M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA Y - A1M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5A) SISMA Z - A1M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLV 5A) SISMA - A1M1 no imb."

Descrizione inviluppo "SLV 5A) SISMA X - A1M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5A) SISMA Y - A1M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5A) SISMA Z - A1M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

DESCRIZIONE Inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M1"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA X - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Y - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Z - A2M1	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M1"

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA X - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0

INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Y - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Z - A2M1":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

DESCRIZIONE Inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M1 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA X - A2M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Y - A2M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Z - A2M1 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M1 no imb."

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA X - A2M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Y - A2M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Z - A2M1 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.C) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M1	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5

INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M1 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

DESCRIZIONE Inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M2"

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA X - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Y - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Z - A2M2	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M2"

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA X - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Y - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Z - A2M2":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M2	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

DESCRIZIONE Inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M2 no imb."

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA X - A2M2 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Y - A2M2 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1
INVILUPPO	SLV 5B) SISMA Z - A2M2 NO IMB.	PERM.NON CONTEMP.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "SLV 5B) SISMA - A2M2 no imb."

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA X - A2M2 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Y M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Y - A2M2 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1

INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3

Descrizione inviluppo "SLV 5B) SISMA Z - A2M2 no imb.":

N°CDC O INVILUPPO	NOME CDC O INVILUPPO	TIPOLOGIA	GRUPPO	MOLT.MAX	MOLT.MIN
INVILUPPO	A1) SPALLA PESO PROPRIO + TIRANTI	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A2.D) SPINTA DELLA TERRA SISMICA M2	PERMANENTE		1	1
INVILUPPO	A3) SPALLA PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B1) IMP. PESO PROPRIO	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	B2) IMPLACATO PERMANENTE	PERMANENTE		1	0
INVILUPPO	P1) ATTRITO IMP. STRUTTURA	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	P2) ATTRITO IMP. PORTATI	VARIABILE		0.5	-0.5
INVILUPPO	SISMA X M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Y M2 NO IMB.	VAR.CONTEMPORANEA	1	0.3	-0.3
INVILUPPO	SISMA Z	VAR.CONTEMPORANEA	1	1	-1

8.5 AZIONI

8.5.1 AZIONI TRASMESSE ALL'IMPALCATO

8.5.1.1 Carichi permanenti

CARICHI PERMANENTI	(g2)		totale		sull'appoggio			sul traverso di testata	
travi		kN	11753.78	kN	5867.50		kN/m	451.35	
soletta		kN	0.00	kN	0.00		kN/m	0.00	
<i>Struttura Impalcato (P.str.imp)</i>	(g2.1)					B1)	kN/m	451.35	Strut.Imp
cordolo esterno sx	(g2.2)	kN	1878.00	kN	937.50	B2)	kN/m	468.75	Perm.Imp.
cordolo interno sx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	kN/m	0.00	Perm.Imp.
cordolo esterno dx	(g2.2)	kN	1878.00	kN	937.50	B2)	kN/m	468.75	Perm.Imp.
cordolo interno dx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	kN/m	0.00	Perm.Imp.
pavimentazione	(g2.2)	kN	1690.20	kN	843.75	B2)	kN/m	64.90	Perm.Imp.
pesi aggiunti cordolo esterno sx	(g2.2)	kN	250.40	kN	125.00	B2)	kN	125.00	Perm.Imp.
pesi aggiunti cordolo interno sx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	kN	0.00	Perm.Imp.
pesi aggiunti cordolo esterno dx	(g2.2)	kN	250.40	kN	125.00	B2)	kN	125.00	Perm.Imp.
pesi aggiunti cordolo interno dx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	kN	0.00	Perm.Imp.
<i>Carico Totale (P.tot)</i>		kN	17700.78						
Carico permanente trasmesso dall'impalcato	R _{per}	kN	8836.25						
Effetto dell'attrito sugli appoggi (6.0% R _{per})	H _{att}	kN	530.18						

8.5.1.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si considerano quindi due condizioni di carico limite:

1. Cordolo esterno lato risolto di sinistra
2. Cordolo esterno lato risolto di destra

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

CARICHI ACCIDENTALI	(q1)				sul traverso di testata				
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>					Q _{ik} (q1.1)			q _{ik} (q1.2)	
1° Colonna Q _{1k} (4*150.00 kN), q _{1k} (9.00 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)			kN	298.30	C1)	kN/m	281.26	C2)
2° Colonna Q _{2k} (4*100.00 kN), q _{2k} (2.50 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)			kN	198.86	C1)	kN/m	78.13	C2)
3° Colonna Q _{3k} (4*50.00 kN), q _{3k} (2.50 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)			kN	99.43	C1)	kN/m	78.13	C2)

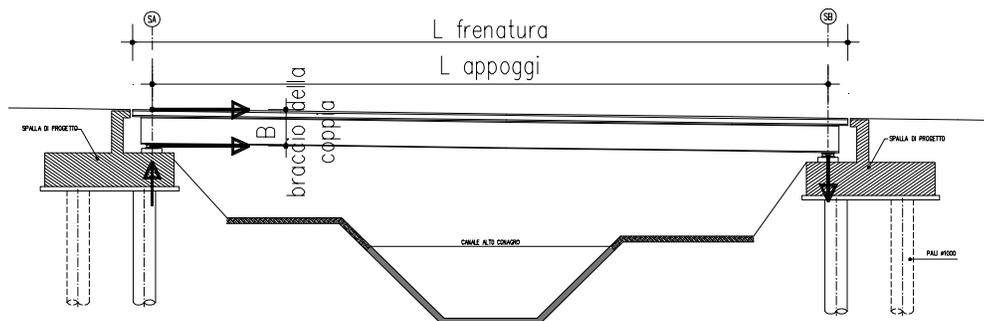
4° Colonna q_{4k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
5° Colonna q_{5k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
6° Colonna q_{6k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
7° Colonna q_{7k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
8° Colonna q_{8k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
9° Colonna q_{9k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
10° Colonna q_{10k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$				kN	-	kN/m	0.00	C2)
Totale Accidentali				R acc			596.59	437.52	
<i>Folla cordoli</i>									
Folla cordolo n.1 sx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F1,sx}$	C3)		kN/m		0.00		
Folla cordolo n.2 sx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F2,sx}$	C3)		kN/m		0.00		
Folla cordolo n.1 dx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F1,dx}$	C3)		kN/m		0.00		
Folla cordolo n.2 dx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F2,dx}$	C3)		kN/m		0.00		

8.5.1.3 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO	(q3)			<i>Tipo di appoggio</i>					
Lunghezza della zona caricata L	m	31.10		Appoggi fissi multipli-					
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1		Coefficiente afferenza		forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)		kN	
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)	kN	443.97		Calcola Coefficiente afferenza e scrivi		Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)		110.99	F)
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si						15.03	F)
			C	0.500					

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale schematizzato nel disegno seguente:

Frenatura orizzontale: da DM2008
Squilibrio verticale: $F_v = F_{tot} * B / L_{appoggi}$



8.5.1.4 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA	(q4)							
raggio di curvatura	m	0.00						

Reazioni dovute ad ogni singola colonna			Q _{ik}			Q _{vik}	
1° Colonna Q _{1k} (4*150.00 kN)		kN	298.30	Q _{v,1k}	kN	0.00	G
2° Colonna Q _{2k} (4*100.00 kN)		kN	198.86	Q _{v,2k}	kN	0.00	G
3° Colonna Q _{3k} (4*50.00 kN)		kN	99.43	Q _{v,3k}	kN	0.00	G

Agente a quota pavimetazione.

8.5.1.5 Azione del vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione,

la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

AZIONE DEL VENTO (D.M. 14/01/2008)	(q5)								
Pressione Vento		kN/m ²	2.50						
Lung. di afferenza vento Impalcato		m	31.25						
Azione vento afferente alla spalla		kN/m	78.13						
<i>Impalcato SCARICO</i>	F _{v,scarico}	kN/m	78.13	<i>Superficie impalcato investita a ponte SCARICO</i>				m	7.70
<i>Impalcato CARICO</i>	F _{v,carico}	kN/m	78.13	<i>Superficie impalcato investita a ponte CARICO</i>				m	7.70

8.5.1.6 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidezza orizzontale.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

AZIONE SISMICA	(q6)								
	kh		0.260	<i>Tipo di appoggio</i>				sul traverso di testata	
	kv		0.000	Appoggi fissi multipli-Coefficiente afferenza					
				C				F _{sl} (kN/m)	
<i>Sisma totale in senso longitudinale</i>	F _{sl}	kN	2301.10	Quota di sisma Long. afferente alla spalla			(+X)	177.01	M3
agente a quota appoggi con braccio:	h _{Fsl}	m	1.50	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi		Squilibrio	(+Z)	8.62	M3
Squilibrio sisma longitudinale			si						
				0.5					
								F _{st} (kN/m)	
<i>Sisma totale in senso trasversale</i>	F _{st}	kN	2301.10	Quota di sisma Trasv. afferente alla spalla			(+Y)	177.01	N3
agente sopra quota appoggi:	h _{Fst}	m	1.50	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi					
				0.5					
								F _{sv} (kN/m)	
<i>Sisma totale verticale</i>	F _{sv}	kN	0.00				(+Z)	0.00	O3

8.5.1.7 Azione di attrito

Azioni orizzontali longitudinali al ponte trasmesse alla spalla per attrito in funzione del tipo di appoggi:

AZIONE DI ATTRITO	(q7)							
		<i>Tipo di appoggio</i>				(q7.1)	kN	
Attrito (Struttura Impalcato)		Appoggi fissi multipli-Coefficiente afferenza				(+X)	12.44	P1

		C	Calcola Attrito con (a*L*DT*Kel) e scrivi	Kel=EJ/H^3		
		0.25				
			12.44	(q7.2)	kN	
Attrito (Permanenti portati Impalcato)				(+X)	0.00	P2)

8.5.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

8.5.2.1 Peso proprio

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidezza, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestrutto il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

8.5.2.2 Spinta delle terre

8.5.2.2.1 Spinta Del Terreno Di Monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i parametri geotecnici indicati nella tabella riportata di seguito.

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

SPINTA DELLE TERRE			
Spinta del terreno a monte			
peso di volume	γ	kN/m ³	19.00
angolo di attrito A1+M1	ϕ_{A1+M1}	°	35.00
angolo di attrito A2+M2	ϕ_{A2+M2}	°	29.26
COMBINAZIONE A1-M1			
Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \tan \phi$		0.426
SPALLA			
altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.65
A2.a) pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	86.29
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-459.48
altezza alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.550
RISVOLTO SX			
altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
A2.a) pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	85.48
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-450.89
altezza alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.517
RISVOLTO DX			

A2.a)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	85.48
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-450.89
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.517
	COMBINAZIONE A2-M2			
	Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi$ =		0.511
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.65
A2.b)	pressione massima alla base	$p_2 =$	kN/m	103.46
	spinta massima	$S_2 =$	kN	-550.92
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_2 =$	m	3.550
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	102.49
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-540.62
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.517
	<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	102.49
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-540.62
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.517

8.5.2.2.2 Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella 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) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

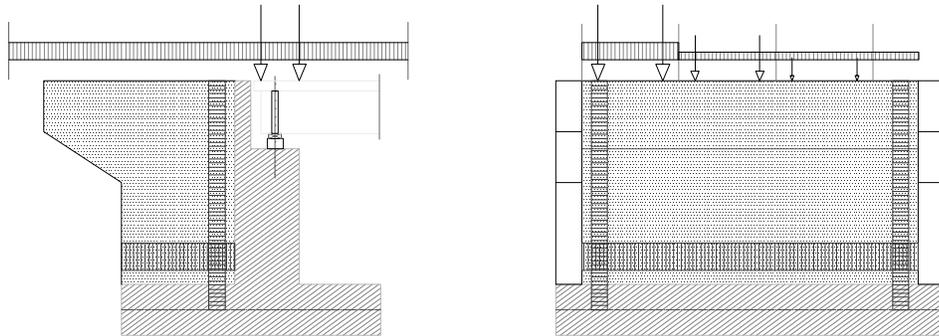
SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO			
<i>Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno</i>			
	sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m ²	9.00
	sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m ²	20.00
COMBINAZIONE A1-M1			
D.a)	pressione concomitante con impalcato carico	$P_{2a} =$ kN/m ²	3.84
E.a)	pressione concomitante con impalcato scarico	$P_{2b} =$ kN/m ²	8.53
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	-531.35
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	-1180.77
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	5.33
COMBINAZIONE A2-M2			
D.b)	pressione concomitante con impalcato carico	$P_{2a} =$ kN/m ²	4.60
E.b)	pressione concomitante con impalcato scarico	$P_{2b} =$ kN/m ²	10.23
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	-637.09
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	-1415.75
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	5.33

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

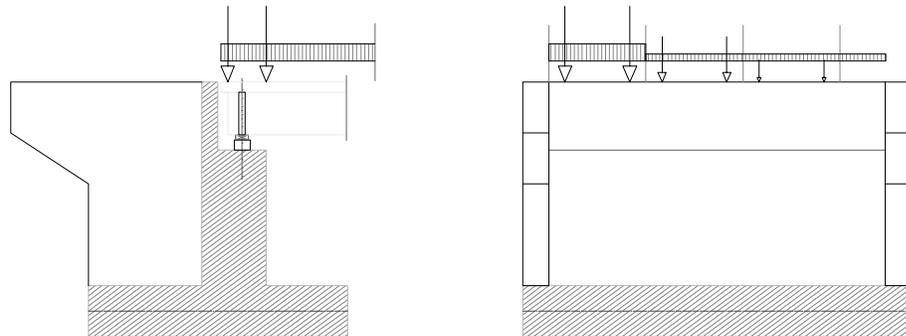
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

a	Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
b	Carichi solo impalcato
c	Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
d	Assenza di impalcato

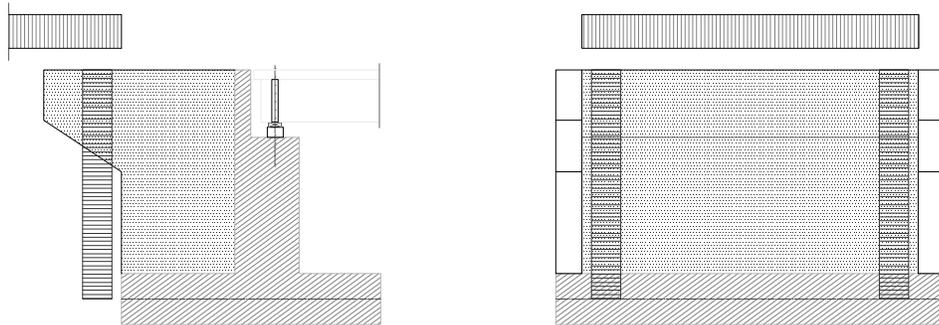
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



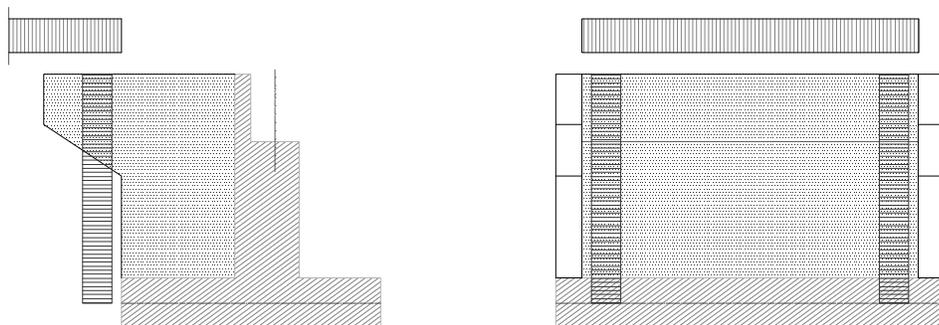
b) Carichi solo impalcato



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)



d) Assenza di impalcato



8.5.2.2.3 Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

8.5.2.2.4 Carico Sulla Platea Fondazione

CARICO SULLA PLATEA FONDAZIONE				
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{ot} =$	m	10.65
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	202.35
D.a-D.b) (a)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{ot} =$	m	10.55
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	200.45
D.a-D.b) (a)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
	<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{ot} =$	m	10.55
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	200.45
D.a-D.b) (a)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico	$p_Q =$	kN/m ²	9.00

8.5.2.3 Azione del vento

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	7.15
Pressione del vento (kN/m ²)	$p_v =$	250
Coefficiente di afferenza azioni spalla	$\xi_{str} =$	1.00
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	17.88

8.5.2.4 Azione sismica

8.5.2.4.1 Azioni Inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia

Fusto

Muri di risvolto
Orecchie
Fondazione

AZIONI SISMICHE			
	<i>Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par. 3.2.3.1)</i>		
	Comune		Verona
	Latitudine		45.44
	Longitudine		11.00
	Vita nominale dell'opera		100
	Coefficiente d'uso		2
	Periodo di riferimento		200
M-N 1)	coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	$k_h =$	0.260
O1)	coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+-} =$	0.000
	Inerzia terreno imbarcato		
	<i>SPALLA</i>		
M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	14.33
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$	808.42
	<i>RISVOLTO SX</i>		
N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	49.20
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$	2724.34
	<i>RISVOLTO DX</i>		
N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	49.20
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$	2724.34

8.5.2.4.2 Spinta Terre

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 7.11.6.2.1 del D.M., la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$S_t = 1/2 * \gamma * h_{tot}^2 * k$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta attiva è posto ad $h_{tot}/3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

	coefficiente di spinta attiva (M1)	$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	0.271
	coefficiente di spinta attiva (M2)	$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	0.343

	Spinta Terreno Sismico			
	SPALLA			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.65
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	54.83
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	292.00
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$	kN/m ²	69.50
	(M2) spinta totale	$S_{1s} (M2) =$	kN/m	370.06
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.550
	RISVOLTO SX			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	54.32
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	286.54
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$	kN/m ²	68.84
	(M2) spinta totale	$S_{1s} (M2) =$	kN/m	363.15
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.517
	RISVOLTO DX			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.55
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	54.32
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	286.54
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$	kN/m ²	68.84
	(M2) spinta totale	$S_{1s} (M2) =$	kN/m	363.15
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.517

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

	1) SPALLA			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	89.641
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	477.341
			kN/m	/
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	10.65
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd - p_{1s} =$	kN/m ²	17.403
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/
	<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>			
		pd	kN/m ²	109.658

			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	583.927
			kN/m	/
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	10.65
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	D _{pd} = pd - p _{ls} =	kN/m ²	20.081
M-N 2B.-)				/
O 2B.+)				/
O 2B.-)				/
	2) RISVOLTO SX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	88.800
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	468.419
			kN/m	/
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	10.55
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	D _{pd} = pd - p _{ls} =	kN/ m ²	17.240
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/
	<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>			
		pd	kN/m ²	108.628
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	573.013
			kN/m	/
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	10.55
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	D _{pd} = pd - p _{ls} =	kN/m ²	19.893
M-N 2B.-)				/
O 2B.+)				/
O 2B.-)				/
	3) RISVOLTO DX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	88.800
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	468.419
			kN/m	/
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	10.55
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	D _{pd} = pd - p _{ls} =	kN/ m ²	17.240
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/

<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>			
		pd	kN/m ² 108.628
			kN/m ² /
		Ed =	kN/m 573.013
			kN/m /
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m 10.55
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - pls =	kN/m ² 19.893
M-N 2B.-)			/
O 2B.+)			/
O 2B.-)			/

8.6 SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni afferenti ai vari elementi strutturali si sono estrapolate dal programma di calcolo: si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle sollecitazioni massime afferenti ai singoli elementi strutturali, per le combinazioni di carico significative.

8.6.1 SOLLECITAZIONI PALIFICATA DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito lo schema della numerazione dei pali individuata nel programma di calcolo.

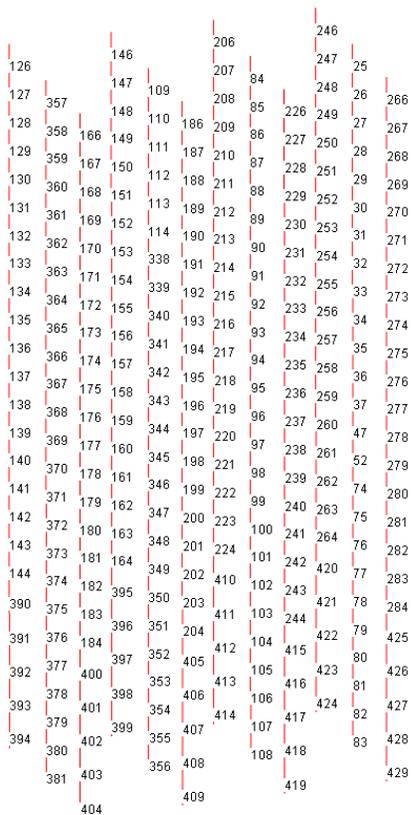
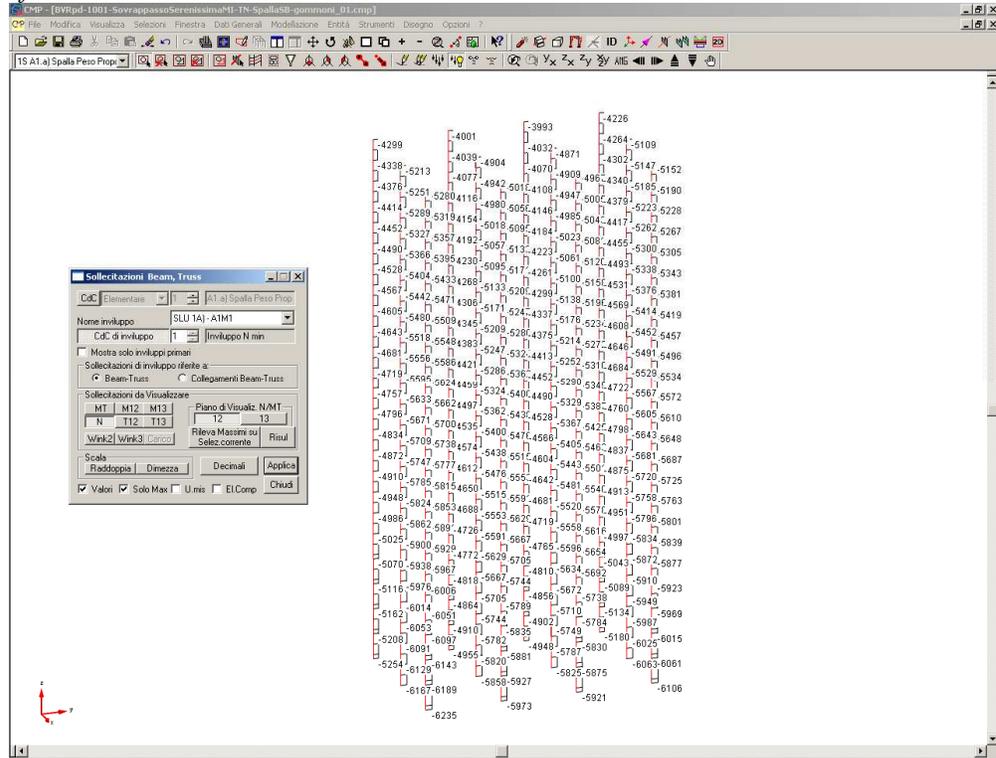


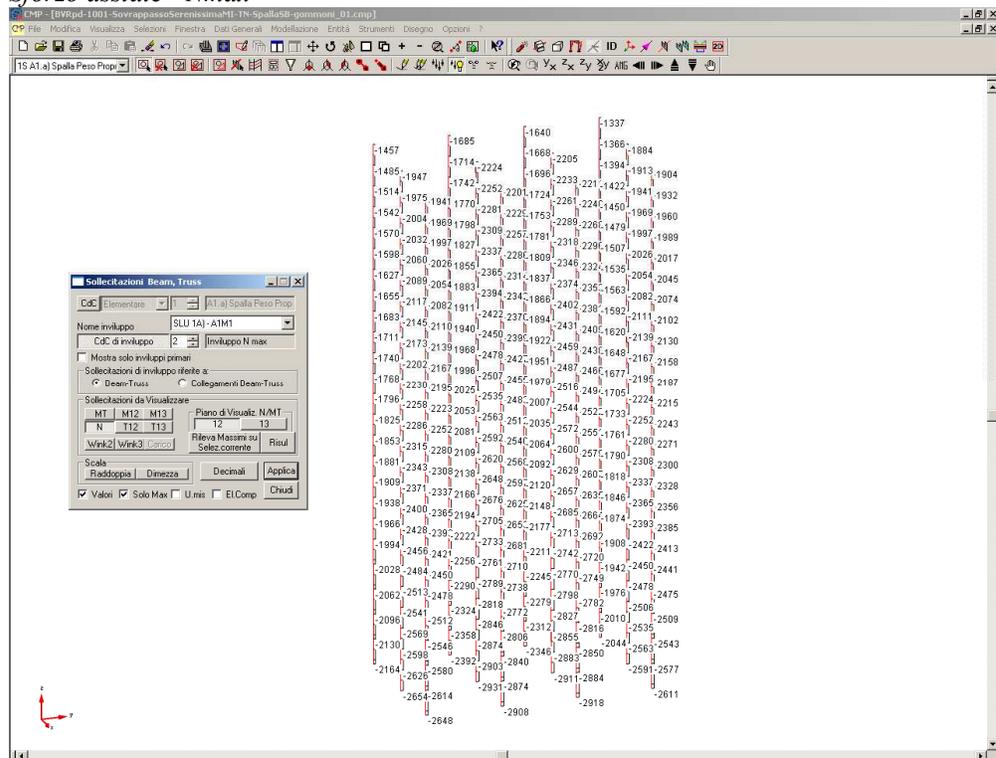
Figura 5. Pali Fondazione.

8.6.1.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

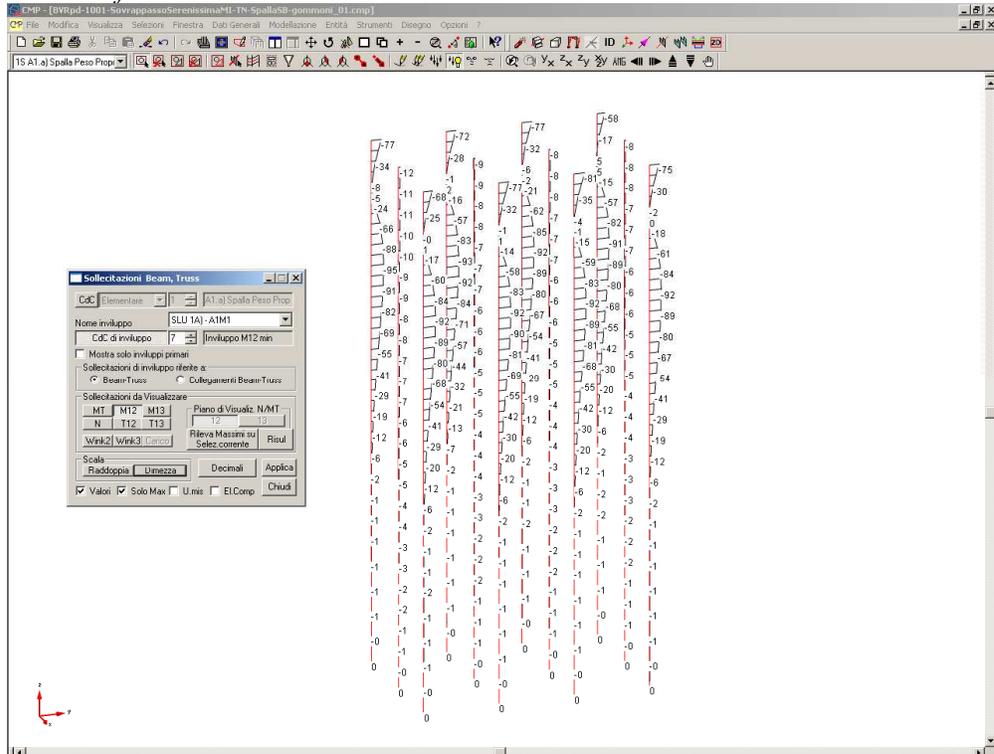
Sforzo assiale - Nmin



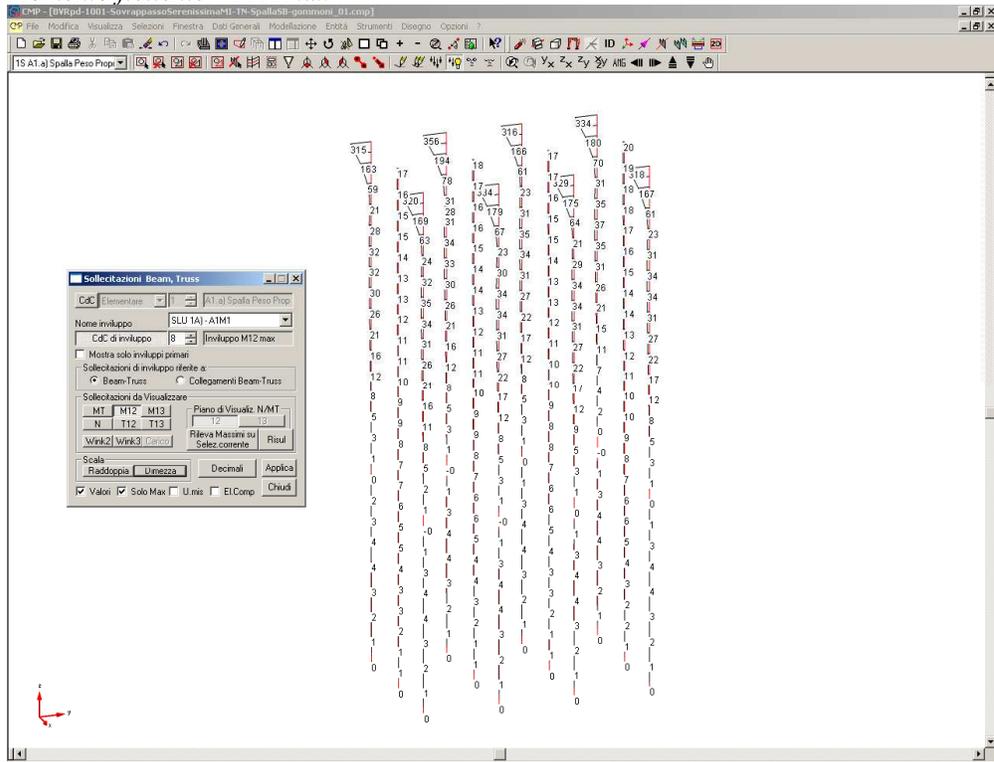
Sforzo assiale - Nmax



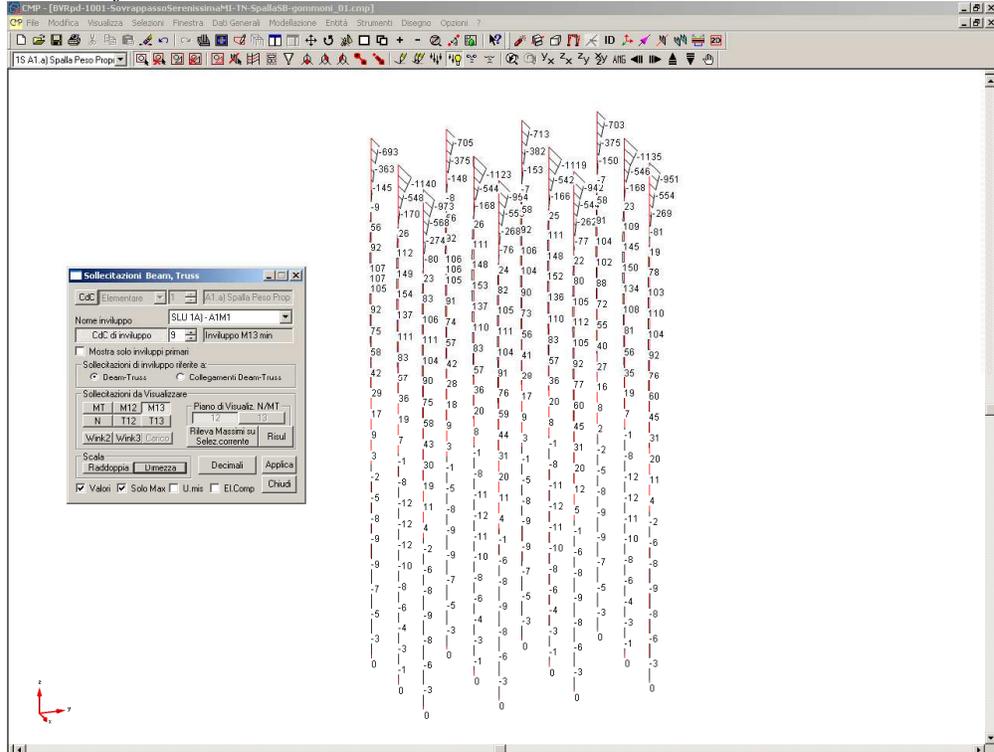
Momento flettente – M12min



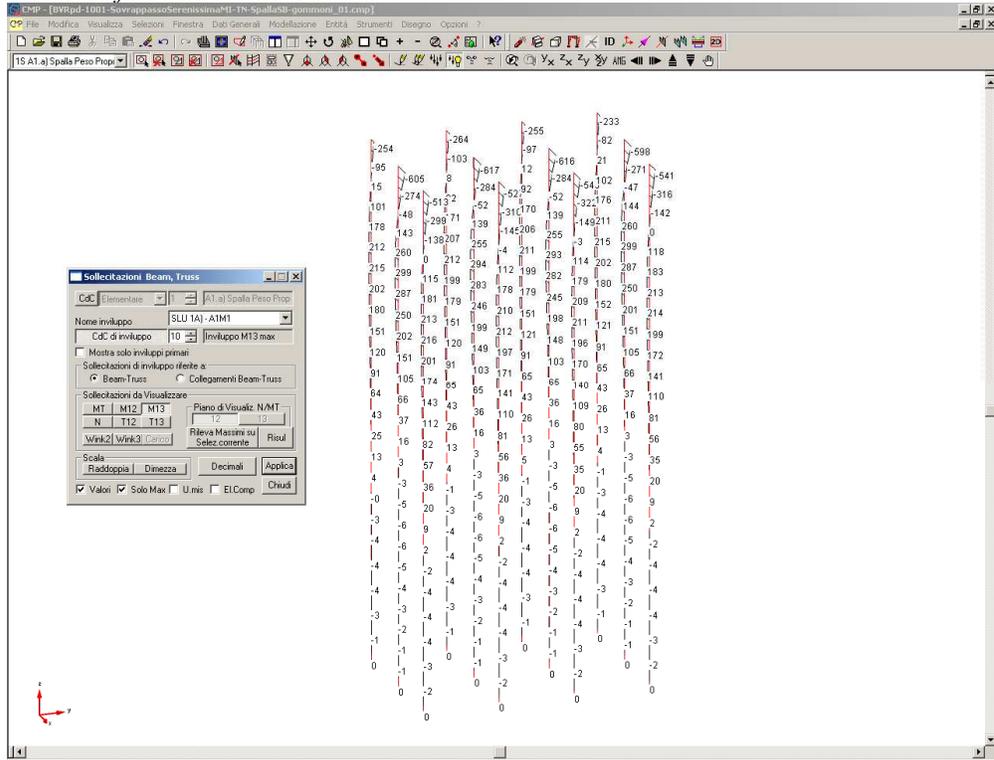
Momento flettente – M12max



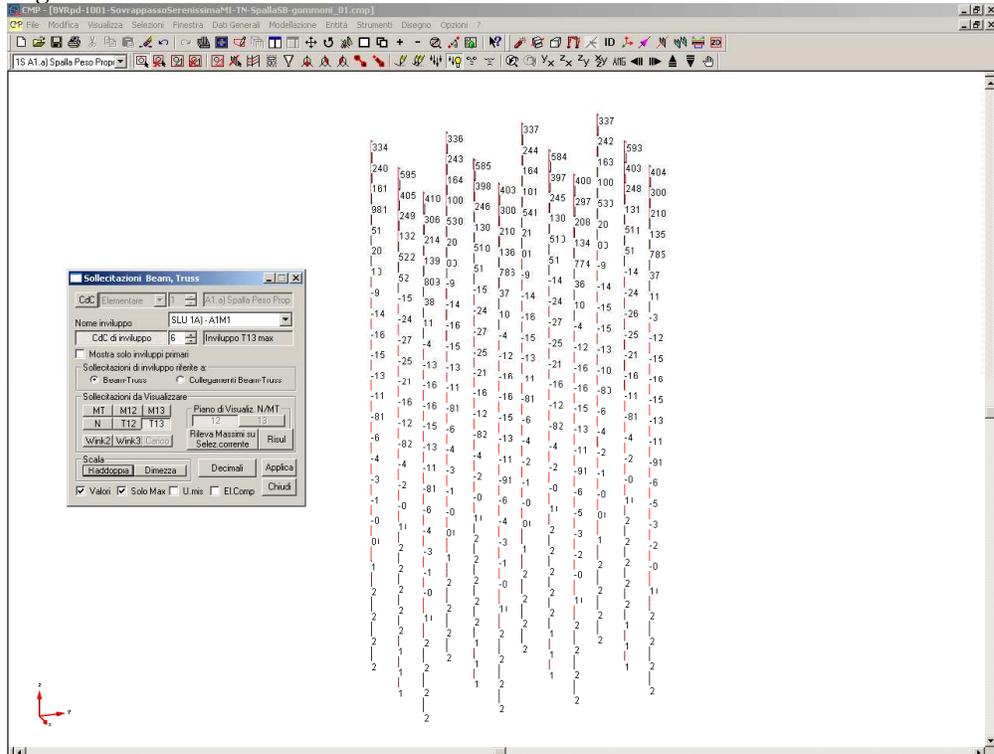
Momento flettente - M13min



Momento flettente - M13max

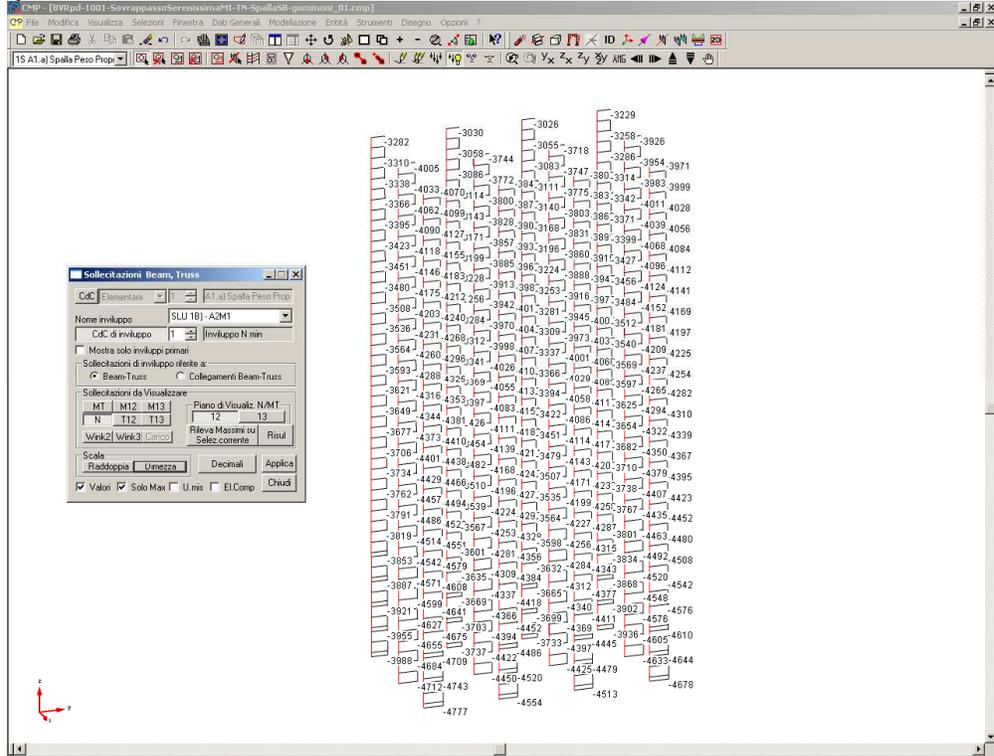


Taglio - T13max

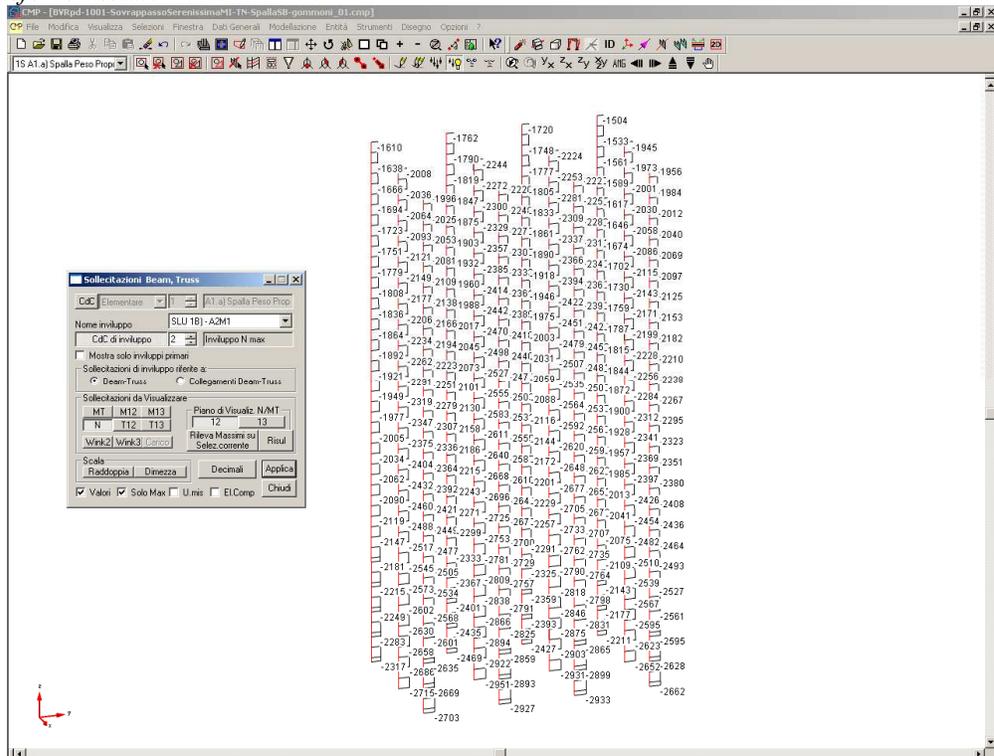


8.6.1.2 Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1

Sforzo assiale - Nmin

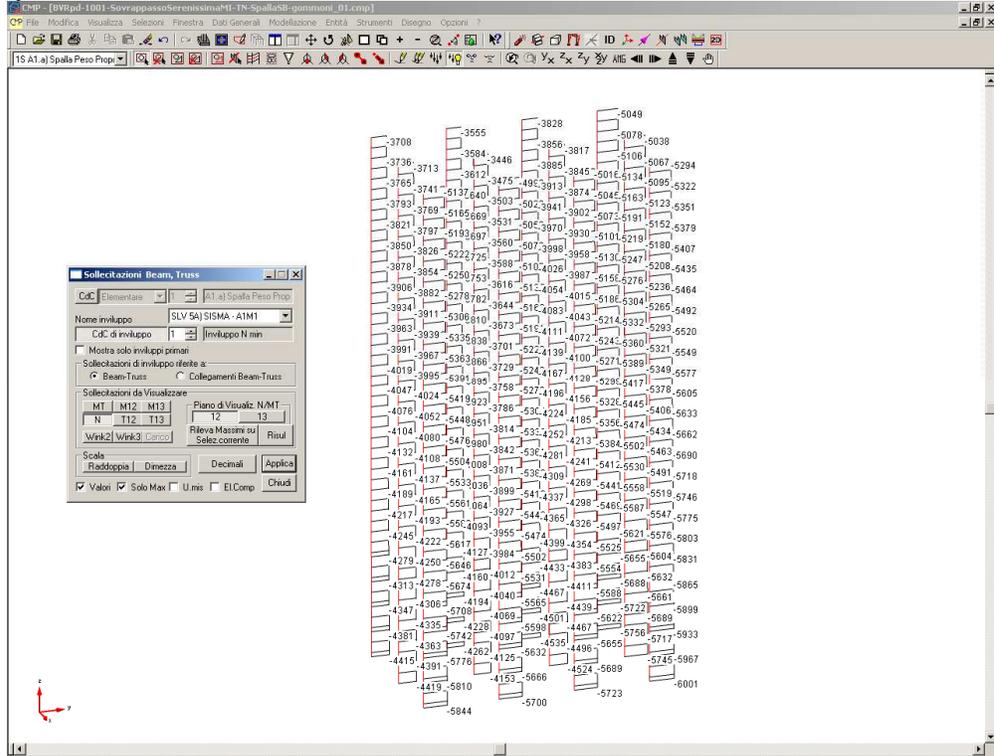


Sforzo assiale - Nmax

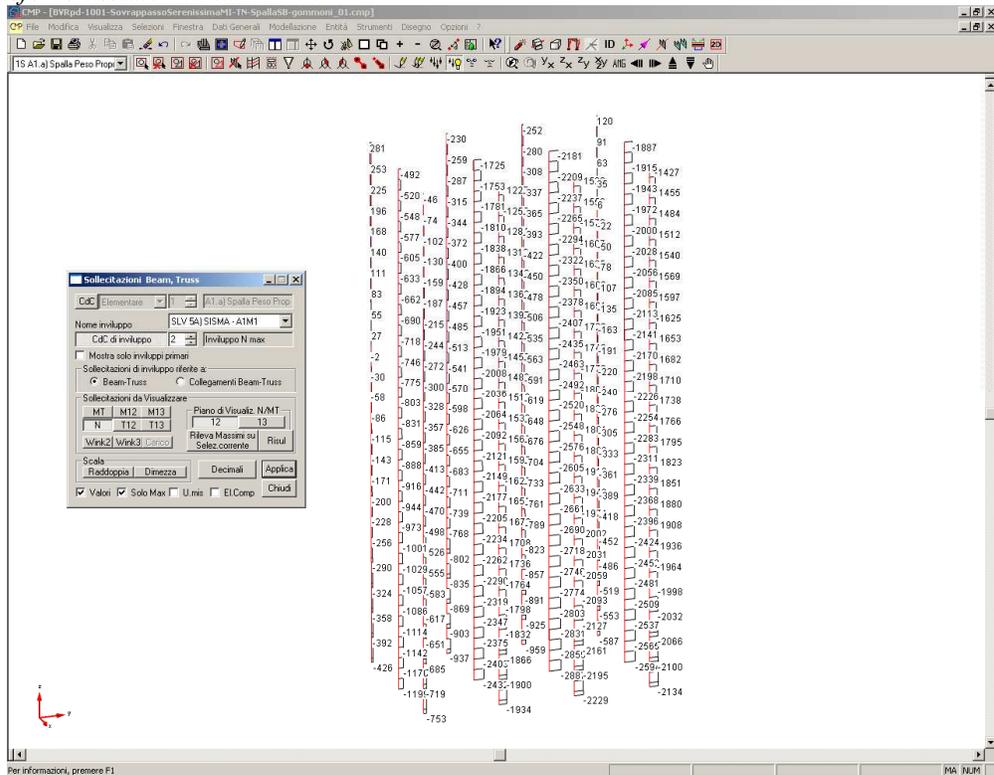


8.6.1.3 Condizione sismica Struttura: A1+M1

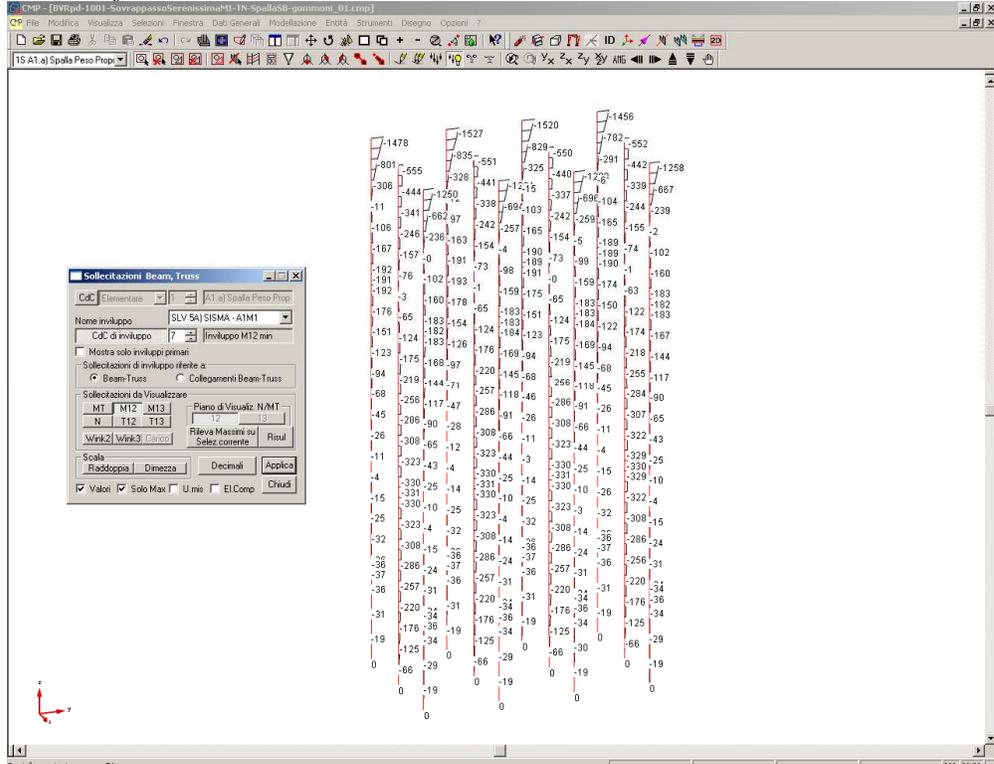
Sforzo assiale - Nmin



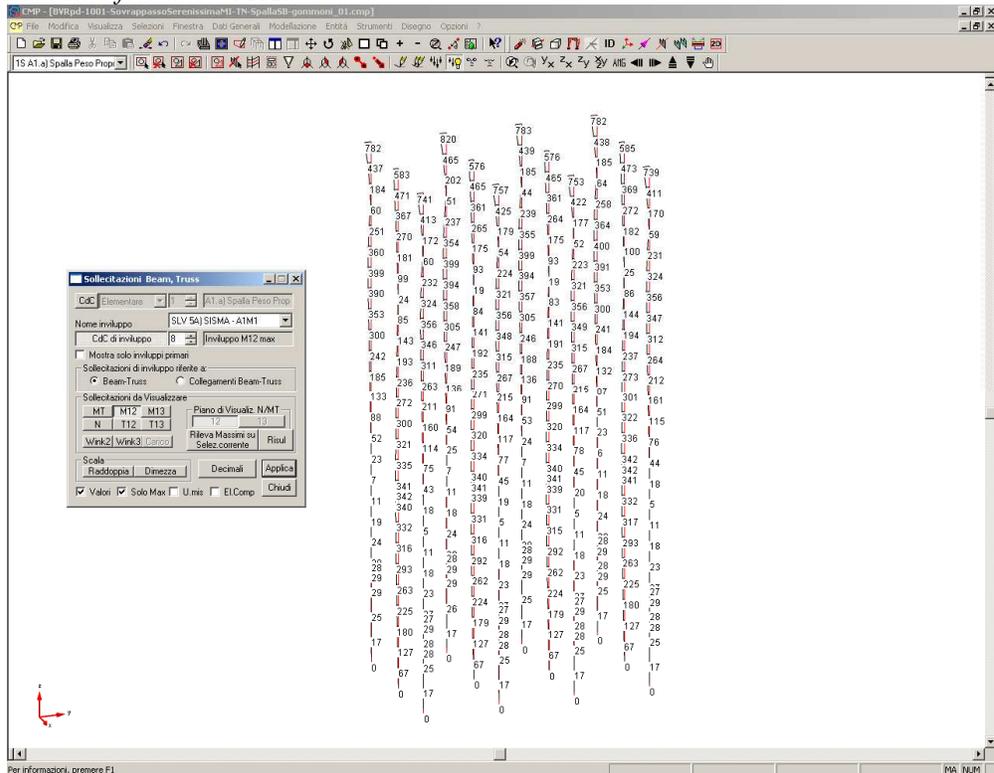
Sforzo assiale - Nmax



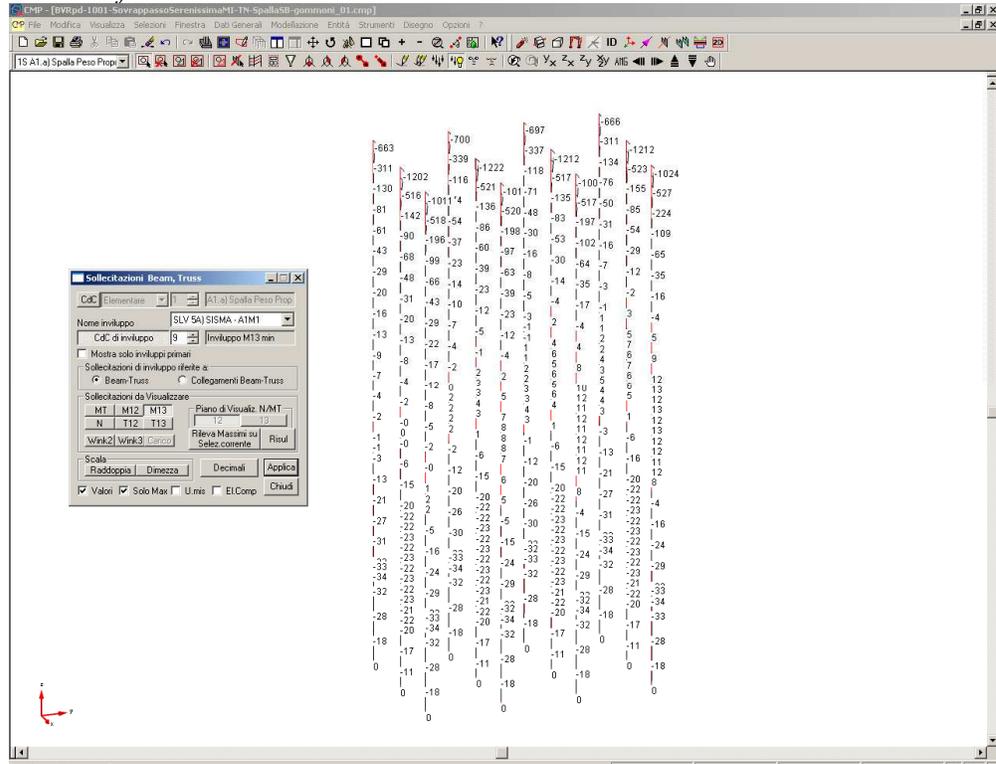
Momento flettente – M12min



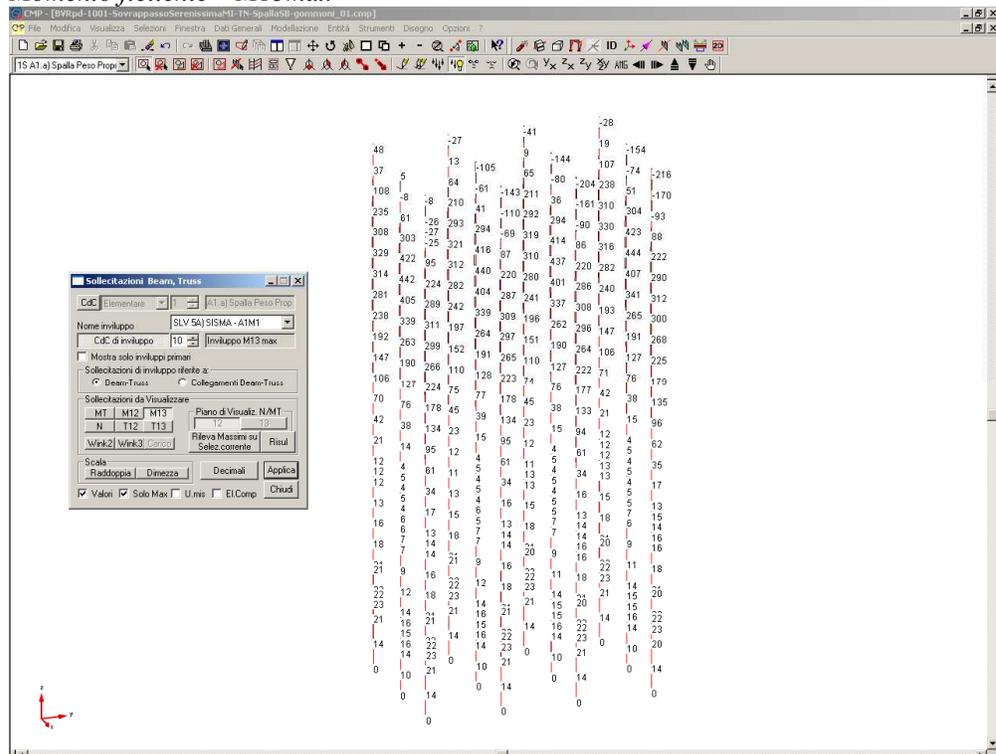
Momento flettente – M12max



Momento flettente – M13min

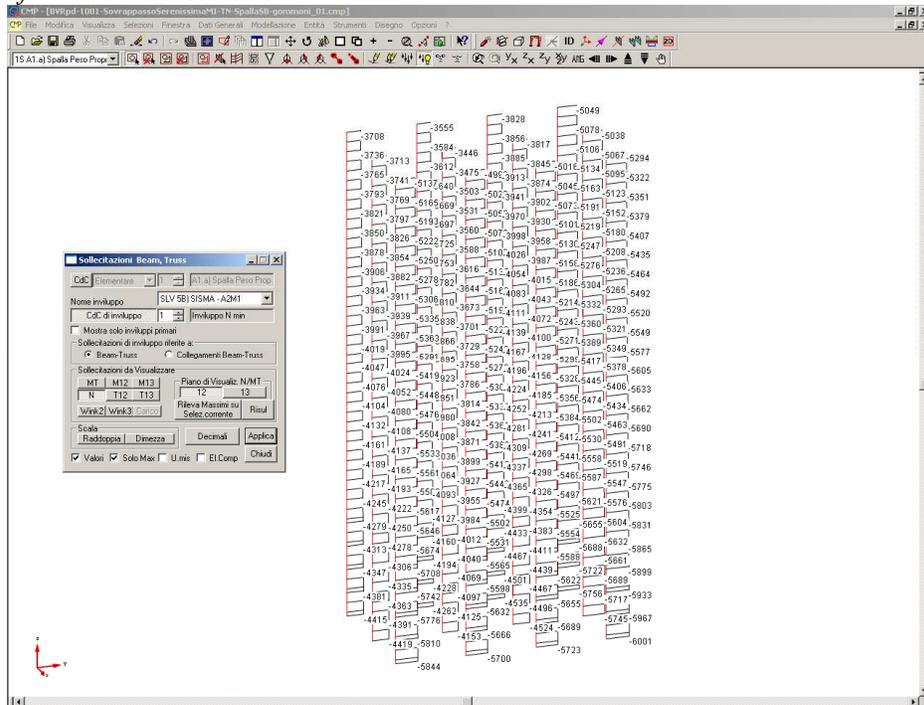


Momento flettente – M13max

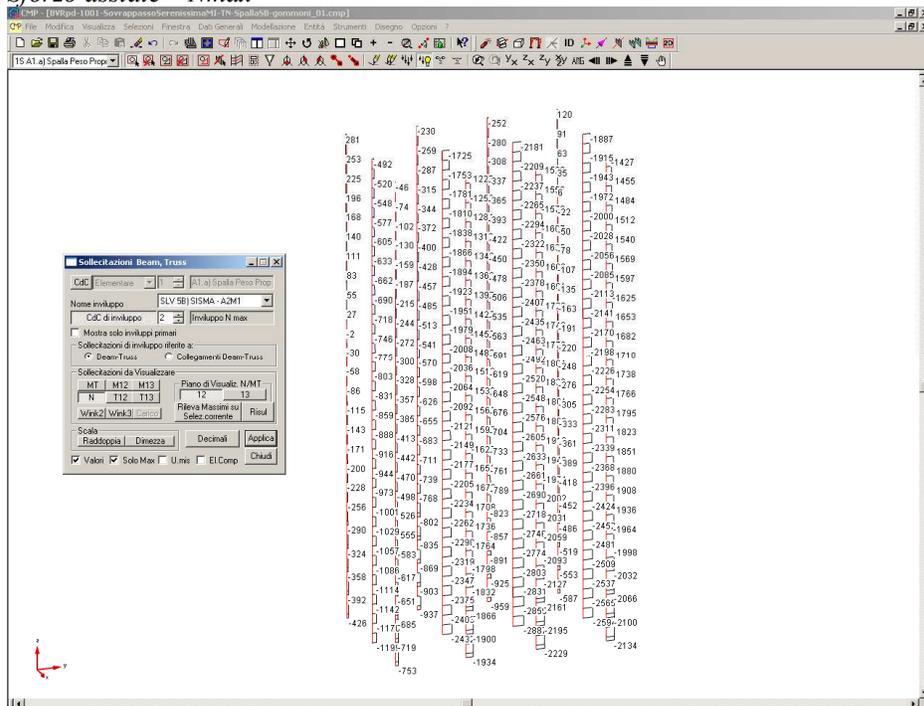


8.6.1.4 Condizione sismica Geotecnica: A2+M1

Sforzo assiale – Nmin



Sforzo assiale – Nmax



8.6.2 SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

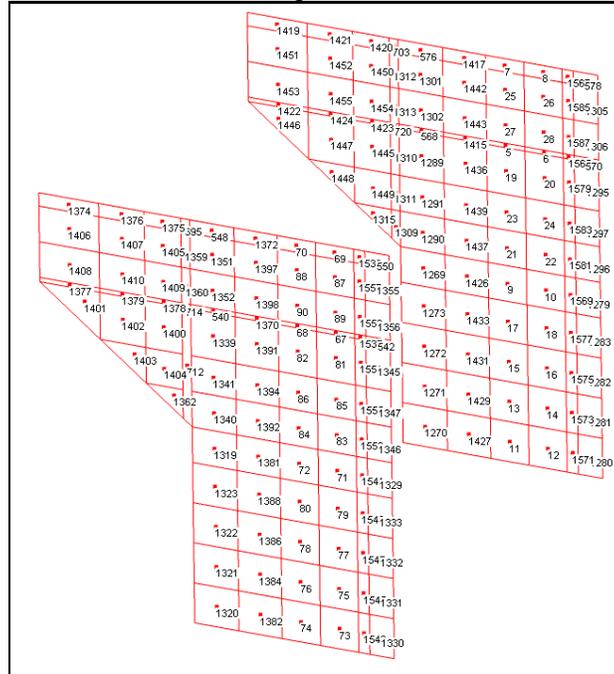
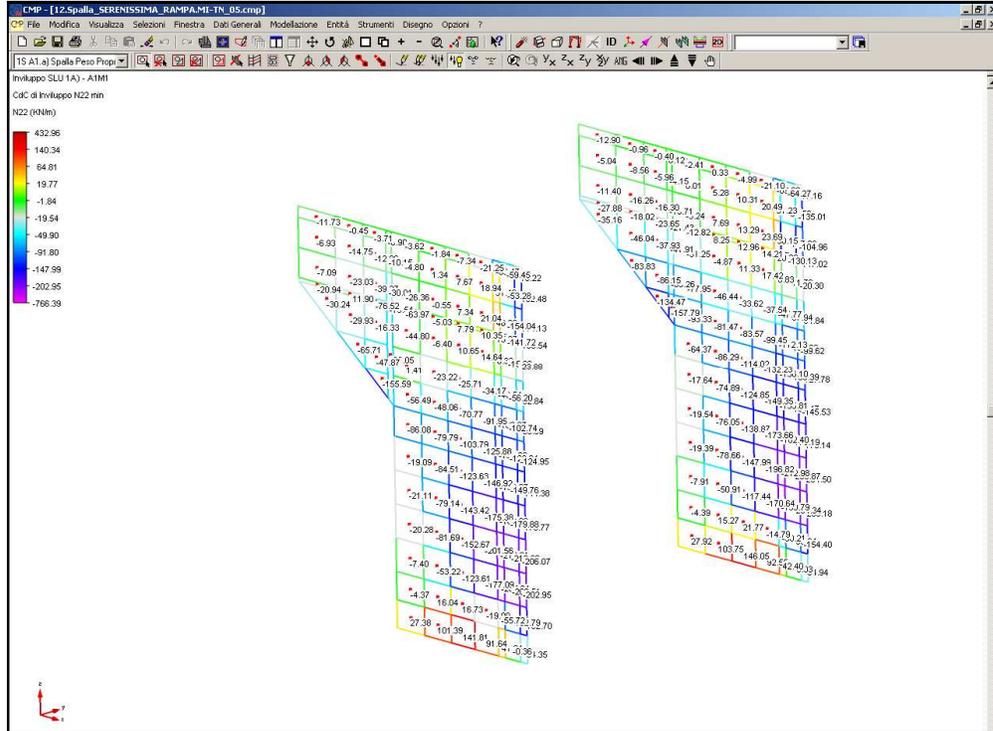


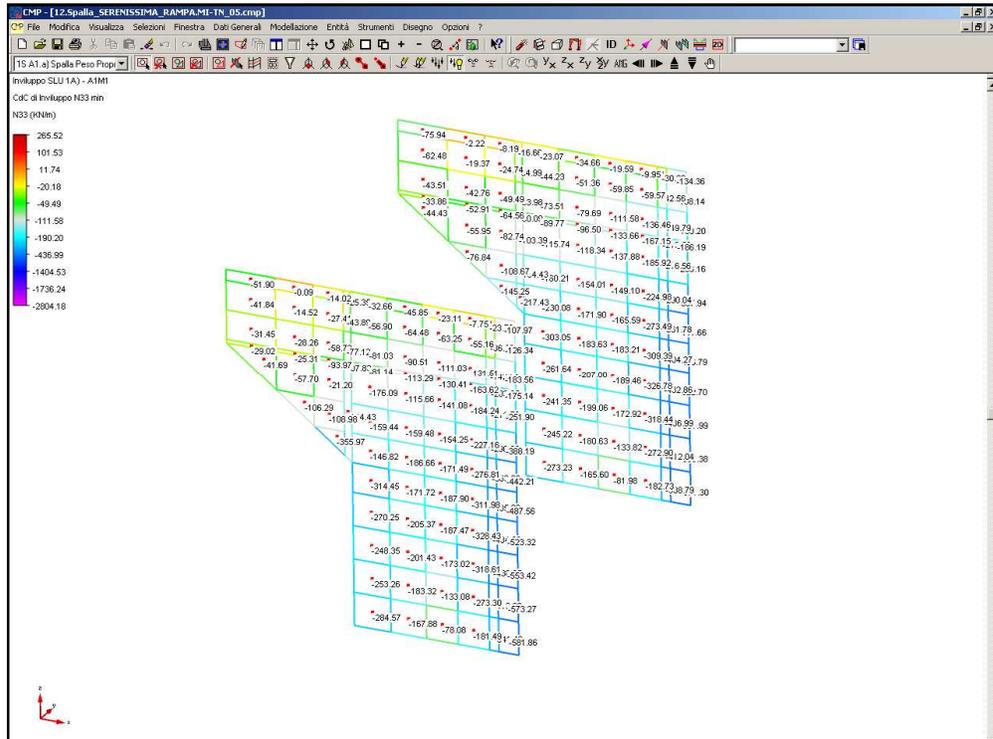
Figura 8.6 Schema Risvolti

8.6.2.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

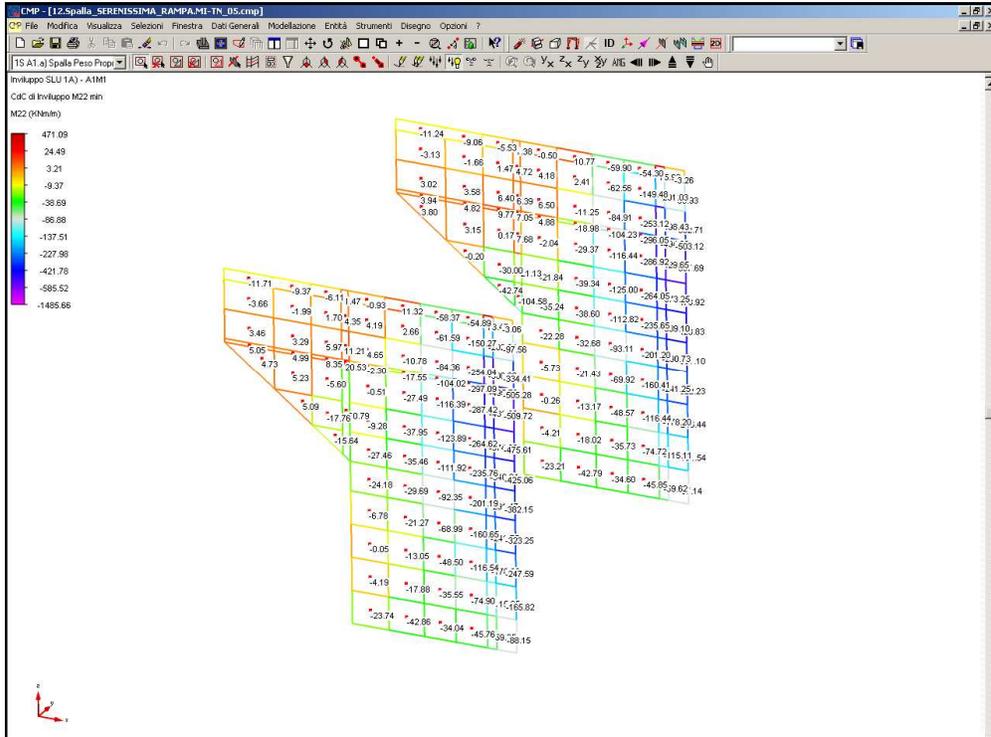
Direzione Orizzontale – N22min



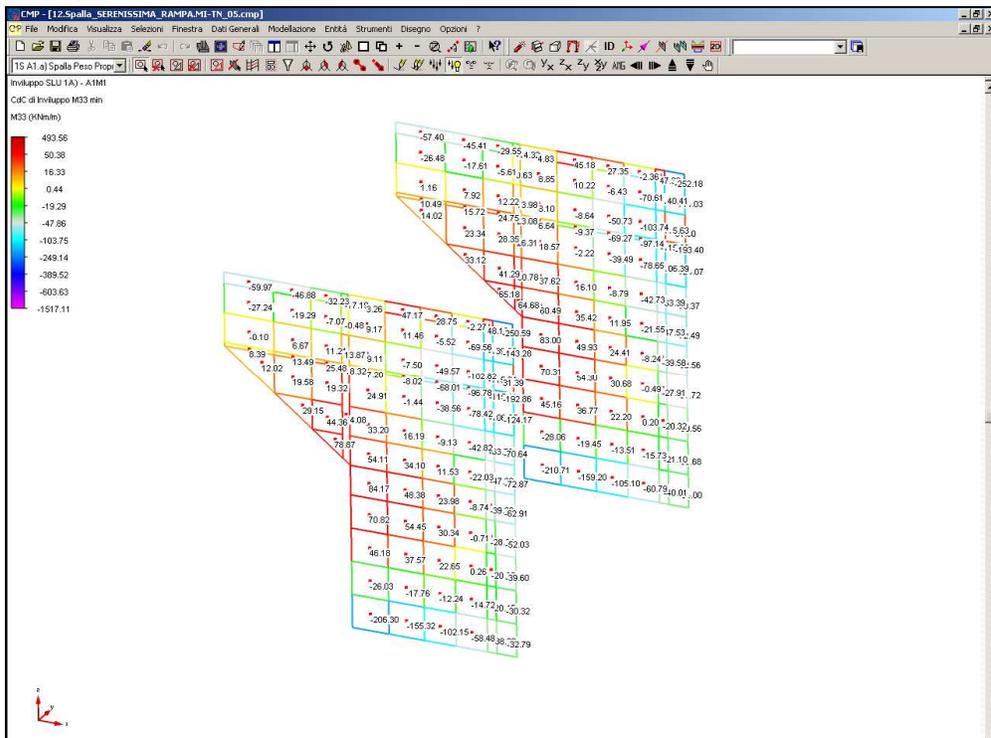
Direzione Verticale – N33min



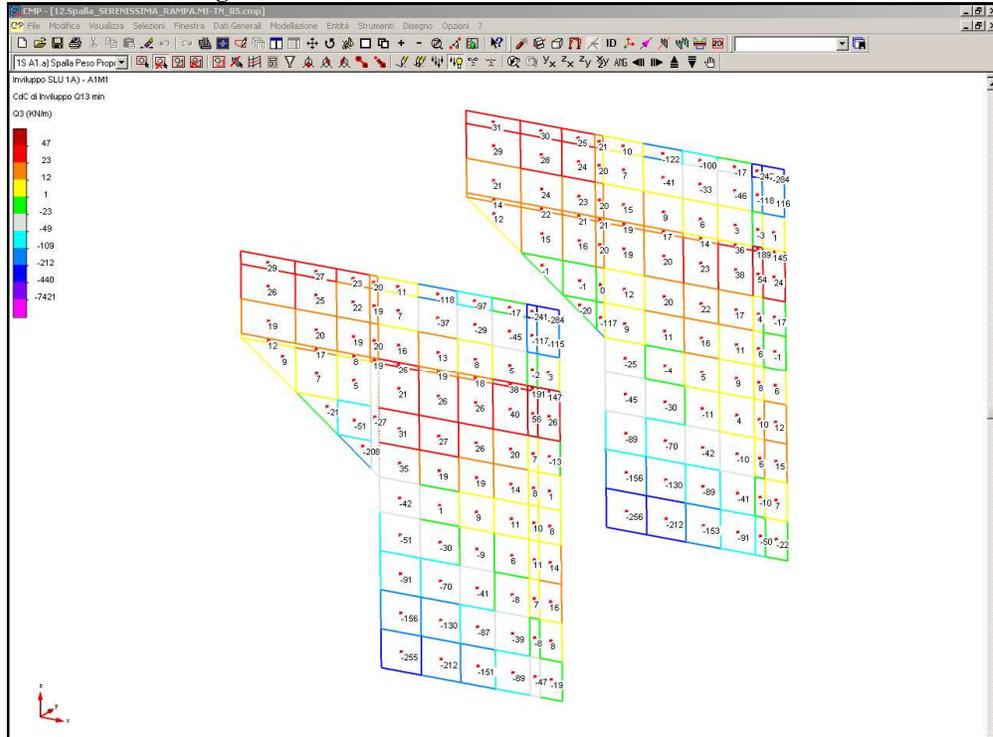
Direzione Orizzontale – M22min



Direzione Verticale – M33min

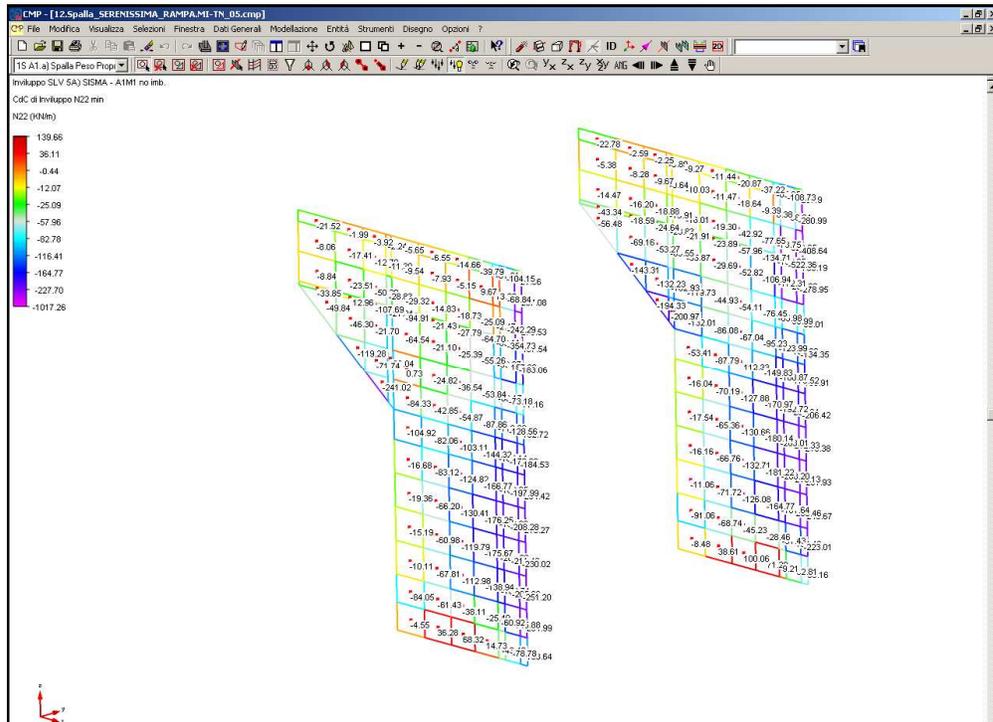


Sollecitazione di taglio

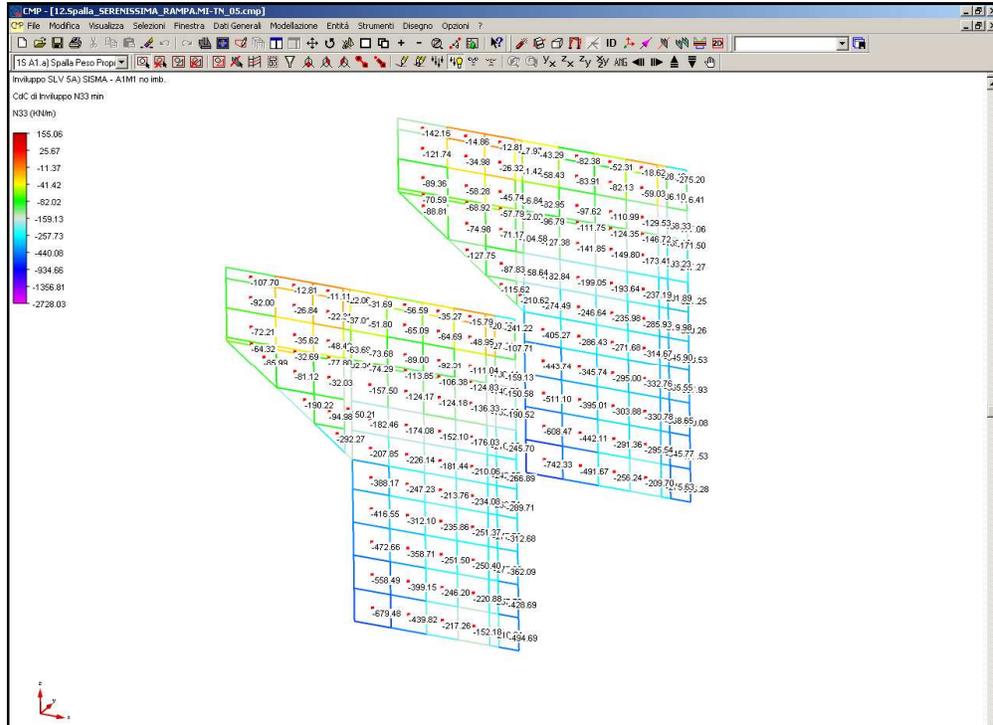


8.6.2.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

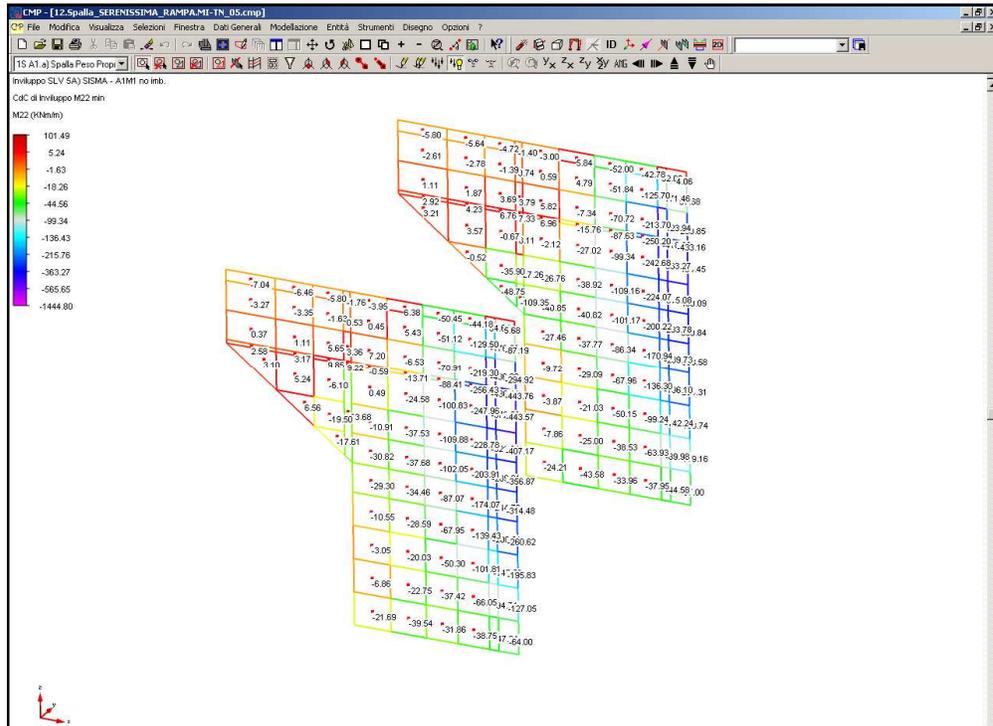
Direzione Orizzontale – N22min



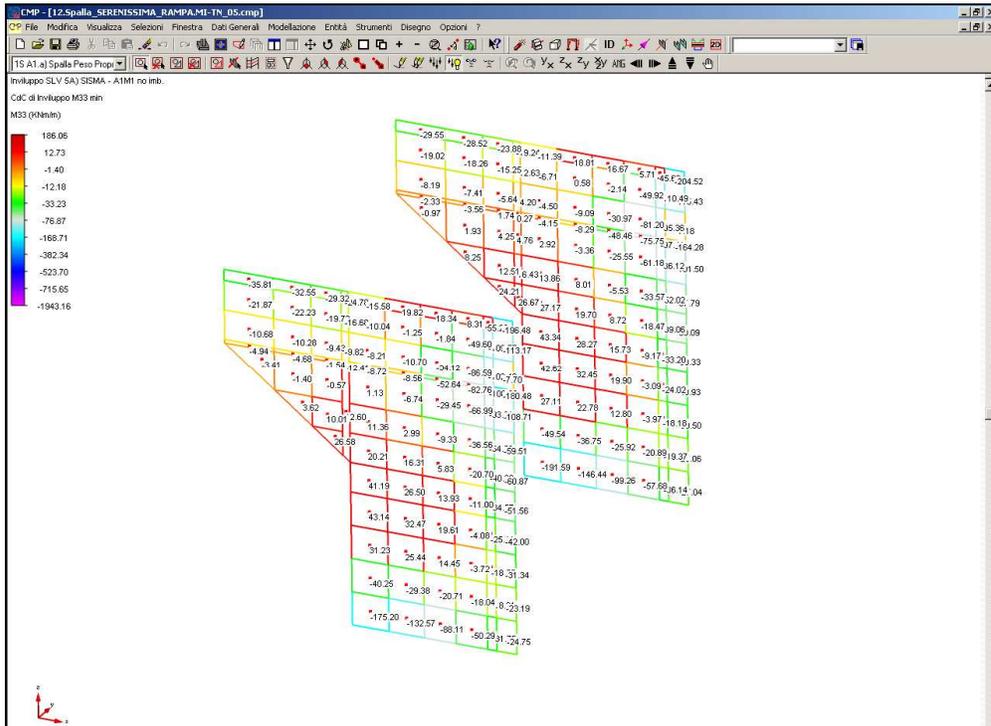
Direzione Verticale – N33min



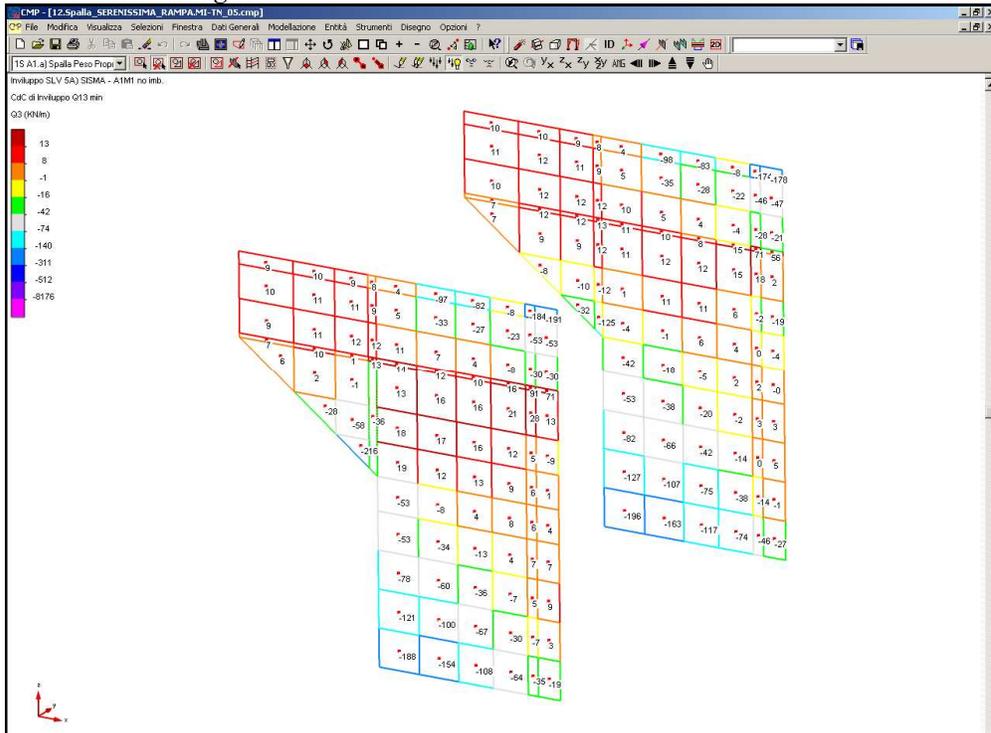
Direzione Orizzontale – M22min



Direzione Verticale – M33min



Sollecitazione di taglio



8.6.3 SOLLECITAZIONI FUSTO

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

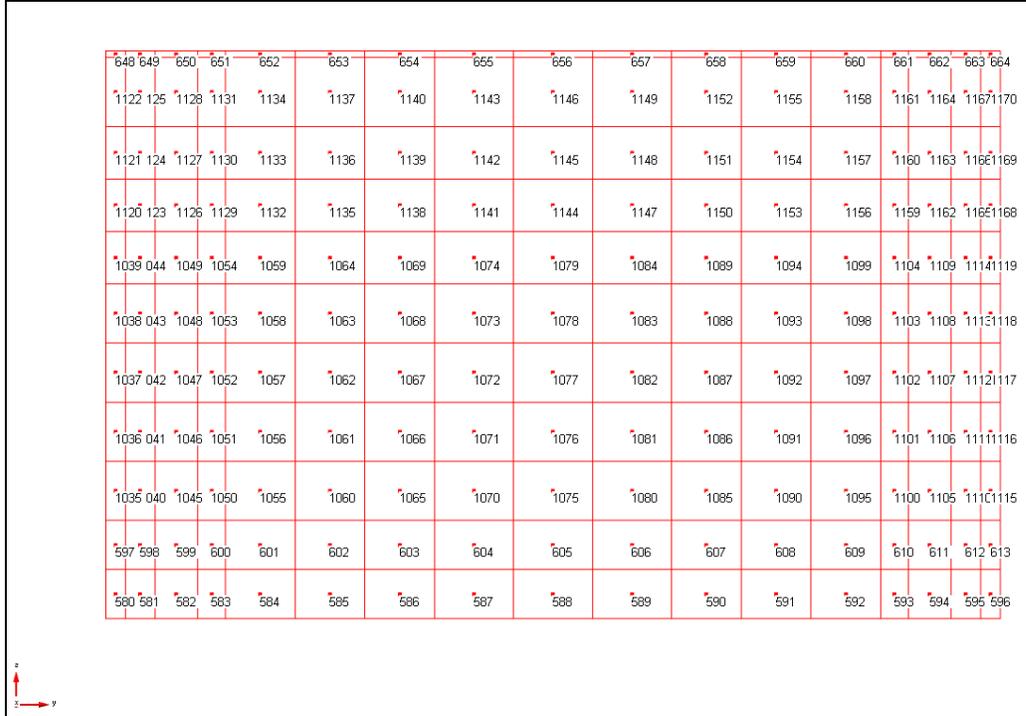
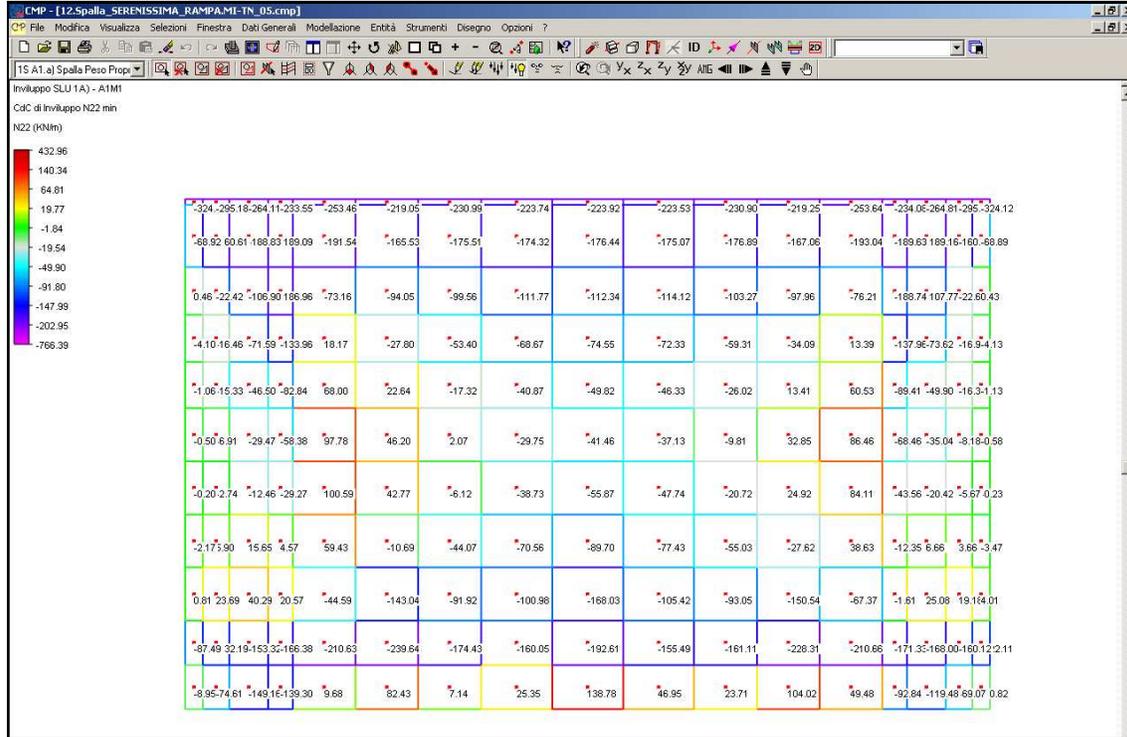


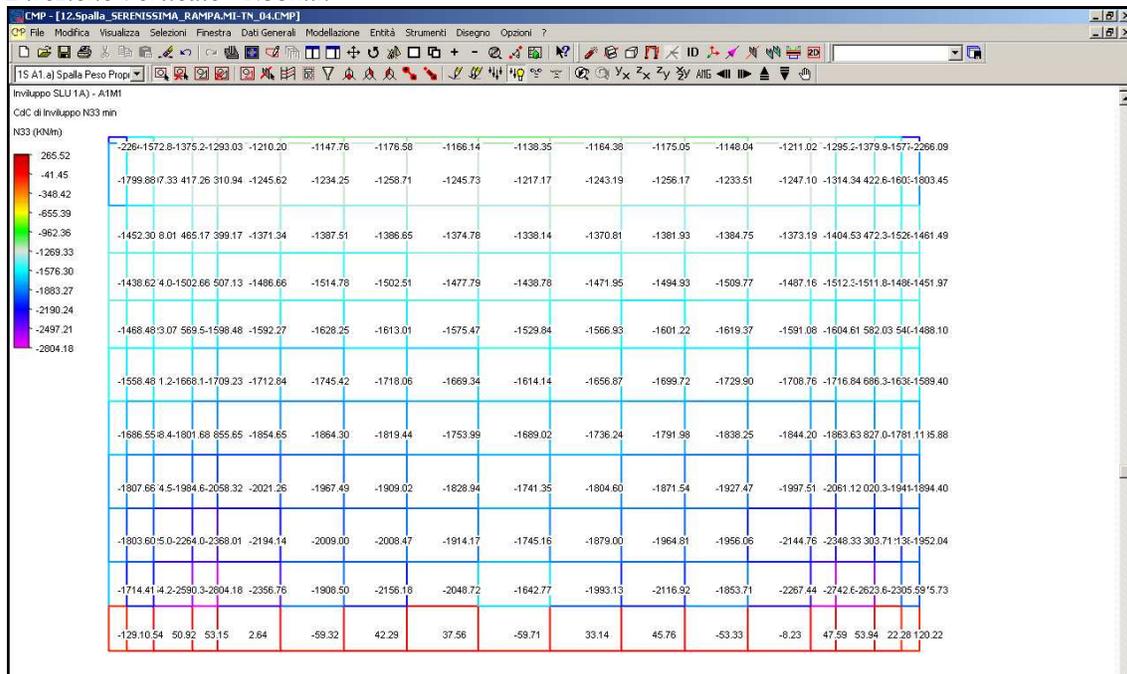
Figura 8.7 Schema fusto

8.6.3.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

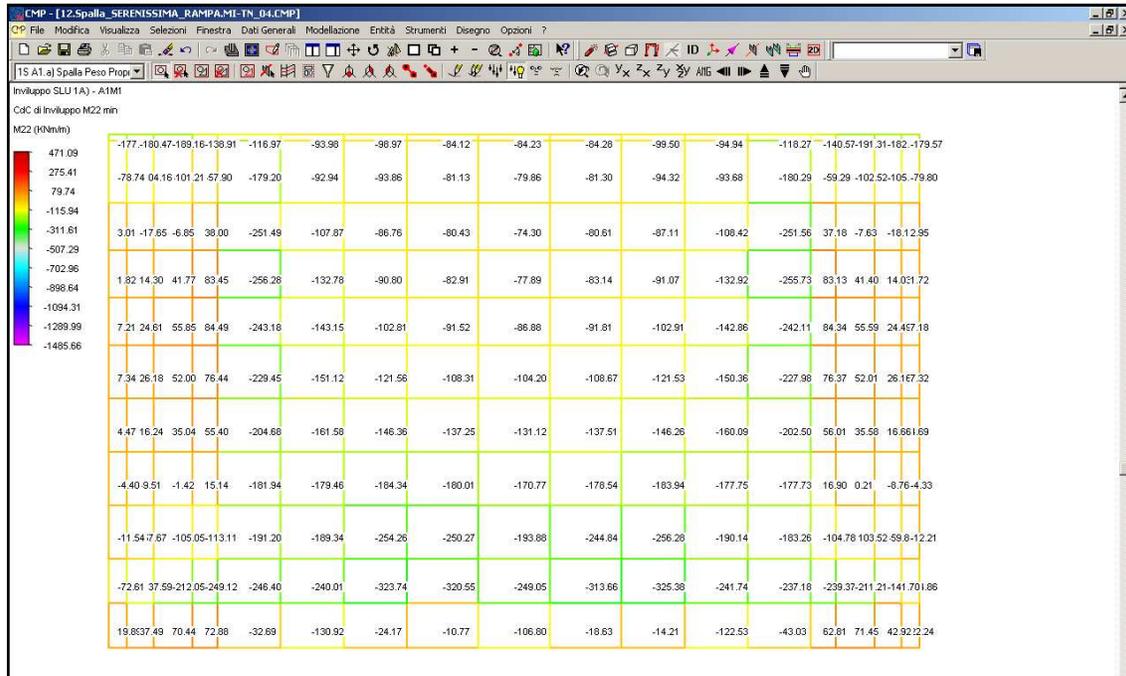
Direzione Orizzontale - N22min



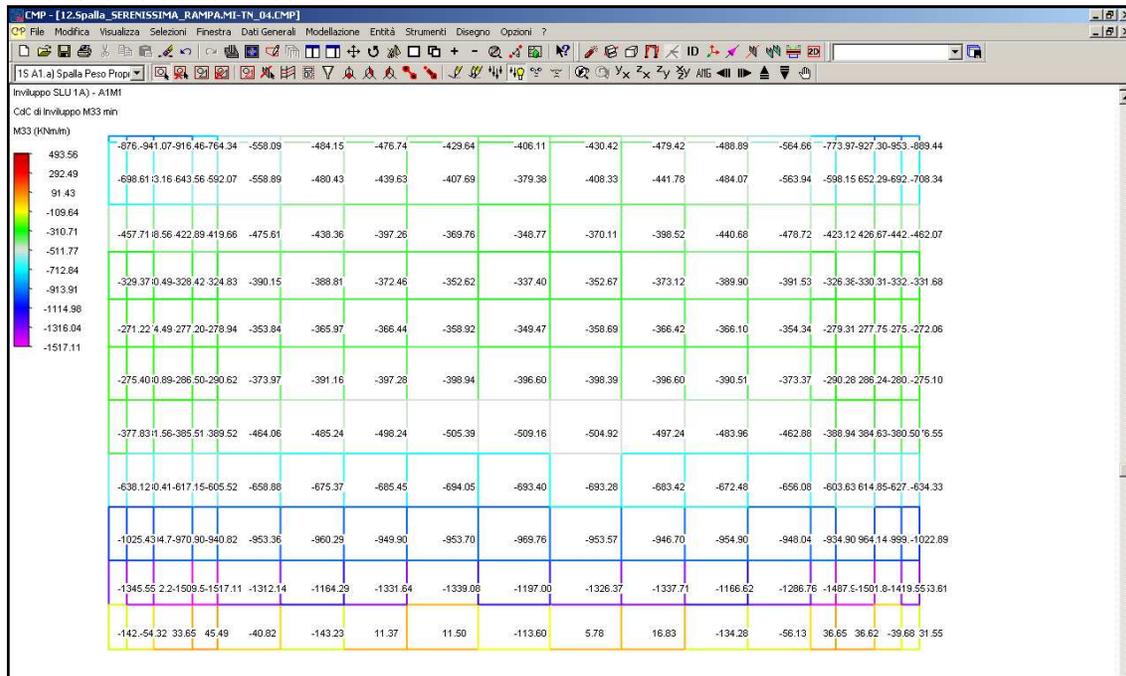
Direzione Verticale - N33min



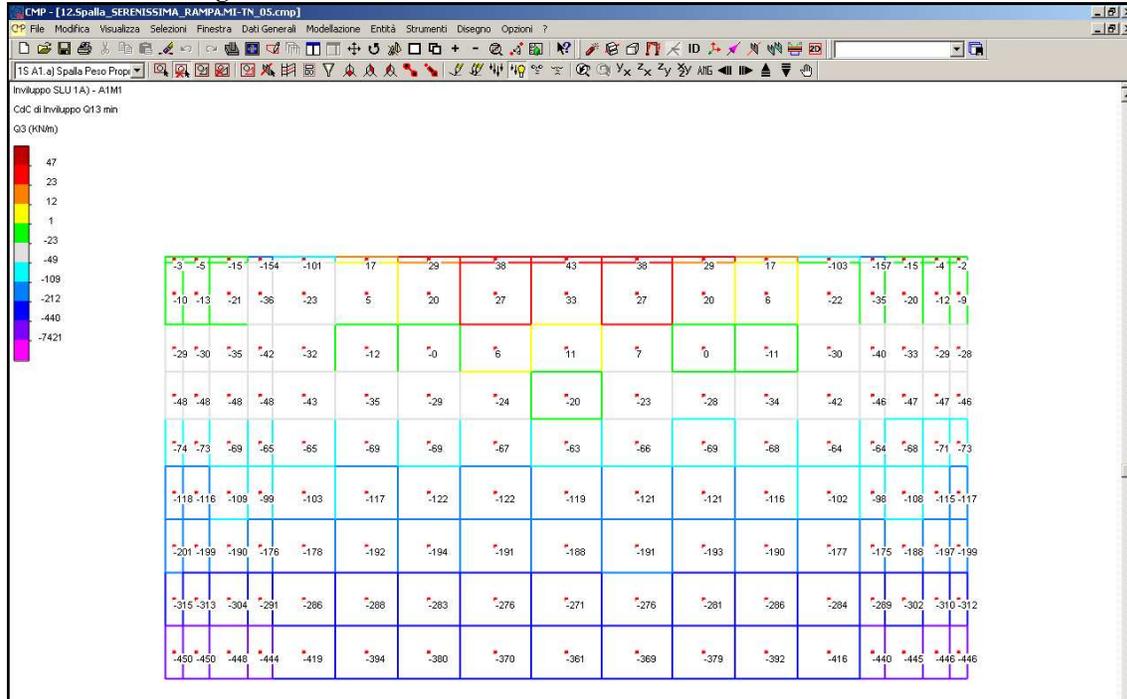
Direzione Orizzontale – M22min



Direzione Verticale – M33min

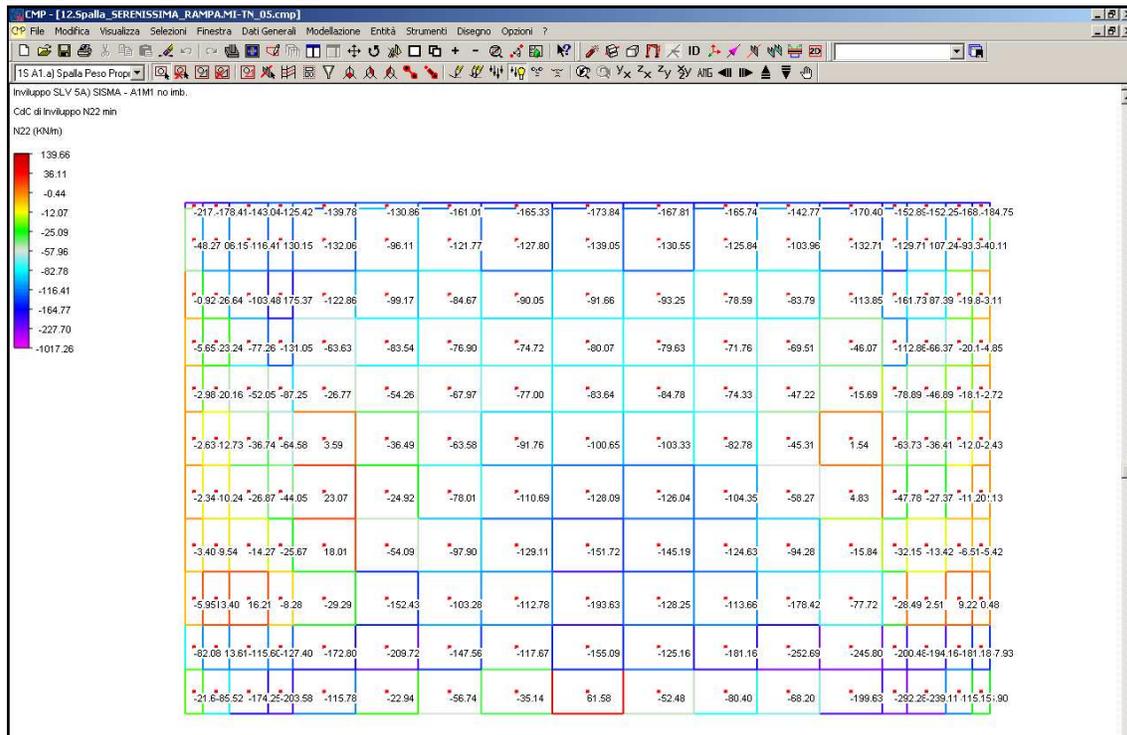


Sollecitazione di taglio

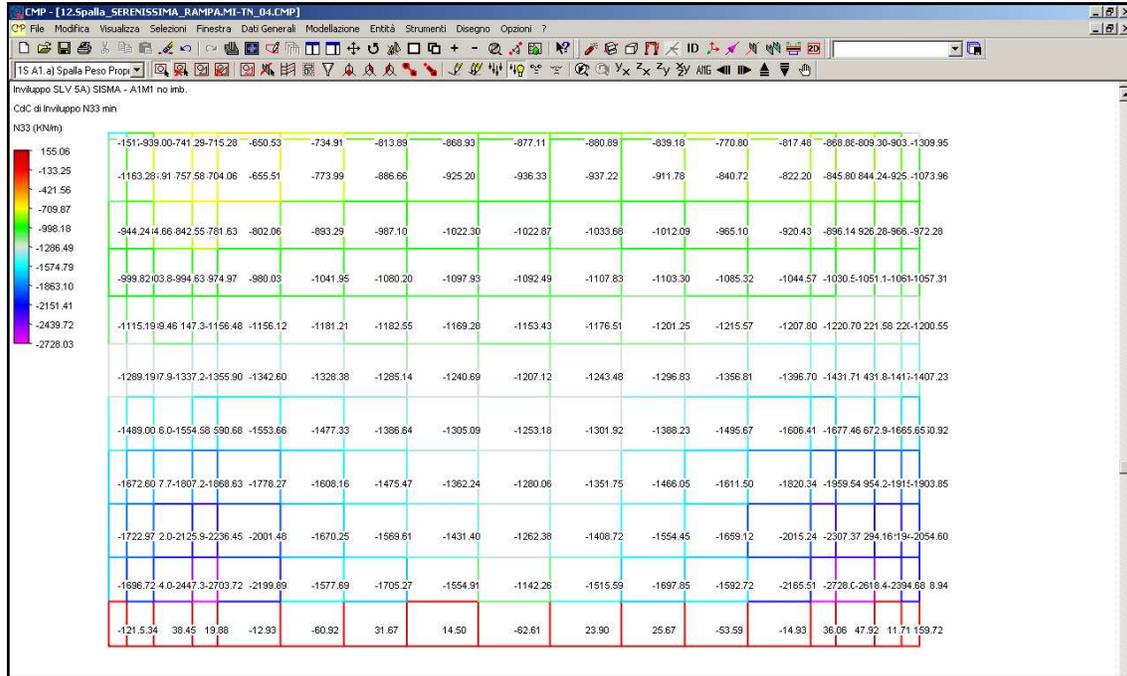


8.6.3.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

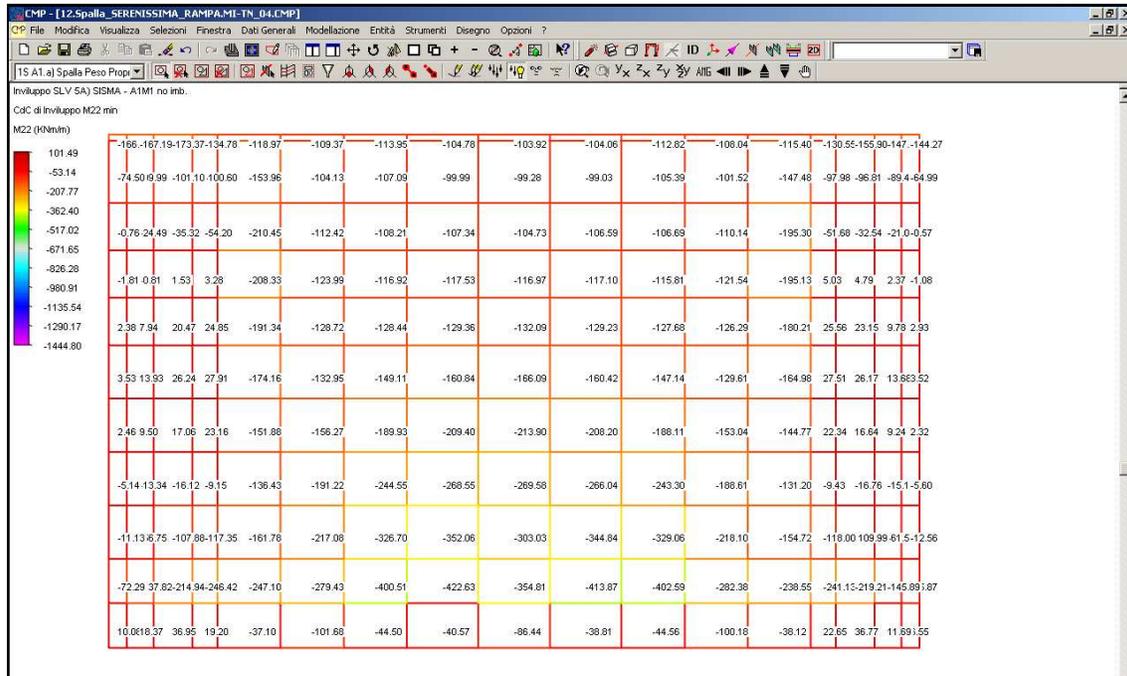
Direzione Orizzontale - N22min



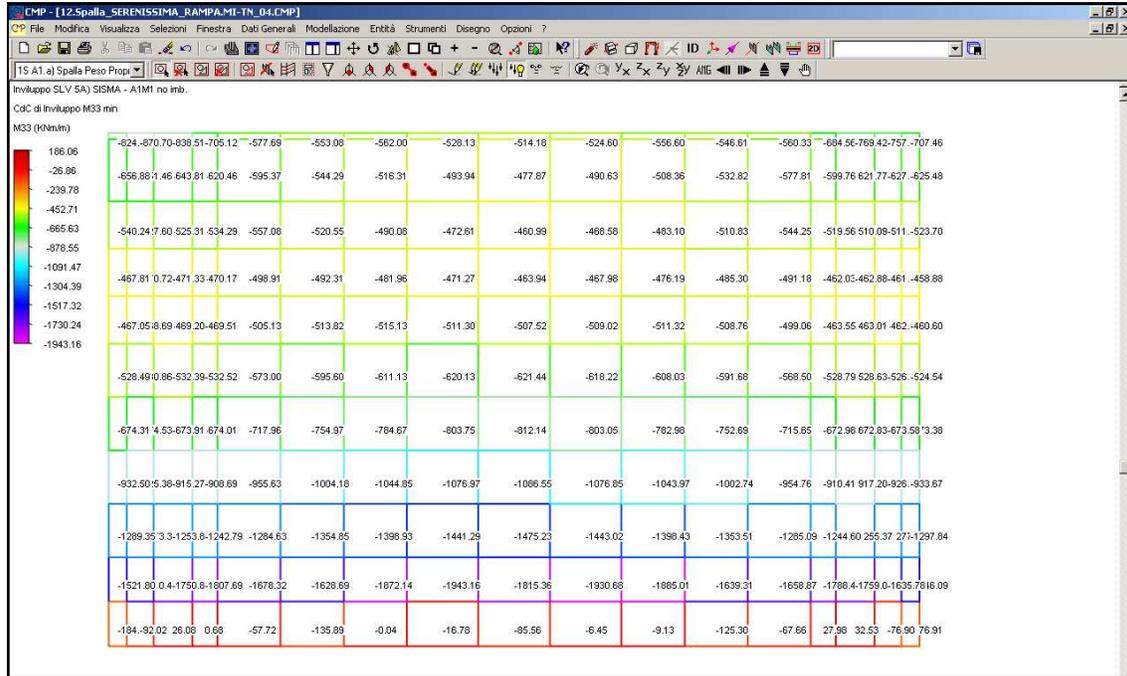
Direzione Verticale - N33min



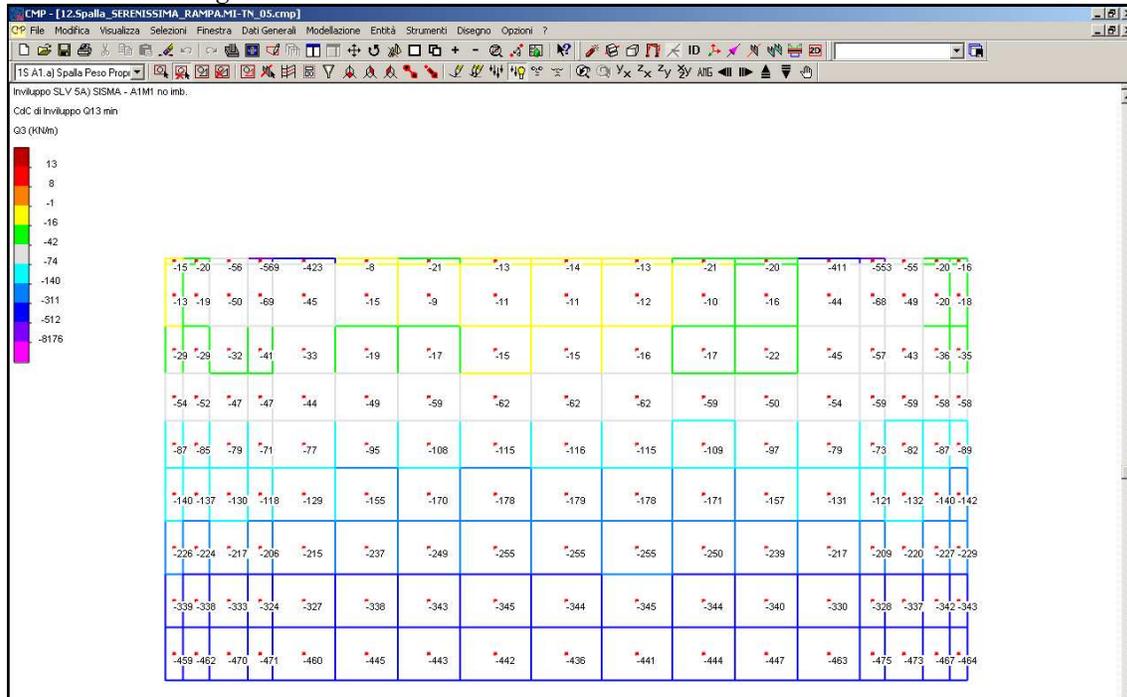
Direzione Orizzontale - M22min



Direzione Verticale – M33min



Sollecitazione di taglio



8.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

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:

- 5) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio

- 6) Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione “frequente” e “quasi permanente”): come indicato nel D.M.14.01.2008, § 4.1.2.2.4.6, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Si riportano di seguito le tabelle indicate nel § 4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

- 7) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
 Presso-Flessione
 Taglio

8.7.1 VERIFICHE FUSTO

Significato dei parametri:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica

Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica

N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica

M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica

CoeffMN= indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la terna di sollecitazione N, M12, M13 si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice "r" sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}}$$

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1).

8.7.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

Tipo Verifica: SLU (DM 14/01/2008)

Set Involuppo di Verifica utilizzato: "Fusto/Risvolti/Paraghiaia"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Fusto Verifiche**

Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

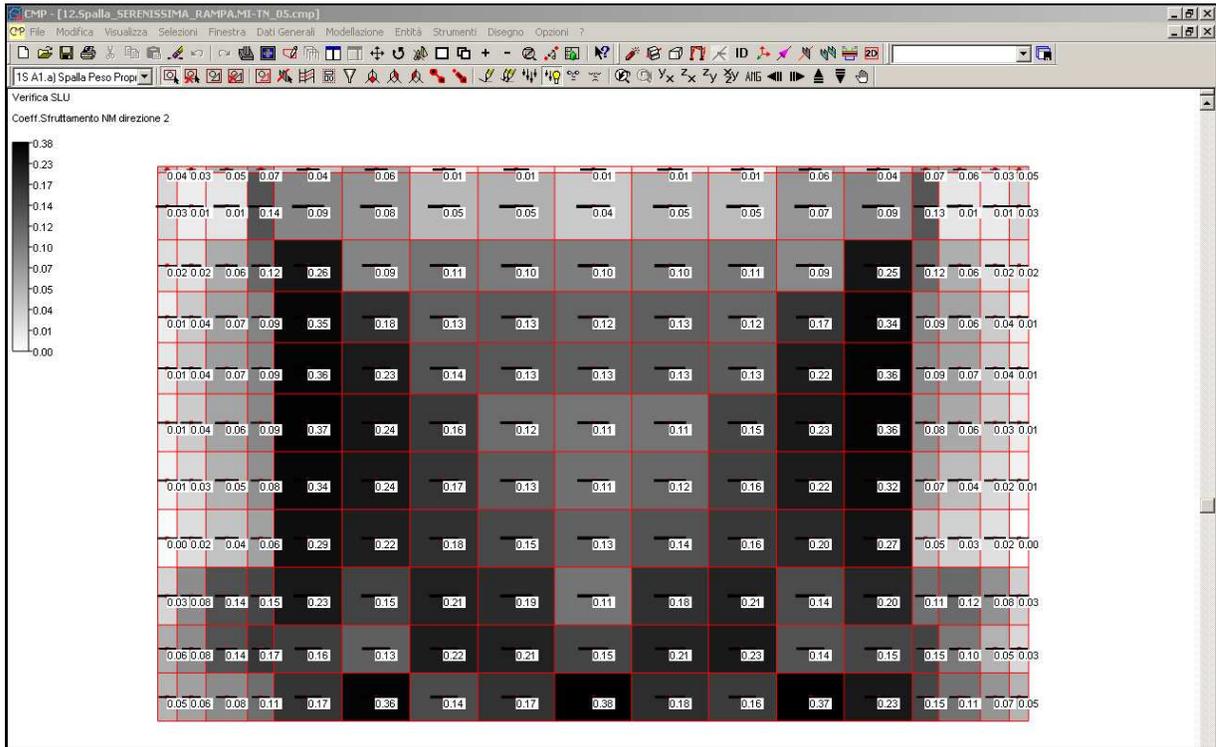
ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (N/mm ²)	fd a Compressione (N/mm ²)
n.26	B450C	391.304	391.304
n.52	C35/45	0	19.8333

Valori per spessore shell: 210 cm

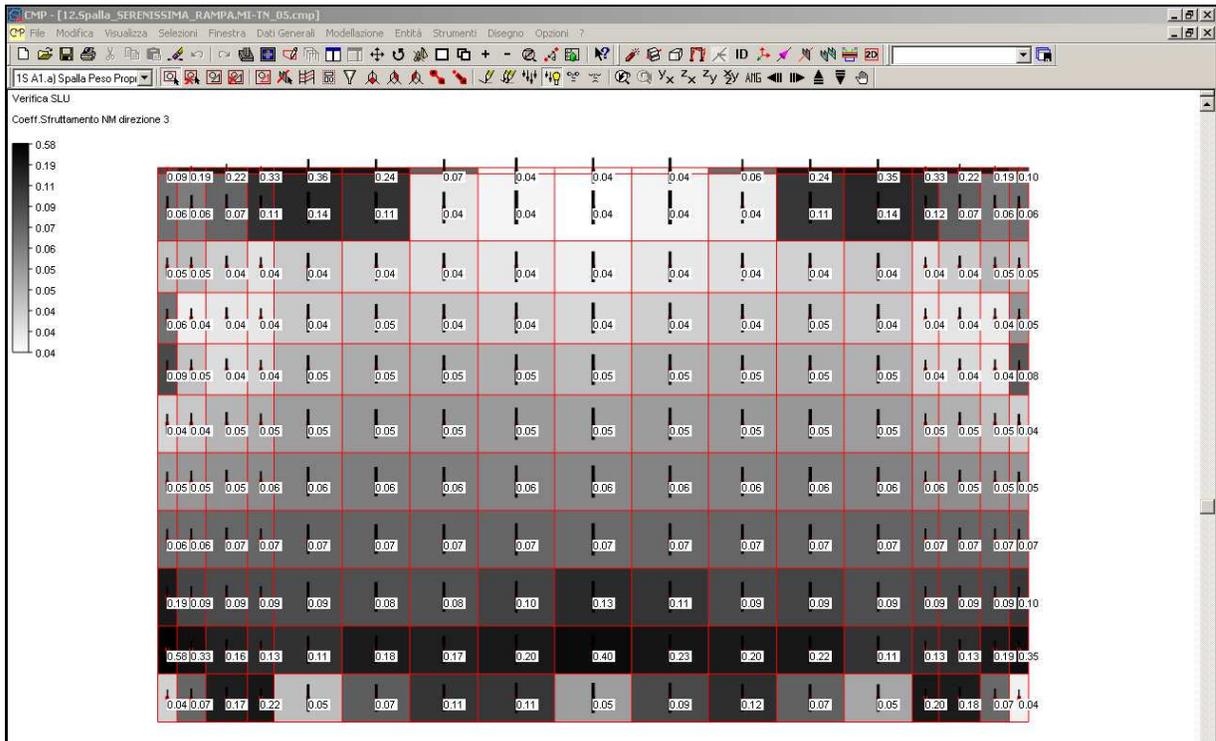
Armatura di estradosso: Ø20/20"

Armatura di intradosso: Ø20/20"

n°Shell	Dir	N(KN/m)	M(KNm/m)	CoeffMN
1058	2	224.69	-226.64	0.37



Direzione Orizzontale – Coefficiente di sfruttamento della sezione



Direzione Verticale – Coefficiente di sfruttamento della sezione

8.7.1.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	450.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_e	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	2100	mm
c	50	mm
d	2050	mm
f	20	mm
n°	10	
A_{sl}	3140.00	mm ²
ρ_l	0.002	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.3123	
V_{min}	0.3032	
	555.16	kN
	621.53	kN
V_{rd}	621.53	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

8.7.1.3 Verifiche in campo elastico (sisma)

La verifica sismica secondo normativa deve effettuarsi in campo elastico quindi si tratta di una verifica di tipo tensionale. All'interno delle combinazioni di verifica del software CMP è stato così possibile attribuirle alla tipologia *SLE rara* (con la sola accortezza di andare a modificare le corrette tensioni limite per il cls e l'acciaio). Si sottolinea quindi come nel seguito con tale denominazione (SLE rara) si intenderà la verifica relativa alla combinazione sisimica.

Significato dei parametri:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica
Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica
Mat = Numero del materiale a cui la verifica fa riferimento
N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica
M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica
 σ_{\min} = Tensione minima riscontrata per il materiale corrente
 σ_{\max} = Tensione massima riscontrata per il materiale corrente

Nel caso di verifiche di fessurazione, nelle relative tabelle con i risultati delle verifiche, all'inizio di una riga possono comparire uno dei seguenti simboli:

VF = verifica di formazione delle fessure: σ_{\max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
VD = verifica di decompressione: σ_{\max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
VA = verifica di apertura delle fessure: verifica di apertura delle fessure: w è l'apertura della fessura. Il gruppo di esigenza ed il valore ammissibile utilizzati sono quelli del materiale calcestruzzo dello shell ed il tipo di armatura (sensibile/poco sensibile) è quello dell'armatura dello shell.

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte

Per le verifiche a SLE il gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) utilizzato è riportato nella descrizione delle caratteristiche dei materiali.

Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 14/01/2008)
Combinazione di Carico: rara

Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "Fusto/Risvolti/Paraghiaia"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Fusto Verifiche**
Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Compressione (N/mm ²)	Amm.
n.26	B450C	360	-	
n.52	C35/45	0	21	

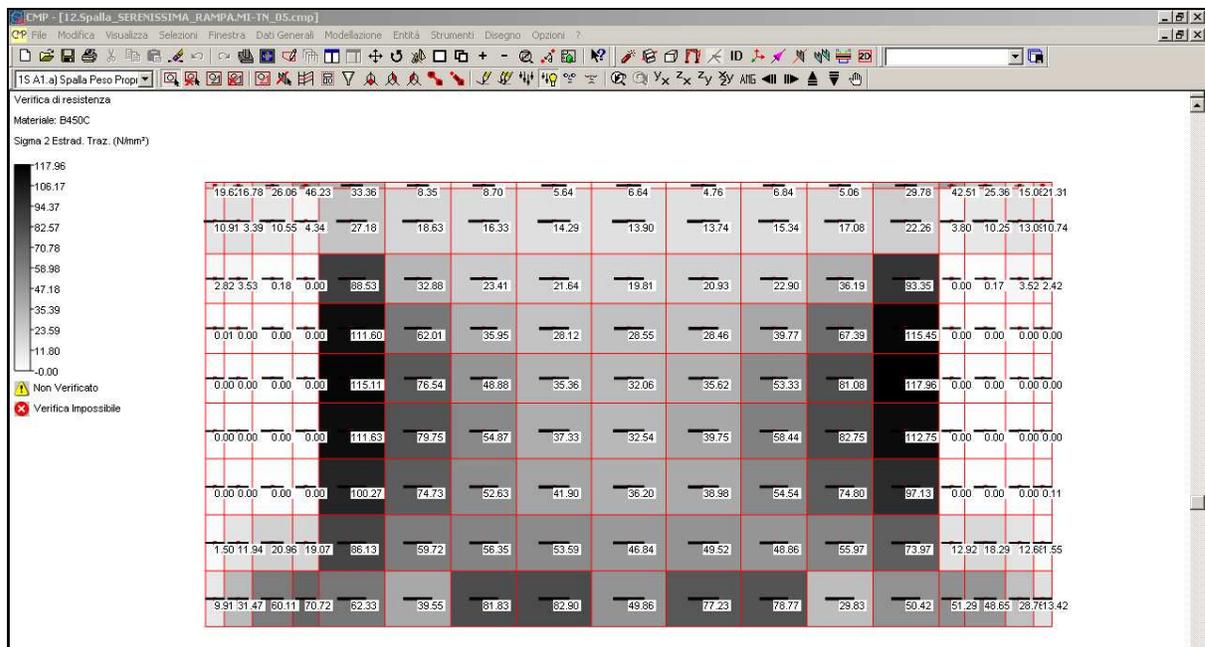
Valori per spessore shell: 210 cm

Armatura di estradosso: Ø20/20"
Armatura di intradosso: Ø20/20"

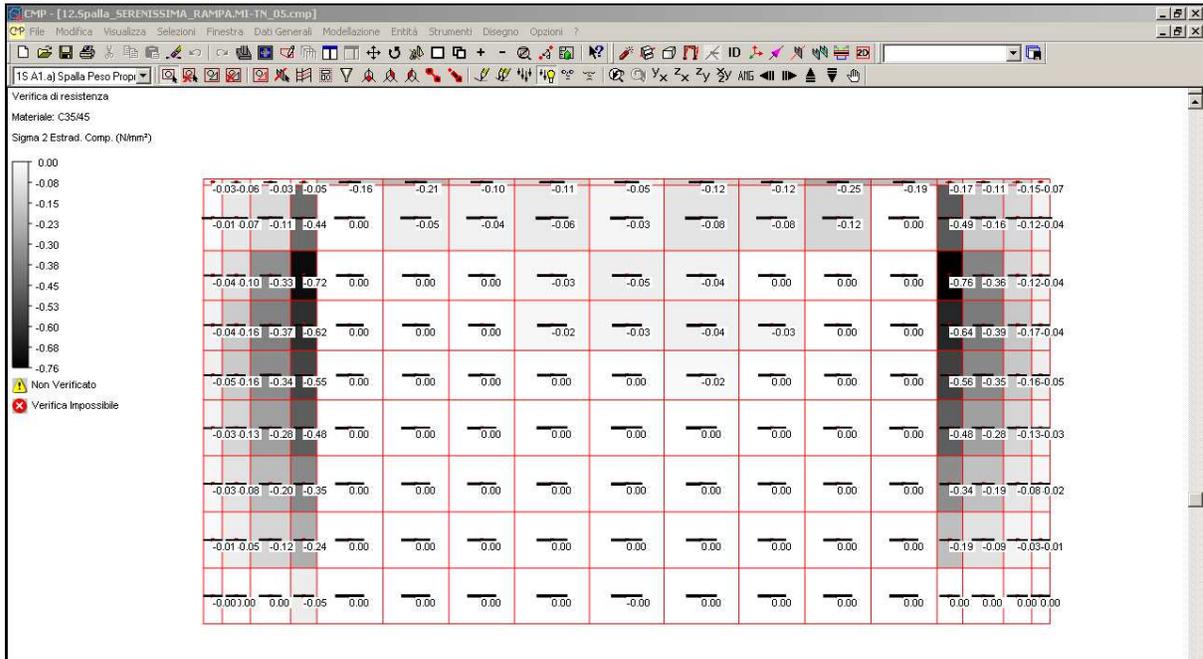
Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(KN/m)	M(KNm/m)	σmin(N/mm ²)	σmax(N/mm ²)
1110	3	52	-2194.90	-1276.36	-2.88	0.00
1075	3	52	-1255.58	-1475.23	-4.34	0.00
651	3	26	525.01	-297.96	71.31	262.92
1075	3	26	-1255.58	-1475.23	-59.03	142.88

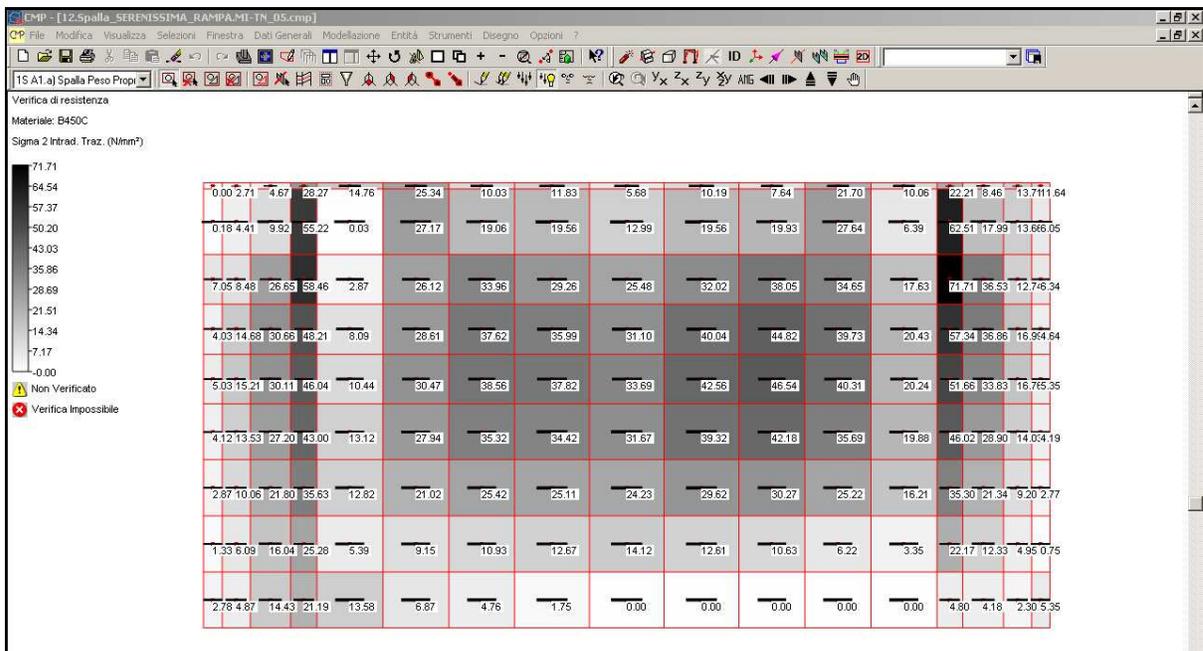
Di seguito si riportano le schermate di verifica (così come ottenute con il software CMP) degli elementi shell del fusto.



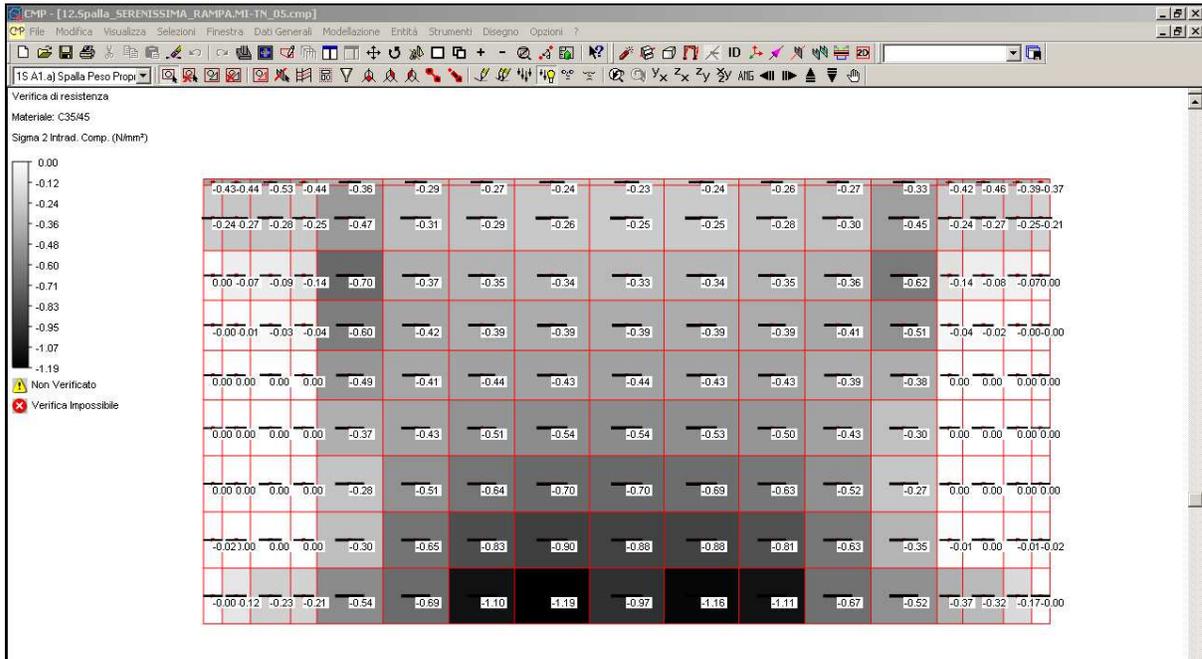
Direzione Orizzontale – Tensione di trazione nell'acciaio all'estradosso



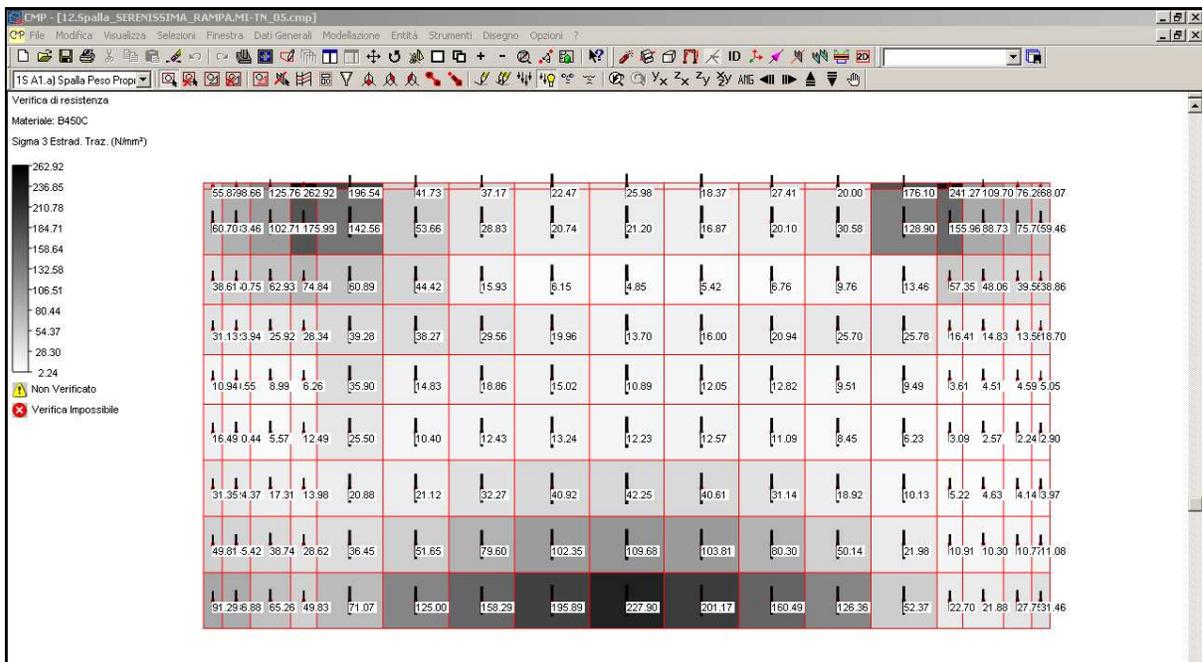
Direzione Orizzontale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'estradosso



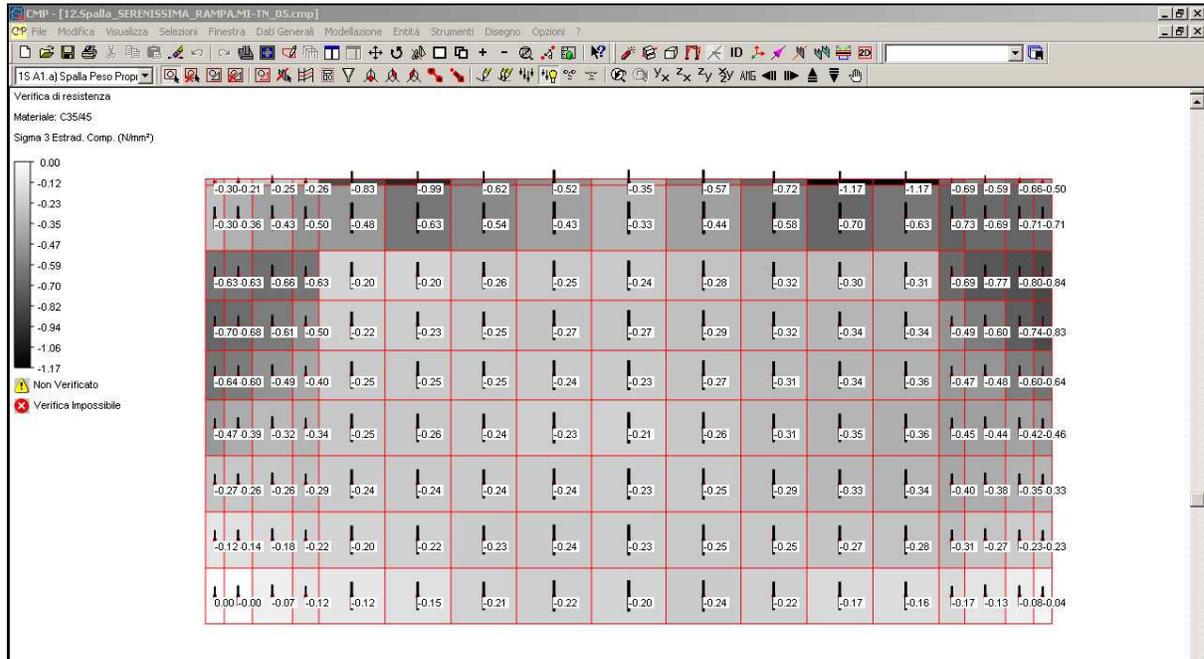
Direzione Orizzontale – Tensione di trazione nell'acciaio all'intradosso



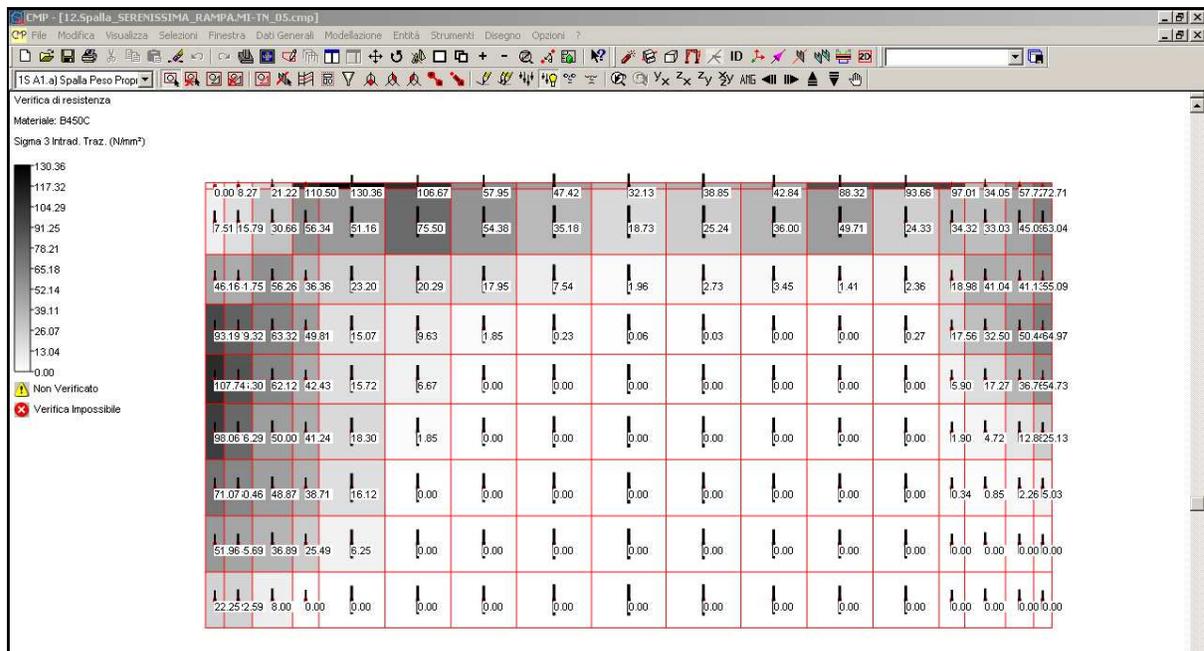
Direzione Orizzontale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'intradosso



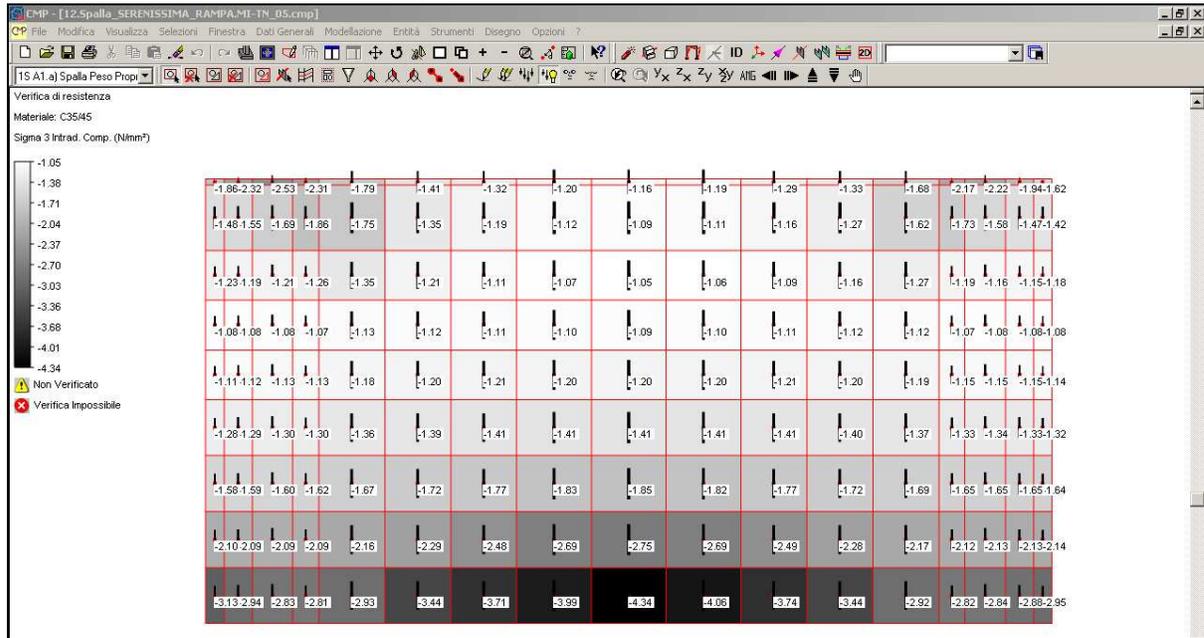
Direzione Verticale – Tensione di trazione nell'acciaio all'estradosso



Direzione Verticale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'estradosso



Direzione Verticale – Tensione di trazione nell'acciaio all'intradosso



Direzione Verticale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'intradosso

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	210
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	5
sezione reagente a taglio (cm ²)	20500
T (kN)	475.00
τ_c (N/mm ²)	0.23

$$\leq f_{cE} = 1.08$$

8.7.2 VERIFICHE MURI DI RISVOLTO

Significato dei parametri:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica

Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica

N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica

M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica

CoeffMN= indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la terna di sollecitazione N, M12, M13 si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice "r" sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}}$$

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1).

8.7.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

Tipo Verifica: SLU (DM 14/01/2008)

Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "Fusto/Risvolti/Paragliaia"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Risvolti verifica**

Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (N/mm ²)	fd a Compressione (N/mm ²)
n.26	B450C	391.304	391.304
n.52	C35/45	0	19.8333

Valori per spessore shell: 80 cm

Armatura di estradosso: Ø20/20" + Ø20/20"

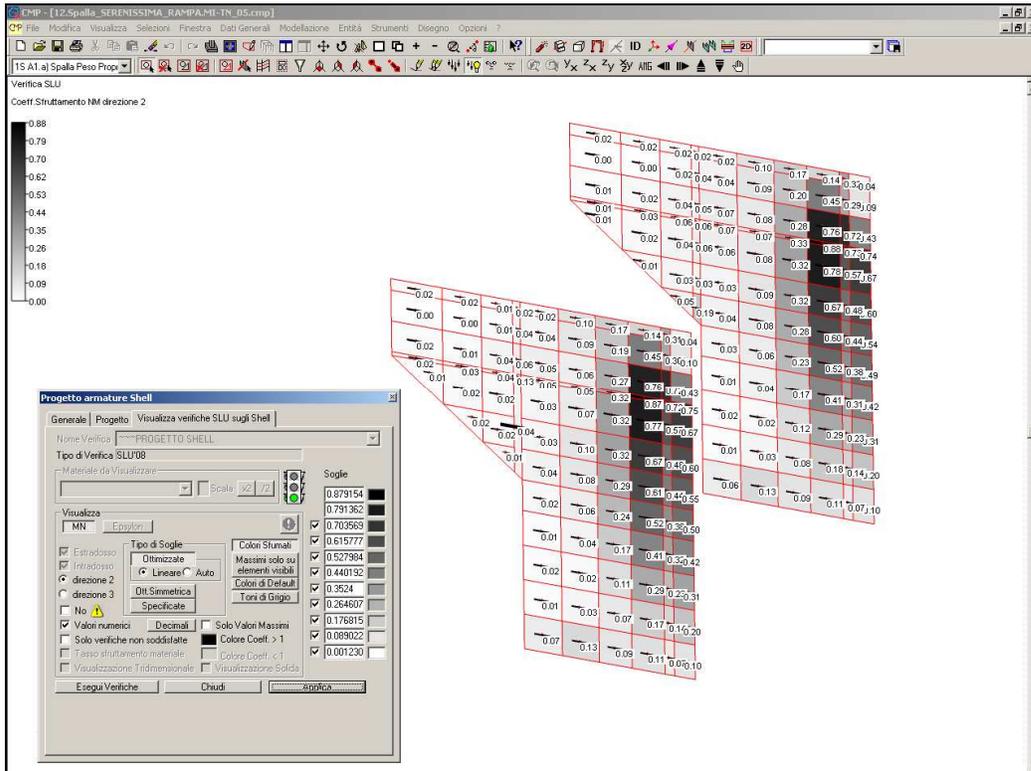
Armatura di intradosso: Ø20/20" + Ø20/20"

n°Shell	Dir	N(KN/m)	M(KNm/m)	CoeffMN
542	2	503.35	-466.49	0.75

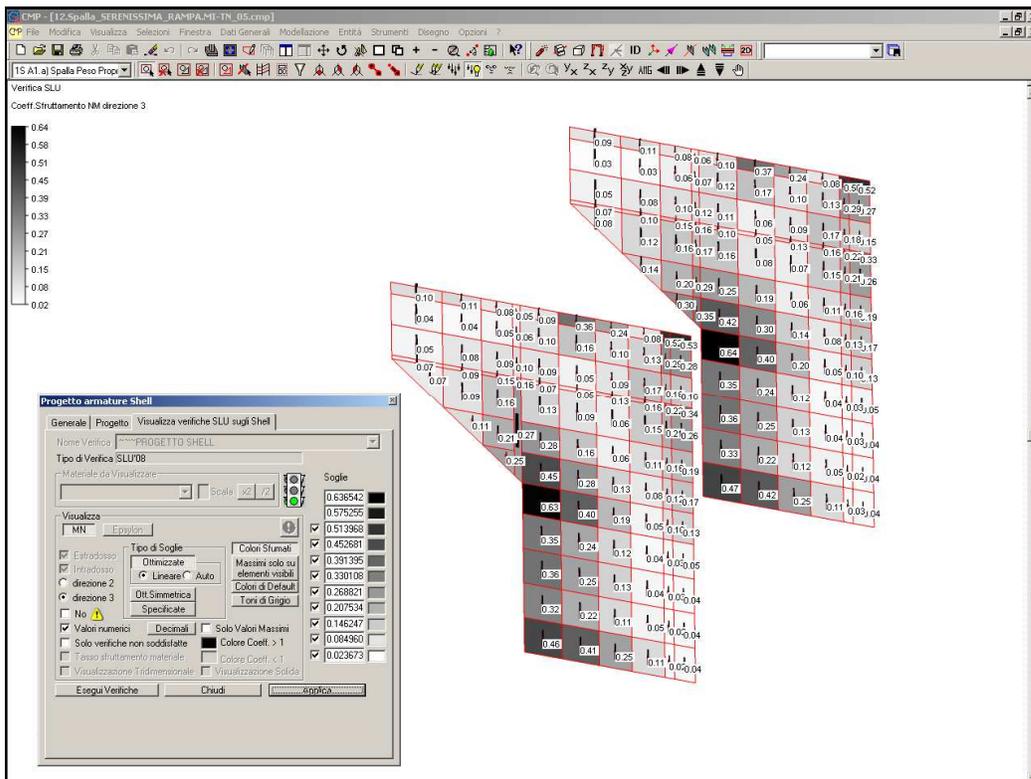
Armatura di estradosso: Ø20/20"

Armatura di intradosso: Ø20/20"

n°Shell	Dir	N(KN/m)	M(KNm/m)	CoeffMN
6	2	312.97	-272.70	0.88



Direzione Orizzontale – Coefficiente di sfruttamento della sezione



Direzione verticale – Coefficiente di sfruttamento della sezione

8.7.2.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	256.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	800	mm
c	50	mm
d	750	mm
f	20	mm
n°	10	
A_{sl}	3140.00	mm ²
ρ_l	0.004	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.5164	
v_{min}	0.3766	
	328.14	kN
	282.43	kN
V_{rd}	328.14	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

8.7.2.3 Verifiche in campo elastico (sisma)

La verifica sismica secondo normativa deve effettuarsi in campo elastico quindi si tratta di una verifica di tipo tensionale. All'interno delle combinazioni di verifica del software CMP è stato così possibile attribuirle alla tipologia *SLE rara* (con la sola accortezza di andare a modificare le corrette tensioni limite per il cls e l'acciaio). Si sottolinea quindi come nel seguito con tale denominazione (SLE rara) si intenderà la verifica relativa alla combinazione sismica.

Significato dei parametri:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica
Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica
Mat = Numero del materiale a cui la verifica fa riferimento
N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica
M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica
 σ_{\min} = Tensione minima riscontrata per il materiale corrente
 σ_{\max} = Tensione massima riscontrata per il materiale corrente

Nel caso di verifiche di fessurazione, nelle relative tabelle con i risultati delle verifiche, all'inizio di una riga possono comparire uno dei seguenti simboli:

VF = verifica di formazione delle fessure: σ_{\max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
VD = verifica di decompressione: σ_{\max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
VA = verifica di apertura delle fessure: verifica di apertura delle fessure: w è l'apertura della fessura. Il gruppo di esigenza ed il valore ammissibile utilizzati sono quelli del materiale calcestruzzo dello shell ed il tipo di armatura (sensibile/poco sensibile) è quello dell'armatura dello shell.

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte

Per le verifiche a SLE il gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) utilizzato è riportato nella descrizione delle caratteristiche dei materiali.

Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 14/01/2008)
Combinazione di Carico: rara

Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "Fusto/Risvolti/Paraghiaia"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Risvolti verifica**
Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.26	B450C	360	-
n.52	C35/45	0	21

Valori per spessore shell: 80 cm

Armatura di estradosso: Ø20/20" + Ø20/20"

Armatura di intradosso: Ø20/20" + Ø20/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

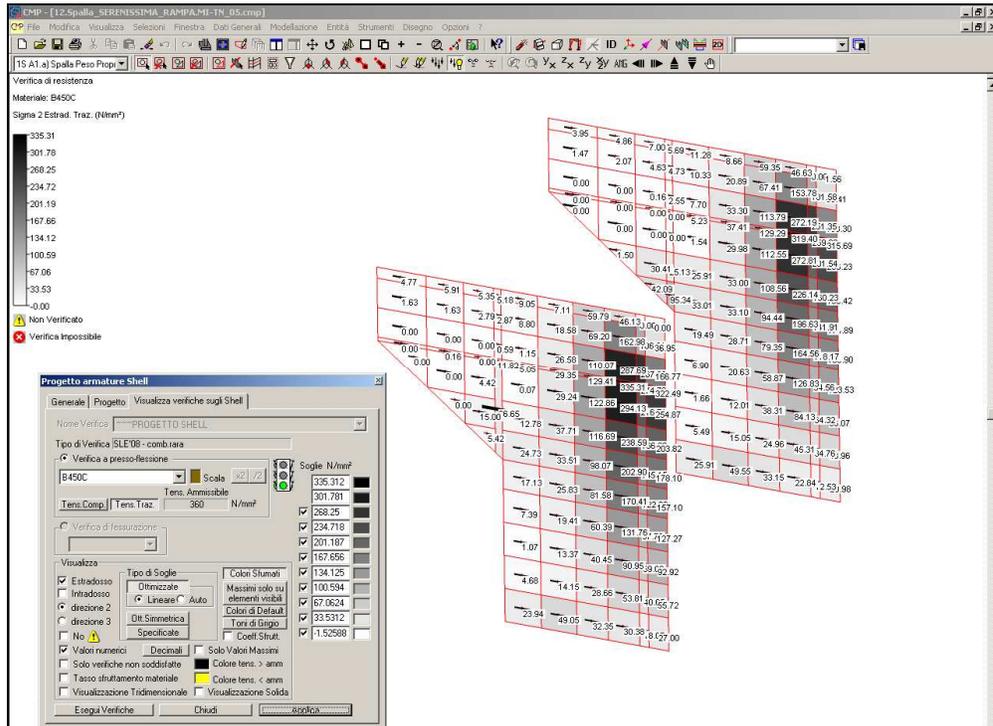
n°Shell	Dir	Mat	N(KN/m)	M(KNm/m)	σmin(N/mm ²)	σmax(N/mm ²)
1537	2	52	800.14	-236.21	-0.17	0.00
542	2	52	-354.73	-437.11	-5.25	0.00
542	2	26	1483.92	-184.40	149.86	322.49
570	2	26	-522.36	-426.32	-61.45	127.91

Armatura di estradosso: Ø20/20"

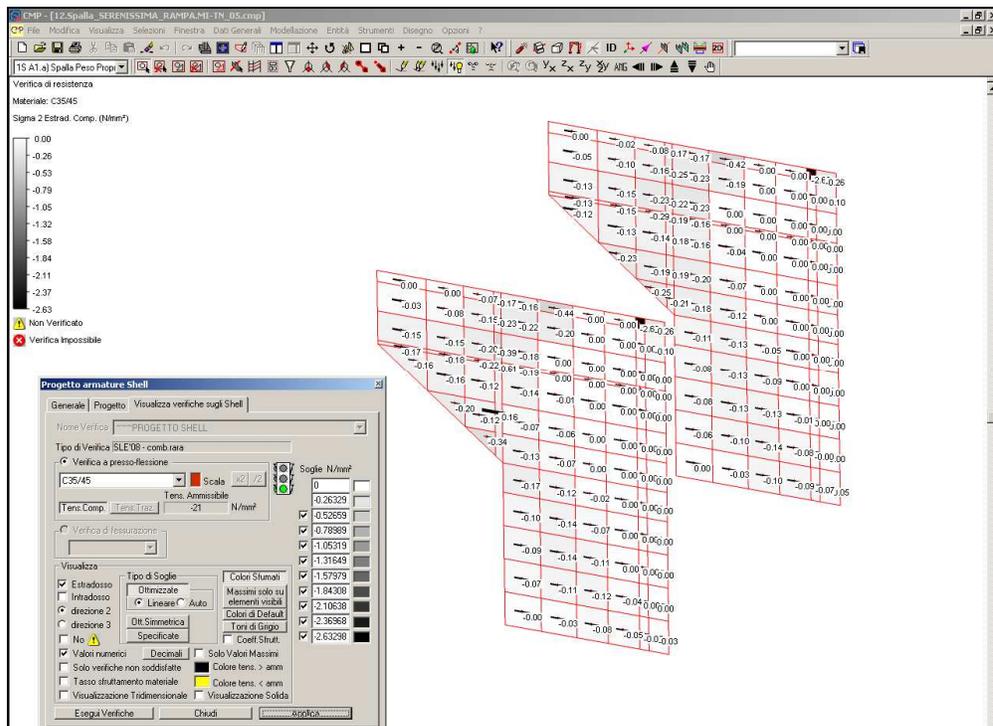
Armatura di intradosso: Ø20/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

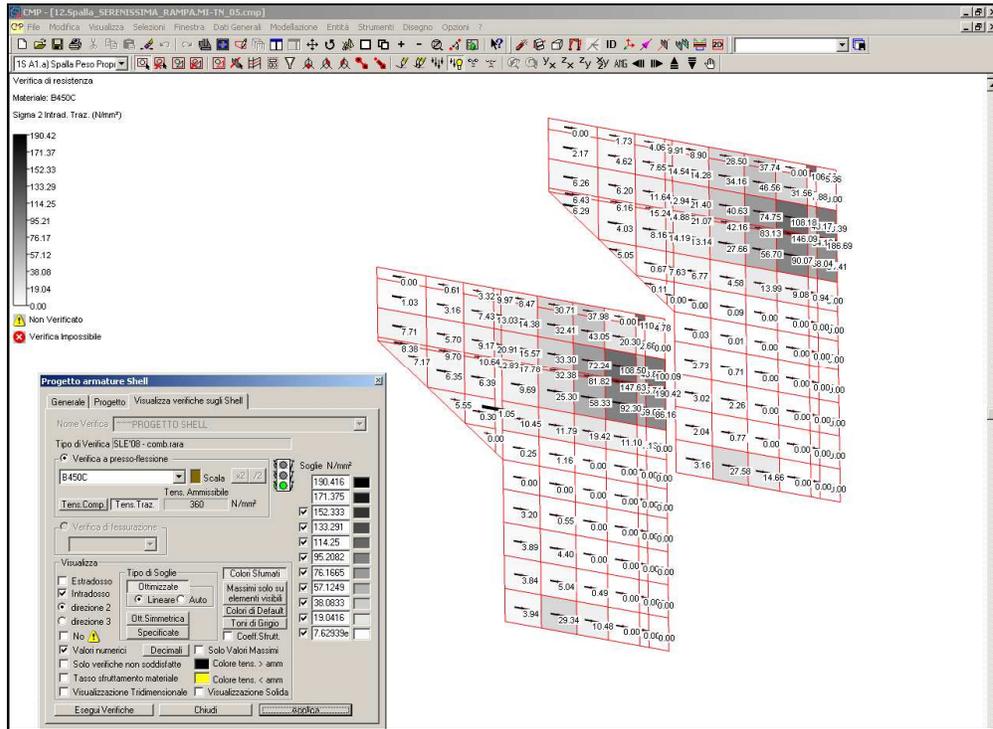
n°Shell	Dir	Mat	N(KN/m)	M(KNm/m)	σmin(N/mm ²)	σmax(N/mm ²)
81	2	52	31.20	-247.51	-3.94	0.00
67	2	52	-64.70	-251.56	-4.09	0.00
67	2	26	317.99	-254.71	-21.10	335.31
6	2	26	-134.71	-245.26	-40.42	186.85



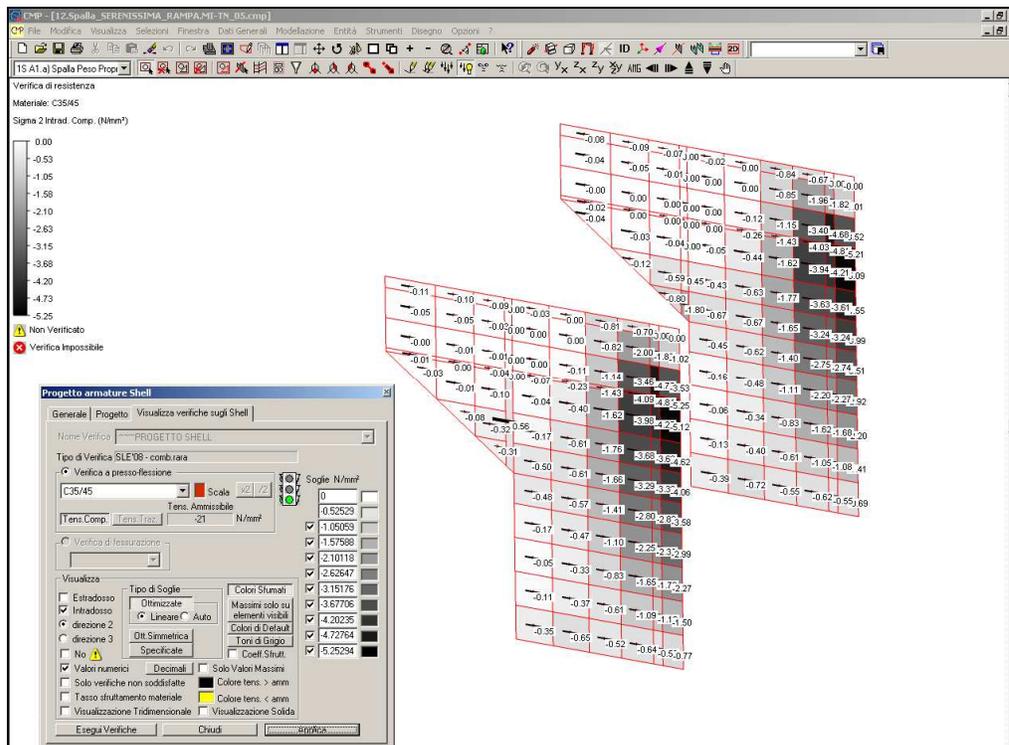
Direzione Orizzontale – Tensione di trazione nell'acciaio all'estradosso



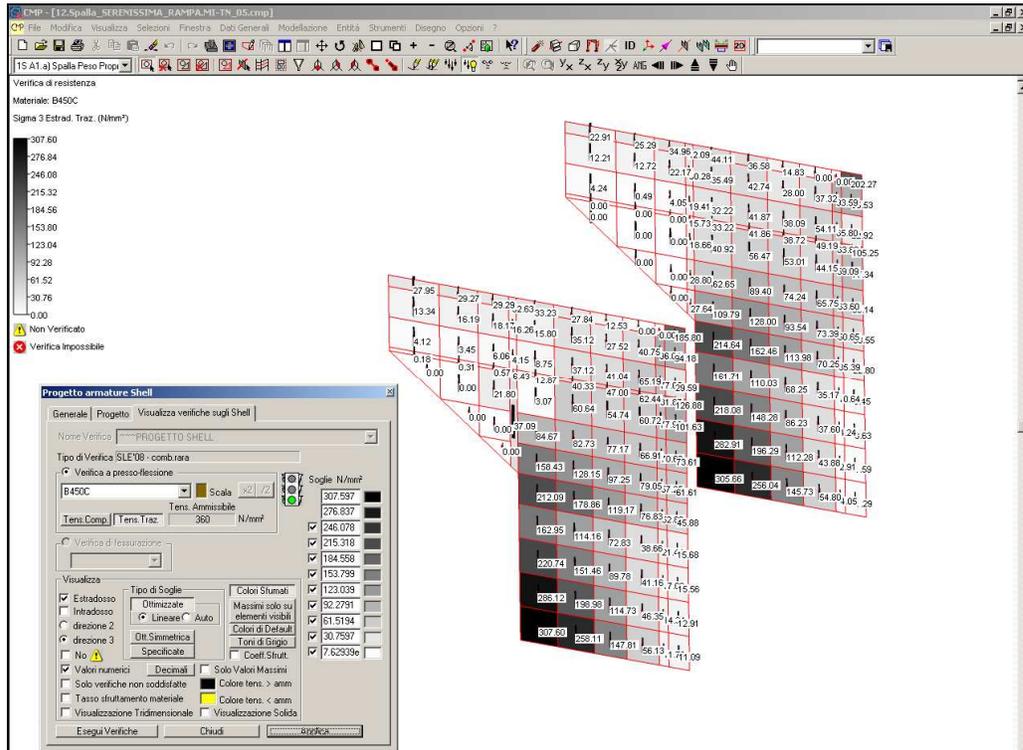
Direzione Orizzontale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'estradosso



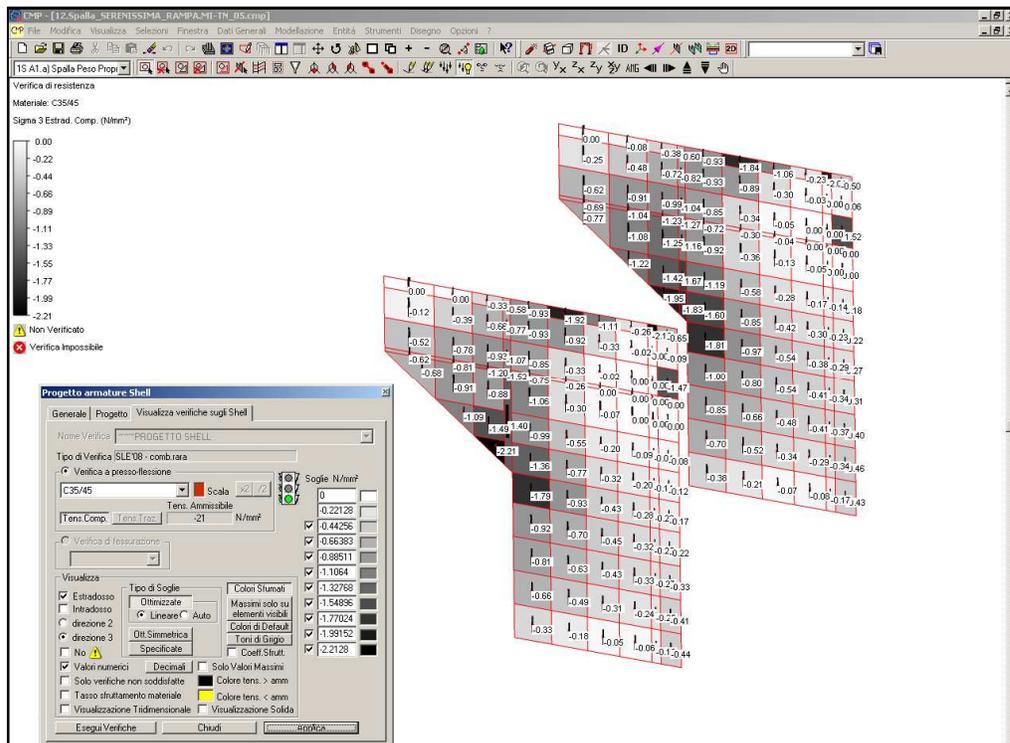
Direzione Orizzontale – Tensione di trazione nell'acciaio all'intradosso



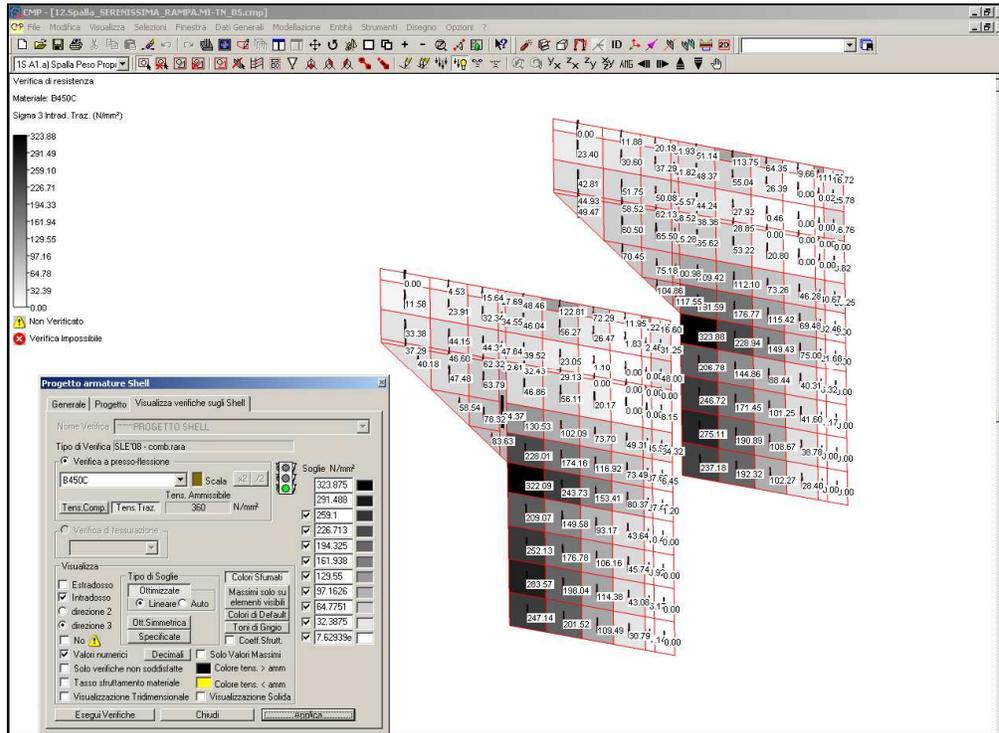
Direzione Orizzontale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'intradosso



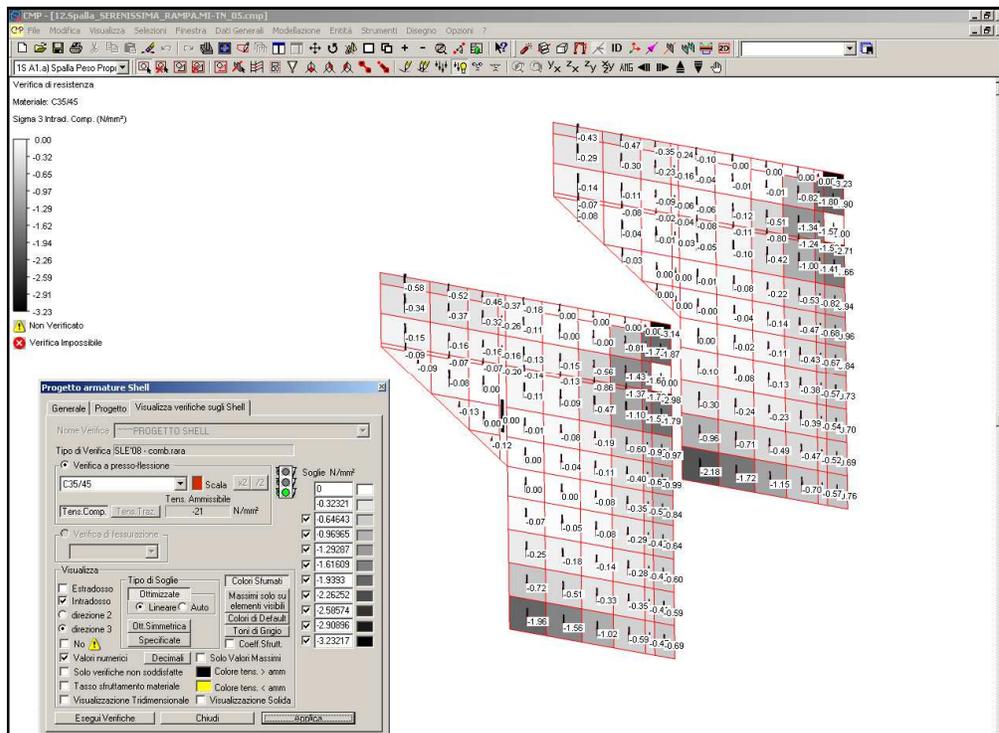
Direzione Verticale – Tensione di trazione nell'acciaio all'estradosso



Direzione Verticale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'estradosso



Direzione Verticale – Tensione di trazione nell'acciaio all'intradosso



Direzione Verticale – Tensione di compressione nel calcestruzzo all'intradosso

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

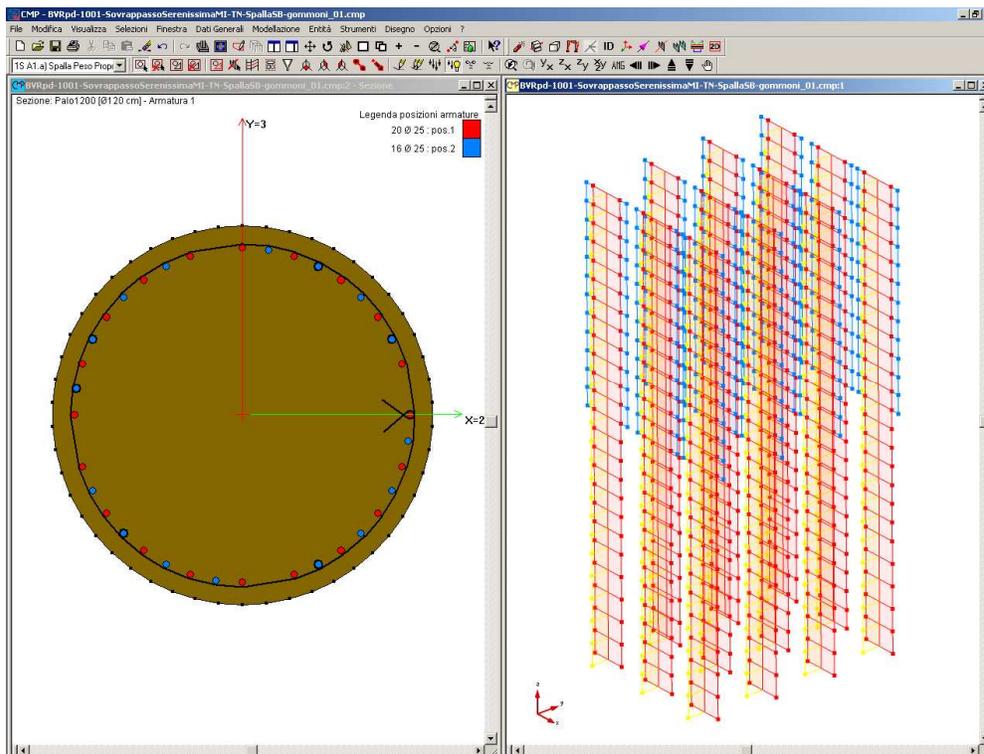
Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	80
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	5
sezione reagente a taglio (cm ²)	7500
T (kN)	196.00
τ_c (N/mm ²)	0.26

$$\leq f_{cE} = 1.08$$

8.7.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

8.7.3.1 Geometria adottata per le verifiche

Diametro palo	$\phi =$	120,00	cm	
Area palo	$A_p = \pi\phi^2/4 =$	11304	cm ²	
Armatura corrente del palo	$A_a =$	20 ϕ 25	98.20	cm ² >0.3% A_p
Armatura aggiuntiva per i primi 12m di lunghezza a partire da testa palo	$A_a =$	16 ϕ 25	78.56	cm ²
Copriferro	$c =$	80,00	mm	



Di seguito si riportano le verifiche a SLU strutturali e SLV simiche a presso-tenso flessione e taglio.

Significato dei parametri:

Ver: assume il seguente significato:

- 1 involuppo che determina lo sforzo normale massimo negativo
- 2 involuppo che determina lo sforzo normale massimo positivo
- 3 involuppo che determina il taglio 1-2 massimo negativo
- 4 involuppo che determina il taglio 1-2 massimo positivo
- 5 involuppo che determina il taglio 1-3 massimo negativo
- 6 involuppo che determina il taglio 1-3 massimo positivo
- 7 involuppo che determina il momento torcente massimo negativo
- 8 involuppo che determina il momento torcente massimo positivo
- 9 involuppo che determina il momento flettente 1-2 massimo negativo
- 10 involuppo che determina il momento flettente 1-2 massimo positivo
- 11 involuppo che determina il momento flettente 1-3 massimo negativo
- 12 involuppo che determina il momento flettente 1-3 massimo positivo
- 17 involuppo che determina S1 massimo negativo
- 18 involuppo che determina S1 massimo positivo
- 19 involuppo che determina S2 massimo negativo
- 20 involuppo che determina S2 massimo positivo
- 21 involuppo che determina S3 massimo negativo
- 22 involuppo che determina S3 massimo positivo
- 23 involuppo che determina S4 massimo negativo
- 24 involuppo che determina S4 massimo positivo

I simboli S1,S2,S3,S4 indicano la sigma combinata e si riferiscono al calcolo della sigma ideale valutata con la formula (sigma positiva indica trazione)

$$\sigma_{id} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13}}$$

(W sono i moduli di resistenza) sui quattro spigoli del rettangolo circoscritto alla sezione base dell'asta.

Dist: indica la distanza dal punto di inizio beam della sezione verificata

Sollecitazioni di verifica:

N = sforzo normale agente in direzione dell'asse locale 1

V12, V13 = tagli agenti in direzione 2 e 3

M12, M13 = momenti agenti nei piani 12 e 13

MT = momento torcente

ArmNM= indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata, seguito dalla posizione delle barre al positivo e al negativo; le verifiche vengono svolte con le posizioni inferiori o uguali alle posizioni al positivo e maggiori o uguali al negativo.

ArmT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a taglio, seguito dal numero del tratto di staffatura

ArmNMT=indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata e taglio, seguito dalla posizione delle barre al positivo, al negativo e dal tratto di staffatura

d_2, d_3 = altezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3

b_{w2}, b_{w3} = larghezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3

n_{st2}, n_{st3} = numero braccia utili per le verifiche a taglio V12 e V13 agenti in direzione 2 e 3 rispettivamente.

corr. = armatura longitudinale corrente

Pos = posizione delle barre longitudinali di armatura

8.7.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CoeffMN: indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la terna di sollecitazione N, M12, M13 si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice "r" sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}}$$

CoeffV12, CoeffV13: indicano i coefficienti di sfruttamento a taglio in direzione 2 e 3. CoeffV12 è dato dal rapporto tra il taglio di calcolo V12 agente in direzione 2 e la resistenza a taglio Vr12 in direzione 2. Analogo discorso vale per CoeffV13. Vr12 e Vr13 sono calcolati secondo il par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008. Per i parametri non indicati in questo paragrafo si veda i parametri delle verifiche a taglio nelle caratteristiche dei materiali.

Tipo: questa colonna contiene eventualmente indicazioni sul tipo di verifica

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1, CoeffV12>1 e CoeffV13>1).

Tipo Verifica: verifiche allo stato limite ultimo secondo il DM 14/01/2008.

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "Pali"

Gli inviluppi con i quali agisce la verifica sono:

- SLU 1A) - A1M1

- SLU 1B) - A2M1

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Pali-Verifica**

Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (N/mm ²)	fd a Compressione (N/mm ²)
n.26	B450C	391.304	391.304
n.53	C25/30	0	14.1667

Unità di misura lunghezze: m
Unità di misura sforzi Normali e Tagli: KN
Unità di misura dei Momenti: KNm
Unità di misura delle Tensioni: N/mm²

Beam n.84 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

d₂ = 100 cm, b_{w2} = 100 cm, d₃ = 100 cm, b_{w3} = 100 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 8 a passo 15 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 10 a passo 15 cm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

Limitazione ctgθ: 1 <= ctgθ <= 2.5; α_c = 1

Ver	Dist (m)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	V12 (KN)	V13 (KN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffV13:							
20	1.00	-2649.71	-4.81	-527.08	0.20	565.94	1 (2,-,2,1)
	0.1815	0.0003	0.8626				

Beam n.146 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

d₂ = 100 cm, b_{w2} = 100 cm, d₃ = 100 cm, b_{w3} = 100 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 8 a passo 15 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 10 a passo 15 cm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

Limitazione ctgθ: 1 <= ctgθ <= 2.5; α_c = 1

Ver	Dist (m)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	V12 (KN)	V13 (KN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoefV12:							
22	1.00	-2316.78	192.40	-372.44	-160.66	330.85	1 (2,-2,1)
	0.1525	0.2625	0.5407				

Beam n.404 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

$d_2 = 100$ cm, $b_{w2} = 100$ cm, $d_3 = 100$ cm, $b_{w3} = 100$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 8 a passo 15 cm

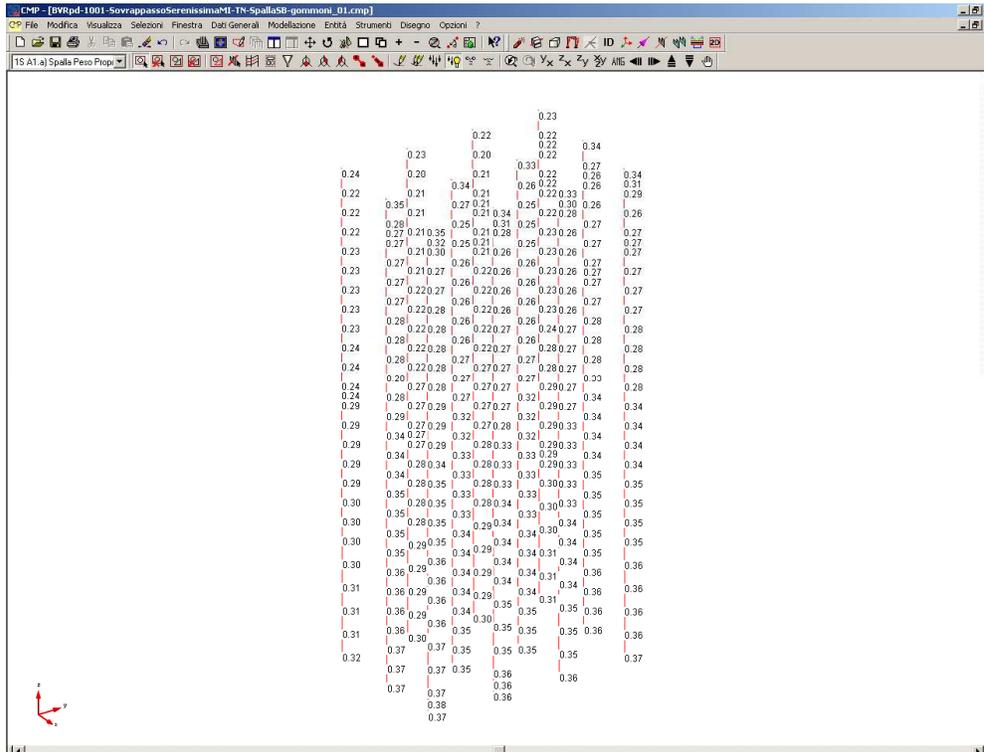
Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 10 a passo 15 cm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

Limitazione $ctg\vartheta$: $1 \leq ctg\vartheta \leq 2.5$; $\alpha_c = 1$

Ver	Dist (m)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	V12 (KN)	V13 (KN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffMN:							
1	0.50	-6207.95	0.50	-1.61	-0.72	2.31	1 (1,-1,1)
	0.3784	0.0010	0.0032				



Coefficiente di sfruttamento a presso-flessione

8.7.3.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

Si riportano di seguito i calcoli di verifica allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

V_{rd}	=	1259.18	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	593.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1259.18	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2153.79	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	91.09	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
	=	2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive

α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

8.7.3.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

σ_{max} , σ_{min} : indicano le tensioni massime ottenute dalla verifica a tenso-pressoflessione deviata

CoeffV12, CoeffV13: indicano i coefficienti di sfruttamento a taglio in direzione 2 e 3. CoeffV12 è dato dal rapporto tra il taglio di calcolo V12 agente in direzione 2 e la resistenza a taglio Vr12 in direzione 2.

All'inizio di una riga, nelle tabelle con i risultati delle verifiche, possono comparire i seguenti simboli:

VT = verifica a taglio a Tensioni Ammissibili

VF = verifica di formazione delle fessure: σ_{max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).

VD = verifica di decompressione: σ_{max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).

VA = verifica di apertura delle fessure: w è l'apertura della fessura. Il gruppo di esigenza ed il valore ammissibile utilizzati sono quelli del materiale di riferimento della sottosezione (armatura), ed il tipo di armatura (sensibile/poco sensibile) è quello del materiale delle barre di armatura della sottosezione (se è presente almeno una barra sensibile viene considerata questa come tipo di armatura nella verifica). Nella colonna IDc/TArm, IDc è l'ID del materiale calcestruzzo di riferimento della sottosezione, TArm è il tipo di armatura utilizzato nella verifica di apertura delle fessure (0 = armatura sensibile, 1 = armatura poco sensibile);

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte

Per le verifiche a SLE il gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) utilizzato è riportato nella descrizione delle caratteristiche dei materiali.

Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 14/01/2008)

Combinazione di Carico: rara

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;
Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "Pali"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **Pali-Verifica**

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.26	B450C	360	-
n.53	C25/30	0	15

Unità di misura lunghezze: m
Unità di misura sforzi Normali e Tagli: KN
Unità di misura dei Momenti: KNm
Unità di misura delle Tensioni: N/mm²

Beam n.126 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

d₂ = 100 cm, b_{w2} = 100 cm, d₃ = 100 cm, b_{w3} = 100 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 8 a passo 15 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 10 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver (m)	Dist (KN)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	ArmNM	σ _{max} (N/mm ²)	σ _{min} (N/mm ²)
26	20	0.00		-255.33	-1380.24		-199.751 (2,-2)	235.49 -113.25

Beam n.206 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

d₂ = 100 cm, b_{w2} = 100 cm, d₃ = 100 cm, b_{w3} = 100 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 8 a passo 15 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 2, Ø 10 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver (m)	Dist (KN)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	ArmNM	σ _{max} (N/mm ²)	σ _{min} (N/mm ²)
53	4	0.00		-3318.65		-1520.00	-186.641 (2,-2)	0.00 -10.46

Beam n.246 - Sezione "Palo1200 [Ø120 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -2.89072e-017 m; -1.31755e-017 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

-Armatura tipo 1 fino a fine asta

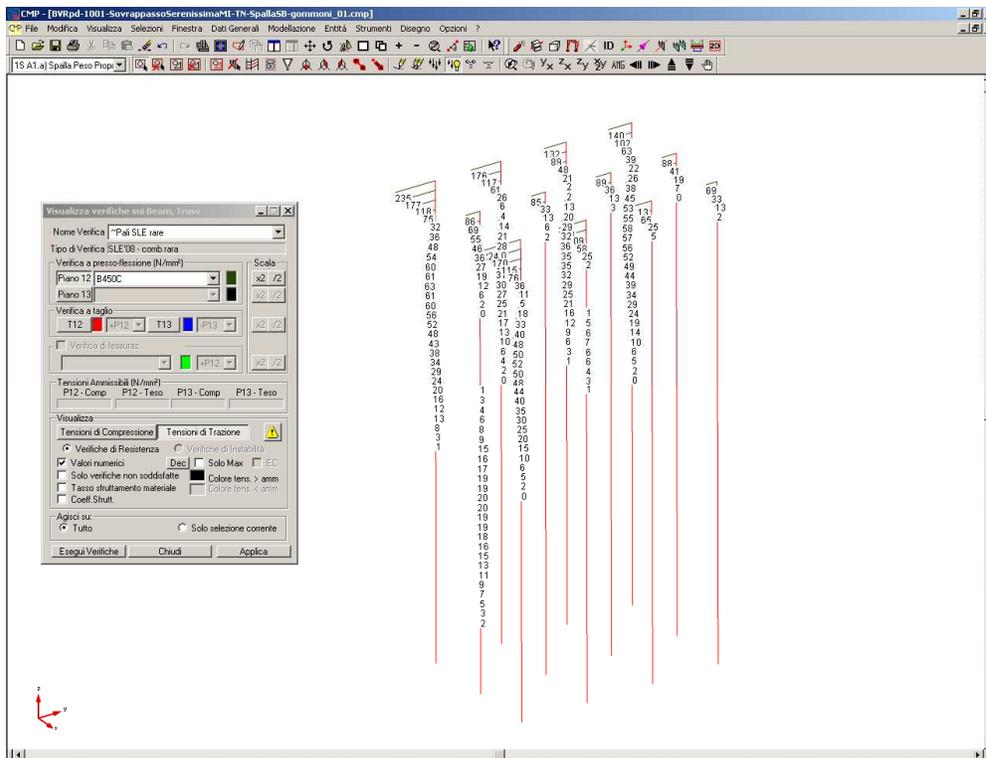
Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 20Ø25 (Pos.1, corr.) + 16Ø25 (Pos.2)

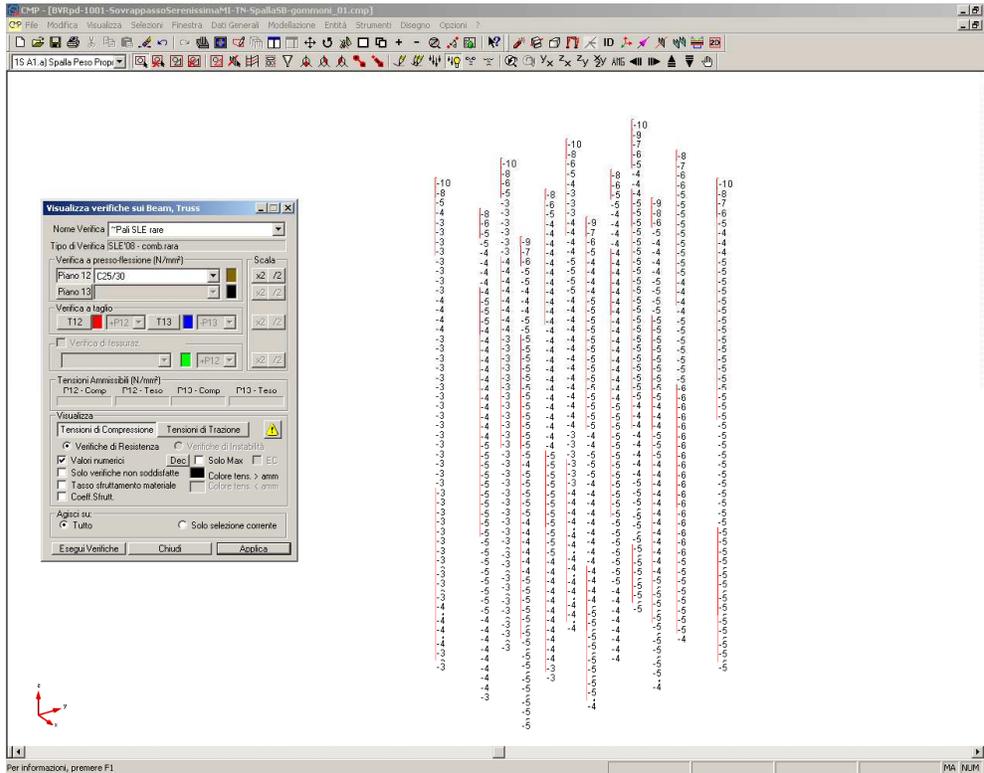
$d_2 = 100$ cm, $b_{w2} = 100$ cm, $d_3 = 100$ cm, $b_{w3} = 100$ cm
 Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:
 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, $\varnothing 8$ a passo 15 cm
 Armatura trasversale tratto di staffatura n°2:
 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, $\varnothing 10$ a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (KN)	M12 (KNm)	M13 (KNm)	ArmNM	σ_{max} (N/mm ²)	σ_{min} (N/mm ²)
26	21	0.00	-5016.20	-1450.50	-153.88	1 (2,-2)	42.46	-142.49



Massima tensione a trazione dell'acciaio.



Massima compressione nel calcestruzzo.

8.7.3.5 Verifiche a taglio (sisma)

Si riportano di seguito i calcoli di verifica allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Come da Par 7.9.5.2.2 del D.M. 14/01/2008 i valori di resistenza degli elementi vengono divisi per il fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile, assumendolo prudenzialmente pari ad 1.25.

V_{rd}	=	1007.35	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	736.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1007.35	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	1723.03	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	91.09	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

9 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
qs,lim	160 kPa
qb,lim	6000 kPa

9.1 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE PILE

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

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione $\phi 1200$, pari a:

$$L = 25.00\text{m}$$

Le sollecitazioni massime sono:

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)
S1	3625.92	545.78

Tali valori risultano inferiori alla portanza riportata di seguito.

9.2 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE SPALLE

Si riportano di seguito i massimi valori degli sforzi assiali sui pali della spalla per le combinazioni di carico più significative.

$$N_{\text{sis, max}} = 5294 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sis, min}} = -281 \text{ (trazione) KN}$$

Per essere garantita la portanza, la lunghezza dei pali dovrà essere $L=25.0\text{m}$.

9.3 INDIVIDUAZIONE PORTANZA PALI

Si esegue la verifica di portanza relative dei pali per la combinazione sismica, che risulta essere la più gravosa. La tabella di verifica è riportata di seguito e fa riferimento alla caratterizzazione del terreno riportata nella "Relazione geologica, idrogeologica e geotecnica" e nel "Profilo geotecnico longitudinale".

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

In cui:

Rbd = Rbk / γ_b : Resistenza alla punta di progetto
 Rsd = Rsk / γ_s : Resistenza laterale di progetto
 RsdT = Rsk / γ_{st} : Resistenza laterale di trazione di progetto
 Rbk = Rbm / ζ : Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Rsm / ζ : Resistenza laterale caratteristica
 Rbm = Qb: Resistenza media alla punta
 Rsm = Qs: Resistenza media laterale
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

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

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁷⁾:

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

Nq*   dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per qb il valore limite di qb,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, $\phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma^v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \sin \phi \quad \tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di qj,lim.

Terreni coesivi (c > 0)

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

cu (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 qj,lim.

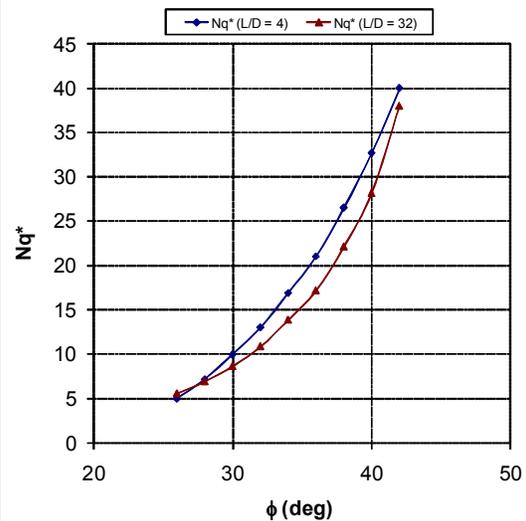
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit�	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
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�
3			
4			

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



FALDA	unit�
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

