

ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO CON IMBARCAZIONI DELLA
V CLASSE EUROPEA NEL TRATTO COMPRESO TRA CONTRAPO' E MIGLIARINO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEI LAVORI DI RIFACIMENTO DEL PONTE STRADALE
"PONTE MADONNA" A MIGLIARINO COMUNE DI FISCAGLIA (FE)

PROGETTO ESECUTIVO

RUP:

Dott. Claudio Miccoli
REGIONE EMILIA-ROMAGNA

PROGETTAZIONE:



Via Antonio Ravalli, 1 - 44124 Gaibanella (FE)
Tel. 0532 718536 - 0532 713575
Fax. 0532 1916455
www.hitechproject.it
info@hitechproject.it

IL PROGETTISTA
Ing. Lorenzo Travagli
(Albo Ingegneri Ferrara nr. 1313)

Titolo:

R9

RELAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Codice elaborato:

Disegno	Lav	Foglio	Scala
PUB 18 01A	ES	R9	-

Rev	Descrizione	Data	Disegnato	Approvato
02	revisione integrazione per validazione progetto	26/06/2019	MC	LT
01	revisione	28/05/2019	MC	LT
00	Consegna esecutivo	17/05/2019	MC	LT

Sommario

1.	PREMESSA.....	4
2.	CAMPAGNA INDAGINI CONDOTTE	4
3.	RISULTATI DELLE INDAGINI E PARAMETRI DI PROGETTO.....	6
3.1	STRATIGRAFIA.....	6
3.2	LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE.....	11
4.	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	15
5.	BIBLIOGRAFIA	16
6.	PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	17
6.1	APPROCCIO E SCELTE PROGETTUALI	17
6.2	AZIONI DI PROGETTO	20
7.	CALCOLO E VERIFICA PALO SINGOLO	23
7.1	CONSIDERAZIONI TEORICHE.....	23
7.1.1	Carico limite verticale.....	23
7.1.2	Resistenza unitaria alla punta.....	23
7.2	DATI GENERALI DI CALCOLO -STATICA	31
7.2.1	Carico limite.....	33
7.2.2	RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	33
7.2.3	Resistenza di progetto carichi trasversali.....	33
7.3	VERIFICHE SOLLECITAZIONI SISMICHE	34
7.3.1	Dati generali	34
7.3.2	Parametri sismici.....	34
7.3.3	Carico limite.....	35
7.3.4	RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	35
7.3.5	Resistenza di progetto carichi trasversali.....	35
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	35
7.4.1	Carichi.....	36
7.4.2	Analisi ad elementi finiti	36
7.4.3	Armature.....	37
7.4.4	Diagrammi sollecitazioni.....	40
7.5	VERIFICHE SLE, SLD	41
7.5.1	Cedimenti SLE	41
7.6	SPOSTAMENTI LATERALI SLE.....	41
7.7	VERIFICHE SLD	41
7.7.1	Resistenza di progetto carichi assiali (approccio drenato)	42

7.7.2	Resistenza di progetto carichi trasversali (approccio non drenato).....	42
7.8	RESISTENZA PALIFICATA DI GRUPPO	42
8.	RILEVATI STRADALI.....	45
8.1	APPROCCIO TEORICO	46
8.2	VERIFICHE STATICHE	49
8.3	VERIFICHE SISMICHE	55
8.4	VERIFICHE SLE	60
8.5	RINFORZO TERRE ARMATE	63
8.6	CONSIDERAZIONI CEDIMENTI SLD E POST. LIQUEFAZIONE	66
9.	MURO DI SOSTEGNO	67
10.	INTRODUZIONE TEORIE APPLICATE	67
10.1	CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB.....	67
10.2	DATI GENERALI	74
10.3	COMBINAZIONE A1+M1+R3 [GEO+STR]	77
10.3.2	CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)	78
10.3.3	Sollecitazioni sul muro.....	78
10.4	COMBINAZIONE A_UNITARI+M1+RSLV [GEO+STR].....	84
10.5	ANALISI STABILITA' GLOBALE	89
11.	CALCOLO PALANCOLE DEMOLIZIONE PILE	95
11.1	CENNI TEORICI	95
11.1.1	Introduzione.....	95
11.1.2	Tipi di paratie.....	96
11.1.3	Analisi della paratia.....	96
11.1.4	Alcune considerazioni preliminari.....	96
11.1.5	Striscia di carico su pc inclinato	99
11.1.6	Striscia di carico ortogonale al piano di azione	100
11.1.7	Striscia di carico tangenziale al p.c.....	100
11.1.8	Linee di carico sul terrapieno	100
11.1.9	Spinta in presenza di falda acquifera o tirante idirco	101
11.1.10	Effetto dovuto alla presenza di coesione.....	101
11.1.11	Sisma.....	102
11.1.12	Resistenza passiva.....	102
11.1.13	Coesione	104
11.1.14	Metodo dell'equilibrio limite (LEM).....	105
11.1.15	Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite.....	105
11.1.16	Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva	106
11.1.17	Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite	106

11.1.18	Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive.....	106
11.1.19	Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze.....	106
11.1.20	Metodo degli elementi finiti (FEM)	106
11.1.21	Calcolo del modulo di rigidezza Ks del terreno	107
11.1.22	Sifonamento	108
11.1.23	Verifica di sollevamento del fondo scavo.....	108
11.1.24	Verifica delle sezioni e calcolo armature	109
11.1.25	Verifica sezione acciaio :	121
11.1.26	Verifica sezione: momento	122
11.1.27	Verifica sezione: taglio.....	123
11.1.28	Verifica instabilità	123
11.1.29	STABILITA' GLOBALE	125
12.	CALCOLO PAVIMENTAZIONE STRADALE	125
12.1	DATI DI INPUT	126
12.1.1	TRAFFICO DI PROGETTO	127
12.2	CALCOLO DEGLI ESAL's	129
12.3	PORTANZA MINIMA DEL SOTTOFONDO/SOVRASTRUTTURA.....	129
12.4	SPESSORE STRATI.....	131
13.	PRESTAZIONI MINIME RICHIESTE DAGLI STRATI COMPONENTI IL RILEVATO	132
13.1	VERIFICHE SU MATERIALI COSTITUENTI IN RILEVATO ESISTENTE:.....	132

ALLEGATI:

1. PLANIMETRIA CON INDICAZIONE POSIZIONE E NUMERO VERTICALI DI INDAGINE
2. PROFILO STRATIGRAFICO GEOLOGICO - GEOTECNICO

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del progetto esecutivo per i lavori di rifacimento del nuovo ponte stradale "ponte madonna" a migliarino comune di Fiscaglia (Fe) nell'ambito dei lavori di adeguamento dell'idrovia ferrarese al traffico con imbarcazioni della v classe europea nel tratto compreso tra Contrapò e migliarino

Nell'ambito della progettazione strutturale e viabile, la presente relazione tratta delle problematiche relative alla geotecnica e al dimensionamento delle fondazioni profonde del ponte.

Per tutti gli aspetti strutturali si rimanda all'apposita relazione.

Nello specifico saranno trattati i seguenti argomenti:

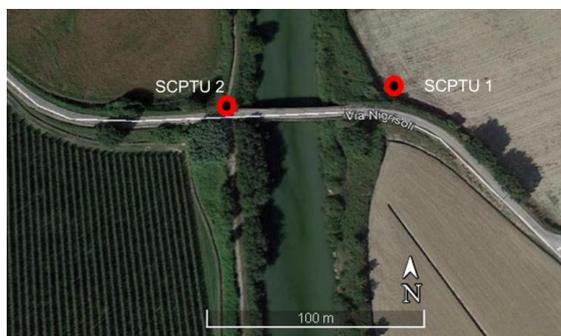
- Analisi della campagna indagini condotta e definizione dei parametri geotecnici utilizzati.
- Analisi e interpretazione dei fenomeni relativi alla liquefazione delle sabbie.
- Dimensionamento e verifica fondazioni profonde statica e sismica
- Calcolo dei cedimenti attesi delle fondazioni
- Dimensionamento e verifica del rilevato stradale
- Calcolo dei cedimenti attesi del rilevato
- Calcolo del muro di sostegno paratassi

Costituisce parte integrante della presente relazione la relazione di calcolo allegata al presente progetto, alla quale si fa riferimento per tutti gli aspetti strutturali non espressamente indicati nella presente.

2. CAMPAGNA INDAGINI CONDOTTE

In accordo con l'amministrazione pubblica e il laboratorio prove è stata condotta la seguente campagna indagini:

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE :



SCPTU1 prof. 37 metri (piano campagna effettivo)

SCPTU2 prof. 43 metri (piano campagna sul rilevato esistente)

Valutazione sismiche:

SCPTU1 punta con misurazione delle velocità delle onde di taglio

SCPTU2 punta con misurazione delle velocità delle onde di taglio

CAROTAGGI CON PRELIEVO DI CAMPIONI:



SONDAGGIO S1 – profondità di 25 metri

SONDAGGIO S2 – profondità di 25 metri

SONDAGGI S3 e S4 – profondità 5 metri su rilevato

Campioni prelevati:

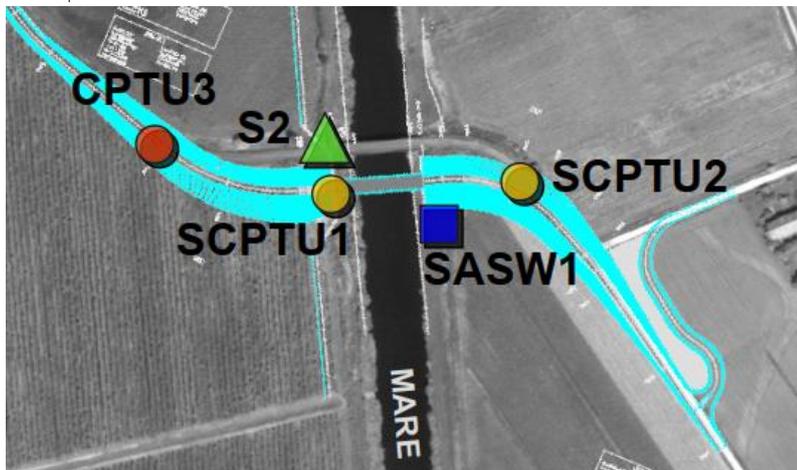
CAMPIONI INDISTURBATI 6 (3 SONDAGGIO 1, 3 SONDAGGIO 2) - coerenti

CAMPIONI ORDINARI 4 (2 sondaggio 2, 1 sondaggio 3, 1 sondaggio 4) - sabbie

Si rimanda all'elaborato specifico per ogni dettaglio.

Oltre a quanto descritto sono state reperite le precedenti indagini in occasione della redazione del progetto definitivo che prevedeva lo spostamento del ponte di circa 50 metri rispetto alla sede attuale.

Nello specifico si sono valutate:



SCPTU1 prof. 38 metri (su argine ove doveva sorgere il ponte i)

SCPTU2 prof. 39 metri (piano campagna effettivo)

SCPTU3 prof. 42 metri (piano campagna effettivo)

SONDAGGIO S2 profondità 37 metri con prelievo di campioni sull'argine destro.

E' stata poi reperita una ulteriore prova penetrometrica sul portale regionale che ha ulteriormente chiarito lo stato le caratteristiche dei suoli:



Da quanto riportato si evince che la campagna di indagine condotta conta di **9 verticali indagate** (7 SIGNIFICATIVE PE RI CALCOLO DEI PALI)

Ne capitolo seguente si riproveranno i dati salienti e le considerazioni eseguite per la valutazione dei parametri di progetto.

3. RISULTATI DELLE INDAGINI E PARAMETRI DI PROGETTO

Dalle indagini condotte è stato possibile dedurre i parametri maggiormente significativi che caratterizzano la stratigrafia del terreno. Per gli spetti geotecnici si rimanda al paragrafo specifico.

3.1 STRATIGRAFIA

Si riportano le 2 stratigrafie relative alla scptu1 e scptu2 interpretate dal Geol. Marco Rolfini

Cpt1

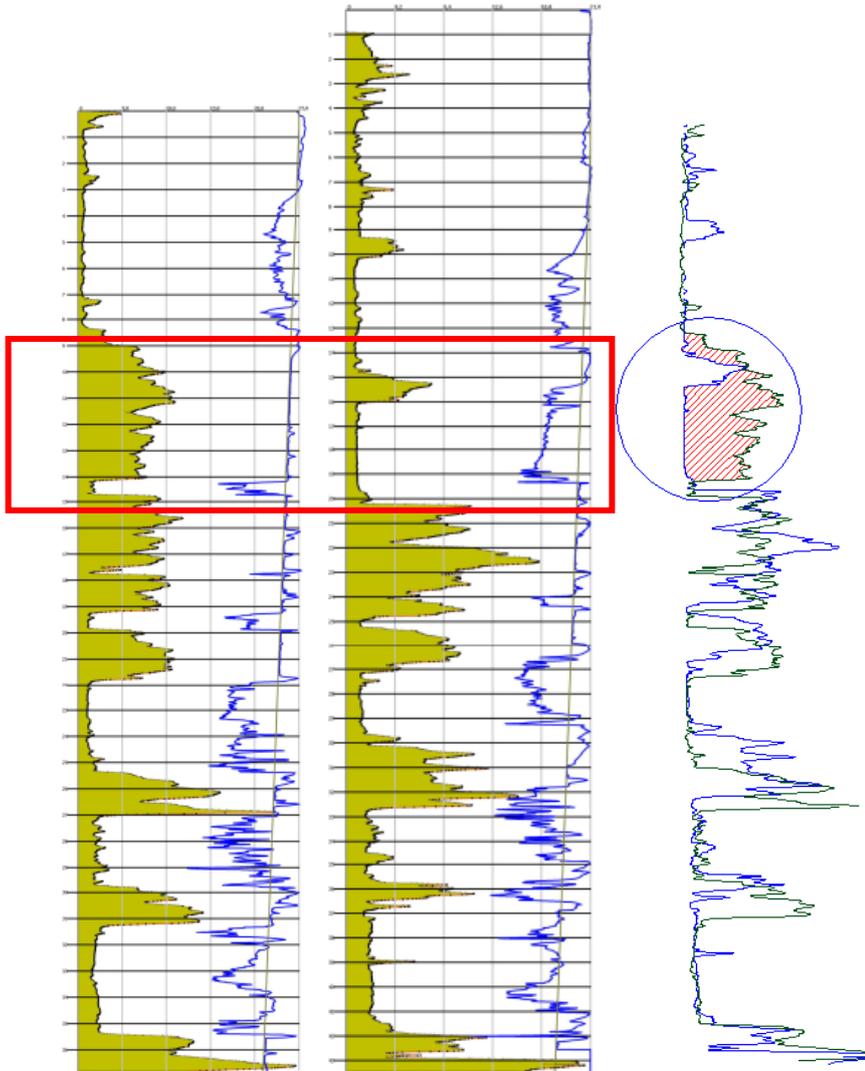
Profondità dello strato (m d a p c)	Litologia	γ (K n / m ³)	γ_{sat} (K n / m ³)	σ_v (K p a)	σ'_v (K p a)	C_u (K p a)	ϕ (°)	D_r (%)
pc-5,00	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici limoso sabbiosi	18,2	19,0	44,8	27,1	49,9	/	/
5,00 - 6,60	Argille, argille limose, intercalate a livelli centimetrici di terreni organici	17,1	17,9	103,2	53,2	24,3	/	/
6,60 - 14,05	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	193,2	98,8	/	33,9	50,5
14,05-14,60	Argille, argille limose	19,4	20,2	274,9	141,2	98,5	/	/
14,60-19,10	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	328,5	170,1	/	33,0	52,0
19,10-20,00	Argille, argille limose	19,7	20,5	385,5	200,6	117,5	/	/
20,00-21,90	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	414,5	215,9	/	32,1	49,5
21,90-25,30	Argille, argille limose	18,4	19,2	466,0	241,5	45,2	/	/
25,30-27,00	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	515,9	266,3	/	32,6	55,3

27,00-29,80	Argille, argille limose	19,4	20,2	5616	2899	916	/	/
29,80-31,20	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	6041	3118	/	318	522
31,20-35,20	Argille, argille limose	19,2	20,0	6579	3392	78,7	/	/
35,20-36,81	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	7141	3679	/	318	546

Cpt2

Profondità dello strato (m d a p c)	Litologia	γ (Kn/m ³)	γ_{sat} (Kn/m ³)	σ_v (Kpa)	σ'_v (Kpa)	Cu (Kpa)	ϕ (°)	Dr (%)
pc-0,90	Preforo	/	/	/	/	/	/	/
0,90 - 4,20	Alternanze centimetriche di limi argillosi, argille limose, localmente presenti intercalazioni centimetriche	19,5	20,3	34,6	34,6	112,4	/	/
4,20 - 6,50	Argille, argille limose	18,1	18,9	87,2	87,2	48,5	/	/
6,50 - 7,80	Limi argillosi, localmente sabbiosi	19,1	19,9	120,2	106,0	88,7	/	/
7,80 - 9,20	Argille, argille limose	18,4	19,2	145,5	118,0	56,3	/	/
9,20 - 10,00	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	166,4	128,1	/	30,4	33,1
10,00-14,10	Argille, argille limose	17,9	18,7	210,7	148,4	38,9	/	/
14,10-16,00	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	265,6	173,9	/	28,9	27,7
16,00-20,00	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici di terreni	18,0	18,7	320,0	199,4	38,0	/	/
20,00-27,00	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	430,7	256,2	/	31,2	46,3
27,00-29,40	Argille, argille limose	18,5	19,3	527,7	307,1	51,9	/	/
29,40-32,55	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	583,2	335,3	/	29,6	40,5
32,55-35,40	Argille limose, limi argillosi	19,4	20,2	644,1	366,8	95,1	/	/
35,40-36,80	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	685,9	387,7	/	27,3	28,7
36,80-41,50	Argille, argille limose	19,2	20,0	754,4	417,4	77,8	/	/
41,50-43,45	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	811,6	450,9	/	29,6	44,2

Come risulta da quanto riportato le due verticali sono analoghe fatta salva una zona di circa 4 metri, attestata tra i -10,00 e i -14,00 di profondità rispetto al piano campagna, che presenta nella cpt 1 uno strato a matrice sabbiosa e nella cpt 2 uno strato a matrice argillosa. Si riporta il confronto dei tracciati



Questa differenza ha significato soprattutto in ragione del sondaggio S2 eseguito direttamente sulla spalla sinistra del ponte ove saranno realizzati i futuri pali di fondazione.



Si riporta la parte di stratigrafia del sondaggio 2 che non è coerente con la SCPTU1:

16,50							
17					Argilla debolmente limosa debolmente torbosa di colore grigio scuro/nerastro con resti millimetrici di conchiglie. Presente livello torboso da 20,00 m 20,45 m.	0,9	0,6
18						1,0	0,6
19						0,7	0,4
20						0,5	0,2
20						0,3	0,2
20						0,2	0,2
20						0,6	0,4
20						0,9	0,6
20						0,7	0,4
20,45						0,6	0,6
21					Sabbia limosa fine e media grigia.	0,7	0,4
							0,6

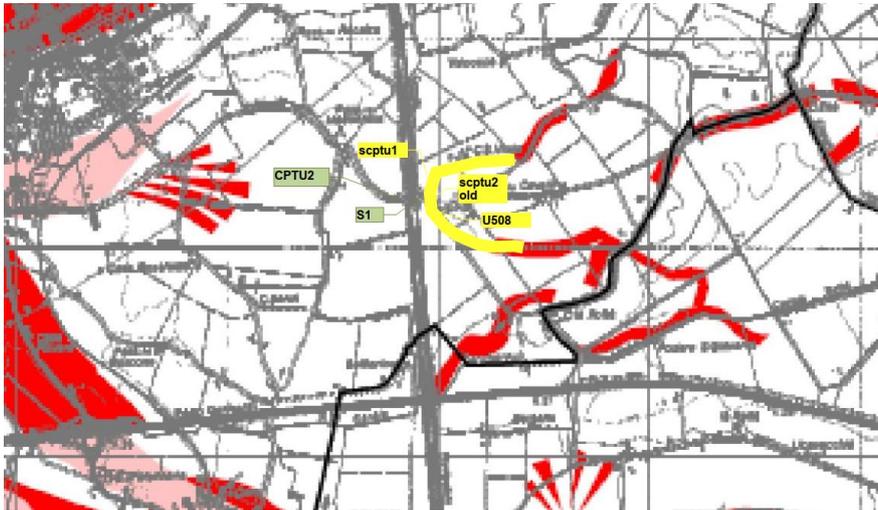
Immagine dei campioni prelevati alla quota indicata.



Questo aspetto non consente di ritenere rappresentativa del sottosuolo della zona ove saranno inseriti i pali di fondazione la SCPU2, in quanto se si procedesse con tale stratigrafia si sottostimerebbero i cedimenti e si opererebbe troppo cautelativamente per quanto riguarda la valutazione della liquefazione delle sabbie in prossimità dei pali.

Dalla ricostruzione delle prove e dalle carte storiche si può notare che lo strato di sabbie identificato crea un curva deviando verso nord prima dell'attuale corso del fiume:

Si riporta l'interpretazione più probabile:



In ragione di uniformare i dati geotecnici per i calcoli che seguiranno si utilizzerà una stratigrafia che risulta dalla interpretazione di tutti i dati raccolti, particolarmente coerenti per la verifica della liquefazione delle sabbie aL di sotto delle fondazioni profonde da realizzare. Per quanto riguarda invece la verifica della stabilità dei rilevati verranno di volta in volta considerate le stratigrafie più rappresentative (lato est diverso dal lato nord).

Per eventuali dati mancanti e per le teorie utilizzate nelle correlazioni si rimanda alla documentazione geotecnica e ai tabulati allegati.

Per quanto riguarda il livello della **falda**, dalle indagini è stato possibile **attestarlo mediamente a - 1,00 metro da piano campagna** in sostanziale coerenza con la presenza del canale regimentato.

Stratigrafia di progetto utilizzata per la verifica delle fondazioni profonde delle spalle del ponte:

	Litologia	Y (Kn/m3)	Y sat (Kn/m3)	σ_v (Kpa)	σ_v' (Kpa)	Cu (Kpa)	ϕ (°)	Dr (%)	Modulo Edom kPa	OCR
rilevato +5,00	Alternanze centimetriche di limi argillosi, argille limose, localmente presenti intercalazioni centimetriche limoso sabbiose	19,5	20,3	34,6	34,6	112,4	/	/	5100	4,0
0,0 - 1,1	Argille, argille limose	18,1	18,9	87,2	87,2	48,5	/	/	4300	1,3
1,1 -2,4	Limi argillosi, localmente sabbiosi	19,1	19,9	120,2	106,0	88,7	/	/	4400	1,4
2,4 - 3,8	Argille, argille limose	18,4	19,2	145,5	118,0	56,3	/	/	4600	1
3,8 - 4,6	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	166,4	128,1	/	30,4	33,1	10900	1
4,6-8,7	Argille, argille limose	17,9	18,7	210,7	148,4	38,9	/	/	3900	1
8,7 - 10,6	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	265,6	173,9	/	28,9	27,7	10300	1
10,6 - 14,6	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici di terreni organici	18,0	18,7	320,0	199,4	54,0	25,0	/	4600	1

14,6 - 21,6	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	430,7	256,2	/	31,2	46,3	12000	1
21,6 - 24	Argille, argille limose	18,5	19,3	527,7	307,1	54,5	26,0	/	4700	1
24 - 27,15	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	583,2	335,3	/	29,6	40,5	11300	1
27,15 - 30	Argille limose, limi argillosi	19,4	20,2	644,1	366,8	95,1	/	/	4700	1
30 - 31,4	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	685,9	387,7	/	27,3	28,7	7900	1
31,4 - 36,1	Argille, argille limose	19,2	20,0	754,4	417,4	77,8	/	/	4500	1
36,1 - 38,05	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	811,6	450,9	/	29,6	44,2	14900	1

3.2 LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

Dalle indagini eseguite e riportate nella relazione geotecnica, il rischio di liquefazione è stato così calcolato:

- analisi delle condizioni di suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti attraverso la carta di classificazione dei suoli di P.K. Robertson (1990; 2009).
- stima del Fattore di Sicurezza (Fs) nei confronti della liquefazione lungo tutta la verticale di prova, attraverso il metodo semplificato proposto da Boulanger e Idriss (2014) quest'ultimo raccomandato anche dalla Del. Reg. 2193/2015 (Regione EmiliaRomagna).
- analisi del rischio di liquefazione sito specifica attraverso la stima dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (IL) mediante il metodo proposto da Sonmez (2003).

L'indice del Potenziale liquefazione (IL) ha quindi le seguenti gradazioni:

- IL = 0 Non liquefacibile
- $0 < IL \leq 2$ Potenziale liquefazione basso
- $2 < IL \leq 5$ Potenziale liquefazione moderato
- $5 < IL \leq 15$ Potenziale liquefazione alto
- $15 < IL$ Potenziale liquefazione molto alto

Le interpretazioni riportate in relazione geologica hanno fornito i seguenti valori per le verticali di indagine dedotte dalla CPTU1 e CPTU2:

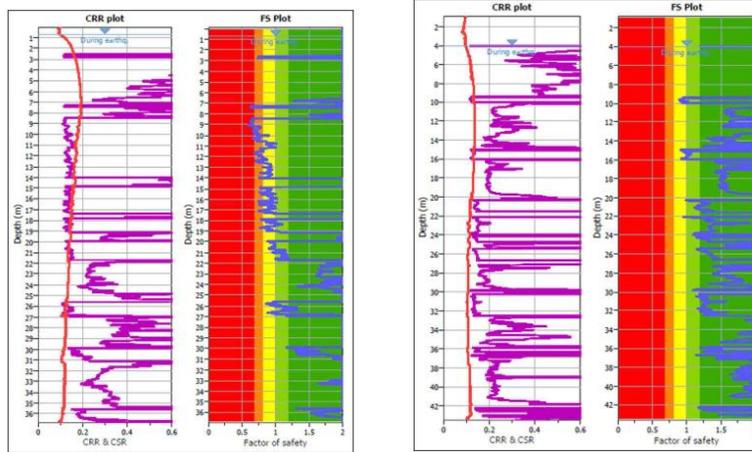
CPTU1: (IL) è pari a: 6,7 il rischio considerarsi alto .
 CPTU2: (IL) è pari a: 0,5 il rischio considerarsi basso.

Si riportano i grafici del valore del fattore di sicurezza nei 2 casi:

CPTU 1

CPTU 2

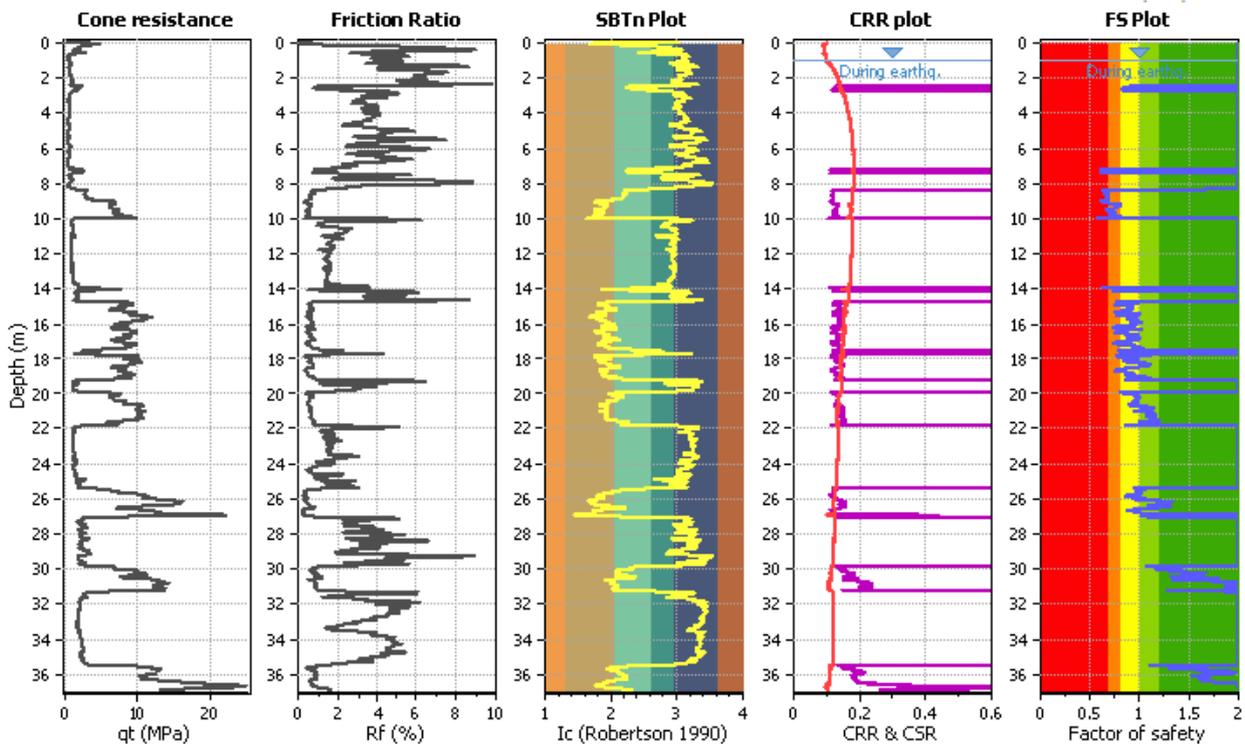
PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



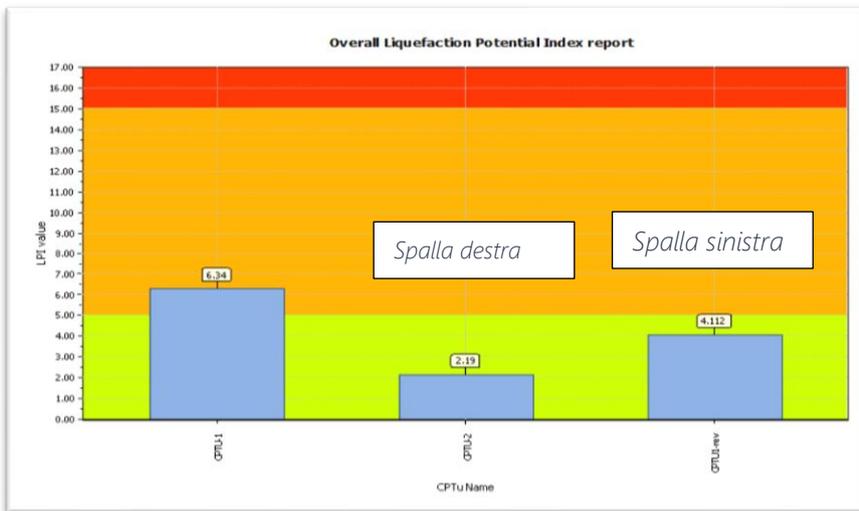
Considerato però, che dalle considerazioni precedentemente riportate, la CPTU1 non risulta rappresentativa della stratigrafia al di sotto della spalla sinistra (est), in quanto non è presente il banco di sabbie a quota -10,00 -14,00.

Si è quindi ricostruita una nuova stratigrafia, maggiormente coerente con lo stato dei luoghi, sostituendo le sabbie con argille le caratteristiche dedotte dal sondaggio (sostanzialmente analoghe a quelle individuate nella stratigrafia alla stessa profondità).

Dal ricalcolo si sono ottenuti i seguenti risultati che si riportano informa sintetica (per i dati di dettaglio si rimanda ai tabulati allegati):



CPTU1 REV (IL) è pari a: 4,2 il rischio considerarsi moderato



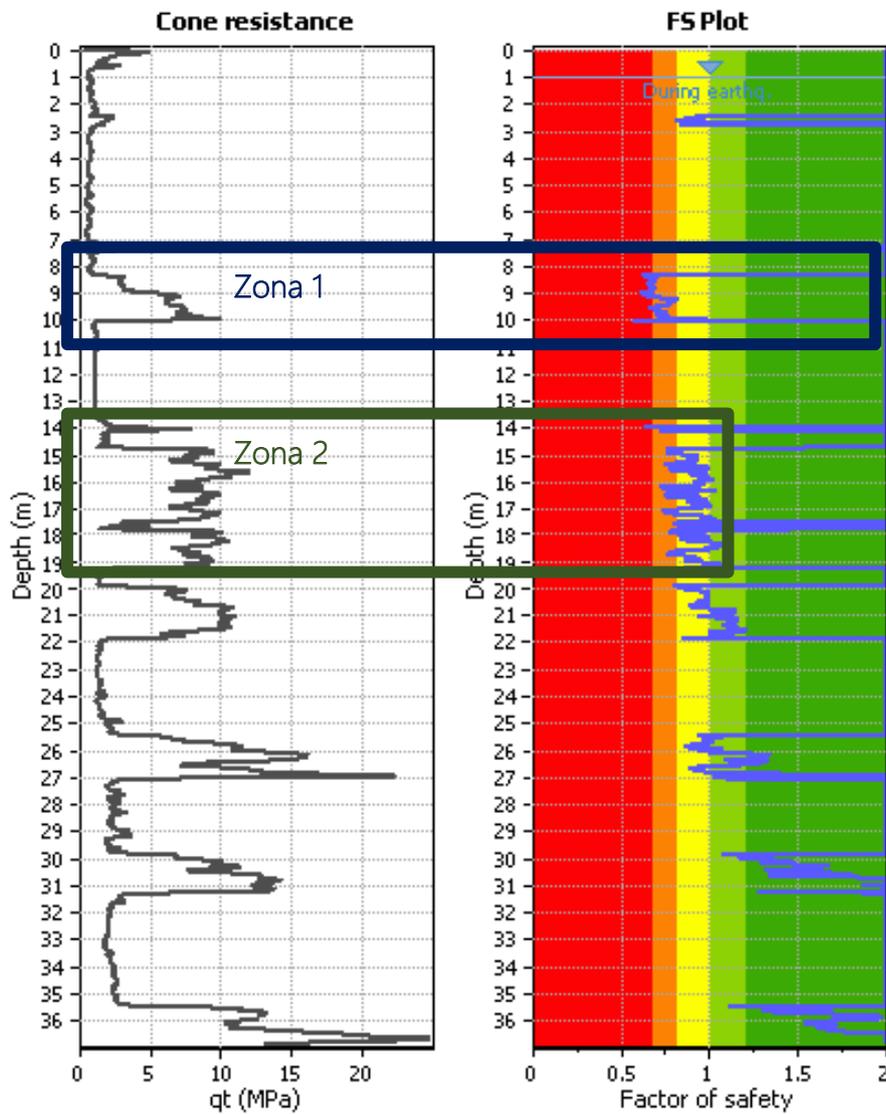
Considerato poi che da un ricalcolo del potenziale di liquefazione della CPTU2, direttamente eseguita sul punto di realizzazione della spalla destra (ovest), si sono ottenuti dati sostanzialmente analoghi: In sostanza quindi il valore della rischio di liquefazione è da considerarsi per le strutture di fondazione profonda:

IL = 4,2 rischio moderato.

Un tale livello di rischio, al livello probabilistico risulta estremamente raro, e nella costruzione i edifici ordinari, potrebbero essere trascurati gli effetti sulla struttura. Considerata però l'importanza sociale ed economica dell'opera da realizzarsi, si è proceduto con le valutazioni che seguono.

In ragione di ciò è necessario individuare gli strati potenzialmente liquefacibili in ottemperanza delle prescrizioni del punto 7.11. 5.4.3. vengono ridotte a zero le resistenze di degli stati che abbiano una significativa probabilità di subire liquefazione.

Nel grafico sottostante si identificano gli strati che, nelle analisi simiche avranno ridotti a zero i parametri di resistenza:



Per la zona 1 saranno azzerate le resistenze, per la zona 2 invece, avendo parametri sostanzialmente prossimi all'unità, vista la forte presenza di limi, identificata anche dai carotaggi eseguiti, si ritiene che una eventuale liquefazione sia limitata a solo spessori centimetrici i cui effetti risulterebbero trascurabili per gli effetti finali.



Si riporta la foto del sondaggio (quota corrispondete a -15;-20) eseguito alla quota riferita alla zona 2 dalla quale si evince la presenza significativa di limi.

Si riporta la tabella delle caratteristiche geotecniche utilizzate nelle verifiche sismiche che seguono:

	Litologia	γ (Kn/m ³)	γ sat (Kn/m ³)	σ_v (Kpa)	σ_v' (Kpa)	Cu (Kpa)	ϕ (°)	Dr (%)	Modulo Edom	OCR	Attrito

									kPa		Negativo in verifica sismica
rilevato +5,00	Alternanze centimetriche di limi argillosi, argille limose, localmente presenti intercalazioni centimetriche limoso sabbiose	19,5	20,3	34,6	34,6	112,4	/	/	5100	4,0	si
0,0 - 1,1	Argille, argille limose	18,1	18,9	87,2	87,2	48,5	/	/	4300	1,3	si
1,1 - 2,4	Limi argillosi, localmente sabbiosi	19,1	19,9	120,2	106,0	88,7	/	/	4400	1,4	si
2,4 - 3,8	Argille, argille limose	18,4	19,2	145,5	118,0	56,3	/	/	4600	1	si
3,8 - 4,6	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	166,4	128,1	/	0,34	33,1	10900	1	si
4,6 - 8,7	Argille, argille limose	17,9	18,7	210,7	148,4	38,9	/	/	3900	1	si
8,7 - 10,6	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	265,6	173,9	/	0,28	27,7	10300	1	si
10,6 - 14,6	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici di terreni organici	18,0	18,7	320,0	199,4	54,0	25,0	/	4600	1	
14,6 - 21,6	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	430,7	256,2	/	31,2	46,3	12000	1	
21,6 - 24	Argille, argille limose	18,5	19,3	527,7	307,1	54,5	26,0	/	4700	1	
24 - 27,15	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	583,2	335,3	/	29,6	40,5	11300	1	
27,15 - 30	Argille limose, limi argillosi	19,4	20,2	644,1	366,8	95,1	/	/	4700	1	
30 - 31,4	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	685,9	387,7	/	27,3	28,7	7900	1	
31,4 - 36,1	Argille, argille limose	19,2	20,0	754,4	417,4	77,8	/	/	4500	1	
36,1 - 38,05	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	811,6	450,9	/	29,6	44,2	14900	1	

4. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per quanto riguarda la progettazione che segue si farà riferimento alla seguente normativa:

- *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni"*
- *Nota del CSLP n.3187 del 21-03-2018 "Prima applicazione del DM 17.01.2018, riportante l'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", alle procedure autorizzative e di qualificazione del servizio tecnico centrale"*
- *Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*

Documenti tecnici integrativi adottati:

- D.G.R. Emilia-Romagna n.1373 del 26/09/2011
- D.G.R. Emilia-Romagna n.2272 del 21/12/2016
- UNI EN 1991 – Eurocodice 1: Azioni sulle Costruzioni
- UNI EN 1992– Eurocodice 2: Costruzioni in calcestruzzo
- UNI EN 1993– Eurocodice 3: Costruzioni in acciaio
- UNI EN 1995– Eurocodice 5: Costruzioni in legno
- UNI EN 1996– Eurocodice 6: Costruzioni in muratura
- UNI EN 1997– Eurocodice 7: Progettazione geotecnica
- UNI EN 1998– Eurocodice 8: Costruzioni in zona sismica

5. BIBLIOGRAFIA

- BELLUZZI O. Scienza delle costruzioni (vol.1)
- CAPURSO M. Scienza delle costruzioni
- G.M. CALVI, Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS Press, 2004
- ENEXIS, Guida alla progettazione e verifica di edifici in c.a. agli stati limite, DEI, 2003
- ENEXIS, Guida alla progettazione e verifica di strutture in acciaio agli stati limite, DEI, 2003
- ZIGNOLI V. Costruzioni metalliche (vol.1-2)
- MAC GREGOR Selected problems in theories of flat plates and plane stress.
- SCIBILIA N. Progetto di strutture in acciaio.
- G. BALLIO, M. MAZZOLANI Strutture in acciaio, ISEDI, Milano, 1978.
- N. TUBI, La realizzazione di murature in laterizio, Laterconsult, 1993.
- F.IACOBELLI, Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica, EPC, 2003
- K.J. BATHE, E.L. WILSON Numerical methods in finite element analysis, Prentice Hall, 1976
- O.C. ZIENKIEWICZ, The finite element method in engineering science, Mc Graw-Hill, London, 1971
- G. TONIOLO, P.G. MALERBA Metodi di discretizzazione della analisi strutturale, Masson Italia Editori, Milano 1981
- SAP IV, a structural analysis program for static and dynamic response of linear systems, (K.J. BATHE, E.L. WILSON, F.E. PETERSON), 1973
- SUPERSAP ALGOR Linear stress e vibrations processor reference manual, Algor Interactive Systems, Pittsburgh, 1992
- G. GIORDANO, Tecnica delle costruzioni in legno, HOEPLI Milano, 19
- CDSWin-CDMaWin, codice di calcolo agli elementi finiti per strutture in c.a., acciaio, legno, muratura, prodotto da S.T.S. S.r.l. , manuale tecnico
- CDGsWin, codice di calcolo geotecnico per strutture di fondazione superficiali e profonde per l'analisi della capacità portante e dei cedimenti, prodotto da S.T.S. S.r.l. , manuale tecnico
- ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
- Bertero VV. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. In Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed.). Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1977;
- Bazzurro P, Cornell CA. Seismic hazard analysis for non-linear structures. I: Methodology. ASCE Journal of Structural Engineering 1994; 120(11):3320-3344.
- Bazzurro P, Cornell CA. Seismic hazard analysis for non-linear structures. II: Applications. ASCE Journal of Structural Engineering 1994; 120(11):3345-3365.
- Yun SY, Hamburger RO, Cornell CA, Foutch DA. Seismic performance for steel moment frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; (submitted).

- Mehanny SS, Deierlein GG. Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Report No. 136, The John A.Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, 2000.
- De Matteis G, Landolfo R, Dubina D, Stratan A. Influence of the structural typology on the seismic performance of steel framed buildings. In Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani FM (ed.). E & FN Spon: New York, 2000; 513–538.
- Chopra AK. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1995.
- Shome N, Cornell CA. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Report No. RMS-35,RMS Program, Stanford University, Stanford, 1999. (accessed: August 18th, 2001).
- Luco N, Cornell CA. Structure-specific, scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. Earthquake Spectra 2002; (submitted).
- Ang AHS, De Leon D. Determination of optimal target reliabilities for design and upgrading of structures. Structural Safety 1997; 19(1):19–103.
- Prakash V, Powell GH, Filippou FC. DRAIN-2DX: Base program user guide. Report No. UCB/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, 1992.
- Veletsos AS, Newmark NM. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo, Japan 1960; 895–912.
- Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steelmoment frame guidelines. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; (submitted).
- Vamvatsikos D, Cornell CA. Tracing and post-processing of IDA curves: Theory and software implementation. Report No. RMS-44, RMS Program, Stanford University, Stanford, 2001
- C.Allin Cornell, Dimitrios Vamvatsikos, Fatemeh Jalayer, Nico Luco and Maziar Motahari RMS Affiliates Meeting Stanford University , May 31-June 1, 2001

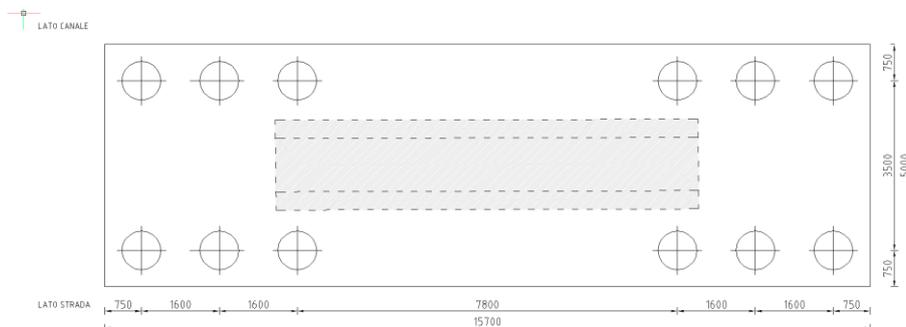
6. PALIFICATA DI FONDAZIONE

6.1 APPROCCIO E SCELTE PROGETTUALI

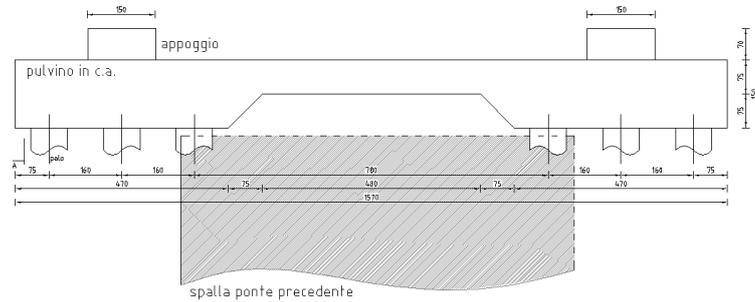
In relazione alla struttura da realizzare si riportano le scelte progettuali adottate.

La realizzazione del ponte in acciaio nella stessa area di sedime del precedente manufatto, descritta nella relazione generale e nella relazione di calcolo delle strutture, cui si fa riferimento, ha imposto da un lato la demolizione della vecchia struttura, dall'altro la scelta di elementi strutturali compatibili.

Per quanto riguarda le fondazioni, la necessità di realizzarle, sormontando le precedenti, limitando l'altezza finale, ha imposto la costruzione di pulvini rigidi in calcestruzzo con sottostanti pali trivellati "lunghi" di diametro significativo, analoghi sui due lati. Si riporta schema in pianta e in vista



PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



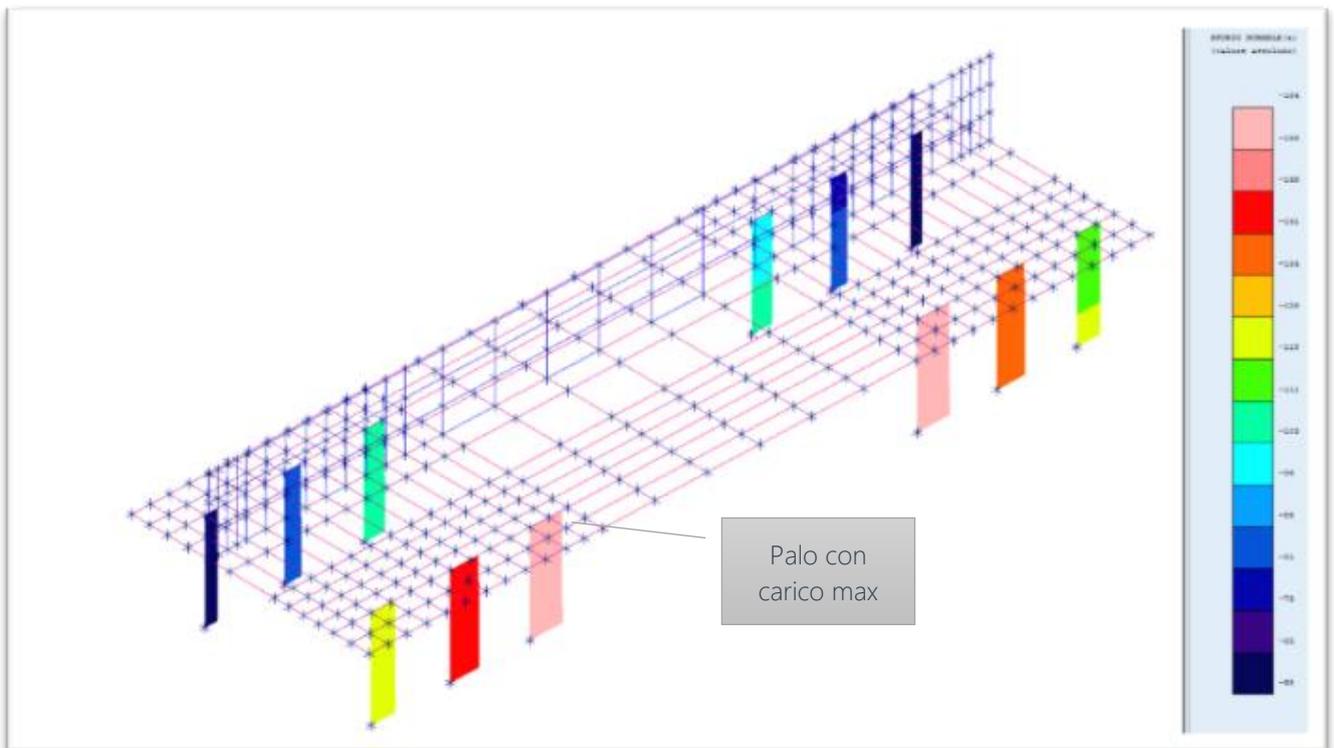
Inoltre, la presenza di un livello di liquefacibilità dei terreni, se pur bassa, ha imposto di far affidamento principalmente sulla portata degli strati argillosi profondi, facendo protendere la scelta progettuale per la seguente tipologia di palo:

- PALI TRIVELLATI di lunghezza totale di 35 metri e un diametro di 80 cm
- N° 12 PALI PER PULVINO divisi in 2 gruppi da 6
- INTERASSE PALI direzione longitudinale 3,5 mt > 4 diametri
- INTERASSE PALI direzione trasversale 1,6 metri = 2 diametri

L'uso di un interasse minore di 3 diametri è stato necessario per ottimizzare la distribuzione delle azioni verticali, ottimizzando le dimensioni del pulvino, rendendolo a comportamento pienamente rigido,

Un interasse maggiore avrebbe comportato la necessità di un forte aumento dell'altezza dello stesso pulvino elevando il piano viabile, con conseguente aumento delle spinte delle terre sulla spalla e sulla stessa struttura, penalizzando eccessivamente il sistema.

Inoltre, dallo studio della distribuzione dei carichi si nota che l'azione massima sul palo singolo è relativa ad un elemento di bordo, meno influenzabile dall'interazione con gli altri limitrofi, sensibilmente meno caricati.



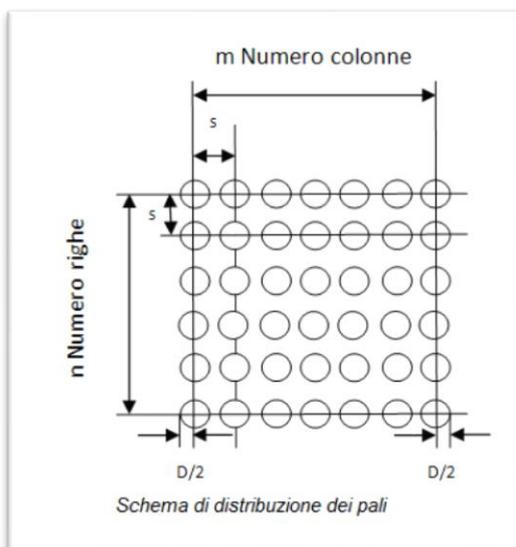
Per tenere conto comunque dell'influenza l'efficienza della palificata vien calcolata secondo la nota espressione di Converse-Labarre:

$$E_g = \frac{\text{capacità port. di gruppo}}{\text{numero di pali} \times \text{capacità port. sin. palo}}$$

dove m, n e D sono indicati nella figura sottostante e $\theta = \tan^{-1}(D/s)$.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

Schema di distribuzione dei pali



- Numero di pali per fila, n
- Numero di file, m
- Diametro pali [m]
- Interasse pali [m]

Dalla formulazione prosata, il confidente di gruppo risulta essere:

Converse - Labarre

Numero di pali per fila

n =

Numero di file

m =

Diametro palo

D = m

Interasse pali

i = m

Efficienza del gruppo

η =

Il sostanza la portata della struttura di fondazione sarà ridotta del 66% .

6.2 AZIONI DI PROGETTO

Per il dimensionamento della struttura, ai sensi del punto 6.4.3.1. delle NTC2018, si è provveduto alle seguenti verifiche statiche :

Stati limite ultimi (SLU)

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;*
 - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - *raggiungimento della resistenza dei pali;*
 - *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.*

Non saranno eseguite verifiche di trazione in quanto i pali rimangono sempre compressi, inoltre non si riporteranno le verifiche a stabilità globale in quanto, utilizzando palificate lunghe, l'evento di perdita di stabilità globale non è attivabile.

Per le azioni sismiche considerate ai sensi del punto 7.11.5.3.2. sono le seguenti:

Stati limite ultimi (SLV)

- *raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;*
- *raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;*
- *liquefazione del terreno di fondazione;*
- *spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;*
- *rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).*

Relativamente agli ultimi 2 punti delle verifiche si rimanda anche alla relazione di calcolo strutturale.

Stati limite di danno (SLD)

Le verifiche agli spostamenti sono condotte utilizzando le azioni SLD dell'analisi strutturale utilizzando i coeff. γ_R della tabella 6.4.II.

Approccio utilizzato:

Per le verifiche sarà utilizzato l'approccio 1, combinazione **(A1+M1+R3)** come da 6.4.3.1 NTC.

Considerato che i coefficienti sulle azioni A1 sono analoghi a quelli strutturali della struttura in elevazione, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale per le azioni già parametrizzate sulla struttura.

Di seguito si riportano le azioni massime desunte dal modello strutturale completo, utilizzate come sollecitazioni nelle verifiche geotecniche specifiche.

Per le specifiche sulle combinazioni, azioni sismiche o altro, si rimanda alla relazione di calcolo.

Si ricorda che, trattandosi di struttura isolata il fattore di struttura utilizzato è $q = 1$.

Quindi il comportamento delle fondazioni rimane sempre in campo lineare.

Il modello globale tiene conto delle interazioni struttura terreno, in quanto il terreno è stato modellato con elementi molla i cui valori (modulo di deformazione, rigidità) sono stati determinati dalle valutazioni geotecniche di seguito riportate.

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

		Coefficient	FOU(1)	A1	A2
Azioni permanenti g1 e g3	favorevoli	yG1 e yG3	0,90	1,00	1,00
	sfavorevo		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali (2)	favorevoli	yG2	0,00	0,00	0,00
	sfavorevo		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	yQ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevo		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	yQi	0,00	0,00	0,00
	sfavorevo		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di	favorevoli	ys1	0,90	1,00	1,00
	sfavorevo		1,00(3)	1,00(4)	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	ys2, ys3,	0,00	0,00	0,00
	i		1,20	1,20	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

(2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(4) 1,20 per effetti locali

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parame	Grandezza alla quale applicare il coefficiente	Coefficiente	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan	$\gamma_{\pi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	$\gamma\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbol	Pali	Pali	Pali ad
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,2
Laterale in trazione	γ_{st}	1,2	1,25	1,2

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Si riportano le azioni massime utilizzate per la verifica dei pali:

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

PROGETTO ESECUTIVO
 OPERE DI FONDAZIONE

Combinazione	N	Mx	My	Mtot	Tx	Ty	Ttot
	t	tm	tm	tm	t	t	t
1	163,8	58,8	8,08	59,35	1,57	16	16,08
2	161	60,7	7,72	61,19	1,55	16,7	16,77

Combinazione di provenienza:

	1	2	3
1. PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.35
2. Portati	1.50	1.50	1.50
3. q1- Corsia 1 dist	1.35	1.01	1.01
4. q1- Corsia 2 dist	1.35	1.01	1.03
5. q1 - Folla/ residuo	1.35	1.01	1.01
6. Spinta Terreno	1.30	1.30	1.30
7. q1- Corsia 1 conc	1.35	1.01	1.01
8. q1 - Corsia 2 conc	1.35	1.01	1.01
9. Spinta ter. q1	1.35	1.01	1.01
10. q3-Azione frenatura	0.00	1.50	0.00
11. q5 - Azione vento	.90	.90	1.50
12. COEFF. SIGMA PROFILI	1.00	1.00	1.00

STATO LIMITE ULTIMO SISMA (SLV)

Combinazione	N	Mx	My	Mtot	Tx	Ty	Ttot
	t	tm	tm	tm	t	t	t
2	124	78,7	62,8	100,69	8,68	11,4	14,33
3	133,9	70,5	63,8	95,08	8,82	10,25	13,52
4	126	72,1	62,5	95,42	8,65	10,47	13,58
5	122,7	74,5	63,8	98,09	8,82	10,81	13,95
6	142,1	109	27,5	112,42	3,69	15,8	16,23
7	139,9	102	28,2	105,83	3,78	14,8	15,28
8	143,2	108	27,3	111,40	3,67	15,7	16,12
9	139,7	102,7	28,2	106,50	3,78	14,9	15,37

Combinazione di provenienza:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. PESO PROPRIO	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2. Portati	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3. Corsia 1 distribuito	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4. Corsia 2 distribuito	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5. Folla/ residuo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6. Spinta Terreno	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
7. Corsia 1 Concentrato	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8. Corsia 2 concentrato	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9. Sisma direz. grd 0	0.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	.3	.3	-.3	-.3
10. Sisma direz. grd 90	0.0	.3	-.3	.3	-.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0
11. COEFF. SIGMA PROFILI	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per tali combinazioni si rimanda alla relazione strutturale.

STATI LIMITE DI DANNO (SLD)

Per tali combinazioni si rimanda alla relazione strutturale.

7. CALCOLO E VERIFICA PALO SINGOLO

7.1 CONSIDERAZIONI TEORICHE

7.1.1 Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si assume un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con f il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

7.1.2 Resistenza unitaria alla punta

- **Formula di Terzaghi**

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al di sopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + g \times L \times N_q + 0.5 \times g \times D \times N_g \times s_g$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_g = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

- **Metodo di Berezantzev**

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a gD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (f) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + g \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

- g peso unità di volume del terreno;
- L lunghezza del palo;
- N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

- Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica e_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine e_v può essere assunto pari a zero e si ottiene

$$I_{rr} = I_r$$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $f=0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

- Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $f > 0$.

Per $f = 0$ si usa $N_c = 5.74$

- Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $f = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $f = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo a, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

s = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{senf}$$

d = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$d = 3/4 \tan f$$

Per pali trivellati

$$d = \tan f$$

a = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot - Kerisel

Meyerhof - Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c > 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker - Cooke (1966)

$$a = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$a = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente a per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	a = 1.00
$5 \leq c < 10$	a = 0.70
$10 \leq c < 15$	a = 0.50
$15 \leq c < 20$	a = 0.40
$c \geq 20$	a = 0.30

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente

attrittiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

- Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

- Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

- Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{ij} = (t_j / E) \times B \times I_{ij}$$

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

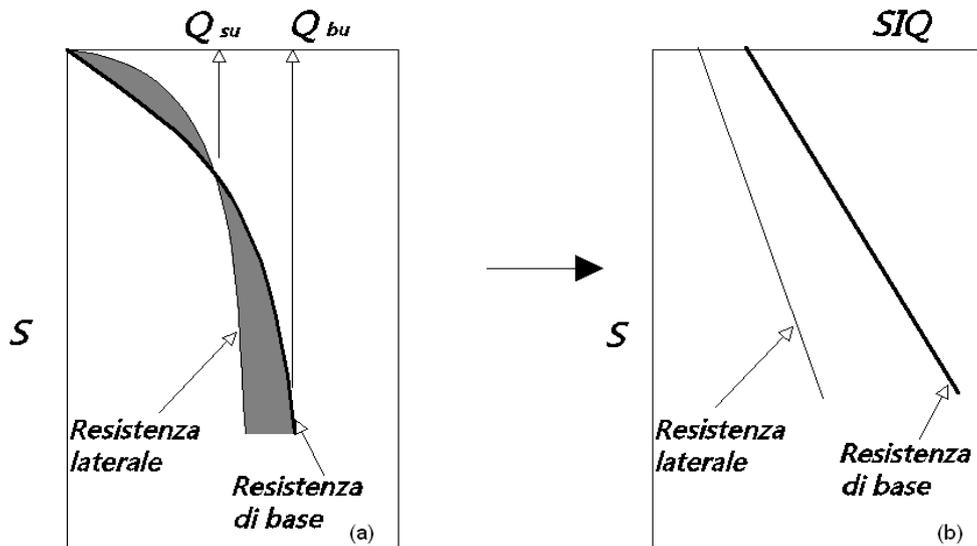
B = Diametro del palo

I_{ij} = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando W_{ij} per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.

- k : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo:

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$



- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

- **CARICO LIMITE ORIZZONTALE**

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p g z \times B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

g = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

- **Palo in condizioni d'esercizio**

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni)

applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SA^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SA^T** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti. Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(dN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_s Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

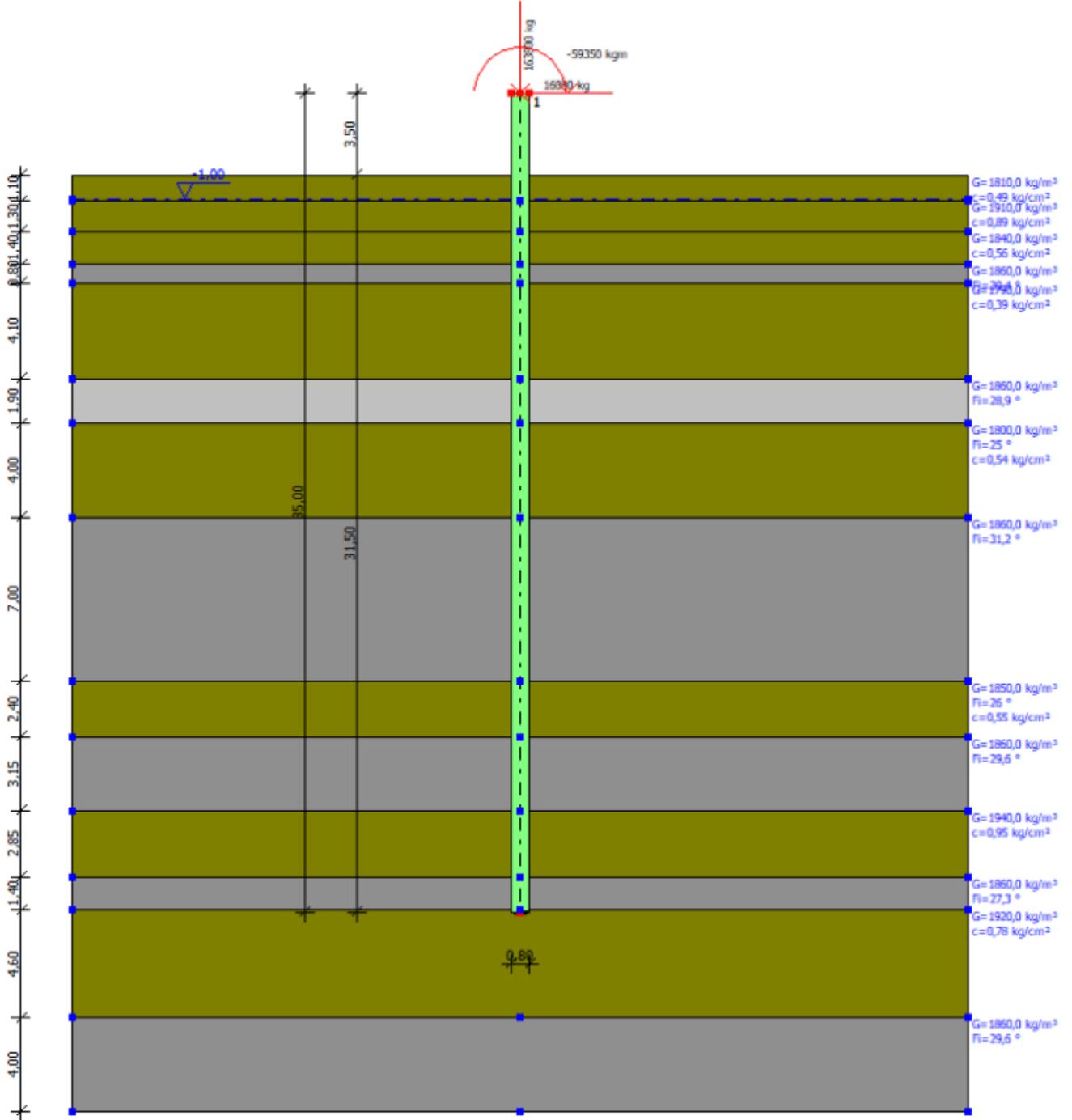
in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

7.2 DATI GENERALI DI CALCOLO -STATICA

=====

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

Descrizione	palo trivellato diam80 x35 mt - 5 ft
Diametro punta	0,80 m
Lunghezza	31,50 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	3,50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1,00 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1



Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5

Stratigrafia

Si rimanda alla stratigrafia rimanda alla stratigrafia riportata in precedenza **corretta con il criterio di Vesic.**

Si veda precedente capitolo

7.2.1 Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	1,00	9,00	0/0,78	39584,07	60137,63	359563,80	357783,90	22333,48	51071,96 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

7.2.2 RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

=====

Numero verticali di indagine	7	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,45	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,28	
Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	60137,63	60137,63
Laterale	359563,80	359563,80
Totale=Base+Laterale-Peso palo	357783,90	357783,90
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3	
Base	1,35	
Laterale	1,15	
Resistenza di progetto base	30721,65 kg	
Resistenza di progetto laterale	215630,50 kg	
Resistenza di progetto netto detratto peso del palo	206768,00 kg	
Azioni di progetto	163800,00 kg	
Fattore sicurezza verticale	1,26	

7.2.3 Resistenza di progetto carichi trasversali

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

=====

Numero verticali di indagine	7
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,45
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,28
Momento plasticizzazione	69573,09 kgm

Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
51071,96	51071,96	51071,96
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1,3
Resistenza di progetto		27093,88 kg
Azioni di progetto		16080,00 kg
Fattore sicurezza orizzontale		1,68

7.3 VERIFICHE SOLLECITAZIONI SISMICHE

7.3.1 Dati generali

Descrizione	palo trovellato diam80 x35 mt - 5 ft
Diametro punta	0,80 m
Lunghezza	31,50 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	3,50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1,00 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

7.3.2 Parametri sismici

Accelerazione sismica	0,183
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0698
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0349

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,35	2,54	0,25
S.L.D.	50,0	0,43	2,52	0,28
S.L.V.	475,0	1,2	2,6	0,28
S.L.C.	975,0	1,6	2,57	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe II

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,525	1,0	0,0535	0,0268
S.L.D.	0,645	0,47	0,0309	0,0155
S.L.V.	1,8	0,38	0,0698	0,0349
S.L.C.	2,3174	1,0	0,2363	0,1182

7.3.3 Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	1,00	9,00	0/0,78	39584,07	60137,63	383999,40	359812,40	44740,55	49579,36 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

7.3.4 RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3			
Numero verticali di indagine			7
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,45
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,28
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	60137,63	60137,63	60137,63
Laterale	383999,40	383999,40	383999,40
Totale=Base+Laterale-Peso palo	359812,40	359812,40	359812,40
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1,35
Laterale			1,15
Resistenza di progetto base			30721,65 kg
Resistenza di progetto laterale			230284,50 kg
Resistenza di progetto			221422,10 kg
Azioni di progetto			142100,00 kg
Fattore sicurezza verticale			1,56

7.3.5 Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3			
Numero verticali di indagine			7
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,45
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,28
Momento plasticizzazione			69573,09 kgm
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
	49579,36	49579,36	49579,36
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1,3
Resistenza di progetto			26302,05 kg
Azioni di progetto			16230,00 kg
Fattore sicurezza orizzontale			1,62

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le massime sollecitazioni strutturali si realizzano durante l'evento sismico. In tali occasione è possibile uno spostamento delle masse di terreno al disopra dello strato liquefacibile che vada a caricare il palo. Per tenere conto di questo ulteriore carico, dalla valutazione del possibile carico della massa di terreno mobilabile che possa creare pressioni ulteriori sull'elemento strutturale si è applicato un carico pari a **5 t** (a quota **0,0** (zona di massimo spostamento del terreno in free field) e uno spostamento pari alla differenza degli spostamenti massimi delle 2. Relativamente ai carichi del rilevato che influenzano il pulvino e la spalla sono stati considerati nelle azioni riportate nel modello di calcolo strutturale e applicate in combinazione.

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Non lineare
Massimo numero di iterazioni	5,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	35,00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	6,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

7.4.1 Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	16230,00	112420,00	142100,00
7	5000,00	0,00	0,00

7.4.2 Analisi ad elementi finiti

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm ³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]	Taglio [kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione (°)	Spostament o [m]	Pressione terreno [kg/cm ²]
1	0,7	0	142100	112418,7	16231,55	0	0,326	-0,0085	0
2	0,7	0	142979,6	101056	16228,99	0	0,26	-0,005	0
3	0,7	0	143859,3	89695,38	16229,6	0	0,201	-0,0021	0
4	0,7	0	144738,9	78334,57	16229,85	0	0,149	0	0
5	0,7	0	145618,6	66973,58	16230,13	0	0,104	0,0015	0
6	1,05	1,106	146498,2	55612,59	15095,11	1135,41	0,067	0,0026	0,284
7	1,05	1,182	147817,7	39762,62	16240,56	3854,39	0,022	0,0034	0,397
8	1,05	2,183	149137,1	22709,93	10410,1	5830,93	-0,007	0,0035	0,759
9	1,05	1,515	150456,6	11779,43	6756,18	3654,07	-0,023	0,0032	0,484
10	1,05	0,324	151776,1	4685,29	5333,98	1422,23	-0,03	0,0027	0,088
11	1,05	1,263	153095,5	-915,29	3270,68	2063,24	-0,032	0,0021	0,269
12	1,05	1,338	154415	-4349,46	1517,39	1753,24	-0,029	0,0016	0,209
13	1,05	1,413	155734,5	-5942,69	225,98	1291,44	-0,025	0,0011	0,15
14	1,05	1,488	157054	-6179,95	-521,84	747,8	-0,019	0,0007	0,098
15	1,05	0,724	158373,4	-5632,03	-578,89	56,98	-0,014	0,0004	0,026
16	1,05	0,804	159692,9	-5024,22	-1022,52	443,65	-0,009	0,0002	0,013
17	1,05	16,287	161012,4	-3950,57	-1497,37	474,84	-0,005	0	0,064
18	1,05	17,248	162331,8	-2378,34	-1290,14	-207,22	-0,002	0	-0,025
19	1,05	18,21	163651,3	-1023,69	-834,28	-455,87	0	0	-0,05
20	1,05	29,039	164970,8	-147,7	-331,72	-502,56	0,001	0	-0,062
21	1,05	31,062	166290,2	200,61	-33,35	-298,37	0,001	0	-0,036
22	1,05	33,085	167609,7	235,63	77,1	-110,45	0	0	-0,013
23	1,05	35,108	168929,2	154,68	82,51	-5,41	0	0	-0,001
24	1,05	37,13	170248,6	68,05	51,35	31,16	0	0	0,004
25	1,05	39,153	171568,1	14,13	20,17	31,17	0	0	0,004
26	1,05	41,176	172887,6	-7,05	2,62	17,56	0	0	0,002
27	1,05	29,427	174207	-9,8	-2,74	5,35	0	0	0,001
28	1,05	30,531	175526,5	-6,93	-3,49	0,76	0	0	0
29	1,05	39,056	176846	-3,26	-2,35	-1,14	0	0	0
30	1,05	40,729	178165,5	-0,79	-0,91	-1,44	0	0	0
31	1,05	42,403	179484,9	0,17	-0,07	-0,84	0	0	0
32	1,05	4,287	180804,4	0,24	0,05	-0,12	0	0	0
33	1,05	4,368	182123,9	0,19	0,06	-0,02	0	0	0
34	1,05	4,45	183443,3	0,12	0,08	-0,02	0	0	0
35	1,05	37,663	184762,8	0,04	0,04	0,04	0	0	0
36	1,05	4,193	186082,3	0	0	0	0	0	0

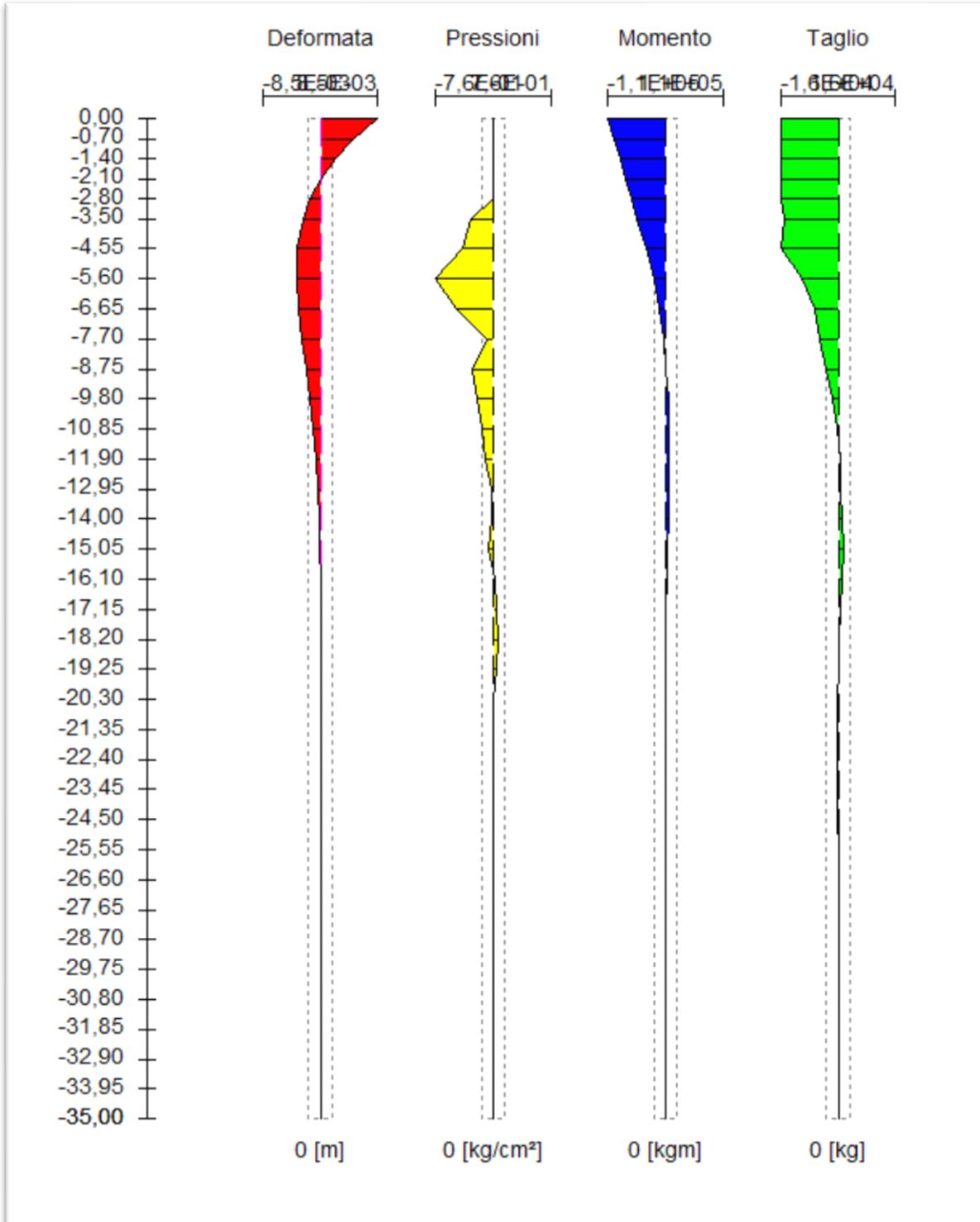
7.4.3 Armature

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diametro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso-Flessione	Def.M ax Cls	Def.M ax Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kg]	Sicurezza taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	142100,00	112418,74	16231,55	21Ø26	142099,18	115608,20	1,03	Verificata	1,74E-03	-1,96E-03	4,24	20,7Ø10	CLS=123677,50 Staffe=38745,81	0,42	Verificata
2	0,7	142979,64	101056,05	16228,99	18Ø26	142979,13	104569,60	1,03	Verificata	1,71E-03	-1,96E-03	4,50	20,7Ø10	CLS=124062,10 Staffe=38816,38	0,42	Verificata
3	1,4	143859,28	89695,38	16229,60	14Ø26	143858,85	89791,69	1,00	Verificata	1,68E-03	-1,96E-03	4,92	20,7Ø10	CLS=124614,25 Staffe=38930,82	0,42	Verificata
4	2,1	144738,92	78334,57	16229,85	12Ø26	144739,06	82474,69	1,05	Verificata	1,66E-03	-1,96E-03	5,14	20,7Ø10	CLS=124959,02 Staffe=38990,70	0,42	Verificata
5	2,8	145618,56	66973,58	16230,13	12Ø26	145618,50	82632,35	1,23	Verificata	1,66E-03	-1,96E-03	5,10	20,7Ø10	CLS=125026,87 Staffe=38977,90	0,42	Verificata
6	3,5	146498,20	55612,59	15095,11	12Ø26	146497,94	82789,94	1,49	Verificata	1,67E-03	-1,96E-03	5,05	20,7Ø10	CLS=125094,65 Staffe=38965,10	0,39	Verificata
7	4,55	147817,67	39762,63	16240,56	12Ø26	147818,07	83026,34	2,09	Verificata	1,67E-03	-1,96E-03	4,98	20,7Ø10	CLS=125196,15 Staffe=38945,91	0,42	Verificata
8	5,6	149137,14	22709,93	10410,10	12Ø26	149136,17	83262,21	3,67	Verificata	1,68E-03	-1,96E-03	4,91	20,7Ø10	CLS=125297,60 Staffe=38926,76	0,27	Verificata
9	6,65	150456,61	11779,43	6756,18	12Ø26	150456,96	83498,37	7,09	Verificata	1,68E-03	-1,96E-03	4,84	20,7Ø10	CLS=125398,75 Staffe=38907,59	0,17	Verificata
10	7,7	151776,08	4685,29	5333,98	12Ø26	151775,65	83733,99	17,87	Verificata	1,69E-03	-1,96E-03	4,77	20,7Ø10	CLS=125499,86 Staffe=38888,46	0,14	Verificata
11	8,75	153095,55	-915,29	3270,68	12Ø26	153095,81	-83967,57	91,74	Verificata	1,70E-03	-1,96E-03	-4,70	20,7Ø10	CLS=125601,64 Staffe=38869,56	0,08	Verificata
12	9,8	154415,02	-4349,46	-1517,39	12Ø26	154415,67	-84200,27	19,36	Verificata	1,70E-03	-1,96E-03	-4,63	20,7Ø10	CLS=125703,55 Staffe=38850,75	0,04	Verificata
13	10,85	155734,48	-5942,6	-225,98	12Ø26	155735,07	-84432,7	14,21	Verificata	1,71E-03	-1,96E-	-4,56	20,7Ø10	CLS=125805,33	0,01	Verificata

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

28	26,6	175526,52	-6,93	-3,49	12Ø26	175525,70	-87858,54	12679,40	Verificata	1,80E-03	-1,96E-03	-3,54	20,7Ø10	CLS=127329,02 Staffe=38555,72	0,00	Verificata
29	27,65	176845,98	-3,26	-2,35	12Ø26	176845,97	-88082,49	26999,20	Verificata	1,81E-03	-1,96E-03	-3,47	20,7Ø10	CLS=127430,52 Staffe=38537,70	0,00	Verificata
30	28,7	178165,45	-0,79	-0,91	12Ø26	178165,53	-88306,12	8830,61	Verificata	1,82E-03	-1,96E-03	-3,40	20,7Ø10	CLS=127531,90 Staffe=38519,70	0,00	Verificata
31	29,75	179484,92	0,17	-0,07	12Ø26	179485,92	88529,68	8852,97	Verificata	1,82E-03	-1,96E-03	3,34	20,7Ø10	CLS=127633,07 Staffe=38501,70	0,00	Verificata
32	30,8	180804,39	0,24	0,05	12Ø26	180803,97	88752,64	8875,26	Verificata	1,83E-03	-1,96E-03	3,27	20,7Ø10	CLS=127734,21 Staffe=38483,73	0,00	Verificata
33	31,85	182123,86	0,19	0,06	12Ø26	182124,29	88973,88	8897,39	Verificata	1,84E-03	-1,96E-03	3,21	20,7Ø10	CLS=127835,81 Staffe=38465,94	0,00	Verificata
34	32,9	183443,33	0,12	0,08	12Ø26	183442,87	89193,70	8919,37	Verificata	1,84E-03	-1,96E-03	3,14	20,7Ø10	CLS=127937,71 Staffe=38448,27	0,00	Verificata
35	33,95	184762,80	0,04	0,04	12Ø26	184762,28	89413,45	8941,34	Verificata	1,85E-03	-1,96E-03	3,08	20,7Ø10	CLS=128039,41 Staffe=38430,60	0,00	Verificata
36	35	186082,27	--	--	12Ø26	186082,49	89633,12	8963,31	Verificata	1,86E-03	-1,96E-03	3,01	20,7Ø10	CLS=128039,41 Staffe=38430,60	0,00	Verificata

7.4.4 Diagrammi sollecitazioni



7.5 VERIFICHE SLE, SLD

Stati limite di esercizio considerati (6.4.3.2):

- Eccessivi cedimenti
- Eccessivi spostamenti laterali

7.5.1 Cedimenti SLE

I cedimenti cautelativamente sono valutati nella condizione SLE RARA. Si rimanda alla relazione di calcolo strutturale per ogni dettaglio.

7.5.1.1 Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	127000,00 kg
Coefficiente influenza	0,08
Cedimento	2,27 cm

7.5.1.2 Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	35,00 m
Diametro testa	0,80 m
Diametro punta	0,80 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	3,17E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	1270,00 kN
Carico limite laterale	5069,41 kN
Carico limite di punta	422,58 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	4,40E+01 kN/mq
Accorciamento elastico	1,26 mm
Cedimento rigido	0,27 mm
Cedimento totale	1,52 mm

Lo spostamento atteso risulta compatibile con la struttura progettata.

7.6 SPOSTAMENTI LATERALI SLE

Si rimanda alla relazione di calcolo per le verifiche relative.

7.7 VERIFICHE SLD

In relazione al punto 7.11.5.3.2 si eseguono le verifiche utilizzando le azioni SLD applicando i coefficienti i tabella 6.4.II, **considerando solo la resistenza laterale.**

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	1,00	9,00	0/0,78	39584,07	60137,63	383999,40	359812,40	44740,55	49579,36 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

7.7.1 Resistenza di progetto carichi assiali (approccio drenato)

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 7
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,45
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,28

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	--	--	--
Laterale	383999,40	383999,40	383999,40
Totale=Base+Laterale-Peso palo	299674,80	299674,80	299674,80
Coefficiente parziale resistenza caratteristica Laterale		R3 1,15	
Resistenza di progetto laterale	230284,50kg		
Resistenza di progetto	190700,40 kg		
Azioni di progetto	143200,00 kg		
Fattore sicurezza verticale	1,33		

7.7.2 Resistenza di progetto carichi trasversali (approccio non drenato)

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 7
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,45
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,28
Momento plasticizzazione 69573,09 kgm

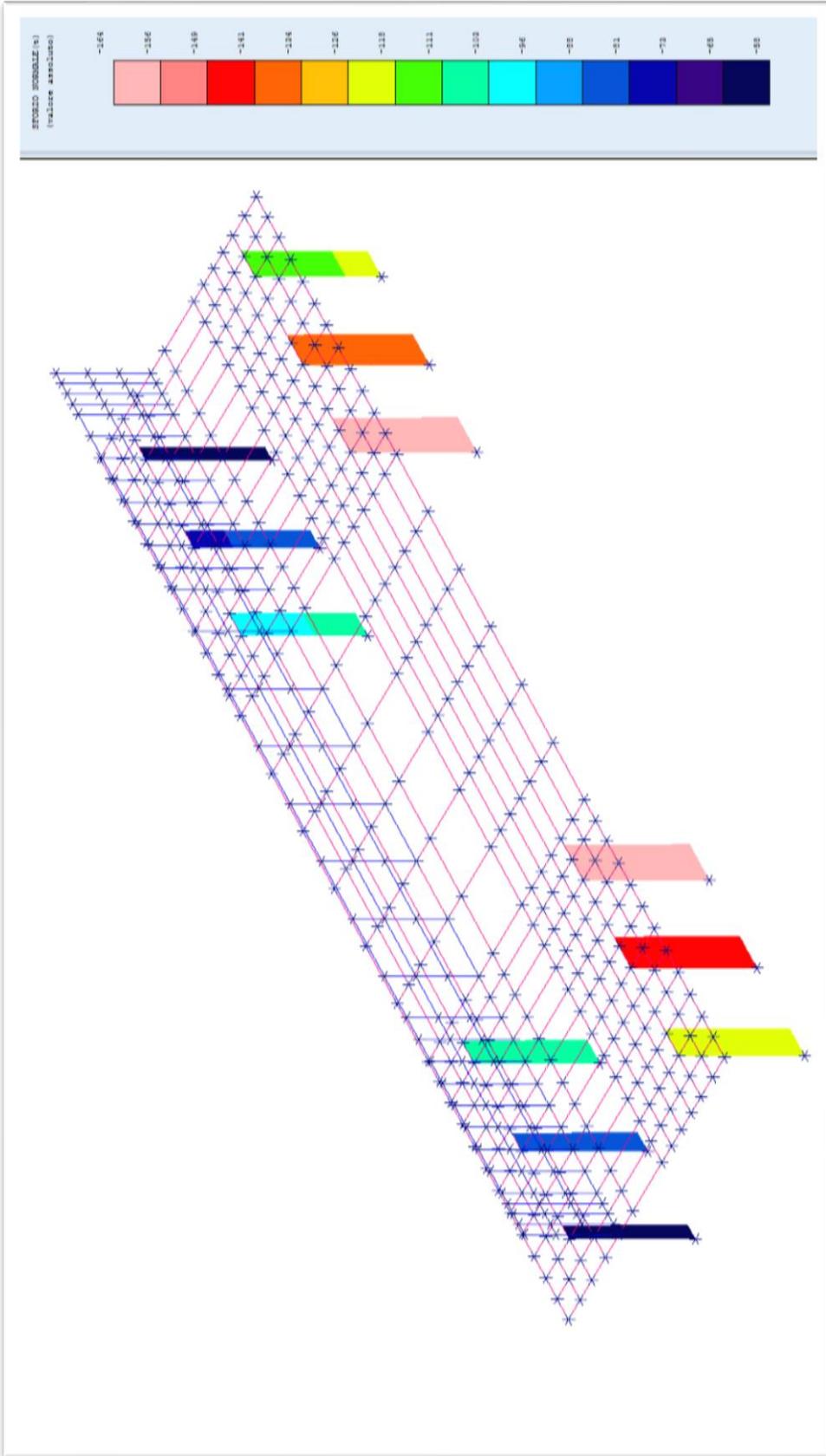
Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
49579,36	49579,36	49579,36
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1,3	
Resistenza di progetto	26302,05 kg	
Azioni di progetto	16120,00 kg	
Fattore sicurezza orizzontale	1,63	

7.8 RESISTENZA PALIFICATA DI GRUPPO

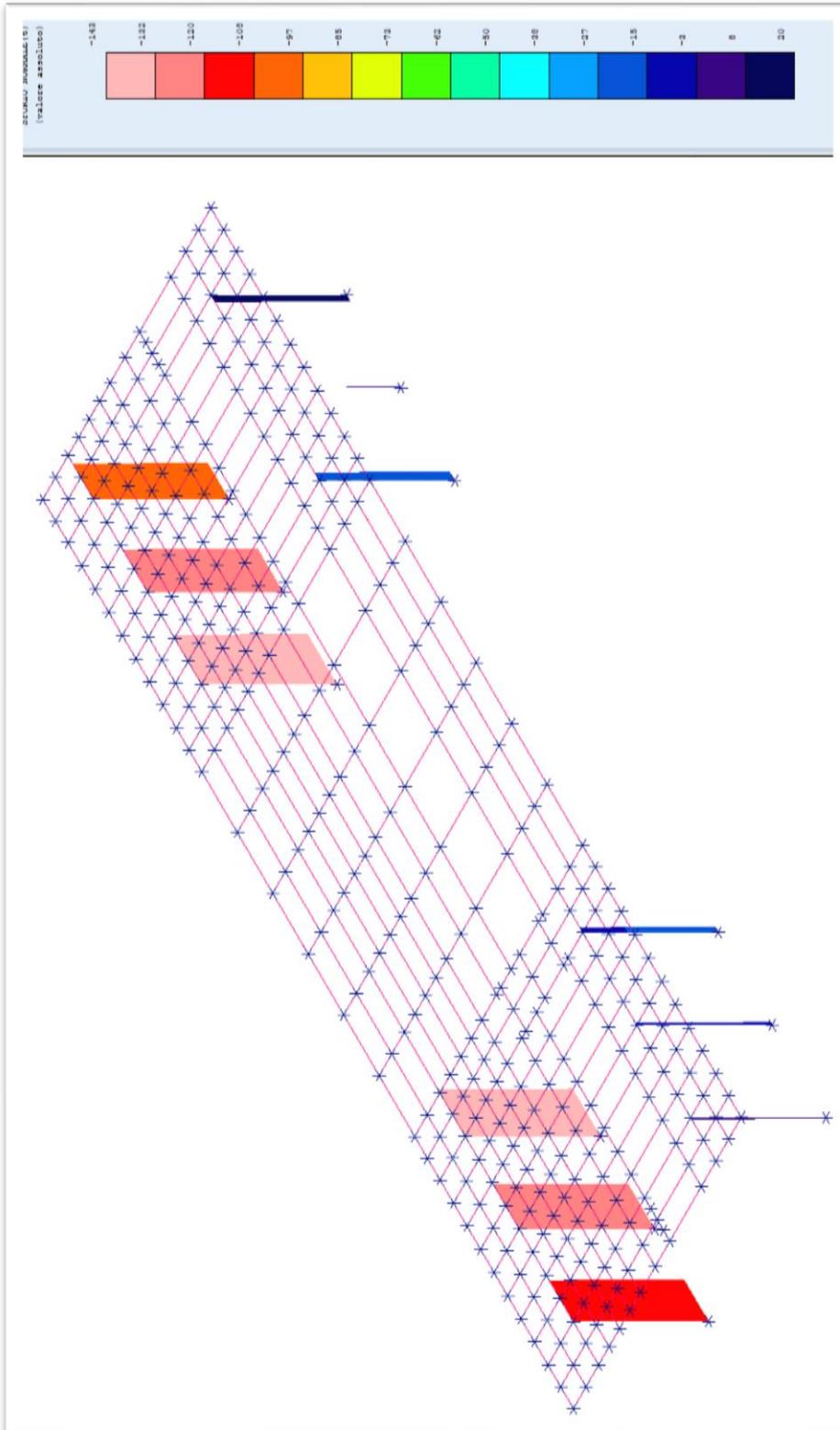
In relazione a quanto già riportato nel precedente capitolo, in ragione di una distanza in direzione trasversale allo sviluppo del ponte inferiore ai 3 diametri si applica, alla portata generale della soletta il fattore di riduzione per effetto di gruppo. Dalla rappresentazione sottostante delle sollecitazioni massime a sforzo normale sulla palificata, sia allo SLU sia allo SLV si evidenzia che gli elementi maggiormente sollecitati sono quelli centrali lato canale e tutti gli altri sono decisamente meno caricati.

SLU

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



SLV



Per quanto riguarda momenti e i tagli sono sempre nettamente superiori quelli in direzione parallela al ponte nella quale la distanza tra le pile è abbondantemente sopra i 3 diametri.

La risultante dei carichi verticali nella condizione peggiore SLU (SLV è conservativa) sul un pulvino risulta:

SLU carico massimo totale	N= 1414 t
Resistenza di progetto (somma portate singole)	$R_u = 2472 (206 \times 12)$ t
Riduzione coefficiente di efficienza di gruppo:	$\eta = 0,66$
Resistenza ridotta per effetto di gruppo:	$R_{ug} = (R_u \cdot \eta) = 1632$ t
Risulta un coefficiente di sicurezza pari a	1,15 (verificato)

8. RILEVATI STRADALI

Oltre alle fondazioni profonde il progetto prevede l'innalzamento del rilevato attuale.

Ai sensi del punto 6.8.2. NTC 2018 nel proseguo sarà utilizzato l'approccio 1 combinazione 2 (A2M2+R2).

Per quanto riguarda il materiale costituente il rilevato si tratterà di materiale arido, terre appartenenti alle categorie A1, A2-4, A2-5, A-3 per rilevati stradali, con angolo di attrito minimo 35%, con condizioni di costipamento come da normativa per strade ordinarie.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
yR	1,1

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale 7F (o 7E)	(A2)
Carichi permanenti G1	Favorevole	yG1	1,0
	Sfavorevole		1,0
Carichi permanenti G2 (1)	Favorevole	yG2	0,8
	Sfavorevole		1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	yQi	0,0
	Sfavorevole		1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale yM	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	yφ'	1,25
Coesione efficace	c'k	yc'	1,25
Resistenza non drenata	cuk	ycu	1,4
Peso dell'unità di volume	yy	yy	1,0

8.1 APPROCCIO TEORICO

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

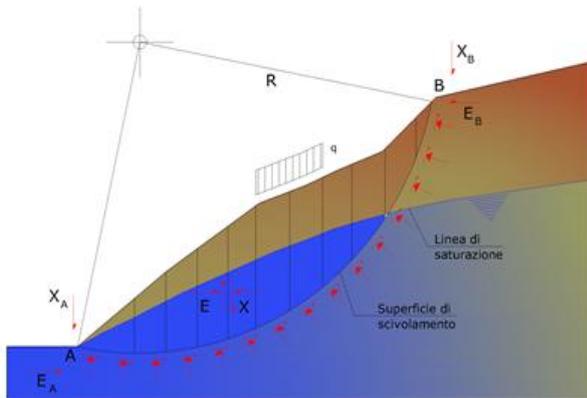
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i} / F}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $DX = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1%.

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m'n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisca nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

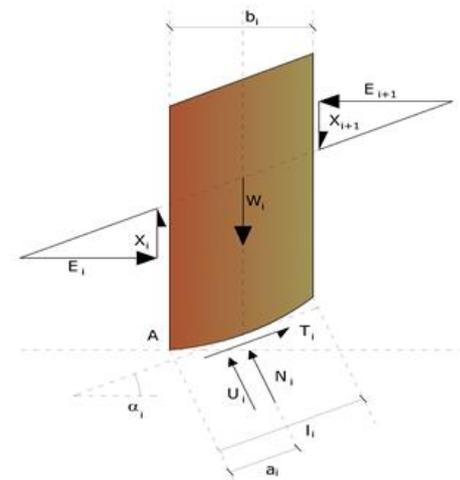
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

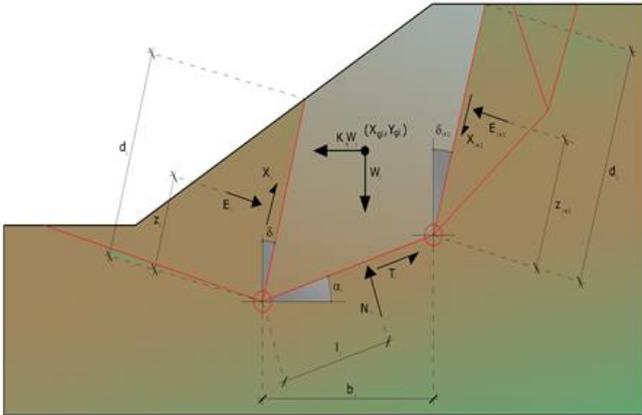
$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:





Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \text{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \text{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + (x_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

K=Kc	Accelerazione critica se F=1
F=Fs	Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

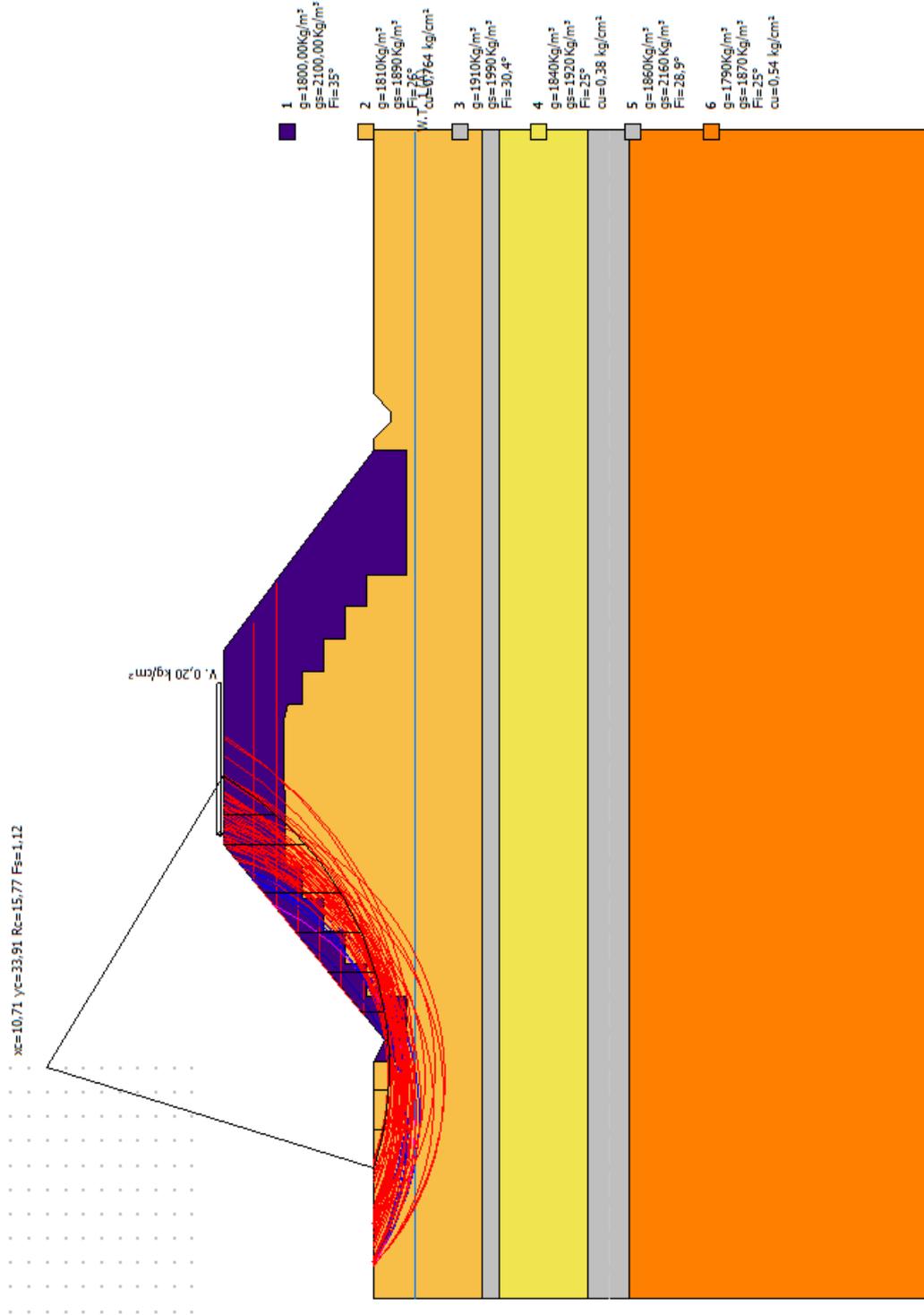
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \cdot n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

8.2 VERIFICHE STATICHE

Si riporta la verifica in condizioni statiche, della stabilità del rilevato:

Oltre al peso proprio del rilevato si è tenuto conto di un **carico accidentale distribuito di 2 t mq** al fine di simulare la presenza del carico stradale.



Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====
 Lat./Long. 44,764515/11,954102
 Calcolo eseguito secondo NTC 2018
 Numero di strati 6,0
 Numero dei conci 10,0
 Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1,1
 Coefficiente parziale resistenza 1,1
 Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco
 Analisi Condizione drenata
 Superficie di forma circolare
 =====

Maglia dei Centri

=====
 Ascissa vertice sinistro inferiore xi -0,54 m
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi 27,24 m
 Ascissa vertice destro superiore xs 10,71 m
 Ordinata vertice destro superiore ys 35,57 m
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 10,0
 Numero di celle lungo y 10,0
 =====

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	18,85
2	10,98	18,85
3	11,95	18,36
4	20,98	25,75
5	29,98	25,75
6	39,24	18,87
7	39,74	18,87
8	40,54	18,07
9	41,04	18,07
10	41,84	18,87
11	54,06	18,87

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	17,0
2	54,0	17,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	13,9
2	0,0	18,85
3	10,98	18,85
4	10,98	17,35
5	13,99	17,35
6	13,99	19,18
7	15,49	19,18
8	15,49	20,18
9	16,99	20,18
10	16,99	21,18
11	18,49	21,18
12	18,49	22,18
13	19,99	22,18



PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

14	19,99	22,83
15	20,43	22,96
16	26,75	23,0
17	27,5	22,79
18	27,5	22,18
19	29,0	22,18
20	29,0	21,18
21	30,5	21,18
22	30,5	20,18
23	32,0	20,18
24	32,0	19,18
25	33,5	19,18
26	33,5	17,35
27	39,24	17,35
28	39,24	18,87
29	39,74	18,87
30	40,54	18,07
31	41,04	18,07
32	41,84	18,87
33	54,06	18,87
34	54,06	13,9

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	13,1
2	0,0	13,9
3	54,06	13,9
4	54,06	13,1

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	9,0
2	0,0	13,1
3	54,06	13,1
4	54,06	9,0

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	0,0	7,1
2	0,0	9,0
3	54,06	9,0
4	54,06	7,1

Vertici strato5

N	X (m)	y (m)
1	0,0	3,1
2	0,0	7,1
3	54,06	7,1
4	54,06	3,1

Coefficienti parziali azioni

=====
 Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,3 1,5
 Favorevoli: Permanenti, variabili 0,8 0
 =====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====
 Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25
 =====

Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	Spess. Strato m
1	0	0	35	1800,00	2100,00	1	2,5
2	0,1	0,764	26	1810	1890	2	6,8
3	0	0	30,4	1910	1990	3	0,8
4	0,1	0,38	25	1840	1920	4	4,1
5	0	0	28,9	1860	2160	5	1,9
6	0,1	0,54	25	1790	1870	6	2,4

G0: Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni; G: Modulo di taglio dinamico; Dr: Densità relativa; OCR: Grado di sovra consolidazione;

Strato	G0 (KPa)	G (KPa)	Dr (%)	OCR
1	1	0,75	60	1
2	0,8	0,6	0	1
3	0,8	0,6	65	1
4	0,8	0,6	0	1
5	1	0,75	60	1
6	0,6	0,45	0	1

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	1,12
Ascissa centro superficie	10,71 m
Ordinata centro superficie	33,91 m
Raggio superficie	15,77 m

Numero di superfici esaminate....(49)

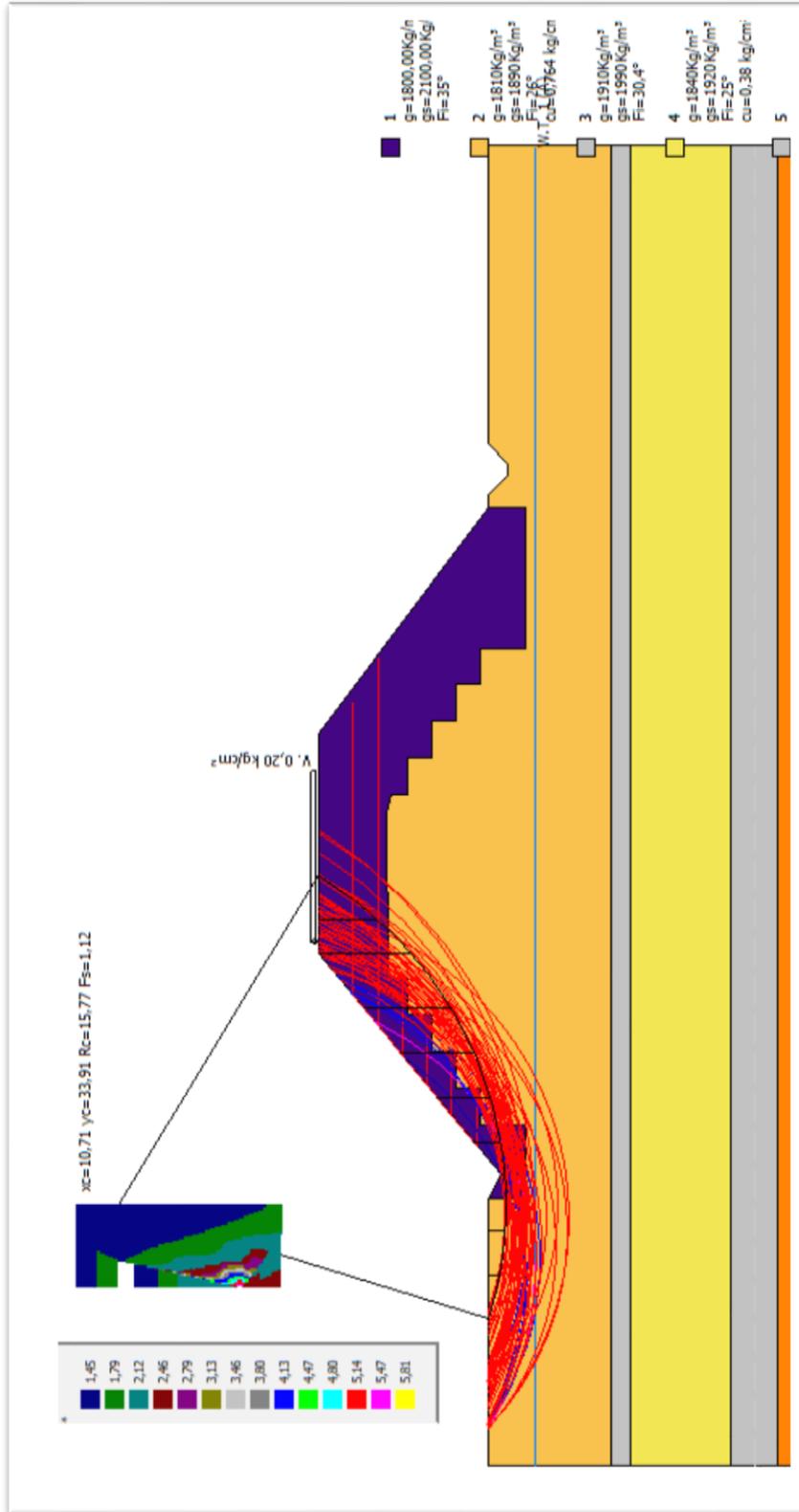
N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	9,0	27,7	11,5	1,97
2	9,6	27,2	11,6	1,82
3	10,1	27,7	11,1	1,61
4	10,7	27,2	11,2	1,53
5	7,9	28,5	11,5	3,07
6	9,0	28,5	11,1	2,07
7	9,6	28,1	11,1	1,76
8	10,1	28,5	12,9	1,52
9	10,7	28,1	10,6	1,42
10	7,3	28,9	11,5	5,81
11	8,5	28,9	12,1	2,13
12	9,0	29,3	11,8	1,94
13	9,6	28,9	11,7	1,69
14	10,1	29,3	12,4	1,42
15	10,7	28,9	11,2	1,33
16	7,9	30,2	12,9	2,46
17	8,5	29,7	12,8	1,97

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

18	9,0	30,2	13,5	1,63
19	9,6	29,7	12,4	1,57
20	10,1	30,2	12,0	1,33
21	10,7	29,7	11,9	1,24
22	7,9	31,0	13,6	2,27
23	8,5	30,6	13,5	1,89
24	9,0	31,0	13,1	1,59
25	9,6	30,6	13,1	1,46
26	10,1	31,0	13,7	1,32
27	10,7	30,6	12,6	1,17
28	9,0	31,8	13,9	1,50
29	9,6	31,4	13,8	1,38
30	10,1	31,8	14,4	1,27
31	10,7	31,4	13,2	1,15
32	8,5	32,2	14,9	1,64
33	9,0	32,7	15,5	1,44
34	9,6	32,2	14,5	1,33
35	10,1	32,7	15,0	1,20
36	10,7	32,2	15,0	1,22
37	9,0	33,5	16,1	1,36
38	9,6	33,1	15,0	1,21
39	10,1	33,5	15,4	1,12
40	10,7	33,1	15,4	1,14
41	8,5	33,9	16,2	1,42
42	9,0	34,3	16,7	1,33
43	9,6	33,9	16,6	1,29
44	10,7	33,9	15,8	1,12
45	9,0	35,2	17,3	1,28
46	9,6	34,7	17,2	1,25
47	10,1	35,2	17,7	1,22
48	10,7	34,7	17,7	1,24
49	10,7	35,6	18,2	1,21

Il rilevato risulta verificato dal punto di vista statico.
Si veda grafico seguente.

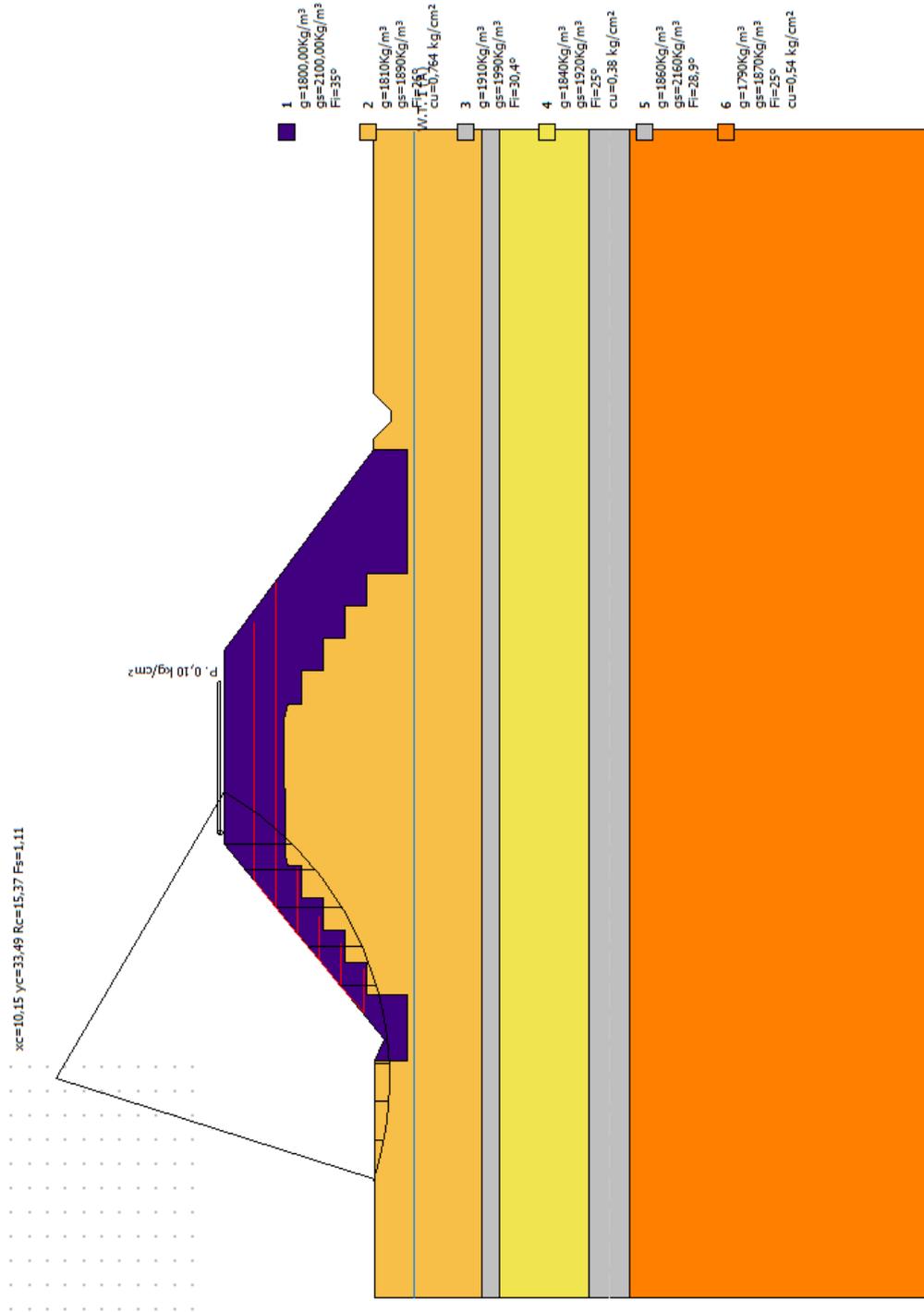
PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



8.3 VERIFICHE SISMICHE

Si riporta la verifica in condizioni sismiche.

A titolo cautelativo vien mantenuto sul rilevato un carico accidentale di 1 /mq e le verifiche vengono condotte sia in regime di coesione non drenata sia drenata.



Analisi di stabilità dei pendii con: SARMA (1973)

=====	
Lat./Long.	44,764515/11,954102
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	6,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	
=====	

Maglia dei Centri

=====	
Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-0,54 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	27,24 m
Ascissa vertice destro superiore xs	10,71 m
Ordinata vertice destro superiore ys	35,57 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
=====	

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,35	2,54	0,25
S.L.D.	50,0	0,43	2,52	0,28
S.L.V.	475,0	1,2	2,6	0,28
S.L.C.	975,0	1,6	2,57	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Classe II
--------	-----------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,35	1,0	0,0357	0,0178
S.L.D.	0,43	0,47	0,0206	0,0103
S.L.V.	1,2	0,38	0,0465	0,0233
S.L.C.	1,6	1,0	0,1632	0,0816

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,047
Coefficiente azione sismica verticale	0,023

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,3 1,5
Favorevoli: Permanenti, variabili 0,8 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25
Coesione efficace 1,25
Coesione non drenata 1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	21,5	25,93	28,5	25,93	0,1

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato 1,11 verificata
Ascissa centro superficie 10,15 m
Ordinata centro superficie 33,49 m
Raggio superficie 15,37 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei, Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi, Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali.

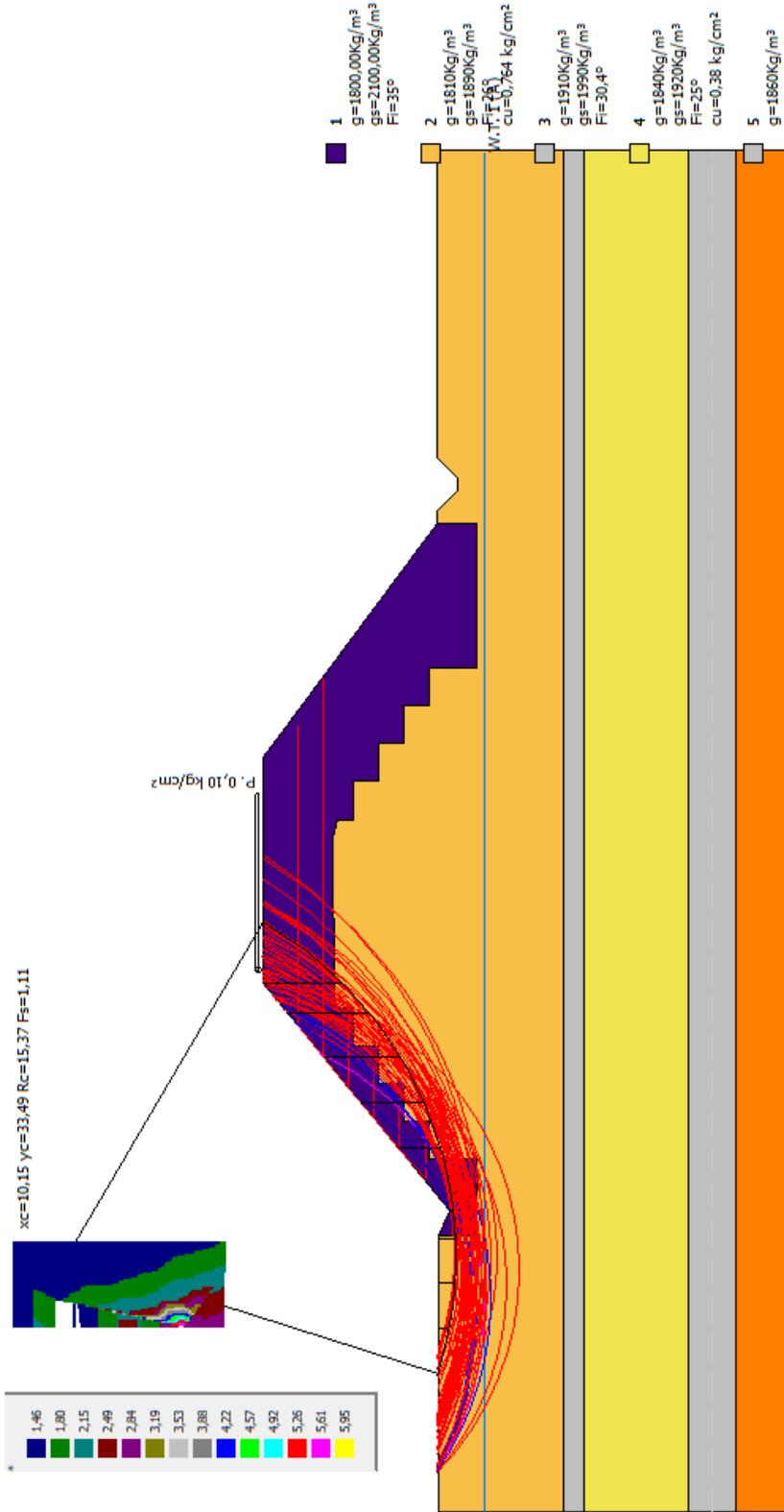
xc = 10,147 yc = 33,49 Rc = 15,37 Fs=1,109

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	1,8	-14,28	1,85	836,64
2	1,8	-7,45	1,81	1954,79
3	1,8	-0,72	1,8	2370,72
4	1,1	4,69	1,11	922,32
5	2,49	11,49	2,54	4260,18
6	1,8	19,79	1,91	6808,03
7	1,8	27,12	2,02	9066,6
8	1,8	34,97	2,19	10331,79
9	1,15	41,95	1,55	6706,32
10	2,44	52,29	3,99	10221,77

Sforzi sui concii

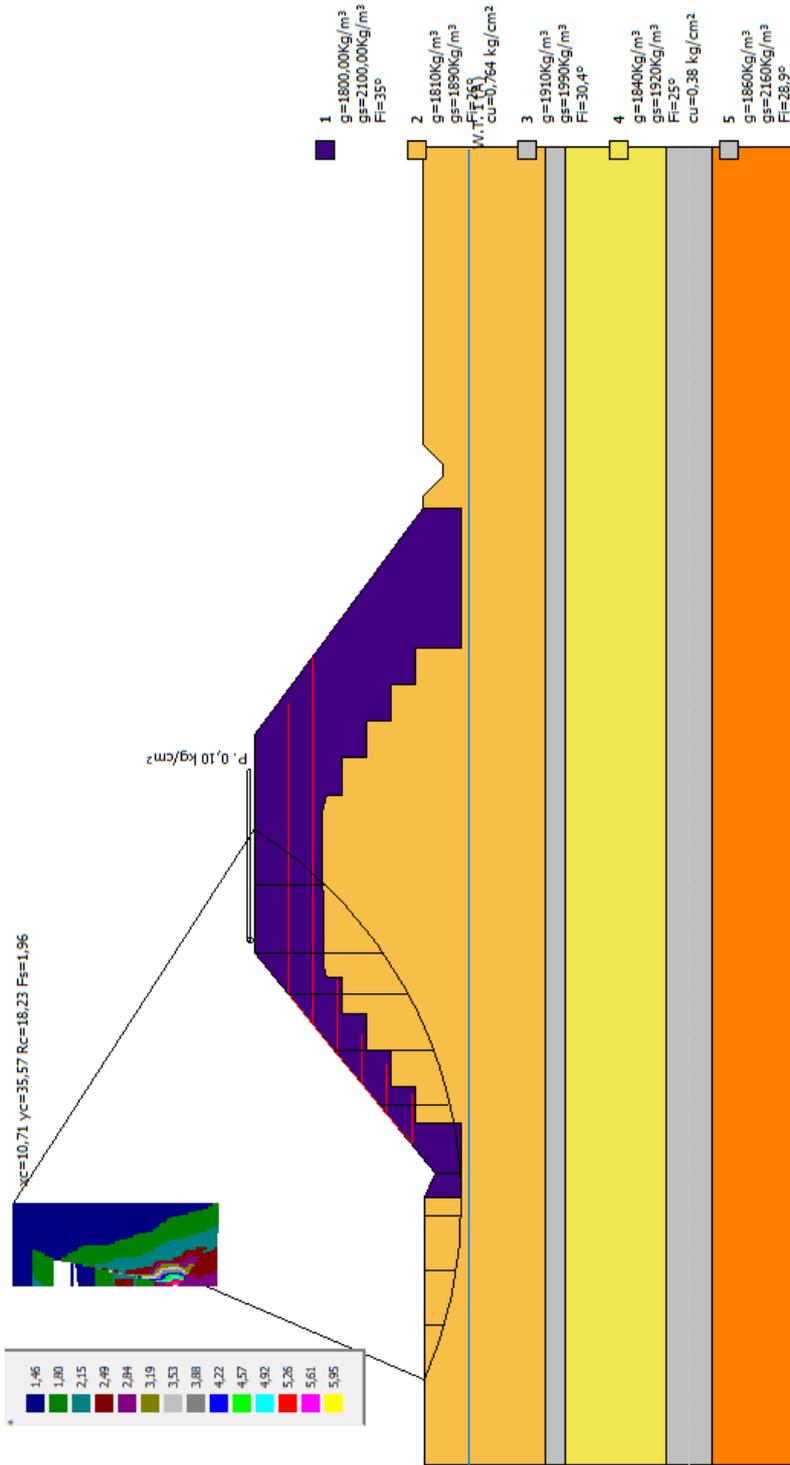
Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	-761,69	2327,5	0,0	0,0	2132,15	1897,07	0,0
2	-1762,8	4881,12	-761,69	2327,5	3273,08	2234,44	0,0
3	-1829,58	6772,6	-1762,8	4881,12	2462,36	1965,23	0,0
4	-712,31	6661,11	-1829,58	6772,6	-188,5	-86,55	0,0
5	-1810,75	7727,04	-712,31	6661,11	5001,32	2296,37	0,0
6	-4300,45	8285,52	-1810,75	7727,04	8457,59	3956,51	0,0
7	-5506,49	7465,76	-4300,45	8285,52	9334,88	4308,58	0,0
8	-5467,77	5250,53	-5506,49	7465,76	9443,35	4457,28	0,0
9	-4632,15	3376,28	-5467,77	5250,53	5421,64	2750,11	0,0
10	0,0	0,0	-4632,15	3376,28	5733,54	2632,57	0,0

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

Sinteticamente si riporta la verifica in condizioni non drenate, la quale risulta meno impegnativa per la struttura rispetto alla precedente.



FS min = 1,96 verificata.

8.4 VERIFICHE SLE

Per le verifiche di esercizio viene utilizzato il metodo edometrico per la valutazione dei cedimenti.
Si riportano i risultati nella sezione ove il ricarico è massimo, e precisamente in prossimità della spalla del ponte.

Riferimento zona	BASE RILEVATO	
Carico dinamico sul rilevato	2,0	t/m ²
1/2 Larghezza rettangolo	3,5	m
Larghezza base triangolo	3	m
Imposta piano di posa sbancamento	0	m
Peso unità volume sbancamento	2	t/m ³
Incremento netto al piano di posa	7,8	t/m ²
Distanza asse - IV punto a scelta	0,5	m
DISTANZA PIANO DI POSA --> SUBSTRATO	4	m
Altezza rilevato (nuovo riproto)	4	m
Peso unità volume rilevato	1,9	t/m ³
Peso unità volume fondazione rilevato	1,9	t/m ³

Cedimenti per ogni strato

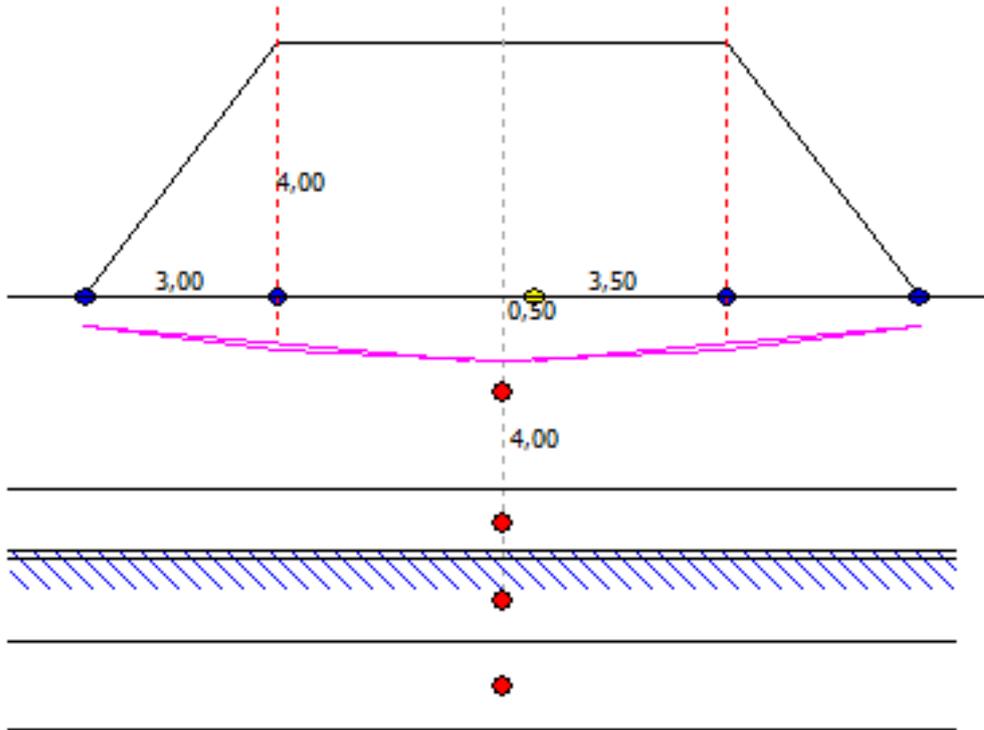
Strato	Spessore strato m	DH	Modulo edometrico Kg/cm ²	Grado di consolidazione OCR	Asse (cm)	Bordo esterno (cm)	Piede (cm)	IV Punto (cm)
1	3		51	4	3,558	3,205	0,608	3,573
2	1,1		43	3	1,114	0,914	0,349	1,124
3	1,3		44	2	1,357	1,124	0,521	1,368
4	1,4		46	1	1,498	1,247	0,667	1,505
5	0,8		109	1	0,322	0,269	0,156	0,323
6	4,1		39	1	3,696	3,106	2,033	3,678
7	1,9		103	1	0,517	0,437	0,312	0,512
8	4		46	1	2,021	1,719	1,288	1,997
9	2,4		120	1	0,391	0,334	0,26	0,386
10	3,15		47	1	1,152	0,987	0,783	1,135

Cedimenti total

Asse	15,626	cm
Bordo	13,342	cm
Piede	6,977	cm
IV Punto	15,601	cm

Il cedimento atteso risulta pari a 15 cm la cui evoluzione nel tempo risulta esaurita dopo alcuni mesi al 60 %. Per il restante 40 % sarà esaurita nell'arco di alcuni anni.

Le deformazioni quindi sono ampiamente compatibili con la sovrastruttura progettata, con l'accortezza di prevedere eventualmente una riasfaltatura con sirmazioen del raccordo ponte-rivato trascorsi alcuni anni dalla sua realizzazione.



Riferimento zona:

Carico statico sul rilevato: t/m²

Carico dinamico sul rilevato: t/m²

1/2 Larghezza rettangolo: m

Larghezza base triangolo: m

Altezza rilevato: m

Peso unità volume rilevato: t/m³

Peso unità volume fondazione rilevato: t/m³

Imposta piano di posa sbancamento: m

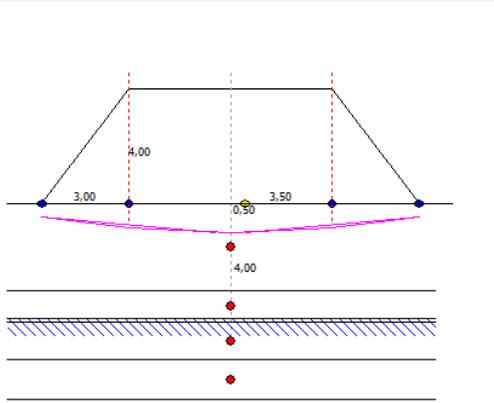
Peso unità volume sbancamento: t/m³

Incremento netto al piano di posa: t/m²

Distanza asse - IV punto a scelta: m

DISTANZA PIANO DI POSA --> SUBSTRATO: m

Numero di strati da calcolare:



Apri...

Salva

Report

Stampa

Lingua

Info

Chiudi

Strato	Spessore DH strato (m)	Modulo edometrico (Kg/cm ²)	Grado di consolidazione OCR	Asse (cm)	Bordo esterno (cm)	Piede (cm)	IV Punto (cm)
1	3	51	4	3,558	3,205	0,608	3,573
2	1,1	43	3	1,114	0,914	0,349	1,124
3	1,3	44	2	1,357	1,124	0,521	1,368
4	1,4	46	1	1,498	1,247	0,667	1,505
5	0,8	109	1	0,322	0,269	0,156	0,323
6	4,1	39	1	3,696	3,106	2,033	3,678

CEDIMENTI TOTALI

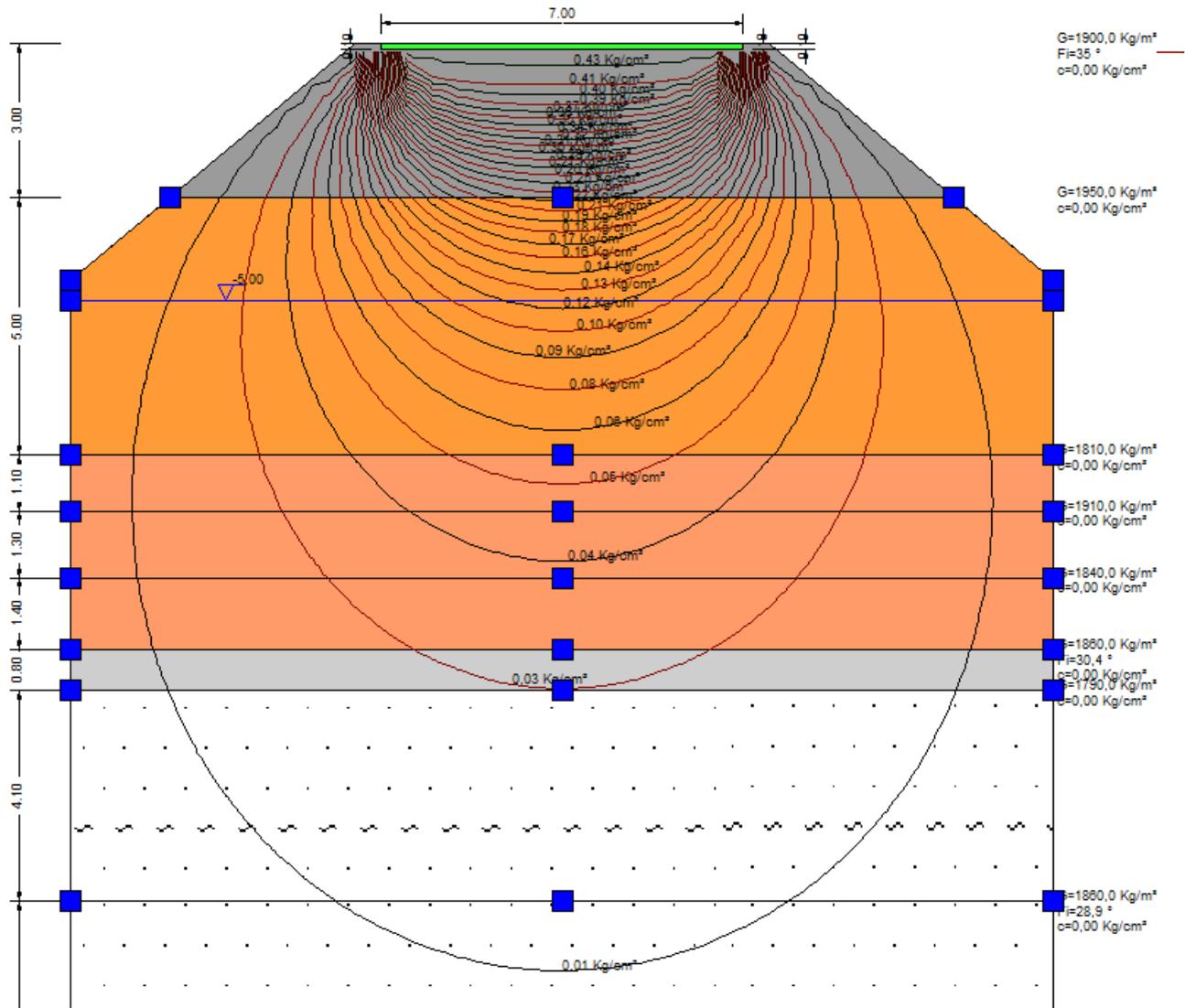
Asse:

Bordo:

Piede:

IV Punto:

Oltre alla valutazione Edometrica si sono eseguite le valutazioni considerando i cedimenti secondari. Si riportano le valutazioni eseguite, ipotizzando rigida la fondazione stradale:



*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto (sopra rilevato)	0,45 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15,0
Cedimento totale	9,88 cm

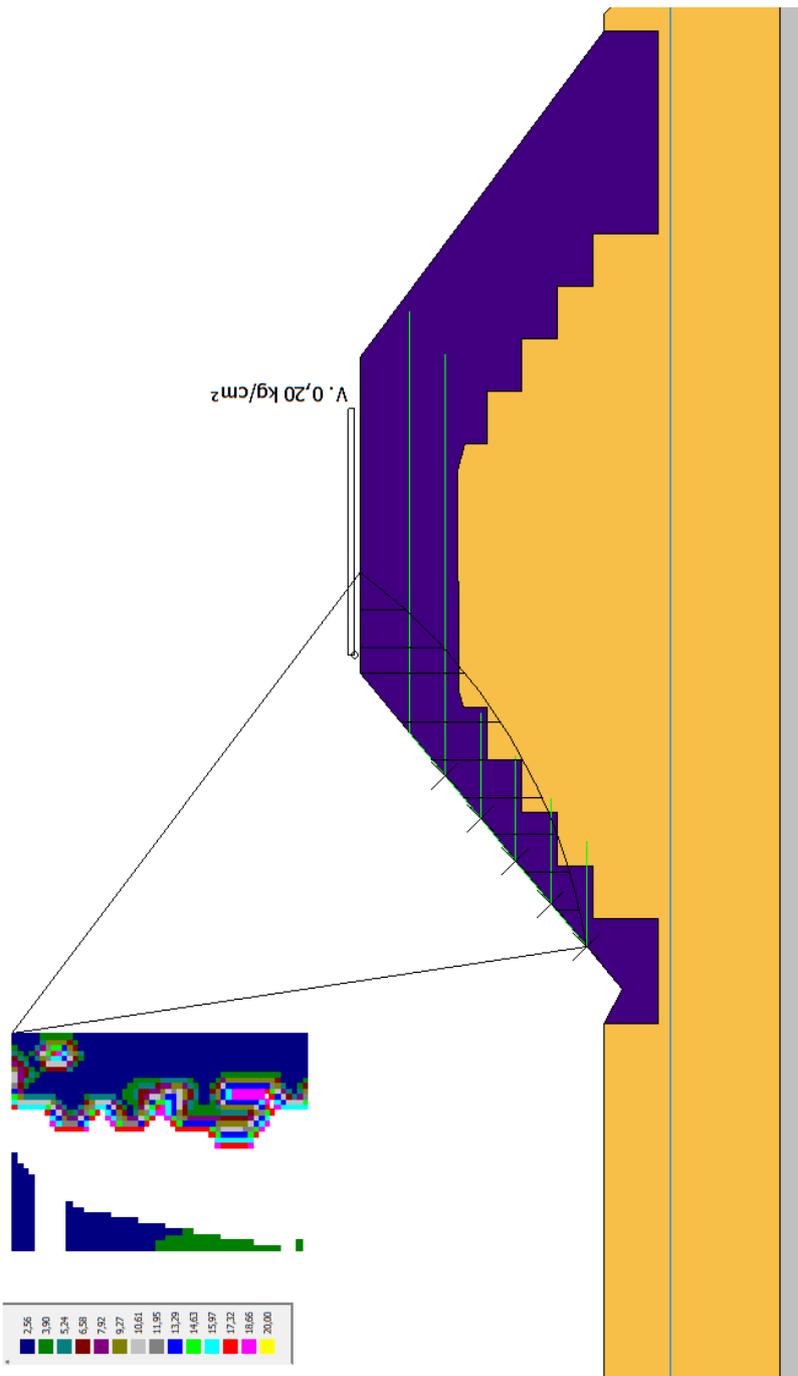
Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	0,295	0,394	Edometrico	0,5709	--	0,5709
2	5,5	0	0	Schmertmann	2,29	1	3,29
3	8,55	0	0	Schmertmann	0,66	0,29	0,94
4	9,75	0	0	Schmertmann	0,71	0,31	1,02
5	11,1	0	0	Schmertmann	0,68	0,3	0,97
6	12,2	1,671	0,03	Edometrico	0,0223	--	0,0223

7	14,65	0	0	Schmertmann	1,85	0,81	2,66
8	20,2	2,48	0,012	Edometrico	0,0788	--	0,0788
9	24,9	0	0	Schmertmann	0,22	0,1	0,31
10	27,675	3,277	0,006	Edometrico	0,0164	--	0,0164
11	30,68	0	0	Schmertmann	0	--	0
12	32,8	3,806	0,004	Edometrico	0,0055	--	0,0055
13	35,85	0	0	Schmertmann	0	--	0
14	39,15	4,477	0,003	Edometrico	0,004	--	0,004

Anche in questo caso i cedimenti sono dell'ordine di 10 cm di cui la maggior parte si esauriscono a breve termine. Per il resto si rammenta quanto già affermato per il modello edometrico adottato in precedenza.

8.5 RINFORZO TERRE ARMATE



Nei paragrafi precedenti le verifiche di stabilità sono state condotte per terreni ordinari senza rinforzi.

Considerata però la presenza di un rilevato esistente, che dovrà essere elevato, una volta risagomato a gradoni sarà necessario inserire geo griglie e tessuti non tessuti per evitare fenomeni di franamento locale.

La funzione di rinforzo locale consente di inserire gli strati ad una distanza superiore allo standard e precisamente ogni metro.

Si riporta la verifica della stessa in campo statico.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====
 Lat./Long. 44,764515/11,954102
 Calcolo eseguito secondo NTC 2018
 Numero di strati 6,0
 Numero dei conci 10,0
 Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1,1
 Coefficiente parziale resistenza 1,0
 Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco
 Analisi Condizione drenata
 Superficie di forma circolare
 =====

Maglia dei Centri

=====
 Ascissa vertice sinistro inferiore xi -0,54 m
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi 27,24 m
 Ascissa vertice destro superiore xs 10,71 m
 Ordinata vertice destro superiore ys 35,57 m
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 10,0
 Numero di celle lungo y 10,0
 =====

Coefficienti parziali azioni

=====
 Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,3 1,5
 Favorevoli: Permanenti, variabili 0,8 1,0
 =====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====
 Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25
 Coesione efficace 1,25
 Coesione non drenata 1,4
 Riduzione parametri geotecnici terreno Si
 =====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia		
1	0	0	35	1800,00	2100,00	1	2,5	
2	0,1	0,764	26	1810	1890	2	6,8	
3	0	0	30,4	1910	1990	3	0,8	
4	0,1	0,38	25	1840	1920	4	4,1	

G0: Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni; G: Modulo di taglio dinamico; Dr: Densità relativa; OCR: Grado di sovraconsolidazione; IP: Indice di plasticità

Strato	G0 (KPa)	G (KPa)	Dr (%)	OCR
1	1	0,75	60	1
2	0,8	0,6	0	1
3	0,8	0,6	65	1
4	0,8	0,6	0	1
5	1	0,75	60	1
6	0,6	0,45	0	1

Elemento Rinforzo

Nr.	Descrizione	X (m)	Y (m)	Lunghezza (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza a ripiegatura (Lrip) (m)	Inclinazione (°)	Tallow (Kg)	Angolo attrito terreno rinforzo (°)	Coefficiente di Pullout	Attivato di
1	XGrid PET PVC 80/30 IT	13,17	19,35317	3	1	3	39,28725	4803,81	32	1	1-Attivato
2	XGrid PET PVC 80/30 IT	14,39232	20,35317	3	1	3	39,28725	4803,81	32	1	1-Attivato
3	XGrid PET PVC 80/30 IT	15,61463	21,35317	3	1	3	39,28725	4803,81	32	1	1-Attivato
4	XGrid PET PVC 80/30 IT	16,83695	22,35317	3	1	12	39,28725	4803,81	32	1	1-Attivato
5	XGrid PET PVC 80/30 IT	18,05926	23,35316	12	1	12	39,28725	4803,81	32	1	1-Attivato

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	21,5	25,91	28,5	25,91	0,2

Risultati analisi pendio [NTC 2018]
Fs minimo individuato 1,24

 Ascissa centro superficie 10,71 m
 Ordinata centro superficie 35,57 m
 Raggio superficie 16,41 m

 $xc = 10,709$ $yc = 35,574$ $Rc = 16,406$ $Fs=1,243$

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,07	10,5	1,09	666,27	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	812,9	366,3
2	1,07	14,3	1,1	1892,7	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	2277,3	1026,2
3	1,07	18,2	1,12	2974,15	0,0	0,0	0,08	21,3	0,0	3473,3	1813,7
4	1,07	22,2	1,15	3895,46	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	4619,9	2081,9
5	1,07	26,3	1,19	4653,62	0,0	0,0	0,08	21,3	0,0	5514,0	2497,3
6	1,07	30,5	1,24	5227,13	0,0	0,0	0,08	21,3	0,0	6259,9	2762,8
7	1,41	35,7	1,74	7414,93	0,0	0,0	0,08	21,3	0,0	9032,2	3951,9
8	0,73	40,4	0,96	4116,13	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	5079,8	2289,2
9	1,07	44,7	1,5	6735,35	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	8521,3	3840,1
10	1,07	50,3	1,67	4201,54	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	5541,5	2497,2

Tiro geogriglie max

Nr. conci	Tiro (Kg)
4	2918,65
8	4803,81

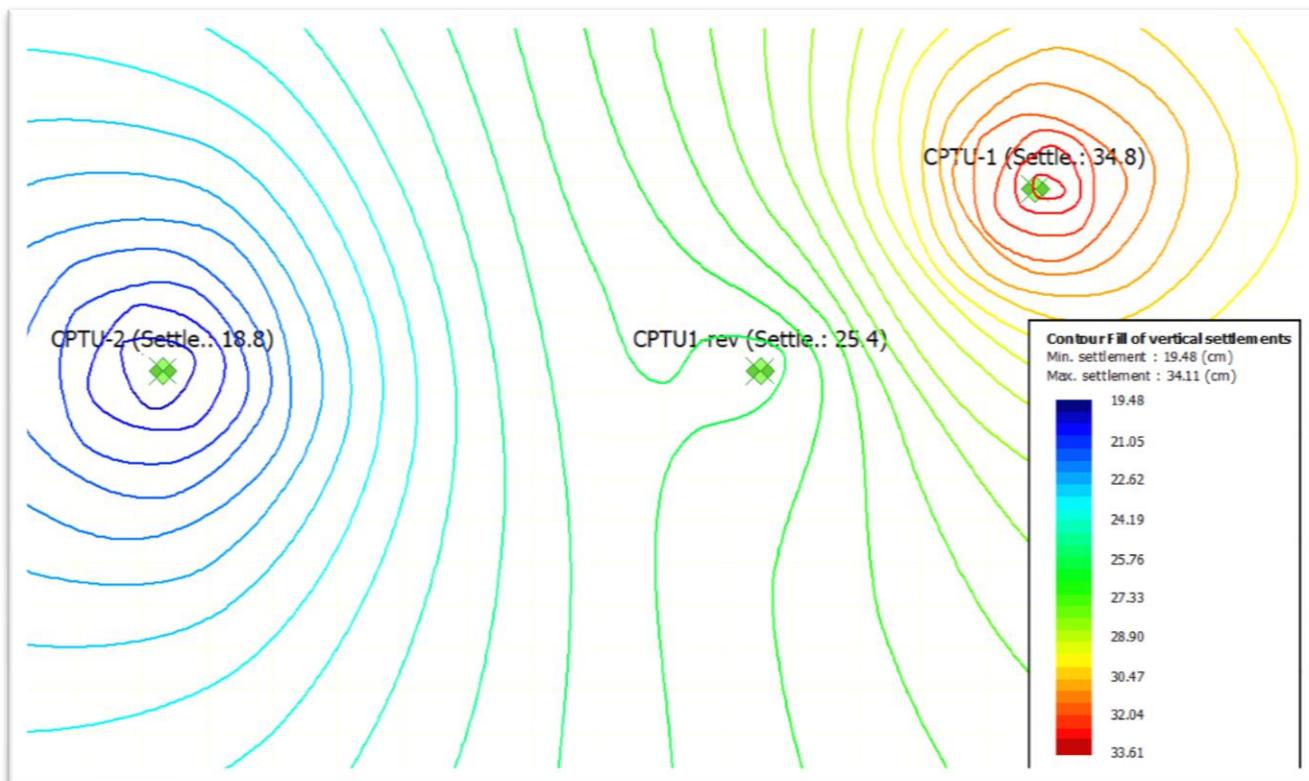
Nr	x,y	xc,yc,rc	Fattore di sicurezza	Risultati verifiche interne	ID Sup
11	13,17/19,35	10,71/35,57/16,41	1,243	Tieback	75

12	14,39/20,35	10,71/35,57/15,66	3,043	Tieback	122
13	15,61/21,35	6,77/27,66/10,86	20	Tieback	123
14	16,84/22,35	7,33/27,24/10,68	20	Tieback	156
15	18,06/23,35	7,9/27,66/11,04	20	Tieback	188

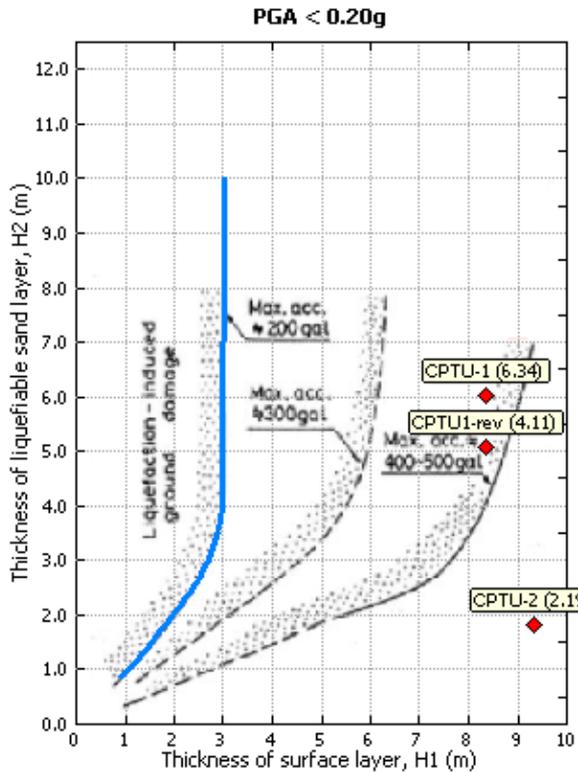
8.6 CONSIDERAZIONI CEDIMENTI SLD E POST. LIQUEFAZIONE

Relativamente al rilevato verificato nei paragrafi precedenti, considerato il livello di accelerazioni contenute allo stato limite del danno ($a_g = 0,044$) i cedimenti di consolidazione sono trascurabili senza effetti sul tracciato stradale.

Degna di nota invece è la possibilità, se pur remota, di cedimenti per consolidazione degli strati post liquefazione. Dalle valutazioni eseguite in precedenza si riportano, per le 3 prove i massimi abbassamenti d'area



Come si nota dalla rappresentazione il cedimento massimo nell'area per un sisma di progetto ($SLV a_g = 0,183$) risulta, sulle spalle del ponte attorno ai 20 cm. Valore compatibile con le caratteristiche della struttura essendo tipicamente isostatica e un abbassamento di tale entità non comporterebbe problematiche alla struttura.



Relativamente al rilevato stradale, anche in questo caso i cedimenti, che potrebbero arrivare fino a 30 cm nelle zone est del rilevato, non provocherebbero problematiche significative, se non un eventuale ripresa di avvallamenti locali.

Il fenomeno risulta però particolarmente raro, infatti in termini probabilistici il verificarsi di fenomeni superficiali risulta trascurabile; si riporta il grafico che evidenzia la possibilità che l'effetto del sisma si manifesti in superficie con un'accelerazione al suolo <0,20 g

I valori a destra della linea azzurra indicano il non manifestarsi di fenomeni superficiali.

9. MURO DI SOSTEGNO

Per il contenimento delle terre, alto canale è necessaria la realizzazione di un muro di sostegno. Si riportano le verifiche nella zona maggiormente sollecitata.

10. INTRODUZIONE TEORIE APPLICATE

10.1 CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

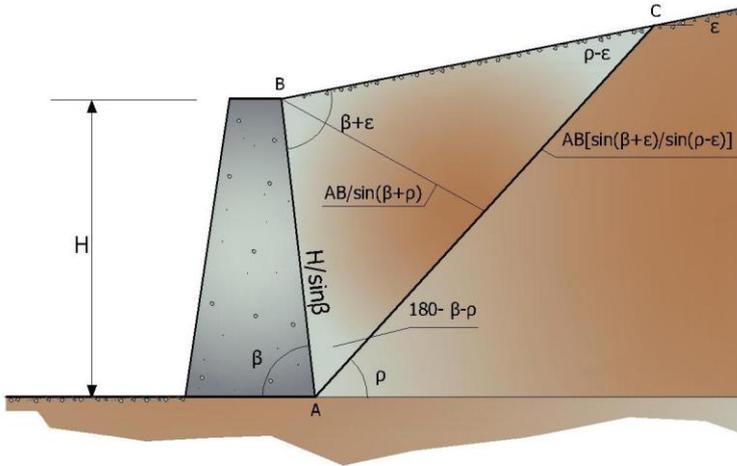
$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$d < (b - \varphi - e)$ secondo Muller-Breslau

gt= Peso unità di volume del terreno;

b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
j= Angolo di resistenza al taglio del terreno;
d= Angolo di attrito terra-muro;
e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
H= Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $e = d = 0$ e $b = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin\phi)}{(1 + \sin\phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

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

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{max} = Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = Accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S = coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

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

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR} = Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;

γ_I = Fattore di importanza;

S= Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);
ag = agRyl è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale kv è definito in funzione di kh, e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Zc come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a H/2.

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a Sq:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2, avendo indicato con Ka il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

H= Altezza muro;

kv= Coefficiente sismico verticale;

g= Peso per unità di volume del terreno;

K= Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);

Ews= Spinta idrostatica dell'acqua;

Ewd= Spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica Ewd = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{\text{wd}} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante Hw dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo gt con g't (g't = gsaturo - gw), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \epsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di d pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \epsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

A' = $B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u = Coesione non drenata;

q = Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c = Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_c = Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f = Area efficace della fondazione;

c_a = Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC - Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

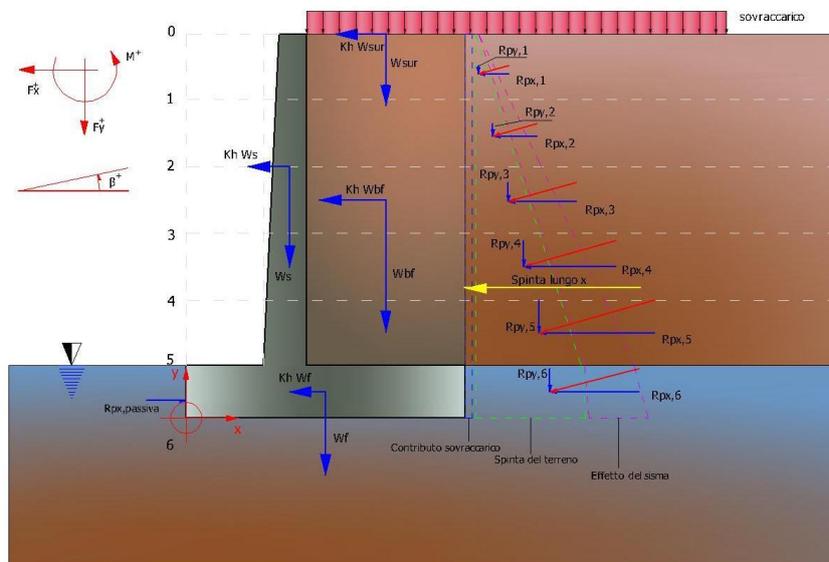
$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot K$$

con $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ altrimenti $K = \arctan \frac{D}{B}$

$$d_\gamma = 1$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n-tratti.

Convenzione segni

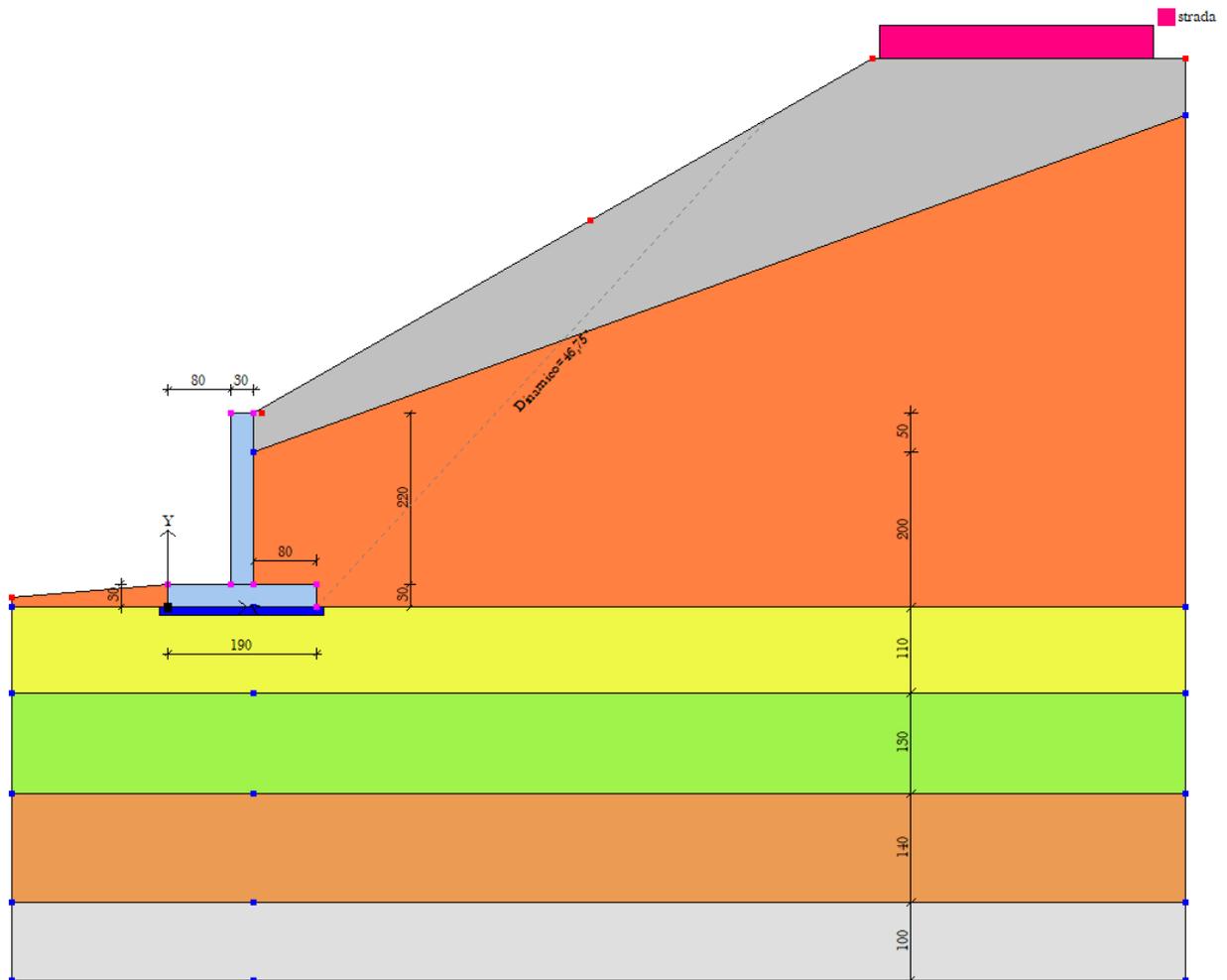
Forze verticali positive se dirette dall'alto verso il basso;
 Forze orizzontali positive se dirette da monte verso valle;
 Coppie positive se antiorarie;
 Angoli positivi se antiorari.

10.2 DATI GENERALI

Lat./Long. [WGS84] 44,764515/11,954102
 Normativa GEO NTC 2018
 Normativa STR NTC 2018
 Spinta Mononobe & Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	220,0	cm	
Spessore testa muro	30,0	cm	
Risega muro lato valle	0,0	cm	
Risega muro lato monte	0,0	cm	
Sporgenza mensola a valle	80,0	cm	
Sporgenza mensola a monte	80,0	cm	
Svaso mensola a valle	0,0	cm	
Altezza estremità mensola a valle	30,0	cm	
Altezza estremità mensola a monte	30,0	cm	



PROGETTO ESECUTIVO
 OPERE DI FONDAZIONE

Coefficienti sismici [N.T.C.]
Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie	
Classe d'uso:	Classe II	
Vita nominale:	50,0	[anni]
Vita di riferimento:	50,0	[anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,35	2,54	0,25
S.L.D.	50,0	0,43	2,52	0,28
S.L.V.	475,0	1,2	2,6	0,28
S.L.C.	975,0	1,6	2,57	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe II

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,525	1,0	0,0535	0,0268
S.L.D.	0,645	0,47	0,0309	0,0155
S.L.V.	1,8	0,38	0,0698	0,0349
S.L.C.	2,3174	1,0	0,2363	0,1182

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI
Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	f _{ck,cubi} [Mpa]	E _c [Mpa]	f _{ck} [Mpa]	f _{cd} [Mpa]	f _{ctd} [Mpa]	f _{ctm} [Mpa]
3	C28/35	35	32300	28	15,86	1,28	2,76

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	E _s [Mpa]	f _{yk} [Mpa]	f _{yd} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	f _{td} [Mpa]	ep _{tk}	ep _{d_ult}	β1*β2 iniziale	β1*β2 finale
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	0,075	0,0675	1	0,5

Materiali impiegati realizzazione muro C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione	6,0	cm
Copriferro, Fondazione	6,0	cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Angolo resistenza taglio (°)	di Coesione a (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)
1	50	20	19,00	25	0,00	24	No
2	200	0	19,50	25	110,00	13	No
3	110	0	18,10	20	48,00	10	Si
4	130	0	19,90	20	88,00	10	Si
5	140	0	19,20	20	56,00	10	Si

6	100	0	21,60	30	0,00	21	Si
---	-----	---	-------	----	------	----	----

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
strada	800,0	1150,0	20,0	20,0	0,0

FATTORI DI COMBINAZIONE
A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Peso terreno mensola	1,30
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	strada	1,50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,4
2	Scorrimento	1,1
3	Partecipazione spinta passiva	1,4
	Ribaltamento	1,15

A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00

3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

10.3 COMBINAZIONE A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0698
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0349

10.3.1.1 CALCOLO SPINTE

10.3.1.2 Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);							
Qf	Quota finale strato							
G	Peso unità di volume (KN/m ³);							
Eps	Inclinazione dello strato. (°);							
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);							
Delta	Angolo attrito terra muro;							
c	Coesione (kPa);							
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);							
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda							

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β
250,0	206,0	19,0	30,0	25,0	24,0	0,0	0,0
206,0	200,0	19,0	30,0	25,0	24,0	0,0	0,0
200,0	162,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0
162,0	118,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0
118,0	74,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0
74,0	30,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0

10.3.1.3 Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.							
Ka	Coefficiente di spinta attiva.							
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.							
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.							
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.							
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.							
μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	

24,0	0,88	0,98	0,13	0,81	0,36	0,11	0,05
24,0	0,88	0,98	0,13	0,81	0,36	0,11	0,05

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01

10.3.1.4 Spinte risultanti e punto di applicazione

- Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(R_{px}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(R_{py}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q _i	Q _f	R _{px}	R _{py}	z(R _{px})	z(R _{py})
1	250,0	206,0	15,29	6,6	227,18	227,15
2	206,0	200,0	2,35	1,02	202,99	202,99
3	200,0	162,0	5,56	1,23	181,1	181,1
4	162,0	118,0	6,21	1,38	140,15	140,15
5	118,0	74,0	5,97	1,32	96,15	96,15
6	74,0	30,0	5,72	1,27	52,16	52,16

10.3.2 CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

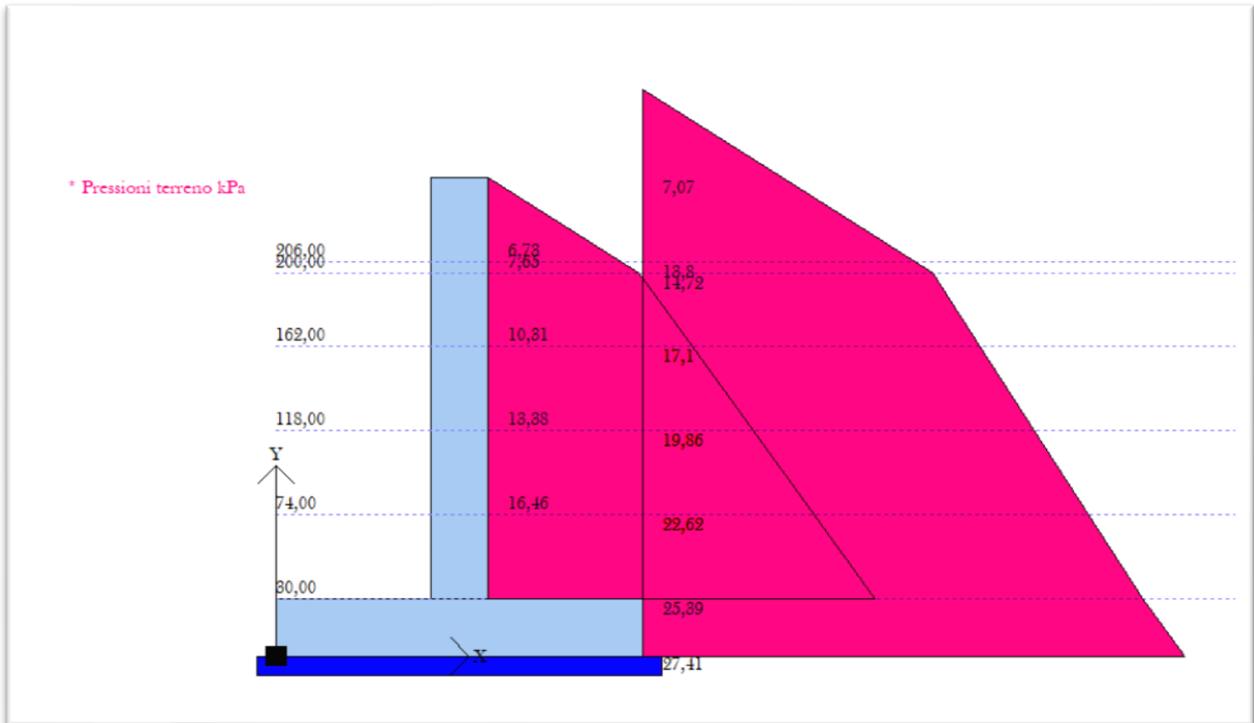
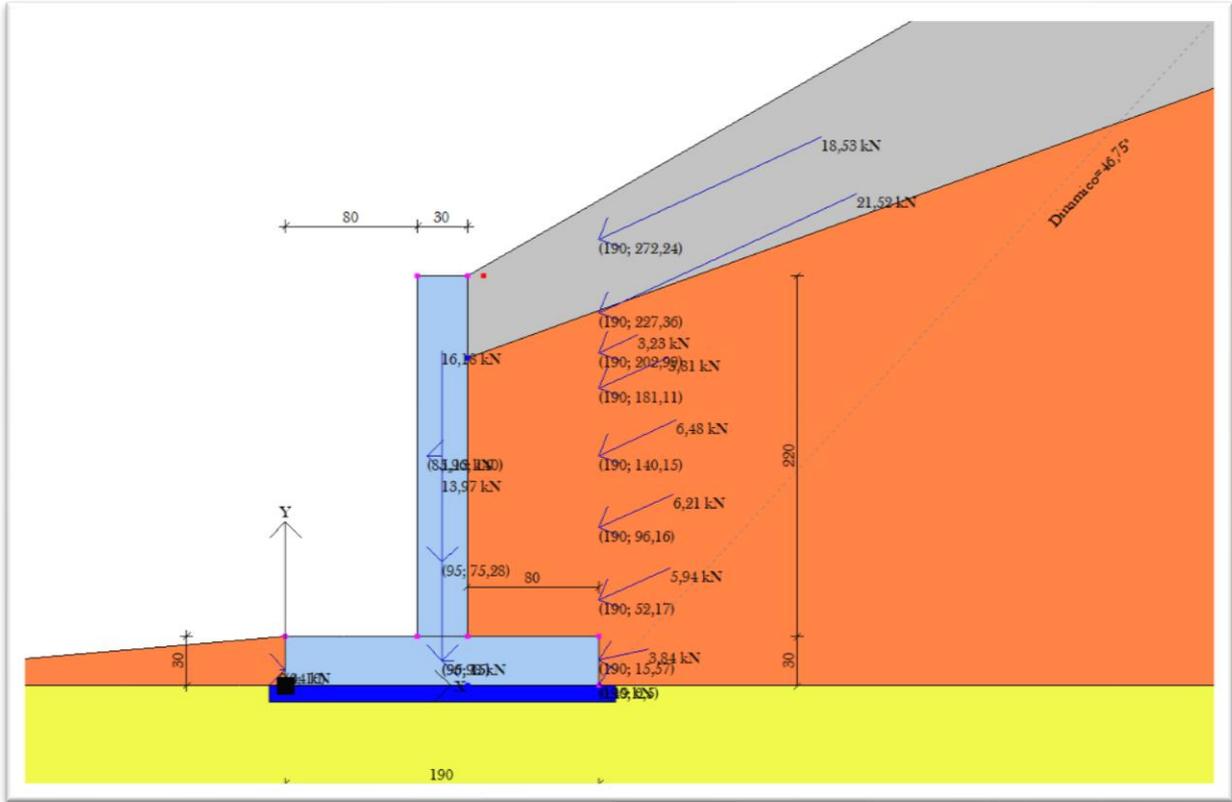
- P_y Peso del muro (kN);
 P_x Forza inerziale (kN);
 X_p, Y_p Coordinate baricentro dei pesi (cm);

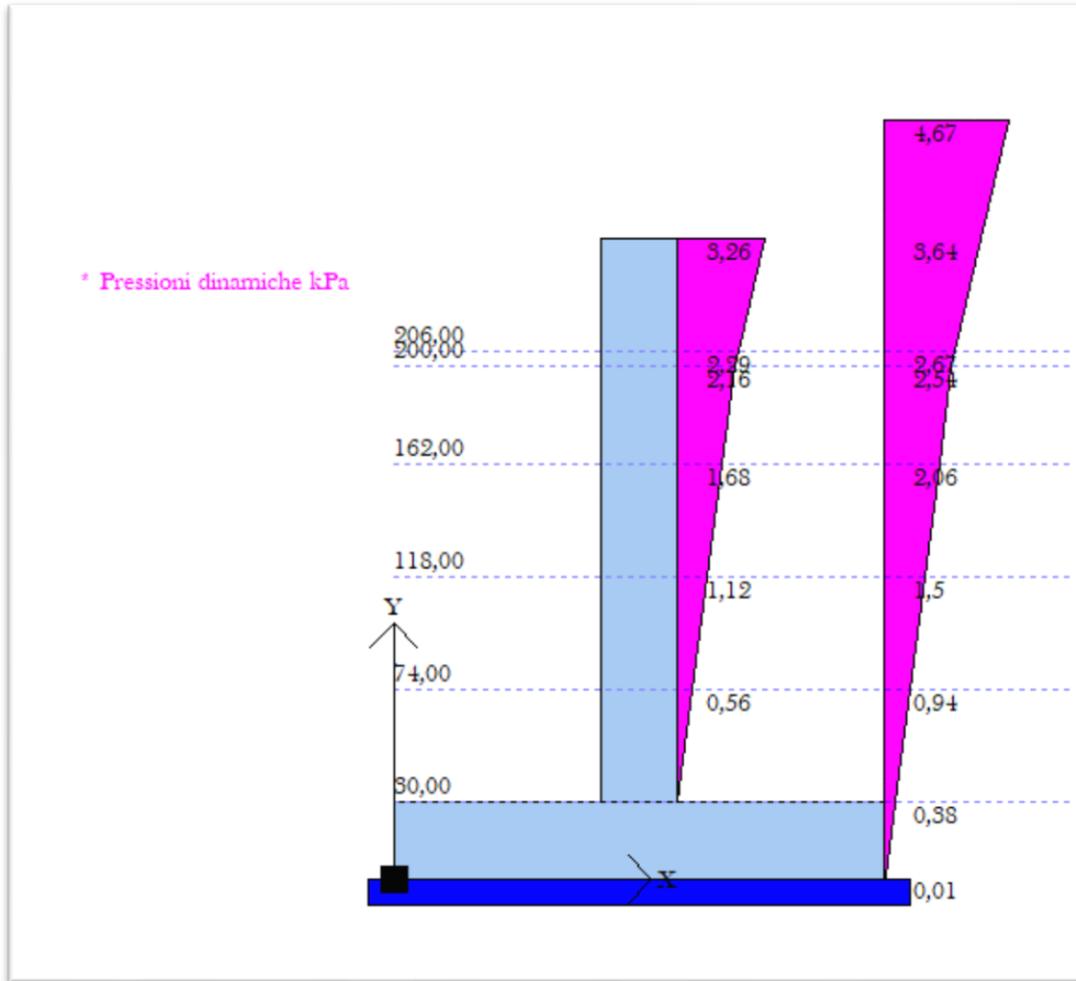
Quota	P _x	P _y	X _p	Y _p
206,0	0,23	3,24	95,0	228,0
200,0	0,26	3,68	95,0	225,0
162,0	0,45	6,47	95,0	206,0
118,0	0,68	9,71	95,0	184,0
74,0	0,9	12,94	95,0	162,0
30,0	1,13	16,18	95,0	140,0

10.3.3 Sollecitazioni sul muro

- Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	F _x	F _y	M	H
206,0	15,52	9,83	2,3	30,0
200,0	17,9	11,29	3,15	30,0
162,0	23,66	15,32	10,86	30,0
118,0	30,09	19,93	22,49	30,0
74,0	36,29	24,49	36,91	30,0
30,0	42,23	28,99	54,0	30,0





10.3.3.1 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

- Afv Area dei ferri lato valle.
- Afm Area dei ferri lato monte.
- Nu Sforzo normale ultimo (kN);
- Mu Momento flettente ultimo (kNm);
- Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
- Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
- Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
- Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT		
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		10,27	133,98	S	148,56	0,0	9,39
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		11,29	134,08	S	148,73	0,0	8,15
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		15,34	134,5	S	149,23	0,0	6,19
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		20,4	135,02	S	149,79	0,0	4,88
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		24,95	135,49	S	150,35	0,0	4,06
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		29,49	135,96	S	150,9	0,0	3,5

10.3.3.2 VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(xr1, yr1) = (190,0/0,0)$

Piano di rottura passante per $(xr2, yr2) = (190,0/296,2)$

Centro di rotazione $(xro, yro) = (0,0/0,0)$

10.3.3.3 Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
296,2	250,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
250,0	206,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
206,0	200,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
200,0	162,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
162,0	118,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
118,0	74,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
74,0	30,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
30,0	1,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	
1,0	0,0	18,1	0,0	20,0	10,0	48,0	0,0	Falda

10.3.3.4 Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
10,0	0,45	0,6	0,17	0,44	0,08	0,17	0,03

10.3.3.5 Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
Q_f Quota inizio strato.
R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(R_{px}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(R_{py}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q _i	Q _f	R _{px}	R _{py}	z(R _{px})	z(R _{py})
1	296,2	250,0	16,81	7,8	272,24	272,23
2	250,0	206,0	19,52	9,06	227,36	227,35
3	206,0	200,0	2,93	1,36	202,99	202,99
4	200,0	162,0	5,28	2,43	181,11	181,11
5	162,0	118,0	5,89	2,7	140,15	140,16
6	118,0	74,0	5,64	2,59	96,16	96,16
7	74,0	30,0	5,4	2,48	52,17	52,17
8	30,0	1,0	3,75	0,83	15,57	15,57
9	1,0	0,0	0,18	0,04	0,5	0,5

10.3.3.6 SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
Q_f Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
F_i Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q _i	Q _f	G	Eps	F _i	Delta	c	β	Note
30,0	0,0	18,1	180,0	20,0	10,0	48,0	180,0	Falda

10.3.3.7 Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
Q_f Quota inizio strato.
R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(R_{px}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(R_{py}) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q _i	Q _f	R _{px}	R _{py}	z(R _{px})	z(R _{py})
1	30,0	0,0	-0,44	0,0	10,0	0,0

10.3.3.8 Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kN);
F_y Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	65,41	29,29	67,1
Peso muro	1,13	16,18	-13,79
Peso fondazione	0,98	13,97	-13,13
Sovraccarico	1,68	24,0	-26,98
Terr. fondazione	2,63	48,93	-70,02
Spinte fondazione	-0,44	0,0	-0,04
	71,37	132,37	-56,86

Momento stabilizzante -194,29 kNm
Momento ribaltante 137,43 kNm

10.3.3.9 MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
80,0	-0,44	-107,45	-49,76	30,0

10.3.3.10 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)		8Ø20 (25,13)		0,34	200,73	S	171,04 0,0 1,56

10.3.3.11 MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
110,0	0,18	113,35	-44,86	30,0

10.3.3.12 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT		
8Ø20 (25,13)		8Ø20 (25,13)		0,34	200,73	S	171,01	0,0	1,48

10.4 COMBINAZIONE A_UNITARI+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0698
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0349

10.4.1.1 CALCOLO SPINTE

10.4.1.2 Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
250,0	206,0	19,0	30,0	25,0	24,0	0,0	0,0	
206,0	200,0	19,0	30,0	25,0	24,0	0,0	0,0	
200,0	162,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	
162,0	118,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	
118,0	74,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	
74,0	30,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	

10.4.1.3 Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
24,0	0,88	0,98	0,13	0,81	0,36	0,11	0,05
24,0	0,88	0,98	0,13	0,81	0,36	0,11	0,05
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01

10.4.1.4 Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
Qf Quota inizio strato.
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	250,0	206,0	10,8	4,6	227,14	227,1
2	206,0	200,0	1,67	0,71	202,99	202,99
3	200,0	162,0	3,95	0,88	181,15	181,15
4	162,0	118,0	4,35	0,96	140,21	140,21
5	118,0	74,0	4,1	0,91	96,22	96,22
6	74,0	30,0	3,85	0,85	52,23	52,23

10.4.1.5 CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
206,0	0,23	3,24	95,0	228,0
200,0	0,26	3,68	95,0	225,0
162,0	0,45	6,47	95,0	206,0
118,0	0,68	9,71	95,0	184,0
74,0	0,9	12,94	95,0	162,0
30,0	1,13	16,18	95,0	140,0

10.4.1.6 Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
-------	----	----	---	---

PROGETTO ESECUTIVO
 OPERE DI FONDAZIONE

206,0	11,02	7,83	1,64	30,0
200,0	12,72	8,99	2,25	30,0
162,0	16,87	12,66	7,75	30,0
118,0	21,44	16,86	16,04	30,0
74,0	25,77	21,0	26,3	30,0
30,0	29,85	25,09	38,42	30,0

10.4.1.7 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT		
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		8,24	133,77	S	148,31	0,0	13,19
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		9,26	133,88	S	148,45	0,0	11,44
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		12,81	134,24	S	148,9	0,0	8,65
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		17,37	134,71	S	149,42	0,0	6,83
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		21,42	135,13	S	149,92	0,0	5,71
8Ø16 (16,08)		8Ø16 (16,08)		25,45	135,54	S	150,42	0,0	4,94

10.4.1.8 VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(xr1, yr1) = (190,0/0,0)$
 Piano di rottura passante per $(xr2, yr2) = (190,0/296,2)$
 Centro di rotazione $(xro, yro) = (0,0/0,0)$

10.4.1.9 Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
296,2	250,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
250,0	206,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
206,0	200,0	19,0	30,0	25,0	25,0	0,0	0,0	
200,0	162,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
162,0	118,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
118,0	74,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

74,0	30,0	19,5	0,0	25,0	25,0	110,0	0,0	
30,0	1,0	19,5	0,0	25,0	12,5	110,0	0,0	
1,0	0,0	18,1	0,0	20,0	10,0	48,0	0,0	Falda

10.4.1.10 Coefficienti di spinta ed inclinazioni

- μ Angolo di direzione della spinta.
- K_a Coefficiente di spinta attiva.
- K_d Coefficiente di spinta dinamica.
- D_k Coefficiente di incremento dinamico.
- K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
- D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,89	0,99	0,13	0,81	0,38	0,12	0,05
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
25,0	0,36	0,41	0,07	0,32	0,15	0,07	0,03
12,5	0,37	0,42	0,07	0,36	0,08	0,07	0,01
10,0	0,45	0,6	0,17	0,44	0,08	0,17	0,03

10.4.1.11 Spinte risultanti e punto di applicazione

- Q_i Quota inizio strato.
- Q_f Quota inizio strato.
- R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
- $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
- $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	296,2	250,0	12,07	5,58	272,21	272,2
2	250,0	206,0	14,09	6,53	227,34	227,34
3	206,0	200,0	2,12	0,98	202,99	202,99
4	200,0	162,0	3,81	1,74	181,15	181,16
5	162,0	118,0	4,19	1,91	140,22	140,22
6	118,0	74,0	3,94	1,8	96,23	96,23
7	74,0	30,0	3,7	1,68	52,24	52,25
8	30,0	1,0	2,52	0,56	15,6	15,6
9	1,0	0,0	0,12	0,03	0,5	0,5

10.4.1.12 SPINTE IN FONDAZIONE

10.4.1.13 Discretizzazione terreno

- Q_i Quota iniziale strato (cm);
- Q_f Quota finale strato
- G Peso unità di volume (KN/m³);
- E_{ps} Inclinazione dello strato. (°);
- F_i Angolo di resistenza a taglio (°);
- Δ Angolo attrito terra muro;
- c Coesione (kPa);

β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
30,0	0,0	18,1	180,0	20,0	10,0	48,0	180,0	Falda

10.4.1.14 Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
Qf Quota inizio strato.
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	30,0	0,0	-0,44	0,0	10,0	0,0

10.4.1.15 Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	46,55	20,82	48,52
Peso muro	1,13	16,18	-13,79
Peso fondazione	0,98	13,97	-13,13
Sovraccarico	1,12	16,0	-17,98
Terr. fondazione	2,63	37,64	-52,95
Spinte fondazione	-0,44	0,0	-0,04
	51,96	104,61	-49,37

Momento stabilizzante -149,12 kNm
Momento ribaltante 99,75 kNm

10.4.1.16 MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
80,0	-0,44	-78,93	-36,05	30,0

10.4.1.17 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT		
8Ø20 (25,13)		8Ø20 (25,13)		0,34	200,73	S	171,04	0,0	2,13

10.4.1.18 MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

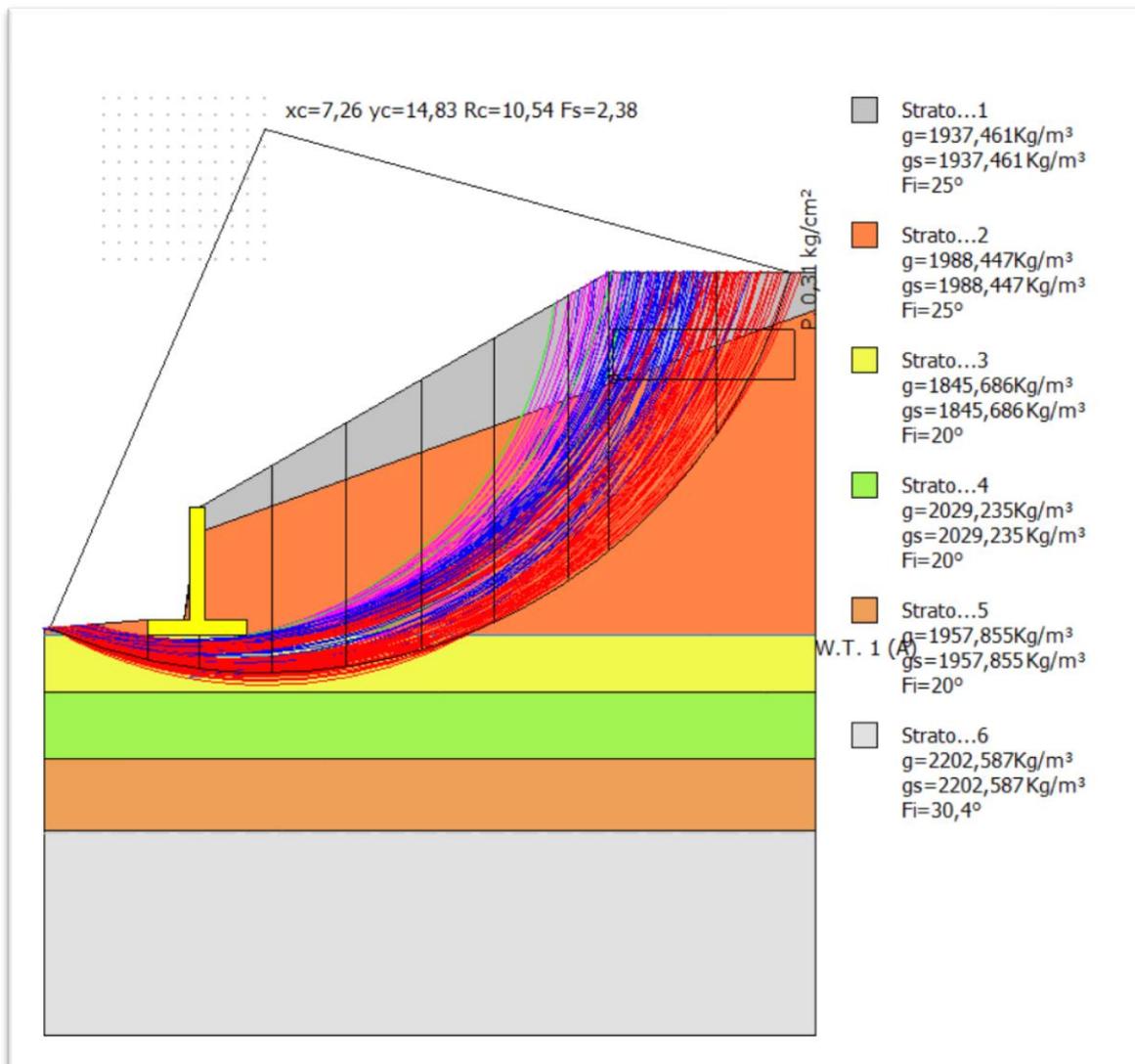
Xprogr.	Fx	Fy	M	H
110,0	0,12	98,47	-34,29	30,0

10.4.1.19 Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT		
8Ø20 (25,13)		8Ø20 (25,13)		0,34	200,73	S	171,0	0,0	1,7

10.5 ANALISI STABILITA' GLOBALE



Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	44,764515/11,954102
Calcolo eseguito secondo	British Standard
Numero di strati	6,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,14 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	12,34 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,26 m

Ordinata vertice destro superiore ys	15,45 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,07
Coefficiente azione sismica verticale	0,035

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	3,0	5,13
2	5,0	5,3
3	5,7	5,3
4	6,0	7,5
5	6,0	7,5
6	10,3	9,98
7	13,9	12,06
8	17,9	12,06

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	3,0	5,0
2	6,0	5,0
3	17,9	5,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	3,0	5,13
2	5,0	5,3
3	5,7	5,3
4	6,0	7,0
5	17,9	11,33

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	3,0	5,0
2	6,0	5,0
3	17,9	5,0

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	3,0	3,9
2	6,0	3,9
3	17,9	3,9

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	3,0	2,6
2	6,0	2,6
3	17,9	2,6

Vertici strato5

N	X (m)	y (m)
1	3,0	1,2

2	6,0	1,2
3	17,9	1,2

Coefficienti parziali azioni

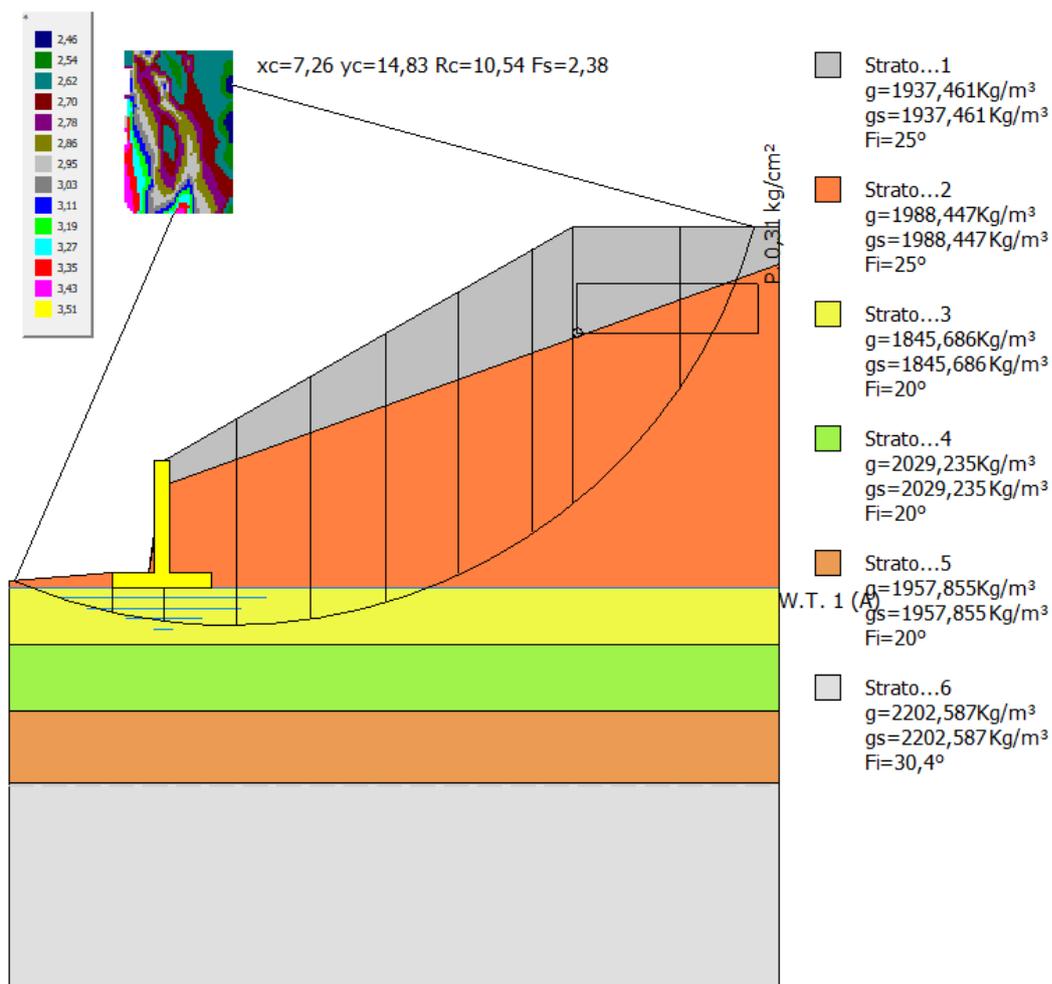
Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,3	1,5
Favorevoli: Permanenti, variabili	0,8	0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2 (Sisma)]

Fs minimo individuato	2,38
Ascissa centro superficie	7,26 m
Ordinata centro superficie	14,83 m
Raggio superficie	10,54 m



Numero di superfici esaminate....(142)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	5,2	12,5	7,7	3,45
2	5,4	12,3	7,6	3,38
3	5,5	12,5	7,8	3,28
4	5,7	12,3	7,7	3,00
5	5,9	12,5	7,8	2,93
6	6,0	12,3	7,6	3,13
7	6,2	12,5	7,7	3,07
8	6,3	12,3	7,9	3,45
9	6,5	12,5	8,0	3,28
10	6,6	12,3	8,0	2,97
11	6,8	12,5	8,1	2,90
12	6,9	12,3	8,1	2,85
13	7,1	12,5	8,3	2,76
14	7,3	12,3	8,3	2,48
15	5,2	12,8	8,0	3,42
16	5,4	12,6	7,9	3,35
17	5,5	12,8	8,1	3,24
18	5,7	12,6	8,0	2,97
19	5,9	12,8	8,2	2,89
20	6,0	12,6	8,0	2,86
21	6,2	12,8	8,1	2,78
22	6,3	12,6	7,9	3,20
23	6,5	12,8	8,4	3,15
24	6,6	12,6	8,2	2,93
25	6,8	12,8	8,5	2,81
26	6,9	12,6	8,4	2,78
27	7,1	12,8	8,6	2,70
28	7,3	12,6	8,5	2,67
29	5,2	13,1	8,3	3,38
30	5,4	13,0	8,2	3,32
31	5,5	13,1	8,4	3,22
32	5,7	13,0	8,2	3,16
33	5,9	13,1	8,5	2,82
34	6,0	13,0	8,4	2,76
35	6,2	13,1	8,4	2,68
36	6,3	13,0	8,2	2,87
37	6,5	13,1	8,3	2,95
38	6,6	13,0	8,6	2,85
39	6,8	13,1	8,7	2,75
40	6,9	13,0	8,7	2,72
41	7,1	13,1	8,9	2,66
42	7,3	13,0	8,9	2,64
43	5,2	13,4	8,6	3,35
44	5,4	13,3	8,5	3,28
45	5,5	13,4	8,7	3,17
46	5,7	13,3	8,6	3,09
47	5,9	13,4	8,7	2,94
48	6,0	13,3	8,6	2,70
49	6,2	13,4	8,8	2,60
50	6,3	13,3	8,5	2,78
51	6,5	13,4	8,6	2,87
52	6,6	13,3	8,8	2,93
53	6,8	13,4	9,1	2,68
54	6,9	13,3	9,0	2,68



PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

55	7,1	13,4	9,2	2,55
56	7,3	13,3	9,1	2,53
57	5,2	13,7	8,9	3,51
58	5,4	13,6	8,8	3,27
59	5,5	13,7	9,0	3,06
60	5,7	13,6	8,9	2,99
61	5,9	13,7	9,0	2,86
62	6,0	13,6	8,9	2,62
63	6,2	13,7	9,1	2,54
64	6,3	13,6	8,8	2,72
65	6,5	13,7	9,2	2,89
66	6,6	13,6	9,1	2,85
67	6,8	13,7	9,4	2,67
68	6,9	13,6	9,2	2,66
69	7,1	13,7	9,4	2,62
70	7,3	13,6	9,3	2,50
71	5,4	13,9	9,1	3,15
72	5,5	14,0	9,3	2,97
73	5,7	13,9	9,2	2,91
74	5,9	14,0	9,3	2,80
75	6,0	13,9	9,2	2,57
76	6,2	14,0	9,3	2,64
77	6,3	13,9	9,0	2,80
78	6,5	14,0	9,5	2,84
79	6,6	13,9	9,4	2,79
80	6,8	14,0	9,6	2,65
81	6,9	13,9	9,5	2,64
82	7,1	14,0	9,8	2,48
83	7,3	13,9	9,7	2,46
84	5,4	14,2	9,4	3,04
85	5,5	14,4	9,6	2,90
86	5,7	14,2	9,5	2,84
87	5,9	14,4	9,6	2,71
88	6,0	14,2	9,5	2,66
89	6,2	14,4	9,7	2,91
90	6,3	14,2	9,6	2,88
91	6,5	14,4	9,6	2,70
92	6,6	14,2	9,7	2,69
93	6,8	14,4	9,9	2,62
94	6,9	14,2	9,8	2,62
95	7,1	14,4	10,0	2,58
96	7,3	14,2	10,0	2,43
97	5,4	14,5	9,7	3,14
98	5,5	14,7	9,9	2,83
99	5,7	14,5	9,8	2,77
100	5,9	14,7	9,9	2,61
101	6,0	14,5	9,7	2,95
102	6,2	14,7	10,0	2,57
103	6,3	14,5	9,8	2,56
104	6,5	14,7	9,9	2,66
105	6,6	14,5	10,0	2,64
106	6,8	14,7	10,2	2,61
107	6,9	14,5	10,1	2,59
108	7,1	14,7	10,3	2,55
109	7,3	14,5	10,2	2,55
110	5,4	14,8	10,0	2,89
111	5,5	15,0	10,2	2,72
112	5,7	14,8	10,0	2,65
113	5,9	15,0	10,1	2,90

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE

114	6,0	14,8	10,1	3,07
115	6,2	15,0	10,3	2,55
116	6,3	14,8	10,1	2,54
117	6,5	15,0	10,1	2,63
118	6,6	14,8	10,3	2,62
119	6,8	15,0	10,5	2,59
120	6,9	14,8	10,4	2,57
121	7,1	15,0	10,6	2,55
122	7,3	14,8	10,5	2,38
123	5,4	15,1	10,3	2,97
124	5,5	15,3	10,5	2,61
125	5,7	15,1	10,3	2,74
126	5,9	15,3	10,5	2,60
127	6,0	15,1	10,4	2,57
128	6,2	15,3	10,6	2,52
129	6,3	15,1	10,4	2,51
130	6,5	15,3	10,7	2,86
131	6,6	15,1	10,6	2,61
132	6,8	15,3	10,8	2,57
133	6,9	15,1	10,7	2,56
134	7,1	15,3	10,9	2,54
135	7,3	15,1	10,7	2,53
136	5,4	15,5	10,6	2,84
137	5,7	15,5	10,7	3,09
138	6,0	15,5	10,7	2,54
139	6,3	15,5	10,6	2,64
140	6,6	15,5	10,9	2,59
141	6,9	15,5	11,0	2,54
142	7,3	15,5	10,9	2,55

11. CALCOLO PALANCOLE DEMOLIZIONE PILE

Per procedere con la demolizione delle pile del ponte, in particolare della fondazione delle stesse, ad una profondità minima di circa 4 metri per garantire un tirante d'acqua minimo di 3,5 metri, è necessario procedere con l'installazione di palancole in acciaio al fine di garantire la demolizione in zona secca.

Si riportano di seguito le calcolazioni geotecniche e strutturali. Al fine della sicurezza, anche se non necessario si considera lo stesso il coefficiente amplificativo relativo al sisma.

11.1 CENNI TEORICI

11.1.1 Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);

Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

11.1.2 Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:
Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
Paratie di legno;
Paratie in acciaio.

11.1.3 Analisi della paratia.

11.1.4 Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

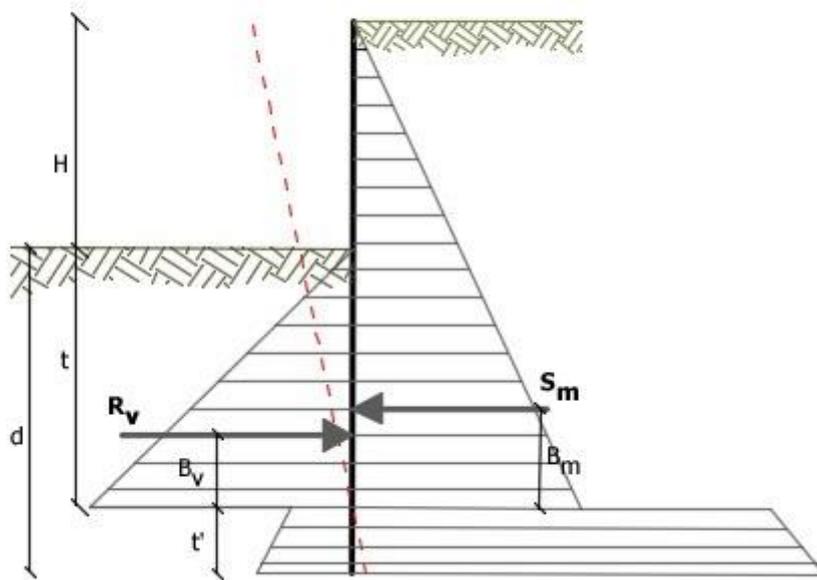


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però

che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. È inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

Angolo di attrito interno del terreno;

Coesione del terreno;

Peso dell'unità di volume del terreno;

Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller - Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left(\left[1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda \right] \cdot \left[1 - 0.3 \cdot \lambda^3 \right] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \operatorname{cosec}(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l'angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

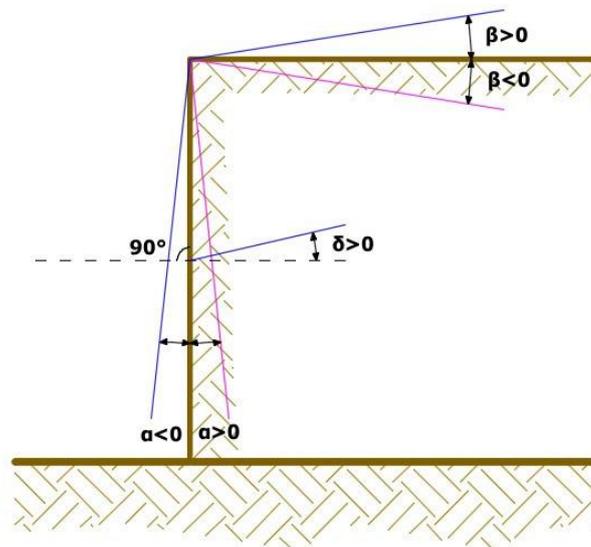


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

1. Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

k_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

11.1.5 Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

11.1.6 Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2;$$

$$A = \text{sen}(2\theta_1) - \text{sen}(2\theta_2)$$

$$B = \text{cos}(2\theta_1) - \text{cos}(2\theta_2)$$

$$\theta_1 = \text{arctg}(z/x_1)$$

$$\theta_2 = \text{arctg}(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

11.1.7 Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T = Intensità del carico [F/L²]

$$D = 4 \cdot \log[\text{sen}\theta_1 / \text{sen}\theta_2]$$

$$E = \text{sen}^2\theta_1 - \text{sen}^2\theta_2$$

11.1.8 Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z , possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V = Intensità del carico espressa in [F/L];

X = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ , attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

11.1.9 Spinta in presenza di falda acquifera o tirante idrico

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica , R. Lancellotta]

11.1.10 Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \cdot \sqrt{k_a}} - \left\{ \frac{\left[Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

k_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

11.1.11 Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H= altezza di scavo

k_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K= coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo β della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\text{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

11.1.12 Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ secondo Muller - Breslau

con valori limite pari a: $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\phi$											
α [°]	ϕ [°]	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						

	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89	2,01							
	15	2,58	2,82	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

11.1.13 Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

11.1.14 Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

- Paratia a sbalzo;
- Paratia tirantata ad estremo libero;
- Paratia tirantata ad estremo fisso;

11.1.15 Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \quad (\text{Metodo di Blum})$$

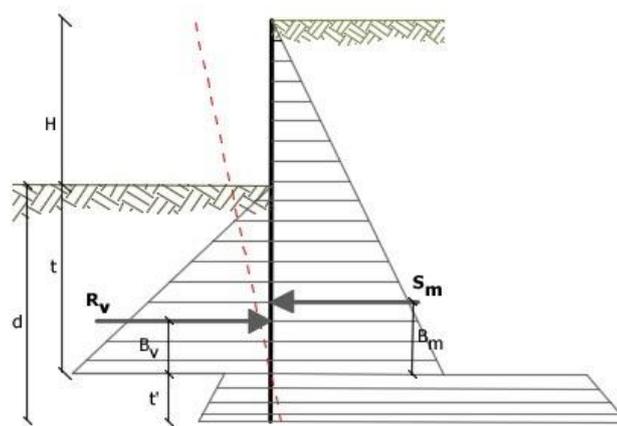


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

11.1.16 Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

11.1.17 Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione

limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Noto t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

11.1.18 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F :

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

11.1.19 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

11.1.20 Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del

problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

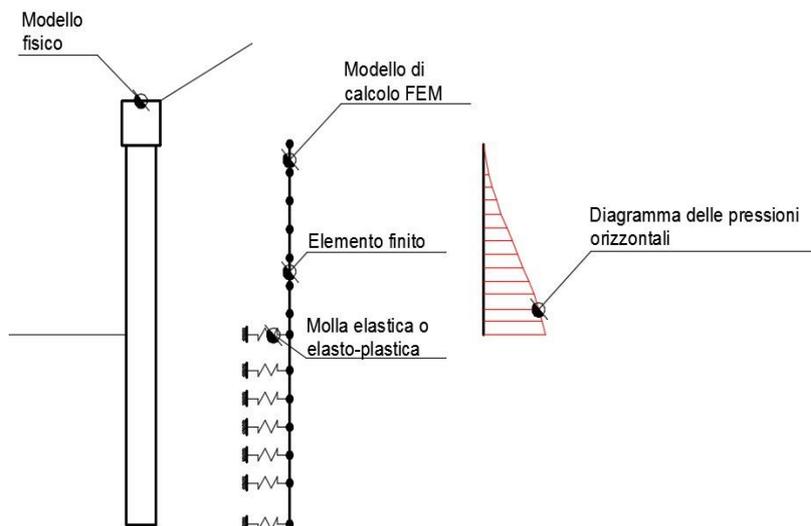


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

11.1.21 Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \cdot G \cdot N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

n = $\pi \cdot \tan(\varphi)$

N_q = $\exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$

N_c = $(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$

N_g = $1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$

11.1.22 Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5-4$ Indicando con:

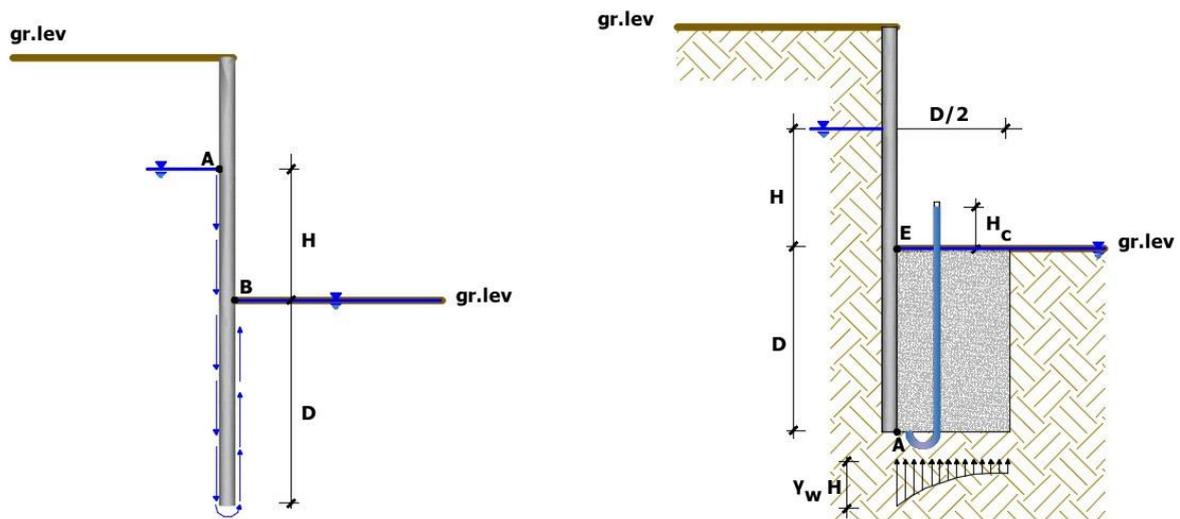
i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

11.1.23 Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot \frac{D}{2}}{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \cdot D}{H_c \cdot \gamma_w}$$

11.1.24 Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M' , M' , T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Input: A,E,I,G
Acciaio	S270GP (S275J0)
Nome	ACCIAIO W500
Area	0,024 m ² /m
Momento di inerzia	0,000975 m ⁴ /m
Modulo elasticità	210000 MPa

Table 3-1: Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled steel sheet piles according to EN 10248-1

Steel name to EN 10027	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S240 GP	240	340
S270 GP	270	410
S320 GP	320	440
S355 GP	355	480
S390 GP	390	490
S430 GP	430	510

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno

1,5 cm

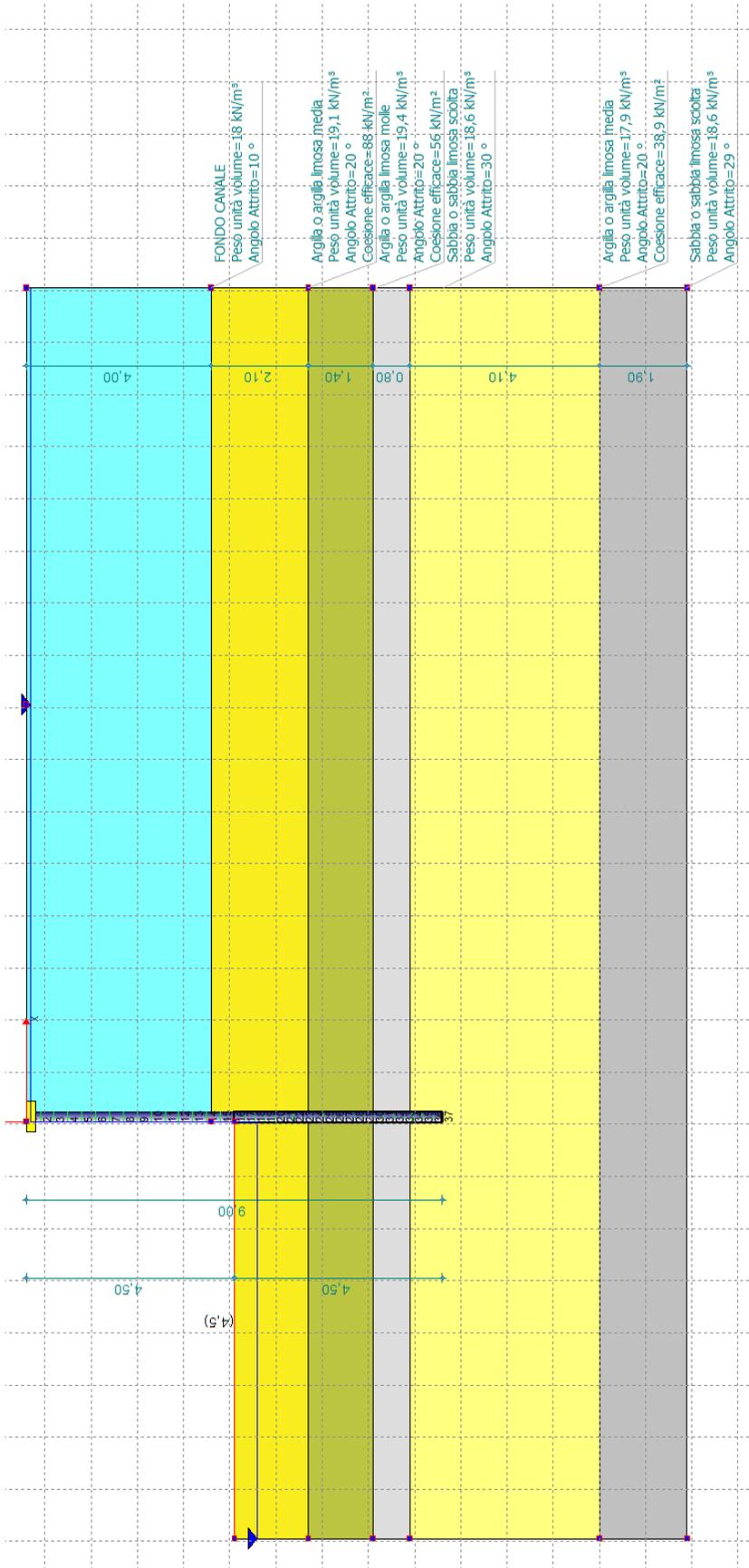
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	4,5 m
Incremento profondità infissione	0,2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	18,0	19,0	0,0	10,0	1,0	2000,0	10,0	10,0	4,0	0,0	FONDO CANALE
2	19,1	19,9	88,0	20,0	1,0	4400,0	13,33	13,33	2,1	0,0	Argilla o argilla limosa media
3	19,4	19,2	56,0	20,0	1,0	4600,0	10,0	10,0	1,4	0,0	Argilla o argilla limosa molle
4	18,6	221,6	0,0	30,0	1,0	10900,0	18,67	18,67	0,8	0,0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
5	17,9	18,7	38,9	20,0	1,0	3900,0	13,33	13,33	4,1	0,0	Argilla o argilla limosa media
6	18,6	21,6	0,0	29,0	1,0	10300,0	18,67	18,67	1,9	0,0	Sabbia o sabbia limosa sciolta

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



Calcolo coefficienti sismici

Dati generali

Descrizione zona	
Latitudine	44,7645 [°]
Longitudine	11,9541 [°]

Dati opera

Tipo opera	Opere ordinarie
Classe d'uso	II
Vita nominale	50 [anni]
Vita di riferimento	50 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0,35	2,54	0,25
SLD	50	0,43	2,52	0,28
SLV	475	1,20	2,60	0,28
SLC	975	1,60	2,57	0,28

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: SLC

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0,53	1,00	0,05	0,03
SLD	0,65	0,47	0,03	0,02
SLV	1,80	0,38	0,07	0,03
SLC	2,32	1,00	0,24	0,12

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione 4,5 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo	4,5 [m]
Tipo:	S.L.U. [STR]
Nome:	A1+M1+R1
Coefficienti sismici:	Kh = 0,0698, Kv = 0,0349
Coefficienti parziali azioni	

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	4,50 [m]
Pressione massima terreno	323,82 [kPa]
Momento massimo	404,07 [kNm/m]
Taglio massimo	202,02 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0,30	6,35	2,94	-0,15	-2,21	3,8699	--
0,60	13,36	3,94	-0,84	-6,28	3,6376	--
0,90	20,37	4,94	-2,75	-12,40	3,4053	--
1,20	27,38	4,94	-6,47	-20,48	3,1732	--
1,50	34,39	5,94	-12,58	-31,10	2,9414	--
1,80	41,40	6,94	-21,91	-43,40	2,7102	--
2,10	48,41	6,94	-34,94	-57,79	2,4799	--
2,40	55,42	7,94	-52,28	-74,25	2,2512	--
2,70	62,43	8,94	-74,60	-92,75	2,0249	--
3,00	69,45	8,94	-102,46	-113,60	1,8019	--
3,30	76,46	9,94	-136,54	-136,52	1,5834	--
3,60	83,47	9,94	-177,50	-161,52	1,3710	--
3,90	90,48	10,94	-225,98	-188,49	1,1664	--
4,20	92,87	7,94	-282,52	-202,02	0,9718	--
4,50	93,29	8,94	-343,12	-173,64	0,7897	58233,39
4,71	--	9,94	-380,32	-90,21	0,6686	58233,39
4,93	-323,82	10,94	-399,65	-20,70	0,5561	58233,39
5,14	-263,45	11,94	-404,07	35,80	0,4524	58233,39
5,36	-208,33	12,94	-396,41	80,49	0,3578	58233,39
5,57	-158,37	14,94	-379,15	114,46	0,2720	58233,39
5,79	-113,35	15,94	-354,63	138,76	0,1946	58233,39
6,00	-72,94	16,94	-324,90	153,96	0,1253	58233,39
6,21	-24,84	13,94	-291,91	159,49	0,0631	39339,44
6,43	-2,98	13,94	-257,74	160,14	0,0076	39339,44
6,64	16,60	13,94	-223,42	156,58	-0,0422	39339,44

6,86	34,22	13,94	-189,87	149,26	-0,0870	39339,44
7,07	50,16	13,94	-157,89	138,55	-0,1275	39339,44
7,29	64,70	13,94	-128,20	124,71	-0,1645	39339,44
7,50	78,10	13,94	-101,48	108,71	-0,1985	39339,44
7,71	44,44	13,94	-78,18	98,36	-0,2303	19296,41
7,93	50,24	13,94	-57,09	87,57	-0,2603	19296,41
8,14	55,78	13,94	-38,32	75,18	-0,2891	19296,41
8,36	91,03	13,94	-22,21	56,33	-0,3170	28720,10
8,57	98,88	13,94	-10,15	35,06	-0,3443	28720,10
8,79	106,67	13,94	-2,64	12,29	-0,3714	28720,10

Fase: 1 - Combinazione: 2
Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

Coefficienti parziali azioni

4,5 [m]

S.L.U. [GEO]

A2+M2+R1

Kh = 0,0698, Kv = 0,0349

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione

Pressione massima terreno

Momento massimo

Taglio massimo

4,50 [m]

292,98 [kPa]

385,03 [kNm/m]

190,63 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione
-------	--------------------------	-----------------------	-----------------	---------------	------------------	-----------------

	[kPa]						[kN/m ³]
0,30	6,14	2,94	-0,09	-2,29	4,6503	--	--
0,60	12,69	3,94	-0,93	-5,68	4,3843	--	--
0,90	19,24	4,94	-2,67	-11,56	4,1183	--	--
1,20	25,79	5,94	-6,21	-19,23	3,8524	--	--
1,50	32,34	5,94	-11,98	-29,39	3,5868	--	--
1,80	38,90	6,94	-20,78	-41,05	3,3217	--	--
2,10	45,45	7,94	-33,08	-54,34	3,0576	--	--
2,40	52,00	7,94	-49,39	-69,81	2,7950	--	--
2,70	58,55	8,94	-70,38	-87,18	2,5346	--	--
3,00	65,10	9,94	-96,57	-106,64	2,2773	--	--
3,30	71,65	9,94	-128,56	-128,11	2,0243	--	--
3,60	78,21	10,94	-166,98	-151,70	1,7770	--	--
3,90	84,76	11,94	-212,49	-176,65	1,5371	--	--
4,20	86,40	8,94	-265,48	-190,63	1,3066	--	--
4,50	85,90	10,94	-322,68	-166,99	1,0878	36612,61	36612,61
4,71	--	11,94	-358,50	-93,22	0,9400	36612,61	36612,61
4,93	-292,98	12,94	-378,49	-30,53	0,8002	36612,61	36612,61
5,14	-244,88	13,94	-385,03	21,67	0,6689	36612,61	36612,61
5,36	-199,94	14,94	-380,37	64,53	0,5461	36612,61	36612,61
5,57	-158,10	16,94	-366,55	98,39	0,4318	36612,61	36612,61
5,79	-119,26	17,94	-345,47	123,88	0,3257	36612,61	36612,61
6,00	-83,26	18,94	-318,91	141,20	0,2274	36612,61	36612,61
6,21	-33,72	15,94	-288,65	148,76	0,1362	24763,20	24763,20
6,43	-12,74	15,94	-256,77	151,51	0,0514	24763,20	24763,20
6,64	6,82	15,94	-224,31	150,05	-0,0275	24763,20	24763,20
6,86	25,13	15,94	-192,15	144,67	-0,1015	24763,20	24763,20
7,07	42,38	15,94	-161,15	135,57	-0,1711	24763,20	24763,20
7,29	58,73	15,94	-132,10	123,07	-0,2372	24763,20	24763,20
7,50	74,34	15,94	-105,74	107,95	-0,3002	24763,20	24763,20
7,71	33,50	15,94	-82,61	99,80	-0,3609	9282,33	9282,33
7,93	38,96	15,94	-61,23	91,40	-0,4197	9282,33	9282,33
8,14	44,29	15,94	-41,63	81,03	-0,4771	9282,33	9282,33
8,36	96,55	15,94	-24,27	61,29	-0,5336	18095,63	18095,63
8,57	106,67	15,94	-11,14	38,46	-0,5895	18095,63	18095,63
8,79	116,74	15,94	-2,89	13,52	-0,6452	18095,63	18095,63

Fase: 1 - Combinazione: 3
Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

Coefficienti parziali azioni

4,5 [m]

S.L.U. [HYD]

HYD

Kh = 0,0698, Kv = 0,0349

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,1
3	Spinta falda	1,1
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

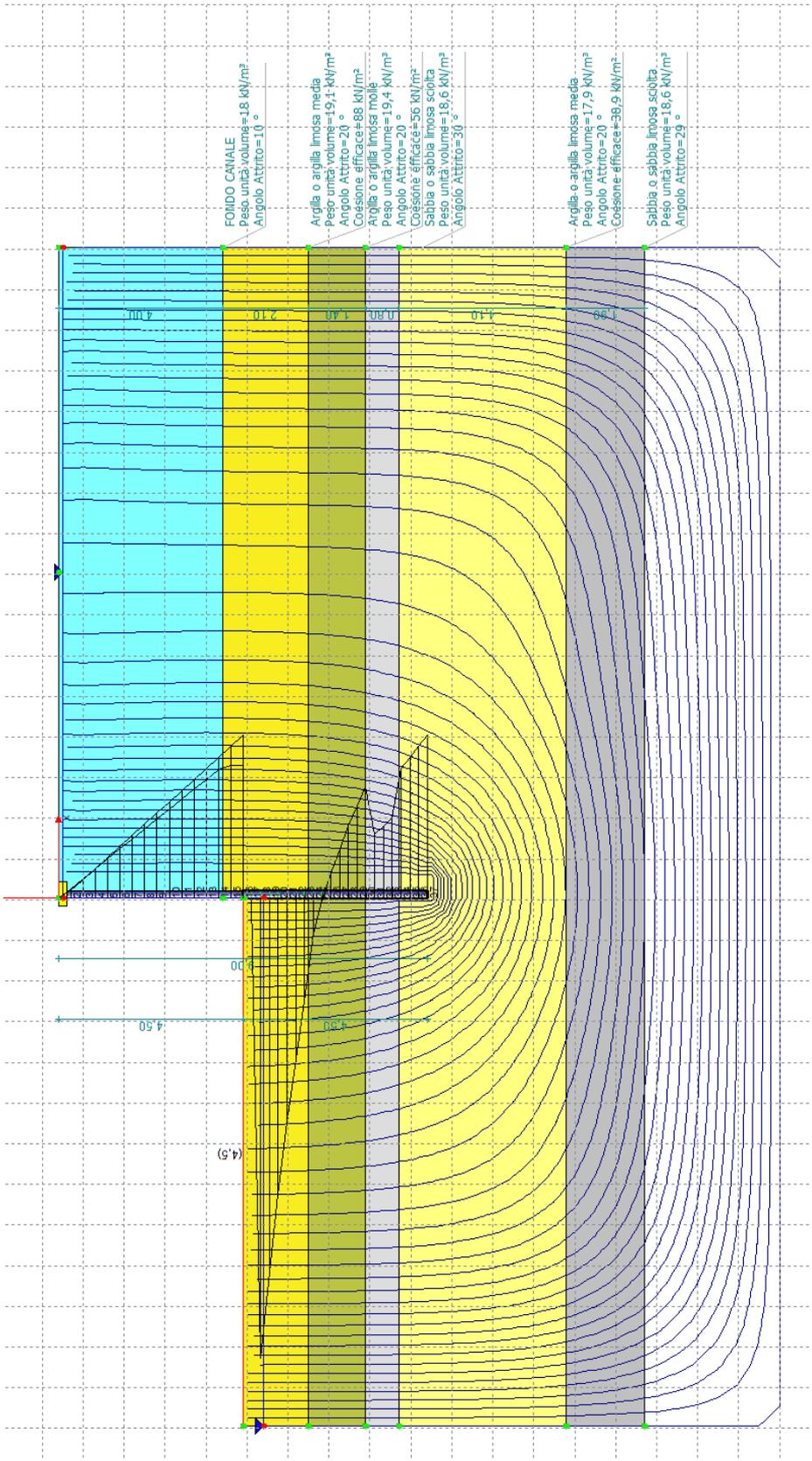
Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	4,50 [m]
Pressione massima terreno	246,82 [kPa]
Momento massimo	324,36 [kNm/m]
Taglio massimo	160,53 [KN/m]
Gradiente critico	2,22
Gradiente idraulico	0,37
Fattore sicurezza a sifonamento	6,08
Fattore sicurezza sollevamento	13,94

Rappresentazioni linee di flusso calcolate:

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE DI FONDAZIONE



Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0,30	5,16	2,94	-0,14	-1,77	3,9176	--
0,60	10,68	3,94	-0,74	-4,88	3,6934	--
0,90	16,20	4,94	-2,22	-9,97	3,4693	--
1,20	21,72	5,94	-5,19	-16,46	3,2454	--
1,50	27,25	5,94	-10,10	-24,64	3,0216	--
1,80	32,77	6,94	-17,50	-34,47	2,7983	--
2,10	38,29	7,94	-27,86	-45,84	2,5759	--
2,40	43,81	7,94	-41,60	-58,82	2,3546	--
2,70	49,33	8,94	-59,25	-73,51	2,1352	--
3,00	54,85	9,94	-81,33	-89,85	1,9185	--
3,30	60,37	9,94	-108,30	-107,88	1,7054	--
3,60	65,89	10,94	-140,68	-127,65	1,4970	--
3,90	71,41	11,94	-178,98	-148,93	1,2949	--
4,20	72,80	8,94	-223,66	-160,53	1,1007	--
4,50	72,36	10,94	-271,81	-140,81	0,9164	36612,61
4,71	--	11,94	-302,00	-78,62	0,7919	36612,61
4,93	-246,82	12,94	-318,83	-25,83	0,6741	36612,61
5,14	-206,30	13,94	-324,36	18,31	0,5635	36612,61
5,36	-168,44	14,94	-320,44	54,38	0,4601	36612,61
5,57	-133,19	16,94	-308,78	82,84	0,3638	36612,61
5,79	-100,48	17,94	-291,04	104,37	0,2744	36612,61
6,00	-70,14	18,94	-268,66	118,99	0,1916	36612,61
6,21	-28,41	15,94	-243,17	125,34	0,1147	24763,20
6,43	-10,73	15,94	-216,31	127,63	0,0433	24763,20
6,64	5,74	15,94	-188,96	126,40	-0,0232	24763,20
6,86	21,17	15,94	-161,88	121,89	-0,0855	24763,20
7,07	35,70	15,94	-135,76	114,21	-0,1442	24763,20
7,29	49,47	15,94	-111,28	103,62	-0,1998	24763,20
7,50	62,63	15,94	-89,07	90,93	-0,2529	24763,20
7,71	28,22	15,94	-69,58	84,03	-0,3040	9282,33
7,93	32,82	15,94	-51,57	76,96	-0,3535	9282,33
8,14	37,31	15,94	-35,07	68,28	-0,4019	9282,33
8,36	81,34	15,94	-20,43	51,52	-0,4495	18095,63
8,57	89,87	15,94	-9,38	32,39	-0,4966	18095,63
8,79	98,35	15,94	-2,45	11,39	-0,5435	18095,63

Risultati analisi strutturale

Fase: 1 Risultati analisi strutturale

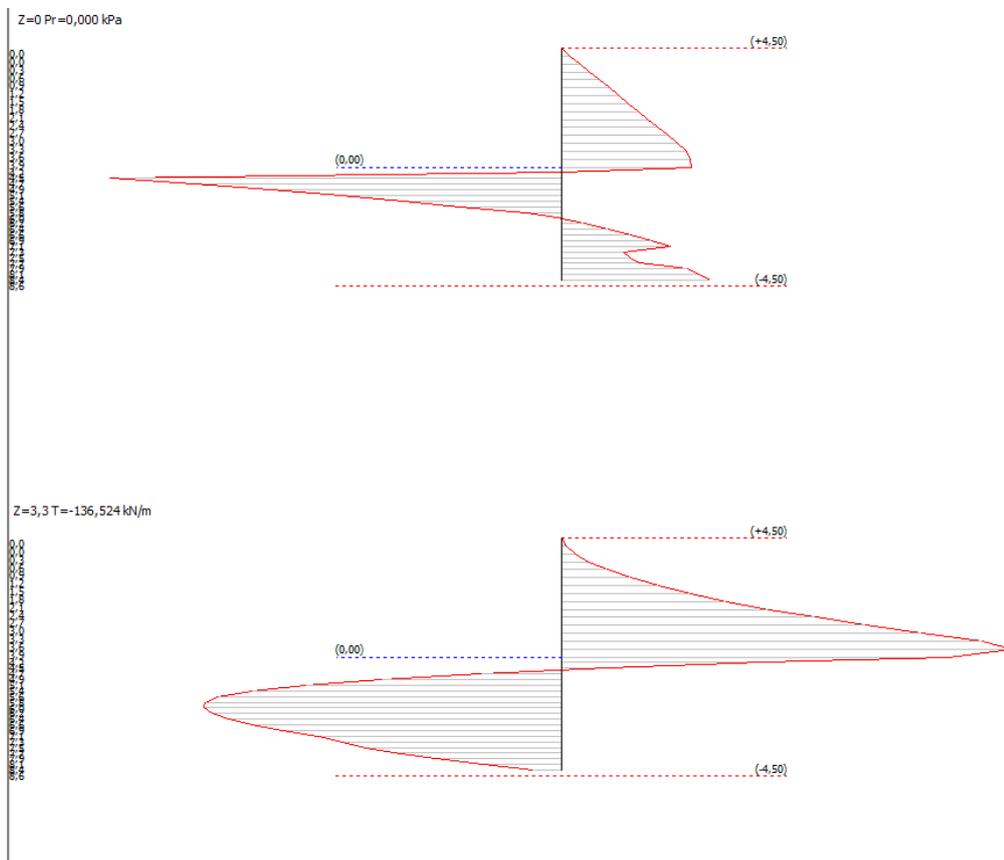
Fase: 1 - Combinazione: 1

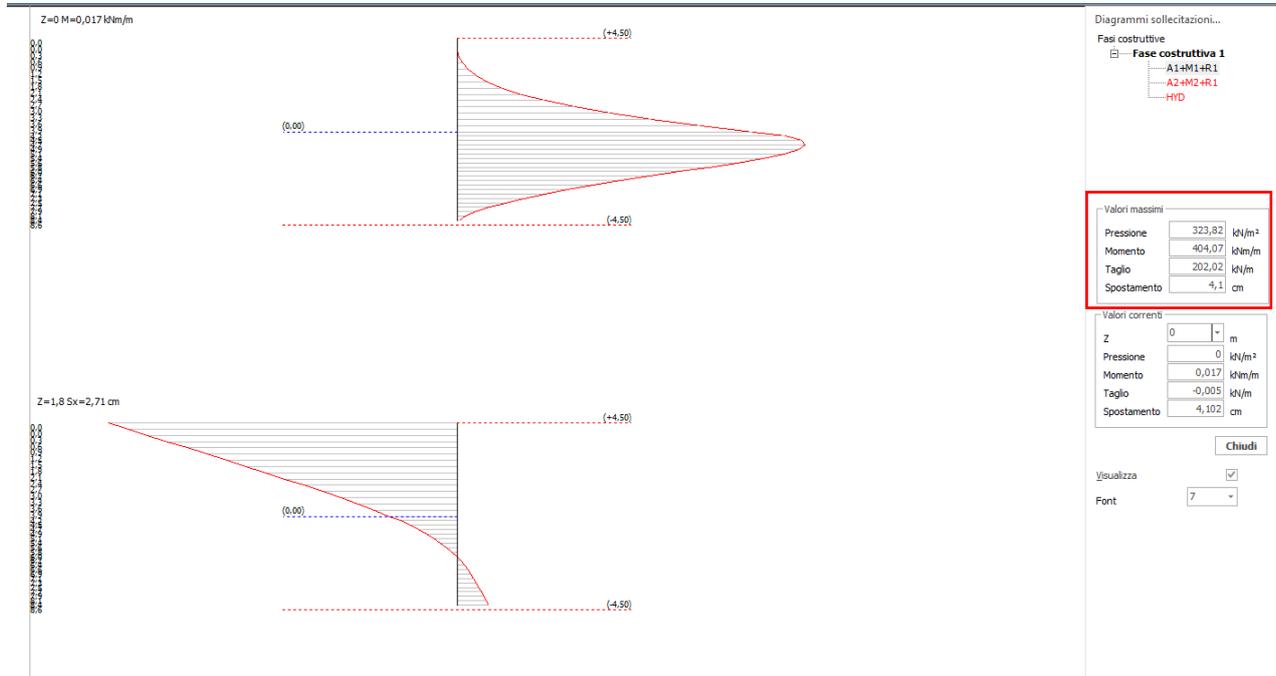
Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
0,30	ACCIAIO W500	2,94	-0,15	-2,208
0,60	ACCIAIO W500	3,94	-0,84	-6,277

0,90	ACIAIO W500	4,94	-2,75	-12,395
1,20	ACIAIO W500	4,94	-6,47	-20,485
1,50	ACIAIO W500	5,94	-12,58	-31,104
1,80	ACIAIO W500	6,94	-21,91	-43,404
2,10	ACIAIO W500	6,94	-34,94	-57,794
2,40	ACIAIO W500	7,94	-52,28	-74,252
2,70	ACIAIO W500	8,94	-74,60	-92,747
3,00	ACIAIO W500	8,94	-102,46	-113,597
3,30	ACIAIO W500	9,94	-136,54	-136,524
3,60	ACIAIO W500	9,94	-177,50	-161,520
3,90	ACIAIO W500	10,94	-225,98	-188,489
4,20	ACIAIO W500	7,94	-282,52	-202,024
4,50	ACIAIO W500	8,94	-343,12	-173,644
4,71	ACIAIO W500	9,94	-380,32	-90,212
4,93	ACIAIO W500	10,94	-399,65	-20,703
5,14	ACIAIO W500	11,94	-404,07	35,796
5,36	ACIAIO W500	12,94	-396,41	80,491
5,57	ACIAIO W500	14,94	-379,15	114,459
5,79	ACIAIO W500	15,94	-354,63	138,761
6,00	ACIAIO W500	16,94	-324,90	153,957
6,21	ACIAIO W500	13,94	-291,91	159,486
6,43	ACIAIO W500	13,94	-257,74	160,137
6,64	ACIAIO W500	13,94	-223,42	156,583
6,86	ACIAIO W500	13,94	-189,87	149,260
7,07	ACIAIO W500	13,94	-157,89	138,551
7,29	ACIAIO W500	13,94	-128,20	124,712
7,50	ACIAIO W500	13,94	-101,48	108,713

7,71	ACCIAIO W500	13,94	-78,18	98,364
7,93	ACCIAIO W500	13,94	-57,09	87,572
8,14	ACCIAIO W500	13,94	-38,32	75,180
8,36	ACCIAIO W500	13,94	-22,21	56,333
8,57	ACCIAIO W500	13,94	-10,15	35,063
8,79	ACCIAIO W500	13,94	-2,64	12,293

DIAGRAMMI: PRESSIONE, TAGLIO, MOMENTO, SPOSTAMENTO

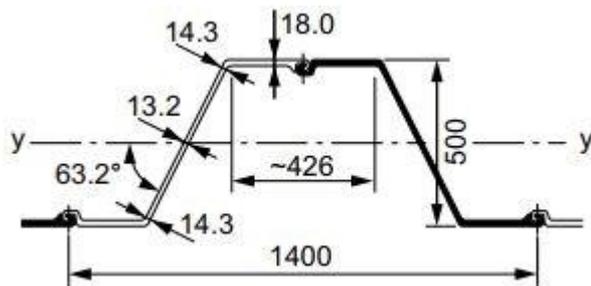




11.1.25 Verifica sezione acciaio :

Tutte le verifiche fanno riferimento all'Eurocodici 1993-5 euro 3 parte 5: Progettazione di strutture in acciaio: pali palancole

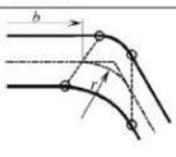
Tipologia sezione Z:



$f_y = 270 \text{ N/mm}^2$

Si classifica la sezione in funzione di EC:

Table 5-1: Classification of cross-sections

Classification	Z-profile	U-profile					
							
Class 1	<ul style="list-style-type: none"> - the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out 						
Class 2	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Key: <i>b</i> : width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio <i>r/t_f</i> is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used. <i>t_f</i> : thickness of the flange for flanges with constant thickness; <i>r</i> : midline radius of the corners between the webs and the flanges; <i>f_y</i> : yield strength. Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.							

Classe della sezione: $b/t_f / \epsilon = 500/18/0,93 = 29,86 \leq 45$ sezione classe 2

11.1.26 Verifica sezione: momento

Si considera il momento elastico in luogo di quello plastico a favore di sicurezza

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} * f_{yk}}{\gamma_{M0} * \beta_B}$$

$W_{el} = 3,900 \text{ mm}^3/\text{m}$

$\gamma_{M0} = 1,05 \text{ (NTC2018)}$

$\beta_0 = 1$ per sezioni di classe 1,2

$M_{Rd} = W_e * f_{yk} / \gamma_{M0} = 3,9 * 270 / (1,05 * 1) = 1'002 \text{ kNm}$

$M_{ed} = 404,07 < 1'002,00 \text{ kNm}$ verificato (sfruttamento = 40%)

11.1.27 Verifica sezione: taglio

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \tag{5.4}$$

where:

$V_{pl,Rd}$ is the design plastic shear resistance for each web given by $\frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$; (5.5)

A_v is the projected shear area for each web, acting in the same direction as V_{Ed} .

(5) The projected shear area A_v may be taken as follows for each web of a U-profile or a Z-profile, see Figure 5-1:

$$A_v = t_w (h - t_f) \tag{5.6}$$

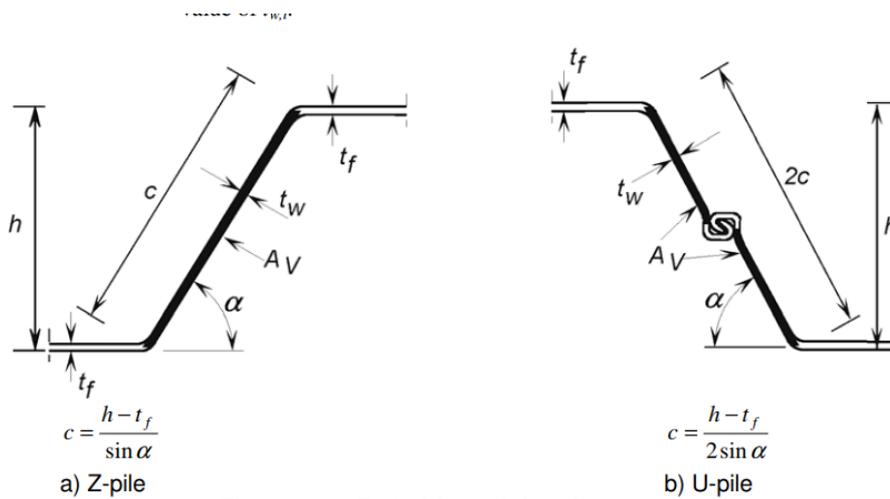


Figure 5-1: Definition of the shear area

$V_{el,Rd} = (13 \cdot (500 - 18)) \cdot 270 / (1,05 \cdot \sqrt{3}) = 930259,64181 \text{ N} = 930 \text{ kN} > 202 \text{ kN}$ verificato (< 50% non deve essere ridotto il momento resistente)

11.1.28 Verifica instabilità

Considerato che la resistenza alla deformazione a taglio delle palancole non è influenzata dall'instabilità in quanto

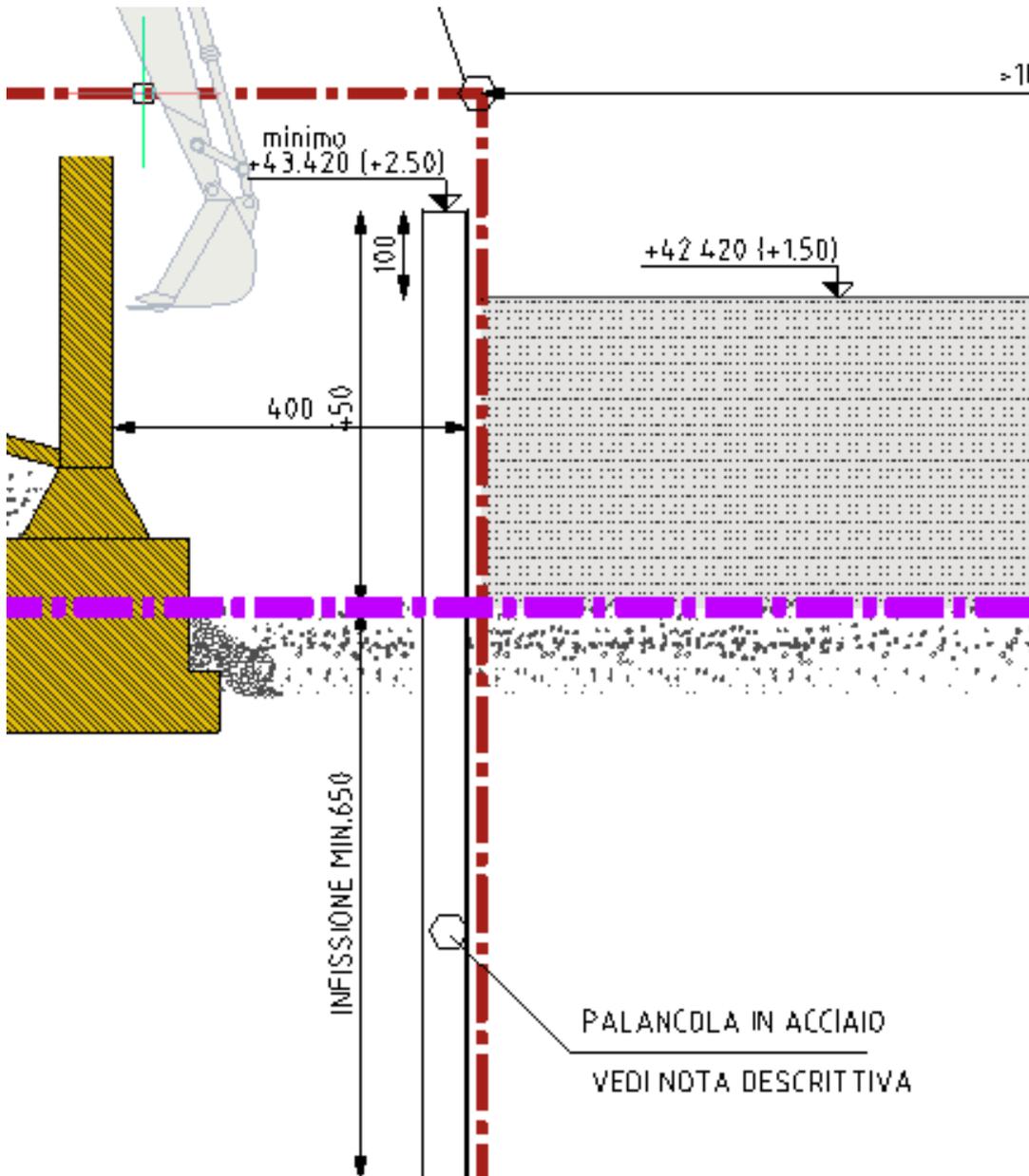
(6) In addition the shear buckling resistance of the webs of sheet piles should be verified if

$$c/t_w > 72 \epsilon$$

$$560/13,2 = 27,7 < 66,9 = 72 \cdot 0,93$$

La struttura risulta verificata.

A TITOLO CAUTELATIVO SI ADOTTA COMUNQUE UNA LUNGHEZZA DELLA PALANCOLA DI 2 METRI OLTRE IL CALCOLATO: LUNGHEZZA INFISSIONE 6,5 METRI; LUNGHEZZA TOTALE 11 METRI.



anziché assorbire gli sforzi mediante resistenze flessionali, reagisca con la sua adattabilità deformativa alle azioni trasmesse dai carichi veicolari e alle reazioni del terreno sottostante.

Gli strati superficiali sono direttamente esposti alle azioni del traffico e degli agenti atmosferici, mentre la struttura portante ha la funzione di mantenere inalterata la configurazione del soprastante manto, sopportando e distribuendo sul sottofondo le sollecitazioni dovute al traffico. Lo strato superficiale è quello che costituisce il piano viabile destinato a far fronte alle azioni verticali e tangenziali indotte dai veicoli e a trasmetterle con intensità attenuata agli strati sottostanti. Viene realizzato con conglomerato bituminoso caratterizzato da notevole resistenza al taglio, generalmente è suddiviso in:

- Usura, posto a contatto con i pneumatici dei veicoli, deve garantire delle ottime condizioni di aderenza ed assicurare adeguate caratteristiche di regolarità
- Binder (strato di collegamento) destinato a integrare le funzioni portanti dello strato superiore e ad assicurare la collaborazione con gli strati sottostanti.

Lo strato di Base ha la funzione principale di ripartire i carichi sul sottostante strato di fondazione di minore qualità portante e deve possedere un'elevata resistenza ai fenomeni di fatica e all'ormaiamento.

Lo strato di Fondazione è la parte a contatto con il sottofondo e ha la funzione di ripartire i carichi e rendere la sollecitazione compatibile con il sottostante strato, ma ha anche la funzione di rendere la superficie regolare per stendere lo strato superiore di base.

12.1 DATI DI INPUT

L'obiettivo che ci si prefigge nella progettazione della sovrastruttura è di assicurare attraverso normali operazioni di manutenzione un livello minimo di funzionalità, per un prefissato periodo di tempo; poiché:

- le caratteristiche dei materiali utilizzati non si mantengono costanti nel tempo,
- i carichi sono dispersi per posizione ed entità,
- il fenomeno stesso della rottura per fatica risulta essere un fenomeno aleatorio,

l'obiettivo deve essere definito in termini probabilistici.

Il dimensionamento di una sovrastruttura stradale dipende dalla composizione e dall'entità del traffico, valutato tra l'entrata in esercizio e il termine del periodo di progetto dell'infrastruttura. Il *Periodo di riferimento per il progetto* della pavimentazione, entro il quale deve mantenere adeguati livelli di prestazione senza interventi programmati di manutenzione, è pari a 20 anni. Il *PSI (Present Serviceability Index)* rappresenta una misura del grado di ammaloramento della sovrastruttura, in termini di sicurezza e comfort. Il livello di funzionalità finale PSI_f ritenuto generalmente accettabile per la pavimentazione flessibile, prima che si rendano necessari radicali interventi sulla

pavimentazione è 2.5 Utilizzando un metodo sperimentale, occorre eseguire alcune considerazioni di carattere probabilistico, introducendo una variabile come l'*Affidabilità (%)*, la quale rappresenta la probabilità che il numero di passaggi di assi singoli equivalenti che la pavimentazione possa sopportare, prima di raggiungere un prefissato grado di ammaloramento finale, sia maggiore o uguale al numero di passaggi che realmente si verificano sulla corsia più carica durante il periodo di progetto. L'*Affidabilità* comprende sia l'errore che si può commettere sulla valutazione del traffico sia la variabilità delle prestazioni della pavimentazione. I valori assunti dipendono dal tipo di strada e dalla sua ubicazione, in relazione alla strada in esame risulta pari a:

AFFIDABILITÀ	85
DEVIAZIONE STANDARD	0.45

12.1.1 TRAFFICO DI PROGETTO

Nell'analisi del traffico devono tenersi in considerazione solo i veicoli pesanti, ossia quei veicoli che scaricano per asse più di 3 tonnellate, ciò significa supporre che i veicoli leggeri al loro passaggio non arrechino alcun danno alla sovrastruttura. Il traffico giornaliero medio *TGM* previsto è 40 con una percentuale di *Veicoli Commerciali* pari a 60 % e considerando un *tasso di incremento annuale del traffico* del 0,5 % (tab 1)

TIPOLOGIA STRADA	Strada extraurbana secondaria e locale
LEGGE DI INCREMENTO DEL TRAFFICO	Costante
TGM	40
PERCENTUALE DEI VEICOLI COMMERCIALI	60 %
TASSO INCREMENTO ANNUALE DEL TRAFFICO	0,5 %
PERIODO DI PROGETTO	20
TRAFFICO DI PROGETTO	175 200
TRAFFICO IN NUMERO DI VEICOLI COMMERCIALI SULLA CORSIA PIÙ TRAFFICATA	87 600
CLASSE DI TRAFFICO	L (leggero)

La classificazione dei veicoli è in genere effettuata in funzione del numero di assi e del peso per asse. La procedura di classificazione più utilizzata è standardizzata dalla norma ASTM E1572-93 per la classificazione dei veicoli partendo dal numero e dalla interdistanza degli assi. Riferendosi ai veicoli commerciali (massa complessiva, corrispondente al peso

totale a terra, maggiore o uguale a 3 t) il catalogo italiano delle pavimentazioni stradali adotta la seguente classificazione:

Tipo di veicolo	N° Assi	Distribuzione dei carichi per asse in KN			
1) autocarri leggeri	2	↓10	↓20		
2) " "	"	↓15	↓30		
3) autocarri medi e pesanti	"	↓40	↓80		
4) " " "	"	↓50	↓110		
5) autocarri pesanti	3	↓40	↓80	↓80	
6) " "	"	↓60	↓100 ↓100		
7) autotreni e autoarticolati	4	↓40	↓90	↓80	↓80
8) " "	"	↓60	↓100	↓100	↓100
9) " "	5	↓40	↓80	↓80	↓80
10) " "	"	↓60	↓90	↓90	↓100
11) " "	"	↓40	↓100	↓80	↓80
12) " "	"	↓60	↓110	↓90	↓90
13) mezzi d'opera	"	↓50	↓120	↓130	↓130
14) autobus	2	↓40	↓80		
15) " "	2	↓60	↓100		
16) " "	2	↓50	↓80		

associando ad essa opportuni spettri di traffico per tipologia di strada, per questo progetto è stata scelta la seguente tipologia di strada: Strada extraurbana secondaria con l'aumento di mezzi d'opera (pesanti rispetto al dato teorico di base)

TIPO DI STRADA	TIPO DI VEICOLO															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Autostrada extraurbana	12,2	0	24,4	14,6	2,4	12,2	2,4	4,9	2,4	4,9	2,4	4,9	0,1	0	0	12,2
Autostrada urbana	18,2	18,2	16,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,6	18,2	27,3	0
Strada extraurb. Princ. e second. a forte traffico	0	13,1	39,5	10,5	7,9	2,6	2,6	2,5	2,6	2,5	2,6	2,6	0,5	0	0	10,5
Strada extraurbana secondaria ordinaria	0	0	48,6	19,4	0	5,9	0	2,8	0	0	0	0	10	0	0	2,9
Strada extraurbana secondaria-turistica	24,5	0	40,8	16,3	0	4,15	0	2	0	0	0	0	0,05	0	0	12,2
Strada urbana di scorrimento	18,2	18,2	16,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,6	18,2	27,3	0
Strade urbane di quartiere e locali	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	0	0
Corsie preferenziali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	53	0

Il traffico è stato convertito in un numero di passaggi di assi standard equivalenti impiegando il criterio suggerito dall'AASHTO.

12.2 CALCOLO DEGLI ESAL'S

L'incidenza del traffico viene quasi sempre considerata mediante una semplificata ed ampiamente accettata procedura basata sull'utilizzo di fattori di equivalenza che permettono di convertire ogni gruppo di carico in un singolo asse equivalente. La *Metodologia degli assi equivalenti (ESAL)* permette di ricondurre le diverse tipologie di assi reali transitanti sulla strada ad un asse di riferimento da 80 KN (8,2 t); conseguentemente all'utilizzo di opportuni coefficienti di equivalenza, è possibile valutare il danno a fatica prodotto dal numero di passaggi dei carichi reali. Il numero di $ESAL_{tot}$ ottenuto risulta essere pari a 693 542 passaggi.

Infine introducendo due ulteriori parametri D_l e D_d , che derivano dalle seguenti considerazioni:

- D_d è funzione della distribuzione del traffico nelle due direzioni.
Nel caso del progetto in esame si è scelto il valore pari a $D_d = 0.5$
- D_l è funzione della distribuzione del traffico tra le corsie nelle due direzioni. Indubbiamente la condizione di traffico più gravosa si manifesterà nella corsia più lenta, adibita al transito dei veicoli commerciali:

NUMERO DI CORSIE NELLE DUE DIREZIONI	D_l
1	1

Il numero di assi standard da 80 KN equivalenti al traffico sulla corsia più caricata della strada in progetto è:

$$ESAL_{progetto} = ESAL_{tot} * D_d * D_l = 346 771 \text{ Passaggi}$$

12.3 PORTANZA MINIMA DEL SOTTOFONDO/SOVRASTRUTTURA

Il *sottofondo* è quella parte di terreno posto al di sotto della fondazione della sovrastruttura, il cui stato tensionale può ancora essere causa di cedimenti. Il parametro che caratterizza il sottofondo è la *portanza*, o capacità portante, ossia il carico massimo sopportabile, in determinate condizioni, che realizza un prestabilito cedimento. Il piano di posa della sovrastruttura stradale, sia nei tratti in trincea che in quelli in rilevato, dovrà garantire un valore minimo della portanza del sottofondo, individuato attraverso il **modulo di deformazione**, $Md = 30 \text{ N/mm}^2$.

La capacità portante della sovrastruttura è rappresentata dallo *Structural Number (SN)*. L'AASHTO fornisce una relazione che tiene conto delle caratteristiche strutturali dei diversi strati, consentendo di ripartire tra di essi la capacità portante complessiva.

$$SN = a_1 h_1 + a_2 m_2 h_2 + a_3 m_3 h_3$$

Dove:

- h_i = spessore dello strato i-esimo (valori incogniti da determinare);
- a_i = coefficienti strutturali che indicano l'aliquota di resistenza fornita dal materiale costituente lo strato;
- m_i = coefficiente che tiene conto delle condizioni del drenaggio.

Il termine:

- $a_1 h_1$ rappresenta la capacità portante fornita dagli strati superficiali → usura + binder,
- $a_2 h_2 m_2$ rappresenta la capacità portante dello strato di base,
- $a_3 h_3 m_3$ rappresenta la capacità portante della fondazione.

SN = 2.64			
STRATO	TIPO MATERIALE	METODO DI CALCOLO	COEFFICIENTE STRUTTURALE
USURA	Conglomerato bituminoso	Stabilità Marshall	$a_1 = 0.410$
		➤ 980 daN (75 colpi)	
BINDER	Conglomerato bituminoso	Stabilità Marshall	$a_2 = 0.276$
		➤ 880 daN (75 colpi)	
BASE	Conglomerato bituminoso	Stabilità Marshall	$a_2 = 0.276$
		➤ 690 daN (75 colpi)	
FONDAZIONE	Misto granulare	Stima del modulo resiliente	$a_3 = 0.170$

I coefficienti di drenaggio m_i tengono conto dell'effetto dell'acqua sulle proprietà dei materiali e quindi sulla capacità portante della pavimentazione, sono funzione della qualità del drenaggio dei materiali e della percentuale di tempo in cui la pavimentazione è esposta ad un grado d'umidità prossimo alla saturazione.

Il coefficiente di drenaggio viene considerato solo per il misto granulare sciolto dello strato di fondazione e/o base:

$$m_3 = 0.75$$

12.4 SPESSORE STRATI

La pavimentazione progettata è tenuta ad assolvere le seguenti funzioni:

- Ripartire sul sottofondo le azioni dei veicoli in modo che siano compatibili con le caratteristiche di portanza,
- Mantenimento della regolarità e dell'aderenza del piano viabile affinché il moto avvenga in condizioni di comfort e sicurezza
- Protezione degli strati sottostanti dall'azione degli agenti atmosferici

Il dimensionamento ottenuto dal calcolo seguendo la metodologia AASHTO risulta:

STRATO	MATERIALE	SPESSORE (cm)
USURA	Conglomerato bituminoso	3
BINDER	Conglomerato bituminoso	7
BASE	Conglomerato bituminoso	1
FONDAZIONE	Misto granulare	19

Considerata la necessità di garantire una significativa stabilità anche ai mezzi pesanti, se pur saltuari, agricoli si adottano a titolo cautelativo i seguenti spessori:

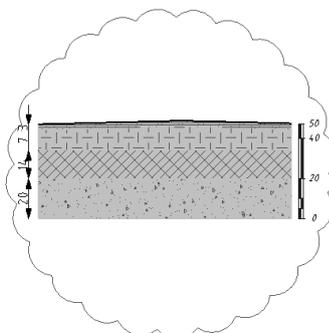
STRATO	MATERIALE	SPESSORE (cm)
USURA	Conglomerato bituminoso	3
BINDER	Conglomerato bituminoso	7
BASE	Conglomerato bituminoso	14
FONDAZIONE	Misto granulare	20

 STRATO DI USURA sp. 3cm

 STRATO DI COLLEGAMENTO (BINDER) sp. min. 7cm

 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI BASE sp 14cm

 FONDAZIONE STRADALE IN MISTO GRANULARE STABILIZZATO sp. 20cm



PACCHETTO STRADALE

0 20 40
scala 1:20 (misure in centimetri)

13. PRESTAZIONI MINIME RICHIESTE DAGLI STRATI COMPONENTI IL RILEVATO

In relazione all'esecuzione della sovrastruttura stradale è fondamentale che vengano eseguiti i seguenti controlli durante la realizzazione del rilevato stradale:

Prescrizioni di carattere esecutivo generale:

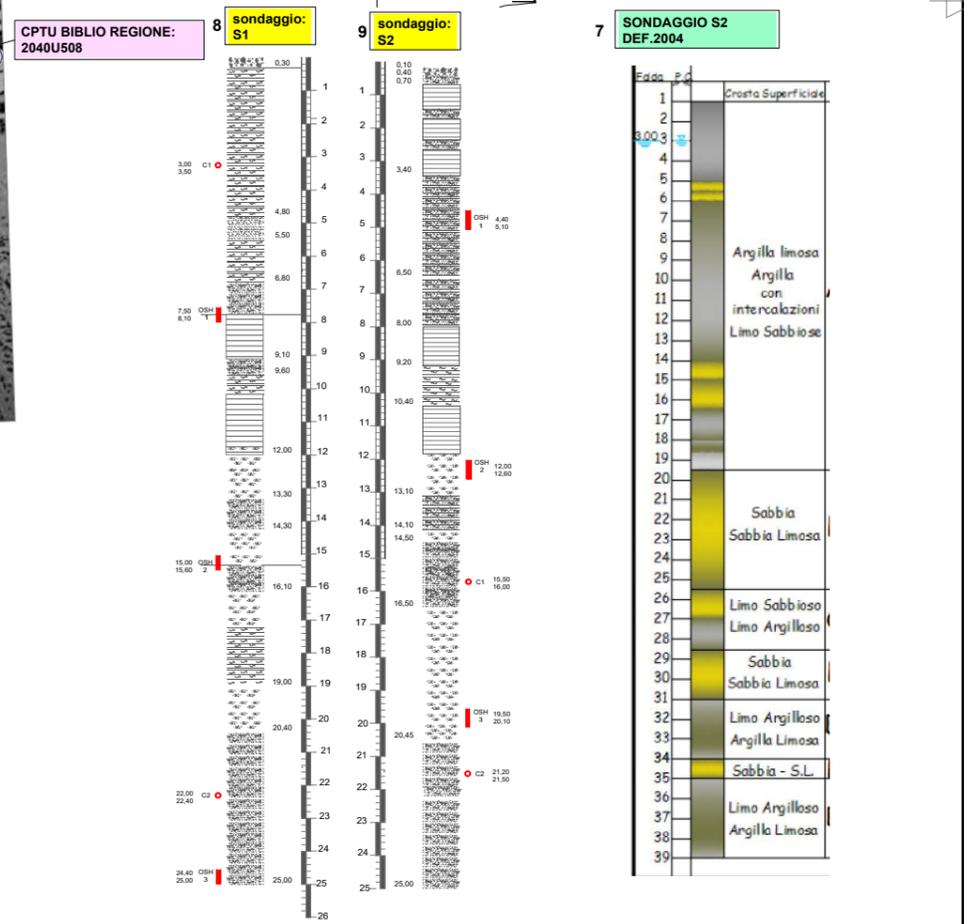
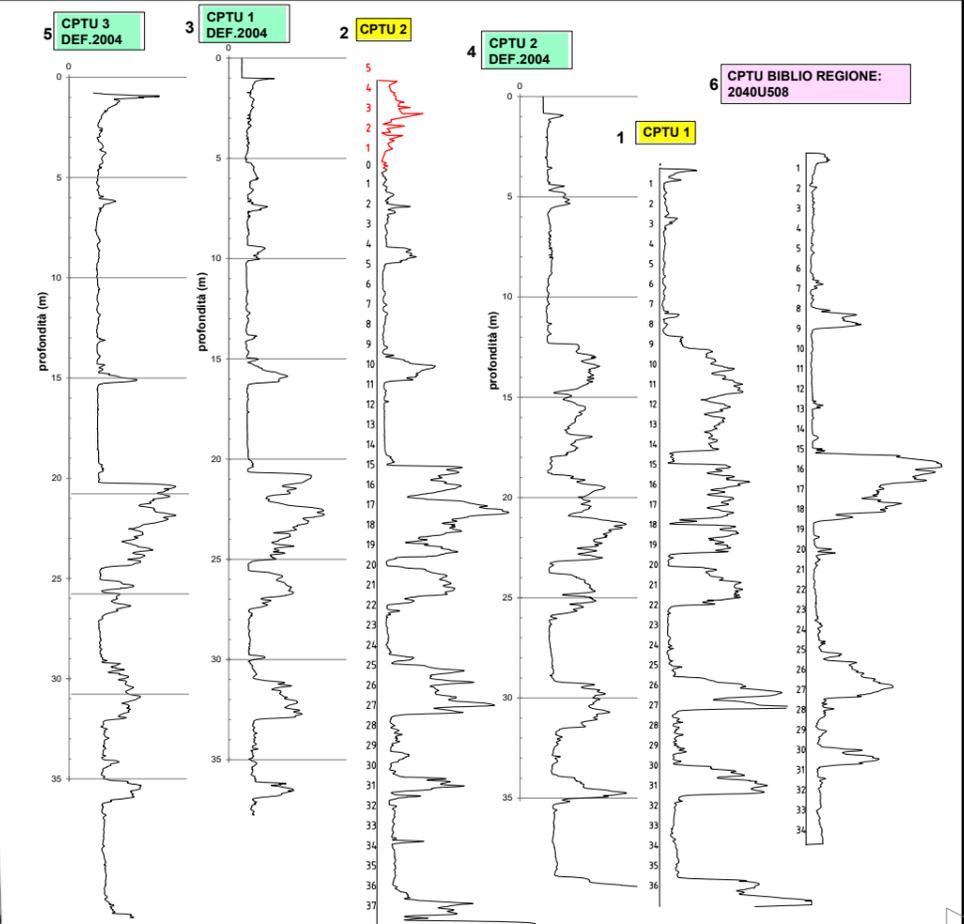
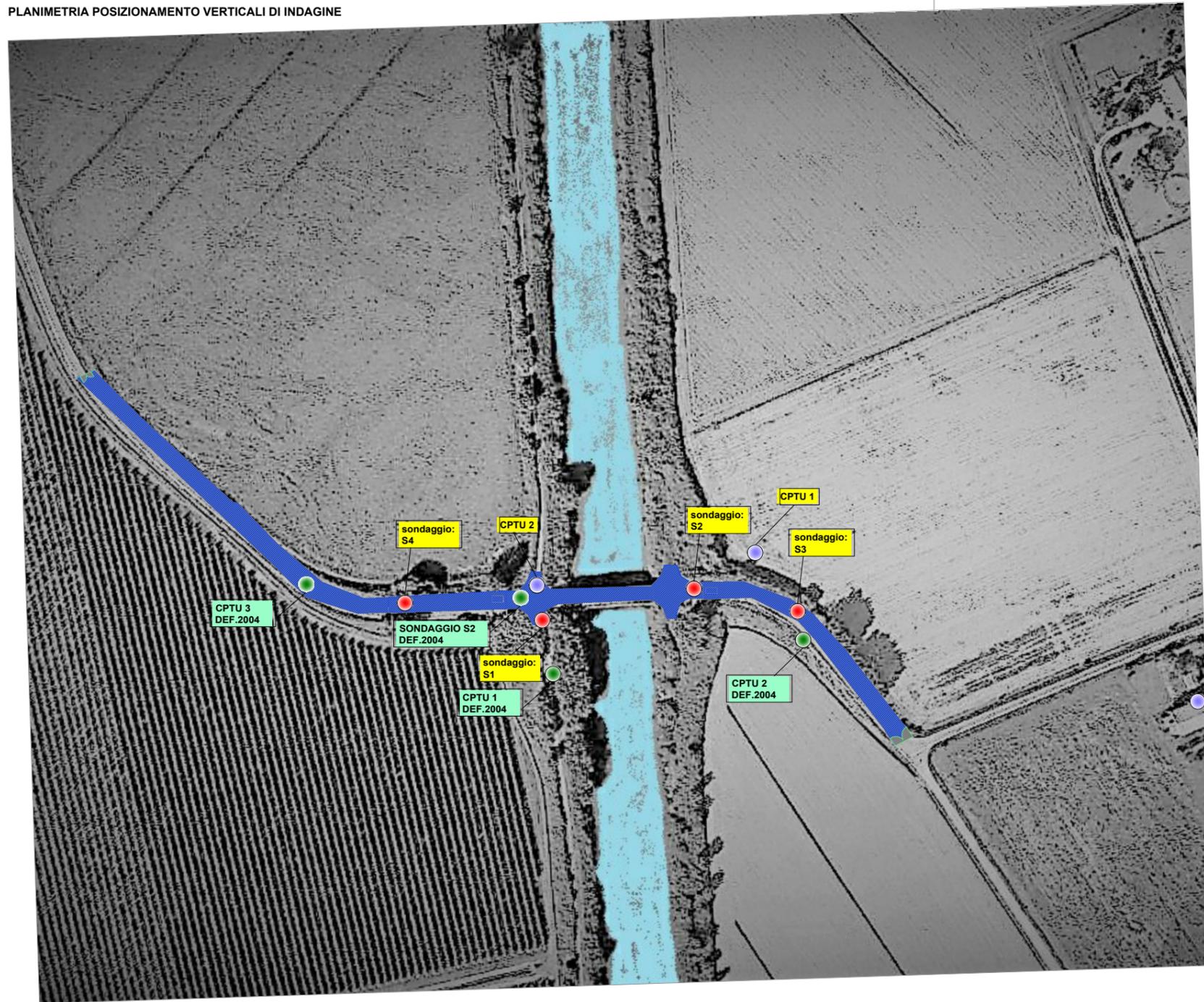
1. Considerato che si tratta dell'elevazione di un rilevato esistente, costituito da materiale a matrice argillosa prima di ogni altra prescrizione è fondamentale **CHE IL MATERIALE RIMANGA ASCIUTTO DURANTE LE LAVORAZIONI. E' QUINDI IMPRESCINDIBILE**, appena seguita la gradonatura di progetto, fissare la geo membrana corrugata impermeabile.
2. Lo strato di asfalto esistente attualmente esistente sul rilevato, **NON ANDRA' RIMOSSO** se non nelle zone ove interferente, in quanto necessario come strato ripartitore e impermeabile.
3. Il rilevato, per consentire la maggior parte dell'esaurimento dei cedimenti attesi, **DOVRA' ESSERE ESEGUITO COME PRIMA OPERA**, al fine di creare una sorta di precarico. La pavimentazione stradale, intesa come strati bituminosi, dovrà essere eseguita trascorsi almeno 5 mesi di permanenza del carico sul rilevato.
4. Il rilevato, utilizzando i materiali esclusivamente indicati in tabella, andrà realizzato, dopo la gradonatura della scarpata esistenti, per **strati di 30 cm al massimo**. Valori di addensamento come da tabella.
5. Alla base della scarpata dovrà essere realizzata fondazione, come da indicazione su elaborato grafico, utilizzando lo stesso materiale del rilevato. **Alla sua base andrà inserito geotessile non tessuto** (massa areica 300g/m²).
6. Le **GEOGRIGLIE** presenti a progetto dovranno essere correttamente posate, facendo particolare cura alla sovrapposizione degli strati. IN caso di opere di scavo a griglie posate le stesse dovranno essere correttamente riprestate a scavo concluso.

13.1 VERIFICHE SU MATERIALI COSTITUENTI IN RILEVATO ESISTENTE:

ELEMENTO DA VERIFICARE	INDICE DI CONTROLLO	PROVA DA ESEGUIRE	NOTE
RILEVATO ESISTENTE / PIANO DI POSA LATERALE ESISTENTE	<p>Il modulo di deformazione Md., determinato sul piano di posa dei rilevati, al primo ciclo di carico deve risultare non minore di:</p> <p>15 MPa (valore minimo per consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti), quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è maggiore di 2,00 m;</p> <p>20 MPa, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 1,00 m e 2,00 m;</p>	prove di carico su piastra	2 prove di carico su piastra ogni 50 metri lineari di rilevato/strada per ogni strato significativo per ogni gradonatura o strato significativo..

	<p>30 MPa, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 0,00 m e 1,00 m;</p>		
<p>REALIZZAZIONE DEL RILEVATO. NUOVO MATERIALE</p>	<p>GRUPPI A1, A3, A2-5 e A4 solo con indice di gruppo 0</p> <p>Il modulo di deformazione Md. (CNR BU 146/92) , al secondo ciclo di carico deve risultare non minore di:</p> <p>40 MPa</p>	<p>Granulometria</p> <p>Prova di carico su piastra</p> <p>Gradi di addensamento</p> <p>≥ 95 Proctor Modificato (UNI EN 13286-2:2005)</p> <p>Prova in situ: volumometro a sabbia ASTM D 1556-90</p>	<p>Verificare i certificati di consegna in cantiere. Far prelevare almeno 3 campioni ogni 50 mt lineari di rilevato per controllo parametri geotecnici</p> <p>Le prove di carico dovranno essere ripetute almeno ogni metro di rilevato costruito per strati (ogni 50 metri lineari di strada)</p> <p>Prove Proctor su forniture omogenee di materiale.</p> <p>Prova in sito densità come prove su piastra.</p>
FONDAZIONE	<p>Misto stabilizzato.:</p> <p>Il modulo di deformazione (Md. CNR BU 146/92), al secondo ciclo di carico deve risultare non minore di:</p> <p>100 MPa</p>	<p>Prova di carico su piastra</p> <p>Gradi di addensamento</p> <p>≥ 98 Proctor Modificato (UNI EN 13286-2:2005)</p> <p>Prova in situ: volumometro a sabbia ASTM D 1556-90</p>	<p>2 prove di carico su piastra ogni 50 metri lineari di strada o ogni metro di strato addensato.</p> <p>Prove Proctor su forniture omogenee di materiale.</p> <p>Prova in sito densità come prove su piastra</p>
Strati legati			
BASE	690 daN (75 colpi) stabilità Marshall		2 prove ogni 50 metri lineari di strada
BINDER	880 daN (75 colpi) stabilità Marshall		2 prove ogni 50 metri lineari di strada
USURA	980 daN (75 colpi) stabilità Marshall		2 prove ogni 50 metri lineari di strada

PLANIMETRIA POSIZIONAMENTO VERTICALI DI INDAGINE



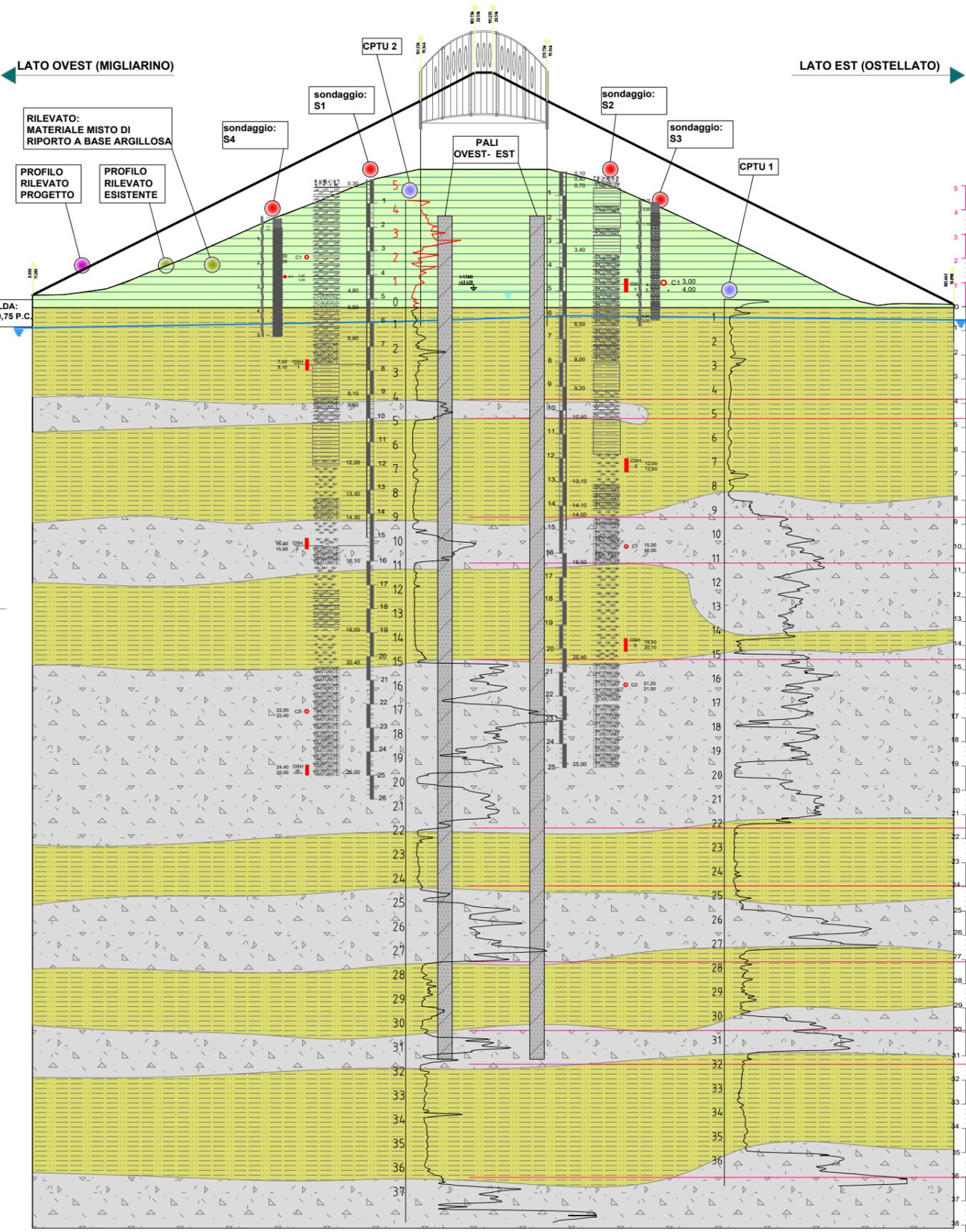
VERTICALI DI INDAGINE UTILIZZATE AI FINI DELLA DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA (NTC2018):

1. NUOVE PROVE CPTU 1
2. NUOVE PROVE CPTU 2
3. PROVE PROGETTO DEFINITIVO DEL 2004 CPTU 1
4. PROVE PROGETTO DEFINITIVO DEL 2004 CPTU 2
5. PROVE PROGETTO DEFINITIVO DEL 2004 CPTU 3
6. PROVA BIBLIOGRAFIA REGIONE EMILIA-ROMAGNA CPTU
7. SONDAGGIO PROGETTO DEFINITIVO 2004 S1

CONSIDERATO CHE LA NORMA CONSENTE L'USO COME VERTICALI DI INDAGINE SOLO QUELLE CHE SUPERINO LA LUNGHEZZA DEI PALI QUINDI, AI FINI DELLA DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA LE VERTICALI UTILIZZATE SONO 7. NEL PROGETTO COMPLESSIVO PERO' ESSENDO STATI ESEGUITI 2 SONDAGGI COMPLETI ED ESTREMAMENTE SIGNIFICATIVI, GLI STESSI SONO STATI UTILIZZATI PER LA DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI FINALI PORTANDO LE VERTICALI INDAGATE A 9:

8. NUOVE PROVE SONDAGGIO 1 PROF. 25 metri
9. NUOVE PROVE SONDAGGIO 2 PROF. 25 metri

PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO



STRATIGRAFIA DI PROGETTO

SONGEO		DATA ESECUZIONE	METODO PERFOR.	SONDAGGIO		
Via A. Azzi 6 - 44019 Gualdo Tadino (FE) Tel. 0522 773136 - 0522 819683 Fax 0522 774045 E-mail info@songeo.it - Site www.songeo.it Certificazione UNI EN ISO 9001:2015 N° 17483 rilasciata da Certiqual		DAL 19/03/19 AL 20/03/19	Carotaggio continuo	N° S1		
COMMITTENTE		QUOTA	ATTREZZI	SONDA IDRAULICA		
LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara S.r.l.		p.c.	Carotere semplice Ø 101 mm	CMV MK420 (TR 600)		
LOCALITA'		PIEZOMETRO	ASSISTENTE			
Ponte Madonna - Fiscaglia (FE) Loc. Migliarino			ASSENTE			
NOTE		LIVELLO ACQUA	PROF. FORO	PROF. RIVEST.		
Livello falda misurato a fine sondaggio		DATA	MT. dal P.C.			
		20/03/19	6,90	25,00 m		
CAMPIONI		ASSISTENTI				
● SPT	● CAMPIONI RIMANEGGIATI	A. Finetti; A. Fini				
● CAMPIONI INDISTURBATI		OPERATORI				
		R. Sacchetti				
mt.	QUOTA da P.C.	SIMBOLOGIA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PROF. (cm)	TORVALE (kg/cm²)	PIEZOMETRO
0,30			Misto stabilizzato costituito da ghiaia eterometrica, sabbia e limo di colore grigio.	3,7	0,25	
1			Alternanze di limo sabbioso debolmente argilloso e argilla limosa debolmente sabbiosa di colore nocciola. Talvolta presenti patine da ossidazione ocra; raramente presenti resti di laterizi. Terreno molto addensato/consistente e asciutto	1,8	0,4	
2				1,6	0,3	
3				3,7	0,3	
4				~6	>24	
5	4,80		Sabbia medio fine di colore nocciola.	1,8	0,4	
6	5,50		Argilla debolmente limosa grigia passante a grigio/occiola a 6,30 m.	2,0	0,6	
7	6,80			4,1	0,9	
8			Limo sabbioso e sabbia limosa nocciola con patine da ossidazione ocra/argirancio.	1,6	0,8	
9			Argilla nocciola/grigia con frequenti patine da ossidazione ocra/argirancio e puntature nerastre. Presenti rare concrezioni millimetriche.	1,4	0,7	
10	9,10		Sabbia limosa medio fine di colore nocciola/grigio con patine da ossidazione ocra/argirancio.	1,6	0,3	
11	9,60		Argilla grigia, debolmente limosa al tetto con sfumature ocra. Presente livello torboso a 11,80 m.	1,8	0,7	
12	12,00		Torba nerasta e argilla torbosa con resti vegetali indecomposti.	1,0	0,5	
13	13,30		Sabbia limosa medio fine grigia.	1,1	0,5	
14	14,30		Argilla torbosa passante a torba nerasta.	1,0	0,4	
15	15,00		Sabbia limosa medio fine grigia.	1,1	0,5	
16	16,10		Argilla torbosa grigia con resti vegetali indecomposti passante ad argilla debolmente limosa grigia, da poco a moderatamente consistente.	1,2	0,6	
17	17,00			0,8	0,4	
18	18,00			0,7	0,3	
19	19,00		Argilla torbosa grigia scura/nerasta passante a torba nerasta a 20,00 m.	0,8	0,3	
20	20,40		Sabbia limosa fine e media grigia con locali resti vegetali.	1,2	0,4	
21				1,1	0,6	
22				0,9	0,4	

SONGEO		DATA ESECUZIONE	METODO PERFOR.	SONDAGGIO		
Via A. Azzi 6 - 44019 Gualdo Tadino (FE) Tel. 0522 773136 - 0522 819683 Fax 0522 774045 E-mail info@songeo.it - Site www.songeo.it Certificazione UNI EN ISO 9001:2015 N° 17483 rilasciata da Certiqual		DAL 21/03/19 AL 21/03/19	Carotaggio continuo	N° S2		
COMMITTENTE		QUOTA	ATTREZZI	SONDA IDRAULICA		
LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara S.r.l.		p.c.	Carotere semplice Ø 101 mm	CMV MK420 (TR 600)		
LOCALITA'		PIEZOMETRO	ASSISTENTE			
Ponte Madonna - Fiscaglia (FE) Loc. Migliarino			ASSENTE			
NOTE		LIVELLO ACQUA	PROF. FORO	PROF. RIVEST.		
		DATA	MT. dal P.C.			
		21/03/19	7,20	25,00 m		
CAMPIONI		ASSISTENTI				
● SPT	● CAMPIONI RIMANEGGIATI	A. Finetti; A. Fini				
● CAMPIONI INDISTURBATI		OPERATORI				
		R. Sacchetti				
mt.	QUOTA da P.C.	SIMBOLOGIA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PROF. (cm)	TORVALE (kg/cm²)	PIEZOMETRO
0,30			Misto stabilizzato ghiaia eterometrica, ciottoli, sabbia e limo grigio.	3,7	0,25	
1			Sabbia con limo di colore nocciola/argirancio.	1,8	1,3	
2			Argilla e argilla limosa debolmente sabbiosa di colore nocciola con patine da ossidazione ocra/argirancio, da moderatamente consistente a consistente, leggermente umida.	2,6	1,8	
3				0,9	0,3	
4	3,40		Argilla limosa sabbiosa nocciola con patine da ossidazione ocra passante ad argilla limosa debolmente sabbiosa nocciola. Presenti livelletti sabbiosi a 6,20 m e 6,40 m circa.	2,0	0,7	
5				0,9	0,2	
6	6,50		Argilla limosa debolmente sabbiosa grigia.	1,2	0,5	
7				1,7	0,9	
8	8,00		Argilla grigia/occiola con numerose puntature nerastre e patine da ossidazione ocra. Presenti raramente frustoli carboniosi nerasti.	2,2	1,0	
9	9,20		Argilla limosa sabbiosa grigia/occiola con patine da ossidazione ocra/argirancio.	0,5	0,1	
10				1,6	0,2	
11	10,40		Argilla grigia passante ad argilla torbosa nerasta con resti vegetali indecomposti. Presenti rari frustoli carboniosi nerasti.	0,8	0,6	
12				0,8	0,5	
13	13,10		Argilla limosa debolmente sabbiosa grigia.	1,0	0,7	
14	14,10			0,4	0,2	
15	14,50		Argilla torbosa grigia scura (intercalazioni torbose nerastre). Sabbia limosa medio fine grigia. Presenti resti millimetrici di conchiglie.	0,8	0,6	
16	16,50			0,8	0,6	
17			Argilla debolmente limosa debolmente torbosa di colore grigio scuro/nerastro con resti millimetrici di conchiglie. Presente livello torboso da 20,00 m a 20,45 m.	0,9	0,6	
18				1,0	0,6	
19				0,7	0,4	
20	20,45		Sabbia limosa fine e media grigia.	0,3	0,2	
21				0,2	0,2	
22				0,3	0,2	
23				0,8	0,6	
24				0,9	0,6	
25	25,00			0,7	0,4	

NOTE:
 1. LE QUOTE DELLA PENETROMETRIA CPTU 2 E' STATA INDICATA ASSEGNANDO 0 AL LIVELLO DEL PIANO CAMPAGNA MEDIO (TERRENO IN SITU SOTTO IL RILEVATO RIPROATO) COSI DA CONFORTARLA CON LA CPTU2 A PARI LAVORI. LE QUOTE DEL RILEVATO SONO INDICATE IN ROSSO.
 2. I SONDAGGI S3 E S4 SONO STATI UTILIZZATI PER CARATTERIZZARE IL MATERIALE DI RIPIRTO DEL RILEVATO

STRATIGRAFIA DI PROGETTO											
	litologia	(Kv/cm3)	γ sat (Kv/cm3)	σ _v (Kpa)	σ _v ' (Kpa)	Cu (Kpa)	φ (°)	Dr (%)	Modulo Edom (Kpa)	OCR	
1	rilevato +5,00	19,5	20,3	34,6	34,6	112,4	/	/	/	4,0	
	0,0 - 1,1	18,1	18,9	87,2	87,2	48,5	/	/	4300	1,3	
	1,1 - 2,4	19,1	19,9	120,2	106,0	88,7	/	/	4400	1,4	
2	2,4 - 3,8	18,4	19,2	145,5	118,0	56,3	/	/	4600	1	
3	3,8 - 4,6	18,6	21,6	166,4	128,1	/	30,4	33,1	10900	1	
4	4,6 - 8,7	17,9	18,7	210,7	148,4	38,9	/	/	/	1	
5	8,7 - 10,6	18,6	21,6	265,6	173,9	/	28,9	27,7	10300	1	
6	10,6 - 14,6	18,0	18,7	320,0	199,4	/	/	/	4800	1	
7	14,6 - 21,6	18,6	21,6	430,7	256,2	/	31,2	46,3	12000	1	
8	21,6 - 24	18,5	19,3	527,7	307,1	/	/	/	4700	1	
9	24 - 27,15	18,6	21,6	583,2	335,3	/	29,6	40,5	11300	1	
10	27,15 - 30	19,4	20,2	644,1	366,8	95,1	/	/	4700	1	
11	30 - 31,4	18,6	21,6	685,9	387,7	/	27,3	28,7	7900	1	
12	31,4 - 36,1	19,2	20,0	754,4	417,4	77,8	/	/	4500	1	
13	36,1 - 38,05	18,6	21,6	811,6	450,9	/	29,6	44,2	14000	1	

