



COMMISSARIO DELEGATO

OCDPC 482/2017

REGIONE TOSCANA

SETTORE GENIO CIVILE VALDARNO INFERIORE E COSTA

INTERVENTI DI RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO SUL BACINO DEL RIO MAGGIORE - TRATTO 3 - APERTURA CANALE ED ADEGUAMENTO ALVEO NEL TRATTO DA VIA RODOCANACCHI A VIA TOTI, COMPRESO NUOVO PONTE VIA TOTI - COMUNE DI LIVORNO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

DIRIGENTE RESPONSABILE DEL CONTRATTO
Ing. Francesco PISTONE

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Francesco PISTONE

UFFICIO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTI



*Studio INGEO
Ingegneri e Geologi Associati
Via dell'Acquacalda 840 A - 55100 Lucca
Telefono 0583 - 48682
Telefax 0583 - 464539
E-mail ingegneri@ingeo.it*

Ing. Paolo Barsotti

CODICE ELABORATO

Anno	Commessa	Progetto	Elaborato	Tipologia	n°
2019	049	E	STR	REL	F300

LIVELLO	Numero	Data	Stesura	Controllo	Approvazione
1 ^ Emissione		30/04/2020			
2 ^ Emissione		24/06/2020			

OGGETTO ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale e geotecnico:
paratie

	Soggetto competente	Data	Firma	ELABORATO REL F.3
Emesso	Progettista coordinatore/integratore Ing. Barsotti	Aprile 2020		
Visionato	R.U.P. Ing. Francesco Pistone			
Confermato	D.R.C. Ing. Francesco Pistone			

Livorno - Via Aristide Nardini 31, 57125

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE	2
3.1	ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO	3
4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	3
5	OPERA PROVVISORIALE PARATIA 1 (S2 – S0)	5
5.1	ANALISI DEI CARICHI	5
5.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	7
5.3	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	11
5.4	DEFORMATA	14
5.5	REAZIONI VINCOLARI	15
5.6	VERIFICHE STRUTTURALI	16
5.6.1	PALO IN C.A.	16
5.6.2	TIRANTI	18
5.6.3	TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	18
5.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	21
5.7.1	COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	21
5.7.2	COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO	24
5.7.3	SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	25
5.7.4	VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA	28
5.8	VERIFICHE IDRAULICHE	28
5.8.1	VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	28
5.8.2	VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	29
5.8.3	SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	29
5.9	GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	30
6	OPERA PROVVISORIALE PARATIA 2 (S1)	31
6.1	ANALISI DEI CARICHI	31
6.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	33
6.3	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	37
6.4	DEFORMATA	40
6.5	REAZIONI VINCOLARI	41
6.6	VERIFICHE STRUTTURALI	42
6.6.1	MICROPALI	42
6.6.2	TIRANTI	43
6.6.3	TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	44
6.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	45

6.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	45
6.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO	48
6.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	49
6.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA	52
6.8 VERIFICHE IDRAULICHE	52
6.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	52
6.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	54
6.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	54
6.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	54
<u>7 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 3 (S3)</u>	<u>55</u>
7.1 ANALISI DEI CARICHI	55
7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	57
7.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	61
7.4 DEFORMATATA	64
7.5 REAZIONI VINCOLARI	65
7.6 VERIFICHE STRUTTURALI	66
7.6.1 PALO IN C.A.	66
7.6.2 TIRANTI	68
7.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	68
7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	71
7.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	71
7.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO	74
7.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	75
7.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA	78
7.8 VERIFICHE IDRAULICHE	78
7.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	78
7.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	79
7.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	80
7.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	80
<u>8 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 4 (S4 - S5 - S6)</u>	<u>81</u>
8.1 ANALISI DEI CARICHI	81
8.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	83
8.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	87
8.4 DEFORMATATA	90
8.5 REAZIONI VINCOLARI	91
8.6 VERIFICHE STRUTTURALI	92
8.6.1 PALO IN C.A.	92

8.6.2 TIRANTI	94
8.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	94
8.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	97
8.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	97
8.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO	100
8.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	101
8.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA	104
8.8 VERIFICHE IDRAULICHE	104
8.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	104
8.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	105
8.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	105
8.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	106
<u>9 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 5 (S7 - S8 – S9)</u>	<u>107</u>
9.1 ANALISI DEI CARICHI	107
9.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	109
9.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	113
9.4 DEFORMATATA	116
9.5 REAZIONI VINCOLARI	117
9.6 VERIFICHE STRUTTURALI	118
9.6.1 PALO IN C.A.	118
9.6.2 TIRANTI	119
9.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	120
9.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	122
9.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	122
9.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO	125
9.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	126
9.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA	128
9.8 VERIFICHE IDRAULICHE	128
9.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	128
9.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	130
9.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	130
9.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	130
<u>10 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 6 – TRATTO 1 (S6)</u>	<u>131</u>
10.1 ANALISI DEI CARICHI	131
10.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	133
10.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	137
10.4 DEFORMATATA	140

10.5 REAZIONI VINCOLARI	141
10.6 VERIFICHE STRUTTURALI	142
10.6.1 MICROPALI	142
10.6.2 TIRANTI	143
10.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	144
10.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	146
10.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL’OPERA	146
10.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE	149
10.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	150
10.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA’ GLOBALE TERRENO-OPERA	153
10.8 VERIFICHE IDRAULICHE	153
10.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	153
10.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	155
10.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	155
10.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA’ SUI RISULTATI	155
<u>11 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 6 – TRATTO 2 (S6)</u>	<u>156</u>
11.1 ANALISI DEI CARICHI	156
11.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	158
11.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	162
11.4 DEFORMATI	165
11.5 REAZIONI VINCOLARI	166
11.6 VERIFICHE STRUTTURALI	167
11.6.1 MICROPALI	167
11.6.2 TIRANTI	168
11.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE	169
11.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	171
11.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL’OPERA	171
11.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE	174
11.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO	175
11.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA’ GLOBALE TERRENO-OPERA	178
11.8 VERIFICHE IDRAULICHE	179
11.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE	179
11.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO	180
11.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO	180
11.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA’ SUI RISULTATI	181

1 PREMESSA

La seguente relazione riporta i calcoli strutturali, geotecnici ed idraulici delle paratie presenti nell'appalto *“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore -Tratto 3- Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti”*.

Tali opere di sostegno vengono realizzate secondo due tipologie: pali (CFA) di medio diametro, $\Phi 600$ lunghi 11,0m o 12,0m e micropali, diametro di perforazione $\Phi 300$ o $\Phi 255$, lunghi 9,0m o 12,0m, dove la tecnica dei pali di medio diametro per la vicinanza dei fabbricati risulta impossibile da eseguirsi. In entrambi i casi le paratie sono munite di un ordine di tiranti solidale ai pali tramite trave di contrasto.

Per gli ancoraggi, in fase costruttiva, è prevista la realizzazione di tiranti di prova che permetteranno di ottimizzare o confermare la loro lunghezza.

Le funzioni svolte dalla paratia in tale progetto sono:

- ridurre le aree di scavo per la realizzazione del manufatto di contenimento del canale in cemento armato e del ponte su via Toti;
- sostenere quei fabbricati posti nelle vicinanze delle opere da realizzare;
- creare una parete impermeabile in grado di mantenere invariato il livello della falda nel lato di monte dell'opera di sostegno durante l'allontanamento dell'acqua dagli scavi per la realizzazione dei manufatti in cemento armato, evitando così possibili cedimenti dei fabbricati posti su questo lato. La creazione della parete impermeabile risulta possibile grazie alla realizzazione di colonne di jet grouting poste a sutura degli spazi presenti tra un palo e l'altro della berlinese;

Nel seguito dopo una breve descrizione delle normative impiegate si passa ad analizzare le varie paratie progettate affrontando i seguenti aspetti:

- l'analisi dei carichi, sia durante la *“fase di costruzione”* quando si realizza il manufatto di contenimento del canale che nella *“fase di esercizio”* quando l'opera è realizzata;
- le caratteristiche della sollecitazione;
- le relative verifiche strutturali dei pali, dei tiranti e delle travi di contrasto;
- le verifiche geotecniche della paratia e dei tiranti (quelle di instabilità globale sono nella relazione geologica);
- le verifiche idrauliche: sifonamento del fondo scavo e instabilità di quest'ultimo.

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi si fanno notare i seguenti aspetti:

- i carichi agenti sono: spinta del terreno, dei sovraccarichi presenti a monte, dell'acqua e dei relativi moti di filtrazione;
- l'azione sismica viene considerata soltanto nella *“fase di esercizio”* visto che la *“fase costruttiva”* ha la durata di qualche mese e quindi secondo le *NTC 2018 paragrafo 2.4.1. vita nominale di progetto* si dice: “[.....] le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni”;
- Sempre per la *“fase costruttiva”* si omettono le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) e si riportano quelle agli stati limite ultimi (SLU) così come previsto dalle *NTC 2018 paragrafo 2.2.6 Verifiche* dove si dice: “[...] Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite di ultimi”;

- Le spinte del terreno e del sovraccarico vengono analizzate con riferimento alle condizioni drenate angolo di attrito del terreno $\Phi = \Phi'$ e coesione $c = c'$ in quanto per le condizioni non drenate (terreni coesivi) $\Phi=0$ e $c = c_u$ il valore elevato della coesione non drenata c_u porta le paratie ad essere non caricate;
- Infine come già ricordato nella relazione sui materiali il calcestruzzo dei pali ha una classe di resistenza C25/30, e una classe di esposizione XC2 tipica delle fondazioni, in quanto i pali, se si escludono i mesi iniziali della fase costruttiva, sono sempre immersi nel terreno e quindi non sono a contatto con l'atmosfera per tutta la durata della vita dell'opera,

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.P.R. 6 giugno 2001, n°380

“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”

Legge 05/11/1971 n. 1086

“ Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica. ”

Legge 02/02/1974 n. 64

“ Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. ”

D.M.LL.PP. 17/01/2018

“ Norme tecniche per le costruzioni”

Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP

“ Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni “ di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. ”

UNI EN 206:2016

“ Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità ”

UNI 11104:2016

“ Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

“ Linee guida sul calcestruzzo strutturale”

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

“ Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale”

3 DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE

Per le paratie nel paragrafo relativo alla modellazione strutturale sono riportati i modelli di calcolo utilizzati per l'analisi. L'analisi strutturale di una berlinese è riferita al singolo palo, quindi i carichi assegnati sono relativi al campo di competenza del palo (suo interasse), sia il palo che il tirante vengono modellati con elementi lineari tipo frame. La parte di paratia fuori terra al di sopra della quota del manufatto ad U, viene considerata libera, mentre la parte al di sotto di detta quota si considera vincolata con molle di costante elastica funzione delle caratteristiche del terreno.

L'analisi strutturale, effettuata con il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 plus 64 bit, di cui si allegano le caratteristiche, titolo, autore, licenza e quanto altro, è elastica lineare statica, però iterativa, mentre le verifiche di resistenza allo SLU e SLV, dei vari elementi strutturali vengono effettuate: in campo elastico per i micropali, a cui però si affianca anche una verifica plastica essendo la sezione di classe 1 e quindi consentita dal DM 17/01/2018 “*paragrafo 4.2.3.2 Capacità resistente delle sezioni*”, mentre per le sezioni in cemento armato le verifiche di resistenza previste dal DM cogente prevedono la plasticizzazione del materiale vedi *paragrafo 4.1.2.1.1*.

La iteratività dell'analisi effettuata sta nel fatto che si parte da una certa combinazione di carico, si calcolano le reazioni delle molle, se queste risultano inferiori a quelle resistenti, calcolate considerando il coefficiente di spinta passiva, allora le caratteristiche della sollecitazione trovate sono quelle giuste e l'analisi si arresta, altrimenti vengono tolte le molle che non verificano, si inseriscono i loro valori resistenti e si riesegue l'analisi, questo procedimento continua finché la verifica delle molle non è soddisfatta, quindi sarebbe più giusto dire che l'analisi strutturale è elastica non lineare per non linearità del materiale.

3.1 ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo programma di calcolo: “SAP 2000 plus 64 bit”
Autore: Computers and Structures, Inc.
195 University Ave
Tel: 510-845-2177-Fax 510-845-4096
E-mail: info@csiberkeley.com
www.csiberkeley
Versione e estremi licenza uso: “SAP2000 21.0.2 build 1491
Numero di serie: 106905
Soggetto intestatario licenza: INGEO
Studio INGEO
Ingegneri e geologi Associati
Via Acquacalda 840/a 55100 Lucca
Tel 0583-48682 Telefax 0583-464539
E-mail studio@ingeo.it

C'è da dire che insieme al software è stata allegata una documentazione che illustra alcuni casi elementari, che rispecchiano le caratteristiche di quello in oggetto e dimostrano l'affidabilità del programma, comunque per l'opera in oggetto per saggiare l'affidabilità dell'elaboratore, basta controllare il paragrafo “giudizio di accettabilità dei risultati” della presente relazione.

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La valutazione della sicurezza viene effettuata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, metodo di primo livello.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limiti ultimi di resistenza è espressa dall'equazione formale $R_d \geq E_d$ dove:

R_d rappresenta la capacità di progetto in termini di resistenza, duttilità e/o spostamenti della struttura

E_d il valore di progetto della domanda

Di volta in volta i valori di R_d e E_d saranno momenti flettenti, sforzi taglianti, sforzi normali ecc.

Si considera di regola l'approccio 2 delle NTC 2018 che considera una sola combinazione dei gruppi dei coefficienti A1, M1, R3 però per le paratie la norma impone l'uso dell'approccio 1, che assume invece due combinazioni:

la prima con i coefficienti γ_f della colonna A1 e i coefficienti γ_M colonna M1,

mentre la seconda con i coefficienti γ_f della colonna A2 e i coefficienti γ_M colonna M2,

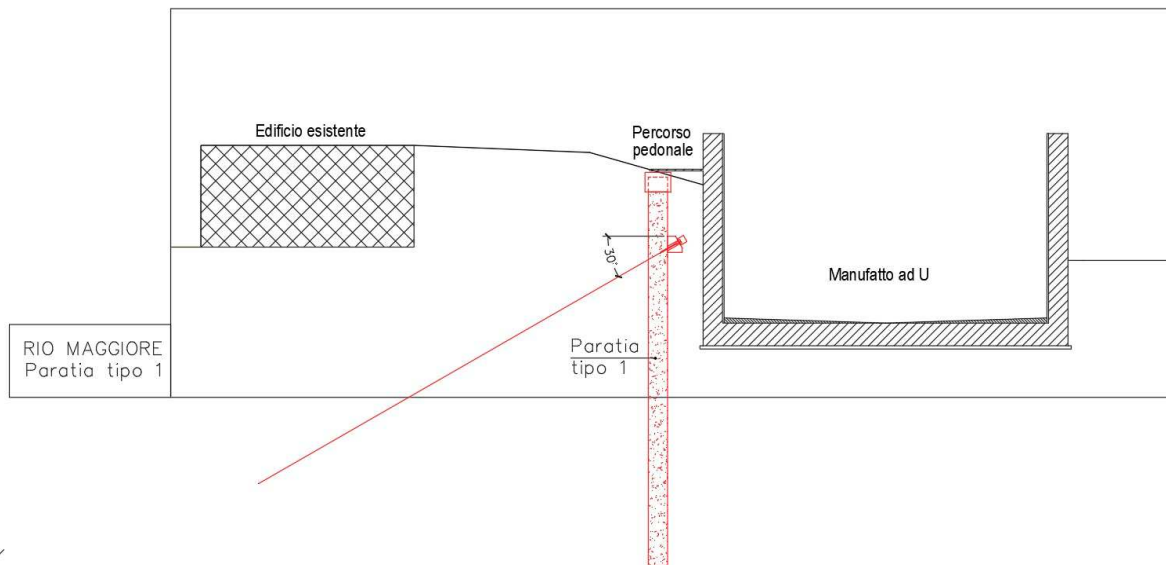
la circolare esplicativa delle NTC 2018, per le paratie, dice quale combinazione considerare a seconda della verifica condotta. (Si fa notare comunque che le sollecitazioni sono state determinate con tutte e due le combinazioni ed è stata assunta la più cautelativa a meno che la circolare non dica espressamente quale combinazione usare).

Le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio per le parti in cemento armato delle varie opere si effettuano controllando la fessurazione e le tensioni sul calcestruzzo e sull’armatura, si riporta una verifica a deformazione per i pali e micropali.

5 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 1 (S2 – S0)

5.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo della paratia si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-2,5m	$\Phi_k = 29^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
2,5-5,5m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
5,5-8,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 8,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 4,00m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 12m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \sin^2(\alpha + \Phi) / [\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ[\sin(\Phi + \delta)\sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta))]]^2]$			
$K_{as1} = 0,310$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,046$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,298$	coef. spinta attiva	$K_{as4} = 0,341$	coef. spinta attiva

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 23,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang. muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{[\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)[1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)/(\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta))]]^2]}$			
$K_{as1} = 0,377$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,476$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,364$	coef. spinta attiva	$K_{as4} = 0,410$	coef. spinta attiva

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi.

È presente un garage/parcheggio in prossimità dell'opera dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 5,0kN/m².

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto ad U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un sovraccarico accidentale uniforme pari a 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C).

Stato limite di salvaguardia SLV

$a_g = 0,115 \text{ g}$	$S_S = 1,50$	$S_T = 1,00$
$S = S_S S_T = 1,50$	$\alpha = 0,95$	$\beta = 0,90$
$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \text{ g}$	accel orizzontale	$a_v = 0$ (NTC2018 par.7.11.6.3.1)
$\theta = \arctan k_h = 8,36^\circ$		
$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha+\Phi-\theta)}{[\cos\theta \sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta-\theta)[1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta-\theta)/(\sin(\alpha-\delta-\theta)\sin(\alpha+\beta))]]^2]}$		
$K_{ass1} = 0,419$	coef. spinta attiva	$K_{ass2} = 0,536$ coef. spinta attiva
$K_{ass3} = 0,405$	coef. spinta attiva	$K_{ass4} = 0,457$ coef. spinta attiva

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$I_{s1} = 6,28 \text{ kN/m}$ incr.sismico primi 5,50m	$I_{s2} = 13,19 \text{ kN/m}$ incr. sismico restante parte
---	--

Stato limite di danno SLD

$a_g = 0,0420 \text{ g}$	$S_S = 1,50$	$S_T = 1,00$
$S = S_S S_T = 1,50$	$\alpha = 0,95$	$\beta = 0,90$
$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \text{ g}$	accel orizzontale	
$\theta = \arctan k_h = 3,091^\circ$		
$K_{ass1} = 0,345$	coef. spinta attiva	$K_{ass2} = 0,453$ coef. spinta attiva
$K_{ass3} = 0,333$	coef. spinta attiva	$K_{ass4} = 0,383$ coef. spinta attiva

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$I_{s1} = 2,23 \text{ kN/m}$ incr.sismico primi 5,50m	$I_{s2} = 4,63 \text{ kN/m}$ incr. sismico restante parte
---	---

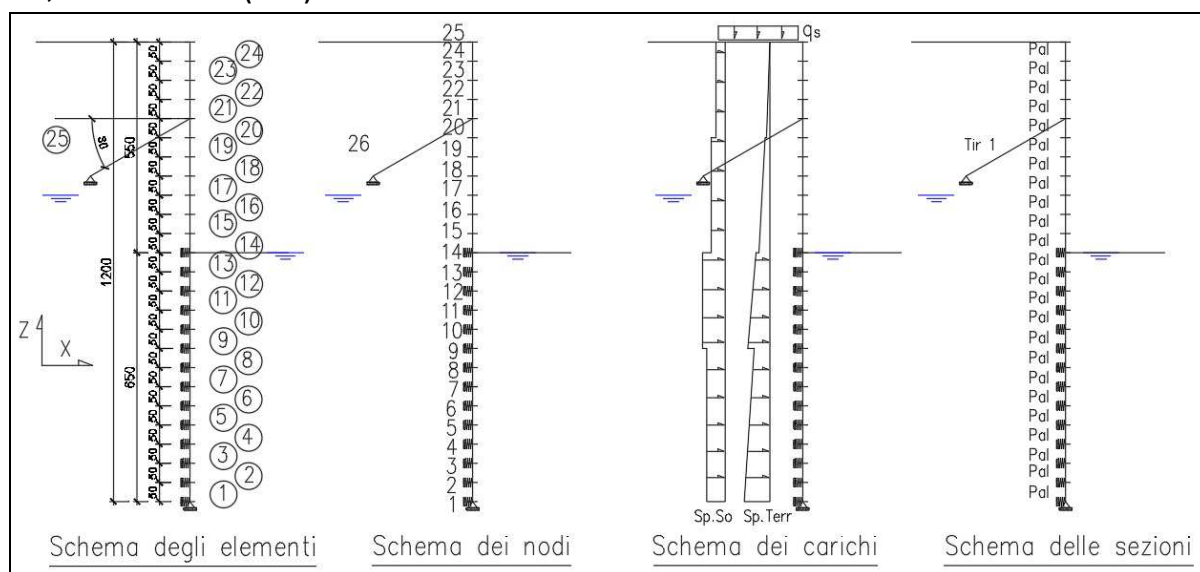
5.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un palo interasse 1,00 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in "fase di costruzione" e in "fase di esercizio". Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

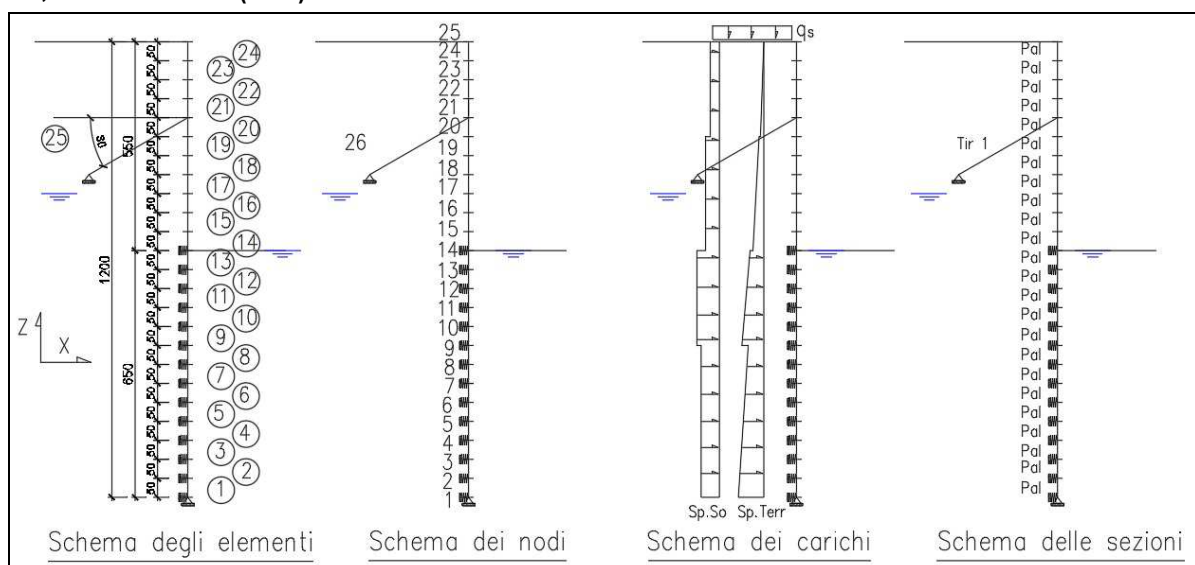
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 5,50m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in "fase di esercizio". In "fase di costruzione", la falda a monte è assunta a 4,00m dal piano campagna mentre a valle 5,50m, invece in "fase di esercizio" la falda a monte e a valle sono assunte a 4,00 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di costruzione"



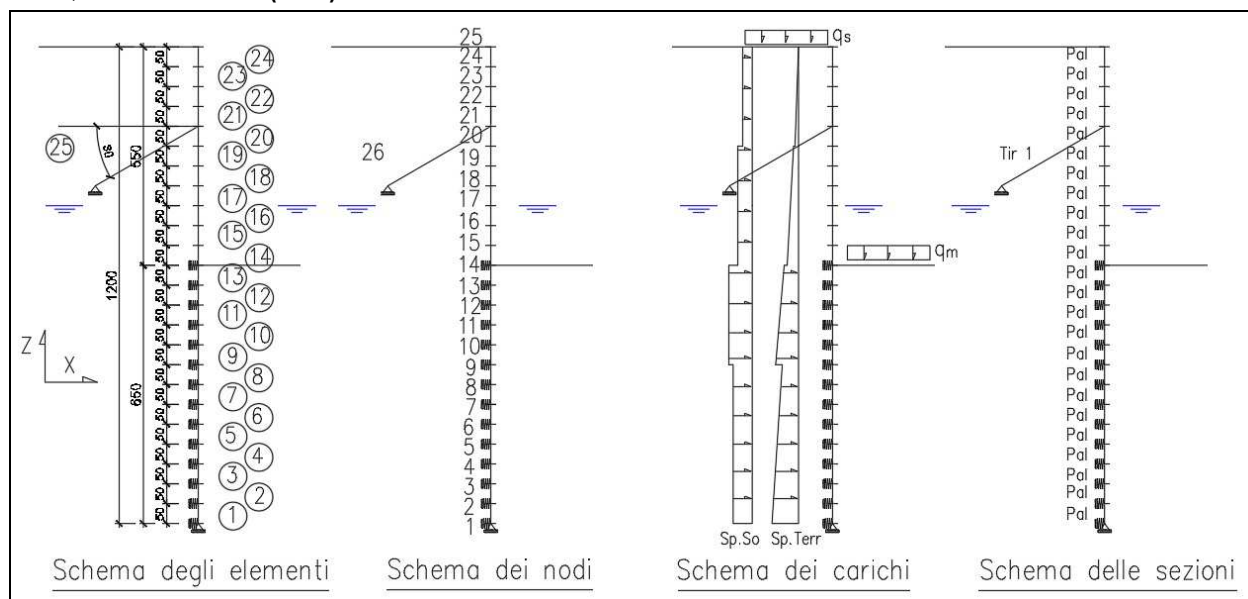
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi	accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G_{gar}	peso garage	filtr	filtrazione			
Combinazione C_{1a}	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr + G_{gar})$					(A1+M1)
Combinazione C_{1b}	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + filtr. + G_{gar}$					(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di costruzione"



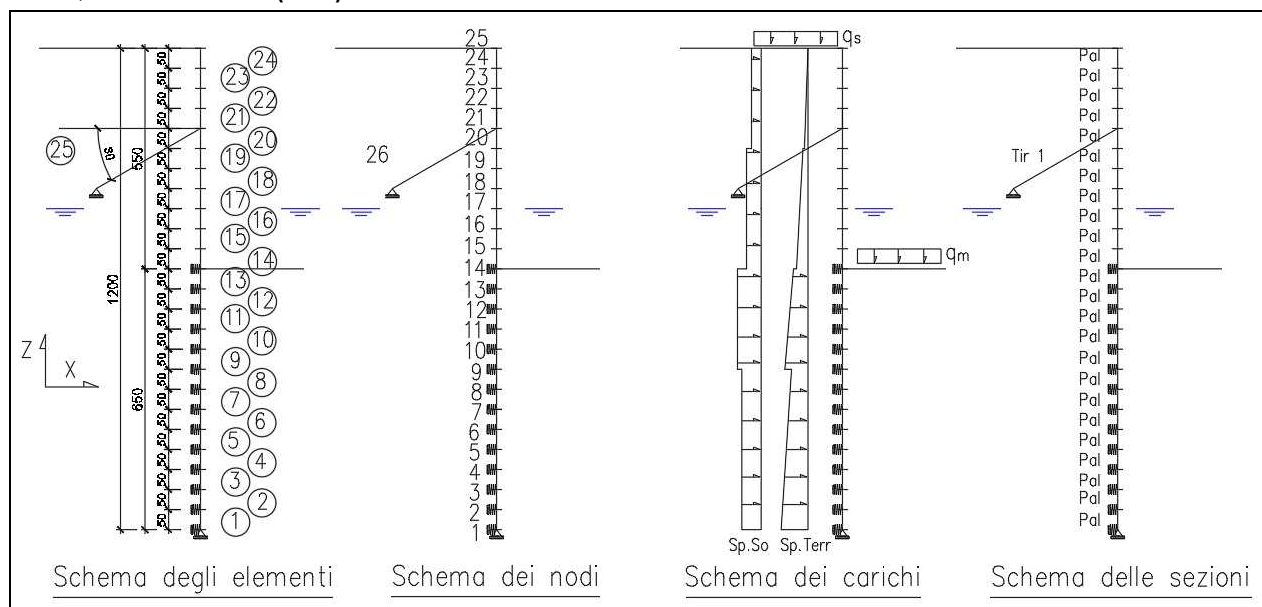
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{gar}			(A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di esercizio"



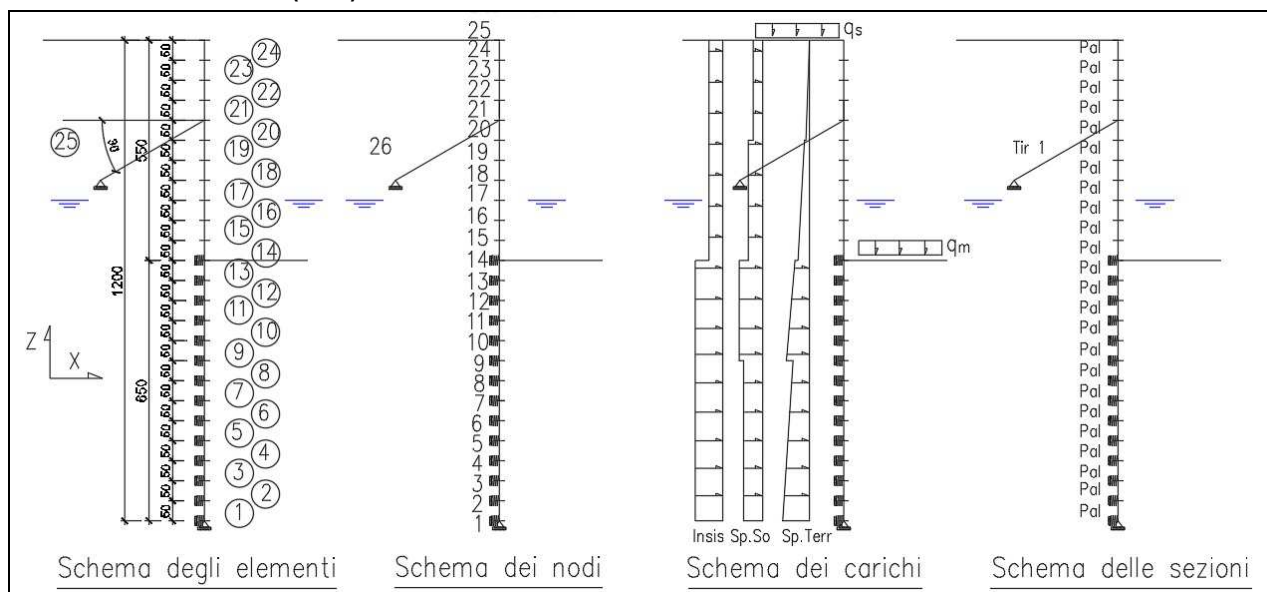
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q _k + filtr + G _{gar})			(A1+M1)
Combinazione C _{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G _{gar}			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di esercizio"



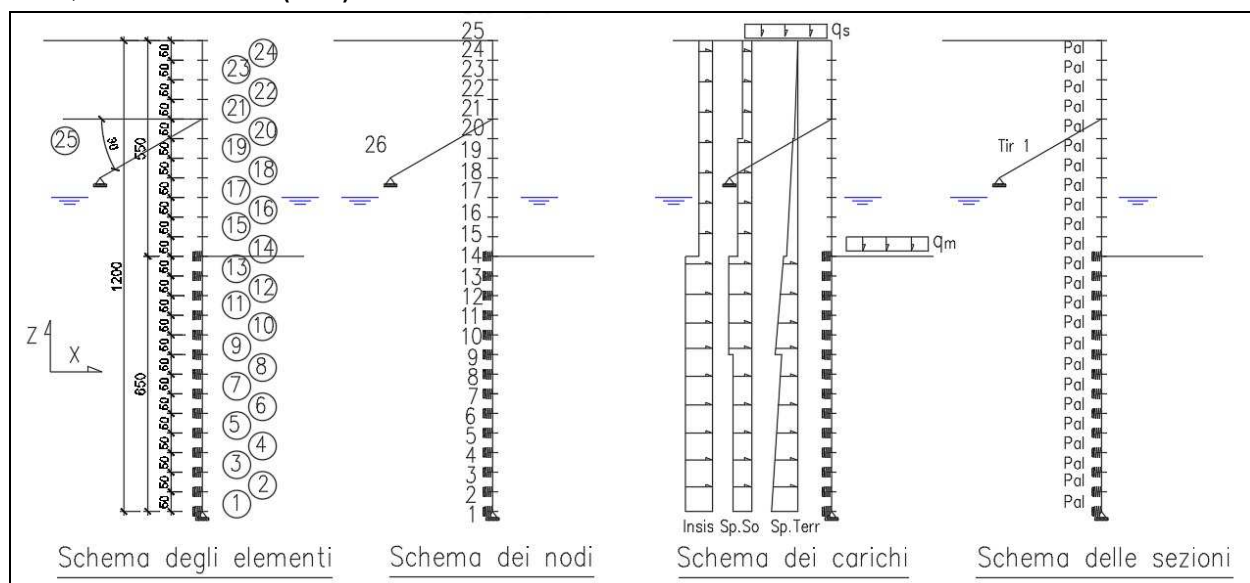
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{gar}			(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr	sp. terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Insis	incremento di spinta sismico dei perm	filtr	filtrazione	G _{gar}	peso garage
Combinazione C ₂		$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$			

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr	sp. terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Insis	incremento di spinta sismico dei perm	filtr	filtrazione	G _{gar}	peso garage
Combinazione C ₃		$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$			

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti.

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in “fase di costruzione” (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{gar(hi)} ₁	P _{fitt(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{gar(hi)}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	1,46	0,00	0,00	0,00	0,00	1,81	0,00	1,97	1,46	2,08
0,50	2,85	1,46	0,00	0,00	0,00	3,53	1,81	0,00	5,82	4,31	5,62
1,00	5,70	1,46	0,00	0,00	0,00	7,07	1,81	0,00	9,68	7,17	9,15
1,50	8,56	1,46	0,00	0,00	0,00	10,60	1,81	0,00	13,53	10,02	12,69
2,00	11,41	1,46	0,00	0,00	0,00	14,14	1,81	0,00	17,38	12,87	16,22
2,50	14,26	1,46	0,00	0,00	0,00	17,67	1,81	0,00	21,23	15,72	19,76
2,50	19,15	1,96	0,00	0,00	0,00	22,70	2,33	0,00	28,50	21,11	25,38
3,00	23,08	1,96	1,96	0,00	0,00	27,36	2,33	2,33	36,45	27,00	32,37
3,50	27,00	1,96	1,96	0,00	0,00	32,02	2,33	2,33	41,76	30,93	37,02
4,00	30,93	1,96	1,96	0,00	0,00	36,67	2,33	2,33	47,06	34,86	41,68
4,00	30,93	1,96	1,96	0,00	0,00	36,67	2,33	2,33	47,06	34,86	41,68
4,50	32,89	1,96	1,96	0,65	5,00	39,00	2,33	2,33	57,34	42,47	49,66
5,00	34,86	1,96	1,96	1,30	10,00	41,33	2,33	2,33	67,62	50,09	57,64
5,50	36,82	1,96	1,96	1,96	15,00	43,66	2,33	2,33	77,90	57,71	65,62
5,50	26,25	1,40	1,40	1,96	15,00	32,72	1,74	1,74	62,11	46,01	53,42
6,00	27,51	1,40	1,40	2,61	15,00	34,29	1,74	1,74	64,69	47,92	55,65
6,50	28,77	1,40	1,40	3,26	15,00	35,86	1,74	1,74	67,28	49,83	57,87
7,00	30,03	1,40	1,40	3,91	15,00	37,43	1,74	1,74	69,86	51,75	60,09
7,50	31,29	1,40	1,40	4,57	15,00	39,00	1,74	1,74	72,44	53,66	62,31
8,00	32,55	1,40	1,40	5,22	15,00	40,57	1,74	1,74	75,02	55,57	64,54
8,00	37,77	1,62	1,62	5,22	15,00	46,14	1,98	1,98	82,67	61,24	70,63
8,50	39,23	1,62	1,62	5,87	15,00	47,93	1,98	1,98	85,53	63,35	73,07
9,00	40,70	1,62	1,62	6,52	15,00	49,72	1,98	1,98	88,38	65,47	75,51
9,50	42,16	1,62	1,62	7,17	15,00	51,50	1,98	1,98	91,23	67,58	77,94
10,00	43,62	1,62	1,62	7,83	15,00	53,29	1,98	1,98	94,09	69,70	80,38
10,50	45,08	1,62	1,62	8,48	15,00	55,08	1,98	1,98	96,94	71,81	82,82
11,00	46,54	1,62	1,62	9,13	15,00	56,86	1,98	1,98	99,80	73,92	85,26
11,50	48,01	1,62	1,62	9,78	15,00	58,65	1,98	1,98	102,65	76,04	87,70
12,00	49,47	1,62	1,62	10,43	15,00	60,43	1,98	1,98	105,51	78,15	90,14
Totale	354,19	19,55	15,40	41,74	108,75	431,63	23,82	12,30	728,49	539,62	628,22

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in “fase di esercizio” (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	1,46	0,00	1,81	1,98	1,63	1,97	1,46	2,08	6,68	2,55
0,50	2,85	1,46	3,53	1,81	1,98	1,63	5,82	4,31	5,62	9,53	5,40
1,00	5,70	1,46	7,07	1,81	1,98	1,63	9,68	7,17	9,15	12,38	8,26
1,50	8,56	1,46	10,60	1,81	1,98	1,63	13,53	10,02	12,69	15,24	11,11
2,00	11,41	1,46	14,14	1,81	1,98	1,63	17,38	12,87	16,22	18,09	13,96
2,50	14,26	1,46	17,67	1,81	1,98	1,63	21,23	15,72	19,76	20,94	16,81
2,50	19,15	1,96	22,70	2,33	2,59	2,19	28,50	21,11	25,38	25,95	21,81
3,00	23,08	1,96	27,36	2,33	2,59	2,19	36,45	27,00	32,37	32,47	27,93
3,50	27,00	1,96	32,02	2,33	2,59	2,19	41,76	30,93	37,02	36,40	31,86
4,00	30,93	1,96	36,67	2,33	2,59	2,19	47,06	34,86	41,68	40,33	35,79
4,00	30,93	1,96	36,67	2,33	2,59	2,19	47,06	34,86	41,68	40,33	35,79
4,50	32,89	1,96	39,00	2,33	2,59	2,19	49,71	36,82	44,01	42,29	37,75
5,00	34,86	1,96	41,33	2,33	2,59	2,19	52,36	38,79	46,34	44,25	39,71
5,50	36,82	1,96	43,66	2,33	2,59	2,19	55,01	40,75	48,67	46,22	41,68
5,50	26,25	1,40	32,72	1,74	1,90	1,56	39,22	29,05	36,47	41,73	32,76
6,00	27,51	1,40	34,29	1,74	1,90	1,56	40,92	30,31	38,04	42,99	34,02
6,50	28,77	1,40	35,86	1,74	1,90	1,56	42,62	31,57	39,61	44,25	35,28
7,00	30,03	1,40	37,43	1,74	1,90	1,56	44,32	32,83	41,18	45,51	36,54
7,50	31,29	1,40	39,00	1,74	1,90	1,56	46,03	34,09	42,75	46,77	37,81
8,00	32,55	1,40	40,57	1,74	1,90	1,56	47,73	35,35	44,32	48,03	39,07
8,00	37,77	1,62	46,14	1,98	2,18	1,82	55,38	41,02	50,41	53,58	44,60
8,50	39,23	1,62	47,93	1,98	2,18	1,82	57,35	42,48	52,20	55,04	46,06
9,00	40,70	1,62	49,72	1,98	2,18	1,82	59,33	43,95	53,98	56,50	47,52
9,50	42,16	1,62	51,50	1,98	2,18	1,82	61,30	45,41	55,77	57,96	48,98
10,00	43,62	1,62	53,29	1,98	2,18	1,82	63,27	46,87	57,56	59,42	50,44
10,50	45,08	1,62	55,08	1,98	2,18	1,82	65,25	48,33	59,34	60,89	51,91
11,00	46,54	1,62	56,86	1,98	2,18	1,82	67,22	49,79	61,13	62,35	53,37
11,50	48,01	1,62	58,65	1,98	2,18	1,82	69,20	51,26	62,92	63,81	54,83
12,00	49,47	1,62	60,43	1,98	2,18	1,82	71,17	52,72	64,70	65,27	56,29
Totale	354,19	19,55	431,63	23,82	26,19	21,85	525,33	389,13	477,73	500,33	418,16

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

h	profondità	i_p = interasse pali (1,00 m)	
$P_{ter1}(h_i)$	pressione terreno	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{sov1}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{ac}(h_i)$	pressione acqua,	alle varie quote h_i	
$P_{ter2}(h_i)$	pressione terreno	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{sov2}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{filtr}(h_i)$	pressione filtrazione,	alle varie quote h_i	
Combinazione C_{1a} (SLU)	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + 1,35 filtraz + G_{gar})$		(A1+M1)
Combinazione C_{1b} (SLU)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr + 1,00 G_{gar}$		(A2+M2)
Combinazione C_{1t} (SLE, rara)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr + 1,00 G_{gar}$		(A1 + M1)
Combinazione C_2 (SLV)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr + G_{gar}$		(A=1 + M1)
Combinazione C_3 (SLD)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr + G_{gar}$		(A=1+M1)
Totale	rappresenta la azione totale agente sulla paratia		

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dalla “fase di costruzione” che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della “fase di esercizio”.

5.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): “fase di costruzione”

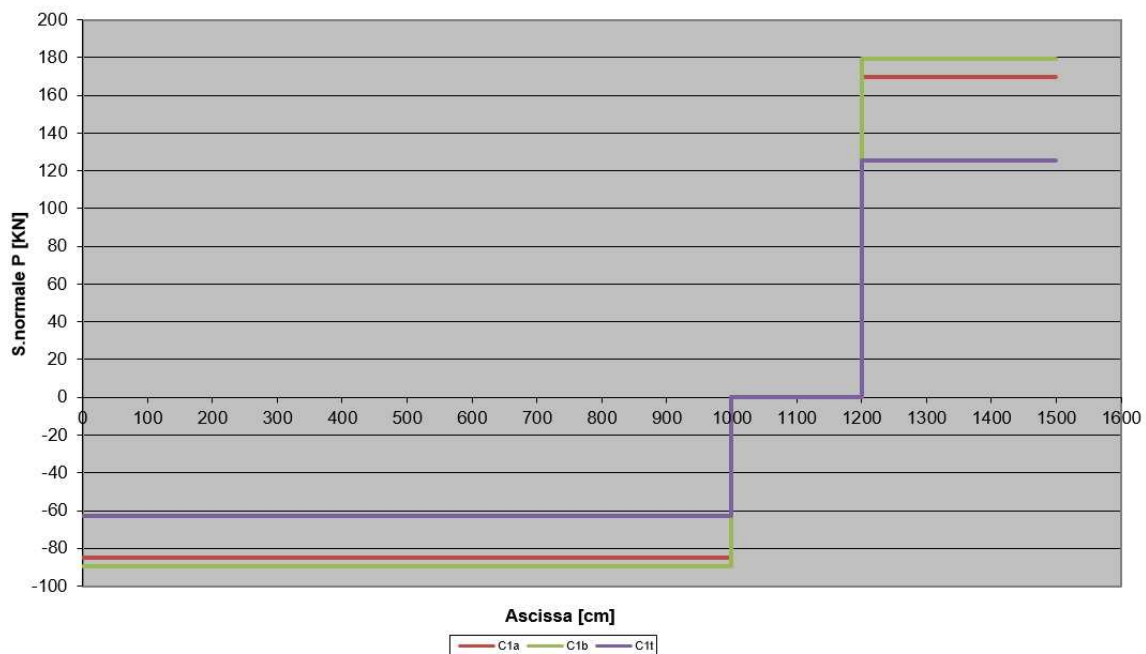


Diagramma sforzo normale (kN): "fase di esercizio"

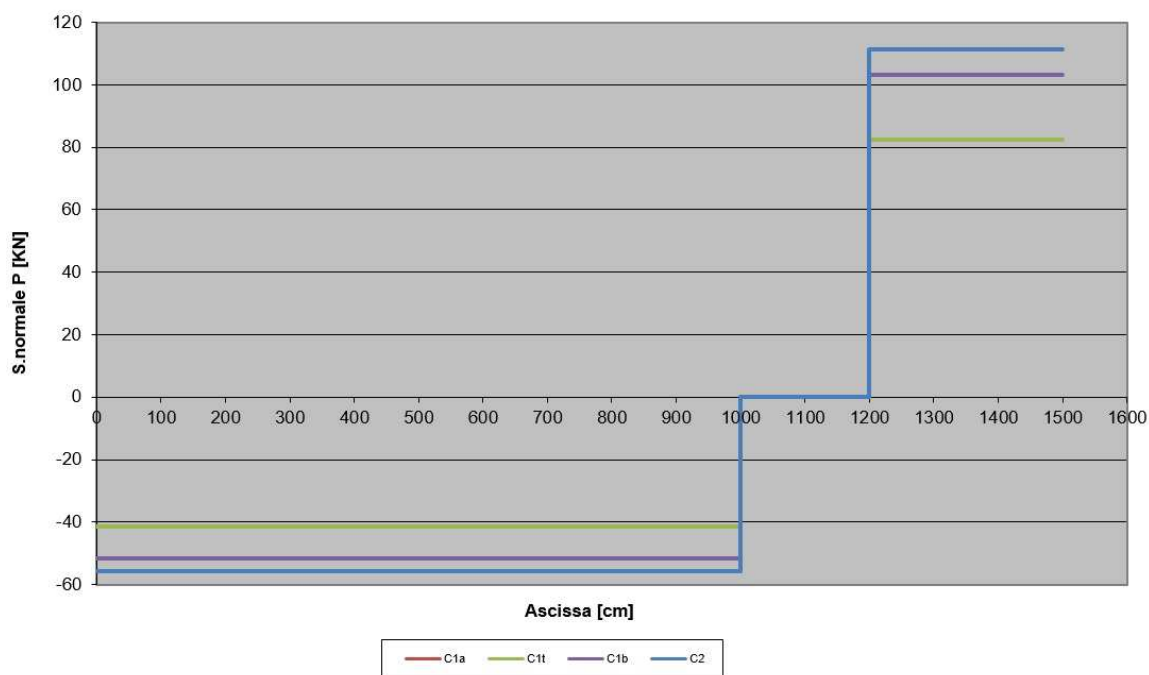


Diagramma sforzo tagliente (kN): "fase di costruzione"

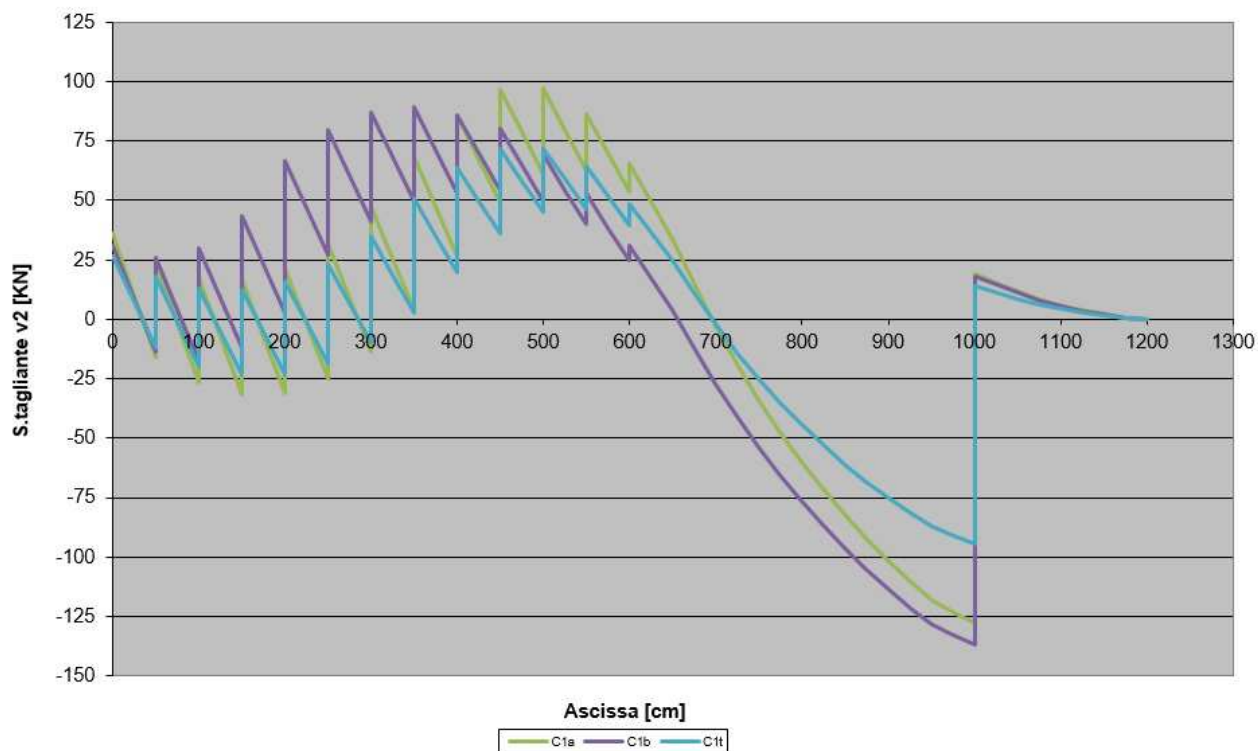


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di esercizio"

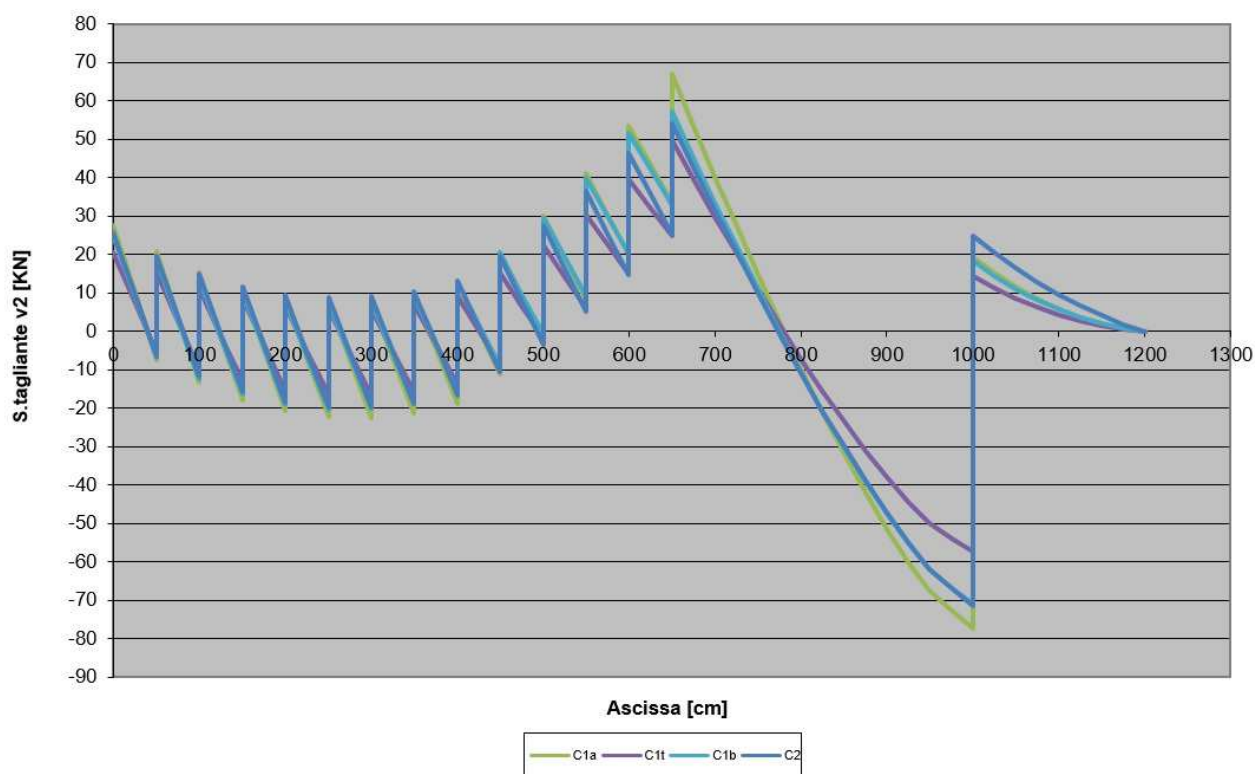


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di costruzione"

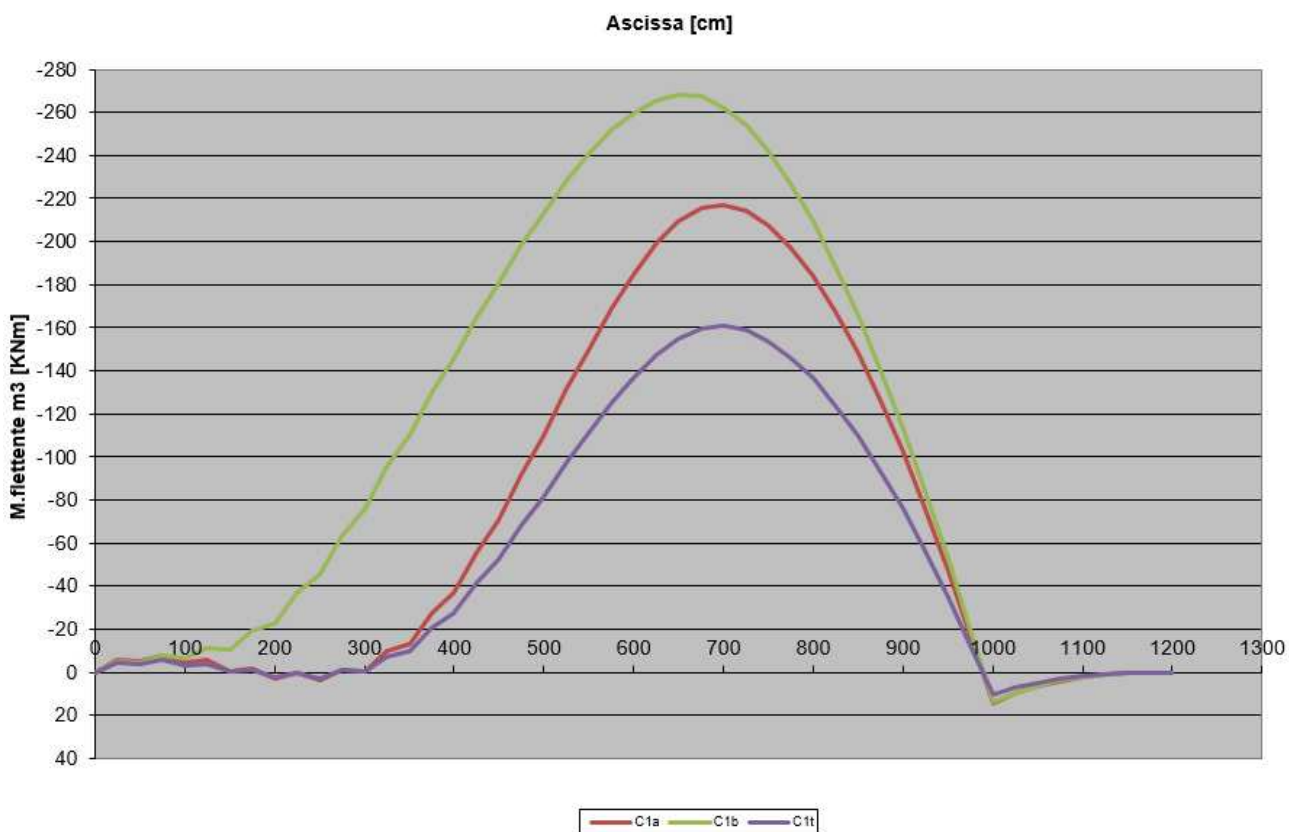
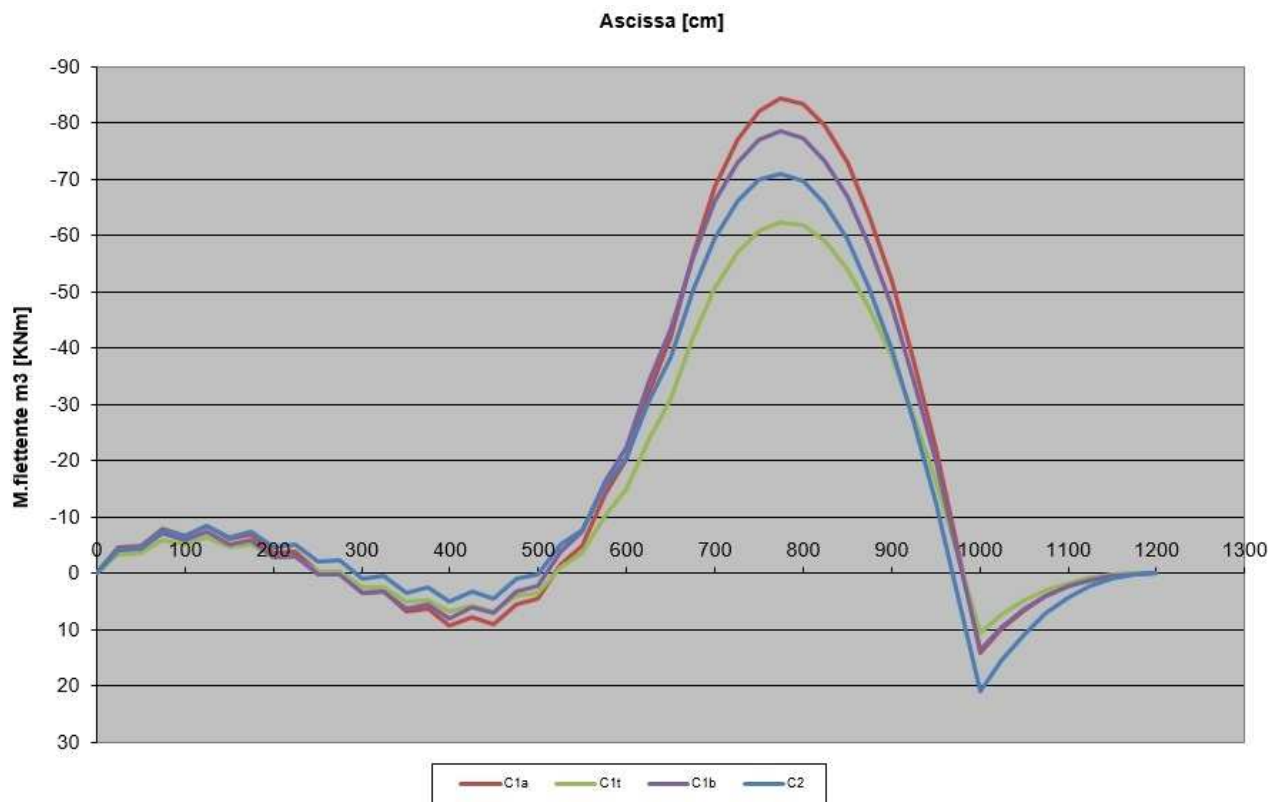
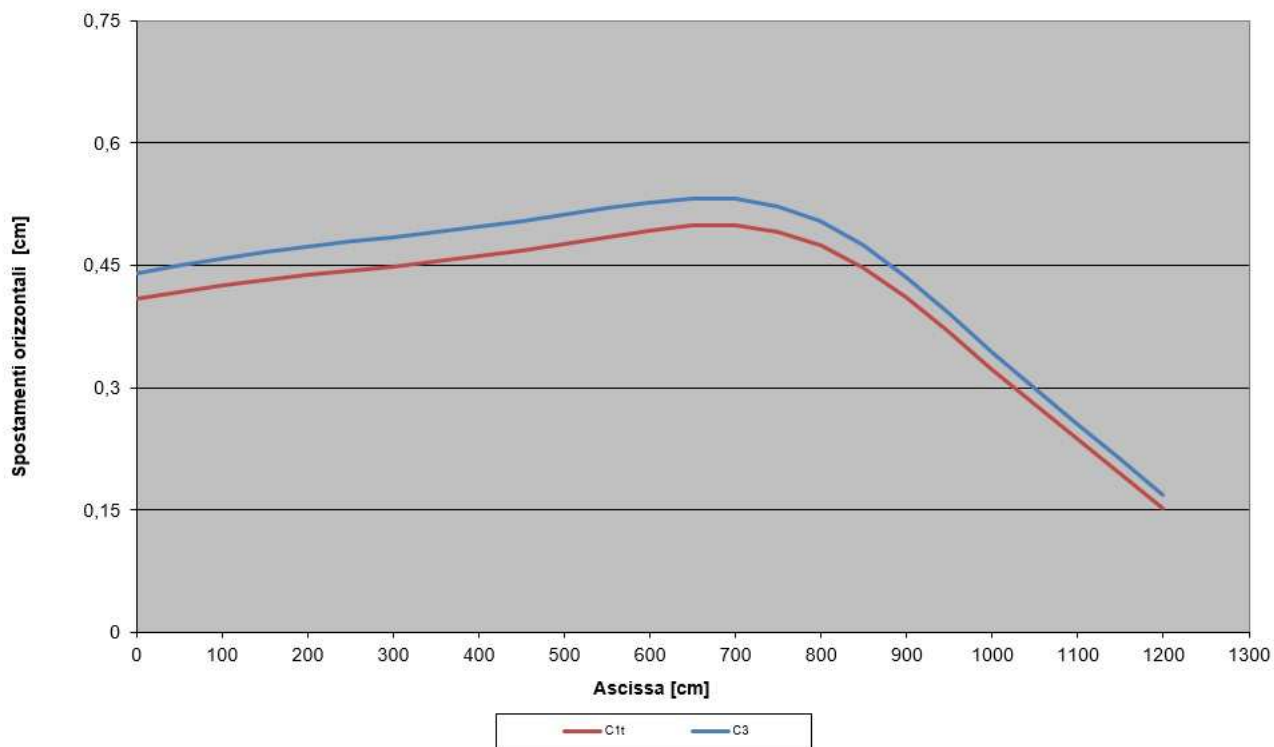


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



5.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico $C_{1t(rara)}$ e $C_{3(SLD)}$ in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,49/450$	$= 1/918 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{1t \text{ rara}}$
$\delta/L = 0,53/450$	$= 1/849 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{3 \text{ SLD}}$

5.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-35,988	115,967	-31,288	147,78
2	-36,619	111,50	-31,816	142,03
3	-37,181	107,03	-32,282	136,29
4	-37,647	102,56	-32,664	130,54
5	-38,015	98,09	-32,96	124,79
6	-38,297		-33,179	119,05
7	-38,514		-33,338	126,36
8	-38,688		-33,455	119,34
9	-38,839		-33,548	
10	-38,981		-33,628	
11	-39,105		-33,687	
12	-39,173		-33,692	
13	-39,108		-33,578	
14	-38,796		-33,245	
26	-93,267		-77,256	
Totale Rx	-628,22		-539,62	
	Rz		Rz	
1	53,808		44,571	
26	-53,808		-44,571	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-25,142	115,97	-20,443	147,78	-25,68	130,75
2	-25,681	111,50	-20,878	142,03	-26,333	125,69
3	-26,172	107,03	-21,273	136,29	-26,936	120,63
4	-26,602	102,56	-21,62	130,54	-27,475	115,56
5	-26,977	98,09	-21,922	124,79	-27,951	110,50
6	-27,312	93,62	-22,194	119,05	-28,378	105,44
7	-27,634	89,15	-22,457	113,30	-28,777	100,38
8	-27,966	84,68	-22,733	107,55	-29,17	95,31
9	-28,335	83,79	-23,042	112,32	-29,579	99,69
10	-28,756	78,56	-23,401	105,30	-30,018	93,46
11	-29,229	73,32	-23,809	98,28	-30,487	87,23
12	-29,723	68,08	-24,241	91,26	-30,956	81,00
13	-30,172	62,84	-24,64	84,24	-31,368	74,77
14	-30,472		-24,92	77,22	-31,628	
26	-87,565		-71,552		-95,6	
Totale Rx	-477,74		-389,13		-500,34	
	Rz		Rz		Rz	
1	50,518		41,28		55,154	
26	-50,518		-41,28		-55,154	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C_{1b}, C_{1t}, C₂ i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{p1}) \quad 0,50 \times 0,65/\gamma_r \quad \text{dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

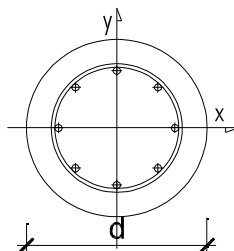
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

5.6 VERIFICHE STRUTTURALI

5.6.1 PALO IN C.A.

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche del palo in c.a.

$d = 60,00$ cm diametro palo $A_a = 8\phi 22 + 8\phi 22 = 60,8$ cm² area armatura longitudinale

$A_{st} = \phi 8/15$ staffa

Le armature longitudinali vengono disposte come segue:

- $8\phi 22$ di lunghezza 12m;
- $8\phi 22$ di lunghezza 8m sovrapposti nella parte centrale (distanza dagli estremi 2m a lato).

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in “fase di costruzione” mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Verifiche strutturali stato limite ultimo (SLU)

Sezione a momento massimo ($8\phi 22 + 8\phi 22$)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 84,77$ kN sforzo normale $M_d = 217,05$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 488,34$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 84,77$ kN quindi:
 $M_{max} = 217,05$ kNm $\leq M_{res} = 488,34$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 127,00$ kN $\leq V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 89,65$ kN sforzo normale $M_d = 268,36$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 488,95$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 89,65$ kN quindi:
 $M_{max} = 268,36$ kNm $\leq M_{res} = 488,95$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 137,08$ kN $\leq V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Sezione posta alla profondità di 3m dal P.C. (8φ22)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 84,77$ kN sforzo normale $M_d = 102,33$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 273,45$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 84,77$ kN quindi:
 $M_{max} = 102,33$ kNm \leq $M_{res} = 273,45$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 101,71$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 89,65$ kN sforzo normale $M_d = 113,36$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 274,26$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 89,65$ kN quindi:
 $M_{max} = 113,36$ kNm \leq $M_{res} = 274,26$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 113,65$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifiche strutturali, stato limite di esercizio (SLE): Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.2.6 NTC2018, in "fase di costruzione" si è proceduto a verificare il palo solo con le combinazioni allo SLU. Per tali motivi si riporta la verifica SLE con combinazione rara C_{1t} della sola "fase di esercizio".

Condizione C_{1t} rara "fase di esercizio"

Sezione a momento massimo (8φ22 + 8φ22)

$N = 41,28$ kN sforzo normale $M = 62,42$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 637,70$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 31,34$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ m. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas.φ 22 distanza barre 22 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

il diametro utilizzato è φ 22 la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

Sezione posta a 3m dal P.C. (8φ22)

$N = 41,28$ kN sforzo normale $M = 38,50$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 667,60$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 27,58$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

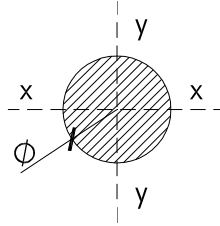
Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ m. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas.φ 22 distanza barre 22 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

il diametro utilizzato è φ 22 la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

5.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 19,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 16,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 1,00 m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 2,00m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 2.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 169,64 \times (2,00/1,00) = 339,28 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 179,39 \times (2,00/1,00) = \mathbf{358,78 \text{ kN}} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica.}$$

$$N_d = 111,27 \times (2,00/1,00) = 222,54 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = \mathbf{13.229,87 \text{ kN} \geq N_d}$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = \mathbf{0,43 \text{ m} \leq L_f = 16,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}}$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 358,78 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli n}$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = 1,78 \text{ m} \leq L_f = \mathbf{16,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}}$$

5.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiata in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 2,00 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=2,00 \text{ m}$:

Combinazione di carico C_{1a}

$$N_d = 169,64 \times (2,00/1,00) = 339,28 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 146,91 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$V = qL / 2 = 146,91 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 58,76 \text{ kNm} \quad \text{mom. Flettente}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$N_d = 179,39 \times (2,00/1,00) = 358,78 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 155,35 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$V = qL / 2 = 155,35 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 62,14 \text{ kNm} \quad \text{mom. Flettente}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} "fase di esercizio".

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=2,00$ m:

$$N_d = 82,60 (2,00/1,00) = 165,20 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 71,53 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

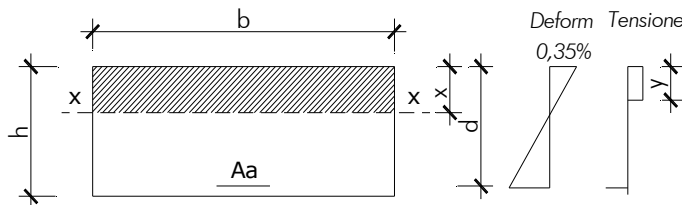
$$V = qL / 2 = 71,53 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 28,61 \text{ kNm} \quad \text{mom. flettente}$$

Verifiche stato limite ultimo

Si riporta la verifica per la combinazione C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,096	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,34	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	28,33	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	89,12	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	62,14
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	82,91	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,33

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza h	35,00
Altezza utile d	30,00	Diametro staffe	1,00
Area staffe A _w	3,20	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α _c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw} = A_{wf} / (b s f_c)$	0,067	cot θ	2,55
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	431,38	Sforzo tagliante resistente	
cot θ > 2,5 $V_{rd} = V_{rs}$	422,61	Sforzo tagliante resistente	
cot θ < 1 $V_{rd} = V_{rc}$	634,95	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	155,35	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza utile d	30,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	35,00
Area armatura tesa 4Φ16 A _a	8,04	Area armatura compr. 3Φ16 A _a	0,00
Asse neutro x	9,86		
Momento inerzia J _{xx}	64.894		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	28,61		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	43,46	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.332,05	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

La verifica mediante la combinazione quasi permanente risulta verificata essendo meno gravosa della combinazione C_{1t} rara.

Per la verifica a fessurazione si effettua un controllo indiretto sulla tensione massima acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente w₃ = 0,4 mm, combinazione quasi permanente w₂ = 0,3 mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.800 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.400 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è Φ 16 la distanza massima barre 15,0 cm

verifica soddisfatta

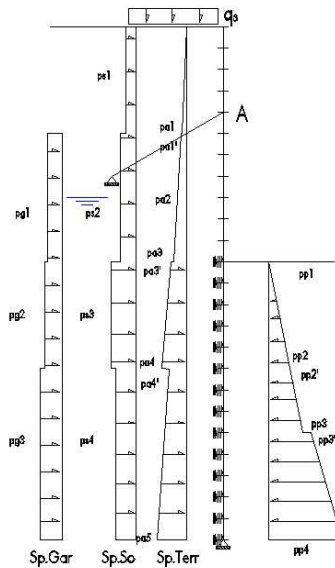
5.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

5.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli A2+M2+R1, per la combinazione di carico statica e A=1+M1+R1 per la combinazione di carico sismica (R1=1).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz+G_{gar} (A2+M2))



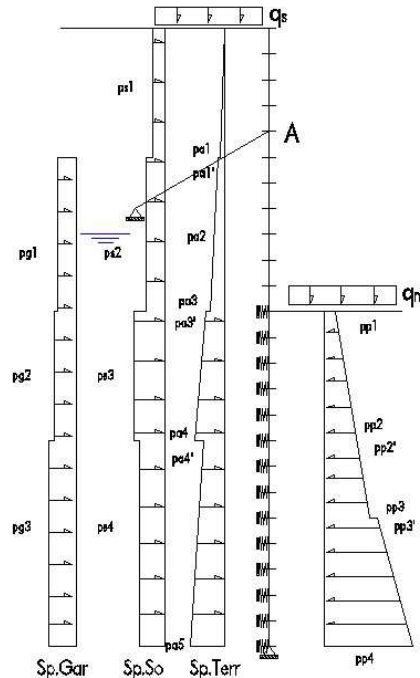
Schema dei carichi

$p_{a1} = 17,77 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 22,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 36,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 43,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 32,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 40,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{4'} = 46,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 60,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 2,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 2,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{g1} = 2,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage	$p_{g2} = 1,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage
$p_{g3} = 2,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage	$p_{ac} = 15,00 \text{ kN/m}$	pres. acqua.
$p_{filtr} = 10,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva filtraz.		
$p_{p1} = 0,00 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 65,41 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 65,41 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 104,65 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 117,13 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 177,66 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 17,70 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 - 2) + 22,70 \times 1,5 \times (1,5/2 + 0,5) + (36,70 - 22,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 0,5) + 36,70 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2) +$ $+ (43,70 - 36,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2) + 32,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + (40,6 - 32,7) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) +$ $+ 46,10 \times 4 \times (4/2 + 6) + (60,40 - 46,10) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6) + 1,80 \times 2,5 \times (2,5/2 + 2) + 2,30 \times 3 \times (3/2 + 0,5) +$ $+ 1,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + 2,00 \times 4 \times (4/2 + 6) + 2,30 \times 2,5 \times (2,5/2 + 1) + 1,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) +$ $+ 2,00 \times 4 \times (4/2 + 6) + 10,40 \times 8/2 \times (8/2 + 2) + 15,00 \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2) + 15,00 \times 6,5 \times (6,5/2 + 3,5) = 3.572,00 \text{ kNm}$			
$M_{A pas} = 65,41 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + 65,41 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6) + (104,65 - 65,41) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6) +$ $+ 117,13 \times 2,5 \times (2,5/2 + 7,5) + (177,65 - 117,13) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 7,5) = 4.547,00 \text{ kNm}$			
$M_{A pas} = 4.574,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 3.572,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A pas} / M_{A att} = 1,28$			

"Fase di esercizio"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so + G_{gar})

(A2+M2))



Schema dei carichi

$$p_{a1} = 17,77 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a1'} = 22,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a2} = 36,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a3} = 43,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a3'} = 32,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_4 = 40,60 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a4'} = 46,10 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_5 = 60,40 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{s1} = 1,80 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s2} = 2,30 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s3} = 1,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s4} = 2,00 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{g1} = 2,30 \text{ kN/m}$$

pres. attiva garage

$$p_{g2} = 1,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva garage

$$p_{g3} = 2,00 \text{ kN/m}$$

pres. attiva garage

$$p_{p1} = 97,66 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p2} = 166,33 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p2'} = 166,33 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p3} = 207,53 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p3'} = 213,08 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p4} = 276,87 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$\begin{aligned} M_{Aatt} = & 17,70 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 - 2) + 22,70 \times 1,5 \times (1,5/2 + 0,5) + (36,70 - 22,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 0,5) + 36,70 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2) + \\ & + (43,70 - 36,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2) + 32,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + (40,60 - 32,70) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + \\ & + 46,10 \times 4 \times (4/2 + 6) + (60,40 - 46,10) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6) + 1,80 \times 2,5 \times (2,5/2 - 2) + 2,30 \times 3 \times (3/2 + 0,5) + \\ & + 1,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + 2,00 \times 4 \times (4/2 + 6) + 2,30 \times 2,5 \times (2,5/2 + 1) + 1,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + 2,00 \times 4 \times (4/2 + 6) = \\ & = 2.574,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

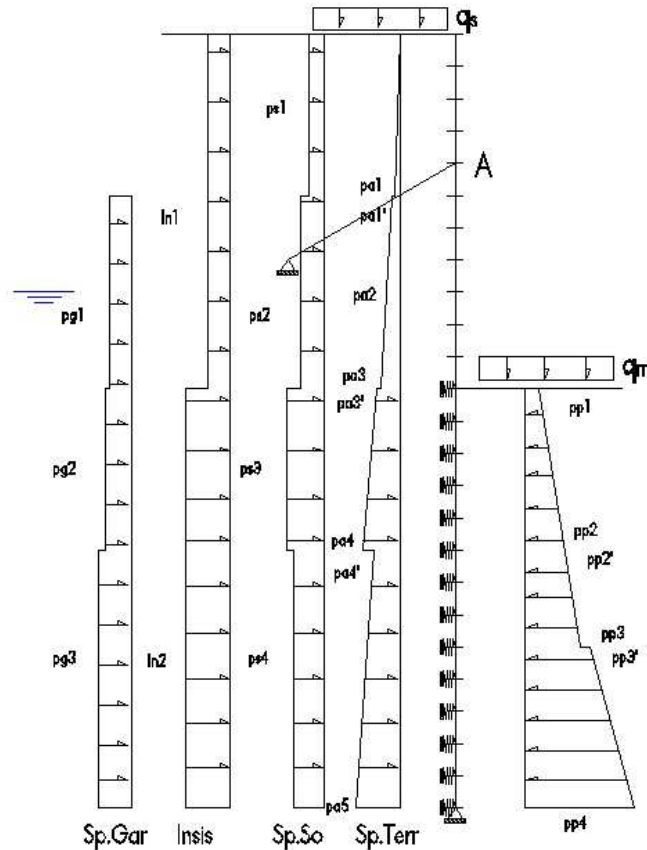
$$\begin{aligned} M_{A pas} = & 97,66 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + (166,33 - 97,66) \times 205/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + 166,33 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6) + \\ & + (207,53 - 166,33) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6) + 213,08 \times 2,5 \times (2,5/2 + 7,5) + (276,87 - 213,08) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 7,5) = \\ & = 8.896,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{A pas} = 8.896,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 2.574,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 3,46$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + In.sis + G_{gar}

(A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 14,30$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 19,10$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 30,90$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 36,80$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 26,30$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_4 = 32,60$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 37,80$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_5 = 49,50$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 2,00$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 2,60$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,90$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 2,20$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{g1} = 2,60$ kN/m	pres. attiva garage	$p_{g2} = 1,90$ kN/m	pres. attiva garage
$p_{g3} = 2,20$ kN/m	pres. attiva garage		
$I_{s1} = 6,30$ kN/m	incr. sismico	$I_{s2} = 13,19$ kN/m	incr. sismico
$p_{p1} = 115,62$ kN/m	pres. passiva	$p_{p2} = 196,92$ kN/m	pres. passiva
$p_{p2'} = 196,92$ kN/m	pres. passiva	$p_{p3} = 245,70$ kN/m	pres. passiva
$p_{p3'} = 250,77$ kN/m	pres. passiva	$p_{p4} = 324,70$ kN/m	pres. passiva
$M_{Aatt} = 14,30 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 - 2) + 19,10 \times 1,5 \times (1,5/2 + 0,5) + (30,90 - 19,10) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 0,5) + 30,90 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2) +$ $+ (36,80 - 30,90) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2) + 26,25 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + (32,60 - 26,25) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) +$ $+ 37,80 \times 4 \times (4/2 + 6) + (49,50 - 37,80) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6) + 2,00 \times 2,5 \times (2,5/2 - 2) + 2,60 \times 3 \times (3/2 + 0,5) +$ $+ 1,90 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) + 2,2 \times 4 \times (4/2 + 6) + 2,30 \times 2,5 \times (2,5/2 + 1) + 2,30 \times 2,5 \times (2,5/2 + 1) + 1,70 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3,5) +$ $+ 2,00 \times 4 \times (4/2 + 6) + 6,30 \times 5,5 \times (5,5/2 - 2) + 13,19 \times 6,5 \times (6,5/2 + 3,5) = 2.680,00$ kNm			
$M_{Apas} = 115,62 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + (196,92 - 115,62) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3,5) + 196,92 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6) +$ $+ (245,7 - 196,92) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6) + 250,77 \times 2,5 \times (2,5/2 + 7,5) + (324,7 - 250,77) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 7,5) =$ $= 10.481,00$ kNm			
$M_{Apas} = 10.481,00$ kNm \geq $M_{Aatt} = 2.680,00$ kNm C.S. = $M_{Apas} / M_{Aatt} = 3,91$			

5.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

Il carico verticale sul palo derivante dalla "fase di costruzione" assume i valori pari a:

$N_d = 84,77 \text{ kN}$	sf. normale combinazione C _{1a} statica
$N_d = 89,65 \text{ kN}$	sf. normale combinazione C _{1b} statica
$P_{p'} = 11,55 \times 1,35 = 15,59 \text{ kN}$	peso palo detratto il peso di terreno asportato
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 100,36 \text{ kN}$	carico totale (C_{1a})
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 105,24 \text{ kN}$	carico totale (C_{1b})

Verifica capacità portante

Si considera una singola verticale in corrispondenza del sondaggio S3G.

Capacità portante laterale

$Q_{lcal} = \sum \gamma' 0,50 \tan(\phi) (h_1+h_2)/2 (h_2-h_1) \pi d$	capacità portante laterale calcolo
$Q_{lk} = \min [(Q_{lcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{lcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante laterale caratteristica
$Q_{ld} = Q_{lk} / \gamma_r$	capacità portante laterale progetto
$\xi_3 = \xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,15$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

S3G	h ₁	h ₂	$\gamma' t$	ϕ	$\tan \phi$	$(h_1+h_2)/2$	(h_2-h_1)	Q _{lcali}
3° strato	5,50	8,00	9,00	30,00	0,55	6,75	2,5	78,72
4° strato	8,00	12,00	9,50	26,50	0,49	10	4	175,48
Totale								254,21

ξ_3	1,70	(Q _{lcal}) _{med}	254,21	(Q _{lcal}) _{med} / ξ_3	149,53		
ξ_4	1,70	(Q _{lcal}) _{min}	254,21	(Q _{lcal}) _{min} / ξ_4	149,53		
γ_r	1,15				Q_{lk}	149,53	
						Q_{ld}	130,02

Capacità portante di punta

$Q_{pcal} = \sum \gamma' h_i N_q \pi d^2/4$	capacità portante di punta calcolo
$Q_{pk} = \min [(Q_{pcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{pcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante di punta caratteristica
$Q_{pd} = Q_{pk} / \gamma_r$	capacità portante di punta progetto
$\xi_3 = \xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,30$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

S3G	h ₁	h ₂	$\gamma' t$	(h_2-h_1)	$\gamma' t (h_2-h_1)$	N _q	
3° strato	5,50	8,00	9,00	2,50	22,50	N _q	15,00
4° strato	8,00	12,00	9,50	4	38	q _{pcal}	907,5
Totale						Q_{pcal}	256,58

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	256,58	(Qlcal)med/ ξ_3	150,93
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	256,58	(Qlcal)min/ ξ_4	150,93
γ_r	1,30			Qlk	150,93
				Qld	116,10

$Q_{rd} = Q_{ld} + Q_{pd} = 116,10 + 130,02 = 246,13 \text{ kN}$ capacità portante totale
N_{tot} = 100,36 kN ≤ Q_{rd} = 246,13 kN verifica soddisfatta

5.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa.

Caratteristiche della sollecitazione

$$\begin{aligned} N_d &= 169,64 \times (2,0/1,00) &= 339,28 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica} \\ N_d &= 179,39 \times (2,0/1,00) &= 358,78 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica} \\ N_d &= 169,64 \times (2,0/1,00)/1,35 &= 251,32 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1t} \text{ statica (SLE rara)} \end{aligned}$$

Verifica allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 – Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_l$)	IGU ($p_i < p_l$)		
Chitini	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V_s	1,7 + 2,4
Chitini sabbiosi	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V_s ; IGU: (1,5 + 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V_s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcei marinosi	1,8	1,1 + 1,2		
Calcei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati fratturati	
Roccia alterata o fratturata	1,2	1,1	(2+6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4

Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)

Valori del coefficiente α

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p_i \geq p_j$)	IGU ($p_i < p_j$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Limo			
Argilla			
Marna	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Calcarei marnosi			
Calcarei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard
 p_j : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

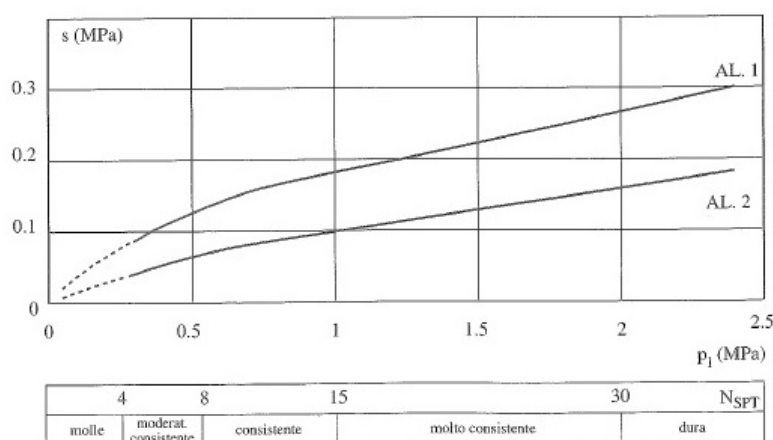


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min \left((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4} \right)$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,16$ MPa.
- $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,14$ MPa.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10$ MPa.

$L_{f1} = 4,00$ m lunghezza fondazione

$L_{f2} = 5,00$ m lunghezza fondazione

$L_{f3} = 7,00$ m lunghezza fondazione

$D_d = 14$ cm diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,c} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 1.031,82 \text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,09 \text{ MPa}$.
- $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 11, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,09 \text{ MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10 \text{ MPa}$.

$L_{f1} = 4,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f2} = 5,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 7,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14 \text{ cm}$ diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,c} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 763,75 \text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$R_{a,med} = 897,78 \text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$R_{a,min} = 763,75 \text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$\xi_{a3} = 1,75 \quad \xi_{a4} = 1,70 \quad \gamma_{rap} = 1,20$$

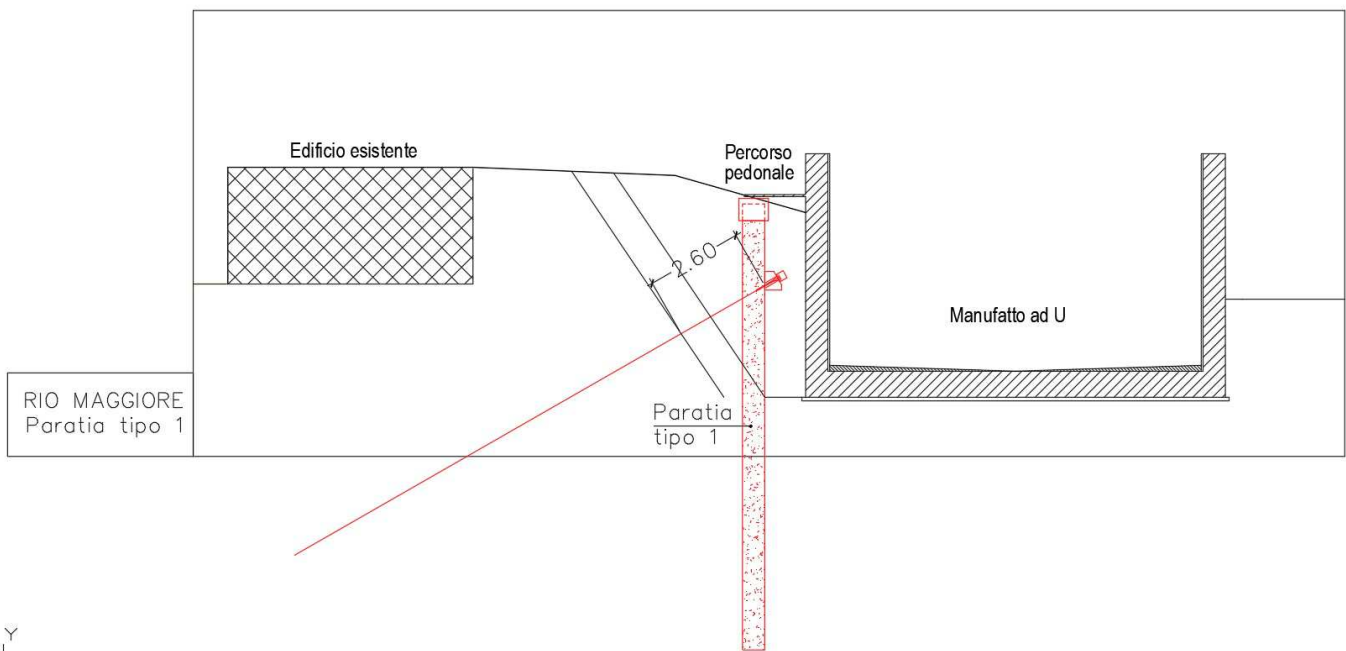
$$R_{ak} = R_{a,c,med} / \xi_{a3} = 513,02 \text{ kN} \quad \text{resistenza caratteristica allo sfilamento}$$

$$R_{ak} = R_{a,c,min} / \xi_{a4} = 449,26 \text{ kN} \quad \text{resistenza caratteristica allo sfilamento}$$

$$R_{ad} = R_{a,k} / \gamma_{rap} = 374,38 \text{ kN} \quad \text{resistenza di progetto} \geq N_d = 339,28 \text{ kN}$$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 5,50 \text{ m}$, $d = 1,10 \text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{max} / g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In "fase di costruzione" la lunghezza libera statica assume il valore di $2,60 \text{ m} \leq 3,00 \text{ m}$ tratto libero

In "fase di esercizio" la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto, di:

$$L_s = 2,12 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera statica}$$

$$a_{max} = 1,00 \times 1,50 \times 0,147 \text{ g} = 0,220 \text{ g} \quad \text{accelerazione massima}$$

$$L_e = L_s (1 + 1,50 a_{max} / g) = 2,81 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera sismica} \leq 3,00 \text{ m} \quad \text{tratto libero}$$

La verifica è soddisfatta.

5.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

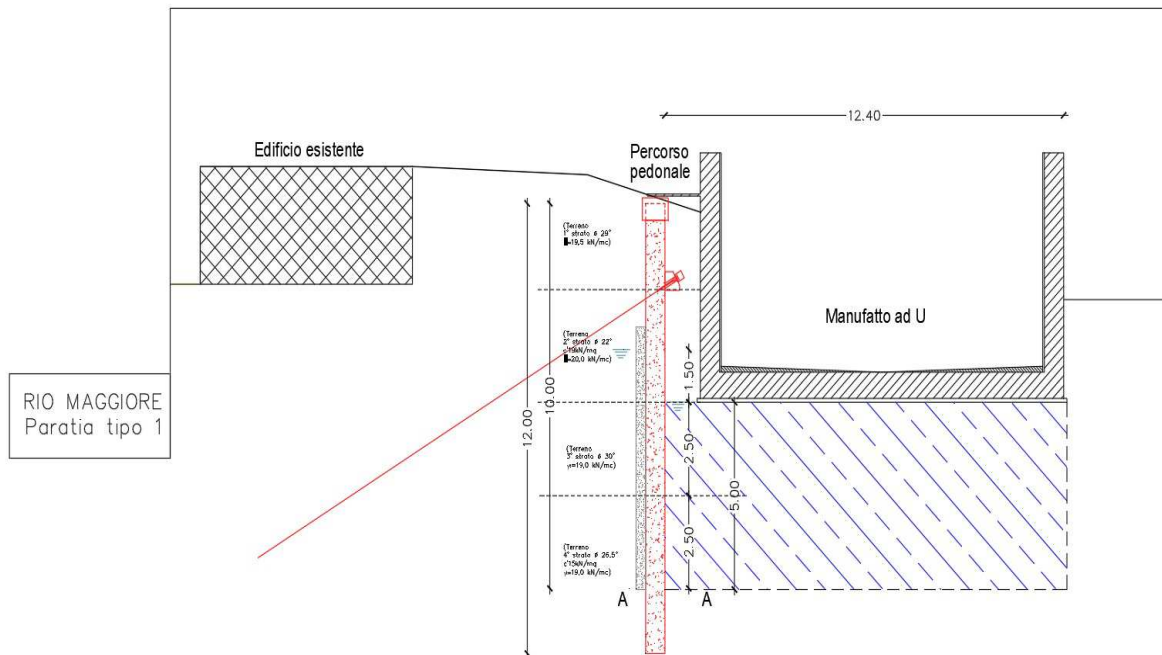
5.8 VERIFICHE IDRAULICHE

5.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la "fase di costruzione" viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa 1,50m.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro 0,6 m.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles "Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatacchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo").

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$ e $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A		
$Q_{inst,d} = \gamma_q q B'$	azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno		
$R_{d1} = c_u D$	resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D		
$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$	resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione		
$\gamma_{g1} = 1,10$	coefficiente parziale azione carico permanente		
$\gamma_t = 19,50 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno		
$D = 1000 \text{ cm}$	peso di terreno sopra il piede della paratia		
$B' = 12,40 \times 0,707 = 8,76 \text{ m}$	fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno		
$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	$= 1,10 \times 19,50 \times 10,00 \times 8,76$	$= 1.879,02$	kN/m terreno
$G_{inst,d} = \gamma_g \gamma_t D B'$	$= 1,10 \times 5 \times 8,76$	$= 48,18$	kN/m garage

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m^2 .

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 8,76 = 65,7 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 1	$c_u = 77,50 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 2	$c_u = 50 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 4	$c_u = 79,5 \text{ kN/m}^2$

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei quattro valori:

$$\begin{aligned}
 c_u &= 52 \text{ kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 37 \text{ kN/m}^2 \\
 R_{d1} &= c_u D = 37 \times 10 & & & &= 370 \text{ kN/m} \\
 R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (37 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 8,76 = 2.520,07 \text{ kN/m} \\
 G_{inst,d} + Q_{inst,d} &\leq (R_{d1} + R_{d2}) \\
 1.879,02 + 48,18 + 65,7 &\leq 1.992,99 \text{ kN/m} \leq (360 + 2.520,07) = 2.890,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$$\begin{aligned}
 \gamma_m &= 19,50 \text{ kN/m}^3 & \gamma_{ac} &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 S &= 5,00 \text{ m} & & \text{spessore terreno che funziona da membrana impermeabile} \\
 Z &= 5,00 + 1,50 = 6,50 \text{ m} & & \text{altezza acqua per calcolo sottospinta}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,90 \times S \times \gamma_m &\geq 1,10 \times Z \times \gamma_{ac} \\
 87,75 \text{ kN/m}^2 &\geq 71,50 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

verifica soddisfatta

5.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

H=1,50 m	dislivello acqua	
D=5,00 m	profondità di infissione palancola	
$i_e = H/(H+2D)$	= 0,13	
FS= $i_c / i_e = 7,30$	≥ 2	verifica soddisfatta

5.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

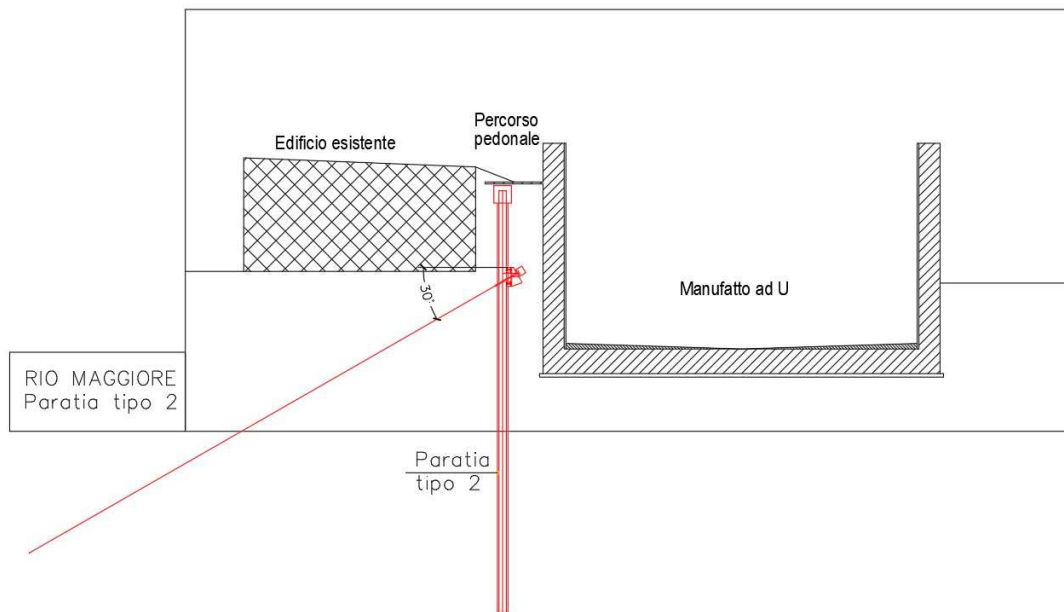
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z=0$ è

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x=0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

6 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 2 (S1)

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-2,5 m	$\Phi_k = 29^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
2,5-5,5m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
5,5-8,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 8,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 4,00m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 12m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2}$			
$K_{as1} = 0,310$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,046$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,298$	coef. spinta attiva	$K_{as4} = 0,341$	coef. spinta attiva

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 23,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$$\beta = 0^\circ \quad \text{ang. terreno-orizzontale} \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{ang. muro-orizzontale}$$

$$\delta_a = 2/3 \Phi \quad \text{ang. attrito terreno-paratia stato attivo}$$

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2}$$

$$K_{as1} = 0,377 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{as2} = 0,476 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as3} = 0,364 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{as4} = 0,410 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi. È presente un garage/parcheggio in prossimità dell'opera avente un peso stimato con un carico uniforme indefinito in 13,50 kN/m².

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto ad U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un carico accidentale uniforme indefinito di 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$$\gamma_M = 1,0 \quad \Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 29,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 22,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 30,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 26,5^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C).

Stato limite di salvaguardia SLV

$$a_g = 0,115 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \text{ g} \quad \text{acc. orizzontale} \quad a_v = 0 \quad (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1})$$

$$\theta = \arctan k_h = 8,36^\circ$$

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2}$$

$$K_{ass1} = 0,419 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,536 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,405 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass4} = 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$$I_{s1} = 3,63 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 7,98 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$a_g = 0,0420 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \text{ g} \quad \text{acc. orizzontale}$$

$$\theta = \arctan k_h = 3,091^\circ$$

$$K_{ass1} = 0,345 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,453 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,333 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass4} = 0,383 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$$I_{s1} = 1,52 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 3,47 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

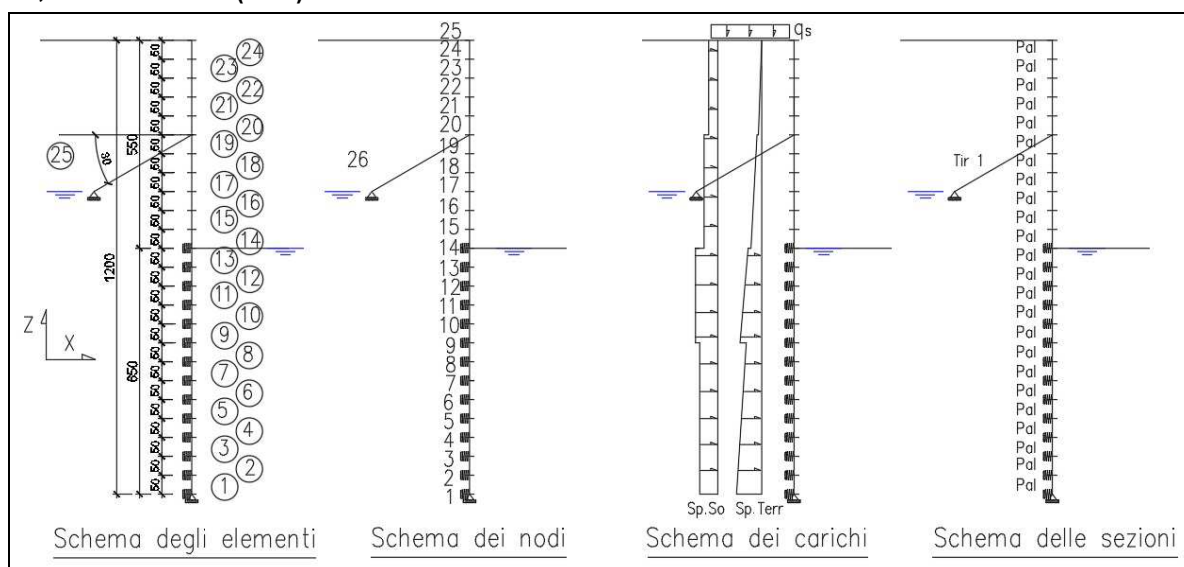
6.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un micropalo interasse 0,50 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in “fase di costruzione” e in “fase di esercizio”. Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 5,50m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in “fase di esercizio”. In “fase di costruzione”, la falda a monte è assunta a 4,00m dal piano campagna mentre a valle 5,50m, invece in “fase di esercizio” la falda a monte e a valle sono assunte a 4,00 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di costruzione”

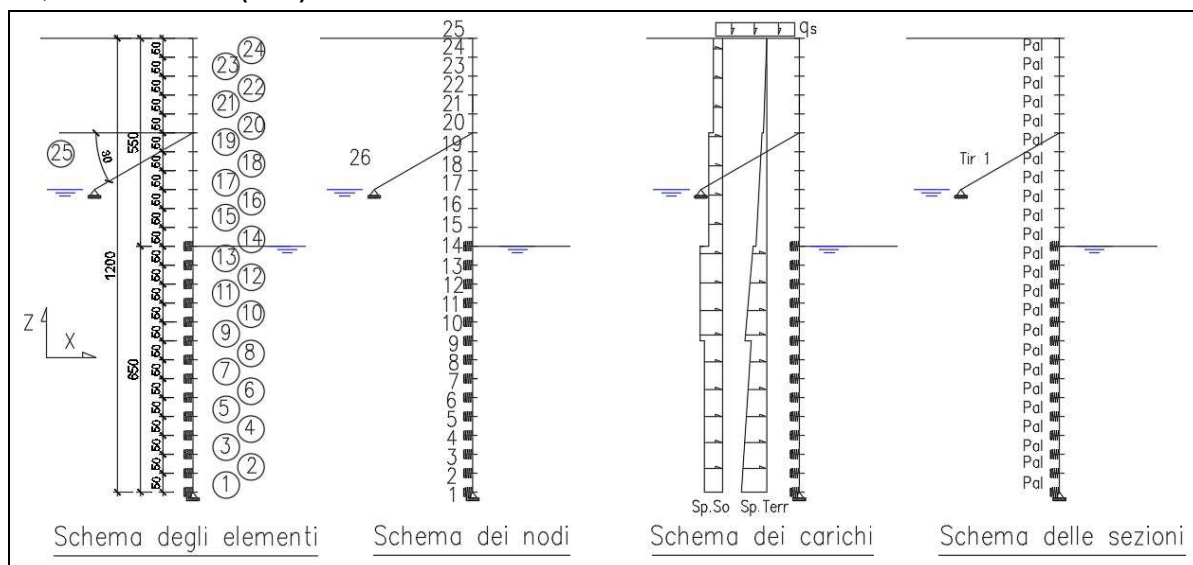


Sp.terr spinta terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
G_{gar} peso garage filtr filtrazione

Combinazione C_{1a} 1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr. + G_{gar}) (A1+M1)

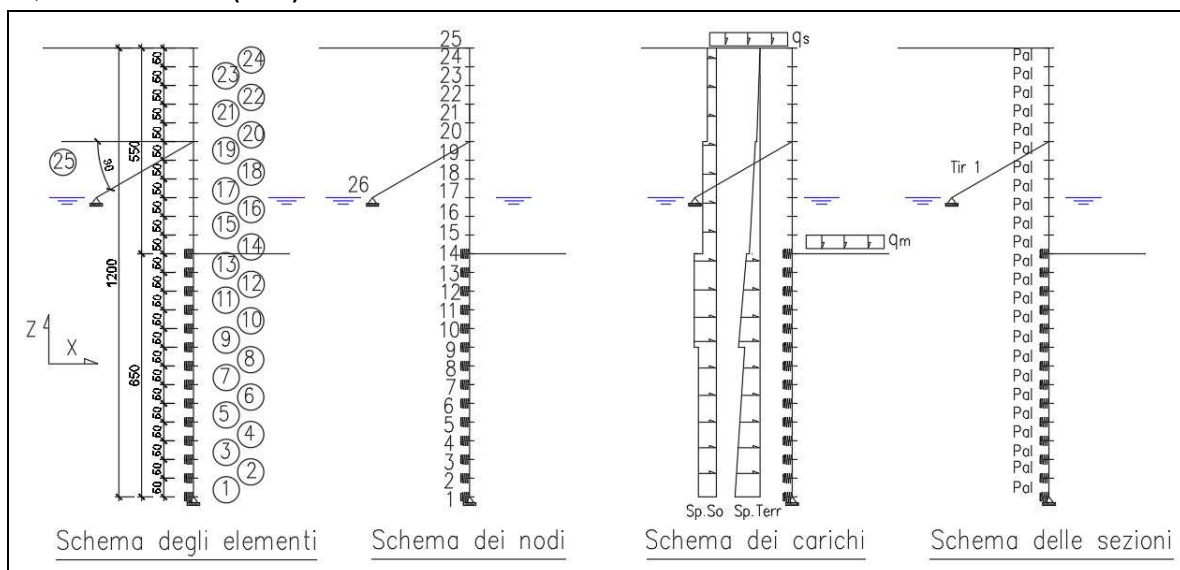
Combinazione C_{1b} 1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{gar} (A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di costruzione”



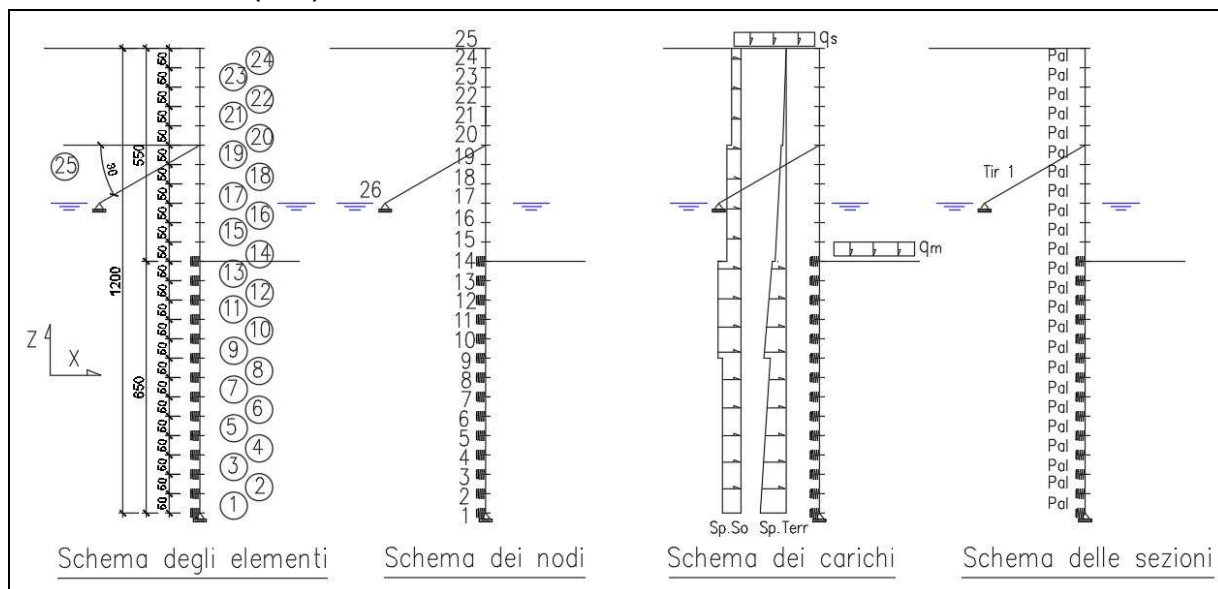
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{gar}			(A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di esercizio"



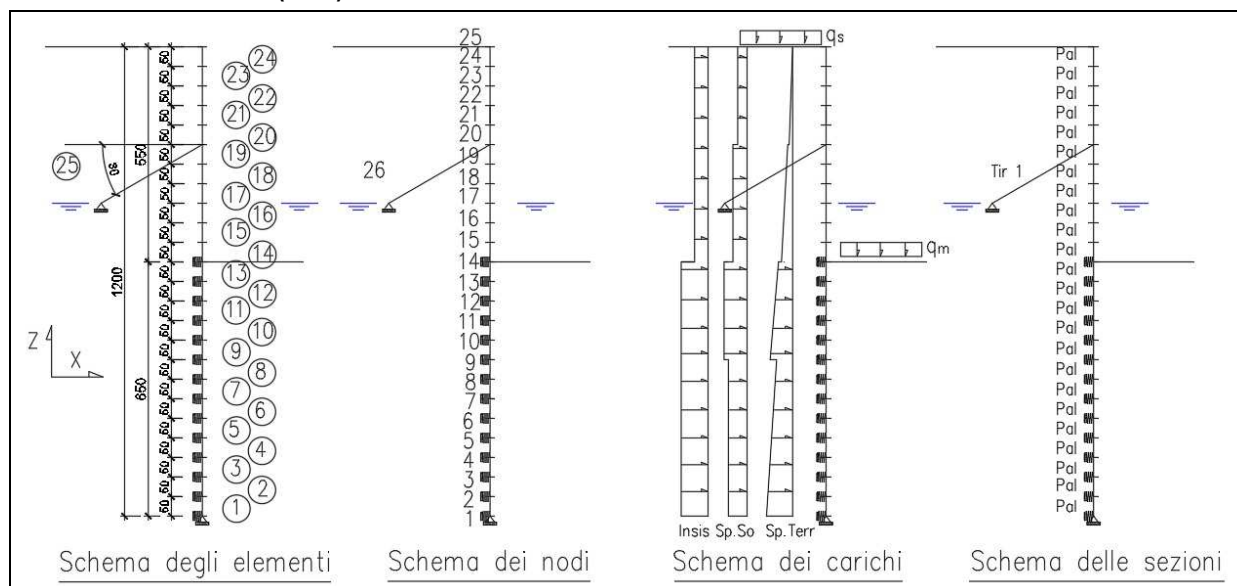
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q _k + filtr. + G _{gar})			(A1+M1)
Combinazione C _{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G _{gar}			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di esercizio"



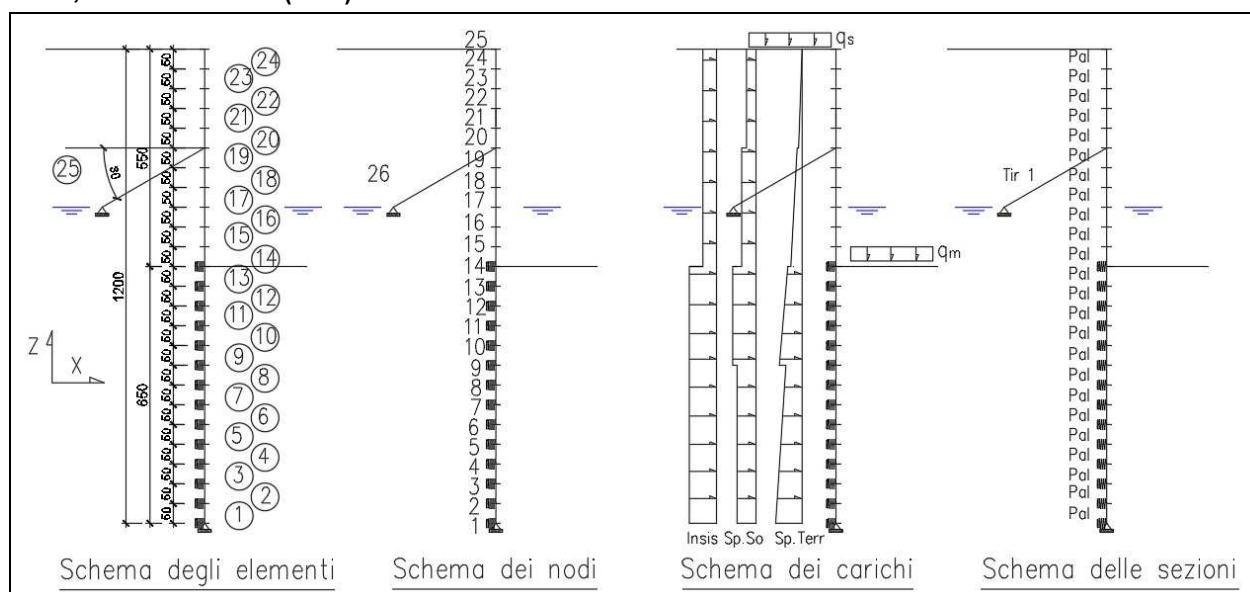
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{gar}			(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm filtr filtrazione G_{gar} peso garage
 Combinazione C_2 $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm. filtr filtrazione G_{gar} peso garage
 Combinazione C_3 $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti:

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{gar(hi)}	P _{fitr(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{gar(hi)}	P _{sov2}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,91	0,99	0,73	1,04
0,50	1,43	0,73	0,00	0,00	0,00	1,77	0,00	0,91	2,91	2,16	2,81
1,00	2,85	0,73	0,00	0,00	0,00	3,53	0,00	0,91	4,84	3,58	4,58
1,50	4,28	0,73	0,00	0,00	0,00	5,30	0,00	0,91	6,76	5,01	6,34
2,00	5,70	0,73	0,00	0,00	0,00	7,07	0,00	0,91	8,69	6,44	8,11
2,50	7,13	0,73	0,00	0,00	0,00	8,84	0,00	0,91	10,61	7,86	9,88
2,50	9,57	0,98	0,00	0,00	0,00	11,35	0,00	1,16	14,25	10,56	12,69
3,00	11,54	0,98	2,65	0,00	0,00	13,68	3,14	1,16	20,48	15,17	18,16
3,50	13,50	0,98	2,65	0,00	0,00	16,01	3,14	1,16	23,13	17,13	20,49
4,00	15,47	0,98	2,65	0,00	0,00	18,34	3,14	1,16	25,78	19,10	22,82
4,00	15,47	0,98	2,65	0,00	0,00	18,34	3,14	1,16	25,78	19,10	22,82
4,50	16,45	0,98	2,65	0,33	2,50	19,50	3,14	1,16	30,92	22,91	26,81
5,00	17,43	0,98	2,65	0,65	5,00	20,67	3,14	1,16	36,06	26,71	30,80
5,50	18,41	0,98	2,65	0,98	7,50	21,83	3,14	1,16	41,21	30,52	34,79
5,50	13,13	0,70	1,89	0,98	7,50	16,36	2,36	0,87	32,66	24,19	28,19
6,00	13,76	0,70	1,89	1,30	7,50	17,14	2,36	0,87	33,95	25,15	29,31
6,50	14,39	0,70	1,89	1,63	7,50	17,93	2,36	0,87	35,24	26,11	30,42
7,00	15,02	0,70	1,89	1,96	7,50	18,71	2,36	0,87	36,54	27,06	31,53
7,50	15,65	0,70	1,89	2,28	7,50	19,50	2,36	0,87	37,83	28,02	32,64
8,00	16,28	0,70	1,89	2,61	7,50	20,28	2,36	0,87	39,12	28,98	33,75
8,00	18,89	0,81	2,19	2,61	7,50	23,07	2,68	0,99	43,20	32,00	37,00
8,50	19,62	0,81	2,19	2,93	7,50	23,97	2,68	0,99	44,63	33,06	38,22
9,00	20,35	0,81	2,19	3,26	7,50	24,86	2,68	0,99	46,05	34,11	39,44
9,50	21,08	0,81	2,19	3,59	7,50	25,75	2,68	0,99	47,48	35,17	40,66
10,00	21,81	0,81	2,19	3,91	7,50	26,64	2,68	0,99	48,91	36,23	41,88
10,50	22,54	0,81	2,19	4,24	7,50	27,54	2,68	0,99	50,34	37,29	43,10
11,00	23,27	0,81	2,19	4,57	7,50	28,43	2,68	0,99	51,76	38,34	44,32
11,50	24,00	0,81	2,19	4,89	7,50	29,32	2,68	0,99	53,19	39,40	45,54
12,00	24,73	0,81	2,19	5,22	7,50	30,22	2,68	0,99	54,62	40,46	46,76
Totale	177,09	9,77	20,79	20,87	54,38	215,82	16,61	11,91	381,92	282,90	330,01

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	0,73	0,00	0,91	1,05	0,86	0,99	0,73	1,04	3,84	1,70
0,50	1,43	0,73	1,77	0,91	1,05	0,86	2,91	2,16	2,81	5,27	3,12
1,00	2,85	0,73	3,53	0,91	1,05	0,86	4,84	3,58	4,58	6,69	4,55
1,50	4,28	0,73	5,30	0,91	1,05	0,86	6,76	5,01	6,34	8,12	5,97
2,00	5,70	0,73	7,07	0,91	1,05	0,86	8,69	6,44	8,11	9,54	7,40
2,50	7,13	0,73	8,84	0,91	1,05	0,86	10,61	7,86	9,88	10,97	8,83
2,50	9,57	0,98	11,35	1,16	1,34	1,13	14,25	10,56	12,69	13,47	11,32
3,00	11,54	0,98	13,68	1,16	1,34	1,13	20,48	15,17	18,16	19,05	16,34
3,50	13,50	0,98	16,01	1,16	1,34	1,13	23,13	17,13	20,49	21,02	18,31
4,00	15,47	0,98	18,34	1,16	1,34	1,13	25,78	19,10	22,82	22,98	20,27
4,00	15,47	0,98	18,34	1,16	1,34	1,13	25,78	19,10	22,82	22,98	20,27
4,50	16,45	0,98	19,50	1,16	1,34	1,13	27,11	20,08	23,98	23,96	21,25
5,00	17,43	0,98	20,67	1,16	1,34	1,13	28,43	21,06	25,15	24,95	22,24
5,50	18,41	0,98	21,83	1,16	1,34	1,13	29,76	22,04	26,31	25,93	23,22
5,50	13,13	0,70	16,36	0,87	1,01	0,83	21,22	15,72	19,72	24,04	19,01
6,00	13,76	0,70	17,14	0,87	1,01	0,83	22,07	16,35	20,50	24,67	19,64
6,50	14,39	0,70	17,93	0,87	1,01	0,83	22,92	16,98	21,29	25,30	20,27
7,00	15,02	0,70	18,71	0,87	1,01	0,83	23,77	17,61	22,07	25,93	20,90
7,50	15,65	0,70	19,50	0,87	1,01	0,83	24,62	18,24	22,86	26,56	21,53
8,00	16,28	0,70	20,28	0,87	1,01	0,83	25,47	18,87	23,64	27,19	22,16
8,00	18,89	0,81	23,07	0,99	1,14	0,96	29,55	21,89	26,89	30,18	25,13
8,50	19,62	0,81	23,97	0,99	1,14	0,96	30,54	22,62	27,79	30,91	25,86
9,00	20,35	0,81	24,86	0,99	1,14	0,96	31,53	23,35	28,68	31,64	26,59
9,50	21,08	0,81	25,75	0,99	1,14	0,96	32,51	24,08	29,57	32,37	27,32
10,00	21,81	0,81	26,64	0,99	1,14	0,96	33,50	24,82	30,47	33,10	28,06
10,50	22,54	0,81	27,54	0,99	1,14	0,96	34,49	25,55	31,36	33,83	28,79
11,00	23,27	0,81	28,43	0,99	1,14	0,96	35,47	26,28	32,25	34,56	29,52
11,50	24,00	0,81	29,32	0,99	1,14	0,96	36,46	27,01	33,14	35,30	30,25
12,00	24,73	0,81	30,22	0,99	1,14	0,96	37,45	27,74	34,04	36,03	30,98
Totale	177,09	9,77	215,82	11,91	13,74	11,47	280,34	207,66	254,76	280,80	234,68

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

h	profondità	i_p = interasse pali (0,50 m)	
$P_{ter1}(h_i)$	pressione terreno	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{sov1}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{ac}(h_i)$	pressione acqua,	alle varie quote h_i	
$P_{ter2}(h_i)$	pressione terreno	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{sov2}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{filtr}(h_i)$	pressione filtrazione,	alle varie quote h_i	
Combinazione C_{1a} (SLU)	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr. + G_{gar})$		(A1+M1)
Combinazione C_{1b} (SLU)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{gar}$		(A2+M2)
Combinazione C_{1t} (SLE, rara)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{gar}$		(A1 + M1)
Combinazione C_2 (SLV)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr. + G_{gar}$		(A=1 + M1)
Combinazione C_3 (SLD)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr. + G_{gar}$		(A=1+M1)
Totale	rappresenta la azione totale agente sulla paratia		

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall “fase di costruzione” che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della “fase di esercizio”.

6.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): “fase di costruzione”

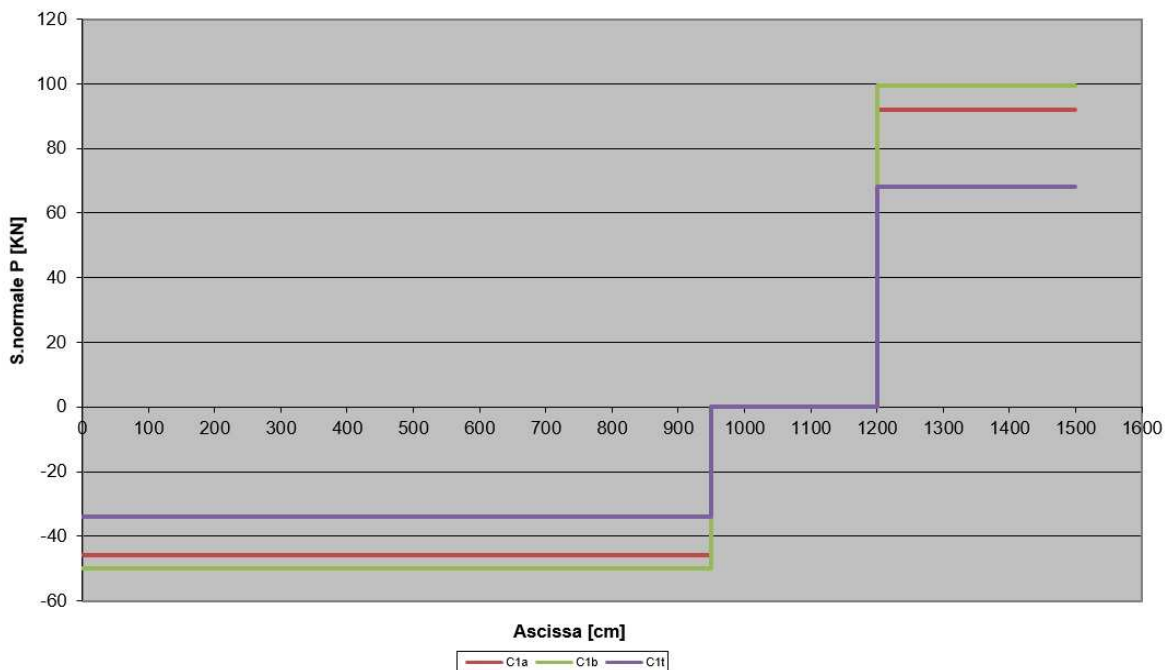


Diagramma sforzo normale (kN): "fase di esercizio"

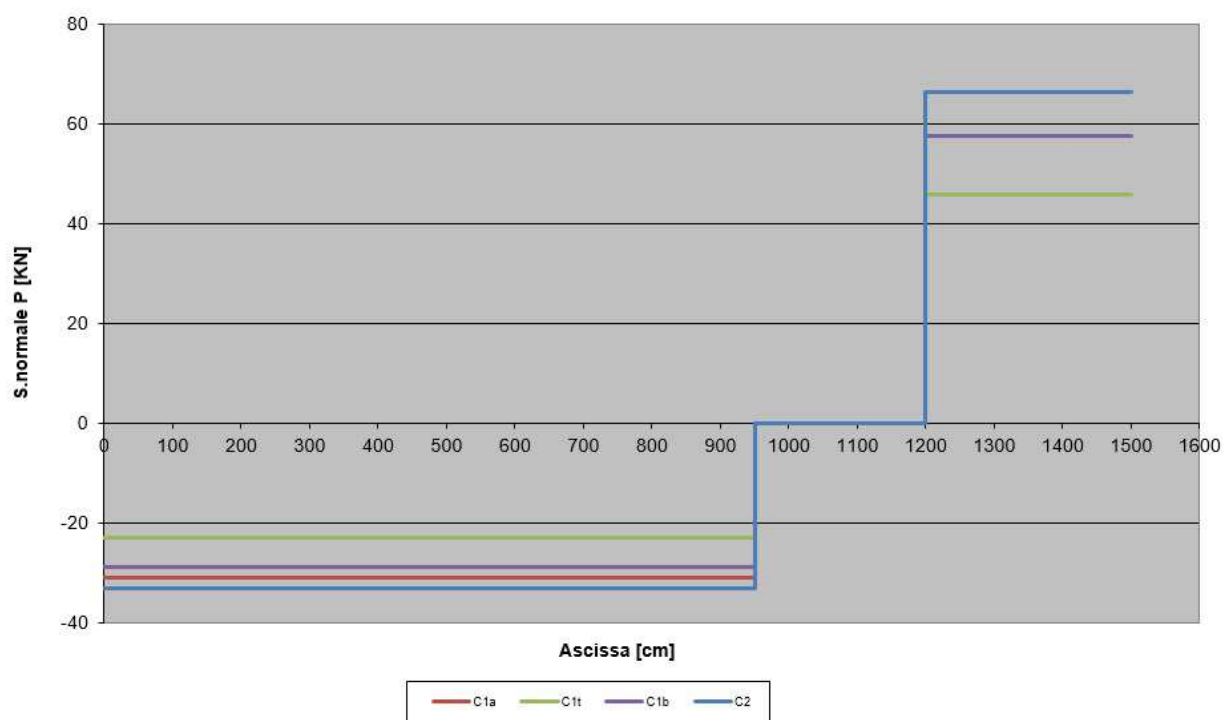


Diagramma sforzo tagliente (kN): "fase di costruzione"

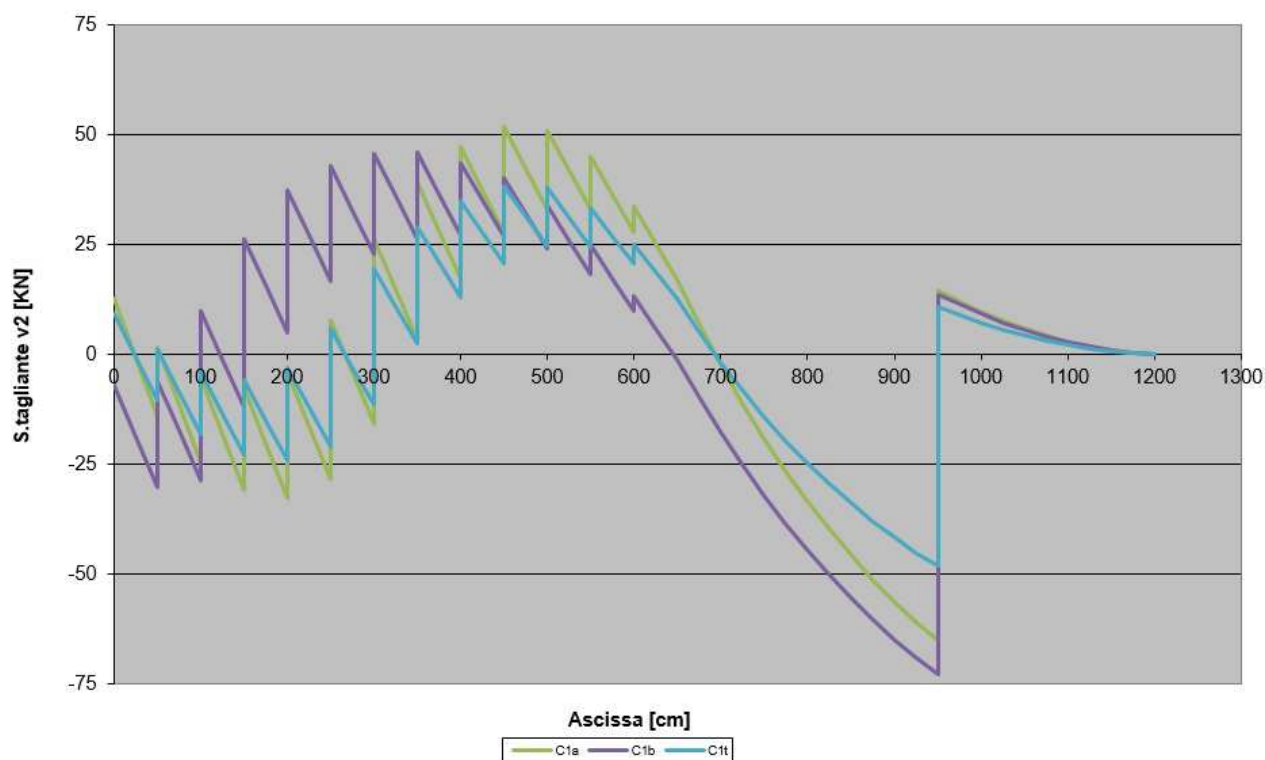


Diagramma sforzo tagliante (kN): “fase di esercizio”

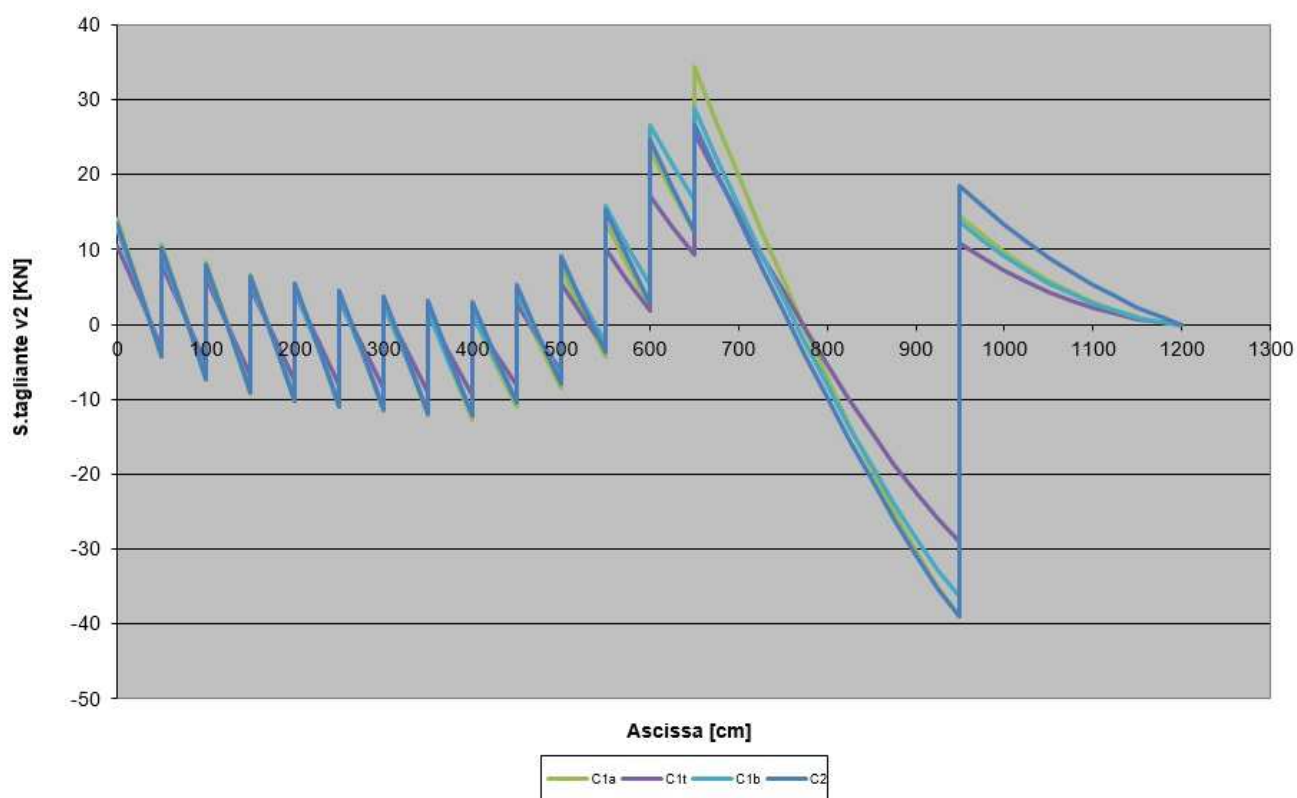


Diagramma momento flettente (kNm): “fase di costruzione”

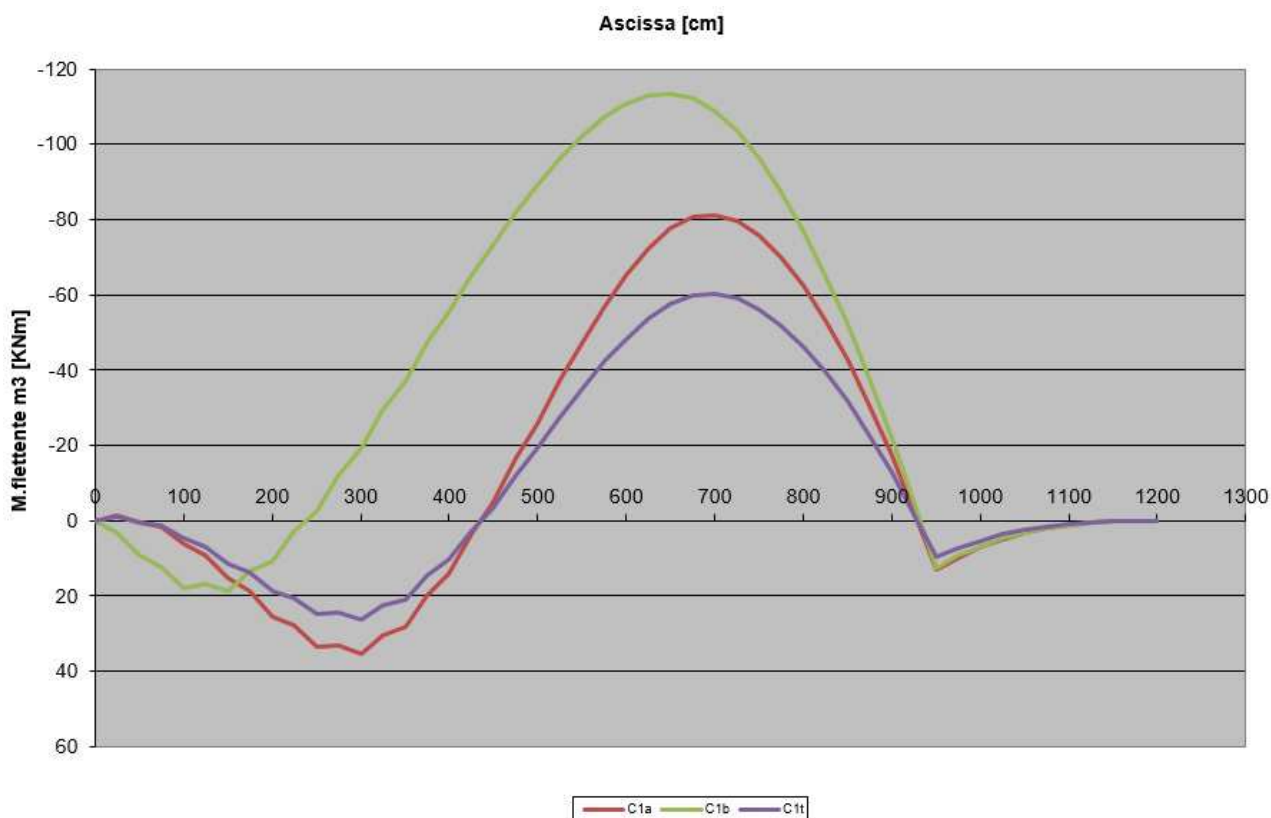
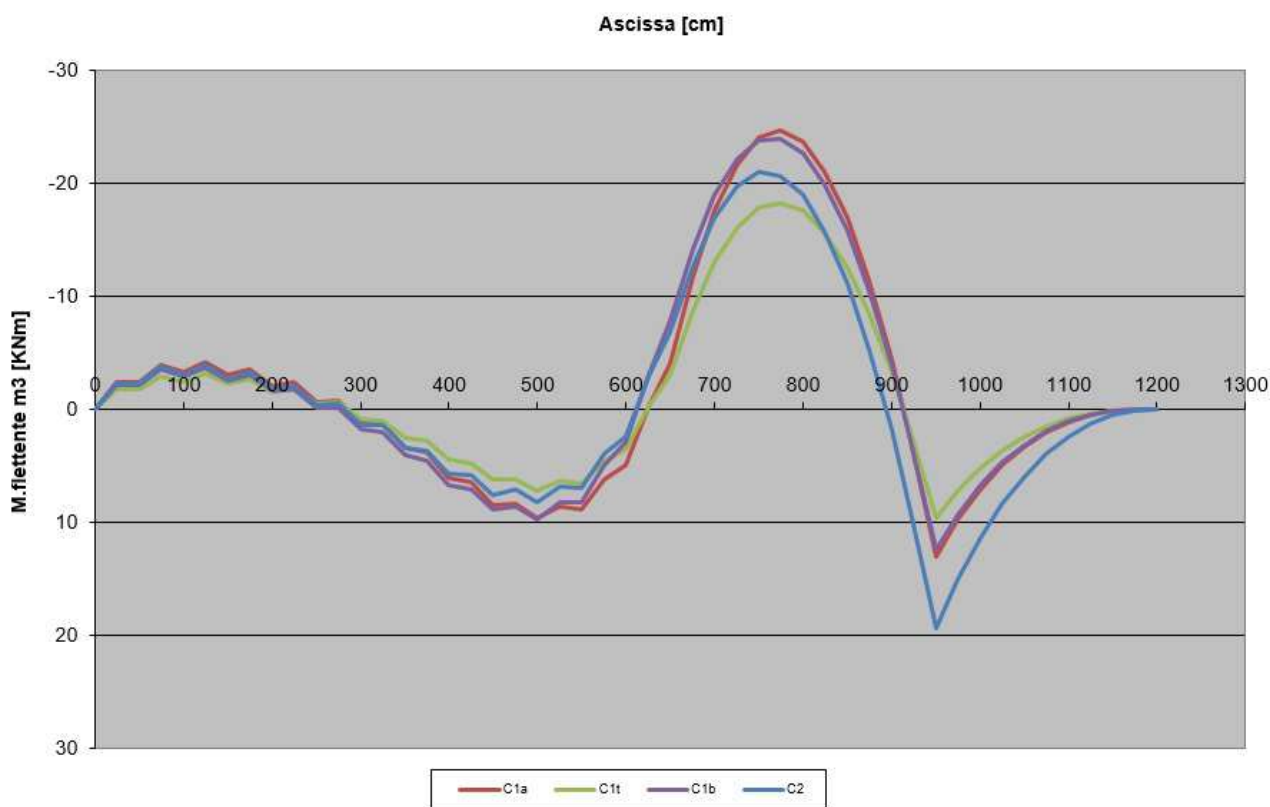
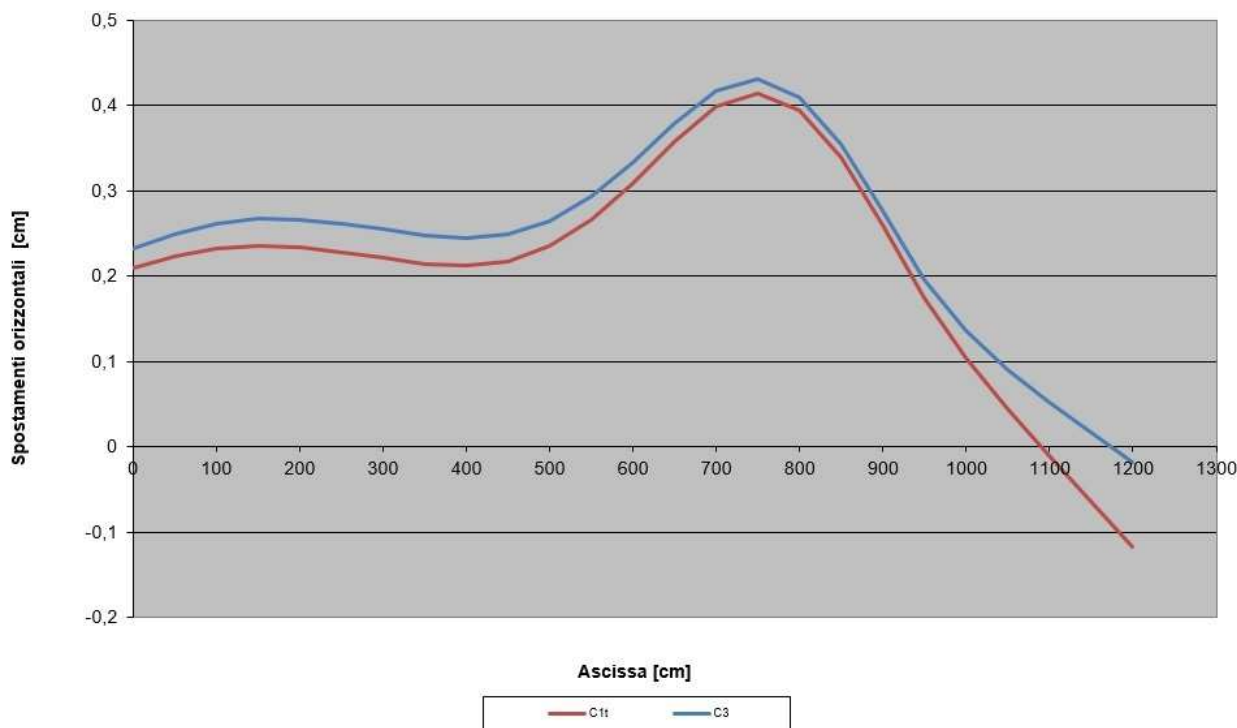


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



6.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,41/450$	$= 1/975 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{1t \text{ rara}}$
$\delta/L = 0,43/450$	$= 1/930 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{3 \text{ SLD}}$

6.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

“Fase di Costruzione”

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-17,499	17,64	-15,146	147,78
2	-18,746	26,58	-16,223	142,03
3	-19,624		-16,98	136,29
4	-20,034		-17,332	130,54
5	-20,006		-17,303	124,79
6	-19,646		-16,986	119,05
7	-19,112		-16,514	
8	-18,594		-16,055	
9	-18,314		-15,799	
10	-18,516		-15,961	
11	-19,412		-16,725	
12	-21,101		-18,176	
13	-23,496		-20,237	
14	-26,212		-22,569	
26	-49,703		-40,895	
Totale Rx	-330,02		-282,90	
	Rz		Rz	
1	28,675		23,593	
26	-28,675		-23,593	
Totale Rz	0,00		0,00	

“Fase di Esercizio”

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-12,788	115,97	-10,438	147,78	-13,506	130,75
2	-13,653	111,50	-11,133	142,03	-14,563	125,69
3	-14,248	107,03	-11,606	136,29	-15,335	120,63
4	-14,497	102,56	-11,795	130,54	-15,745	115,56
5	-14,419	98,09	-11,716	124,79	-15,812	110,50
6	-14,097	93,62	-11,434	119,05	-15,619	105,44
7	-13,652	89,15	-11,052	113,30	-15,285	100,38
8	-13,244	84,68	-10,701	107,55	-14,958	95,31
9	-13,064	83,79	-10,546	112,32	-14,813	99,69
10	-13,335	78,56	-10,777	105,30	-15,05	93,46
11	-14,256	73,32	-11,569	98,28	-15,84	87,23
12	-15,929	68,08	-13,008	91,26	-17,266	81,00
13	-18,289	62,84	-15,04	84,24	-19,265	74,77
14	-21,007		-17,383		-21,537	
26	-48,283		-39,463		-56,194	
Totale Rx	-254,76		-207,66		-280,79	
	Rz		Rz		Rz	
1	27,856		22,767		32,42	
26	-27,856		-22,767		-32,42	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C_{1b}, C_{1t}, C₂ i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{pi}) 0,50 \times 0,65/\gamma_r \text{ dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

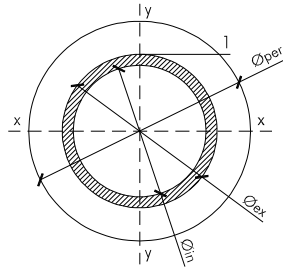
C = 0,88 e 0,55 coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

6.6 VERIFICHE STRUTTURALI

6.6.1 MICROPALI

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche per le verifiche con area solo acciaio ($\Phi_{per} = 300$ mm)

$\Phi_{ex} = 21,90$ cm	diam. esterno	$\Phi_{in} = 19,90$ cm	diam. interno
$A = 65,69$ cm ²	area acciaio	$J_{xx} = 3.598$ cm ⁴	momento inerzia xx
$W_{xe} = 328,5$ cm ³	mod. resistenza xx elas.	$W_{xp} = W_{xe} 1,27 = 417,19$ cm ³	m.resist. xx plastico

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in “fase di costruzione” mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Combinazione C_{1a} “fase di costruzione”

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35

$N_d = 45,88 + 4,21 = 50,09$ kN	sforzo normale	$M_d = 81,21$ kNm	momento flettente
---------------------------------	----------------	-------------------	-------------------

Combinazione C_{1b} “fase di costruzione”

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35

$N_d = 49,77 + 4,21 = 53,98$ kN	sforzo normale	$M_d = 113,57$ kNm	momento flettente
---------------------------------	----------------	--------------------	-------------------

Caratteristiche della sollecitazione resistenti

La verifica viene condotta mantenendo la sezione in campo elastico

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 0,76 + 24,72 = 25,48 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \leq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. progetto (C}_{1a}\text{)}$$

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 0,82 + 34,57 = 35,39 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \geq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. progetto (C}_{1b}\text{)}$$

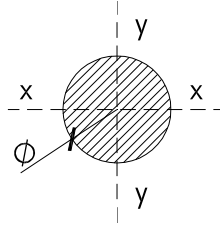
Essendo la sezione in classe 1, in base ai riferimenti della Circolare Esplicativa 2019, si può effettuare la verifica anche in campo plastico. Si toglie la tensione normale dovuta ad N alla tensione di progetto e si calcola il momento resistente da confrontare con quello di calcolo:

$$M_{res} = W_{xp} f_{yd} = 141,05 \text{ kNm mom. resistente} \geq 81,21 \text{ kNm momento di calcolo}$$

$$\geq 113,57 \text{ kNm momento di calcolo}$$

6.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 18,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 15,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 0,50m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 1,50m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 3.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua però per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 91,82 \times (1,50/0,50) = 275,46 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 99,60 \times (1,50/0,50) = \mathbf{298,80 \text{ kN}} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 66,42 \times (1,50/0,50) = 199,26 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = \mathbf{12.409,60 \text{ kN} \geq N_d}$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = \mathbf{0,36 \text{ m} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}}$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 298,80 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli } n$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = \mathbf{1,48 \text{ m} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}}$$

6.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 1,50 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=1,50$ m:

Combinazione C1a

$$\begin{aligned} N_d &= 91,82 (1,50/0,50) &= 275,46 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ/i &= 159,03 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave in orizzontale} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 119,27 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 35,78 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

$$q = N_d \sin 30^\circ/i = 91,82 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave in verticale}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i_p$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 22,95 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/8 q L^2 &= 2,86 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Combinazione C1b

$$\begin{aligned} N_d &= 99,60 \times (1,50/0,50) &= 298,8 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ/i &= 172,51 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave in orizzontale} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 129,38 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 38,81 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

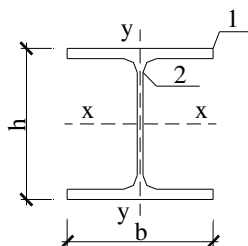
$$q = N_d \sin 30^\circ/i = 99,60 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave in verticale}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i_p$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 37,37 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/8 q L^2 &= 4,66 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Geometria

Si utilizzano 2 HEA 140 collegati



$t_a = 2 \times 0,55 = 1,20 \text{ cm}$	sp. anima	$t_p = 0,85 \text{ cm}$	sp. piatt
$h = 13,3 \text{ cm}$	alt. trave		
$J_{xx} = 2.066 \text{ cm}^4$	mom. Inerzia	$J_{yy} = 778 \text{ cm}^4$	mom. inerzia
$W_{xx} = 310 \text{ cm}^3$	mod. resistenza	$W_{yy} = 112 \text{ cm}^3$	mod. resistenza
$S_{x2} = 149,93 \text{ cm}^3$	mom. statico	$S_{y2} = 83,3 \text{ cm}^3$	mom. Statico

Verifiche stato limite ultimo

Si riportano le verifiche per la combinazione C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Caratteristiche della sollecitazione

$V = 129,38 \text{ kN}$	sf. tagliante	$M = 38,81 \text{ kNm}$	mom. flettente
$V = 37,37 \text{ kN}$	sf. tagliante	$M = 4,66 \text{ kNm}$	mom. flettente

Tensioni

$\sigma_1 = M / W_x$	$= 12,51 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_1 = M / W_y$	$= 4,16 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{id} = 16,67 \text{ daN/cm}^2$		$\leq f_{yd} = 33,81 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_2 = M h_2 / J_x$	$= 12,49 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = V S_{x2} / (J_x t_a) = 7,82 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_2 = M h_2 / J_y$	$= 3,98 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = V S_{y2} / (J_y t_a) = 3,33 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{id} = \sqrt{((\sigma_2 + \sigma_2)^2 + 3 (\tau_2 + \tau_2)^2)}$	$= 19,87 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{yd} = 33,81 \text{ kN/cm}^2$	

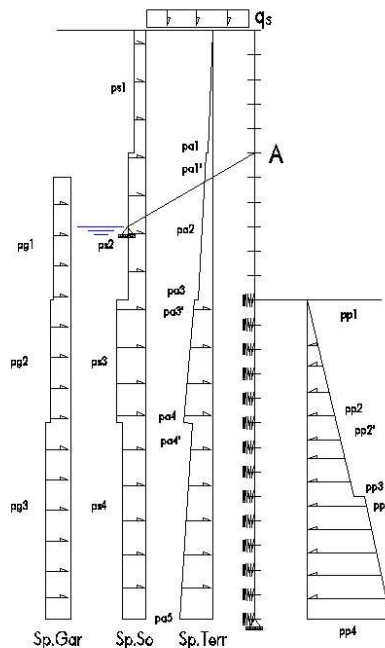
6.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli $A2+M2+R1$, per la combinazione di carico statica e $A=1+M1+R1$ per la combinazione di carico sismica ($R1=1$).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz+casa (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 8,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 11,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 18,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 21,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 16,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 20,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 23,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a5} = 30,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$p_{s1} = 0,90$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,20$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 0,90$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,00$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{g1} = 3,10$ kN/m	pres. attiva garage	$p_{g2} = 2,40$ kN/m	pres. attiva garage
$p_{g3} = 2,70$ kN/m	pres. attiva garage		
$p_{ac} = 7,50$ kN/m	pres. acqua.	$p_{filtr} = 5,20$ kN/m	pres. attiva filtraz.
$p_{p1} = 0,00$ kN/m	pres. passiva	$p_{p2} = 32,70$ kN/m	pres. passiva
$p_{p2'} = 32,70$ kN/m	pres. passiva	$p_{p3} = 52,33$ kN/m	pres. passiva
$p_{p3'} = 58,57$ kN/m	pres. passiva	$p_{p4} = 88,83$ kN/m	pres. passiva

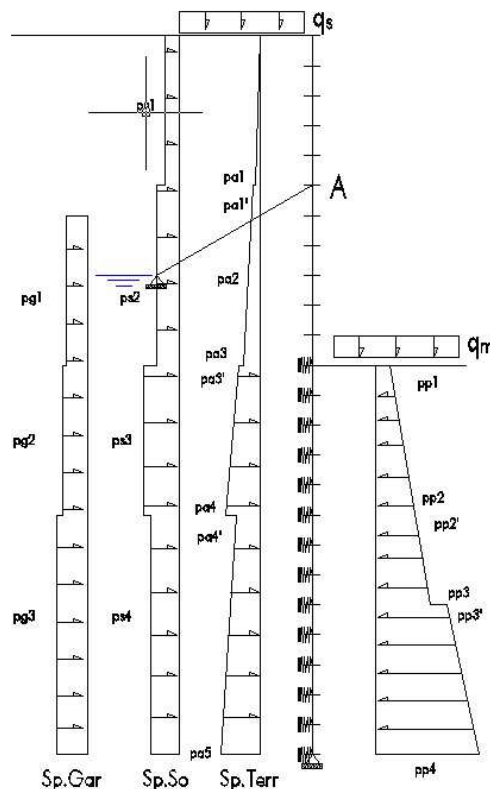
$$M_{Aatt} = 8,80 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 - 2,5) + 11,40 \times 1,5 \times (1,5/2) + (18,30 - 11,40) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3) + 18,30 \times 1,5 \times (1,5/2 + 1,5) + \\ + (21,80 - 18,30) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 1,5) + 16,40 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + (20,30 - 16,40) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3) + \\ + 23,10 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + (30,20 - 23,10) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 5,5) + 0,9 \times 2,5 \times (2,5/2) + 1,20 \times 3 \times 3/2 + 0,90 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + \\ + 1,00 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + 3,10 \times 2,5 \times (2,5/2 + 0,5) + 2,40 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + 2,70 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + \\ + 7,50 \times 1,5/2 \times (7,5 \times 2/3 + 1,5) + 7,50 \times 6,5 \times (6,5/2 + 3) + 5,20 \times 8/2 \times (8 \times 2/3 + 1,5) = 1.705,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 32,70 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 3) + 32,7 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5,5) + (52,33 - 32,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5,5) + 58,57 \times 2,5 \times (2,5/2 + 7) + \\ + (88,83 - 58,57) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 7) = 2.129,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 2.129,00 \text{ kNm} \geq M_{Aatt} = 1.705,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{Apas} / M_{Aatt} = 1,25$$

“Fase di esercizio”

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 8,80$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 11,40$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 18,30$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 21,80$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 16,40$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 20,30$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 23,10$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a5} = 30,20$ kN/m	pres. attiva terreno

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$p_{s1} = 0,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 0,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{g1} = 3,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage	$p_{g2} = 2,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage
$p_{g3} = 2,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage		
$p_{p1} = 48,83 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 83,17 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 83,17 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 103,77 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 106,54 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 138,43 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 8,80 \times 2,5 / 2 \times (2,5 \times 2 / 3 - 2,5) + 11,40 \times 1,5 \times (1,5 / 2) + (18,30 - 11,40) \times 1,5 / 2 \times (1,5 \times 2 / 3) + 18,30 \times 1,5 \times (1,5 / 2 + 1,5) +$$

$$+ (21,80 - 18,30) \times 1,5 / 2 \times (1,5 \times 2 / 3 + 1,5) + 16,40 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 3) + (20,30 - 16,40) \times 2,5 / 2 \times (2,5 \times 2 / 3 + 3) +$$

$$+ 23,10 \times 4 \times (4 / 2 + 5,5) + (30,20 - 23,10) \times 4 / 2 \times (4 \times 2 / 3 + 5,5) + 0,90 \times 2,5 \times (2,5 / 2) + 1,20 \times 3 \times 3 / 2 +$$

$$+ 0,90 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 3) + 1,00 \times 4 \times (4 / 2 + 5,5) + 3,10 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 0,5) + 2,40 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 3) +$$

$$+ 2,70 \times 4 \times (4 / 2 + 5,5) = 1.243,00 \text{ kNm}$$

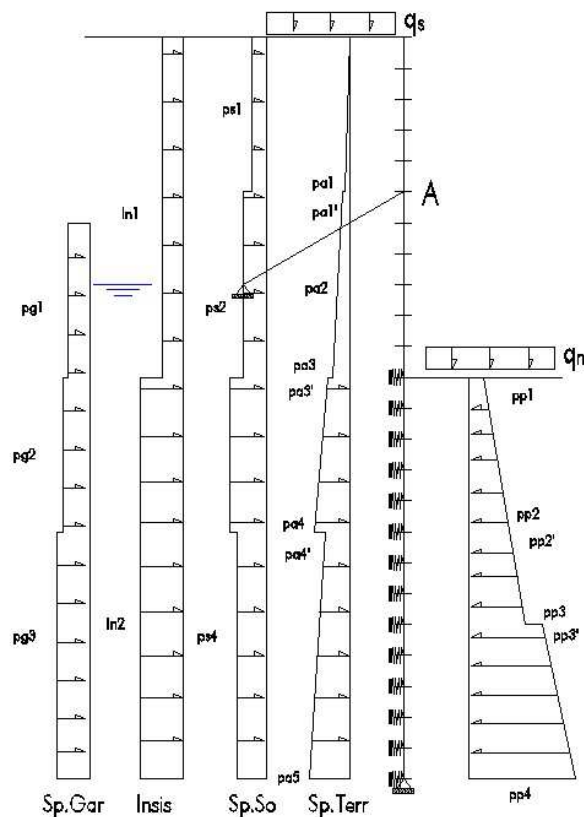
$$M_{Apas} = 48,33 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 3) + (83,17 - 48,83) \times 2,5 / 2 \times (2,5 \times 2 / 3 + 3) + 83,17 \times 1,5 \times (1,5 / 2 + 5,5) +$$

$$+ (103,77 - 83,17) \times 1,5 / 2 \times (1,5 \times 2 / 3 + 5,5) + 106,54 \times 2,5 \times (2,5 / 2 + 7) + (138,43 - 106,54) \times 2,5 / 2 \times (2,5 \times 2 / 3 + 7) =$$

$$= 4.142,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 4.142,00 \text{ kNm} \geq M_{Aatt} = 1.243,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{Apas} / M_{Aatt} = 3,33$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + ln.sis (A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 7,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 9,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 15,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 18,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 13,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 16,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 18,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a5} = 24,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno

$p_{s1} = 1,00$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,30$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,00$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,10$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{g1} = 3,60$ kN/m	pres. attiva garage	$p_{g2} = 2,70$ kN/m	pres. attiva garage
$p_{g3} = 3,10$ kN/m	pres. attiva garage		
$I_{s1} = 3,60$ kN/m	incr. sismico	$I_{s2} = 8,00$ kN/m	incr. sismico
$p_{p1} = 57,81$ kN/m	pres. passiva	$p_{p2} = 98,46$ kN/m	pres. passiva
$p_{p2'} = 98,46$ kN/m	pres. passiva	$p_{p3} = 122,85$ kN/m	pres. passiva
$p_{p3'} = 125,39$ kN/m	pres. passiva	$p_{p4} = 162,35$ kN/m	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 7,10 \times 2,5 \times 2 \times (2,5 \times 2/3 - 2,5) + 9,60 \times 1,5 \times (1,5/2) + (15,50 - 9,60) \times 1,5 \times 2 \times (1,5 \times 2/3) + 15,50 \times 1,5 \times (1,5/2 + 1,5) + (18,40 - 15,50) \times 1,5 \times 2 \times (1,5 \times 2/3 + 1,5) + 13,10 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + (16,3 - 13,1) \times 2,5 \times 2 \times (2,5 \times 2/3 + 3) + 18,9 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + (24,7 - 18,9) \times 4 \times 2 \times (4 \times 2/3 + 5,5) + 1,0 \times 2,5 \times (2,5/2) + 1,3 \times 3 \times 3/2 + 1,0 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + 1,1 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + 3,6 \times 2,5 \times (2,5/2 + 0,5) + 2,7 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + 3,1 \times 4 \times (4/2 + 5,5) + 3,6 \times 5,5 \times (5,5/2 - 2,5) + 8 \times 6,5 \times (6,5/2 + 3) = 1.362,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 57,81 \times 2,5 \times (2,5/2 + 3) + (98,46 - 57,81) \times 2,5 \times 2 \times (2,5 \times 2/3 + 3) + 96,46 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5,5) + (122,85 - 98,46) \times 1,5 \times 2 \times (1,5 \times 2/3 + 5,5) + 125,39 \times 2,5 \times (2,5/2 + 7) + (162,35 - 125,39) \times 2,5 \times 2 \times (2,5 \times 2/3 + 7) = 4.880,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 4.880,00 \text{ kNm} \geq M_{Aatt} = 1.362,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{Apas} / M_{Aatt} = 3,58$$

6.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C1b "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

$N_d = 50,09 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C1a

$N_d = 53,98 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C1b

Per il calcolo della capacità portante si utilizza la teoria proposta da Bustamante e Doix, considerando i micropali realizzati con una miscela cementizia colata a gravita o iniettata a debole pressione, designati con la sigla IGU. La portata limite per aderenza laterale si esprime, secondo gli autori, mediante l'espressione

$$N_u = \pi D_b L_b q_s = \pi \alpha D_p L_b q_s$$

D_b diametro medio bulbo

L_b lunghezza del bulbo

q_s aderenza limite bulbo-terreno

D_p diam perforazione

α rapporto fra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

I valori di α possono essere desunti dalla tabella fig. 3.5, mentre i valori della aderenza limite q_s possono essere dedotti dal diagramma di figura 3.6, in cui la curva superiore si riferisce ai bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute e selettive (IRS), mentre le curve inferiori si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezione semplice (IGU).

Si considera in via cautelativa una sola verticale indagata, adottando i parametri geotecnici del corridoi.

Si considera per il primo strato $\phi = 30^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 11$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s1} = 0,80 \text{ daN/cm}^2$, mentre per il secondo strato $\phi = 26,5^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 13$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s2} = 0,9 \text{ daN/cm}^2$.

$L_1 = 2,50 \text{ m}$ lunghezza efficace 1° strato $L_2 = 4,00 \text{ m}$ lunghezza efficace 2° strato

$D_p = 30 \text{ cm}$ diametro di perforazione $\alpha = 1,00$ (tabella 1)

$$N_{u1} = \pi \alpha D_p (L_1 q_{s1} + L_2 q_{s2}) = 3,14 \times 1,00 \times 30 (250 \times 0,80 + 400 \times 0,90) = 527,78 \text{ kN}$$

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Per la caratterizzazione geotecnica si considera un'unica prova quindi coefficienti parziali:

$$\xi_{a3} = 1,70$$

$$\gamma_r = 1,15$$

$$N_r = N_u / (\xi_{a3} \times \gamma_r) = 269,96 \text{ kN}$$

$$\geq N_d = 50,09 \text{ kN}$$

Tipo di terreno	Coefficiente α		Quantità minima di miscela V_i
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_i
Ghiaia sabbiosa	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_i
Sabbia ghiaiosa	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_i
Sabbia grossolana	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sabbia media	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sabbia fine	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sabbia limosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_i \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_i \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Limo	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ } V_i \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_i \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Argilla	1,8 à 2	1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ à } 3 \text{ } V_i \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_i \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Marna	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_i per strati compatti
Marna calcarea	1,8	1,1 à 1,2	
Arenaria alterata o fratturata	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_i in maggiore per strati fratturati
Roccia alterata o frattura	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_i per strati poco fessurati 2 o superiori nel caso di roccia fratturata

Figura 3.5. Valori del coefficiente α per il calcolo del diametro efficace α per la valutazione della capacità portante di un micropalo

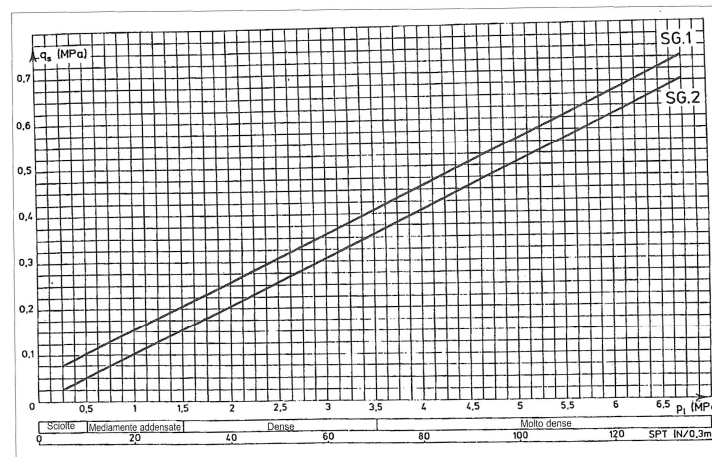


Figura 3.6. Abacchi per il calcolo del valore di q_s in terreni sabbiosi-ghiaiosi

Diagrammi per la resistenza dei pali ai carichi assiali

6.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

$$\begin{aligned} N_d &= 91,82 \times (1,50/0,50) &= 275,46 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1a} \text{ statica} \\ N_d &= 99,60 \times (1,50/0,50) &= 298,80 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1b} \text{ statica} \\ N_d &= 91,82 \times (1,50/0,50)/1,35 &= 204,00 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1t} \text{ statica (SLE rara)} \end{aligned}$$

Verifiche allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V_s	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V_s ; IGU: (1,5 + 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V_s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcei marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1		

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)

Valori del coefficiente α

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Limo			
Argilla			
Marna	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Calcei marnosi			
Calcei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

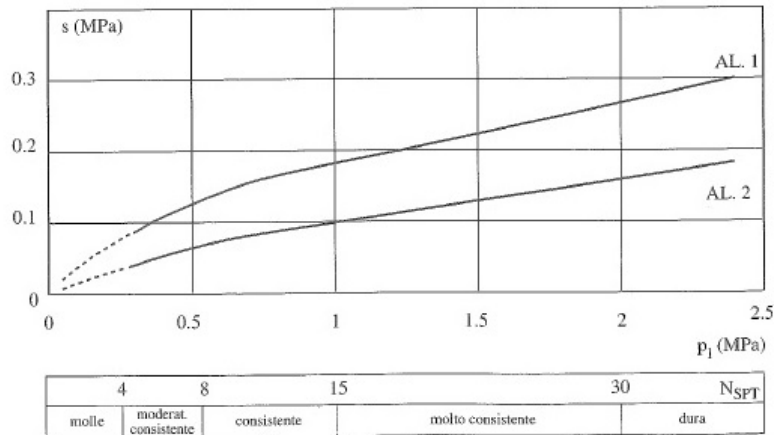


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,16\text{MPa}$.
- $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,14\text{MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.

$L_{f1} = 3,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f2} = 5,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 7,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14\text{ cm}$ diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 950,89\text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,09\text{MPa}$.
- $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 10, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,09\text{MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.

$L_{f1} = 3,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f2} = 5,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 7,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14\text{ cm}$ diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 718,23\text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$R_{a,med} = 834,91\text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

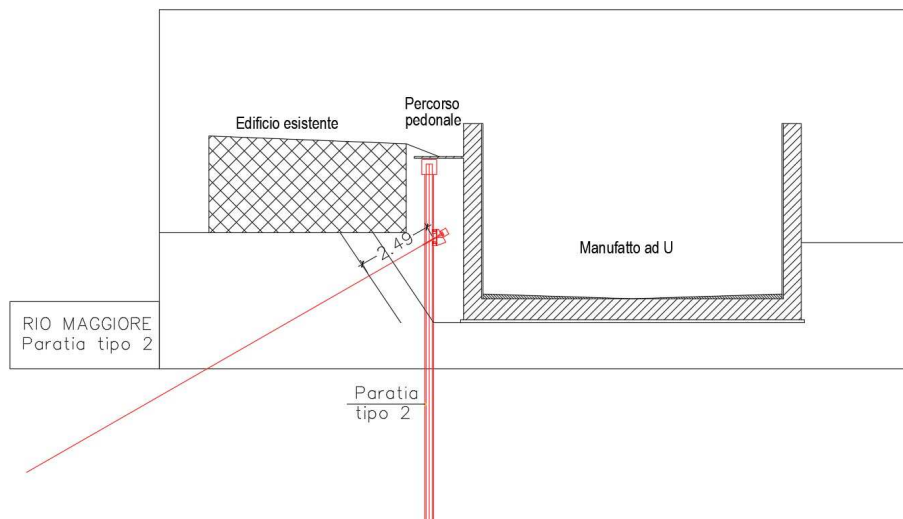
$$R_{a,min} = 718,23\text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$\xi_{a3} = 1,75 \quad \xi_{a4} = 1,70 \quad \gamma_{rap} = 1,20$$

$$\begin{aligned} R_{ak} &= R_{a,c,med} / \xi_{a3} &= 477,09 \text{ kN} &\text{resistenza caratteristica allo sfilamento} \\ R_{ak} &= R_{a,c,min} / \xi_{a4} &= 422,48 \text{ kN} &\text{resistenza caratteristica allo sfilamento} \\ R_{ad} &= R_{a,k} / \gamma_{rap} &= 352,07 \text{ kN} &\text{resistenza di progetto } \geq N_d = 275,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \Phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 5,50\text{m}$, $d = 1,10\text{m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{max} / g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In “fase di costruzione” la lunghezza libera statica assume il valore di $2,49\text{ m} \leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

In “fase di esercizio” la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$$\begin{aligned} L_s &= 1,95 \text{ m} && \text{lunghezza libera statica} \\ a_{max} &= 1,00 \times 1,50 \times 0,147 \text{ g} &= 0,220 \text{ g} &\text{accelerazione massima} \\ L_e &= L_s (1 + 1,50 a_{max} / g) &= 2,59 \text{ m} &\text{lunghezza libera sismica} \leq 3,00 \text{ m tratto libero} \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta

6.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

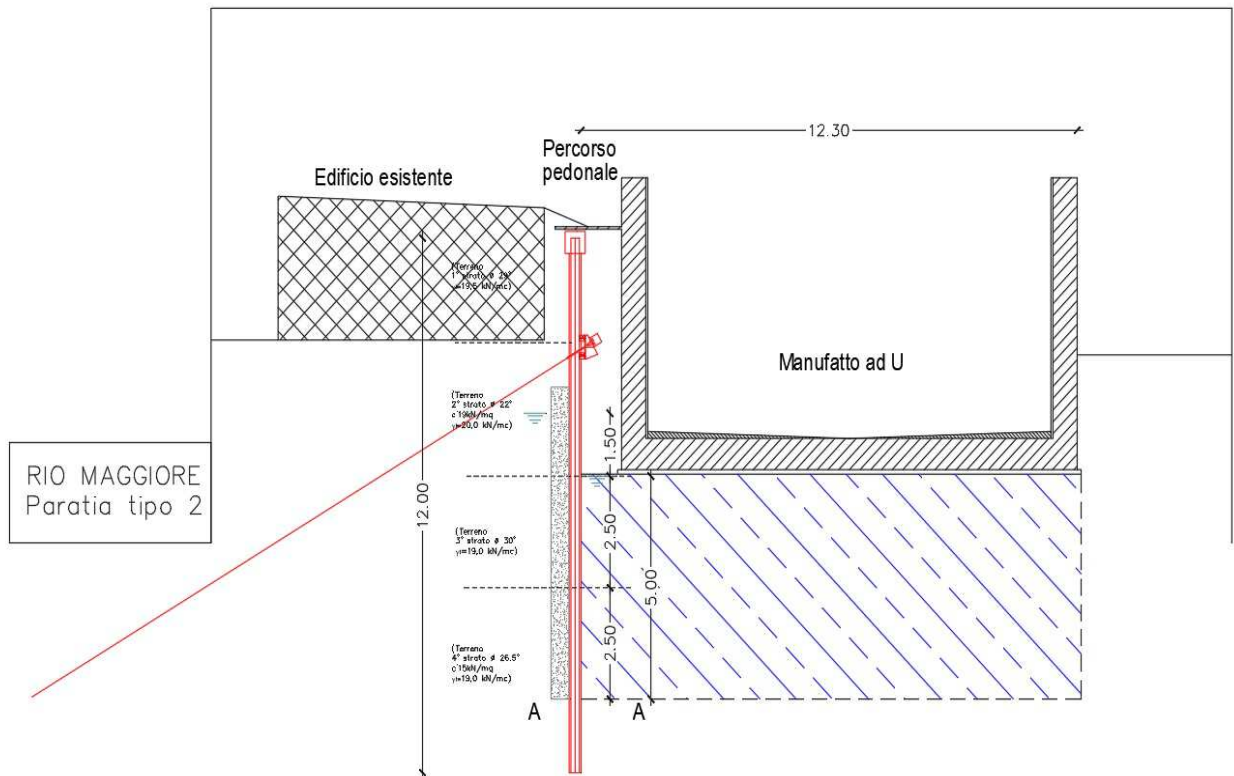
6.8 VERIFICHE IDRAULICHE

6.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la “fase di costruzione” viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa $1,50\text{ m}$.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro $0,6\text{ m}$.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles "Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatacchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo").

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura, e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$, $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$$

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B'$$

$$R_{d1} = c_u D$$

$$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$$

$$\gamma_{g1} = 1,10$$

$$\gamma_t = 19,50 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 1000 \text{ cm}$$

$$B' = 12,30 \times 0,707 = 8,69 \text{ m}$$

azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A

azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno

resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D

resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione

coefficiente parziale azione carico permanente

peso specifico terreno

peso di terreno sopra il piede della paratia

fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B' = 1,10 \times 19,50 \times 10,00 \times 8,69 = 1.864,00 \quad \text{kN/m terreno}$$

$$G_{inst,d} = \gamma_g \gamma_t D B' = 1,10 \times 13,5 \times 8,69 = 129,04 \quad \text{kN/m garage}$$

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m².

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 8,69 = 65,17 \quad \text{kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 1	$c_u = 77,50 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 2	$c_u = 76 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 4	$c_u = 79,5 \text{ kN/m}^2$

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$c_u = 58,25 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_m = 1,4 \quad c_{u,d} = 41,60 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{d1} = c_u D = 41,60 \times 10 = 416 \text{ kN/m}$$

$$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' = (41,60 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 8,69 = 2.705,40 \text{ kN/m}$$

$$G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq (R_{d1} + R_{d2})$$

$$1.879,02 + 48,18 + 65,7 = 2.058,21 \text{ kN/m} \leq (416 + 2.705,40) = 3.121,40 \text{ kN/m}$$

6.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$$\gamma_m = 19,50 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_{ac} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$S = 5,00 \text{ m} \quad \text{spessore terreno che funziona da membrana impermeabile}$$

$$Z = 5,00 + 1,50 = 6,50 \text{ m} \quad \text{altezza acqua per calcolo sottospinta}$$

$$0,90 \times S \times \gamma_m \geq 1,10 \times Z \times \gamma_{ac}$$

$$87,75 \text{ KN/m}^2 \geq 71,50 \text{ KN/m}^2$$

verifica soddisfatta

6.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

$$H = 1,50 \text{ m} \quad \text{dislivello acqua}$$

$$D = 5,00 \text{ m} \quad \text{profondità di infissione palancola}$$

$$i_e = H / (H + 2D) = 0,13$$

$$FS = i_c / i_e = 7,30 \geq 2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

6.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITÀ SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

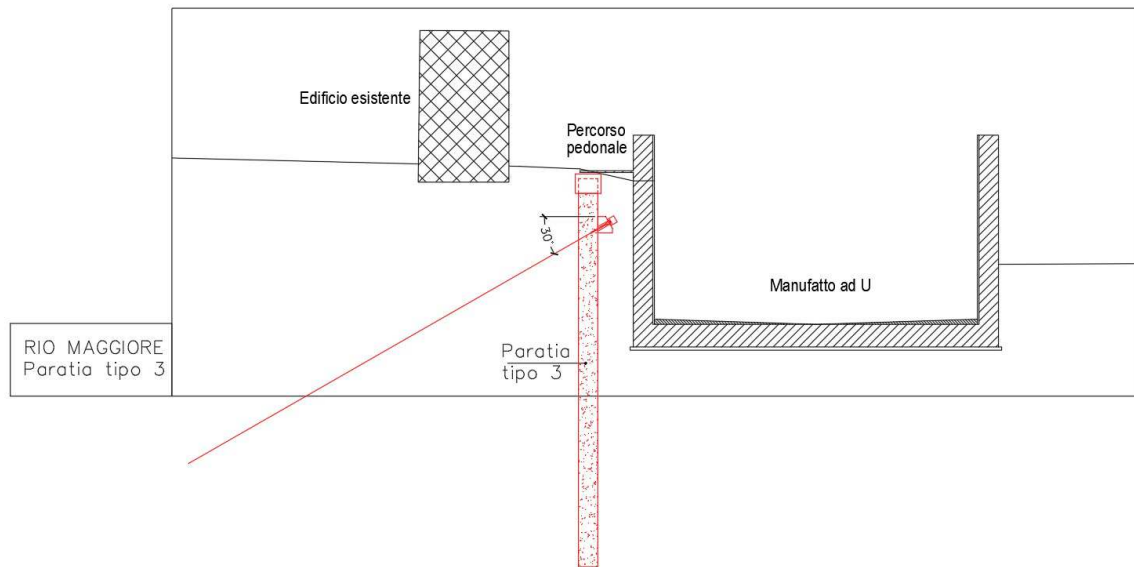
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

7 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 3 (S3)

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-3,0 m	$\Phi_k = 29^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
3,0-5,5m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
5,5-8,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 8,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 4,00m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 12m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \sin^2(\alpha + \Phi) / [\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]$			
$K_{as1} = 0,310$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,046$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,298$	coef. spinta attiva	$K_{as4} = 0,341$	coef. spinta attiva

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 23,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$$\begin{aligned} \beta &= 0^\circ & \text{ang. terreno-orizzontale} & \alpha = 90^\circ & \text{ang muro-orizzontale} \\ \delta_a &= 2/3 \Phi & \text{ang. attrito terreno-paratia stato attivo} & & \\ K_{as} &= \frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{[\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)[1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)/(\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta))]]^2} \\ K_{as1} &= 0,377 & \text{coef. spinta attiva} & K_{as2} &= 0,476 & \text{coef. spinta attiva} \\ K_{as3} &= 0,364 & \text{coef. spinta attiva} & K_{as4} &= 0,410 & \text{coef. spinta attiva} \end{aligned}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi. È presente un edificio alla distanza di circa 8m dall'opera avente un peso stimato con un carico lineare che simula la fondazione nastriforme del fabbricato di 115 kN/m.

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32 kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un sovraccarico accidentale pari a 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$$\begin{aligned} \gamma_M &= 1,0 & \Phi_{d1} &= \arctg(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ & \text{ang. attrito progetto} \\ & & \Phi_{d2} &= \arctg(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ & \text{ang. attrito progetto} \\ & & \Phi_{d3} &= \arctg(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ & \text{ang. attrito progetto} \\ & & \Phi_{d4} &= \arctg(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ & \text{ang. attrito progetto} \end{aligned}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C).

Stato limite di salvaguardia SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0,115 \text{ g} & S_S &= 1,50 & S_T &= 1,00 \\ S &= S_S S_T = 1,50 & \alpha &= 0,95 & \beta &= 0,90 \\ a_h &= k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \text{ g} & \text{accel orizzontale} & a_v &= 0 & (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1}) \\ \theta &= \arctg k_h = 8,36^\circ \\ K_{ass} &= \frac{\sin^2(\alpha+\Phi-\theta)}{[\cos\theta \sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta-\theta)[1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta-\theta)/(\sin(\alpha-\delta-\theta)\sin(\alpha+\beta))]]^2} \\ K_{ass1} &= 0,419 & \text{coef. spinta attiva} & K_{ass2} &= 0,536 & \text{coef. spinta attiva} \\ K_{ass3} &= 0,405 & \text{coef. spinta attiva} & K_{ass4} &= 0,457 & \text{coef. spinta attiva} \end{aligned}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$$I_{s1} = 4,81 \text{ kN/m} \text{ incr.sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 10,78 \text{ kN/m} \text{ incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$\begin{aligned} a_g &= 0,0420 \text{ g} & S_S &= 1,50 & S_T &= 1,00 \\ S &= S_S S_T = 1,50 & \alpha &= 0,95 & \beta &= 0,90 \\ a_h &= k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \text{ g} & \text{accel orizzontale} & & & \\ \theta &= \arctg k_h = 3,091^\circ \\ K_{ass1} &= 0,345 & \text{coef. spinta attiva} & K_{ass2} &= 0,453 & \text{coef. spinta attiva} \\ K_{ass3} &= 0,333 & \text{coef. spinta attiva} & K_{ass4} &= 0,383 & \text{coef. spinta attiva} \end{aligned}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 6,50 m.

$$I_{s1} = 1,67 \text{ kN/m} \text{ incr.sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 3,79 \text{ kN/m} \text{ incr. sismico restante parte}$$

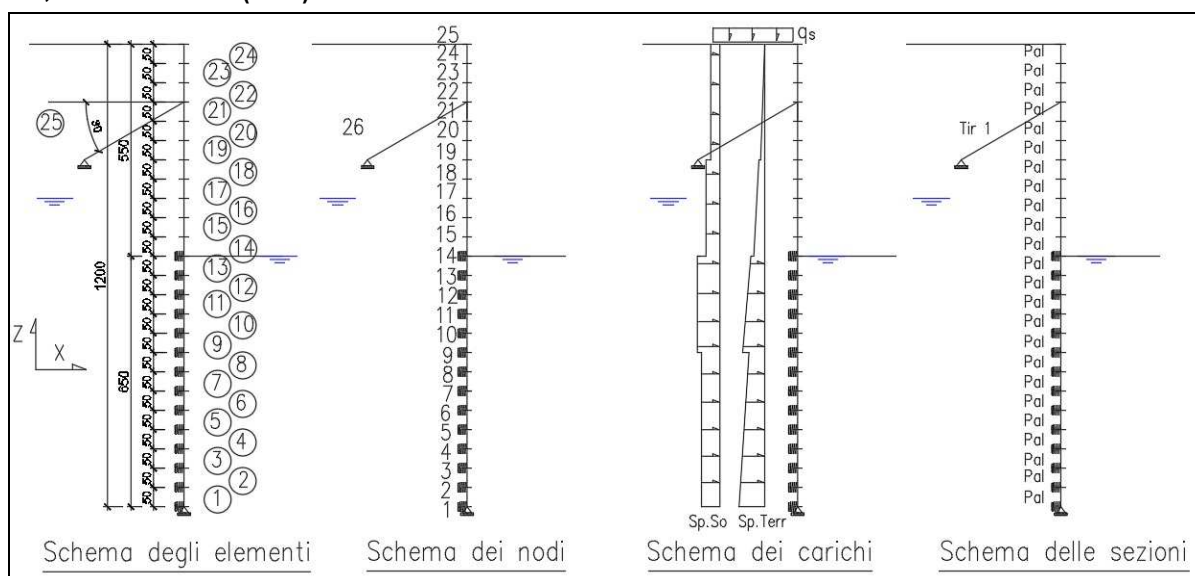
7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un palo interasse 0,80 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in "fase di costruzione" e in "fase di esercizio". Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

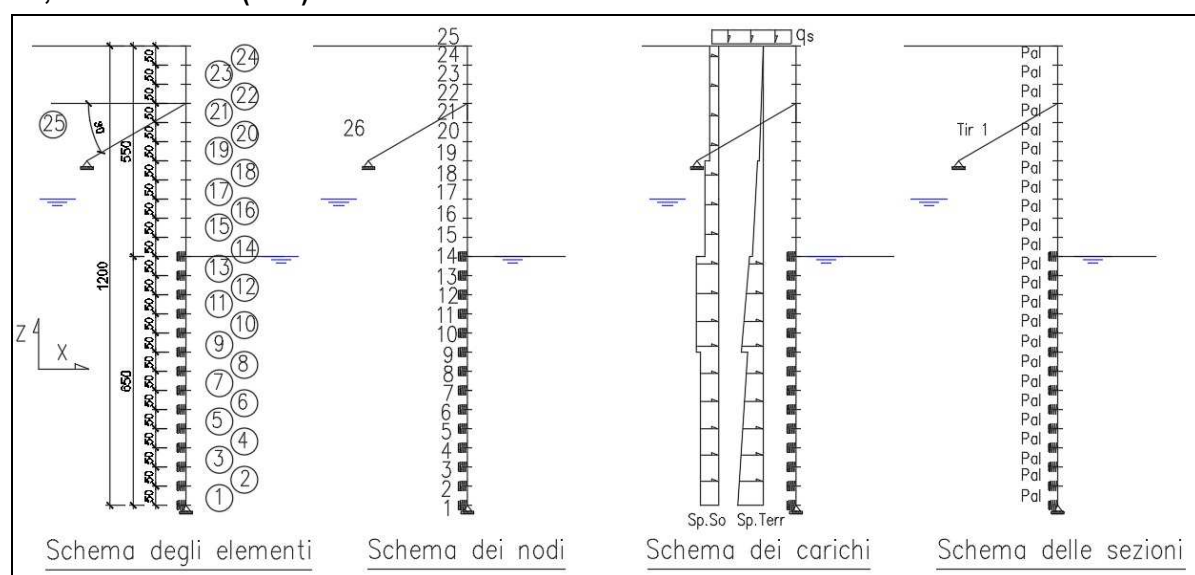
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 5,50m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in fase di esercizio. In fase di costruzione, la falda a monte è assunta a 4,00m dal piano campagna mentre a valle 5,50m, invece in fase di esercizio la falda a monte e a valle sono assunte a 4,00 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di costruzione"



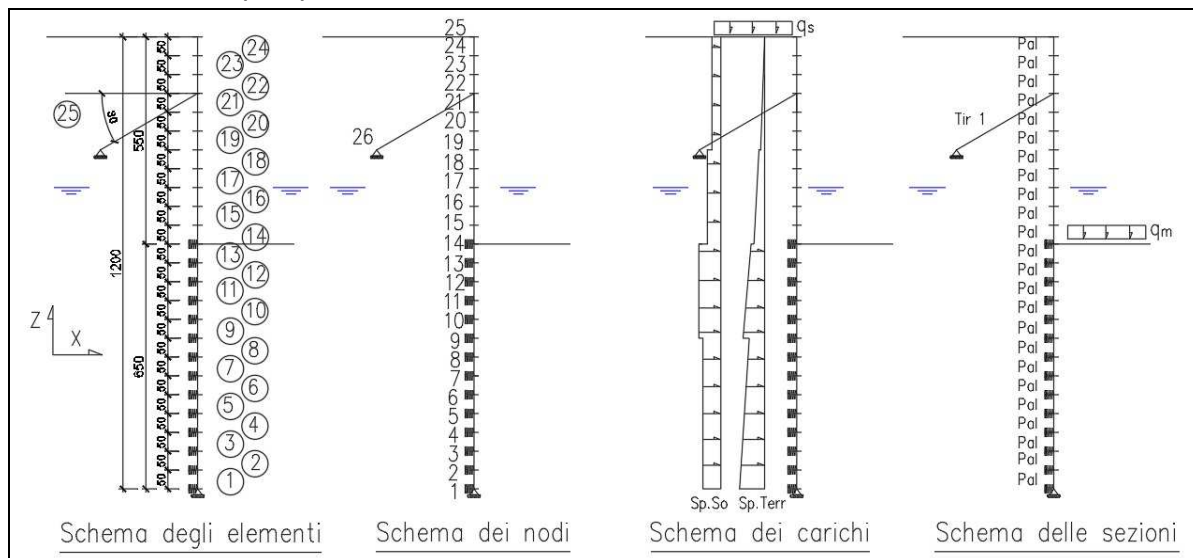
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G.abit	peso abitazione	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1a}	1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q _k + filtr. + G.abit.)				(A1+M1)
Combinazione C _{1b}	1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G.abit.				(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di costruzione"



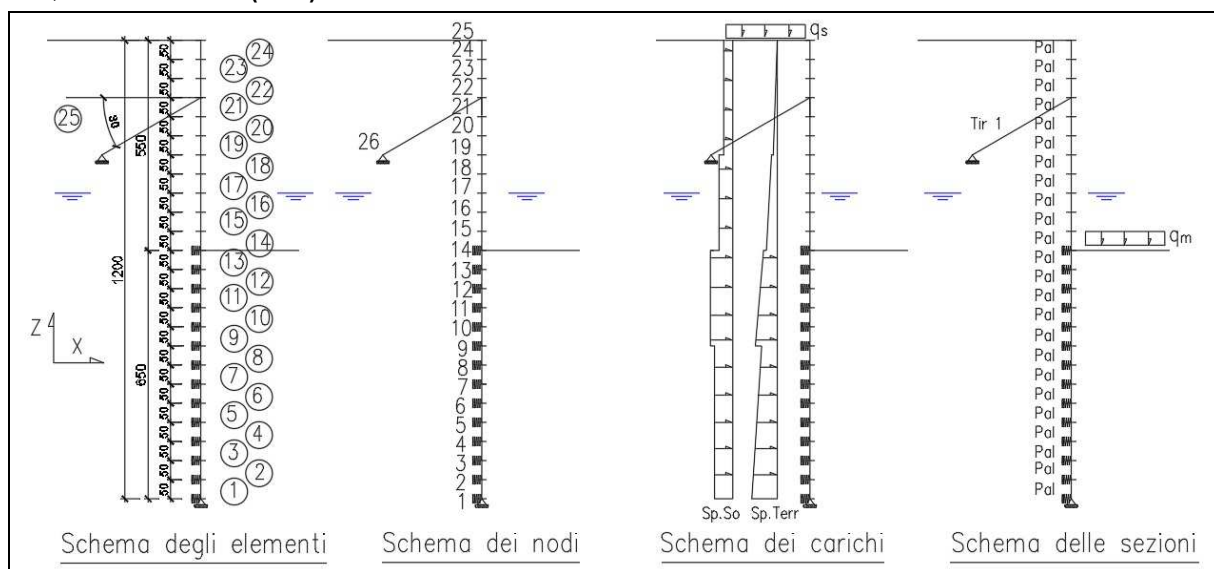
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{abit}	peso abitazione	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{abit}			(A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di esercizio"



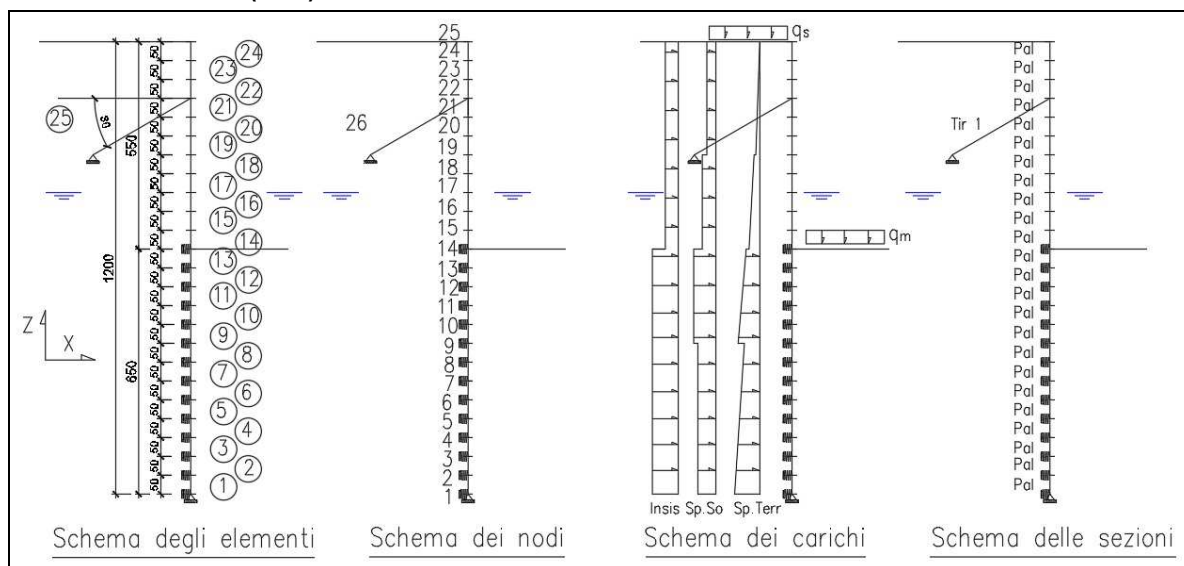
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{abit}	peso abitazione	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q _k + filtr. + G _{abit})			(A1+M1)
Combinazione C _{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G _{abit}			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di esercizio"



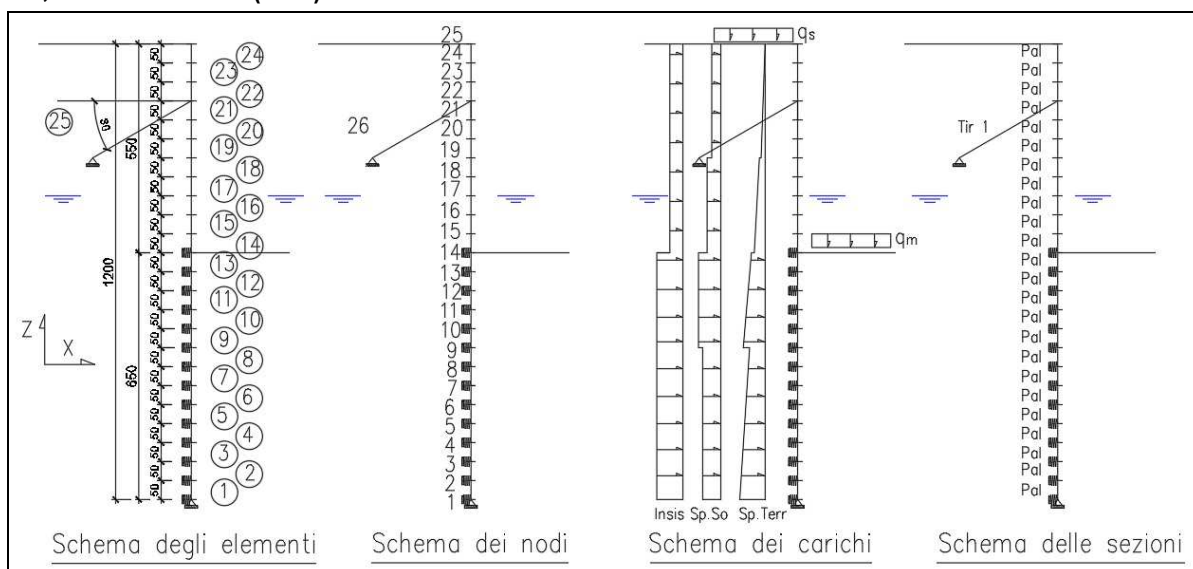
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{abit}	peso abitazione	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{abit}			(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr	sp. terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Insis	incremento di spinta sismico dei perm.	filtr	filtrazione	Gabit	peso abitazione
Combinazione C ₂ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{abit}$					

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr	sp. terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Insis	incremento di spinta sismico dei perm..	filtr	filtrazione	Gabit	peso abitazione
Combinazione C ₃ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{abit}$					

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)} ₁	P _{filtr(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{sov2}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	1,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1,45	1,58	1,17	1,67
0,50	2,28	1,17	0,00	0,00	0,00	2,83	1,45	4,66	3,45	4,50
1,00	4,56	1,17	0,00	0,00	0,00	5,66	1,45	7,74	5,73	7,32
1,50	6,84	1,17	2,89	0,00	0,00	8,48	1,45	14,73	10,91	13,04
2,00	9,13	1,17	5,37	0,00	0,00	11,31	1,45	21,15	15,67	18,35
2,50	11,41	1,17	7,15	0,00	0,00	14,14	1,45	26,63	19,73	22,96
3,00	13,69	1,17	8,16	0,00	0,00	16,97	1,45	31,08	23,02	26,79
3,50	15,97	1,17	8,49	0,00	0,00	19,79	1,45	34,60	25,63	29,95
3,50	21,45	1,57	8,49	0,00	0,00	25,43	1,86	42,53	31,50	36,06
4,00	24,59	1,57	8,30	0,00	0,00	29,15	1,86	46,53	34,46	39,60
4,00	24,59	1,57	7,80	0,00	0,00	29,15	1,86	45,84	33,96	39,09
4,50	26,16	1,57	7,80	1,04	4,00	31,02	1,86	54,77	40,57	46,00
5,00	27,73	1,57	7,12	1,57	8,00	32,88	1,86	62,08	45,99	51,71
5,50	29,30	1,57	7,12	2,09	12,00	34,74	1,86	70,31	52,08	58,09
5,50	20,89	1,12	6,39	2,09	12,00	26,03	1,40	57,35	42,48	48,11
6,00	21,90	1,12	5,66	2,61	12,00	27,29	1,40	58,43	43,28	49,16
6,50	22,91	1,12	4,98	3,13	12,00	28,55	1,40	59,58	44,13	50,26
7,00	23,91	1,12	4,36	3,65	12,00	29,80	1,40	60,81	45,05	51,42
7,50	24,92	1,12	3,81	4,17	12,00	31,06	1,40	62,14	46,03	52,65
8,00	25,93	1,12	3,34	4,70	12,00	32,31	1,40	63,56	47,08	53,95
8,00	31,39	1,30	3,34	4,70	12,00	38,34	1,59	71,17	52,72	60,19
8,50	32,56	1,30	2,92	5,22	12,00	39,76	1,59	72,89	53,99	61,73
9,00	33,73	1,30	2,56	5,74	12,00	41,19	1,59	74,69	55,33	63,32
9,50	34,90	1,30	2,25	6,26	12,00	42,62	1,59	76,56	56,71	64,96
10,00	36,07	1,30	1,99	6,78	12,00	44,05	1,59	78,49	58,14	66,65
10,50	37,24	1,30	1,76	7,30	12,00	45,48	1,59	80,46	59,60	68,37
11,00	38,41	1,30	1,56	7,83	12,00	46,91	1,59	82,48	61,09	70,12
11,50	39,57	1,30	1,39	8,35	12,00	48,34	1,59	84,53	62,61	71,90
12,00	40,74	1,30	1,24	8,87	12,00	49,76	1,59	86,61	64,16	73,70
Totale	282,66	15,24	49,50	35,48	90,00	345,34	18,64	636,97	471,83	540,70

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)} ₁	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	1,17	0,00	0,00	1,45	1,58	1,30	1,58	1,17	1,67	5,13	1,93
0,50	2,28	1,17	0,00	2,83	1,45	1,58	1,30	4,66	3,45	4,50	7,41	4,21
1,00	4,56	1,17	0,00	5,66	1,45	1,58	1,30	7,74	5,73	7,32	9,69	6,49
1,50	6,84	1,17	2,89	8,48	1,45	1,58	1,30	14,73	10,91	13,04	14,87	11,67
2,00	9,13	1,17	5,37	11,31	1,45	1,58	1,30	21,15	15,67	18,35	19,62	16,42
2,50	11,41	1,17	7,15	14,14	1,45	1,58	1,30	26,63	19,73	22,96	23,69	20,49
3,00	13,69	1,17	8,16	16,97	1,45	1,58	1,30	31,08	23,02	26,79	26,98	23,78
3,50	15,97	1,17	8,49	19,79	1,45	1,58	1,30	34,60	25,63	29,95	29,58	26,39
3,50	21,45	1,57	8,49	25,43	1,86	2,07	1,75	42,53	31,50	36,06	35,16	31,95
4,00	24,59	1,57	8,30	29,15	1,86	2,07	1,75	46,53	34,46	39,60	38,12	34,91
4,00	24,59	1,57	7,80	29,15	1,86	2,07	1,75	45,84	33,96	39,09	37,61	34,40
4,50	26,16	1,57	7,80	31,02	1,86	2,07	1,75	47,96	35,53	40,96	39,18	35,97
5,00	27,73	1,57	7,12	32,88	1,86	2,07	1,75	49,17	36,42	42,14	40,08	36,87
5,50	29,30	1,57	7,12	34,74	1,86	2,07	1,75	51,29	37,99	44,01	41,65	38,44
5,50	20,89	1,12	6,39	26,03	1,40	1,52	1,25	38,33	28,40	34,02	38,36	31,32
6,00	21,90	1,12	5,66	27,29	1,40	1,52	1,25	38,71	28,68	34,55	38,64	31,60
6,50	22,91	1,12	4,98	28,55	1,40	1,52	1,25	39,15	29,00	35,13	38,97	31,92
7,00	23,91	1,12	4,36	29,80	1,40	1,52	1,25	39,68	29,39	35,77	39,36	32,31
7,50	24,92	1,12	3,81	31,06	1,40	1,52	1,25	40,30	29,86	36,48	39,82	32,78
8,00	25,93	1,12	3,34	32,31	1,40	1,52	1,25	41,02	30,39	37,25	40,35	33,31
8,00	31,39	1,30	3,34	38,34	1,59	1,74	1,46	48,63	36,02	43,50	45,85	38,81
8,50	32,56	1,30	2,92	39,76	1,59	1,74	1,46	49,65	36,78	44,51	46,61	39,56
9,00	33,73	1,30	2,56	41,19	1,59	1,74	1,46	50,75	37,59	45,58	47,42	40,37
9,50	34,90	1,30	2,25	42,62	1,59	1,74	1,46	51,91	38,45	46,70	48,28	41,23
10,00	36,07	1,30	1,99	44,05	1,59	1,74	1,46	53,13	39,35	47,86	49,19	42,14
10,50	37,24	1,30	1,76	45,48	1,59	1,74	1,46	54,40	40,30	49,06	50,13	43,08
11,00	38,41	1,30	1,56	46,91	1,59	1,74	1,46	55,71	41,27	50,30	51,10	44,05
11,50	39,57	1,30	1,39	48,34	1,59	1,74	1,46	57,06	42,27	51,55	52,10	45,05
12,00	40,74	1,30	1,24	49,76	1,59	1,74	1,46	58,44	43,29	52,83	53,12	46,07
Totale	282,66	15,24	49,50	345,34	18,64	20,46	17,03	468,99	347,40	416,27	432,80	369,38

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

h	profondità	i_p = interasse pali (0,8 m)	
$P_{ter1}(h_i)$	pressione terreno	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{sov1}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M1, alle varie quote h_i	
$P_{ac}(h_i)$	pressione acqua,	alle varie quote h_i	
$P_{ter2}(h_i)$	pressione terreno	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{sov2}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali	coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{filtr}(h_i)$	pressione filtrazione,	alle varie quote h_i	
Combinazione C_{1a} (SLU)	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr. + G_{abit.})$		(A1+M1)
Combinazione C_{1b} (SLU)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{abit.a}$		(A2+M2)
Combinazione C_{1t} (SLE, rara)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr. + 100 G_{abit.}$		(A1 + M1)
Combinazione C_2 (SLV)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{abit.}$		(A=1 + M1)
Combinazione C_3 (SLD)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{abit.}$		(A=1+M1)
Totale	rappresenta la azione totale agente sulla paratia		

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall "fase di costruzione" che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della "fase di esercizio".

7.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): "fase di costruzione"

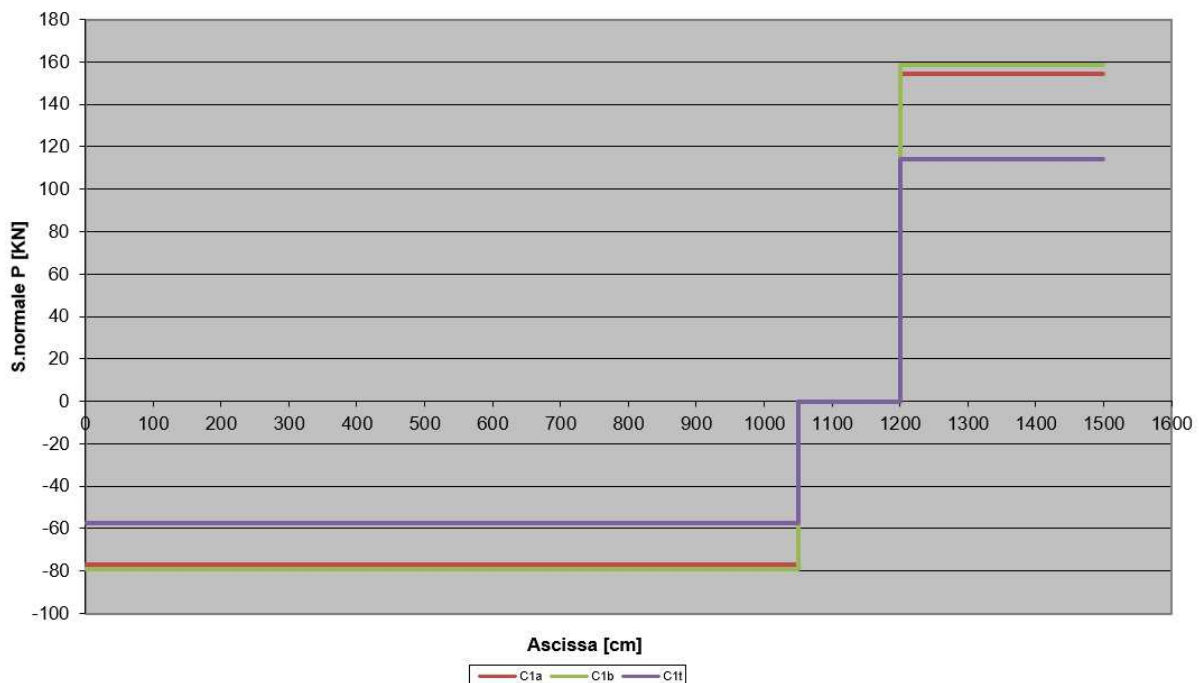


Diagramma sforzo normale (kN): "fase di esercizio"

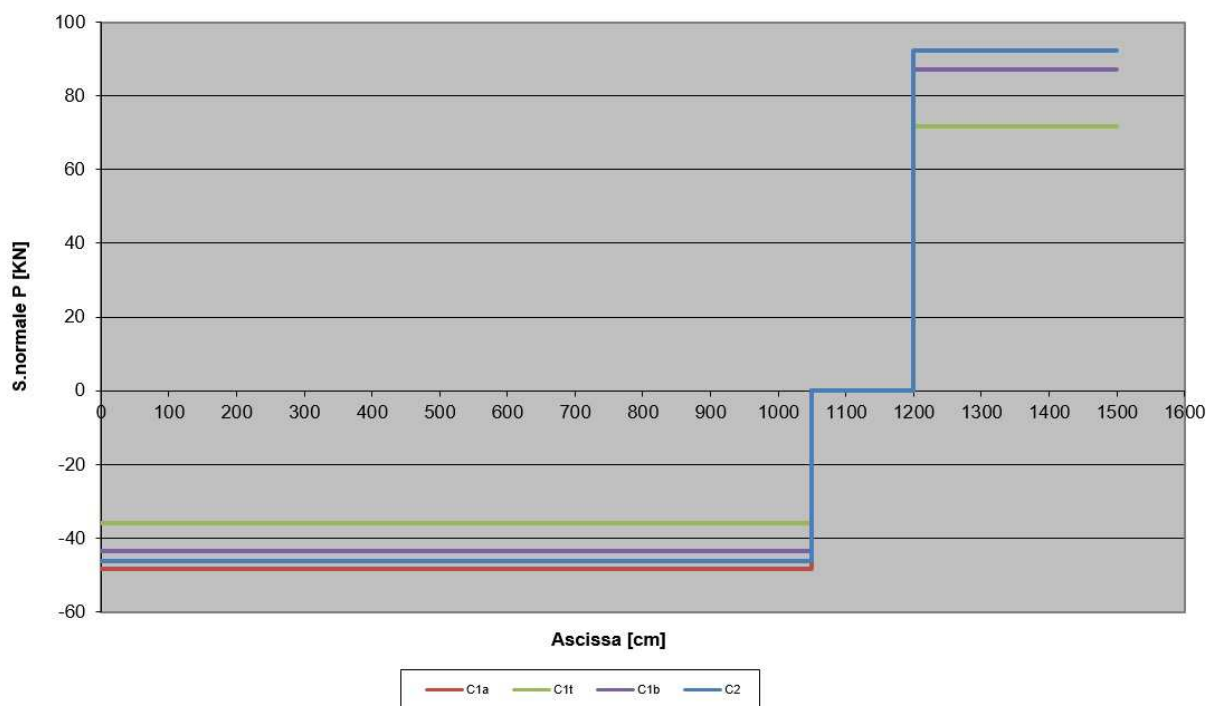


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di costruzione"

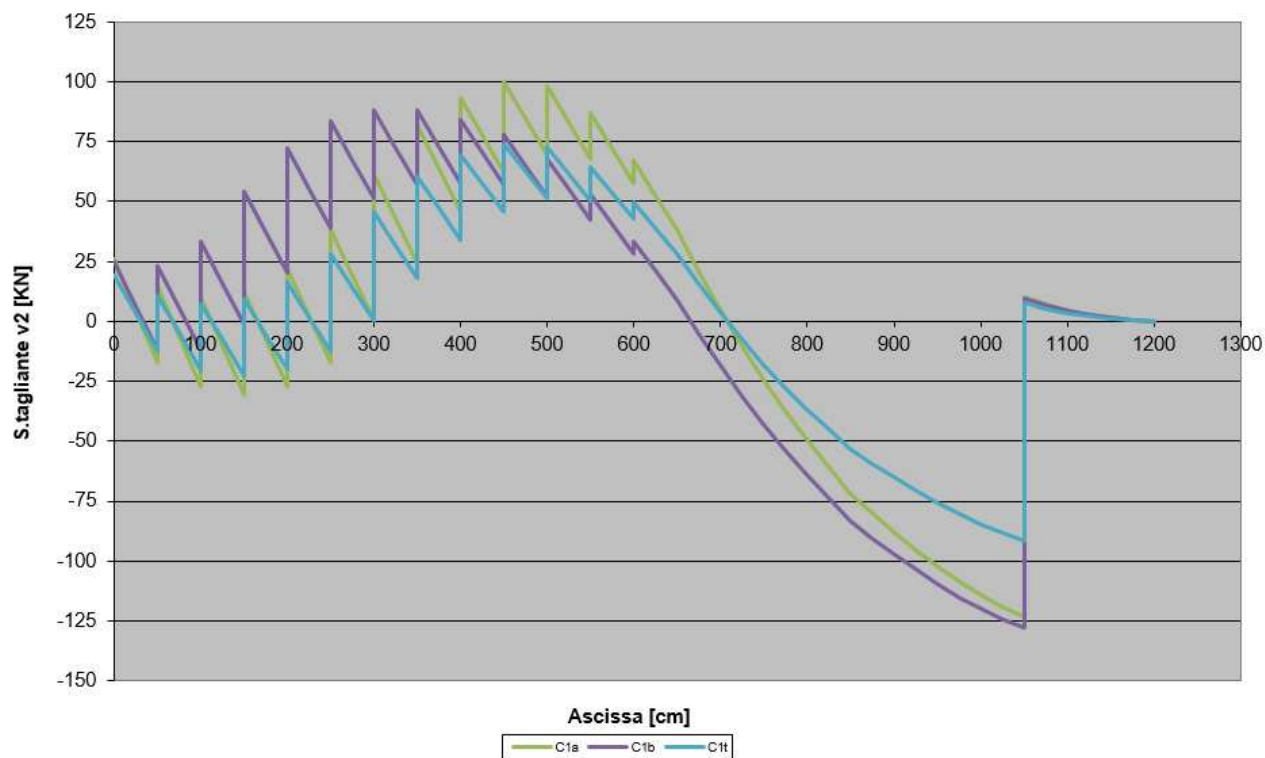


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di esercizio"

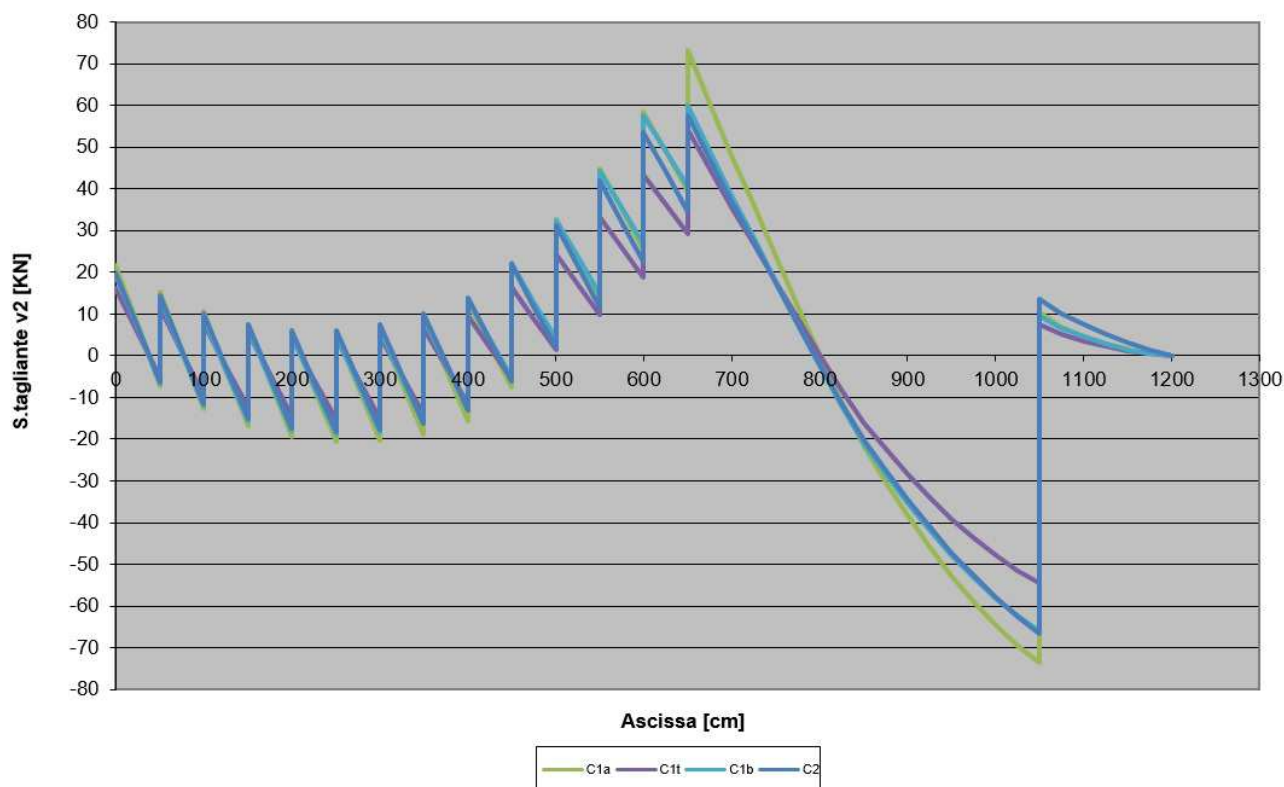


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di costruzione"

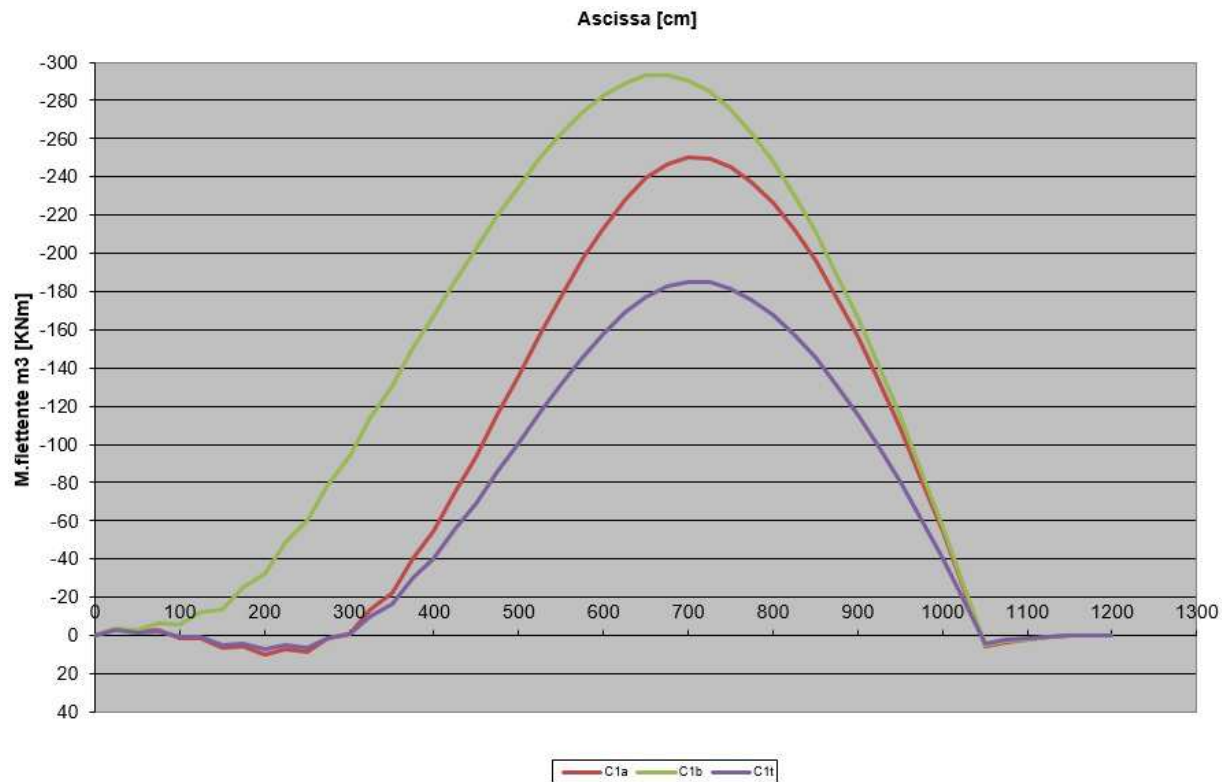
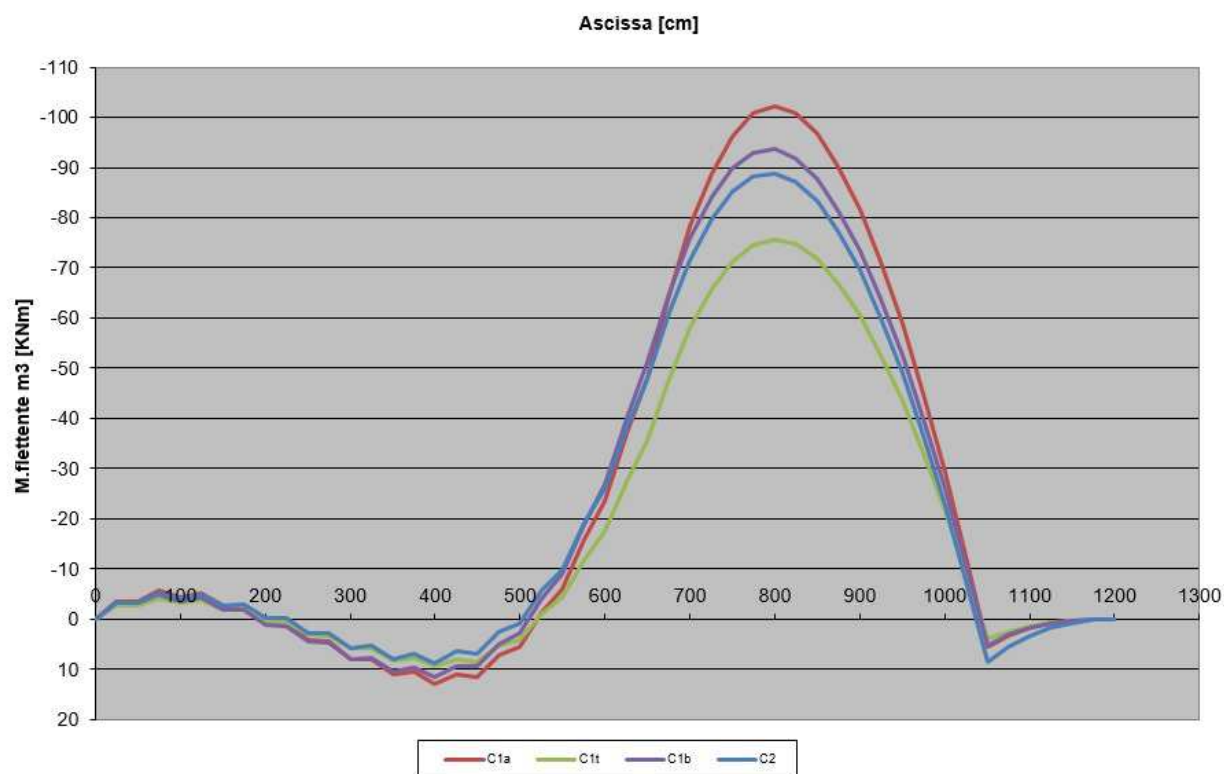
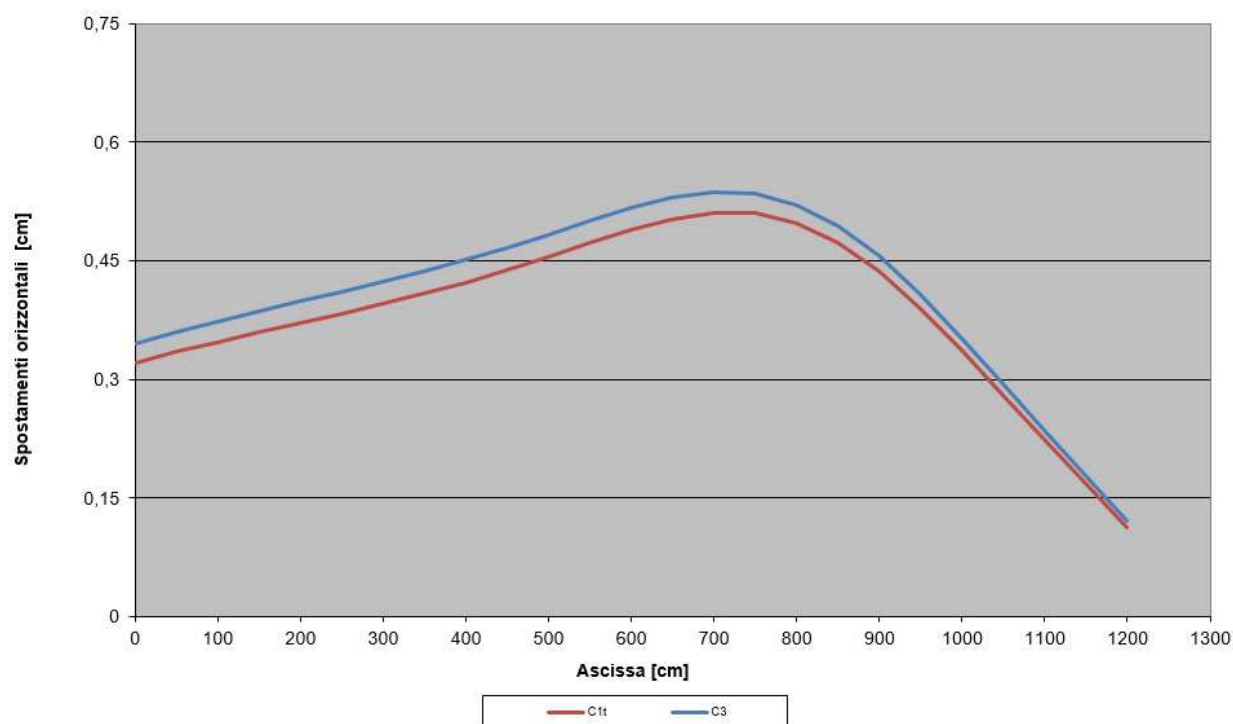


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



7.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,51/400$	$= 1/784 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione C1t rara
$\delta/L = 0,53/400$	$= 1/754 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione C3 SLD

7.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-28,584	115,967	-24,879	147,78
2	-29,443	111,50	-25,652	142,03
3	-30,247	107,03	-26,377	136,29
4	-30,983	102,56	-27,042	130,54
5	-31,654		-27,652	124,79
6	-32,279		-28,221	119,05
7	-32,882		-28,77	126,36
8	-33,486		-29,319	
9	-34,113		-29,886	
10	-34,773		-30,478	
11	-35,454		-31,086	
12	-36,11		-31,666	
13	-36,657		-32,144	
14	-36,968		-32,407	
26	-77,073		-66,247	
Totale Rx	-540,71		-471,83	
	Rz		Rz	
1	44,465		38,219	
26	-44,465		-38,219	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-19,763	115,97	-16,06	147,78	-20,112	130,75
2	-20,527	111,50	-16,737	142,03	-20,977	125,69
3	-21,253	107,03	-17,385	136,29	-21,805	120,63
4	-21,939	102,56	-18	130,54	-22,588	115,56
5	-22,594	98,09	-18,593	124,79	-23,336	110,50
6	-23,238	93,62	-19,181	119,05	-24,065	105,44
7	-23,898	89,15	-19,787	113,30	-24,799	100,38
8	-24,6	84,68	-20,433	107,55	-25,56	95,31
9	-25,366	83,79	-21,139	112,32	-26,368	99,69
10	-26,21	78,56	-21,916	105,30	-27,234	93,46
11	-27,125	73,32	-22,757	98,28	-28,148	87,23
12	-28,071	68,08	-23,628	91,26	-29,073	81,00
13	-28,974	62,84	-24,462	84,24	-29,938	74,77
14	-29,716		-25,156	77,22	-30,633	
26	-72,997		-62,17		-78,166	
Totale Rx	-416,27		-347,40		-432,80	
	Rz		Rz		Rz	
1	42,113		35,868		45,096	
26	-42,113		-35,868		-45,096	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C_{1b}, C_{1t}, C₂ i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{pi}) \quad 0,50 \times 0,65/\gamma_r \quad \text{dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

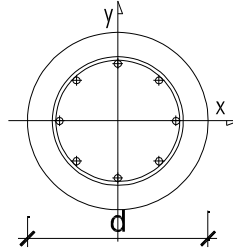
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si vede che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari, in tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

7.6 VERIFICHE STRUTTURALI

7.6.1 PALO IN C.A.

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche del palo in c.a.

$d = 60,00$ cm diametro palo $A_a = 8\phi 22 + 8\phi 22 = 60,8$ cm² area armatura longitudinale

$A_{st} = \phi 8/15$ staffa

Le armature longitudinali vengono disposte come segue:

- $8\phi 22$ di lunghezza 12m;
- $8\phi 22$ di lunghezza 8m sovrapposti nella parte centrale (distanza dagli estremi 2m a lato).

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in "fase di costruzione" mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Verifiche strutturali stato limite ultimo (SLU)

Sezione a momento massimo ($8\phi 22 + 8\phi 22$)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 77,08$ kN sforzo normale $M_d = 249,95$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 487,37$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 77,08$ kN quindi:
 $M_{max} = 249,95$ kNm \leq $M_{res} = 487,37$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 123,00$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 79,27$ kN sforzo normale $M_d = 293,42$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 487,64$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 79,27$ kN quindi:
 $M_{max} = 293,42$ kNm \leq $M_{res} = 487,64$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 127,81$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Sezione posta alla profondità di 3m dal P.C. (8φ22)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 77,08$ kN sforzo normale $M_d = 156,16$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 272,17$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 84,77$ kN quindi:
 $M_{max} = 156,16$ kNm \leq $M_{res} = 272,17$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 123,00$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 79,27$ kN sforzo normale $M_d = 166,16$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 272,53$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 89,65$ kN quindi:
 $M_{max} = 166,16$ kNm \leq $M_{res} = 272,53$ kNm verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 127,81$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN verifica soddisfatta

Verifiche strutturali, stato limite di esercizio (SLE): Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.2.6 NTC2018, in “fase di costruzione” si è proceduto a verificare il palo solo con combinazioni allo SLU. Per tali motivi si riporta la verifica SLE con combinazione rara C_{1t} della sola “fase di esercizio”.

Condizione C_{1t} rara “fase di esercizio”

Sezione a momento massimo (8φ22 + 8φ22)

$N = 35,86$ kN sforzo normale $M = 75,73$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 779,00$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 37,94$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. φ 22 distanza barre 22 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

Il diametro utilizzato è φ 22 e la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

Sezione posta a 3m dal P.C. (8φ22)

$N = 35,86$ kN sforzo normale $M = 60,47$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 1.155,0$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 43,52$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

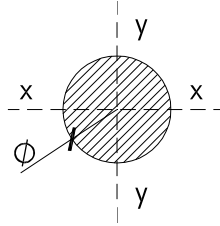
Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ m. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. φ 22 distanza barre 22 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

il diametro utilizzato è φ 22 la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

7.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 18,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 15,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 0,80m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 1,60m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 2.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 154,25 \times (1,60/0,80) = 308,50 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 158,63 \times (1,60/0,80) = \mathbf{317,26 \text{ kN}} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 92,46 \times (1,60/0,80) = 184,92 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = \mathbf{12.409,60 \text{ kN}} \geq N_d$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = \mathbf{0,38 \text{ m}} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 317,26 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli } n$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = \mathbf{1,57 \text{ m}} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}$$

7.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 1,60 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=1,60 \text{ m}$:

Combinazione di carico C_{1a}

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$\begin{aligned} N_d &= 154,25 (1,60/0,80) &= 308,5 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ/i &= 166,98 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 133,58 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 42,74 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$\begin{aligned} N_d &= 158,63 \times (1,60/0,80) &= 317,26 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ/i &= 171,72 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 137,37 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 43,96 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} “fase di esercizio”.

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=1,60$ m:

$$\begin{aligned} N_d &= 71,77 (1,60/0,80) &= 143,54 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ/i &= 77,69 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

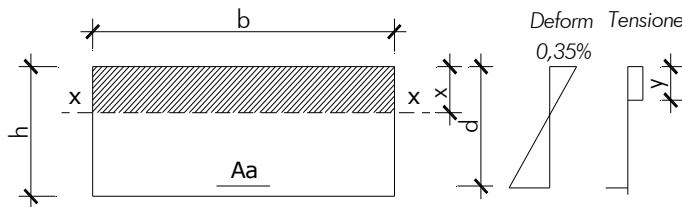
Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL/2 &= 62,15 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 19,88 \text{ kNm} &\text{mom. flettente} \end{aligned}$$

Verifiche stato limite ultimo

Si riporta la verifica per la combinazione C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,096	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,34	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	28,33	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	89,12	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	43,96
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	82,91	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,88

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza h	35,00
Altezza utile d	30,00	Diametro staffe	1,00
Area staffe A_w	3,20	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α_c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw}=A_{wy}/(bsf_c)$	0,067	cot θ	2,55
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	431,38	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta > 2,5$ $V_{rd} = V_{rs}$	422,61	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta < 1$ $V_{rd} = V_{rc}$	634,95	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	137,37	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza utile d	30,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	35,00
Area armatura tesa 4 Φ 16 A_a	8,04	Area armatura compr. 3 Φ 16 A_a	0,00
Asse neutro x	9,86		
Momento inerzia J_{xx}	64.894		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	28,61		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	30,20	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	925,59	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

La verifica mediante la combinazione quasi permanente risulta verificata essendo meno gravosa della combinazione C1t rara.

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio- Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,4$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.800$ daN/cm², diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm
 per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

Il diametro utilizzato è Φ 16 la distanza massima barre 15,0 cm

verifica soddisfatta

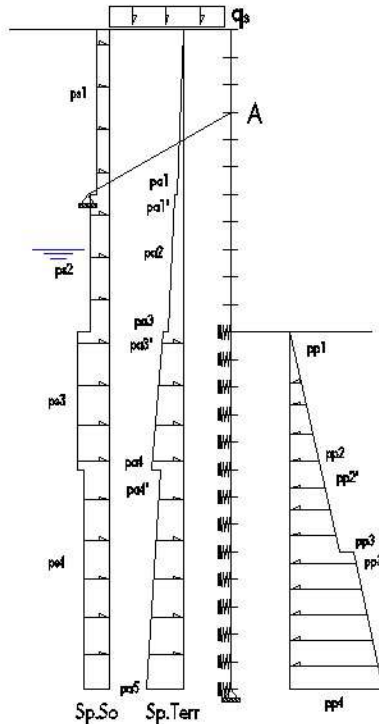
7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli $A2+M2+R1$, per la combinazione di carico statica e $A=1+M1+R1$ per la combinazione di carico sismica ($R1=1$).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz+abit. (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 19,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 25,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 29,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 34,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 26,0 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 32,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{4'} = 38,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 49,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,06 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{ac} = 12,00 \text{ kN/m}$	pres. acqua.	$p_{filtr} = 8,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva filtraz.
$P_{abit} = 63,25 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$p_{p1} = 0,00 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 52,33 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 52,33 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 83,72 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 93,71 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 142,13 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 19,80 \times 3,5/2 \times (3,5 \times 2/3 - 1,5) + 25,40 \times 0,5 \times (0,5/2 + 2) + (29,20 - 25,40) \times 0,5/2 \times (0,5 \times 2/3 + 2) + 29,20 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2,5) +$ $+ (34,70 - 29,00) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2,5) + 26,00 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + (32,30 - 26) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) +$ $+ 38,30 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + (49,80 - 38,31) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6,5) + 1,50 \times 3,5 \times (3,5/2 - 1,5) + 1,90 \times 2 \times (2/2 + 2) +$ $+ 1,40 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + 1,60 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + 8,90 \times 8/2 \times (8 \times 2/3 + 2,5) + 12,00 \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2,5) +$ $+ 15,00 \times 6,5 \times (6,5/2 + 4) + 63,25 \times (5,04 - 1,5) = 3.248,00 \text{ kNm}$			

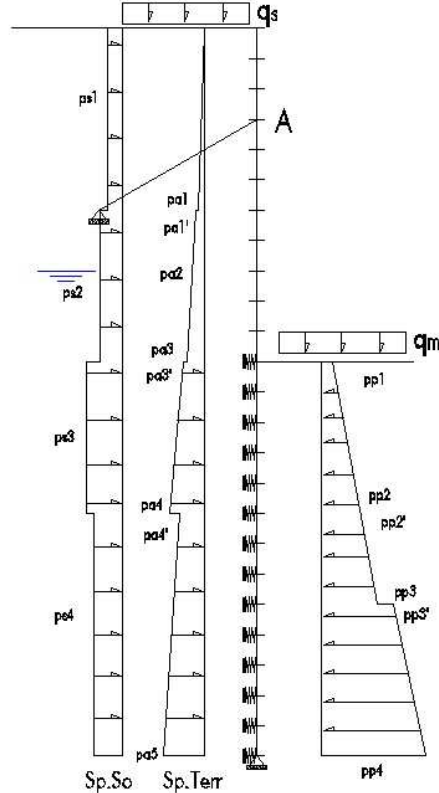
“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$M_{A_{pas}} = 52,33 \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + 52,33 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) + (183,72 - 52,33) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) + 93,71 \times 2,5 \times (2,5/2 + 8) + (142,13 - 93,71) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 8) = 3.637,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 3.637,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 3.248,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 1,12$$

“Fase di esercizio”

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so + abit) (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 19,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 25,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 29,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 34,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 26,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 32,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 38,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 49,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$P_{abit} = 63,25 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$p_{p1} = 78,13 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 133,07 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 133,07 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 166,03 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 170,46 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 221,49 \text{ kN/m}$	pres. passiva

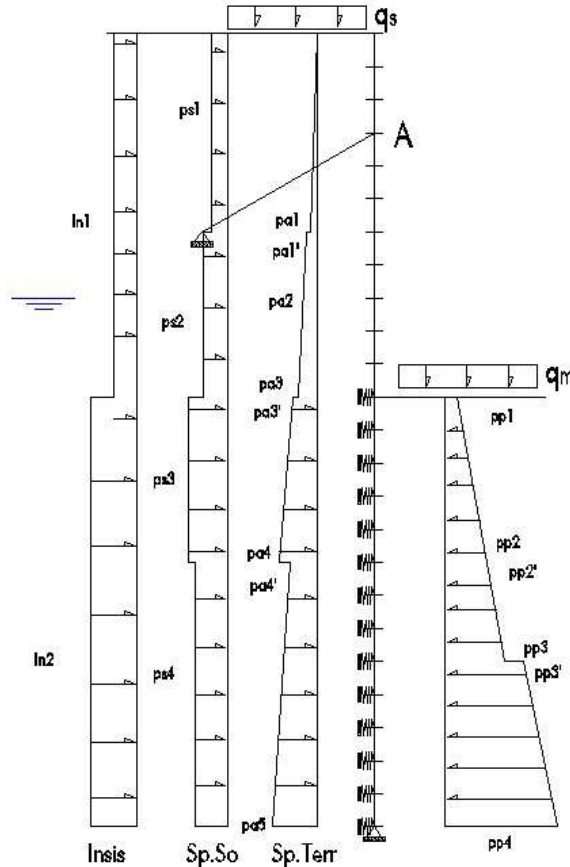
$$M_{A_{att}} = 19,80 \times 3,5/2 \times (3,5 \times 2/3 - 1,5) + 25,40 \times 0,5 \times (0,5/2 + 2) + (29,20 - 25,40) \times 0,5/2 \times (0,5 \times 2/3 + 2) + 29,20 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2,5) + (34,70 - 29,00) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2,5) + 26,00 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + (32,3 - 26) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + 38,30 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + (49,80 - 38,31) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6,5) + 1,50 \times 3,5 \times (3,5/2 - 1,5) + 1,90 \times 2 \times (2/2 + 2) + 1,40 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + 1,60 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + 63,25 \times (5,62 - 1,5) = 2.373,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 78,13 \times 2,5 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + (133,07 - 78,13) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + 133,07 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) + (166,03 - 133,07) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) + 170,46 \times 2,5 \times (2,5/2 + 8) + (221,49 - 170,46) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 8) = 7.117,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 7,117,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 2.373,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 3,00$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + ln.sis + abit.

(A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 16,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 21,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 24,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 29,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 20,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 25,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 31,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 40,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 2,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 1,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$P_{abit} = 63,25 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$l_{s1} = 4,81 \text{ kN/m}$	incr. sismico	$l_{s2} = 10,78 \text{ kN/m}$	incr. sismico
$p_{p1} = 92,50 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 157,54 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 157,54 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 196,56 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 200,62 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 259,76 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 16,00 \times 3,5/2 \times (3,5 \times 2/3 - 1,5) + 21,40 \times 0,5 \times (0,5/2 + 2) + (24,60 - 21,40) \times 0,5/2 \times (0,5 \times 2/3 + 2) + 24,60 \times 1,5 \times (1,5/2 + 2,5) +$ $+ (29,03 - 24,60) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 2,5) + 20,90 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + (25,90 - 20,90) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) +$ $+ 31,40 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + (40,70 - 31,40) \times 4/2 \times (4 \times 2/3 + 6,5) + 1,60 \times 3,5 \times (3,5/2 - 1,5) + 2,10 \times 2 \times (2/2 + 2) +$ $+ 1,60 \times 2,5 \times (2,5/2 + 4) + 1,70 \times 4 \times (4/2 + 6,5) + 63,25 \times (5,62 - 1,5) + 4,81 \times 5,5 \times (5,5/2 - 1,5) + 10,78 \times 6,5 \times (6,5/2 + 4) =$ $= 2.454,00 \text{ kNm}$			
$M_{Apas} = 92,5 \times 2,5 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + (157,54 - 92,5) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 4) + 157,54 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) +$ $+ (196,56 - 157,54) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) + 200,62 \times 2,5 \times (2,5/2 + 8) + (259,76 - 200,62) \times 2,5/2 \times (2,5 \times 2/3 + 8) =$ $= 8.961,00 \text{ kNm}$			
$M_{Apas} = 8.961,00 \text{ kNm} \geq M_{Aatt} = 2.454,00 \text{ kNm}$		$C.S. = M_{Apas} / M_{Aatt} = 3,65$	

7.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

Il carico verticale sul palo si ha con la combinazione statica C_{1a} della "fase di costruzione"

$N_d = 77,08 \text{ kN}$	sf. normale combinazione C _{1a} statica
$N_d = 79,27 \text{ kN}$	sf. normale combinazione C _{1b} statica
$P_{p'} = 11,55 \times 1,35 = 15,59 \text{ kN}$	peso palo detratto il peso di terreno asportato
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 92,67 \text{ kN}$	carico totale (C_{1a})
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 94,86 \text{ kN}$	carico totale (C_{1b})

Verifica carico limite verticale

Si considera 1 sola verticale indagata in corrispondenza della prova DPSH18.

Capacità portante laterale

$Q_{lcal} = \sum \gamma' 0,50 \tan(\phi) (h_1+h_2)/2 (h_2-h_1) \pi d$	capacità portante laterale calcolo
$Q_{lk} = \min [(Q_{lcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{lcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante laterale caratteristica
$Q_{ld} = Q_{lk} / \gamma_r$	capacità portante laterale progetto
$\xi_3 = 1,70$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,15$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

DPSH18	h_1	h_2	$\gamma't$	ϕ	$\tan \phi$	$(h_1+h_2)/2$	(h_2-h_1)	Qlcali
3° strato	5,50	8,00	9,00	30,00	0,55	6,75	2,5	78,72
4° strato	8,00	12,00	9,50	26,50	0,49	10	4	175,48
Totale								254,21

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	254,21	(Qlcal)med/ ξ_3	149,53
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	254,21	(Qlcal)min/ ξ_4	149,53
γ_r	1,15			Q_{lk}	149,53
				Q_{ld}	130,02

Capacità portante di punta

$Q_{pcal} = \sum \gamma' h_i N_q \pi d^2/4$	capacità portante di punta calcolo
$Q_{pk} = \min [(Q_{pcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{pcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante di punta caratteristica
$Q_{pd} = Q_{pk} / \gamma_r$	capacità portante di punta progetto
$\xi_3 = 1,70$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,30$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

DPSH18	h_1	h_2	$\gamma't$	(h_2-h_1)	$\gamma't (h_2-h_1)$	N_q	
3° strato	5,50	8,00	9,00	2,50	22,50		15,00
4° strato	8,00	12,00	9,50	4	38	q_{pcal}	907,5
Totale						Q_{pcal}	256,58

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	256,58	(Qlcal)med/ ξ_3	150,93
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	256,58	(Qlcal)min/ ξ_4	150,93
γ_r	1,30			Qlk	150,93
				Qld	116,10

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$Q_{rd} = Q_{ld} + Q_{pd} = 116,10 + 130,02 = 246,13 \text{ kN} \quad \text{capacità portante totale}$$

$$N_{tot} = 92,67 \text{ kN} \quad \leq Q_{rd} = 246,13 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

7.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

$$N_d = 154,25 \times (1,60/0,80) = 308,50 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 158,63 \times (1,60/0,80) = 317,26 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 154,25 \times (1,60/0,80)/1,35 = 229,00 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1t} \text{ statica (SLE rara)}$$

Verifiche allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V _s	Rapporto A/C
	IRS (p > p _l)	IGU (p < p _l)		
Chiusa	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V _s	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V _s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V _s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V _s ; IGU: 1,5 V _s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V _s ; IGU: 1,5 V _s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V _s ; IGU: (1,5 + 2) V _s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V _s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calciari marinosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V _s o più per strati fratturati	
Calciari alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V _s o più per strati poco fratturati	
Roccia alterata o fratturata	1,2	1,1	2 V _s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più ritardi e ripetute IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p _l : pressione limite dalla prova pressiometrica Ménard p: pressione di iniezione			$V_s = L_f D_f^2 / 4$ L _f : lunghezza della fondazione D _f : diametro reale della fondazione	

Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)

Valori del coefficiente α

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_i$)	IGL ($p < p_i$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa			
Limo	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Argilla	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Marna			
Calcei marnosi			
Calcei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGL: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

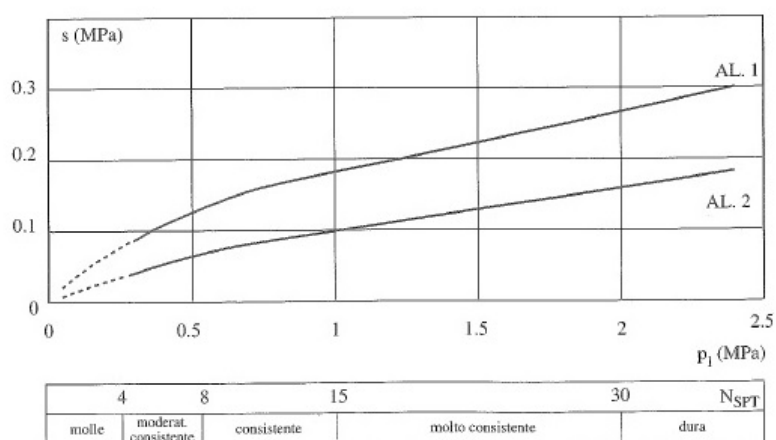


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 29^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 30, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,150$ MPa.
- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,160$ MPa.
- $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,140$ MPa.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,10$ MPa.

$L_{f1} = 1,00$ m lunghezza fondazione $L_{f2} = 4,00$ m lunghezza fondazione

$L_{f3} = 5,00$ m lunghezza fondazione $L_{f4} = 5,00$ m lunghezza fondazione

$D_d = 14$ cm diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3} + L_{f4} q_{s4}) = 1.006,15 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 29^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 5, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,060 \text{ MPa}$.
- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,090 \text{ MPa}$.
- $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 11, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,090 \text{ MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s4} = 0,10 \text{ MPa}$.

$L_{f1} = 1,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $L_{f2} = 4,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 5,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $L_{f4} = 5,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14 \text{ cm}$ diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3} + L_{f4} q_{s4}) = 692,95 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,med} = 849,55 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,min} = 692,95 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$\xi_{a3} = 1,75$ $\xi_{a4} = 1,70$ $\gamma_{rap} = 1,20$

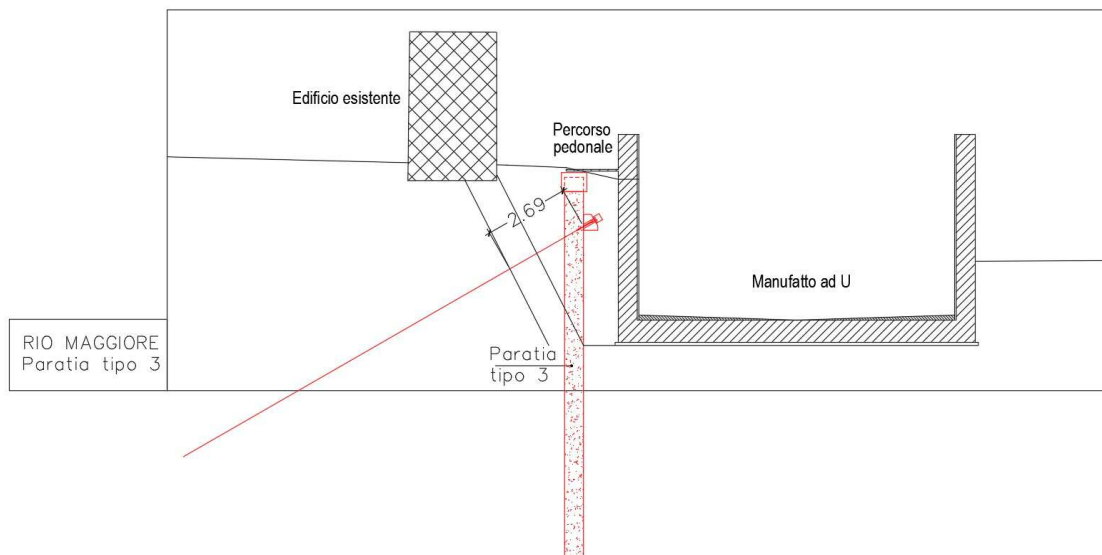
$R_{ak} = R_{a,c,med} / \xi_{a3} = 485,45 \text{ kN}$ resistenza caratteristica allo sfilamento

$R_{ak} = R_{a,c,min} / \xi_{a4} = 407,61 \text{ kN}$ resistenza caratteristica allo sfilamento

$R_{ad} = R_{a,k} / \gamma_{rap} = 339,68 \text{ kN}$ resistenza di progetto $\geq N_d = 308,50 \text{ kN}$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e) , rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \Phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 5,50 \text{ m}$, $d = 1,10 \text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{max} / g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In "fase di costruzione" la lunghezza libera statica assume il valore di $2,69 \text{ m} \leq 3,00 \text{ m}$ tratto libero

In "fase di esercizio" la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$L_s = 2,23 \text{ m}$ lunghezza libera statica

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$a_{\max} = 1,00 \times 1,50 \times 0,147 \text{ g} = 0,220 \text{ g} \quad \text{accelerazione massima}$$

$$L_e = L_s (1 + 1,50 a_{\max} / \text{g}) = 2,95 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera sismica} \leq 3,00 \text{ m tratto libero}$$

La verifica è soddisfatta

7.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

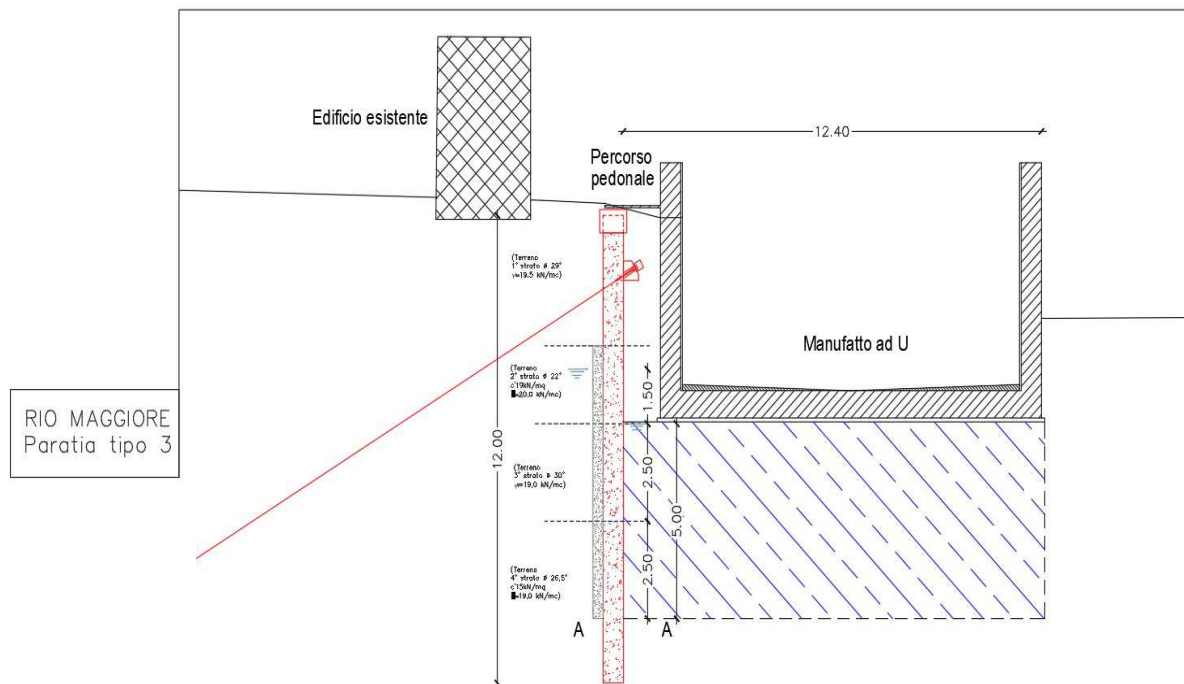
7.8 VERIFICHE IDRAULICHE

7.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la "fase di costruzione" viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa 1,50m.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro 0,6 m.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles "Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatacchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo").

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{inst,d}$ $Q_{inst,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B$	azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A
$Q_{inst,d} = \gamma_q q B'$	azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno
$R_{d1} = c_u D$	resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D
$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$	resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione
$\gamma_{g1} = 1,10$	coefficiente parziale azione carico permanente
$\gamma_t = 19,50 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno
$D = 1050 \text{ cm}$	peso di terreno sopra il piede della paratia
$B' = 12,40 \times 0,707 = 8,76 \text{ m}$	fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno
$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	$= 1,10 \times 19,50 \times 10,50 \times 8,76 = 1.972,97 \text{ kN/m terreno}$

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m².

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 8,76 = 65,7 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 1	$c_u = 77,50 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 2	$c_u = 76,50 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 4	$c_u = 79,5 \text{ kN/m}^2$

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$\begin{aligned}
 c_u &= 58 \text{ kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 41 \text{ kN/m}^2 \\
 R_{d1} &= c_u D = 41 \times 10,50 & & & &= 430,50 \text{ kN/m} \\
 R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (41 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 8,76 = 2.700,18 \text{ kN/m} \\
 G_{inst,d} + Q_{inst,d} &\leq (R_{d1} + R_{d2}) \\
 1.972,97 + 65,7 &\leq 2.038,67 \text{ kN/m} & & & &\leq (430,5 + 2.700,18) = 3.130,68 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

7.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$$\begin{aligned}
 \gamma_m &= 19,50 \text{ kN/m}^3 & \gamma_{ac} &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 S &= 5,00 \text{ m} & & \text{spessore terreno che funziona da membrana impermeabile} \\
 Z &= 5,00 + 1,50 = 6,50 \text{ m} & & \text{altezza acqua per calcolo sottospinta}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,90 \times S \times \gamma_m &> 1,10 \times Z \times \gamma_{ac} \\
 87,75 \text{ kN/m}^2 &> 71,50 \text{ kN/m}^2 & \text{verifica soddisfatta}
 \end{aligned}$$

7.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50/10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

$$H = 1,50 \text{ m} \quad \text{dislivello acqua}$$

$$D = 5,00 \text{ m} \quad \text{profondità di infissione palancola}$$

$$i_e = H / (H + 2D) = 0,13$$

$$FS = i_c / i_e = 7,30 \geq 2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

7.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

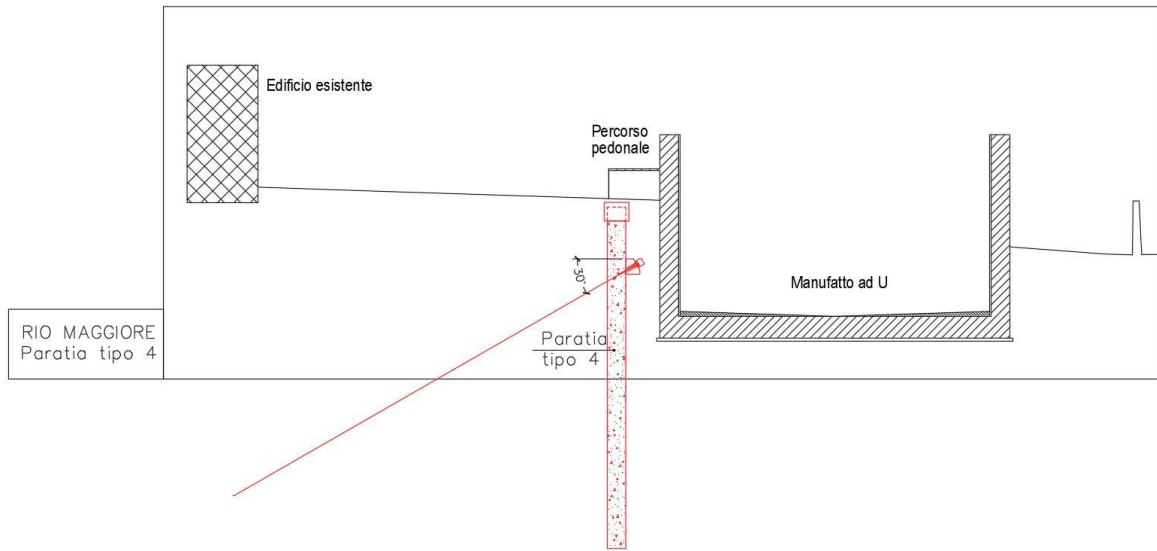
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

8 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 4 (S4 - S5 - S6)

8.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-2,0m	$\Phi_k = 29^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
2,0-5,0m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
5,0-8,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 8,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 3,0m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 11m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{[\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)][1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)/(\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta))]]^2}$			
$K_{as1} = 0,310$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,046$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,298$	coef. spinta attiva	$K_{as4} = 0,341$	coef. spinta attiva

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 23,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
-------------------	--------------------------	---------------------	----------------------

$$\delta_a = 2/3 \Phi \quad \text{ang. attrito terreno-paratia stato attivo}$$

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{as1} = 0,377 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as2} = 0,476 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as3} = 0,364 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as4} = 0,410 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi. Non gravano edifici in prossimità della paratia.

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32 kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un sovraccarico accidentale pari a 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$$\gamma_M = 1,0 \quad \Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 29,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 22,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 30,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d4} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 26,5^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C).

Stato limite di salvaguardia SLV

$$a_g = 0,115 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \text{ g} \quad \text{accel orizzontale} \quad a_v = 0 \quad (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1})$$

$$\theta = \arctan k_h = 8,36^\circ$$

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{ass1} = 0,419 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,536 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,405 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass4} = 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,00 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,00 m e la parte restante di 6,00 m.

$$I_{s1} = 5,51 \text{ kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 5,00m} \quad I_{s2} = 11,25 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$a_g = 0,0420 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \text{ g} \quad \text{accel orizzontale}$$

$$\theta = \arctan k_h = 3,091^\circ$$

$$K_{ass1} = 0,345 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,453 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,333 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass4} = 0,383 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,00 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,00 m e la parte restante di 6,00 m.

$$I_{s1} = 1,96 \text{ kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 5,00m} \quad I_{s2} = 3,91 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

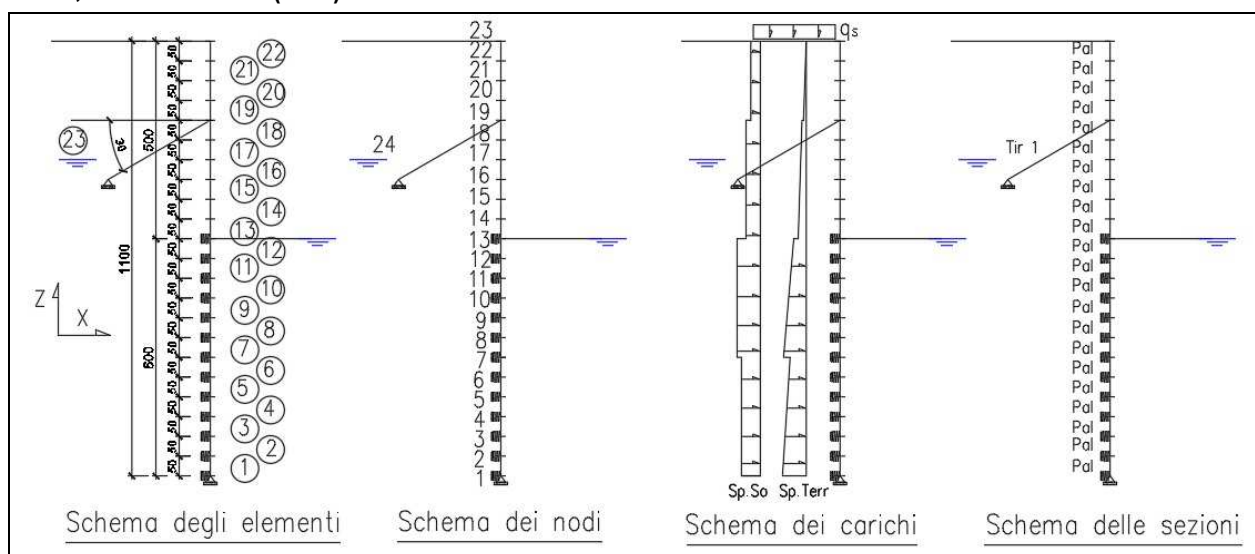
8.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un palo interasse 1,00 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in “fase di costruzione” e in “fase di esercizio”. Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

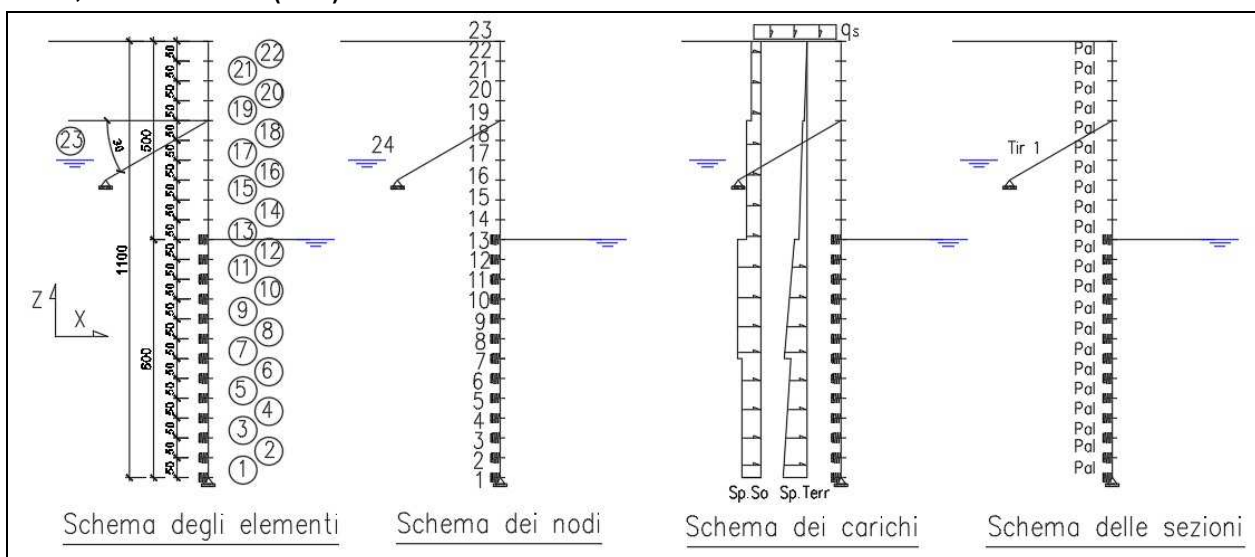
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 5,00m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in fase di esercizio. In fase di costruzione, la falda a monte è assunta a 3,00m dal piano campagna mentre a valle 6,00m., invece in fase di esercizio la falda a monte e a valle sono assunte a 3,00m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di costruzione”



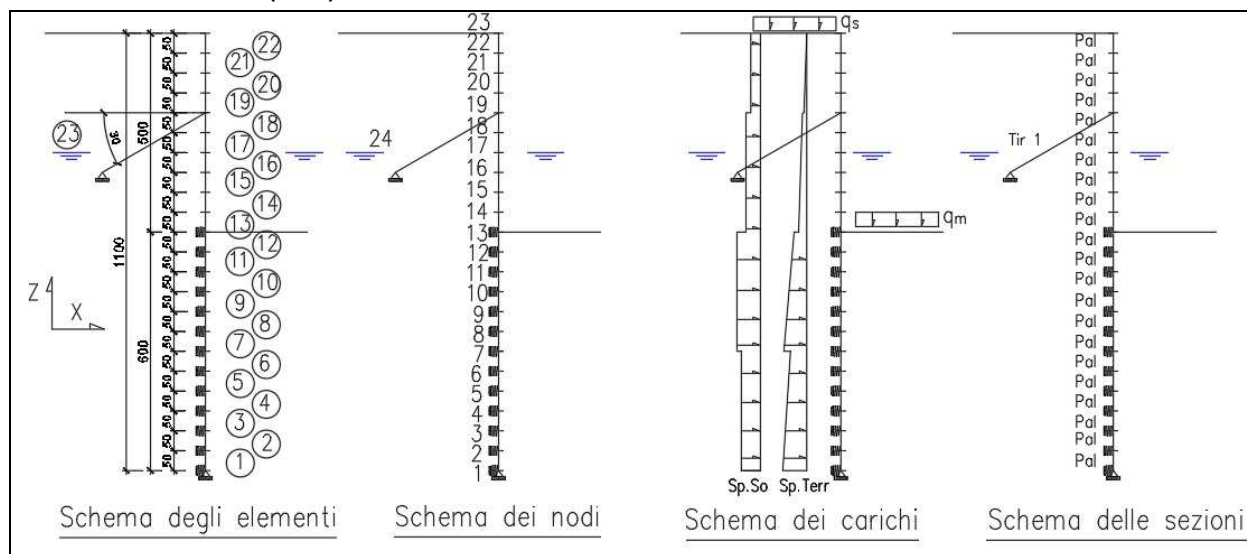
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1a}		$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)$		(A1+M1)	
Combinazione C_{1b}		$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + filtr.$		(A2+M2)	

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di costruzione”



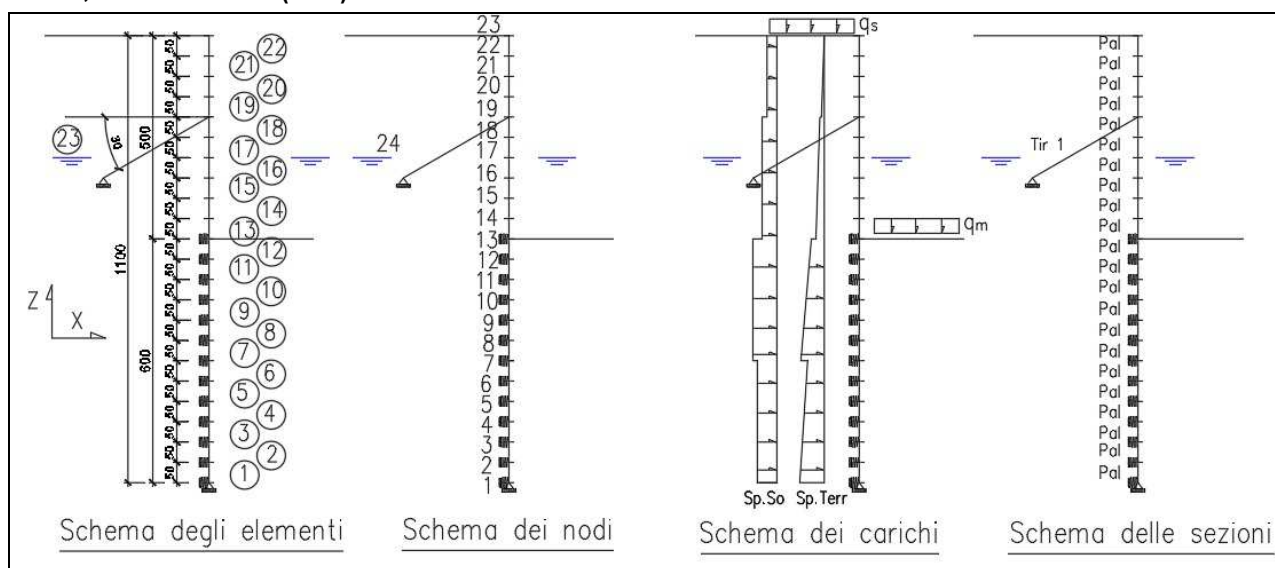
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1t} (rara)		$sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr.$		(A1+M1)	

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di esercizio"



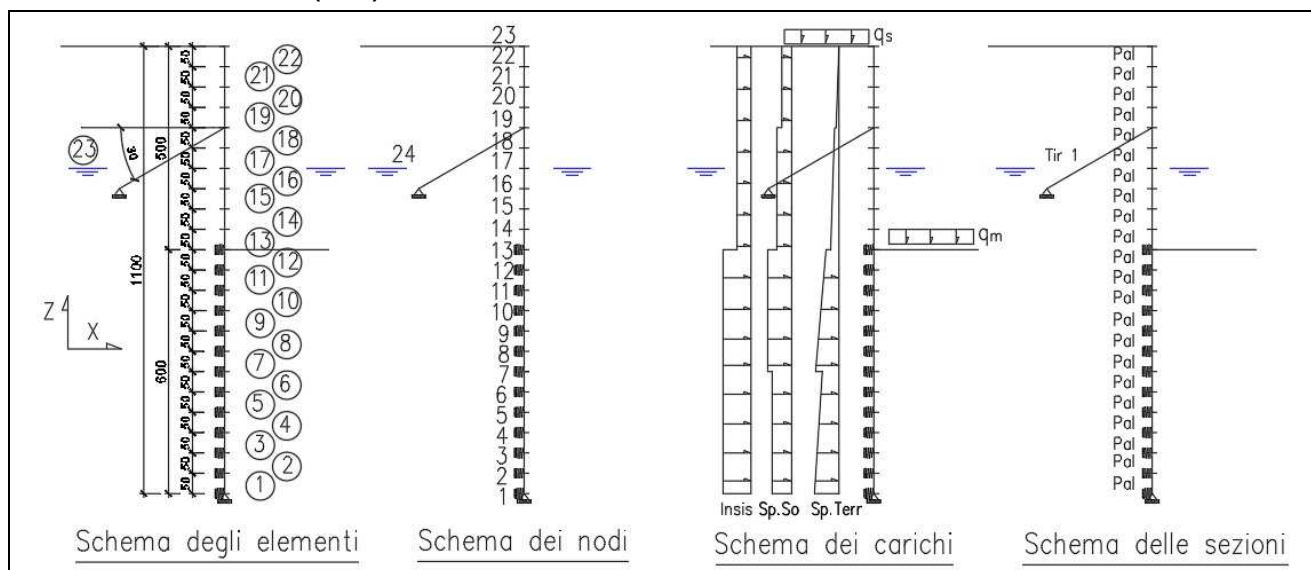
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)			(A1+M1)
Combinazione C_{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + filtr.			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di esercizio"



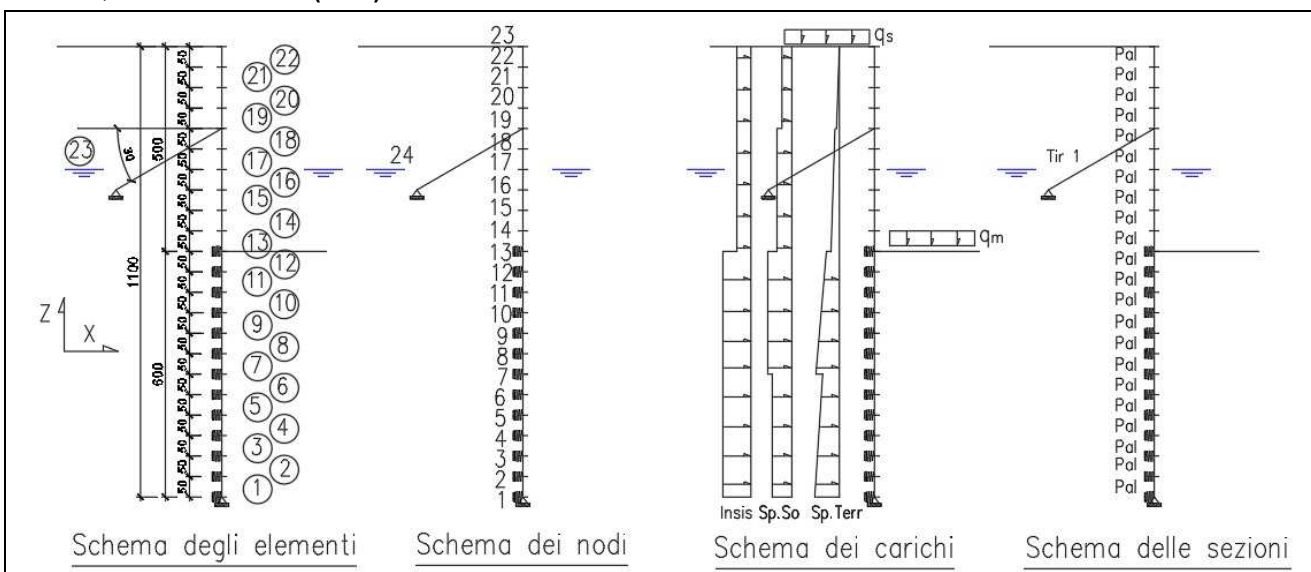
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr			(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm..
 Combinazione C_2 $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm..
 Combinazione C_3 $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti.

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{filtr(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{sov2}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	1,46	0,00	0,00	0,00	1,81	1,97	1,46	2,08
0,50	2,85	1,46	0,00	0,00	3,53	1,81	5,82	4,31	5,62
1,00	5,70	1,46	0,00	0,00	7,07	1,81	9,68	7,17	9,15
1,50	8,56	1,46	0,00	0,00	10,60	1,81	13,53	10,02	12,69
2,00	11,41	1,46	0,00	0,00	14,14	1,81	17,38	12,87	16,22
2,00	15,32	1,96	0,00	0,00	18,16	2,33	23,33	17,28	20,84
2,50	19,25	1,96	0,00	0,00	22,82	2,33	28,63	21,21	25,50
3,00	23,17	1,96	0,00	0,00	27,48	2,33	33,94	25,14	30,15
3,00	23,17	1,96	0,00	0,00	27,48	2,33	33,94	25,14	30,15
3,50	25,14	1,96	0,71	5,00	29,80	2,33	44,30	32,82	38,20
4,00	27,10	1,96	1,43	10,00	32,13	2,33	54,67	40,49	46,24
4,50	29,07	1,96	2,14	15,00	34,46	2,33	65,03	48,17	54,28
5,00	31,03	1,96	2,86	20,00	36,79	2,33	75,40	55,85	62,33
5,00	22,12	1,40	2,86	20,00	27,57	1,74	62,61	46,38	52,43
5,50	23,38	1,40	3,57	20,00	29,14	1,74	65,28	48,35	54,72
6,00	24,64	1,40	4,29	20,00	30,71	1,74	67,94	50,33	57,00
6,50	25,90	1,40	5,00	20,00	32,28	1,74	70,61	52,30	59,29
7,00	27,16	1,40	5,71	20,00	33,85	1,74	73,27	54,28	61,57
7,50	28,42	1,40	6,43	20,00	35,42	1,74	75,94	56,25	63,85
8,00	29,68	1,40	7,14	20,00	36,99	1,74	78,61	58,23	66,14
8,00	34,44	1,62	7,14	20,00	42,08	1,98	85,33	63,21	71,50
8,50	35,90	1,62	7,86	20,00	43,86	1,98	88,27	65,39	74,00
9,00	37,37	1,62	8,57	20,00	45,65	1,98	91,21	67,56	76,50
9,50	38,83	1,62	9,29	20,00	47,43	1,98	94,15	69,74	79,00
10,00	40,29	1,62	10,00	20,00	49,22	1,98	97,08	71,91	81,50
10,50	41,75	1,62	10,71	20,00	51,01	1,98	100,02	74,09	84,00
11,00	43,21	1,62	11,43	20,00	52,79	1,98	102,96	76,27	86,50
Totale	279,05	17,89	45,71	140,00	340,36	21,80	651,58	482,65	551,15

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	1,46	0,00	1,81	1,98	1,46	1,97	1,46	2,08	5,90	2,25
0,50	2,85	1,46	3,53	1,81	1,98	1,46	5,82	4,31	5,62	8,75	5,10
1,00	5,70	1,46	7,07	1,81	1,98	1,46	9,68	7,17	9,15	11,61	7,95
1,50	8,56	1,46	10,60	1,81	1,98	1,46	13,53	10,02	12,69	14,46	10,81
2,00	11,41	1,46	14,14	1,81	1,98	1,46	17,38	12,87	16,22	17,31	13,66
2,00	15,32	1,96	18,16	2,33	2,59	1,96	23,33	17,28	20,84	21,34	17,67
2,50	19,25	1,96	22,82	2,33	2,59	1,96	28,63	21,21	25,50	25,27	21,60
3,00	23,17	1,96	27,48	2,33	2,59	1,96	33,94	25,14	30,15	29,20	25,52
3,00	23,17	1,96	27,48	2,33	2,59	1,96	33,94	25,14	30,15	29,20	25,52
3,50	25,14	1,96	29,80	2,33	2,59	1,96	36,59	27,10	32,48	31,16	27,49
4,00	27,10	1,96	32,13	2,33	2,59	1,96	39,24	29,07	34,81	33,13	29,45
4,50	29,07	1,96	34,46	2,33	2,59	1,96	41,89	31,03	37,14	35,09	31,42
5,00	31,03	1,96	36,79	2,33	2,59	1,96	44,54	32,99	39,47	37,05	33,38
5,00	22,12	1,40	27,57	1,74	1,90	1,40	31,76	23,52	29,57	33,76	26,31
5,50	23,38	1,40	29,14	1,74	1,90	1,40	33,46	24,78	31,14	35,02	27,57
6,00	24,64	1,40	30,71	1,74	1,90	1,40	35,16	26,04	32,72	36,28	28,83
6,50	25,90	1,40	32,28	1,74	1,90	1,40	36,86	27,30	34,29	37,54	30,09
7,00	27,16	1,40	33,85	1,74	1,90	1,40	38,56	28,56	35,86	38,80	31,36
7,50	28,42	1,40	35,42	1,74	1,90	1,40	40,26	29,82	37,43	40,06	32,62
8,00	29,68	1,40	36,99	1,74	1,90	1,40	41,96	31,08	39,00	41,32	33,88
8,00	34,44	1,62	42,08	1,98	2,18	1,62	48,69	36,07	44,36	46,13	38,68
8,50	35,90	1,62	43,86	1,98	2,18	1,62	50,66	37,53	46,14	47,59	40,14
9,00	37,37	1,62	45,65	1,98	2,18	1,62	52,64	38,99	47,93	49,06	41,60
9,50	38,83	1,62	47,43	1,98	2,18	1,62	54,61	40,45	49,72	50,52	43,06
10,00	40,29	1,62	49,22	1,98	2,18	1,62	56,58	41,91	51,50	51,98	44,53
10,50	41,75	1,62	51,01	1,98	2,18	1,62	58,56	43,38	53,29	53,44	45,99
11,00	43,21	1,62	52,79	1,98	2,18	1,62	60,53	44,84	55,08	54,90	47,45
Totale	279,05	17,89	340,36	21,80	23,97	17,89	400,87	296,94	365,43	378,90	315,89

h profondità i_p = interasse pali (1,00 m)

P_{ter1}(h_i) pressione terreno coef. M1, alle varie quote h_i

P_{sov1}(h_i) pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M1, alle varie quote h_i

$P_{ac}(h_i)$	pressione acqua, alle varie quote h_i	
$P_{ter2}(h_i)$	pressione terreno coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{sov2}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M2, alle varie quote h_i	
$P_{filtr}(h_i)$	pressione filtrazione, alle varie quote h_i	
Combinazione C_{1a} (SLU)	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)$	(A1+M1)
Combinazione C_{1b} (SLU)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.$	(A2+M2)
Combinazione C_{1t} (SLE, rara)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr.$	(A1 + M1)
Combinazione C_2 (SLV)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$	(A=1 + M1)
Combinazione C_3 (SLD)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$	(A=1+M1)
Totale	rappresenta la azione totale agente sulla paratia	

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall' "fase di costruzione" che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della "fase di esercizio".

8.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): "fase di costruzione"

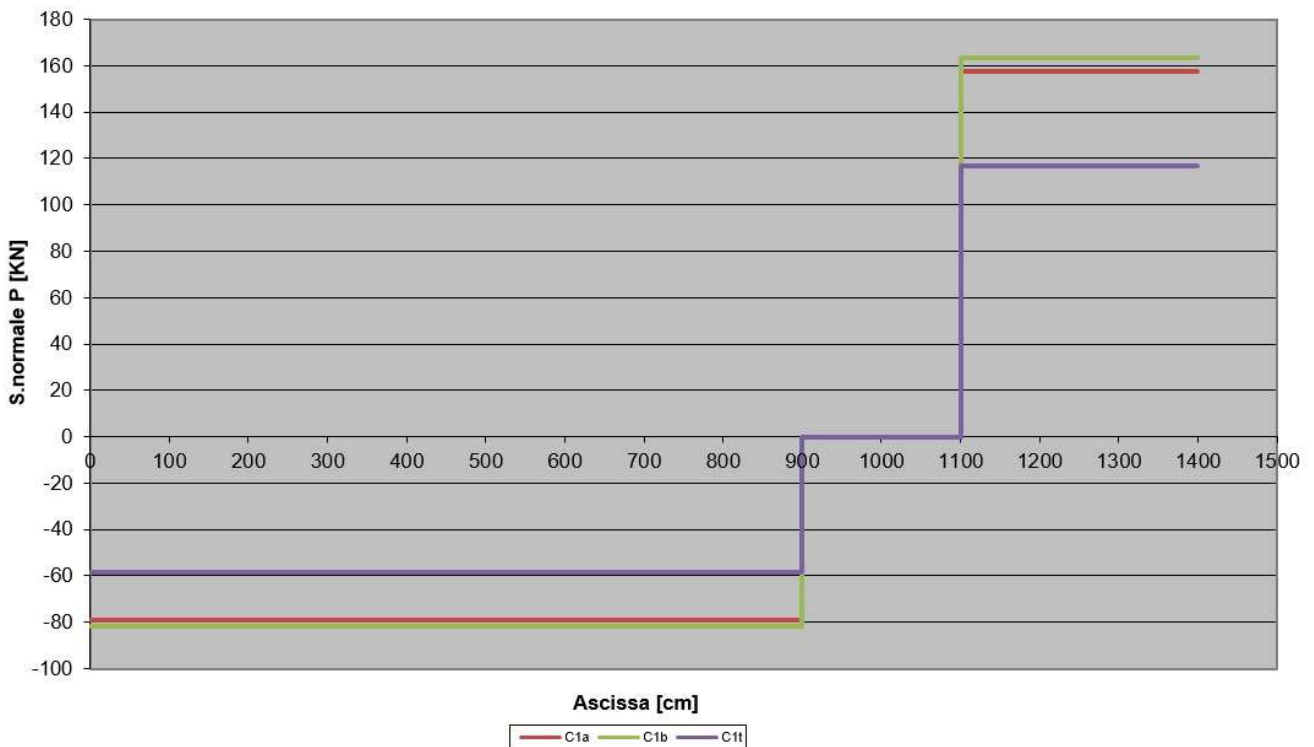


Diagramma sforzo normale (kN): "fase di esercizio"

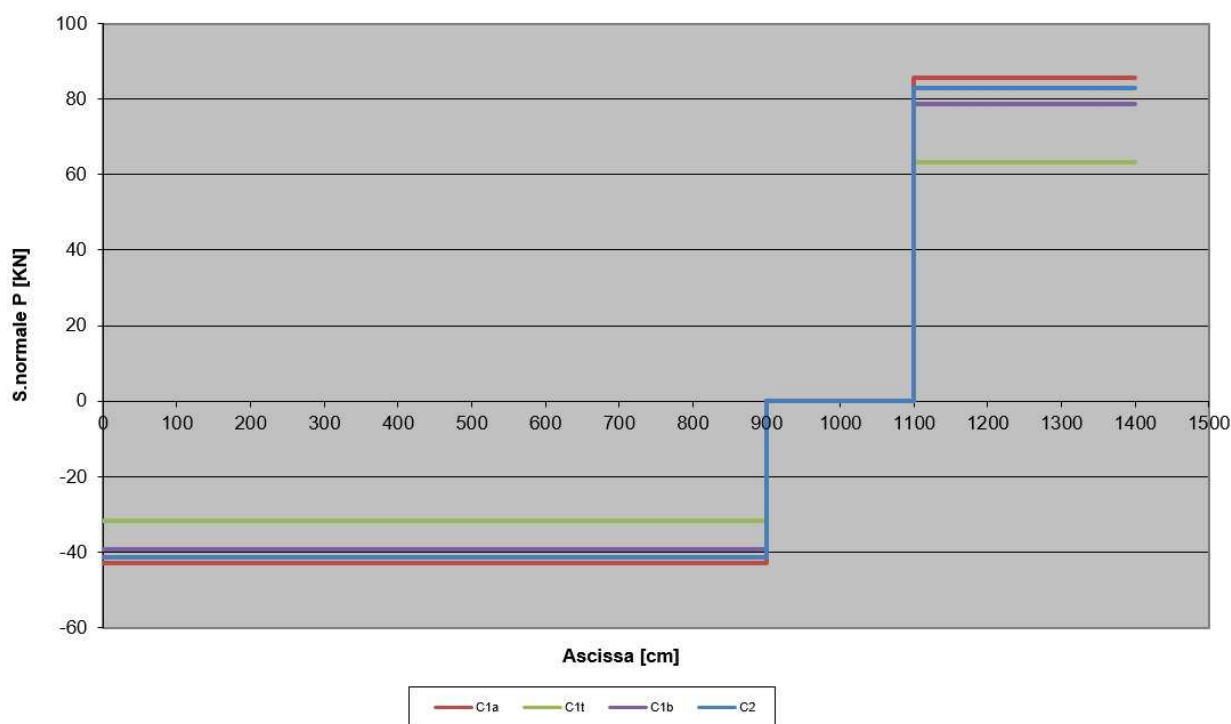


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di costruzione"

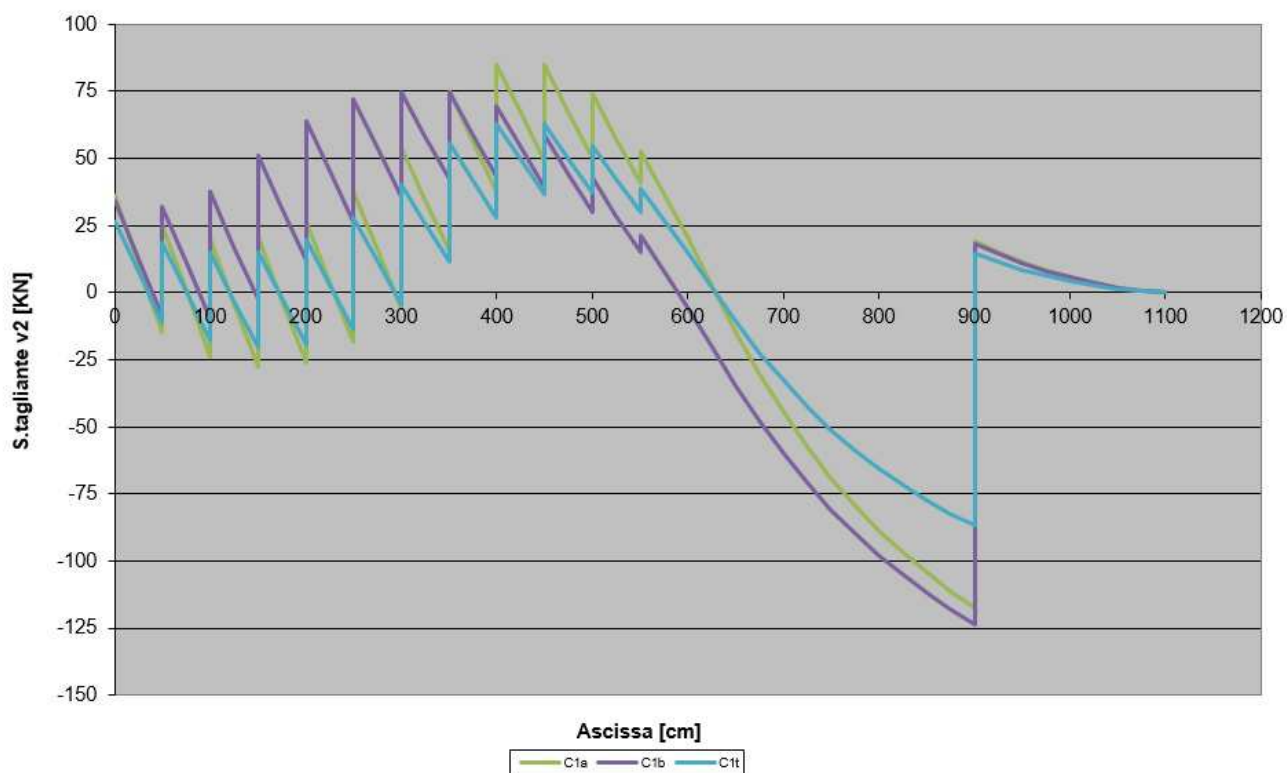


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di esercizio"

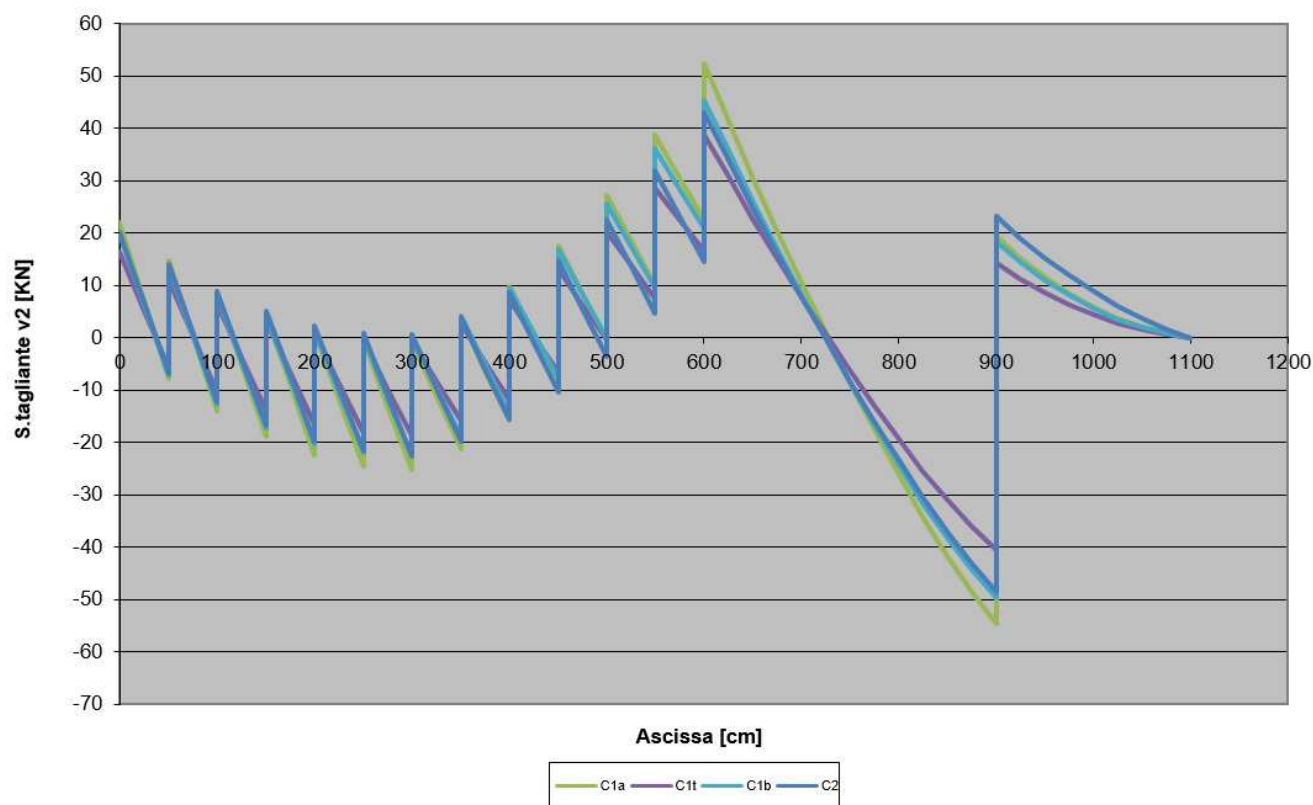


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di costruzione"

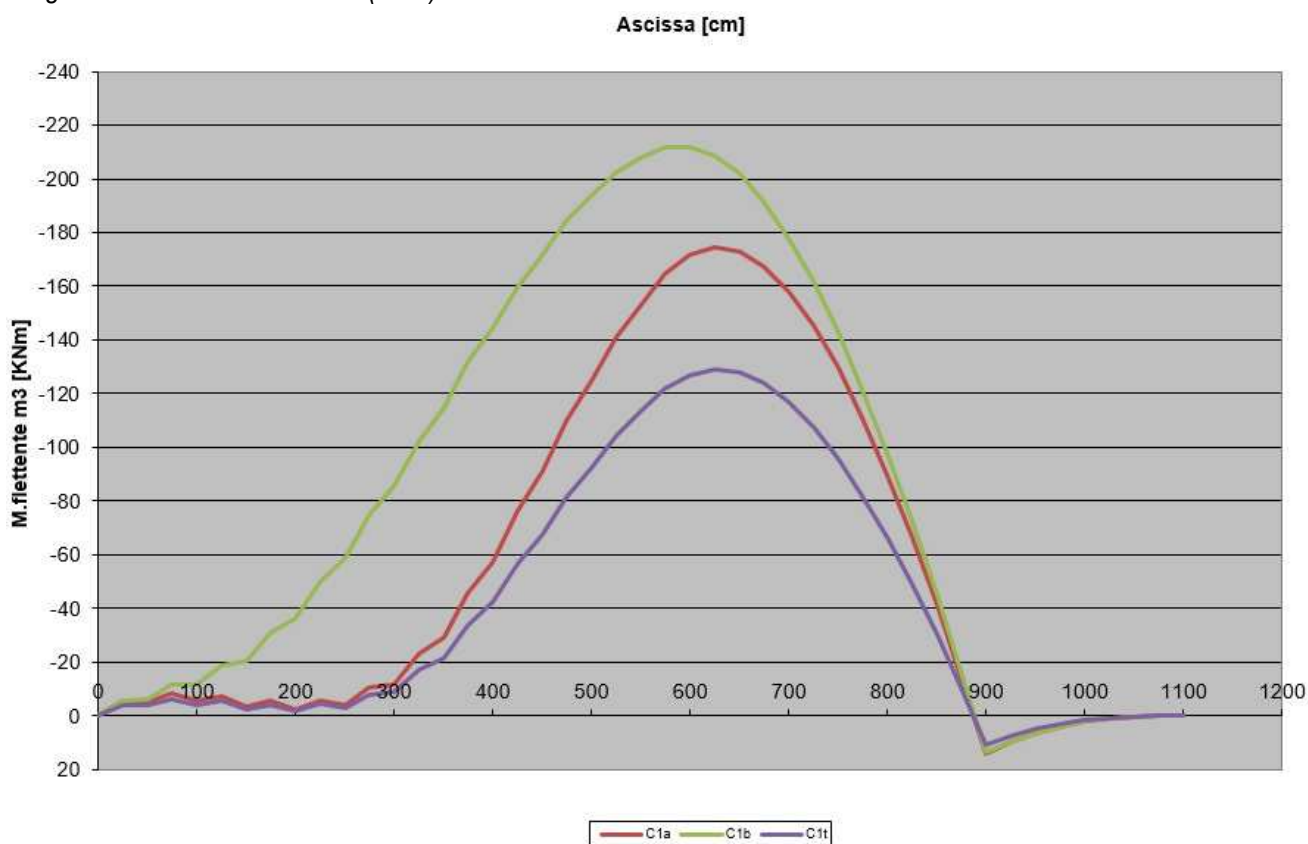
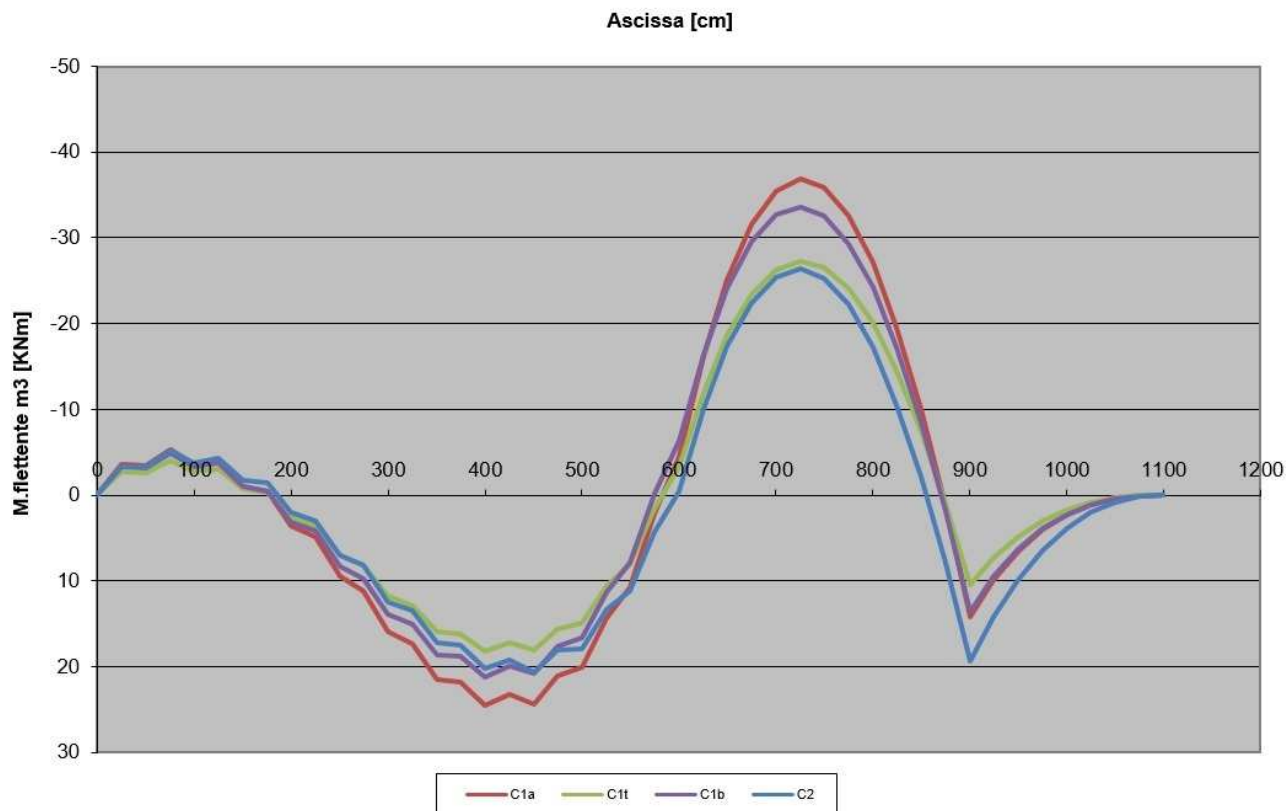
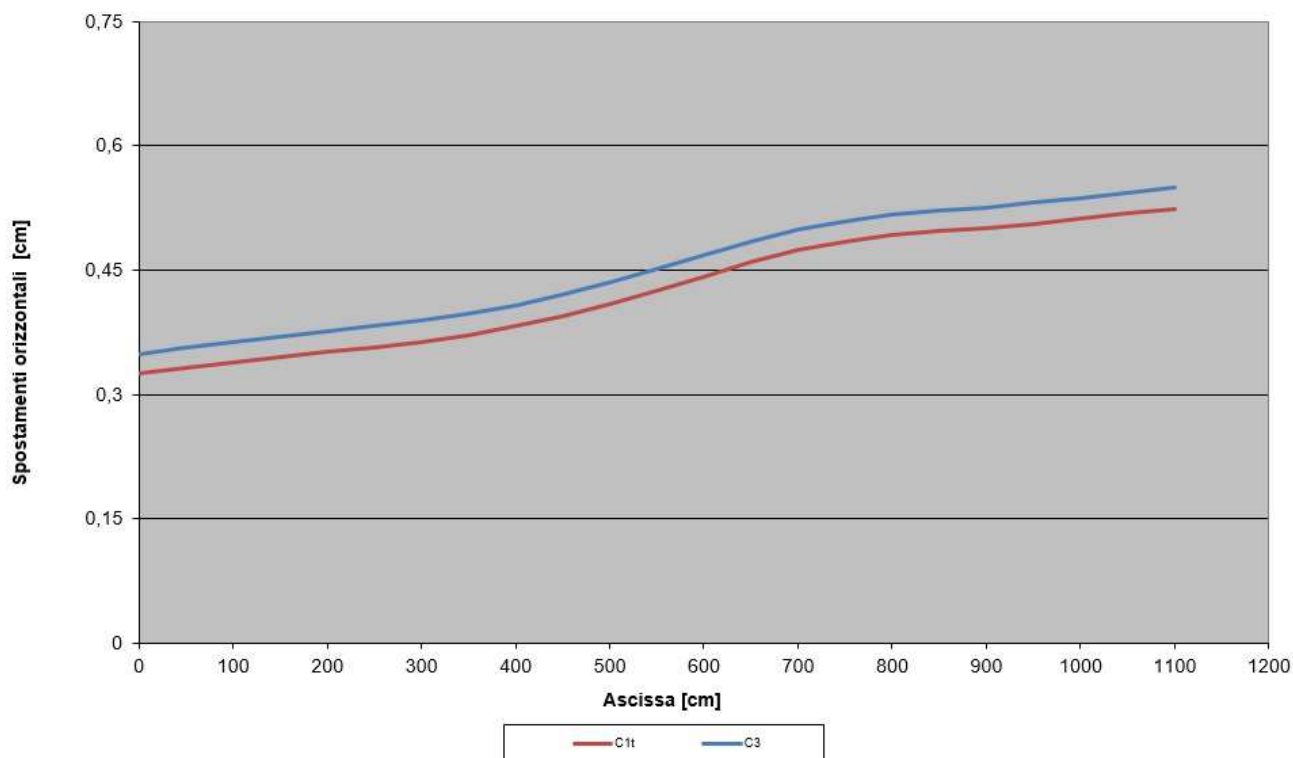


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



8.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,52/400$	$= 1/769 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{1t \text{ rara}}$
$\delta/L = 0,58/400$	$= 1/689 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{3 \text{ SLD}}$

8.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-33,712	107,028	-29,915	136,29
2	-34,271	102,56	-30,387	130,54
3	-34,778	98,09	-30,814	124,79
4	-35,22	93,62	-31,182	119,05
5	-35,604		-31,494	113,30
6	-35,946		-31,766	107,55
7	-36,273		-32,018	112,32
8	-36,617		-32,275	
9	-37,002		-32,559	
10	-37,438		-32,875	
11	-37,915		-33,212	
12	-38,398		-33,54	
13	-38,824		-33,801	
24	-79,142		-66,818	
Totale Rx	-551,14		-482,66	
	Rz		Rz	
1	45,657		38,547	
24	-45,657		-38,547	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-20,098	107,03	-16,298	136,29	-20,254	120,63
2	-20,53	102,56	-16,644	130,54	-20,786	115,56
3	-20,933	98,09	-16,967	124,79	-21,288	110,50
4	-21,307	93,62	-17,266	119,05	-21,76	105,44
5	-21,666	89,15	-17,555	113,30	-22,214	100,38
6	-22,036	84,68	-17,854	107,55	-22,673	95,31
7	-22,449	83,79	-18,192	112,32	-23,17	99,69
8	-22,943	78,56	-18,6	105,30	-23,739	93,46
9	-23,548	73,32	-19,104	98,28	-24,411	87,23
10	-24,283	68,08	-19,718	91,26	-25,205	81,00
11	-25,147	62,84	-20,444	84,24	-26,125	74,77
12	-26,119	57,61	-21,261	77,22	-27,153	68,53
13	-27,149		-22,126	70,20	-28,248	62,30
24	-67,226		-54,904		-71,882	
Totale Rx	-365,43		-296,93		-378,91	
	Rz		Rz		Rz	
1	38,783		31,675		41,469	
24	-38,783		-31,675		-41,469	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C1b, C1t, C2 i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{pi}) \quad 0,50 \times 0,65/\gamma_r \quad \text{dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

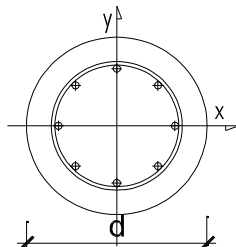
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

8.6 VERIFICHE STRUTTURALI

8.6.1 PALO IN C.A.

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche del palo in c.a.

$d = 60,00$ cm diametro palo $A_a = 8\phi 16 + 8 \phi 20 = 41,2$ cm² area armatura longitudinale

$A_{st} = \phi 8/12,5$ staffa

Le armature longitudinali vengono disposte come segue:

- $8\phi 16$ di lunghezza 11m;
- $8\phi 20$ di lunghezza 7m sovrapposti nella parte centrale (distanza dagli estremi 2m a lato).

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in “fase di costruzione” mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Verifiche strutturali stato limite ultimo (SLU)

Sezione a momento massimo ($8\phi 16 + 8\phi 20$)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 78,85$ kN	sforzo normale	$M_d = 174,41$ kNm	momento flettente	
$M_{res} = 351,15$ kNm	momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 78,85$ kN			quindi:
$M_{max} = 174,41$ kNm	\leq	$M_{res} = 351,15$ kNm	verifica soddisfatta	

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN	sforzo tagliante resistente		
$V_d = 117,00$ kN	\leq	$V_{res} = 389,40$ kN	verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 81,76$ kN	sforzo normale	$M_d = 211,93$ kNm	momento flettente	
$M_{res} = 351,58$ kNm	momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 81,76$ kN			quindi:
$M_{max} = 211,93$ kNm	\leq	$M_{res} = 351,58$ kNm	verifica soddisfatta	

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN	sforzo tagliante resistente		
$V_d = 123,00$ kN	\leq	$V_{res} = 389,40$ kN	verifica soddisfatta

Sezione posta alla profondità di 2.5m dal P.C. (8φ16)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 78,85$ kN sforzo normale $M_d = 41,30$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 162,13$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 78,85$ kN quindi:
 $M_{max} = 41,30$ kNm \leq $M_{res} = 162,13$ kNm **verifica soddisfatta**

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 104,34$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN **verifica soddisfatta**

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 81,76$ kN sforzo normale $M_d = 45,30$ kNm momento flettente
 $M_{res} = 162,70$ kNm momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 81,76$ kN quindi:
 $M_{max} = 45,30$ kNm \leq $M_{res} = 162,70$ kNm **verifica soddisfatta**

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40$ kN sforzo tagliante resistente
 $V_d = 111,83$ kN \leq $V_{res} = 389,40$ kN **verifica soddisfatta**

Verifiche strutturali, stato limite di esercizio (SLE): Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.2.6 NTC2018, in "fase di costruzione" si è proceduto a verificare il palo solo con combinazioni allo SLU. Per tali motivi si riporta la verifica SLE con combinazione rara C_{1t} della sola "fase di esercizio".

Condizione C_{1t} rara "fase di esercizio"

Sezione a momento massimo (8φ16 + 8φ20)

$N = 31,67$ kN sforzo normale $M = 27,26$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 357,2$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 16,88$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. φ 20 distanza barre 25 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

Il diametro utilizzato è φ16/ φ20 e la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

Sezione posta a 2.5m dal P.C. (8φ16)

$N = 31,67$ kN sforzo normale $M = 14,48$ kNm momento flettente
 $\sigma_a = 326,2$ daN/cm² tensione acciaio
 $\sigma_c = 13,26$ daN/cm² tensione calcestruzzo \leq $\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4$ daN/cm²

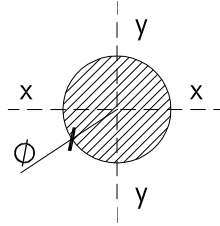
Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ m. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. φ 20 distanza barre 25 cm
 per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas φ 25 distanza barre 25 cm

Il diametro utilizzato è φ16/ φ20 e la distanza massima barre 20,0 cm **verifica soddisfatta**

8.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 18,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 15,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 1,00 m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 2,00m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 2.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 157,79 \times (2,00/1,00) = 315,58 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 163,62 \times (2,00/1,00) = \mathbf{327,24 \text{ kN}} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 82,98 \times (2,00/1,00) = 165,96 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = \mathbf{12.403 \text{ kN}} \geq N_d$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = \mathbf{0,39 \text{ m}} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 327,24 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli } n$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = 1,62 \text{ m} \leq L_f = 15,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}$$

8.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 2,00 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=2,00 \text{ m}$:

Combinazione di carico C_{1a}

$$N_d = 157,69 (2,00/1,00) = 315,38 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 136,56 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$V = qL / 2 = 136,56 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 54,62 \text{ kNm} \quad \text{mom. Flettente}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$N_d = 163,62 (2,00/1,00) = 327,24 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 141,69 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$V = qL / 2 = 141,69 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 56,67 \text{ kNm} \quad \text{mom. Flettente}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} "fase di esercizio".

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=2,00$ m:

$$N_d = 63,38 (2,00/1,00) = 126,76 \text{ kN} \quad \text{sf. normale calcolo}$$

$$q = N_d \cos 30^\circ / i = 54,88 \text{ kN/m} \quad \text{carico agente sulla trave}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

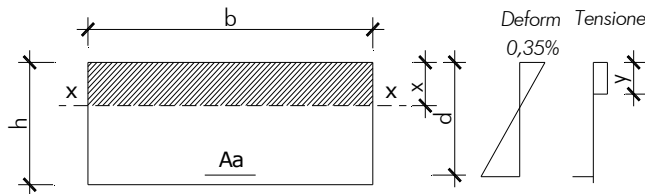
$$V = qL / 2 = 54,88 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante}$$

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 21,95 \text{ kNm} \quad \text{mom. flettente}$$

Verifiche stato limite ultimo C_{1a}

Si riporta la verifica per la combinazione C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,096	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,34	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	28,33	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	89,12	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	56,67
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	82,91	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,46

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza h	35,00
Altezza utile d	30,00	Diametro staffe	1,00
Area staffe A _w	3,20	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α _c	1	Coef. distribuzione tensione ν	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw} = A_{wf} / (b s f_c)$	0,067	cot θ	2,55
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	431,38	Sforzo tagliante resistente	
cot θ > 2,5 $V_{rd} = V_{rs}$	422,61	Sforzo tagliante resistente	
cot θ < 1 $V_{rd} = V_{rc}$	634,95	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	141,69	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza utile d	30,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	35,00
Area armatura tesa 4Φ16 A _a	8,04	Area armatura compr. 3Φ16 A _a	0,00
Asse neutro x	9,86		
Momento inerzia J _{xx}	64.894		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	21,95		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	33,34	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.021,97	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

La verifica mediante la combinazione quasi permanente risulta verificata essendo meno gravosa della combinazione C_{1t} rara.

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente w₃ = 0,4 mm, combinazione quasi permanente w₂ = 0,3 mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente

per condizione frequente $\sigma_{amax} = 2.800 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas.Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm. $\sigma_{amax} = 2.400 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

Il diametro utilizzato è Φ 16 la distanza massima barre 15,0 cm

verifica soddisfatta

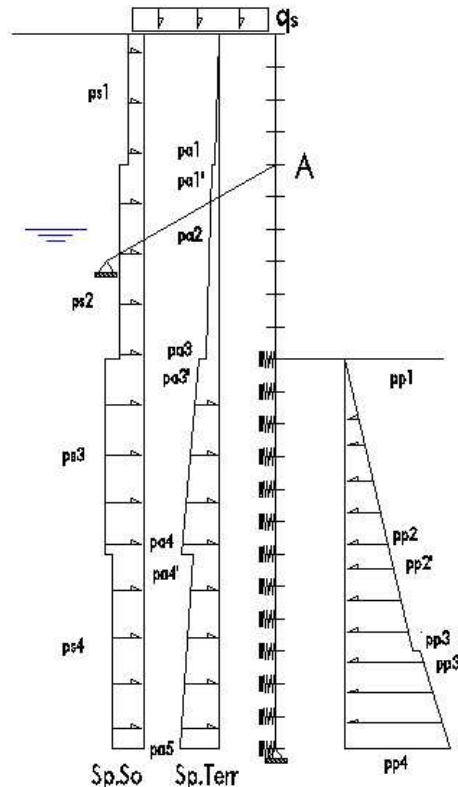
8.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

8.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli A2+M2+R1, per la combinazione di carico statica e A=1+M1+R1 per la combinazione di carico sismica (R1=1).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr +1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 14,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 18,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 27,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 36,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 27,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 37,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{4'} = 42,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 52,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 2,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 2,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{ac} = 20,00 \text{ kN/m}$	pres. acqua.	$p_{filtr} = 11,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva filtraz.
$p_{p1} = 0,00 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 78,12 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 78,12 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 130,20 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 140,73 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 164,81 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 14,10 \times 2,0 / 2 \times (2,0 - 2 \times 2/3) + 18,20 \times 1,0 (1/2) + (27,50 - 18,20) \times 1,0 / 2 \times (1,0 \times 2/3) + 27,50 \times 2,0 \times (2/2 + 1,0) +$ $+ (36,80 - 27,50) \times 2 / 2 \times (2 \times 2/3 + 1,0) + 27,60 \times 3,0 \times (3/2 + 3) + (37,00 - 27,60) \times 3 / 2 \times (3 \times 2/3 + 3) +$ $+ 42,10 \times 3 \times (3/2 + 6) + (52,80 - 42,10) \times 3 / 2 \times (3/2 + 6) + 11,40 \times 8 / 2 \times (8 \times 2/3 + 1) + 20,00 \times 2 / 2 \times (2 \times 2/3 + 1,0) +$ $+ 20,00 \times 6 \times (6/2 + 3) + 1,80 \times 2 \times (2/2) + 2,30 \times 3 \times 3/2 + 1,70 \times 3 \times (3/2 + 3) + 2,00 \times 3 \times (3/2 + 6) = 2.810,00 \text{ kNm}$			

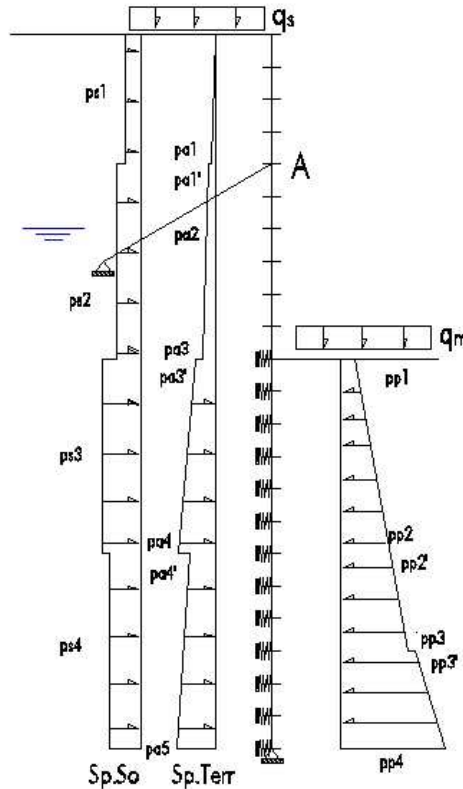
"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$M_{A_{pas}} = 78,12 \times 3/2 \times (3,0 + 3/2) + 78,12 \times 2 \times (2/2 + 6) + (130,20 - 78,12) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 6) + 140,73 \times 1 \times (1/2 + 8) + (164,18 - 140,73) \times 1/2 \times (1/2 + 8) = 3.362,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 3.362,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 2.810,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 1,20$$

"Fase di esercizio"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so (A2+M2))



Schema dei carichi

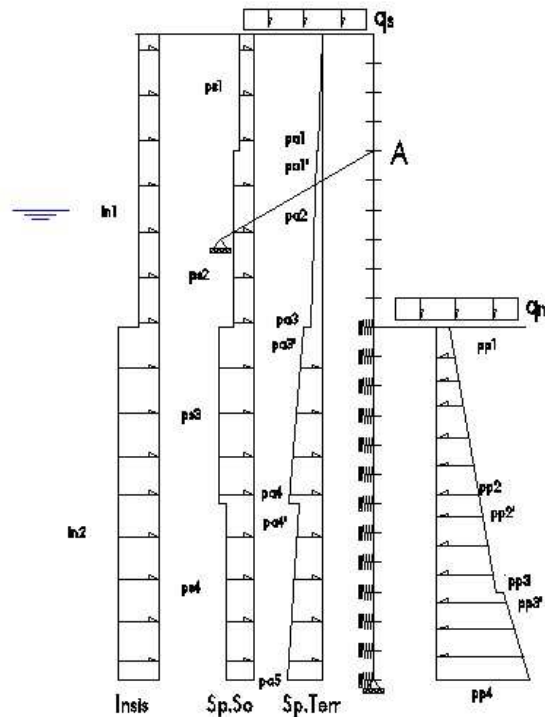
$p_{a1} = 14,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a1'} = 18,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2} = 27,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 36,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 27,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 37,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a4'} = 42,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_5 = 52,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 1,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 2,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s4} = 2,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{p1} = 97,66 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 180,07 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 180,07 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 235,00 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 238,59 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 264,11 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{A_{att}} = 14,10 \times 2,0/2 \times (2 - 2 \times 2/3) + 18,20 \times 1,0 \times (1,00/2) + (27,50 - 18,20) \times 1/2 \times (1,00 \times 2/3 + 1) + (36,80 - 27,50) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 1) + 27,60 \times 3 \times (3/2 + 3) + (37,00 - 27,60) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 3) + 42,10 \times 3 \times (3/2 + 6) + (52,80 - 42,10) \times 3/2 \times (3/2 + 6) + 1,80 \times 2 \times (2/2) + 2,30 \times 3 \times 3/2 + 1,70 \times 3 \times (3/2 + 3) + 2,00 \times 3 \times (3/2 + 6) = 1.746,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 97,66 \times 3 \times (3/2 + 3) + (180,07 - 97,66) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 3) + 180,07 \times 2 \times (2/2 + 6) + (235 - 180,07) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 6) + 238,59 \times 1 \times (1/2 + 8) + (264,11 - 238,59) \times 1/2 \times (1 \times 2/3 + 8) = 6.999,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 6.999,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 1.746,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 4,00$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + ln.sis (A=1 +M1))



Schema dei carichi

$$p_{a1} = 11,40 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a1'} = 15,03 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a2} = 23,20 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a3} = 31,00 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a3'} = 22,10 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_4 = 29,70 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{a4'} = 34,40 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_5 = 43,20 \text{ kN/m}$$

pres. attiva terreno

$$p_{s1} = 2,00 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s2} = 2,60 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s3} = 1,90 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{s4} = 2,20 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$l_{s1} = 5,50 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$l_{s2} = 11,30 \text{ kN/m}$$

pres. attiva sovrac.

$$p_{p1} = 115,62 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p2} = 213,18 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p2'} = 213,18 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p3} = 278,22 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p3'} = 280,34 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$p_{p4} = 309,91 \text{ kN/m}$$

pres. passiva

$$M_{Aatt} = 11,40 \times 2 \times 2 \times (2 - 2 \times 2/3) + 15,30 \times 1 \times (1/2) + (23,20 - 15,30) \times 1/2 \times (1 \times 2/3) + 23,20 \times 2 \times (2/2 + 1) + (31 - 23,2) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 1) + 22,10 \times 3 \times (3/2 + 3) + (29,70 - 22,10) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 3) + 34,40 \times 3 \times (3/2 + 6) + (43,20 - 34,40) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 6) + 2,00 \times (2 \times 2/2) + 2,60 \times 3 \times 3/2 + 1,90 \times 3 \times (3/2 + 3) + 2,20 \times 3 \times (3/2 + 6) + 5,50 \times 5 \times (5/2 - 2) + 11,30 \times 6 \times (6/2 + 3) = 1.786,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 115,62 \times 3 \times (3 + 3/2) + (213,18 - 115,62) \times 3/2 \times (3 + 3 \times 2/3) + 213,18 \times 2 \times (6,00 + 2/2) + (278,22 - 213,18) \times 2/2 \times (6,00 + 2 \times 2/3) + 280,34 \times (8 + 1/2) + (309,91 - 280,34) \times 1/2 \times (8 + 1 \times 2/3) = 8.265,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 8.265,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 1.801,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 4,59$$

8.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

Il carico verticale sul palo si ha con la combinazione statica C_{1a} della "fase di costruzione"

N _d = 78,85 kN	sf. normale combinazione C _{1a} statica
N _d = 81,76 kN	sf. normale combinazione C _{1b} statica
P _{p'} = 11,55x1,35 = 15,59 kN	peso palo detratto il peso di terreno asportato
N _{tot} = N _d + P _{p'} = 94,44 kN	carico totale (C_{1a})
N _{tot} = N _d + P _{p'} = 97,35 kN	carico totale (C _{1b})

Verifica carico limite verticale

Si considera una singola verticale in corrispondenza del sondaggio S2G.

Capacità portante laterale

$Q_{lcal} = \sum \gamma' 0,50 \tan(\phi) (h_1+h_2)/2 (h_2-h_1) \pi d$	capacità portante laterale calcolo
$Q_{lk} = \min [(Q_{lcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{lcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante laterale caratteristica
$Q_{ld} = Q_{lk} / \gamma_r$	capacità portante laterale progetto
$\xi_3 = 1,70$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,15$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

Sondaggio S2G	h ₁	h ₂	γ't	φ	tan φ	(h ₁ +h ₂)/2	(h ₂ -h ₁)	Q _{lcali}
3° strato	5,00	8,00	9,00	30,00	0,55	6,50	3,00	90,97
4° strato	8,00	11,00	9,50	26,50	0,49	9,50	3,00	125,04
Totale								216,01

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	216,01	(Qlcal)med/ ξ_3	127,06
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	216,01	(Qlcal)min/ ξ_4	127,06
γ_r	1,15			Qlk	127,06
				Qld	110,49

Capacità portante di punta

$Q_{pcal} = \sum \gamma' h_i N_q \pi d^2/4$	capacità portante di punta calcolo
$Q_{pk} = \min [(Q_{pcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{pcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante di punta caratteristica
$Q_{pd} = Q_{pk} / \gamma_r$	capacità portante di punta progetto
$\xi_3 = 1,70$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,30$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

Sondaggio S2G	h ₁	h ₂	γ't	(h ₂ -h ₁)	γ't (h ₂ -h ₁)	N _q	
3° strato	5,00	8,00	9,00	3,00	27,00	N _q	15,00
4° strato	8,00	11,00	9,50	3,00	28,50	q _{pcal}	832,5
Totale						Q_{pcal}	235,38

ξ ₃	1,70	(Q _{lcal}) _{med}	235,38	(Q _{lcal}) _{med} /ξ ₃	140,22	
ξ ₄	1,70	(Q _{lcal}) _{min}	235,28	(Q _{lcal}) _{min} /ξ ₄	140,22	
γ _r	1,30				Q_{lk}	140,22
					Q_{ld}	107,86

Q_{rd} = Q_{ld} + Q_{pd} = 110,49+107,86 = 218,35 kN capacità portante totale

$$N_{tot} = 94,44 \text{ kN}$$

$$\leq Q_{rd} = 218,35 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

8.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

$$N_d = 157,79 \times (2,0/1,00) = 315,38 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 163,62 \times (2,0/1,00) = 327,24 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 157,79 \times (2,0/1,00)/1,35 = 233,76 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1t} \text{ statica (SLE rara)}$$

Verifica allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α_d per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS (p ≥ p _l)	IGU (p < p _l)		
Chista	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V _s	1,7 + 2,4
Ghisa sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V _s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V _s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V _s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V _s ; IGU: 1,5 V _s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V _s ; IGU: 1,5 V _s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V _s ; IGU: (1,5 + 2) V _s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V _s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcei marzosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V _s o più per strati fratturati	
Calcei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V _s o più per strati poco fratturati	
Roccia alterata o fratturata	1,2	1,1	2 V _s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più strati e ripetute IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p _l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard p _i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_d^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_d : diametro reale della fondazione	

Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)

Valori del coefficiente α

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_i$)	IGL ($p < p_i$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa			
Limo	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Argilla	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Marna			
Calcei marnosi			
Calcei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGL: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

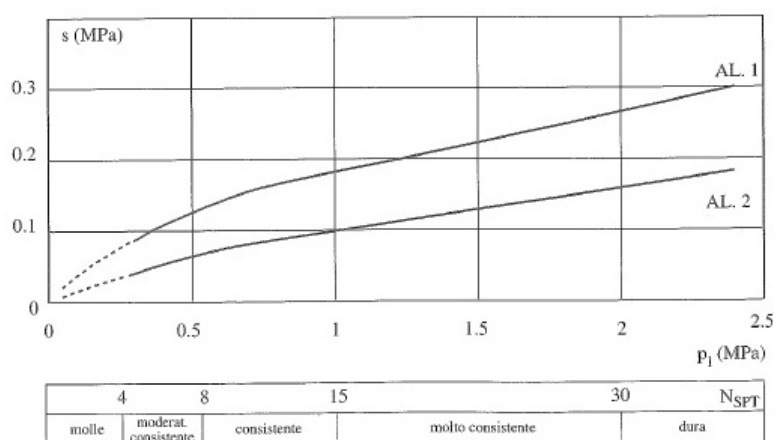


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,160$ MPa.
- $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,14$ MPa.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10$ MPa.

$L_{f1} = 3,00$ m lunghezza fondazione

$L_{f2} = 6,00$ m lunghezza fondazione

$L_{f3} = 6,00$ m lunghezza fondazione

$D_d = 14$ cm diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,tot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 971,13 \text{ kN resistenza limite allo sfilamento}$$

Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,09\text{MPa}$.
- $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 10, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,09\text{MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$ corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.

$L_{f1} = 3,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f2} = 6,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 6,00\text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14\text{ cm}$ diametro di perforazione

$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 713,17\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,med} = 842,15\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,min} = 713,17\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$\xi_{a3} = 1,75$ $\xi_{a4} = 1,70$ $\gamma_{rap} = 1,20$

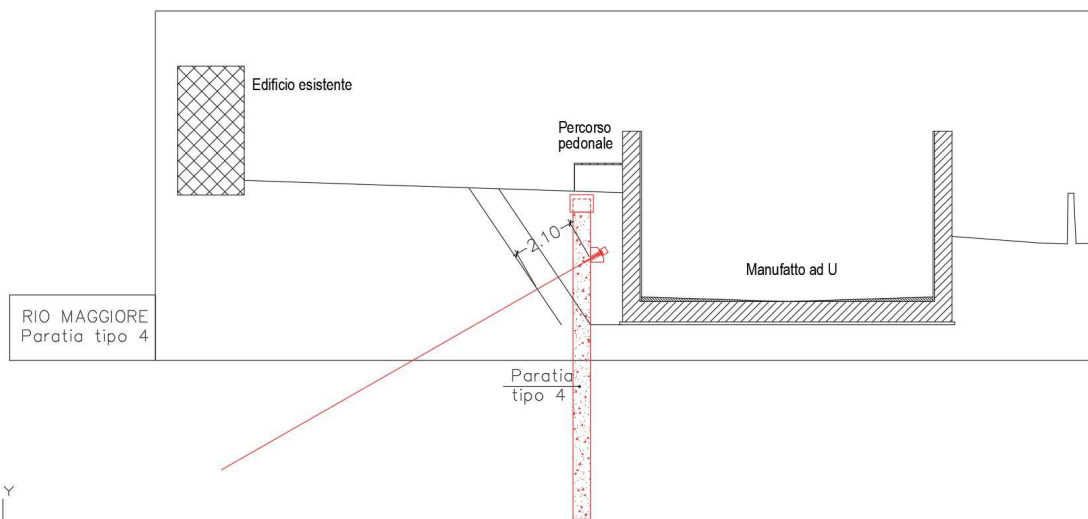
$R_{ak} = R_{a,c,med} / \xi_{a3} = 481,22\text{ kN}$ resistenza caratteristica allo sfilamento

$R_{ak} = R_{a,c,min} / \xi_{a4} = 419,51\text{ kN}$ resistenza caratteristica allo sfilamento

$R_{ad} = R_{a,min} / \gamma_{rap} = 349,60\text{ kN}$ **resistenza di progetto $\geq N_d = 315,38\text{ kN}$**

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \varphi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 4,50\text{m}$, $d = 0,90\text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{max}/g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In "fase di costruzione" la lunghezza libera statica assume il valore di $2,10\text{ m} \leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

In "fase di esercizio" la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$L_s = 1,56\text{ m}$ lunghezza libera statica

$a_{max} = 1,00 \times 1,50 \times 0,147\text{ g} = 0,220\text{ g}$ accelerazione massima

$L_e = L_s (1 + 1,50 a_{max}/g) = 2,07\text{ m}$ lunghezza libera sismica $\leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

La verifica è soddisfatta

8.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

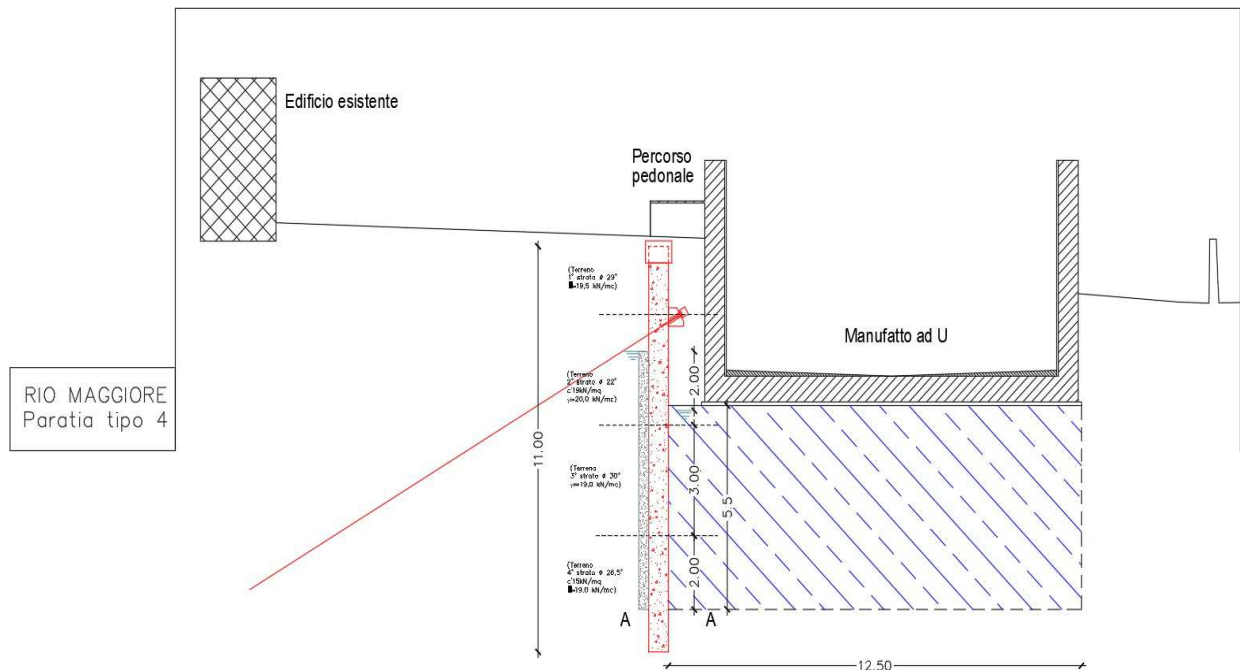
8.8 VERIFICHE IDRAULICHE

8.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la "fase di costruzione" viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa 1,50m.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro 0,6 m.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles "Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatacchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo").

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$, $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$G_{inst,d}$	$= \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A
$Q_{inst,d}$	$= \gamma_q q B'$	azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno
R_{d1}	$= c_u D$	resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D
R_{d2}	$= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$	resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione
γ_{g1}	$= 1,10$	coefficiente parziale azione carico permanente
γ_t	$= 19,50 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno
D	$= 1000 \text{ cm}$	peso di terreno sopra il piede della paratia
B'	$= 12,50 \times 0,707 = 8,83 \text{ m}$	fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno
$G_{inst,d}$	$= \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	$= 1,10 \times 19,50 \times 10,00 \times 8,83 = 1.894,03 \text{ kN/m terreno}$

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m².

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 8,83 = 66,22 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 1	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 2	$c_u = 76 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 4	$c_u = 79,50 \text{ kN/m}^2$

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$\begin{aligned}
 c_u &= 39 \text{ kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 28 \text{ kN/m}^2 \\
 R_{d1} &= c_u D = 28 \times 10,00 & & & &= 280 \text{ kN/m} \\
 R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (28 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 8,83 = 2.131,74 \text{ kN/m} \\
 G_{inst,d} + Q_{inst,d} & & \leq & (R_{d1} + R_{d2}) & & \\
 1.894,03 + 66,22 & & & = 1.960,25 \text{ kN/m} & & \leq (280 + 2.131,74) = 2.411,73 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$\gamma_m = 19,50 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{ac} = 10 \text{ kN/m}^3$
$S = 5,00 \text{ m}$	spessore terreno che funziona da membrana impermeabile
$Z = 5,00 + 2,00 = 7,00 \text{ m}$	altezza acqua per calcolo sottospinta

$$\begin{aligned}
 0,90 \times S \times \gamma_m &> 1,10 \times Z \times \gamma_{ac} \\
 87,75 \text{ kN/m}^2 &> 77,00 \text{ kN/m}^2 & \text{verifica soddisfatta}
 \end{aligned}$$

8.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

H=2,00 m	dislivello acqua
D=5,00 m	profondità di infissione palancola

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$i_e = H/(H+2D) = 0,16$$

$$FS = i_c / i_e = 5,93 \geq 2$$

8.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

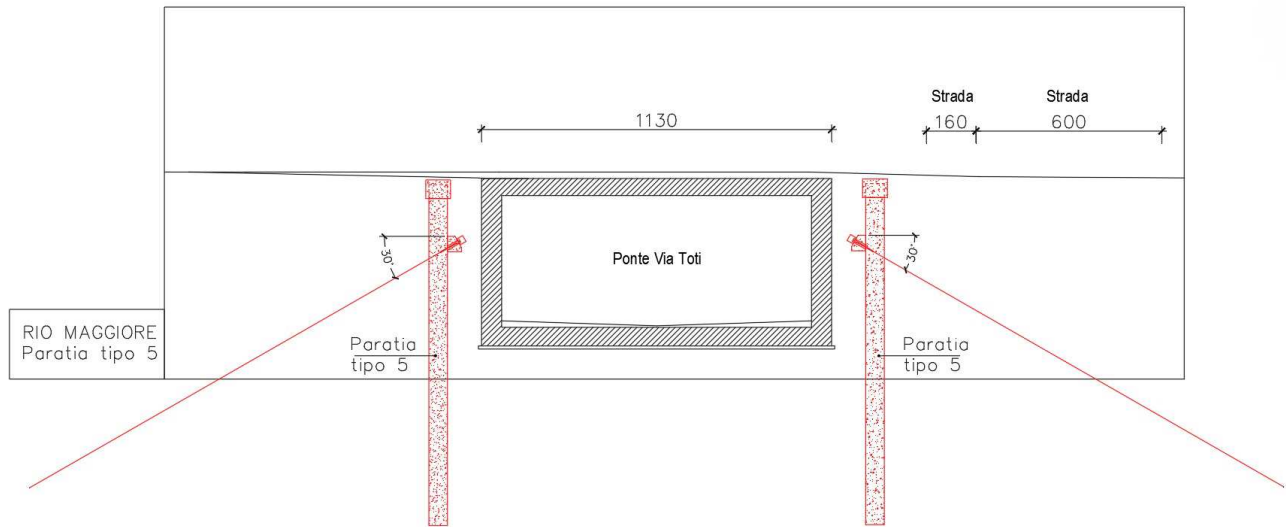
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z=0$ è

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x=0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

9 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 5 (S7 - S8 – S9)

9.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-4,50m	$\Phi_k = 35^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
4,50-8,0m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
> 8,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 3,50m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 11m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 35,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))}]^2]}$			
$K_{as1} = 0,245$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,406$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,341$	coef. spinta attiva		

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,25^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))}]^2]}$			
$K_{as1} = 0,307$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,476$	coef. spinta attiva

$$K_{as3} = 0,410 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata in prossimità di Via Enrico Toti e su un lato sostiene Via Nazario Sauro. Non gravano edifici in prossimità della paratia.

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32 kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto ai carichi da traffico di 15,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$$\begin{aligned} \gamma_M = 1,0 \quad \Phi_{d1} &= \arctan(\tan(\Phi_{k1})/\gamma_M) = 35,0^\circ & \text{ang. attrito progetto} \\ \Phi_{d2} &= \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ & \text{ang. attrito progetto} \\ \Phi_{d3} &= \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ & \text{ang. attrito progetto} \end{aligned}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C)

Stato limite di salvaguardia SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0,115 \, g & S_S &= 1,50 & S_T &= 1,00 \\ S &= S_S S_T = 1,50 & \alpha &= 0,95 & \beta &= 0,90 \\ a_h &= k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \, g & \text{accel orizzontale} & & a_v &= 0 \quad (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1}) \\ \theta &= \arctan k_h = 8,36^\circ \\ K_{ass} &= \sin^2(\alpha + \Phi - \theta) / [\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2] \\ K_{ass1} &= 0,340 \quad \text{coef. spinta attiva} & K_{ass2} &= 0,536 \quad \text{coef. spinta attiva} \\ K_{ass3} &= 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva} \end{aligned}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 5,50 m.

$$I_{s1} = 5,08 \, \text{kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 13,65 \, \text{kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$\begin{aligned} a_g &= 0,0420 \, g & S_S &= 1,50 & S_T &= 1,00 \\ S &= S_S S_T = 1,50 & \alpha &= 0,95 & \beta &= 0,90 \\ a_h &= k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \, g & \text{accel orizzontale} & & & \\ \theta &= \arctan k_h = 3,091^\circ \\ K_{ass1} &= 0,280 \quad \text{coef. spinta attiva} & K_{ass2} &= 0,453 \quad \text{coef. spinta attiva} \\ K_{ass3} &= 0,383 \quad \text{coef. spinta attiva} \end{aligned}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 5,50 m. Si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 5,50 m e la parte restante di 5,50 m.

$$I_{s1} = 1,86 \, \text{kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 5,50m} \quad I_{s2} = 4,94 \, \text{kN/m} \quad \text{incr.sismico restante parte}$$

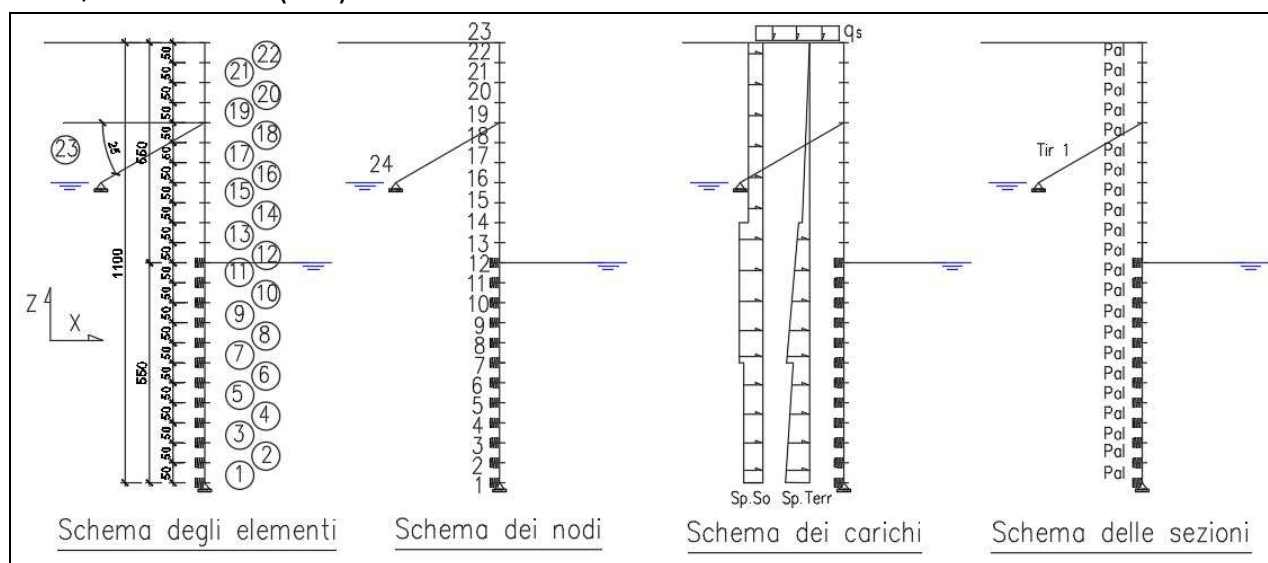
9.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un palo interasse 1,00 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in “fase di costruzione” e in “fase di esercizio”. Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

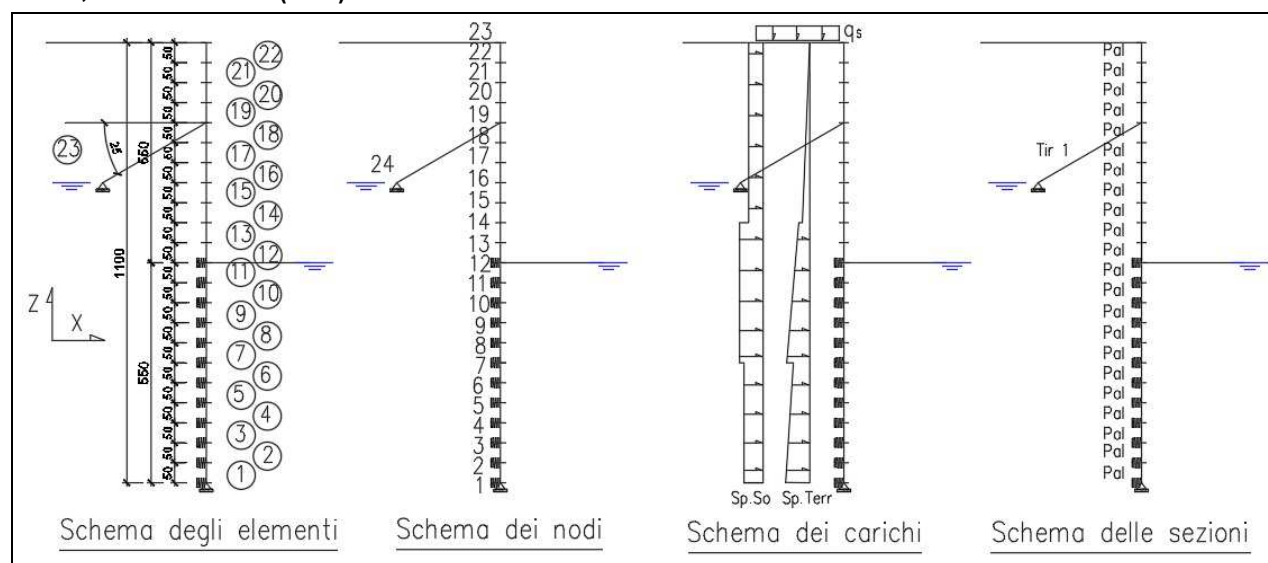
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 5,50m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in fase di esercizio. In fase di costruzione, la falda a monte è assunta a 3,50m dal piano campagna mentre a valle 5,50m, invece in fase di esercizio la falda a monte e a valle sono assunte a 3,50 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di costruzione”



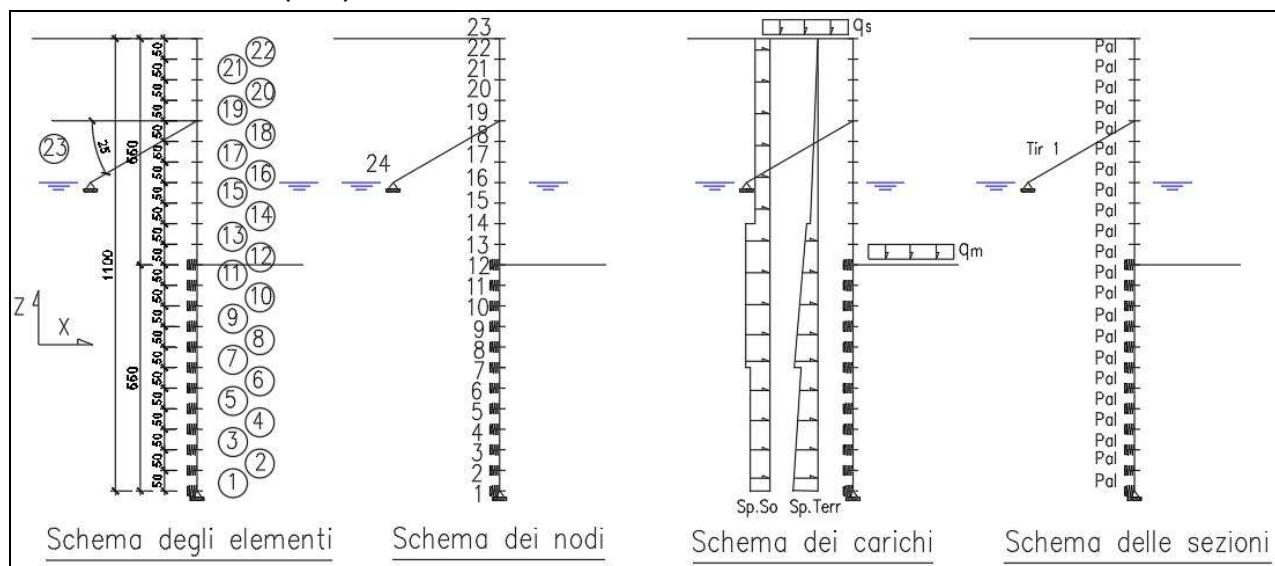
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr)			(A1+M1)
Combinazione C_{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di costruzione”



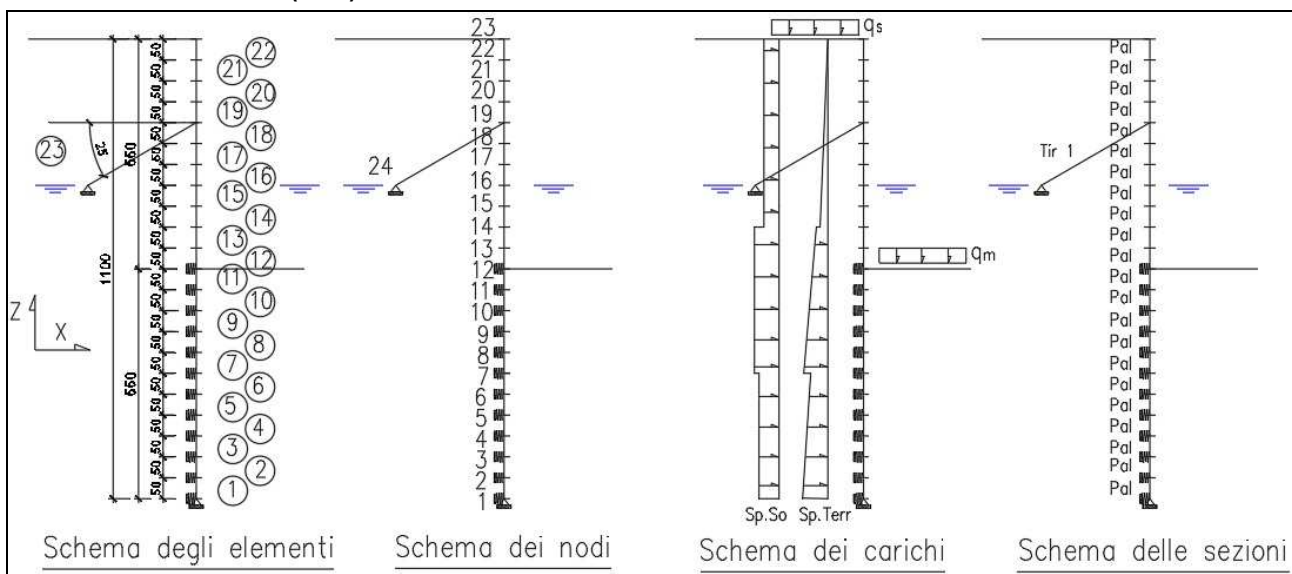
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr			(A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di esercizio"

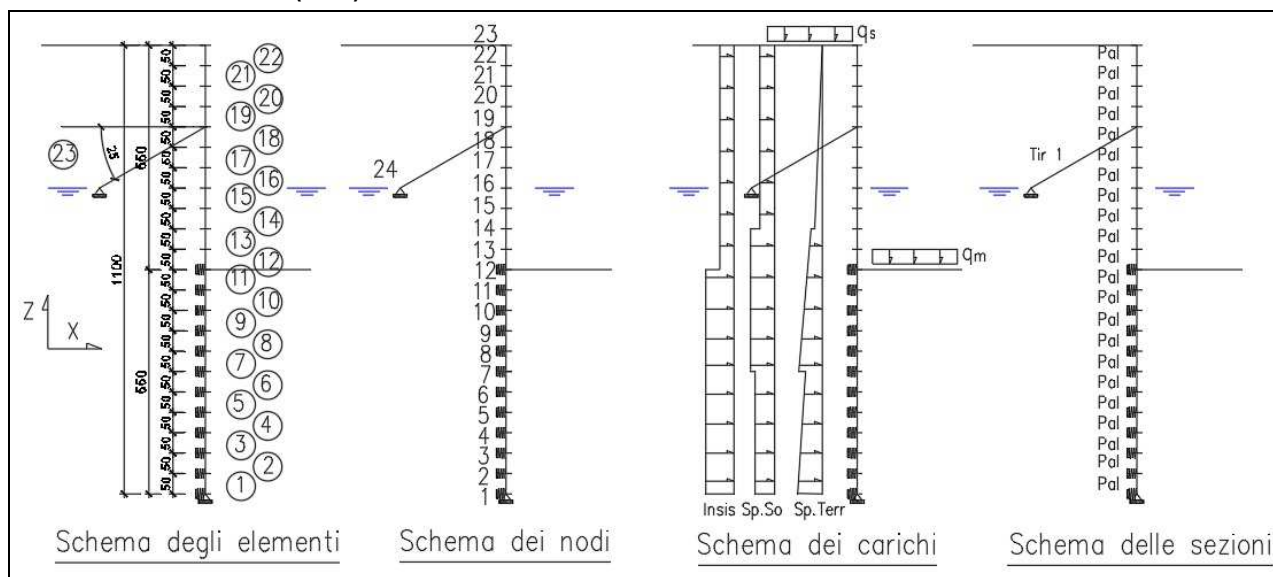


Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1a}	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)$			(A1+M1)	
Combinazione C_{1b}	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.$			(A2+M2)	

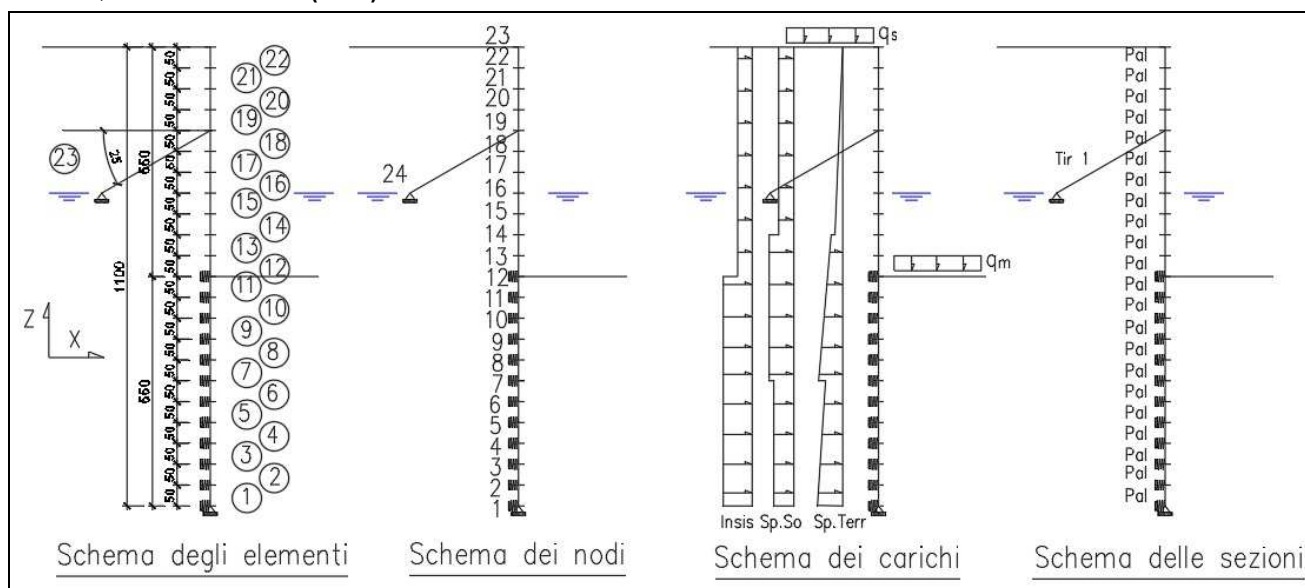
2° modello, carichi statici (SLE): "fase di esercizio"



Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1t} (rara)	$sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr.$			(A1+M1)	



Combinazione C₂ *sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr.*



Combinazione C₃ *sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr.*

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{filtr(hi)}	P _{ac(hi)tot}	P _{ter2}	P _{sov2}	C1a	C1t	C1b
0,00	0,00	3,37	0,00	0,00	0,00	4,86	4,56	3,37	5,59
0,50	2,25	3,37	0,00	0,00	3,24	4,86	7,59	5,62	8,84
1,00	4,50	3,37	0,00	0,00	6,49	4,86	10,63	7,87	12,08
1,50	6,75	3,37	0,00	0,00	9,73	4,86	13,67	10,12	15,32
2,00	9,00	3,37	0,00	0,00	12,97	4,86	16,70	12,37	18,56
2,50	11,25	3,37	0,00	0,00	16,21	4,86	19,74	14,62	21,81
3,00	13,50	3,37	0,00	0,00	19,46	4,86	22,78	16,87	25,05
3,50	15,75	3,37	0,00	0,00	22,70	4,86	25,81	19,12	28,29
4,00	16,87	3,37	1,00	5,00	24,32	4,86	35,43	26,25	35,91
4,50	18,00	3,37	2,00	10,00	25,94	4,86	45,05	33,37	43,53
4,50	31,42	5,89	2,00	10,00	37,26	6,99	66,57	49,31	57,29
5,00	33,39	5,89	3,00	15,00	39,58	6,99	77,32	57,28	65,62
5,50	35,35	5,89	4,00	20,00	41,91	6,99	88,08	65,24	73,95
6,00	37,31	5,89	5,00	20,00	44,24	6,99	92,08	68,20	77,28
6,50	39,28	5,89	6,00	20,00	46,57	6,99	96,08	71,17	80,60
7,00	41,24	5,89	7,00	20,00	48,90	6,99	100,08	74,13	83,93
7,50	43,20	5,89	8,00	20,00	51,23	6,99	104,08	77,10	87,26
8,00	45,17	5,89	9,00	20,00	53,56	6,99	108,08	80,06	90,59
8,00	37,37	4,87	9,00	20,00	45,65	5,95	96,17	71,24	81,50
8,50	38,91	4,87	10,00	20,00	47,53	5,95	99,61	73,78	84,38
9,00	40,45	4,87	11,00	20,00	49,42	5,95	103,04	76,33	87,27
9,50	42,00	4,87	12,00	20,00	51,30	5,95	106,47	78,87	90,15
10,00	43,54	4,87	13,00	20,00	53,19	5,95	109,91	81,41	93,04
10,50	45,08	4,87	14,00	20,00	55,08	5,95	113,34	83,96	95,92
11,00	46,63	4,87	15,00	20,00	56,96	5,95	116,77	86,50	98,81
Totale	304,45	50,43	56,25	130,00	376,87	64,20	730,52	541,13	636,95

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	3,37	0,00	4,86	4,68	3,86	4,56	3,37	5,59	6,01	2,63
0,50	2,25	3,37	3,24	4,86	4,68	3,86	7,59	5,62	8,84	8,26	4,88
1,00	4,50	3,37	6,49	4,86	4,68	3,86	10,63	7,87	12,08	10,51	7,13
1,50	6,75	3,37	9,73	4,86	4,68	3,86	13,67	10,12	15,32	12,76	9,38
2,00	9,00	3,37	12,97	4,86	4,68	3,86	16,70	12,37	18,56	15,01	11,63
2,50	11,25	3,37	16,21	4,86	4,68	3,86	19,74	14,62	21,81	17,26	13,88
3,00	13,50	3,37	19,46	4,86	4,68	3,86	22,78	16,87	25,05	19,51	16,13
3,50	15,75	3,37	22,70	4,86	4,68	3,86	25,81	19,12	28,29	21,76	18,38
4,00	16,87	3,37	24,32	4,86	4,68	3,86	27,33	20,25	29,91	22,88	19,50
4,50	18,00	3,37	25,94	4,86	4,68	3,86	28,85	21,37	31,53	24,01	20,63
4,50	31,42	5,89	37,26	6,99	7,78	6,57	50,37	37,31	45,29	38,05	34,59
5,00	33,39	5,89	39,58	6,99	7,78	6,57	53,02	39,28	47,62	40,02	36,56
5,50	35,35	5,89	41,91	6,99	7,78	6,57	55,68	41,24	49,95	41,98	38,52
6,00	37,31	5,89	44,24	6,99	7,78	6,57	58,33	43,20	52,28	43,94	40,48
6,50	39,28	5,89	46,57	6,99	7,78	6,57	60,98	45,17	54,60	45,90	42,44
7,00	41,24	5,89	48,90	6,99	7,78	6,57	63,63	47,13	56,93	47,86	44,40
7,50	43,20	5,89	51,23	6,99	7,78	6,57	66,28	49,10	59,26	49,82	46,36
8,00	45,17	5,89	53,56	6,99	7,78	6,57	68,93	51,06	61,59	51,78	48,32
8,00	37,37	4,87	45,65	5,95	6,53	5,47	57,02	42,24	52,50	43,84	39,44
8,50	38,91	4,87	47,53	5,95	6,53	5,47	59,11	43,78	54,38	45,38	40,98
9,00	40,45	4,87	49,42	5,95	6,53	5,47	61,19	45,33	56,27	46,92	42,52
9,50	42,00	4,87	51,30	5,95	6,53	5,47	63,27	46,87	58,15	48,46	44,06
10,00	43,54	4,87	53,19	5,95	6,53	5,47	65,36	48,41	60,04	49,99	45,60
10,50	45,08	4,87	55,08	5,95	6,53	5,47	67,44	49,96	61,92	51,53	47,14
11,00	46,63	4,87	56,96	5,95	6,53	5,47	69,52	51,50	63,81	53,07	48,68
Totale	304,45	50,43	376,87	64,20	67,89	56,78	479,08	354,88	450,70	418,89	352,42

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

h	profondità	i_p = interasse pali (1,00 m)	
$P_{ter1}(h_i)$	pressione terreno coef. M1, alle varie quote h_i		
$P_{sov1}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M1, alle varie quote h_i		
$P_{ac}(h_i)$	pressione acqua, alle varie quote h_i		
$P_{ter2}(h_i)$	pressione terreno coef. M2, alle varie quote h_i		
$P_{sov2}(h_i)$	pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M2, alle varie quote h_i		
$P_{filtr}(h_i)$	pressione filtrazione, alle varie quote h_i		
Combinazione C_{1a} (SLU)	$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)$		(A1+M1)
Combinazione C_{1b} (SLU)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.$		(A2+M2)
Combinazione C_{1t} (SLE, rara)	$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr.$		(A1 + M1)
Combinazione C_2 (SLV)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr.$		(A=1 + M1)
Combinazione C_3 (SLD)	$sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + ln.sis + filtr.$		(A=1+M1)
Totale	rappresenta la azione totale agente sulla paratia		

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall “fase di costruzione” che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della “fase di esercizio”.

9.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): “fase di costruzione”

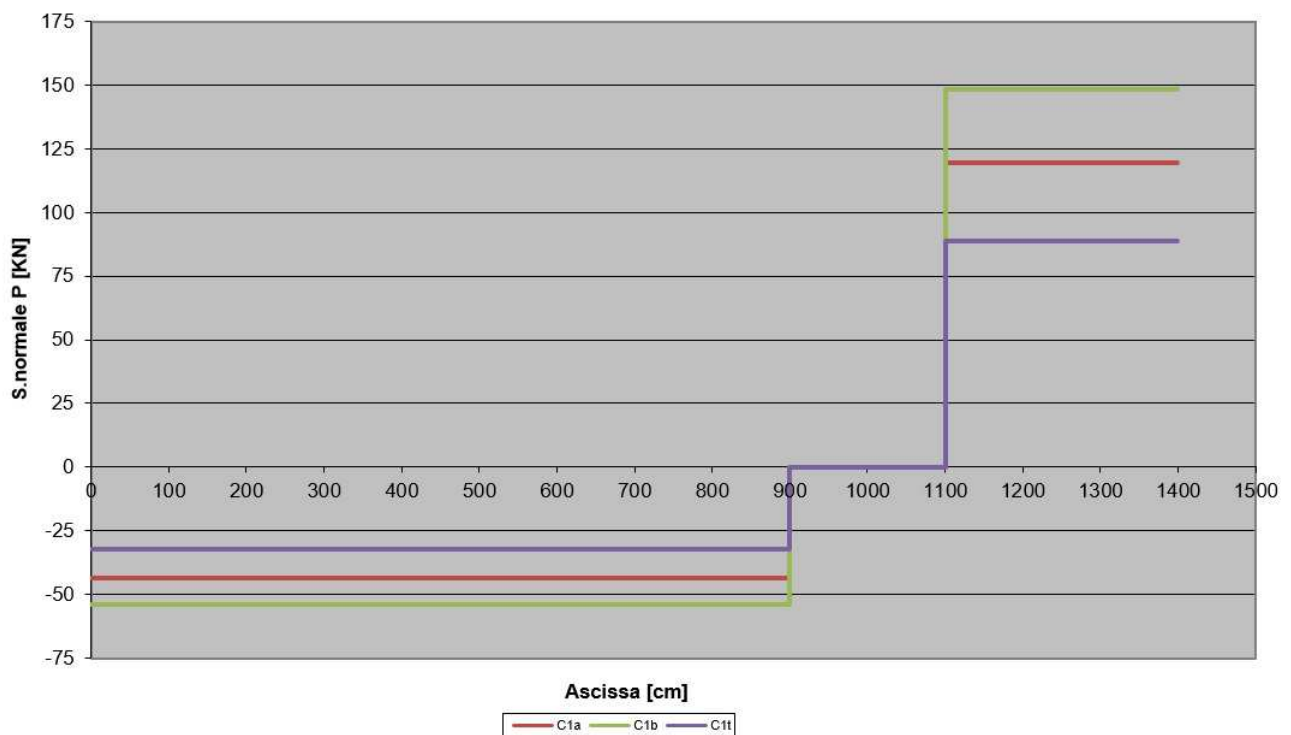


Diagramma sforzo normale (kN): “fase di esercizio”

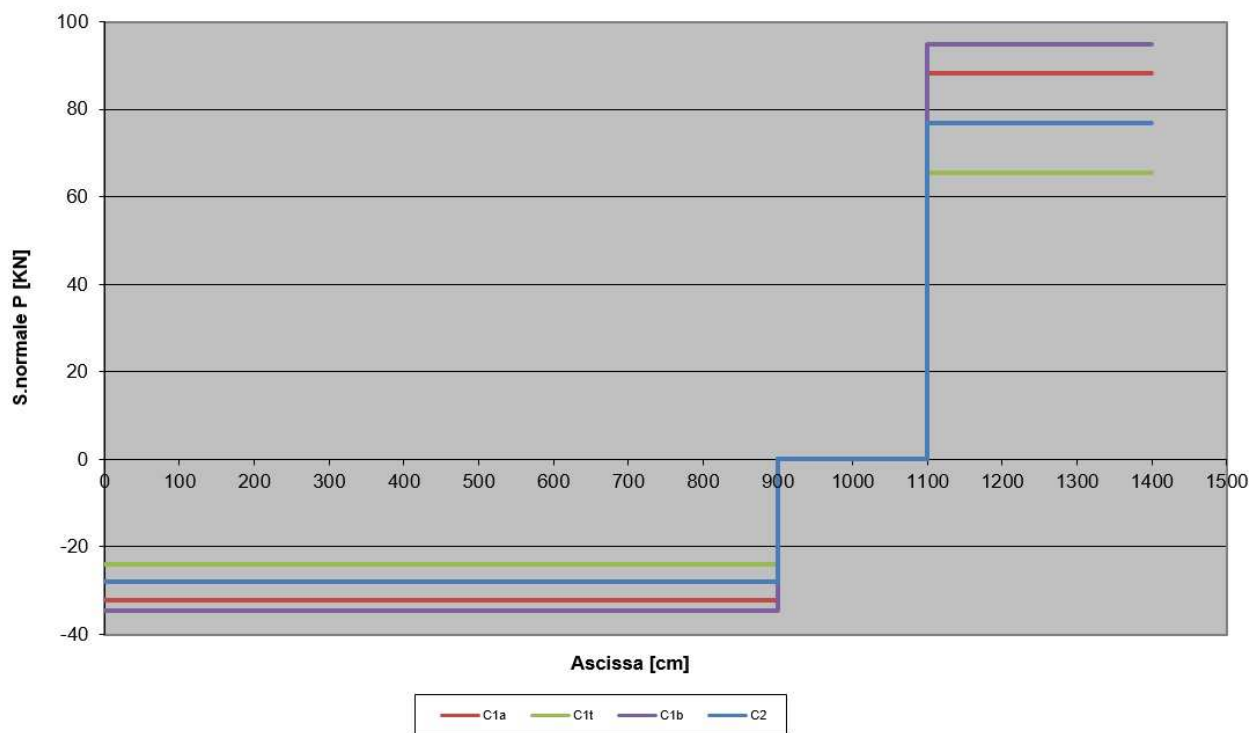


Diagramma sforzo tagliante (kN): “fase di costruzione”

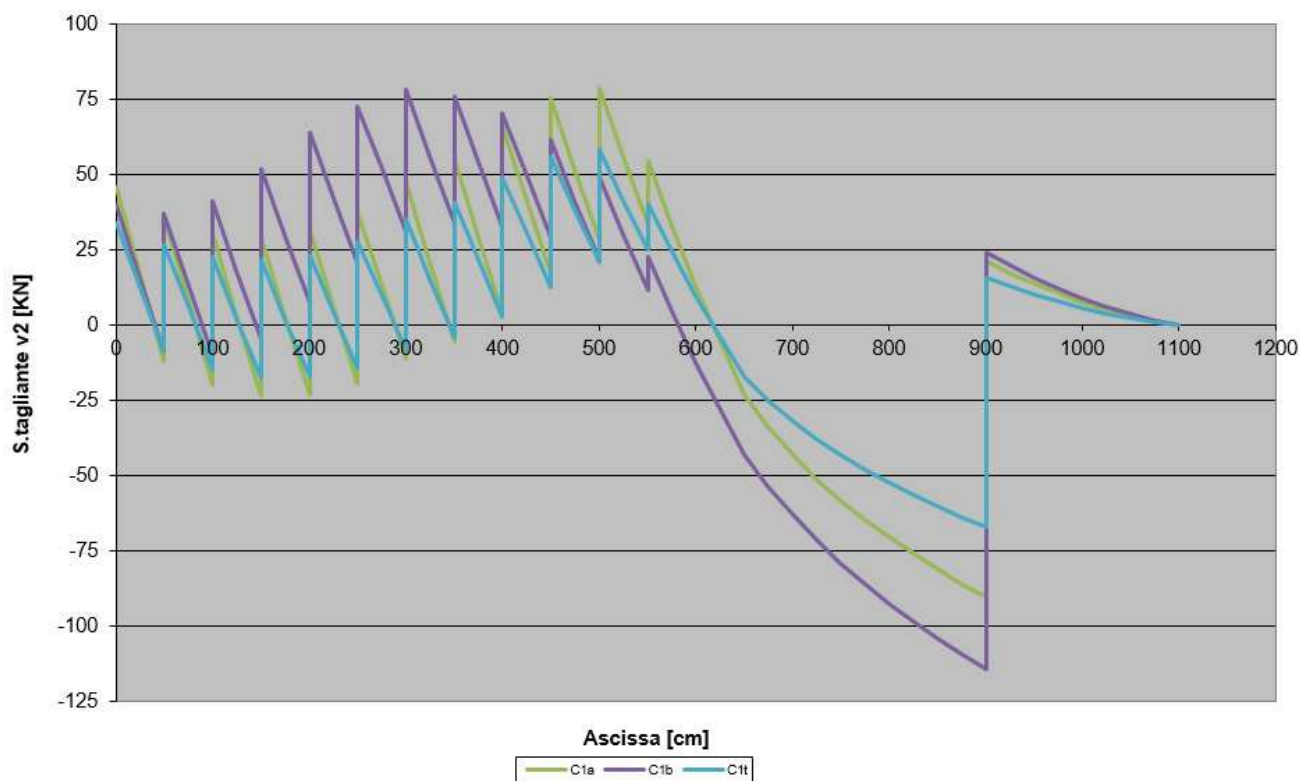


Diagramma sforzo tagliante (kN): “fase di esercizio”

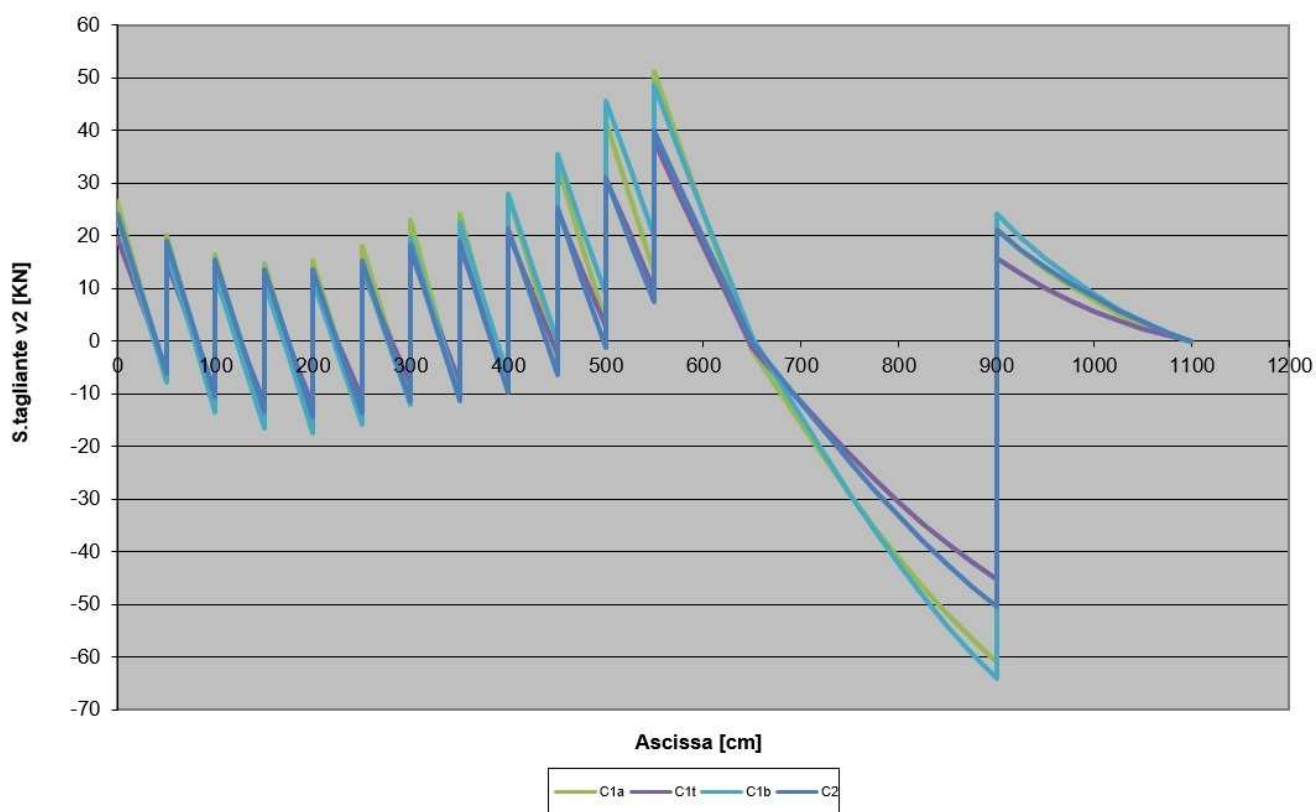


Diagramma momento flettente (kNm): “fase di costruzione”

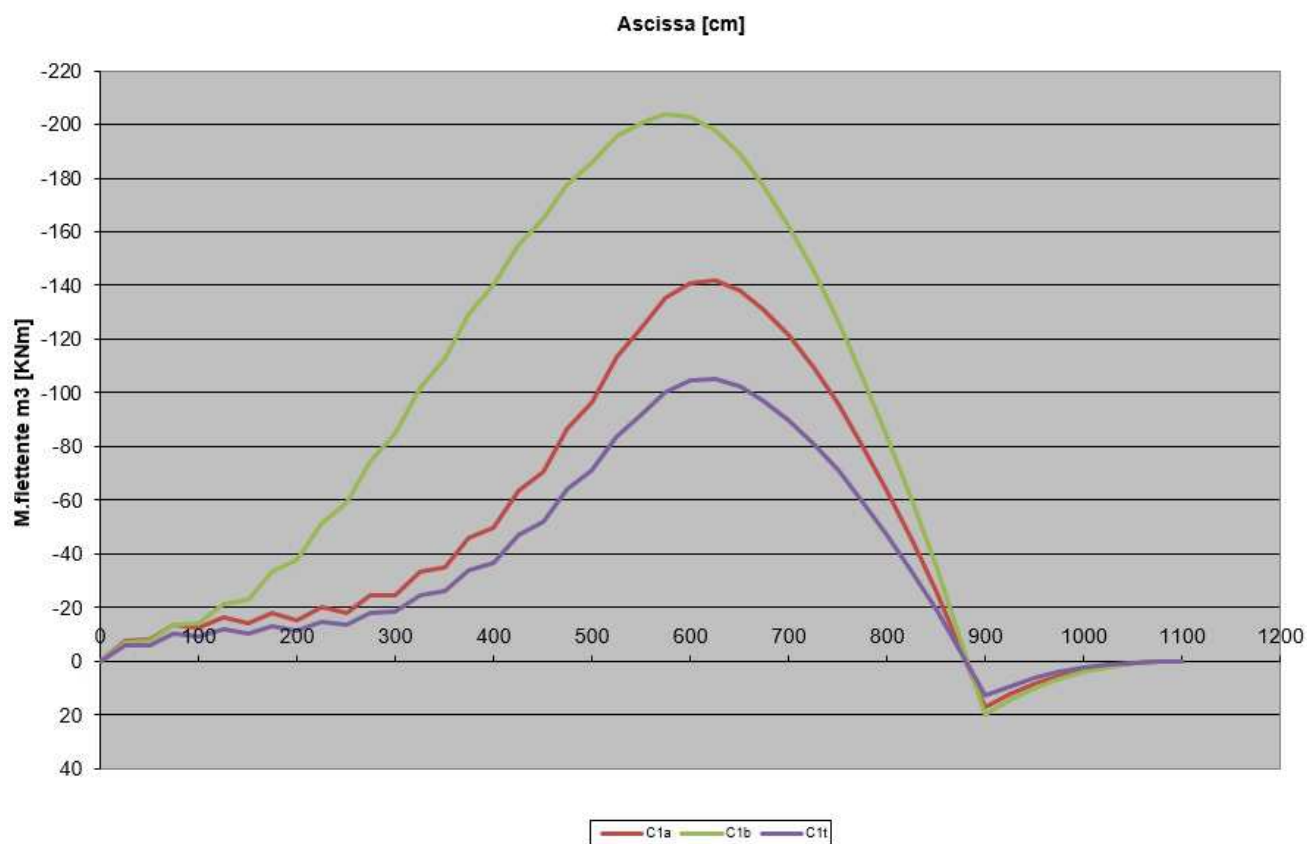
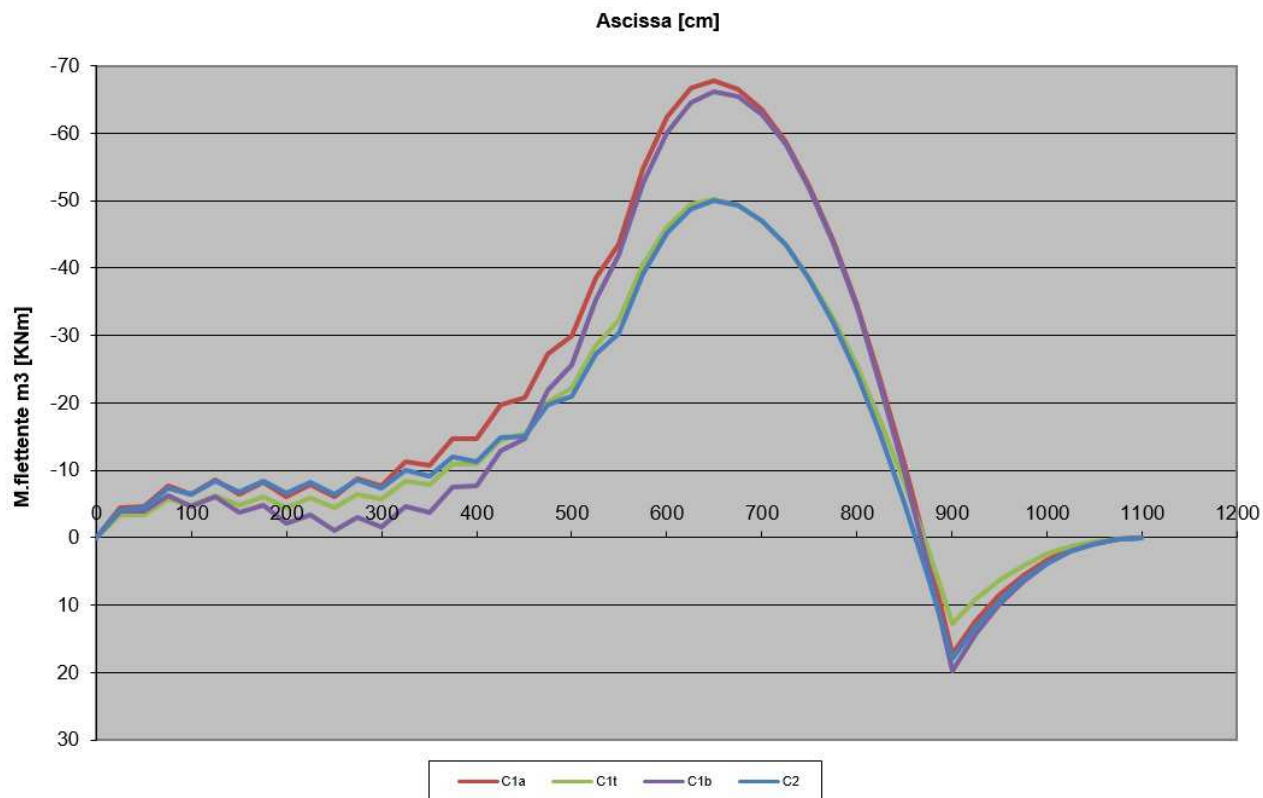
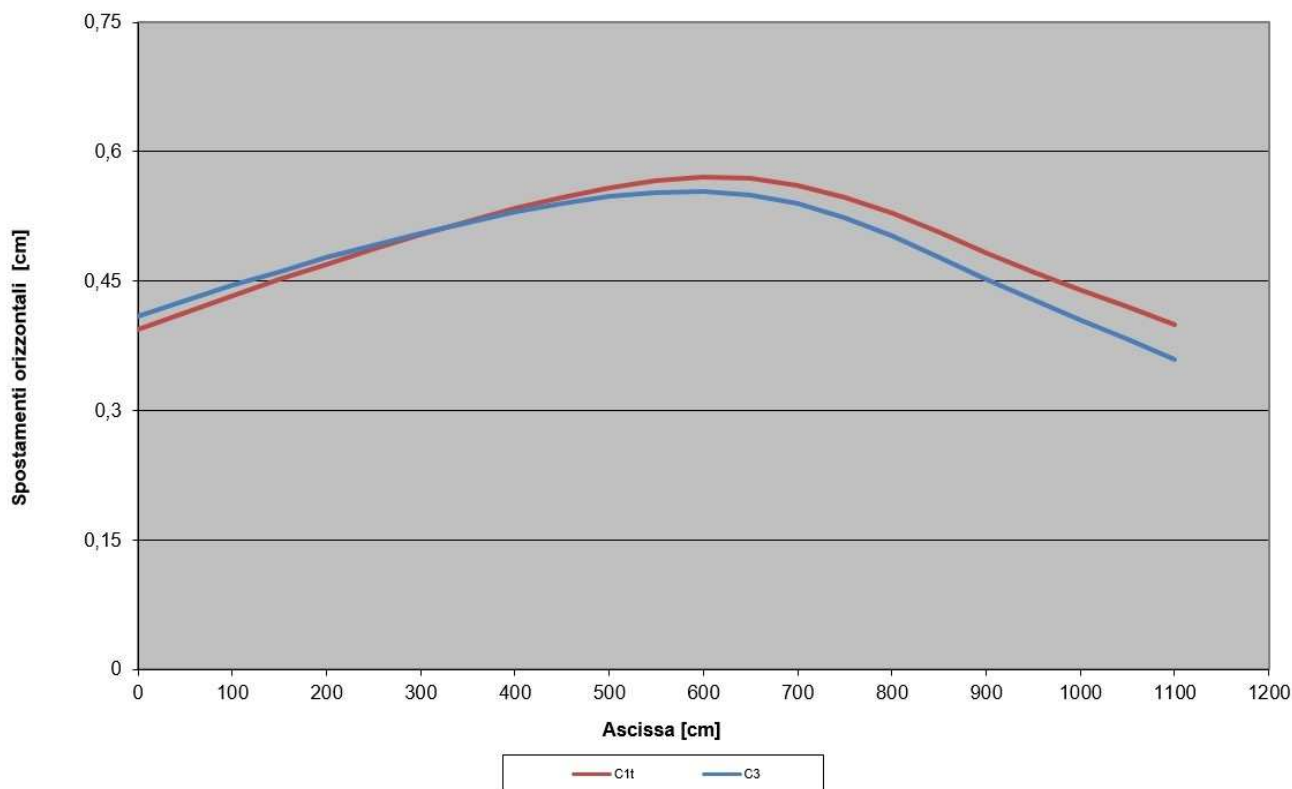


Diagramma momento flettente (kNm): “fase di esercizio”



9.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in “fase di esercizio”.



$\delta/L = 0,57/400 = 1/701 \leq 1/200$ spostamento accettabile per la combinazione C1t rara
 $\delta/L = 0,55/400 = 1/727 \leq 1/200$ spostamento accettabile per la combinazione C3 SLD

9.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-38,905		-34,826	139,61
2	-40,284	104,95	-35,893	133,72
3	-41,604	100,37	-36,905	127,82
4	-42,845	95,78	-37,842	121,92
5	-44,001		-38,692	116,02
6	-45,075		-39,45	110,13
7	-46,068		-40,11	87,31
8	-46,971		-40,656	82,54
9	-47,765		-41,064	77,78
10	-48,422		-41,305	
11	-48,897		-41,34	
12	-49,116		-41,108	
24	-97,004		-71,928	
Totale Rx	-636,96		-541,12	
	Rz		Rz	
1	37,971		28,155	
24	-37,971		-28,155	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-23,76	109,62	-19,681	139,61	-24,107	123,56
2	-25,073	105,03	-20,681	133,72	-25,148	118,36
3	-26,351	100,44	-21,652	127,82	-26,153	113,17
4	-27,59	95,85	-22,587	121,92	-27,11	107,97
5	-28,794	91,27	-23,485	116,02	-28,016	102,77
6	-29,975	86,68	-24,35	110,13	-28,874	97,58
7	-31,139	72,32	-25,181	87,31	-29,685	76,70
8	-32,287	68,42	-25,971	82,54	-30,443	72,55
9	-33,408	64,53	-26,706	77,78	-31,137	68,40
10	-34,484	60,64	-27,367	73,02	-31,754	64,26
11	-35,485	56,74	-27,928	68,25	-32,271	60,11
12	-36,355		-28,347	63,49	-32,651	55,96
24	-86,006		-60,93		-71,527	
Totale Rx	-450,71		-354,87		-418,88	
	Rz		Rz		Rz	
1	33,667		23,851		27,999	
24	-33,667		-23,851		-27,999	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C_{1b}, C_{1t}, C₂ i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{p1}) 0,50 \times 0,65/\gamma_r \text{ dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

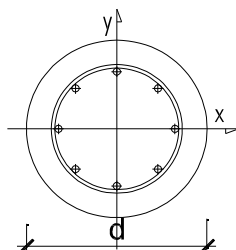
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari,. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

9.6 VERIFICHE STRUTTURALI

9.6.1 PALO IN C.A.

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche del palo in c.a.

$d = 60,00 \text{ cm}$ diametro palo $A_a = 16\phi 16 = 32,16 \text{ cm}^2$ area armatura longitudinale
 $A_{st} = \phi 8/12,5$ staffa

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in “fase di costruzione” mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Verifiche strutturali stato limite ultimo (SLU)

Verifica flessionale C_{1a}

$N_d = 43,64 \text{ kN}$ sforzo normale $M_d = 141,82 \text{ kNm}$ momento flettente
 $M_{res} = 279,68 \text{ kNm}$ momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 43,64 \text{ kN}$ quindi:
 $M_{max} = 141,82 \text{ kNm} \leq M_{res} = 279,68 \text{ kNm}$ verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1a}

$V_{res} = 389,40 \text{ kN}$ sforzo tagliante resistente
 $V_d = 90,25 \text{ kN} \leq V_{res} = 389,40 \text{ kN}$ verifica soddisfatta

Verifica flessionale C_{1b}

$N_d = 54,10 \text{ kN}$ sforzo normale $M_d = 202,99 \text{ kNm}$ momento flettente
 $M_{res} = 281,42 \text{ kNm}$ momento resistente con uno sforzo normale di $N_d = 43,64 \text{ kN}$ quindi:
 $M_{max} = 202,99 \text{ kNm} \leq M_{res} = 281,42 \text{ kNm}$ verifica soddisfatta

Sforzo tagliante con armatura C_{1b}

$V_{res} = 389,40 \text{ kN}$ sforzo tagliante resistente
 $V_d = 114,07 \text{ kN} \leq V_{res} = 389,40 \text{ kN}$ verifica soddisfatta

Verifiche strutturali, stato limite di esercizio (SLE): Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.2.6 NTC2018, in “fase di costruzione” si è proceduto a verificare il palo solo con combinazioni allo SLU. Per tali motivi si riporta la verifica SLE con combinazione rara C_{1t} della sola “fase di esercizio”.

Condizione C_{1t} rara “fase di esercizio”

$N = 23,85 \text{ kN}$ sforzo normale $M = 50,23 \text{ kNm}$ momento flettente
 $\sigma_a = 933,6 \text{ daN/cm}^2$ tensione acciaio

$$\sigma_c = 35,16 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione calcestruzzo} \leq \quad \sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck} = 149,4 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima dell'acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,40 \text{ mm}$, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3 \text{ mm}$. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

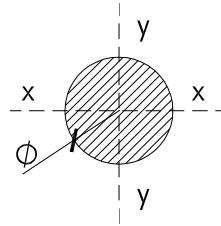
$$\text{per condizione frequente} \quad \sigma_{amax} = 2.800 \text{ daN/cm}^2, \text{ diametro mas. } \Phi 16 \quad \text{distanza barre } 20 \text{ cm}$$

$$\text{per condizione quasi perm.} \quad \sigma_{amax} = 2.400 \text{ daN/cm}^2, \text{ diametro mas } \Phi 16 \quad \text{distanza barre } 20 \text{ cm}$$

Il diametro utilizzato è $\Phi 16$ e la distanza massima barre $10,0 \text{ cm}$ **verifica soddisfatta**

9.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza $15,00 \text{ m}$

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 12,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali $1,00 \text{ m}$, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di $2,00 \text{ m}$, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 2.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A_1 + M_1 + R_1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 119,74 \times (2,00/1,00) = 239,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 148,44 \times (2,00/1,00) = 296,88 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 76,81 \times (2,00/1,00) = 153,62 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = 9.927,68 \text{ kN} \geq N_d$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = 0,35 \text{ m} \leq L_f = 12,00 \text{ m (} C_{1b} \text{)}$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 296,88 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n - 1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli } n$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = 1,47 \text{ m} \leq L_f = 12,00 \text{ m (C}_{1b})$$

9.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 2,00 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=2,00$ m:

Combinazione di carico C_{1a}

$$\begin{aligned} N_d &= 119,74 (2,00/1,00) = 239,48 \text{ kN} && \text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i = 103,69 \text{ kN/m} && \text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 = 103,69 \text{ kN} && \text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 = 41,47 \text{ kNm} && \text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$\begin{aligned} N_d &= 148,44 (2,00/1,00) = 296,88 \text{ kN} && \text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i = 128,55 \text{ kN/m} && \text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 = 128,55 \text{ kN} && \text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 = 51,42 \text{ kNm} && \text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} “fase di esercizio”.

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=2,00$ m:

$$\begin{aligned} N_d &= 65,43 (2,00/1,00) = 130,86 \text{ kN} && \text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 25^\circ / i = 59,29 \text{ kN/m} && \text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

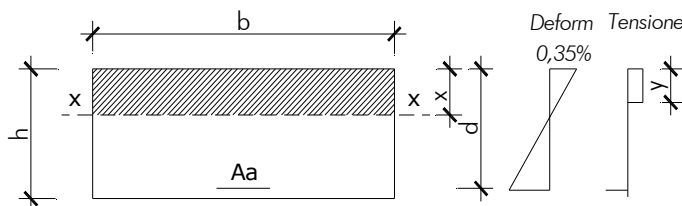
Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 = 59,29 \text{ kN} && \text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 = 23,71 \text{ kNm} && \text{mom. flettente} \end{aligned}$$

Verifiche stato limite ultimo

Si riporta la verifica per la combinazione di carico C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,096	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,34	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	28,33	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	89,12	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	51,42
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	82,91	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,61

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza h	35,00
Altezza utile d	30,00	Diametro staffe	1,00
Area staffe A_w	3,20	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α_c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw}=A_{wy}/(bsf_c)$	0,067	cot θ	2,55
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	431,38	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta > 2,5$ $V_{rd} = V_{rs}$	422,61	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta < 1$ $V_{rd} = V_{rc}$	634,95	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	128,55	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	50,00	Altezza utile d	30,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	35,00
Area armatura tesa 4 Φ 16 A_a	8,04	Area armatura compr. 3 Φ 16 A_a	0,00
Asse neutro x	9,86		
Momento inerzia J_{xx}	64.894		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	23,71		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	36,02	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.103,91	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,4$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.800$ daN/cm², diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

Il diametro utilizzato è Φ 16 e la distanza massima barre 15,0 cm **verifica soddisfatta.**

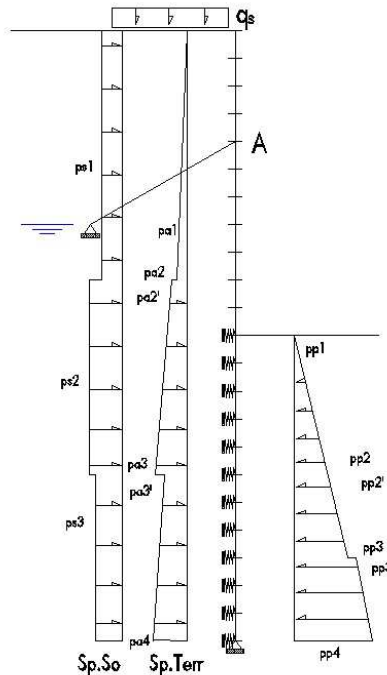
9.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli A2+M2+R1, per la combinazione di carico statica e A=1+M1+R1 per la combinazione di carico sismica (R1=1).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr +1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz (A2+M2))

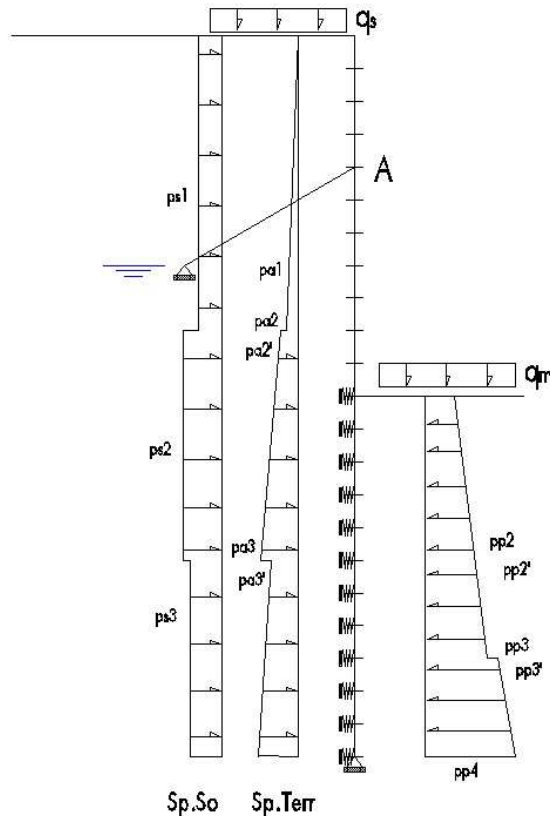


Schema dei carichi

$p_{a1} = 22,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 25,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 37,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 53,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{3'} = 45,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 57,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 5,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 8,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 6,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{ac} = 20,00 \text{ kN/m}$	pres. acqua.
$p_{filtr} = 15,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva filtraz.		
$p_{p1} = 44,86 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 94,02 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 94,02 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 121,89 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 127,82 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 158,82 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 22,70 \times 3,50/2 (3,5 \times 2/3 - 2) + 22,70 \times 1,00 (1,00/2 + 1,5) + (25,9 - 22,70) 1,00/2 (1,00 \times 2/3 + 1,5) +$ $+ 37,30 \times 3,50 (3,50/2 + 2,5) + (53,6 - 37,3) \times 3,50/2 (3,50 \times 2/3 + 2,5) + 45,60 \times 3 (3/2 + 6,00) +$ $+ (5745,6) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 6,00) + 15,00 \times 7,5/2 (7,5 \times 2/3 + 1,5) + 20,00 (2 \times 2/3 + 1,50) +$ $+ 20,00 \times 5,5 (5,5/2 + 3,5) + 5,6 \times 4,5 (4,5/2 - 2) + 8 \times 3,5 (3,5/2 + 2,5) + 6,8 \times 3 (3/2 + 6,00) = 3.307,00 \text{ kNm}$			
$M_{A pas} = 44,86 \times 2,50 (3,50 + 2,50/2) + (94,02 - 44,86) 2,50/2 (3,50 + 2,50 \times 2/3) +$ $+ 94,02 \times 1,50 (6,00 + 1,50/2) + (121,89 - 94,02) 1,50/2 (6,00 + 1,50 \times 2/3) + 127,82 \times 1,5 (7,50 + 1,5/2) +$ $+ (158,82 - 127,82) 1,5/2 (7,50 + 1,5 \times 2/3) = 3.728,00 \text{ kNm}$			
$M_{A pas} = 3.728,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 3.307,00 \text{ kNm} \quad C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 1,13$			

"Fase di esercizio"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so (A2+M2))



Sp.So Sp.Terr
Schema dei carichi

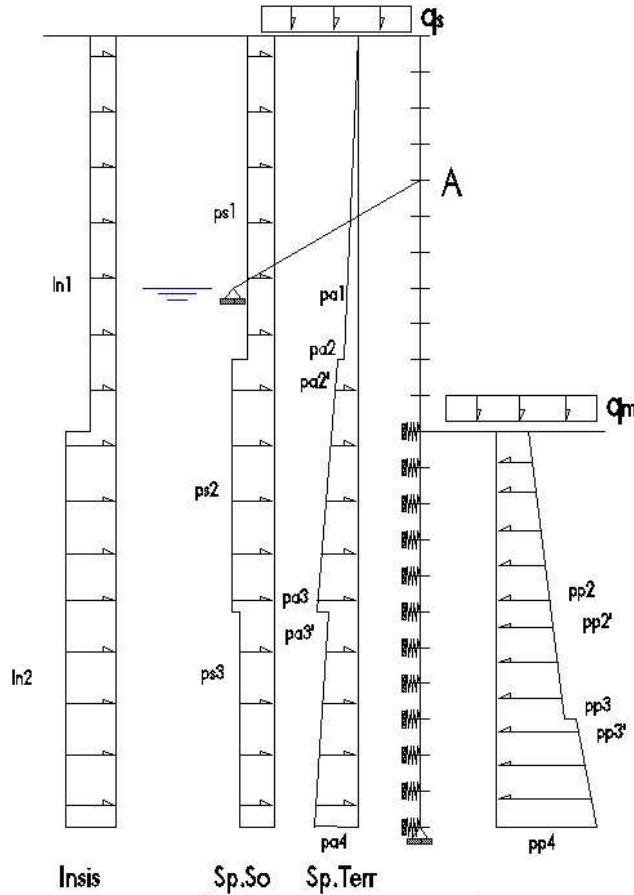
$p_{a1} = 22,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 25,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 37,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 53,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{3'} = 45,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 57,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 5,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 8,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 6,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$p_{p1} = 114,18 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 168,34 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 168,34 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 199,21 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 212,17 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 246,17 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 22,70 \times 3,50 / 2 \times (3,50 \times 2 / 3 - 2) + 22,70 \times 1,00 (1,00 / 2 + 1,5) + (25,90 - 22,70) \times 1,00 / 2 (1,00 \times 2 / 3 + 1,5) + \\ + 37,30 \times 3,50 (3,50 / 2 + 2,5) + (53,60 - 37,30) \times 3,50 / 2 (3,50 \times 2 / 3 + 2,5) + 45,60 \times 3 (3 / 2 + 6,00) + \\ + (57,00 - 45,60) \times 3 / 2 \times (3 \times 2 / 3 + 6,00) + 5,60 \times 4,5 (4,5 / 2 - 2) + 8,00 \times 3,5 (3,5 / 2 + 2,5) + 6,80 \times 3 (3 / 2 + 6,00) = \\ = 2.197,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 114,18 \times 2,50 (3,50 + 2,50 / 2) + (168,34 - 114,18) \times 2,50 / 2 (3,50 + 2,50 \times 2 / 3) + 168,34 \times 1,50 (6,00 + 1,50 / 2) + \\ + (199,21 - 168,34) \times 1,50 / 2 (6,00 + 1,50 \times 2 / 3) + 212,17 \times (7,50 + 1,5 / 2) + (246,17 - 212,17) \times 1,5 / 2 (7,50 + 1,5 \times 2 / 3) = \\ = 3.728,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Apas} = 6.414,00 \text{ kNm} \geq M_{Aatt} = 2.197,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{Apas} / M_{Aatt} = 2,92$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + ln.sis (A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 15,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 18,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 31,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 45,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{3'} = 37,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_4 = 46,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{s1} = 4,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 7,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 6,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$l_{s1} = 5,10 \text{ kN/m}$	incr. sismico	$l_{s2} = 13,70 \text{ kN/m}$	incr. sismico
$p_{p1} = 131,51 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 189,04 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 189,04 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 221,83 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 241,96 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 279,28 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 15,70 \times 3,50 / 2 (3,50 \times 2 / 3 - 2) + 15,70 \times 1,00 (1,00 \times 2 / 3 + 1,5) + (18,00 - 15,70) \times 1,00 / 2 (1,00 \times 2 / 3 + 1,5) + \\ + 31,40 \times 3,50 (3,50 / 2 + 2,5) + (45,20 - 31,40) \times 3,50 / 2 (3,50 \times 2 / 3 + 2,5) + 37,40 \times 3 (3 / 2 + 6,00) + \\ + (46,60 - 37,40) \times 3 / 2 \times (3 \times 2 / 3 + 6,00) + 4,70 \times 4,5 (4,5 / 2 - 2) + 7,80 \times 3,5 (3,5 / 2 + 2,5) + 6,50 \times 3 (3 / 2 + 6,00) + \\ + 5,10 \times 5,5 (5,5 / 2 - 2) + 13,70 \times 5,5 (5,5 / 2 + 3,5) = 2.122,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 131,51 \times 2,50 (3,50 + 2,50 / 2) + (189,04 - 131,51) \times 2,50 / 2 (3,50 + 2,50 \times 2 / 3) + 189,04 \times 1,50 (6,00 + 1,50 / 2) + \\ + (221,83 - 189,04) \times 1,50 / 2 (6,00 + 1,50 \times 2 / 3) + 241,96 \times (7,50 + 1,5 / 2) + (279,28 - 241,96) \times 1,5 / 2 (7,50 + 1,5 \times 2 / 3) = \\ = 7.252,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 7.252,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 2.122,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 3,42$$

9.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE PALO

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

Il carico verticale sul palo si ha con la combinazione statica C_{1a} della "fase di costruzione"

$N_d = 43,64 \text{ kN (C}_{1a})$	sf. normale combinazione C _{1a} statica
$N_d = 54,10 \text{ kN (C}_{1b})$	sf. normale combinazione C _{1b} statica
$P_{p'} = 11,55 \times 1,35 = 15,59 \text{ kN}$	peso palo detratto il peso di terreno asportato
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 59,23 \text{ kN}$	carico totale (C_{1a})
$N_{tot} = N_d + P_{p'} = 69,69 \text{ kN}$	carico totale (C_{1b})

Verifica per carico limite verticale

Si considera una singola verticale in corrispondenza del sondaggio S2G.

Capacità portante laterale

$Q_{lcal} = \sum \gamma' 0,50 \tan(\phi) (h_1+h_2)/2 (h_2-h_1) \pi d$	capacità portante laterale calcolo
$Q_{lk} = \min [(Q_{lcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{lcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante laterale caratteristica
$Q_{ld} = Q_{lk} / \gamma_r$	capacità portante laterale progetto
$\xi_3 = 1,7$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,7$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,15$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

Sondaggio S2G	h_1	h_2	$\gamma't$	ϕ	$\tan \phi$	$(h_1+h_2)/2$	(h_2-h_1)	Q_{lcal}
2° strato	4,50	8,00	10,00	22,00	0,40	6,25	3,50	82,46
3° strato	8,00	11,00	9,50	26,50	0,49	9,50	3,00	125,04
Totale								207,49

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	207,5	(Qlcal)med/ ξ_3	122,05	
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	207,49	(Qlcal)min/ ξ_4	122,05	
γ_r	1,15				Qlik	122,05
					Qld	106.13

Capacità portante di punta

$Q_{pcal} = \sum \gamma' h_i N_q \pi d^2/4$	capacità portante di punta calcolo
$Q_{pk} = \min [(Q_{pcal})_{med} / \xi_3 ; (Q_{pcal})_{min} / \xi_4]$	capacità portante di punta caratteristica
$Q_{pd} = Q_{pk} / \gamma_r$	capacità portante di punta progetto
$\xi_3 = 1,70$	fattore di correlazione
$\xi_4 = 1,70$	fattore di correlazione
$\gamma_r = 1,30$	coefficiente parziale

Unità di misura kN,m

Sondaggio S2G	h_1	h_2	$\gamma't$	(h_2-h_1)	$\gamma't (h_2-h_1)$		
2° strato	4,50	8,00	10,00	3,50	35,00	N_q	15,00
3° strato	8,00	11,00	9,50	3,00	28,50	q_{pcal}	952,5
Totale						63,50	269,31

ξ_3	1,70	(Qlcal)med	269,31	(Qlcal)med/ ξ_3	158,41
ξ_4	1,70	(Qlcal)min	269,31	(Qlcal)min/ ξ_4	158,41
γ_r	1,30			Qlik	158,41
				Qlid	121,85

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$Q_{rd} = Q_{ld} + Q_{pd} = 106,13 + 121,85 = 227,98 \text{ kN} \quad \text{capacità portante totale}$$

$$N_{tot} = 59,23 \text{ kN} \quad \leq Q_{rd} = 227,98 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

9.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

$$N_d = 119,74 \times (2,0/1,00) = 239,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 148,44 \times (2,0/1,00) = 296,88 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 119,74 \times (2,0/1,00)/1,35 = 177,39 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1t} \text{ statica (SLE rara)}$$

Verifica allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V/s	Rapporto A/C
	IRS (p > p _l)	IGU (p < p _l)		
Chiusa	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V/s	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V/s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V/s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V/s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V/s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V/s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V/s; IGU: 1,5 V/s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V/s; IGU: 1,5 V/s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V/s; IGU: (1,5 + 2) V/s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V/s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calciari marinosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V/s o più per strati fratturati	
Calciari alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V/s o più per strati poco fratturati	
Roccia alterata o fratturata	1,2	1,1	2 V/s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più ritardi e ripetute IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p _l : pressione limite dalla prova pressiometrica Ménard p: pressione di iniezione			$V_f = L_f D_f^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_f : diametro reale della fondazione	

Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)

Valori del coefficiente α

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_i$)	IGL ($p < p_i$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa			
Limo	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Argilla	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Marna			
Calcei marnosi			
Calcei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGL: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

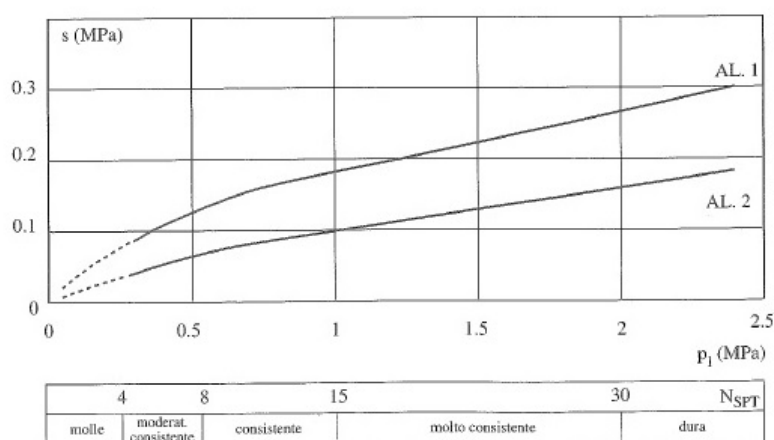


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 1 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,80$ (il valore $(R_{c,m})_{medio}$ coincidente con il valore $(R_{c,m})_{min}$)

$$\text{e la resistenza di progetto } R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 30, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,15\text{MPa}$.
- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,16\text{MPa}$.
- $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.

$L_{f1} = 2,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f2} = 7,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$L_{f3} = 3,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$D_d = 14 \text{ cm}$ diametro di perforazione

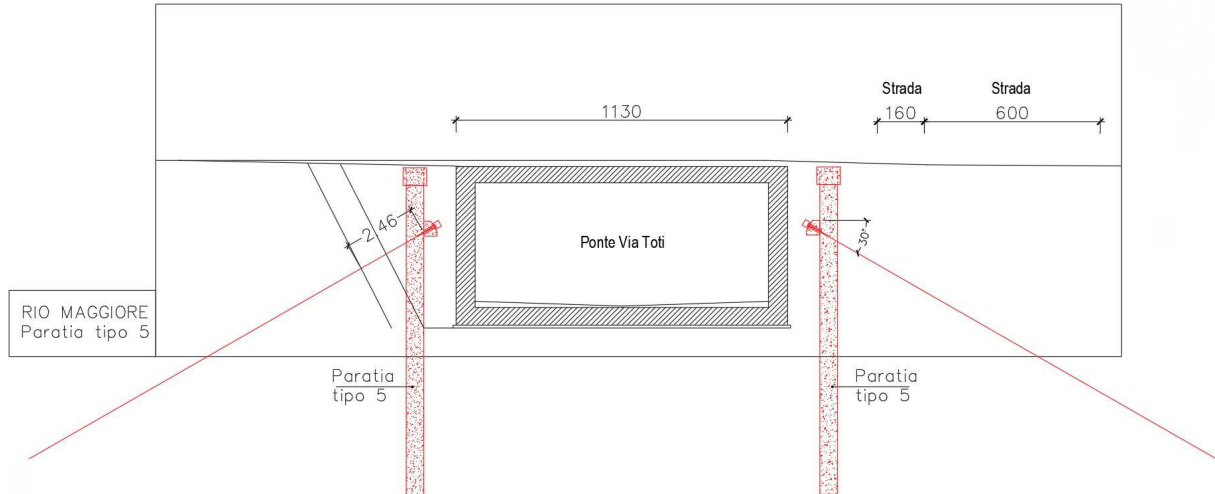
$\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4

$$R_{a,tot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 869,96 \text{ kN} \quad \text{resistenza limite allo sfilamento}$$

$$\begin{aligned} \xi_{a3} &= 1,80 & \gamma_{rap} &= 1,20 \\ R_{ak} &= R_{a,c} / \xi_{a3} & &= 483,31 \text{ kN} & \text{resistenza caratteristica allo sfilamento} \\ R_{ad} &= R_{a,k} / \gamma_{rap} & &= 402,75 \text{ kN} & \text{resistenza di progetto} \geq N_d = 239,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \Phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 5,00\text{m}$, $d = 1,00\text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{max} / g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In "fase di costruzione" la lunghezza libera statica assume il valore di 2,46 m $\leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

In "fase di esercizio" la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$$\begin{aligned} L_s &= 2,04 \text{ m} & \text{lunghezza libera statica} \\ a_{max} &= 1,00 \times 1,50 \times 0,147 \text{ g} & = 0,220 \text{ g} & \text{accelerazione massima} \\ L_e &= L_s (1 + 1,50 a_{max} / g) & = 2,71 \text{ m} & \text{lunghezza libera sismica} \leq 3,00 \text{ m tratto libero} \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta

9.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

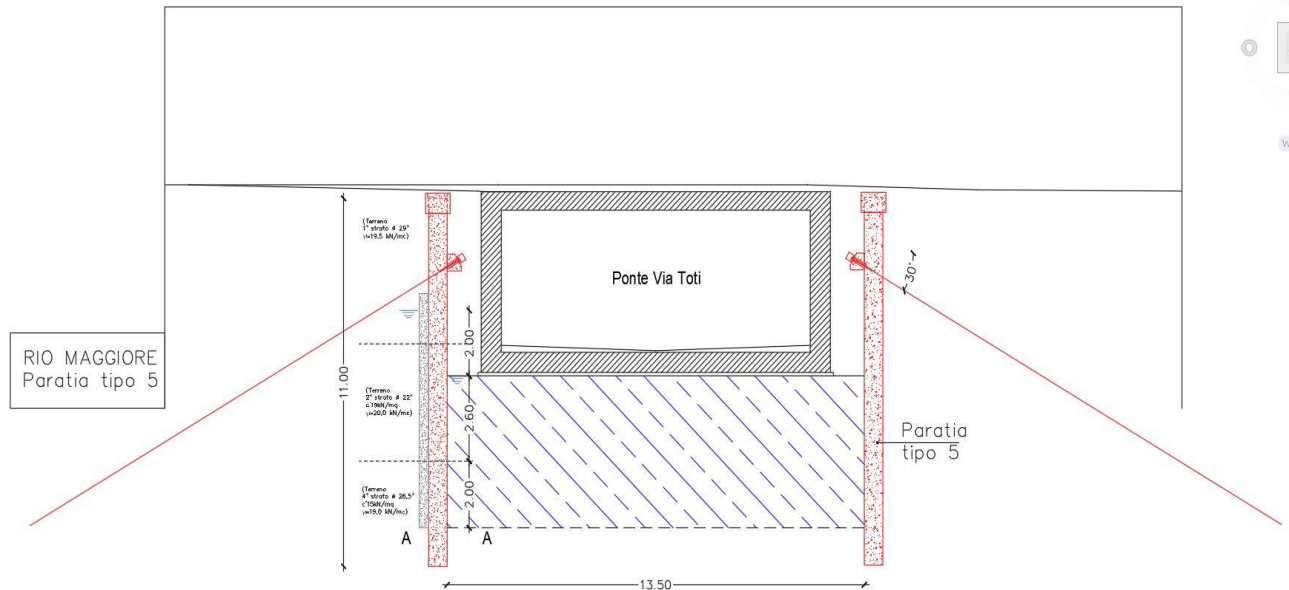
9.8 VERIFICHE IDRAULICHE

9.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la "fase di costruzione" viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa 2,00m.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro 0,6 m.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles "Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatocchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo").

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$, $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$$

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B'$$

$$R_{d1} = c_u D$$

$$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$$

$$\gamma_{g1} = 1,10$$

$$\gamma_t = 19,50 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 1000 \text{ cm}$$

$$B' = 13,50 \times 0,707 = 9,54 \text{ m}$$

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$$

azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A

azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno

resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D

resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione

coefficiente parziale azione carico permanente

peso specifico terreno

peso di terreno sopra il piede della paratia

fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno

$$= 1,10 \times 19,50 \times 10,00 \times 9,54 = 2.046,33 \text{ kN/m terreno}$$

Per quanto riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 15 kN/m².

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 15,00 \times 9,54 = 214,65 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 1	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 2	$c_u = 128 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 4	$c_u = 79,5 \text{ kN/m}^2$

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$\begin{aligned} c_u &= 52 \text{ kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 37 \text{ kN/m}^2 \\ R_{d1} &= c_u D = 37 \times 10,00 & & & &= 370 \text{ kN/m} \\ R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (37 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 9,54 = 2.744,46 \text{ kN/m} \\ G_{inst,d} + Q_{inst,d} &\leq (R_{d1} + R_{d2}) & & & & \\ 2.046,33 + 214,65 & & & & &= 2.260,98 \text{ kN/m} \leq (370 + 2.744,46) = 3.114,46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

9.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$\gamma_m = 19,50 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{ac} = 10 \text{ kN/m}^3$
$S = 5,00 \text{ m}$	spessore terreno che funziona da membrana impermeabile
$Z = 5,00 + 2,00 = 7,00 \text{ m}$	altezza acqua per calcolo sottospinta

$0,90 \times S \times \gamma_m$	$> 1,10 \times Z \times \gamma_{ac}$	
$87,75 \text{ kN/m}^2$	$> 77,00 \text{ kN/m}^2$	verifica soddisfatta

9.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

$H = 2,00 \text{ m}$	dislivello acqua
$D = 5,00 \text{ m}$	profondità di infissione palancola
$i_e = H / (H + 2D)$	$= 0,16$
$FS = i_c / i_e = 5,93$	≥ 2

9.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITÀ SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

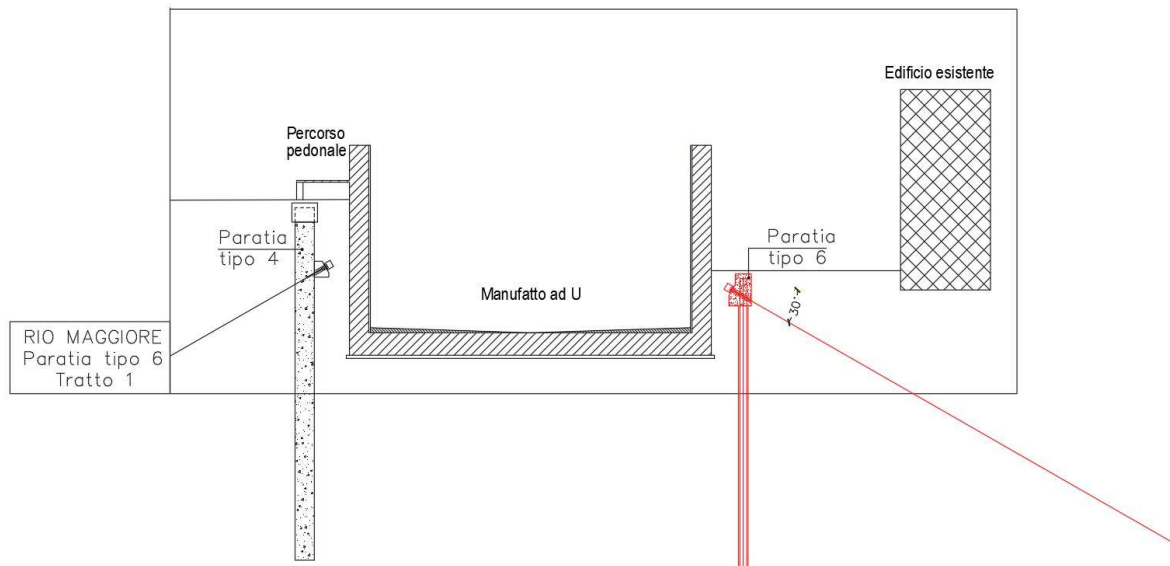
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z = 0$ è

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

10 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 6 – TRATTO 1 (S6)

10.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-3,0m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
3,0-6,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 6,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 1,00m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 9m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \sin^2(\alpha + \Phi) / [\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ[\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]$			
$K_{as1} = 0,046$	coef. spinta attiva		
$K_{as2} = 0,298$	coef. spinta attiva		
$K_{as3} = 0,341$	coef. spinta attiva		

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{as1} = 0,476 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as2} = 0,364 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as3} = 0,410 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi. È presente una costruzione adibita a parcheggio in prossimità dell'opera avente un peso stimato con un carico uniforme indefinito di 20kN/m².

In “fase di esercizio” è presente all'interno dello scavo il manufatto ad U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32 kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un carico accidentale dovuto all'affluenza nel parcheggio pari a 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

$$\gamma_M = 1,0 \quad \Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 22,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 30,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k) / \gamma_M) = 26,5^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C).

Stato limite di salvaguardia SLV

$$a_g = 0,115 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \text{ g} \quad \text{accel orizzontale} \quad a_v = 0 \quad (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1})$$

$$\theta = \arctan k_h = 8,36^\circ$$

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{ass1} = 0,536 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass2} = 0,405 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 3,0 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 3,0 m e la parte restante di 6,0 m.

$$I_{s1} = 1,47 \text{ kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 3,0m}$$

$$I_{s2} = 3,57 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$a_g = 0,0420 \text{ g} \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \text{ g} \quad \text{accel orizzontale}$$

$$\theta = \arctan k_h = 3,091^\circ$$

$$K_{ass1} = 0,453 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass2} = 0,333 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,383 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 3,0 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 3,0 m e la parte restante di 6,0 m.

$$I_{s1} = 0,53 \text{ kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 3,0m}$$

$$I_{s2} = 1,25 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

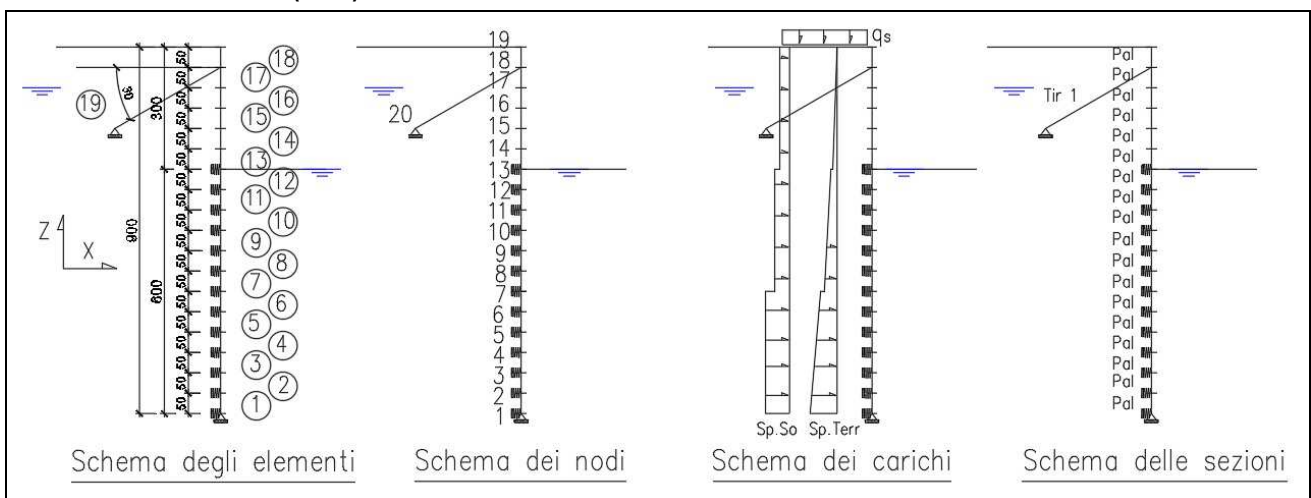
10.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un micropalo interasse 0,50 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in “fase di costruzione” e in “fase di esercizio”. Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

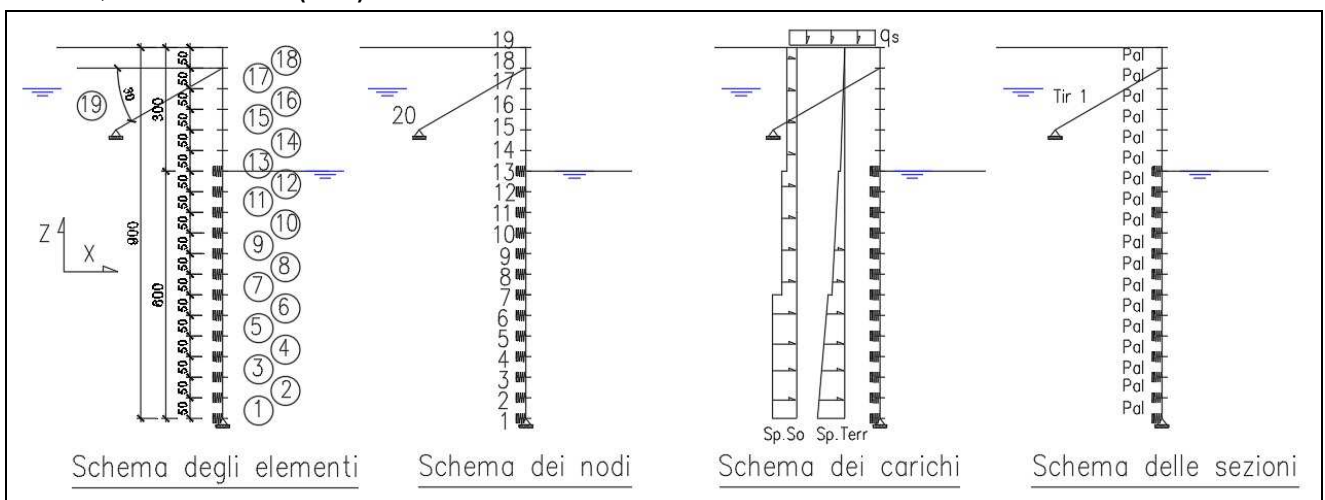
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 3,00m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in fase di esercizio. In fase di costruzione, la falda a monte è assunta a 1,00m dal piano campagna mentre a valle 3,00m, invece in fase di esercizio la falda a monte e a valle sono assunte a 1,00 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di costruzione”



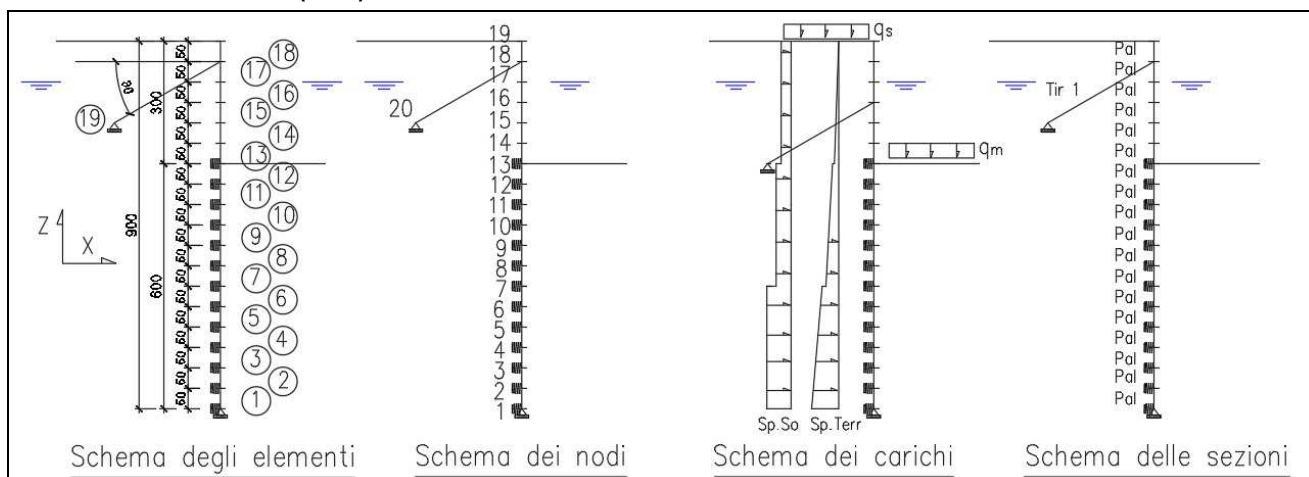
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G_{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C_{1a}		$1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr. + G_{gar})$			(A1+M1)
Combinazione C_{1b}		$1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + filtr. + G_{gar}$			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di costruzione”



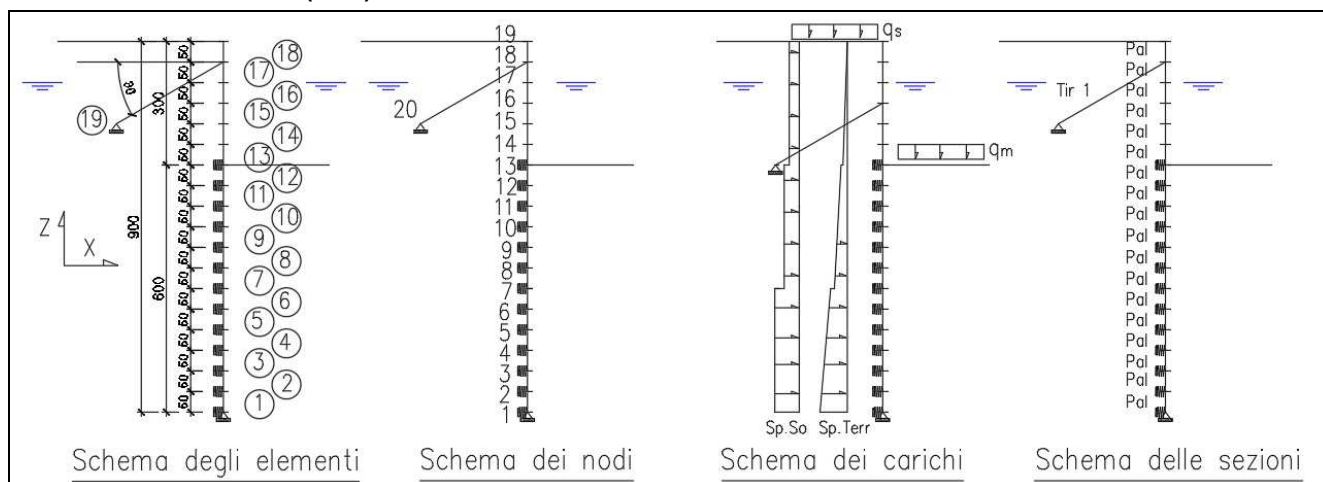
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G_{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C_{1t} (rara)		$sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G_{gar}$			A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di esercizio”



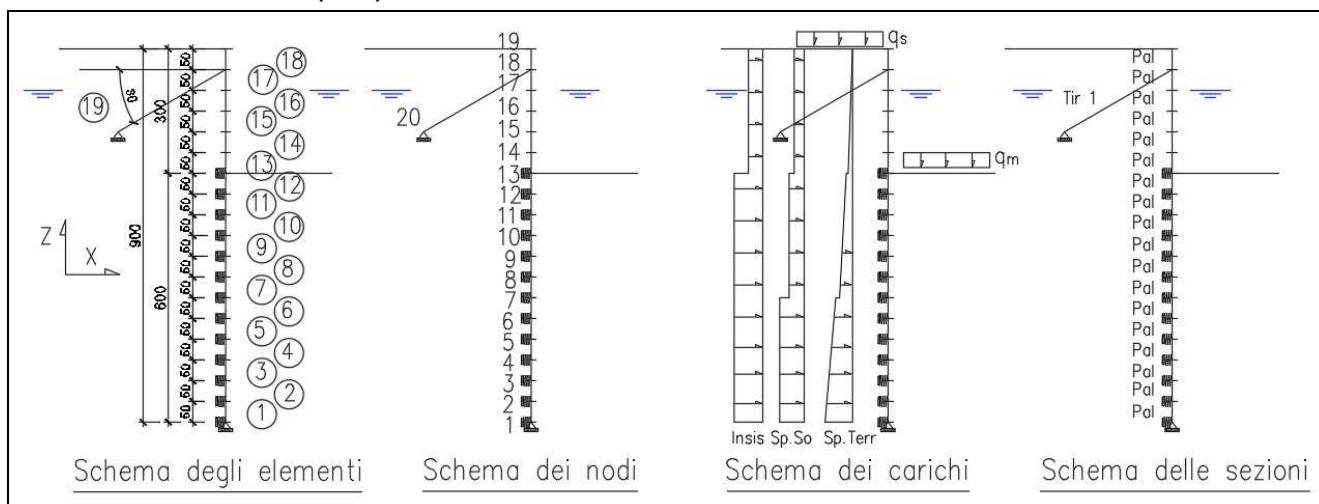
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1a}	1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so+ Q _k + filtr. + G _{gar})				(A1+M1)
Combinazione C _{1b}	1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + filtr.+ G _{gar}				(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di esercizio”



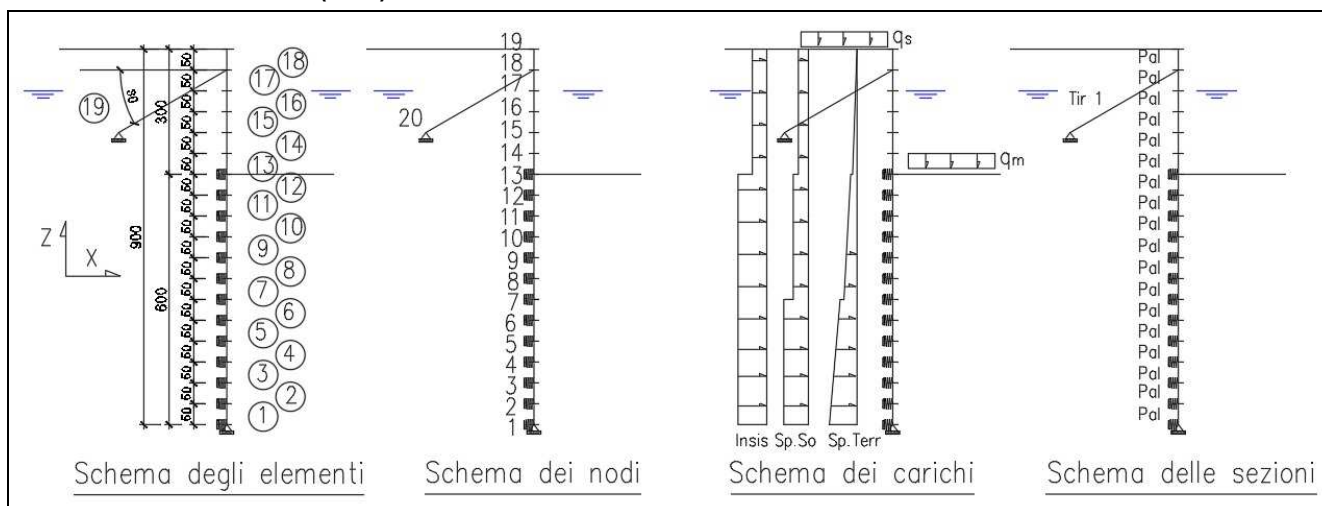
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
G _{gar}	peso garage	filtr	filtrazione		
Combinazione C _{1t} (rara)	sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr. + G _{gar}				(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm. filtr filtrazione G_{gar} peso garage
 Combinazione C₂ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar.}$

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm. filtr filtrazione G_{gar} peso garage
 Combinazione C₃ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr + G_{gar}$

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti:

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)1}	P _{fitr(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{casa(hi)}	P _{sov2}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,16	1,33	0,98	1,34
0,50	1,96	0,98	0,00	0,00	0,00	2,33	0,00	1,16	3,98	2,95	3,67
0,50	1,96	0,98	3,93	0,00	0,00	2,33	4,66	1,16	9,28	6,87	8,32
1,00	3,93	0,98	3,93	0,00	0,00	4,66	4,66	1,16	11,93	8,84	10,65
1,00	3,93	0,98	3,93	0,00	0,00	4,66	4,66	1,16	11,93	8,84	10,65
1,50	4,91	0,98	3,93	0,42	2,50	5,82	4,66	1,16	17,19	12,74	14,73
2,00	5,89	0,98	3,93	0,83	5,00	6,99	4,66	1,16	22,46	16,63	18,81
2,50	6,87	0,98	3,93	1,25	7,50	8,15	4,66	1,16	27,72	20,53	22,90
3,00	7,86	0,98	3,93	1,67	10,00	9,31	4,66	1,16	32,98	24,43	26,98
3,00	5,60	0,70	2,80	1,67	10,00	6,98	3,49	0,87	28,04	20,77	23,14
3,50	6,23	0,70	2,80	2,08	10,00	7,76	3,49	0,87	29,45	21,81	24,34
4,00	6,86	0,70	2,80	2,50	10,00	8,55	3,49	0,87	30,86	22,86	25,54
4,50	7,49	0,70	2,80	2,92	10,00	9,33	3,49	0,87	32,28	23,91	26,74
5,00	8,12	0,70	2,80	3,33	10,00	10,12	3,49	0,87	33,69	24,95	27,95
5,50	8,75	0,70	2,80	3,75	10,00	10,91	3,49	0,87	35,10	26,00	29,15
6,00	9,38	0,70	2,80	4,17	10,00	11,69	3,49	0,87	36,51	27,05	30,35
6,00	10,88	0,81	3,25	4,17	10,00	13,30	3,97	0,99	39,30	29,11	32,57
6,50	11,62	0,81	3,25	4,58	10,00	14,19	3,97	0,99	40,85	30,26	33,88
7,00	12,35	0,81	3,25	5,00	10,00	15,08	3,97	0,99	42,40	31,41	35,19
7,50	13,08	0,81	3,25	5,42	10,00	15,98	3,97	0,99	43,95	32,56	36,50
8,00	13,81	0,81	3,25	5,83	10,00	16,87	3,97	0,99	45,50	33,70	37,81
8,50	14,54	0,81	3,25	6,25	10,00	17,76	3,97	0,99	47,05	34,85	39,12
9,00	15,27	0,81	3,25	6,67	10,00	18,66	3,97	0,99	48,60	36,00	40,43
Totale	75,45	7,48	27,97	26,67	70,00	92,23	34,02	9,09	280,22	207,57	233,37

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)1}	P _{ter2}	P _{casa(hi)}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	1,16	1,30	1,10	1,33	0,98	1,34	1,73	0,75
0,50	1,96	0,98	0,00	2,33	0,00	1,16	1,30	1,10	3,98	2,95	3,67	3,69	2,71
0,50	1,96	0,98	3,93	2,33	4,66	1,16	1,30	1,10	9,28	6,87	8,32	8,88	7,10
1,00	3,93	0,98	3,93	4,66	4,66	1,16	1,30	1,10	11,93	8,84	10,65	10,84	9,06
1,00	3,93	0,98	3,93	4,66	4,66	1,16	1,30	1,10	11,93	8,84	10,65	10,84	9,06
1,50	4,91	0,98	3,93	5,82	4,66	1,16	1,30	1,10	13,26	9,82	11,82	11,82	10,04
2,00	5,89	0,98	3,93	6,99	4,66	1,16	1,30	1,10	14,58	10,80	12,98	12,80	11,02
2,50	6,87	0,98	3,93	8,15	4,66	1,16	1,30	1,10	15,91	11,78	14,15	13,79	12,01
3,00	7,86	0,98	3,93	9,31	4,66	1,16	1,30	1,10	17,23	12,77	15,31	14,77	12,99
3,00	5,60	0,70	2,80	6,98	3,49	0,87	0,95	0,78	12,29	9,10	11,47	13,17	10,13
3,50	6,23	0,70	2,80	7,76	3,49	0,87	0,95	0,78	13,14	9,73	12,26	13,80	10,76
4,00	6,86	0,70	2,80	8,55	3,49	0,87	0,95	0,78	13,99	10,36	13,04	14,43	11,39
4,50	7,49	0,70	2,80	9,33	3,49	0,87	0,95	0,78	14,84	10,99	13,83	15,06	12,02
5,00	8,12	0,70	2,80	10,12	3,49	0,87	0,95	0,78	15,69	11,62	14,61	15,69	12,65
5,50	8,75	0,70	2,80	10,91	3,49	0,87	0,95	0,78	16,54	12,25	15,40	16,32	13,28
6,00	9,38	0,70	2,80	11,69	3,49	0,87	0,95	0,78	17,39	12,88	16,18	16,95	13,91
6,00	10,88	0,81	3,25	13,30	3,97	0,99	1,09	0,91	20,18	14,95	18,41	19,03	15,96
6,50	11,62	0,81	3,25	14,19	3,97	0,99	1,09	0,91	21,16	15,68	19,30	19,76	16,69
7,00	12,35	0,81	3,25	15,08	3,97	0,99	1,09	0,91	22,15	16,41	20,19	20,49	17,42
7,50	13,08	0,81	3,25	15,98	3,97	0,99	1,09	0,91	23,14	17,14	21,09	21,22	18,16
8,00	13,81	0,81	3,25	16,87	3,97	0,99	1,09	0,91	24,13	17,87	21,98	21,95	18,89
8,50	14,54	0,81	3,25	17,76	3,97	0,99	1,09	0,91	25,11	18,60	22,87	22,68	19,62
9,00	15,27	0,81	3,25	18,66	3,97	0,99	1,09	0,91	26,10	19,33	23,77	23,41	20,35
Totale	75,45	7,48	27,97	92,23	34,02	9,09	10,01	8,37	149,72	110,90	136,70	140,72	117,48

h profondità i_p = interasse pali (0,5 m)

P_{ter1}(h_i) pressione terreno coef. M1, alle varie quote h_i

P_{sov1}(h_i) pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M1, alle varie quote h_i

P_{ac}(h_i) pressione acqua, alle varie quote h_i

$P_{ter2}(h_i)$ pressione terreno coef. M2, alle varie quote h_i

$P_{sov2}(h_i)$ pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M2, alle varie quote h_i

$P_{filtr}(h_i)$ pressione filtrazione, alle varie quote h_i

Combinazione C_{1a} (SLU) $1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr. + G_{gar})$ (A1+M1)

Combinazione C_{1b} (SLU) $1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{gar}$ (A2+M2)

Combinazione C_{1t} (SLE, rara) $1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr. + 1,00 G_{gar}$ (A1 + M1)

Combinazione C_2 (SLV) $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$ (A=1 + M1)

Combinazione C_3 (SLD) $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr. + G_{gar}$ (A=1+M1)

Totale rappresenta la azione totale agente sulla paratia

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall' "fase di costruzione" che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della "fase di esercizio".

10.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): "fase di costruzione"

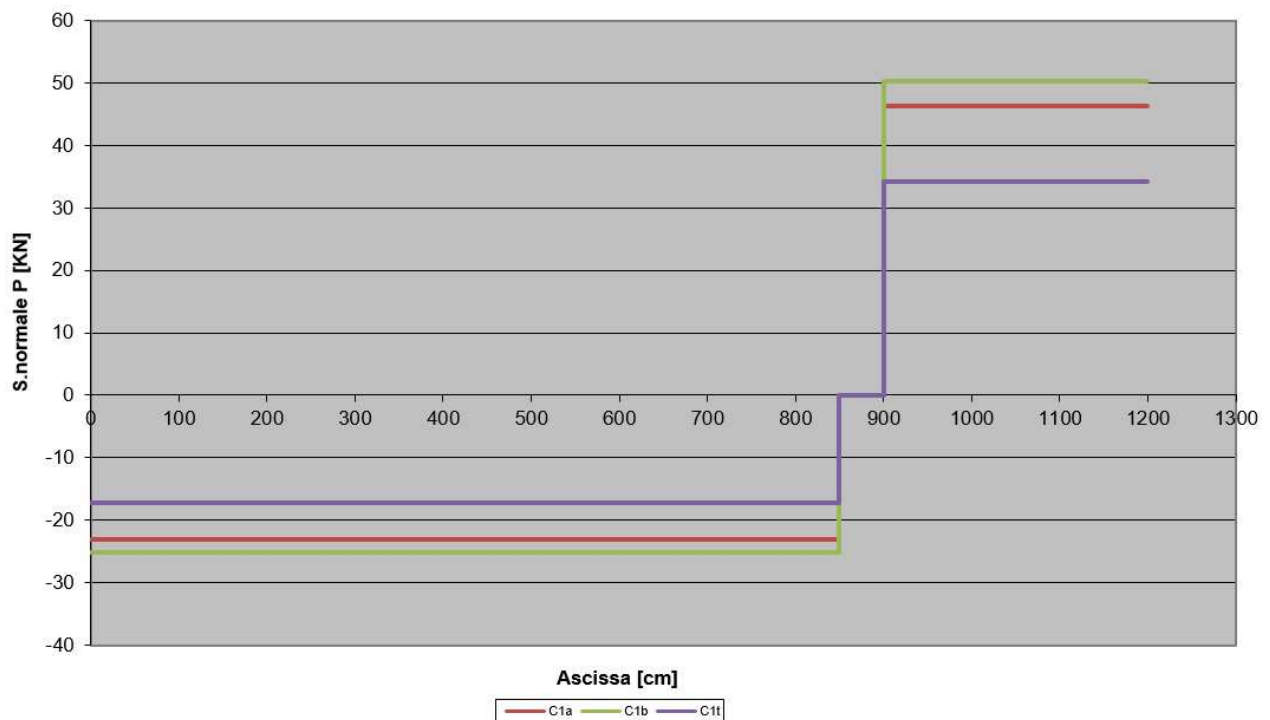


Diagramma sforzo normale (kN): "fase di esercizio"

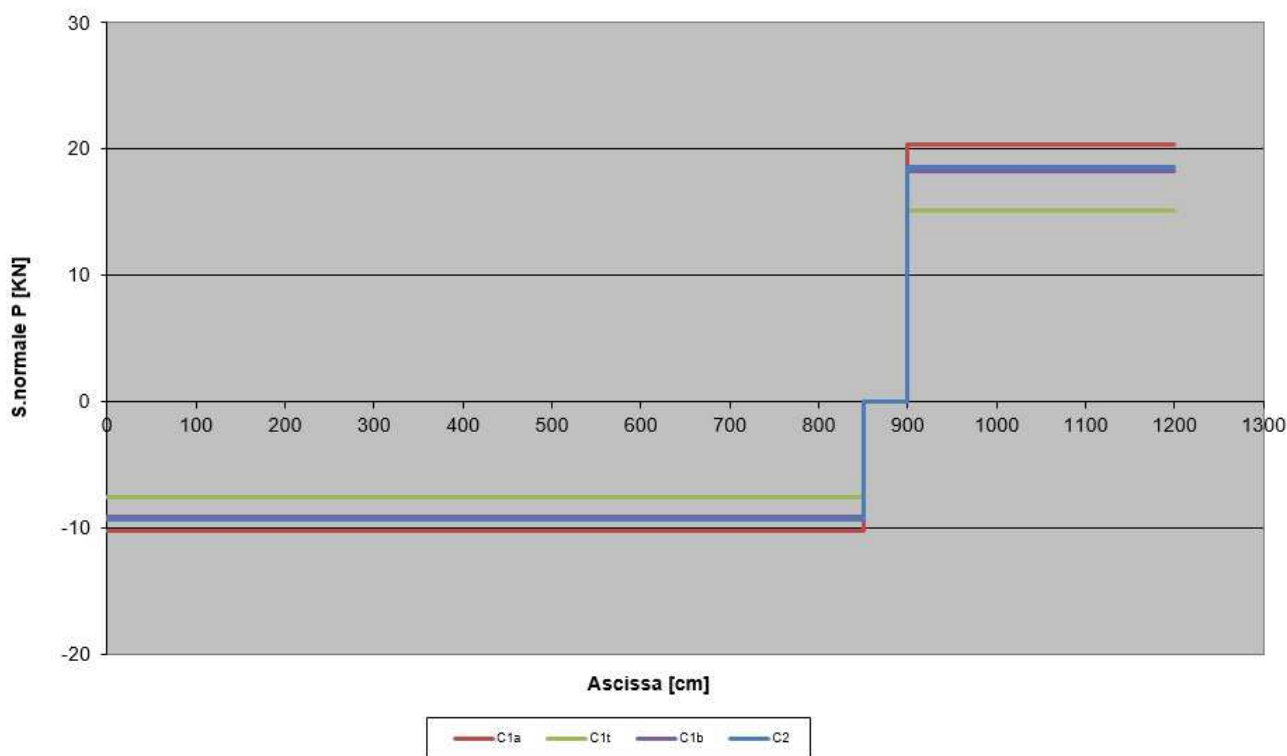


Diagramma sforzo tagliente (kN): "fase di costruzione"

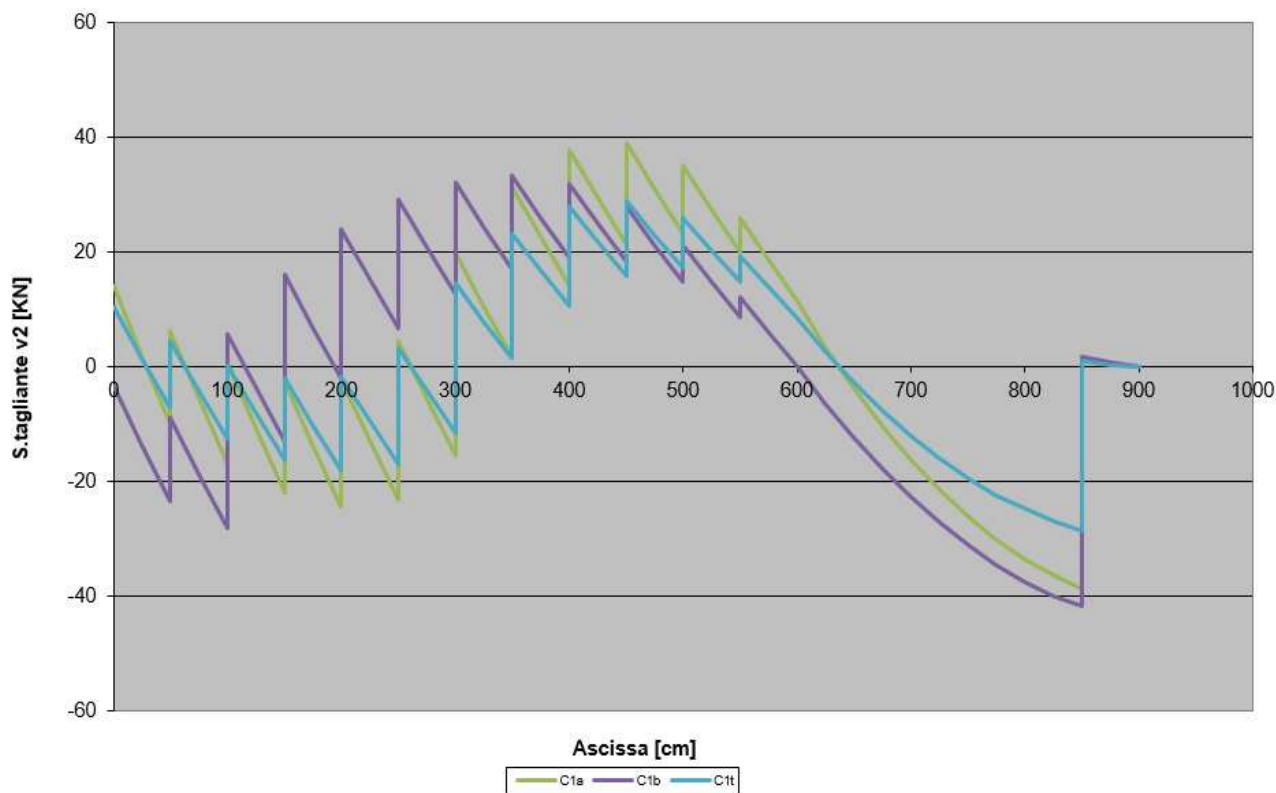


Diagramma sforzo tagliante (kN): "fase di esercizio"

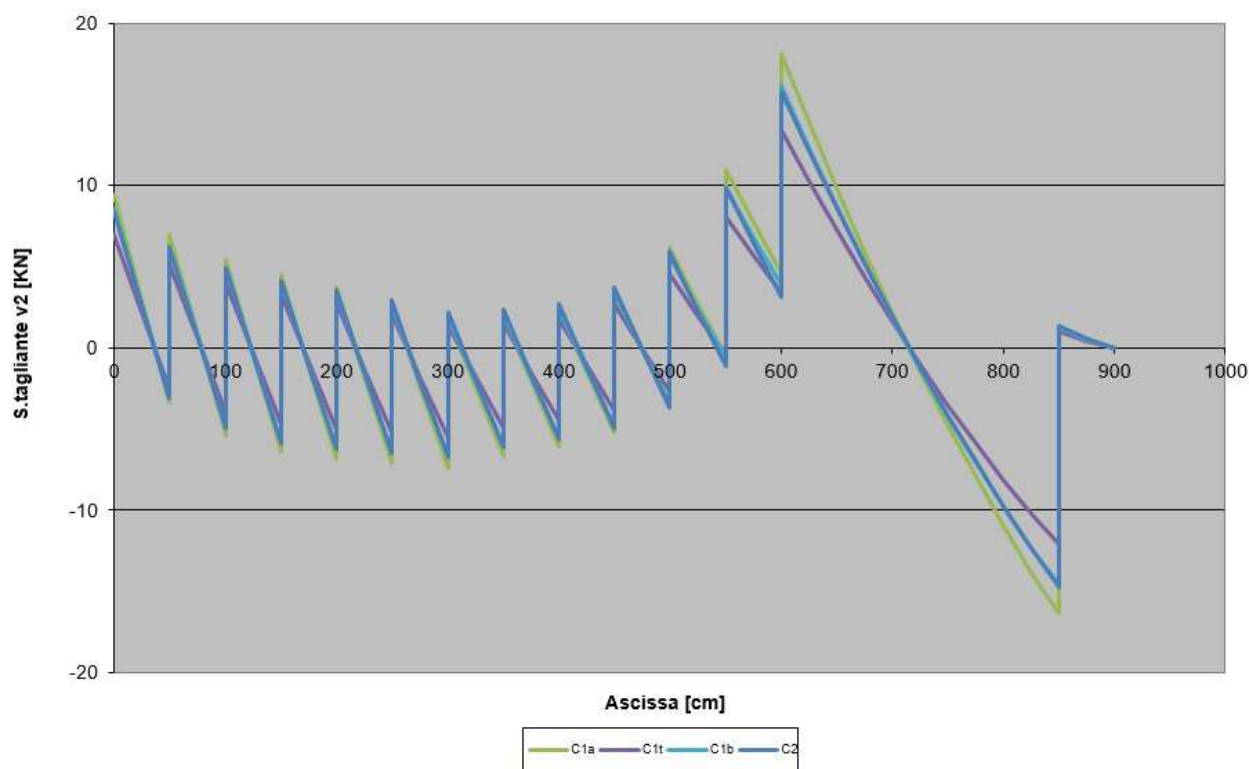


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di costruzione"

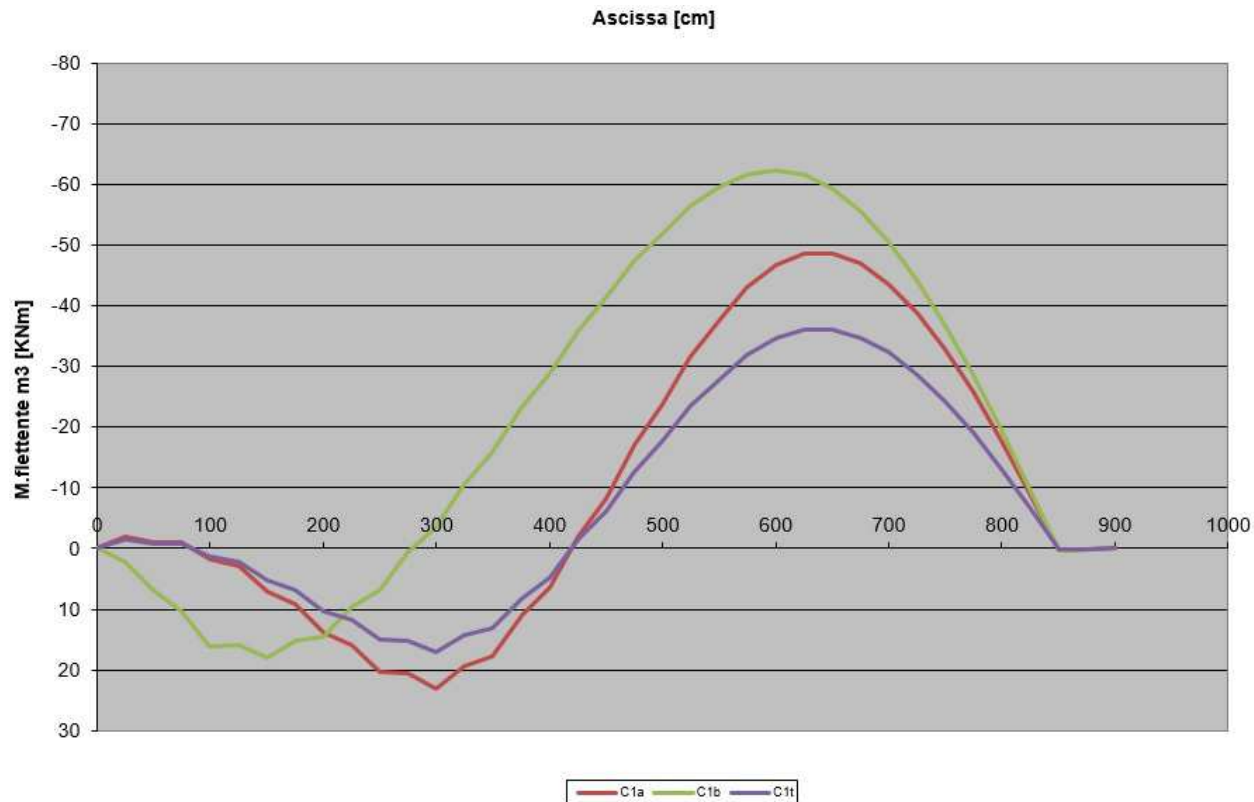
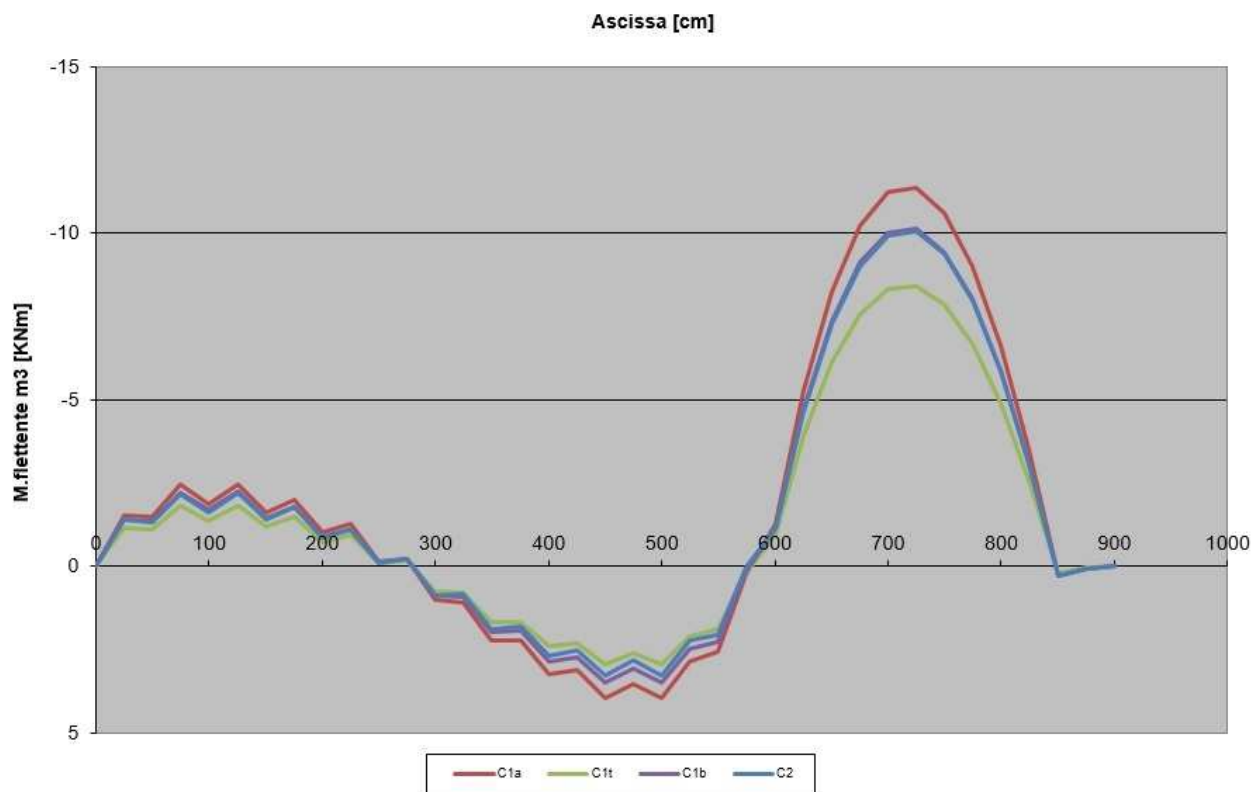
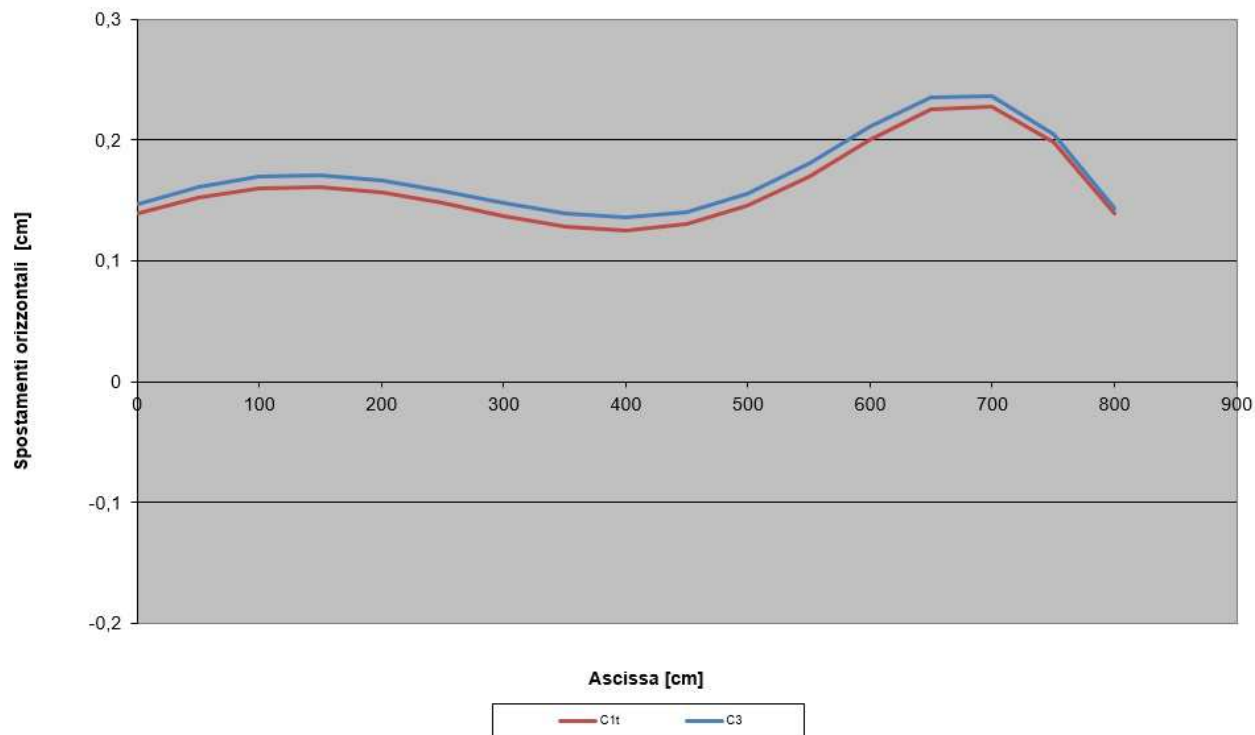


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



10.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,22/350$	$= 1/1590 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{1t \text{ rara}}$
$\delta/L = 0,23/350$	$= 1/1521 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{3 \text{ SLD}}$

10.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-14,489	89,15	-12,904	113,30
2	-16,017	84,68	-14,272	107,55
3	-17	80,21	-15,156	101,81
4	-17,335		-15,462	96,06
5	-17,107		-15,264	90,32
6	-16,494		-14,724	84,57
7	-15,727		-14,046	
8	-15,079		-13,474	
9	-14,823		-13,252	
10	-15,181		-13,575	
11	-16,286		-14,56	
12	-18,09		-16,157	
13	-20,199		-18,014	
20	-19,526		-16,706	
Totale Rx	-233,35		-207,57	
	Rz		Rz	
1	11,265		9,638	
20	-11,265		-9,638	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-8,574	89,15	-6,986	113,30	-8,439	100,38
2	-9,377	84,68	-7,631	107,55	-9,31	95,31
3	-9,854	80,21	-8,009	101,81	-9,861	90,25
4	-9,936	75,74	-8,063	96,06	-10,025	85,19
5	-9,668	71,27	-7,826	90,32	-9,846	80,13
6	-9,154	66,80	-7,386	84,57	-9,429	75,07
7	-8,547	62,84	-6,868	84,24	-8,919	74,77
8	-8,042	57,61	-6,439	77,22	-8,503	68,53
9	-7,845	52,37	-6,274	70,20	-8,375	62,30
10	-8,129	47,13	-6,518	63,18	-8,697	56,07
11	-9,008	41,90	-7,267	56,16	-9,572	49,84
12	-10,473	36,66	-8,513	49,14	-10,986	43,61
13	-12,27		-10,041	42,12	-12,694	37,38
20	-15,826		-13,082		-16,077	
Totale Rx	-136,70		-110,90		-140,73	
	Rz		Rz		Rz	
1	9,131		7,547		9,275	
20	-9,131		-7,547		-9,275	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C_{1b}, C_{1t}, C₂ i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd\sqrt{k_{pi}}) 0,50 \times 0,65/\gamma_r \text{ dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

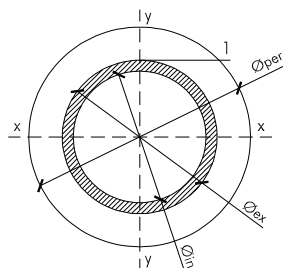
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

10.6 VERIFICHE STRUTTURALI

10.6.1 MICROPALI

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche per le verifiche con area solo acciaio ($\Phi_{per} = 25,5$ mm)

$\Phi_{ex} = 19,37$ cm	diam. esterno	$\Phi_{in} = 17,77$ cm	diam. interno
$A = 46,67$ cm ²	area acciaio	$J_{xx} = 2.016$ cm ⁴	momento inerzia xx
$W_{xe} = 208,1$ cm ³	mod. resistenza xx elas.	$W_{xp} = W_{xe} 1,27 = 264,28$ cm ³	m.resist. xx plastico

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in “fase di costruzione” mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Combinazione C_{1a} “fase di costruzione”

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35.

$N_d = 27,02$ kN	sforzo normale	$M_d = 41,70$ kNm	momento flettente
------------------	----------------	-------------------	-------------------

Combinazione C_{1b} “fase di costruzione”

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35

$N_d = 28,71$ kN	sforzo normale	$M_d = 53,46$ kNm	momento flettente
------------------	----------------	-------------------	-------------------

Caratteristiche della sollecitazione resistenti

La verifica viene condotta mantenendo la sezione in campo elastico

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 0,57 + 20,03 = 20,61 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \leq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. Progetto (C}_{1a})$$

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 0,61 + 25,68 = 26,29 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \leq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. Progetto (C}_{1b})$$

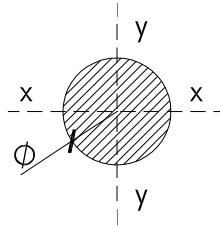
Essendo la sezione in classe 1, in base al riferimenti della Circolare Esplicativa 2019, si può effettuare la verifica anche in campo plastico. Si toglie la tensione normale dovuta ad N alla tensione di progetto e si calcola il momento resistente da confrontare con quello di calcolo:

$$M_{res} = W_{xp} f_{yd} = 89,35 \text{ kNm mom. resistente} \geq 48,65 \text{ kNm momento di calcolo}$$

$$\geq 62,38 \text{ kNm momento di calcolo}$$

10.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 15,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 12,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 0,50m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 2,50m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 5.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A_1+M_1+R_1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A_2+M_2+R_1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 46,26 \times (2,5/0,5) = 231,30 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 50,23 \times (2,5/0,5) = 251,15 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 18,56 \times (2,5/0,5) = 92,80 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = 9.927,68 \text{ kN} \geq N_d$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = 0,24 \text{ m} \leq L_f = 12,00 \text{ m (C}_{1b})$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 251,15 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli n}$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = 1,25 \text{ m} \leq L_f = 12,00 \text{ m (C}_{1b})$$

10.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 2,50 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=2,50$ m:

Combinazione di carico C_{1a}

$$\begin{aligned} N_d &= 46,26 (2,0/0,50) &= 231,30 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 80,12 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 100,15 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 50,075 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$\begin{aligned} N_d &= 50,23x(2,0/0,50) &= 251,15 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 87,00 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 108,75 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 54,37 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} "fase di esercizio".

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=2,50$ m:

$$\begin{aligned} N_d &= 15,10 (2,0/0,50) &= 60,40 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 26,15 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

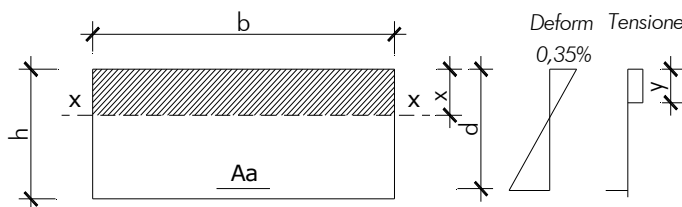
$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 32,68 \text{ kN} &\text{sf. tagliante} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 16,34 \text{ kNm} &\text{mom. flettente} \end{aligned}$$

Verifiche stato limite ultimo

Si riporta la verifica per la combinazione di carico C_{1b} più gravosa di C_{1a}

Verifiche stato limite ultimo

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00		
Altezza sezione h	50,00	Altezza utile d	45,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,056	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,79	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	43,61	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	137,19	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	50,07
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	127,99	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	2,35

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00	Altezza h	50,00
Altezza utile d	45,00	Diametro staffe	1,20
Area staffe A_w	4,5	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α_c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw}=A_{wy}/(bsf_c)$	0,078	cot θ	2,33
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	829,41	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta > 2,5$ $V_{rd} = V_{rs}$	891,44	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta < 1$ $V_{rd} = V_{rc}$	1.142,91	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	108,75	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00	Altezza utile d	45,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	50,00
Area armatura tesa 4 Φ 16 A_a	8,04	Area armatura compr. 3 Φ 16 A_a	0,00
Asse neutro x	11,59		
Momento inerzia J_{xx}	165.754		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	16,34		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	11,42	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	494,04	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

La verifica mediante la combinazione quasi permanente risulta verificata essendo meno gravosa della combinazione C_{1t} rara.

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio. Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,4$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.800$ daN/cm², diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è Φ 16 la distanza massima barre 15,0 cm

verifica soddisfatta.

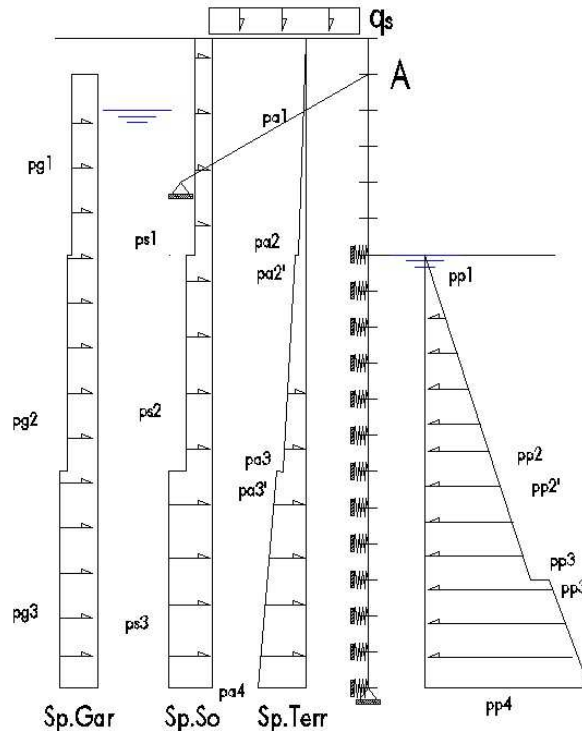
10.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante, si riportano quindi i due momenti dovuti, uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto, la verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva, i coefficienti utilizzati sono quelli $A2+M2+R1$, per la combinazione di carico statica e $A=1+M1+R1$ per la combinazione di carico sismica ($R1=1$).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr +1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz+G_{gar} (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 4,70$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 9,30$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 7,00$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 11,70$ kN/m	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 13,30$ kN/m	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 18,70$ kN/m	pres. attiva
$p_{s1} = 1,20$ kN/m	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 0,90$ kN/m	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,00$ kN/m	pres. attiva sovrac.		
$p_{g1} = 4,70$ kN/m	pres. attiva garage.	$p_{g2} = 3,50$ kN/m	pres. attiva garage.
$p_{g3} = 4,00$ kN/m	pres. attiva garage.		
$p_{ac} = 10,00$ kN/m	pres. acqua.	$p_{filtr} = 6,70$ kN/m	pres. attiva filtraz.
$p_{p1} = 0,00$ kN/m	pres. passiva	$p_{p2} = 38,70$ kN/m	pres. passiva
$p_{p2'} = 38,70$ kN/m	pres. passiva	$p_{p3} = 58,05$ kN/m	pres. passiva
$p_{p3'} = 63,81$ kN/m	pres. passiva	$p_{p4} = 81,69$ kN/m	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 4,7 \times 1/2 \times (1 \times 2/3 - 0,5) + 4,7 \times 2 \times (2/2 + 0,5) + (9,3 - 4,7) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 0,5) + 7 \times 3 \times (3/2 + 2) + (11,7 - 7) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 13,3 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + (18,7 - 13,3) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5,5) + 1,2 \times 3 \times (3/2 - 0,5) + 0,9 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 1 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + 4,7 \times 2,5 \times (2,5/2) + 3,5 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 4 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + 10 \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 0,5) + 10 \times 6 \times (6/2 + 2,5) + 6,7 \times 8/2 \times (8 \times 2/3 + 0,5) = 1.156,00 \text{ kNm}$$

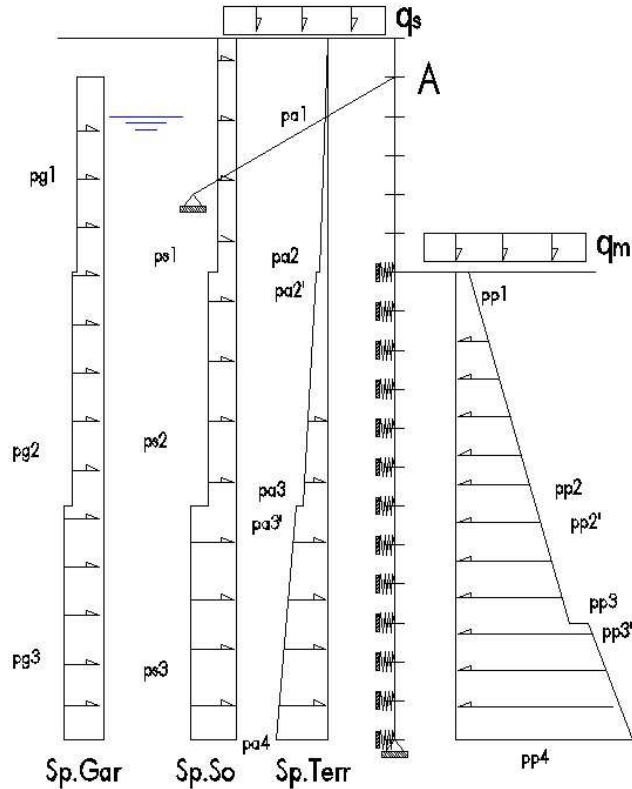
"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$M_{A_{pas}} = 38,70 \times 3/2 \times (3/2 + 2,5) + 38,70 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5,5) + (58,05 - 38,70) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5,5) + 63,81 \times 1,5 \times (1,5/2 + 7) + (81,69 - 63,81) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 7) = 1.567,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 1.567,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 1.156,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 1,36$$

"Fase di esercizio"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so + G_{gar} (A2+M2))



Schema dei carichi

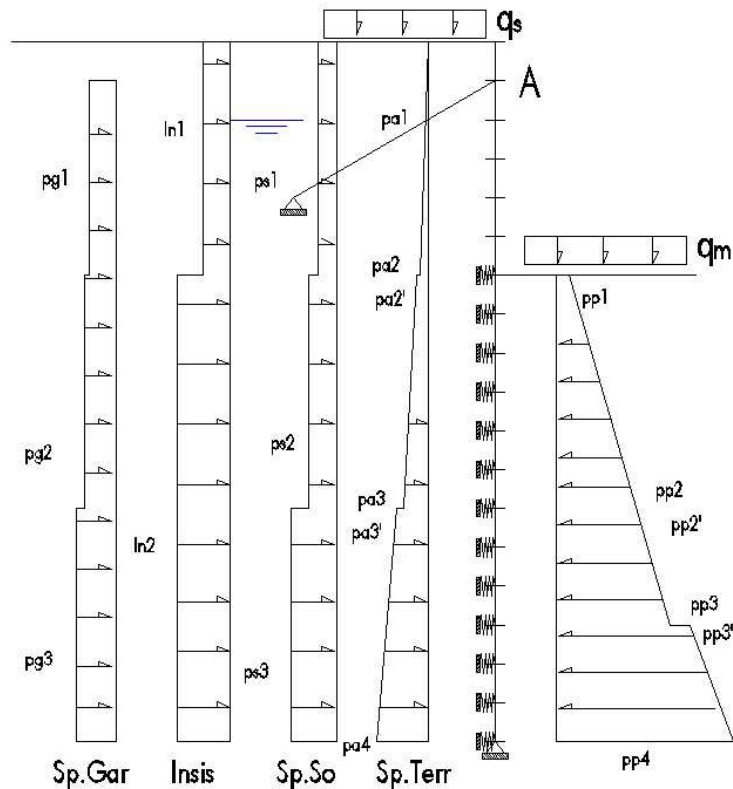
$p_{a1} = 4,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 9,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 7,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 11,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 13,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 18,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva
$p_{s1} = 1,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 0,90 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$p_{g1} = 4,70 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage	$p_{g2} = 3,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage
$p_{g3} = 4,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage		
$p_{p1} = 48,83 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 90,03 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 90,03 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 110,63 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 112,92 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 132,05 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{A_{att}} = 4,7 \times 1/2 \times (1 \times 2/3 - 0,5) + 4,7 \times 2 \times (2/2 + 0,5) + (9,3 - 4,7) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 0,5) + 7 \times 3 \times (3/2 + 2) + (11,7 - 7) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 13,3 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + (18,7 - 13,3) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5,5) + 1,2 \times 3 \times (3/2 - 0,5) + 0,9 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 1 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + 4,7 \times 2,5 \times (2,5/2) + 3,5 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 4 \times 3 \times (3/2 + 5,5) = 653,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 48,83 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + (90,03 - 48,83) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2,5) + 90,03 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5,5) + (110,63 - 90,03) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5,5) + 112,92 \times 1,5 \times (1,5/2 + 7) + (132,05 - 112,92) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 7) = 3.326,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 3.326,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 653,00 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 5,09$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + In.sis + G_{gar} (A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 3,9 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 7,9 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 5,6 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 9,4 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 10,9 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 15,3 \text{ kN/m}$	pres. attiva
$p_{s1} = 1,3 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,0 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,1 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$p_{g1} = 5,2 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage	$p_{g2} = 3,8 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage
$p_{g3} = 4,4 \text{ kN/m}$	pres. attiva garage		
$I_{s1} = 1,5 \text{ kN/m}$	incr. sismico	$I_{s2} = 3,6 \text{ kN/m}$	incr. sismico
$p_{p1} = 57,81 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 106,59 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 106,59 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 130,98 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 132,78 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 154,96 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 3,9 \times 1/2 \times (1 \times 2/3 - 0,5) + 7,9 \times 2 \times (2/2 + 0,5) + (7,9 - 3,9) \times 2/2 \times (2 \times 2/3 + 0,5) + 5,6 \times 3 \times (3/2 + 2) + (9,4 - 5,6) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 10,9 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + (15,3 - 10,9) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5,5) + 1,3 \times 3 \times (3/2 - 0,5) + 1 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 1,1 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + 5,2 \times 2,5 \times (2,5/2) + 3,8 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + 4,4 \times 3 \times (3/2 + 5,5) + 1,5 \times 3 \times (3/2 - 0,5) + 3,3 \times 6 \times (6/2 + 2,5) = 673,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 57,81 \times 3 \times (3/2 + 2,5) + (106,59 - 57,81) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2,5) + 106,59 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5,5) + (130,98 - 106,59) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5,5) + 132,78 \times 1,5 \times (1,5/2 + 7) + (154,96 - 132,78) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 7) = 3.818,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 3.818,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 673,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 5,67$$

10.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa.

Caratteristiche della sollecitazione

$N_d = 31,52 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C_{1a}

$N_d = 33,50 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C_{1b}

Verifica al carico limite verticale

Per il calcolo della capacità portante si utilizza la teoria proposta da Bustamante e Doix, considerando i micropali realizzati con una miscela cementizia colata a gravità o iniettata a debole pressione, designati con la sigla IGU. La portata limite per aderenza laterale si esprime, secondo gli autori, mediante l'espressione:

$$N_u = \pi D_b L_b q_s = \pi \alpha D_p L_b q_s$$

D_b diametro medio bulbo L_b lunghezza del bulbo

q_s aderenza limite bulbo-terreno D_p diam perforazione

α rapporto fra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

I valori di α possono essere desunti dalla tabella fig. 3.5, mentre i valori della aderenza limite q_s possono essere dedotti dal diagramma di figura 3.6, in cui la curva superiore si riferisce ai bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute e selettive (IRS), mentre le curve inferiori si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezione semplice (IGU).

Si considera in via cautelativa una sola verticale indagata, adottando i parametri geotecnici del corridoi.

Si considera per il primo strato $\phi = 30^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 11$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s1} = 0,80 \text{ daN/cm}^2$, mentre per il secondo strato $\phi = 26,5^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 13$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s2} = 0,9 \text{ daN/cm}^2$.

$L_1 = 3,00 \text{ m}$ lunghezza efficace 1° strato $L_2 = 3,20 \text{ m}$ lunghezza efficace 2° strato

$D_p = 25,5 \text{ cm}$ diametro di perforazione $\alpha = 1,00$ (tabella 1)

$$N_{u1} = \pi \alpha D_p (L_1 q_{s1} + L_2 q_{s2}) = 3,14 \times 1,00 \times 25,5 (300 \times 0,80 + 320 \times 0,90) = 422,98 \text{ kN}$$

Per la caratterizzazione geotecnica si considera un'unica prova quindi coefficienti parziali:

$\xi_{a3} = 1,70$ $\gamma_r = 1,15$

$$N_r = N_u / (\xi_{a3} \times \gamma_r) = 216,36 \text{ kN} \geq N_d = 31,52 \text{ kN}$$

Tipo di terreno	Coefficiente α		Quantità minima di miscela V_s
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossolana	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Limo	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ } V_s \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Argilla	1,8 à 2	1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ à } 3 \text{ } V_s \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Marna	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s per strati compatti
Marna calcarea	1,8	1,1 à 1,2	
Arenaria alterata o fratturata	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s o maggiore per strati fratturati
Roccia alterata o frattura	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s per strati poco fessurati 2 o superiori nel caso di roccia fratturata

Figura 3.5. Valori del coefficiente α per il calcolo del diametro efficace α per la valutazione della capacità portante di un micropalo

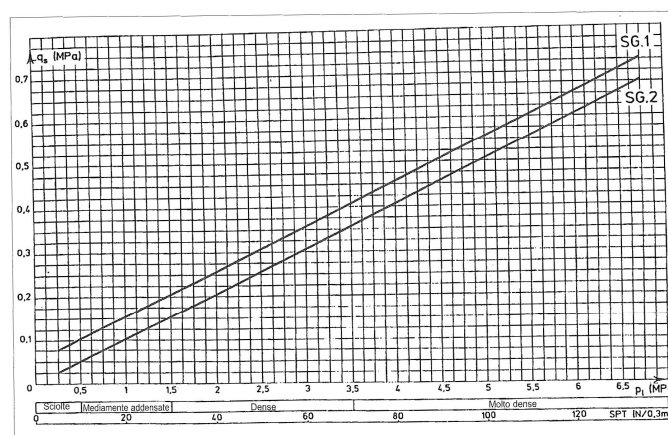


Figura 3.6. Abacchi per il calcolo del valore di q_s in terreni sabbiosi-ghiaiosi

Diagrammi per la resistenza dei pali ai carichi assiali

10.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa.

Caratteristiche della sollecitazione

$$\begin{aligned}
 N_d &= 46,26 \times (2,5/0,50) &= 231,30 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica} \\
 N_d &= 50,23 \times (2,5/0,50) &= 251,15 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica} \\
 N_d &= 46,26 \times (2,5/0,50)/1,35 &= 171,33 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione } C_{1t} \text{ statica (SLE rara)}
 \end{aligned}$$

Verifica allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 Mpa.

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata Vs	Rapporto A/C
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 + 1,4	1,5 Vs	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 Vs	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 Vs	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 Vs	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 Vs	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 Vs	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) Vs; IGU: 1,5 Vs	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 Vs; IGU: 1,5 Vs	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) Vs; IGU: (1,5 + 2) Vs	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) Vs per strati compatti	1,7 + 2,4
Calciari marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) Vs o più per strati fratturati	
Calciari alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) Vs o più per strati poco fratturati 2 Vs o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2 + 6) Vs o più per strati poco fratturati 2 Vs o più per strati fratturati	1,7 + 2,4

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione

$V_i = L_f D_f^2 / 4$
 L_f : lunghezza della fondazione
 D_f : diametro reale della fondazione

Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Davis, 1985)

Valori del coefficiente α

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Limo			
Argilla			
Marna	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Calciari marnosi			
Calciari alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

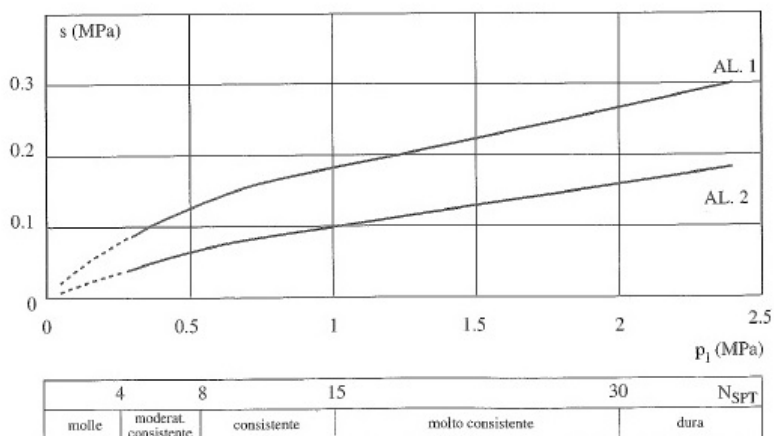


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,160\text{MPa}$.
 - $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,14\text{MPa}$.
 - $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.
- $L_{f1} = 2,00\text{ m}$ lunghezza fondazione $L_{f2} = 6,00\text{ m}$ lunghezza fondazione
 $L_{f3} = 4,00\text{ m}$ lunghezza fondazione $D_d = 14\text{ cm}$ diametro di perforazione
 $\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4
 $R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 789,04\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

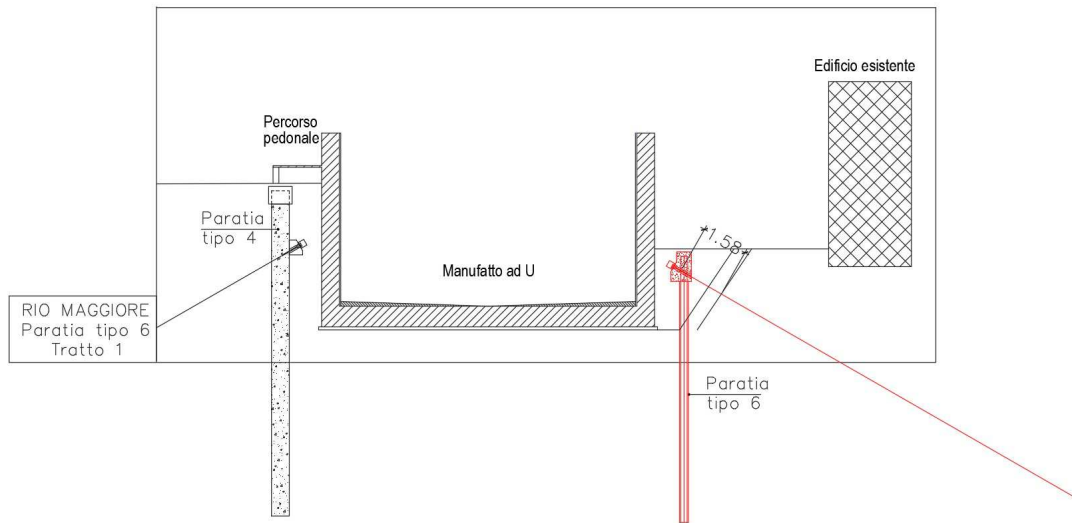
Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,09\text{MPa}$.
 - $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 11, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,090\text{MPa}$.
 - $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_s = 0,10\text{MPa}$.
- $L_{f1} = 2,00\text{m}$ lunghezza fondazione $L_{f2} = 6,00\text{ m}$ lunghezza fondazione
 $L_{f3} = 4,00\text{ m}$ lunghezza fondazione $D_d = 14\text{ cm}$ diametro di perforazione
 $\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4
 $R_{a,c1} = \pi \alpha_d D_d L_f q_s = 91,04\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento
 $R_{a,c2} = \pi \alpha_d D_d L_f q_s = 273,13\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento
 $R_{a,c3} = \pi \alpha_d D_d L_f q_s = 202,31\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento
 $R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 566,30\text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,med} =$	$= 677,67\text{ kN}$	resistenza limite allo sfilamento
$R_{a,min} =$	$= 566,30\text{ kN}$	resistenza limite allo sfilamento
$\xi_{a3} = 1,75$	$\xi_{a4} = 1,70$	$\gamma_{rap} = 1,20$
$R_{ak} = R_{a,c,med} / \xi_{a3}$	$= 387,24\text{ kN}$	resistenza caratteristica allo sfilamento
$R_{ak} = R_{a,c,min} / \xi_{a4}$	$= 333,11\text{ kN}$	resistenza caratteristica allo sfilamento
$R_{ad} = R_{a,k} / \gamma_{rap}$	$= 277,59\text{ kN}$	resistenza di progetto $\geq N_d = 231,30\text{ kN}$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \Phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 2,50\text{m}$, $d = 0,5\text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{\max} / g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In "fase di costruzione" la lunghezza libera statica assume il valore di $1,58\text{ m} \leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

In "fase di esercizio" la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$L_s = 1,05\text{ m}$	lunghezza libera statica	
$a_{\max} = 1,00 \times 1,50 \times 0,147\text{ g}$	$= 0,220\text{ g}$	accelerazione massima
$L_e = L_s (1 + 1,50 a_{\max} / g)$	$= 1,39\text{ m}$	lunghezza libera sismica $\leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

La verifica è soddisfatta

10.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

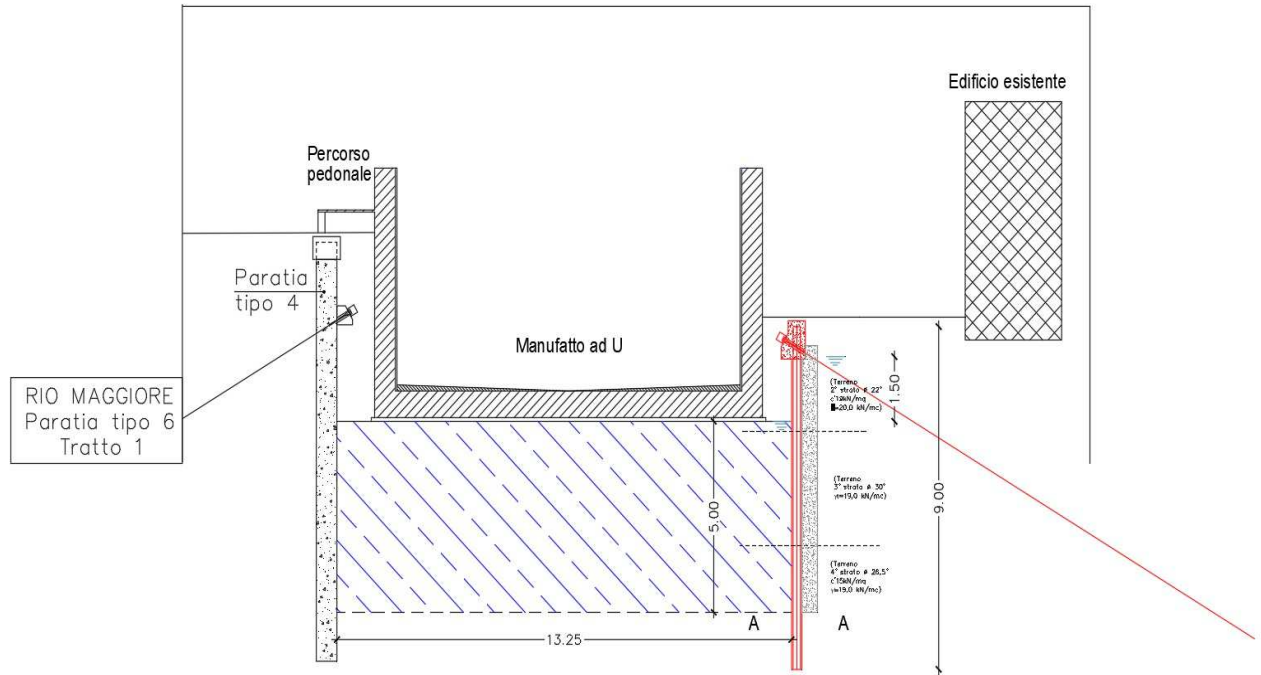
10.8 VERIFICHE IDRAULICHE

10.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la "fase di costruzione" viene abbattuta la quota dell'acqua all'interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa $1,50\text{m}$.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni drenate e non drenate. Per garantire l'impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro $0,6\text{ m}$.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d'acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all'interno di uno strato di argilla soffice, l'argilla può fluire al di sotto della paratia all'interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un'instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles *“Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatocchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo”*).

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$, $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$$

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B'$$

$$R_{d1} = c_u D$$

$$R_{d2} = (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$$

$$\gamma_{g1} = 1,10$$

$$\gamma_t = 19,50 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 7500 \text{ cm}$$

$$B' = 13,25 \times 0,707 = 9,36 \text{ m}$$

$$G_{inst,d} = \gamma_{g1} \gamma_t D B'$$

$$G_{inst,d} = \gamma_g \gamma_t D B'$$

azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A

azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno

resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D

resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione

coefficiente parziale azione carico permanente

peso specifico terreno

peso di terreno sopra il piede della paratia

fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno

$$= 1,10 \times 19,50 \times 7,50 \times 9,36 = 1.505,79 \text{ kN/m terreno}$$

$$= 1,10 \times 20,00 \times 9,36 = 205,92 \text{ kN/m garage}$$

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m².

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 9,36 = 70,20 \quad \text{kN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 2	$c_u = 76,00 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 4	$c_u = 79,50 \text{ kN/m}^2$		

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$\begin{aligned} c_u &= \text{kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 37 \text{ kN/m}^2 \\ R_{d1} &= c_u D = 37 \times 7,50 & & & &= 277,5 \text{ kN/m} \\ R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (37 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 9,36 = 2.692,68 \text{ kN/m} \\ G_{inst,d} + Q_{inst,d} & & & & \leq & (R_{d1} + R_{d2}) \\ 1.505,79 + 205,92 + 70,2 & & & & &= 1.781,91 \text{ kN/m} \leq (277,5 + 2.692,68) = 2.970,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

10.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$\gamma_m = 19,50 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{ac} = 10 \text{ kN/m}^3$
$S = 5,00 \text{ m}$	spessore terreno che funziona da membrana impermeabile
$Z = 5,00 + 1,50 = 6,50 \text{ m}$	altezza acqua per calcolo sottospinta

$0,90 \times S \times \gamma_m$	$> 1,10 \times Z \times \gamma_{ac}$	
$87,75 \text{ kN/m}^2$	$> 71,5 \text{ kN/m}^2$	verifica soddisfatta

10.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro

$H = 1,50 \text{ m}$	dislivello acqua
$D = 5,00 \text{ m}$	profondità di infissione palancola
$i_e = H / (H + 2D)$	$= 0,13$
$FS = i_c / i_e = 7,30$	≥ 2

10.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITÀ SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

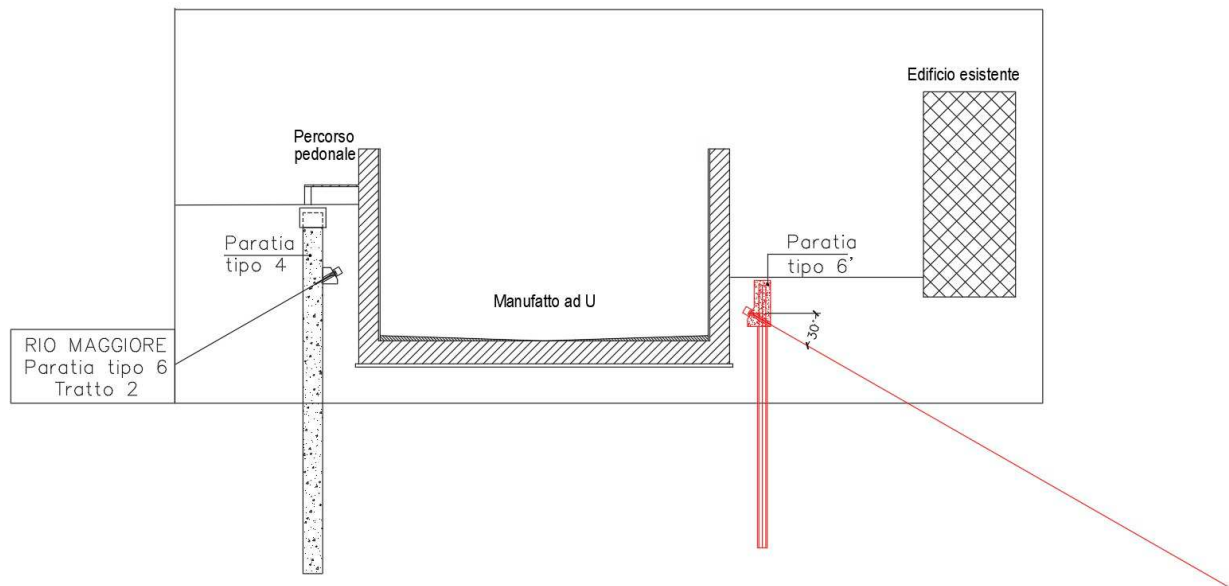
tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z = 0$ è

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x = 0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.

11 OPERA PROVVISORIALE PARATIA 6 – TRATTO 2 (S6)

11.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Per il terreno a tergo del manufatto a U si assumano le caratteristiche meccaniche sotto riportate:

0,0-3,0m	$\Phi_k = 22^\circ$	$c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
3,0-6,0m	$\Phi_k = 30^\circ$	$c'_k = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
> 6,0m	$\Phi_k = 26,5^\circ$	$c'_k = 0,15 \text{ daN/cm}^2$	$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

La falda nei calcoli si assume a 1,00m dal piano campagna. L'opera ha una altezza complessiva pari a 9m.

Spinta terreno

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e passiva per le due combinazioni STR e GEO.

Combinazione STR (coefficienti parziali terreno M1)

$\gamma_M = 1,0$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{[\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)][1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)/(\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta))]]^2}$			
$K_{as1} = 0,046$	coef. spinta attiva	$K_{as2} = 0,298$	coef. spinta attiva
$K_{as3} = 0,341$	coef. spinta attiva		

Combinazione GEO (coefficienti parziali terreno M2)

$\gamma_M = 1,25$	$\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 17,91^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 24,79^\circ$	ang. attrito progetto
	$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 21,75^\circ$	ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$	ang. terreno-orizzontale	$\alpha = 90^\circ$	ang muro-orizzontale
$\delta_a = 2/3 \Phi$	ang. attrito terreno-paratia stato attivo		
$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha+\Phi)}{[\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)][1+RQ[\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)/(\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta))]]^2}$			

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$K_{as1} = 0,476 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as2} = 0,364 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{as3} = 0,410 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Spinta da carichi permanenti

L'opera è realizzata all'interno del corridoio tra Via Enrico Toti e Via Giorgio Rodocanacchi. È presente una costruzione in prossimità dell'opera avente un peso stimato con un carico lineare indefinito che simula la fondazione nastriforme di 150 kN/m.

In "fase di esercizio" è presente all'interno dello scavo il manufatto ad U, dal peso stimato con un carico uniforme indefinito di 32 kN/m².

Spinta da carichi accidentali

Si considera un carico accidentale dovuto alla presenza delle persone di 5,0 kN/m².

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno $M1$ (unitari)

$$\gamma_M = 1,0 \quad \Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 22,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d2} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

$$\Phi_{d3} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 26,5^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C)

Stato limite di salvaguardia SLV

$$a_g = 0,115 \, g \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,147 \, g \quad \text{accel orizzontale} \quad a_v = 0 \quad (\text{NTC2018 par.7.11.6.3.1})$$

$$\theta = \arctan k_h = 8,36^\circ$$

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{ass1} = 0,536 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,405 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 3,0 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 3,0 m e la parte restante di 5,0 m.

$$I_{s1} = 2,05 \, \text{kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 3,0m} \quad I_{s2} = 5,00 \, \text{kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

Stato limite di danno SLD

$$a_g = 0,0420 \, g \quad S_S = 1,50 \quad S_T = 1,00$$

$$S = S_S S_T = 1,50 \quad \alpha = 0,95 \quad \beta = 0,90$$

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_g S = 0,054 \, g \quad \text{accel orizzontale}$$

$$\theta = \arctan k_h = 3,091^\circ$$

$$K_{ass1} = 0,453 \quad \text{coef. spinta attiva} \quad K_{ass2} = 0,333 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

$$K_{ass3} = 0,383 \quad \text{coef. spinta attiva}$$

Si considera come opera fuori terra un'altezza di 3,0 m, si riporta l'incremento di spinta sismico distribuito uniformemente su due tratti: i primi 3,0 m e la parte restante di 5,0 m.

$$I_{s1} = 0,74 \, \text{kN/m} \quad \text{incr.sismico primi 3,0m} \quad I_{s2} = 1,74 \, \text{kN/m} \quad \text{incr. sismico restante parte}$$

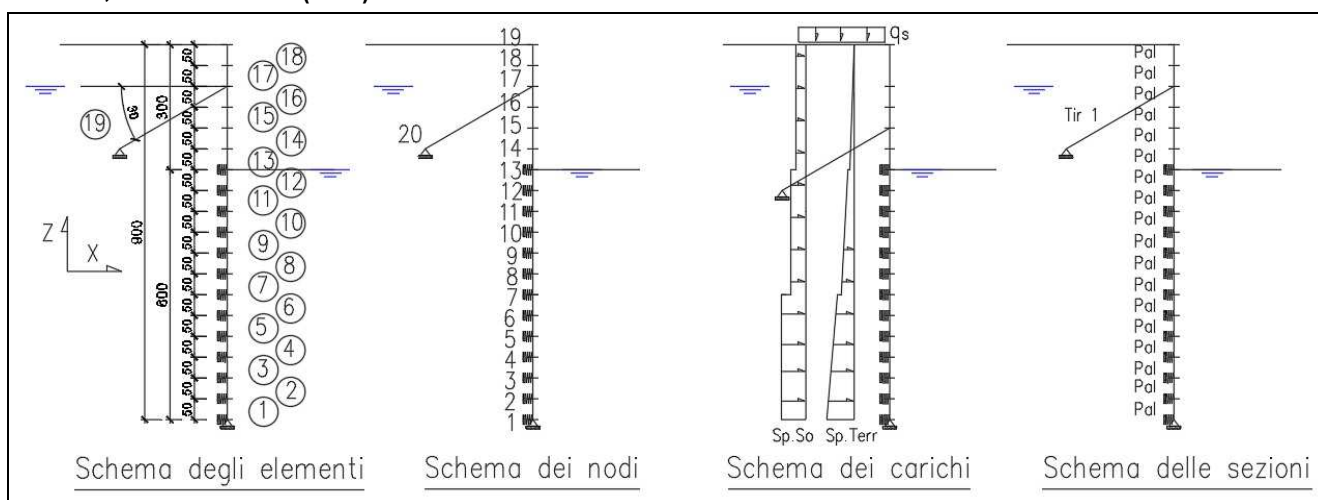
11.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per valutare gli effetti indotti da carichi orizzontali vengono impiegati diversi modelli di calcolo a seconda della combinazione di carico considerata, l'analisi è relativa ad un micropalo interasse 0,60 m. Per la costante elastica delle molle si è assunto $k=1,00 \text{ daN/cm}^2$.

Per uno studio accurato dell'opera si è prevista una modellazione in due fasi: in "fase di costruzione" e in "fase di esercizio". Tale scelta è stata dettata dal fatto che durante la fase di costruzione non è presente il manufatto ad U, ma è presente solo in fase di esercizio.

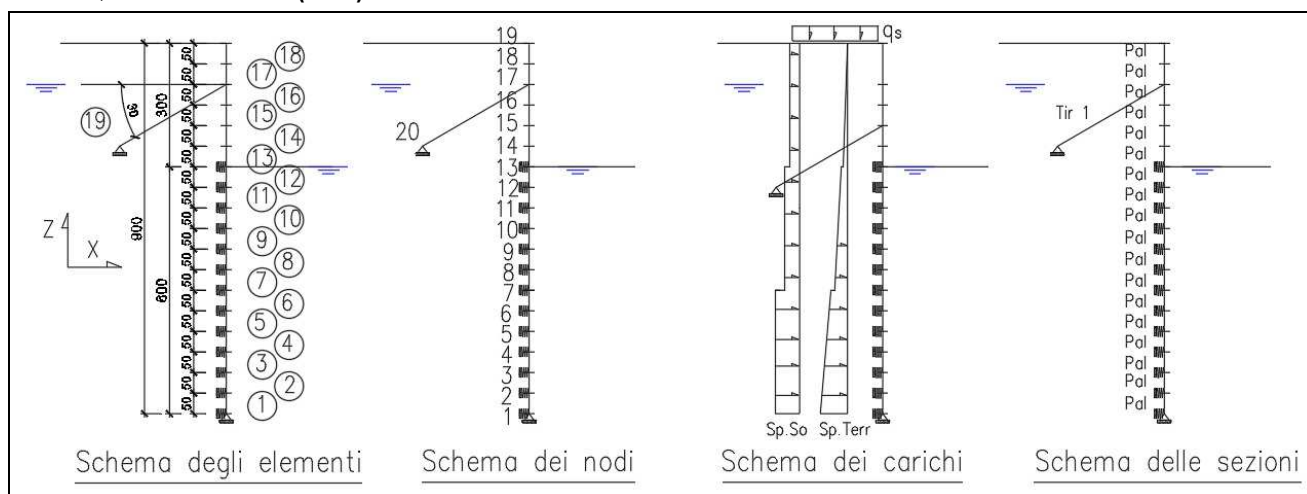
Per il terreno a valle dell'opera, si assume che questo fino a 3,00m dalla sommità sia incapace di opporre resistenza ma viene considerato un sovraccarico agente sul terreno di valle, pari al peso del manufatto ad U, solo in fase di esercizio. In "fase di costruzione", la falda a monte è assunta a 1,00m dal piano campagna mentre a valle 3,00m, invece in "fase di esercizio" la falda a monte e a valle sono assunte a 1,00 m dal piano campagna.

1° modello, carichi statici (SLU): "fase di costruzione"



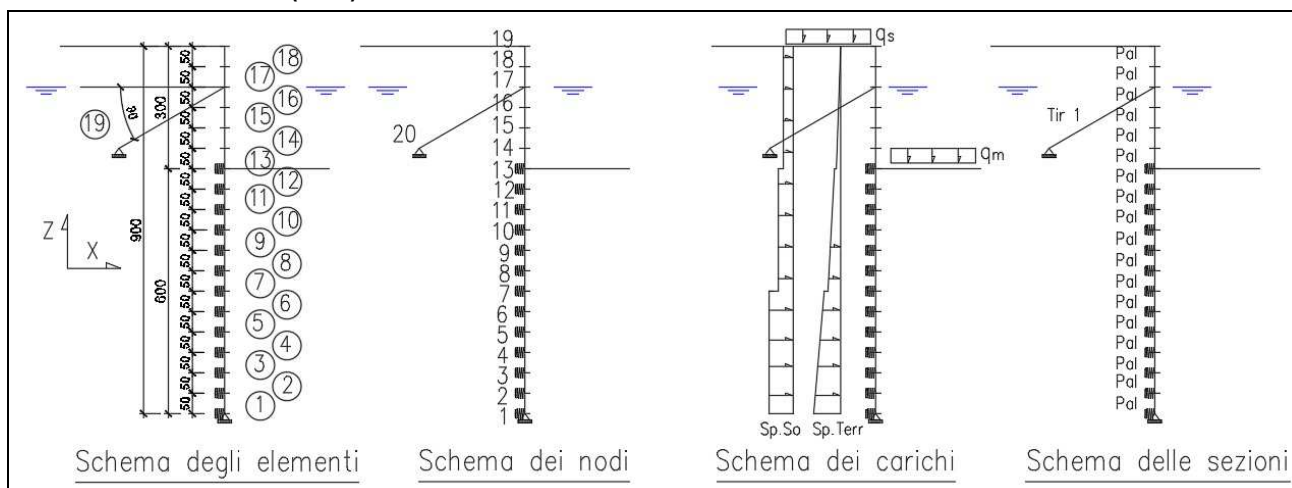
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
	Combinazione C _{1a}	1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q _k + filtr.)			(A1+M1)
	Combinazione C _{1b}	1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): "fase di costruzione"



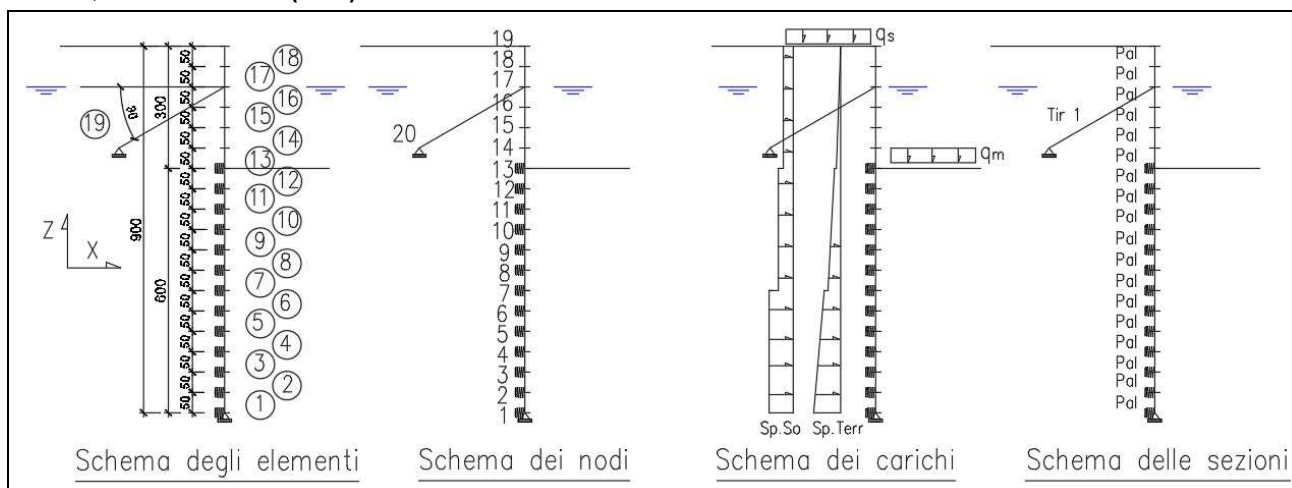
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
	Combinazione C _{1t} (rara)	sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr			(A1+M1)

1° modello, carichi statici (SLU): “fase di esercizio”



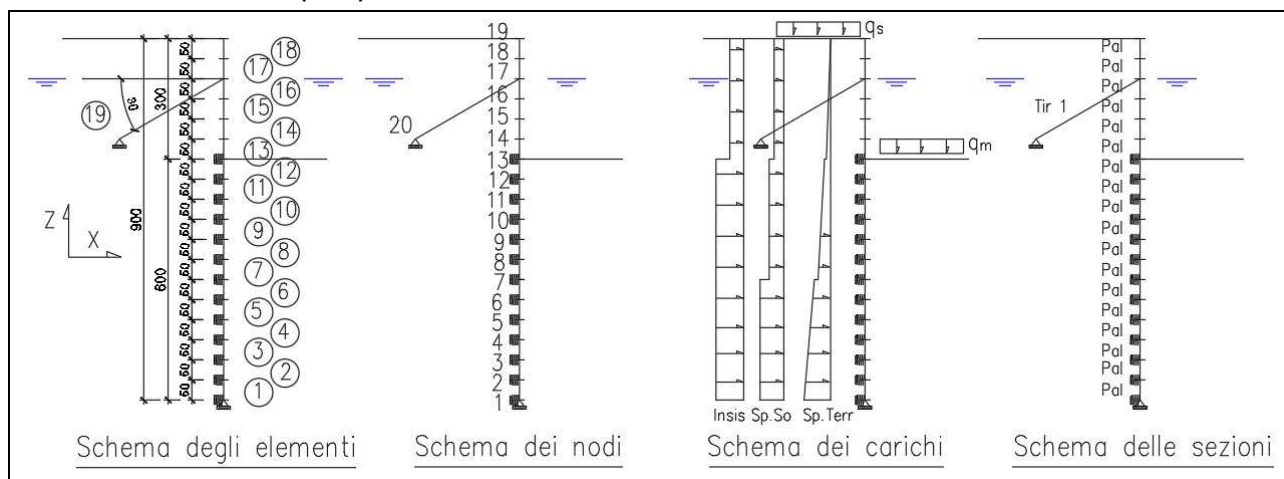
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1a}		1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)			(A1+M1)
Combinazione C_{1b}		1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.			(A2+M2)

2° modello, carichi statici (SLE): “fase di esercizio”



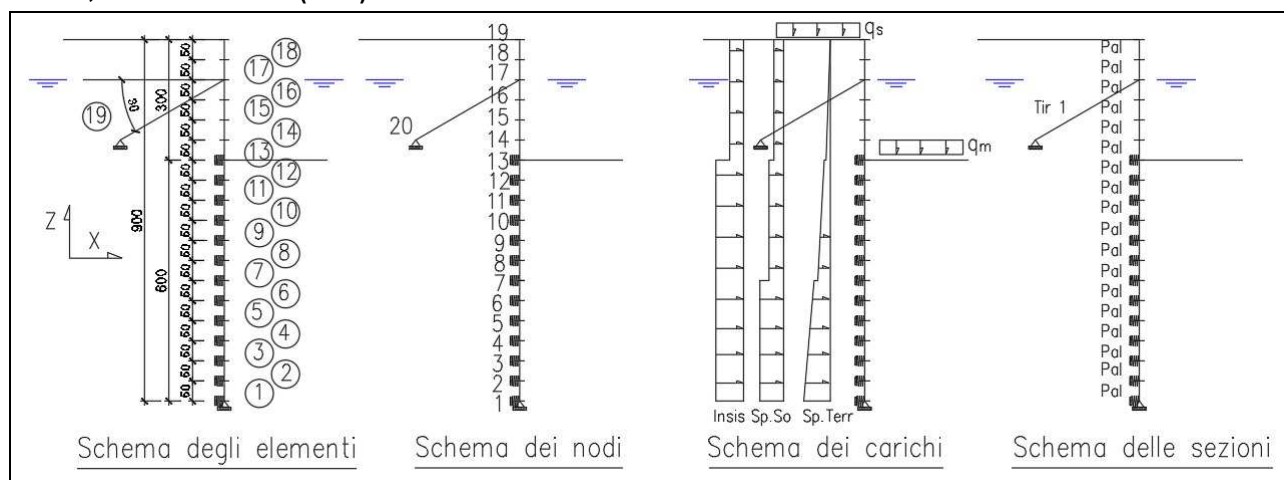
Sp.terr	spinta terreno	Sp.so	spinta sovraccarichi accidentali	Sp.ac	spinta acqua
Combinazione C_{1t} (rara)		sp.terr + sp.ac + sp.so + filtr.			(A1+M1)

3° modello, carichi sismici (SLV): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm..
 Combinazione C₂ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis. + filtr.$

4° modello, carichi sismici (SLD): "fase di esercizio"



Sp.terr sp. terreno Sp.so spinta sovraccarichi accidentali Sp.ac spinta acqua
 Insis incremento di spinta sismico dei perm..
 Combinazione C₃ $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis. + filtr.$

Tale modello è stato adoperato unicamente per la verifica delle deformazioni.

Nel SAP2000 i carichi inseriti sono già la combinazione delle condizioni elementari e i valori sono quelli riportati nelle tabelle seguenti

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di costruzione (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)}	P _{filt(hi)}	P _{ac(hi)}	P _{ter2}	P _{sov2}	C1 a	C1t	C1b
0,00	0,00	1,37	0,00	0,00	0,00	0,00	1,63	1,86	1,37	1,87
0,50	2,75	1,37	0,00	0,00	0,00	3,26	1,63	5,57	4,12	5,13
0,50	2,75	1,37	0,00	0,00	0,00	3,26	1,63	5,57	4,12	5,13
1,00	5,50	1,37	0,00	0,00	0,00	6,52	1,63	9,28	6,87	8,39
1,00	5,50	1,37	0,00	0,00	0,00	6,52	1,63	9,28	6,87	8,39
1,50	6,87	1,37	1,84	0,58	3,50	8,15	1,63	19,13	14,17	15,95
2,00	8,25	1,37	3,53	1,17	7,00	9,78	1,63	28,79	21,32	23,36
2,50	9,62	1,37	4,96	1,75	10,50	11,41	1,63	38,08	28,21	30,49
3,00	11,00	1,37	6,05	2,33	14,00	13,04	1,63	46,92	34,75	37,30
3,00	7,84	0,98	6,05	2,33	14,00	9,77	1,22	42,12	31,20	33,56
3,50	8,72	0,98	6,78	2,92	14,00	10,87	1,22	45,08	33,40	35,97
4,00	9,60	0,98	7,17	3,50	14,00	11,97	1,22	47,59	35,25	38,04
4,50	10,49	0,98	7,27	4,08	14,00	13,07	1,22	49,71	36,82	39,83
5,00	11,37	0,98	7,16	4,67	14,00	14,17	1,22	51,53	38,17	41,40
5,50	12,25	0,98	6,88	5,25	14,00	15,27	1,22	53,14	39,36	42,80
6,00	13,13	0,98	6,50	5,83	14,00	16,37	1,22	54,61	40,45	44,11
6,00	15,24	1,14	6,50	5,83	14,00	18,61	1,39	57,66	42,71	46,54
6,50	16,26	1,14	6,06	6,42	14,00	19,86	1,39	59,24	43,88	47,94
7,00	17,29	1,14	5,60	7,00	14,00	21,11	1,39	60,78	45,02	49,31
7,50	18,31	1,14	5,14	7,58	14,00	22,36	1,39	62,32	46,17	50,68
8,00	19,33	1,14	4,69	8,17	14,00	23,61	1,39	63,89	47,32	52,06
8,50	20,36	1,14	4,26	8,75	14,00	24,86	1,39	65,49	48,51	53,47
9,00	21,38	1,14	3,87	9,33	14,00	26,11	1,39	67,12	49,72	54,91
Totale	105,63	10,48	42,91	37,33	98,00	129,11	12,72	397,38	294,36	321,99

Valori della pressione, condizioni elementari di carico e combinazioni in fase di esercizio (unità kN,m)

h	P _{ter1}	P _{sov1}	P _{casa(hi)} ₁	P _{ter2}	P _{sov2}	P _{sov1s}	P _{sov1sd}	C1 a	C1t	C1b	C2	C3
0,00	0,00	1,37	0,00	0,00	1,63	1,81	1,53	1,86	1,37	1,87	2,42	1,05
0,50	2,75	1,37	0,00	3,26	1,63	1,81	1,53	5,57	4,12	5,13	5,17	3,80
0,50	2,75	1,37	0,00	3,26	1,63	1,81	1,53	5,57	4,12	5,13	5,17	3,80
1,00	5,50	1,37	0,00	6,52	1,63	1,81	1,53	9,28	6,87	8,39	7,92	6,55
1,00	5,50	1,37	0,00	6,52	1,63	1,81	1,53	9,28	6,87	8,39	7,92	6,55
1,50	6,87	1,37	1,84	8,15	1,63	1,81	1,53	13,62	10,09	11,87	11,13	9,76
2,00	8,25	1,37	3,53	9,78	1,63	1,81	1,53	17,76	13,16	15,19	14,20	12,83
2,50	9,62	1,37	4,96	11,41	1,63	1,81	1,53	21,54	15,96	18,24	17,00	15,63
3,00	11,00	1,37	6,05	13,04	1,63	1,81	1,53	24,87	18,42	20,96	19,46	18,09
3,00	7,84	0,98	6,05	9,77	1,22	1,33	1,10	20,07	14,87	17,22	19,15	15,85
3,50	8,72	0,98	6,78	10,87	1,22	1,33	1,10	22,25	16,48	19,05	20,76	17,46
4,00	9,60	0,98	7,17	11,97	1,22	1,33	1,10	23,97	17,75	20,54	22,04	18,74
4,50	10,49	0,98	7,27	13,07	1,22	1,33	1,10	25,30	18,74	21,75	23,02	19,72
5,00	11,37	0,98	7,16	14,17	1,22	1,33	1,10	26,33	19,51	22,73	23,79	20,49
5,50	12,25	0,98	6,88	15,27	1,22	1,33	1,10	27,15	20,11	23,55	24,40	21,09
6,00	13,13	0,98	6,50	16,37	1,22	1,33	1,10	27,83	20,61	24,27	24,90	21,60
6,00	15,24	1,14	6,50	18,61	1,39	1,52	1,28	30,88	22,88	26,71	27,04	23,74
6,50	16,26	1,14	6,06	19,86	1,39	1,52	1,28	31,67	23,46	27,52	27,63	24,32
7,00	17,29	1,14	5,60	21,11	1,39	1,52	1,28	32,43	24,02	28,31	28,19	24,88
7,50	18,31	1,14	5,14	22,36	1,39	1,52	1,28	33,19	24,58	29,10	28,75	25,44
8,00	19,33	1,14	4,69	23,61	1,39	1,52	1,28	33,96	25,16	29,90	29,32	26,02
8,50	20,36	1,14	4,26	24,86	1,39	1,52	1,28	34,77	25,76	30,72	117,84	114,53
9,00	21,38	1,14	3,87	26,11	1,39	1,52	1,28	35,62	26,39	31,58	26,68	23,38
Totale	105,63	10,48	42,91	129,11	12,72	14,01	11,72	214,68	159,02	186,66	230,48	206,57

h profondità i_p = interasse pali (0,7 m)

P_{ter1}(h_i) pressione terreno coef. M1, alle varie quote h_i

P_{sov1}(h_i) pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M1, alle varie quote h_i

P_{ac}(h_i) pressione acqua, alle varie quote h_i

$P_{ter2}(h_i)$ pressione terreno coef. M2, alle varie quote h_i

$P_{sov2}(h_i)$ pressione terreno sovraccarichi accidentali coef. M2, alle varie quote h_i

$P_{filtr}(h_i)$ pressione filtrazione, alle varie quote h_i

Combinazione C_{1a} (SLU) $1,35 (sp.terr + sp.ac + sp.so + Q_k + filtr.)$ (A1+M1)

Combinazione C_{1b} (SLU) $1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so + 1,00 filtr.$ (A2+M2)

Combinazione C_{1t} (SLE, rara) $1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,00 sp.so + 1,00 filtr.$ (A1 + M1)

Combinazione C_2 (SLV) $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$ (A=1 + M1)

Combinazione C_3 (SLD) $sp.terr + sp.ac + 0,20(sp.so) + In.sis + filtr.$ (A=1+M1)

Totale rappresenta la azione totale agente sulla paratia

Presa visione delle tabelle sopra riportate, per le verifiche SLU in entrambe le fasi si adopera le combinazioni C_{1a} e C_{1b} derivanti dall' "fase di costruzione" che risultano essere le più gravose. Per le verifiche SLE si adopera la combinazione C_{1t} della "fase di esercizio".

11.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nei diagrammi che seguono, si riportano i vari elementi della paratia, uno di seguito all'altro: palo e tirante. Mentre nel diagramma dello sforzo normale è presente il tirante, in quelli dello sforzo tagliante e nel momento flettente non è presente, perché tale elemento non è sollecitato.

Diagramma sforzo normale (kN): "fase di costruzione"

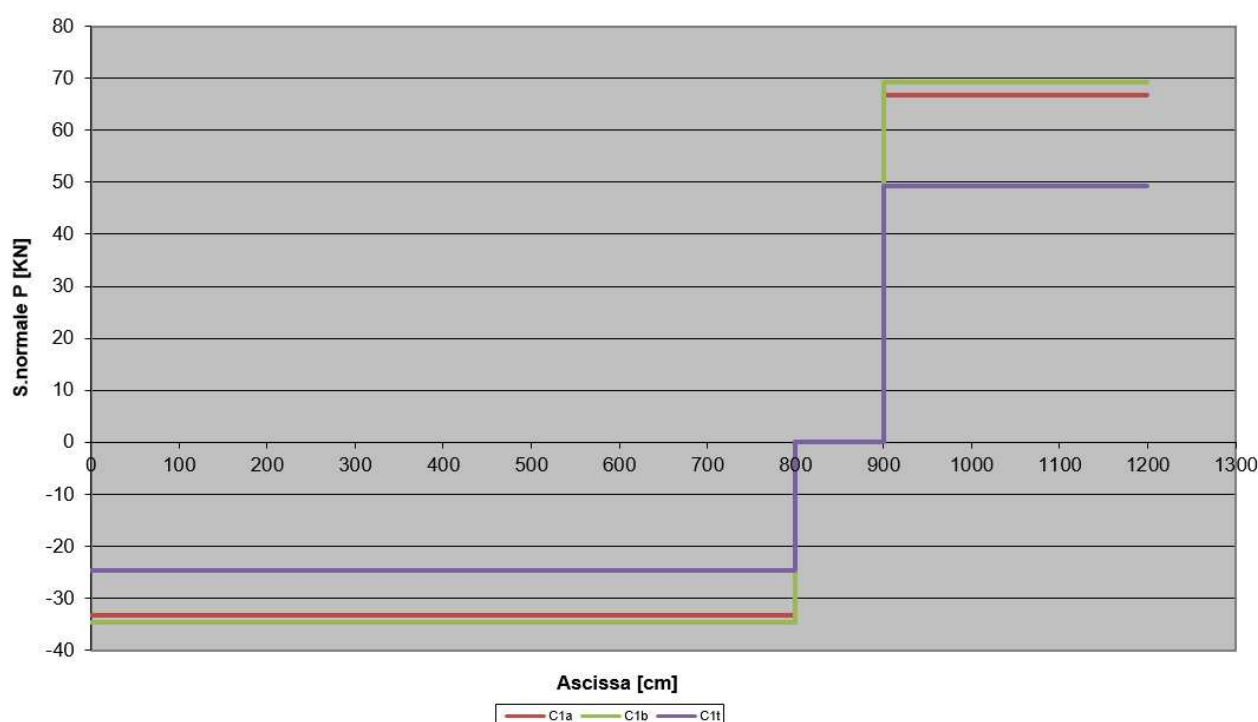


Diagramma sforzo normale (kN): “fase di esercizio”

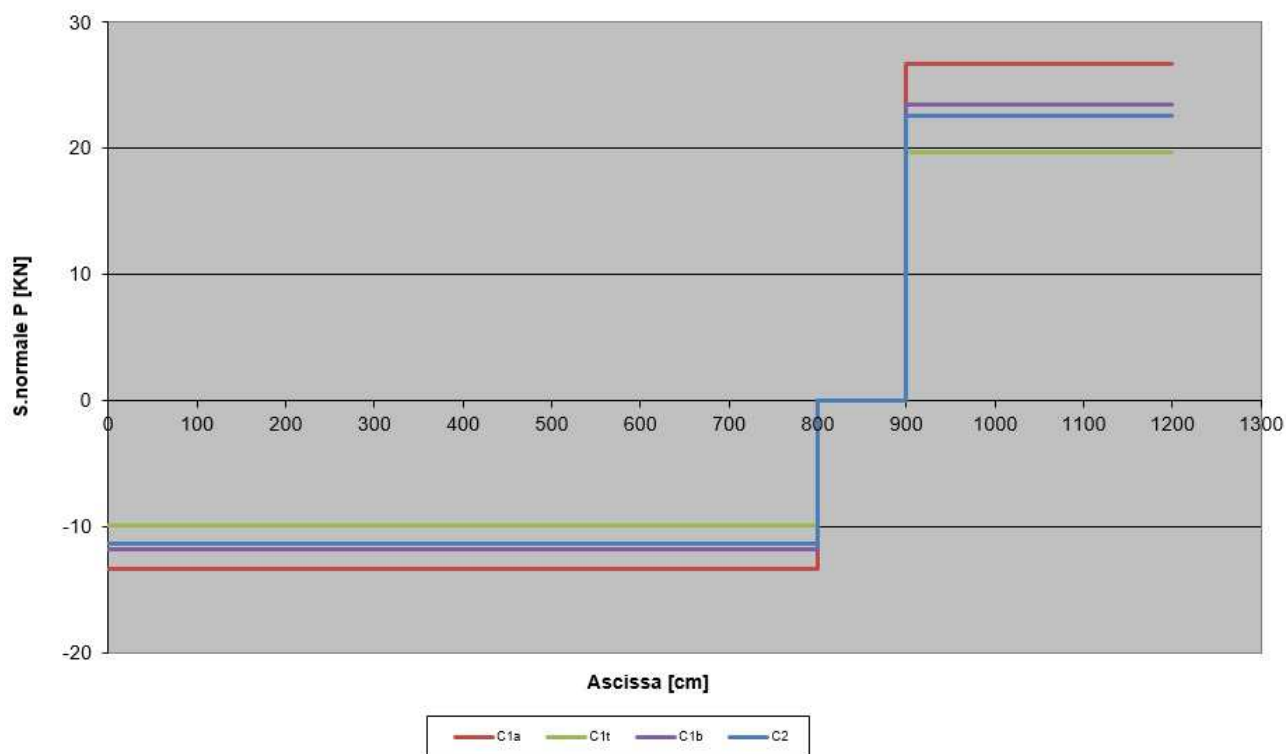


Diagramma sforzo tagliante (kN): “fase di costruzione”

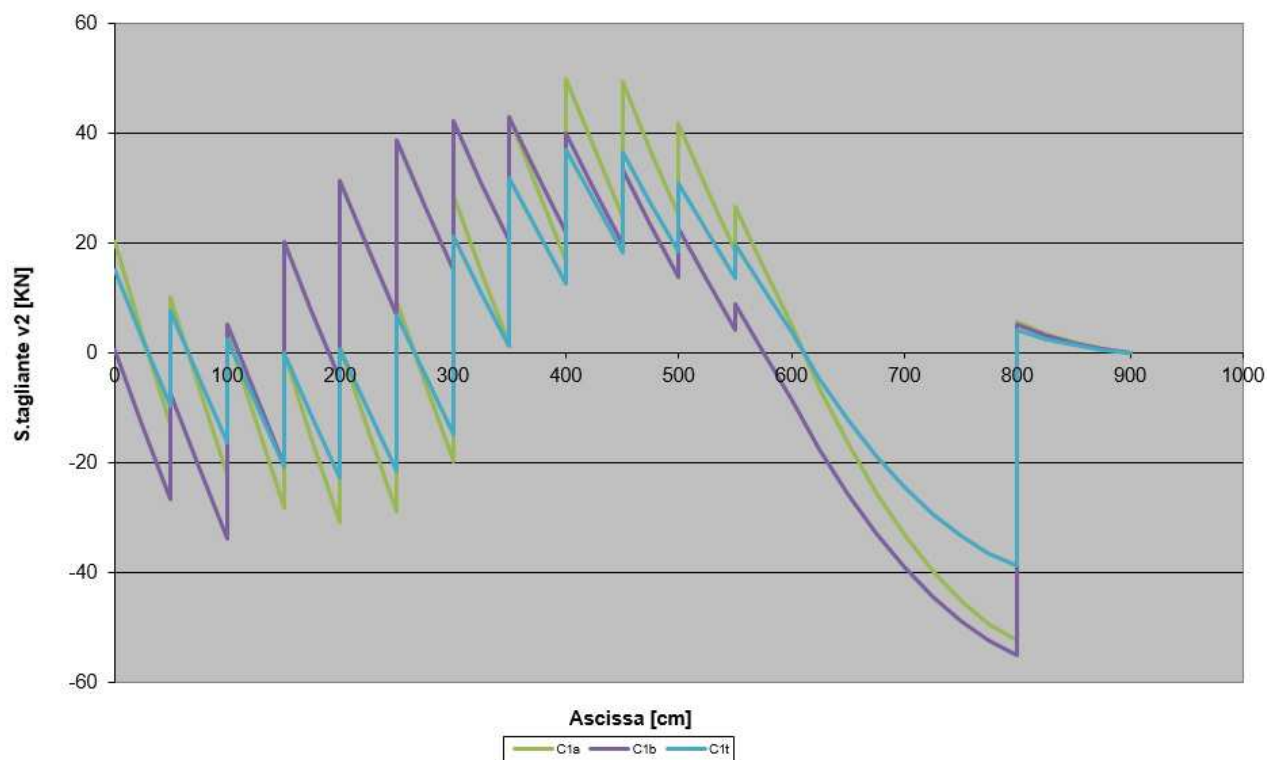


Diagramma sforzo tagliante (kN): “fase di esercizio”

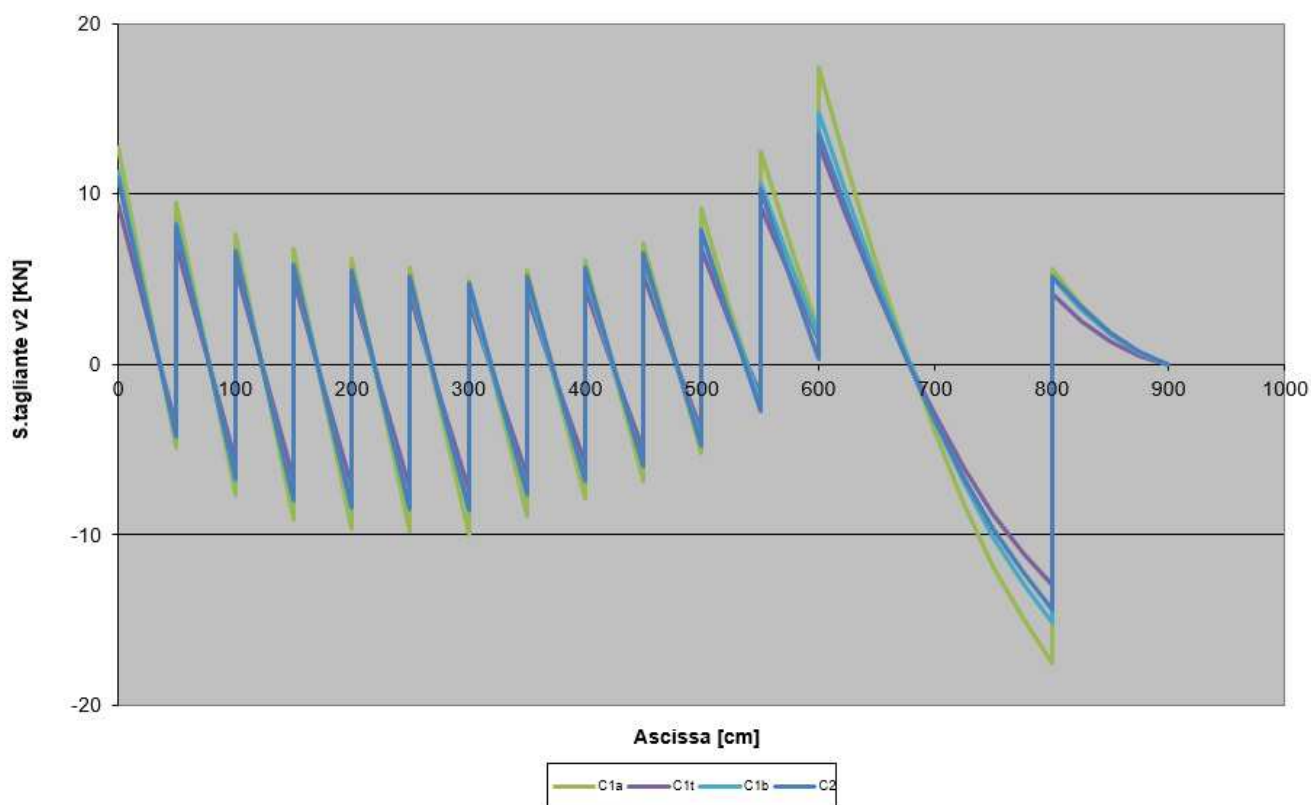


Diagramma momento flettente (kNm): “fase di costruzione”

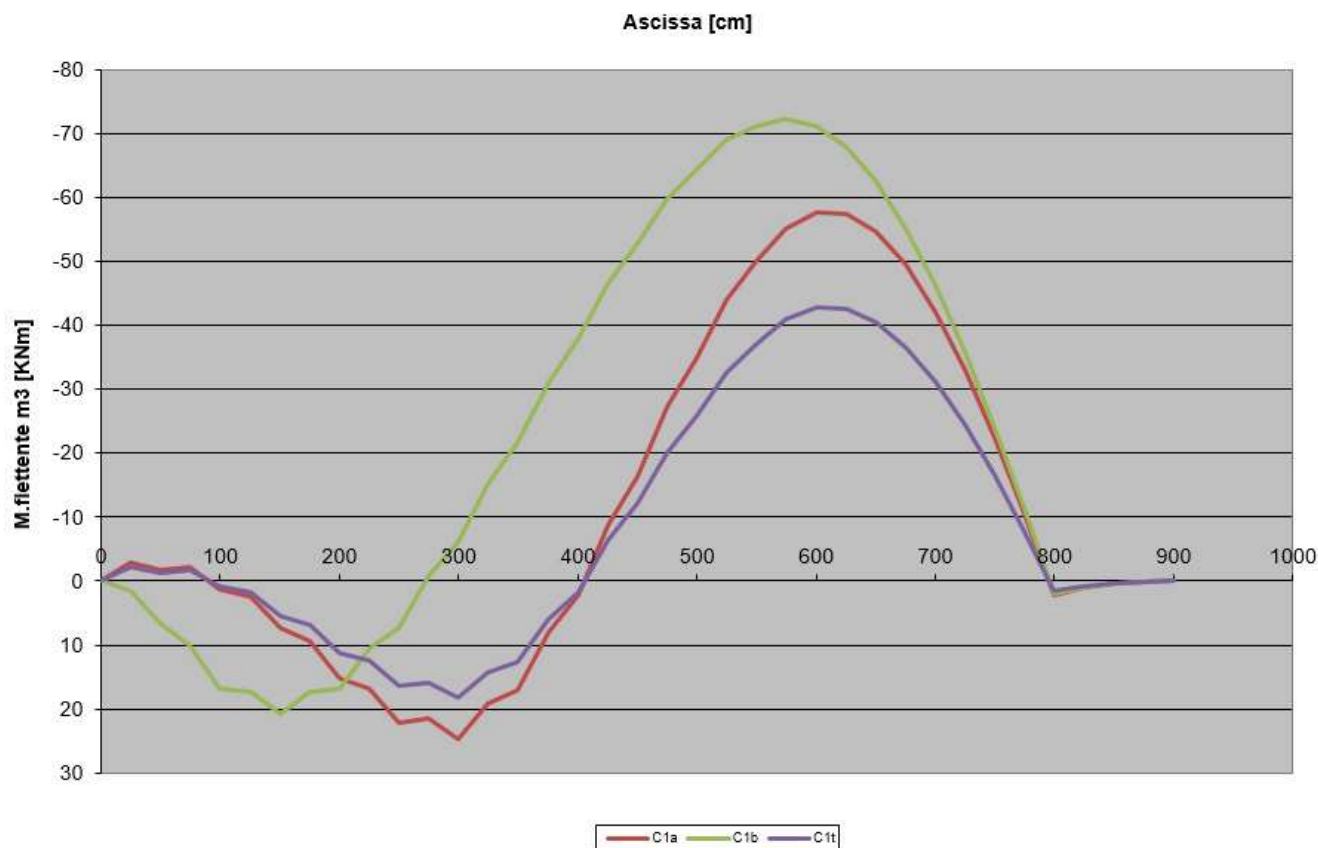
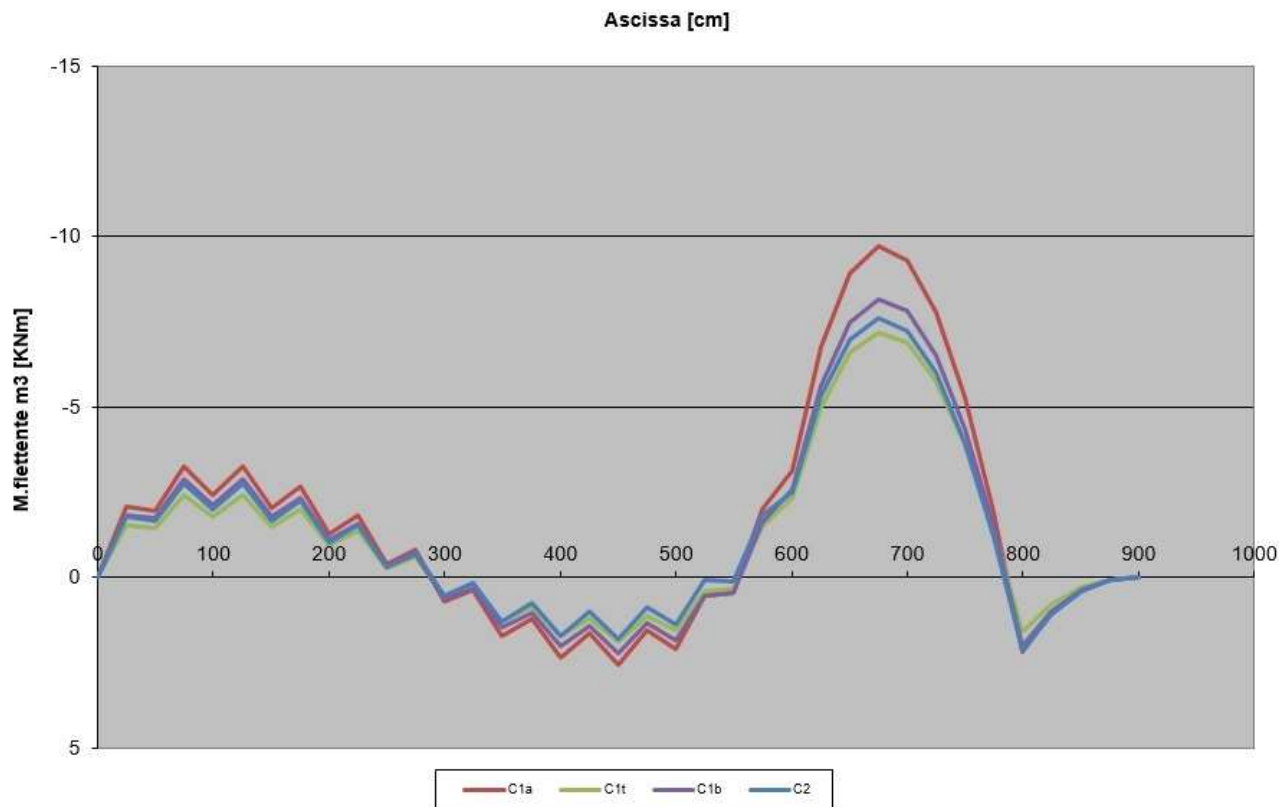
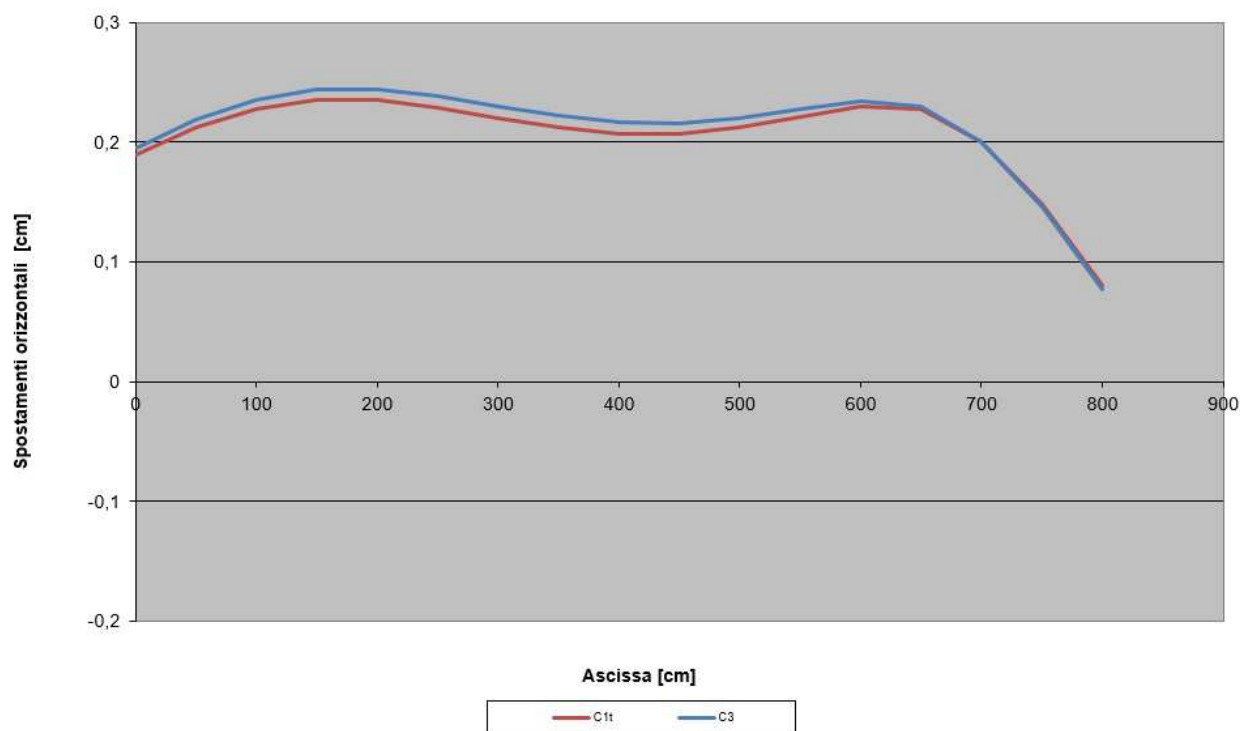


Diagramma momento flettente (kNm): "fase di esercizio"



11.4 DEFORMATA

Si riporta il diagramma degli spostamenti per le combinazioni di carico C1t(rara) e C3(SLD) in "fase di esercizio".



$\delta/L = 0,23/300$	$= 1/1300 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{1t \text{ rara}}$
$\delta/L = 0,24/300$	$= 1/1250 \leq$	$1/200$	spostamento accettabile per la combinazione $C_{3 \text{ SLD}}$

11.5 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari per le combinazioni considerate, coefficienti A1+M1, A2+M2 (Unità di misura kN)

"Fase di Costruzione"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres
	Rx		Rx	Rx
1	-19,57	89,15	-17,722	113,30
2	-21,918	84,68	-19,894	107,55
3	-23,54	80,21	-21,408	101,81
4	-24,303		-22,145	96,06
5	-24,326		-22,212	90,32
6	-23,834		-21,813	84,57
7	-23,09		-21,185	84,24
8	-22,37		-20,579	
9	-21,91		-20,209	
10	-21,852		-20,2	
11	-22,216		-20,564	
12	-22,828		-21,135	
13	-23,203		-21,462	
20	-27,022		-23,814	
Totale Rx	-321,98		-294,34	
	Rz		Rz	
1	15,589		13,739	
20	-15,589		-13,739	
Totale Rz	0,00		0,00	

"Fase di Esercizio"

	C1b	C1bres	C1t	C1tres	C2	C2res
	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx	Rx
1	-11,306	89,15	-9,458	113,30	-10,923	100,38
2	-12,628	84,68	-10,603	107,55	-12,313	95,31
3	-13,526	80,21	-11,393	101,81	-13,296	90,25
4	-13,917	75,74	-11,758	96,06	-13,792	85,19
5	-13,86	71,27	-11,745	90,32	-13,861	80,13
6	-13,479	66,80	-11,457	84,57	-13,621	75,07
7	-12,931	62,84	-11,026	84,24	-13,216	74,77
8	-12,4	57,61	-10,61	77,22	-12,81	68,53
9	-12,051	52,37	-10,351	70,20	-12,544	62,30
10	-11,99	47,13	-10,339	63,18	-12,502	56,07
11	-12,252	41,90	-10,602	56,16	-12,7	49,84
12	-12,759	36,66	-11,069	49,14	-13,054	43,61
13	-13,237	31,42	-11,5	42,12	-13,315	37,38
20	-20,312		-17,107		-19,554	
Totale Rx	-186,65		-159,02		-187,50	
	Rz		Rz		Rz	
1	11,718		9,87		11,281	
20	-11,718		-9,87		-11,281	
Totale Rz	0,00		0,00		0,00	

Nella tabella sono riportate le reazioni vincolari per le combinazioni di carico considerate C1b, C1t, C2 i valori in grassetto rappresentano quelle molle che hanno raggiunto il loro valore resistente. A lato di queste colonne si è riportato con C_{ir} il valore resistente della molla calcolato con l'espressione:

$$C_{ir} = C (k_{p1} h \gamma_t + 2c'd/k_{p1}) 0,50 \times 0,65/\gamma_r \text{ dove}$$

γ_t peso specifico terreno K_{p1} coef. di spinta passiva

h altezza terreno $\gamma_r = 1,00$ coef. parziale R1 par.6.5.3.1.2 paratia NTC 2018

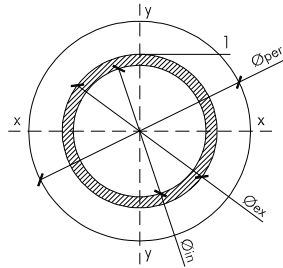
$C = 0,88$ e $0,55$ coeff. riduttivo che tiene conto del fatto che il cuneo di spinta passiva è tagliato dal versante

Dalla tabella si evince che i valori resistenti delle molle sono sempre maggiori delle relative reazioni vincolari. In tabella è riportato anche il totale delle reazioni vincolari che coincide con quello dei carichi applicati.

11.6 VERIFICHE STRUTTURALI

11.6.1 MICROPALI

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche per le verifiche con area solo acciaio ($\Phi_{per} = 25,5$ mm)

$\Phi_{ex} = 19,37$ cm	diam. esterno	$\Phi_{in} = 17,77$ cm	diam. interno
$A = 46,67$ cm ²	area acciaio	$J_{xx} = 2.016$ cm ⁴	momento inerzia xx
$W_{xex} = 208,1$ cm ³	mod. resistenza xx elas.	$W_{xyp} = W_{xex} 1,27 = 264,28$ cm ³	m.resist. xx plastico

Caratteristiche della sollecitazione

Noti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul palo, si ricava che il momento flettente sollecitante massimo si genera in "fase di costruzione" mediante le combinazioni C_{1a} e C_{1b} , la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza però si riporta la verifica anche per la seconda.

Combinazione C_{1a} "fase di costruzione"

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35.

$N_d = 33,30 + 16,53 = 49,83$ kN	sforzo normale	$M_d = 57,61$ kNm	momento flettente
----------------------------------	----------------	-------------------	-------------------

Combinazione C_{1b} "fase di costruzione"

Allo sforzo normale si somma il peso del cordolo amplificato per 1,35

$N_d = 34,63 + 16,53 = 51,16$ kN	sforzo normale	$M_d = 72,22$ kNm	momento flettente
----------------------------------	----------------	-------------------	-------------------

Caratteristiche della sollecitazione resistenti

La verifica viene condotta mantenendo la sezione in campo elastico

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 1,06 + 27,68 = 28,74 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \leq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. Progetto (C}_{1a}\text{)}$$

$$\sigma_s = N/A_c + M/W_e = 1,09 + 34,70 = 35,79 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. calcolo} \geq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. Progetto (C}_{1b}\text{)}$$

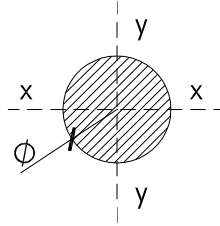
Essendo la sezione in classe 1, in base al riferimenti della Circolare Esplicativa 2019, si può effettuare la verifica anche in campo plastico. Si toglie la tensione normale dovuta ad N alla tensione di progetto e si calcola il momento resistente da confrontare con quello di calcolo:

$$M_{res} = W_{xyp} f_{yd} = 89,35 \text{ kNm mom. resistente} \geq 57,61 \text{ kNm momento di calcolo}$$

$$\geq 72,22 \text{ kNm momento di calcolo}$$

11.6.2 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870 lunghezza 15,00 m

$$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2 \quad \text{area} \quad L_f = 12,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza fondazione}$$

$$D = 14,00 \text{ cm} \quad \text{diam. corrugato, diam. perforazione}$$

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per l'interasse fra i pali 0,60m, quindi visto che l'interasse tra i tiranti è di 2,40m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 4.

Lo sforzo massimo sul tirante lo si ricava dalle combinazioni C_{1a} e C_{1b} della "fase di costruzione", la prima è relativa alla combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e la seconda alla combinazione 2 ($A2+M2+R1$) visto che si effettua una verifica strutturale la combinazione da considerare secondo la Circolare esplicativa NTC2018 paragrafo C6.5.3.1.2 sarebbe la prima, a favore di sicurezza si riporta anche la seconda nonché la combinazione sismica C_2 della "fase di esercizio". La verifica si effettua per il valore più gravoso combinazione C_{1b} statica.

$$N_d = 57,00 \times (2,40/0,6) = 228,51 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1a} \text{ statica}$$

$$N_d = 59,41 \times (2,40/0,6) = \mathbf{237,63 \text{ kN}} \quad \text{sf. normale combinazione } C_{1b} \text{ statica}$$

$$N_d = 19,35 \times (2,40/0,6) = 77,38 \text{ kN} \quad \text{sf. normale combinazione } C_2 \text{ sismica}$$

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN} \quad \text{sf. normale resistente}$$

$$N_d \leq N_r \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica aderenza malta-corrugato

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = \mathbf{9.927,68 \text{ kN}} \geq N_d$$

$$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = \mathbf{0,28 \text{ m}} \leq L_f = \mathbf{12,00 \text{ m}} (C_{1b})$$

Verifica aderenza malta-acciaio

$$N_d = 237,63 \text{ kN} \quad \text{sforzo tirante di progetto } C_{1b} \text{ statica}$$

$$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm} \quad \text{somma dei diametri dei trefoli}$$

$$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85 \quad \text{coeff. correttivo dipendente numero trefoli n}$$

$$\eta = 1$$

$$f_{bdtes} = 18,80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza malta zona tesa (Rck 300)}$$

$$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = \mathbf{1,18 \text{ m}} \leq L_f = \mathbf{12,00 \text{ m}} (C_{1b})$$

11.6.3 TRAVE DI CONTRASTO A LIVELLO TIRANTE

Si considera il momento flettente indotto dalle forze orizzontali. La trave orizzontale funziona a trave continua appoggiato in corrispondenza dei tiranti, che sono ad interasse 2,40 m.

Caratteristiche della sollecitazione SLU

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLU, l'interasse dei tiranti è $i=2,40$ m:

Combinazione di carico C_{1a}

$$\begin{aligned} N_d &= 57,00 (2,40/0,60) &= 228,51 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 82,45 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 98,94 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 47,79 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Combinazione di carico C_{1b}

$$\begin{aligned} N_d &= 59,41 \times (2,40/0,60) &= 237,63 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 85,75 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 102,9 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 49,39 \text{ kNm} &\text{mom. Flettente} \end{aligned}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLE

Lo sforzo massimo agente sul tirante lo si ricava dalla combinazione C_{1t} “fase di esercizio”.

Lo sforzo normale nel tirante, relativo alla condizione di carico statica SLE, l'interasse dei tiranti è $i=2,40$ m:

$$\begin{aligned} N_d &= 16,93 (2,40/0,60) &= 67,73 \text{ kN} &\text{sf. normale calcolo} \\ q &= N_d \cos 30^\circ / i &= 24,43 \text{ kN/m} &\text{carico agente sulla trave} \end{aligned}$$

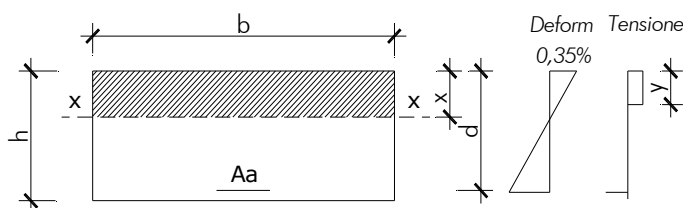
Lo schema statico del cordolo è trave continua su più appoggi, $L = i$

$$\begin{aligned} V &= qL / 2 &= 29,32 \text{ kN} &\text{sf. tagliente} \\ M_{\max} &= 1/10 q L^2 &= 14,07 \text{ kNm} &\text{mom. flettente} \end{aligned}$$

Verifiche stato limite ultimo

Si riporta la verifica per la combinazione di carico C_{1b} più gravosa della C_{1a}

Momento flettente geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00		
Altezza sezione h	50,00	Altezza utile d	45,00
Area armatura 4Φ16 A _a	8,04		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,056	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,79	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	43,61	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	137,19	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	49,39
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	127,99	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	2,59

Sforzo tagliante con armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00	Altezza h	50,00
Altezza utile d	45,00	Diametro staffe	1,00
Area staffe A_w	3,2	Passo staffe s	20,00
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α_c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw}=A_{wy}/(bsf_c)$	0,055	cot θ	2,83
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cot θ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	717,85	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta > 2,5$ $V_{rd} = V_{rs}$	633,91	Sforzo tagliante resistente	
cot $\theta < 1$ $V_{rd} = V_{rc}$	1.142,91	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	102,90	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche stato limite esercizio

Tensione calcestruzzo e acciaio e fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00	Altezza utile d	45,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	50,00
Area armatura tesa 4 Φ 16 A_a	8,04	Area armatura compr. 3 Φ 16 A_a	0,00
Asse neutro x	11,59		
Momento inerzia J_{xx}	165.754		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	14,07		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	9,84	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	425,41	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

La verifica mediante la combinazione quasi permanente risulta verificata essendo meno gravosa della combinazione C_{1t} rara.

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio Si considera un ambiente ordinario, per condizione frequente $w_3 = 0,4$ mm, combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm. Si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente:

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.800$ daN/cm², diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas Φ 16 distanza barre 20 cm

Il diametro utilizzato è Φ 16 la distanza massima barre 15 cm

verifica soddisfatta.

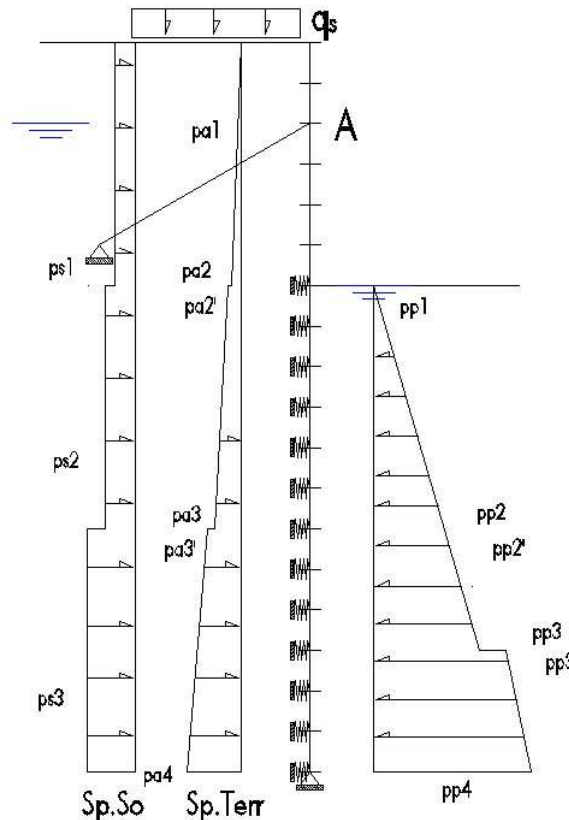
11.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

La paratia è vincolata tramite tirante ed è ammortata nel terreno al piede, quindi la rotazione dell'opera, per questo tipo di paratia, avviene in corrispondenza del punto di ancoraggio del tirante (A). Si riportano quindi i due momenti dovuti uno alla spinta attiva e l'altro alla spinta passiva rispetto a tale punto. La verifica è soddisfatta se i momenti dovuti alla spinta attiva sono inferiori a quelli dovuti alla spinta passiva. I coefficienti utilizzati sono quelli $A2+M2+R1$, per la combinazione di carico statica e $A=1+M1+R1$ per la combinazione di carico sismica ($R1=1$).

"Fase dicostruzione"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,00 sp.ac + 1,15 sp.so+filtraz+abitaz. (A2+M2))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 6,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 13,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 9,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 16,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 18,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 26,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva
$p_{s1} = 1,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$P_{abit} = 61,40 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$p_{ac} = 14,00 \text{ kN/m}$	pres. acqua.	$p_{filtr} = 9,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva filtraz.
$p_{p1} = 0,00 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 54,18 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 54,18 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 81,27 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 89,33 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 114,37 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$M_{Aatt} = 6,50 \times 1/2 \times (1 \times 1/3) + 6,50 \times 2 \times (2/2) + (13,00 - 6,50) \times 2/2 \times (2 \times 2/3) + 9,80 \times 3 \times (3/2 + 2) + (16,40 - 9,80) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) +$ $+ 18,60 \times 3 \times (3/2 + 5) + (26,10 - 18,60) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5) + 1,60 \times 3 \times (3/2 - 1) + 1,20 \times 3 \times (3/2 + 2) + 1,40 \times 3 \times (3/2 + 5) +$ $+ 14,00 \times 2/2 \times (2 \times 2/3) + 14,00 \times 6 \times (6/2 + 2) + 9,30 \times 8/2 \times (8 \times 2/3) + 61,40 \times (5,2 - 1) = 1.540,00 \text{ kNm}$			

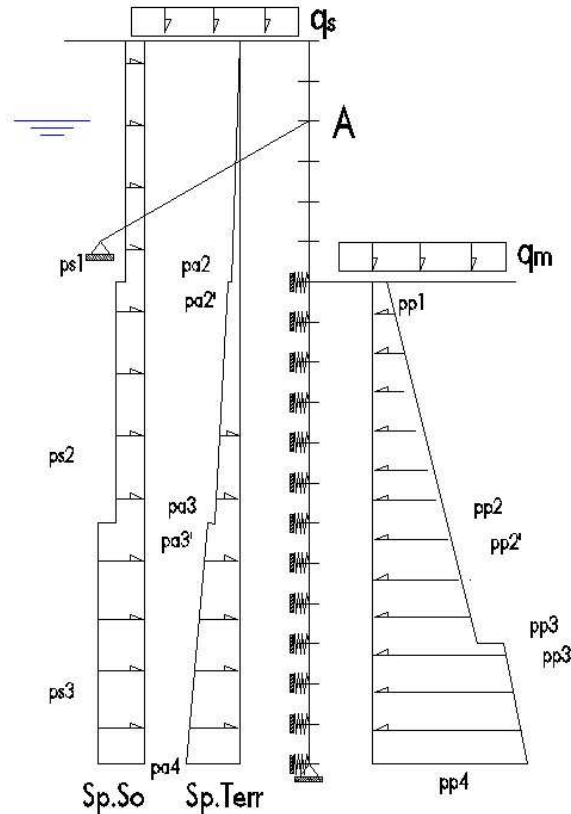
"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

$$M_{A_{pas}} = 54,18 \times 3/2 \times (3/2 + 2) + 54,18 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5) + (81,27 - 54,18) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5) + 89,33 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) + (114,37 - 89,33) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) = 2.027,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 2.027,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 1.540,00 \text{ kNm} \quad C.S. = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 1,32$$

"Fase di esercizio"

Schema statico (combinazione statica, 1,00 sp.terr + 1,15 sp.so + abitaz (A2+M2))



Schema dei carichi

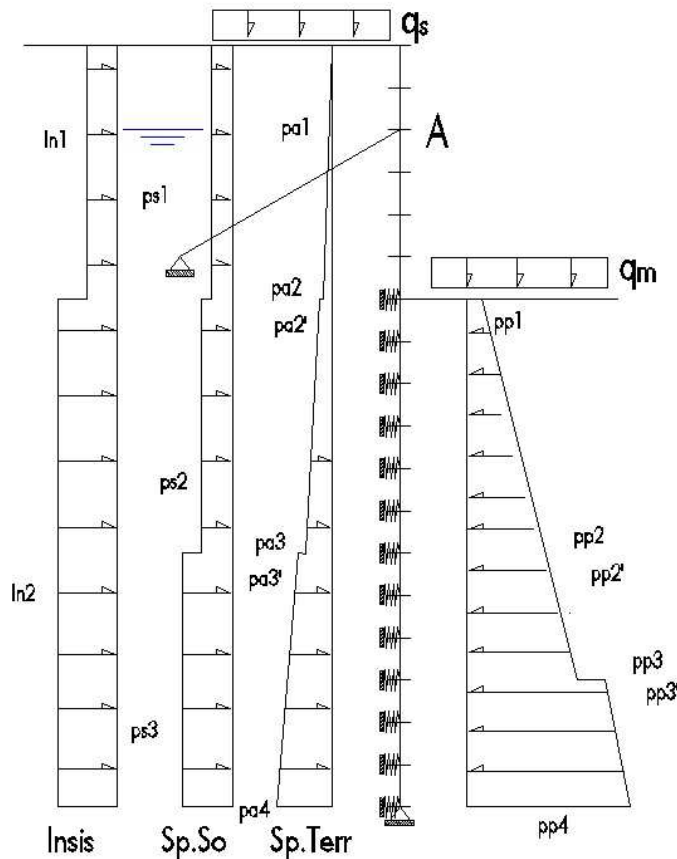
$p_{a1} = 6,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 13,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 9,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 16,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 18,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 26,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva
$p_{s1} = 1,60 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$P_{abit} = 61,40 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$p_{p1} = 68,36 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 126,05 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 126,05 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 154,89 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 158,08 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 184,88 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{A_{att}} = 6,50 \times 1/2 \times (1 \times 1/3) + 6,50 \times 2 \times (2/2) + (13,00 - 6,50) \times 2/2 \times (2 \times 2/3) + 9,80 \times 3 \times (3/2 + 2) + (16,40 - 9,80) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 18,60 \times 3 \times (3/2 + 5) + (26,10 - 18,60) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5) + 1,60 \times 3 \times (3/2 - 1) + 1,2 \times 3 \times (3/2 + 2) + 1,4 \times 3 \times (3/2 + 5) + 61,4 \times (5,2 - 1) = 902,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 68,36 \times 3 \times (3/2 + 2) + (126,05 - 68,36) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 126,05 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5) + (154,89 - 126,05) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5) + 158,08 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) + (184,88 - 158,08) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) = 3.743,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A_{pas}} = 3.743,00 \text{ kNm} \geq M_{A_{att}} = 902,00 \text{ kNm} \quad C.S. = M_{A_{pas}} / M_{A_{att}} = 4,15$$

Schema statico (combinazione sismica, 1,00 sp.terr + 0,20(sp.so) + ln.sis (A=1 +M1))



Schema dei carichi

$p_{a1} = 5,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a2} = 11,00 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a2'} = 7,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a3} = 13,10 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno
$p_{a3'} = 15,20 \text{ kN/m}$	pres. attiva terreno	$p_{a4} = 21,40 \text{ kN/m}$	pres. attiva
$p_{s1} = 1,80 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.	$p_{s2} = 1,30 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.
$p_{s3} = 1,50 \text{ kN/m}$	pres. attiva sovrac.		
$P_{abit.} = 61,40 \text{ kN/m}$	pres. abitazione		
$I_{s1} = 2,10 \text{ kN/m}$	incr. sismico	$I_{s2} = 5,00 \text{ kN/m}$	incr. sismico
$p_{p1} = 80,94 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p2} = 149,23 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p2'} = 149,23 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p3} = 183,37 \text{ kN/m}$	pres. passiva
$p_{p3'} = 185,89 \text{ kN/m}$	pres. passiva	$p_{p4} = 216,94 \text{ kN/m}$	pres. passiva

$$M_{Aatt} = 5,50 \times 1/2 \times (1 \times 1/3) + 11,00 \times 2 \times (2/2) + (11,00 - 5,50) \times 2/2 \times (2 \times 2/3) + 7,80 \times 3 \times (3/2 + 2) + (13,10 - 7,80) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 15,20 \times 3 \times (3/2 + 5) + (21,40 - 15,20) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 5) + 1,80 \times 3 \times (3/2 - 1) + 1,30 \times 3 \times (3/2 + 2) + 1,50 \times 3 \times (3/2 + 5) + 2,10 \times 3 \times (3/2 - 1) + 5,00 \times 6 \times (6/2 + 2) + 61,40 \times (5,2 - 1) = 911,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 80,94 \times 3 \times (3/2 + 2) + (149,23 - 80,94) \times 3/2 \times (3 \times 2/3 + 2) + 149,23 \times 1,5 \times (1,5/2 + 5) + (183,37 - 149,23) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 5) + 185,89 \times 1,5 \times (1,5/2 + 6,5) + (216,94 - 185,89) \times 1,5/2 \times (1,5 \times 2/3 + 6,5) = 4.897,00 \text{ kNm}$$

$$M_{A pas} = 4.897,00 \text{ kNm} \geq M_{A att} = 911,00 \text{ kNm}$$

$$C.S. = M_{A pas} / M_{A att} = 5,38$$

11.7.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE

La combinazione da utilizzare per le verifiche del carico limite verticale del palo è A1+M1+R3 visto che la circolare esplicativa rimanda a quanto visto per i pali di fondazione. Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel palo con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) "fase costruzione" ma non viene considerata per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa.

Caratteristiche della sollecitazione

$N_d = 49,83 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C_{1a}

$N_d = 51,16 \text{ kN}$ sforzo normale combinazione C_{1b}

Verifica carico limite verticale

Per il calcolo della capacità portante si utilizza la teoria proposta da Bustamante e Doix, considerando i micropali realizzati con una miscela cementizia colata a gravità o iniettata a debole pressione, designati con la sigla IGU. La portata limite per aderenza laterale si esprime, secondo gli autori, mediante l'espressione

$$N_u = \pi D_b L_b q_s = \pi \alpha D_p L_b q_s$$

D_b diametro medio bulbo L_b lunghezza del bulbo

q_s aderenza limite bulbo-terreno D_p diam perforazione

α rapporto fra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

I valori di α possono essere desunti dalla tabella fig. 3.5, mentre i valori della aderenza limite q_s possono essere dedotti dal diagramma di figura 3.6, in cui la curva superiore si riferisce ai bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute e selettive (IRS), mentre le curve inferiori si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezione semplice (IGU).

Si considera in via cautelativa una sola verticale indagata, adottando i parametri geotecnici del corridoi.

Si considera per il primo strato $\phi = 30^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 11$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s1} = 0,80 \text{ daN/cm}^2$, mentre per il secondo strato $\phi = 26,5^\circ$ a cui corrisponde il valore $N_{spt} = 13$ e si ricava dalla tabella un valore $q_{s2} = 0,9 \text{ daN/cm}^2$.

$L_1 = 3,00 \text{ m}$ lunghezza efficace 1° strato $L_2 = 2,20 \text{ m}$ lunghezza efficace 2° strato

$D_p = 25,5 \text{ cm}$ diametro di perforazione $\alpha = 1,00$ (tabella 1)

$$N_{u1} = \pi \alpha D_p (L_1 q_{s1} + L_2 q_{s2}) = 3,14 \times 1,00 \times 25,5 (300 \times 0,80 + 220 \times 0,90) = 350,88 \text{ kN}$$

Per la caratterizzazione geotecnica si considera un'unica prova quindi coefficienti parziali:

$\xi_{a3} = 1,70$ $\gamma_r = 1,15$

$$N_r = N_u / (\xi_{a3} \times \gamma_r) = 179,48 \text{ kN} \geq N_d = 49,83 \text{ kN}$$

Tipo di terreno	Coefficiente α		Quantità minima di miscela V_i
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_v
Ghiaia sabbiosa	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_v
Sabbia ghiaiosa	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_v
Sabbia grossolana	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_v
Sabbia media	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_v
Sabbia fine	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_v
Sabbia limosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_v \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_v \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Limo	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ } V_v \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ } V_v \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Argilla	1,8 à 2	1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ à } 3 \text{ } V_v \text{ per IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_v \text{ per IGU} \end{array} \right.$
Marna	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_v per strati compatti
Marna calcarea	1,8	1,1 à 1,2	
Arenaria alterata o fratturata	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_v o maggiore per strati fratturati
Roccia alterata o frattura	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_v per strati poco fessurati 2 o superiori nel caso di roccia fratturata

Figura 3.5. Valori del coefficiente α per il calcolo del diametro efficace α per la valutazione della capacità portante di un micropalo

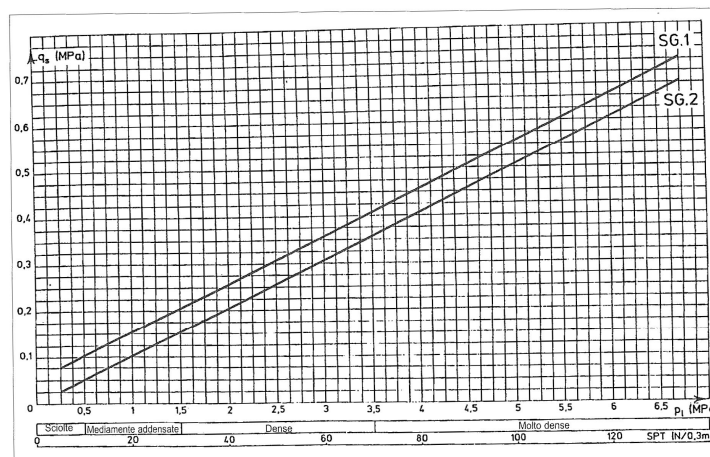


Figura 3.6. Abacchi per il calcolo del valore di q_s in terreni sabbiosi-ghiaiosi

Diagrammi per la resistenza dei pali ai carichi assiali

11.7.3 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione da utilizzare per la verifica allo sfilamento del tirante è A1+M1+R3 (Circolare 21/01/2019 n°7 esplicativa delle NTC 2018 paragrafo 6.5.3.1.2) per la combinazione statica e A=1+M1+R3 per la combinazione sismica.

Per completezza si riporta anche il valore della sforzo normale nel tirante con la combinazione C_{1b} relativa ai coefficienti (A2+M2+R1) “fase costruzione” che però non viene considerato per la verifica secondo quanto previsto dalla Circolare esplicativa

Caratteristiche della sollecitazione

Si effettua la verifica per la combinazione C_{1a} “fase di costruzione”, che risulta essere la più gravosa.

$$\begin{aligned}
 N_d &= 57,00 \times (2,40/0,60) &= 228,51 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1a} \text{ statica} \\
 N_d &= 59,41 \times (2,40/0,60) &= 237,63 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1b} \text{ statica} \\
 N_d &= 57,00 \times (2,40/0,60)/1,35 &= 168,89 \text{ kN} &\text{ sf. normale combinazione C}_{1t} \text{ statica (SLE rara)}
 \end{aligned}$$

Verifica allo sfilamento

Di seguito si riporta il dimensionamento dei tiranti determinato in base a metodi di calcolo analitici tratti dalle *Raccomandazioni AGI-AICAP 2012*. Il metodo utilizzato si basa sull'uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza unitaria q_s allo sfilamento della fondazione in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo D della fondazione (Bustamante e Doix, 1985).

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Radocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

In particolare la resistenza limite allo sfilamento $R_{a,c}$ dipende dal diametro reale D_s del bulbo di fondazione che viene determinato come:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_f q_s \quad \text{dove } D_s = \alpha_d D_d$$

con α_d coefficiente maggiorativo di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione; possibili valori di α sono indicati in tabella 6.4, mentre la resistenza unitaria di sfilamento si ricava dal diagramma sperimentale riportato nella fig. 6.7, tenendo conto di quanto indicato in tabella 6.5 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva.

Il metodo distingue tra bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione cioè superiore alla pressione limite del terreno determinate da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, sebbene almeno pari a 0,50 MPa

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 + 1,4	1,5 V_s	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V_s ; IGU: (1,5 + 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V_s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcei marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2 + 6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione
 $V_s = L_f D_s^2 / 4$
 L_f : lunghezza della fondazione
 D_s : diametro reale della fondazione
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua/cemento ottimale (da Baccarelli e Doti, 1985)

Valori del coefficiente α

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ($p \geq p_l$)	IGU ($p < p_l$)	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa			
Limo	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Argilla	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Marna			
Calcei marnosi			
Calcei alterati o fratturati	$\geq R.1$	$\geq R.2$	Fig. 6.9
Roccia alterata e/o fratturata			

IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta
IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione
 p_l : pressione limite della prova pressiometrica Ménard
 p_i : pressione di iniezione

Scelta dei valori q_s

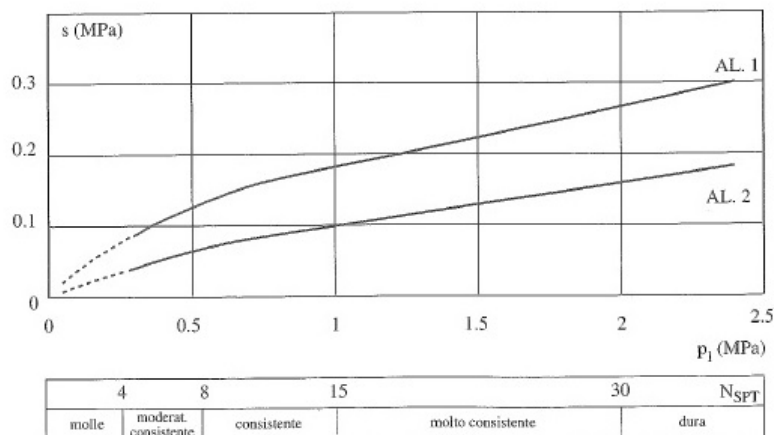


Diagramma per la determinazione della q_s

Una volta determinata la resistenza allo sfilamento limite $R_{a,c}$ la resistenza caratteristica R_{ak} viene determinata come previsto dalle NTC 2018 paragrafo 6.6.2

$$R_{ak} = \min ((R_{ac})_{medio} / \xi_{a3} ; (R_{ac})_{min} / \xi_{a4})$$

nel nostro caso, per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si ritiene lecito assumere numero di verticali indagate 2 e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,75$ per il valore $(R_{c,m})_{medio}$ e $\xi_{a4} = 1,70$ con il valore $(R_{c,m})_{min}$ e la resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{rap}$

dove γ_{rap} per ancoraggi permanenti viene assunto pari a 1,20

Per la determinazione della resistenza limite allo sfilamento, si fa riferimento al metodo di Bustamante sopra richiamato.

Per lo strato più profondo (il quarto), che ha natura coesiva, non disponendo di un valore diretto di N_{spt} viene utilizzata la correlazione di Terzaghi-Peck (presente nella relazione geologica allegata) che correla la N_{spt} alla coesione non drenata C_u .

Sondaggio S2G:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 32, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,16\text{MPa}$.
 - $\varphi = 35^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 28, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,14\text{MPa}$.
 - $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.
- $L_{f1} = 1,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $L_{f2} = 6,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione
 $L_{f3} = 5,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $D_d = 14 \text{ cm}$ diametro di perforazione
 $\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4
 $R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 758,69 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

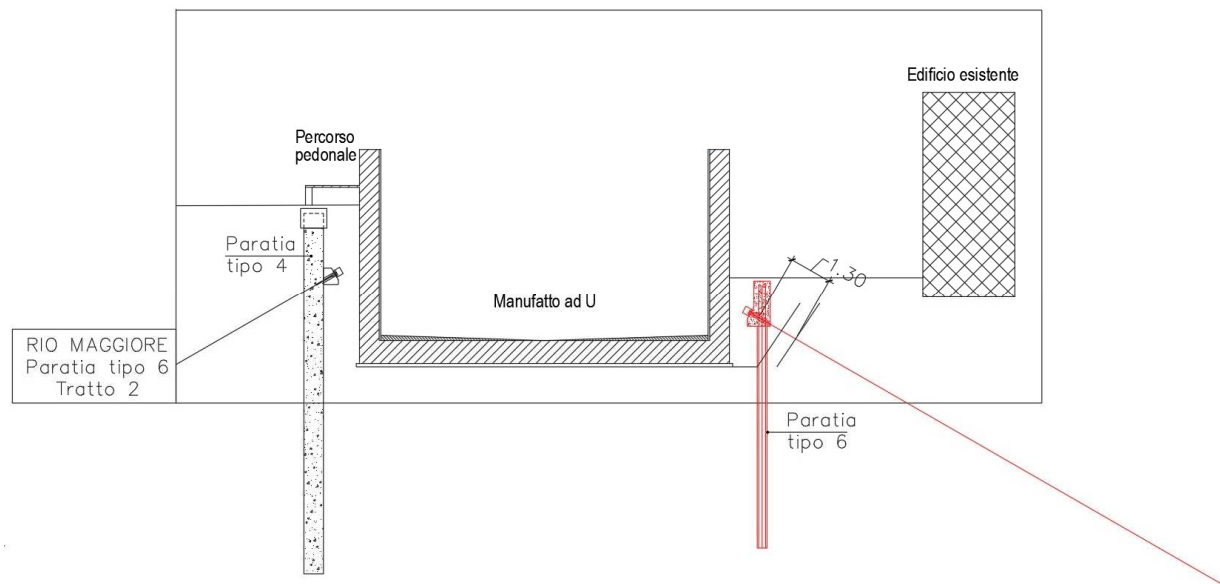
Sondaggio DPSH18:

- $\varphi = 22^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 9, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s1} = 0,09\text{MPa}$.
 - $\varphi = 30^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 11, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s2} = 0,09\text{MPa}$.
 - $\varphi = 26,5^\circ$, corrisponde ad una N_{spt} di 13, dal diagramma della figura 6.6 si ricava $q_{s3} = 0,10\text{MPa}$.
- $L_{f1} = 1,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $L_{f2} = 6,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione
 $L_{f3} = 5,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione $D_d = 14 \text{ cm}$ diametro di perforazione
 $\alpha_d = 1,15$ coefficiente maggiorativo del diametro perforazione tab. 6.4
 $R_{a,ctot} = \pi \alpha_d D_d (L_{f1} q_{s1} + L_{f2} q_{s2} + L_{f3} q_{s3}) = 571,55 \text{ kN}$ resistenza limite allo sfilamento

$R_{a,med} =$	$= 665,12 \text{ kN}$	resistenza limite allo sfilamento
$R_{a,min} =$	$= 571,55 \text{ kN}$	resistenza limite allo sfilamento
$\xi_{a3} = 1,75$	$\xi_{a4} = 1,70$	$\gamma_{rap} = 1,20$
$R_{ak} = R_{a,c,med} / \xi_{a3}$	$= 380,06 \text{ kN}$	resistenza caratteristica allo sfilamento
$R_{ak} = R_{a,c,min} / \xi_{a4}$	$= 336,20 \text{ kN}$	resistenza caratteristica allo sfilamento
$R_{ad} = R_{a,k} / \gamma_{rap}$	$= 280,17 \text{ kN}$	resistenza di progetto $\geq N_d = 228,51 \text{ kN}$

Verifica lunghezza libera ancoraggio

Geometria



Le NTC 2018 paragrafo 7.11.6.4 richiedono la verifica della lunghezza libera dell'ancoraggio in condizione sismica (L_e), rispetto a quella statica (L_s). Per questa la lunghezza libera, viene determinata mandando dallo spigolo dello scavo una retta inclinata sull'orizzontale, di un angolo $45^\circ + \Phi/2$ e traslandola in orizzontale di $H/5$, ($H = 2,50\text{m}$, $d = 0,5\text{ m}$) il valore così ottenuto viene moltiplicato per $(1 + 1,5 a_{\max}/g)$ per ottenere la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche.

In “fase di costruzione” la lunghezza libera statica assume il valore di 1,30 m $\leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

In “fase di esercizio” la lunghezza libera statica assume un valore minore, per la presenza del manufatto di:

$L_s = 0,77\text{ m}$	lunghezza libera statica	
$a_{\max} = 1,00 \times 1,50 \times 0,147\text{ g}$	$= 0,220\text{ g}$	accelerazione massima
$L_e = L_s (1 + 1,50 a_{\max}/g)$	$= 1,02\text{ m}$	lunghezza libera sismica $\leq 3,00\text{ m}$ tratto libero

La verifica è soddisfatta

11.7.4 VERIFICA DELLA STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Per i risultati di tale verifica si rimanda alla relazione geologica.

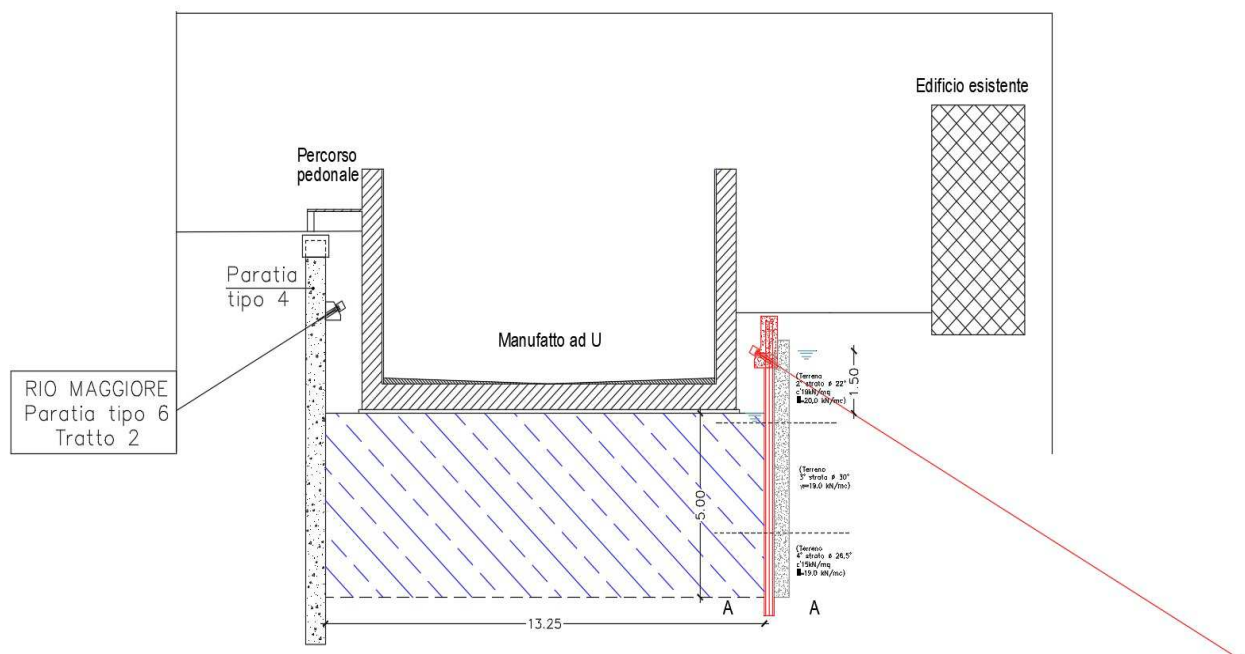
11.8 VERIFICHE IDRAULICHE

11.8.1 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO IN TERRENI A GRANA FINE

Durante la “fase di costruzione” viene abbattuta la quota dell’acqua all’interno dello scavo. Il dislivello liquido tra interno ed esterno scavo è di circa 1,50m.

Il terreno presenta caratteristiche coesive. Vengono quindi eseguite le verifiche del sollevamento del fondo in condizioni non drenate. Per garantire l’impermeabilità della paratia e quindi il dislivello di falda tra interno e esterno vengono realizzate delle colonne di jet grouting a saturazione fra i pali della paratia di lunghezza 7 m e diametro 0,6 m.

Inoltre visto che la parte di terreno tra fondo opera e piede palancole (tratteggiata a righe oblique) avendo caratteristiche coesive, a causa della rapidità delle operazioni di scavo, in rapporto alla velocità di flusso d’acqua, potrebbe comportarsi come una membrana impermeabile nel breve termine. Pertanto viene effettuata una verifica di stabilità al galleggiamento.



Verifica in condizioni non drenate (breve termine)

Quando una paratia di contenimento viene disposta al di sopra o all’interno di uno strato di argilla soffice, l’argilla può fluire al di sotto della paratia all’interno dello scavo, se è stata rimossa una quantità sufficiente di terreno. Le perdite di pressione dovute allo scavo danno luogo ad un’instabilità del fondo dello scavo, con il terreno che, fluendo, produce un sollevamento del fondo stesso, comunemente indicato come rigonfiamento. Questo fenomeno può essere analizzato mediante il cerchio di Mohr o come un fenomeno di collasso per perdita di capacità portante ed è a questo secondo metodo a cui ci si riferisce nel seguito (per la verifica si fa riferimento a quanto riportato nel libro del Bowles “Fondazioni progetto e analisi cap. scavi sostenuti da sbatocchi, paratie ancorate e fanghi speciali par. Instabilità dovuta a sollevamento del fondo scavo”).

La verifica viene condotta ponendosi al piede della colonna di jet grouting, sezione A-A di figura e considerando come azioni instabilizzanti il peso di terreno e quello del relativo sovraccarico che insistono sopra tale sezione ($G_{ins,d}$ e $Q_{ins,d}$). A questi si applicano i coefficienti parziali sulle azioni previste dalle NTC2018 paragrafo 6.2.4.2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le azioni si confrontano con le resistenze che sono offerte: sia dalla resistenza al taglio del terreno per la parte al di sotto della sezione A-A, verifica come una fondazione diretta, sia dalla resistenza a taglio che il terreno offre lungo la verticale perpendicolare alla sezione A-A, in particolare:

$G_{inst,d}$	$= \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	azione dovuta al peso di terreno sopra la sezione A-A
$Q_{inst,d}$	$= \gamma_q q B'$	azione dovuta al sovraccarico presente sopra il terreno
R_{d1}	$= c_u D$	resistenza a taglio dovuta al terreno lungo la profondità D
R_{d2}	$= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B'$	resistenza dovuta alla capacità portante della fondazione
γ_{g1}	$= 1,10$	coefficiente parziale azione carico permanente
γ_t	$= 19,50 \text{ KN/m}^3$	peso specifico terreno
D	$= 7500 \text{ cm}$	peso di terreno sopra il piede della paratia
B'	$= 13,25 \times 0,707 = 9,36 \text{ m}$	fascia di terreno adiacente alla paratia interessata dal fenomeno
$G_{inst,d}$	$= \gamma_{g1} \gamma_t D B'$	$= 1,10 \times 19,50 \times 7,50 \times 9,36 = 1.505,79 \text{ KN/m terreno}$

Per quando riguarda il sovraccarico che insiste sul terreno quando vengono eseguiti i lavori si considera un valore di 5 kN/m².

$$Q_{inst,d} = \gamma_q q B' = 1,50 \times 5,00 \times 9,36 = 70,2 \text{ KN/m}$$

Per il calcolo delle resistenze offerte dal terreno è importante individuare il valore corretto della coesione non drenata, a disposizione abbiamo i risultati ricavati dalle varie prove svolte in sito. I terreni interessati dal fenomeno sono tre e presentano una coesione non drenata pari a:

terreno tipo 2	$c_u = 76 \text{ kN/m}^2$	terreno tipo 3	$c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
terreno tipo 4	$c_u = 79,5 \text{ kN/m}^2$		

nei calcoli come coesione caratteristica non drenata si assume il valor medio dei tre valori:

$$\begin{aligned}
 c_u &= 52 \text{ kN/m}^2 & \gamma_m &= 1,4 & c_{u,d} &= 37 \text{ kN/m}^2 \\
 R_{d1} &= c_u D = 37 \times 7,50 & & & &= 277,5 \text{ kN/m} \\
 R_{d2} &= (c_u N_c + \gamma_{t2} h) B' & & & &= (37 \times 5,14 + 19,50 \times 5) \times 9,36 = 2.692,68 \text{ kN/m} \\
 G_{inst,d} + Q_{inst,d} & & \leq & (R_{d1} + R_{d2}) & & \\
 1.505,79 + 70,2 & & & = 1.575,99 \text{ kN/m} & \leq & (277,5 + 2.692,68) = 2.970,18 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

11.8.2 VERIFICA INSTABILITÀ DEL FONDO SCAVO PER SOLLEVAMENTO

Verifica a galleggiamento

Per il calcolo del peso specifico del terreno saturo per li strati considerati si è fatto riferimento ai valori delle prove ed assumendo la media pari a

$$\begin{aligned}
 \gamma_m &= 19,50 \text{ kN/m}^3 & \gamma_{ac} &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 S &= 5,00 \text{ m} & & \text{spessore terreno che funziona da membrana impermeabile} \\
 Z &= 5,00 + 1,50 = 6,50 \text{ m} & & \text{altezza acqua per calcolo sottospinta}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,90 \times S \times \gamma_m &> 1,10 \times Z \times \gamma_{ac} \\
 87,75 \text{ kN/m}^2 &> 71,5 \text{ kN/m}^2 & \text{verifica soddisfatta}
 \end{aligned}$$

11.8.3 SIFONAMENTO DEL FONDO SCAVO

La verifica consiste nel confrontare il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello di efflusso e tale coefficiente deve essere maggiore di 2 fattore di sicurezza $FS = i_c / i_e \geq 2$, vedi NTC2018 paragrafo 6.2.4.2

$$i_c = \gamma / \gamma_{ac} = (\gamma_m - \gamma_{ac}) / \gamma_{ac} = 9,50 / 10 = 0,95 \text{ gradiente idraulico critico}$$

Il gradiente di efflusso può essere determinato in diversi modi ne riportiamo alcuni tutti coerenti fra loro
 $H = 1,50 \text{ m}$ dislivello acqua

$D=5,00 \text{ m}$	profondità di infissione palancola
$i_e = H/(H+2D)$	$= 0,13$
$FS = i_c / i_e = 7,30$	≥ 2

11.9 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato e come riscontro sulla validità dei risultati, si vede che le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale sono soddisfatte infatti:

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_z=0$ è

tabella delle reazioni vincolari paratia il totale $R_x=0$ è uguale al totale delle pressioni applicate per le diverse condizioni di carico considerate.