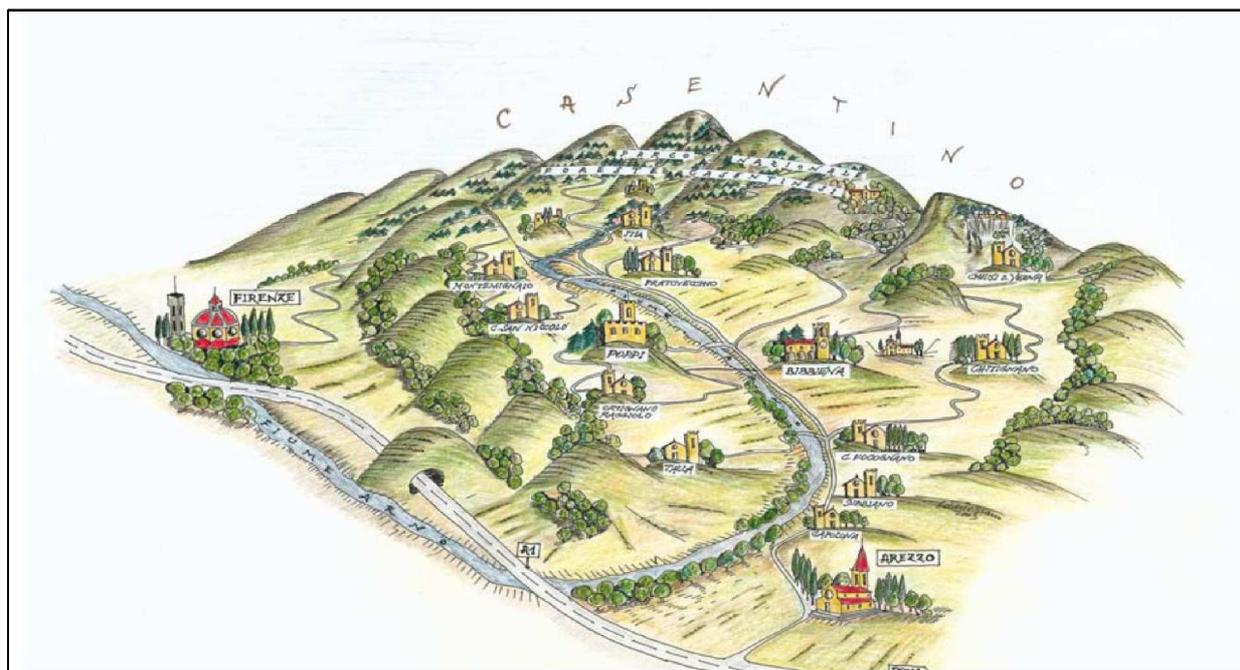


UNIONE DEI COMUNI MONTANI DEL CASENTINO



AREA TECNICA Via Roma, 203 - 52014 Ponte a Poppi (AR)

SISTEMA INTEGRATO DEI PERCORSI CICLABILI DELL'ARNO E DEL SENTIERO DELLA BONIFICA - TRATTO FIUME ARNO CASENTINO 2° STRALCIO - LOTTO 3



PROGETTO DEFINITIVO

Allegato n°

B.04

RELAZIONI SPECIALISTICHE
OPERE D'ARTE MINORI
PREDIMENSIONAMENTO OPERE STRUTTURALI

RTP:



Via D. TURAZZA, 48/D - 35128 PADOVA
Tel. 049/8715216 - Fax 049/8079157
email: esseia@esseia.it - pec: esseia@pec.it

SIA Studio Ingegneria & Architettura



35128 PADOVA Via D. Turazza, 48 scala D. int. 5-6
Tel. 049/8715216- Fax 049/8079157 E-mail siaing@tin.it
31015 CONEGLIANO (TV) Corte delle Rose, 68
Tel. 0438/411745- Fax 0438/24678 E-mail siaprog@tin.it

Progettazione:



Ing. CRISTIAN CONCOLLATO

Coordinamento della progettazione:



Ing. DANILLO TOMASELLA

Pratica:

P027-2020_DEF

File:

P027-2020_DEF_B-04

Revisione:

00

Data:

APRILE 2020

Revisione:

Data:

Operatore:

Ing. CRISTIAN CONCOLLATO

Verificato:

Ing. DANILLO TOMASELLA

Approvato:

Ing. DANILLO TOMASELLA

Responsabile del Procedimento:

Ing. MAURO CASASOLE

UNIONE DEI COMUNI MONTANI DEL CASENTINO



PROGETTO DEFINITIVO

**SISTEMA INTEGRATO DEI PERCORSI CICLABILI
DELL'ARNO E DEL SENTIERO DELLA BONIFICA
TRATTO FIUME ARNO CASENTINO
2° STRALCIO – LOTTO 3**

***OPERE D'ARTE MINORI
PREDIMENSIONAMENTO OPERE STRUTTURALI***

INDICE

PREMESSE	3
1 – INTRODUZIONE	4
1.1 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.2 - INQUADRAMENTO DEGLI INTERVENTI.....	5
1.3 - MATERIALI STRUTTURALI	6
1.4 - ANALISI DEI CARICHI	6
1.5 - COMBINAZIONI DI CARICO.....	7
2 – INTERVENTO 14: SOTTOPASSO DELLA S.P. 64 PER ORTIGNANO RAGGIOLO PRESSO IL PONTE DI TOPPOLI	9
2.1 – BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	9
2.2 – PARAMETRI SISMICI	11
2.3 – PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE.....	12
3 – INTERVENTO 22 BIS: COMPLETAMENTO DEL MURO DI SOSTEGNO ESISTENTE A CALBENZANO	20
3.1 – BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	20
3.2 – PARAMETRI SISMICI	22
3.3 – PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE.....	23

PREMESSE

La presente "Relazione di predimensionamento delle opere strutturali" si pone a corredo del Progetto Definitivo riguardante la realizzazione di alcuni tratti del percorso ciclopedonale (2° Stralcio Lotto 3) che rappresenta una parte del più ampio progetto "Sistema integrato dei percorsi ciclabili dell'Arno e del Sentiero della Bonifica", classificato come opera chiave nell'ambito della rete di interesse regionale individuata dal Piano Regionale Integrato Infrastrutture e Mobilità (P.R.I.I.M.) della Regione Toscana, che trova attuazione nell'accordo di programma fra la stessa Regione Toscana e ANCI Toscana, insieme alla Città Metropolitana di Firenze e alle Province di Arezzo, Pisa e Siena, oltre a tutti i Comuni interessati.

L'intervento in oggetto fa parte di un più ampio progetto di mobilità ciclabile, il cui progetto preliminare complessivo è stato approvato con Deliberazione di Giunta dell'Unione di Comuni Montani del Casentino n. 111 del 21.09.2016, previa approvazione da parte della Conferenza dei Servizi tenutasi in data 28 Giugno 2016.

Nello specifico la realizzazione degli interventi del presente progetto riguarda alcuni collegamenti di tratti di pista già realizzata nel corso del 1° Stralcio e del 2° Stralcio Lotti 1 e 2, nel dettaglio:

- 1) il collegamento con il centro abitato di Strada in Casentino in Comune di Castel San Niccolò;
- 2) il sottopasso della S.P. 64 per Ortignano Raggiolo presso il Ponte di Toppoli in Comune di Bibbiena, quindi, attraversato il torrente Archiano, il collegamento con la rete ciclabile esistente;
- 3) la variante al guado sul torrente Corsalone presso il centro abitato di Corsalone in Comune di Chiusi della Verna;
- 4) il collegamento tra i due tratti in sede propria già realizzati presso il centro abitato di Calbenzano in Comune di Subbiano;
- 5) il collegamento tra Ponte Caliano in Comune di Subbiano e Giovi in Comune di Arezzo in alternativa a percorsi in sede promiscua.

All'interno della generalità delle opere di progetto, è prevista la realizzazione di opere d'arte:

- intervento 14: sottopasso del rilevato della S.P. 64 per Ortignano Raggiolo presso il Ponte di Toppoli in Comune di Bibbiena ;
- intervento 26 bis: muro di sostegno in località Calbenzano;

Sul predimensionamento di tali manufatti verte la presente Relazione di predimensionamento strutturale.

1 – INTRODUZIONE

1.1 - Normativa di riferimento

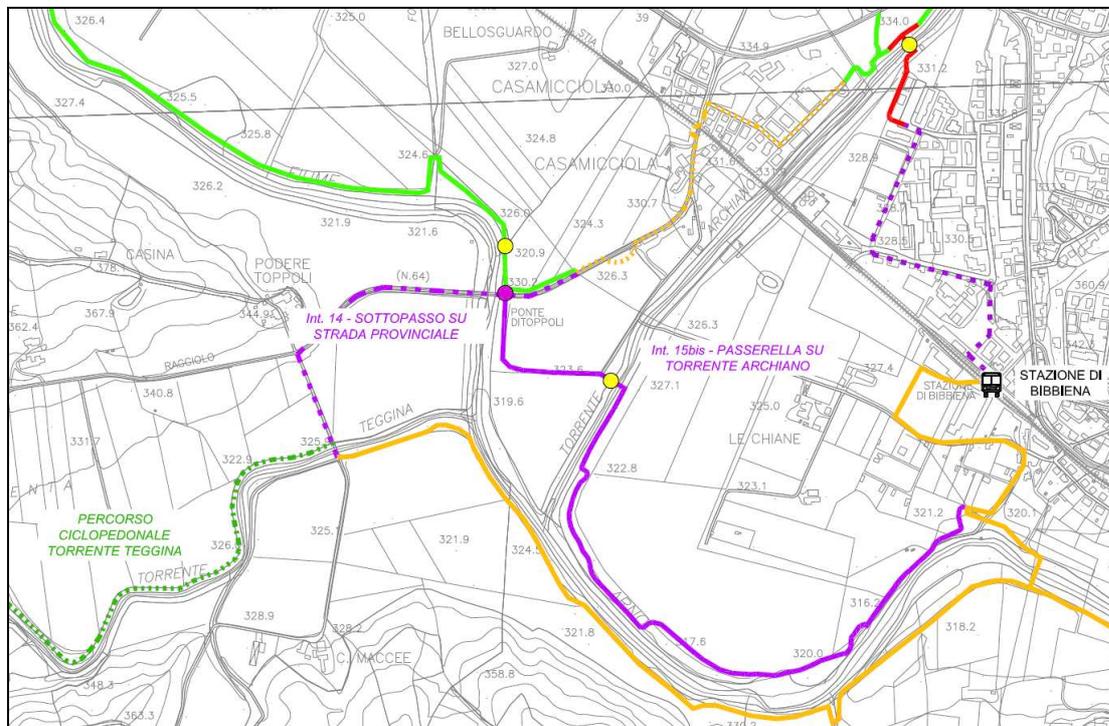
- D.M. 11/3/88 : "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- D.M. 04.05.1990: "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.
- Circ. Min. LL.PP. 25/02/1991 n.34233: "L.2/2/74 – art.1 – D.M. 4/5/90 - Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"
- D.M. 14/2/92 : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 9/1/96 : "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 16/1/96 : Norme tecniche relative ai "Criteri generali per le verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- D.M. 16/1/96 : "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- Circ. Min. LL. PP. 15/10/96 n. 252 : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Circ. Min. LL. PP. 4/7/96 n. 156 : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circ. Min. LL. PP. 10/4/97 n. 65/AA.GG. : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche"
- Ordinanza del P.C.M. 20/3/2003 n.3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica"
- Ordinanza del P.C.M. 2/10/2003 n.3316: "Modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20/3/2003 n.3274"
- D.M. 14.09.2005: "Testo unitario – Norme tecniche per le Costruzioni"
- D.M. LL.PP 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare M. LL.PP. 7 marzo 2008 "Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- D.M. LL.PP 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare M. LL.PP. 21 gennaio 2019 "Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"

Il calcolo verrà svolto con il metodo degli Stati Limite.

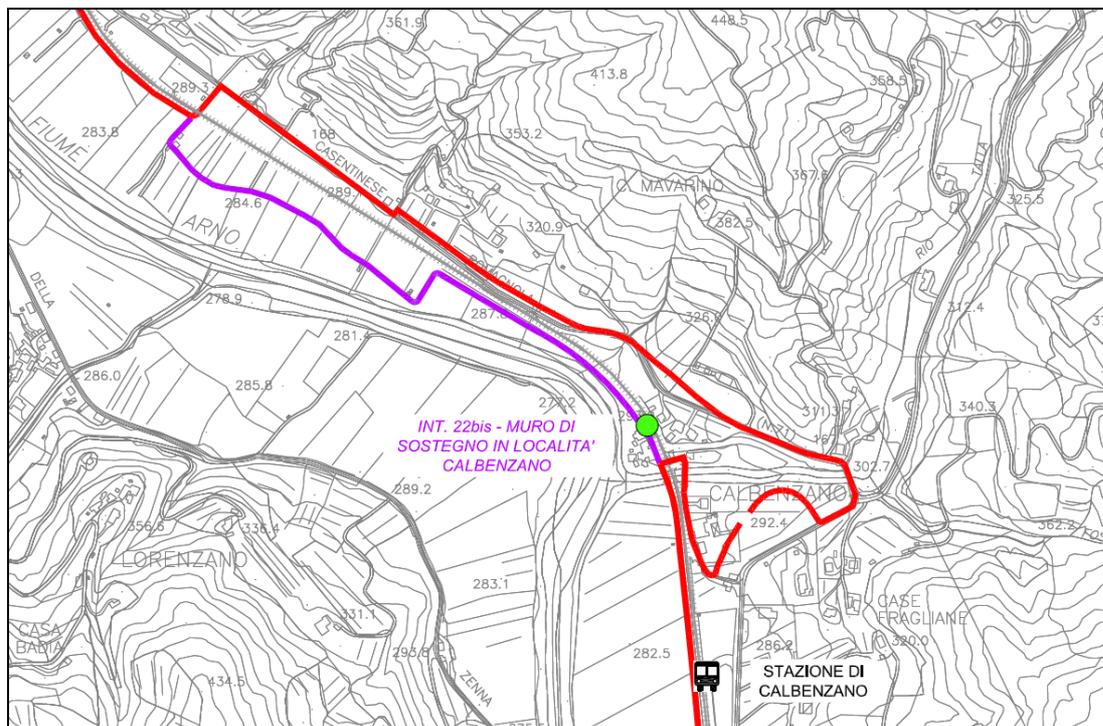
1.2 - Inquadramento degli interventi

Sottopasso della S.P. 64 “di Ortignano Raggiolo”

Il tracciato un arrivo dal Lotto 1 prosegue sottopassando il rilevato di approccio al Ponte di Toppoli (*Int. 14*), per evitare attraversamenti a raso alla sede stradale in particolare nei pressi della rotonda esistente, quindi, attraversato in passerella il torrente Archiano a sud di Bibbiena (*Int. 15 bis*), costeggia l'Arno in sinistra idraulica per connettersi alla rete di percorsi ciclabili esistenti in direzione Arezzo.



Muro di sostegno in località Calbenzano



A nord della località Calbenzano in Comune di Subbiano, il tracciato ciclabile del 2° Stralcio 2° Lott o si staccava dalla rete di carrarecce esistenti per superare a raso la linea ferroviaria e rientrare in direttrici

asfaltate (S.R. 71 "Umbro-casentinese" dapprima attuale poi vecchia sede) fino al centro urbano, quindi costeggiare il rilevato ferroviario fino alla passerella sul fiume Arno.

Attualmente nel punto di intersezione tra percorso ciclabile e linea ferroviaria è prevista la realizzazione di un sottopasso.

In attesa del completamento di tale intervento, le opere di progetto continuano il tracciato ciclabile su sede propria fino a connettersi al percorso esistente in corrispondenza del ponte sulla direttrice ferroviaria nel centro urbano, previa realizzazione di un muro di sostegno (*Int. 22 bis*) per consentire la realizzazione della pista.

1.3 - Materiali strutturali

Le caratteristiche dei materiali strutturali che si intendono utilizzare sono le seguenti:

Getti di calcestruzzo per opere di fondazione C25/30:

$$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cdu} = 160 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cde} = 250 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 311.770 \text{ daN/cm}^2$$

Getti di calcestruzzo per opere in elevazione C28/35:

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 280 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cdu} = 180 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cde} = 280 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 336.750 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio d'armatura per opere in c.a. B450 (Fe B 44 k):

$$f_{tk} = 5400 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4300 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ydu} = 3740 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yde} = 4300 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

1.4 - Analisi dei carichi

Per il calcolo delle sollecitazioni strutturali si assumeranno i seguenti parametri:

- Tipo di costruzione = 2
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
- Vita nominale $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso = II
Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Coefficiente $C_u = 1,0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 anni
- Coefficiente topografico = T1

I carichi permanenti ed accidentali assunti alla base del calcolo sono i seguenti:

CARICHI PERMANENTI

g_1 : peso proprio delle strutture

g_2 : carichi permanenti portati

g_3 : altre azioni permanenti

$g_{1a} = 2500 \text{ daN/m}^3$	peso proprio calcestruzzo armato
$g_{1b} = 7860 \text{ daN/m}^3$	peso specifico acciaio
$g_{1c} = 700 \text{ daN/m}^3$	peso proprio legno
$g_{2a} = 55 \text{ daN/m}^2$	peso proprio grigliato strutturale $h = 5 \text{ cm}$
$g_{2b} = 20 \text{ daN/m}^2$	peso proprio piano di calpestio in legno composito WPC
$g_{2c} = 25 \text{ daN/ml}$	peso a metro lineare della balaustra di protezione in acciaio
$g_{3a} = 2000 \text{ daN/m}^3$	peso proprio del materiale di riempimento a tergo fondazione

CARICHI ACCIDENTALI

$q_{2f} = 500 \text{ daN/m}^2$ carico folla compatta

1.5 - Combinazioni di carico

Si adottano le combinazioni prescritte dal DM 14/01/2008 espresse al paragrafo 2.5.3:

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):*
$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:*
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:*
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:*
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 DM14/01/08):*
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 DM14/01/08):*
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P	valore caratteristico della forza di precompressione

- Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
 E azione sismica con spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo
 $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$ coefficienti parziali di sicurezza (tabella 2.6.I DM 14/01/08)
 γ_P coeff. parziale della precompressione
 $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ coefficienti di combinazione (tabella 2.5.I DM14/01/08)

con i valori relativamente ai ponti:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

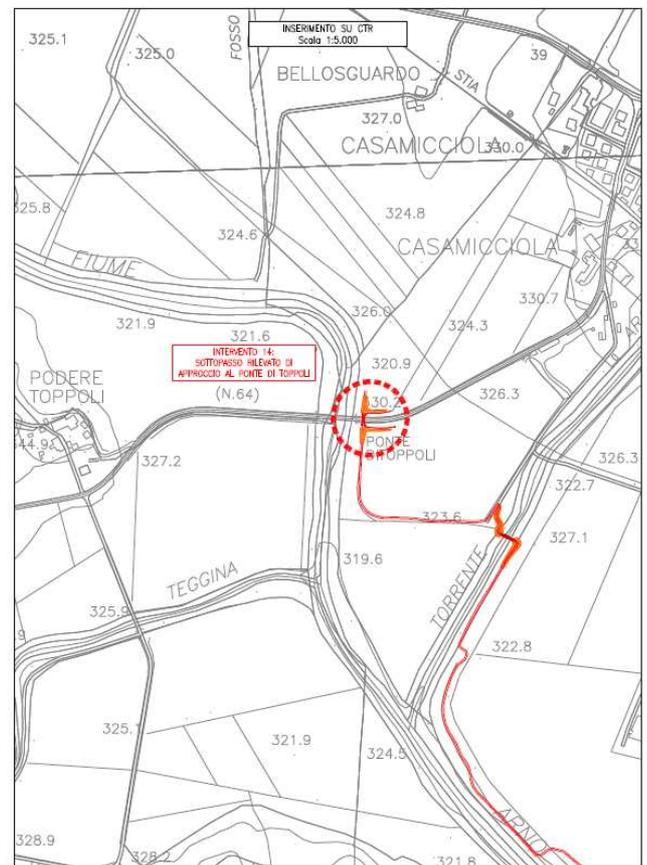
		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli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

2 – INTERVENTO 14: SOTTOPASSO DELLA S.P. 64 PER ORTIGNANO RAGGIOLO PRESSO IL PONTE DI TOPPOLI

2.1 – Breve descrizione della struttura

L'intervento costituisce il collegamento tra il tratto di pista già realizzato all'interno del 2° Stralcio 1° Lotto a nord del Ponte di Toppoli ed il proseguimento previsto all'interno del 3° Lotto a sud del ponte.

Il sottopasso è stato valutato per non realizzare un attraversamento a raso della direttrice stradale posto nelle immediate vicinanze della rotatoria esistente.

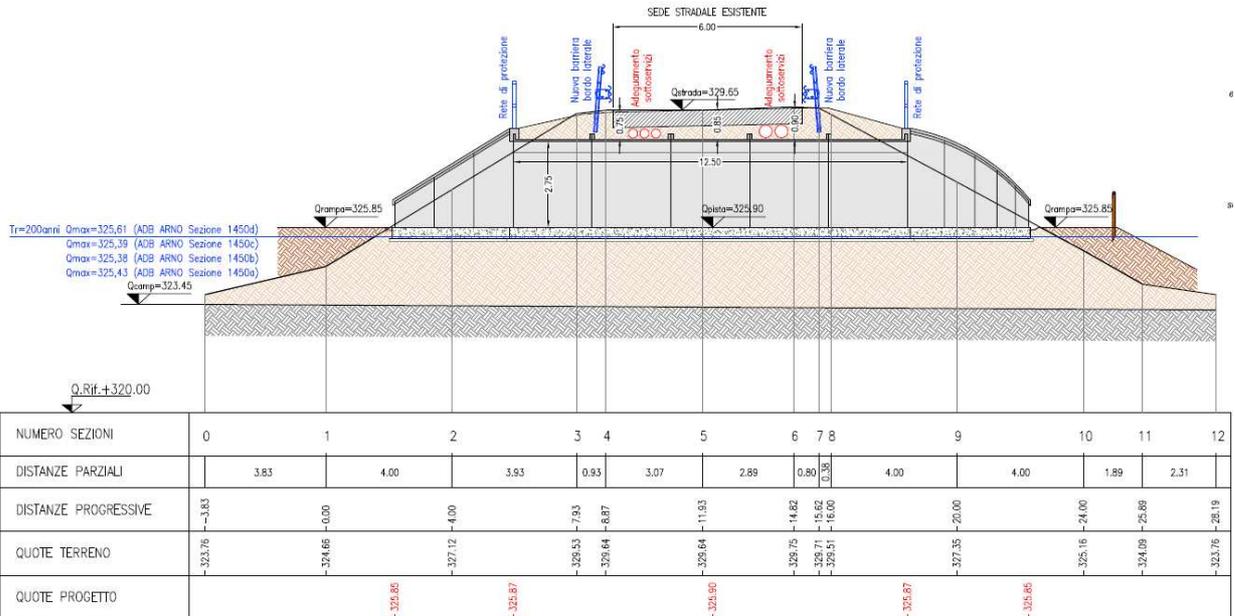
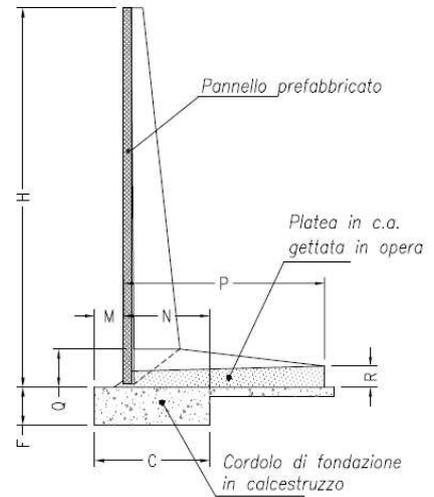
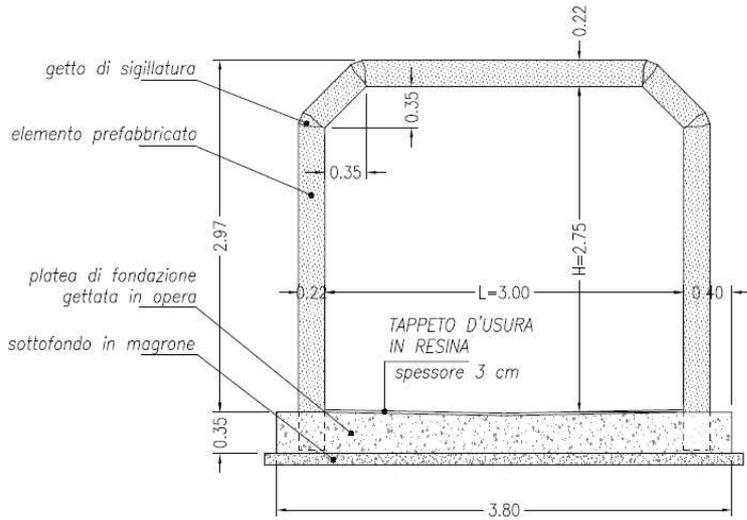


Essendo la direttrice in oggetto di primaria importanza, per velocizzare l'operazione è stata prevista la posa di un sottopasso prefabbricato, dimensioni nette in larghezza m 3,00 x altezza m 2,75: la quota finita della pista all'interno della canna è prevista in m +325,90, quindi superiore al livello di massima piena con $Tr = 200$ anni pari a m +325,61.

Al contempo, è previsto un rinterro complessivo di cm 85, sufficiente quindi al passaggio dei sottoservizi sempre che provvisti delle necessarie protezioni da concordarsi con gli Enti Gestori.

MODULO TIPO da 2.50 m

SEZIONE TIPOLOGICA MURO



2.2 – Parametri sismici

Sulla base delle coordinate WGS84 del sito:

Lat: 43.69537259

Long: 11.79704045



Localizzazione dell'intervento

si ricavano i Parametri di Pericolosità Sismica:

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.059	2.487	0.260
Danno	50	0.074	2.467	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.180	2.387	0.295
Prevenzione Collasso	975	0.228	2.387	0.307

dove:

- T_r = Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]
- A_g = Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]
- F_0 = Fattore di amplificazione per spettro orizzontale
- T^*_c = Periodo spettrale di riferimento [s]

2.3 – Predimensionamento strutture

La struttura è costituita da una successione di archi prefabbricati in cemento armato normale, i cui ritzi sono incastrati alla base in una platea di cemento armato gettato in opera.

Le dimensioni principali del ponte (formato da 8 archi prefabbricati) sono:

- Altezza interna: $H = 2.75$ m
- Luce netta: $L = 3.00$ m
- Larghezza elemento singolo: $I = 2.50$ m
- Larghezza totale: $U = 12.50$ m

La struttura è costruita in due fasi: inizialmente gli elementi prefabbricati sono posati su un sottofondo di calcestruzzo povero, semplicemente accostati fra loro; successivamente si costruisce in opera la platea in cemento armato, che congloba i ferri che fuoriescono dalla base ai ritzi.

Gli archi sono infine solidarizzati da un getto in opera, di modesto volume, effettuato nei vani tra un elemento e l'altro.

La verifica della struttura è effettuata mediante un programma di calcolo automatico.

Data la piccola luce del ponte, dell'ordine di grandezza della larghezza delle corsie di carico, il collegamento trasversale fra gli archi ha poca influenza nella determinazione dei momenti flettenti, mentre ne ha di più riguardo le sollecitazioni di taglio. Nel calcolo, per semplicità, considereremo gli archi isolati e trascureremo cautelativamente il contributo dovuto al collegamento fra essi, anche se è prevedibile nella struttura reale completa una riduzione del 15-20% delle tensioni tangenziali massime rispetto a quelle così calcolate.

Il coefficiente di ripartizione dei carichi, che rappresenta la quota del carico mobile nominale gravante sull'arco più sollecitato, è calcolato semplicemente come rapporto fra la larghezza dell'elemento e la larghezza della corsia di carico (opportunamente maggiorata per tenere conto della diffusione degli sforzi nella terra e nel semi-spessore dell'impalcato).

Per ogni condizione di carico studiata il programma fornisce delle tabelle che mostrano i dati di base (dimensioni geometriche, valore dei carichi, ecc.), i risultati finali (caratteristiche di sollecitazione, tensioni, ecc.) e i risultati intermedi necessari per seguire lo svolgimento del calcolo (componenti dei carichi sulle sei travi dell'arco, forze trasmesse nei nodi, ecc.)

Queste tabelle sono suddivise in sei paragrafi:

- 1 Dati iniziali
- 2 Travi: dimensioni e carichi
- 3 Reazioni vincolari e carichi sul terreno
- 4 Forze trasmesse nei nodi
- 5 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione
- 6 Verifica delle sezioni

Ogni arco isolato costituisce un telaio rigido chiuso, e pertanto è tre volte iperstatico.

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è effettuato con un'analisi elastica lineare.

Tutte le grandezze indicate nelle tabelle si riferiscono a un arco singolo, di larghezza pari a 2.50 metri.

CARICHI PERMANENTI

Peso proprio

Il peso specifico del cemento armato è assunto pari a 2,5 t/m³, a meno che sia diversamente specificato nel paragrafo "Dati iniziali" delle tabelle allegate.

Il peso proprio di ogni trave di un arco, calcolato in base alle sue dimensioni geometriche, è indicato nelle tabelle allegate alla linea A32.

Peso e spinta delle terre

Nel caso in esame, l'altezza H₀ del terrapieno in corrispondenza della mezzeria vale :

$$H_0 = 2.50 \text{ m}$$

Il peso specifico della terra, il suo spessore al di sopra dell'impalcato e i coefficienti di spinta della terra sui due lati della struttura (chiamati rispettivamente L1 e L6) sono indicati nel paragrafo "Dati iniziali" delle tabelle allegate.

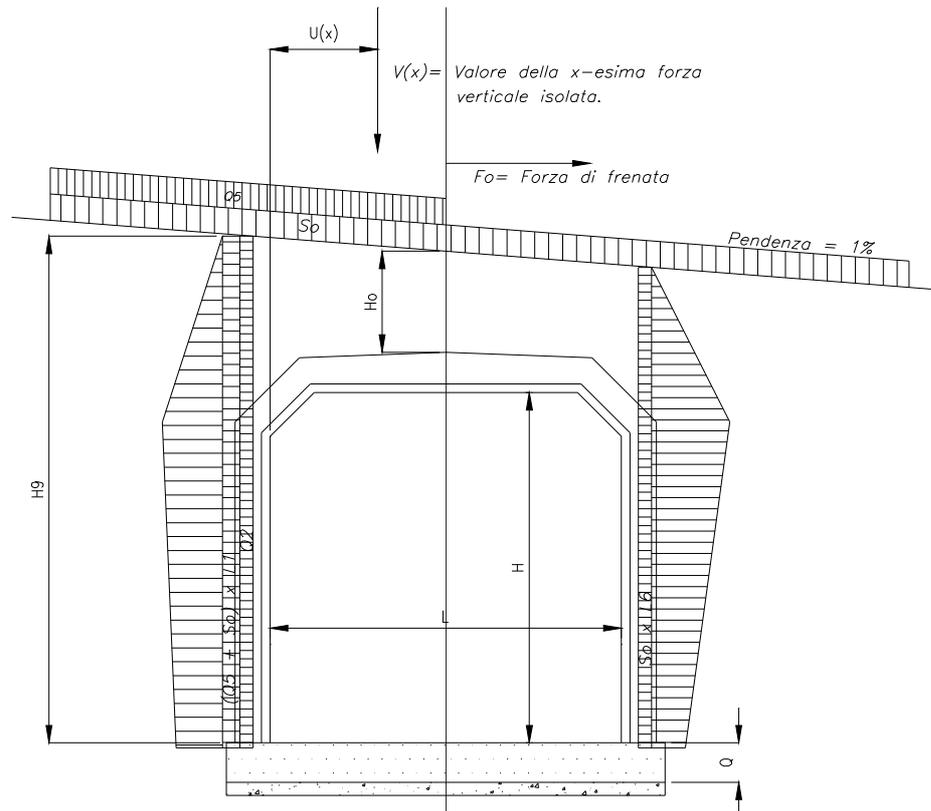
I coefficienti di spinta sui due lati sono in generale diversi fra loro a causa dei differenti spostamenti orizzontali delle due pareti laterali della struttura.

I coefficienti di spinta indicati non sono impiegati direttamente poiché non si è utilizzato un diagramma di spinta trapezio bensì un diagramma bi-lineare come indicato in fig.1. Questo diagramma determina la stessa spinta totale del diagramma trapezio, ma ha una distribuzione di spinta con andamento convesso.

Abbiamo adottato questo diagramma di spinta poiché, caricando la struttura, le pareti laterali si spostano contro terra soprattutto in alto determinando una spinta maggiore contro la parte superiore della parete.

Il diagramma di spinta è stato stabilito secondo i criteri seguenti:

- A livello della platea di fondazione, dove lo spostamento laterale è nullo, la pressione è uguale a quella corrispondente a un coefficiente di spinta di 0,25;
- il valore della risultante della spinta è lo stesso che si avrebbe adottando un diagramma trapezio con il coefficiente indicato (L1 o L6);
- la spinta raggiunge il suo valore massimo a livello dello spigolo laterale inferiore, dove si ha il massimo spostamento contro terra;
- il valore dei coefficienti di spinta L1 e L6 è adeguato all'entità della rotazione contro terra del ritto.



Dati geometrici – Carichi agenti sulla struttura

CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi d'esercizio assunti nel calcolo sono quelli stabiliti dal D.M. 4/5/1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".

Le dimensioni trasversali del ponte per la determinazione delle colonne di carico sono le seguenti:

Larghezza totale del ponte =	12,50 m
Numero delle colonne di carico =	3
Larghezza delle colonne di carico =	3,50 m

La disposizione dei carichi in senso longitudinale sulle corsie è determinata in base alle linee di influenza, in modo da determinare le condizioni più sfavorevoli rispetto alle sollecitazioni seguenti:

- momento flettente nella sezione centrale della soletta (fig.2A)
- momento flettente nella sezione centrale della trave obliqua (fig.2B)
- sforzo di taglio nella sezione d'incastro della soletta (fig.2C)
- sforzo di taglio nella sezione centrale della soletta (fig.2D)

Condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO 1:

Carico q1a (mezzo convenzionale a tre assi da 60 t) maggiorato del sovraccarico dinamico, disposto in centro alla campata + sovraccarico sul rilevato (da una parte sola) + forza di frenatura

CONDIZIONE DI CARICO 2:

Carico q1a disposto su metà campata + forza di frenatura

CONDIZIONE DI CARICO 3:

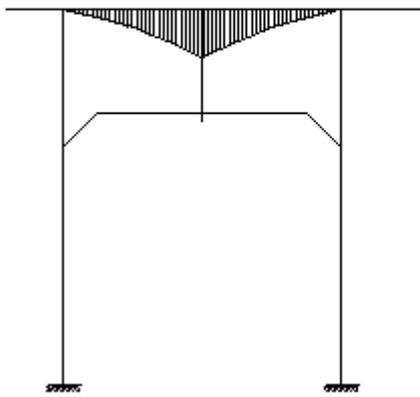
Carico q1a disposto in centro alla campata, moltiplicato per il coefficiente riduttivo y_2 .

Questa condizione di carico, corrispondente all'azione FIII della normativa, è impiegata per la verifica della fessurazione. L'apertura teorica della fessura (riportata nell'ultima colonna della tabella "Verifica delle sezioni") deve risultare inferiore a 0,1 mm.

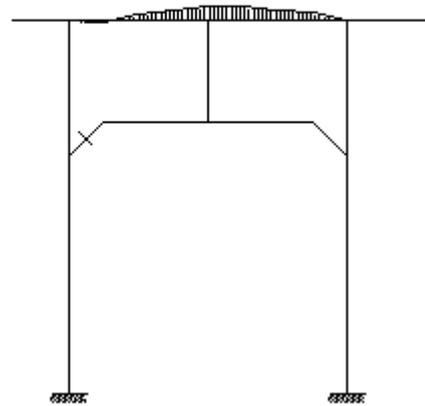
La verifica dell'azione FII. della normativa (per la quale è prescritta un'apertura teorica delle fessure inferiore a 0,2 mm) è sempre soddisfatta, per la struttura in esame, se è soddisfatta quella dell'azione FIII . Questa verifica non è riportata nelle tabelle riepilogative.

Le condizioni di carico adottate sono schematizzate nella seguente figura.

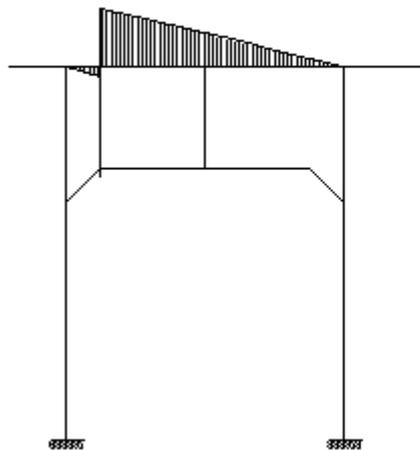
Momento flettente in mezzeria:



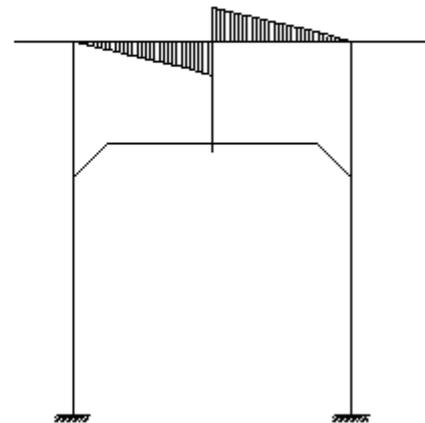
Momento flettente nella sezione centrale della trave obliqua:



Taglio sezione di incastro della soletta:



Taglio in mezzeria:



Andamento delle linee di influenza dei carichi mobili (diagrammi tratteggiati) e rappresentazione della loro costruzione grafica

CARICO STRADALE
 TELAIO CHIUSO

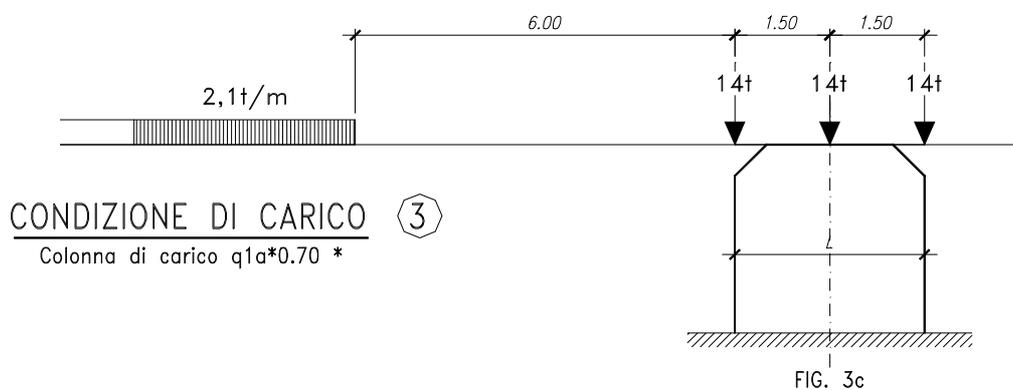
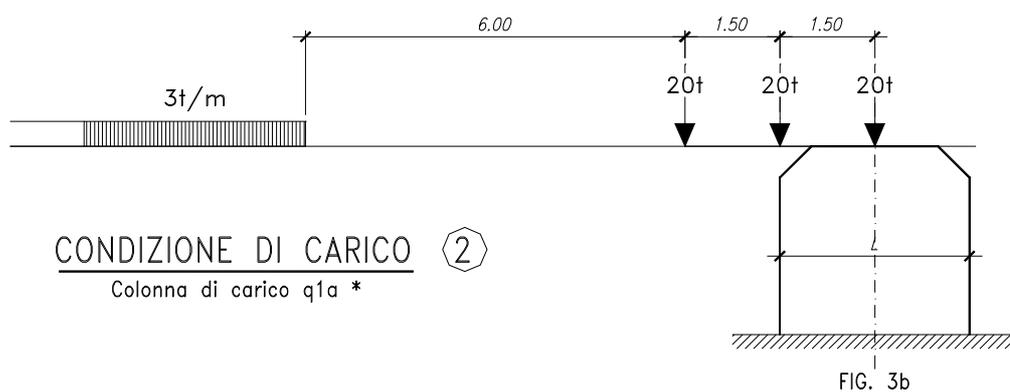
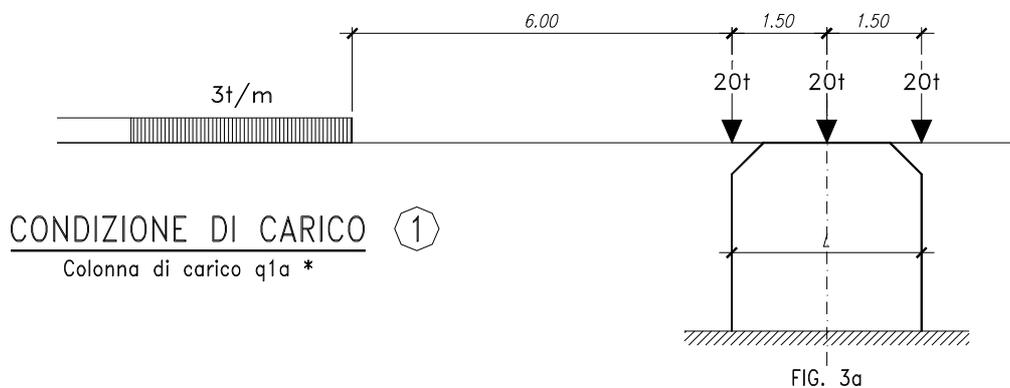


FIG. 3d * Carichi da moltiplicare per il coeff. dinamico F9 e di ripartizione Y9

Condizioni di carico

I valori dei carichi adottati nel calcolo sono i seguenti:

Carichi mobili

Il carico mobile q_{1a} è costituito da tre forze concentrate di 20 t ciascuna distanti 1,5 metri.

Al di fuori dell'ingombro convenzionale di questo carico, pari a 15 m., è disposto un carico ripartito di 3 t/m.

Per tenere conto degli effetti dinamici queste forze sono maggiorate moltiplicandole per un coefficiente dinamico $F = 1,4$

Nel paragrafo "Dati iniziali" delle tabelle sono indicati i valori delle forze concentrate effettivamente impiegati nel calcolo dell'arco. Esse sono ottenute moltiplicando i carichi nominali per il coefficiente dinamico e per il coefficiente di ripartizione trasversale, dato dal rapporto tra la larghezza di un elemento prefabbricato a la larghezza della zona di ripartizione del carico (che è pari alla somma della larghezza della corsia di carico e la maggiorazione dovuta alla diffusione degli sforzi nella terra e nel semi spessore dell'impalcato)

Sovraccarico sul rilevato

Il sovraccarico sul rilevato determina una pressione uniforme sulla parete laterale della struttura. Il valore di questa pressione laterale è indicato, quando presente, nel paragrafo "Dati iniziali" delle tabelle.

Forza di frenatura

La forza di frenatura è pari al 20% del totale del carico q_{1a} che può interessare la struttura. Il suo valore e la quota a cui essa si suppone applicata sono indicati nel paragrafo "Dati iniziali".

VERIFICA DELLA FESSURAZIONE

La verifica della fessurazione è svolta per la sola condizione di carico 3, corrispondente all'azione F_{III} .

Per questa condizione di carico, l'apertura teorica delle fessure riportata nell'ultima colonna della tabella "Verifica delle sezioni" deve risultare inferiore a 0,1 mm, valore massimo prescritto per ambiente aggressivo e in ogni caso all'estradosso delle solette.

La verifica dell'azione F_{II} della normativa per la quale è prescritta un'apertura teorica delle fessure inferiore a 0,2 mm è sempre soddisfatta, per la struttura in esame, se è soddisfatta quella dell'azione F_{III} . Questa verifica non è riportata nelle tabelle riepilogative.

Nelle tabelle è indicato un trattino al posto del valore di apertura delle fessure quando, per la condizione di carico esaminata, la verifica della fessurazione non è richiesta. E' invece riportato il valore zero quando il calcolo eseguito indica che non si ha apertura delle fessure.

La verifica della fessurazione è effettuata secondo le prescrizioni del D.M. 14/2/92 n.55 e relative istruzioni.

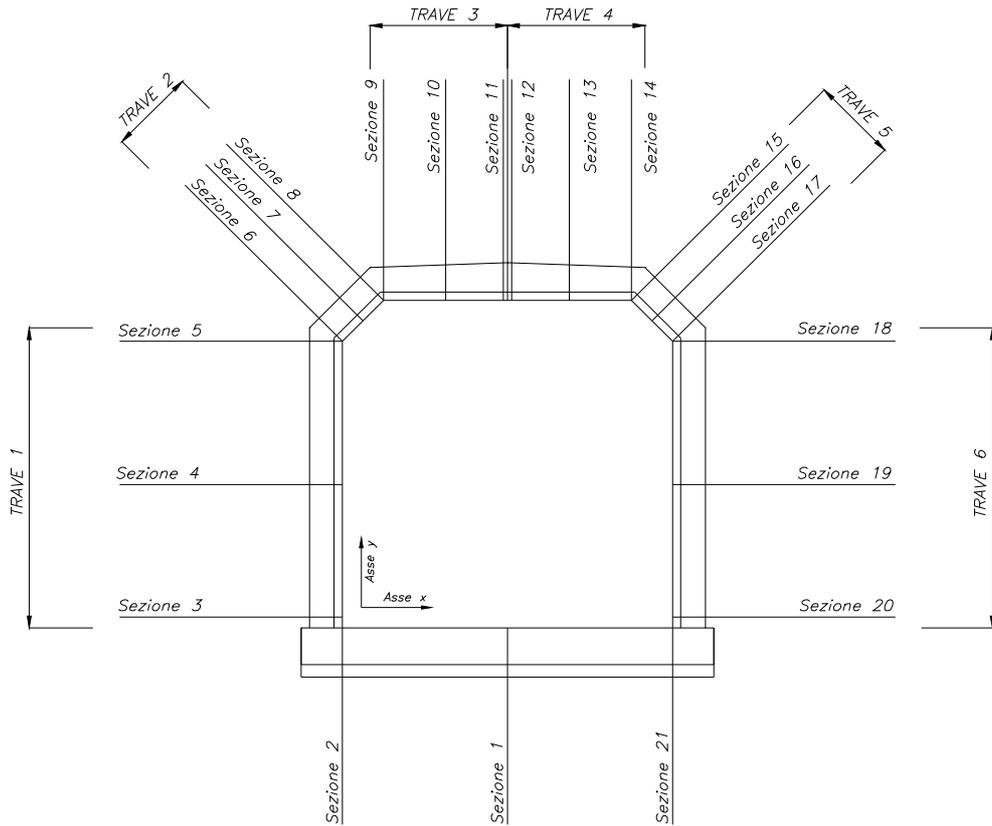
Poiché i valori massimi prescritti di apertura delle fessure (in genere 0,1 mm per i suoli ordinari) sono riferiti a strutture in cui il ricoprimento delle armature sia uguale al valore minimo ammesso, pari a 20 mm nel caso in esame, in base al punto 4.2.4.2 delle istruzioni alle norme, per valori di ricoprimento maggiori essi possono essere aumentati secondo il rapporto fra il ricoprimento effettivo delle armature e il ricoprimento minimo.

Nel nostro caso, poiché il ricoprimento delle armature è in genere di 25 mm negli elementi prefabbricati e di 35mm nelle platee, l'apertura caratteristica delle fessure deve risultare inferiore a $0,1 \times 25 / 20 = 0,125$ mm per le sezioni del prefabbricato ed a $0,1 \times 35 / 20 = 0,175$ mm per le platee.

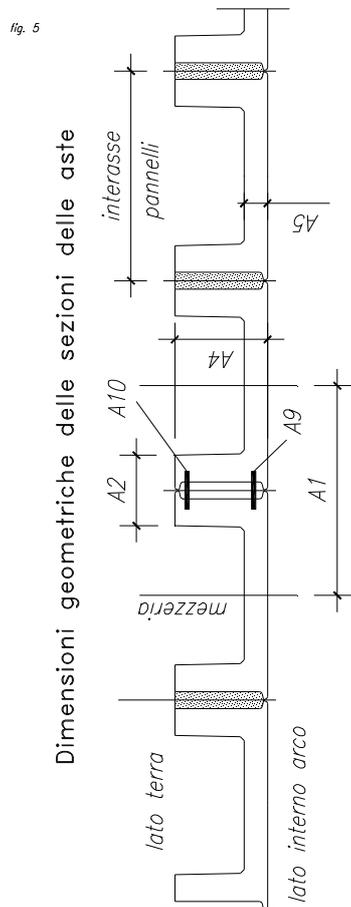
FONDAZIONI

Per ogni condizione di carico sono indicati nelle tabelle le reazioni di incastro alla base dei due ritti, i carichi sul terreno di fondazione e l'inclinazione della risultante sul terreno.

Il calcolo della pressione sul terreno è effettuato assumendo un diagramma di pressione uniforme, con fondazione parzializzata.



Posizione delle sezioni



Dimensioni geometriche delle sezioni delle aste

Dimensioni geometriche delle sezioni delle aste

Sollecitazioni del trasverso con le azioni per le verifiche allo s.l.u.:

ARCO	Carico mobile		FRECCHE DEGLI ARCHI			Forze tra trasverso e arco kN	TAGLIO kN	MOMENTO flettente kN.m
	Aliquota della corsia più caricata	Totale kN	Isolati mm	Con trasverso mm	Differenza mm			
1° arco	0.050	40.2	-0.03	0.15	0.18	50.8	50.8	0.0
2° arco	0.318	257.6	0.76	0.63	-0.13	-38.2	12.6	63.5
3° arco	0.417	337.5	1.05	0.90	-0.15	-44.4	-31.8	79.3
4° arco	0.360	291.9	0.89	0.90	0.01	3.5	-28.3	39.6
5° arco	0.278	225.6	0.64	0.74	0.10	28.7	0.4	4.2
6° arco	0.260	210.9	0.59	0.55	-0.04	-11.5	-11.1	4.7
7° arco	0.156	126.6	0.28	0.35	0.07	18.9	7.8	-9.2
8° arco	0.138	111.9	0.23	0.17	-0.06	-18.0	-10.2	0.5
9° arco	0.056	45.6	-0.01	0.00	0.01	3.0	-7.2	-12.2
10° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.13	0.05	14.9	7.7	-21.2
11° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.18	0.00	-1.0	6.7	-11.5
12° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.19	-0.01	-3.9	2.8	-3.2
13° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.19	-0.01	-2.5	0.3	0.3
14° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.18	0.00	-0.8	-0.5	0.6
15° arco	0.000	0.0	-0.18	-0.18	0.00	0.5	0.0	0.0

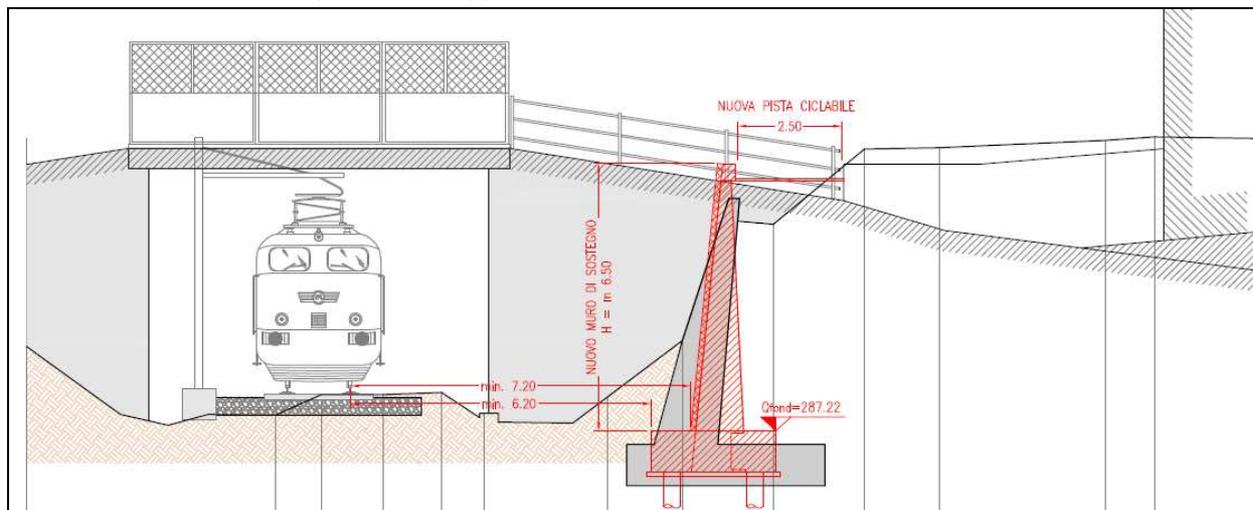
VERIFICA A S.L.U DELLA SEZIONE VERTICALE PIÙ SOLLECITATA

Forze e momenti si riferiscono ad una striscia larga $l = m$. 1.25. Sono già moltiplicati per i coefficienti gamma delle azioni del caso STR

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto m	Peso striscia terreno kN	Totale forze verticali kN	Eccentricità dalla mezzeria della fond. m (2)	Carico distribuito plastico (Meyerhof) kN/m2	Ampiezza senza carico a m	Distanza sezione + sollecitata dal bordo interno m	Sollecitazioni esterne	
	Rorizz=V kN (1)	Rvert=N kN	Distanza da facciata m								Md kN.m	Vd kN
Ritto sinistro												
10	-171	199	0.060	6.75	171	404	0.025	150	0.051	0.745	45	55
20	-171	199	0.060	6.75	171	404	0.025	150	0.051	0.745	45	55
21	-172	353	0.060	6.75	171	558	-0.021	199	0.000	0.838	87	115
22	-173	397	0.060	6.75	171	601	-0.030	213	0.000	0.851	96	127
23	-161	414	0.060	6.75	171	619	-0.023	220	0.000	0.863	103	136
91	-129	169	0.060	6.75	127	329	0.012	121	0.023	0.770	42	48
92	-117	91	0.060	6.20	116	241	0.055	92	0.110	0.638	16	8
93	-129	146	0.060	6.75	127	307	0.023	114	0.045	0.740	34	37
94	-117	98	0.060	6.20	116	248	0.049	94	0.099	0.661	19	12
Ritto destro												
10	-131	203	0.060	6.75	171	407	0.073	159	0.146	0.798	42	50
20	-131	203	0.060	6.75	171	407	0.073	159	0.146	0.798	42	50
21	-107	398	0.225	6.75	171	603	0.133	249	0.266	1.057	98	136
22	-114	340	0.198	6.75	171	545	0.122	223	0.244	1.015	83	114
23	-113	350	0.182	6.75	171	554	0.110	224	0.220	1.001	85	117
91	-129	174	0.060	6.75	127	335	0.009	123	0.018	0.775	44	51
92	-117	94	0.060	6.20	116	244	0.052	93	0.105	0.650	17	10
93	-129	165	0.060	6.75	127	325	0.012	120	0.025	0.764	41	47
94	-116	109	0.060	6.20	116	259	0.042	98	0.083	0.694	23	19



Per poter eseguire tale collegamento, si ritiene necessario il completamento del muro di controripa esistente, altezza fuori terra m 6,50, per uno sviluppo di circa m 6,25.



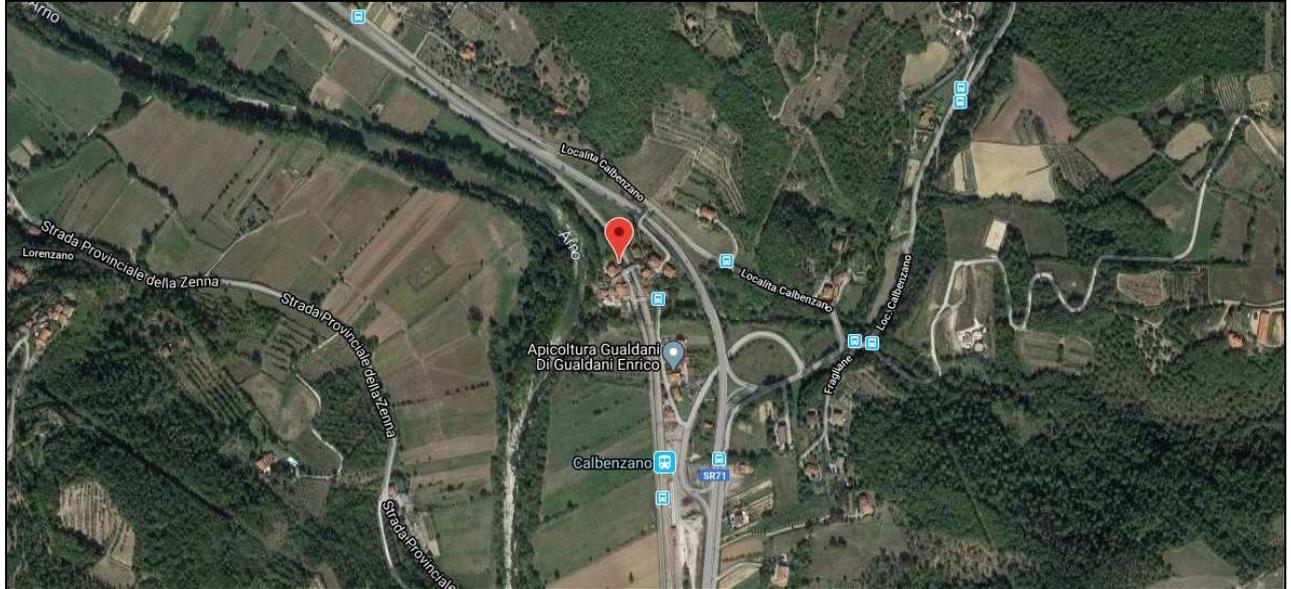
Al fine di velocizzare le operazioni di realizzazione, anche in questo caso si è prevista la posa di elementi prefabbricati modulari (n. 5 elementi da m 1,25), nonché la realizzazione del batolo su pali, al fine di ridurre gli ingombri derivanti da una fondazione operante solo in base alle caratteristiche geotecniche del terreno.

3.2 – Parametri sismici

Sulla base delle coordinate WGS84 del sito:

Lat: 43.61520277

Long: 11.86310863



Localizzazione dell'intervento

si ricavano i Parametri di Pericolosità Sismica:

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.057	2.495	0.260
Danno	50	0.072	2.482	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.173	2.387	0.300
Prevenzione Collasso	975	0.218	2.400	0.310

dove:

- T_r = Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]
- A_g = Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]
- F_0 = Fattore di amplificazione per spettro orizzontale
- T^*_c = Periodo spettrale di riferimento [s]

3.3 – Predimensionamento strutture

Pur essendo un muro prefabbricato, in questa sede il manufatto viene predimensionato come struttura realizzata in opera.

La struttura viene dimensionata mediante software di calcolo CDSWin (Licenza nr. 23370/2019).

Relativamente alle caratteristiche geotecniche del terreno a tergo del muro, si assumono i seguenti valori:

- γ = peso specifico = 2000 daN/mc
- ϕ = angolo d'attrito = 45°
- δ_1 = angolo d'attrito terreno – paramento = 2/3 ϕ = 30°
- δ_2 = angolo d'attrito terreno – fondazione = 2/3 ϕ = 30°
- c = coesione = 0
- c_a = adesione = 0

Per le fondazioni su pali, in attesa di prospezioni più approfondite, sulla base di indagini similari realizzate nella zona di intervento, si valuta la seguente stratigrafia:

da quota: -0,50	a quota: -6,00	argilla con ghiaia, ghiaia e sabbia in matrice argillosa
- peso dell'unità di volume:		$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo attrito:		$\phi' = 0$
- angolo di aderenza terreno-palo:		$\delta = 0$
- coesione efficace:		$c' = 0,40$
- adesione terreno-palo:		$c_a = 0,20$
- coefficiente di spinta del terreno:		$k = 0$
- coefficiente di Winkler:		$k_W = 15,0$
da quota: -6,00	a quota: -20,00	argilliti
- peso dell'unità di volume:		$\gamma' = 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo attrito:		$\phi' = 24^\circ$
- angolo di aderenza terreno-palo:		$\delta = 2/3 \phi' = 16^\circ$
- coesione efficace:		$c' = 0$
- adesione terreno-palo:		$c_a = 0$
- coefficiente di spinta del terreno:		$k = 1,0$
- coefficiente di Winkler:		$k_W = 25,0$

La verifica viene condotta calcolando una quota di falda a quota -1,00 dal piano campagna.

Per la determinazione della portanza dei pali si utilizza la formula:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_f$$

con: Q_p = portanza di punta

Q_f = portanza laterale

dove, per la determinazione della portanza di punta dei pali si applica la formula generale:

$$Q_p = A_p (c N_c + q_b N_q)$$

con A_p = area della sezione del palo

c = coesione del terreno

q_b = pressione litostatica del terreno all'estremità del palo

N_c, N_q = coefficienti per il calcolo della portanza di punta proposti da diversi autori (Meyerhof, Terzaghi, Hansen)

mentre la capacità portante laterale dei pali viene calcolata con l'espressione:

$$Q_f = \int_0^L P (c_a + k * \sigma_v * \tan \delta) dz$$

con L = lunghezza dal palo nello strato considerato
P = perimetro del palo
ca = adesione terreno-palo
k = coefficiente di spinta del terreno
 σ_v = pressione geostatica del terreno
 δ = angolo di aderenza terreno-palo ($=2/3 \phi$)

Nel dimensionamento geotecnico delle fondazioni, oltre al fattore riduttivo γ_r ($=1,35$ per portata di punta, $1,15$ per portata laterale) per le verifiche dei pali, si applicherà ai fini cautelativi il massimo fattore di riduzione $\xi = 1,70$.

Mediante calcolo della portata con ausilio di software, si ottengono i seguenti valori:

$$Q_p = \text{portanza limite di punta} = 64.300 \text{ daN}$$

$$Q_f = \text{portanza limite laterale} = 55.600 \text{ daN}$$

Applicando i valori di riduzione delle portate da Tabelle NTC:

$$Q_p = \text{portanza di punta} = 64.300 \text{ daN} / 1,35 = 47.630 \text{ daN}$$

$$Q_f = \text{portanza laterale} = 55.600 \text{ daN} / 1,15 = 48.350 \text{ daN}$$

ed il coefficiente parziale di riduzione $\xi = 1,70$, si ottiene:

$$R_d = \text{resistenza di progetto} = 56.450 \text{ daN}$$

Si riporta di seguito l'output del software di calcolo.

RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTI**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.

• **CALCOLO DELLE SPINTE**

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \tan \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0° fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "Coulomb estes" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "Coulomb classico", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• **COMBINAZIONI DI CARICO**

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.
- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

□ **CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE**

La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche del terreno dei vari strati attraversati dal palo. E' data dalla somma della portata alla punta e la portata per attrito laterale. I calcoli sono eseguiti secondo le norme A.G.I. La formula di seguito riportata è un'estensione di quella classica in quanto tiene conto del fatto che il terreno può presentare strati con caratteristiche differenti. Gli angoli vanno espressi in radianti.

Nel caso di terreni coesivi (cm>0):

$$Ra = \pi \cdot D \cdot l \cdot \alpha \cdot cm$$

$$Rb = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (9 \cdot cb + \alpha m \cdot l)$$

essendo (esprimendo cm in Kg/cmq):

$$a = 0,9 \text{ per } cm \leq 0,25$$

$$a = 0,8 \text{ per } 0,25 < cm \leq 0,50$$

$$a = 0,6 \text{ per } 0,50 < cm \leq 0,75$$

$$a = 0,4 \text{ per } 0,75 < cm$$

Nel caso di terreni incoerenti (cm=0):

$$Ra = \pi \cdot D \cdot \frac{l}{2} \cdot \sum [K \cdot \tau \cdot h^2 \cdot \tan \phi + 2 \cdot h \cdot \tan \phi \cdot \sum (\tau \cdot h)]$$

essendo:

$$K = \frac{1}{7} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \frac{1}{1 - \tan(0,8 \cdot \phi) \cdot (1 - \sin \phi)}$$

con la prima sommatoria estesa a tutti gli strati e la seconda a tutti quelli soprastanti lo strato i-esimo.

$$Rb = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \alpha m \cdot l \cdot Nq$$

il termine Nq è funzione di f_b e del rapporto h / D, ricavato per interpolazione lineare in base alla seguente tabella (valida nel caso di D minore o uguale al diametro limite impostato nei dati generali, pari a 60 o 80 cm):

f_b	0	28	30	32	34	36	38	40	
Nq	0	12	17	25	40	58	89	137	per h / D = 25
Nq	0	9	14	22	37	56	88	136	per h / D = 50

o in base a quest'altra (per D maggiore del diametro limite):

f_b	0	25	30	35	40	
Nq	0	4,0	10,0	18,8	32,8	per h / D = 4
Nq	0	5,2	8,8	15,2	28,5	per h / DS = 32

In presenza di fenomeni di attrito negativo, al carico agente sul palo va aggiunto il seguente termine:

$$R_{neg} = p \cdot D \cdot t_m \cdot l \cdot Lambe$$

La simbologia usata nella formula precedente è la seguente:

- D = diametro del palo
- L = lunghezza del palo
- H = spessore dello strato di terreno attraversato
- Ra = portanza per attrito laterale
- Rb = portanza alla base
- t = peso specifico del terreno del singolo strato
- t_m = peso specifico in media pesata sugli strati
- f = angolo di attrito interno del terreno del singolo strato
- cb = coesione del terreno dello strato di base
- cm = coesione in media pesata sugli strati
- Lambe = coefficiente di Lambe per il calcolo dell'attrito negativo

Tale formula si riferisce alla portata del singolo palo isolato; nel caso di pali ravvicinati, si considera un coefficiente riduttivo di gruppo, funzione dell'interasse tra i pali rapportato al diametro. Ai fini del calcolo del coefficiente di sicurezza alla portanza, al carico di esercizio agente sul palo si somma il peso proprio del palo stesso.

- **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

- **PALI DI FONDAZIONE**

I pali di fondazione collegati alla zattera di fondazione risultano sollecitati, oltre che a sforzo normale e a taglio, anche a momento flettente indotto dal taglio. Tali sollecitazioni sono diverse per i pali delle varie file, per cui la verifica viene ripetuta tutte le volte che è necessario.

Il taglio agente sul palo si ottiene dividendo la spinta complessiva del muro per il numero dei pali, ricavando la componente normale al palo di tale forza e moltiplicandola per il coefficiente di ripartizione del taglio assegnato nei dati generali. Circa il momento flettente, il calcolo viene effettuato con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il modello di trave su suolo alla *Winkler* sottoposta ad una forza tagliante ad un estremo. Nel caso di tratto sveltante viene aggiunto un tratto di palo non contrastato dall'azione del terreno. Ai fini del calcolo il palo è suddiviso in tronchi per i quali la costante di *Winkler* varia con la profondità. In mancanza di dati espliciti forniti in input, la costante di *Winkler* viene ricavata con la seguente espressione (cfr. *Bowles – Fondazioni*, pag. 649):

$$K_w = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0,5 \cdot g \cdot 1 \cdot N_g) + 40 \cdot g \cdot N_q \cdot z$$

essendo:

- c = coesione
- g = peso specifico efficace
- Nc, Nq, Ng = coefficienti di portanza
- z = ascissa della profondità

La verifica del palo viene effettuata con un calcolo a presso-flessione, per tutte le combinazioni di carico previste e per tutte le file di pali.

Per quanto riguarda la zattera di fondazione collegata ai pali, viene anche calcolata l'armatura trasversale, ipotizzando, in maniera semplificata, l'esistenza di tante travi in cemento armato che collegano i pali lungo ciascuna fila, incastrate in corrispondenza delle teste dei pali e caricate dal peso proprio e del terreno su essa gravante.

L'interazione cinematica, dove valutata, palo-terreno è calcolata secondo le Norme NEHRP:

- Per lo strato omogeneo:

$$M(z) = E_p \cdot I_p \cdot \frac{a(z)}{V_s^2}$$

in cui:

- Ep = modulo elastico longitudinale del palo
- Ip = momento di inerzia del palo
- a(z) = accelerazione sismica alla quota z
- Vs = velocità efficace delle onde di taglio dello strato

- Per il cambio strato:

$$M(z) = 0,042 \cdot S \cdot \frac{a}{g} \cdot g_1 \cdot h_1 \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \cdot \left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{0,5}$$

in cui:

- Ep = modulo elastico longitudinale del palo
- E1 = modulo elastico dello strato superiore

- $S \cdot \frac{a}{g}$ = accelerazione (in frazioni di g) sismica alla superficie
- g_1 = peso specifico strato superiore
- h_1 = altezza dello strato superiore
- d = diametro del palo
- L = lunghezza del palo
- $Vs_1; Vs_2$ = velocità efficaci delle onde di taglio negli strati superiore ed inferiore

I dati relativi all'interazione cinematica palo-terreno, hanno il significato seguente:

- Crit. N.ro** : Numero del criterio di progetto
- Profond (m)** : Profondità (media) che individua lo strato superiore in cui calcolare il momento per il cambio strato
- Vs1 ; Vs2** : Velocità delle onde di taglio negli strati superiore ed inferiore
- Vs1/Vs1eff** : Rapporto di decadimento della velocità efficace delle onde Vs_2/Vs_{2eff} di taglio del terreno soprastante (1) o sottostante (2) la quota di verifica in condizioni sismiche
- Vs** : Velocità delle onde di taglio nello strato omogeneo
- Vs/Vseff** : Rapporto di decadimento della velocità efficace delle onde di taglio del terreno nello strato omogeneo

π CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI DI FONDAZIONE

La resistenza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche del terreno dei vari strati attraversati dal palo. I calcoli sono eseguiti secondo la teoria di Broms. Gli angoli vanno espressi in radianti. In generale la pressione resistente lungo il fusto del palo viene calcolata in base alle due seguenti espressioni, valide per condizioni non drenate e drenate. La resistenza complessiva si ricava integrando tale pressione per la lunghezza del palo, tenendo così conto della presenza di diversi strati. Nei tabulati verrà riportato il valore minimo del carico limite tra condizioni drenata e non drenata. In condizioni non drenate si ha:

$$P_u = 9 \times C_u \times D$$

Il carico limite si ricava da tale valore della pressione limite, estesa per tutto lo sviluppo del palo con eccezione del tratto iniziale per una lunghezza di 1,5 diametri. In condizioni drenate invece si ha:

$$P = (3 \times K_p \times g \times z + 9 \times C) \times D$$

Il carico limite si ricava da tale valore della pressione limite, estesa per tutto lo sviluppo del palo. La simbologia usata è la seguente:

- D = diametro del palo
- C_u = coesione non drenata
- C = coesione drenata
- K_p = costante di spinta passiva
- g = peso specifico del terreno
- z = profondità

Tali formule si riferiscono alla portata del singolo palo isolato; nel caso di pali ravvicinati, si considera un coefficiente riduttivo di gruppo, funzione dell'interasse tra i pali rapportato al diametro.

π SPINTE DEL TERRAPIENO

- Cmb n.** : Numero della combinazione di carico
- Fx tot** : Componente orizzontale della spinta complessiva del terrapieno
- Fy tot** : Componente verticale della spinta complessiva del terrapieno
- H tot** : Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno
- X tot** : Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno

Fx tp	: Componente orizzontale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
Fy tp	: Componente verticale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
H tp	: Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
X tp	: Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
Fx esp	: Componente orizzontale della spinta aggiuntiva esplicita
Fy esp	: Componente verticale della spinta aggiuntiva esplicita
H esp	: Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita
X esp	: Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita
Fx w	: Componente orizzontale della spinta dell'acqua
Fy w	: Componente verticale della spinta dell'acqua
H w	: Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua
X w	: Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua
K sta	: Costante di spinta statica
K sis	: Costante di spinta sismica
C sis	: Coefficiente di sicurezza al sifonamento (dato assente se non è stata eseguita la verifica)

N.B.: Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Tutte le spinte orizzontali si intendono positive se rivolte verso il paramento, quelle verticali se rivolte verso il basso.

● CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEL MURO

Distanza	: Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (estremo libero)
Angolo	: Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale
N	: Sforzo normale, positivo se di compressione
M	: Momento flettente, positivo se antiorario (ribaltante)
T	: Sforzo di taglio, positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)

N.B.: Le caratteristiche N, M e T si intendono riferite ad 1 metro di sezione di muro, o a tutta la sezione nel caso di contrafforti o cordoli.

□ VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.

Sez. N. : Numero della sezione da verificare

Ele : Tipo di elemento verificato:

- 1 = PARAMENTO
- 2 = MENSOLA AEREA A VALLE
- 3 = MENSOLA AEREA A MONTE
- 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE
- 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE
- 6 = DENTE DI FONDAZIONE
- 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO
- 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE
- 9 = CONTRAFFORTE
- 10 = CORDOLO

- Dist** : Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)
- H** : Altezza della sezione
- B** : Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)
- Xg** : Ascissa del baricentro della sezione
- Yg** : Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento
- Ang** : Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale
- Cmb fle** : Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2
- Nsdu** : Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione
- Msdu** : Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)
- A sin** : Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)
- A des** : Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli
- An. s** : Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza
- An. d** : Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza
- Nrdu** : Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione
- Mrdu** : Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli
- Cmb tag** : Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2
- Vsdu** : Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)
- Vrdu c** : Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo
- Vrdu s** : Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe
- A sta** : Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione
- Verif.** : Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PALI

Muro N.	: <i>Numero del muro</i>
Fila N.	: <i>Fila di pali cui si riferiscono le sollecitazioni</i>
Sez. N.	: <i>Numero della sezione del palo presa in esame</i>
Dist.	: <i>Distanza della sezione di calcolo, misurata a partire dalla testa del palo</i>
Kwin	: <i>Costante di Winkler orizzontale del terreno in corrispondenza del concio compreso tra la sezione di verifica e la precedente</i>
N	: <i>Sforzo normale (sforzo parallelo all'asse) agente sul singolo palo, positivo se di compressione</i>
M	: <i>Momento flettente agente sulla sezione del singolo palo</i>
T	: <i>Taglio massimo (sforzo ortogonale all'asse) agente sulla sezione del singolo palo</i>
Spost.	: <i>Spostamento del palo in corrispondenza dell'ascissa considerata (in direzione ortogonale all'asse)</i>
Press.	: <i>Pressione di contatto del palo con il terreno in corrispondenza dell'ascissa considerata</i>

VERIFICHE DI RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE

Muro N.	: <i>Numero del muro</i>
Sez. N.	: <i>Numero della sezione del palo presa in esame</i>
Dist	: <i>Distanza della sezione di calcolo misurata a partire dalla testa del palo</i>
Cmb fle	: <i>Combinazione di carico pi— gravosa per la verifica a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
Fil fle	: <i>Fila nella quale la verifica a presso-flessione è più gravosa</i>
Nsdu	: <i>Sforzo normale di calcolo (sforzo parallelo all'asse) agente sul singolo palo utilizzato per la verifica a presso-flessione, positivo se di compressione</i>
Msdu	: <i>Momento flettente di calcolo agente sul singolo palo utilizzato per la verifica a presso-flessione</i>
Atot	: <i>Area complessiva delle armature della sezione uniformemente distribuite sul perimetro</i>
Nrdu	: <i>Sforzo normale associato al momento resistente ultimo agente sul singolo palo utilizzato per la verifica a presso-flessione, positivo se di compressione</i>
Mrdu	: <i>Momento flettente resistente ultimo sul singolo palo</i>
Cmb tag	: <i>Combinazione di carico più gravosa per la verifica a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
Fil tag	: <i>Fila nella quale la verifica a taglio è più gravosa</i>
Vsdu	: <i>Taglio massimo di calcolo (sforzo ortogonale all'asse del palo)</i>

- Vrdu c** : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo*
- Vrdu s** : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe*
- A sta** : *Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione*
- Verifica** : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza*

• **VERIFICHE FESSURAZIONE PALI**

- Muro N.** : *Numero del muro*
- Tipo Comb** : *Tipo di combinazione di carico*
- Cmb fes** : *Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato*
- Fil fes** : *Fila nella quale la verifica a fessurazione è più gravosa*
- Sez. fes** : *Sezione del palo in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione*
- N fes** : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- M fes** : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- Dist.** : *Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio*
- W ese** : *Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio*
- W max** : *Ampiezza massima limite tra le fessure*
- Verifica** : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche*

• **VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO PALI**

- Muro N.** : *Numero del muro*
- Tipo Comb** : *Tipo di combinazione di carico*
- Cmb σ_c** : *Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato*
- Fil σ_c** : *Fila nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa*
- Sez. σ_c** : *Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa*
- N σ_c** : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- M σ_c** : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- σ_c** : *Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio*
- σ_c max** : *Tensione massima limite nel calcestruzzo*
- Cmb σ_f** : *Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato*
- Fil σ_f** : *Fila nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa*

Sez. σ_f	: <i>Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa</i>
N σ_f	: <i>Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
M σ_f	: <i>Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
σ_f	: <i>Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio</i>
σ_f max	: <i>Tensione massima limite nell'acciaio</i>
Verifica	: <i>Indicazione soddisfacimento delle verifiche</i>

• **VERIFICHE PUNZONAMENTO PALI DI FONDAZIONE**

Muro N.	: <i>Numero del muro</i>
Fila N.	: <i>Fila di pali alla quale si riferisce la verifica</i>
Diam	: <i>Diametro dei pali</i>
Spess	: <i>Spessore della zattera di fondazione</i>
Cmb pun	: <i>Combinazione di carico più gravosa a punzonamento. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
N punz	: <i>Sforzo di calcolo di punzonamento ortogonale alla zattera di fondazione</i>
Nrdu	: <i>Sforzo resistente ultimo di punzonamento</i>
Verifica	: <i>Indicazione soddisfacimento della verifica a punzonamento</i>

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

DATI DI CALCOLO

PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	11,86311	Latitudine Nord (Grd)	43,61520
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Probabilita' Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	475,00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,17200	Fattore Stratigrafia 'S'	1,45239
Probabilita' Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	50,00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,07100	-----	
TEORIE DI CALCOLO			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
CRITERI DI CALCOLO			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:			1,00
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali			1,20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			50
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			100
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
		TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40
Tipo Approccio		Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione		Superficiale	
COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1,40	1,20	
Scorrimento	1,10	1,00	
Ribaltamento	1,15	1,00	
Resist. Terreno Valle	1,40	1,20	
Resist. alla Base			1,35
Resist. Lat. a Compr.			1,35
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n.	1	----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,50	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,50	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	3,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,50										0,00
2	1,00										1,00

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	22874	19946	2,57	3,45	0	9875	0,00	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,403	0,403	0,00
2	22034	20008	2,55	3,40	624	6884	2,46	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,402	0,518	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	3000	0	0,33	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	3,000	3,00
2	2688	0	0,33	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	3,005	2,69

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	17527	15327	2,57	3,44	0	7523	0,00	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,404	0,404	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	3000	0	0,33	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	3,000	3,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	17527	15327	2,57	3,44	0	7523	0,00	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,404	0,404	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	3000	0	0,33	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	3,000	3,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	17705	15436	2,58	3,45	0	7596	0,00	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,403	0,403	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	3000	0	0,33	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	3,000	3,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	19805	17681	2,56	3,42	350	7162	2,55	3,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,405	0,461	0,00

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	5162	-60	-1879
		2	30	90,0	5162	-1586	-8245
		3	60	90,0	5162	-4980	-14338
		4	90	90,0	-5189	11226	-17412
		5	120	90,0	-5189	5164	-22958
		6	150	90,0	-5189	-2521	-28231
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	0	113	750
		3	60	-90,0	0	450	1500
		4	90	-90,0	10351	16983	-49179
		5	120	-90,0	10351	2341	-48429
		6	150	-90,0	10351	-12075	-47679
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	405	-1	57
		3	60	0,0	850	14	180
		4	90	0,0	1337	63	368
		5	120	0,0	1865	164	621
		6	150	0,0	2407	346	949
		7	180	0,0	2877	663	1380
		8	210	0,0	3364	1114	1884
		9	240	0,0	3869	1723	2462
		10	270	0,0	4391	2510	3113
		11	300	0,0	4931	3497	3838
		12	330	0,0	5487	4706	4636
		13	360	0,0	6061	6159	5507
		14	390	0,0	6653	7878	6452
		15	420	0,0	7261	9884	7470
		16	450	0,0	7887	12199	8561
		17	480	0,0	8531	14846	9726
		18	510	0,0	9191	17845	10964
		19	540	0,0	9869	21220	12276
		20	570	0,0	10564	24990	13660
		21	600	0,0	11277	29179	15118
		22	630	0,0	12007	33808	16650
		23	650	0,0	12503	37150	17712
1	SEZ.TRASV.FOND.	1	0	0,0	0	25715	0
		2	30	0,0	0	21086	30857
		3	60	0,0	0	7200	61715
		4	90	0,0	0	-15943	92572
		5	100	0,0	0	-25715	102858

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
2	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	5000	-59	-1820
		2	30	90,0	5071	-1494	-7723
		3	60	90,0	5142	-4678	-13477
		4	90	90,0	-6285	13434	-23616
		5	120	90,0	-6214	5527	-29071
		6	150	90,0	-6143	-3994	-34375
2	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	-71	107	714
		3	60	-90,0	-142	429	1429
		4	90	-90,0	11285	18961	-52419
		5	120	-90,0	11213	3343	-51704
		6	150	-90,0	11142	-12062	-50990
2	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	384	4	86
		3	60	0,0	807	34	238
		4	90	0,0	1270	106	454
		5	120	0,0	1772	240	736
		6	150	0,0	2314	454	1083
		7	180	0,0	2895	767	1495
		8	210	0,0	3517	1197	1972

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
		9	240	0,0	4008	1830	2576
		10	270	0,0	4505	2655	3263
		11	300	0,0	5019	3692	4030
		12	330	0,0	5550	4965	4875
		13	360	0,0	6096	6497	5800
		14	390	0,0	6660	8312	6803
		15	420	0,0	7239	10433	7886
		16	450	0,0	7836	12884	9048
		17	480	0,0	8448	15689	10289
		18	510	0,0	9078	18870	11609
		19	540	0,0	9723	22453	13008
		20	570	0,0	10386	26459	14487
		21	600	0,0	11064	30913	16044
		22	630	0,0	11759	35838	17681
		23	650	0,0	12232	39395	18816
2	SEZ.TRASV.FOND.	1	0	0,0	0	27281	0
		2	30	0,0	0	22370	32737
		3	60	0,0	0	7639	65474
		4	90	0,0	0	-16914	98211
		5	100	0,0	0	-27281	109124

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	3964	-47	-1443
		2	30	90,0	3964	-1248	-6557
		3	60	90,0	3964	-3974	-11605
		4	90	90,0	-3602	7795	-10918
		5	120	90,0	-3602	3781	-15832
		6	150	90,0	-3602	-1697	-20679
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	0	113	750
		3	60	-90,0	0	450	1500
		4	90	-90,0	7566	12321	-38997
		5	120	-90,0	7566	734	-38247
		6	150	-90,0	7566	-10627	-37497
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	399	-1	41
		3	60	0,0	833	8	133
		4	90	0,0	1303	41	275
		5	120	0,0	1809	113	467
		6	150	0,0	2345	239	712
		7	180	0,0	2815	471	1040
		8	210	0,0	3302	804	1426
		9	240	0,0	3807	1255	1867
		10	270	0,0	4329	1842	2366
		11	300	0,0	4869	2581	2920
		12	330	0,0	5425	3488	3531
		13	360	0,0	5999	4580	4199
		14	390	0,0	6591	5874	4923
		15	420	0,0	7199	7387	5704
		16	450	0,0	7825	9136	6541
		17	480	0,0	8469	11136	7434
		18	510	0,0	9129	13406	8384
		19	540	0,0	9807	15962	9390
		20	570	0,0	10502	18820	10453
		21	600	0,0	11215	21997	11572
		22	630	0,0	11945	25510	12748
		23	650	0,0	12441	28047	13563
1	SEZ.TRASV.FOND.	1	0	0,0	0	20623	0
		2	30	0,0	0	16911	24748
		3	60	0,0	0	5775	49496
		4	90	0,0	0	-12786	74244
		5	100	0,0	0	-20623	82493

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	3964	-47	-1443
		2	30	90,0	3964	-1248	-6557
		3	60	90,0	3964	-3974	-11605
		4	90	90,0	-3602	7795	-10918
		5	120	90,0	-3602	3781	-15832
		6	150	90,0	-3602	-1697	-20679
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	0	113	750
		3	60	-90,0	0	450	1500
		4	90	-90,0	7566	12321	-38997
		5	120	-90,0	7566	734	-38247
		6	150	-90,0	7566	-10627	-37497
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	399	-1	41
		3	60	0,0	833	8	133
		4	90	0,0	1303	41	275
		5	120	0,0	1809	113	467
		6	150	0,0	2345	239	712
		7	180	0,0	2815	471	1040
		8	210	0,0	3302	804	1426
		9	240	0,0	3807	1255	1867
		10	270	0,0	4329	1842	2366
		11	300	0,0	4869	2581	2920
		12	330	0,0	5425	3488	3531
		13	360	0,0	5999	4580	4199
		14	390	0,0	6591	5874	4923
		15	420	0,0	7199	7387	5704
		16	450	0,0	7825	9136	6541
		17	480	0,0	8469	11136	7434
		18	510	0,0	9129	13406	8384
		19	540	0,0	9807	15962	9390
		20	570	0,0	10502	18820	10453
		21	600	0,0	11215	21997	11572
		22	630	0,0	11945	25510	12748
		23	650	0,0	12441	28047	13563
1	SEZ.TRASV.FOND.	1	0	0,0	0	20623	0
		2	30	0,0	0	16911	24748
		3	60	0,0	0	5775	49496
		4	90	0,0	0	-12786	74244
		5	100	0,0	0	-20623	82493

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	3984	-47	-1450
		2	30	90,0	3984	-1257	-6607
		3	60	90,0	3984	-4003	-11693
		4	90	90,0	-3674	7898	-11287
		5	120	90,0	-3674	3768	-16233
		6	150	90,0	-3674	-1835	-21110
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	0	113	750
		3	60	-90,0	0	450	1500
		4	90	-90,0	7659	12466	-39431
		5	120	-90,0	7659	749	-38681
		6	150	-90,0	7659	-10742	-37931
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	401	-1	48
		3	60	0,0	838	10	146
		4	90	0,0	1310	48	295
		5	120	0,0	1818	126	494
		6	150	0,0	2341	265	750
		7	180	0,0	2811	510	1086
		8	210	0,0	3299	858	1479
		9	240	0,0	3803	1327	1928

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
		10	270	0,0	4326	1933	2433
		11	300	0,0	4865	2692	2995
		12	330	0,0	5422	3623	3614
		13	360	0,0	5996	4741	4288
		14	390	0,0	6587	6063	5020
		15	420	0,0	7196	7606	5807
		16	450	0,0	7822	9387	6651
		17	480	0,0	8465	11422	7552
		18	510	0,0	9126	13729	8509
		19	540	0,0	9803	16323	9522
		20	570	0,0	10499	19221	10592
		21	600	0,0	11211	22441	11718
		22	630	0,0	11941	25999	12901
		23	650	0,0	12437	28567	13720
1	SEZ.TRASV.FOND.	1	0	0,0	0	20840	0
		2	30	0,0	0	17089	25008
		3	60	0,0	0	5835	50017
		4	90	0,0	0	-12921	75025
		5	100	0,0	0	-20840	83362

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

VERIFICHE MURO 1																						
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	50	100	225	750	0	1	0	0	0,0	0,0	4	0	0	0	1	0	0	0	OK	
2	1	30	52	100	224	720	0	2	384	4	9,6	12,1	4	0	384	18858	2	86	16467	0	OK	
3	1	60	55	100	223	690	0	2	807	34	9,6	12,1	4	0	807	19870	2	238	16827	0	OK	
4	1	90	57	100	222	660	0	2	1270	106	9,6	12,1	4	0	1270	20901	2	454	17249	0	OK	
5	1	120	59	100	220	630	0	2	1772	240	9,6	12,1	4	0	1772	21954	2	736	17775	0	OK	
6	1	150	62	100	219	600	0	2	2314	454	9,6	12,1	4	0	2314	23028	2	1083	18298	0	OK	
7	1	180	64	100	218	570	0	2	2895	767	9,6	12,1	4	0	2895	24127	2	1495	18817	0	OK	
8	1	210	66	100	217	540	0	2	3517	1197	9,6	12,1	4	0	3517	25250	2	1972	19334	0	OK	
9	1	240	68	100	216	510	0	2	4008	1830	9,6	12,1	4	0	4008	26346	2	2576	19847	0	OK	
10	1	270	71	100	215	480	0	2	4505	2655	9,6	12,1	4	0	4505	27456	2	3263	20358	0	OK	
11	1	300	73	100	213	450	0	2	5019	3692	9,6	12,1	4	0	5019	28583	2	4030	20867	0	OK	
12	1	330	75	100	212	420	0	2	5550	4965	9,6	12,1	4	0	5550	29726	2	4875	21372	0	OK	
13	1	360	78	100	211	390	0	2	6096	6497	9,6	12,1	4	0	6096	30888	2	5800	21876	0	OK	
14	1	390	80	100	210	360	0	2	6660	8312	9,6	12,1	4	0	6660	32067	2	6803	22377	0	OK	
15	1	420	82	100	209	330	0	2	7239	10433	9,6	13,7	4	0	7239	37372	2	7886	22877	0	OK	
16	1	450	85	100	208	300	0	2	7836	12884	9,6	13,7	4	0	7836	38709	2	9048	23374	0	OK	
17	1	480	87	100	207	270	0	2	8448	15689	9,6	13,7	4	0	8448	40066	2	10289	23869	0	OK	
18	1	510	89	100	205	240	0	2	9078	18870	9,6	13,7	4	0	9078	41443	2	11609	24362	0	OK	
19	1	540	92	100	204	210	0	2	9723	22453	9,6	13,7	4	0	9723	42841	2	13008	24854	0	OK	
20	1	570	94	100	203	180	0	2	10386	26459	9,6	16,0	4	0	10386	50648	2	14487	25344	0	OK	
21	1	600	96	100	202	150	0	2	11064	30913	9,6	16,0	4	0	11064	52252	2	16044	25832	0	OK	
22	1	630	98	100	201	120	0	2	11759	35838	9,6	16,0	4	0	11759	53877	2	17681	26319	0	OK	
23	1	650	100	100	200	100	0	2	12232	39395	9,6	16,0	4	0	12232	54974	2	18816	26643	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																						
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	100	100	0	50	-90	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	
2	4	30	100	100	30	50	-90	1	0	113	7,7	4,6	0	0	0	18350	1	750	154893	0	OK	
3	4	60	100	100	60	50	-90	1	0	450	7,7	4,6	0	0	0	18350	1	1500	185872	0	OK	
4	4	90	100	100	90	50	-90	2	11285	18961	7,7	4,6	0	0	11285	26589	2	-52419	198619	0	OK	
5	4	120	100	100	120	50	-90	2	11213	3343	7,7	4,6	0	0	11213	26537	2	-51704	137266	0	OK	
6	4	150	100	100	150	50	-90	1	10351	-12075	7,7	4,6	0	0	10351	25908	2	-50990	172768	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																						
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	100	100	400	50	90	1	5162	-60	0,0	0,0	0	0	0	0	1	-1879	0	0	OK	
2	5	30	100	100	370	50	90	1	5162	-1586	4,6	7,7	0	0	5162	22119	1	-8245	163639	0	OK	
3	5	60	100	100	340	50	90	1	5162	-4980	4,6	7,7	0	0	5162	22119	1	-14338	195650	0	OK	
4	5	90	100	100	310	50	90	2	-6285	13434	4,6	7,7	0	0	-6285	13761	2	-23616	206525	0	OK	
5	5	120	100	100	280	50	90	2	-6214	5527	4,6	7,7	0	0	-6214	13813	2	-29071	163181	0	OK	
6	5	150	100	100	250	50	90	2	-6143	-3994	4,6	7,7	0	0	-6143	13865	2	-34375	147908	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																						
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	8	0	100	400	0	0	0	2	0	27281	66,0	66,0	0	0	0	198631	1	0	104803	0	OK	
2	8	30	100	400	0	0	0	2	0	22370	66,0	66,0	0	0	0	198631	2	32737	104803	0	OK	
3	8	60	100	400	0	0	0	2	0	7639	66,0	66,0	0	0	0	198631	2	65474	104803	0	OK	
4	8	90	100	400	0	0	0	2	0	-16914	66,0	66,0	0	0	0	198631	2	98211	104803	0	OK	
5	8	100	100	400	0	0	0	2	0	-27281	66,0	66,0	0	0	0	198631	2	109124	104803	0	OK	

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione di calcolo Tab. A1 - Combinazione Numero: 1

Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cmq
1	1	1	100	1,3	102858	-31875	20702	-5,29	-0,7
		2	200	1,3	102965	-13148	16839	-4,63	-0,6
		3	300	2,7	101872	236	10310	-3,25	-0,9
		4	400	4,2	99579	7045	3899	-1,85	-0,8
		5	500	5,7	96086	8435	-522	-0,81	-0,5
		6	600	7,2	91393	6697	-2511	-0,19	-0,1
		7	700	8,6	85501	3998	-2654	0,08	0,1
		8	800	10,1	78408	1700	-1883	0,15	0,1
		9	900	11,6	70115	298	-960	0,11	0,1
		10	1000	13,1	60623	-291	-287	0,06	0,1
		11	1100	14,5	49930	-379	54	0,02	0,0
		12	1200	16,0	38038	-262	148	0,00	0,0
		13	1300	17,5	24945	-123	118	-0,01	0,0
		14	1400	18,9	10653	-36	58	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	0	12	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0
1	1	1	100	1,3	5491	-31875	20702	-5,29	-0,7
		2	200	1,3	5598	-13148	16839	-4,63	-0,6
		3	300	2,7	4505	236	10310	-3,25	-0,9
		4	400	4,2	2212	7045	3899	-1,85	-0,8
		5	500	5,7	0	8435	-522	-0,81	-0,5
		6	600	7,2	0	6697	-2511	-0,19	-0,1
		7	700	8,6	0	3998	-2654	0,08	0,1
		8	800	10,1	0	1700	-1883	0,15	0,1
		9	900	11,6	0	298	-960	0,11	0,1
		10	1000	13,1	0	-291	-287	0,06	0,1
		11	1100	14,5	0	-379	54	0,02	0,0
		12	1200	16,0	0	-262	148	0,00	0,0
		13	1300	17,5	0	-123	118	-0,01	0,0
		14	1400	18,9	0	-36	58	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	0	12	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione di calcolo Tab. A1 - Combinazione Numero: 2

Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cmq
1	1	1	100	1,3	109124	-35407	22996	-5,88	-0,7
		2	200	1,3	109231	-14605	18705	-5,14	-0,7
		3	300	2,7	108138	262	11452	-3,61	-1,0
		4	400	4,2	105845	7826	4331	-2,06	-0,9
		5	500	5,7	102352	9369	-580	-0,90	-0,5
		6	600	7,2	97659	7439	-2789	-0,21	-0,1
		7	700	8,6	91766	4441	-2948	0,09	0,1
		8	800	10,1	84673	1888	-2091	0,16	0,2
		9	900	11,6	76381	331	-1067	0,12	0,1
		10	1000	13,1	66888	-323	-318	0,07	0,1
		11	1100	14,5	56196	-421	60	0,02	0,0
		12	1200	16,0	44303	-291	164	0,00	0,0
		13	1300	17,5	31211	-137	131	-0,01	0,0
		14	1400	18,9	16918	-39	65	-0,01	0,0
		15	1500	21,1	1426	-3	13	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0
1	1	1	100	1,3	-9069	-35407	22996	-5,88	-0,7
		2	200	1,3	-7763	-14605	18705	-5,14	-0,7
		3	300	2,7	-5256	262	11452	-3,61	-1,0
		4	400	4,2	-1549	7826	4331	-2,06	-0,9
		5	500	5,7	0	9369	-580	-0,90	-0,5
		6	600	7,2	0	7439	-2789	-0,21	-0,1
		7	700	8,6	0	4441	-2948	0,09	0,1
		8	800	10,1	0	1888	-2091	0,16	0,2
		9	900	11,6	0	331	-1067	0,12	0,1
		10	1000	13,1	0	-323	-318	0,07	0,1
		11	1100	14,5	0	-421	60	0,02	0,0
		12	1200	16,0	0	-291	164	0,00	0,0

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione di calcolo Tab. A1 - Combinazione Numero: 2									
Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cmq
		13	1300	17,5	0	-137	131	-0,01	0,0
		14	1400	18,9	0	-39	65	-0,01	0,0
		15	1500	21,1	0	-3	13	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione Rara - Combinazione Numero: 1									
Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cmq
1	1	1	100	1,3	82493	-23300	15133	-3,87	-0,5
		2	200	1,3	82600	-9611	12309	-3,38	-0,4
		3	300	2,7	81507	172	7536	-2,37	-0,7
		4	400	4,2	79214	5150	2850	-1,36	-0,6
		5	500	5,7	75721	6165	-382	-0,59	-0,3
		6	600	7,2	71029	4895	-1836	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	65136	2922	-1940	0,06	0,1
		8	800	10,1	58043	1242	-1376	0,11	0,1
		9	900	11,6	49750	218	-702	0,08	0,1
		10	1000	13,1	40258	-213	-210	0,04	0,1
		11	1100	14,5	29565	-277	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	17673	-191	108	0,00	0,0
		13	1300	17,5	4580	-90	87	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	42	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0
1	1	1	100	1,3	11335	-23300	15133	-3,87	-0,5
		2	200	1,3	11442	-9611	12309	-3,38	-0,4
		3	300	2,7	10349	172	7536	-2,37	-0,7
		4	400	4,2	8056	5150	2850	-1,36	-0,6
		5	500	5,7	4563	6165	-382	-0,59	-0,3
		6	600	7,2	0	4895	-1836	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	0	2922	-1940	0,06	0,1
		8	800	10,1	0	1242	-1376	0,11	0,1
		9	900	11,6	0	218	-702	0,08	0,1
		10	1000	13,1	0	-213	-210	0,04	0,1
		11	1100	14,5	0	-277	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	0	-191	108	0,00	0,0
		13	1300	17,5	0	-90	87	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	42	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione Frequente - Combinazione Numero: 1									
Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cmq
1	1	1	100	1,3	82493	-23300	15133	-3,87	-0,5
		2	200	1,3	82600	-9611	12309	-3,38	-0,4
		3	300	2,7	81507	172	7536	-2,37	-0,7
		4	400	4,2	79214	5150	2850	-1,36	-0,6
		5	500	5,7	75721	6165	-382	-0,59	-0,3
		6	600	7,2	71029	4895	-1836	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	65136	2922	-1940	0,06	0,1
		8	800	10,1	58043	1242	-1376	0,11	0,1
		9	900	11,6	49750	218	-702	0,08	0,1
		10	1000	13,1	40258	-213	-210	0,04	0,1
		11	1100	14,5	29565	-277	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	17673	-191	108	0,00	0,0
		13	1300	17,5	4580	-90	87	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	42	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0
1	1	1	100	1,3	11335	-23300	15133	-3,87	-0,5
		2	200	1,3	11442	-9611	12309	-3,38	-0,4
		3	300	2,7	10349	172	7536	-2,37	-0,7
		4	400	4,2	8056	5150	2850	-1,36	-0,6

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione Frequente - Combinazione Numero: 1									
Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cm ²
		5	500	5,7	4563	6165	-382	-0,59	-0,3
		6	600	7,2	0	4895	-1836	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	0	2922	-1940	0,06	0,1
		8	800	10,1	0	1242	-1376	0,11	0,1
		9	900	11,6	0	218	-702	0,08	0,1
		10	1000	13,1	0	-213	-210	0,04	0,1
		11	1100	14,5	0	-277	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	0	-191	108	0,00	0,0
		13	1300	17,5	0	-90	87	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	42	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0

SOLLECITAZIONI PALI

Combinazione Quasi Permanenti - Combinazione Numero: 1									
Muro N.	Fila N.	Sez. N.	Dist. cm	Kwin Kg/cmc	N Kg	M Kgm	T Kg	Spost. mm	Press. Kg/cm ²
1	1	1	100	1,3	83362	-23584	15318	-3,91	-0,5
		2	200	1,3	83468	-9728	12459	-3,42	-0,4
		3	300	2,7	82375	175	7628	-2,40	-0,7
		4	400	4,2	80082	5213	2885	-1,37	-0,6
		5	500	5,7	76590	6241	-386	-0,60	-0,3
		6	600	7,2	71897	4955	-1858	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	66004	2958	-1964	0,06	0,1
		8	800	10,1	58911	1258	-1393	0,11	0,1
		9	900	11,6	50619	221	-711	0,08	0,1
		10	1000	13,1	41126	-215	-212	0,04	0,1
		11	1100	14,5	30434	-280	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	18541	-194	109	0,00	0,0
		13	1300	17,5	5449	-91	88	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	43	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0
1		1	100	1,3	10844	-23584	15318	-3,91	-0,5
		2	200	1,3	10951	-9728	12459	-3,42	-0,4
		3	300	2,7	9858	175	7628	-2,40	-0,7
		4	400	4,2	7565	5213	2885	-1,37	-0,6
		5	500	5,7	4072	6241	-386	-0,60	-0,3
		6	600	7,2	0	4955	-1858	-0,14	-0,1
		7	700	8,6	0	2958	-1964	0,06	0,1
		8	800	10,1	0	1258	-1393	0,11	0,1
		9	900	11,6	0	221	-711	0,08	0,1
		10	1000	13,1	0	-215	-212	0,04	0,1
		11	1100	14,5	0	-280	40	0,02	0,0
		12	1200	16,0	0	-194	109	0,00	0,0
		13	1300	17,5	0	-91	88	0,00	0,0
		14	1400	18,9	0	-26	43	0,00	0,0
		15	1500	21,1	0	-2	9	0,00	0,0
		16	1600	21,1	0	0	0	0,00	0,0

UdCM Casentino Prot 0002805 del 15-02-2021 partenza Cat 6 Cl 7 Fas

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

VERIFICHE PALI

VERIFICHE DI RESISTENZA PALI

Muro N.	Sez. N.	Dist cm	Comb fles	Fil fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	Atot cmq	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Comb tagl	Fil tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verifica
1	1	100	2	2	-9069	35407	55,4	-9069	37345	2	1	22996	46100	45300	12,6	OK
1	2	200	2	2	-7763	14605	55,4	-7763	37520	2	1	18705	46115	45300	12,6	OK
1	3	300	2	2	-5256	262	55,4	-5256	37821	2	1	11452	45956	45300	12,6	OK
1	4	400	2	2	-1549	7826	55,4	-1549	38250	2	1	4331	45622	45300	12,6	OK
1	5	500	2	2	0	9369	55,4	0	38428	2	1	580	45300	45300	12,6	OK
1	6	600	2	2	0	7439	55,4	0	38428	2	1	2789	45300	45300	12,6	OK
1	7	700	2	2	0	4441	55,4	0	38428	2	1	2948	45061	33188	9,1	OK
1	8	800	2	2	0	1888	13,9	0	11046	2	1	2091	45061	33188	9,1	OK
1	9	900	2	2	0	331	13,9	0	11046	2	1	1067	45061	33188	9,1	OK
1	10	1000	2	2	0	323	13,9	0	11046	2	1	318	45061	33188	9,1	OK
1	11	1100	2	2	0	421	13,9	0	11046	2	1	60	45061	33188	9,1	OK
1	12	1200	2	2	0	291	13,9	0	11046	2	1	164	45061	33188	9,1	OK
1	13	1300	2	2	0	137	13,9	0	11046	2	1	131	45061	33188	9,1	OK
1	14	1400	2	2	0	39	13,9	0	11046	2	1	65	45061	33188	9,1	OK
1	15	1500	2	2	0	3	13,9	0	11046	2	1	13	45267	33188	9,1	OK
1	16	1600	1	2	0	0	13,9	0	11046	1	2	0	45061	33188	9,1	OK

VERIFICA A PUNZONAMENTO PALI

PUNZONAMENTO PALI

Muro N.	Fila N.	Diam cm	Spess cm	Cmb pun	N punz Kg	Nrdu Kg	Status Verifica
1	1	60	100	2	109124	212106	OK
1	2	60	100	2	-9069	212106	OK

VERIFICA A FESSURAZIONE PALI

FESSURAZIONE PALI

Muro N.	Tipo Comb	Cmb fes	Fil fes	Sez fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	W ese mm	W max mm	Verifica
1	freq	1	2	1	11335	23300	7	0,13	0,30	OK
0	perm	1	2	1	10844	23584	7	0,13	0,20	OK

VERIFICA S.L.E. PALI

TENSIONI DI ESERCIZIO PALI

Muro N.	Tipo Comb	Cmb σc	Fil σc	Sez σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Fil σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
1	rara	1	1	1	82493	23300	118,4	119,0	1	2	1	11335	23300	2483	3040	OK
	perm	1	1	1	83362	23584	119,7	92,0								NO VERIF

UdCM Casentino Prot 0002805 del 15-02-2021 partenza Cat 6 Cl 7 Fas

MURO DI SOSTEGNO CALBENZANO

VERIFICA PORTANZA MURO 1

VERIFICHE PORTANZA PALI/MICROPALI		
FILA n.	1	
Interasse minimo tra i pali:	200	cm
Numero del primo strato su cui fondano i pali:	2	
Profondita' del primo strato attraversata dai pali:	15,000	m
Combinazione di carico piu' gravosa per carico assiale:	2	A1
Scarico ortogonale alla fondazione complessivo:	48,03	t/m
Scarico parallelo alla fondazione complessivo:	22,08	t/m
Momento ribaltante applicato in fondazione:	68,08	tm/m
Pressione verticale agente sul piano fondazione:	2,00	t/mq
Portanza limite alla base:	144,20	t
Portanza limite laterale:	134,99	t
Coefficiente di riduzione portata assiale pali in gruppo:	0,75	
Carico limite complessivo netto assiale:	155,11	t
Carico al limite dell'instabilita'secondo Eulero:	999,90	t
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	119,73	t
Coefficiente di sicurezza portanza assiale palo:	1,30	
Combinazione di carico piu' gravosa carico normale all'asse:	2	
Portanza limite per carico normale all'asse per ciasun palo:	1142,89	t
Coefficiente riduzione portata normale pali in gruppo:	0,75	
Carico ortogonale limite complessivo netto:	659,36	t
Carico ortogonale di esercizio palo piu' sollecitato:	23,00	t
Coefficiente di sicurezza portanza normale palo	28,67	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	
VERIFICHE CEDIMENTI SLD		
Combinazione di Carico SLD piu' gravosa per carico assiale:	2	
Carico limite complessivo netto assiale:	81,00	t
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	5,60	t
Coefficiente di sicurezza portanza assiale palo:	14,47	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	
CARICO MASSIMO SLE		
Combinazione di Carico SLE rara piu' gravosa per carico assiale:	1	
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	82,49	t
FILA n.	2	
Interasse minimo tra i pali:	200	cm
Numero del primo strato su cui fondano i pali:	2	
Profondita' del primo strato attraversata dai pali:	15,000	m
Combinazione di carico piu' gravosa per carico assiale:	1	A1
Scarico ortogonale alla fondazione complessivo:	52,01	t/m
Scarico parallelo alla fondazione complessivo:	19,87	t/m
Momento ribaltante applicato in fondazione:	56,08	tm/m
Pressione verticale agente sul piano fondazione:	2,00	t/mq
Portanza limite alla base:	144,20	t
Portanza limite laterale:	134,99	t
Coefficiente di riduzione portata assiale pali in gruppo:	0,75	
Carico limite complessivo netto assiale:	155,11	t
Carico al limite dell'instabilita'secondo Eulero:	999,90	t
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	19,27	t
Coefficiente di sicurezza portanza assiale palo:	8,05	
Combinazione di carico piu' gravosa carico normale all'asse:	2	
Portanza limite per carico normale all'asse per ciasun palo:	1142,89	t
Coefficiente riduzione portata normale pali in gruppo:	0,75	
Carico ortogonale limite complessivo netto:	659,36	t
Carico ortogonale di esercizio palo piu' sollecitato:	23,00	t
Coefficiente di sicurezza portanza normale palo	28,67	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	
VERIFICHE CEDIMENTI SLD		
Combinazione di Carico SLD piu' gravosa per carico assiale:	2	
Carico limite complessivo netto assiale:	81,00	t
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	5,60	t
Coefficiente di sicurezza portanza assiale palo:	14,47	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	
CARICO MASSIMO SLE		
Combinazione di Carico SLE rara piu' gravosa per carico assiale:	1	
Carico di esercizio per il palo piu' sollecitato:	82,49	t

UdCM Casentino Prot 0002805 del 15-02-2021 partenza Cat 6 Cl 7 Fas