



LAVORI DI RIPRISTINO DEFINITIVO DELLA SEDE STRADALE
E DELLE SCARPATE DI MONTE E DI VALLE DELLA S.P. 21 KM 32+700
E KM 33 "VAL SILLARO" NEL COMUNE DI CASTEL DEL RIO
CUP C27H24000290001

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:		DIREZIONE GENERALE Servizio Struttura Speciale Alluvione via San Felice, 25 - 40131 BOLOGNA			
	Responsabile Unico Procedimento: dott. Ing. Lucia MOLICA-FRANCO Supporto al RUP: dott. Ing. Mirko OCCHI dott. Ing. Sara PAGLIARULO				
FUNZIONI PROCEDIMENTO:		PROGETTO:			
 THESIS ENGINEERING Studio Tecnico di Ingegneria 40037 Sasso Marconi (BO) - Galleria G. Marconi n.13 tel. +39.051.4982260 E-mail: thesis@studiothesis.it Prof. Ing. CLAUDIO COMASTRI					
REVISIONI: AGGIORNAMENTI:	7				
	6				
	5				
	4	CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA	AGGIORNAMENTO SECONDO ISTRUTTORIA DEL 21.06.2026	THS2024004_S04_Qb.III.03_R06	LUGLIO 2026
	3	CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA	REVISIONE	THS2024004_S04_Qb.III.01_R06	MAGGIO 2026
	2	CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA	REVISIONE	THS2024004_S04_Qb.III.01_R06	GENNAIO 2026
1° EMISS.	1	CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA	AGGIORNATO PER INTERVENTI KM 32+700 e km 33+00	THS2024004_S04_Qb.III.01_R06	04/12/2025
		CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA	RELAZIONE DI CALCOLO	THS2024004_S04_Qb.III.01_R06	28/01/2025
RICHIEDENTE/APPLICANT:		OGGETTO:		FILE:	DATA:
ELABORATO/DRAWN BY:		Ing. Claudio Comastri		CONTROLLATO/ CHECKED BY:	Ing. E.Comastri
FIRMA/SIGNATURE		DATA/DATE		FIRMA/SIGNATURE	
APPROVATO/APPROVED BY:		Ing. Claudio Comastri		DATA/DATE	
FIRMA/SIGNATURE		DATA/DATE		FIRMA/SIGNATURE	
PROGETTO:	UBICAZI OPERA:	STRADA PROVINCIALE N. 21 "VAL SILLARO"			
	COMUNE DI CASTEL DEL RIO				
ELAB.	Titolo	INTERVENTI ALLE PROGRESSIVE km 32+700 e km 33+00			SCALA: -
	Titolo 2	RELAZIONE DI CALCOLO			REVISIONE.: 4
					DATA: LUGLIO 2026
					TAVOLA N.: R06



1 INDICE

1	INDICE	2
2	Leggi e norme tecniche di riferimento	6
2.1	Normativa nazionale	6
2.2	Leggi regionali	7
3	Fonti Bibliografiche	8
4	Software utilizzati	8
5	Introduzione	9
6	Descrizione delle opere	9
7	Ponte sul Rio Montale	9
7.1	Soletta superiore	9
7.2	Travi longitudinali	10
7.3	Controventamenti	11
7.4	Materiali impiegati	13
7.5	Principi di Progettazione	15
7.5.1	Metodi di calcolo	15
7.5.2	Stati limite e situazioni di progetto	15
7.6	Fasi di calcolo	16
7.7	Definizioni delle configurazioni e delle fasi di calcolo	16
7.8	Configurazioni di calcolo	16
7.9	Fasi di Verifica	17
8	Codici di calcolo e Modellazione adottata	17
10	Parametri Sismici	20
11	Analisi dei carichi	21
11.1	Carichi permanenti portanti	21
11.2	Carichi permanente portati	22
11.3	Carichi operativi da cantiere	22
11.4	Carico indotto da fase di ritiro del calcestruzzo	23
11.5	Carico indotto da azione del vento	26
11.6	Carico indotto da presenza di neve	27
11.7	Carichi variabili da traffico	28
11.8	Carico mobile da frenatura e accelerazione	30
11.9	Carico per variazioni termiche	30
11.10	Stima azione sismica su strutture impalcato	34
12	Combinazioni di carico condizioni statiche	36
12.1		37
12.2	Combinazioni ponte in fase di montaggio	37
12.3	Combinazione ponte in fase di esercizio	38
13	Combinazioni di carico in condizioni sismiche	40



14	Risultati della modellazione – condizioni statiche	41
14.1	Valori di sollecitazione massima - fase di montaggio.....	41
14.2	Valori di sollecitazione massima – fase di esercizio	43
15	Risultati della modellazione – condizioni sismiche.....	46
16	Verifiche Fase 1 – Sola trave in acciaio soletta non collaborante.....	48
16.1	Verifiche travi longitudinali.....	48
16.2	Verifiche trasversi.....	50
16.1	Verifiche diagonali di controventamento	52
17	Verifiche Fase 2 – Trave composta acciaio - calcestruzzo	53
17.1	Verifiche travi longitudinali.....	53
17.2	Verifiche trasversi.....	55
17.3	Verifiche diagonali di controventamento	57
17.4	Verifica soletta collaborante	57
17.5	Verifiche dei pioli	59
18	Verifica agli SLE	60
19	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO A TERGO SPALLA.....	65
	DESCRIZIONE OPERA DI SOSTEGNO	66
	ANALISI DEI CARICHI.....	66
	CARICHI PERMANENTI PORTANTI (G_{1k})	66
	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_{2k}).....	66
	CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DA TRAFFICO VEICOLARE (Q_{1k}).....	67
	CARICO ACCIDENTALE PER VENTO	68
	CARICO ACCIDENTALE INDOTTO DA PRESENZA DI NEVE	68
	CARICO ECCEZIONALE PER SVIO (Q_{8k}).....	68
	AZIONE SISMICA (E).....	68
	COMBINAZIONI DI CARICO	71
	CONDIZIONI DI CARICO IN AMBITO STATICO	72
	CONDIZIONI DI CARICO IN AMBITO SISMICO.....	73
	MODELLAZIONE CON PROGRAMMA FEM E MODALITÀ DI ANALISI.....	74
	STATO DI SOLLECITAZIONE	77
	VALIDAZIONE RISULTATI	84
	VERIFICA COMPONENTI STRUTTURALI.....	84
	VERIFICA PARETE IN ELEVAZIONE.....	84
	Verifica a sforzo assiale	84
	Verifica a taglio	85
	Verifica a presso flessione retta	85
	VERIFICA BASE	87
	Verifica a taglio	87
	Verifica a presso flessione retta	87
	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	88



	Verifiche di carattere geotecnico – collasso per carico limite palificata a carico assiale	89
	Verifiche di carattere strutturale – collasso per raggiungimento resistenza dei pali	90
20	CALCOLO BERLINESE TEMPORANEA.....	124
20.1	Generalità	124
20.2	Caratteristiche geometriche della berlinese	124
20.3	Caratteristiche geotecniche del terreno di spinta e di ancoraggio	125
20.4	Caratteristiche dei materiali	125
20.4.1	Malte di iniezione micropali:	125
20.4.2	Calcestruzzo dei cordoli e delle strutture in elevazione:	125
20.4.3	Armature per cemento armato	125
20.4.4	Acciaio per le armature dei micropali, piastre di collegamento, profilati	125
20.5	Calcolo della spinta del terreno	125
20.6	Combinazioni di carico (NTC2018)	125
20.7	Calcolo delle sollecitazioni	126
20.7.1	Verifica della profondità di incastro teorica	126
20.8	Verifica strutturale del micropalo	126
20.9	Conclusione	126
21	CALCOLO DELL'OPERA IN TERRA RINFORZATA.....	127
21.1	Generalità	127
21.2	Caratteristiche geometriche dell'opera	127
21.3	Calcolo del coefficiente di spinta attiva (k_a)	127
21.4	Calcolo delle sollecitazioni sulle armature	127
21.5	Calcolo della lunghezza dei teli	128
21.6	Analisi sismica	129
21.7	Lunghezza di ancoraggio – verifica a sfilamento	130
1	INDICE.....	132
2	LEGGI E NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	133
2.1	Normativa nazionale	133
2.2	Leggi regionali	134
3	FONTI BIBLIOGRAFICHE	135
4	SOFTWARE UTILIZZATI.....	135
5	INTRODUZIONE	136
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA	136
7	MATERIALI IMPIEGATI	139
8	CONDIZIONI GEOLOGICHE IN SITO	139
9	INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA.....	140
10	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	143
10.1	Metodi di calcolo	143
10.2	Stati limite e situazioni di progetto	143



11	CODICI DI CALCOLO E MODELLAZIONE ADOTTATA.....	143
13	PARAMETRI SISMICI	144
14	ANALISI DEI CARICHI STATICI.....	146
14.1	Carichi permanenti portanti	146
14.2	Carichi permanente portati	147
21.8	Carico indotto da presenza di neve.....	148
14.3	Carichi variabili da traffico	148
14.4	Carico mobile da frenatura e accelerazione.....	149
15	ANALISI DEI CARICHI IN CONDIZIONI SISMICHE	150
15.1	Carichi sismici per componente strutturale	150
15.2	Incremento spinta terreno in condizioni sismiche	150
16	COMBINAZIONE CARICHI – CONDIZIONI STATICHE (STR)	151
17	COMBINAZIONE CARICHI – CONDIZIONI STATICHE (GEO)	152
18	COMBINAZIONI DI CARICO - CONDIZIONI SISMICHE	152
19	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	153
20	VERIFICHE DI RESISTENZA COMPONENTI STRUTTURALI.....	161
20.1	Verifiche muro frontale	161
20.2	Verifiche muro andatore	163
20.3	Verifiche platea di fondazione	165
20.4	Verifiche pali di fondazione	166
20.4.1.	Verifiche di carattere geotecnico – collasso per carico limite palificata a carico assiale 166	
20.4.2.	Verifiche di carattere strutturale – collasso per raggiungimento resistenza dei pali .	167



2 LEGGI E NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

Per la redazione del progetto esecutivo sono state applicate le vigenti Leggi e Norme Tecniche alla data di emissione del progetto stesso.

2.1 Normativa nazionale

- [1]. CNR BU n. 77/80 *"Istruzione per la redazione dei progetti di strade"*;
- [2]. D.M. 18.02.1992 n. 223 – *"Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza"*.
- [3]. D.Lgs. 30.04.1992 n. 285 *"Nuovo Codice della strada" e successive modifiche e integrazioni*;
- [4]. D.P.R. 16.12.1992 n. 495 *"Regolamento di esecuzione e di attuazione del Nuovo Codice della strada" e successive modifiche e integrazioni*;
- [5]. D.M. 11.06.1999 *"Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza"*;
- [6]. D.M. 05.11.2001, n. 6792 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*;
- [7]. D.M. 22.04.2004, n. 67/s *"Modifica del decreto del 05.11.2001, n.6792, recante Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*;
- [8]. D.M. 21.06.2004, n. 2367 – Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale;
- [9]. Direttiva 25.08.2004, n. 3065 – Criteri di progettazione, installazione, verifica, e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- [10]. Decreto 19.04.2006 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali"*;
- [11]. D.M. 17 gennaio 2018 *"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*
- [12]. Circ. Ministeriale del 21 gennaio 2019, n. 7 *"Istruzioni per la applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al DM del 17 gennaio 2018.
- [13]. Eurocodice EC1: Basi della progettazione ed azioni sulle strutture
- [14]. Eurocodice EC2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [15]. Eurocodice EC7: Progettazione geotecnica (parti 1,2,3)
- [16]. Eurocodice EC8: Regole progettuali per strutture antisismiche (parte 5).
- [17]. Circolare del Min. dell'Ambiente e Tutela del Territorio del 15.07.2005, n. 5205 - Indicazioni per l'operatività nel settore edile, stradale e ambientale, ai sensi del decreto ministeriale 8 maggio 2003, n. 203.
- [18]. DPR 5 ottobre 2010 n.207, *"Regolamento di esecuzione ed attuazione del DLGS 12 Aprile 2006, n.163, recante "Codice dei contratti pubblici relativi ai lavori, servizi e forniture in attuazione alle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE"*.



- [19]. DLGS 12 aprile 2006 n.163, “Codice dei Contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture, in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.
- [20]. D. Lgs. 03.04.2006, n. 152 – “Norme in materia ambientale”
- [21]. D.M. 05.04.2006, n. 186 - Regolamento recante modifiche al decreto ministeriale 5 febbraio 1998 “Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero, ai sensi degli articoli 31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22”;
- [22]. Comunicato Min. Amb. 26.06.2006 – Avviso relativo alla segnalazione di inefficacia di diciassette decreti ministeriali e interministeriali, attuativi del decreto legislativo 3 aprile 2006, n.152, riguardante: “Norme in materia ambientale”;
- [23]. D.M. 11.04.2007 - Applicazione della direttiva n. 89/106/CE sui prodotti da costruzione, recepita con decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246, relativa alla individuazione dei prodotti e dei relativi metodi di controllo della conformità di aggregati.
- [24]. D. Lgs 16.01.2008, n.4 – “Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale”.
- [25]. D.L.gs 16.03.2008, n.30 – “Attuazione direttiva 2006/118/CE, relativa alla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento”.

2.2 Leggi regionali

- [26]. Legge della Regione Emilia Romagna 29.11.2003, n. 19 - Norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico.
- [27]. DGR della Regione Emilia Romagna del 29.12.2005 n. 2263 – Direttiva per l'applicazione dell'art.2 della legge regionale 29 settembre 2003 n.19 recante norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico.
- [28]. Determinazione del Direttore Generale Ambiente e Difesa del Suolo e della Costa della Regione Emilia Romagna 12.10.2006 n. 14096 – Circolare esplicativa delle norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico. D.M. 8 maggio 2003, n. 203 – Norme affinché gli uffici pubblici e le società a prevalente capitale pubblico coprano il fabbisogno annuale di manufatti e beni con una quota di prodotti ottenuti da materiale riciclato nella misura non inferiore al 30% del fabbisogno medesimo.

Lo studio descritto nella presente relazione è stato condotto secondo i criteri consolidati della “Scienza e Tecnica delle Costruzioni”, nel rispetto delle prescrizioni delle Leggi e delle Norme tecniche vigenti al momento della emissione del documento.



3 FONTI BIBLIOGRAFICHE

- [1]. P.Pozzati, C.Ceccoli (1988) *“Teoria e tecnica delle strutture”* – Utet (Torino);
- [2]. Viggiani C.,(2000) *“Fondazioni”* – Hevelius (Napoli);
- [3]. Lancellotta R, Calavera J.,(1999) *“Fondazioni”* – McGraw-Hill (Milano);
- [4]. Bustamante M., Doix B.,(1985) *“Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”* – B.L.Laboratoire des Ponts et Chaussées (Paris);
- [5]. Cestelli Guidi C.,(1980) *“Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni”* – Hoepli (Milano);
- [6]. Poulos H.G., Davis E.H., (1987) *“Analisi e progettazione di fondazioni su pali”* – DF Editrice (Palermo).
- [7]. J.Atkinson, (2007) *“The mechanics of soils and foundations”* – Taylor & Francis (London)
- [8]. Lancellotta R., *“Geotecnica”* – Ed. Zanichelli Bologna (1999);
- [9]. Nova R., *“Fondamenti di meccanica delle terre”* - Ed. Mc Graw Hill Milano (2000);
- [10]. Burghignoli, A., *“Lezioni di meccanica delle terre”* – Ed- Masson, Milano (1993);
- [11]. Bowles J. *“Foundation analysis and design”* – McGraw Hill, Singapore (1988).
- [12]. Cestari F., *“Prove geotecniche in sito”*, Ed. Ge.graph , Seriate (1990).
- [13]. Pecker A., *“Dynamique des sols”* Presses Ponts Chaussées, Paris (1984).
- [14]. Jappelli R., *“Principi di progettazione geotecnica”*, Hevelius, Napoli (1999).
- [15]. Crespellani T.et All., *“La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”*, Zanichelli, Bologna (1988).
- [16]. Bell F.G., *“Engineering properties of soils & rocks”*, B.H. Ed., Oxford (1992).
- [17]. AGI, *“Aspetti geotecnica della progettazione in zona sismica”*, Patron ed., Bologna (2005)

4 SOFTWARE UTILIZZATI

Tutti i programmi indicati sono dotati di autorizzazione ed abbonamenti

VcaSlu:	Programma di calcolo, modulo del gruppo di programmi elaborati dal prof. P.Gelfi, per la verifica a presso-flessione agli Stati Limite Ultimi di sezioni generiche in cemento armato e cemento armato precompresso.
Pro_Sap:	Programma di calcolo agli elementi finiti (PROfessional Structural Analysis Program) prodotto dalla «2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.», Ferrara.
Pro_Vlim:	Programma di calcolo per la determinazione del dominio di rottura per sezioni in c.a. di forma qualunque con il metodo degli stati limite prodotto dalla «2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.», Ferrara



5 INTRODUZIONE

La presente Relazione di Calcolo è parte Progetto Esecutivo per la realizzazione del ponte sul Torrente Montale, per la realizzazione di una berlinese temporanea e per la realizzazione di una terra rinforzata, con lo scopo di ripristino della viabilità SP21 nel tratto alla progressiva chilometrica 32+700, in Comune di Castel del Rio, Bologna.

6 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Come descritto nella Relazione tecnica illustrativa, il ponte è previsto ad unica campata con struttura portante in acciaio. L'impalcato di lunghezza complessiva di 24,30mt e larghezza 8mt. L'impalcato è costituito da n.5 travi metalliche collegate fra loro con un reticolo tridimensionale di controventi. Le travi vengono realizzate prevedendo 3 conci di luce pressoché costante pari a 11,50mt. così da costituire un elemento continuo di lunghezza L = poggiate direttamente sulle due spalle.

La berlinese di micropali è costituita da elementi di lunghezza $L=12m$ con diametro di perforazione $D=150mm$, diametro del tubo di armatura 139,7mm e relativo spessore di 6,3mm. I micropali sono posti ad interasse di 0,50m in linea, e sono collegati in testa con una trave cordolo a sezione quadrata di lato 1,0m. L'opera in terra rinforzata è realizzata con lo stesso terreno che è crollato sul rio Montale per effetto dell'alluvione. Ha una altezza variabile intorno a 6,0m.

7 PONTE SUL RIO MONTALE

7.1 Soletta superiore

La soletta superiore in cemento armato viene realizzata in opera con la posa di predalles ad uso cassero ed ha spessore pari a 30cm per la parte destinata alla sede stradale con aumento di spessore pari a 45cm in corrispondenza dei cordoli laterali per l'ancoraggio delle barriere di sicurezza.

Oltre alla armatura propria delle lastre predalles costituita da

4 Φ 14mm armatura superiore

8 Φ 16mm armatura inferiore

Si prevede la posa di armatura aggiuntiva come indicato di seguito:

1 Φ 16mm / 100mm armatura superiore

1 Φ 18mm / 200mm armatura inferiore

1+1 Φ 16mm / 100mm armatura trasversale

La inclinazione trasversale della sede stradale è mantenuta costante dal centro della carreggiata verso i lati con pendenza

$p = 1\%$.

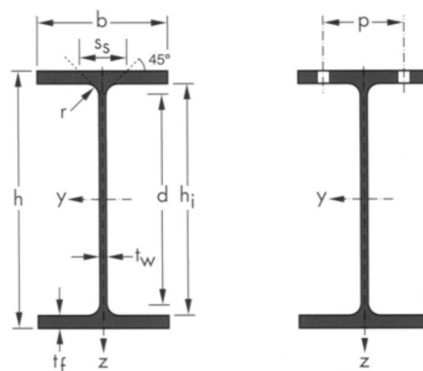


7.2 Travi longitudinali

Le cinque travi longitudinali costituiscono gli elementi portanti dell'intero impalcato. Le travi sono in acciaio con sezione a "doppia T" tipo HL 1100R.

La geometria della singola sezione è riportata nella tabella seguente:

G	499,00	[kg/m]
h	1118,00	[mm]
b	405,00	[mm]
tw	26,00	[mm]
tf	45,00	[mm]
r	20,00	[mm]
A	635,20	[cm ²]
hi	1028,00	[mm]
d	988,00	[mm]
Ø	M27	
p_{min}	126,00	[mm]
p_{max}	294,00	[mm]
A_L	3,77	[mq/m]
A_G	7,56	[mq/t]
I_y	1294000,00	[cm ⁴]
W_{el.y}	23150,00	[cm ³]
W_{pl.y}	26600,00	[cm ³]
i_y	45,14	[cm]
A_{vz}	300,40	[cm ²]
I_z	49980,00	[cm ⁴]
W_{el.z}	2468,00	[cm ³]
W_{pl.z}	3870,00	[cm ³]
i_z	8,87	[cm]
s_s	139,40	[mm]
I_t	3135,00	[cm ⁴]
I_wx10-3	143410,00	[cm ⁶]



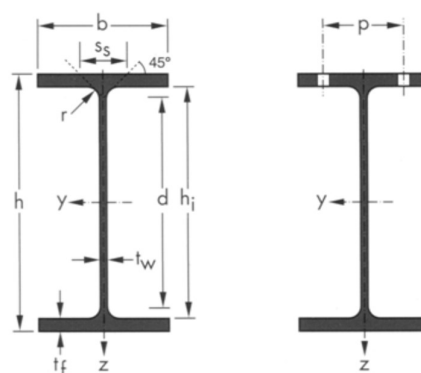
Le travi vengono rinforzate con fazzoletti laterali di spessore 20mm disposti ad interasse di circa 200cm.



7.3 Controventamenti

Parallelamente al piano dell'impalcato vengono disposti dei controventamenti costituiti da traversi di sezione tipo IPE 600 e diagonali formati da profilati accoppiati tipo "L" con lati uguali di lunghezza 120mm. Le caratteristiche del singolo profilato costituente i controventamenti sono riportate nella tabella seguente:

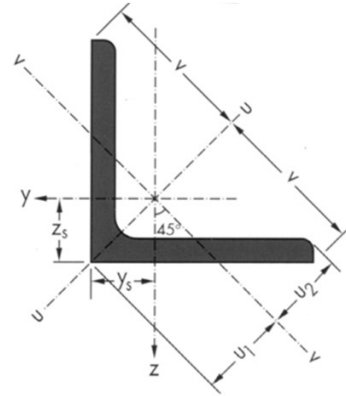
G	122	[kg/m]
h	600	[mm]
b	220	[mm]
tw	12	[mm]
tf	19	[mm]
r	24	[mm]
A	156	[cm ²]
hi	562	[mm]
d	514	[mm]
Ø	M27	
p_{min}	116	[mm]
p_{max}	118	[mm]
A_L	2,015	[mq/m]
A_G	16,45	[mq/t]
I_y	92080	[cm ⁴]
W_{el.y}	3069	[cm ³]
W_{pl.y}	3512	[cm ³]
i_y	24,3	[cm]
A_{vz}	83,78	[cm ²]
I_z	3387	[cm ⁴]
W_{el.z}	307,9	[cm ³]
W_{pl.z}	485,6	[cm ³]
i_z	4,66	[cm]
s_s	78,12	[mm]
I_t	165,4	[cm ⁴]
I_wx10-3	2846	[cm ⁶]



Y	21,6	kg/m
h = b	120	mm
t	12	mm



r_1	13	mm
r_2	6,5	mm
A	27,54	cm ²
$z_s=y_s$	3,4	cm
v	8,49	cm
u_1	4,8	cm
u_2	4,26	cm
A_L	0,469	m ² /m
A_G	21,69	m ² /t
$I_y=I_z$	367,7	cm ⁴
$W_{el.y} = W_{el.z}$	42,73	cm ³
$i_y=i_z$	3,65	cm
I_u	584,3	cm ⁴
i_u	4,61	cm
I_v	151	cm ⁴
i_v	2,34	cm
I_{yz}	-216,6	cm ⁴
$\emptyset$	M27	
e_{min}	52	mm
e_{max}	72	mm
A_{net}	23,94	cm ²



I controventamenti sono disposti a formare una trave reticolare piana continua in corrispondenza del baricentro delle travi con interasse pari a 4,95mt.



7.4 Materiali impiegati

Ai fini della redazione della presente relazione di calcolo per la verifica delle strutture portanti dell'impalcato del nuovo ponte sul Torrente Montale si fa uso dei materiali sotto riportati:

Calcestruzzo per soletta:

Classe di resistenza: C28/35

Classe esposizione XC4, XS1, XF2

Classe di consistenza: S4

Diam. Massimo aggregato: 32 mm

Massimo rapporto A/C: 0,60

Contenuto minimo di cemento: 300 kg/mc

Copriferro nominale: 40 mm

$R_{ck} = 35 \text{ Mpa}$

$\gamma_c = 1,5$

$f_{cd} = 16,43 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 2.835 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per armature:

Tipo acciaio: B450C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria metallica

Tipo di acciaio: S355J2W

S355K2W

elementi saldati $t \leq 40 \text{ mm}$ ed elementi non saldati

elementi saldati $t > 40 \text{ mm}$

Resistenza caratteristica a snervamento:

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ elementi saldati $t \leq 40 \text{ mm}$

$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$ elementi saldati $t > 40 \text{ mm}$

Resistenza caratteristica a rottura:

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ elementi saldati $t \leq 40 \text{ mm}$

$f_{tk} = 470 \text{ MPa}$ elementi saldati $t > 40 \text{ mm}$

Modulo elastico medio

$E_s = 210.000 \text{ MPa}$

Bulloneria

Si prevede l'impiego di bulloni di classe 10.9.

Resistenza caratteristica a snervamento:

$f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a rottura:

$f_{tb} = 1.000 \text{ MPa}$.



Pioli per collegamento soletta

Si prevede l'impiego di pioli tipo Nelson in acciaio: S235J2G3+C450.

Resistenza caratteristica a trazione : $f_y=450$ MPa.

Saldature

Per le saldature principali si prevede l'adozione di saldature a completa penetrazione previa adeguata cianfrinatura dei lembi dei piatti da saldare. Le caratteristiche saldature a cordone d'angolo sono espressamente indicate negli elaborati di riferimento. Laddove non indicato, le saldature a "T" saranno effettuate con due cordoni di spessore, ciascuno, pari al minore dei due pezzi da saldare.



7.5 Principi di Progettazione

7.5.1 Metodi di calcolo

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio ed a disposizione per eventuali chiarimenti.

7.5.2 Stati limite e situazioni di progetto

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Esercizio (SLE).
- Stato limite di resistenza della struttura (STR).



7.6 Fasi di calcolo

Nello sviluppo del progetto, i calcoli svolti tengono conto delle eventuali differenti configurazioni di lavoro che possono verificarsi per un determinato componente strutturale. Ciò significa che, qualora esso modifichi lo schema statico, le proprie caratteristiche geometriche e statiche (rigidezza, materiale, ecc.) ed in generale le azioni cui è sottoposto, le verifiche vengono svolte per ogni scenario significativo a caratterizzare correttamente la risposta, sovrapponendo, combinando od involupando gli effetti di ogni fase di calcolo come richiesto dall'analisi in corso.

7.7 Definizioni delle configurazioni e delle fasi di calcolo

Le travi principali dell'impalcato sono composte di una sezione a doppio T metallica collegata efficacemente con pioli tipo Nelson ad una soletta in calcestruzzo collaborante; trattandosi quindi di un sistema in acciaio misto acciaio-calcestruzzo è necessario prendere in considerazione sia le differenti fasi di costruzione dell'opera, sia l'evoluzione nel tempo della sua rigidezza a causa degli effetti reologici del calcestruzzo (viscosità).

La valutazione delle sollecitazioni e deformazioni massime viene effettuata facendo riferimento a tre configurazioni principali in cui la struttura viene a trovarsi nel tempo, corrispondenti alla sequenza di costruzione ed al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidezza e caratteristiche statiche delle sezioni.

7.8 Configurazioni di calcolo

Gli effetti prodotti da ciascuna azione agenti sulle travi vengono calcolati sulla configurazione di competenza dell'azione stessa, come descritto di seguito:

Configurazione 1: La sezione resistente è costituita dalla sola parte metallica.

Fa riferimento alla posa in opera della carpenteria metallica e l'esecuzione del getto della soletta; si considera pertanto agente il peso proprio della struttura metallica e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte.

Configurazione 2: La sezione resistente è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo e viene utilizzata per valutare a breve termine le seguenti azioni permanenti e variabili considerate a progetto:

- ε_3 variazioni termiche differenziali
- q_1 carichi mobili
- q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q_5 azioni del vento



Gli effetti prodotti dai sopra elencati carichi vengono calcolati adottando un valore del modulo elastico del calcestruzzo a breve termine E_0 a cui corrisponde il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali n_0 .

7.9 Fasi di Verifica

La verifica dell'impalcato viene svolta con riferimento a tre differenti fasi temporali, per ciascuna delle quali vengono sommati linearmente gli effetti prodotti dalle differenti azioni ciascuna agente sulla configurazione strutturale di competenza, come sopra descritto. Per quanto attiene ai traversi la sezione resistente è la medesima in tutte le fasi mentre per quanto riguarda le travi portanti principali si prendono in considerazione le seguenti fasi:

Fase 1: Verifica della struttura metallica a t_0 durante le fasi di costruzione

Vengono considerati gli effetti dei soli carichi agenti durante le fasi di costruzione, rappresentati dal peso proprio dell'acciaio e della soletta in cls, dal vento di montaggio e dal sovraccarico accidentale di cantiere.

Fase 2: Verifica della struttura composta

Vengono considerati gli effetti a lungo termine del ritiro, con sezione mista resistente acciaio-cls e coefficiente di omogeneizzazione $n_{inf,3}$; tale assunzione deriva dal fatto che mentre la totalità dei carichi permanenti viene applicata in tempo breve, se rapportato alla vita utile della struttura, il carico da ritiro si sviluppa in un arco di tempo medio interagendo diversamente con la viscosità attraverso un coefficiente di omogeneizzazione diversamente pesato.

Vengono considerati gli effetti a breve termine dei carichi variabili, con sezione resistente mista acciaio-cls e coefficiente di omogeneizzazione n_0 , e dei carichi permanenti portati applicati successivamente alla maturazione della soletta, anche questi con coefficiente di omogeneizzazione n_0 .

8 CODICI DI CALCOLO E MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura è stata modellata con un programma FEM (Pro_Sap prodotto da 2SI software) secondo le seguenti modalità e assunzioni di base.

Modellazione prima fase

In prima fase la struttura è costituita unicamente dalle travi su cui poggiano le lastre predalles.

Il modello viene realizzato come segue:

- travi principali: modellate come elementi tipo "beam" vincolate alle estremità con vincolo alla traslazione nelle due direzioni di piano e nella sola direzione parallela all'asse longitudinale del ponte per gli appoggi centrali corrispondenti, rispettivamente, agli appoggi fissi e appoggi unidirezionali. Le travi laterali sono vincolate alla sola traslazione verticale in considerazione degli appoggi bidirezionali previsti.



- lastre predalles: sono modellate come elementi solaio partecipanti unicamente come massa su cui viene applicato un carico uniformemente distribuito. Le lastre sono modellate in appoggio sulle travi con orditura ortogonale allo sviluppo di queste ultime.
- traversi: i traversi sono modellati come elementi tipo “beam” collegati rigidamente alle travi.
- diagonali: i traversi sono modellati come elementi tipo “beam” collegati rigidamente alle travi. In considerazione del ruolo dei diagonali, si applica agli stessi un comportamento ad asta soggetta a solo sforzo assiale.

Stringa identificativa	Carico solaio prima fase
Analisi dei carichi	Aiuto...
☒ Dati di carico	
G1:peso proprio e perm. def...	7.5 [kN/ m2]
G2:permanenti NON definiti	0.0 [kN/ m2]
Sovraccarico variabile	0.0 [kN/ m2]
Coefficiente psi0	0.7
Coefficiente psi1	0.5
Coefficiente psi2	0.3
☐ Autoportante	
G1iso:quota peso proprio is...	0.0 [kN/ m2]

Coefficienti di combinazione carichi variabili: $\psi_0 = 0.70$, $\psi_1 = 0.50$, $\psi_2 = 0.30$

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

L'analisi è condotta assumendo i coefficienti prescritti da normativa per la combinazione fondamentale agli SLU e agli SLE per le verifiche a deformazione

Modellazione seconda fase

Il modello precedente viene implementato inserendo la componente della soletta collaborante come elemento “shell” posto in continuità con le travi sottostanti.

I carichi legati alle azioni di ritiro e di cedimento imposto stimato sono applicate ai soli nodi di appoggio delle travi come segue:



I carichi accidentali relativi alle operazioni di cantiere come esposti in precedenza sono inseriti utilizzando degli elementi tipo “solaio” così da consentire la distribuzione di tali carichi direttamente sulle travi principali.

In questa fase, per tenere conto del comportamento viscoso, si assume per la soletta un modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito, calcolabile sulla base del coefficiente di viscosità suggerito al §11.2.10.7.

$$E_{\infty} = 16.420 \text{ MPa}$$

$$G = 9.850 \text{ MPa}$$

Il modello viene mutuato dai precedenti applicando il valori medi dei moduli elastici dei materiali e considerando tutti i casi di carico relativi alla messa in esercizio del ponte dianzi elencati.



10 PARAMETRI SISMICI

Il ponte in oggetto è situato all'interno del comune di Castel del Rio (Bologna) in località Giugnola alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44,224191 [°]

Longitudine: 11,455688 [°]

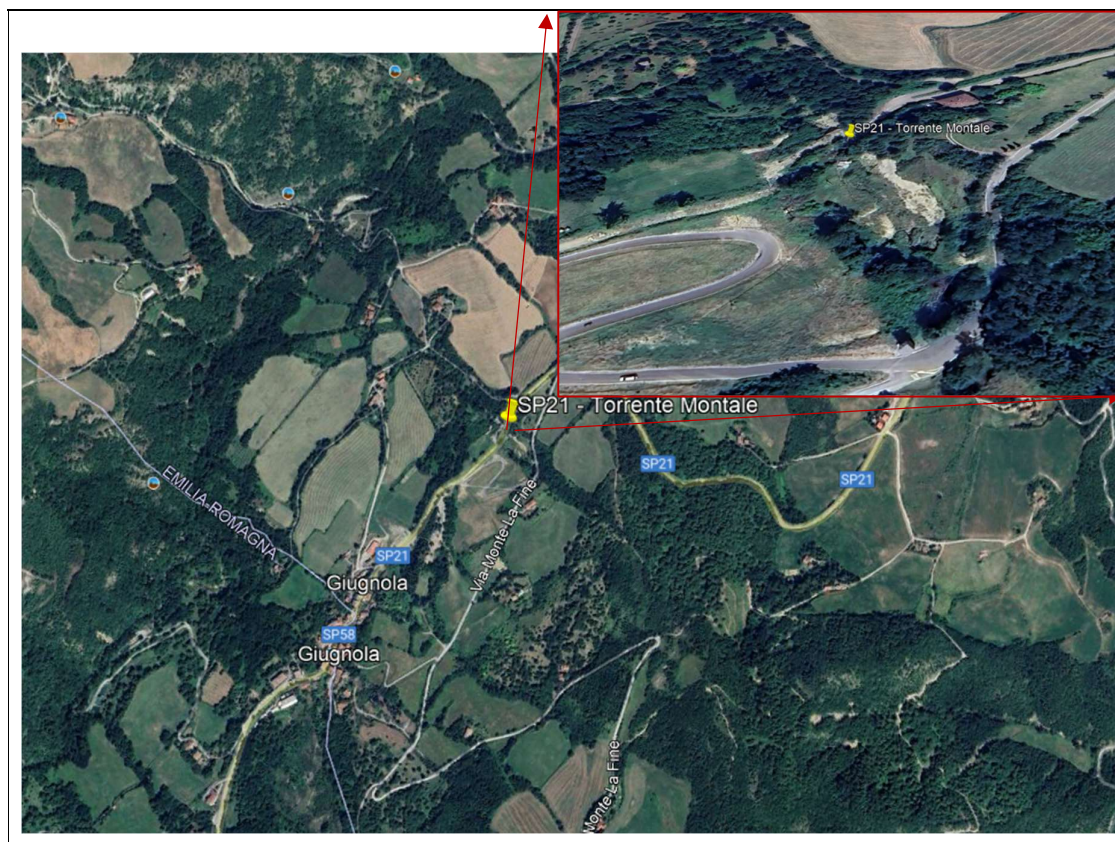


Figura 10-1: Ubicazione ponte oggetto di intervento

Si riportano di seguito i valori per l'analisi sismica del sito indagato:

Vita nominale:	50 anni
Classe d'uso:	III
Coeff. d'uso:	1,5
Vita di riferimento:	70 anni
Categoria del suolo:	C
Categoria topografica:	T1

Il fattore di comportamento data la tipologia di collegamento con l'impalcato è assunto in conformità a quanto prescritto da normativa pari a $q_0 = 1,5$ (cfr § 7.9.2.1 – Tab 7.3.II, NTC18)



Il valore di k_R è assunto con valore unitario, tale assunzione dipende dalla condizione di regolarità della struttura come prescritto da normativa vigente.

11 ANALISI DEI CARICHI

La analisi delle sollecitazioni è condotta assumendo i casi di carico in considerazione delle fasi di realizzazione dell'opera.

Casi di carico ponte in costruzione (soletta non collaborante):

- Carichi permanenti portanti
- Carichi permanenti portati
- Carichi operativi da cantiere
- Carico accidentale per neve
- Carico accidentale per vento

Casi di carico ponte in esercizio (soletta collaborante):

- Carichi permanenti portanti
- Carichi permanenti portati
- Carichi accidentali indotti dal traffico
- Carico accidentale per neve
- Carico accidentale per vento
- Variazioni termiche
- Carichi sismici

Di seguito si riportano numericamente le componenti di carico assunte nella analisi.

11.1 Carichi permanenti portanti

In considerazione della finalità della presente Relazione Tecnica, si assumono come appartenenti al gruppo in esame i soli pesi propri della pila (comprensiva del pulvino) e relativa fondazione:

$$\gamma_s = 7.850 \text{ kg/mc}$$

$$\gamma_{cls} = 2.500 \text{ kg/mc}$$



Peso singola trave

Peso trave HL 1100R	499	kg/m
Peso traverso IPE600	122	kg/ml
Peso controventamento trasversale 2L 120	43,20	kN/ml
Lunghezza traverso	6,00	mt
Numero traversi per concio	3	-
Lunghezza singolo diagonale	4,70	mt
Numeri diagonali per concio	12	-
Peso complessivo piastrame per collegamenti	1.802,36	kg
Peso complessivo stimato singolo concio	30.000	Kg
numero conci per campata	3	
Peso totale struttura portante impalcato	90.000	kg

11.2 Carichi permanente portati

Rientrano nella presente casistica i carichi indotti dal pacchetto stradale previsto oltre che dall'incremento di spessore per la porzione di impalcato non destinato al passaggio di veicoli.

Peso pacchetto di pavimentazione

La stima del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è condotta secondo i seguenti spessori:

spessore binder

componente	spessore (cm)	peso	UdM
binder	7,00	3,00	kN/mq
usura	3,00	3,00	kN/mq
Passaggio pedonale	15,0	3,75	kN/mq

Peso veletta laterale

$$G_{k,cor} = 2 \cdot 0.06 \cdot 0.70 \cdot 25.0 = 2.10 \text{ kN/m}$$

Peso tubazioni

$$G_{k,tub} = 2 \times 1 = 2.00 \text{ kN/m}$$

11.3 Carichi operativi da cantiere

In fase di realizzazione dell'opera si prevede sull'impalcato un sovraccarico operativo di cantiere per presenza di mezzi sulla struttura nelle fasi di getto del calcestruzzo. Tale carico, ai sensi del EN 1991-



1-6 è da considerarsi aggiuntivo rispetto al peso del calcestruzzo fresco e delle predalles e viene inserito nel modello secondo lo schema riportato nell'immagine seguente:

Action	Loaded area	Load in kN/m ²
(1)	Outside the working area	0,75 covering Q_{ca}
(2)	Inside the working area 3 m x 3 m (or the span length if less)	10 % of the self-weight of the concrete but not less than 0,75 and not more than 1,5 Includes Q_{ca} and Q_{cl}
(3)	Actual area	Self-weight of the formwork, load-bearing element (Q_{cc}) and the weight of the fresh concrete for the design thickness (Q_{cl})

Figura 11-1: Estratto da tab. 4.2 EN1991-1-6 - Schema distribuzione carico operativo cantiere

Assumendo un carico centrale con occupazione di tutta la larghezza dell'impalcato (8x3 [m]), si stima un carico pari a

$$\begin{aligned} q_{op,1,k} &= 1,50 \text{ kPa} && \text{carico su zona di cantiere (20\% carico da cemento)} \\ q_{op,2,k} &= 0,75 \text{ kPa} && \text{carico su zona esterna al cantiere} \end{aligned}$$

Nella modellazione in prima fase il carico da cantiere viene ripartito sulle travi longitudinali come carico uniformemente distribuito in funzione delle aree di influenza delle 5 travi:

$$\begin{aligned} Q_{op,1,k} &= 1,50 \times 1,50 \approx 2,25 \text{ kN/ml} && \text{travi centrali} \\ Q_{op,1,k} &= 0,75 \times 1,5 = 1,125 \text{ kN/ml} && \text{travi laterali} \end{aligned}$$

11.4 Carico indotto da fase di ritiro del calcestruzzo

La sezione composta viene verificata rispetto allo stato di coazione indotto in fase di maturazione dal ritiro del calcestruzzo.

La deformazione totale da ritiro a tempo infinito è pari alla somma del ritiro da essiccamento più il ritiro autogeno:

$$\epsilon_{cs,inf} = \epsilon_{cd,inf} + \epsilon_{ca,inf}$$



Il calcolo della deformazione indotta dal ritiro è stimata secondo i criteri da EN 1992-1-1.

Tipo cemento	N		
f_{ck}	35	MPa	Resistenza caratteristica compressione cls
f_{cm}	43	MPa	Resistenza media a compressione cls
$E_{c,m}$	34077,15	MPa	Modulo elastico istantaneo cls
E_s	210000	MPa	Modulo elastico acciaio
f_{cm0}	10	MPa	Coefficiente di resistenza del cls
Ambiente			
t_0	1	gg	Età cls a inizio ritiro per essiccamento (assunto $t = 1$ gg)
t_s	5000000	gg	Età calcestruzzo a tempo infinito (assunto $t = 3650000$ gg)
R_H	60%	%	Umidità relativa dell'ambiente
R_{H0}	100%	%	Umidità relativa massima (assunto $R_{H0} = 100\%$)
Geometria elemento strutturale			
B	8000	mm	larghezza sezione calcestruzzo
H	300	mm	altezza sezione calcestruzzo
A_c	2400000	mmq	Area sezione calcestruzzo
U	14600	mm	perimetro di contatto con atmosfera
h_0	328,77	mm	Dimensione fittizia sezione calcestruzzo
Coefficiente di viscosità e modulo elastico al tempo "t"			
ϕ_0	5,022		Coefficiente di viscosità nominale – eq. (B.2) UNI EN 1992-1-1
ϕ_{RH}	2,156		Effetto dell'umidità su ϕ_0 – eq.(B.3a), (B.3b) UNI EN 1992-1-1
α_1	0,866		Effetto resistenza cls - eq. (B.8c) UNI EN 1992-1-1
α_2	0,960		Effetto resistenza cls - eq. (B.8c) UNI EN 1992-1-1
α_3	0,902		Effetto resistenza cls - eq. (B.8c) UNI EN 1992-1-1
$\beta_c (f_{cm})$	2,562		Effetto resistenza cls - eq. (B.4) UNI EN 1992-1-1
α	0,000		Esponente funzione del tipo di cemento – Annex B.1 UNI EN 1992-1-1
$t_{0,mod}$	1,000		t_0 corretto in funzione della tipologia di cemento – eq. (B.9) UNI EN 1992-1-1
$\beta_c (t_0)$	0,909		Effetto invecchiamento su ϕ_0 da $t_{0,mod}$ – eq. (B.5) UNI EN 1992-1-1
β_H	555,816		Coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa – eq. (B.8a), (B.8b) UNI EN 1992-1-1
$\beta_c (t, t_0)$	1,000		Variabilità viscosità nel tempo - eq. (B.7) UNI EN 1992-1-1



$\varphi(t, t_0)$	5,022		Coefficiente di viscosità - eq. (B.1) UNI EN 1992-1-1
$E_{c,eff}(t, t_0)$	5658,761	MPa	Modulo elastico effettivo al tempo "t" – (7.20) UNI EN 1992-1-1
$\varepsilon_{cd,0}$	0,000407		Deformazione da ritiro nominale – eq. (B.11) UNI EN 1992-1-1
β_{RH}	1,22		Coefficiente funzione di RH - eq. (B.12) UNI EN 1992-1-1
α_{ds1}	4,00		Coefficiente funzione del tipo di cemento – Annex B.2 UNI EN 1992-1-1
α_{ds2}	0,12		Coefficiente funzione del tipo di cemento – Annex B.2 UNI EN 1992-1-1
K_h	0,75		coefficiente da Tab. 3.3 UNI EN 1992-1-1
$\beta_{cls}(t, t_s)$	1,00		Coefficiente funzione di t_s e h_0 - eq. (3.10) UNI EN 1992-1-1
$\beta_{as}(t)$	1,00		Variazione nel tempo del ritiro autogeno – eq. (3.13) UNI EN 1992-1-1
$\varepsilon_{ac}(\infty)$	0,0000625		Ritiro autogeno a tempo infinito – eq. (3.12) UNI EN 1992-1-1
$\varepsilon_{cd}(t)$	0,000305179		Deformazione da ritiro per essiccamento – eq. (3.9) UNI EN 1992-1-1
$\varepsilon_s(t)$	0,0000625		Deformazione dovuta al ritiro autogeno – eq. (3.11) UNI EN 1992-1-1
$\varepsilon_s(t, t_0)$	0,000367679		Deformazione da ritiro complessiva all'istante "t" – eq. (3.8) UNI EN 1992-1-1
A	0,00001	1/°C	Coefficiente dilatazione termica calcestruzzo
N	7549000	N	Carico permanente applicato
ε_{c0}	9,23028E-05		Deformazione istantanea per carico applicato
$\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{c\varphi}$	0,000555849		Deformazione viscosa
ΔT_{eq}	36,77		Variazione termica equivalente al ritiro non comprensiva degli effetti viscosi
$\Delta T_{eq,rid}$	-18,82		Variazione termica equivalente al ritiro comprensiva degli effetti viscosi

L'effetto della viscosità comporta una riduzione del fenomeno di ritiro. Ai fini del calcolo la deformazione della soletta dovuta al ritiro complessivo viene tradotta in termini di variazione termica negativa pari a $\Delta T_{eq,rid} \approx -20^\circ\text{C}$



11.5 Carico indotto da azione del vento

L'azione del vento è assunta come un carico orizzontale statico diretto in direzione ortogonale all'asse del ponte ed agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'area interessata dall'azione del vento è rappresentata dalla superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento, delineata da una parete rettangolare continua di altezza 3m a partire dal piano stradale.

La pressione indotta dal vento viene stimata secondo le formulazioni da normativa vigente in relazione ai seguenti parametri:

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	velocità base di riferimento
$\alpha_R = 1,03$	coefficiente in funzione del tempo di ritorno
$a_s \approx 510 \text{ m s.l.m.} < a_0 = 700 \text{ m s.l.m.}$	altitudine del sito
$c_a = 1,0$	coefficiente di altitudine
$\alpha_R = 1,03$	coefficiente in funzione del tempo di ritorno ($T = 100$)
$v_{b,TR} = 25,98 \text{ m/s}$	
$v_r = v_{b,TR} \times c_a = 25,98 \text{ m/s}$	velocità di riferimento
$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = 405 \text{ N/mq}$	pressione di riferimento
Categoria di esposizione: II	
Classe di rugosità del terreno: D	
$c_e = 2,17$	coefficiente di esposizione
$b/d_{tr} = 5,54$	rapporto a ponte fase di montaggio
$c_{f,y,es} = 1,00$	coefficiente di forza in fase di montaggio (da grafico)
$b/d_{tot} = 1,50$	rapporto a ponte in esercizio
$c_{f,y,b} = 2,20$	coefficiente di forza in fase di esercizio (da grafico)

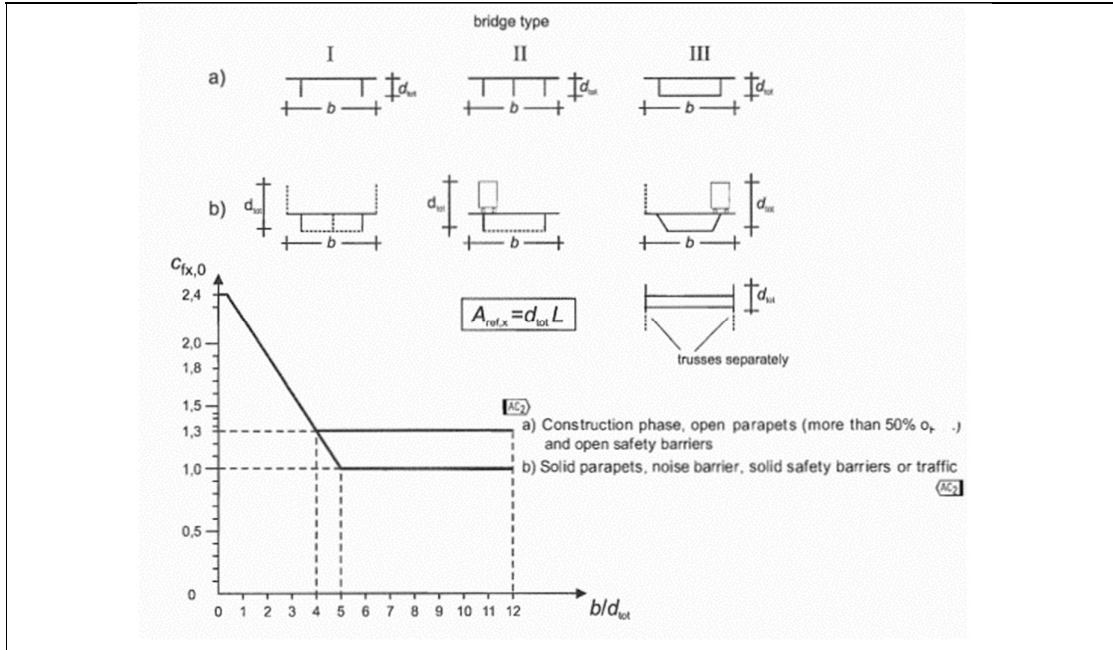


Figura 11-2: Diagramma coefficiente di forza per ponti – da EN 1991-1-4:2005+A 1 :2010

$$C_d = 1,0$$

coefficiente dinamico

da cui

$$p_{v,k,b} = q_r \times C_e \times C_{f,y} \times C_d = 0,88 \text{ kN/mq}$$

carico distribuito in fase di montaggio

$$p_{v,k,es} = q_r \times C_e \times C_{f,y} \times C_d = 1,93 \text{ kN/mq}$$

carico distribuito in fase di esercizio

La pressione esercitata viene tradotta in azione distribuita linearmente considerando la superficie verticale investita dal vento nelle due condizioni previste:

$$h_b = 1,50\text{m} \quad \text{altezza sezione investita dal vento in fase di montaggio (solo trave e soletta)}$$

$$h_{es} = 4,50\text{m} \quad \text{altezza sezione investita dal vento in fase di esercizio (con presenza di mezzi)}$$

da cui

$$F_{v,k,b} = 1,31 \text{ kN/ml} \quad \text{carico distribuito in fase di montaggio}$$

$$F_{v,k,es} = 8,70 \text{ kN/ml} \quad \text{carico distribuito in fase di esercizio}$$

L'azione orizzontale viene modellata con due componenti di forza orizzontale applicate alle travi longitudinali.

11.6 Carico indotto da presenza di neve

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico.



$$Q_s = \mu_i Q_{sk} C_E C_t$$

Zona 1 – Mediterranea $a_s > 200\text{m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 2,31 \text{ kN/mq}$$

carico di riferimento

$$\mu_i = 0,8$$

coefficiente di forma

$$C_E = C_t = 1,0$$

coefficienti di esposizione e termico

da cui:

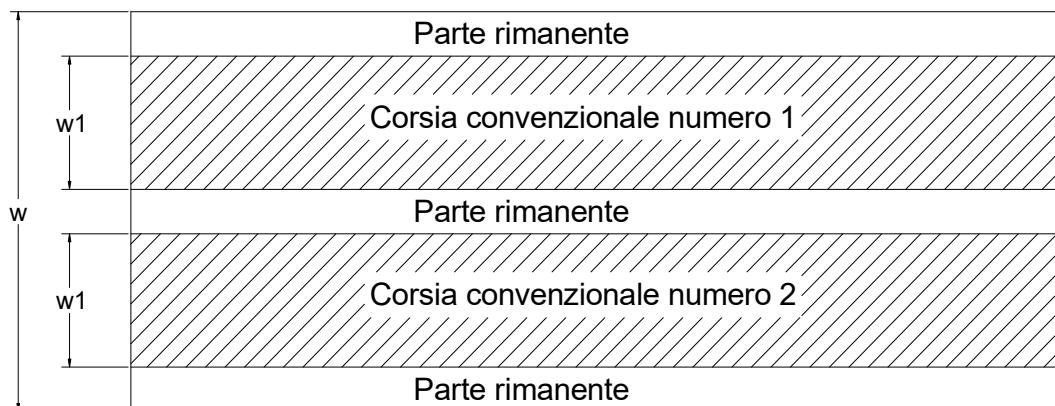
$$q_s = 1,85 \text{ kN/mq}$$

In considerazione della larghezza dell'impalcato, si assume un carico uniformemente distribuito lungo la singola trave pari a:

$$q_{sk} = 2,77 \text{ kN/ml}$$

11.7 Carichi variabili da traffico

In conformità alla normativa di riferimento (cfr §5.1.3.3.4, NTC18), si assumono gli schemi di carico relativi a ponti per transito di carichi mobili. Si stimano i carichi mobili in funzione della larghezza dell'intero impalcato. In conformità al quadro normativo vigente, pertanto, si considerano due corsie convenzionali su una carreggiata (w_1 e w_2) come da schema seguente:



La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Data la simmetria della sezione trasversale, si considera un'unica distribuzione dei carichi in direzione trasversale secondo lo schema identificativo di seguito riportato:

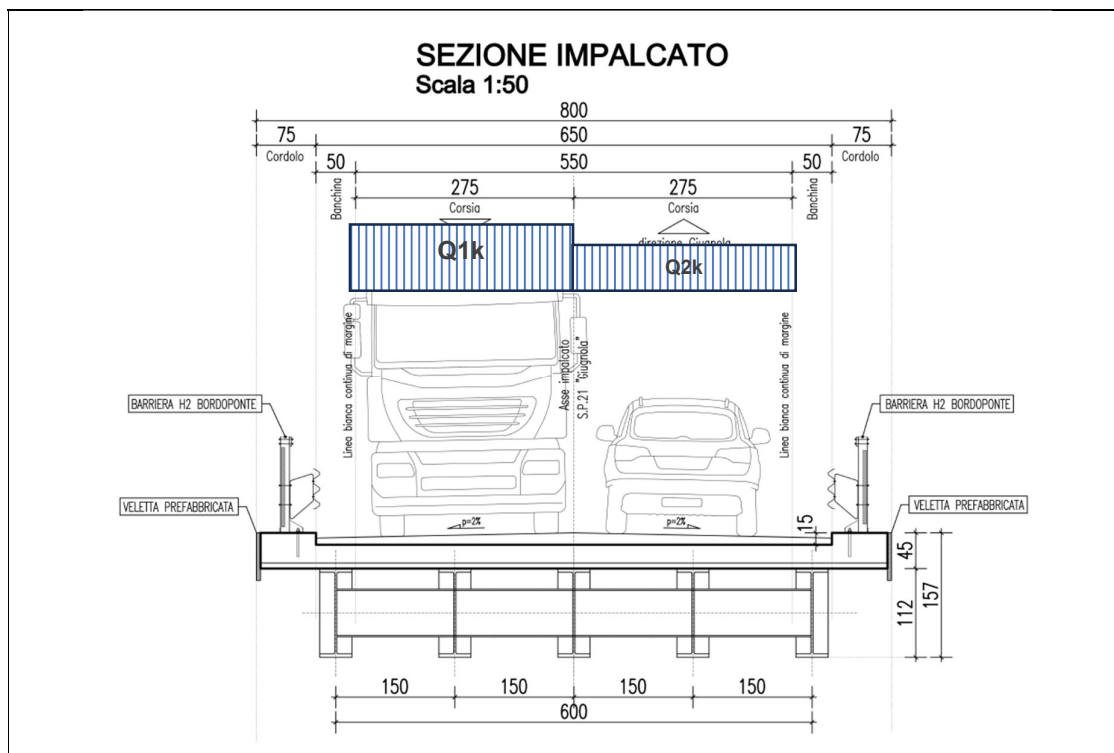


Figura 11-3: Modello di carico - sezione trasversale impalcato

Relativamente alla distribuzione in direzione parallela all'asse longitudinale della struttura si considera lo schema di carico 1 ai sensi della normativa vigente. Il carico tandem viene posizionato lungo la carreggiata in modo da massimizzare lo stato di sollecitazione in funzione della verifica richiesta. Si considerano diverse permutazioni in considerazione della ubicazione dei carichi tandem fra prima e seconda corsia:

- Schema 1a: carico tandem 1 a 1/6 lunghezza – carico tandem 2 a 1/6 lunghezza
- Schema 2a: carico tandem 1 a 1/3 lunghezza – carico tandem 2 a 1/6 lunghezza
- Schema 3a: carico tandem 1 a 1/2 lunghezza – carico tandem 2 a 1/6 lunghezza
- Schema 1b: carico tandem 1 a 1/6 lunghezza – carico tandem 2 a 1/3 lunghezza
- Schema 2b: carico tandem 1 a 1/3 lunghezza – carico tandem 2 a 1/3 lunghezza
- Schema 3b: carico tandem 1 a 1/2 lunghezza – carico tandem 2 a 1/3 lunghezza
- Schema 1c: carico tandem 1 a 1/6 lunghezza – carico tandem 2 a 1/2 lunghezza
- Schema 2c: carico tandem 1 a 1/3 lunghezza – carico tandem 2 a 1/2 lunghezza
- Schema 3c: carico tandem 1 a 1/2 lunghezza – carico tandem 2 a 2/3 lunghezza
- Schema 1d: carico tandem 1 a 1/6 lunghezza – carico tandem 2 a 2/3 lunghezza
- Schema 2d: carico tandem 1 a 1/3 lunghezza – carico tandem 2 a 2/3 lunghezza
- Schema 3d: carico tandem 1 a 1/2 lunghezza – carico tandem 2 a 2/3 lunghezza
- Schema 1e: carico tandem 1 a 1/6 lunghezza – carico tandem 2 a 5/6 lunghezza
- Schema 2e: carico tandem 1 a 1/3 lunghezza – carico tandem 2 a 5/6 lunghezza



- Schema 3e: carico tandem 1 a 1/2 lunghezza – carico tandem 2 a 5/6 lunghezza

Schema di carico mobile 1a
Schema di carico mobile 2a
Schema di carico mobile 3a

Figura 11-4: Distribuzione carico mobile su impalcato per massimizzazione effetti

11.8 Carico mobile da frenatura e accelerazione

La forza di frenamento (o di accelerazione) q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è pari a :

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0,6 (2 Q_{1k}) + 0,1 q_{1k} w_1 L < 900 \text{ kN}$$

Nel caso specifico

$$Q_3 = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9,00 \times 3 \times 140 = 738 \text{ kN}$$

Il carico viene rapportato alla superficie carrabile e applicato come carico uniformemente distribuito in direzione parallela all'asse dell'impalcato:

$$q_3 = Q_3 / A_{\text{car}} = 1,76 \text{ kN/mq}$$

11.9 Carico per variazioni termiche

I carichi legati alla temperatura sono definiti ai sensi del quadro normativo vigente precedendo per il sito in esame dalle NTC18 e dall'EN1991-1-5.

I parametri necessari alla stima della variazione termica sono assunti ai sensi della normativa vigente:

Altitudine del sito: $a_s \approx 500 \text{ m s.l.m.}$

Zona di riferimento: I

Tempo di ritorno: $T_R = 100 \text{ anni}$

Temperatura minima: $T_{\min} = -15 - 4 a_s / 1000 = -13,0^\circ\text{C}$

Temperatura massima: $T_{\max} = + 42 - 6 a_s / 1000 = 39^\circ\text{C}$



Tipologia strutturale: 2 (Impalcato a struttura mista).

Coefficienti correttivi per tempo di ritorno $T_R > 50$ anni

$$k_1 = 0,781$$

$$k_2 = 0,056$$

$$k_3 = 0,393$$

$$K_4 = -0,156$$

Da cui

$$T_{\min} = -13^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = +39^{\circ}\text{C}$$

Ai sensi delle prescrizioni da Eurocodice si suddivide la azione indotta dalla variazione di temperatura nelle due componenti:

- costante
- variabile

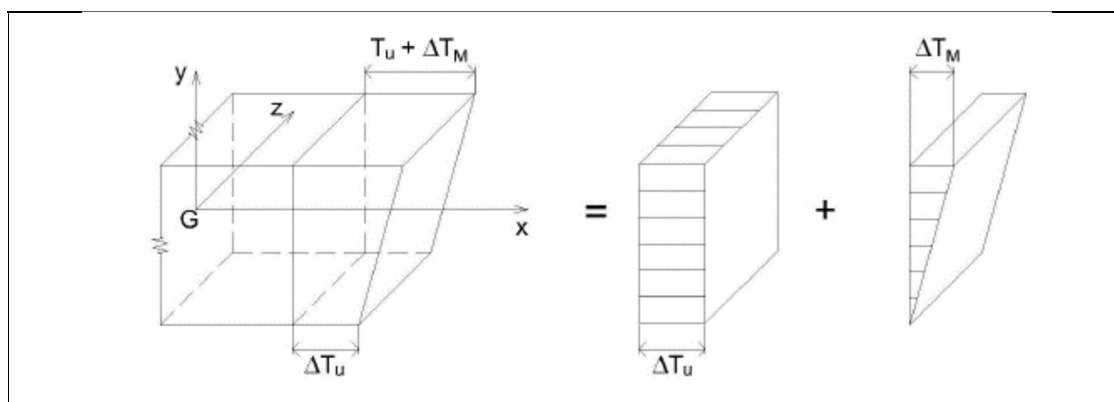


Figura 11-5: Discretizzazione azione da variazione termica in componente costante e variabile

Componente costante

La correlazione tra le massime e le minime temperature dell'aria esterna e le corrispondenti temperature agenti sull'impalcato è desumibile dal grafico riportato in EN 1991-1-5: 2003

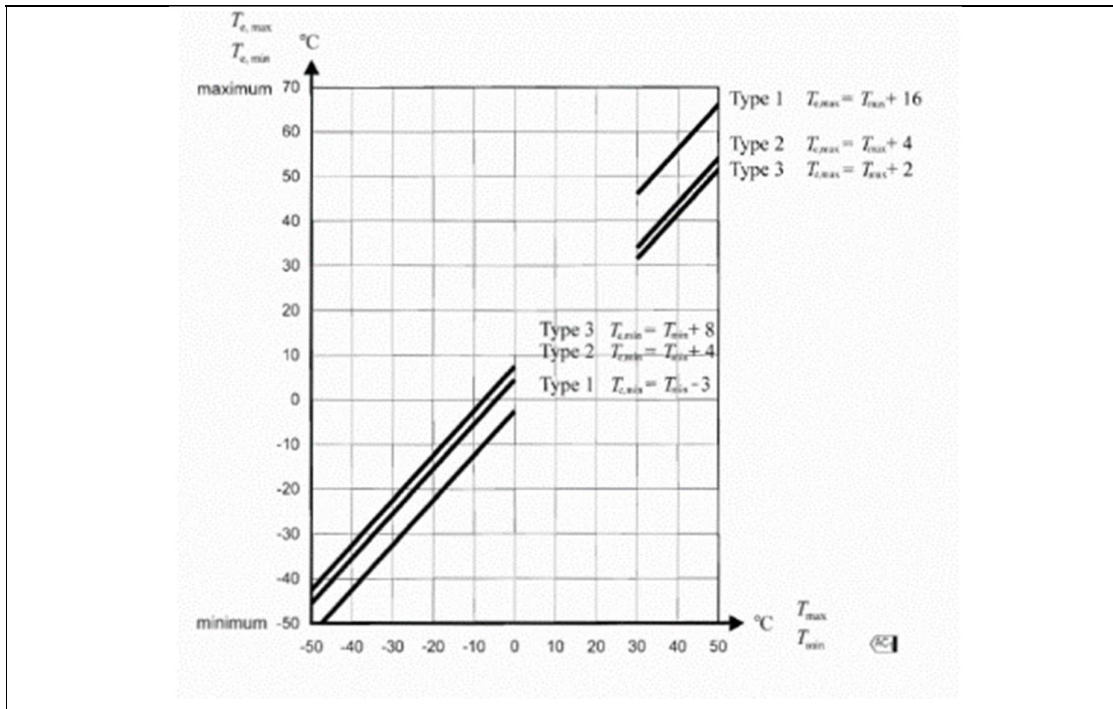


Figura 11-6: Diagramma andamento temperature massime e minime in funzione della tipologia di struttura per stima componente costante

Avendo assunto per la struttura una tipologia mista (Type 2) si stimano le temperature massime e minime:

$$T_{e,min} = -13^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = -9^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 39^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = 43,0^{\circ}\text{C}$$

Considerando una temperatura base pari a

$$T_0 = 15^{\circ}\text{C}$$

Si stimano i massimi range di variazione di temperatura:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -24^{\circ}\text{C};$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = +28^{\circ}\text{C}.$$

Componente Variabile

Per la componente variabile l'EC1-1-5 fornisce dei valori di riferimento in base al tipo di impalcato e dei relativi coefficienti correttivi in funzione del tipo di rivestimento o del suo spessore.

Per il caso in esame si stimano i seguenti valori:



Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8
NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.		
NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.		

Table 6.2: Recommended values of k_{sur} to account for different surfacing thickness

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
¹⁾ These values represent upper bound values for dark colour						

Figura 11-7: Tabelle per stima componente variabile variazione di temperatura in funzione della tipologia di struttura e della pavimentazione

$$\Delta T_{heating} = + 16,5 ^{\circ}C$$

$$\Delta T_{cooling} = - 16,2 ^{\circ}C$$

Combinazione componenti di variazioni termiche

L'azione indotta dalla variazione termica viene individuata considerando 4 combinazioni possibili ai sensi delle prescrizioni da Eurocodice:



$$\begin{array}{c} \Delta T_{M,heat} \text{ (or } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con}) \\ \text{or} \\ \omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (or } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con}) \end{array}$$

Dove i parametri correttivi hanno i seguenti valori tabellati:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Da cui

-Estate

I Combinazione:	$T_{est} = 27,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura estradosso)
	$T_{int} = 11,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura intradosso)
II Combinazione:	$T_{est} = 43,8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura estradosso)
	$T_{int} = 31,4 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura intradosso)

-Inverno

I Combinazione:	$T_{est} = - 26,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura estradosso)
	$T_{int} = - 10,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura intradosso)
II Combinazione:	$T_{est} = - 40,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura estradosso)
	$T_{int} = 28,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Temperatura intradosso)

Per il dimensionamento degli appoggi e dei giunti ai sensi delle prescrizioni da Eurocodice si considera una variazione termica uniforme addizionale di 20°C:

$$\Delta T_{N,con} = - 46,8^{\circ}\text{C} ;$$

$$\Delta T_{N,exp} = + 50^{\circ}\text{C}.$$

11.10 Stima azione sismica su strutture impalcato

Con riferimento ai parametri indicati in precedenza si stima il diagramma dello spettro di risposta mediante il foglio di calcolo Spettri-NTC messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e riportati nella tabella seguente:

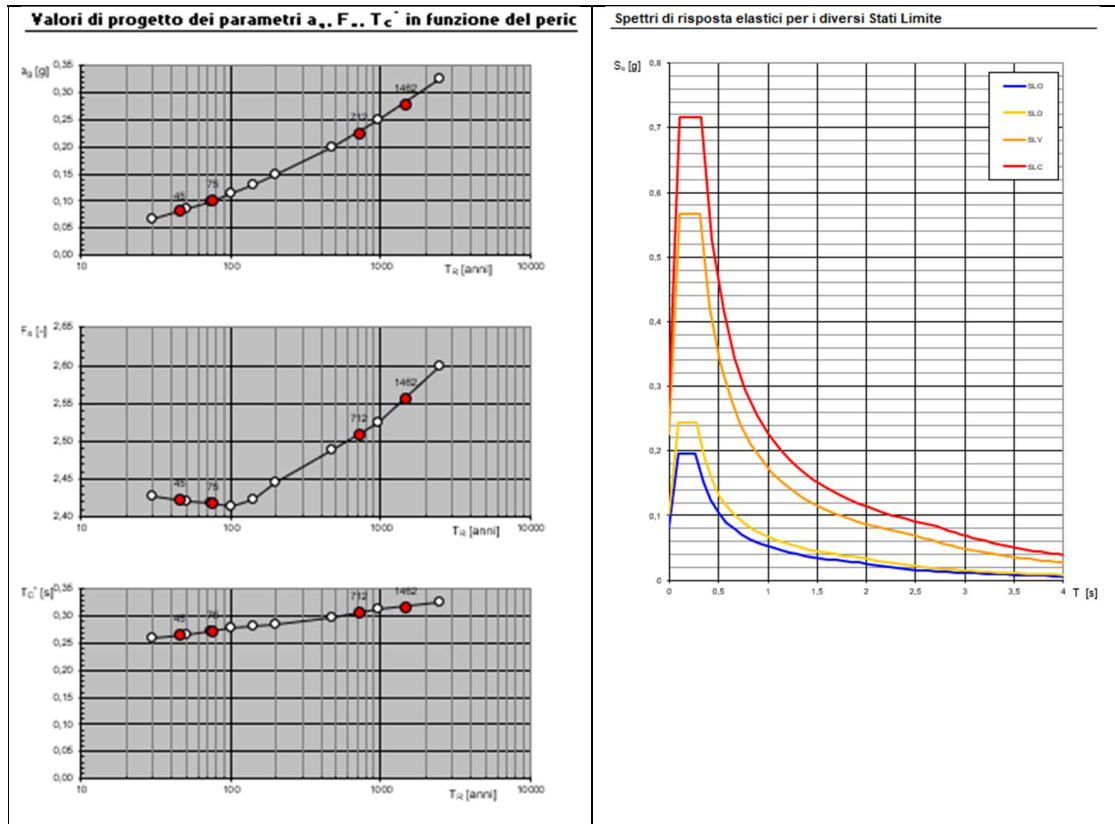


Figura 11-8: Valori Spettro di risposta orizzontale e verticale: parametri principali e rappresentazione grafica

Nell'ambito della analisi globale mediante programma FEM, si inseriscono i parametri sismici assunti all'interno dei dati input richiesti dal programma.

Classe d'uso

- ☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica (edifici agricoli...)
- ☐ II edifici ordinari
- ☒ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)
- ☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV: 0.221

Modalità di progettazione semplificata per agS < 0.075

Strutture esistenti

- ☒ LC1: conoscenza limitata
- ☐ LC2: conoscenza adeguata
- ☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1.35

S (oriz.)

Sv (vert.)



Categoria di suolo di fondazione

☒ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...
☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...
☐ C Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...
☐ D Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...
☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1
☐ T2 in sommità al pendio
☐ T3 in cresta al rilievo con moderata
☐ T4 in cresta al rilievo

100 quota relativa (%)

Spettri di progetto
☐ Usa spettri esterni

Sforgia...

S (oriz.)

Sv (vert.)

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.070	1.000	2.482	0.883	0.089	0.268	1.878
SLD	0.085	1.000	2.490	0.979	0.092	0.276	1.940
SLV	0.184	1.000	2.556	1.480	0.102	0.306	2.336
SLC	0.227	1.000	2.580	1.661	0.105	0.314	2.510

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO

q SLD x

q SLD y

q SLD z

q SLU x

q SLU y

q SLU z

Auto...

Smorzamento...

1.0

1.5

1.5

1.5

1.5

1.5

1.5

1.0

1.0

<= Esistenti v. fragili

Utilità

☐ ND - non dissipativa
☒ B - media
☐ A - alta

Regolarità
☒ in pianta
☒ in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

S (oriz.)

Sv (vert.)

Figura 11-9: Schermate di inserimento dati per componente sismica

12 COMBINAZIONI DI CARICO CONDIZIONI STATICHE

Le combinazioni dei carichi adottate per le verifiche SLU sono definite in conformità alle prescrizioni da normativa vigente secondo i seguenti coefficienti amplificativi:



12.1

		Coefficiente	EQU ¹⁰	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 12-1: Tab 5.1.V e Tab 5.1.VI NTC18 – coefficienti parziali di sicurezza per combinazioni agli SLU

12.2 Combinazioni ponte in fase di montaggio



Nella fase di montaggio si considerano per il ponte le seguenti componenti di azione:

- peso proprio delle componenti strutturali (calcolato in automatico dal programma)
- peso soletta non reagente
- sovraccarico operativo da cantiere
- vento con ponte scarico

Assumendo la combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi, si valutano le seguenti possibili combinazioni in funzione della azione accidentale considerata dominante:

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Solo carico permanente
2	SLU	SLU - Vento dominante
3	SLU	SLU - Carico operativo dominante

Coefficienti applicati per analisi condizioni di sollecitazione

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...
1	1,35	1,35	0,0	0,0	0,0
2	1,35	1,35	0,60	1,50	1,00
3	1,35	1,35	1,50	0,90	1,00

12.3 Combinazione ponte in fase di esercizio

Rispetto al caso precedente non si considerano più i carichi legati alla presenza del cantiere né alle imperfezioni geometriche. Il modello viene mutuato dal caso precedente inserendo i seguenti carichi indotti dalla messa in esercizio del ponte:

- peso proprio delle componenti strutturali (calcolato in automatico dal programma con sezione reagente mista acciaio - calcestruzzo)
- peso proprio delle componenti portate (pacchetto asfalti)
- carichi mobili da traffico distribuiti
- carichi mobili da traffico concentrati (si individuano 3 schemi di carico in funzione della posizione del carico tandem considerato)
- carico da frenatura
- azione indotta da vento a ponte scarico
- azione indotta da vento a ponte carico
- azione indotta da variazione termica positiva
- azione indotta da variazione termica negativa



Le analisi statiche sono condotte considerando la combinazione fondamentale agli SLU e le combinazioni frequenti e quasi permanente agli SLE. I coefficienti applicati alle diverse componenti di carico sono stimati in conformità alle prescrizioni da normativa vigente. Le diverse combinazioni riportate sono individuate in funzione del caso di carico accidentale considerato come dominante.

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Neve
2	SLU	Vento ponte scarico - Var T(+)
3	SLU	Vento ponte scarico - Var T(-)
4	SLU	Carico mobile schema 1 - VarT(+)
5	SLU	Carico mobile schema 1 - VarT(-)
6	SLU	Carico mobile schema 2 - VarT(+)
7	SLU	Carico mobile schema 2 - VarT(-)
8	SLU	Carico mobile schema 3 - VarT(+)
9	SLU	Carico mobile schema 3 - VarT(-)
10	SLU	Vento ponte carico schema 1 - Var T(+)
11	SLU	Vento ponte carico schema 1 - Var T(-)
12	SLU	Vento ponte carico schema 2 - Var T(+)
13	SLU	Vento ponte carico schema 2 - Var T(-)
14	SLU	Vento ponte carico schema 3 - Var T(+)
15	SLU	Vento ponte carico schema 3 - Var T(-)
16	SLU	Variazione termica positiva
17	SLU	Variazione termica negativa
18	SLE(f)	Combinazione frequente – Neve
19	SLE(f)	Combinazione frequente – Vento
20	SLE(f)	Combinazione frequente - carichi mobili schema 1
21	SLE(f)	Combinazione frequente - carichi mobili schema 2
22	SLE(f)	Combinazione frequente - carichi mobili schema 3
23	SLE(f)	Combinazione frequente - Variazione termica +
24	SLE(f)	Combinazione frequente - Variazione termica -
25	SLE(p)	Combinazione quasi permanente - Variazione termica +
26	SLE(p)	Combinazione quasi permanente - Variazione termica -

Cmb	CDC 1/15,,,	CDC 2/16,,,	CDC 3/17,,,	CDC 4/18,,,	CDC 5/19,,,	CDC 6/20,,,	CDC 7/21,,,	CDC 8/22,,,	CDC 9/23,,,	CDC 10/24,,,	CDC 11/25,,,	CDC 12/26,,,
1	1,30	1,35	1,50	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,90	1,20	0,0	0,90
2	1,30	1,35	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,50	1,20	0,90	0,0



Cmb	CDC 1/15,,	CDC 2/16,,	CDC 3/17,,	CDC 4/18,,	CDC 5/19,,	CDC 6/20,,	CDC 7/21,,	CDC 8/22,,	CDC 9/23,,	CDC 10/24,,	CDC 11/25,,	CDC 12/26,,
3	1,30	1,35	0,75	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,50	1,20	0,0	0,90
4	1,30	1,35	0,0	1,35	1,35	0,0	0,0	1,35	0,90	1,20	0,90	0,0
5	1,30	1,35	0,0	1,35	1,35	0,0	0,0	1,35	0,90	1,20	0,0	0,90
6	1,30	1,35	0,0	1,35	0,0	1,35	0,0	1,35	0,90	1,20	0,90	0,0
7	1,30	1,35	0,0	1,35	0,0	1,35	0,0	1,35	0,90	1,20	0,0	0,90
8	1,30	1,35	0,0	1,35	0,0	0,0	1,35	1,35	0,90	1,20	0,90	0,0
9	1,30	1,35	0,0	1,35	0,0	0,0	1,35	1,35	0,90	1,20	0,0	0,90
10	1,30	1,35	0,0	1,01	1,01	0,0	0,0	1,01	1,50	1,20	0,90	0,0
11	1,30	1,35	0,0	1,01	1,01	0,0	0,0	1,01	1,50	1,20	0,0	0,90
12	1,30	1,35	0,0	1,01	0,0	1,01	0,0	1,01	1,50	1,20	0,90	0,0
13	1,30	1,35	0,0	1,01	0,0	1,01	0,0	1,01	1,50	1,20	0,0	0,90
14	1,30	1,35	0,0	1,01	0,0	0,0	1,01	1,01	1,50	1,20	0,90	0,0
15	1,30	1,35	0,0	1,01	0,0	0,0	1,01	1,01	1,50	1,20	0,0	0,90
16	1,30	1,35	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,90	1,20	1,50	0,0
17	1,30	1,35	0,75	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,90	1,20	0,0	1,50
18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
26	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

13 COMBINAZIONI DI CARICO IN CONDIZIONI SISMICHE

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Il programma stima automaticamente la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

Nell'ambito delle combinazioni considerate si assumono le sole masse inerziali legate alle componenti portanti e portate.



TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
3	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	NO
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	NO
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente (SLE)	NO
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLV	1	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1	32	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32
SLD	33	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 33	64	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64

14 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE – CONDIZIONI STATICHE

14.1 Valori di sollecitazione massima - fase di montaggio

Di seguito si riportano i valori più gravosi di sollecitazione stimati per la struttura di impalcato nella fase di montaggio delle travi (soletta non collaborante):



Sforo di Taglio

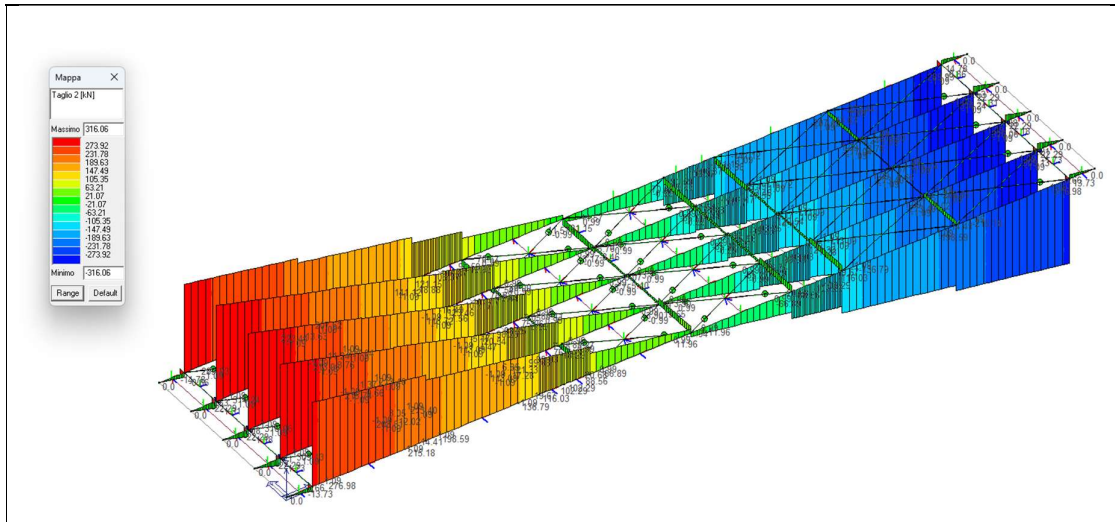


Figura 14-1: Mappa cromatica sforzo di taglio sulle travi principali

Sforzo flettente

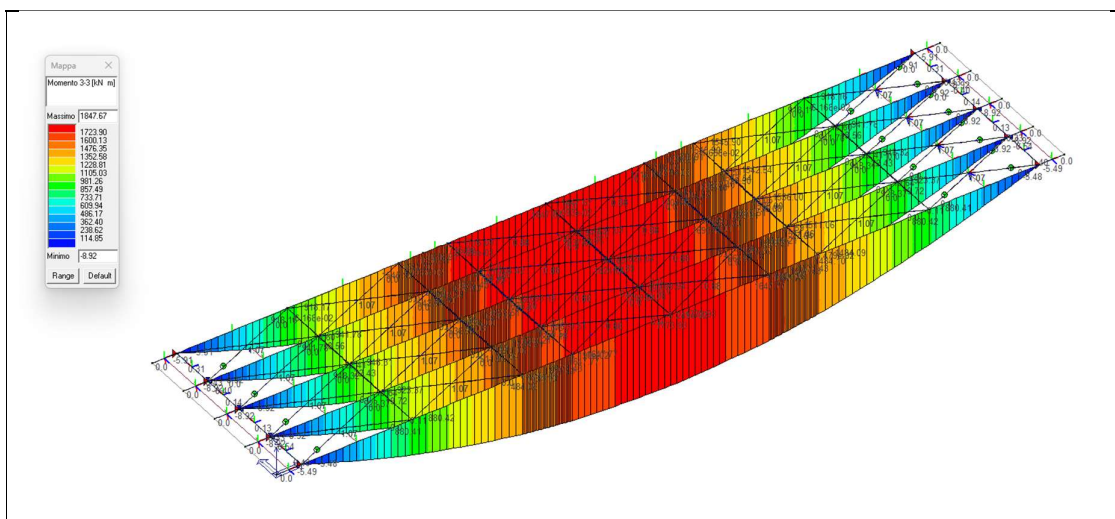


Figura 14-2: Mappa cromatica sforzo flettente sulle travi principali

Freccia massima

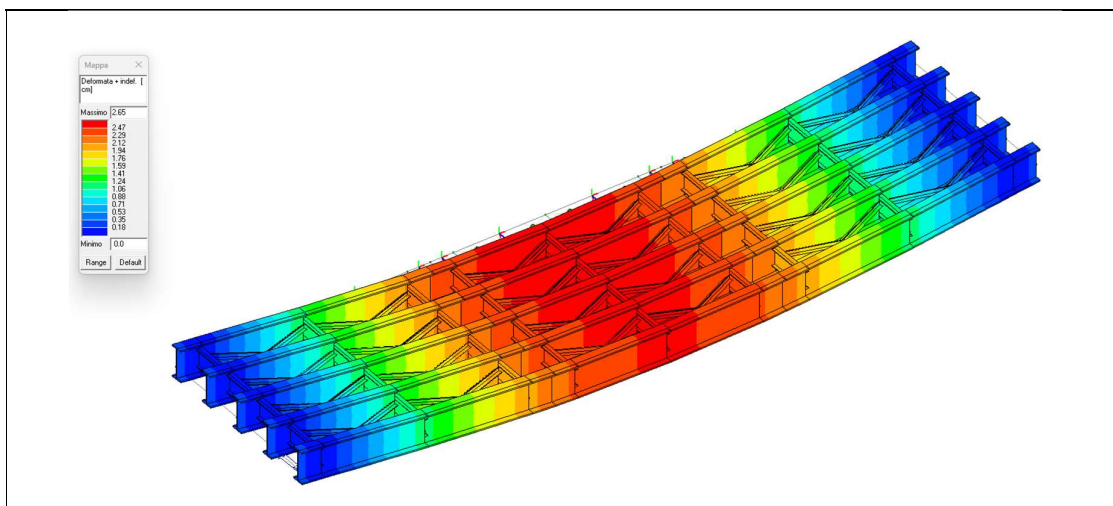


Figura 14-3: Mappa cromatica deformate in condizioni SLE

Sulla base dei risultati ottenuti si riportano le condizioni di massima sollecitazione e deformazione stimate da programma per la fase di montaggio dell'impalcato:

Caso di carico	Valore massimo stimato	UdM
Taglio	316,06	kN
Flessione	1.847,67	kNm
Freccia	2,65	cm

14.2 Valori di sollecitazione massima – fase di esercizio

Analogamente a quanto sviluppato per la fase di montaggio, si riportano a titolo semplificativo le mappe cromatiche relative agli stati di sollecitazione massima per la fase di esercizio dell'impalcato (soletta collaborante) in relazione alle combinazioni di carico considerate.

Sforzo Normale

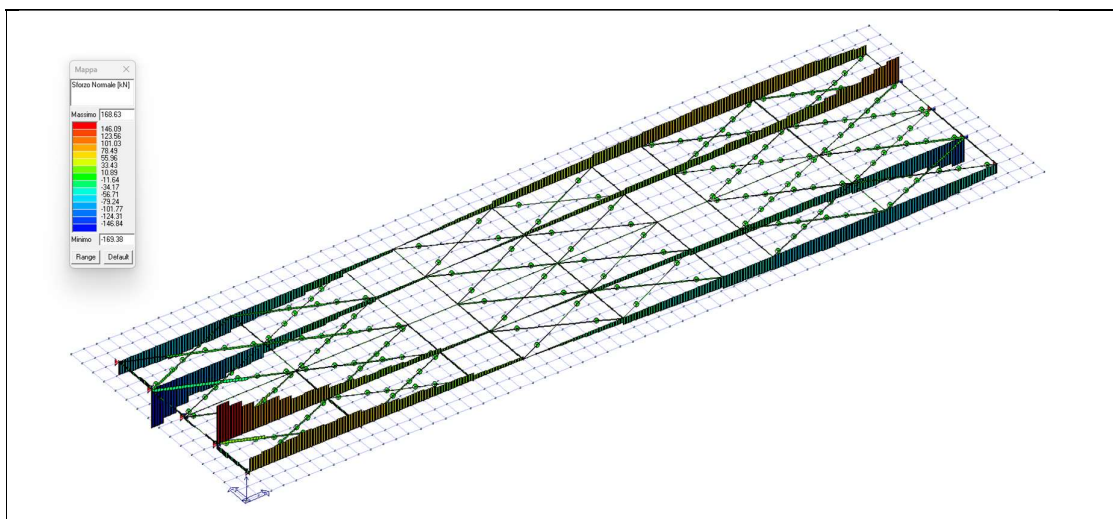


Figura 14-4: Mappa cromatica sforzo normale sulle travi principali

Sforzo di taglio

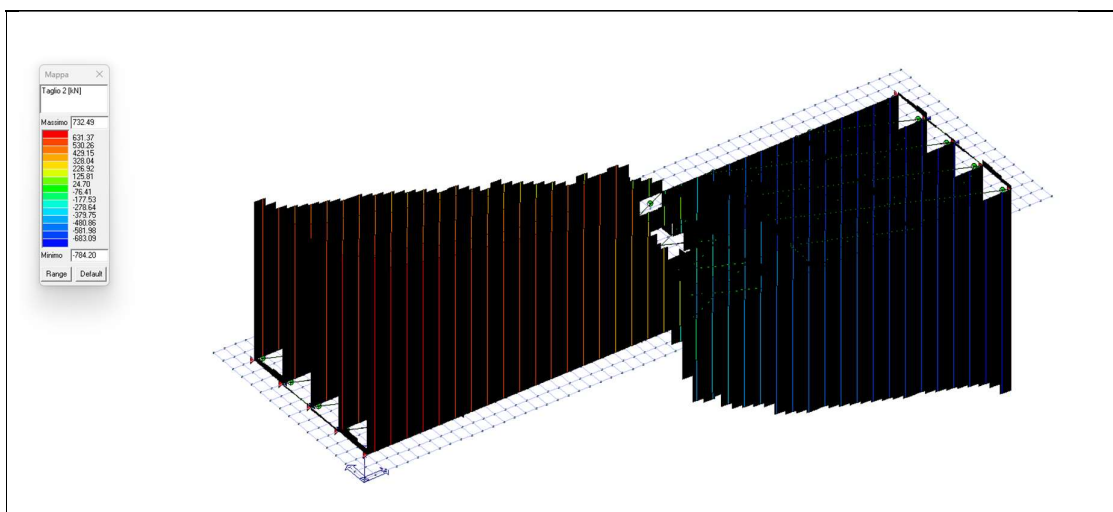


Figura 14-5: Mappa cromatica sforzo normale sulle travi principali

Sforzo flettente

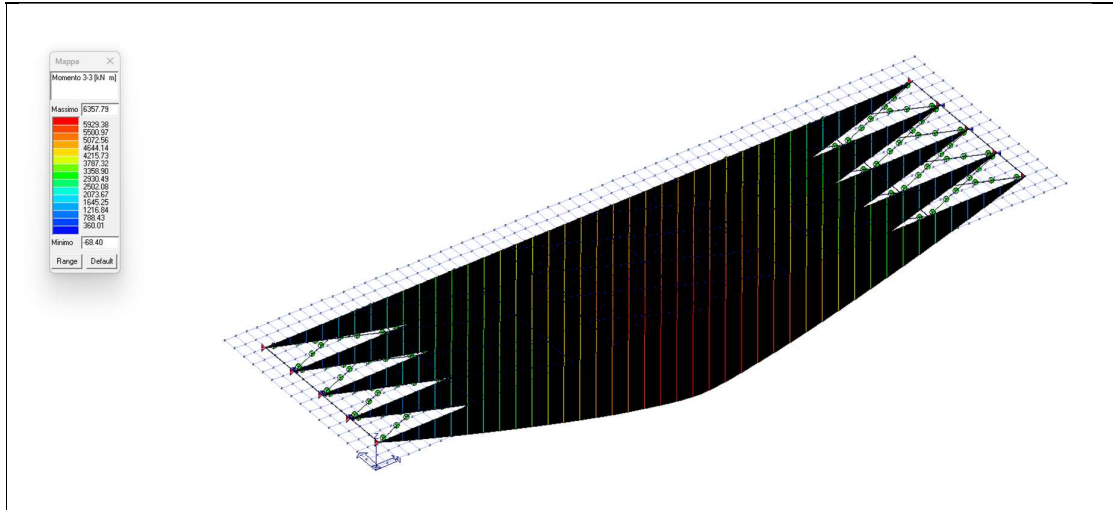


Figura 14-6: Mappa cromatica sforzo flettente sulle travi principali

Freccia massima

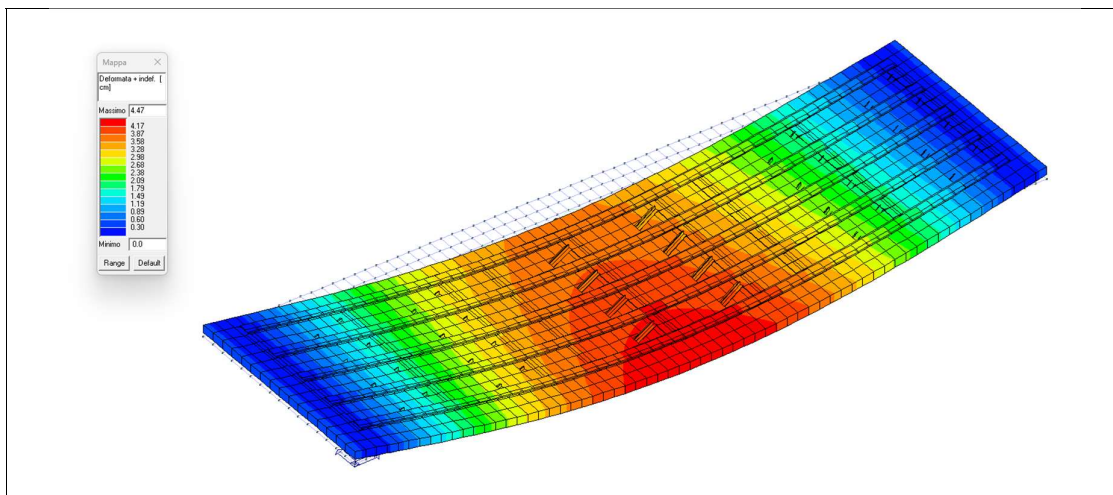


Figura 4-7: Mappa cromatica deformate in condizioni SLE

Sulla base dei risultati ottenuti si riportano le condizioni di massima sollecitazione e deformazione stimate da programma per la fase di esercizio dell'impalcato:

Caso di carico	Valore massimo stimato	UdM
Sforzo normale	169,38	kN
Taglio	1.056,52	kN
Flessione	6.532,67	kNm
Freccia	4,47	cm



15 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE – CODIZIONI SISMICHE

Si riportano analogamente al caso precedente, le condizioni di sollecitazione massime stimate per l'impalcato in oggetto in condizioni sismiche.

Sforzo Normale

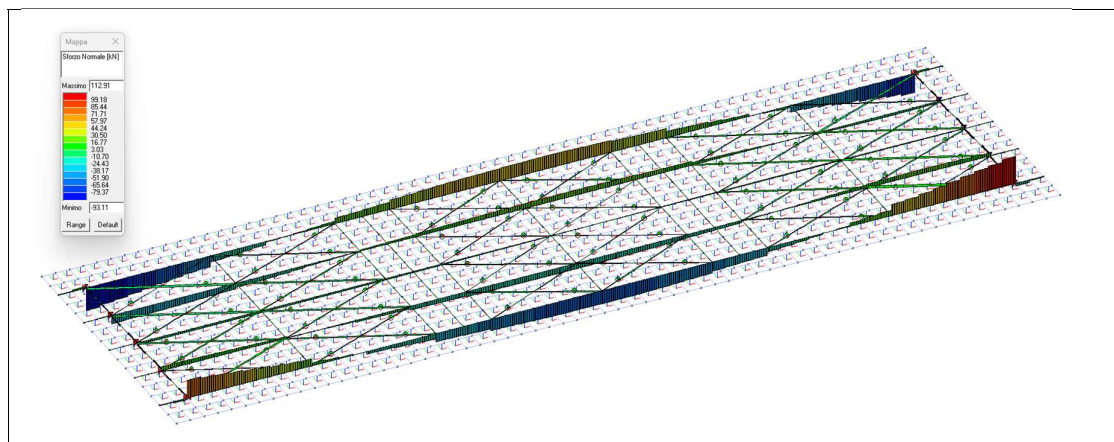


Figura 14-1: Mappa cromatica sforzo normale sulle travi principali

Sforzo di taglio

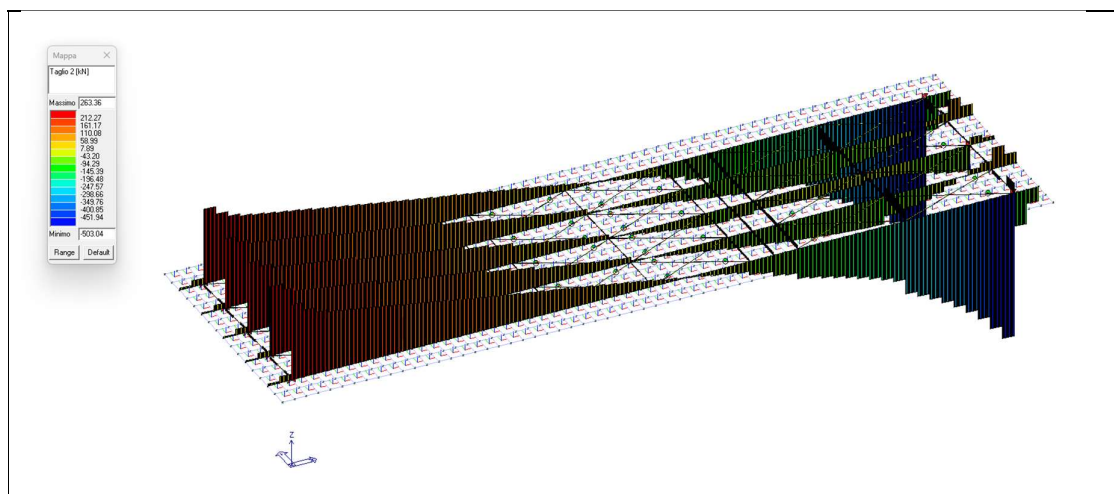


Figura 15-2: Mappa cromatica sforzo di taglio sulle travi principali

Sforzo flettente

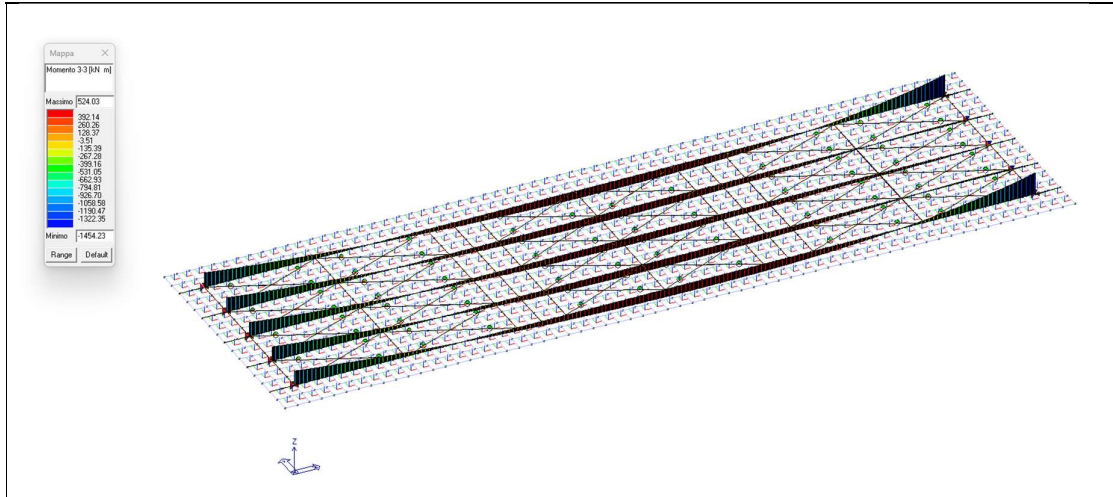


Figura 15-3: Mappa cromatica sforzo flettente sulle travi principali

Freccia massima

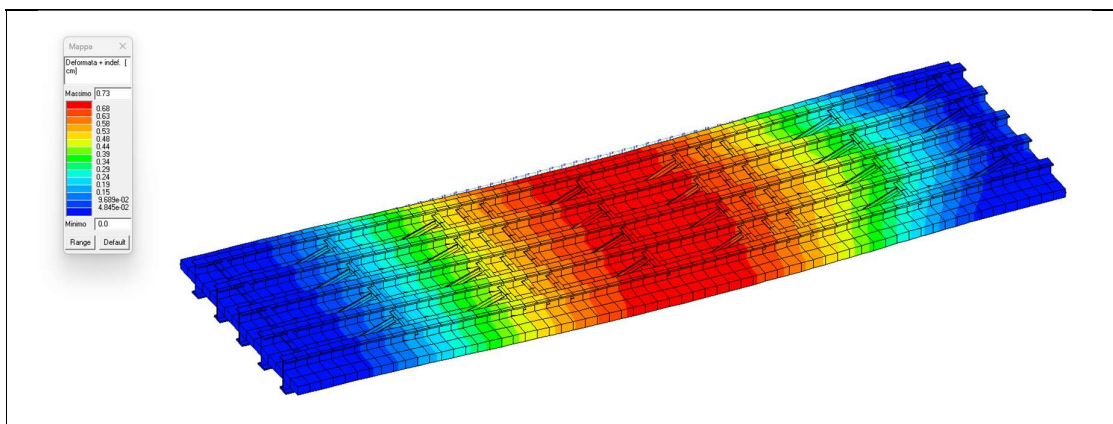


Figura 15-4: Mappa cromatica deformate in condizioni SLE

Sulla base dei risultati ottenuti si riportano le condizioni di massima sollecitazione e deformazione stimate da programma per la fase di esercizio dell'impalcato:

Caso di carico	Valore massimo stimato	UdM
Sforzo normale	112,91	kN
Taglio	503	kN
Flessione	1.454	kNm
Freccia	0,73	cm

Come si evince dalla comparazione dei valori di sollecitazione ottenuti fra le condizioni statiche e sismiche, le componenti strutturali risultano maggiormente sollecitate per effetto dei carichi statici



propri e legati al traffico. Nel proseguo pertanto si riportano unicamente le verifiche in condizioni statiche delle principali componenti strutturali ritenendo i risultati estendibili anche in ambito sismico.

16 VERIFICHE FASE 1 – SOLA TRAVE IN ACCIAIO SOLETTA NON COLLABORANTE

Si riportano di seguito le verifiche principali legate alla fase di montaggio dell'impalcato. Si rimanda all'allegato A per la trattazione estesa delle analisi.

16.1 Verifiche travi longitudinali

Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

Le verifiche sono condotte utilizzando un foglio di calcolo messo a disposizione dalla Fondazione "Promozinoe Acciaio" in uso dallo studio scrivente.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione				
(Flessione nel piano dell'anima)				
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$	M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente	W_{pl} = modulo resistente plastico f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza	
INPUT				
Definizione dell'azione sollecitante	M =	1847,67 [kNm]		
Scelta del profilo	HL 1100 R			
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2			
OUTPUT				
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)				
$M_{Ed} =$	1847,67 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,21	Verifica soddisfatta
$M_{c,Rd} =$	8993,33 [kNm]			
Torna al Menu Principale				

Figura 16-1: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a flessione



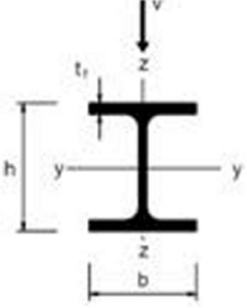
IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio			
(Taglio parallelo all'anima)			
	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
	V_{Ed} = azione tagliante di calcolo $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo A_v = area resistente a taglio f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza		
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	V = 316,06 [kN]		
Scelta del profilo	HL 1100 R		
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
$V_{Ed} =$	316,06 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd} =$	0,07
$V_{pl,Rd} =$	4377,19 [kN]		
Verifica soddisfatta			
Torna al Menu Principale			

Figura 16-2: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a taglio

Nella immagine seguente si riporta il grado di sfruttamento delle travi principali rispetto alle condizioni di sollecitazione stimate:

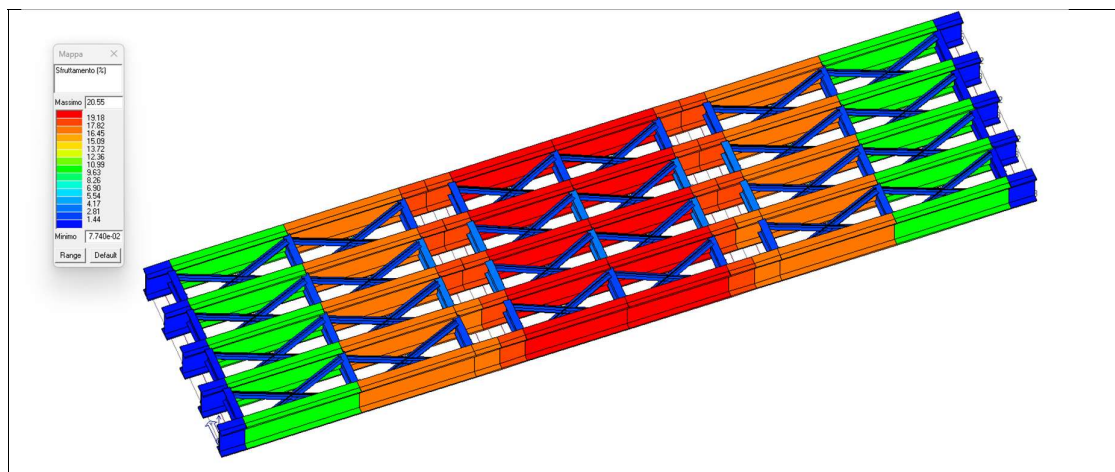


Figura 16-3: Tasso di sfruttamento delle travi

Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 21%.



16.2 Verifiche trasversali

Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

Le verifiche sono condotte utilizzando un foglio di calcolo messo a disposizione dalla Fondazione "Promozinoe Acciaio" in uso dallo studio scrivente.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione			
(Flessione nel piano dell'anima)			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$		M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente	W_{pl} = modulo resistente plastico f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 40,89 [kNm]		
Scelta del profilo	IPE 600		
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
$M_{Ed} =$	40,89 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,03
$M_{c,Rd} =$	1187,39 [kNm]	Verifica soddisfatta	
Torna al Menu Principale			

Figura 6-4: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a flessione



Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 3,40%.

16.1 Verifiche diagonali di controventamento

Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

Le verifiche sono condotte ai sensi della normativa vigente secondo le formule prescritte:

$$V_{Rd} = 435,48 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 721,29 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 22,38 \text{ kNm}$$

Nella immagine seguente si riporta il grado di sfruttamento delle travi principali rispetto alle condizioni di sollecitazione stimate:

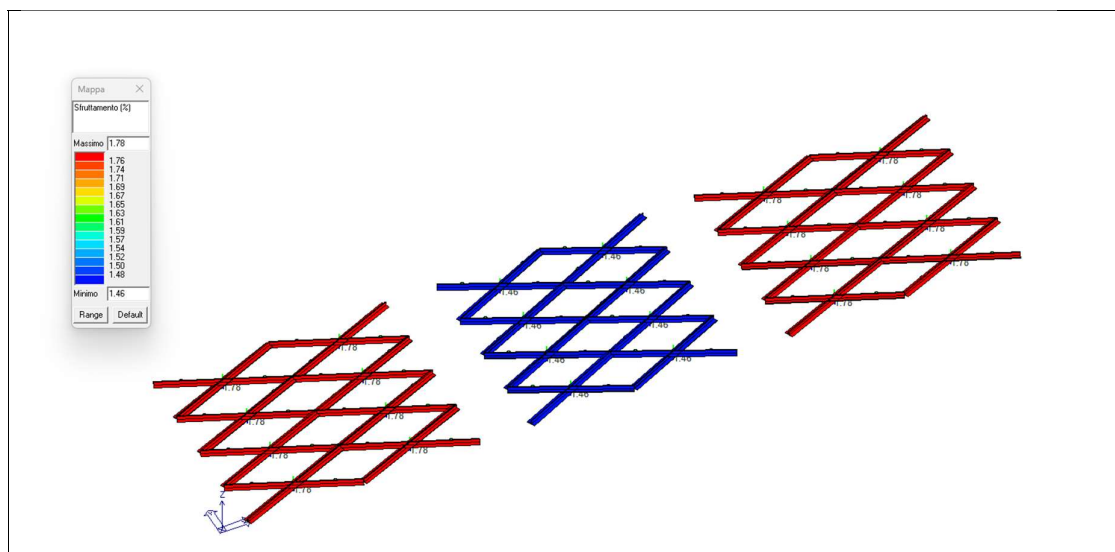


Figura 16-7: Tasso di sfruttamento delle travi

Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 1,80%.



17 VERIFICHE FASE 2 – TRAVE COMPOSTA ACCIAIO - CALCESTRUZZO

Si riportano di seguito le verifiche principali legate alla fase di messa in esercizio dell'impalcato. Si rimanda all'allegato B per la trattazione estesa delle analisi.

17.1 Verifiche travi longitudinali

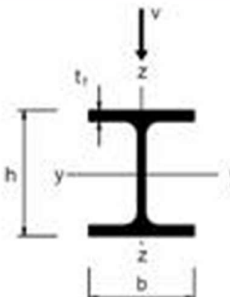
Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

Le verifiche sono condotte utilizzando un foglio di calcolo messo a disposizione dalla Fondazione "Promozionoe Acciaio" in uso dallo studio scrivente.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione			
(Flessione nel piano dell'anima)			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$	M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente	W_{pl} = modulo resistente plastico f_y = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 6532,17 [kNm]		
Scelta del profilo	HL 1100 R		
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
$M_{Ed} =$	6532,17 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,73
$M_{c,Rd} =$	8993,33 [kNm]	Verifica soddisfatta	
Torna al Menu Principale			

Figura 17-1: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a flessione



IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio
(Taglio parallelo all'anima)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $V = 1056,52$ [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$V_{Ed} = 1056,52$ [kN] $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 0,24$ **Verifica soddisfatta**
 $V_{pl,Rd} = 4377,19$ [kN]

Torna al Menu Principale

Figura 17-2: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a taglio

Nella immagine seguente si riporta il grado di sfruttamento delle travi principali rispetto alle condizioni di sollecitazione stimate:

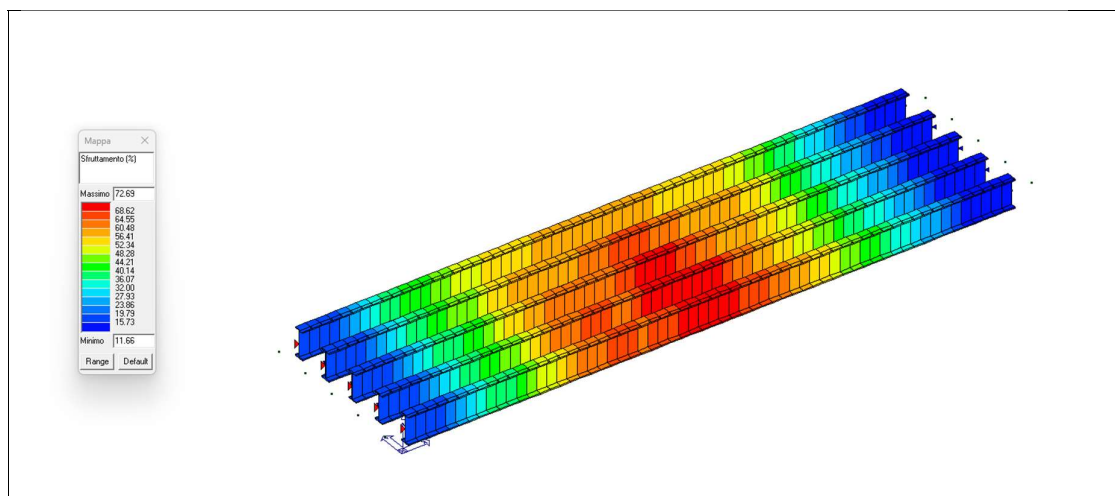


Figura 177-3: Tasso di sfruttamento delle travi

Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 73%.



17.2 Verifiche trasversali

Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

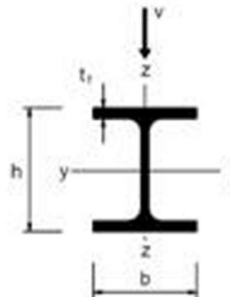
Le verifiche sono condotte utilizzando un foglio di calcolo messo a disposizione dalla Fondazione "Promozinoe Acciaio" in uso dallo studio scrivente.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione			
(Flessione nel piano dell'anima)			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$		$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$	M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente
		W_{pl} = modulo resistente plastico f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza	
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 213,15 [kNm]		
Scelta del profilo	IPE 600		
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
M_{Ed} =	213,15 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,18
$M_{c,Rd}$ =	1187,39 [kNm]		
Verifica soddisfatta			
Torna al Menu Principale			

Figura 17-4: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a flessione



IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio
(Taglio parallelo all'anima)


$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $V = 258,15$ [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$V_{Ed} =$	258,15 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd} =$	0,20	Verifica soddisfatta
$V_{pl,Rd} =$	1267,15 [kN]			

Torna al Menu Principale

Figura 17-5: Schermata di input e output foglio di calcolo per verifica a taglio

Nella immagine seguente si riporta il grado di sfruttamento delle travi principali rispetto alle condizioni di sollecitazione stimate:

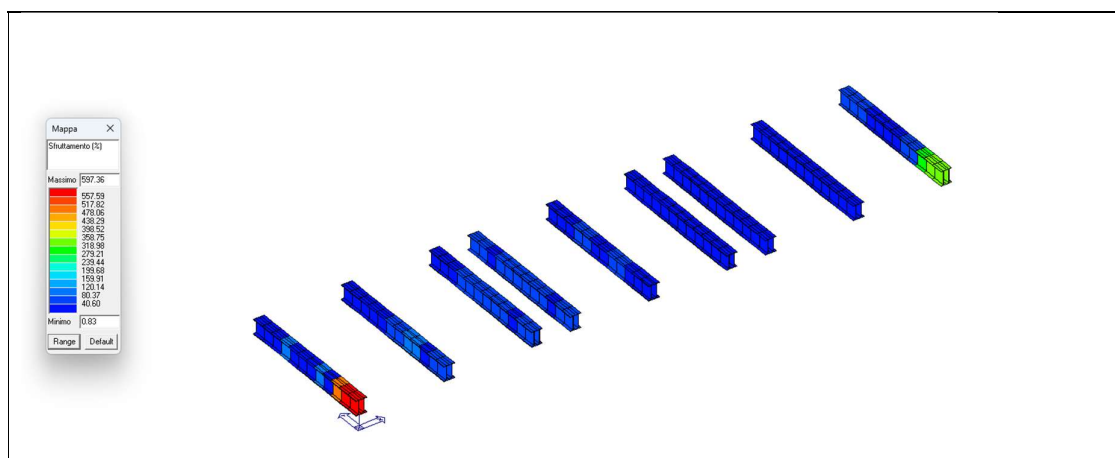


Figura 17-6: Tasso di sfruttamento delle travi

Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 20%.



17.3 Verifiche diagonali di controventamento

Le verifiche sono condotte in modo automatico dal programma FEM adottato nella modellazione. Per controllo si riporta di seguito la verifica della sezione tipologica delle travi rispetto alle condizioni di sollecitazione massima individuate nelle analisi.

Le verifiche sono condotte ai sensi della normativa vigente secondo le formule prescritte:

$$V_{Rd} = 435,48 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 721,29 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 22,38 \text{ kNm}$$

Nella immagine seguente si riporta il grado di sfruttamento delle travi principali rispetto alle condizioni di sollecitazione stimate:

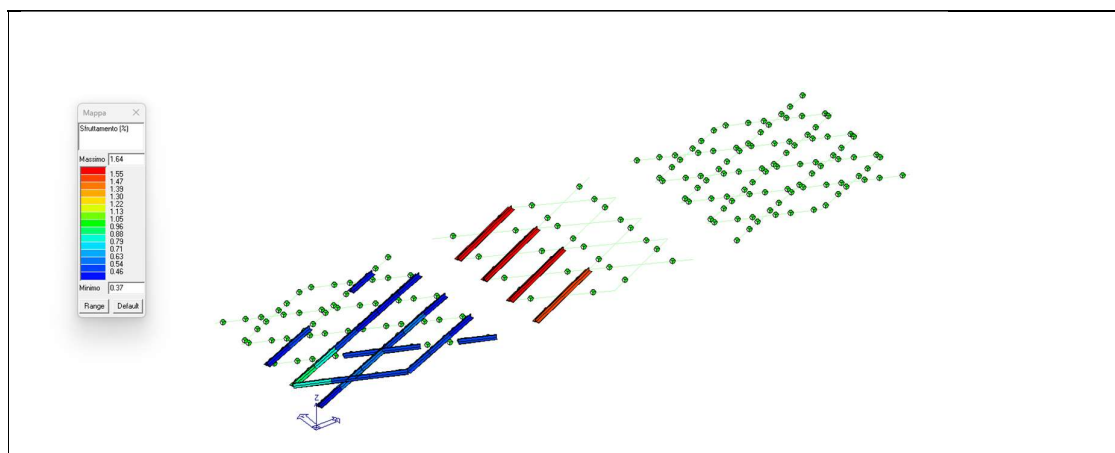
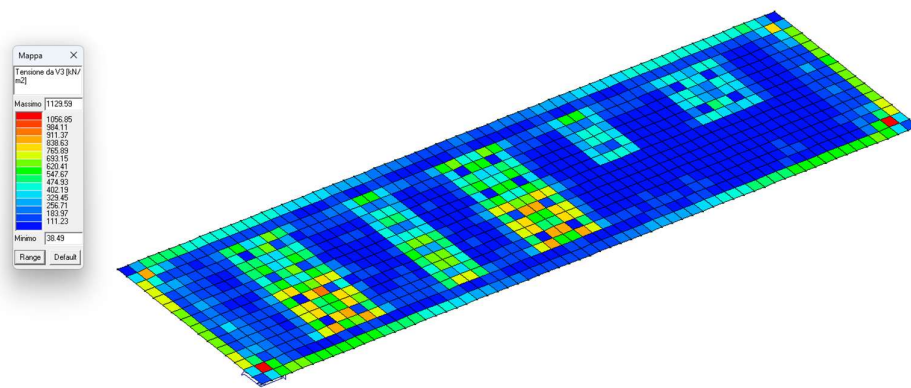


Figura 17-7: Tasso di sfruttamento delle travi

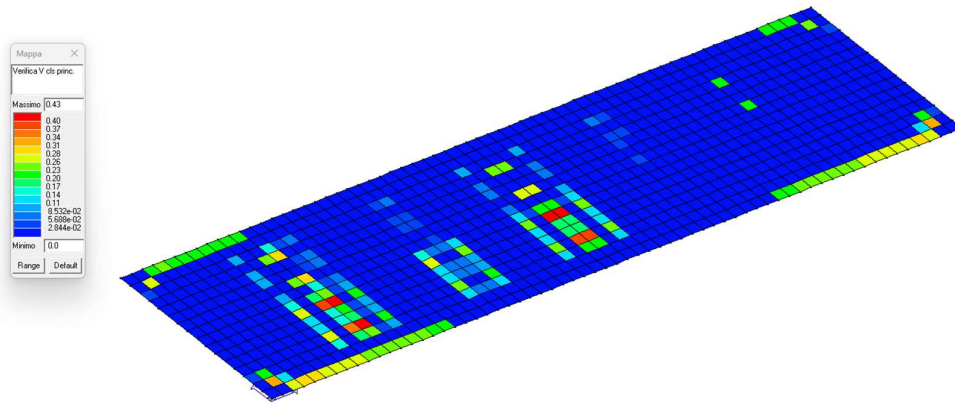
Il valore massimo di sfruttamento corrisponde al 1,80%.

17.4 Verifica soletta collaborante

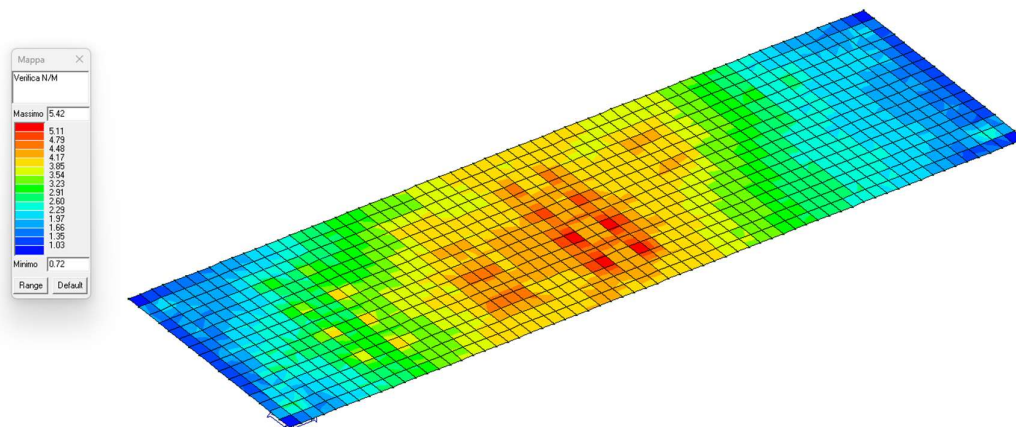
La soletta è analizzata in questa fase considerando lo stato di tensione sviluppata sullo spessore della stessa in relazione ai diversi casi di carico assunti.



Azione a taglio – V3



Condizione di verifica a taglio



Condizione di verifica N/M

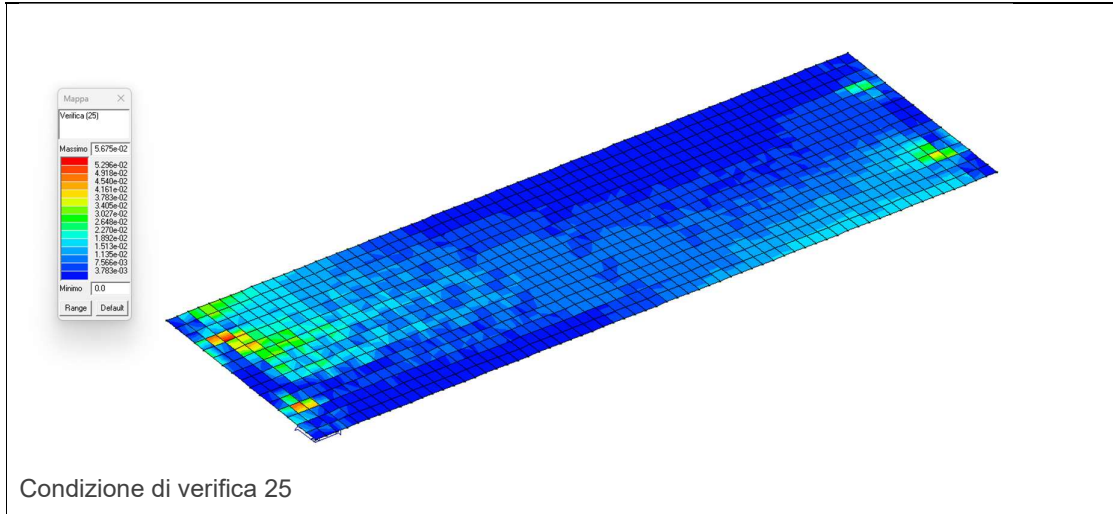


Figura 17-8: Mappe cromatiche verifiche elementi soletta di impalcato

Tutte le condizioni di verifica risultano soddisfatte.

17.5 Verifiche dei pioli

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena e assunta pari al minore dei seguenti valori:

- $P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$ (resistenza lato acciaio)
- $P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V$ (resistenza lato calcestruzzo)

dove

γ_V e il fattore parziale definito al § 4.3.3 pari a 1.25;

f_t e la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo $f_t = 355$ MPa;

f_{ck} e la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta $f_{ck} = 37,35$ Mpa;

d e il diametro del piolo delle travi di bordo pari a 20 mm;

d e il diametro del piolo della trave di mezzeria pari a 16 mm;

h_{sc} e l'altezza del piolo dopo la saldatura pari a 125 mm;

$\alpha = 1,0$ per $h_{sc} / d = 6.25 > 4$; $h_{sc} / d = 7.81 > 4$

Da cui risulta:

- $P_{Rd,a} \Phi 20 = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V = 71340 \text{ N} = 71,34 \text{ kN}$
- $P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V = 164895 \text{ N} = 164,90 \text{ kN}$

La resistenza del singolo piolo $\Phi 20$ mm risulta: $P_{Rd} \Phi 20 = 7134 \text{ kg}$



Dalle analisi condotte, le condizioni massime di sollecitazione stimate relativamente ai pioli assunti con distribuzione uniforme ad interasse di 10cm risultano pari a:

$$V_{Ed,max,p} = N_{1-1max} / n_p = 28,23 \text{ kN}$$

Dove

N_{1-1max} massima condizione di sollecitazione in corrispondenza della base della soletta. Il valore viene stimato in rapporto alla larghezza di interasse delle travi

$n_p = 6$: numero minimo di pioli presenti per maglia

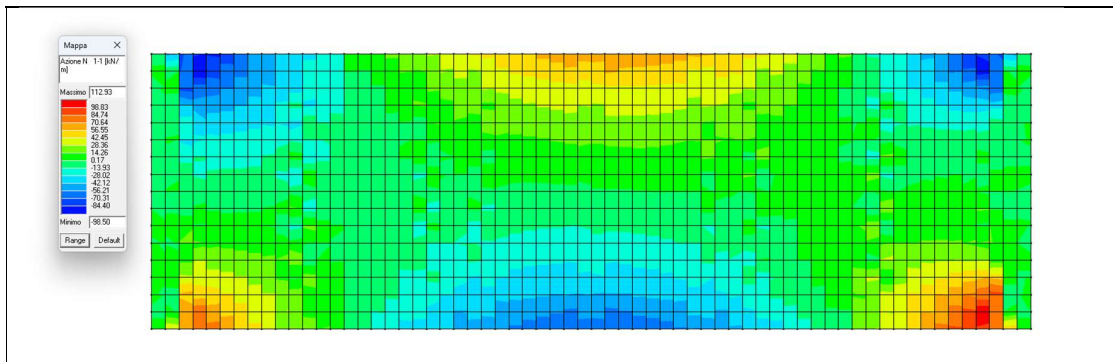


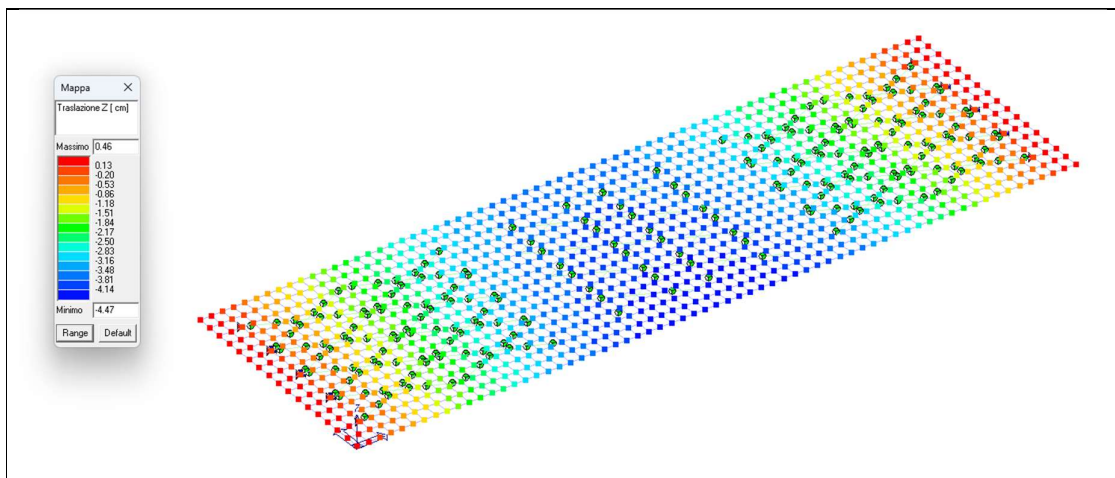
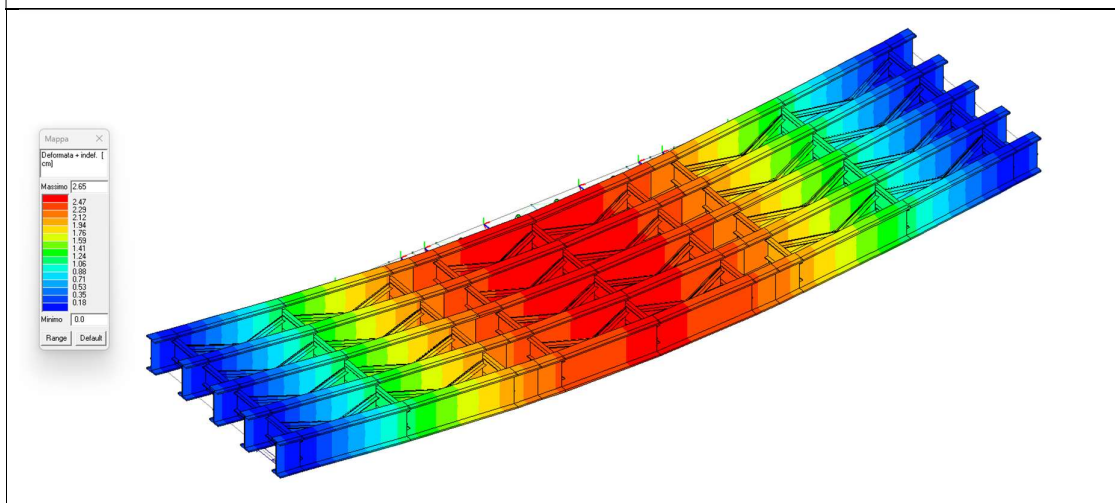
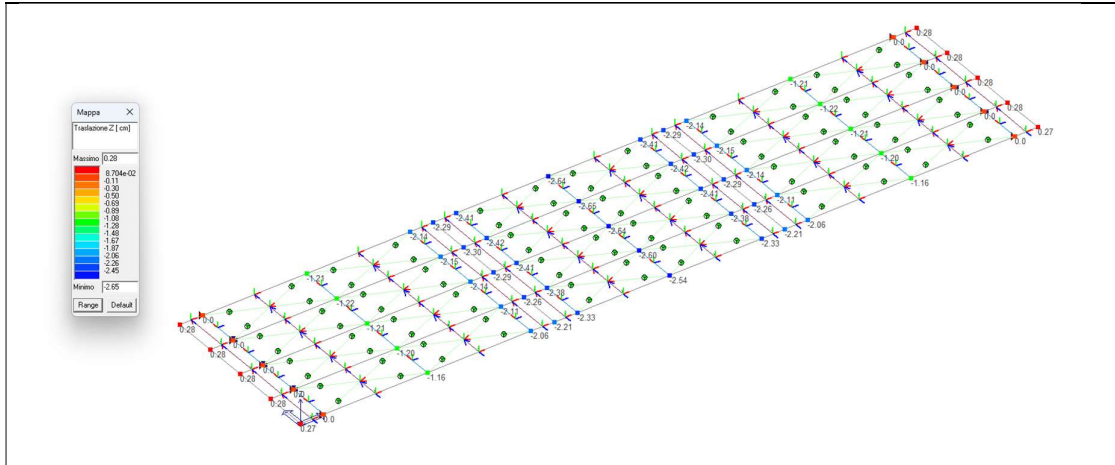
Figura 17-9: Mappa cromatica sollecitazioni N_{2-2}

Condizioni di verifica a taglio dei pioli risultano soddisfatte con tasso di sfruttamento pari a:

$$\rho = 4\%$$

18 VERIFICA AGLI SLE

Si considera la deformata massima delle componenti strutturali di impalcato nelle due condizioni esaminate:



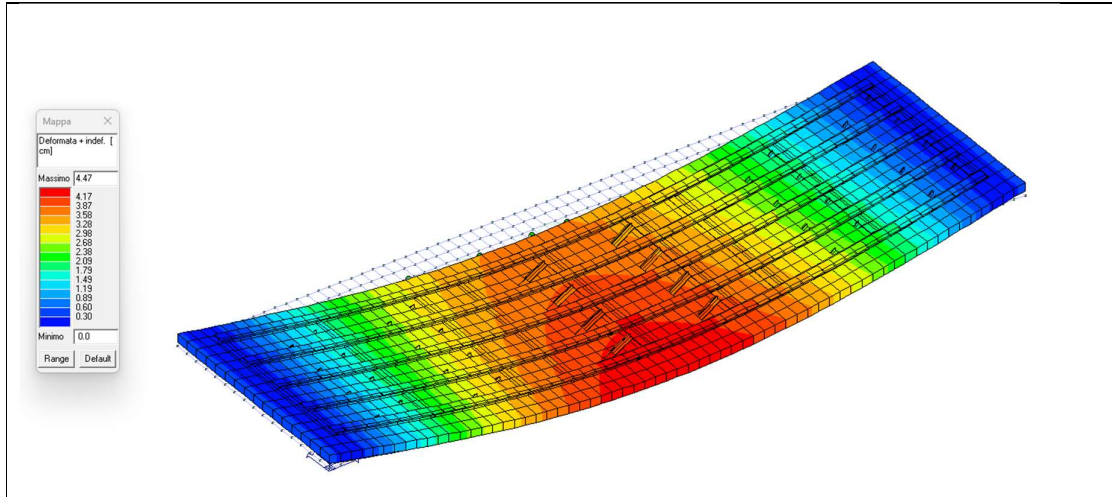


Figura 18-1: Deformata fase di esercizio

La deformata massima in prima fase è stimato pari a:

$$\delta_{I, fase} = 2,65 \text{ cm}$$

La deformata massima in seconda fase è stimato pari a:

$$\delta_{II, fase} = 4,47 \text{ cm}$$

La deformata massima stimata risulta pertanto pari a :

$$\delta_{tot} = 7,12 \text{ cm}$$

La deformata risulta essere pari a circa $L/310$.

La deformata è compatibile con la funzionalità dell'opera.



Allegati consegna su richiesta

ALLEGATO A

Output programma FEM

Fase di montaggio



ALLEGATO B

Output programma FEM

Fase di esercizio



SP 21

19 RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO A TERGO SPALLA



DESCRIZIONE OPERA DI SOSTEGNO

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI PORTANTI (G_{1K})

I carichi permanenti sono inseriti automaticamente dal programma assumendo come parametri di riferimento i seguenti valori di peso per unità di volume:

$$\gamma_{cls} = 2.500 \text{ kg/mc}$$

Sulla base delle geometrie dell'opera in oggetto si stima il seguente valore di carico:

$$G_{1K} = 17.500 \text{ kg/ml} \quad \text{peso proprio sezione di lunghezza unitaria}$$

CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_{2K})

Carichi verticali

Fra i carichi permanenti portati si inseriscono i valori legati al terreno imbarcato a tergo del muro oltre che alle spinte da esso indotte sul paramento verticale.

$$\gamma_t = 2.000 \text{ kg/mc}$$

$$h = 340 \text{ cm}$$

$$g_{2K,t} = 68 \text{ kN/mq}$$

Il riempimento a tergo del muro è completato con uno spessore di 50cm di stabilizzato dal peso stimato:

$$\text{Stabilizzato: } 900 \text{ kg/mq} \approx 9,00 \text{ kN/mq}$$

Peso pacchetto di pavimentazione

La stima del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è condotta secondo i seguenti spessori:

componente	spessore (cm)	peso	UdM
Base	12,00	11,52	kN/ml



Binder	7,00	4,48	kN/ml
Usura	3,00	2,88	kN/ml

Peso barriera laterale tipo H3: $G_{k,cor} \approx 0,80$ kN/ml

Carichi orizzontali

La spinta indotta sul paramento verticale, considerando la spalla una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), è stimata nella ipotesi di regime di spinta a riposo. Il valore di angolo di attrito interno è assunto in coerenza con le caratteristiche delle terre armate previste a tergo dell'opera.

$$\Phi = 30^\circ$$

Il coefficiente di spinta risulta pari a:

$$k_0 = 1 - \sin(\Phi) = 0,50$$

Con riferimento alla altezza dell'opera comprensiva dello spessore della fondazione, si assume con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni, un valore di spinta complessiva pari a:

$$S_{H,tot} = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times k_0 = 12.500 \text{ kg/ml} = 125 \text{ kN/ml}$$

La spinta statica indotta dalla terra di riempimento a tergo del muro è considerata applicata ad una altezza pari a:

$$h(S) = 1,67\text{m da piano posa fondazioni}$$

CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DA TRAFFICO VEICOLARE (Q_{1k})

In sommità all'opera si considerano i carichi trasmessi dal traffico veicolare definiti considerando gli schemi riportati da normativa. In particolare si considera che, vista la distribuzione dei carichi nel terreno, la condizione più gravosa corrisponda a quella di carico uniformemente distribuito sulle corsie:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/mq} \quad \text{corsia 1 larghezza 3,0m}$$

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/mq} \quad \text{corsia 2 larghezza 3,0m}$$

Tali valori sono applicati sia come incremento di carico verticale sul piano della fondazione sia come incremento indotto alla spinta orizzontale sul muro in elevazione pari a:

$$\Delta S(q_{1k}) = (q_{1k} \times l) \times k_0 \times H = 67,50 \text{ kN/ml}$$



In considerazione della tipologia di opera in esame si trascurano gli effetti indotti dalle condizioni di traffico relative alle manovre di frenatura – accelerazione. Inoltre, data la linearità del tratto in esame, si esclude la componente di azione centrifuga.

CARICO ACCIDENTALE PER VENTO

Per il caso in esame, si assume che il vento non risulti rilevante ai fini della condizione di verifica

CARICO ACCIDENTALE INDOTTO DA PRESENZA DI NEVE

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico.

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t$$

Zona 1 – Mediterranea $a_s > 200\text{m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 2,31 \text{ kN/mq}$$

carico di riferimento

$$\mu_i = 0,8$$

coefficiente di forma

$$c_E = c_t = 1,0$$

coefficienti di esposizione e termico

da cui:

$$q_s = 1,85 \text{ kN/mq}$$

CARICO ECCEZIONALE PER SVIO (Q_{8k})

Si stima la azione massima indotta sulle barriere laterali per la verifica dei sistemi di ancoraggio. Ai sensi della normativa vigente si valuta l'urto applicato ad una altezza di circa 100cm da piano stradale.

Il carico massimo agente viene assunto in relazione alle caratteristiche delle barriere previste:

AZIONE SISMICA (E)

La azione sismica viene valutata sia in relazione alle masse inerziali facenti parte dell'opera in esame sia per l'incremento di spinta indotta dal terreno a tergo delle stesse.

La azione viene definita considerando i seguenti parametri:

Latitudine: 44,224191 [°]



Longitudine: 11,455688 [°]
Vita nominale: 50 anni
Classe d'uso: III
Coeff. d'uso: 1,5
Vita di riferimento: 70 anni
Categoria del suolo: C
Categoria topografica: T1

Con riferimento ai parametri indicati in precedenza si stima il diagramma dello spettro di risposta mediante il foglio di calcolo Spettri-NTC messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e riportati nella tabella seguente:

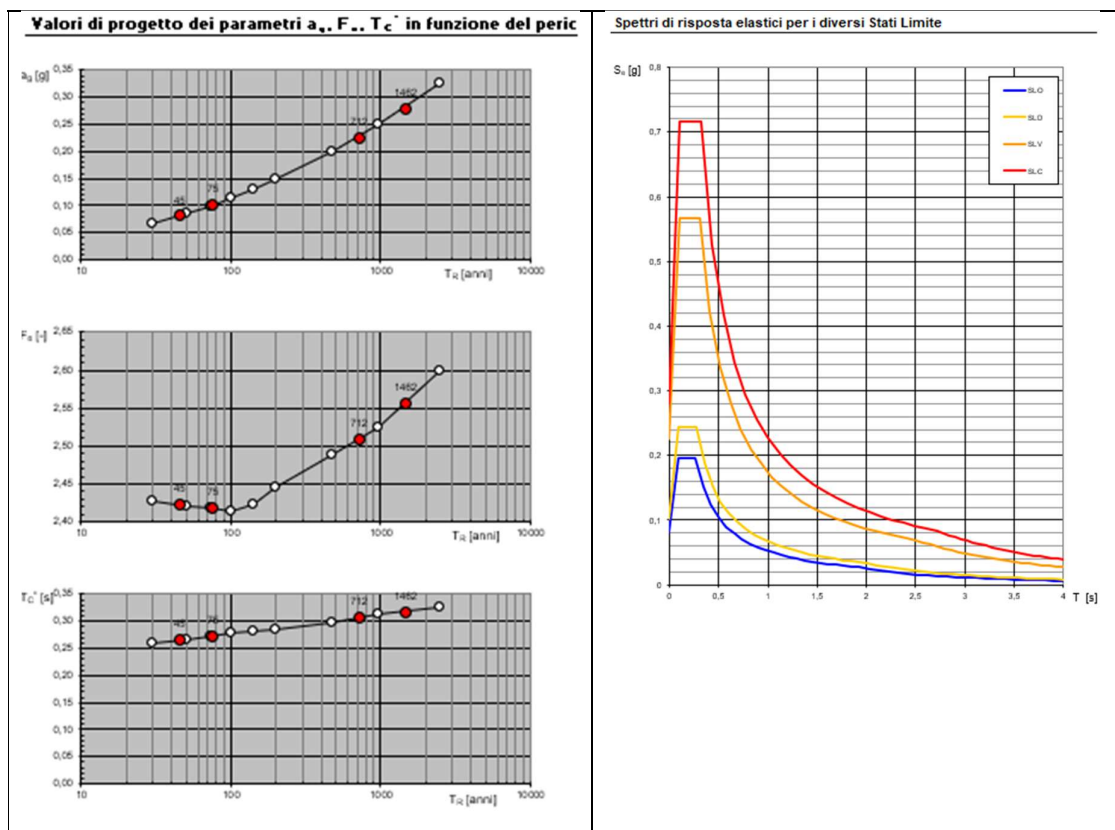


Figura 19-1: Valori Spettro di risposta orizzontale e verticale: parametri principali e rappresentazione grafica

Nell'ambito della analisi globale mediante programma FEM, si inseriscono i parametri sismici assunti all'interno dei dati input richiesti dal programma.



Classe d'uso ☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica (edifici agricoli...) ☐ II edifici ordinari ☒ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...) ☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...) 	Pericolosità e zonazione pericolosità sismica agS per SLV: 0.221 Modalità di progettazione semplificata per agS < 0.075 Strutture esistenti ☒ LC1: conoscenza limitata ☐ LC2: conoscenza adeguata ☐ LC3: conoscenza accurata Fattore di confidenza FC: 1.35	 																																									
Categoria di suolo di fondazione ☒ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ... ☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ... ☐ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ... ☐ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ... ☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...	Categoria topografica ☒ T1 ☐ T2 in sommità al pendio ☐ T3 in cresta al rilievo con moderata ☐ T4 in cresta al rilievo 100 quota relativa (%) Spettri di progetto ☐ Usa spettri esterni Sfoglia...	 																																									
Parametri e fattori spettrali <table border="1"><thead><tr><th>S.L.</th><th>ag</th><th>S</th><th>Fo</th><th>Fv</th><th>TB</th><th>TC</th><th>TD</th></tr></thead><tbody><tr><td>SLO</td><td>0.070</td><td>1.000</td><td>2.482</td><td>0.883</td><td>0.089</td><td>0.268</td><td>1.878</td></tr><tr><td>SLD</td><td>0.085</td><td>1.000</td><td>2.490</td><td>0.979</td><td>0.092</td><td>0.276</td><td>1.940</td></tr><tr><td>SLV</td><td>0.184</td><td>1.000</td><td>2.556</td><td>1.480</td><td>0.102</td><td>0.306</td><td>2.336</td></tr><tr><td>SLC</td><td>0.227</td><td>1.000</td><td>2.580</td><td>1.661</td><td>0.105</td><td>0.314</td><td>2.510</td></tr></tbody></table> Verticale per tutti: 1.000 eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z 1.0 1.5 1.5 1.5 1.5 1.5 1.5 Auto... Smorzamento... 1.0 1.0 <= Esistenti v. fragili		S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD	SLO	0.070	1.000	2.482	0.883	0.089	0.268	1.878	SLD	0.085	1.000	2.490	0.979	0.092	0.276	1.940	SLV	0.184	1.000	2.556	1.480	0.102	0.306	2.336	SLC	0.227	1.000	2.580	1.661	0.105	0.314	2.510	Duttilità ☐ ND - non dissipativa ☒ B - media ☐ A - alta Regolarità ☒ in pianta ☒ in altezza Edifici isolati 2.0 T is 10.0 s esi Info...	
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD																																				
SLO	0.070	1.000	2.482	0.883	0.089	0.268	1.878																																				
SLD	0.085	1.000	2.490	0.979	0.092	0.276	1.940																																				
SLV	0.184	1.000	2.556	1.480	0.102	0.306	2.336																																				
SLC	0.227	1.000	2.580	1.661	0.105	0.314	2.510																																				

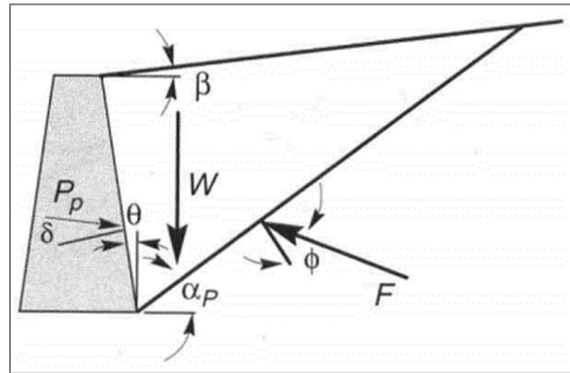
Figura 19-2: Schermate di inserimento dati per componente sismica



Il valore ottenuto come massima accelerazione attesa in sito viene applicato nella analisi sismica alle masse inerziali delle componenti strutturali.

Relativamente alla spinta indotta dal terreno a tergo dell'opera, la stima della azione esercitata in ambito sismico è condotta considerando un approccio pseudo statico (formulazione di Mononobe Okabe).

Per la struttura in esame un coefficiente β unitario in considerazione della solidarizzazione della stessa con il terreno per presenza dei pali (cfr § 7.11.6.2.1, NTC18).



$$a_{\max} = S \times a_g = 1,36 \times 0,226 = 0,32 \text{ g}$$

$$k_H = \beta \times a_{\max} / g = 0,32$$

da cui

$$K_{ae} = \cos^2(\Phi - \theta - \psi) / \{ \cos(\psi) \cos^2(\theta) \cos(\theta + \delta + \psi) [1 + ((\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi - \beta - \psi)) / (\cos(\theta + \delta + \psi) \cos(\beta + \theta)))^{0.5}]^2 \}$$

$$K_{ae} = 0,53$$

dove:

Φ : angolo di attrito interno

δ : angolo attrito terreno – opera

(assunto pari all'angolo di attrito interno per ipotesi rottura terreno - terreno)

$\beta = 0^\circ$ inclinazione pendio a tergo dell'opera

$\theta = 0^\circ$ inclinazione paramento dell'opera rispetto alla verticale

$\psi = \arctg(k_h / 1 - k_v)$: angolo fittizio stimato sulla base dei parametri sismici orizzontale e verticale

L'incremento di spinta complessiva indotta dal sisma, considerando una distribuzione rettangolare, è stimata pari a:

$$\Delta S(E) = \gamma \times H^2 \times (k_{ae} - k_a) = 110,70 \text{ kN/ml}$$

La azione è applicata a metà altezza dell'opera.

COMBINAZIONI DI CARICO

L'intera struttura di fondazione viene dimensionata applicando un approccio di tipo GEO per l'interazione fra struttura e terreno e di tipo STR per la verifica delle componenti strutturali della fondazione.



In conformità a quanto riportato nel quadro normativo vigente, le verifiche condotte sulla struttura sono sviluppate in termini di resistenza applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Figura 19-3: Tab 7.3.III - Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali ed impianti

CONDIZIONI DI CARICO IN AMBITO STATICO

Con riferimento alla analisi dei carichi precedentemente esposta, si assumono le seguenti componenti di carico:

$$G_{1k,m} = 17.500 \text{ kg/ml}$$

$$G_{1d} = 1,0 \times G_{1k} = 175 \text{ kN/ml} \quad \text{carico permanente portante - favorevole alla stabilità } (\gamma_{G1} = 1,0)$$

$$G_{1d} = 1,3 \times G_{1k} = 227,50 \text{ kN/ml} \quad \text{carico permanente portante - sfavorevole alla stabilità } (\gamma_{G1} = 1,3)$$

$$G_{2d,min} = 308,88 \text{ kN/ml} \quad \text{carico permanente portato - favorevole alla stabilità } (\gamma_{G1} = 1,0)$$

$$G_{2d,max} = 401,54 \text{ kN/ml} \quad \text{carico permanente portato - sfavorevole alla stabilità } (\gamma_{G1} = 1,3)$$

$$S_{ak} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 k_a \times B = 72,00 \text{ kN/ml} \quad \text{spinta complessiva agente su muro}$$

$$S_{ad} = 1,3 \times S_{ak} = 93,60 \text{ kN/ml} \quad \text{spinta complessiva di progetto } (\gamma_G = 1,3)$$

$$\Delta S(Q_a) = \Sigma Q_{ki} \times k_a \times H = 18,00 \text{ kN/ml} \quad \text{incremento di spinta attiva per presenza di carico da traffico}$$

$$\Delta S(Q_{a,d}) = 1,5 \times Q_a = 27,00 \text{ kN/ml} \quad \text{incremento di spinta attiva valore di progetto}$$

L'incremento di spinta viene applicato alla stessa quota del carico geostatico indotto dal terreno a tergo dell'opera.

In considerazione dei valori di carico adottati, si trascurano nella presente trattazione i contributi indotti da condizioni accidentali da neve e vento.

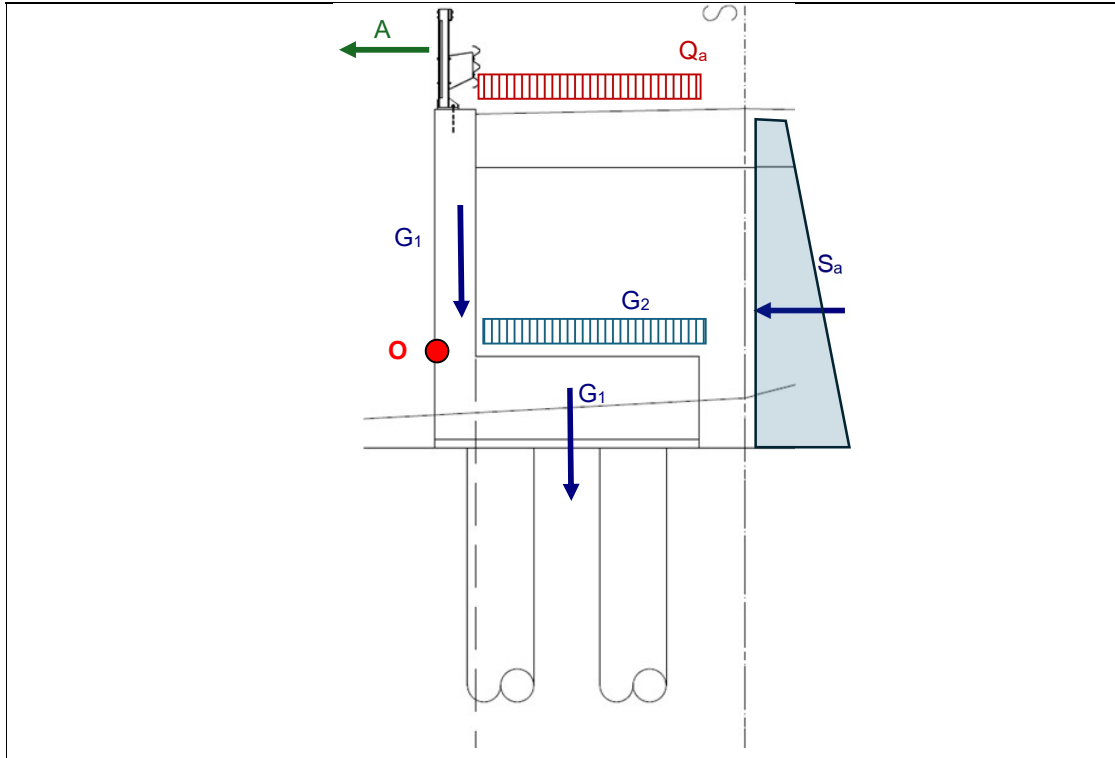


Figura 19-4: Schema azioni applicate in condizioni statiche – in rosso il centro di rotazione assunto per la analisi a ribaltamento

CONDIZIONI DI CARICO IN AMBITO SISMICO

La formulazione per carichi sismici prevede l'applicazione di azioni indotte per effetto delle masse inerziali presenti.

La formulazione assunta ai sensi della normativa vigente è:

$$G_1 + G_2 + E + \Psi_{2,1} Q_{1k} + \Psi_{2,2} Q_{2k} + \dots$$

Per il caso in esame, il coefficiente prescritto per le componenti di carico accidentale previste risultano nulli.

Il valore di azione sismica viene stimato considerando la sola componente in direzione ortogonale al piano del muro.

$$E_{H,1} = S_d(T)_{\max} \times G_1 = 175 \times 0,51 = 89,25 \text{ kN/ml}$$

$$E_{H,2} = S_d(T)_{\max} \times G_2 = 308,88 \times 0,51 = 34,70 \text{ kN/ml}$$

$$\Delta S_{ae} = S_{ae} - S_a = 110,70 \text{ kN/ml}$$

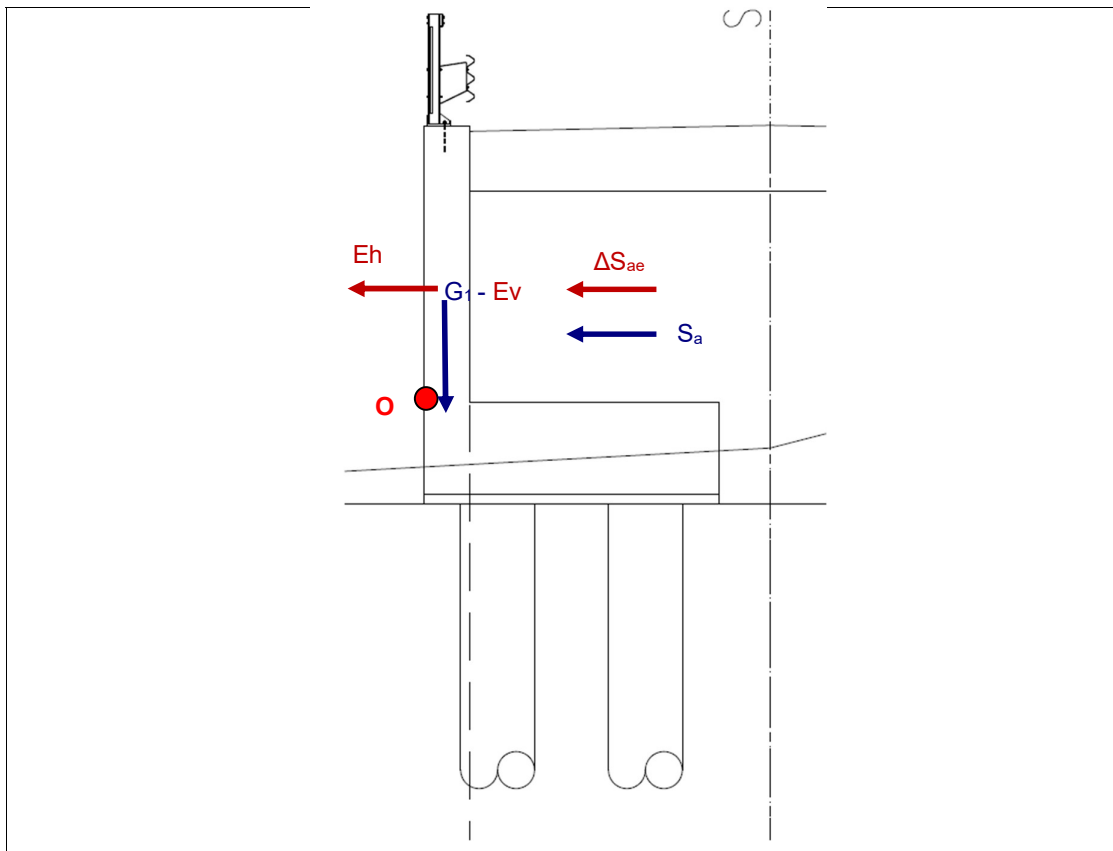


Figura 19-5: Schema azioni applicate in condizioni statiche – in rosso il centro di rotazione assunto per la analisi a ribaltamento

I valori di carico stimati nel presente capitolo vengono assunti per le analisi locali delle singole componenti strutturali della spalla, come esplicitato nei relativi capitolo posti nel prosieguo

MODELLAZIONE CON PROGRAMMA FEM E MODALITÀ DI ANALISI

L'opera viene modellata mediante un programma agli elementi finiti allo scopo di individuare gli stati di sollecitazione più gravosi per la singola componente strutturale secondo le diverse combinazioni di carico adottate.

La modellazione è condotta inserendo sia la base che la parete in elevazione mediante elementi di tipo "shell" (elementi D3) ovvero elementi a tre-quattro nodi formulati nello spazio. Per questi tipi di elementi sono definiti sei gradi di libertà: tre traslazioni e tre rotazioni. Sono definite le rigidezze nel piano (membranali) e fuori dal piano (flessionali). Gli elementi vengono modellati inserendo spessore, tipologia di materiale, criterio di progettazione ed eventuali svincoli. Al fine di massimizzare le azioni in testa alle palificate di fondazione si modellano le stesse come semplici



vincoli rigidi disposti alla base della fondazione. Ad ogni elemento D3 è associato un sistema di riferimento locale destrorso come rappresentato nella immagine seguente:

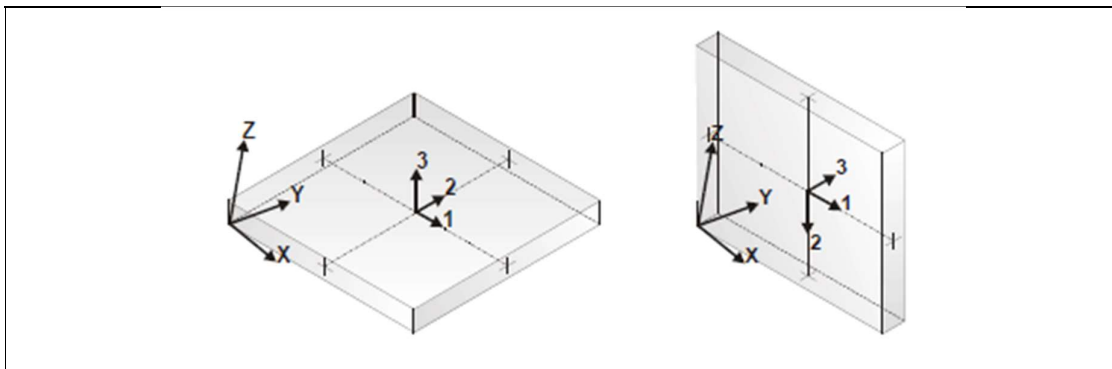


Figura 19-6: Orientamento elementi tipo D3

Le condizioni di sollecitazioni vengono definite rispetto alle combinazioni di carico indicate ai capitoli precedenti.

Relativamente agli elementi tipo D3 si individuano le condizioni di massima sollecitazione secondo le seguenti assunzioni:

Il controllo dei risultati relativi alle azioni negli elementi D3 avviene mediante rappresentazione cromatica.

- N₁₋₁ : mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione.
- N₂₋₂ : mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione.
- N₁₋₂ : mappa cromatica delle azioni tangenziali relative agli assi 1-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo se sulla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento, l'azione tangenziale è parallela ed equiversa all'asse 2.
- M₁₋₁ : mappa cromatica delle azioni di flessione che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento (faccia traslata del semi-spessore in direzione 3 positiva).
- M₂₋₂ : mappa cromatica delle azioni di flessione che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento (faccia traslata del semi-spessore in direzione 3 positiva).
- V₁₋₃ : mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3.
- V₂₋₃ : mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 2 (faccia perpendicolare all'asse 2) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3.

I risultati sono riportati come mappe cromatiche. Per maggiore semplicità espositiva nel prosieguo si riportano unicamente le mappe relative alle condizioni più gravose per i singoli elementi strutturali esaminati rimandando all'allegato di output del programma per la trattazione estesa.



Relativamente ai pali di fondazione si eseguono le verifiche secondo il criterio degli stati limite ultimi e stati limite di esercizio. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali 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 la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La struttura di fondazione in esame è costituita da una palificata di 12 pali con dimensioni:

Numero pali	np	8	
Diametro	Φ	1200,00	mm
Lunghezza	Lp	12,00	m
Interasse pali direzione y	iy	2,40	m
Interasse pali direzione x	ix	2,40	m
Distanza da bordo (fila A)	bc (A)	1,10	m
Distanza da bordo (fila B)	bc (B)	1,10	m
Volume	Vp	6,03	mc
Peso complessivo singolo palo	Wp	150,79	kN

La analisi dello stato di sollecitazione è condotta attraverso un programma di analisi (M.A.P.), il cui output è riportato a calce della presente Relazione. Il programma consente di verificare lo sviluppo degli stati di sollecitazione lungo il fusto del palo in funzione delle caratteristiche delle macro unità litologiche attraversate secondo la formulazione esposta da Matlock & Reese.

$$E_p J_p (d^4 Y / d^4 z) = k D y$$

dove:

- z profondità generica lungo il palo con origine in testa palo
- y spostamento trasversale
- k modulo di reazione orizzontale del terreno
- J_d momento di inerzia palo in cls
- E_p modulo elasticità palo in cls

Risolvendo tale equazione differenziale si perviene ai seguenti risultati:



$M_z = H_t \lambda / 2 e^{-(\lambda / T)} [\cos (z/\lambda) - \sin (z/\lambda)]$ momento lungo il fusto

$T_z = H_t e^{-(z/\lambda)} [\cos (z/t)]$ taglio lungo il fusto

$\Theta_z = 2 H_t / (k D \lambda)^2 e^{-(z/\lambda)} [\sin (z/t)]$ rotazioni

$Y_z = H_t / (k D \lambda) e^{-(z/\lambda)} [\cos (z/t) + \sin (z/t)]$ spostamenti

Si considera il carico più sfavorevole:

Diametro palo	D	0,80	m
Resistenza palo cls	Rck	35	N/mm ²
Momento inerzia palo	I _p	0,1018	m ⁴
Modulo elastico	E _p	31200	N/mm ²
Modulo elastico terreno	E _t	30	N/mm ²
Modulo Poisson	n	0,3	

STATO DI SOLLECITAZIONE

Gli stati di sollecitazione in esame vengono riportati attraverso le mappe cromatiche relative alle condizioni più gravose per gli elementi in esame. I valori numerici vengono stimati assumendo quelli medi relativi alla mesh adottata rapportati allo spessore degli elementi strutturali. Le mappe vengono riportate sia considerando le azioni macro (risultante di tutte le azioni agenti sui singoli elementi) sia le azioni locali al fine di valutare anche i casi puntuali di maggiore sollecitazione

In considerazione della tipologia di opera in esame e mantenendo le ipotesi adottate nell'ambito della analisi dei carichi, si riportano unicamente le azioni agenti in direzione ortogonale al piano della parete oltre a quelle verticali.

Parete in elevazione

Sforzo normale

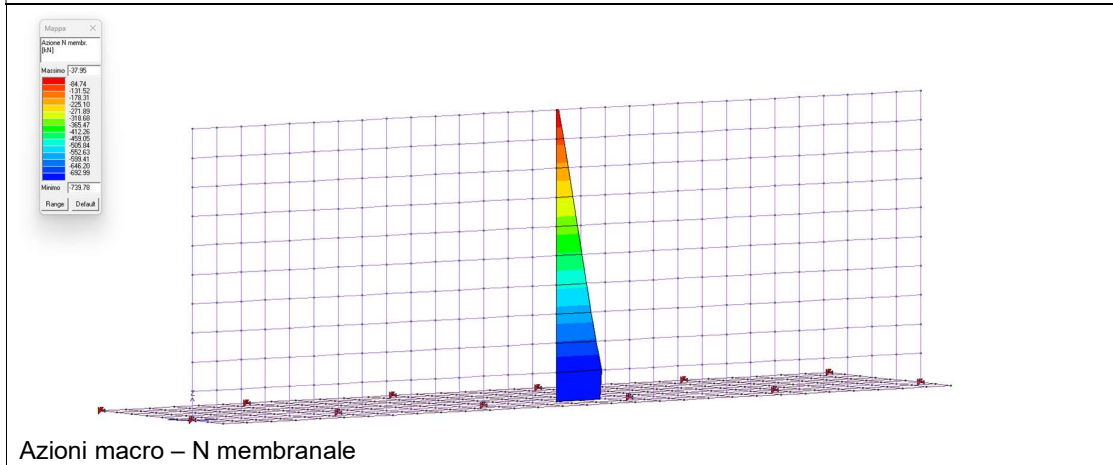
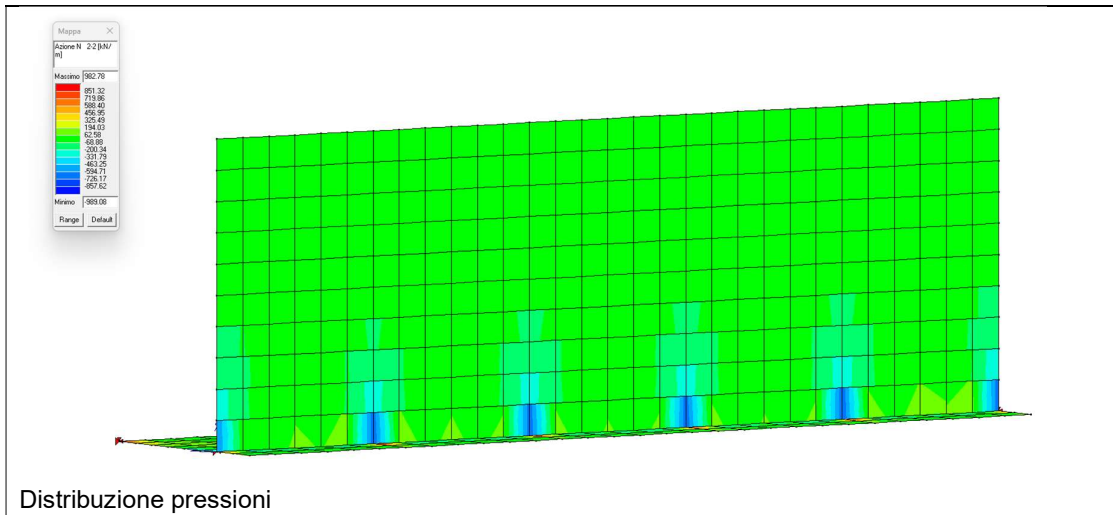
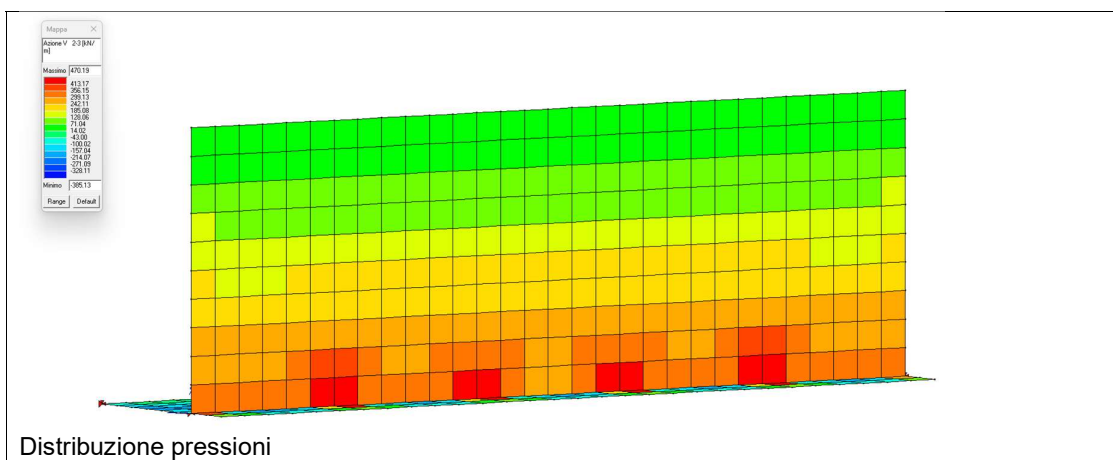
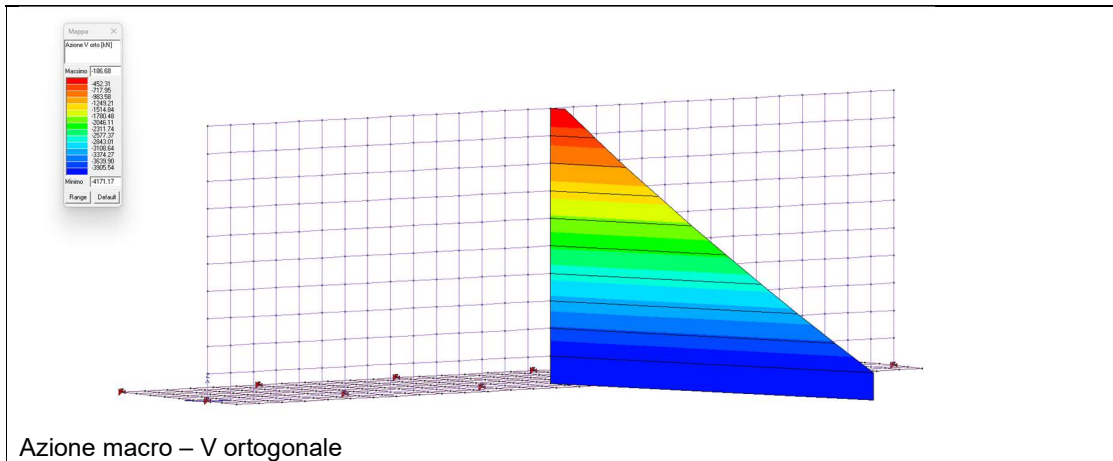


Figura 7: Mappa cromatica stato di sollecitazione assiale - pressione e risultante macro

Azione tagliante ortogonale al piano

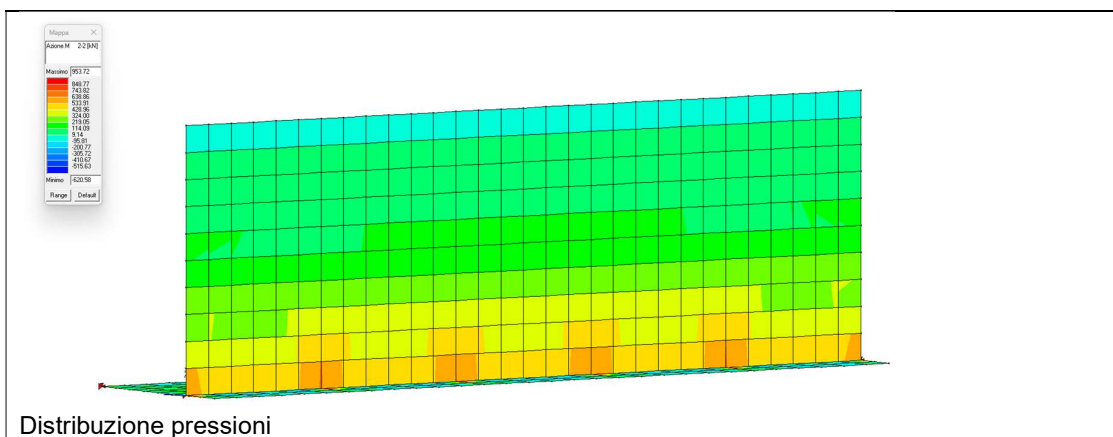




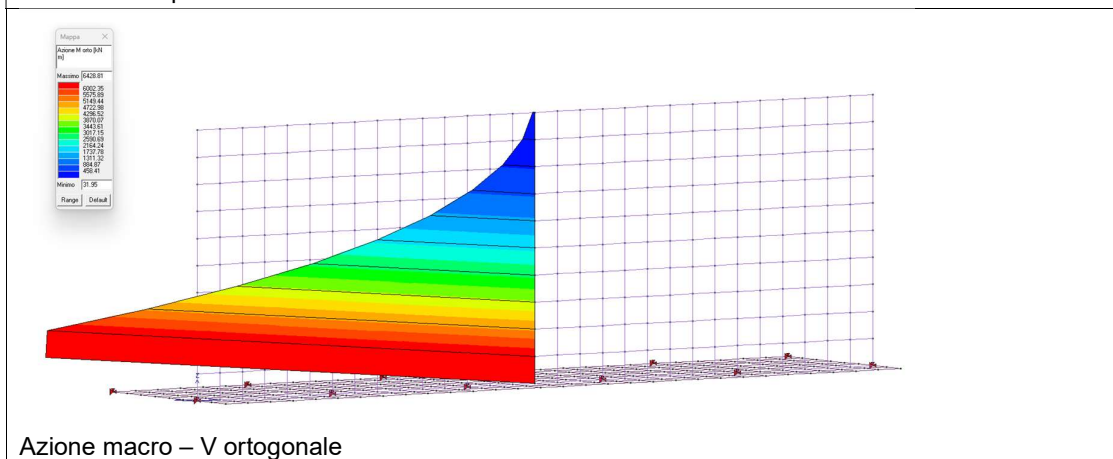
Azione macro – V ortogonale

Figura 8: Mappa cromatica stato di sollecitazione a taglio - pressione e risultante macro

Momento flettente attorno asse X



Distribuzione pressioni



Azione macro – V ortogonale

Figura 9: Mappa cromatica stato di sollecitazione a flessione - pressione e risultante macro

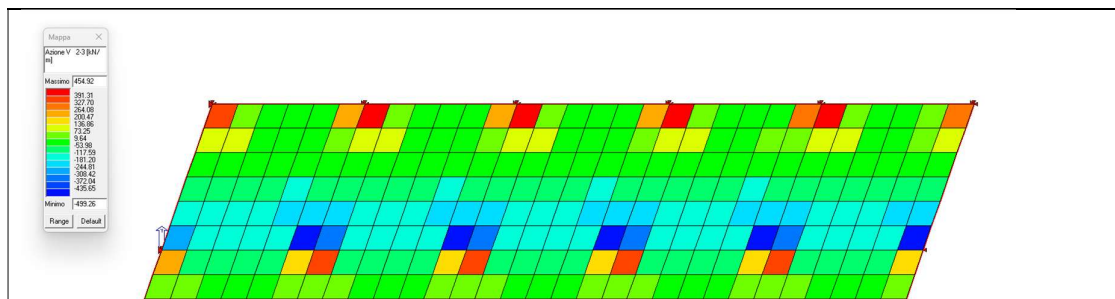


I valori ottenuti dalla analisi sono riportati nella tabella seguente in rapporto ad una striscia di parete di larghezza unitaria:

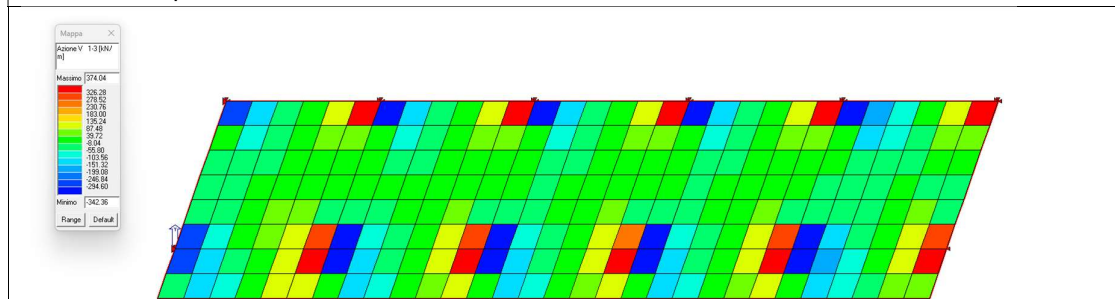
Azione prevalente	N_{Ed} (kN/ml)	V_{Ed} (kN/ml)	M_{Ed} (kNm/ml)
$N_{Ed,max}$	393,55	327,91	286,69
$V_{Ed,max}$	61,64	347,60	535,74
$M_{Ed,max}$	61,64	347,60	535,74

Platea di fondazione – base muro

Sforzo taglio

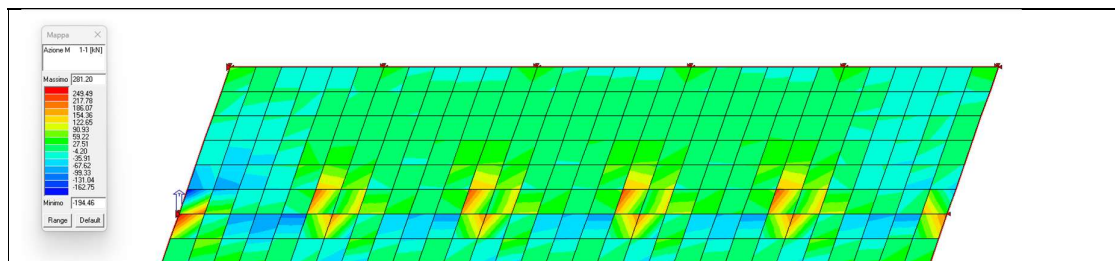


Distribuzione pressioni V_{1-3}



Distribuzione pressioni V_{2-3}

Figura 10: Mappa cromatica stato di sollecitazione di taglio



Distribuzione pressioni M_{1-1}

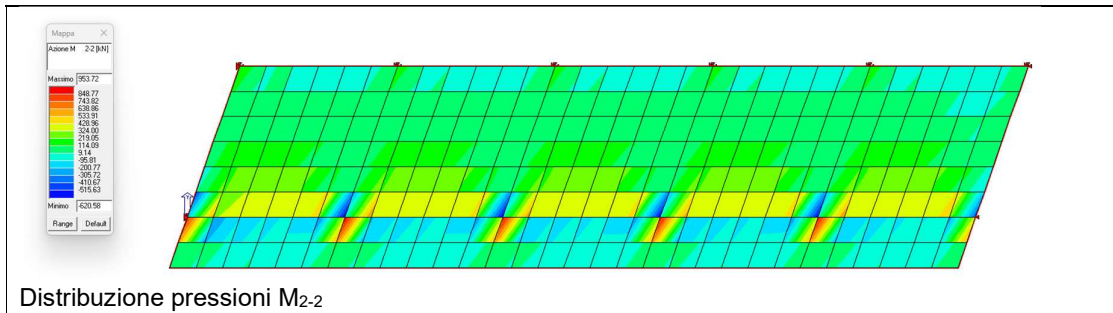


Figura 11: Mappa cromatica stato di sollecitazione di taglio

Condizioni di sollecitazione per soletta di fondazione:

$$V_{Ed,max} = 569,82 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Ed,max} = 794,23 \text{ kN/ml}$$

Pali di fondazione

I valori sollecitanti sono stimati mediante il programma di calcolo MAP. Alla platea di fondazione si applicano i carichi permanenti portati e accidentali.

La azione sismica è inserita come condizione di carico come forza concentrata in corrispondenza del baricentro e viene associata ad un momento flettente (anch'esso agente nel baricentro della platea) stimato in considerazione della altezza di applicazione della risultante sismica.

Il programma fornisce in output i valori di sollecitazione assiale in testa ai pali oltre che lo sviluppo delle azioni orizzontali e flettenti lungo il fusto nelle diverse combinazioni di carico considerate.

Si rimanda all'allegato in calce alla presente trattazione per l'output del programma.

Azione assiale – Combinazione SLU – Approccio GEO

```
.....Sollecitazioni in 'Sommità' ai Singoli Pali (riferimento locale)¶
¶
.....-----¶
.....palo.....Fzp.....Fxp.....Mxp.....Fyp.....Myp.....Mzp.....Mris.....¶
.....kN.....kN.....kN*m.....kN.....kN*m.....kN*m.....kN*m.....¶
.....-----¶
.....1.....495.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....2.....495.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....3.....430.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....4.....430.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....5.....392.5......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....6.....392.5......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....7.....764.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....8.....764.3......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....9.....713.9......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....10.....713.9......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....11.....707.1......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....12.....707.1......0......0.....120.0.....-173.4......0.....173.4¶
.....-----¶
```



$N_{Ed,max} = 764,3 \text{ kN}$

Azione tagliante – Combinazione sismica

.....Sollecitazioni in <u>Sommata'</u> ai Singoli <u>Pali</u> (riferimento locale).....							
palo	<u>Fzp</u>	<u>Fxp</u>	<u>Mxp</u>	<u>Fyp</u>	<u>Myp</u>	<u>Mzp</u>	<u>Mris</u>
	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m	kN*m
1	386.7	-2.6	3.8	381.8	-551.8	0	551.8
2	382.8	-2.6	3.8	359.7	-519.9	0	519.9
3	333.3	-2.6	3.8	378.7	-547.3	0	547.4
4	330.8	-2.6	3.8	362.8	-524.4	0	524.4
5	307.2	-2.6	3.8	373.4	-539.7	0	539.7
6	306.4	-2.6	3.8	368.1	-532.0	0	532.0
7	622.5	2.6	-3.8	381.8	-551.8	0	551.8
8	621.3	2.6	-3.8	359.7	-519.9	0	519.9
9	594.8	2.6	-3.8	378.7	-547.3	0	547.4
10	593.9	2.6	-3.8	362.8	-524.4	0	524.4
11	582.0	2.6	-3.8	373.4	-539.7	0	539.7
12	581.7	2.6	-3.8	368.1	-532.0	0	532.0

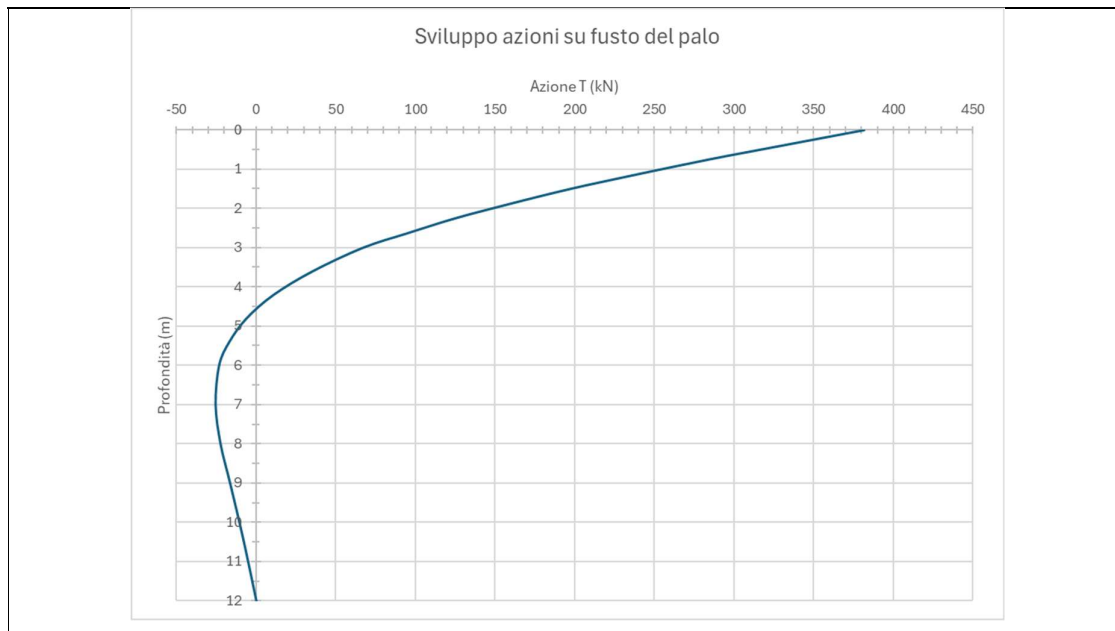


Figura 12: Sviluppo azione tagliante lungo il fusto

$V_{ed,max} = 381,80 \text{ kN}$

Azione flettente – combinazione sismica



.....Sollecitazioni in Sommata' ai Singoli Pali (riferimento locale) ¶

palo	<u>Fzp</u>	<u>Fxp</u>	<u>Mxp</u>	<u>Fyp</u>	<u>Myp</u>	<u>Mzp</u>	<u>Mris</u>
	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m	kN*m
1	386.7	-2.6	3.8	381.8	-551.8	0	551.8
2	382.8	-2.6	3.8	359.7	-519.9	0	519.9
3	333.3	-2.6	3.8	378.7	-547.3	0	547.4
4	330.8	-2.6	3.8	362.8	-524.4	0	524.4
5	307.2	-2.6	3.8	373.4	-539.7	0	539.7
6	306.4	-2.6	3.8	368.1	-532.0	0	532.0
7	622.5	2.6	-3.8	381.8	-551.8	0	551.8
8	621.3	2.6	-3.8	359.7	-519.9	0	519.9
9	594.8	2.6	-3.8	378.7	-547.3	0	547.4
10	593.9	2.6	-3.8	362.8	-524.4	0	524.4
11	582.0	2.6	-3.8	373.4	-539.7	0	539.7
12	581.7	2.6	-3.8	368.1	-532.0	0	532.0

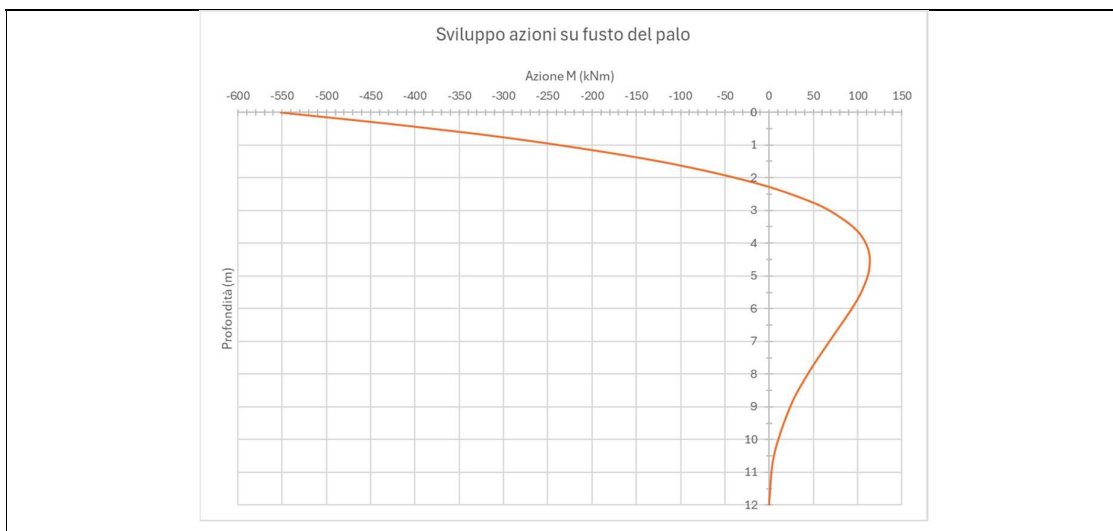


Figura 13: Sviluppo azione tlettente lungo il fusto

$$M_{Ed,max} = 551,80 \text{ kNm}$$



VALIDAZIONE RISULTATI

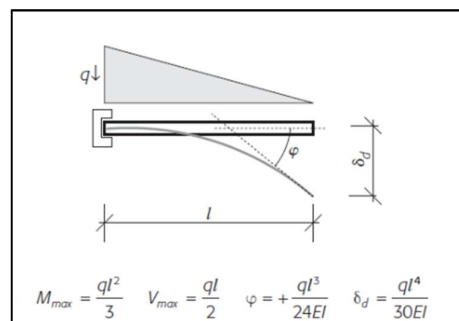
Ai sensi della normativa vigente si riporta l'analisi comparativa fra le azioni stimate da programma e i valori derivanti da una analisi semplificata assumendo il muro in elevazione come trave incastrata alla base.

Azioni in condizioni statiche:

$$N_{Ed,max} = 97,50 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Ed,max} = 105,87 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Ed,max} = 375,50 \text{ kN/ml}$$



Analisi comparativa	Schema statico semplificato	Output programma FEM	Variazione
N_{Ed}	97,50	79,85	18%
V_{Ed}	105,87	155,75	47%
M_{Ed}	375,50	216,85	42%

Le percentuali di variazione rapportate all'entità della sollecitazione confermano la validità del modello adottato.

VERIFICA COMPONENTI STRUTTURALI

VERIFICA PARETE IN ELEVAZIONE

La parete verticale viene armata con

Verifica a sforzo assiale

Si considera la capacità resistente della sezione di larghezza unitaria:

$$A_c = 0,75 \text{ mq}$$



$$f_{cd} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = 11.902 \text{ kN}$$

$$\rho (N) = N_{Ed} / N_{Rd} = 0,03 < 1$$

Verifica a taglio

La sezione viene verificata considerando la formulazione prescritta da normativa per sezioni armate a taglio:

b	1000	mm
h	750	mm
d	652	mm
R_{ck}	35,00	MPa
f_{cd}	15,87	MPa
f'_{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	14	mm
n. bracci	2	
A_{sw}	307,88	mm ²
s	250	mm
f_{yd}	373,91	MPa
V_{Rcd}	5098,60	kN
V_{Rsd}	394,59	kN
V_{Rd}	394,59	kN

$$\rho (V) = V_{Ed,max} / V_{Rd} = 0,88 < 1$$

Verifica a presso flessione retta

La verifica viene condotta con l'ausilio del foglio di calcolo elaborato dal prof Gelfi per la determinazione dei domini di rottura delle sezioni in c.a.



File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	75
4	0	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	5,31	5	70
7	5,31	25	70
8	5,31	50	70
9	5,31	75	70
10	5,31	95	70

Tipologia Sezione:
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni:
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C28/35
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
ξ

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

Dominio M-N

$$\rho(M) = M_{Ed,max} / M_{Rd} = 0,75 < 1$$



VERIFICA BASE

Verifica a taglio

La sezione viene verificata considerando la formulazione prescritta da normativa per sezioni non armate a taglio:

b	1000	mm
h	1000	mm
d	947	mm
R _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	15,87	MPa
f' _{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	20	mm
n. bracci	2	
A _{sw}	628,32	mm ²
S	300	mm
f _{yd}	373,91	MPa
V _{Rcd}	9236,49	kN
V _{Rsd}	911,76	kN
V _{Rd}	911,76	kN

$$\rho(V) = V_{Ed,max} / V_{Rd} = 0,61 < 1$$

Verifica a presso flessione retta

La verifica viene condotta con l'ausilio del foglio di calcolo elaborato dal prof Gelfi per la determinazione dei domini di rottura delle sezioni in c.a.



Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	5,31	5	95
7	5,31	25	95
8	5,31	50	95
9	5,31	75	95
10	5,31	95	95

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

Dominio M-N

$$\rho(M) = M_{Ed,max} / M_{Rd} = 0,83 < 1$$

VERIFICA PALI DI FONDAZIONE



Verifiche di carattere geotecnico – collasso per carico limite palificata a carico assiale

La capacità resistente ad azione assiale è dettata dalla portata di punta oltre che alla portata laterale del palo stimate secondo le seguenti formulazioni:

$$Q_b = A_b \times q_b$$

Dove

$$q_b = N_c \times c_u \quad \text{condizioni non drenate}$$

$$q_b = \sigma'_z \times N_q \quad \text{condizioni drenate}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti coefficienti adimensionali:

$$N_c = 9 \quad \text{valore stimato secondo formulazione Skempton}$$

$$N_q = 10 \quad \text{valore assunto da diagramma di Berezantzev et al.}$$

Nel caso specifico data la tipologia di terreno si trascura la analisi in condizioni non drenate:

$$Q_b = 1.080 \text{ kN}$$

La portata laterale viene stimata considerando la superficie di contatto fra palo e terreno:

$$Q_{lat} = A_{lat} \times \sigma_h \times \tan(\delta) = 975,14 \text{ kN}$$

Dove

δ : coefficiente di attrito palo – terreno assunto pari a $2/3 \Phi_d$

$$Q_{lim} = 2.055 \text{ kN}$$

Si verifica la portata limite del singolo palo secondo la combinazione GEO:

$$Q_b = 1.080 / \gamma_{R3} = 800 \text{ kN}$$

$$Q_{lat} = 847,95 \text{ kN}$$

$$Q_{lim,k} = 1.647,95 \text{ kN}$$

In considerazione del numero di verticali indagate si stima il valore di resistenza di progetto ai sensi della normativa vigente:

$$R_{cd} = (Q_{lim} / \zeta_3) = 998,76 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / R_{cd} = 0,93 < 1$$



Condizione di verifica soddisfatta.

Verifiche di carattere strutturale – collasso per raggiungimento resistenza dei pali

Carico assiale

$$A_b = 0,50 \text{ mq}$$

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_b = 7.975 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,12 < 1$$

Condizione di verifica soddisfatta

Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta secondo le formulazioni per sezioni armate a taglio come da normativa vigente. La stima della capacità resistente è condotta considerando il contributo della armatura trasversale e la sezione equivalente.

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

b	800	mm
heq	640	mm
d	587	mm
R _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	15,87	MPa
f' _{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	14	mm
n. bracci	2	
A _{sw}	307,88	mm ²
s	100	mm
f _{yd}	373,91	MPa
V _{Rcd}	3664,17	kN
V _{Rsd}	830,78	kN
V _{Rd}	830,78	kN

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,46 < 1$$



La condizione di verifica risulta soddisfatta.

Verifica a momento flette

La verifica è condotta con l'ausilio del foglio di calcolo elaborato dal prof. Gelfi.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 80 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 12
Diametro barre: 2,6 [cm]
Copriferro (baric.): 4 [cm]

N° barre 12 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1			
2			
3			
4			
5			
6			

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{cu} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [?]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{Rd} 1.748 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 24,55 ‰
d 156 cm
x 19,47 x/d 0,1248
 δ 0,7

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura

☐ Precompresso

Dominio M-N

La condizione di verifica risulta soddisfatta.

$$M_{Ed,max} / M_{Rd} = 0,32 < 1$$



ALLEGATO A
Outout di calcolo



1.
2. M A P - Matrix Analysis of Piles
3. Programma per l'analisi di palificate collegate da un plinto rigido
4.
5. (C) G.Guiducci - luglio 1994
6.
7.

pag/ 1

10. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
11. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
12.
13.

14.
15. Lunghezza plinto = 12.00 m
16. Larghezza plinto = 4.00 m
17.
18. Peso plinto (pressione) = 25.00 kPa
19.
20. Peso totale plinto = 1200.00 kN
21.
22. X baricentro plinto = .00 m
23. Y baricentro plinto = .00 m
24.
25.

26.
27.
28. Geometria Palificata
29.

30. -----
31. palo vin X Y Z axz ayz axy Box Boy
32. m m m deg deg deg m m
33. -----
34. 1 0 -5.000 -1.200 .000 .00 .00 .00 .80 .00
35. 2 0 5.000 -1.200 .000 .00 .00 .00 .80 .00
36. 3 0 -3.600 -1.200 .000 .00 .00 .00 .80 .00
37. 4 0 3.600 -1.200 .000 .00 .00 .00 .80 .00



38.	5	0	-1.200	-1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
39.	6	0	1.200	-1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
40.	7	0	-5.000	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
41.	8	0	5.000	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
42.	9	0	-3.600	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
43.	10	0	3.600	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
44.	11	0	-1.200	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00
45.	12	0	1.200	1.200	.000	.00	.00	.00	.80	.00

46. -----

47.

48. vin = 0 - incastro; 1 - cerniera; 2 - appoggio

49. X, Y, Z = Coordinate testa pali

50. axz = Inclinazione palo nel piano Xp Z rispetto alla verticale
51. (positiva se verso Xp positivo)

52. ayz = Inclinazione palo nel piano Yp Z rispetto alla verticale
53. (positiva se verso Yp positivo)

54. axy = Rotazione assi Xp Yp (positiva se antioraria)

55. Box = Lato dell'elemento parallelo all'asse Xp

56. Boy = Lato dell'elemento parallelo all'asse Yp

57. se Boy = 0 D = Box: diametro

58. altrimenti D = $\text{sqr}(\text{Box} * \text{Boy} * 1.273)$: diametro equivalente



pag/ 2

Caratterizzazione dei pali soggetti a carichi assiali e torsionali
(uguali per tutti i pali)

palo	AK kN/m	Qlim kN	aq	TK kN*m/rad
1	12000000000000.	998.8	1.00	.0

AK = Rigidezza assiale palo-terreno iniziale

Qlim = Carico limite ultimo del palo

cedimento: $dz = (Fz/AK) / [1 - (Fz/Qlim)^{aq}]$

(se Qlim = 0: si assume la curva carico-cedimento lineare

TK = Rigidezza torsionale palo-terreno

Baricentro palificata: Xg = .000 m Yg = .000 m

Rotazione direzioni princip. di inerzia: .00 deg

Caratterizzazione del terreno per pali soggetti a carichi trasversali

Terreno tipo 1

Modulo di reazione del terreno: $E = E_0 + K_k * z'$

$E_0 = 35000. \text{ kN/m}^2$

$K_h = 0. \text{ kN/m}^3$



97. Caratterizzazione dei pali soggetti a carichi trasversali
98. (uguali per tutti i pali)
99.

100. -----

101. palo	Lp	EJx	Itx	EJy	Ity
102.	m	kN*m2		kN*m2	
103.	-----				
104.	1	12.00	623292.	1	623292.
105.	-----				

106.
107. Lp = Lunghezza palo (compreso eventuale tratto fuori terra)
108. EJ = Rigidezza flessionale del palo
109. It = Tipo di terreno



111. pag/ 3
112.
113. Coefficienti di Poulos per effetto gruppo assiale definiti in funzione di:
114.
115. $L/D = 15.00$ (per il palo 1 - parte interrata)
116. modulo elastico pali $E_p = 31000000.00$ kPa
117. modulo elastico terreno laterale $E_s = 35000.00$ kPa
118. modulo elastico terreno base $E_b = 35000.00$ kPa
119. coefficiente di Poisson $\nu = .00$
120.
121. rigidezza relativa palo-terreno $K = E_p/E_s = 886.$
122. $E_b/E_s = 1.00$
123.
124.
125. Fattore di interazione: $F_e = .00$ (per il palo 1)
126. $F_e = 0.00$ solo effetto palo flottante
127. $F_e = 1.00$ solo effetto palo portante di base



pag/ 4

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 1

Comb. di carico 1 combinazione statica carico complessivo STR

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m	Alfc deg
1	.000	.000	.000	.00

Componenti di Azioni Esterne riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m	Mzc kN*m
1	8034.0	.0	.0	1440.0	.0	.0

Componenti di Carico Risultanti (riferimento globale)

Fz	Fx	Mx	Fy	My	Mz
----	----	----	----	----	----



166.	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
167.						
168.	9234.0	.0	.0	1440.0	.0	.0
169.						
170.						
171.	Punto di applic. carico verticale: Xv = .000 m Yv = .000 m					



pag/ 5

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 1

Comb. di carico 1 combinazione statica carico complessivo STR

Componenti di Spostamento del Plinto (riferimento globale)

dz	dx	rx	dy	ry	rz
mm	mm	mRad	mm	mRad	mRad
.000	.000	.000	1.170	.000	.000

Sollecitazioni in Sommita' ai Singoli Pali (riferimento locale)

palo	Fzp	Fxp	Mxp	Fyp	Myp	Mzp	Mris
	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m	kN*m
1	631.5	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
2	631.5	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
3	615.4	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
4	615.4	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
5	627.9	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
6	627.9	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
7	2742.1	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
8	2742.1	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
9	.0	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
10	.0	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4



210.	11	.0	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
211.	12	.0	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
212.	-----							
213.								
214.	$Mris = (Mxp^2 + Myp^2)^{0.5}$							



pag/ 6

216.
217.
218. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
219. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
220.
221.
222. CONDIZIONE DI CARICO 1
223. Comb. di carico 1 combinazione statica carico complessivo STR
224.
225.
226.
227.
228. Sollecitazioni Taglienti e Flettenti lungo il fusto del palo 12
229. (riferimento locale)
230.

231.	-----					
232.	profond.	Txp	Mxp	Typ	Myp	Tris
233.	m	kN	kN*m	kN	kN*m	kN
234.	-----					
235.	.00	.0	.0	120.0	-173.4	120.0
236.	.38	.0	.0	104.4	-131.3	104.4
237.	.75	.0	.0	89.3	-95.0	89.3
238.	1.13	.0	.0	75.1	-64.2	75.1
239.	1.50	.0	.0	61.9	-38.5	61.9
240.	1.88	.0	.0	50.0	-17.5	50.0
241.	2.25	.0	.0	39.2	-.9	39.2
242.	2.63	.0	.0	29.8	12.0	29.8
243.	3.00	.0	.0	21.0	21.6	21.0
244.	3.60	.0	.0	11.1	31.2	11.1
245.	4.20	.0	.0	3.4	35.3	3.4
246.	4.80	.0	.0	-2.0	35.6	2.0
247.	5.40	.0	.0	-5.4	33.3	5.4
248.	6.00	.0	.0	-7.4	29.4	7.4
249.	7.00	.0	.0	-8.0	21.5	8.0
250.	8.00	.0	.0	-7.1	13.7	7.1
251.	9.00	.0	.0	-5.2	7.5	5.2
252.	10.50	.0	.0	-2.4	1.7	2.4



253.	12.00	.0	.0	.0	.0	.0	.0
254.	-----						
255.							
256.	$\text{Tris} = (\text{Txp}^2 + \text{Typ}^2)^{0.5}$						
257.	$\text{Mris} = (\text{Mxp}^2 + \text{Myp}^2)^{0.5}$						



pag/ 7

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 2

Comb. di carico 2 combinazione statica carico complessivo GEO

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m	Alfc deg
1	.000	.000	.000	.00

Componenti di Azioni Esterne riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m	Mzc kN*m
1	5806.6	.0	.0	1440.0	.0	.0

Componenti di Carico Risultanti (riferimento globale)

Fz	Fx	Mx	Fy	My	Mz
----	----	----	----	----	----



296.	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
297.						
298.	7006.6	.0	.0	1440.0	.0	.0
299.						
300.						
301.	Punto di applic. carico verticale: Xv = .000 m Yv = .000 m					



pag/ 8

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 2

Comb. di carico 2 combinazione statica carico complessivo GEO

Componenti di Spostamento del Plinto (riferimento globale)

dz	dx	rx	dy	ry	rz
mm	mm	mRad	mm	mRad	mRad
.000	.000	.000	1.170	.000	.000

Sollecitazioni in Sommita' ai Singoli Pali (riferimento locale)

palo	Fzp	Fxp	Mxp	Fyp	Myp	Mzp	Mris
	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m	kN*m
1	495.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
2	495.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
3	430.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
4	430.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
5	392.5	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
6	392.5	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
7	764.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
8	764.3	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
9	713.9	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
10	713.9	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4



340.	11	707.1	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
341.	12	707.1	.0	.0	120.0	-173.4	.0	173.4
342.	-----							
343.								
344.	$M_{ris} = (M_{xp}^2 + M_{yp}^2)^{0.5}$							



pag/ 9

346.
347.
348. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
349. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
350.
351.
352. CONDIZIONE DI CARICO 2
353. Comb. di carico 2 combinazione statica carico complessivo GEO
354.
355.
356.
357.
358. Sollecitazioni Taglianti e Flettenti lungo il fusto del palo 12
359. (riferimento locale)
360.

profond.	Txp	Mxp	Typ	Myp	Tris	Mris
m	kN	kN*m	kN	kN*m	kN	kN*m
.00	.0	.0	120.0	-173.4	120.0	173.4
.38	.0	.0	104.4	-131.3	104.4	131.3
.75	.0	.0	89.3	-95.0	89.3	95.0
1.13	.0	.0	75.1	-64.2	75.1	64.2
1.50	.0	.0	61.9	-38.5	61.9	38.5
1.88	.0	.0	50.0	-17.5	50.0	17.5
2.25	.0	.0	39.2	-.9	39.2	.9
2.63	.0	.0	29.8	12.0	29.8	12.0
3.00	.0	.0	21.0	21.6	21.0	21.6
3.60	.0	.0	11.1	31.2	11.1	31.2
4.20	.0	.0	3.4	35.3	3.4	35.3
4.80	.0	.0	-2.0	35.6	2.0	35.6
5.40	.0	.0	-5.4	33.3	5.4	33.3
6.00	.0	.0	-7.4	29.4	7.4	29.4
7.00	.0	.0	-8.0	21.5	8.0	21.5
8.00	.0	.0	-7.1	13.7	7.1	13.7
9.00	.0	.0	-5.2	7.5	5.2	7.5
10.50	.0	.0	-2.4	1.7	2.4	1.7



383.	12.00	.0	.0	.0	.0	.0	.0
384.	-----						
385.							
386.	$\text{Tris} = (\text{Txp}^2 + \text{Typ}^2)^{0.5}$						
387.	$\text{Mris} = (\text{Mxp}^2 + \text{Myp}^2)^{0.5}$						



pag/ 10

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 3

Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m	Alfc deg
1	.000	.000	.000	.00

Componenti di Azioni Esterne riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m	Mzc kN*m
1	5806.6	.0	.0	4255.9	511.0	.0

Componenti di Carico Risultanti (riferimento globale)

Fz	Fx	Mx	Fy	My	Mz
----	----	----	----	----	----



426.	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
427.						
428.	7006.6	.0	.0	4255.9	511.0	.0
429.						
430.						
431.	Punto di applic. carico verticale: Xv = .000 m Yv = .073 m					



pag/ 11

FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

CONDIZIONE DI CARICO 3

Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh

Componenti di Spostamento del Plinto (riferimento globale)

dz	dx	rx	dy	ry	rz
mm	mm	mRad	mm	mRad	mRad
.000	.000	.000	3.457	.000	.000

Sollecitazioni in Sommita' ai Singoli Pali (riferimento locale)

palo	Fzp	Fxp	Mxp	Fyp	Myp	Mzp	Mris
	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m	kN*m
1	232.1	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
2	238.2	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
3	96.9	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
4	99.0	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
5	30.6	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
6	30.8	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
7	.0	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
8	.0	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
9	.0	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
10	.0	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6



470.	11	3155.3	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
471.	12	3123.7	.0	.0	354.7	-512.6	.0	512.6
472.	-----							
473.								
474.	$M_{ris} = (M_{xp}^2 + M_{yp}^2)^{0.5}$							



pag/ 12

476.
477.
478. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
479. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
480.
481.
482. CONDIZIONE DI CARICO 3
483. Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh
484.
485.
486.
487.

488. Sollecitazioni Taglianti e Flettenti lungo il fusto del palo 12
489. (riferimento locale)
490.

491.	-----					
492.	profond.	Txp	Mxp	Typ	Myp	Tris
493.	m	kN	kN*m	kN	kN*m	kN
494.	-----					
495.	.00	.0	.0	354.7	-512.6	354.7
496.	.38	.0	.0	308.5	-388.1	308.5
497.	.75	.0	.0	263.9	-280.8	263.9
498.	1.13	.0	.0	222.0	-189.6	222.0
499.	1.50	.0	.0	183.0	-113.8	183.0
500.	1.88	.0	.0	147.8	-51.9	147.8
501.	2.25	.0	.0	115.9	-2.6	115.9
502.	2.63	.0	.0	88.1	35.6	88.1
503.	3.00	.0	.0	62.1	63.9	62.1
504.	3.60	.0	.0	32.8	92.2	32.8
505.	4.20	.0	.0	10.0	104.4	10.0
506.	4.80	.0	.0	-5.8	105.2	5.8
507.	5.40	.0	.0	-15.8	98.4	15.8
508.	6.00	.0	.0	-21.7	86.9	21.7
509.	7.00	.0	.0	-23.8	63.4	23.8
510.	8.00	.0	.0	-20.9	40.6	20.9
511.	9.00	.0	.0	-15.3	22.2	15.3
512.	10.50	.0	.0	-7.2	5.1	7.2



513.	12.00	.0	.0	.0	.0	.0	.0
514.	-----						
515.							
516.	$\text{Tris} = (\text{Txp}^2 + \text{Typ}^2)^{0.5}$						
517.	$\text{Mris} = (\text{Mxp}^2 + \text{Myp}^2)^{0.5}$						



pag/ 13

519.
520.
521. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
522. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
523.
524.
525. CONDIZIONE DI CARICO 4
526. Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh
527.
528.
529.
530.

531. Coordinate Centri di Carico (c.c.)
532.

533.	-----				
534.	c.c.	Xc	Yc	Zc	Alfc
535.		m	m	m	deg
536.	-----				
537.	1	-5.000	-1.200	.000	.00
538.	2	-3.600	-1.200	.000	.00
539.	3	-1.200	-1.200	.000	.00
540.	4	1.200	-1.200	.000	.00
541.	5	3.600	-1.200	.000	.00
542.	6	5.000	-1.200	.000	.00
543.	7	-5.000	1.200	.000	.00
544.	8	-3.600	1.200	.000	.00
545.	9	-1.200	1.200	.000	.00
546.	10	1.200	1.200	.000	.00
547.	11	3.600	1.200	.000	.00
548.	12	5.000	1.200	.000	.00

549. -----
550.
551.
552. Componenti di Azioni Esterne riferite ai Centri di Carico
553.

554.	-----					
555.	c.c.	Fzc	Fxc	Mxc	Fyc	Myc
						Mzc



556.		kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
557.							
558.	1	361.7	.0	.0	284.3	60.1	.0
559.	2	901.8	.0	.0	804.8	78.0	.0
560.	3	886.0	.0	.0	742.1	66.6	.0
561.	4	886.0	.0	.0	742.1	66.6	.0
562.	5	901.8	.0	.0	804.8	78.0	.0
563.	6	361.7	.0	.0	284.3	60.1	.0
564.	7	58.4	.0	.0	124.8	2.2	.0
565.	8	5.9	.0	.0	156.7	.5	.0
566.	9	8.7	.0	.0	149.8	.7	.0
567.	10	9.6	.0	.0	152.7	.5	.0
568.	11	25.5	.0	.0	153.8	.2	.0
569.	12	36.2	.0	.0	49.1	.7	.0

570.

571.

572.

573.

574.

575. Componenti di Carico Risultanti (riferimento globale)

576.

577.	Fz	Fx	Mx	Fy	My	Mz
578.	kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
579.						
580.	5643.4	.0	-39.6	4449.4	-4571.5	-385.8

581.

582.

583. Punto di applic. carico verticale: Xv = -.007 m Yv = -.810 m



pag/ 14

585.
586.
587. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
588. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
589.
590.
591. CONDIZIONE DI CARICO 4
592. Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh
593.
594.
595.

596. Componenti di Spostamento del Plinto (riferimento globale)

597.	dz	dx	rx	dy	ry	rz
598.	mm	mm	mRad	mm	mRad	mRad
600.						
601.	.000	.000	.000	3.614	.000	-.022

606. Sollecitazioni in Sommita' ai Singoli Pali (riferimento locale)

608.	-----						
609.	palo	Fzp	Fxp	Mxp	Fyp	Myp	Mzp
610.		kN	kN	kN*m	kN	kN*m	kN*m
611.	-----						
612.	1	386.7	-2.6	3.8	381.8	-551.8	.0
613.	2	382.8	-2.6	3.8	359.7	-519.9	.0
614.	3	333.3	-2.6	3.8	378.7	-547.3	.0
615.	4	330.8	-2.6	3.8	362.8	-524.4	.0
616.	5	307.2	-2.6	3.8	373.4	-539.7	.0
617.	6	306.4	-2.6	3.8	368.1	-532.0	.0
618.	7	622.5	2.6	-3.8	381.8	-551.8	.0
619.	8	621.3	2.6	-3.8	359.7	-519.9	.0
620.	9	594.8	2.6	-3.8	378.7	-547.3	.0
621.	10	593.9	2.6	-3.8	362.8	-524.4	.0



622.	11	582.0	2.6	-3.8	373.4	-539.7	.0	539.7
623.	12	581.7	2.6	-3.8	368.1	-532.0	.0	532.0
624.	-----							
625.								
626.	$M_{ris} = (M_{xp}^2 + M_{yp}^2)^{0.5}$							



pag/ 15

628.
629.
630. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
631. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M
632.
633.
634. CONDIZIONE DI CARICO 4
635. Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh
636.
637.
638.
639.

640. Sollecitazioni Taglienti e Flettenti lungo il fusto del palo 1
641. (riferimento locale)
642.

643.	-----					
644.	profond.	Txp	Mxp	Typ	Myp	Tris
645.	m	kN	kN*m	kN	kN*m	kN
646.	-----					
647.	.00	-2.6	3.8	381.8	-551.8	381.8
648.	.38	-2.3	2.9	332.1	-417.9	332.1
649.	.75	-2.0	2.1	284.1	-302.3	284.1
650.	1.13	-1.7	1.4	239.0	-204.2	239.0
651.	1.50	-1.4	.8	197.1	-122.5	197.1
652.	1.88	-1.1	.4	159.2	-55.8	159.2
653.	2.25	-.9	.0	124.8	-2.8	124.8
654.	2.63	-.7	-.3	94.8	38.3	94.8
655.	3.00	-.5	-.5	66.9	68.8	66.9
656.	3.60	-.2	-.7	35.3	99.2	35.3
657.	4.20	-.1	-.8	10.8	112.4	10.8
658.	4.80	.0	-.8	-6.2	113.3	6.2
659.	5.40	.1	-.7	-17.0	105.9	17.0
660.	6.00	.2	-.6	-23.4	93.5	23.4
661.	7.00	.2	-.5	-25.6	68.2	25.6
662.	8.00	.2	-.3	-22.5	43.7	22.5
663.	9.00	.1	-.2	-16.5	23.9	16.5
664.	10.50	.1	.0	-7.8	5.5	7.8



```
665.      12.00      .0      .0      .0      .0      .0      .0
666.      -----
667.
668.      Tris = (Txp^2 + Typ^2)^0.5
669.      Mris = (Mxp^2 + Myp^2)^0.5
```



pag/ 16

671.
672. FONDAZIONE MURO DI SOSTEGNO SP21 - CASTEL DEL RIO
673. PALI DIAMETRO 800 LUNGHEZZA 12M

674.
675. Lunghezza plinto = 12.00 m
676. Larghezza plinto = 4.00 m
677. 12 pali L = 12.00 m D = 800 mm

678.
679.
680. Sollecitazioni massime in sommita' ai pali

681.	-----					
682.						
683.		Fz	M	T	palo	c.d.c.
684.		kN	kN*m	kN		
685.	-----					
686.	S.1	3155.3	512.6	354.7	11	3
687.	S.2	.0	512.6	354.7	10	3
688.	S.3	386.7	551.8	381.8	1	4
689.	S.4	386.7	551.8	381.8	1	4
690.	T.1	3155.3	512.6	354.7	11	3
691.	T.2	333.3	547.4	378.7	3	4
692.	-----					
693.	S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo					
694.	Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh					
695.	S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo					
696.	Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh					
697.	S.3: cond. di carico con Momento Massimo					
698.	Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh					
699.	S.4: cond. di carico con Taglio Massimo					
700.	Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh					
701.	T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)					
702.	Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh					
703.	T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)					
704.	Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh					

705.
706.
707. Deformazioni massime del plinto



708.						
709.						
710.		dz	dx	rx	dy	ry
711.		mm	mm	mRad	mm	mRad
712.						c.d.c.
713.	D.1	.000	.000	.000	1.170	.000
714.	D.2	.000	.000	.000	3.457	.000
715.	D.3	.000	.000	.000	3.457	.000
716.	D.4	.000	.000	.000	3.614	.000
717.	D.5	.000	.000	.000	1.170	.000
718.						
719.	D.1:	cond. di carico con dz massimo				
720.		Comb. di carico 2 combinazione statica carico complessivo GEO				
721.	D.2:	cond. di carico con dx massimo				
722.		Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh				
723.	D.3:	cond. di carico con rx massimo				
724.		Comb. di carico 3 comb sismica carico complessivo Fv;Eh				
725.	D.4:	cond. di carico con dy massimo				
726.		Comb. di carico 4 comb sismica punti di appoggio Fv;Eh				
727.	D.5:	cond. di carico con ry massimo				
728.		Comb. di carico 1 combinazione statica carico complessivo STR				



20 CALCOLO BERLINESE TEMPORANEA

20.1 Generalità

Nella fase preliminare dei lavori di sistemazione del corso d'acqua Rio Montale, della formazione dell'opera in terra rinforzata e delle fondazioni delle spalle del nuovo ponte della SP21, si realizza una berlinese di micropali per consentire gli scavi ed i movimenti terra necessari per la predisposizione delle aree di lavoro con particolare riferimento alla piattaforma dalla quale si realizzeranno i pali di fondazione delle spalle del ponte. La berlinese è a presidio del tratto stradale interrotto e dell'edificio residenziale adiacente.

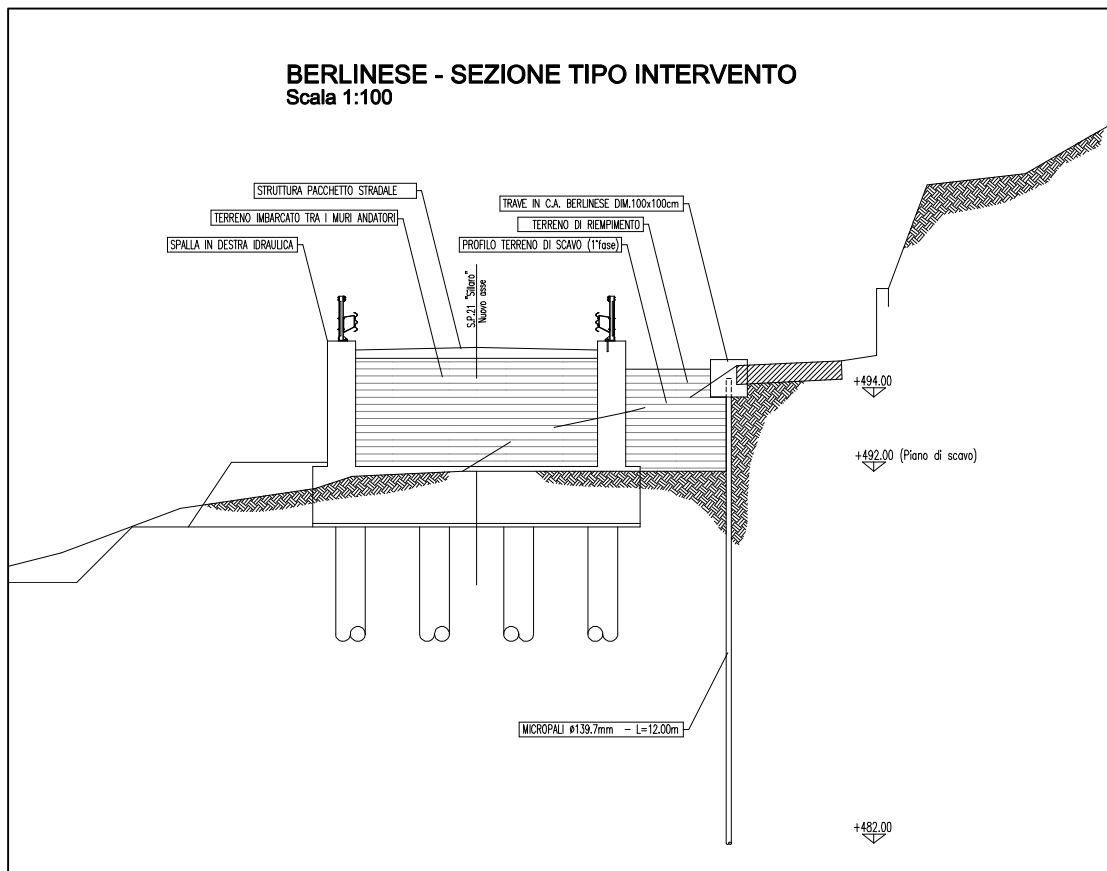


Figura 20.1: Sezione tipo

20.2 Caratteristiche geometriche della berlinese

La berlinese è costituita da micropali disposti lungo una linea, ad interasse di 0,50, a formare una "barriera" piana verticale sormontata da una trave di cemento armato con sezione quadrata di 1,0m. I micropali sono realizzati con perforazione di diametro 150mm fino alla profondità di 12m dal piano di inizio della perforazione. Il diametro del tubo di armatura pari a 139,7mm con spessore $s = 6,3$ mm. La altezza fuori terra assunta nel progetto è $h = 3,0$ m



20.3 Caratteristiche geotecniche del terreno di spinta e di ancoraggio

Peso di volume: $\gamma_t = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 32^\circ$

Coesione: $c' = 0,00 \text{ kPa}$

20.4 Caratteristiche dei materiali

20.4.1 Malte di iniezione micropali:

Malta cementizia o boiacca di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg): C25/30 conforme alle norme UNI-EN 206-1 e UNI 11104. confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XC2 come definite dalla Norma EN 206 UNI 11104, con classe di consistenza S5

20.4.2 Calcestruzzo dei cordoli e delle strutture in elevazione:

Calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.): C30/37 confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XC2 – XD1 - XF3 come definite dalla Norma EN 206 UNI 11104, con classe di consistenza S4 e rapporto acqua/cemento non superiore a 0.50, contenuto minimo di cemento pari a 340kg/cm.

Diametro massimo inerti pari a 25mm. Copriferro minimo da adottare pari a 4 cm. Acciaio da c.a.

20.4.3 Armature per cemento armato

Acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo: B450C controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza: $f_{caratt. snerv.} = 450 \text{ N/mm}^2$ che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

$$(A_{gt})_k \geq 7,5\% \quad 1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \quad (f_{y,eff}/f_{y,nom})_k \leq 1.25$$

20.4.4 Acciaio per le armature dei micropali, piastre di collegamento, profilati

L'acciaio utilizzato per i micropali ed i profilati è costituito da profilati metallici tubolari, realizzati con acciaio del tipo: 275: Tensione di snervamento di calcolo (γ_{M0}) = 1,05 – NTC2018;

$$f_{yd} = \{275\}/\{1,05\} \cong 261,9 \text{ MPa}$$

Momento flettente resistente di progetto del singolo palo (M_{Rd}): $M_{Rd} = W_e \cdot f_{yd} \cong 85,1 \cdot 261,9 = 2228,7 \text{ kN.cm}$

20.5 Calcolo della spinta del terreno

Si considera l'assenza di falda.

Coefficiente di spinta: $k_a = 0,31$

Coefficiente di spinta passiva: $k_p = 3,3$

20.6 Combinazioni di carico (NTC2018)

Per la verifica geotecnica della paratia (Stato Limite Ultimo GEO), si applica l'Approccio Progettuale 2 (combinazione A1+M1+R3) oppure l'Approccio 1. Concentriamoci sull'azione della spinta



$$\sigma'_a(z) = \gamma \cdot z \cdot K_a \cdot \gamma_{G1}$$

Dove:

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

La resistenza passiva offre il contrasto al ribaltamento. Nelle verifiche GEO (R3), la spinta passiva globale viene divisa per il coefficiente parziale $\gamma_R=1,35$ (per paratie a sbalzo).

20.7 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo della paratia a sbalzo si esegue risolvendo l'equilibrio alla rotazione attorno al centro di rotazione (metodo del "palo libero" o "palo incastrato" alla base). Dato che l'altezza di scavo è ridotta (3,0m) e l'infissione è (9,0m), la struttura è ampiamente stabile dal punto di vista geotecnico. Si deve verificare lo stato limite SLU della resistenza del palo.

Valore della spinta totale sul tratto di berlinese fuori terra per 1,0m di lunghezza: $S=25,56\text{kN/m}$

Avendo assunto un interasse di 0,50m per i micropali: risulta $M_{RD} = 44,58\text{kNm/m}$

La pressione attiva alla quota dello scavo (-3,00m) vale: $\sigma_{a0} = \gamma \cdot H \cdot k_a = 18,5 \cdot 3,0 \cdot 0,31 = 17,04\text{ kPa}$

La spinta attiva risultante sul tratto fuori terra per 1,0m vale: $S = 25,56\text{ kN/m}$

20.7.1 Verifica della profondità di incastro teorica

Il calcolo è condotto facendo riferimento alla verifica tra momento stabilizzante e ribaltante, implementato con un calcolo automatico che risolve il sistema di tre equazioni. La profondità di incastro è calcolata in 5,0m teoricamente. La possibilità che davanti alla berlinese si possono avere abbassamenti di scavo anche se locali, considerate le caratteristiche del terreno in cui si incastra la berlinese si ritiene necessario un adeguato allungamento di incastro proprio per considerare tali aspetti del problema.

20.8 Verifica strutturale del micropalo

Il momento resistente del micropalo, calcolato è: $M_{Rd} = 22,29\text{ kNm}$

L'interasse dei micropali è stato assunto pari a: $i=0,50\text{m}$

La spinta attiva sul micropalo vale: $25,56 \cdot 0,5 = 12,78\text{ kN}$

Il momento massimo calcolato vale: $M = 12,78 \cdot 1,5 = 19,17\text{kNm}$

20.9 Conclusione

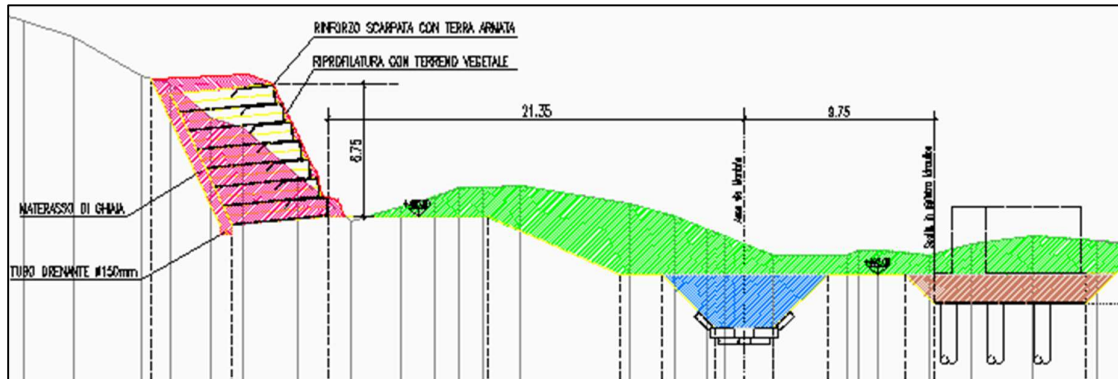
La berlinese è verificata



21 CALCOLO DELL'OPERA IN TERRA RINFORZATA

21.1 Generalità

La figura seguente mostra la sezione complessiva dell'area che è sottoposta ai lavori di sistemazione del rio Montale, alla realizzazione dei pali di fondazione del nuovo ponte ed alla realizzazione dell'opera in terra rinforzata oggetto del presente capitolo.



L'opera in terra rinforzata, come noto, è un'opera realizzata con materiale composito: terreno e armature costituite nel caso in esame, da geosintetici che realizzano una "armatura planare". Il terreno è fornito dal sito stesso: si tratta dell'ammasso di terreno crollato durante l'alluvione, indicato nella figura precedente in colore verde.

21.2 Caratteristiche geometriche dell'opera

L'opera ha una altezza variabile: essa segue il ciglio della scarpata messa in luce dalla frana. Il calcolo descritto nella presente relazione fa riferimento ad una altezza complessiva di 6,50m.

- Altezza di calcolo: $H=6,50\text{m}$
- Inclinazione del fronte: $\beta=60^\circ$
- Peso di volume del materiale composito: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- Coesione: $c' = 0,00\text{kPa}$
- Angolo di resistenza a taglio: $\phi'=33^\circ$
- Interasse verticale armatura: $i = 1,00\text{m}$

21.3 Calcolo del coefficiente di spinta attiva (K_a)

Con i valori: $\phi'=33^\circ$ e $\beta=30^\circ$

Si ottiene applicando la formula generale:

$$K_a = 0,34$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

21.4 Calcolo delle sollecitazioni sulle armature

La tensione orizzontale alla profondità z è data da:



La forza di trazione massima richiesta nel geotessuto alla base dell'opera in terra per ogni metro lineare di lunghezza e:

$$\sigma_h(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin(\beta)$$

Tabella con il calcolo per ciascun livello

Strato	Profondità z (m)	Tensione Orizzontale σ_h (kPa)	Tiro di Progetto T_{max} (kN/m)
1 (Top)	1,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 1.0 = 7.92$	7,92 kN/m
2	2,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 2.0 = 15.84$	15,84 kN/m
3	3,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 3.0 = 23.76$	23,76 kN/m
4	4,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 4.0 = 31.68$	31,68 kN/m
5	5,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 5.0 = 39.60$	39,60 kN/m
6 (Base)	6,00	$0.44 \cdot 18 \cdot 6.0 = 47.52$	47,52 kN/m

Si applicano, per il dimensionamento (collasso per trazione del geotessuto) i coefficienti parziali per i materiali:

Per i geotessuti:

$$\gamma_R = 1,25$$

Fattori di riduzione per creep, danneggiamento meccanico, agenti chimici: $2,5 \cdot T_{req}$.

21.5 Calcolo della lunghezza dei teli

Con un fronte a 60°, la superficie di rottura di Coulomb taglia nettamente il cuneo di terreno. La lunghezza dei teli deve estendersi ben oltre questa linea. Lunghezza minima consigliata (NTC18 / Linee Guida FHWA). Per muri con questa inclinazione, la lunghezza minima dei teli alla base deve essere almeno pari a 0,7 H: 6,50x0,7: 4,55m (arrotondato a 5,00 m).

Non è più possibile compattare il terreno a ridosso del fronte senza un sostegno temporaneo. Sarà necessario utilizzare dei casseri metallici a perdere (reti elettrosaldate piegate a "L" con inclinazione a 60°) da posizionare sul fronte per ogni strato da 1 metro.

Risvolto del Geotessuto: Il geotessuto deve abbracciare il cassero metallico sul fronte, risalire lungo la sponda interna e rigirarsi all'indietro per almeno 1,20 - 1,50 metri nello strato superiore prima del riempimento.

Scelta del Geotessuto Tessuto: Considerando i coefficienti di sicurezza normativi e ambientali (riduzione per danneggiamento meccanico in compattazione, scorrimento viscoso/creep, ecc.), i teli



alla base dovranno avere una resistenza a trazione nominale di progetto di almeno 80 - 100 kN/m, mentre per la metà superiore della struttura possono bastare teli da 50 kN/m.

21.6 Analisi sismica

Si assume dalle norme NTC2018:

$$\beta = 0,38$$

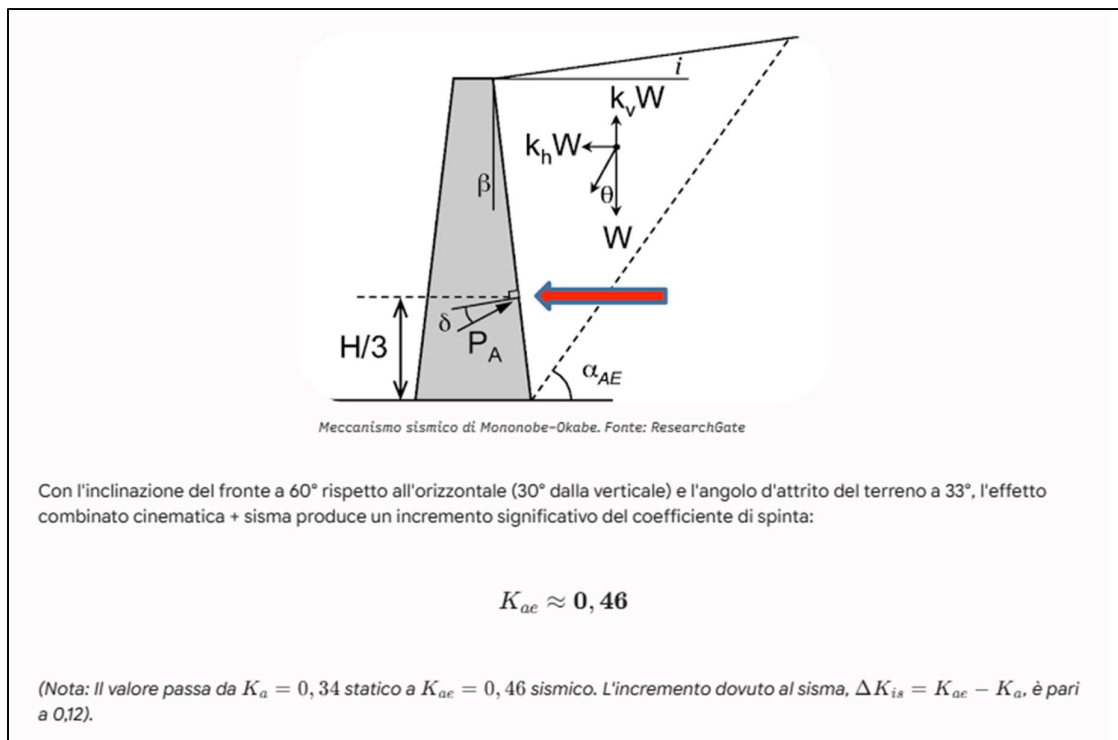
Per cui:

$$k_h = 0,38 \cdot 0,28 = 0,106$$

$$k_v = k_h/2 = 0,053$$

L'angolo di inclinazione sismica vale: $\theta = 6,3^\circ$ *

Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche con approccio di Mononobe Okabe:



Le nuove sollecitazioni in condizioni sismiche sono riportate nella tabella seguente.

Va considerato che in condizioni sismiche la stabilità a sfilamento richiede un fattore di sicurezza $FS > 1,1$ Alla base di 6,0m.



21.7 Lunghezza di ancoraggio – verifica a sfilamento

$$L_e \geq \frac{T_{req} \cdot FS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(33^\circ)} = \frac{45,4 \cdot 1,1}{2 \cdot 114 \cdot 0,65} \approx 0,34 \text{ m}$$

Lunghezza Totale Ottimizzata:

Anche se lo sfilamento teorico è soddisfatto con margini ridotti oltre la linea di rottura, la **stabilità globale sismica** (verificata tramite cerchi di scorrimento globali) e lo slittamento della terra rinforzata impongono di estendere i teli.

Con un fronte inclinato a 60° in zona sismica, la lunghezza minima prudenziale passa a $0,8 \cdot H$.

- **Lunghezza minima consigliata:** $6,50 \text{ m} \cdot 0,8 = 5,20 \text{ m}$ uniformi per tutta l'altezza.

$$\sigma_{h,sismica}(z) = K_{ae} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin(60^\circ)$$

Considerando sempre l'interasse verticale fisso $\Delta z = 1,0 \text{ m}$:

Livello Armatura	Profondità z (m)	Tensione Sismica σ_h (kPa)	Trazione di Proge (kN/m)
1 (Top)	1,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 1 \cdot 0,866 = 7,6$	7,6 kN/m
2	2,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 2 \cdot 0,866 = 15,1$	15,1 kN/m
3	3,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 3 \cdot 0,866 = 22,7$	22,7 kN/m
4	4,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 4 \cdot 0,866 = 30,3$	30,3 kN/m
5	5,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 5 \cdot 0,866 = 37,9$	37,9 kN/m
6 (Base)	6,0	$0,46 \cdot 19 \cdot 6 \cdot 0,866 = 45,4$	45,4 kN/m

...



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SPALLE DEL PONTE KM32+700



1 INDICE

1	Indice	132
2	Leggi e norme tecniche di riferimento	133
2.1	Normativa nazionale	133
2.2	Leggi regionali	134
3	Fonti Bibliografiche	135
4	Software utilizzati	135
5	Introduzione	136
6	Descrizione dell'opera	136
7	Materiali impiegati	139
8	Condizioni geologiche in sito	139
9	Inquadramento sismico dell'area	140
10	Principi di Progettazione	143
10.1	Metodi di calcolo	143
10.2	Stati limite e situazioni di progetto	143
11	Codici di calcolo e Modellazione adottata	143
13	Parametri Sismici	144
14	Analisi dei carichi statici	146
14.1	Carichi permanenti portanti	146
14.2	Carichi permanente portati	147
14.1	Carico indotto da presenza di neve	148
14.2	Carichi variabili da traffico	148
14.3	Carico mobile da frenatura e accelerazione	149
15	Analisi dei carichi in condizioni sismiche	150
15.1	Carichi sismici per componente strutturale	150
15.2	Incremento spinta terreno in condizioni sismiche	150
16	Combinazione carichi – Condizioni statiche (STR)	151
17	Combinazione carichi – Condizioni statiche (GEO)	152
18	Combinazioni di carico - Condizioni sismiche	152
19	Risultati della modellazione	153
20	Verifiche di resistenza componenti strutturali	161
20.1	Verifiche muro frontale	161
20.2	Verifiche muro andatore	163
20.3	Verifiche platea di fondazione	165
20.4	Verifiche pali di fondazione	166
20.4.1	Verifiche di carattere geotecnico – collasso per carico limite palificata a carico assiale	
	166	
20.4.2	Verifiche di carattere strutturale – collasso per raggiungimento resistenza dei pali	167



2 LEGGI E NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

Per la redazione del progetto esecutivo sono state applicate le vigenti Leggi e Norme Tecniche alla data di emissione del progetto stesso.

2.1 Normativa nazionale

- [29]. CNR BU n. 77/80 *"Istruzione per la redazione dei progetti di strade"*;
- [30]. D.M. 18.02.1992 n. 223 – *"Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza"*.
- [31]. D.Lgs. 30.04.1992 n. 285 *"Nuovo Codice della strada"* e successive modifiche e integrazioni;
- [32]. D.P.R. 16.12.1992 n. 495 *"Regolamento di esecuzione e di attuazione del Nuovo Codice della strada"* e successive modifiche e integrazioni;
- [33]. D.M. 11.06.1999 *"Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza"*;
- [34]. D.M. 05.11.2001, n. 6792 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*;
- [35]. D.M. 22.04.2004, n. 67/s *"Modifica del decreto del 05.11.2001, n.6792, recante Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*;
- [36]. D.M. 21.06.2004, n. 2367 – Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale;
- [37]. Direttiva 25.08.2004, n. 3065 – Criteri di progettazione, installazione, verifica, e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- [38]. Decreto 19.04.2006 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali"*;
- [39]. D.M. 17 gennaio 2018 *"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*
- [40]. Circ. Ministeriale del 21 gennaio 2019, n. 7 *"Istruzioni per la applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al DM del 17 gennaio 2018.
- [41]. Eurocodice EC1: Basi della progettazione ed azioni sulle strutture
- [42]. Eurocodice EC2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [43]. Eurocodice EC7: Progettazione geotecnica (parti 1,2,3)
- [44]. Eurocodice EC8: Regole progettuali per strutture antisismiche (parte 5).
- [45]. Circolare del Min. dell'Ambiente e Tutela del Territorio del 15.07.2005, n. 5205 - Indicazioni per l'operatività nel settore edile, stradale e ambientale, ai sensi del decreto ministeriale 8 maggio 2003, n. 203.
- [46]. DPR 5 ottobre 2010 n.207, *"Regolamento di esecuzione ed attuazione del DLGS 12 Aprile 2006, n.163, recante "Codice dei contratti pubblici relativi ai lavori, servizi e forniture in attuazione alle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE"*.
- [47]. DLGS 12 aprile 2006 n.163, *"Codice dei Contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture, in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE"*.



- [48]. D. Lgs. 03.04.2006, n. 152 – “Norme in materia ambientale”
- [49]. D.M. 05.04.2006, n. 186 - Regolamento recante modifiche al decreto ministeriale 5 febbraio 1998 “Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero, ai sensi degli articoli 31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22”;
- [50]. Comunicato Min. Amb. 26.06.2006 – Avviso relativo alla segnalazione di inefficacia di diciassette decreti ministeriali e interministeriali, attuativi del decreto legislativo 3 aprile 2006, n.152, riguardante: “Norme in materia ambientale”;
- [51]. D.M. 11.04.2007 - Applicazione della direttiva n. 89/106/CE sui prodotti da costruzione, recepita con decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246, relativa alla individuazione dei prodotti e dei relativi metodi di controllo della conformità di aggregati.
- [52]. D. Lgs 16.01.2008, n.4 – “Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale”.
- [53]. D.L.gs 16.03.2008, n.30 – “Attuazione direttiva 2006/118/CE, relativa alla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento”.

2.2 Leggi regionali

- [54]. Legge della Regione Emilia Romagna 29.11.2003, n. 19 - Norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico.
- [55]. DGR della Regione Emilia Romagna del 29.12.2005 n. 2263 – Direttiva per l'applicazione dell'art.2 della legge regionale 29 settembre 2003 n.19 recante norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico.
- [56]. Determinazione del Direttore Generale Ambiente e Difesa del Suolo e della Costa della Regione Emilia Romagna 12.10.2006 n. 14096 – Circolare esplicativa delle norme in materia di riduzione dell'inquinamento luminoso e di risparmio energetico. D.M. 8 maggio 2003, n. 203 – Norme affinché gli uffici pubblici e le società a prevalente capitale pubblico coprano il fabbisogno annuale di manufatti e beni con una quota di prodotti ottenuti da materiale riciclato nella misura non inferiore al 30% del fabbisogno medesimo.

Lo studio descritto nella presente relazione è stato condotto secondo i criteri consolidati della “Scienza e Tecnica delle Costruzioni”, nel rispetto delle prescrizioni delle Leggi e delle Norme tecniche vigenti al momento della emissione del documento.



3 FONTI BIBLIOGRAFICHE

- [18]. P.Pozzati, C.Ceccoli (1988) *“Teoria e tecnica delle strutture”* – Utet (Torino);
- [19]. Viggiani C.,(2000) *“Fondazioni”* – Hevelius (Napoli);
- [20]. Lancellotta R, Calavera J.,(1999) *“Fondazioni”* – McGraw-Hill (Milano);
- [21]. Bustamante M., Doix B.,(1985) *“Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”* – B.L.Laboratoire des Ponts et Chaussées (Paris);
- [22]. Cestelli Guidi C.,(1980) *“Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni”* – Hoepli (Milano);
- [23]. Poulos H.G., Davis E.H., (1987) *“Analisi e progettazione di fondazioni su pali”* – DF Editrice (Palermo).
- [24]. J.Atkinson, (2007) *“The mechanics of soils and foundations”* – Taylor & Francis (London)
- [25]. Lancellotta R., “Geotecnica” – Ed. Zanichelli Bologna (1999);
- [26]. Nova R., “Fondamenti di meccanica delle terre” - Ed. Mc Graw Hill Milano (2000);
- [27]. Burghignoli, A., “Lezioni di meccanica delle terre” – Ed- Masson, Milano (1993);
- [28]. Bowles J. “Foundation analysis and design” – McGraw Hill, Singapore (1988).
- [29]. Cestari F., “Prove geotecniche in sito”, Ed. Geograph , Seriate (1990).
- [30]. Pecker A., “Dynamique des sols” Presses Ponts Chaussées, Paris (1984).
- [31]. Jappelli R., “Principi di progettazione geotecnica”, Hevelius, Napoli (1999).
- [32]. Crespellani T.et All., “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”, Zanichelli, Bologna (1988).
- [33]. Bell F.G., “Engineering properties of soils & rocks”, B.H. Ed., Oxford (1992).
- [34]. AGI, “Aspetti geotecnica della progettazione in zona sismica”, Patron ed., Bologna (2005)

4 SOFTWARE UTILIZZATI

VcaSlu:	Programma di calcolo, modulo del gruppo di programmi elaborati dal prof. P.Gelfi, per la verifica a presso-flessione agli Stati Limite Ultimi di sezioni generiche in cemento armato e cemento armato precompresso.
Pro_Sap:	Programma di calcolo agli elementi finiti (PROfessional Structural Analysis Program) prodotto dalla «2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.», Ferrara
Pro_Vlim:	Programma di calcolo per la determinazione del dominio di rottura per sezioni in c.a. di forma qualunque con il metodo degli stati limite prodotto dalla «2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.», Ferrara



5 INTRODUZIONE

La presente Relazione si inserisce nell'ambito del Progetto Esecutivo per la realizzazione del ponte sul Torrente Montale nel Comune di Giugnola. Oggetto della presente Relazione è l'analisi, il dimensionamento e la verifica degli elementi costituenti la struttura delle spalle del ponte.

Data la simmetria delle due spalle, si riportano nella presente relazione tecnica le analisi e verifiche dell'opera maggiormente sollecitata (spalla con appoggi fissi) i cui risultati saranno estendibili anche all'altra spalla avente appoggi tipo unidirezionale longitudinale e multidirezionali.

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Come descritto nella Relazione tecnica illustrativa, il ponte è previsto ad unica campata con struttura portante in acciaio. L'impalcato di lunghezza complessiva di 24,10mt e larghezza 8mt. L'impalcato è costituito da n.4 travi metalliche collegate fra loro con un reticolo tridimensionale di controventi. Le travi vengono realizzate prevedendo 3 conci di luce pressochè costante pari a 11,50mt. così da costituire un elemento continuo poggiante direttamente sulle due spalle.

Le spalle hanno stessa sagoma con le dimensioni riportate nella seguente tabella:

	Altezza (m)	Spessore (m)	Lunghezza (m)
Paraghiaia	1,75	0,80	8,00
Muro frontale	3,00	2,39	8,00
Muro andatore	3,40	0,75	7,26
Fondazione	1,50	8,80	8,85

La base della singola spalla trasmette le sollecitazioni al sottosuolo mediante una palificata costituita da 16 pali di diametro Φ 800mm per una lunghezza totale di 25,0m da piano di fondazione.

Nelle immagini seguenti si riportano le carpenterie delle spalle.

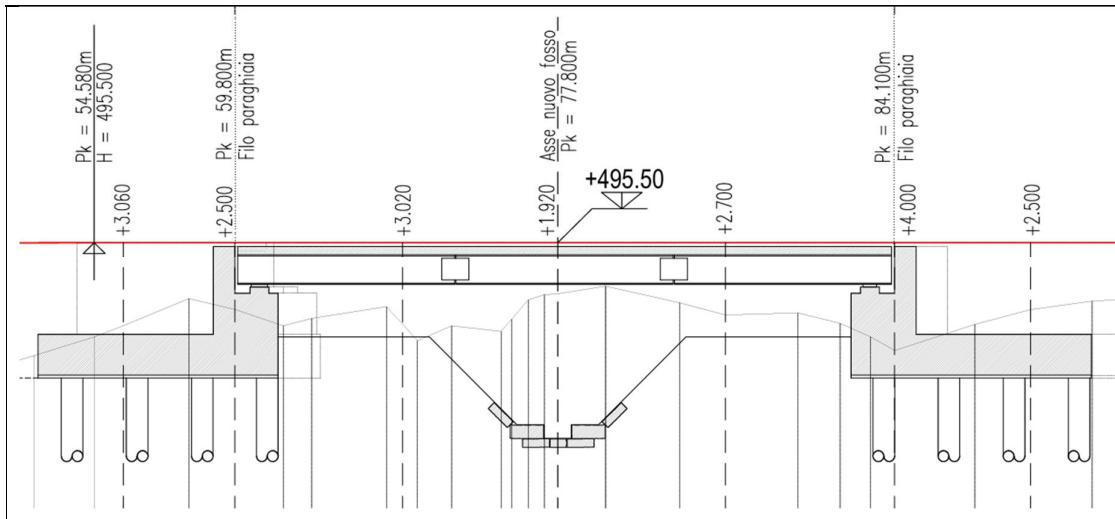


Figura 21-1: Profilo longitudinale

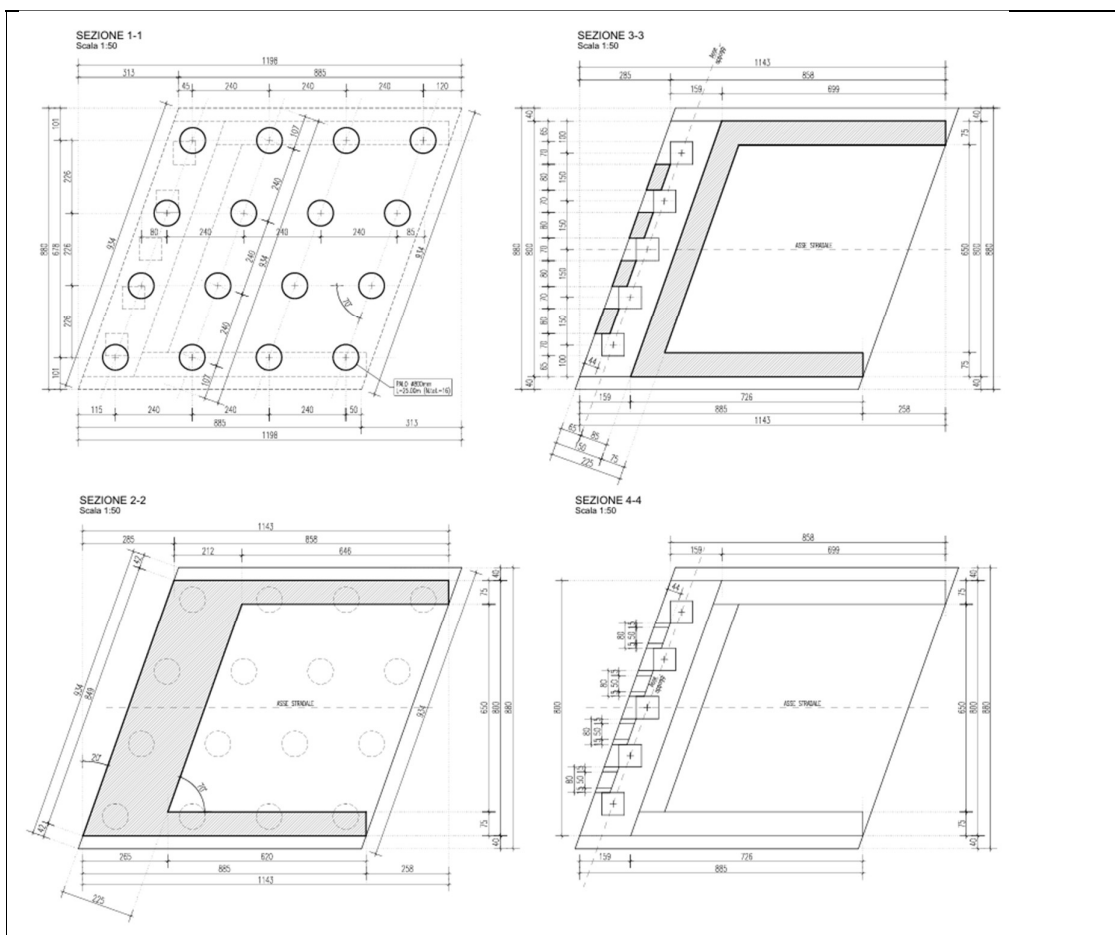


Figura 21-2: Pianta spalla

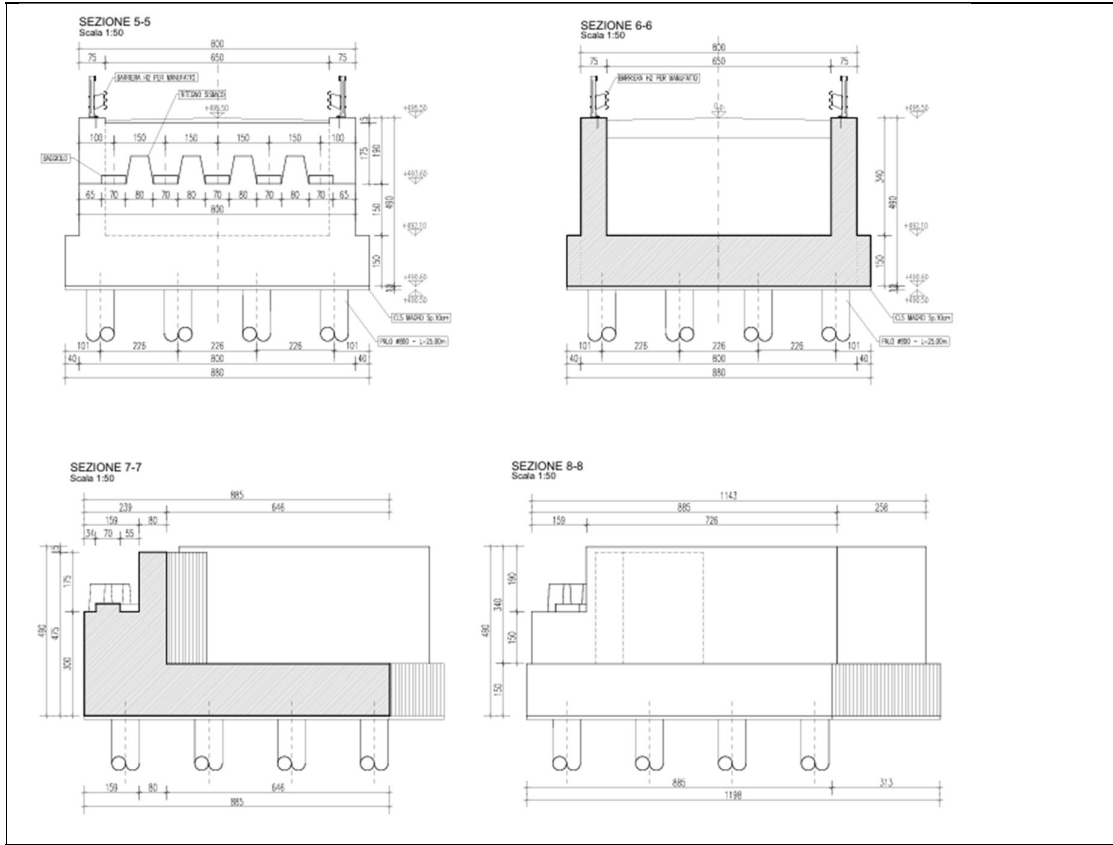


Figura 21-3: Sezioni spalla

Le spalle si differenziano per il sistema di appoggi prevedendo degli appoggi fissi sulla spalla in sinistra idraulica e appoggi unidirezionali sulla spalla in destra.

Relativamente alla distribuzione di armatura, si prevedono le seguenti distribuzioni:

Elemento	Armatura principale	Armatura secondaria
Fondazione	1+1 Φ 20/20	1+1 Φ 14/60
Muro in elevazione	1+1 Φ 20/20	1+1 Φ 14/40
Paraghiaia	1+1 Φ 20/20	-
Muro andatore	1+1 Φ 20/20	-



7 MATERIALI IMPIEGATI

Ai fini della redazione della presente relazione di calcolo per la verifica delle strutture portanti delle spalle del nuovo ponte sul Torrente Montale si fa uso dei materiali sotto riportati:

Calcestruzzo per fondazione e elevazioni:

Classe di resistenza: C28/35

Classe esposizione XC2

Classe di consistenza: S4

Diam. Massimo aggregato: 32 mm

Massimo rapporto A/C: 0,60

Contenuto minimo di cemento: 300 kg/mc

Copriferro nominale: 40 mm

$R_{ck} = 35 \text{ Mpa}$

$\gamma_c = 1,5$

$f_{cd} = 16,43 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 2.835 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per armature:

Tipo acciaio: B450C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

8 CONDIZIONI GEOLOGICHE IN SITO

Nell'area affiorano rocce riferite alla Formazione Marnoso-Arenacea, unità geologica che affiora estesamente a est della valle del Sillaro in tutto l'Appennino romagnolo, il cui nome formazionale deriva dalla composizione litologica, costituita da una alternanza ritmica di arenarie e marne in strati piano paralleli.

Ogni strato che si osserva rappresenta il prodotto di processi di trasporto e sedimentazione ed è generalmente costituito da una "coppia" di rocce diverse: alla base il detrito grossolano, sabbioso, forma un letto di arenarie, mentre verso l'alto il sedimento più fine, argilloso, forma un letto di marne. Le rocce derivate da questo tipo di sedimentazione sono chiamate torbiditi.

Gli studi del Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna, ora Area Geologia Suoli e Sismica, hanno portato a suddividere questa formazione in diverse sotto-unità stratigrafiche, con la definizione



di membri e litofacies, distinti principalmente sulla base dei caratteri litologici e della posizione stratigrafica.

Nell'area del dissesto del rio di Montale è stata riconosciuta e cartografata la sotto-unità FMA 12, denominata Membro di Castel del rio; secondo la cartografia CarG, la frana si sviluppa interamente in questa sotto-unità, coinvolgendo lungo il versante sinistro del rio di Montale una sottile fascia di un precedente dissesto, classificato come "Deposito di frana attiva per scivolamento" (a1b).

Dal punto di vista litotecnico il corpo di frana ha interessato ammassi rocciosi strutturalmente ordinati, costituiti da alternanze di livelli lapidei (come arenarie cementate, calcareniti ecc..) e livelli pelitici, con livelli pelitici che possono essere prevalenti, con un rapporto di arenarie/pelite variabile da 1/5 a 3/1.

Il modello geotecnico di riferimento è riportato nella immagine seguente:

z[m]	Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' (°)	c' [kPa]	(*)E [MPa]	(*) σ_r [MPa]
0,0÷8,0	Terre a grana grossa (sabbie e limi)	1,8÷1,85	24÷28	0,0	30÷50	
8,0÷9,00	Arenarie e peliti molto fratturate	19,0÷20,0	28÷30	0,0	200÷500	8,0÷9,0
8,0÷24,0	Arenarie e peliti fratturate	20,0÷22,0	35÷38	0,0÷50,0	500÷600	8,0÷10,0
24,0÷30,0	Arenarie e peliti poco fratturate	22,0÷24,0	38÷40	50,0÷100,0	600÷800	10,0÷15,0

(*) valori tratti da letteratura

9 INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Il Comune di Castel del Rio è stato interessato da terremoti di diversa intensità e, come tutta la Regione Emilia Romagna, hanno storicamente risentito, e tuttora possono risentire, di forti terremoti avvenuti in aree sismogenetiche extraregionali, alcune delle quali hanno generato terremoti di magnitudo maggiore di 6, come la Garfagnana, il Mugello, la Valtiberina e le Marche settentrionali.

Nella figura che segue sono rappresentati gli epicentri dei principali terremoti (magnitudo stimata almeno uguale a 4) che hanno interessato il territorio regionale negli ultimi 1.000 anni.

Epicentri dei principali terremoti (MW≥4) che hanno interessato l'Emilia-Romagna negli ultimi 1.000 anni (Rovida et al., 2016; ISIDE Working Group, 2015).

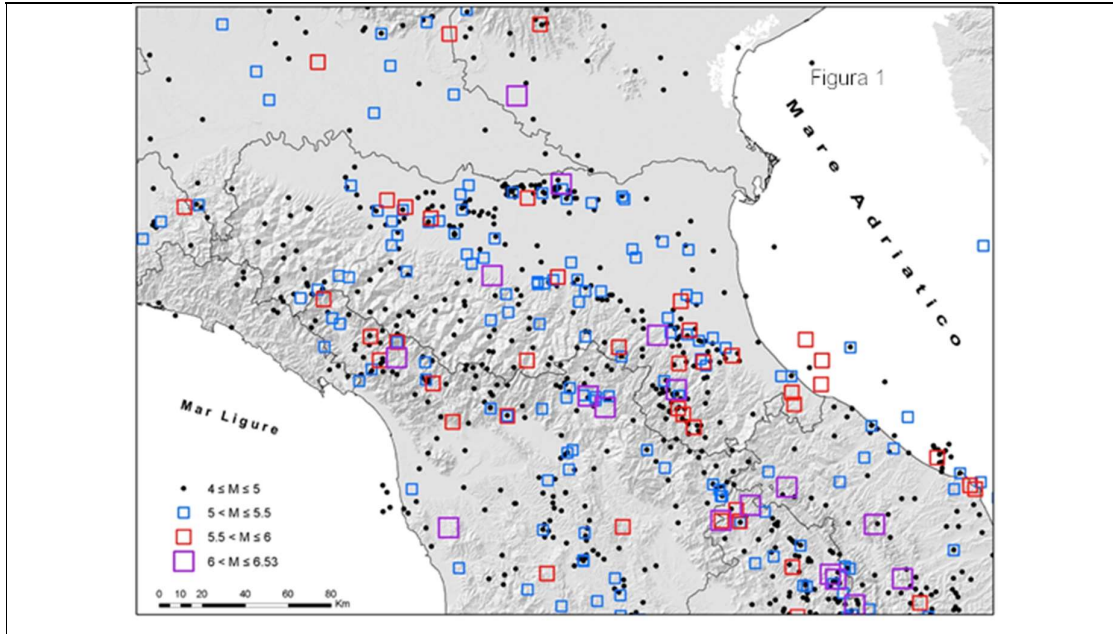


Figura 21-4: Mappa principali eventi sismici

A seguito della entrata in vigore delle nuove normative tecniche (D.M. del 14/01/2008 e D.M. del 17/01/2018) la azione sismica viene definita in termini probabilistici in considerazione del periodo di ritorno e delle caratteristiche topografiche e geologiche del sito.

Tali caratteristiche sono definite quando sono noti l'accelerazione di picco orizzontale ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, entrambi riferiti a condizioni di suolo rigido e superficie topografica orizzontale.

I parametri che definiscono la pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento, sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 fattore di amplificazione dello spettro
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

La stima dello spettro di risposta viene condotta in relazione al periodo di riferimento (V_R) dell'opera (definito in considerazione della vita nominale dell'opera e della relativa classe d'uso) e ad una prefissata probabilità di eccedenza, cui è abbinato un periodo di ritorno T_R secondo la relazione:

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

dove

P_{VR} probabilità di superamento del sisma definita in relazione allo stato limite considerato:

- $P_{VR}(SLO)$ 81%
- $P_{VR}(SLD)$ 63%
- $P_{VR}(SLV)$ 10%
- $P_{VR}(SLC)$ 5%



Il ponte in oggetto è situato all'interno del comune di Castel del Rio (Bologna) in località Giugnola alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44,224191 [°]

Longitudine: 11,455688 [°]

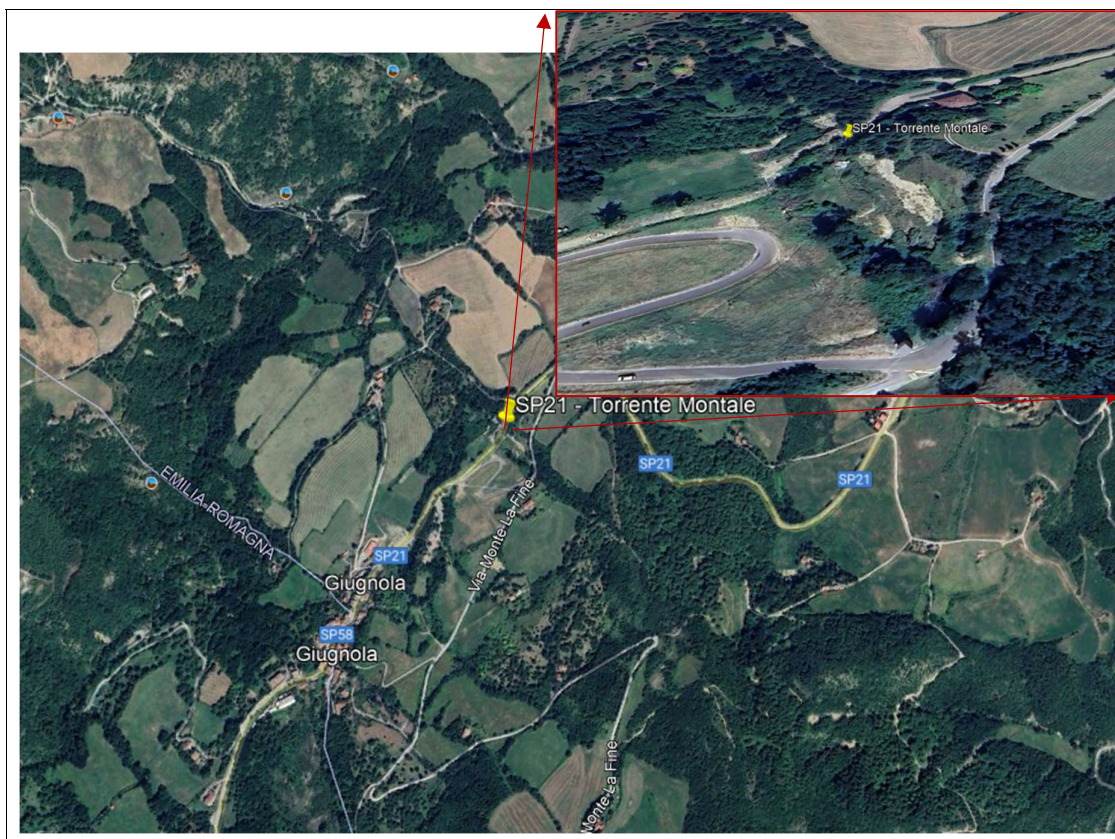


Figura 21-5: Ubicazione ponte oggetto di intervento



10 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

10.1 Metodi di calcolo

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio ed a disposizione per eventuali chiarimenti.

10.2 Stati limite e situazioni di progetto

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Esercizio (SLE).
- Stato limite di resistenza della struttura (STR).

11 CODICI DI CALCOLO E MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura è stata modellata con un programma FEM (Pro_Sap prodotto da 2SI software) secondo le seguenti modalità e assunzioni di base.



13 PARAMETRI SISMICI

Il ponte in oggetto è situato all'interno del comune di Castel del Rio (Bologna) in località Giugnola alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44,224191 [°]

Longitudine: 11,455688 [°]

Si riportano di seguito i valori per l'analisi sismica del sito indagato:

Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: III

Coeff. d'uso: 1,5

Vita di riferimento: 70 anni

Categoria del suolo: C

Categoria topografica: T1

Il fattore di comportamento data la tipologia di collegamento con l'impalcato è assunto in conformità a quanto prescritto da normativa pari a $q_0 = 1,0$ (cfr § 7.9.2.1 – Tab 7.3.II, NTC18)

Il valore di k_R è assunto con valore unitario, tale assunzione dipende dalla condizione di regolarità della struttura come prescritto da normativa vigente.

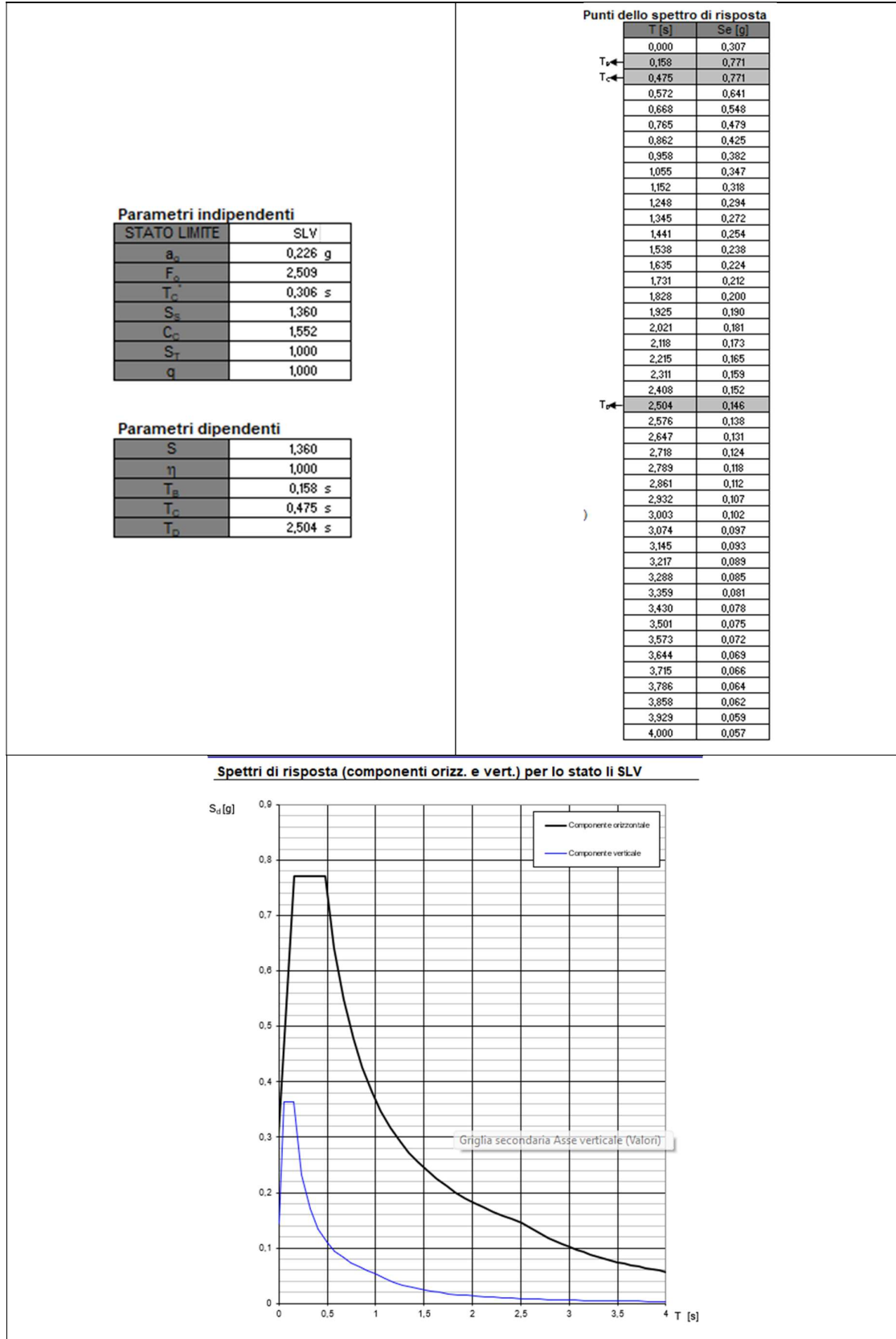


Figura 6: Dati di output e diagramma da programma Spettri-NTC



14 ANALISI DEI CARICHI STATICI

La analisi delle sollecitazioni è condotta considerando le azioni trasmesse dall'impalcato attraverso gli appoggi delle travi al muro frontale delle spalle. A tali condizioni di sollecitazione si aggiungono i carichi indotti dal terreno sui muri andatori oltre che alla base.

Di seguito si riportano i casi di carico considerati.

- Carichi permanenti portanti
- Carichi permanenti portati
- Carichi accidentali indotti dal traffico
- Carico accidentale per neve
- Carico indotto dal terreno
- Carichi sismici

Di seguito si riportano numericamente le componenti di carico assunte nella analisi.

14.1 Carichi permanenti portanti

In considerazione della finalità della presente Relazione Tecnica, si assumono come appartenenti al gruppo in esame i soli pesi propri della spalla (comprensiva dei baggioli) e relativa fondazione:

$$\gamma_{cls} = 2.500 \text{ kg/mc}$$

Peso spalla

Fondazione	2.920,50	kN
Altezza	1,50	mt
Larghezza	8,80	mt
Lunghezza	8,85	mt
Volume	116,82	mc
Muro andatore	411,83	kN
Altezza	3,40	mt
Larghezza	0,75	mt
Lunghezza	6,46	mt
Volume	16,47	mc



Muro frontale	717,00	kN
Altezza	1,50	mt
Larghezza	8,00	mt
Lunghezza	2,39	mt
Volume	28,68	mc
Paraghiaia	280,00	kN
Altezza	1,75	mt
Larghezza	8,00	mt
Lunghezza	0,80	mt
Volume	11,20	mc
Peso complessivo spalla	4.741,15	kN

Volume singolo palo di fondazione: 12,57 mc

Peso singolo palo di fondazione: 314,16 kN

14.2 Carichi permanente portati

Rientrano nella presente casistica i carichi indotti dal pacchetto stradale previsto oltre che dal terreno imbarcato a tergo della spalla e la spinta indotta sul muro laterale.

Peso pacchetto di pavimentazione

La stima del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è condotta secondo i seguenti spessori:
spessore binder

componente	spessore (cm)	peso	UdM
binder	7,00	3,00	kN/mq
usura	3,00	3,00	kN/mq
Passaggio pedonale	15,0	3,75	kN/mq

Peso terreno imbarcato

Volume complessivo: 143,65 mc

Peso terreno: 2.585,70 kN

Spinta geostatica

La azione indotta dal terreno sul muro andatore viene definita assumendo le condizioni di spinta a riposo:



$$k_0 = 1 - \sin(\Phi) = 0,46$$

$$\text{dove } \Phi_k = 28^\circ$$

La spinta stimata a tergo del muro considerando la altezza complessiva pari a 4,90m risulta pari a:

$$S_{H,STR} = \gamma \times H \times k_0 = 46,79 \text{ kN/mq} \quad \text{spinta secondo approccio STR}$$

$$S_{H,GEO} = 53,67 \text{ kN/mq} \quad \text{spinta secondo approccio GEO}$$

21.8 Carico indotto da presenza di neve

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico.

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t$$

Zona 1 – Mediterranea $a_s > 200\text{m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 2,31 \text{ kN/mq} \quad \text{carico di riferimento}$$

$$\mu_i = 0,8 \quad \text{coefficiente di forma}$$

$$c_E = c_t = 1,0 \quad \text{coefficienti di esposizione e termico}$$

da cui:

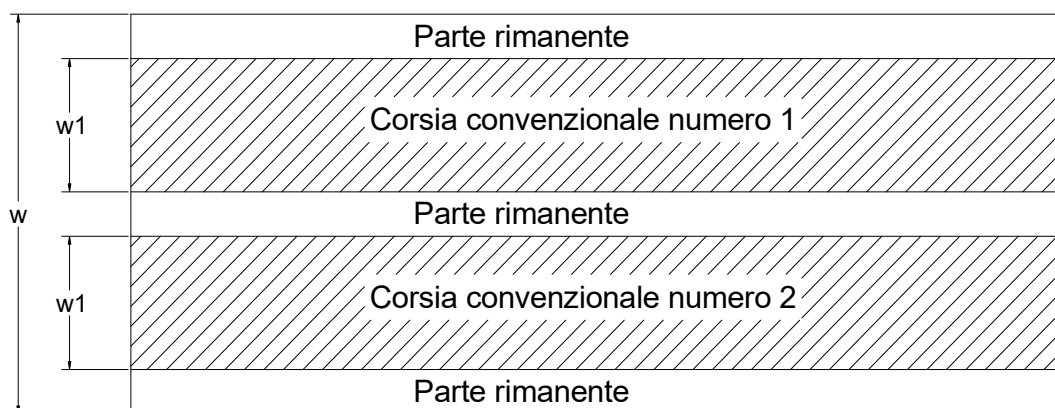
$$q_s = 1,85 \text{ kN/mq}$$

In considerazione della larghezza dell'impalcato, si assume un carico uniformemente distribuito lungo la singola trave pari a:

$$q_{sk} = 2,77 \text{ kN/ml}$$

14.3 Carichi variabili da traffico

In conformità alla normativa di riferimento (cfr §5.1.3.3.4, NTC18), si assumono gli schemi di carico relativi a ponti per transito di carichi mobili. Si stimano i carichi mobili in funzione della larghezza dell'intero impalcato. In conformità al quadro normativo vigente, pertanto, si considerano due corsie convenzionali su una carreggiata (w_1 e w_2) come da schema seguente:



La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Data la simmetria della sezione trasversale, si considera un'unica distribuzione dei carichi in direzione trasversale secondo lo schema identificativo di seguito riportato:

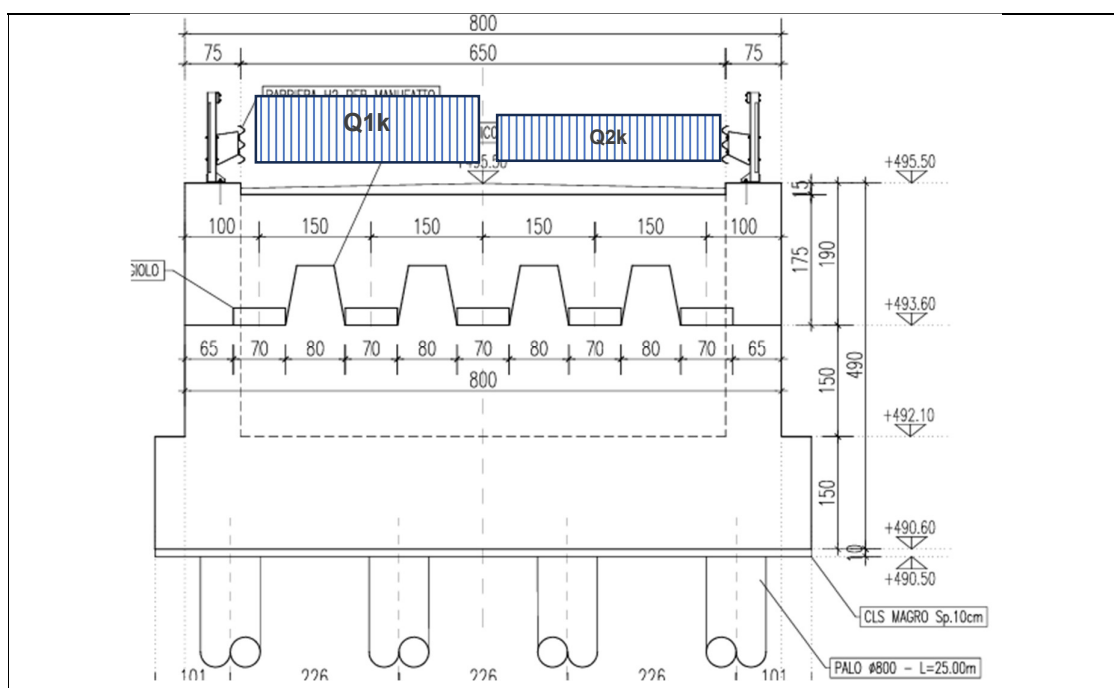


Figura 21-7: Modello di carico - sezione trasversale spalla

14.4 Carico mobile da frenatura e accelerazione

Ai fini della presente trattazione si trascurano gli effetti indotti dai carichi in oggetto in quanto non rilevanti rispetto alla trasmissione sulle componenti strutturali.



15 ANALISI DEI CARICHI IN CONDIZIONI SISMICHE

15.1 Carichi sismici per componente strutturale

Il carico indotto dal sisma legato alla massa inerziale della componente strutturale è definito con riferimento ai parametri sismici dianzi indicati.

Nell'ambito della modellazione della struttura con programma FEM, i carichi sismici vengono assunti in modo automatico dal programma mentre il carico indotto dalla massa inerziale del terreno imbarcato viene inserito manualmente come pressione indotta sulla parete laterale (muro andatore) definita come segue:

Volume complessivo: 143,65 mc

Peso terreno: 2.585,70 kN

$V_t = 143,65 \text{ mc}$

$W_t = 2.585,70 \text{ kN}$

$S_d(T) = 0,77g$

$E_{H,t} = 1.991 \text{ kN}$ risultante della azione indotta dal terreno imbarcato

$\sigma(E)_{H,t} = 90,65 \text{ kPa}$ pressione indotta dal sisma su parete laterale

15.2 Incremento spinta terreno in condizioni sismiche

Per il calcolo della spinta totale di progetto esercitata dal terreno sulla struttura si fa riferimento a quanto prescritto nella nuova Normativa Tecnica (NTC 2018).

L'incremento della spinta indotta dal terreno viene definito secondo la formulazione pseudo statica di Mononobe Okabe: essa è basata sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo β , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo θ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità Ψ definito come rapporto fra le componenti sismiche orizzontale e verticale.

$a_{max} = 0,31$

$k_h = 0,31$

$k_v = 0,16$

$\tan(\Psi) = k_h / (1 \pm k_v) = 0,35$

$k_{AE} = \cos^2(\Phi - \theta - \Psi) / [(\cos \Psi \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \Psi) \times (1 + ((\sin(\delta + \Phi) \times \sin(\Phi - \beta - \Psi))^{0.5} / (\cos(\theta + \delta + \Psi) \cos(\beta - \theta))^{0.5})^2$
 $k_{AE} = 0,565$

La spinta complessiva, considerata la tipologia di fondazione prevista, viene applicata a metà altezza.



$$S_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{AE} (1-k_v) = 103,29 \text{ kN/ml}$$

$$\Delta S_{AE} = 25,27 \text{ kN/ml}$$

Volendo applicare l'incremento di spinta indotta dal sisma come pressione distribuita sulla parete laterale, si stima un incremento di pressione:

$$\Delta \sigma = 0,80 \text{ kPa}$$

16 COMBINAZIONE CARICHI – CONDIZIONI STATICHE (STR)

A favore di semplicità esplicativa, si riportano le sole combinazioni di carico statico relative alla struttura della spalla assumendo la sola combinazione di carico, più gravosa in termini di trasmissione agli appoggi, dell'impalcato.

Dalla analisi condotta sull'impalcato nella relazione di calcolo specifica a cui si rimanda per la trattazione estesa, si rileva che a livello statico, la condizione più gravosa risulta essere quella identificata come Comb. 170 in cui oltre al carico indotto dalle componenti strutturali, si rileva la presenza del traffico in prossimità della sede di appoggio delle travi.

In considerazione della tipologia di carico prevista per le strutture della spalla si assume un'unica combinazione di carico con la adozione dei carichi da traffico distribuiti sulle corsie come carico accidentale dominante:

Combinazione fondamentale

$$1,3 G_{k1} + 1,3 G_{k12} + 1,01 Q_{k1,imp} + 1,35 Q_{k1,tandem,imp} + 1,35 Q_{k1,spalla}$$

Dove

G_{k12}	comprende tutte le componenti di carico portate e la spinta del terreno
$Q_{k1,imp}$	comprende le componenti di carico accidentale da traffico distribuito sulle corsie dell'impalcato
$Q_{k1,tandem,imp}$	comprende le componenti di carico accidentale da traffico tipo tandem sulle corsie dell'impalcato
$Q_{k1,spalla}$	comprende le componenti di carico accidentale da traffico distribuito sulle corsie della spalla trasmesse alla platea di fondazione



17 COMBINAZIONE CARICHI – CONDIZIONI STATICHE (GEO)

Relativamente alle condizioni di carico indotte sulla struttura fondazionale secondo l'approccio GEO, si mantiene la combinazione di carico indicata al capitolo precedente andando a implementare la spinta del terreno secondo i parametri geotecnici di progetto ridotti come da prescrizioni da normativa vigente:

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0	1,0

Figura 8: Estratto da NTC18 - tabella di riferimento per coefficienti di sicurezza - parametri geotecnici

I valori di carico adottati sono riportati nella analisi dei carichi esposta al capitolo specifico a cui si rimanda.

18 COMBINAZIONI DI CARICO - CONDIZIONI SISMICHE

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Il programma stima automaticamente la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione). Nell'ambito delle combinazioni considerate si assumono le sole masse inerziali legate alle componenti portanti e portate.

La azione indotta dal terreno a tergo dei muri laterali viene inserita manualmente così come la pressione indotta dal terreno imbarcato.

Si evidenzia che in considerazione dello sviluppo dell'opera in esame, si assume la sola componente sismica in direzione ortogonale alla direttrice della strada. Le azioni trasmesse dall'impalcato vengono assunte mutuandole da modello dello stesso.

La combinazione di carico assunta prevede la sola alternanza della azione sismica dominante fra la componente orizzontale e verticale.



$$G_1 + G_2 + E_H + 0,3 E_v$$

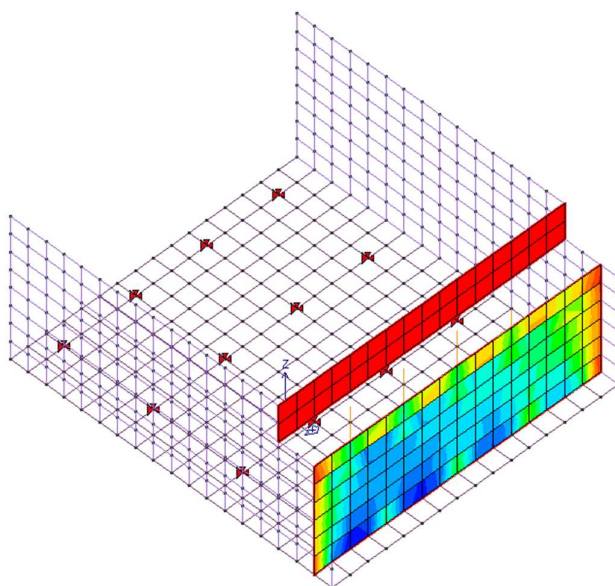
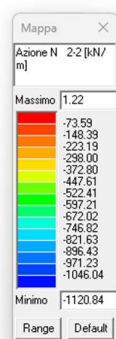
$$G_1 + G_2 + 0,3 E_H + E_v$$

19 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

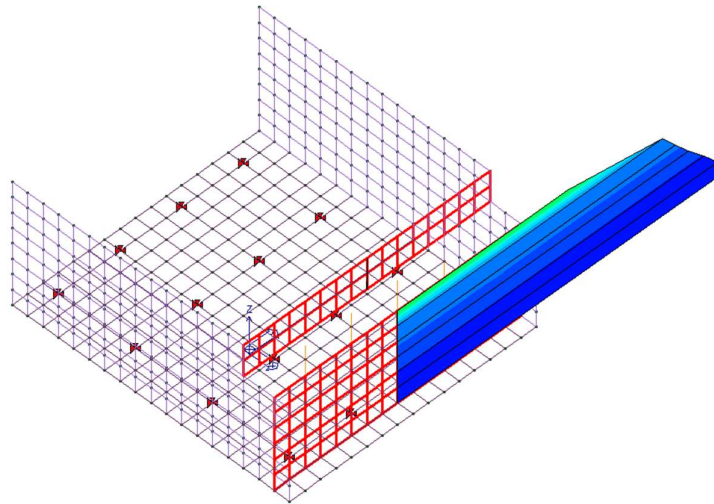
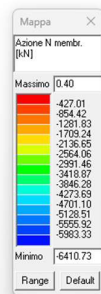
Si riportano di seguito le mappe cromatiche relative alle componenti di sollecitazione stimate per le singole componenti strutturali dell'opera.

Muro frontale

Sforzo normale – comb. statica

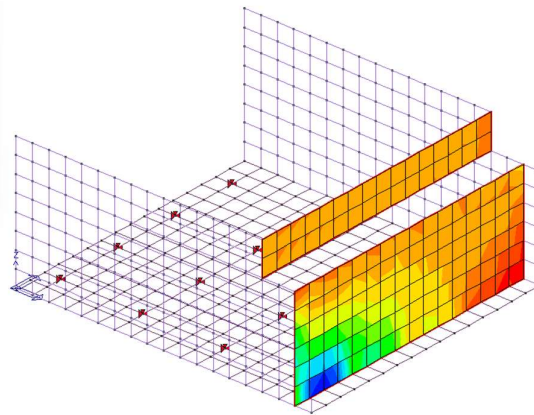
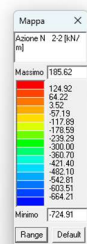


Distribuzione pressioni assiali

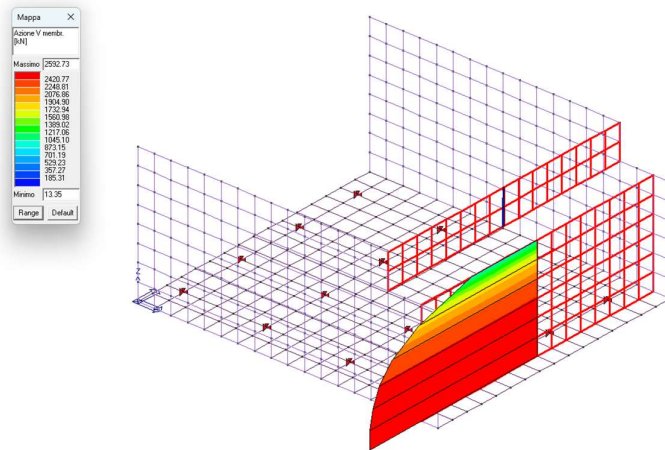


Azione macro sforzo assiale membranale

Azione tagliante – comb. Sismica

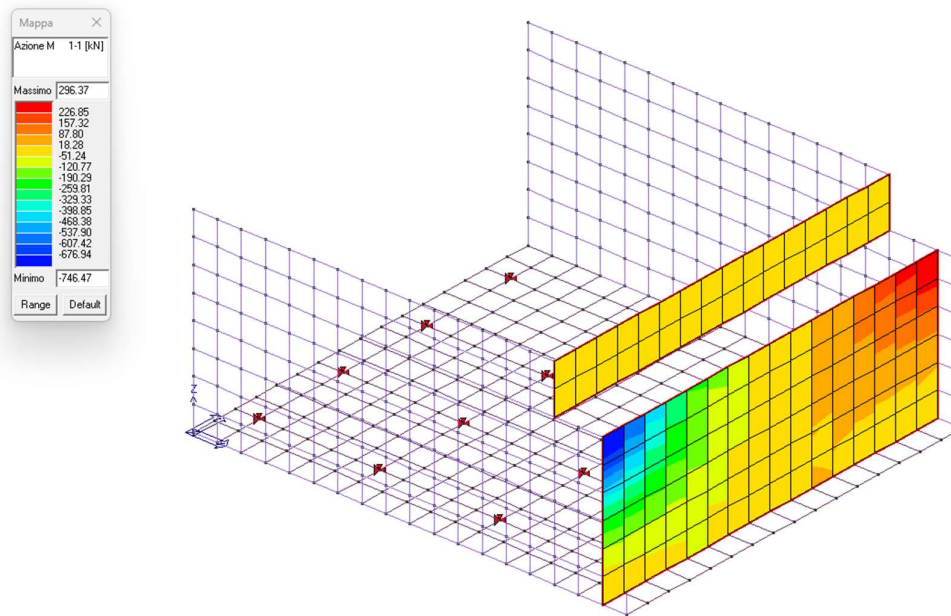


Distribuzione tensioni a taglio

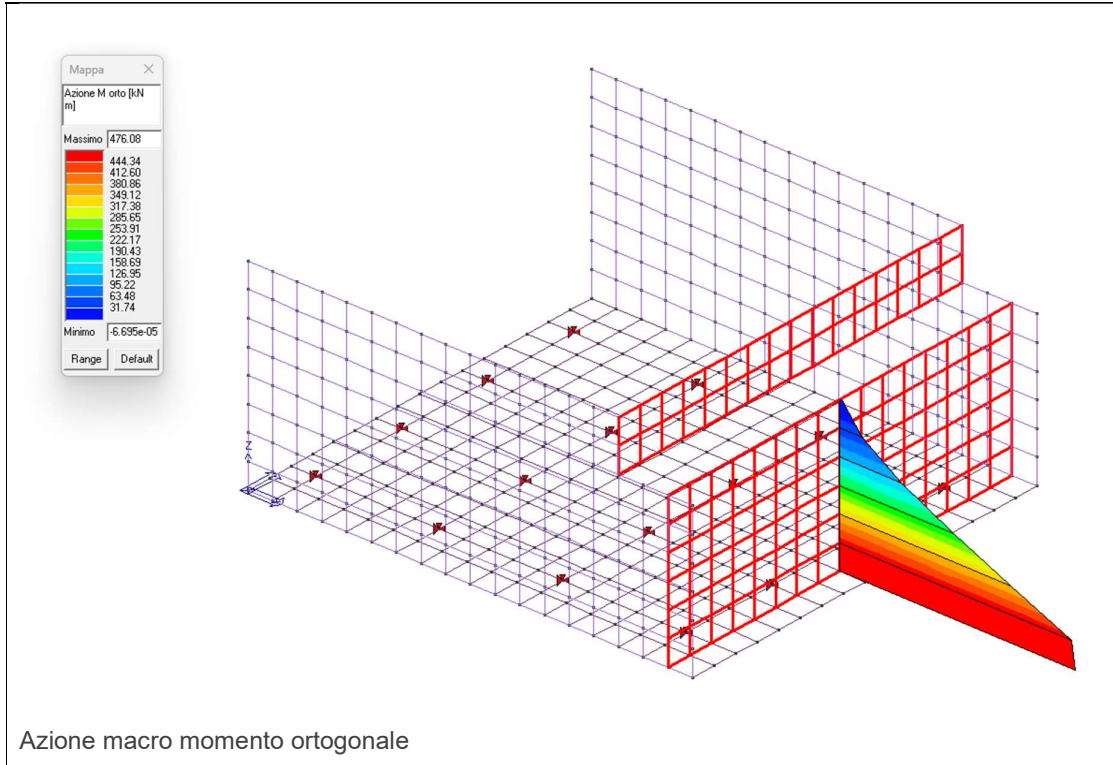


Azione macro taglio membranale

Azione flettente – comb. sismica

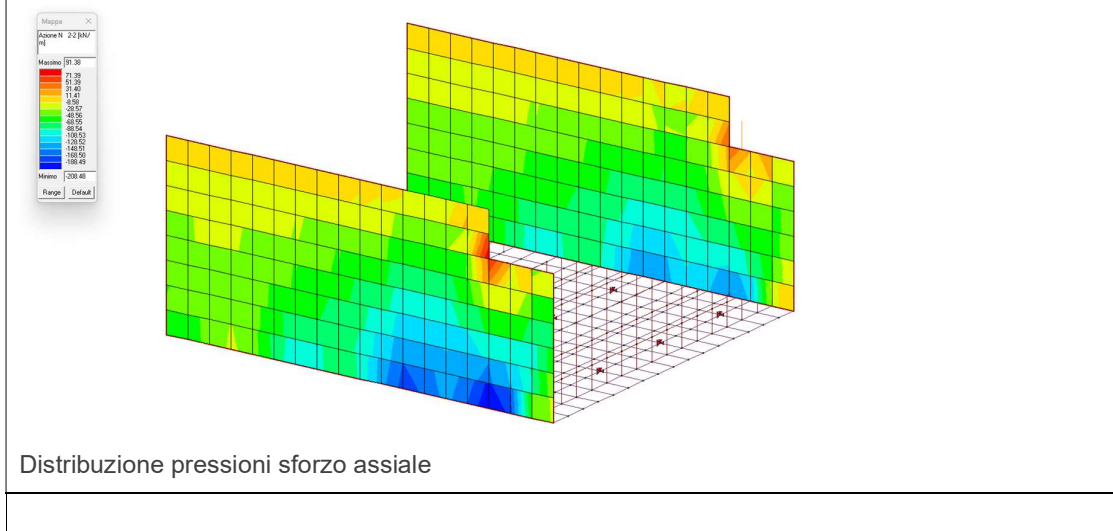


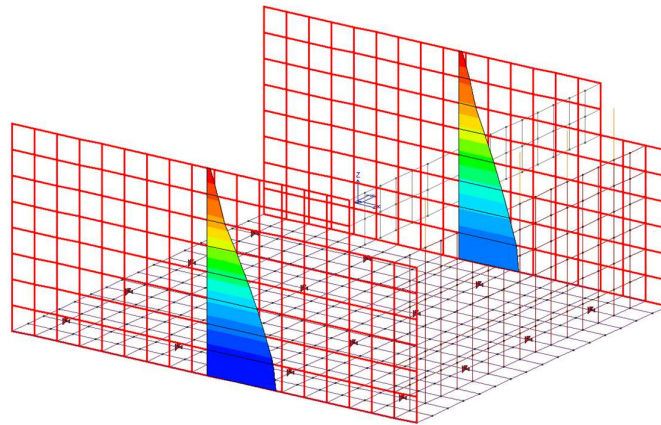
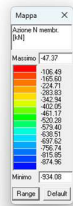
Distribuzione tensioni a flessione



Muro andatore

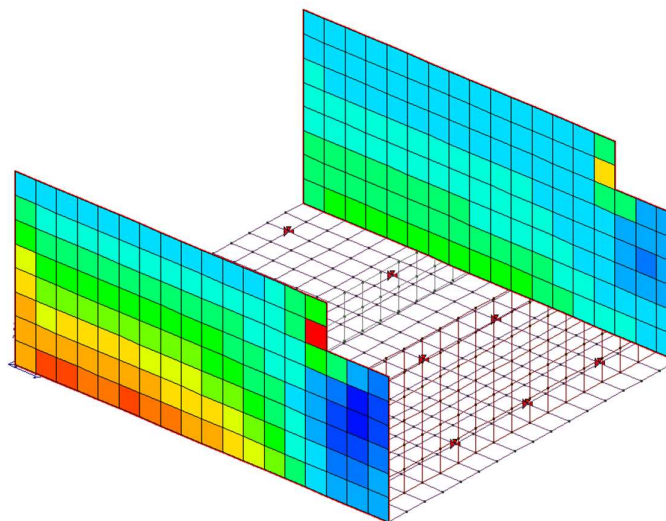
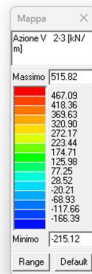
Sforzo normale – comb. statica



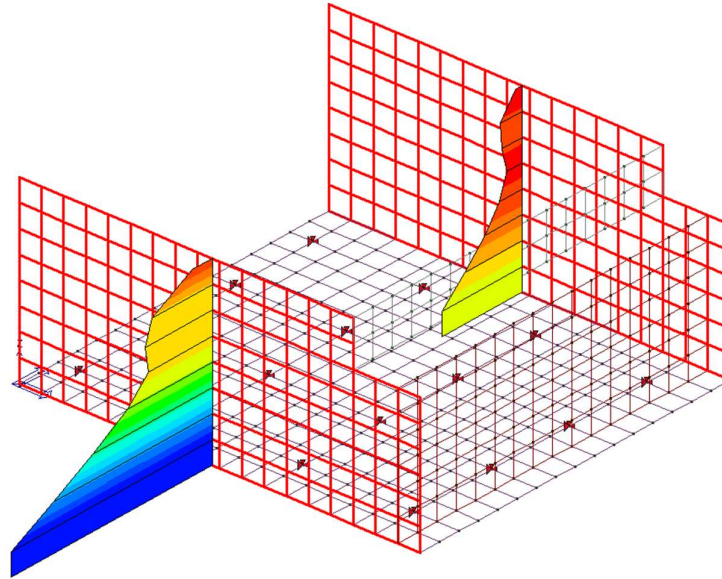
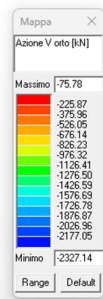


Azioni macro sforzo assiale membranale

Azione tagliante – comb. Sismica

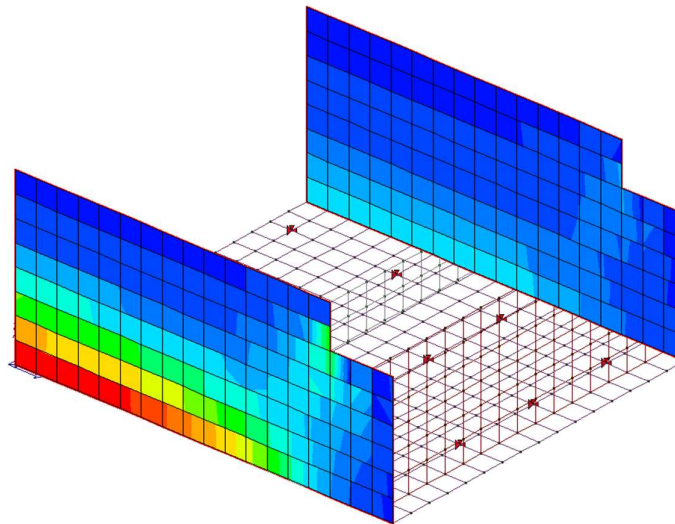
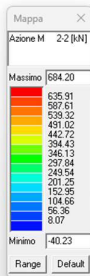


Distribuzione tensioni a taglio

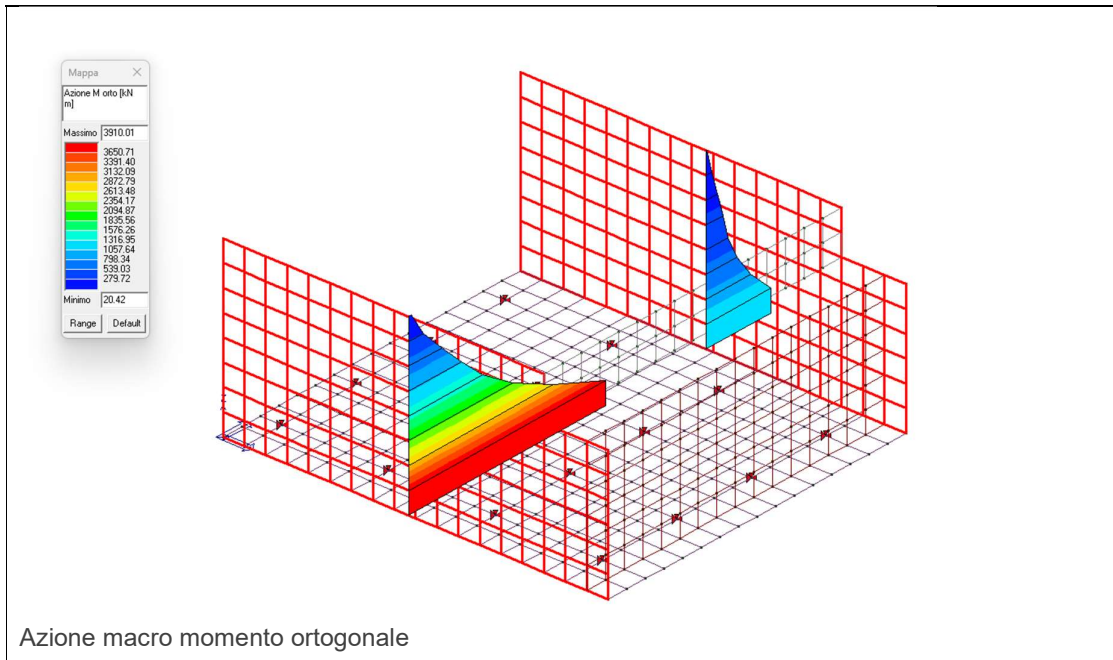


Azione macro taglio ortogonale

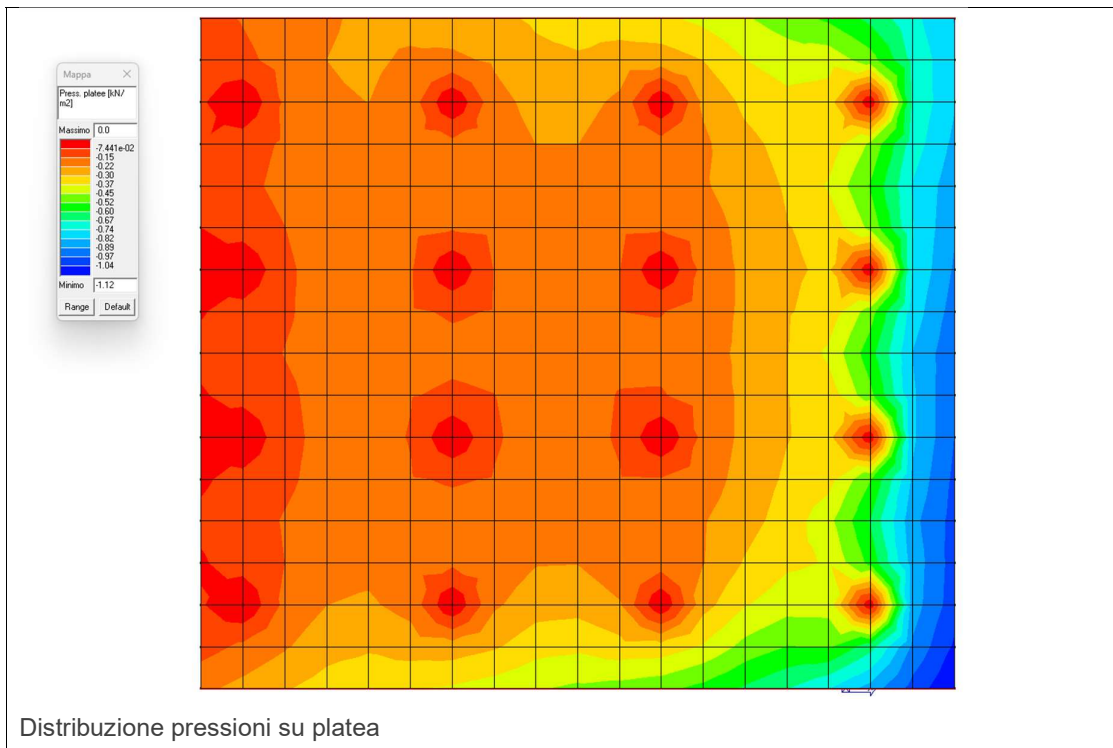
Azione flettente – comb. sismica

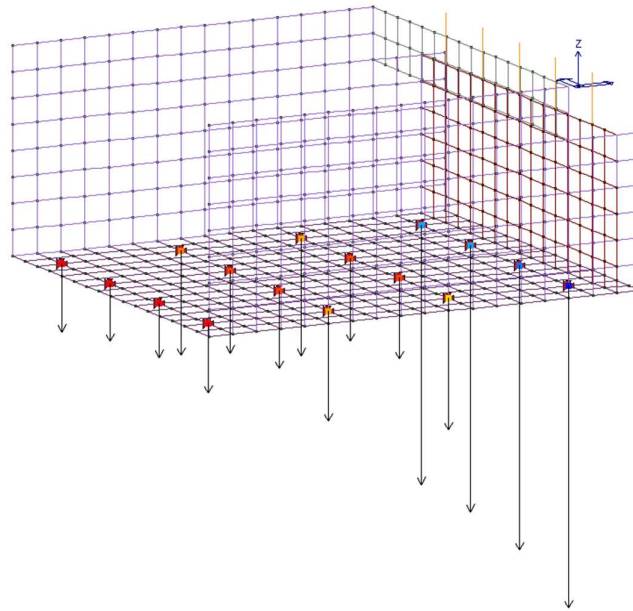
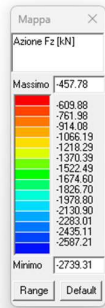


Distribuzione tensioni a flessione

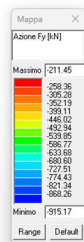


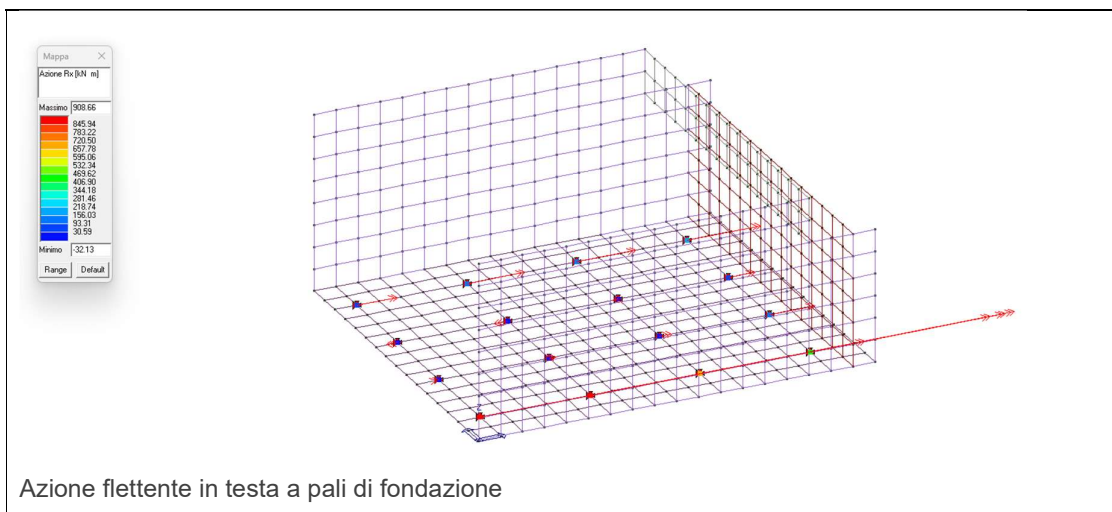
Platea e pali di fondazione





Azione verticale in testa a pali di fondazione





I valori ottenuti dalla analisi statica e sismica delle componenti strutturali, assunti per le verifiche nel prosieguo, sono riprotati in modo sintetico nella tabella seguente

Componente strutturale	Azione assiale (kN)	Azione di taglio (kN)	Azione flettente (kNm)
Muro frontale	801,34	50,43	605,26
Muro andatore	144,60	401,24	434,44
Platea di fondazione		813,40	266,68

20 VERIFICHE DI RESISTENZA COMPONENTI STRUTTURALI

Si riporta nel prosieguo le verifiche condotte ai sensi della normativa vigente per le singole componenti strutturali facenti parte dell'opera in esame. Tutte le verifiche fanno riferimento a sezioni di larghezza unitaria delle componenti considerate.

20.1 Verifiche muro frontale

Verifica a sforzo assiale

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} = 38.088,00 \text{ kN}$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta:

$$N_{Ed,max} / N_{Rd} = 0,02 < 1$$

Verifica a taglio direzione fuori piano

La verifica è condotta considerando la formulazione per elementi armati a taglio:



b	1000	mm
h	2400	mm
d	2347	mm
R _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	15,87	MPa
f' _{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	20	mm
n. bracci	2	
A _{sw}	628,32	mm ²
s	200	mm
f _{yd}	373,91	MPa
V _{Rsd}	22891,28	kN
V _{Rcd}	3389,49	kN
V _{Rd} = min (V _{Rsd} ; V _{Rcd})	3389,49	kN/ml

La condizione di verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Ed,max} / V_{Rd} = 0,01 < 1$$

Verifica a presso flessione deviata

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	240
4	0	240

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	3,14	10	235
7	3,14	30	235
8	3,14	50	235
9	3,14	70	235
10	3,14	90	235

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 MPa
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 MPa
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 1.428 kN m
σ_c -15,44 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,672 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 235 cm
x 5,679 x/d 0,02417
δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

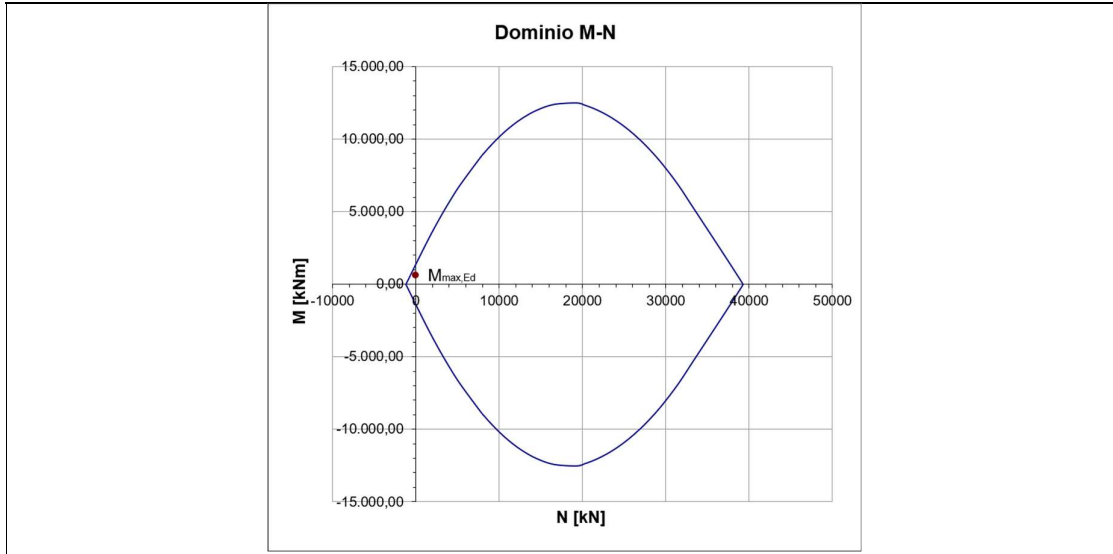


Figura 21-9: Schermata di input e output programma di calcolo dominio di rottura e grafico dominio per interpolazione azioni di progetto

Come risulta evidente dalla immagine riportata raffigurante il dominio di rottura della sezione tipologica, gli stati di sollecitazione stimati risultano compresi nell'area del dominio stesso. La verifica a flessione risulta pertanto soddisfatta.

$$M_{Ed,max} / M_{Rd} = 0,42 < 1$$

20.2 Verifiche muro andatore

Verifica a sforzo assiale

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} = 11.902,50\text{kN}$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta:

$$N_{Ed,max} / N_{Rd} = 0,01 < 1$$

Verifica a taglio direzione fuori piano

La verifica è condotta considerando la formulazione per elementi armati a taglio:

b	1000	mm
h	750	mm



d	697	mm
R _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	15,87	MPa
f' _{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	20	mm
n. bracci	2	
A _{sw}	628,32	mm ²
s	200	mm
f _{yd}	373,91	MPa
V _{Rsd}	5098,60	kN
V _{Rcd}	1006,59	kN
V _{Rd} = min (V _{Rsd} ; V _{Rcd})	1006,59	kN/ml

La condizione di verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Ed,max} / V_{Rd} = 0,40 < 1$$

Verifica a presso flessione deviata

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	75
4	0	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,14	10	5
2	3,14	30	5
3	3,14	50	5
4	3,14	70	5
5	3,14	90	5
6	3,14	10	70

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 67,5‰ ε_{c2} 2‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 MPa
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957‰ σ_{c,adm} 11 MPa
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} kNm
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5‰
ε_s 27,86‰
d 70 cm
x 7,812 x/d 0,1116
ξ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

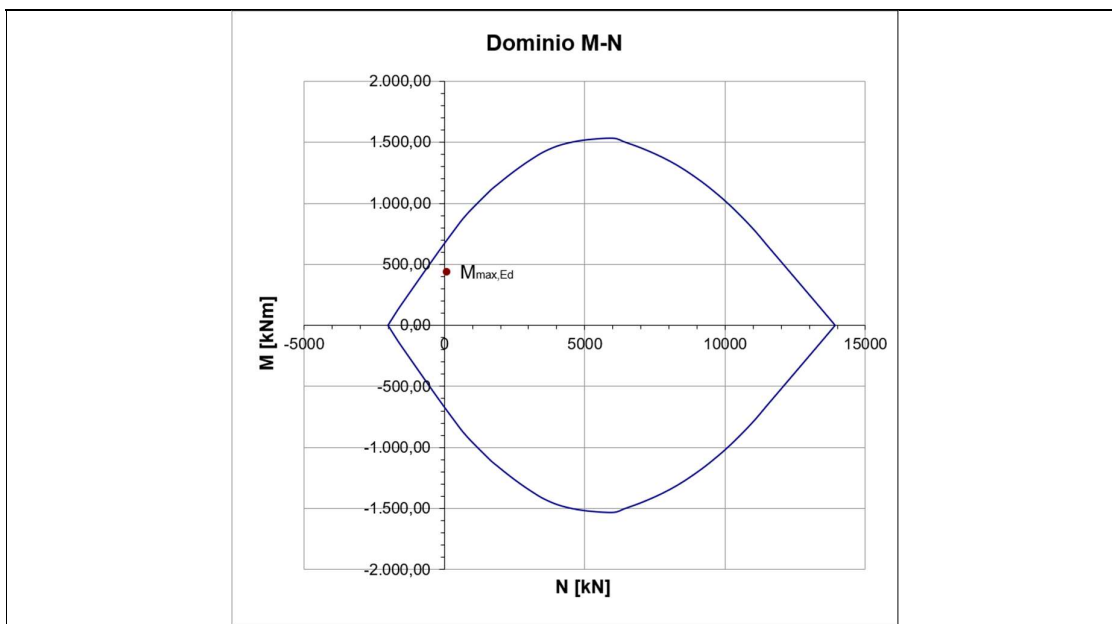


Figura 21-10: Schermata di input e output programma di calcolo dominio di rottura e grafico dominio per interpolazione azioni di progetto

Come risulta evidente dalla immagine riportata raffigurante il dominio di rottura della sezione tipologica, gli stati di sollecitazione stimati risultano compresi nell'area del dominio stesso. La verifica a flessione risulta pertanto soddisfatta.

$$M_{Ed,max} / M_{Rd} = 0,64 < 1$$

20.3 Verifiche platea di fondazione

Le verifiche di resistenza sono sviluppate considerando la azione di taglio agente sulla fondazione in corrispondenza dei pali. La verifica è condotta a punzonamento.

$$u_1 = 21,35 \text{ ml} \quad \text{Perimetro critico}$$

Assumendo il carico massimo stimato per il singolo palo e rapportato alla superficie critica si stima la azione di progetto:

$$T_{Ed} = N_{Ed,max} / u_1 \times d = 85,53 \text{ kPa}$$

Si stima la resistenza a punzonamento senza contributo di apposite armature:

$$v_{Rd} = 285,72 \text{ kPa}$$



La condizione di verifica risulta soddisfatta:

$$\rho = T_{Ed} / V_{Rd} = 0,30 < 1$$

20.4 Verifiche pali di fondazione

20.4.1. Verifiche di carattere geotecnico – collasso per carico limite palificata a carico assiale

La capacità resistente ad azione assiale è dettata dalla portata di punta oltre che alla portata laterale del palo stimate secondo le seguenti formulazioni:

$$Q_b = A_b \times q_b$$

Dove

$$q_b = N_c \times c_u \quad \text{condizioni non drenate}$$

$$q_b = \sigma'_z \times N_q \quad \text{condizioni drenate}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti coefficienti adimensionali:

$$N_c = 9 \quad \text{valore stimato secondo formulazione Skempton}$$

$$N_q = 10 \quad \text{valore assunto da diagramma di Berezantzev et al.}$$

Nel caso specifico data la tipologia di terreno si trascura la analisi in condizioni non drenate:

$$Q_b = 1.080 \text{ kN}$$

La portata laterale viene stimata considerando la superficie di contatto fra palo e terreno:

$$Q_{lat} = A_{lat} \times \sigma_h \times \tan(\delta) = 975,14 \text{ kN}$$

Dove

$$\delta : \quad \text{coefficiente di attrito palo – terreno assunto pari a } 2/3 \Phi_d$$

$$Q_{lim} = 2.055 \text{ kN}$$

Si verifica la portata limite del singolo palo secondo la combinazione GEO:

$$Q_b = 1.080 / \gamma_{R3} = 800 \text{ kN}$$

$$Q_{lat} = 847,95 \text{ kN}$$



$$Q_{lim,k} = 1.647,95 \text{ kN}$$

In considerazione del numero di verticali indagate si stima il valore di resistenza di progetto ai sensi della normativa vigente:

$$R_{cd} = (Q_{lim} / \zeta_3) = 998,76 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / R_{cd} = 0,93 < 1$$

Condizione di verifica soddisfatta.

NOTA

Relativamente alla portanza ammissibile del singolo palo in condizioni GEO si integra la relazione nei termini che seguono:

Il calcolo condotto con il programma ProSap considera la fondazione della spalla sostenuta in punti discreti che rappresentano i 16 pali. Il carico che risulta dall'analisi condotta con il programma riguarda il palo maggiormente caricato che si trova al bordo della palificata.

E' noto che i pali di bordo sono spesso sovraccaricati utilizzando i programmi di calcolo che considerano, come in questo caso, i pali come elementi rigidi, inamovibili. Questa condizione non corrisponde alle reali condizioni fisiche di risposta dei pali che nell'ambito di una palificata come quella che sostiene ciascuna delle due spalle tende a uniformare il carico sui pali stessi. Va considerato che la stessa normativa sulle costruzioni consente di valutare anche il contributo che si ha con il contatto della platea di collegamento dei pali con il terreno. Secondo diverse prove in vera grandezza, riportate in letteratura, il carico assorbito dalla piastra di fondazione è stimabile in 20%-30% in funzione dell'interasse e del diametro dei pali.

Considerando che il peso complessivo della spalla compresi i carichi dell'impalcato, il terreno imbarcato ed i sovraccarichi è pari a 15429,0 kN fattorizzato, e riducendo il carico del 20% assegnando al terreno la stessa quota del 20%, si ottiene per ciascun palo: , dividendo il carico totale per il numero dei pali risulta, per ciascun palo: $N = 771,45 \text{ kN}$.

Questo è ovviamente un calcolo semplificato, tuttavia offre i termini per valutare come i pali di fatto risultino verificati alla luce di quanto descritto nei punti precedenti.

20.4.2. Verifiche di carattere strutturale – collasso per raggiungimento resistenza dei pali

Carico assiale

$$A_b = 0,50 \text{ mq}$$

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_b = 7.975 \text{ kN}$$



$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,34 < 1$$

Condizione di verifica soddisfatta

Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta secondo le formulazioni per sezioni armate a taglio come da normativa vigente. La stima della capacità resistente è condotta considerando il contributo della armatura trasversale e la sezione equivalente.

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

b	800	mm
heq	640	mm
d	587	mm
R _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	15,87	MPa
f' _{cd}	7,93	MPa
Φ staffe	14	mm
n. bracci	2	
A _{sw}	307,88	mm ²
s	100	mm
f _{yd}	373,91	MPa
V _{Rcd}	3664,17	kN
V _{Rsd}	830,78	kN
V _{Rd}	830,78	kN

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,67 < 1$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta.

Verifica a momento flettente

La verifica è condotta con l'ausilio del foglio di calcolo elaborato dal prof. Gelfi.

