

LAVORI PER IL RIPRISTINO DELLA S.P. 7 AL KM 23+200  
IN LOCALITÀ MONTEFARAONE INTERESSATA DA UN ESTESO  
MOVIMENTO FRANOSO IN COMUNE DI BAISO  
CUP: C57H24000140001

# RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO STRUTTURALE

## PROGETTO ESECUTIVO

Codice: S21143-PE-RE-003-0

REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	28/03/2023	S. Tozzi	L. Samorì	G. Marchi
1				
2				





# INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE, DI CUI AL PARAGRAFO B.2.2 DELL'ALLEGATO B ALLA DGR1373 DEL 2011 .....</b>	<b>11</b>
2.1	CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE CON INDICAZIONE DELLE PROBLEMATICHE RISCOSETRATE E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE .....	11
2.1.1	Contesto edilizio .....	11
2.1.2	Caratteristiche geologiche, morfologiche ed idrogeologiche .....	12
2.1.3	problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate .....	20
2.2	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA .....	23
2.3	NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI .....	24
2.3.1	Normativa tecnica .....	24
2.3.2	Riferimenti tecnici .....	24
2.4	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLE OPERE .....	25
2.4.1	Azione sismica di progetto per il dimensionamento dell'opera .....	28
2.4.2	Azione sismica di progetto per il dimensionamento della gabbionata .....	28
2.4.3	Azione sismica di progetto per la verifica di stabilità globale .....	29
2.5	DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE .....	30
2.6	ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE .....	31
2.7	INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE .....	34
2.7.1	Combinazioni statiche fondamentali agli stati limite ultimi (slu) .....	34
2.7.2	Combinazioni statiche agli stati limite di esercizio (sle) .....	37
2.7.3	Combinazioni sismiche fondamentali agli stati limite ultimi (slv) .....	38
2.8	METODO DI ANALISI .....	40
2.8.1	Modellazione dell'opera (sezione 14) .....	40
2.8.2	Modellazione dell'opera (sezione 8) .....	40
2.8.3	Verifiche strutturali delle sezioni in c.a. .....	40
2.8.4	Verifiche strutturali dei tiranti .....	40
2.8.5	Verifiche di resistenza finalizzate al dimensionamento geotecnico dell'opera .....	40
2.8.6	Verifiche di stabilità globale .....	40
2.8.7	Verifica di capacità portante dei pali .....	41
2.8.8	Verifica geotecniche sui tiranti di ancoraggio .....	41
2.8.9	Verifica di gerarchia delle resistenze dei tiranti di ancoraggio .....	41
2.8.10	Verifiche geotecniche della gabbionata .....	41
2.9	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI .....	42
2.10	CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO .....	43
2.10.1	Sezioni di calcolo .....	43
2.10.2	Sezione 14 – Modello e fasi di calcolo .....	43

2.10.3	Sezione 14 - Risultati delle elaborazioni.....	50
2.10.4	Sezione 14 - Sintesi delle verifiche di sicurezza .....	64
2.10.5	Sezione 14 - Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	64
2.10.6	Sezione 8 – Modello di calcolo .....	64
2.10.7	Sezione 8 - Risultati delle elaborazioni.....	67
2.10.8	Sezione 8 - Sintesi delle verifiche di sicurezza .....	71
2.10.9	Sezione 8 - Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	72
<b>2.11</b>	<b>CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO .....</b>	<b>73</b>
2.11.1	Modellazione tramite Plaxis 2D 2021.....	73
2.11.2	Modellazione tramite “Gabion” .....	73
2.11.3	Verifiche strutturali tramite Rc-Sec .....	74
2.11.4	Verifiche di stabilità globale mediante il modulo Slope/W 2021.....	74
<b>2.12</b>	<b>STRUTTURE GEOTECNICHE .....</b>	<b>76</b>
2.12.1	sezione 14 - Analisi della paratia – approccio 2, combinazione 2 .....	76
2.12.2	Sezione 14 - Capacità portante.....	78
2.12.3	Sezione 14 - Sfilamento tiranti.....	80
2.12.4	Sezione 14 - Stabilità globale .....	83
2.12.5	Sezione 8 – Verifica gabbionata.....	85
2.12.6	Sezione 8 - Stabilità globale .....	88
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>90</b>
3.1	NORMATIVA TECNICA .....	90
3.2	RIFERIMENTI TECNICI .....	90
3.3	ELENCO ELABORATI .....	90
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>92</b>
<b>5</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI, LIVELLI PIEZOMETRICI, SEZIONI E FASI DI CALCOLO.....</b>	<b>95</b>
5.1	MODELLO GEOTECNICO .....	95
5.2	LIVELLO PIEZOMETRICO .....	96
5.3	SEZIONI DI CALCOLO .....	96
5.4	FASI DI CALCOLO .....	97
<b>6</b>	<b>CRITERI GENERALI PER VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE .....</b>	<b>98</b>
6.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	98
6.1.1	Verifiche strutturali delle sezioni in c.a. ....	98
6.1.2	Verifiche strutturali dei tiranti .....	98
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	98
6.2.1	Verifiche di resistenza finalizzate al dimensionamento geotecnico dell’opera .....	98
6.2.2	Verifiche di stabilità globale.....	99
6.2.3	Verifica di capacità portante dei pali.....	99

6.2.4	Verifiche geotecniche sui tiranti di ancoraggio .....	101
6.2.5	Verifiche geotecniche della gabbionata .....	104
<b>7</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>107</b>
7.1	PALO PV .....	107
7.1.1	Sollecitazioni massime allo SLE, SLU e SLV .....	107
7.1.2	Armatura di progetto .....	107
7.1.3	Verifiche strutturali PV – Gabbia 1 .....	108
7.1.4	Verifiche strutturali PV – Gabbia 2 .....	113
7.2	PALO PM .....	118
7.2.1	Sollecitazioni massime allo SLE, SLU e SLV .....	118
7.2.2	Armatura di progetto .....	118
7.2.3	Verifiche strutturali PM – Gabbia 1 .....	119
7.2.4	Verifiche strutturali PM – Gabbia 2 .....	125
7.3	CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM .....	131
7.3.1	Sollecitazioni massime allo SLE, SLU e SLV .....	131
7.3.2	Armatura di progetto .....	131
7.3.3	Verifiche strutturali cordolo sommitale ai pali PV e PM – armatura longitudinale .....	131
7.3.4	Verifiche strutturali cordolo sommitale ai pali PV e PM – armatura trasversale .....	138
<b>8</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>145</b>
8.1.1	Sezione 14 - Analisi della paratia – approccio 2, combinazione 2 .....	145
8.1.2	Sezione 14 - Capacità portante dei pali .....	145
8.1.3	Sezione 14 - Sfilamento tiranti .....	145
8.1.4	Sezione 14 - Stabilità globale .....	145
8.1.5	Sezione 8 – Verifica gabbionata .....	145
8.1.6	Sezione 8 - Stabilità globale .....	145

## FIGURE

FIGURA 2.1:	INQUADRAMENTO GENERALE .....	11
FIGURA 2.2:	UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	14
FIGURA 2.3:	CARATTERISTICHE GENERALI DEI SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO .....	14
FIGURA 2.4:	PROVE IN FOTO SPT .....	14
FIGURA 2.5:	PROVA HVSR1 - HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO .....	15
FIGURA 2.6:	PROVA HVSR1 – SINGLE COMPONENTE SPECTRA .....	15
FIGURA 2.7:	CURVA GRANULOMETRICA .....	16
FIGURA 2.8:	PROVA DI TAGLIO DIRETTO .....	16
FIGURA 2.9:	SEZIONE N.14 .....	19
FIGURA 2.10:	SEZIONE N.8 .....	20

FIGURA 2.11: LETTURE INCLINOMETRICHE .....	21
FIGURA 2.12: COORDINATE DI RIFERIMENTO .....	25
FIGURA 2.13: SEZIONE 14 - APERTURA AL TRAFFICO POST CONCLUSIONE OPERA (SLE) .....	32
FIGURA 2.14: SEZIONE 14 - DISSESTO UNITÀ U1 (SLU) .....	32
FIGURA 2.15: SEZIONE 14 - DISSESTO UNITÀ U2 (SLU) .....	33
FIGURA 2.16: SEZIONE 14 - APPLICAZIONE DEL SISMA (SLV).....	33
FIGURA 2.17: SEZIONE 14 – FASE 0, STATO TENSIONALE INIZIALE .....	46
FIGURA 2.18: SEZIONE 14 – FASE 1, SCAVO PER REALIZZAZIONE OPERE .....	46
FIGURA 2.19: SEZIONE 14 – FASE 2, REALIZZAZIONE OPERE (PALI, TIRANTI E CORDOLO) .....	46
FIGURA 2.20: SEZIONE 14 – FASE 3, PRETENSIONE TIRANTE.....	47
FIGURA 2.21: SEZIONE 14 – FASE 4, APPLICAZIONE SPINTA.....	47
FIGURA 2.22: SEZIONE 14 – FASE 5, REALIZZAZIONE GABBIONE E RIPROFILATURA A TERGO.....	47
FIGURA 2.23: SEZIONE 14 – FASE 6, APERTURA AL TRAFFICO .....	48
FIGURA 2.24: SEZIONE 14 – FASE 7, DISSESTO UNITÀ U1 .....	48
FIGURA 2.25: SEZIONE 14 – FASE 8, DISSESTO PRIMI 2M DI UNITÀ U2 .....	48
FIGURA 2.26: SEZIONE 14 – FASE 9, APPLICAZIONE DEL SISMA .....	49
FIGURA 2.27: DETERMINAZIONE DELL'INCREMENTO DI SPINTA.....	51
FIGURA 2.28: DEFORMAZIONI SLE COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – FASE 8.....	52
FIGURA 2.29: DEFORMAZIONI SLE COMBINAZIONE FREQUENTE – FASE 8.....	52
FIGURA 2.30: DEFORMAZIONI SLE COMBINAZIONE RARA – FASE 8.....	53
FIGURA 2.31: DEFORMATA DEI PALI PV, DA SX A DX “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8 .....	53
FIGURA 2.32: DEFORMATA DEI PALI PM, DA SX A DX “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8 .....	54
FIGURA 2.33: DEFORMATA DEI TIRANTI, DALL'ALTO AL BASSO “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8 .....	54
FIGURA 2.34: SFORZO ASSIALE SUI PALI PV (SX) E PM (DX) ALLO SLE COMBINAZIONE “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8	55
FIGURA 2.35: SFORZO ASSIALE SUI PALI PV (SX) E PM (DX) ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9) .....	55
FIGURA 2.36: SFORZO FLESSIONALE SUI PALI PV (SX) E PM (DX) ALLO SLE COMBINAZIONE “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8 .....	56
FIGURA 2.37: SFORZO FLESSIONALE SUI PALI PV (SX) E PM (DX) ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9).....	57
FIGURA 2.38: SFORZO TAGLIANTE SUI PALI PV (SX) E PM (DX) ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9) .....	58
FIGURA 2.39: SFORZO ASSIALE SUI TIRANTI ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9).....	59
FIGURA 2.40: SFORZO ASSIALE SUL CORDOLO ALLO SLE COMBINAZIONE “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8	60
FIGURA 2.41: SFORZO ASSIALE SUL CORDOLO ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9) .....	60
FIGURA 2.42: SFORZO FLESSIONALE SUL CORDOLO ALLO SLE COMBINAZIONE “QUASI PERMANENTE”, “FREQUENTE” E “RARA” – FASE 8	61

FIGURA 2.43: SFORZO FLESSIONALE SUL CORDOLO ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9) .....	61
FIGURA 2.44: SFORZO TAGLIANTE SUL CORDOLO ALLO SLU (FASE 7 + FASE 8) E ALLO SLV (FASE 9) .....	62
FIGURA 2.45: PUNTO DI ROTAZIONE, CINEMATISMO N.1 .....	65
FIGURA 2.46: PUNTO DI ROTAZIONE, CINEMATISMO N.2 .....	66
FIGURA 2.47: MODELLO CINEMATISMO 1, CONDIZIONE STATICA .....	67
FIGURA 2.48: AZIONI CINEMATISMO 1, CONDIZIONE STATICA .....	67
FIGURA 2.49: MODELLO CINEMATISMO 1, CONDIZIONE SISMICA+ .....	67
FIGURA 2.50: AZIONI CINEMATISMO 1, CONDIZIONE SISMICA+ .....	68
FIGURA 2.51: MODELLO CINEMATISMO 1, CONDIZIONE SISMICA- .....	68
FIGURA 2.52: AZIONI CINEMATISMO 1, CONDIZIONE SISMICA- .....	68
FIGURA 2.53: MODELLO CINEMATISMO 2, CONDIZIONE STATICA .....	69
FIGURA 2.54: AZIONI CINEMATISMO 2, CONDIZIONE STATICA .....	69
FIGURA 2.55: MODELLO CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA+ .....	69
FIGURA 2.56: AZIONI CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA+ .....	69
FIGURA 2.57: MODELLO CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA+ PER RIBALTAMENTO .....	70
FIGURA 2.58: AZIONI CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA+ PER RIBALTAMENTO .....	70
FIGURA 2.59: MODELLO CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA- .....	70
FIGURA 2.60: AZIONI CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA- .....	71
FIGURA 2.61: MODELLO CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA- PER RIBALTAMENTO .....	71
FIGURA 2.62: AZIONI CINEMATISMO 2, CONDIZIONE SISMICA- PER RIBALTAMENTO .....	71
FIGURA 2.63: PLAXIS 2D 21.01.00.479 .....	73
FIGURA 2.64: MANUALI PLAXIS .....	73
FIGURA 2.65: PLAXIS 2D 21.01.00.479 .....	74
FIGURA 2.66: DEFORMATA ALLO SLU, COMBINAZIONE A2+M2+R1 – FASE 8 .....	76
FIGURA 2.67: DEFORMATA ALLO SLU, COMBINAZIONE A2+M2+R1 – FASE 9 .....	76
FIGURA 2.68: DEFORMATA DEI PALI PV ALLO SLU, COMBINAZIONE A2+M2+R1 – A SX FASE 8, A DX FASE 9 .....	77
FIGURA 2.69: DEFORMATA DEI PALI PM ALLO SLU, COMBINAZIONE A2+M2+R1 – A SX FASE 8, A DX FASE 9 .....	77
FIGURA 2.70: DEFORMATA DEI TIRANTI ALLO SLU, COMBINAZIONE A2+M2+R1 – IN ALTO FASE 8, IN BASSO FASE 9 .....	78
FIGURA 2.71: CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE PER I PALI PV E PM .....	79
FIGURA 2.72: CAPACITÀ PORTANTE PER I PALI PV E PM .....	79
FIGURA 2.73: SCHEMA TIRANTE .....	80
FIGURA 2.74: CARATTERISTICHE TIRANTE .....	81
FIGURA 2.75: STRATIGRAFIA DI CALCOLO .....	81
FIGURA 2.76: RESISTENZA A SFILAMENTO DEL TIRANTE .....	81
FIGURA 2.77: RESISTENZA A TRAZIONE DEL TIRANTE .....	82

FIGURA 2.78: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE STATICA.....	83
FIGURA 2.79: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE SISMICA+.....	83
FIGURA 2.80: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE SISMICA- .....	84
FIGURA 2.81: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE STATICA.....	88
FIGURA 2.82: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE SISMICA+.....	88
FIGURA 2.83: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONE SISMICA- .....	89
FIGURA 6.1: ADESIONE LATERALE PER ARENARIE, MARNE E MARNE CALCAREE (BUSTAMANTE E DOIX).....	103
FIGURA 7-1: GABBIA 1 – PALO PV .....	107
FIGURA 7-2: GABBIA 2 – PALO PV .....	108
FIGURA 7-3: GABBIA 1 – PALO PM .....	119
FIGURA 7-4: GABBIA 2 – PALO PM .....	119
FIGURA 7-5: CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM .....	131
FIGURA 7-6: VERIFICA A TAGLIO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI.....	138
FIGURA 7-7: VERIFICA A TAGLIO NEL CONFRONTI DELLE AZIONI VERTICALI .....	138
FIGURA 7-8: VERIFICA A TAGLIO .....	144

## TABELLE

TABELLA 2.1: PARAMETRI GEOTECNICI OPERATIVI (CARATTERISTICI PER QUANTO RIGUARDA QUELLI DI RESISTENZA AL TAGLIO).....	18
TABELLA 2.2: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI – (TABELLA 6.2.I – DM 17/01/2018). .....	35
TABELLA 2.3: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DELLE AZIONI – (TABELLA 6.2.II – DM 17/01/2018). .....	35
TABELLA 2.4: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE RESISTENZE DEL SISTEMA DA ADOTTARSI NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ – (TABELLA 6.8.I – DM 17/01/2018). .....	36
TABELLA 2.5: COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TABELLA 6.4.II – DM 17/01/2018) .....	36
TABELLA 2.6: COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI (TABELLA 6.6.I – DM 17/01/2018).....	37
TABELLA 2-7: COEFFICIENTI PARZIALI $\tau_R$ PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DEI MURI DI SOSTEGNO – (TABELLA 6.5.I – DM 17/01/2018).....	37
TABELLA 2-8: COEFFICIENTI PARZIALI $\tau_R$ PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLV DEI MURI DI SOSTEGNO – (TABELLA 7.11.III – DM 17/01/2018) .....	39
TABELLA 2-9 VERIFICHE A RIBALTAMENTO.....	85
TABELLA 2-10 VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	86
TABELLA 2-11 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE.....	87
TABELLA 4–1: PROPRIETÀ CALCESTRUZZO PER I PALI .....	92
TABELLA 4–2: PROPRIETÀ CALCESTRUZZO PER I CORDOLI (CORDOLO SOMMITALE AI PALI E CORDOLO POSTO ALLA BASE DEI GABBIONI)	93
TABELLA 4–3: MALTA CEMENTIZIA PER INIEZIONE TIRANTI.....	94

---

TABELLA 4-4: ACCIAIO ARMONICO PER TREFOLI.....	94
TABELLA 4-5: ACCIAIO PER ARMATURE .....	94
TABELLA 5.1: PARAMETRI GEOTECNICI OPERATIVI (CARATTERISTICI PER QUANTO RIGUARDA QUELLI DI RESISTENZA AL TAGLIO).....	95
TABELLA 6.1: FATTORI DI CORRELAZIONE $\xi$ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TABELLA 6.4.IV – DM 17/01/2018) .....	100
TABELLA 6.2: FATTORI DI CORRELAZIONE PER DERIVARE LA RESISTENZA CARATTERISTICA DALLE PROVE GEOTECNICHE, IN FUNZIONE DEL NUMERO N DI PROFILI DI INDAGINE (TABELLA 6.6.III – DM 17/01/2018) .....	102

# 1 PREMESSA

Nell'ambito del ripristino della SP7 al km 23+200 in località Montefaraone, comune di Baiso (RE) è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno in quanto la viabilità è interessata da un esteso movimento franoso.

La presente relazione si occupa di fornire informazioni descrittive sulle opere ingegneristiche calcolate, di fornire i criteri di progettazione, di modellazione e di verifica adottati e di mostrare gli esiti delle verifiche strutturali e geotecniche condotte.

L'opera di sostegno è caratterizzata dai seguenti elementi:

- 2 file di pali a valle della viabilità aventi lunghezza pari a 16.0m da intradosso cordolo sommitale, diametro  $\phi 800\text{mm}$  e interasse in senso longitudinale  $2.36\div 2.4\text{m}$ . Le due file hanno interasse in senso trasversale di 1.0m. Tali elementi strutturali saranno denominati nel seguito, per semplicità, con gli acronimi di PV ( $i=2.4\text{m}$ ) e PM ( $i=2.36\text{m}$ ) dove:
  - Con PV si intende la fila di pali più a valle;
  - Con PM si intende la fila di pali più a monte;
- cordolo sommitale a valle della SP7 collegante le teste dei pali PV e PM avente larghezza prossima a 2.7m e altezza 0.95m;
- tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mm aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di  $25^\circ$ ;
- gabbione a 2 ordini a tergo della viabilità a sostegno della scarpata di progetto di monte attrezzata tramite georete+biostuoia. Gli ordini del gabbione presentano le seguenti dimensioni geometriche: 1° ordine b150xh100, 2° ordine b100xh100;
- cordolo sommitale a tergo della SP7 con lo scopo di fornire base d'appoggio alla gabbionata avente dimensioni geometriche di 1.6m circa in larghezza e altezza 0.5-0.6m.

Gli elementi strutturali sopra descritti sono caratteristici del tratto interessato dal movimento franoso compreso tra le sezioni trasversali 11 e 21 (vedi elaborati grafici). Nelle restanti porzioni di intervento, ovvero tra le sezioni 1-10 e 22-30 l'opera è costituita dalla sola gabbionata appoggiata sul cordolo sommitale in c.a. avente le geometrie descritte in precedenza.

Nel seguente documento verranno trattate le seguenti tematiche:

- illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale, di cui al paragrafo B.2.2 dell'Allegato B alla DGR 1373 del 2011;
- riepilogo della caratterizzazione geotecnica (stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici), condizioni piezometriche, fasi di calcolo e sezione di calcolo;
- definizione dei criteri progettuali applicati nell'ambito delle verifiche strutturali e geotecniche e descrizione dei programmi di calcolo utilizzati;
- sintesi delle verifiche strutturali e geotecniche.

## 2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE, DI CUI AL PARAGRAFO B.2.2 DELL'ALLEGATO B ALLA DGR1373 DEL 2011

Nel seguito del paragrafo vengono forniti i contenuti di cui al paragrafo B.2.2 dell'Allegato B alla DGR 1373 del 2011, di interesse per l'opera oggetto della presente relazione.

### 2.1 CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE CON INDICAZIONE DELLE PROBLEMATICHE RISCOstrate E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE

#### 2.1.1 CONTESTO EDILIZIO

Nell'ambito del ripristino della SP7 al km 23+200 in località Montefaraone, comune di Baiso (RE) è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno in quanto la viabilità è interessata da un esteso movimento franoso.

L'inquadratura dell'area oggetto della presente progettazione è riportata in Figura 2.1.



Figura 2.1: Inquadratura generale

## 2.1.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE

### 2.1.2.1 CONTESTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area oggetto di studio si inserisce nel medio-basso Appennino reggiano compresa tra la valle del torrente Tresinaro (ad ovest) e del torrente Luserna (ad est), tributario di sinistra del fiume Secchia. La struttura geologica dell'Appennino Reggiano è costituita da complessi di ammassi rocciosi, a falde alloctone, originatisi in distinti ambiti paleogeografici che, da sud a nord, sono identificabili come Falda Toscana, Falda Ligure e Subligure, Successione Epiligure e Successione del Margine Appenninico; queste ultime si sono depositate in bacini satellite impostatisi sulla Falda Ligure mentre essa era in movimento. In particolare, l'area di studio è caratterizzata dalla presenza dei terreni ascrivibili alla Successione Epiligure e, nel dettaglio, dalla Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari (RAN3): si tratta di torbiditi arenaceo-pelitiche con  $A/P < 1$ , in strati da sottili a spessi, litareniti risedimentate fini o finissime, grigio verdastre, particolarmente ricche di frammenti di rocce carbonatiche, passanti a pelite e pelite marnosa scura, di età Rupeliano medio – superiore.

In corrispondenza della progressiva 23+200, per un tratto di circa 60 metri, la S.P. n.7 è interessata da fenomeni franosi con tutta probabilità superficiali, che hanno determinato l'abbassamento della sede stradale stessa, rendendo necessario l'esecuzione di periodici interventi di ripristino del manto deformato e fessurato, oltre alla realizzazione nel 2005/2006 di un'opera di sostegno del ciglio di valle della viabilità, poi risultata insufficiente e/o inefficace. Il rilevamento dell'area ha permesso di individuare due corpi di frana attiva di tipo complesso, la cui nicchia di distacco pare posta in prossimità del fosso di monte della strada. Tali corpi di frana hanno una larghezza, in corrispondenza della sede stradale, di circa 20-25 metri.

In riferimento alle caratteristiche idrogeologiche, i terreni ascrivibili alla Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari (RAN3) sono caratterizzati da una conducibilità idraulica bassa, che può localmente aumentare in corrispondenza di intensa fratturazione del substrato e/o per la presenza di sottili livelli arenacei. Di permeabilità superiore sono invece dotate le coltri detritiche che ricoprono i versanti. Si può in ogni caso escludere che il substrato sia sede di significativa circolazione idrica.

L'area oggetto di intervento è classificata tra quelle soggette a vincolo idrogeologico e forestale ai sensi del RDL n.3267 del 30/12/1923.

Nella cartografia del PTCP della Provincia di Reggio Emilia, il tratto di strada interessata dall'intervento non è attualmente cartografato tra le aree in dissesto, nonostante le osservazioni svolte in sito. Per quanto riguarda la pericolosità idraulica, nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume Po l'area non è inserita nelle fasce fluviali.

Infine, l'area non è inserita tra le aree caratterizzate da tutela naturalistica, storica o archeologica, ad eccezione della strada provinciale che ricade nella "viabilità storica" e nella "viabilità panoramica" e l'area a valle della Strada Provinciale è caratterizzata da tutela per presenza di Boschi (D.lgs. 42/2004 art. 142 lettera G). La cartografia del PSC "Carta dei vincoli" riassume tutti i vincoli ricadenti nell'area di intervento.

Nel settembre 2021 è stata realizzata una campagna di indagini geognostiche volta a caratterizzare i depositi presenti, con l'esecuzione di n.2 sondaggi a carotaggio continuo, con installazione di un

inclinometro nella verticale S2) e n.1 prova sismica di rumore ambientale in tecnica passiva tipo HVSR1.

Sulla base del rilievo geologico di campagna e dell'interpretazione delle indagini in sito è stato ricostruito il modello geologico di riferimento, che individua la presenza dei terreni prevalentemente pelitici da consistenti a duri della Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari (RAN3), localmente ricoperti da una coltre di spessore variabile di argille limose debolmente sabbiose, di colore grigio, da mediamente consistenti a consistenti.

### **2.1.2.2 CAMPAGNA INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO**

Nell'ambito della progettazione definitiva ed esecutiva dell'opera di sostegno è stata condotta, nel settembre 2021, una campagna di indagini geognostiche volta a caratterizzare i depositi presenti. Le indagini sono state eseguite da Subsoil S.r.l. e i report sono contenuti nell'Allegato 1 dell'elaborato S21143-PD-RE-001-0 "Relazione geologica". La campagna indagini ha previsto:

- n.1 sondaggio a carotaggio continuo, denominato S1, con profondità raggiunta pari a 20.0 m ed esecuzione Vane Test (VT), Pocket Penetrometer (PP) e di prove in foro SPT;
- n.1 sondaggio a carotaggio continuo, denominato S2 INCL, con profondità raggiunta pari a 25.0 m ed esecuzione Vane Test (VT), Pocket Penetrometer (PP) e di prove in foro SPT. In tale foro è stato installato un tubo inclinometrico in alluminio.  
Da tale sondaggio è stato prelevato un campione di terreno indisturbato tra le profondità di 5.0 e 5.5 m da sottoporre a prove di laboratorio;
- dal campione indisturbato descritto al punto precedente sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:
  - n.1 determinazione del contenuto naturale d'acqua;
  - n.1 determinazione del peso dell'unità di volume;
  - n.1 esecuzione di analisi granulometrica completa (setacciatura + sedimentazione);
  - n.1 determinazione dei limiti di Atterberg;
  - n.1 determinazione di classifica delle terre;
  - n.1 prova di taglio diretto (C.D.) alle tensioni normali di 100, 200 e 300 kPa.

Nell'immagine seguente viene riportata l'ubicazione dei sondaggi a carotaggio continuo estratta dal report di cui all'Allegato 1 dell'elaborato S21143-PE-RE-001-0 "Relazione geologica".



Figura 2.2: Ubicazione indagini geognostiche

Nel seguito si riporta l'immagine, estratta dal report di cui all'Allegato 1 dell'elaborato S21143-PE-RE-001-0 "Relazione geologica", contenente le caratteristiche generali dei sondaggi a carotaggio continuo.

Sondaggio	Profondità raggiunta	Data esecuzione	Prove in foro	Strumentazione installata
S1	20,00 m	10/09/2021	SPT	/
S2 INCL	25,00m	20/09/2021	SPT	Tubo inclinometrico alluminio

Figura 2.3: Caratteristiche generali dei sondaggi a carotaggio continuo

Di seguito si riporta l'immagine, estratta dal report di cui all'Allegato 1 dell'elaborato S21143-PE-RE-001-0 "Relazione geologica", contenente gli esiti delle prove in foro SPT eseguite.

Sondaggio	Nome prova	Quota inizio prova (m. da p.c.)	Tipo punta	Prova			N <sub>SPT</sub>
				N1	N2	N3	
S1	SPT1	5,50 m.	Chiusa	10	17	17	34
	SPT2	10,60 m.	Chiusa	20	20	18	38
	SPT3	15,00 m.	Chiusa	50 (3)	-	-	-
S2	SPT1	4,00 m.	Chiusa	50 (2)	-	-	-
	SPT2	8,60 m	Chiusa	14	20	19	39
	SPT3	11,50 m	Chiusa	50 (6)	-	-	-
	SPT4	18,00 m	Chiusa	50 (3)	-	-	-
	SPT5	21,00 m	Chiusa	50 (8)	-	-	-
	SPT6	25,00m	Chiusa	50 (7 cm)	-	-	-

Figura 2.4: Prove in foto SPT

Per quanto concerne i valori di Pocket Penetrometer (PP) e Vane Test (VT) si rimanda ai log stratigrafici riportati nell'Allegato 1 dell'elaborato S21143-PE-RE-001-0 "Relazione geologica".

La caratterizzazione sismica dei terreni è stata ottenuta attraverso l'interpretazione della prova di rumore ambientale in tecnica passiva tipo HVSr (denominata HVSr1 in Figura 2.2) mediante tomografo digitale; tale prova consiste nella misura del tremore, o rumore, sismico ambientale. Per la descrizione dettagliata della tecnica utilizzata si rimanda alla Relazione Geologica.

La prova eseguita non ha evidenziato frequenze fondamentali di amplificazione del sito che, infatti, risulta essere direttamente su substrato geologico, al di là degli spessori di riporto antropico eventualmente presenti.

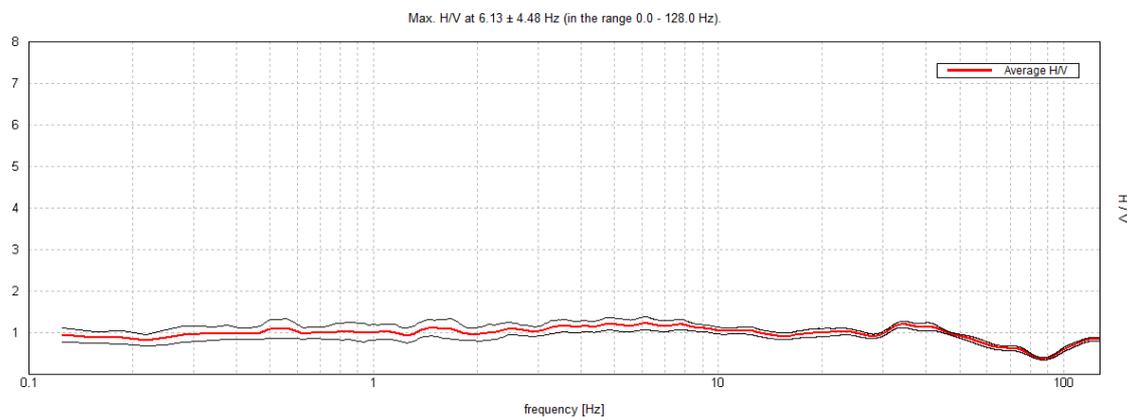


Figura 2.5: prova HVSr1 - Horizontal To Vertical Spectral Ratio

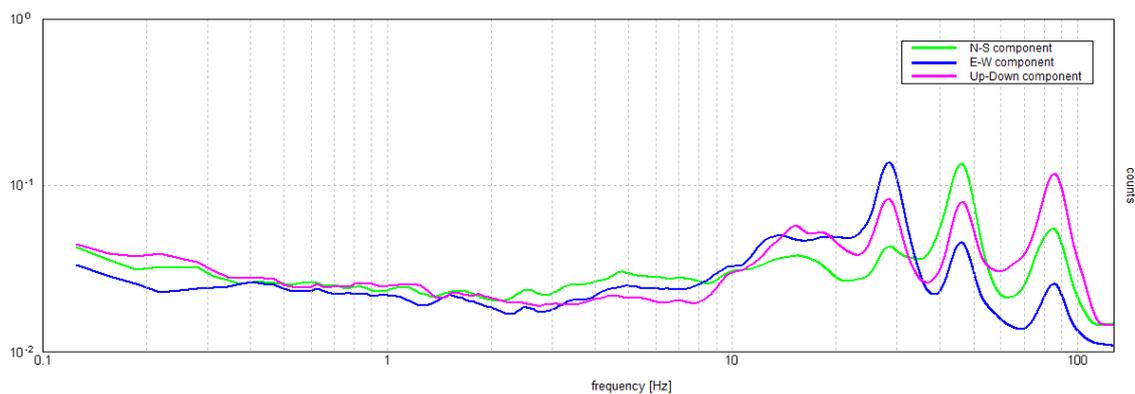


Figura 2.6: prova HVSr1 - Single componente Spectra

In merito alle indagini di laboratorio sul campione indisturbato estratto tra i 5.0 e 5.5 m del sondaggio S2 INCL si è ottenuto quanto segue:

- contenuto naturale d'acqua  $w=24.2\%$ ;
- peso umido del terreno  $\gamma=19.5\text{ kN/mc}$ ;
- peso secco del terreno  $\gamma_d=15.6\text{ kN/mc}$ ;
- curva granulometrica indicata nella figura seguente:

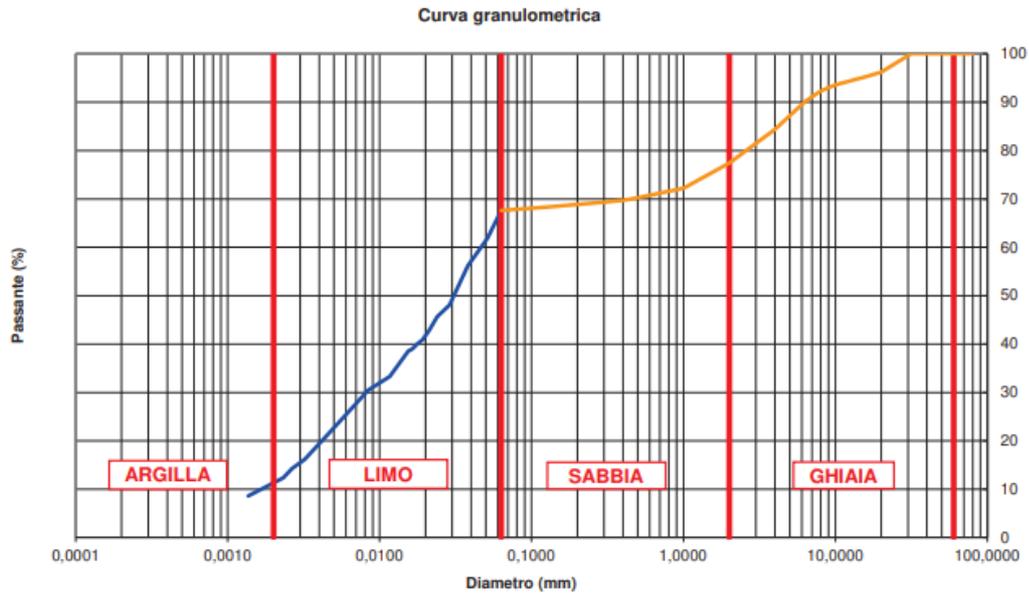


Figura 2.7: Curva granulometrica

- limiti di Atterberg:
  - limite liquido = 44 %;
  - limite plastico = 24 %;
  - indice di plasticità = 20 %;
- classifica delle terre: A 7-6;
- prova di taglio diretto riportata nell'immagine seguente individuante i seguenti parametri meccanici:  $\phi' = 25^\circ$  ,  $c' = 12 \text{ kPa}$ .

<b>ANGOLO DI ATTRITO <math>\phi'</math></b>	(gradi)	<b>25,1</b>
<b>COESIONE <math>c'</math></b>	( $\text{daN/cm}^2$ )	<b>0,12</b>

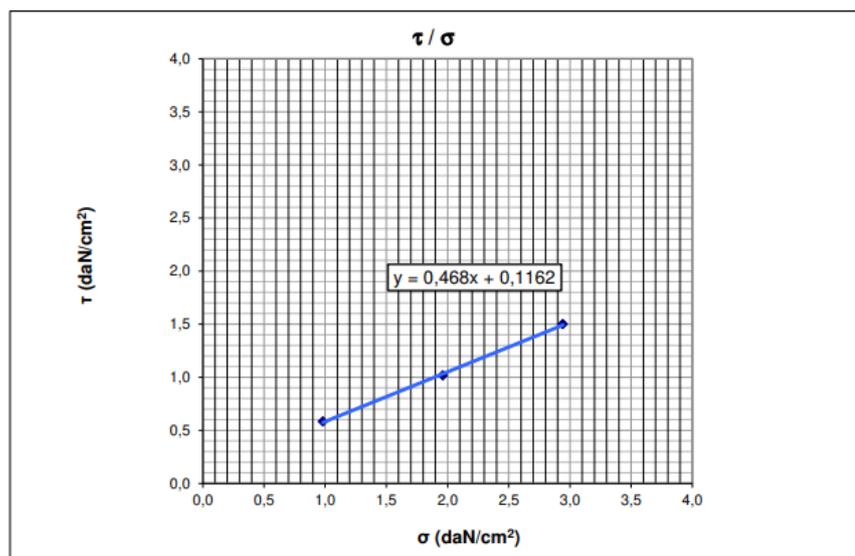


Figura 2.8: Prova di taglio diretto

### 2.1.2.3 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico è stato definito grazie all'interpretazione dei dati ottenuti nella campagna indagini sopra riportata ed è descritto nell'elaborato S21143-PE-RE-002-0 "Relazione geotecnica".

Le principali unità geotecniche rilevate sono riportate nel seguito. Gli spessori riportati sono da intendersi come spessori individuati in corrispondenza dei sondaggi:

- **unità R** (da p.c. a circa 4.0 m): terreni di riporto costituiti da conglomerato bituminoso costituente il manto stradale e dal relativo sottofondo;
- **unità 1** (da circa 4.0 m a circa 6.0 m): argilla limosa debolmente sabbiosa, di colore grigio, da mediamente consistente a consistente, da asciutta a umida;
- **unità 2** (da circa 6.0 m a circa 10-11.0 m) argilla marnosa e marna argillosa di colore grigio scuro, da mediamente consistente a molto consistente (porzione alterata della Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari RAN3);
- **unità 3** (da circa 10-11.0 m): argilla marnosa e marna argillosa di colore grigio scuro, da molto consistente a dura, con livelli decimetrici di arenaria media di colore grigia (Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari RAN3).

### 2.1.2.4 LIVELLO PIEZOMETRICO

Vista la natura dei depositi presenti in sito, con particolare riferimento alle unità 2 e 3, si esclude la presenza di una falda persistente all'interno di tali materiali. Tuttavia risulta verosimile, a seguito di eventi meteorici intensi, la formazione di una falda sospesa all'interfaccia tra unità 1 e unità 2 dovuta a fenomeni di infiltrazione delle acque superficiali.

Il presente progetto prevede la realizzazione di un idoneo sistema di regimazione delle acque superficiali al fine di limitare l'infiltrazione delle acque all'interno dell'unità 1. Ad ogni modo, un aspetto importante è legato alla manutenzione stradale (strati neri) avente anche lo scopo di evitare la formazione di sistemi fessurativi rilevanti che potrebbero evolversi in vie preferenziali all'infiltrazione delle acque.

Nonostante quanto sopra riportato, in fase di modellazione e calcolo delle opere di sostegno è stato cautelativamente considerato quanto segue:

- falda persistente al contatto tra unità 1 e unità 2 lungo la scarpata a monte della SP7;
- falda persistente al contatto tra unità 1 e unità 2 lungo la scarpata a valle della SP7;
- falda persistente a quota variabile, da 1 a 2 m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2, in corrispondenza della viabilità.

### 2.1.2.5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, PARAMETRI GEOTECNICI OPERATIVI E CARATTERISTICHI

Come indicato nell'elaborato S21143-PE-RE-002-0 "Relazione geotecnica", l'analisi e l'interpretazione delle prove in foro SPT, dei Pocket Penetrometer (PP), dei Vane Test (VT) e delle indagini di laboratorio unitamente alle back analysis condotte espresse nell'elaborato "Relazione geotecnica" e alle conoscenze pregresse acquisite sull'area in esame hanno consentito di stimare i seguenti parametri geotecnici operativi (caratteristici per quanto riguarda i parametri di resistenza

al taglio). In alcuni parametri è indicato un range di valori; tra parentesi quadra [] si riporta il valore assunto in fase di calcolo.

Tabella 2.1: Parametri geotecnici operativi (caratteristici per quanto riguarda quelli di resistenza al taglio)

Unità	$\gamma$ [kN/mc]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E_{50}$ [MPa]
R	21	60	35	600	12
U1	19.2	3	25	20÷75 [25]	6
U2	20.5	25	26	50÷500 [125]	30
U3	21	50	28	100÷500 [250]	60

dove:

- $\gamma$ : peso di volume;
- $c'$ : coesione drenata;
- $\phi'$ : angolo di attrito;
- $c_u$ : coesione non drenata;
- $E'$ : modulo elastico.

Si ritiene che tali valori caratteristici tengano adeguatamente in conto dei possibili effetti di degradazione conseguenti al sisma.

Per maggiori informazioni si rimanda all'elaborato S21143-PE-RE-002-0 "Relazione geotecnica".

### 2.1.2.6 SEZIONI DI INTERESSE PER IL DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

Come anticipato in premessa sono state considerate due sezioni di calcolo per il dimensionamento dell'opera in quanto:

- tra le sezioni tipologiche 11 e 21 (vedi elaborati grafici) si sviluppa il tratto interessato dal movimento franoso e risultano necessarie le opere di sostegno indicate nel seguito:
  - 2 file di pali a valle della viabilità aventi lunghezza pari a 16.0m da intradosso cordolo sommitale, diametro  $\phi$ 800mm e interasse in senso longitudinale 2.36÷2.4m. Le due file hanno interasse in senso trasversale di 1.0m. Tali elementi strutturali saranno denominati nel seguito, per semplicità, con gli acronimi di PV ( $i=2.4m$ ) e PM ( $i=2.36m$ ) dove:
    - Con PV si intende la fila di pali più a valle;
    - Con PM si intende la fila di pali più a monte;
  - cordolo sommitale a valle della SP7 collegante le teste dei pali PV e PM avente larghezza prossima a 2.7m e altezza 0.95m;

- o tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mm aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di 25°;
- o gabbione a 2 ordini a tergo della viabilità a sostegno della scarpata di progetto di monte attrezzata tramite georete+biostuoia. Gli ordini del gabbione presentano le seguenti dimensioni geometriche: 1° ordine b150xh100, 2° ordine b100xh100;
- o cordolo sommitale a tergo della SP7 con lo scopo di fornire base d'appoggio alla gabbionata avente dimensioni geometriche di 1.6m circa in larghezza e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.14, riportata in Figura 2.9.

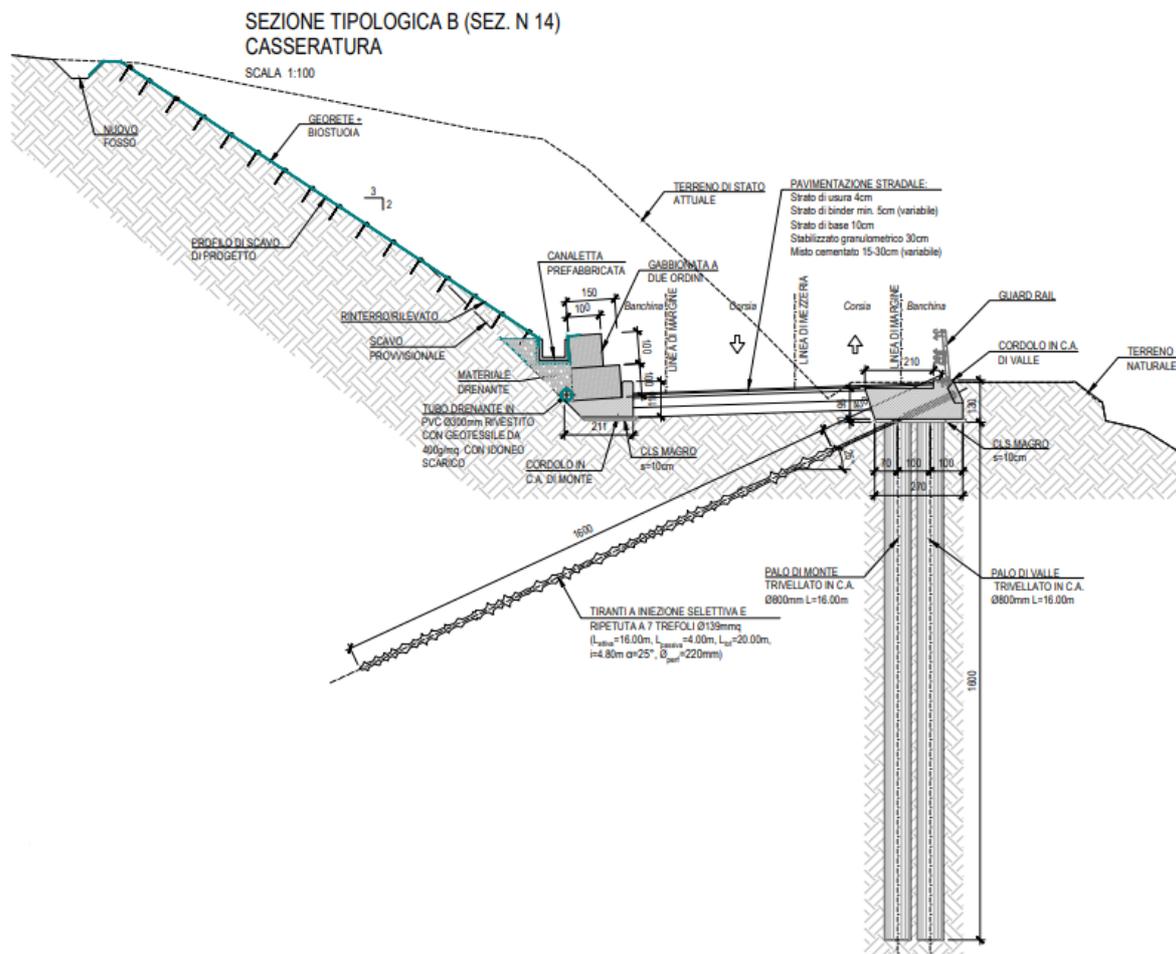


Figura 2.9: Sezione n.14

Per quanto concerne la porzione di intervento esterna al movimento franoso, ovvero compresa tra le sezioni 1 e 10 e tra le sezioni 22 e 30, l'opera è costituita dalla sola gabbionata avente le stesse geometrie indicate per l'opera precedente e dal cordolo in c.a. di monte avente larghezza pari a circa 1.6m e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.8, riportata in Figura 2.10.

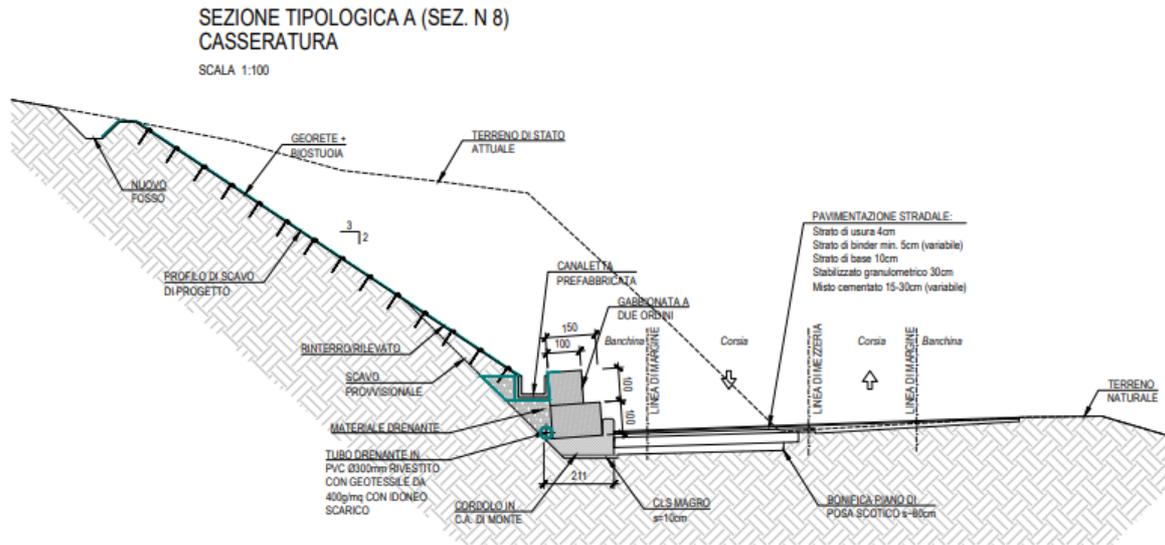


Figura 2.10: Sezione n.8

### 2.1.3 PROBLEMATICHE RICONTRATE E SOLUZIONI IPOTIZZATE

Si segnala che in parte del tratto interessato dal movimento franoso, nello specifico nella porzione compresa tra le sezioni trasversali 12 e 19 (vedi elaborati grafici), è presente una paratia di pali esistente a fila singola aventi diametro  $\phi 800\text{mm}$ , lunghezza variabile tra 8 e 12m e interasse non noto. Tale paratia esistente non è stata considerata ai fini del calcolo della nuova opera in progetto.

Durante tale campagna di indagini è stato installato un inclinometro in corrispondenza del sondaggio S2INCL. Le letture inclinometriche, riportate anche in Figura 2.11, sono state eseguite alle seguenti date:

- lettura di zero avvenuta il 23/12/2021;
- seconda lettura avvenuta il 15/02/2022;
- terza lettura avvenuta il 24/05/2022.

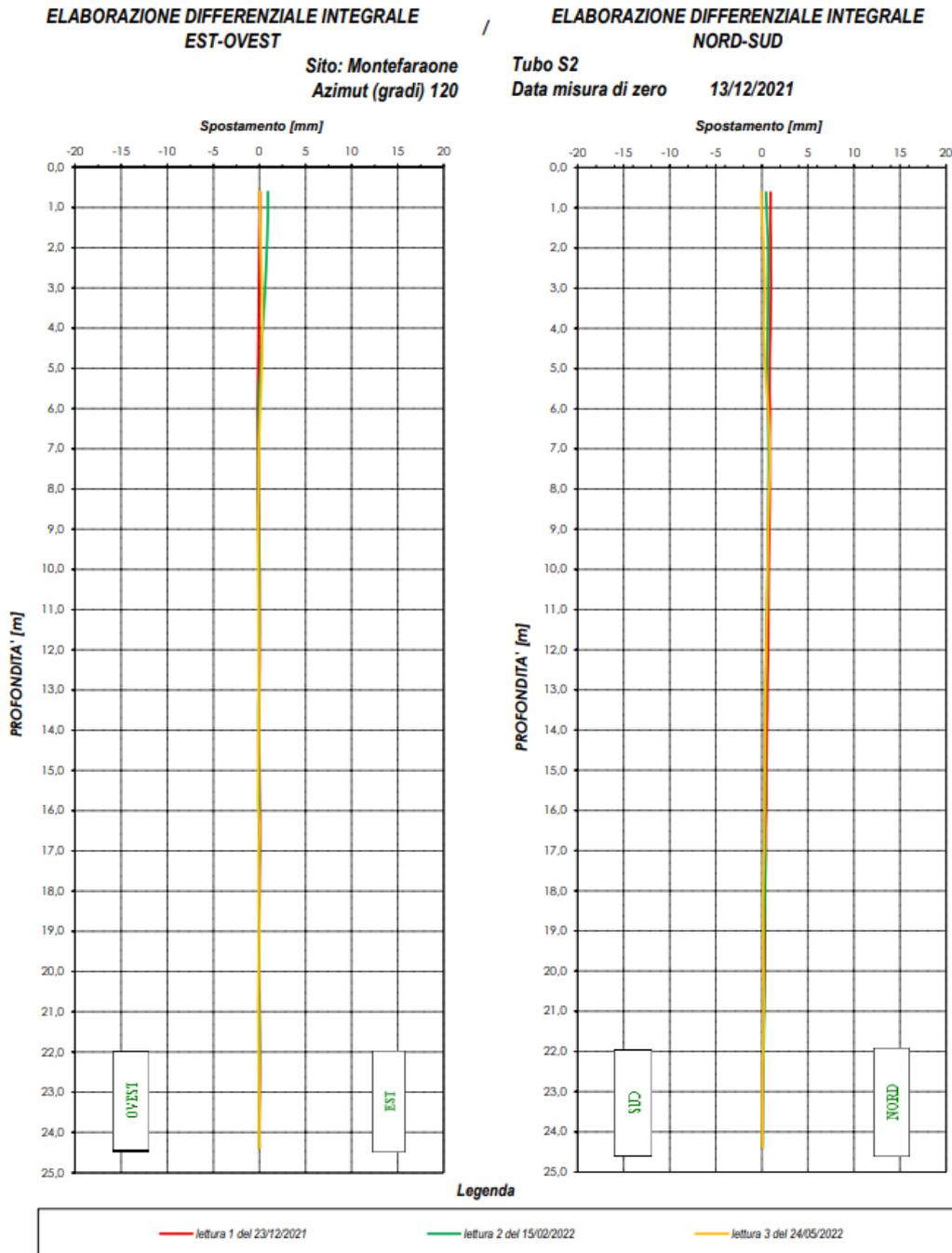


Figura 2.11: Letture inclinometriche

La seconda lettura, risalente al 15/02/2022, sembrava mostrare un movimento fino alla profondità di 5-6m da testa inclinometro, tuttavia la terza lettura (24/05/2022) non conferma il trend.

L'entità degli spostamenti rilevati rimane, ad oggi, nel range dell'errore strumentale; le letture inclinometriche disponibili non consentono pertanto di confermare la presenza di un movimento nella posizione in cui è stato collocato l'inclinometro. Tali risultanze potrebbero essere legate al ridotto periodo di monitoraggio ed alla scarsità delle precipitazioni nell'ultima stagione invernale e primaverile.

Tuttavia risultano presenti elementi quali:

- le evidenze in sito pochi metri a valle della verticale inclinometrica che mostrano la presenza di un dissesto conseguente a movimenti che coinvolgono il corpo stradale;
- la presenza sistemi fessurativi che si innescano sulla viabilità e che inducono alla necessità di ricaricare periodicamente con nuovi strati di conglomerato bituminoso (come si evince dai sondaggi a carotaggio continuo eseguiti, gli spessori di c.b. sono prossimi a 4.0m);
- non idonea regimazione delle acque superficiali che induce a fenomeni di infiltrazione che possono rivelarsi scatenanti nei confronti di fenomeni di instabilità.

Alla luce di quanto ottenuto si suggerisce alla stazione appaltante di continuare il monitoraggio della verticale inclinometrica prima di proseguire con la realizzazione dell'opera in progetto.

Dalle considerazioni sopra esposte è stata dimensionata un'opera di sostegno caratterizzata dagli elementi definiti in precedenza.

## 2.2 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Nell'ambito del ripristino della SP7 al km 23+200 in località Montefaraone, comune di Baiso (RE) è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno in quanto la viabilità è interessata da un esteso movimento franoso.

L'opera di sostegno è caratterizzata dai seguenti elementi:

- 2 file di pali a valle della viabilità aventi lunghezza pari a 16.0m da intradosso cordolo sommitale, diametro  $\phi 800\text{mm}$  e interasse in senso longitudinale  $2.36\div 2.4\text{m}$ . Le due file hanno interasse in senso trasversale di 1.0m. Tali elementi strutturali saranno denominati nel seguito, per semplicità, con gli acronimi di PV ( $i=2.4\text{m}$ ) e PM ( $i=2.36\text{m}$ ) dove:
  - Con PV si intende la fila di pali più a valle;
  - Con PM si intende la fila di pali più a monte;
- cordolo sommitale a valle della SP7 collegante le teste dei pali PV e PM avente larghezza prossima a 2.7m e altezza 0.95m;
- tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mm aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di  $25^\circ$ ;
- gabbione a 2 ordini a tergo della viabilità a sostegno della scarpata di progetto di monte attrezzata tramite georete+biostuoia. Gli ordini del gabbione presentano le seguenti dimensioni geometriche: 1° ordine  $b150\text{x}h100$ , 2° ordine  $b100\text{x}h100$ ;
- cordolo sommitale a tergo della SP7 con lo scopo di fornire base d'appoggio alla gabbionata avente dimensioni geometriche di 1.6m circa in larghezza e altezza 0.5-0.6m.

Gli elementi strutturali sopra descritti sono caratteristici del tratto interessato dal movimento franoso, compreso tra le sezioni trasversali 11 e 21 (vedi elaborati grafici). Nelle restanti porzioni di intervento, ovvero tra le sezioni 1-10 e 22-30 l'opera è costituita dalla sola gabbionata e il cordolo sommitale in c.a. aventi le geometrie descritte in precedenza.

## **2.3      NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI**

### **2.3.1     NORMATIVA TECNICA**

La normativa di riferimento principale per la progettazione è la seguente:

- D.M: 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.

### **2.3.2     RIFERIMENTI TECNICI**

I principali riferimenti tecnici utilizzati sono elencati di seguito:

- Circolare Esplicativa n.7 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»”;
- UNI EN 206 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”;
- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984).

## 2.4 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLE OPERE

Le coordinate di riferimento per l'intervento sono riportate nel seguito:

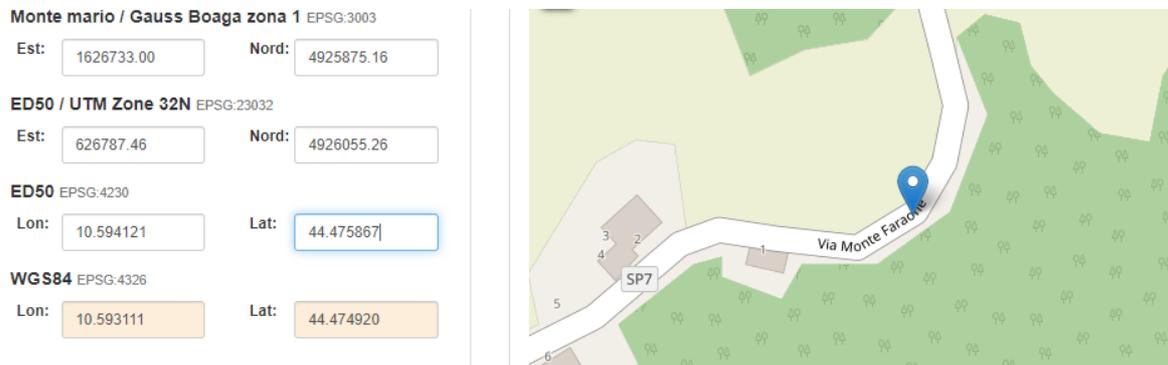


Figura 2.12: Coordinate di riferimento

I parametri di progetto adottati per la definizione dell'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni;
- Classe d'uso II, corrispondente ad un coefficiente d'uso  $C_U=1.0$ ;
- Periodo di riferimento:  $V_R=V_N \cdot C_U=50$  anni;
- Alla luce delle indagini eseguite è stata considerata la categoria di sottosuolo B:  
"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".
- Categoria topografica  $T_2$  con  $S_T=1.2$ .

Un utile strumento operativo per determinare l'azione sismica del progetto è rappresentato dal foglio elettronico di calcolo "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls" realizzato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; tale strumento operativo è stato impiegato nel presente lavoro.

Si riportano nel seguito le schermate principali.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO -  $P_{VR}$  = 81%  info

SLD -  $P_{VR}$  = 63%  info

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR}$  = 10%  info

SLC -  $P_{VR}$  = 5%  info

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie --- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

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

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: **B** info  $S_S = 1,200$   $C_C = 1,411$  info  
 Categoria topografica: **T2** info  $h/H = 1,000$   $S_T = 1,200$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%): **5**  $\eta = 1,000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$ : **3** Regol. in altezza: **no** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$ : **1,5**  $\eta = 0,667$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

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

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,158 g
$F_o$	2,493
$T_C$	0,288 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,411
$S_T$	1,200
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,440
$\eta$	1,000
$T_B$	0,136 s
$T_C$	0,407 s
$T_D$	2,233 s

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,228
$T_B$ ← 0,136	0,568
$T_C$ ← 0,407	0,568
0,494	0,468
0,581	0,398
0,668	0,346
0,755	0,306
0,842	0,275
0,929	0,249
1,016	0,228
1,103	0,210
1,189	0,194
1,276	0,181
1,363	0,169
1,450	0,159
1,537	0,150

L'accelerazione massima, da approccio semplificato di normativa, risulta:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.228 \text{ g}$$

## 2.4.1 AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

Per il metodo pseudo-statico adottato, l'azione sismica per la paratia è stata definita in accordo al Paragrafo 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Dove:

- $\alpha$  tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera ed assume valore  $\leq 1$  a meno della valutazione della spinta in condizione di equilibrio limite passivo per cui assume il valore unitario; cautelativamente  $\alpha$  è stato assunto pari all'unità;
- $\beta$  tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza;  $\beta$  può essere definito graficamente oppure mediante la seguente relazione:

$$\beta = 0.133 \ln(5/u_s)$$

con  $u_s$  massimo spostamento permanente che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In ogni caso  $u_s$  deve risultare:

$$\text{per PV e PM : } u_s \leq 0.005H = 0.005 \cdot 16m = 0.08m.$$

In fase di calcolo si è proceduto tramite iterazioni, monitorando l'entità del sisma applicato e la deformazione degli elementi strutturali. La convergenza si è ottenuta in corrispondenza di una deformazione prossima a 4.5 cm, per la quale risulta:

$$\beta = 0.133 \ln(5/0.045) = 0.627$$

- $a_{max}$  è l'accelerazione di picco, definita come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g = 0.228 \text{ g}$$

Si ottiene così:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.627 \cdot 0.228 = 0.143 \text{ g}$$

Come indicato nel D.M. 17/01/2018 al Paragrafo 7.11.6.3.1, per le paratie è possibile considerare  $a_v = 0$ .

## 2.4.2 AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA GABBIONATA

Per il metodo pseudo-statico adottato, l'azione sismica utilizzata per il dimensionamento della gabbionata è stata definita in accordo a quanto previsto al Paragrafo 7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/2018. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Dove:

- $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Per la combinazione allo stato limite ultimo (SLV)  $\beta_m$  è pari a 0.38m pertanto:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g = 0.38 \times 0,228 / g = 0,087$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = \pm 0,043$$

Nel caso di opere non libere di traslare o ruotare intorno al piede, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario e l'incremento di spinta dovuto al sisma deve essere applicato a metà dell'altezza dell'opera. Nel caso in esame, risulterà quindi:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g = 1.0 \times 0,228 / g = 0,228$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = \pm 0,114$$

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato considerando  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quello precedentemente definito, ma comunque non superiore all'unità.

### 2.4.3 AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER LA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Il D.M. 17/01/2018 impone di verificare la stabilità del complesso opera-terreno in accordo con i criteri indicati al 7.11.4 dello stesso.

L'azione sismica da adottare per la verifica di stabilità fa uso del coefficiente  $\beta_s$  che per lo stato limite ultimo (SLV) vale:

$$\beta_s = 0.38$$

Si sono quindi ricavati i coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.087$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.043$$

## 2.5 DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE

I materiali devono essere conformi al D.M. 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»” ed alla norma UNI 11104 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”.

Al fine di garantire idonee caratteristiche di resistenza e durabilità delle opere, è previsto l’impiego dei seguenti materiali:

- calcestruzzo per pali:
  - classe di resistenza: C25/30 (secondo DM 17/01/2018);
  - classe di esposizione: XC2 secondo UNI11104;
- calcestruzzo per i cordoli:
  - classe di resistenza: C32/40 (secondo DM 17/01/2018);
  - classe di esposizione: XC4+XF4 secondo UNI11104;
- barre in acciaio per c.a.:
  - tipo: B450C (secondo DM 17/01/2018);
    - copriferro netto pali: 60mm;
    - copriferro netto cordoli e soletta: 50mm;
- tiranti a trefoli:
  - acciaio armonico per trefoli:
    - tensione caratteristica a rottura  $\geq 1860$  MPa;
    - tensione caratteristica all’1% di deformazione  $\geq 1670$  MPa;
    - allungamento sotto carico massimo  $\geq 3.5\%$ ;
  - malta cementizia per iniezione tiranti: C35/45;
  - carico azione di pretensione per ciascun tirante: 300kN.

Per i dettagli sui materiali impiegati si rimanda al Paragrafo 4.

## 2.6 ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Per quanto concerne la sezione n.14 il dimensionamento strutturale e geotecnico dell'opera in c.a. è avvenuto mediante modellazione agli elementi finiti (FEM) con il programma Plaxis 2D Versione 21.01.00.479.

Plaxis 2D Versione 21.01.00.479, di proprietà della Bentley Systems, è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere in conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

Con Plaxis è possibile:

- definire la geometria bidimensionale del problema;
- assegnare le proprietà dei materiali (terreni, materiali strutturali, ecc);
- calcolare le sollecitazioni nelle strutture di sostegno;
- considerare l'interazione con l'acqua di livello piezometrico ed eventualmente moti di filtrazione.

L'analisi è stata condotta in maniera bi-dimensionale e sono stati adottati i seguenti criteri-assunzioni:

1. i terreni sono stati considerati a comportamento drenato durante tutte le fasi di analisi;
2. i primi 4 m di deposito in corrispondenza della viabilità sono stati considerati come appartenenti all'unità U1 e non come ricariche di conglomerati bituminosi (unità R);
3. il livello piezometrico è stato considerato in accordo a quanto esposto al Paragrafo 2.1.2.4;
4. l'opera in c.a. è stata dimensionata con riferimento alla sezione n.14 (vedi Figura 2.9);
5. la gabbionata è stata modellata sul software Plaxis 2D come un carico permanente in quanto tale elemento è stato dimensionato a parte. Nello specifico, in corrispondenza della sezione n.8 (vedi Figura 2.10), il calcolo è stato eseguito tramite l'ausilio del software di calcolo "Gabion" descritto nei paragrafi seguenti;
6. è stato considerato un carico di pretensione di 300kN per ciascun tirante;
7. alla luce di quanto emerso dalle indagini geognostiche e dalle evidenze in sito si è ragionevolmente ipotizzato che l'unità U1 sia in una condizione di stabilità limite per i primi 6m di terreno da p.c. (in corrispondenza della viabilità). Sulla base di quanto detto è stata condotta una verifica di stabilità con lo scopo di determinare la resistenza al taglio che i pali (PV e PM) devono avere per garantire la stabilità del versante nei confronti di tale cinematiso. Tale taglio resistente è stato tradotto in un incremento di spinta applicato ai pali sul modello di calcolo Plaxis 2D al fine di considerare tale fenomeno. Il calcolo di tale azione è riportato al Paragrafo 2.10.3.1;
8. coerentemente con quanto anticipato, si è ipotizzato cautelativamente che l'intera unità geotecnica U1, a valle della doppia paratia di pali (PV + PM), venga scalzata dal dissesto in essere;
9. a seguito dello scalzamento dell'unità U1 a valle della doppia paratia di pali, considerando fenomeni quali detensionamento ed allentamento coinvolgenti i primi m di unità U2, si è ipotizzato cautelativamente che anche i primi 2m di quest'ultima unità non forniscano contributo passivo all'opera di sostegno. Ciò è stato tradotto nella non presenza dei primi

2m di unità U2 sul modello Plaxis 2D (tale assunzione si ritiene comprensiva del sovrascavo richiesto al Paragrafo 6.5.2.2 del D.M. 17/01/2018).

I carichi variabili considerati sono i seguenti:

- sovraccarico di valore caratteristico 20kPa sulla viabilità, opportunamente fattorizzato a seconda dello stato limite considerato (vedi paragrafi successivi).

Nelle figure seguenti è mostrato il modello Plaxis realizzato alle seguenti fasi:

- apertura al traffico post conclusione opera (SLE);
- dissesto unità U1 (SLU);
- dissesto unità U2 (SLU);
- applicazione del sisma (SLV).

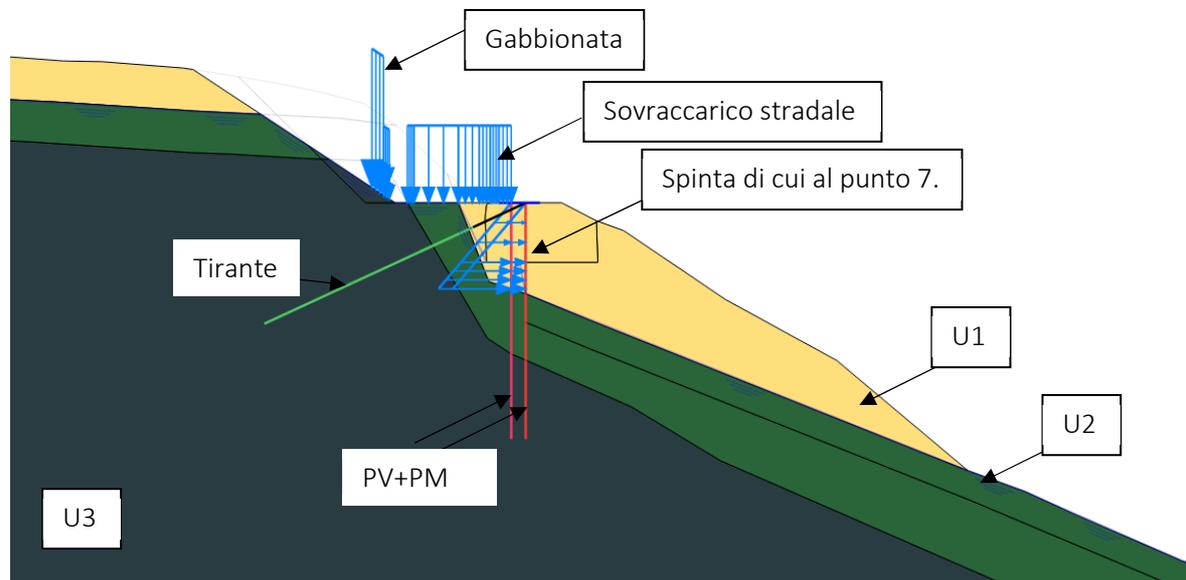


Figura 2.13: Sezione 14 - Apertura al traffico post conclusione opera (SLE)

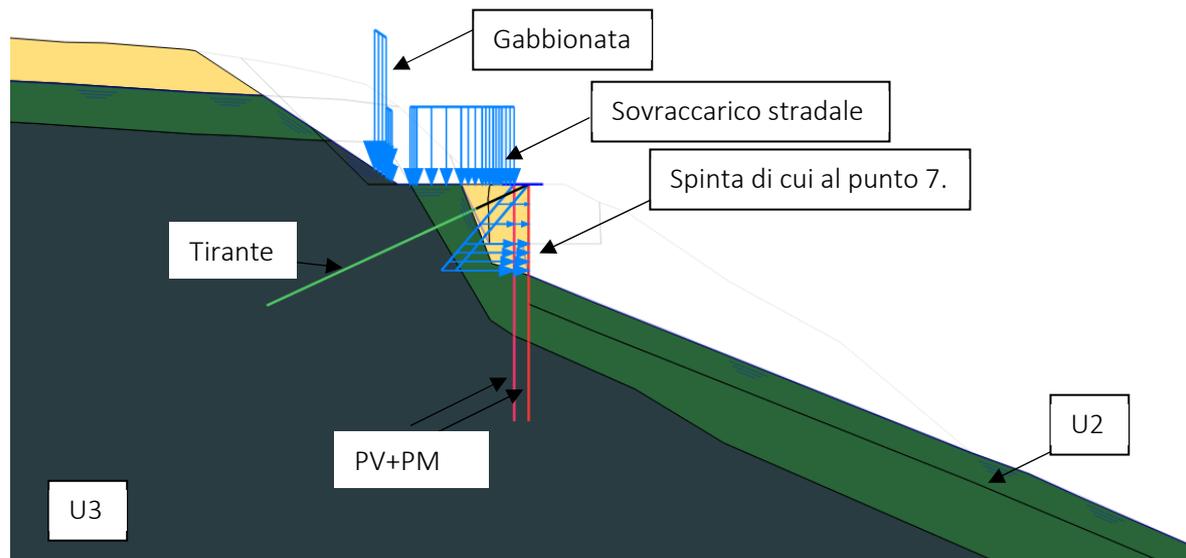


Figura 2.14: Sezione 14 - Dissesto unità U1 (SLU)

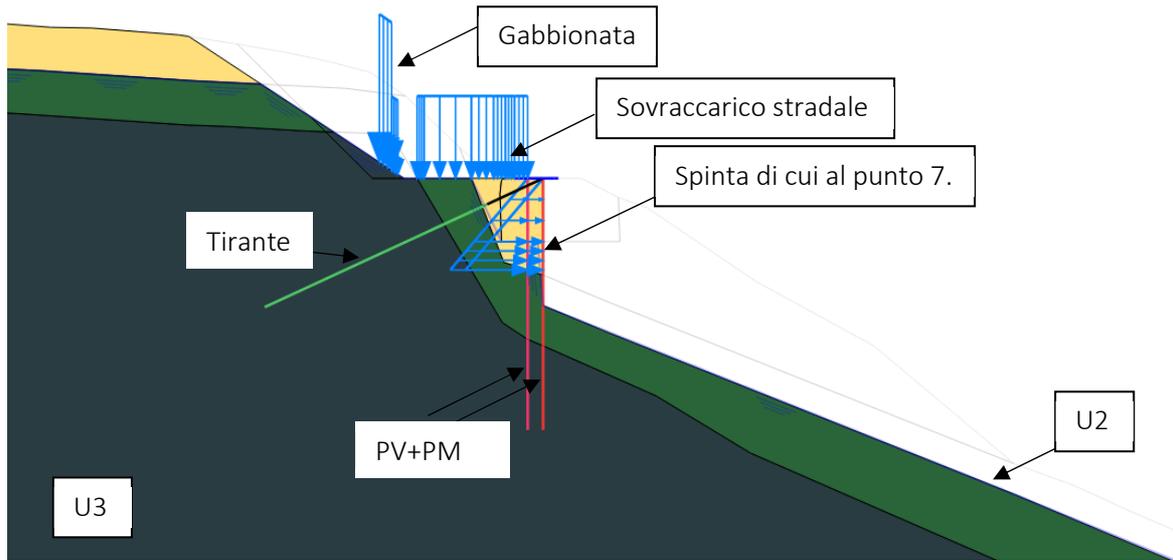


Figura 2.15: Sezione 14 - Dissesto unità U2 (SLU)

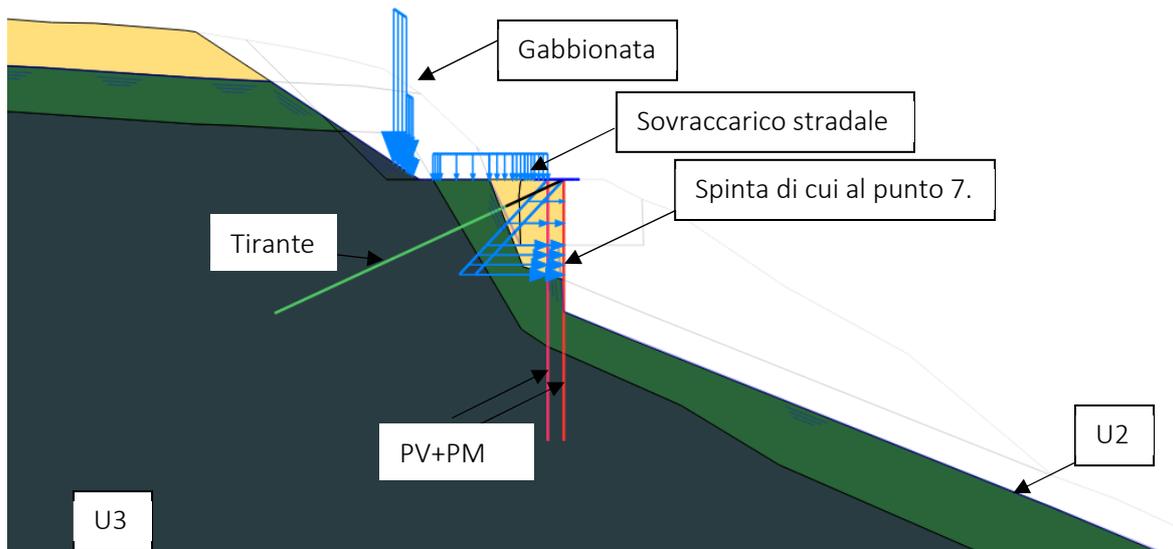


Figura 2.16: Sezione 14 - Applicazione del sisma (SLV)

## 2.7 INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE

Conformemente al D.M. 17/01/2018 sono state considerate le seguenti combinazioni di calcolo delle azioni.

### 2.7.1 COMBINAZIONI STATICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Con riferimento al § 2.5.3 del D.M. 17/01/2018, il valore di progetto delle azioni e dell'effetto delle azioni si ottiene dalla seguente combinazione fondamentale delle azioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

dove:

- $G_1$  si riferisce ai carichi permanenti strutturali;
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico della azione variabile fondamentale.

Considerate le due sezioni di calcolo:

- sezione 14: il carico permanente è rappresentato dalla spinta del terreno e dal peso della gabbionata. Nel caso in esame l'unica azione variabile considerata agente sulle opere è rappresentata da un sovraccarico stradale di valore caratteristico  $q_k=20_k\text{Pa}$ ;
- sezione 8: il carico permanente è rappresentato dalla spinta del terreno e dal peso della gabbionata. In questa sezione di calcolo è stato trascurato il sovraccarico stradale in quanto posizionato a valle dell'opera.

Il valore dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  da utilizzare sono determinati con riferimento a quanto prescritto nella tabella 6.2.I del DM 17/01/2018 (Tabella 2.2) ed agli approcci indicati di seguito.

Si è fatto riferimento ai Paragrafi 6.4.3.1, 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2, 6.6.2 e 6.8.2 del D.M. 17/01/2018, in particolare:

- per la sezione 14 sono state condotte:
  - le verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale delle opere sono state effettuate considerando la combinazione di coefficienti A1+M1+R1 (Approccio 1 - combinazione 1);
  - le verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico delle paratie sono state condotte con la combinazione di coefficienti A2+M2+R1 (Approccio 1- combinazione 2); in particolare è stata verificata la convergenza del modello di calcolo con i parametri geotecnici ridotti secondo i fattori M2;
  - le verifiche agli stati limite ultimi di stabilità globale sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2;
  - le verifiche agli stati limite ultimi di capacità portante nei confronti di carichi assiali di compressione sono state condotte secondo la combinazione A1+M1+R3;

- le verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio sono state condotte secondo la combinazione A1+M1+R3. E' stata inoltre condotta la verifica di gerarchia delle resistenze, consistente nella verifica che la resistenza di progetto allo snervamento del tirante di ancoraggio sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio (sfilamento);
- per la sezione 8, ovvero in presenza della sola gabbionata posata sul cordolo di monte, sono state condotte:
  - le verifiche agli stati limite ultimi di scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e ribaltamento sono state effettuate considerando la combinazione dei coefficienti A1+M1+R3;
  - le verifiche agli stati limite ultimi di stabilità globale sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2.

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati in Tabella 2.2; i coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati in Tabella 2.3.

Tabella 2.2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni – (Tabella 6.2.I – DM 17/01/2018).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 2.3: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni – (Tabella 6.2.II – DM 17/01/2018).

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

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi alle resistenze del sistema R1 sono unitari.

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicarsi per le verifiche di stabilità globale del complesso opera-terreno in condizione statica sono riportati nella Tabella 2.4 (Tabella 6.8.I del D.M. 17/01/2018).

Tabella 2.4: Coefficienti parziali per le resistenze del sistema da adottarsi nelle verifiche di stabilità – (Tabella 6.8.I – DM 17/01/2018).

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1.1

In condizione sismica le verifiche di stabilità vengono condotte secondo quanto descritto al Paragrafo 7.11.4 del DM 17/01/2018, ovvero applicando:

- coefficienti parziali  $\gamma_F$  da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni unitari;
- coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri del terreno unitari;
- coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di sicurezza = 1.2.

Si sottolinea che l'azione sismica da applicare al sistema per le verifiche di stabilità è quella definita al Paragrafo 2.4.3.

Per quanto concerne le verifiche di capacità portante dei pali, i coefficienti  $\gamma_R$  dipendono dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso, trivellato, ecc) e dal tipo di verifica da condurre (sforzi assiali di compressione, di trazioni e sforzi trasversali).

Per le verifiche a carichi assiali, i coefficienti  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche sono contenuti in Tabella 2.5.

Tabella 2.5: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tabella 6.4.II – DM 17/01/2018)

RESISTENZA	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
<i>Base</i>	$\gamma_b$	1.15	1.35	1.30
<i>Laterale in compressione</i>	$\gamma_s$	1.15	1.15	1.15
<i>Totale (+)</i>	$\gamma$	1.15	1.30	1.25
<i>Laterale in trazione</i>	$\gamma_{st}$	1.25	1.25	1.25

Per le verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio, i coefficienti  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche sono contenuti in Tabella 2.6.

Tabella 2.6: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (Tabella 6.6.I – DM 17/01/2018)

Tiranti di ancoraggio	Simbolo	Coefficiente Parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1.1
Permanenti	$\gamma_R$	1.2

Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno, i coefficienti  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche sono contenuti in Tabella 2-7.

Tabella 2-7: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno – (Tabella 6.5.I – DM 17/01/2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

## 2.7.2 COMBINAZIONI STATICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per gli stati limite di esercizio sono state effettuate le verifiche delle tensioni in esercizio ed a fessurazione degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato assumendo l'ipotesi di:

- condizioni ambientali ordinarie per il calcestruzzo dei pali (classe di esposizione XC2);
- condizioni ambientali molto aggressive per il calcestruzzo del cordolo (classe di esposizione XC4+XF4);
- armature poco sensibili.

Sono inoltre state valutate le deformazioni delle strutture.

Le combinazioni caratteristiche "rara", "frequente" e "quasi permanente" sono state definite come segue:

- rara:  $F_d = G_1 + Q_{k1}$ ;
- frequente:  $F_d = G_1 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$ ;
- quasi permanente:  $F_d = G_1 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$ .

Per il sovraccarico stradale durante l'esercizio dell'opera i valori dei coefficienti  $\Psi$  sono stati definiti considerando la Categoria G, ovvero "rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per

autoveicolo di peso  $>30\text{kN}$ ”, pertanto si sono assunti  $\Psi_{11}=0.5$  e  $\Psi_{21}=0.3$  con riferimento alla Tabella 2.5.I delle Norme Tecniche.

### 2.7.3 COMBINAZIONI SISMICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLV)

Le azioni sismiche, definite per le diverse opere e verifiche al Paragrafo 2.4.1 e 2.4.2 in termini di accelerazioni orizzontali, sono applicate come pseudo-statiche e sommate alle sollecitazioni derivate dalle combinazioni di carico statiche, ponendo unitari i coefficienti moltiplicativi sulle azioni e sui parametri geotecnici.

In particolare, la combinazione allo SLV è stata definita come segue:

$$F_d = E + G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

dove:

- $G_1$  si riferisce ai carichi permanenti strutturali;
- $E$  rappresenta l'azione sismica di progetto;
- $\Psi_{21} Q_{k1}$  è un contributo dovuto alla presenza del carico variabile in ambito sismico. Il coefficiente  $\Psi_q$  è stato considerato pari a 0.3, in accordo alla Tabella 2.5.I delle Norme Tecniche.

In condizione sismica le verifiche di stabilità vengono condotte secondo quanto descritto al Paragrafo 7.11.4 del DM 17/01/2018, ovvero applicando:

- coefficienti parziali  $\gamma_f$  da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni unitari;
- coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri del terreno unitari;
- coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di sicurezza = 1.2.

Si sottolinea che l'azione sismica da applicare al sistema per le verifiche di stabilità è quella definita al Paragrafo 2.4.3.

Per quanto concerne le verifiche di capacità portante dei pali e le verifiche di sfilamento dei tiranti di ancoraggio, esse vengono condotte ponendo unitari i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati per la condizione statica, in accordo con quanto esposto al Paragrafo 7.11.1.

Per quanto concerne le verifiche riguardanti gli stati limite ultimi dei muri di sostegno, i coefficienti  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche sono contenuti in Tabella 2.6.

Tabella 2-8: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi SLV dei muri di sostegno – (Tabella 7.11.III – DM 17/01/2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

## 2.8 METODO DI ANALISI

### 2.8.1 MODELLAZIONE DELL'OPERA (SEZIONE 14)

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera durante le fasi esecutive (realizzazione dell'opera, apertura al traffico, dissesto unità U1, ecc.) è stato ritenuto opportuno l'impiego di un metodo di calcolo agli elementi finiti (FEM).

Il software adottato per la modellazione e la definizione di sollecitazioni e spostamento è Plaxis 2D Versione 21.01.00.479, come anticipato al Paragrafo 2.6.

### 2.8.2 MODELLAZIONE DELL'OPERA (SEZIONE 8)

La gabbionata è stata modellata con l'ausilio del software di calcolo "Gabion" Versione 2022.42 della GEO5. Tale software consente di modellare gabbionate a più ordini, tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente. Tramite tale software sono state determinate le sollecitazioni agenti sull'opera.

### 2.8.3 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.

Le verifiche a pressoflessione e taglio agli SLU (statici e sismici) e le verifiche tensionali e di fessurazione agli SLE delle sezioni in conglomerato cementizio armato ai sensi del DM 17/01/2018 sono state condotte mediante il programma RC-SEC Versione 2021.11.0.1006.

### 2.8.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEI TIRANTI

Le verifiche strutturali dei tiranti di ancoraggio nei confronti delle sollecitazioni di trazione agli SLU (statici e sismici) sono state eseguite tramite dedicati fogli elettronici .xls confrontando le sollecitazioni, ottenute in output dal Software Plaxis 2D, con le resistenze di progetto.

All'interno di tali fogli elettronici .xls vengono determinati, sulla base delle caratteristiche geometriche e del materiale, i valori di resistenza a trazione del tirante ai sensi del D.M. 17/01/2018.

### 2.8.5 VERIFICHE DI RESISTENZA FINALIZZATE AL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DELL'OPERA

La verifica finalizzata al dimensionamento geotecnico dell'opera prevista secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 adottando il gruppo di coefficienti A2+M2+R1 è stata condotta verificando la convergenza del modello di calcolo e la coerenza dei risultati.

La convergenza dei risultati determina il raggiungimento di una configurazione finale equilibrata/stabile.

### 2.8.6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Come detto, il programma utilizzato per le verifiche di stabilità è il seguente:

- Modulo "Slope/W" 2021 del programma di calcolo "GeoStudio 2021 – versione 11.0.1.21429", a cura della Geo-Slope International (Canada).

Tale modulo consente un'analisi di stabilità tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio e altre opere di rinforzo e sostegno. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (F.S.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo diversi criteri; nel caso in esame verrà adottato il criterio di Morgenstern-Price.

Tale criterio permette la ricerca del coefficiente di sicurezza con riferimento ad una condizione di equilibrio sia alla rotazione sia alla traslazione e considerando le forze di interazione fra i singoli conci.

Nell'ambito della presente progettazione è stato realizzato, per ogni sezione di calcolo, un modello sul Modulo "Slope/W" 2021 e sono state condotte le verifiche in accordo con quanto esposto ai Paragrafi 2.7.1 e 2.7.3.

### **2.8.7 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI**

Le verifiche di capacità portante dei pali sono state eseguite tramite dedicati fogli elettronici .xls confrontando le sollecitazioni, ottenute in output dal Software Plaxis 2D, con le resistenze di progetto.

### **2.8.8 VERIFICA GEOTECNICHE SUI TIRANTI DI ANCORAGGIO**

Le verifiche a sfilamento dei tiranti e le verifiche di gerarchia delle resistenze sui tiranti di ancoraggio sono state eseguite tramite dedicati fogli elettronici .xls confrontando le sollecitazioni, ottenute in output dal Software Plaxis 2D, con le resistenze di progetto.

### **2.8.9 VERIFICA DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO**

Tale verifica è stata condotta verificando che la resistenza strutturale del tirante, definita in accordo al Paragrafo 2.8.4, sia superiore rispetto alla resistenza allo sfilamento, definita in accordo al paragrafo 2.8.8.

### **2.8.10 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA GABBIONATA**

Le verifiche geotecniche condotte in riferimento ai muri di sostegno risultano essere:

- verifica a ribaltamento (tramite il calcolo di momento ribaltante e momento resistente attorno al punto di rotazione),
- verifica a scorrimento (tramite il calcolo delle azioni orizzontali destabilizzanti e dell'azione resistente a scorrimento lungo il piano di posa),
- verifica a capacità portante (tramite il calcolo delle pressioni agenti in fondazione e del carico limite del terreno).

Esse sono state condotte nei confronti delle azioni agenti sulla struttura calcolate agli SLU (statici e sismici) e sono state implementate in dedicati fogli elettronici .xls.

## 2.9 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI

Nel seguito si riporta un elenco contenente le verifiche condotte, con riferimento ai diversi stati limite indagati:

- stato limite ultimo statico e sismico (SLU e SLV):
  - verifiche di resistenza finalizzate al dimensionamento strutturale dell'opera (Approccio 1 – Combinazione 1);
  - verifiche di resistenza finalizzate al dimensionamento geotecnico dell'opera (Approccio 1 – Combinazione 2);
  - verifiche di stabilità globale del complesso opera-terreno secondo la combinazione A2+M2+R2;
  - verifiche di capacità portante nei confronti degli sforzi assiali di compressione secondo la combinazione A1+M1+R3;
  - verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio secondo la combinazione A1+M1+R3;
  - verifiche geotecniche inerenti la gabbionata A1+M1+R3;
- stato limite di esercizio (SLE):
  - verifica tensionale e a fessurazione degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato;
  - spostamenti dell'opera e del terreno per verificarne la compatibilità funzionale e di sicurezza.

Si segnala che, come indicato al Paragrafo 2.7.3, le verifiche sopra indicate in ambito sismico sono state svolte ponendo unitari i coefficienti moltiplicativi sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Si sottolinea che i criteri adottati per le verifiche strutturali e geotecniche sono esposti al Capitolo 6.

## 2.10 CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO

### 2.10.1 SEZIONI DI CALCOLO

Come anticipato in premessa sono state considerate due sezioni di calcolo per il dimensionamento dell'opera in quanto:

- tra le sezioni tipologiche 11 e 21 (vedi elaborati grafici) si sviluppa il tratto interessato dal movimento franoso e risultano necessario le opere di sostegno indicate nel seguito:
  - 2 file di pali a valle della viabilità aventi lunghezza pari a 16.0m da intradosso cordolo sommitale, diametro  $\phi 800\text{mm}$  e interasse in senso longitudinale  $2.36\div 2.4\text{m}$ . Le due file hanno interasse in senso trasversale di 1.0m. Tali elementi strutturali saranno denominati nel seguito, per semplicità, con gli acronimi di PV ( $i=2.4\text{m}$ ) e PM ( $i=2.36\text{m}$ ) dove:
    - con PV si intende la fila di pali più a valle;
    - con PM si intende la fila di pali più a monte;
  - cordolo sommitale a valle della SP7 collegante le teste dei pali PV e PM avente larghezza prossima a 2.7m e altezza 0.95m;
  - tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mm aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di  $25^\circ$ ;
  - gabbione a 2 ordini a tergo della viabilità a sostegno della scarpata di progetto di monte attrezzata tramite georete+biostuoia. Gli ordini del gabbione presentano le seguenti dimensioni geometriche: 1° ordine  $b150\times h100$ , 2° ordine  $b100\times h100$ ;
  - cordolo sommitale a tergo della SP7 con lo scopo di fornire base d'appoggio alla gabbionata avente dimensioni geometriche di 1.6m circa in larghezza e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.14, riportata in Figura 2.9.

Per quanto concerne la porzione di intervento esterna al movimento franoso, ovvero compresa tra le sezioni 1 e 10 e tra le sezioni 22 e 30, l'opera è costituita dalla sola gabbionata avente le stesse geometrie indicate per l'opera precedente e dal cordolo in c.a. di monte avente larghezza pari a circa 1.6m e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.8, riportata in Figura 2.10.

### 2.10.2 SEZIONE 14 – MODELLO E FASI DI CALCOLO

Le fasi di calcolo considerate nelle elaborazioni sono le seguenti:

- fase 0 - definizione dello stato tensionale iniziale (inteso come configurazione attuale):
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;

- livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
- fase 1 – scavo per realizzazione dell'opera:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
- fase 2 - realizzazione dell'opera (pali, tiranti e cordolo):
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
- fase 3 – pretensione tiranti 300kN ciascuno:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
- fase 4 – applicazione della spinta a tergo dei pali PV e PM di cui al punto 7) del Paragrafo 2.6:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
  - spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
- fase 5 – realizzazione del gabbione (modellato come un carico permanente in accordo con quanto esposto al Paragrafo 2.6) e riempimento a tergo di esso:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
  - spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
- fase 6 – apertura al traffico:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
  - spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
  - sovraccarico stradale variabile di valore caratteristico pari a 20kPa;
- fase 7a e 7b – dissesto unità U1– **Combinazione SLU statica** rispettivamente con le combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;

- livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
- spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
- sovraccarico stradale variabile di valore caratteristico pari a 20kPa;
- fase 8a, 8b, 8c, 8d e 8e – dissesto unità U2 (corrispondente alla non considerazione dei primi 2m di unità U2)– **Combinazione SLE “rara”, “frequente”, “quasi permanente” e Combinazione SLU statica** rispettivamente con le combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1:
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
  - spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
  - sovraccarico stradale variabile di valore caratteristico pari a 20kPa;
  - la configurazione geometrica corrispondente a tale fase si ritiene comprensiva del sovrascavo richiesto al Paragrafo 6.5.2.2 del D.M. 17/01/2018.
- fase 9 – applicazione del sisma– **Combinazione SLV per dimensionamento paratia:**
  - tutte le unità geotecniche in comportamento drenato;
  - livello piezometrico al contatto tra unità 1 e unità 2 a monte e a valle della SP7. Livello piezometrico da 1 a 2m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2 in corrispondenza della SP7;
  - spinta addizionale a tergo dei pali PV e PM la cui entità viene definita al Paragrafo 2.10.3.1;
  - sovraccarico stradale variabile di valore caratteristico pari a 20kPa;
  - applicazione del sisma.

Ai fini della definizione dello stato di sollecitazione e di deformazione dell'opera sono state considerate le sole fasi in cui la paratia è maggiormente sollecitata, quindi:

- combinazioni SLU in corrispondenza delle fasi 7 e 8;
- combinazioni SLE in corrispondenza della fase 8;
- combinazioni SLV in corrispondenza della fase 9.

Di seguito sono mostrate le geometrie del modello corrispondenti alle fasi sopra descritte.

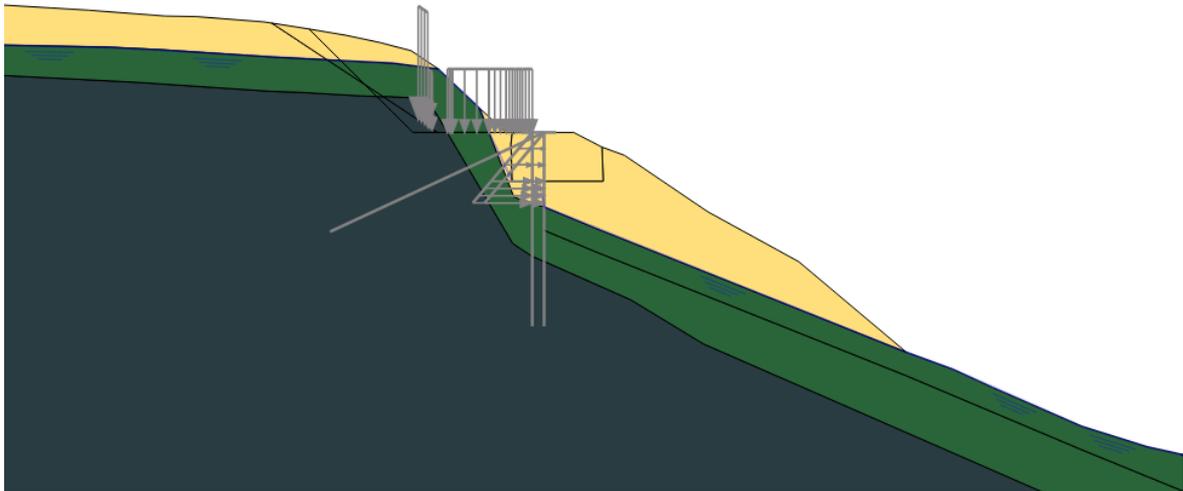


Figura 2.17: Sezione 14 – Fase 0, stato tensionale iniziale

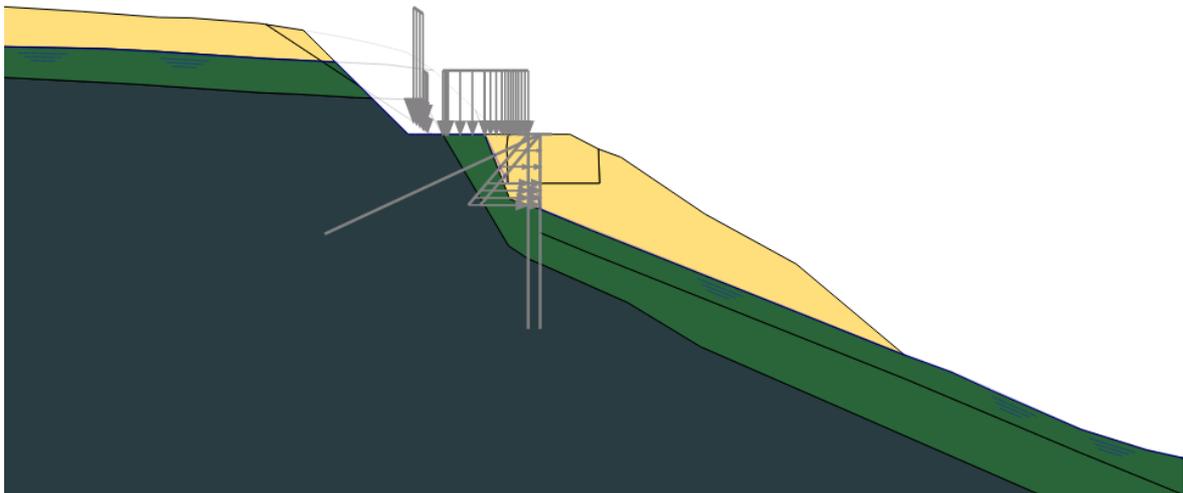


Figura 2.18: Sezione 14 – Fase 1, scavo per realizzazione opere

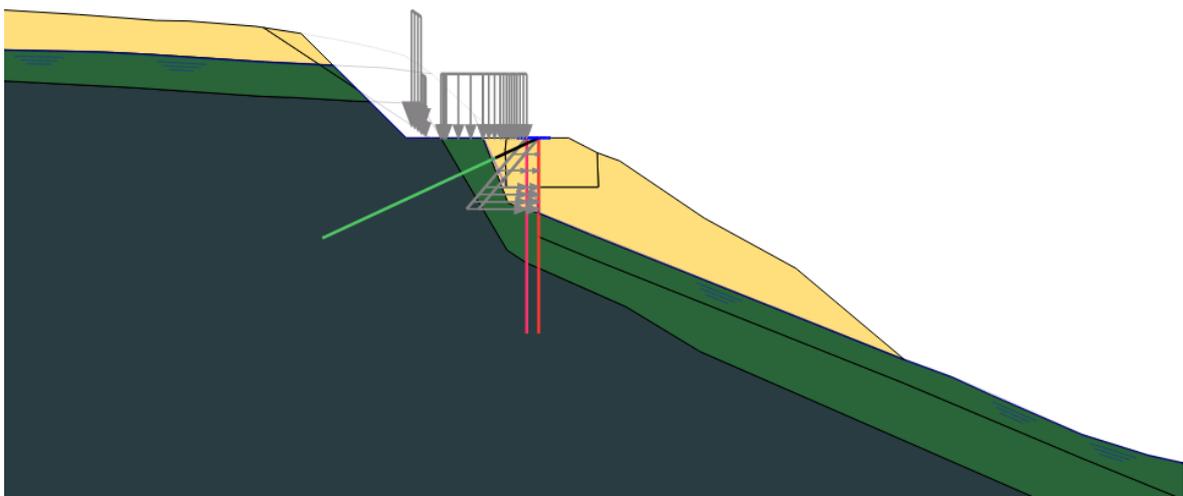


Figura 2.19: Sezione 14 – Fase 2, realizzazione opere (pali, tiranti e cordolo)

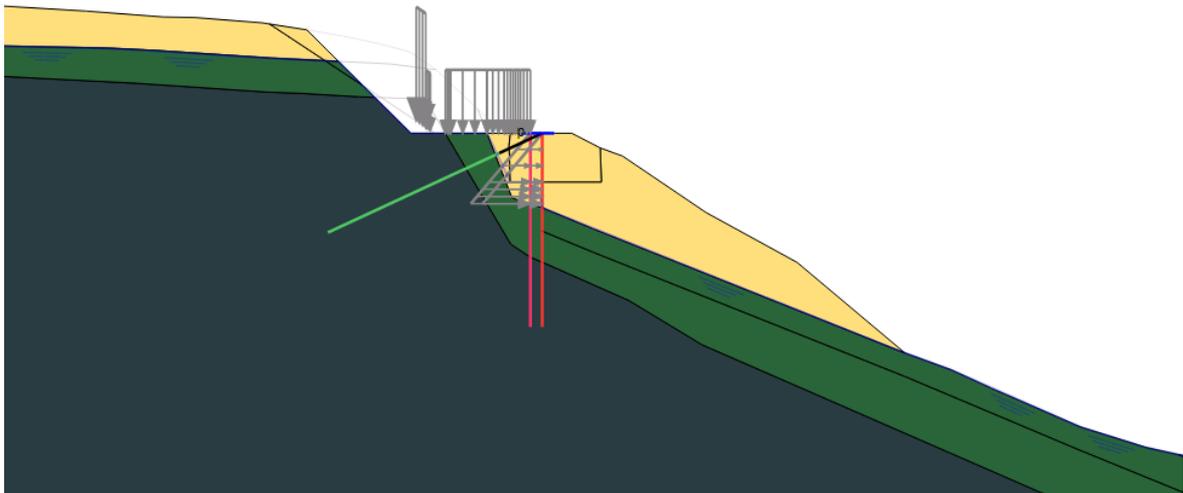


Figura 2.20: Sezione 14 – Fase 3, pretensione tirante

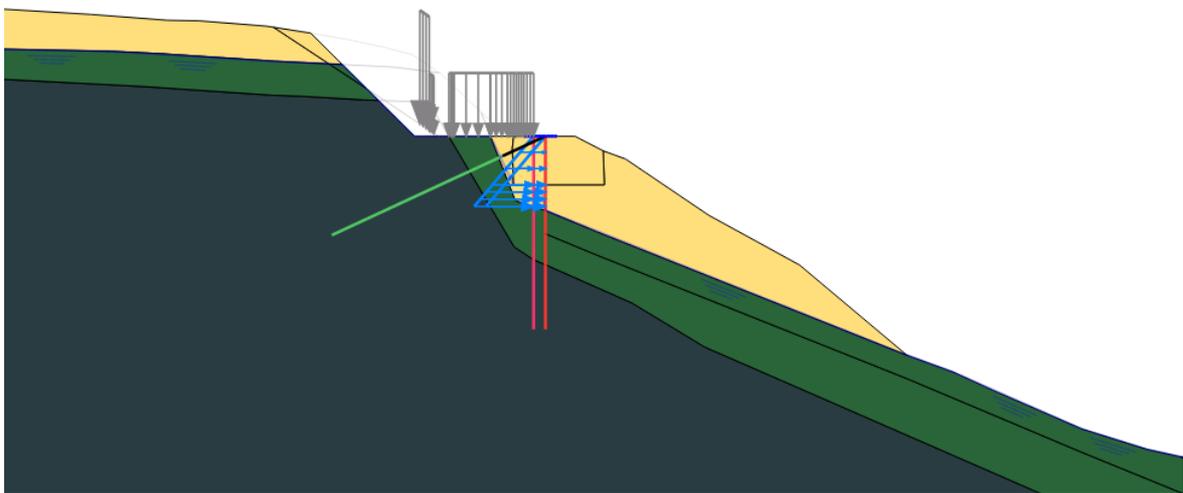


Figura 2.21: Sezione 14 – Fase 4, applicazione spinta

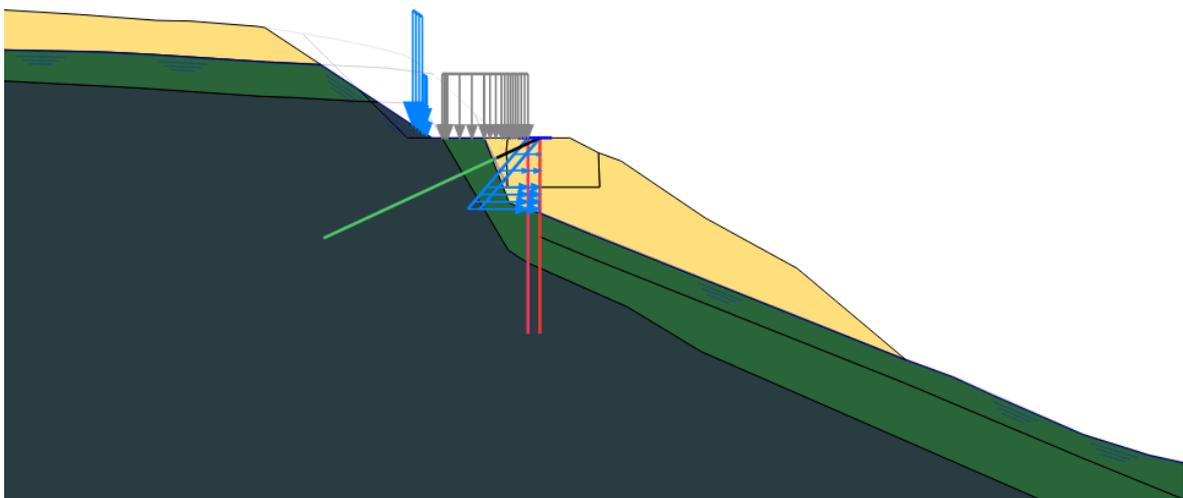


Figura 2.22: Sezione 14 – Fase 5, realizzazione gabbione e riprofilatura a tergo

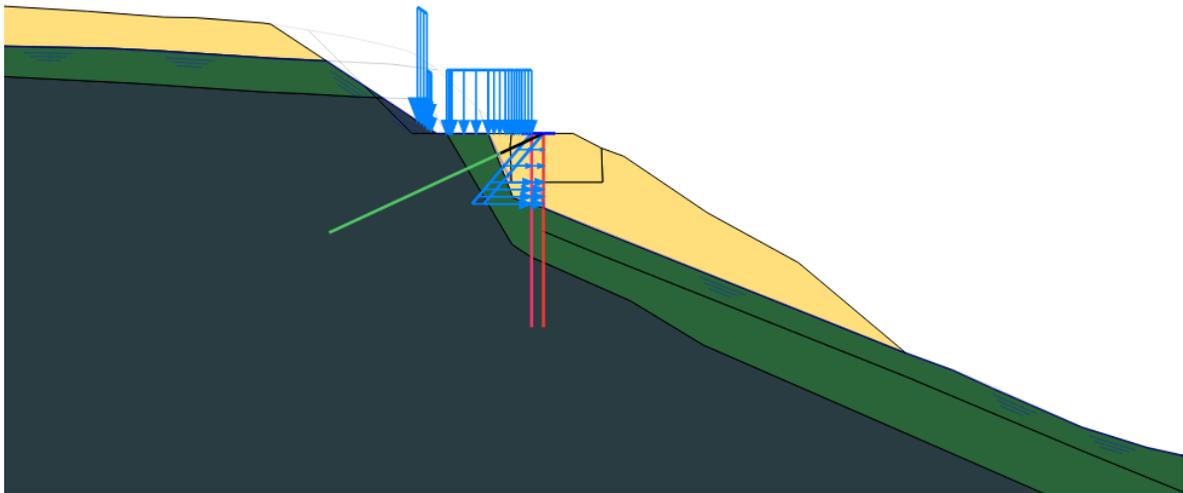


Figura 2.23: Sezione 14 – Fase 6, apertura al traffico

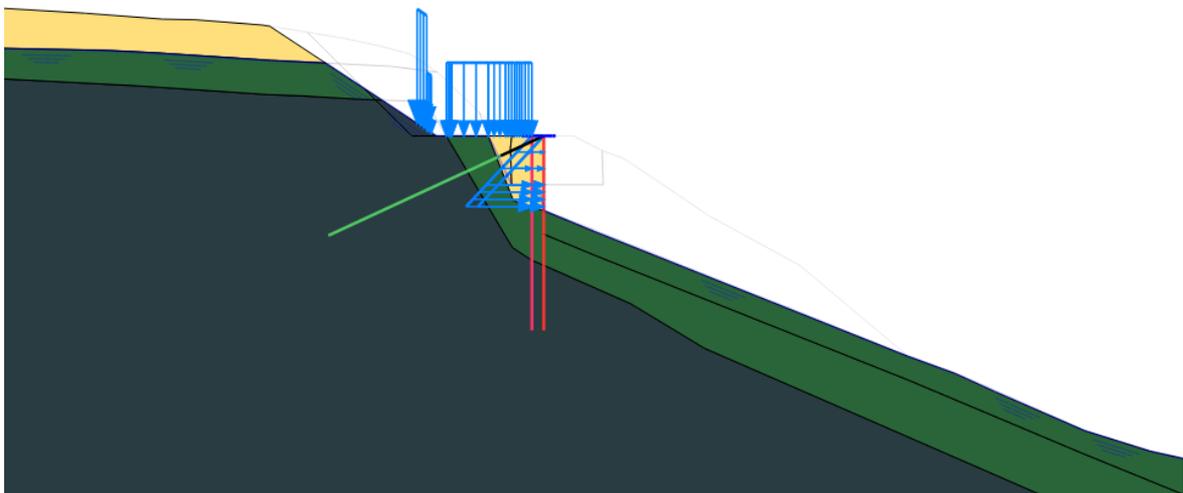


Figura 2.24: Sezione 14 – Fase 7, dissesto unità U1

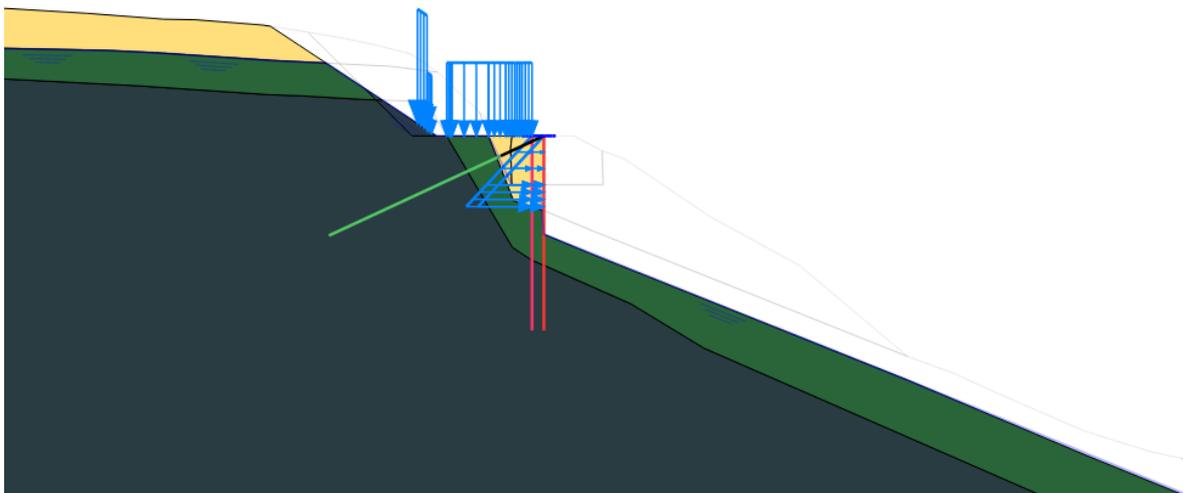


Figura 2.25: Sezione 14 – Fase 8, dissesto primi 2m di unità U2

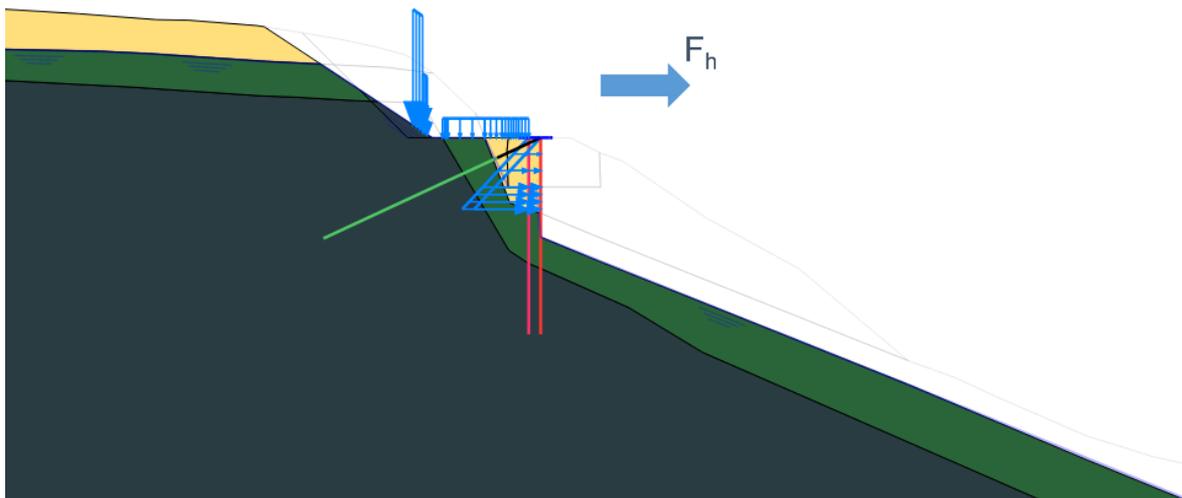


Figura 2.26: Sezione 14 – Fase 9, applicazione del sisma

### 2.10.3 SEZIONE 14 - RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Nel seguito, al Paragrafo 2.10.3.1, si riporta la determinazione dell'incremento di spinta da applicare ai pali sul modello di calcolo Plaxis 2D al fine di garantire il soddisfacimento delle verifiche la stabilità del versante nei confronti del cinematismo ipotizzato a circa 6m di profondità rispetto al piano viabile.

Successivamente si riportano i risultati delle elaborazioni condotte per la sezione n.14, in termini di:

- Pali PV, PM:
  - deformata (combinazioni SLE);
  - azione flettente (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
  - sforzo assiale (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
  - sforzo tagliante (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
- Tirante:
  - deformata (combinazioni SLE);
  - sforzo assiale (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
- Cordolo sommitale ai pali PV e PM:
  - azione flettente (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
  - sforzo assiale (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV);
  - sforzo tagliante (combinazioni SLE, combinazioni SLU e SLV).

Come indicato in precedenza i risultati riportati nel seguito si rifanno alle fasi 7 (SLU), 8 (SLU e SLE) e 9 (SLV).

#### 2.10.3.1 DETERMINAZIONE DELL'INCREMENTO DI SPINTA (VEDI FASE 4)

Tramite l'ausilio del Modulo "Slope/W" 2021 del programma di calcolo "GeoStudio 2021 – versione 11.0.1.21429" è stata condotta un'analisi di stabilità del pendio al seguito della realizzazione dei pali di progetto (PV+PM). Tale operazione è stata condotta con lo scopo di determinare la resistenza a taglio che devono avere tali elementi strutturali al fine di garantire la stabilità del pendio.

L'analisi di cui sopra è stata condotta in via semplificata considerando i parametri caratteristici dei terreni e cercando un fattore di sicurezza FS prossimo a 1.375, cioè dettato dalla combinazione dei coefficienti parziali M2+R2 (rispettivamente 1.25 e 1.1).

Considerando una superficie di scorrimento attraversante la SP7 a circa 6 m di profondità dal piano viabile, in accordo con quanto ipotizzato, e applicando una resistenza al taglio pari a 120kN/m per ogni fila di pali, si è ottenuto FS=1.391

1.391

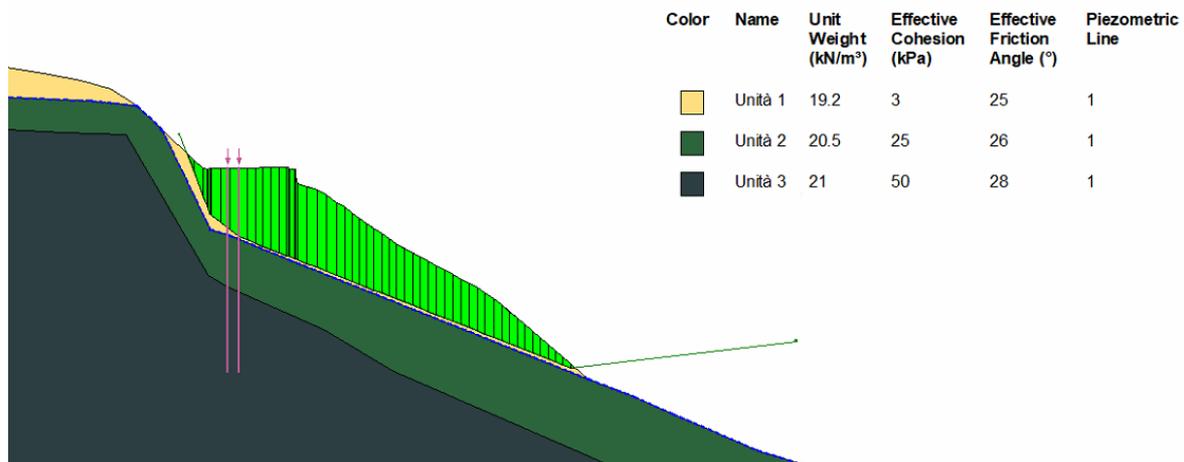


Figura 2.27: Determinazione dell'incremento di spinta

Tale sollecitazione è stata depurata della spinta attiva interessante i primi 6m di opera, pari a circa 86kN, in quanto sul software di calcolo Plaxis 2D sarebbe nuovamente considerata.

Da questa operazione si è ottenuto un taglio allo stato limite ultimo pari a 77kN/m per ogni fila di pali. Tale sollecitazione è stata riportata in termini caratteristici (dividendo per  $\gamma_M$  pari a 1.25 per ricondursi agli stati limite ultimi e dividendo per un ulteriore  $\gamma_R$  pari a 1.1 per ricondursi agli stati limite di esercizio) in quanto i coefficienti parziali sulle azioni saranno nuovamente considerati durante la modellazione sul Plaxis 2D, ottenendo pertanto:

- $\Delta S_{SLU-SLV}=61.6\text{kN/m}$ ;
- $\Delta S_{SLE}=56.0\text{kN/m}$ .

Come descritto nella fasistica di modellazione al Paragrafo 2.10.2, tale incremento di spinta è stato considerato da fase 4 a fase 9.

### 2.10.3.2 DEFORMATA DELLE PARATIE DI PALI E DEI TIRANTI(SLE)

Di seguito si riportano le mappature a colori degli spostamenti negli elementi di terreno e i grafici inerenti lo spostamento delle file di pali.

Tali valori di spostamenti sono da intendersi come cumulati a partire dalla pretensione del tirante fino al dissesto riguardante i primi 2m di unità U2 (fase 8).

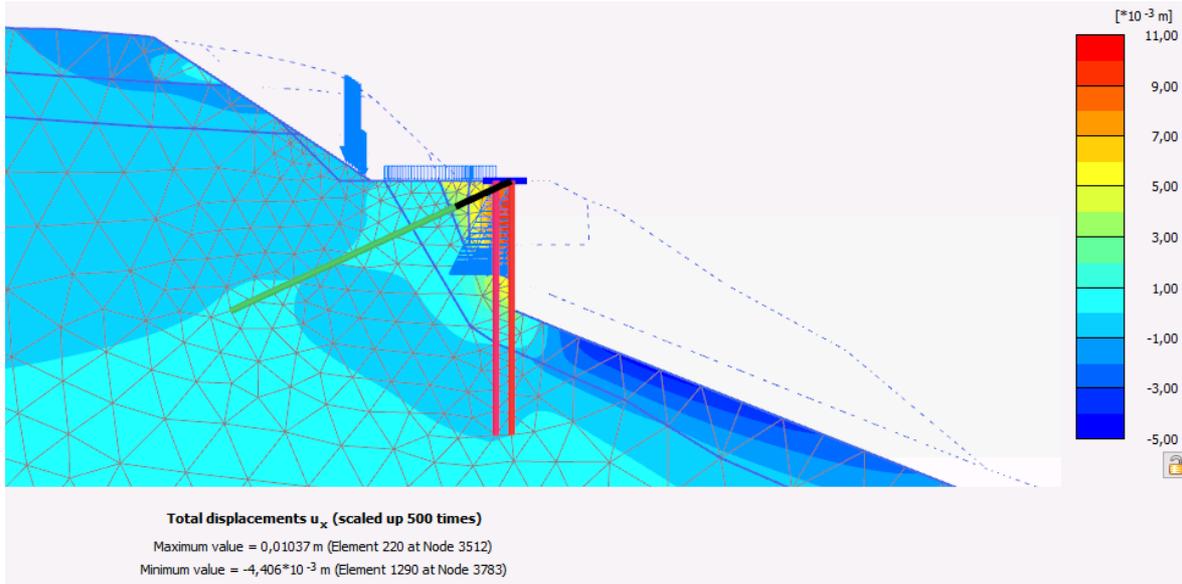


Figura 2.28: Deformazioni SLE combinazione quasi permanente – fase 8

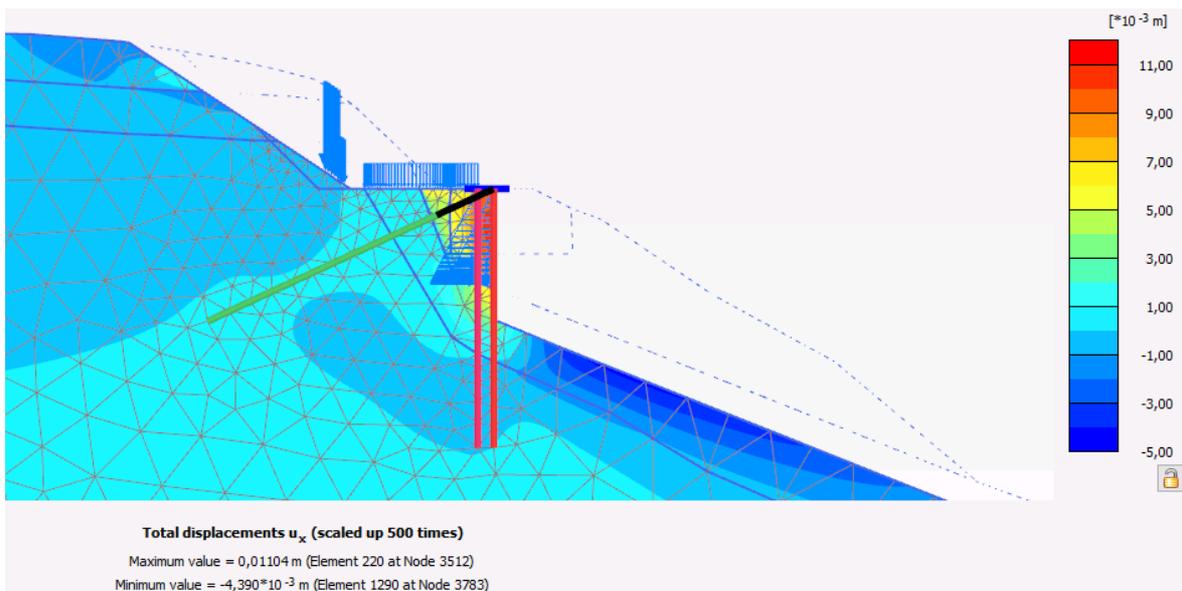


Figura 2.29: Deformazioni SLE combinazione frequente – fase 8

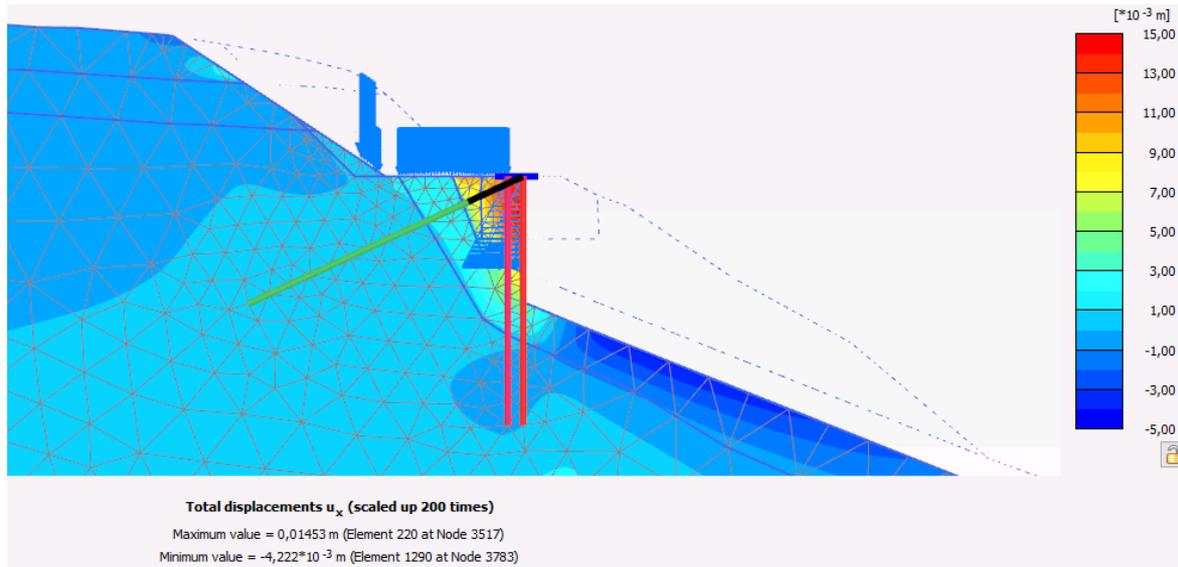


Figura 2.30: Deformazioni SLE combinazione rara – fase 8

Le figure seguenti contengono gli spostamenti dei pali PV, PM e dei tiranti.

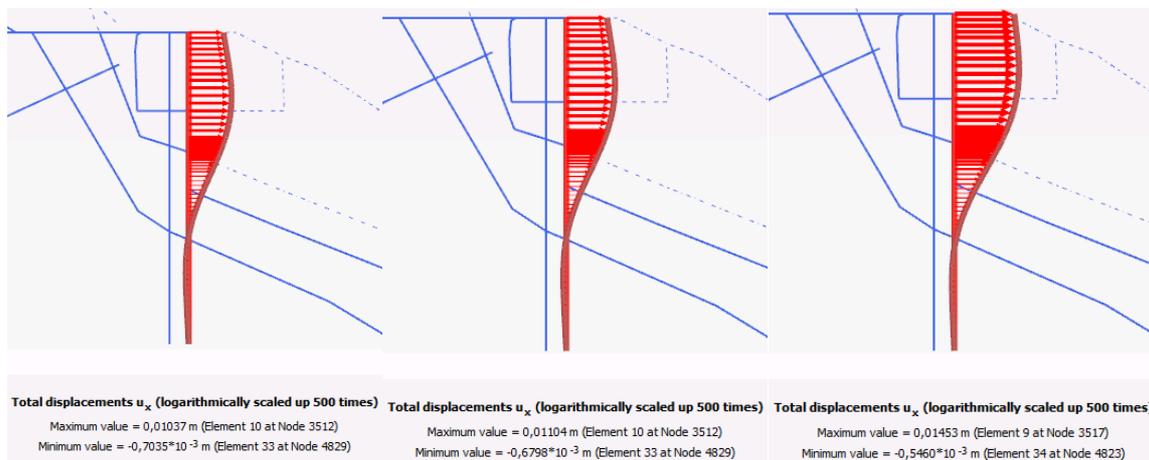


Figura 2.31: Deformata dei pali PV, da sx a dx “quasi permanente”, “frequente” e “rara” – fase 8

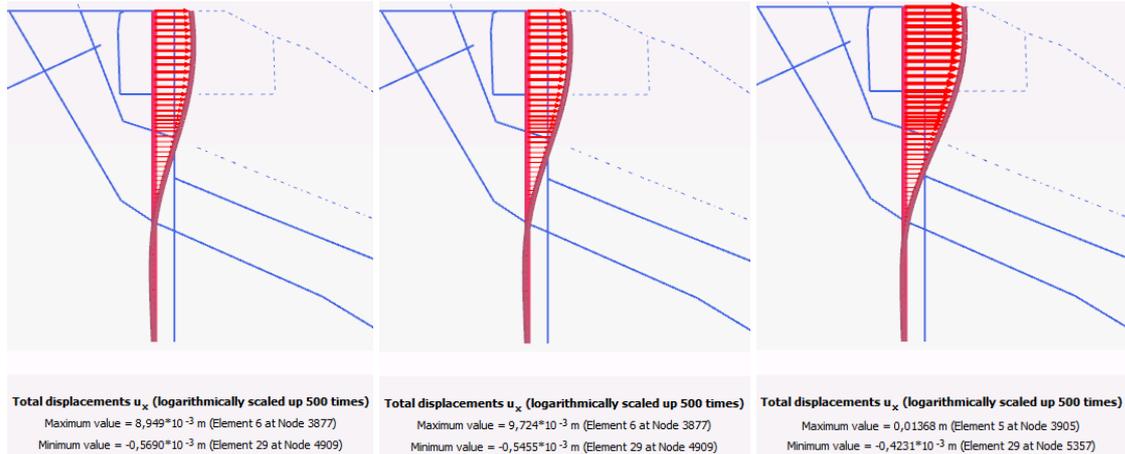


Figura 2.32: Deformata dei pali PM, da sx a dx “quasi permanente”, “frequente” e “rara” – fase 8

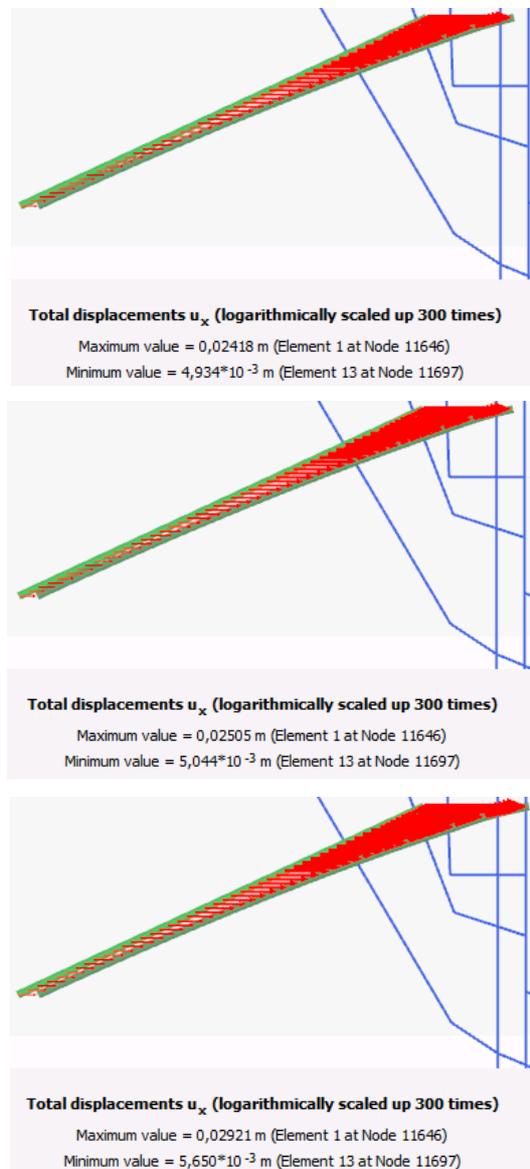


Figura 2.33: Deformata dei tiranti, dall'alto al basso “quasi permanente”, “frequente” e “rara” – fase 8

### 2.10.3.3 SFORZO ASSIALE SUI PALI ALLO SLE, SLU E SLV

Le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis sono state riportate ad azioni sui pali moltiplicando per l'interasse di competenza. Per semplicità è stato considerato anche per la fila PM l'interasse di 2.4 m.

Gli sforzi assiali sono positivi se di compressione; le profondità dei grafici sono rispetto alla testa palo del modello di calcolo, posta ad estradosso cordolo sommitale.

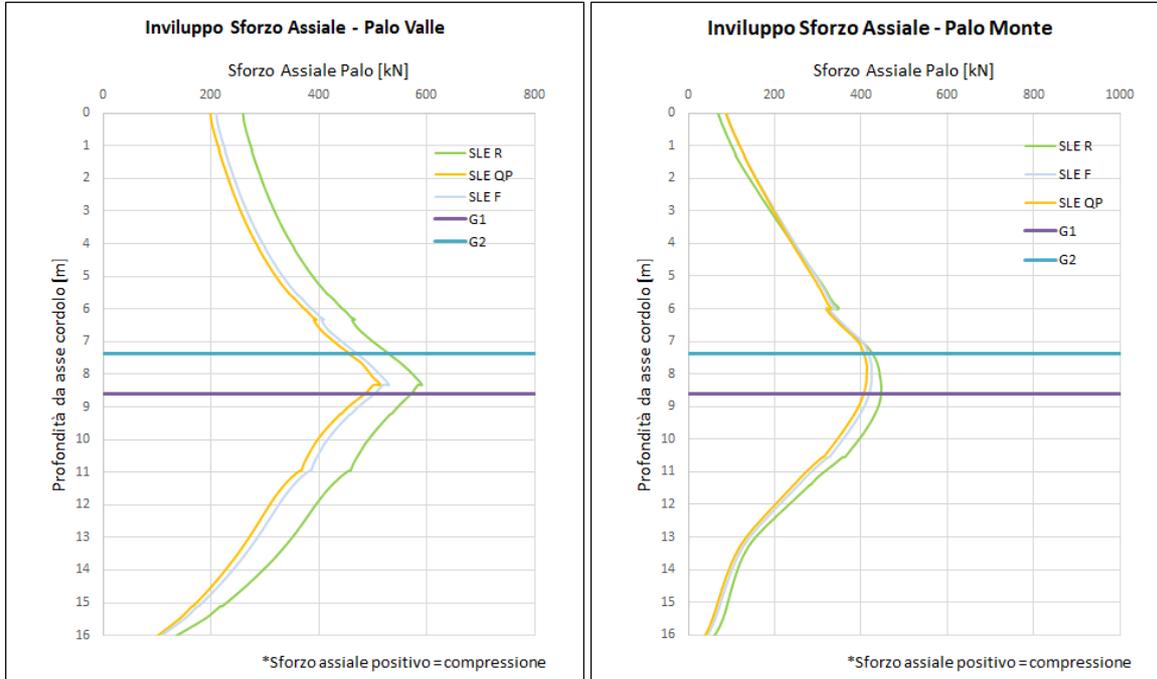


Figura 2.34: Sforzo assiale sui pali PV (sx) e PM (dx) allo SLE combinazione "quasi permanente", "frequente" e "rara" – fase 8

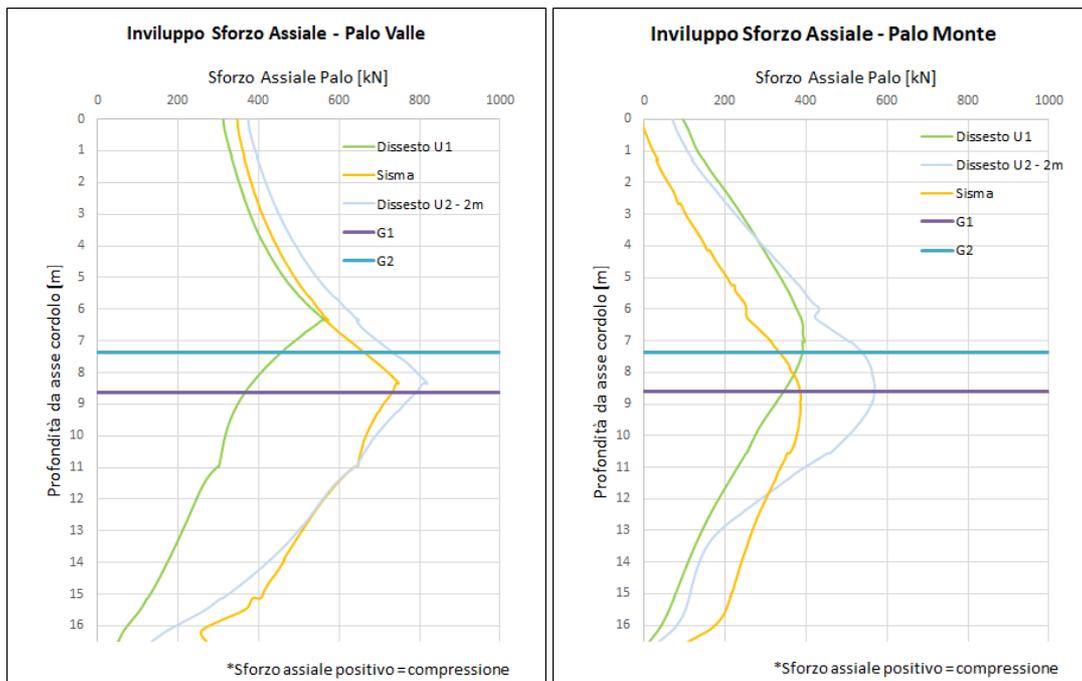


Figura 2.35: Sforzo assiale sui pali PV (sx) e PM (dx) allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

Le rette "G1" e "G2" presenti nei grafici sovrastanti mostrano:

- la prima, il tratto dove termina la competenza della gabbia n.1 contenuta nel palo;
- la seconda, il tratto dove inizia la competenza della gabbia n.2 contenuta nel palo.

Le gabbie si sovrappongono per 1.25m.

#### 2.10.3.4 SFORZO FLESSIONALE SUI PALI ALLO SLE, SLU E SLV

Le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis sono state riportate ad azioni sui pali moltiplicando per l'interasse di competenza. Per semplicità è stato considerato anche per la fila PM l'interasse di 2.4 m.

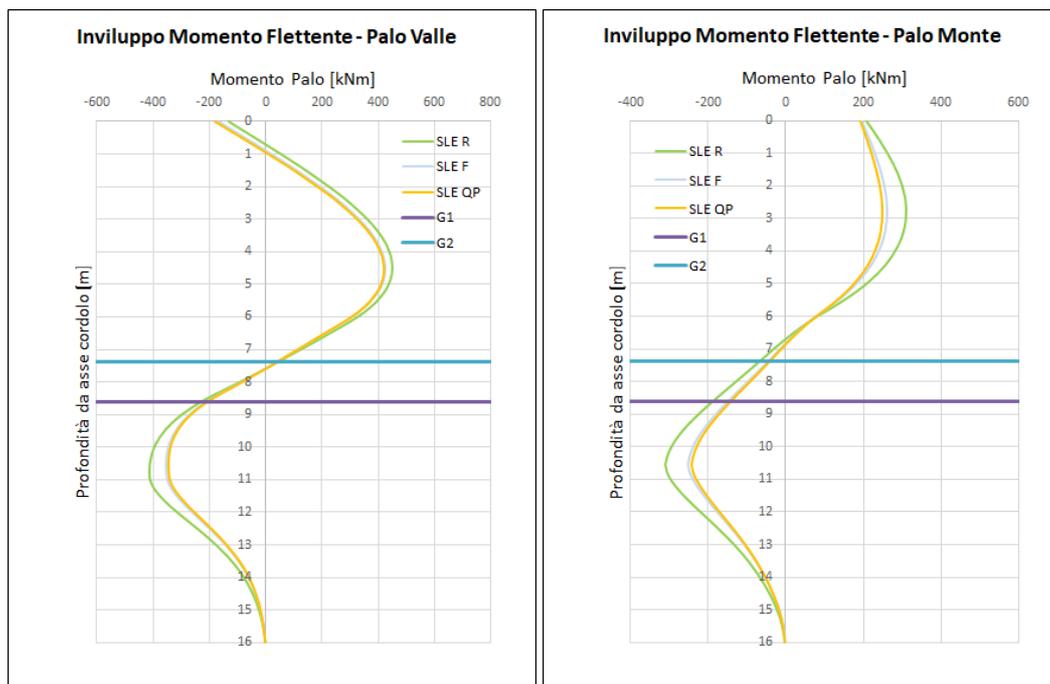


Figura 2.36: Sforzo flessionale sui pali PV (sx) e PM (dx) allo SLE combinazione "quasi permanente", "frequente" e "rara" – fase 8

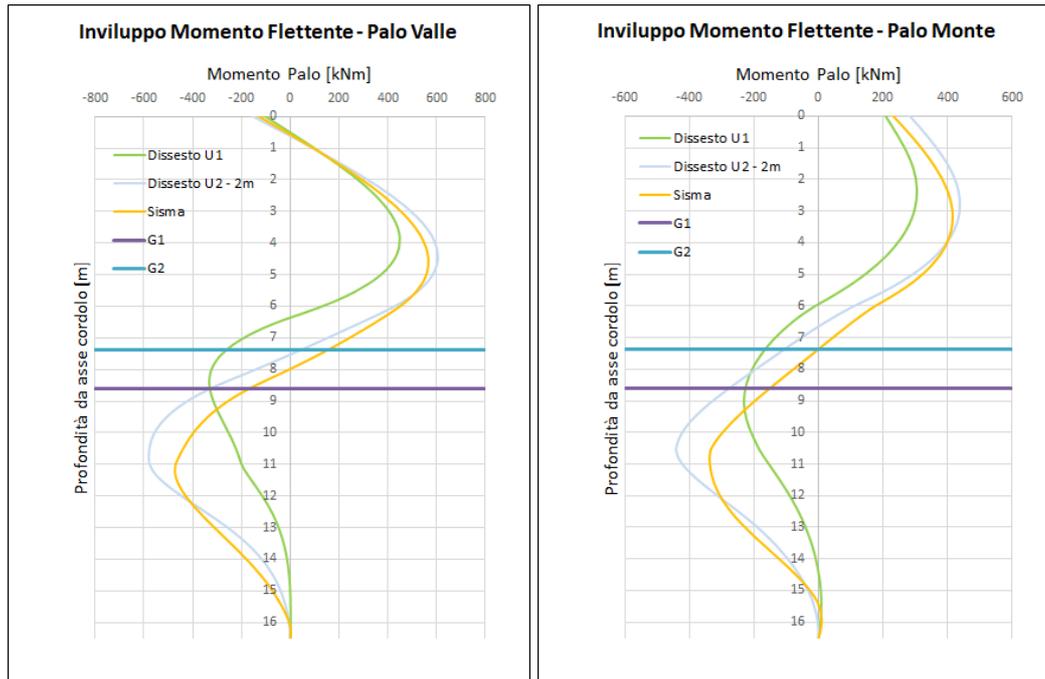


Figura 2.37: Sforzo flessionale sui pali PV (sx) e PM (dx) allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

Le rette "G1" e "G2" presenti nei grafici sovrastanti mostrano:

- la prima, il tratto dove termina la competenza della gabbia n.1 contenuta nel palo;
- la seconda, il tratto dove inizia la competenza della gabbia n.2 contenuta nel palo.

Le gabbie si sovrappongono per 1.25m.

### 2.10.3.5 SFORZO TAGLIANTE SUI PALI ALLO SLU E SLV

Le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis sono state riportate ad azioni sui pali moltiplicando per l'interasse di competenza. Per semplicità è stato considerato anche per la fila PM l'interasse di 2.4 m.

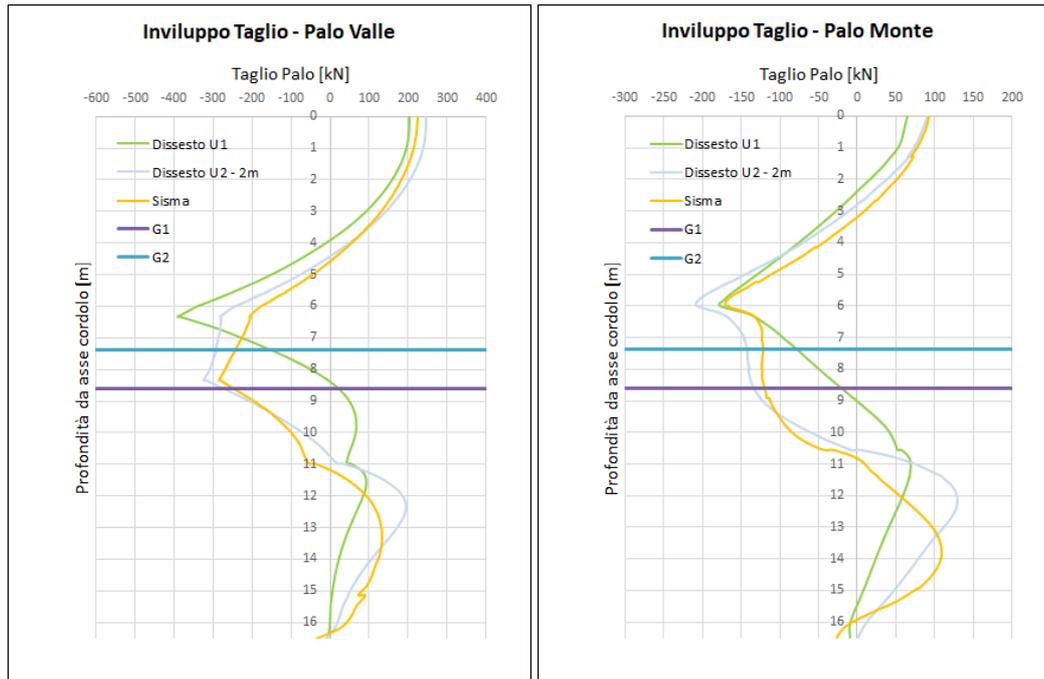


Figura 2.38: Sforzo tagliante sui pali PV (sx) e PM (dx) allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

Le rette "G1" e "G2" presenti nei grafici sovrastanti mostrano:

- la prima, il tratto dove termina la competenza della gabbia n.1 contenuta nel palo;
- la seconda, il tratto dove inizia la competenza della gabbia n.2 contenuta nel palo.

Le gabbie si sovrappongono per 1.25m.

### 2.10.3.6 SFORZO ASSIALE SUI TIRANTI ALLO SLU E SLV

Le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis sono state riportate ad azioni sui pali moltiplicando per l'interasse di competenza, nel caso dei tiranti 4.8 m.

Gli sforzi assiali sono positivi se di compressione.

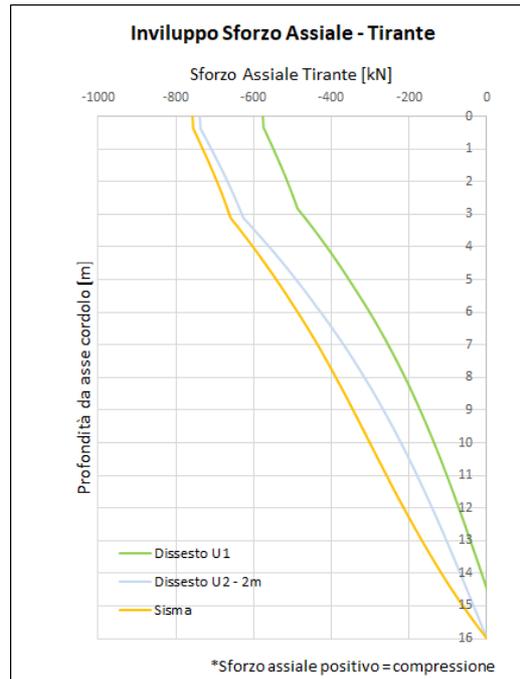


Figura 2.39: Sforzo assiale sui tiranti allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

### 2.10.3.7 SFORZO ASSIALE SUL CORDOLO SOMMITALE AI PALI ALLO SLE, SLU E SLV

Sono riportate di seguito le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis.

Gli sforzi assiali se positivi sono di compressione.

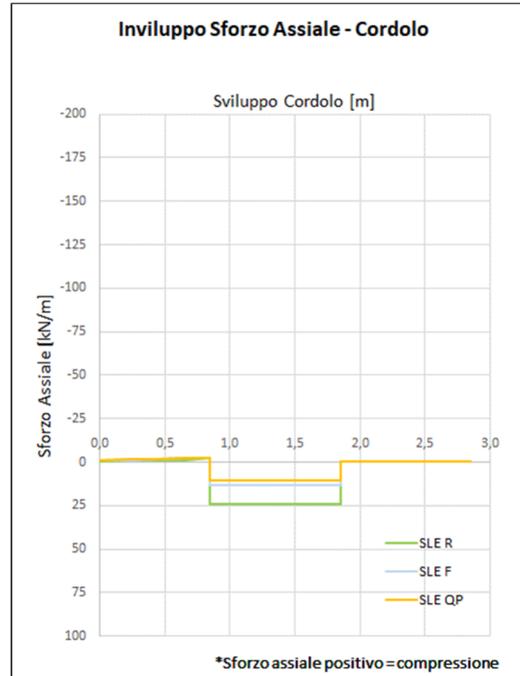


Figura 2.40: Sforzo assiale sul cordolo allo SLE combinazione “quasi permanente”, “frequente” e “rara” – fase 8

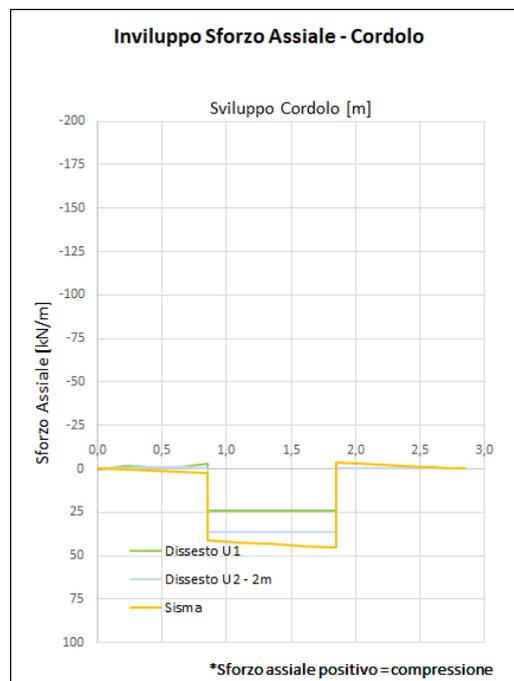


Figura 2.41: Sforzo assiale sul cordolo allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

### 2.10.3.8 SFORZO FLESSIONALE SUL CORDOLO SOMMITALE AI PALI ALLO SLE, SLU E SLV

Sono riportate di seguito le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis.

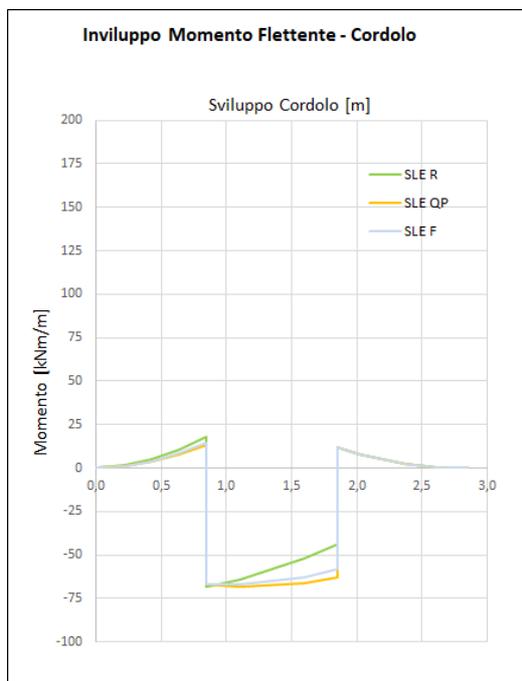


Figura 2.42: Sforzo flessionale sul cordolo allo SLE combinazione “quasi permanente”, “frequente” e “rara” – fase 8

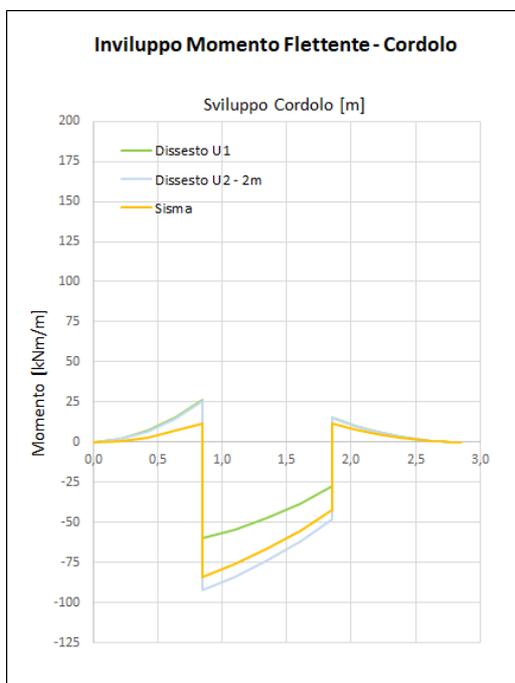


Figura 2.43: Sforzo flessionale sul cordolo allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

### 2.10.3.9 SFORZO TAGLIANTE SUL CORDOLO SOMMITALE AI PALI ALLO SLU E SLV

Sono riportate di seguito le sollecitazioni ottenute in output da Plaxis.

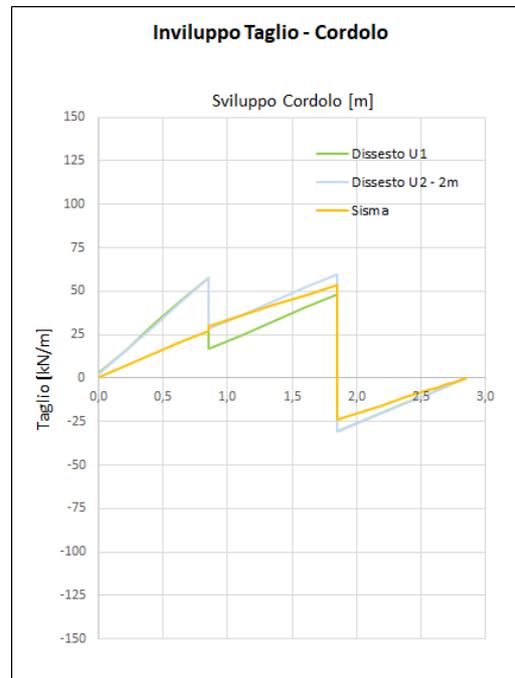


Figura 2.44: Sforzo tagliante sul cordolo allo SLU (fase 7 + fase 8) e allo SLV (fase 9)

### 2.10.3.10 SFORZO FLESSIONALE E TAGLIANTE IN SENSO LONGITUDINALE ALLA VIABILITÀ SUL CORDOLO SOMMITALE AI PALI ALLO SLE SLU E SLV

Con riferimento al cordolo di valle, sul quale si innestano le teste dei pali di valle PV, dei pali di monte PM e dei tiranti, l'armatura longitudinale è stata dimensionata a partire dagli sforzi normali agenti sui tiranti di ancoraggio.

Come output di Plaxis si sono ottenuti allo SLE, SLU e SLV le seguenti sollecitazioni (già fattorizzate) agenti su ogni tirante, di interasse 4.8 m:

- SLU A1 + M1 + R1 statico: N=739 kN;
- SLV sismico: N=756 kN;
- SLE quasi permanente: N=480 kN;
- SLE frequente: N=490 kN;
- SLE raro: N=540 kN.

Considerando che i tiranti di ancoraggio di progetto sono inclinati di 25° rispetto al piano orizzontale, e che hanno interasse di 4.8m, si è determinato il carico distribuito equivalente su piano orizzontale e su piano verticale agente sul cordolo:

- SLU A1 + M1 + R1 statico:
  - $q_{H,SLU}=139.62$  kN/m;
  - $q_{V,SLU}=65.10$  kN/m;
- SLV sismico:

- $q_{H,SLV}=142.74 \text{ kN/m}$ ;
- $q_{V,SLV}=66.56 \text{ kN/m}$ ;
- SLE quasi permanente:
  - $q_{H,SLE}=90.63 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{V,SLE}=42.26 \text{ kN/m}$ ;
- SLE frequente:
  - $q_{H,SLE}=92.53 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{V,SLE}=43.15 \text{ kN/m}$ ;
- SLE raro:
  - $q_{H,SLE}=102.05 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{V,SLE}=47.59 \text{ kN/m}$ .

Determinati i carichi distribuiti sui piani verticali e orizzontali, per le combinazioni di carico considerate, si è assunto cautelativamente lo schema di trave appoggiata di luce  $L=4.8 \text{ m}$  al fine di determinare le sollecitazioni flessionali e taglianti agenti sul cordolo sommitale.

Procedendo in tale direzione si sono determinati i seguenti stati di sollecitazione agenti sul cordolo sommitale:

- SLU A1+M1+R1 statico:
  - $M_{H,max}=402.10 \text{ kNm/m}$ ;
  - $M_{V,max}=187.50 \text{ kNm/m}$ ;
  - $V_{H,max}=335.08 \text{ kN/m}$ ;
  - $V_{V,max}=156.25 \text{ kN/m}$ ;
- SLV sismico:
  - $M_{H,max}=411.10 \text{ kNm/m}$ ;
  - $M_{V,max}=191.70 \text{ kNm/m}$ ;
  - $V_{H,max}=342.58 \text{ kN/m}$ ;
  - $V_{V,max}=159.75 \text{ kN/m}$ ;
- SLE quasi permanente:
  - $M_{H,max}=261.02 \text{ kNm/m}$ ;
  - $M_{V,max}=121.71 \text{ kNm/m}$ ;
- SLE frequente
  - $M_{H,max}=266.50 \text{ kNm/m}$ ;
  - $M_{V,max}=124.27 \text{ kNm/m}$ ;
- SLE raro
  - $M_{H,max}=293.90 \text{ kNm/m}$ ;
  - $M_{V,max}=137.05 \text{ kNm/m}$ .

## **2.10.4 SEZIONE 14 - SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA**

### **Sintesi verifiche strutturali**

Gli elementi strutturali sono stati dimensionati sia agli stati limite ultimi (SLU e SLV) sia agli stati limite di esercizio (SLE).

Le verifiche di resistenza condotte hanno dato esito positivo; gli elementi strutturali sono in grado di sopportare le azioni di progetto con i margini richiesti da normativa.

Anche le verifiche delle tensioni in esercizio ed a fessurazione della struttura in conglomerato cementizio armato hanno fornito valori inferiori ai limiti dettati dalla normativa vigente, a garanzia della durabilità prestazionale dell'opera

### **Sintesi verifiche geotecniche**

La sintesi delle verifiche geotecniche è riportata al 2.12.

## **2.10.5 SEZIONE 14 - GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI**

In relazione alla coerenza ed accettabilità dei risultati esposti in forma sintetica e prevalentemente grafica nel presente elaborato e di quanto esposto ai paragrafi precedenti, si segnala che il codice di calcolo utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura e include svariate funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello che permettono di controllare sia la coerenza geometrica sia le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

In particolare, si segnala che la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti hanno permesso un immediato controllo dei risultati.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Su tali basi lo scrivente ritiene accettabili, plausibili e coerenti al progetto in questione i risultati emersi illustrati nel presente documento.

## **2.10.6 SEZIONE 8 – MODELLO DI CALCOLO**

La gabbionata è stata modellata con l'ausilio del software di calcolo "Gabion" Versione 2022.42 della GEO5. Tale software consente di modellare gabbionate a più ordini, tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente. Tramite tale software sono state determinate le sollecitazioni agenti sull'opera.

Considerata la geometria dell'opera in oggetto sono stati analizzati due distinti cinematismi di collasso:

- collasso per scorrimento/ribaltamento della gabbionata sul cordolo in c.a. Con questo meccanismo sono state condotte le seguenti verifiche:

- ribaltamento della gabbionata intorno al punto (A) nell'ipotesi che non sia presente il dente in calcestruzzo armato a valle di essa (Figura 2.45);
- verifica a taglio del dente di calcestruzzo armato a valle del gabbione in quanto è un vincolo allo scorrimento del gabbione;
- collasso per scorrimento/ribaltamento/carico ultimo del sistema gabbionata + cordolo sul piano d'imposta. Con questo meccanismo di collasso sono state condotte le seguenti verifiche:
  - ribaltamento del sistema gabbionata + cordolo intorno al punto (B) (Figura 2.46);
  - scorrimento del sistema gabbionata + cordolo sul piano di imposta;
  - raggiungimento del carico ultimo sul terreno di fondazione.

Si segnala che con il primo cinematico di collasso la gabbionata è intesa come non libera di traslare/ruotare pertanto in condizione sismica si applica quanto descritto al Paragrafo 2.4.2.

Oltre alle verifiche sopra descritte è stata condotta anche la verifica di stabilità globale, indipendente dai cinematici considerati.

Come riempimento a tergo della gabbionata è stato considerato un materiale arido granulare al quale è stato assegnato un peso dell'unità di volume pari a 20kN/mc e un angolo d'attrito efficace  $\phi' = 34^\circ$

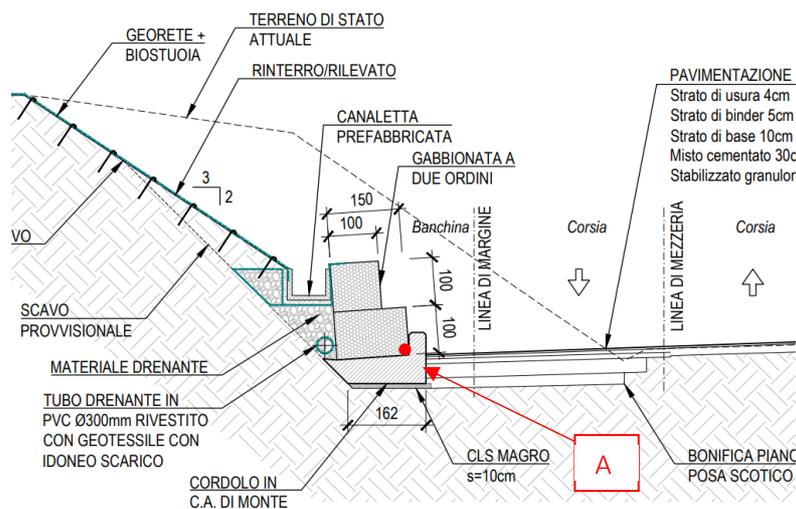


Figura 2.45: Punto di rotazione, cinematico n.1

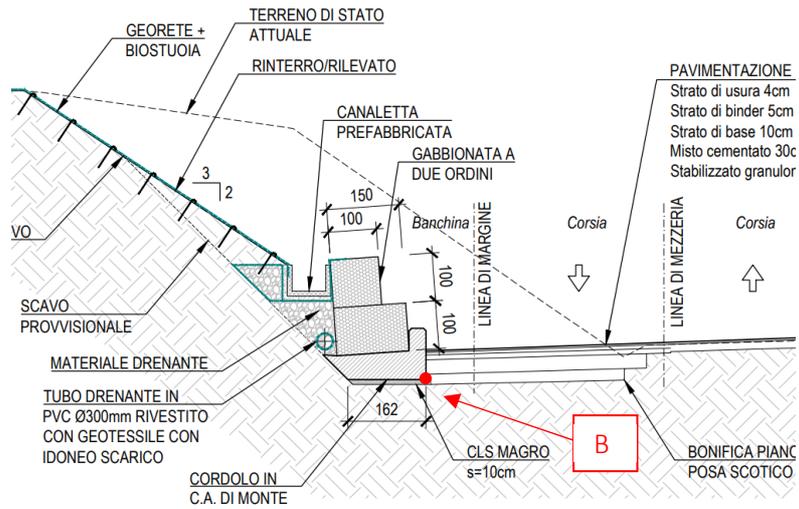


Figura 2.46: Punto di rotazione, cinematico n.2

## 2.10.7 SEZIONE 8 - RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

### 2.10.7.1 CINEMATISMO 1 – CONDIZIONE STATICA

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo “Gabion” e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

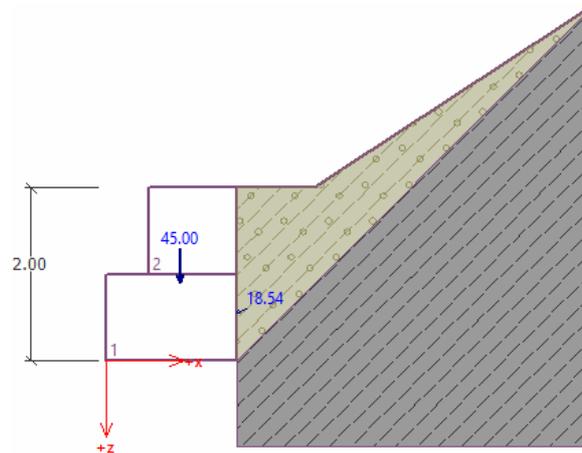


Figura 2.47: Modello cinematico 1, condizione statica

#### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-0.90	45.00	0.85
Active pressure	17.36	-0.55	6.52	1.50

Figura 2.48: Azioni cinematico 1, condizione statica

### 2.10.7.2 CINEMATISMO 1 – CONDIZIONE SISMICA+

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo “Gabion” e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

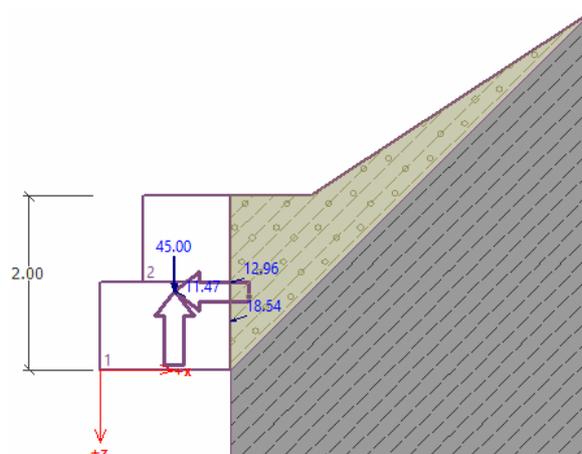


Figura 2.49: Modello cinematico 1, condizione sismica+

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-0.90	45.00	0.85
Earthq.- constr.	10.26	-0.90	-5.13	0.85
Active pressure	17.36	-0.55	6.52	1.50
Earthq.- act.pressure	12.13	-1.00	4.56	1.50

Figura 2.50: Azioni cinematico 1, condizione sismica+

### 2.10.7.3 CINEMATISMO 1 – CONDIZIONE SISMICA-

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo "Gabion" e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

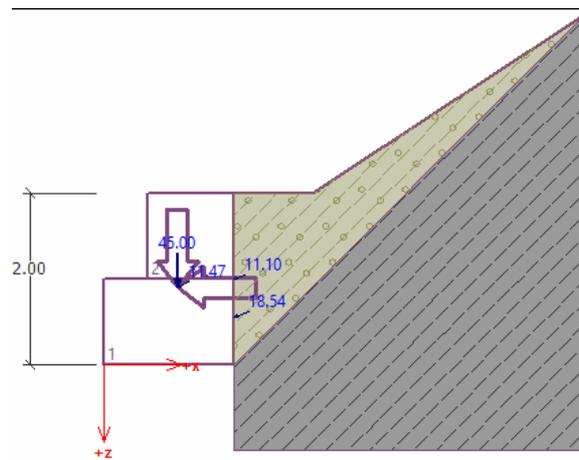


Figura 2.51: Modello cinematico 1, condizione sismica-

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-0.90	45.00	0.85
Earthq.- constr.	10.26	-0.90	5.13	0.85
Active pressure	17.36	-0.55	6.52	1.50
Earthq.- act.pressure	10.39	-1.00	3.91	1.50

Figura 2.52: Azioni cinematico 1, condizione sismica-

### 2.10.7.4 CINEMATISMO 2 – CONDIZIONE STATICA

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo "Gabion" e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

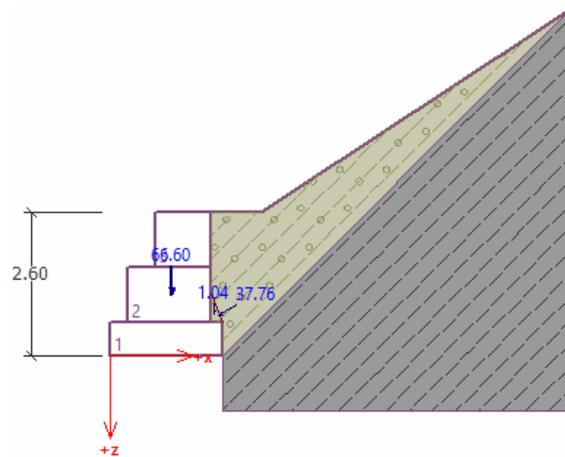


Figura 2.53: Modello cinematismo 2, condizione statica

Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-1.11	66.60	1.10
Weight - earth wedge	0.00	-0.77	1.04	1.87
Active pressure	32.35	-0.72	19.46	1.92

Figura 2.54: Azioni cinematismo 2, condizione statica

### 2.10.7.5 CINEMATISMO 2 – CONDIZIONE SISMICA+

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo “Gabion” e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

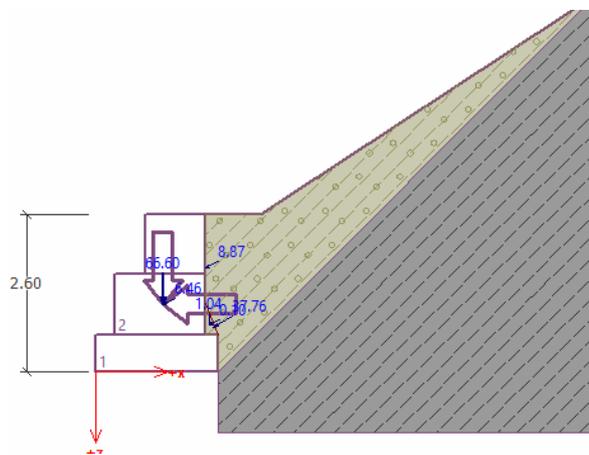


Figura 2.55: Modello cinematismo 2, condizione sismica+

Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-1.11	66.60	1.10
Earthq.- constr.	5.79	-1.11	2.86	1.10
Weight - earth wedge	0.00	-0.77	1.04	1.87
Earthquake - soil wedge	0.09	-0.77	0.04	1.87
Active pressure	32.35	-0.72	19.46	1.92
Earthq.- act.pressure	7.83	-1.72	4.16	1.80

Figura 2.56: Azioni cinematismo 2, condizione sismica+

### 2.10.7.6 CINEMATISMO 2 – CONDIZIONE SISMICA+ PER RIBALTAMENTO

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo “Gabion” e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

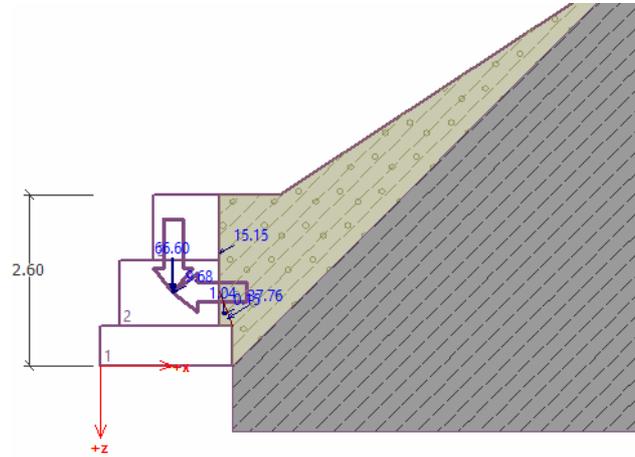


Figura 2.57: Modello cinematico 2, condizione sismica+ per ribaltamento

#### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-1.11	66.60	1.10
Earthq.- constr.	8.66	-1.11	4.33	1.10
Weight - earth wedge	0.00	-0.77	1.04	1.87
Earthquake - soil wedge	0.14	-0.77	0.07	1.87
Active pressure	32.35	-0.72	19.46	1.92
Earthq.- act.pressure	13.35	-1.72	7.15	1.80

Figura 2.58: Azioni cinematico 2, condizione sismica+ per ribaltamento

### 2.10.7.7 CINEMATISMO 2 – CONDIZIONE SISMICA-

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo “Gabion” e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

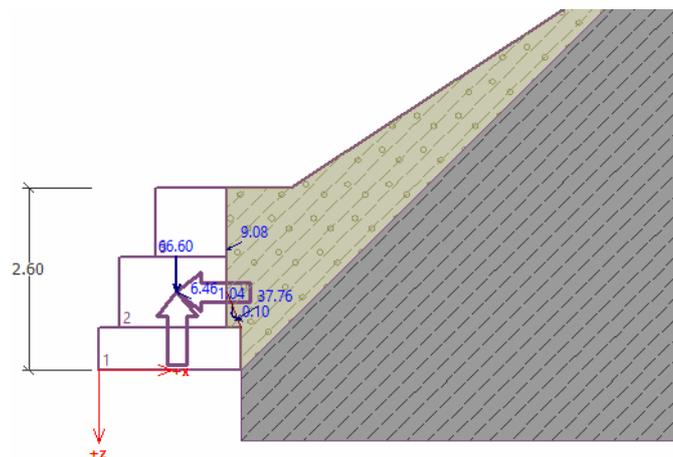


Figura 2.59: Modello cinematico 2, condizione sismica-

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-1.11	66.60	1.10
Earthq.- constr.	5.79	-1.11	-2.86	1.10
Weight - earth wedge	0.00	-0.77	1.04	1.87
Earthquake - soil wedge	0.09	-0.77	-0.04	1.87
Active pressure	32.35	-0.72	19.46	1.92
Earthq.- act.pressure	8.02	-1.72	4.26	1.80

Figura 2.60: Azioni cinematico 2, condizione sismica-

### 2.10.7.8 CINEMATISMO 2 – CONDIZIONE SISMICA- PER RIBALTAMENTO

Nel seguito si riporta il modello realizzato sul software di calcolo "Gabion" e, in forma tabellare, il set di azioni ottenute.

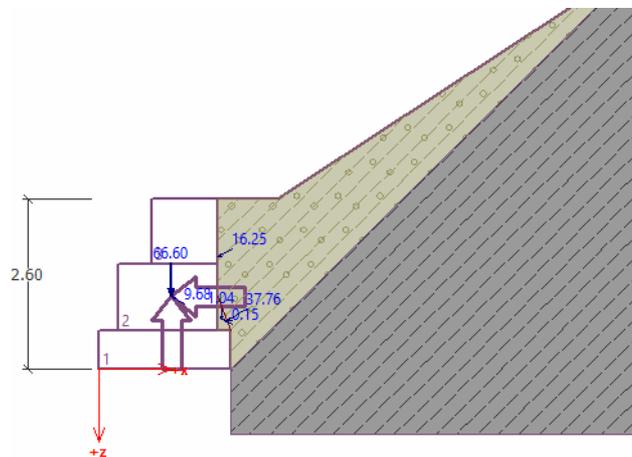


Figura 2.61: Modello cinematico 2, condizione sismica- per ribaltamento

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]
Weight - wall	0.00	-1.11	66.60	1.10
Earthq.- constr.	8.66	-1.11	-4.33	1.10
Weight - earth wedge	0.00	-0.77	1.04	1.87
Earthquake - soil wedge	0.14	-0.77	-0.07	1.87
Active pressure	32.35	-0.72	19.46	1.92
Earthq.- act.pressure	14.31	-1.72	7.70	1.80

Figura 2.62: Azioni cinematico 2, condizione sismica- per ribaltamento

## 2.10.8 SEZIONE 8 - SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

### Sintesi verifiche geotecniche

Le verifiche di resistenza condotte hanno dato esito positivo; gli elementi di progetto sono in grado di sopportare le azioni di progetto con i margini richiesti da normativa.

La sintesi delle verifiche geotecniche è riportata al 2.12.

## 2.10.9 SEZIONE 8 - GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

In relazione alla coerenza ed accettabilità dei risultati esposti in forma sintetica e prevalentemente grafica nel presente elaborato e di quanto esposto ai paragrafi precedenti, si segnala che il codice di calcolo utilizzato include svariate funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello che permettono di controllare sia la coerenza geometrica sia le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

In particolare, si segnala che la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti hanno permesso un immediato controllo dei risultati.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Su tali basi lo scrivente ritiene accettabili, plausibili e coerenti al progetto in questione i risultati emersi illustrati nel presente documento.

## 2.11 CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

### 2.11.1 MODELLAZIONE TRAMITE PLAXIS 2D 2021

Per la valutazione dello stato di sollecitazione e di deformazione dell'opera di progetto, nonché delle relative verifiche geotecniche, si è ricorsi ad una modellazione tramite il programma Plaxis 2D Versione 21.01.00.479 agli elementi finiti (FEM) come già descritto nei paragrafi precedenti.



Figura 2.63: Plaxis 2D 21.01.00.479

La documentazione, fornita dal produttore a corredo del software, consiste nei seguenti manuali:

#### All Manuals

Please click the links below to open the corresponding manuals.

[General Information Manual](#)

**Part 1:** [Tutorial Manual PLAXIS 2D](#)

**Part 2:** [Reference Manual PLAXIS 2D](#)

**Part 3:** [Material Models Manual](#)

**Part 4:** [Scientific Manual](#)

Figura 2.64: Manuali Plaxis

Dall'analisi di tale documentazione il software è stato valutato idoneo allo studio del caso specifico ed affidabile.

Il software presenta un modulo "Output" che consente la consultazione dei risultati in una sezione piana e di plottare grafici e curve dei risultati che si desiderano analizzare per le singole fasi di calcolo o anche sottoforma di involuppo.

### 2.11.2 MODELLAZIONE TRAMITE "GABION"

Il dimensionamento della gabbionata è stato condotto attraverso fogli elettronici .xls e tramite l'affiancamento del software "Gabion" della GEO5 Versione 2022.42.

In una prima fase, ci si è serviti del software citato per ottenere l'entità ed il posizionamento delle diverse azioni agenti sulla struttura. Infatti, definendo all'interno del software stesso:

- la geometria e i materiali caratterizzanti l'opera di sostegno;

- l'andamento del terreno, la stratigrafia dello stesso ed i parametri geotecnici caratterizzanti gli strati ed il terreno di riempimento;
- l'eventuale azione sismica;

è possibile ottenere le azioni agenti sull'opera, quali i pesi propri (dell'opera stessa, del terreno di riempimento), le spinte agenti (spinta del terreno, spinta dell'acqua, spinta dovuta ad eventuali sovraccarichi, eventuale sovrappinta sismica) e le eventuali forze di inerzia causate dal sisma.

Tale software è stato ritenuto idoneo all'utilizzo proposto per lo studio del caso specifico ed affidabile.

Una volta definite le azioni esterne e la loro ubicazione ci si è serviti di fogli di calcolo dedicati .xls al fine di condurre le verifiche geotecniche descritte nei paragrafi precedenti.

### 2.11.3 VERIFICHE STRUTTURALI TRAMITE RC-SEC

Le verifiche a presso/tenso-flessione e taglio agli SLU e le verifiche delle tensioni ed a fessurazione agli SLE delle sezioni in conglomerato cementizio armato ai sensi del DM 17/01/2018 sono state condotte mediante il programma RCsec Versione 2021.01.00.479.



Figura 2.65: Plaxis 2D 21.01.00.479

Tale software consente di verificare le sezioni strutturali una volta definite le caratteristiche (geometriche, meccaniche, dei materiali e dell'ambiente di esposizione) della stessa applicando i principi della scienza delle costruzioni.

### 2.11.4 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE MEDIANTE IL MODULO SLOPE/W 2021

Il programma utilizzato per le verifiche di stabilità è il seguente:

- Modulo "Slope/W" 2021 del programma di calcolo "GeoStudio 2021 – versione 11.0.1.21429", a cura della Geo-Slope International (Canada).

Tale modulo consente un'analisi di stabilità tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio e altre opere di rinforzo e sostegno. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (F.S.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie

di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo diversi criteri; nel caso in esame verrà adottato il criterio di Morgenstern-Price.

Tale criterio permette la ricerca del coefficiente di sicurezza con riferimento ad una condizione di equilibrio sia alla rotazione sia alla traslazione e considerando le forze di interazione fra i singoli conci.

Tale software è stato ritenuto idoneo allo studio del caso specifico ed affidabile.

## 2.12 STRUTTURE GEOTECNICHE

### 2.12.1 SEZIONE 14 - ANALISI DELLA PARATIA – APPROCCIO 2, COMBINAZIONE 2

La verifica effettuata sulla paratia secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1) ha mostrato la convergenza dei risultati ed una configurazione deformata coerente con quella attesa.

Di seguito si riporta, per le sezioni di calcolo analizzate, la mappatura a colori degli spostamenti negli elementi di terreno e a seguire i grafici inerenti allo spostamento dei pali in corrispondenza delle seguenti fasi:

- fase 8 – dissesto unità U1;
- fase 9 – dissesto unità U2 per i primi 2m di altezza.

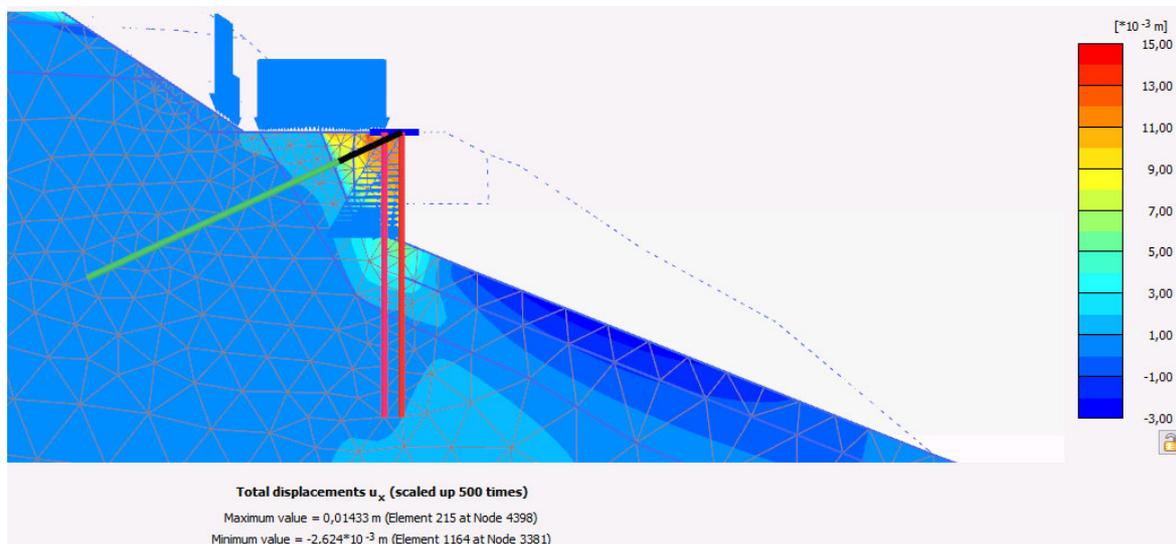


Figura 2.66: Deformata allo SLU, Combinazione A2+M2+R1 – fase 8

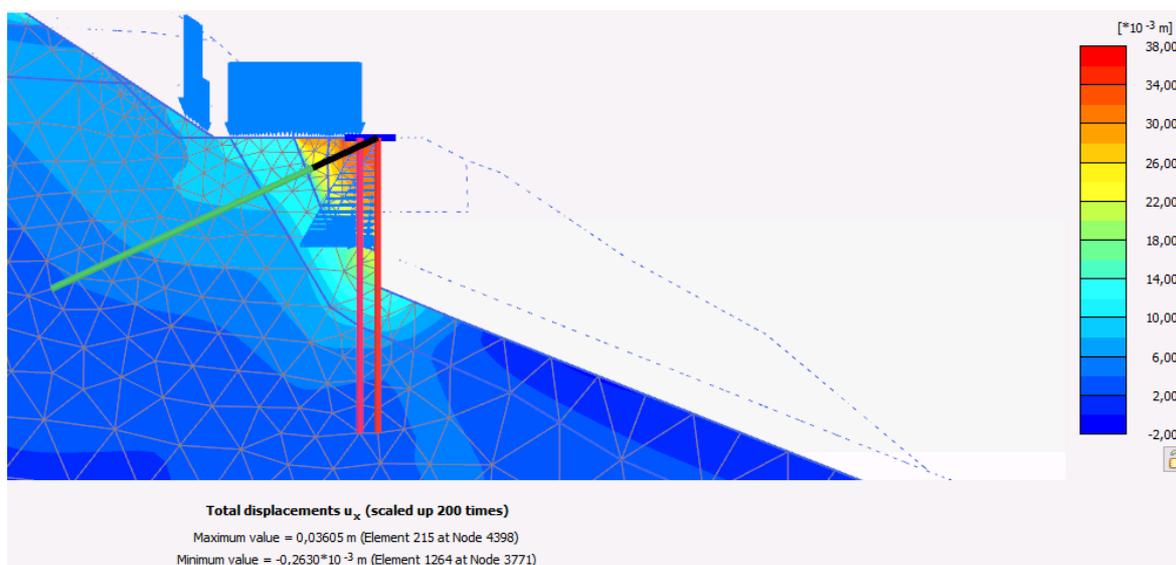


Figura 2.67: Deformata allo SLU, Combinazione A2+M2+R1 – fase 9

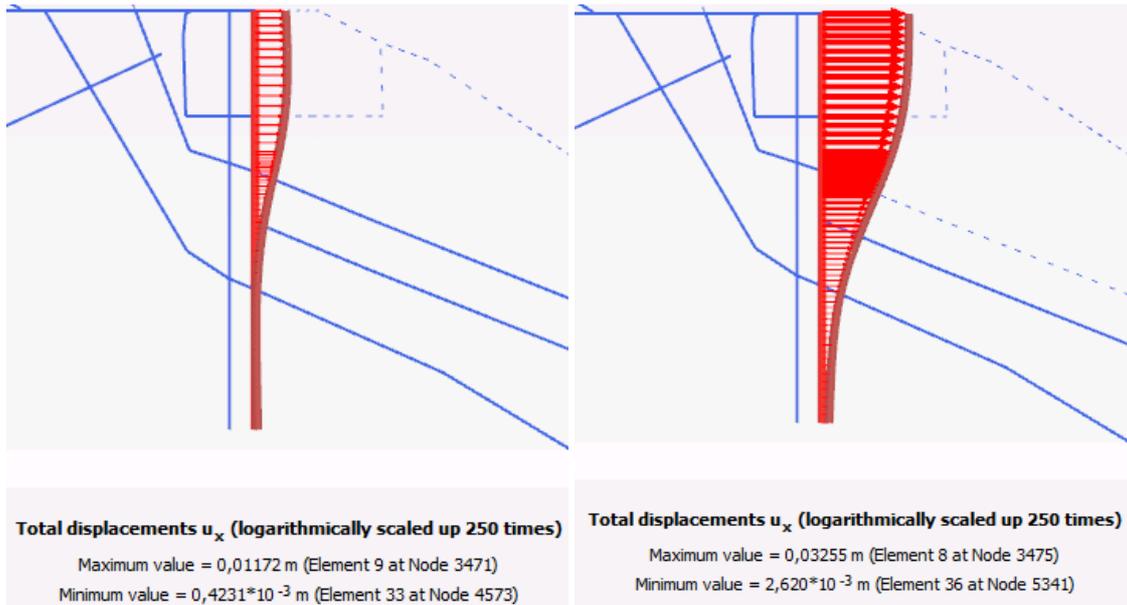


Figura 2.68: Deformata dei pali PV allo SLU, Combinazione A2+M2+R1 – a sx fase 8, a dx fase 9

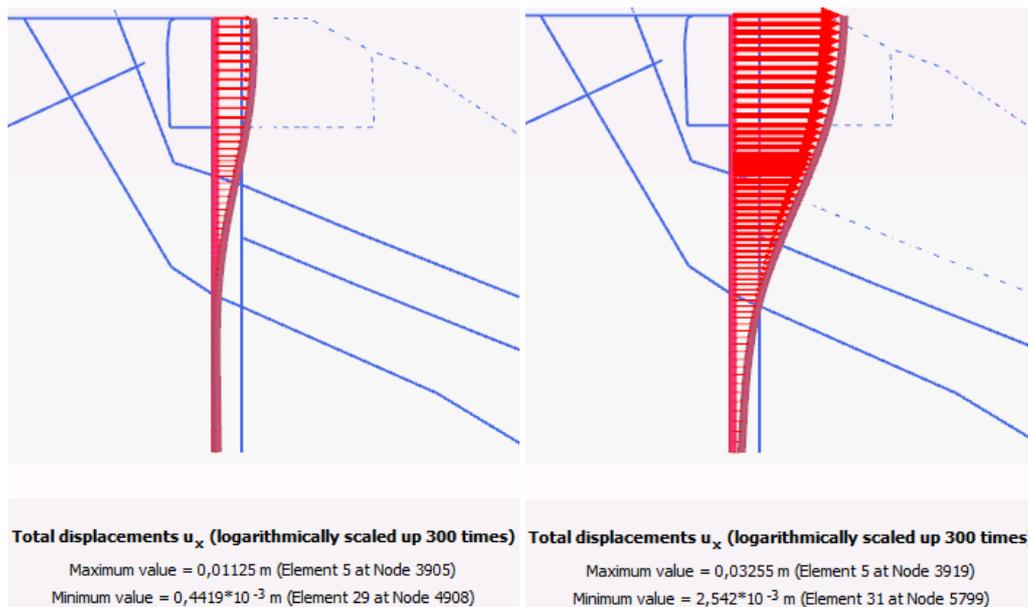


Figura 2.69: Deformata dei pali PM allo SLU, Combinazione A2+M2+R1 – a sx fase 8, a dx fase 9

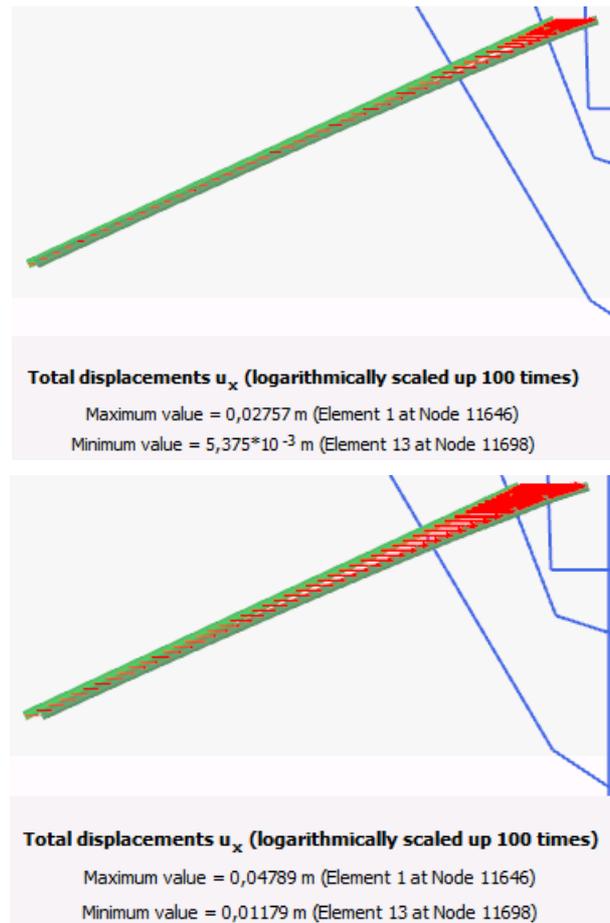


Figura 2.70: Deformata dei tiranti allo SLU, Combinazione A2+M2+R1 – in alto fase 8, in basso fase 9

Nelle configurazioni analizzate, la condizione di equilibrio è stata raggiunta ed è coerente con entità degli spostamenti plausibili in relazione allo stato limite considerato.

Tali risultati consentono di ritenere soddisfatta la verifica.

## 2.12.2 SEZIONE 14 - CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante sono state condotte applicando i criteri esposti al 6.2.3. Il contributo di capacità portante è stato considerato come segue: solamente per l'intera porzione di palo immersa nel terreno, ovvero:

- per i pali PV e PM si è considerata solamente l'intera porzione di palo immersa nel terreno, ovvero da circa 8.0m da testa palo a 16.0m da testa palo, pertanto per una lunghezza efficace di 8.0m.

Si riportano di seguito le curve di capacità portante dei pali PV e PM.

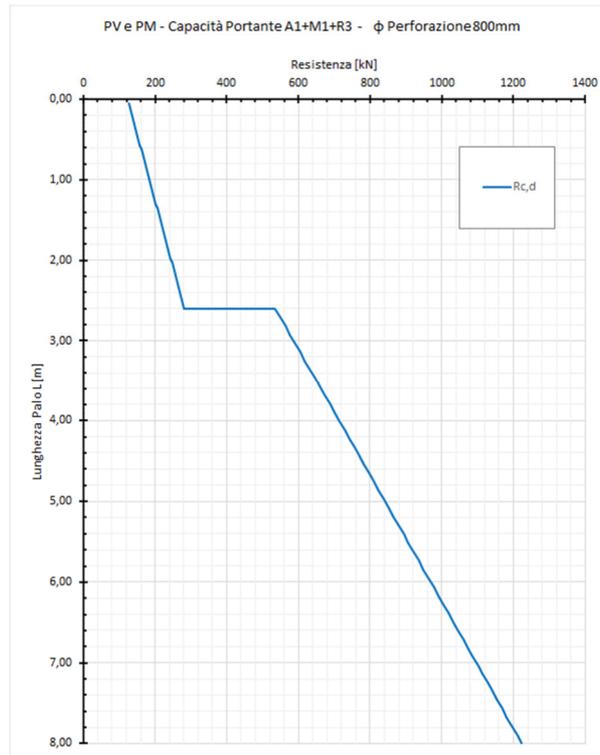


Figura 2.71: Curve di capacità portante per i pali PV e PM

Pali PV e PM	
L [m]	R <sub>c,d</sub> [kN]
1	184,2
2	245,3
3	586,7
4	714,1
5	841,5
6	968,9
7	1096,3
8	1223,7

Figura 2.72: Capacità portante per i pali PV e PM

Gli sforzi assiali massimi (compressione) agenti sui pali PV e PM sono riportati di seguito (vedi Paragrafo 2.10.3.3):

- palo PV:
  - sforzo massimo di compressione:  $N_{max}=820.6\text{kN}$ ;
- palo PM:
  - sforzo massimo di compressione:  $N_{max}=569.5\text{kN}$ .

Alla luce degli sforzi agenti e delle resistenze di progetto, la verifica di capacità portante nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

### 2.12.3 SEZIONE 14 - SFILAMENTO TIRANTI

Le verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio sono state svolte in accordo ai criteri esposti al Paragrafo 6.2.4.1 e per gli stati limite di riferimento del Paragrafo 2.7.1 e, in accordo con quanto riportato al Paragrafo 7.11.6.4.1 del D.M. 17/01/2018, è stata condotta la verifica di gerarchia delle resistenze.

In particolare, nel presente progetto, sono previsti tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mmq aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di 25°.

Di seguito si riporta un grafico contenente la lunghezza efficace e non efficace dei tiranti unitamente ai cunei di spinta attivi statici e sismici definiti secondo il criterio esposto al Paragrafo 6.2.4.1. Nel caso corrente, considerando il dislivello tra testa del tirante e quota a valle dei pali PV e PM, l'altezza di scavo è stata considerata cautelativamente pari a 9.0m (comprensivo di 50cm di sovrascavo).

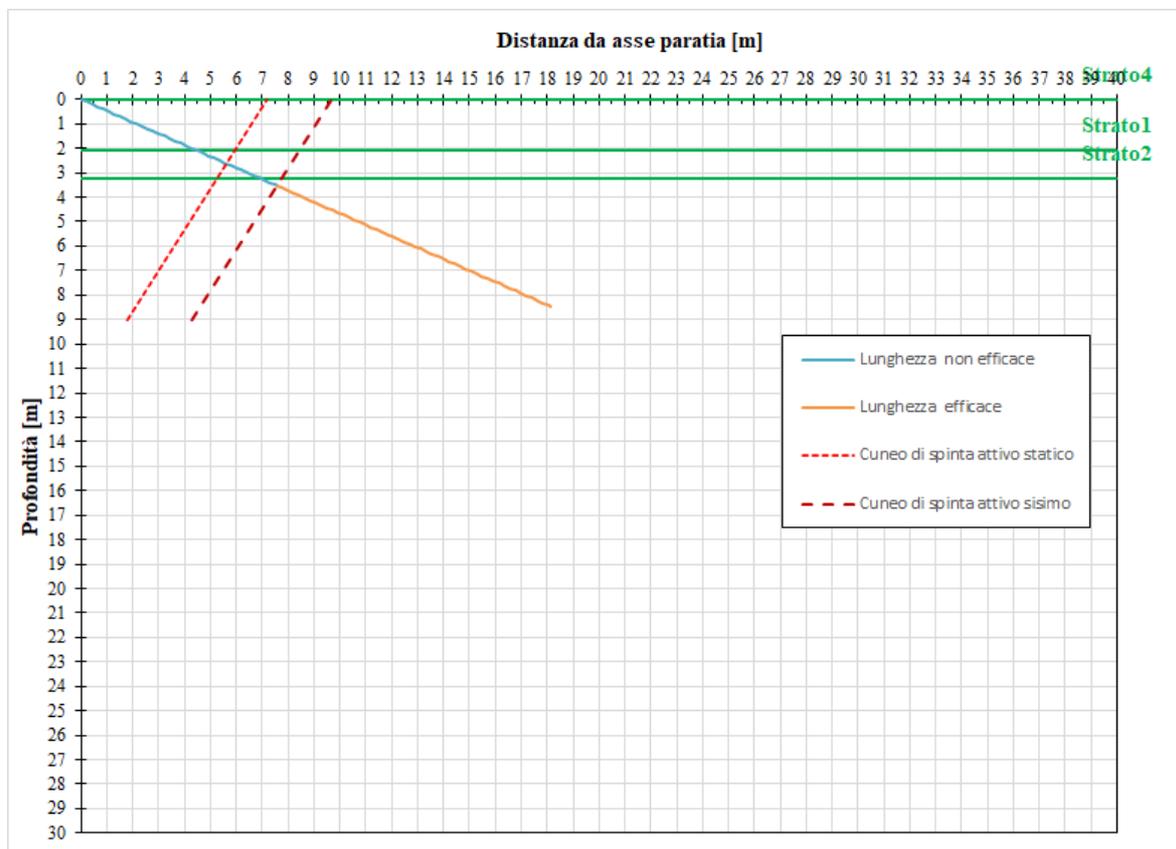


Figura 2.73: Schema tirante

Si riportano di seguito le caratteristiche del tirante, la stratigrafia di calcolo considerata e la resistenza a sfilamento del bulbo.

<b>Caratteristiche tirante</b>			
$A_{barra}$	=	973	mm <sup>2</sup>
E	=	201000	MPa
$\phi_{perf}$	=	0,22	m
i (interasse)	=	4,8	m
quota da p.c.	=	0	m
inclinazione	=	25	°
$L_{totale}$	=	20	m
$L_{efficace}$	=	11,66	m
$L_{nonefficace}$	=	8,34	m

Figura 2.74: Caratteristiche tirante

<b>Stratigrafia di calcolo</b>					
	Profondità base strato da p.c. [m]	$\varphi'$ [°]	$q'_{s,i}$ [kPa]	$\alpha$	$q_{s,i}$ [kPa]
Strato 1	2,1	28,0	0,0	1,0	0,0
Strato 2	3,24	28,0	0,0	1,0	0,0
Strato 3	50	28,0	200,0	1,0	200,0
					0

Figura 2.75: Stratigrafia di calcolo

<b>Resistenza a sfilamento bulbo (Par. 6.6.2 DM2018)</b>			
	$q_{s,i}$ [kPa]	$L_{effettiva,i}$ [m]	$R_{ac,i}$ [kN]
Strato 1	0	0,00	0,0
Strato 2	0	0,00	0,0
Strato 3	200	11,66	1612,2
Numero profili di indagine			2
$\xi_{a3}$	=	1,75	
Tipologia tirante			permanente
$\gamma_R$	=	1,2	
$R_{ac}$	=	1612,2 kN	
$R_{ak}$	=	921,3 kN	
$R_{ad}$	=	767,7 kN	

Figura 2.76: Resistenza a sfilamento del tirante

Gli sforzi assiali di trazione massimi agenti sui tiranti di ancoraggio sono riportati di seguito (Paragrafo 2.10.3.6):

- sforzo massimo di trazione:  $N_{min} = -756,0 \text{ kN}$ .

Alla luce degli sforzi agenti e delle resistenze di progetto, la verifica a sfilamento dei tiranti di ancoraggio risulta soddisfatta.

La resistenza a trazione del tirante di ancoraggio di progetto viene riportata di seguito:

<u>Resistenza a trazione acciaio tirante (Par. 4.1.8.1.1)</u>			
$f_{ptk}$	=	1860	MPa
$f_{pyk}$	=	1670	MPa
$\gamma_s$	=	1,15	
$R_{tk}$	=	1624,9	kN
$R_{td}$	=	1413,0	kN

Figura 2.77: Resistenza a trazione del tirante

Risulta quindi soddisfatta anche la verifica di gerarchia delle resistenze.

## 2.12.4 SEZIONE 14 - STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate in accordo con quanto esposto ai Paragrafi 2.7.1 e 2.7.3. Di seguito vengono riportati gli esiti delle verifiche effettuate.

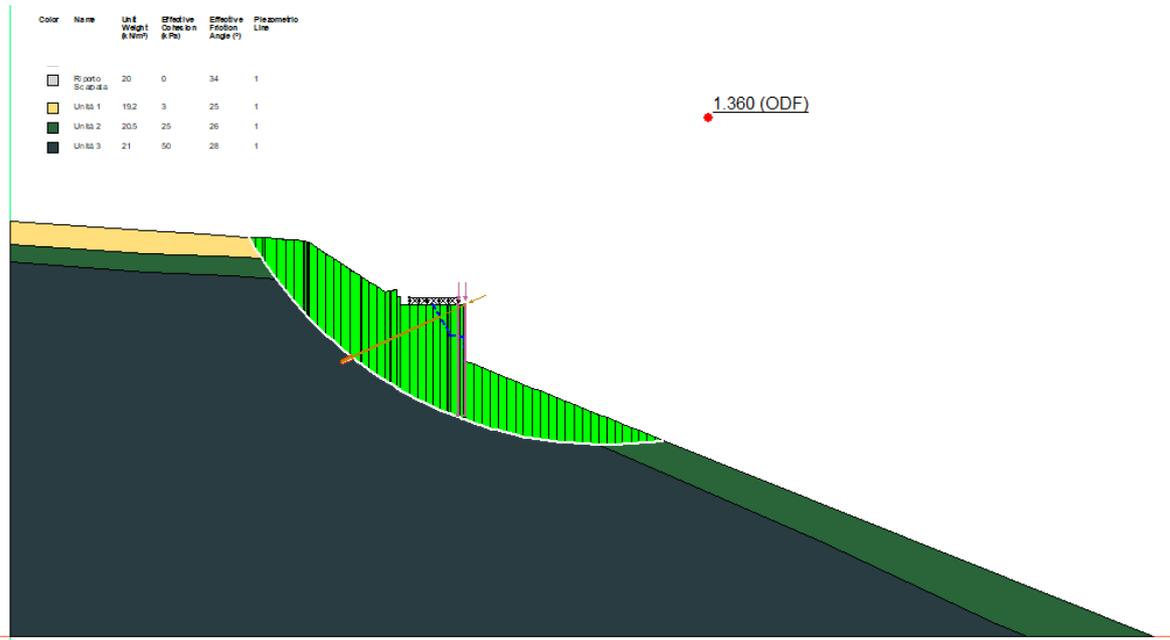


Figura 2.78: Verifica di stabilità globale in condizione statica

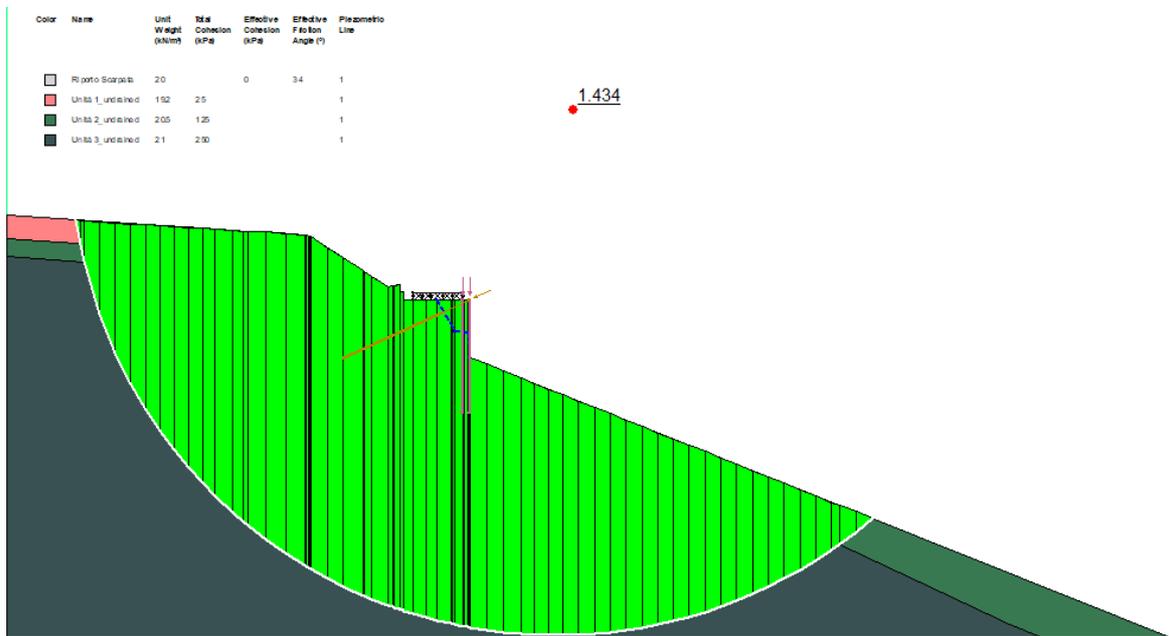


Figura 2.79: Verifica di stabilità globale in condizione sismica+

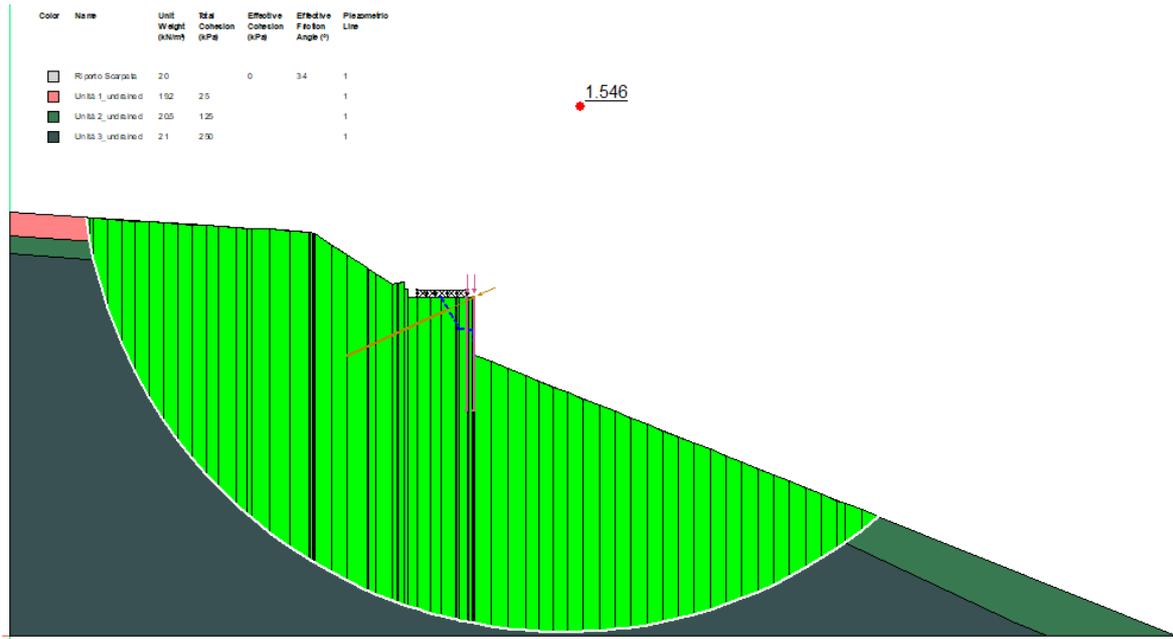


Figura 2.80: Verifica di stabilità globale in condizione sismica-

Le verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche risultano soddisfatte.

## 2.12.5 SEZIONE 8 – VERIFICA GABBIONATA

### 2.12.5.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Per il criterio di verifica adottato, si fa riferimento al Paragrafo 6.

Con riferimento a quanto riportato ai Paragrafi 2.10.7.1, 2.10.7.2, 2.10.7.3, 2.10.7.4, 2.10.7.6 e 2.10.7.8, in Tabella 2-9 viene riportata la sintesi delle verifiche a ribaltamento.

Si segnala che le azioni e le resistenze sono da intendersi come di progetto, quindi sono già state rispettivamente amplificate secondo i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e ridotte secondo i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , pertanto il fattore di sicurezza deve risultare  $\geq 1.00$

Tabella 2-9 Verifiche a ribaltamento

Cinematismo	Condizione	$M_{stab,d}$ [kNm/m]	$M_{destab,d}$ [kNm/m]	$M_{stab,d}/$ $M_{destab,d}$	Verifica
1	Statica SLU	41.77	12.41	3.36	Soddisfatta
1	Sismica SLV+	50.51	30.91	1.63	Soddisfatta
1	Sismica SLV-	58.26	29.16	2.00	Soddisfatta
2	Statica SLU	97.89	30.28	3.23	Soddisfatta
2	Sismica SLV+	130.33	55.97	2.33	Soddisfatta
2	Sismica SLV-	130.25	57.63	2.26	Soddisfatta

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

### 2.12.5.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per il criterio di verifica adottato, si fa riferimento al Paragrafo 6.

Per quanto concerne il cinematismo 1 la verifica a scorrimento si traduce, come descritto in precedenza, in una verifica a taglio del dente in calcestruzzo armato. Tale elemento è stato verificato come elemento non armato a taglio.

Per quanto concerne il cinematismo 2 la verifica è stata condotta considerando che il sistema gabbione+soletta è posato sulla formazione intatta (unità U3), assumendo pertanto:

$$\delta_s = \operatorname{tg}\varphi = 0,532$$

Con riferimento a quanto riportato ai Paragrafi 2.10.7.1, 2.10.7.2, 2.10.7.3, 2.10.7.4, 2.10.7.6 e 2.10.7.8, in Tabella 2-9 viene riportata la sintesi delle verifiche a scorrimento.

Si segnala che le azioni e le resistenze sono da intendersi come di progetto, quindi sono già state rispettivamente amplificate secondo i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e ridotte secondo i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , pertanto il fattore di sicurezza deve risultare  $\geq 1.00$

Tabella 2-10 Verifiche a scorrimento

Cinematismo	Condizione	$R_{t,d}$ [kN/m]	$T_d$ [kN/m]	$R_{t,d}/T_d$	Verifica
1	Statica SLU	-	22.57		Vedi verifica elemento non armato a taglio
1	Sismica SLV+	-	39.75		Vedi verifica elemento non armato a taglio
1	Sismica SLV-	-	38.01		Vedi verifica elemento non armato a taglio
2	Statica SLU	43.10	42.06	1.02	Soddisfatta
2	Sismica SLV+	50.07	46.06	1.09	Soddisfatta
2	Sismica SLV-	47.04	46.25	1.02	Soddisfatta

Nel seguito si riporta l'esito della verifica a taglio del dente in calcestruzzo armato come elemento non armato a taglio.

Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	350	mm	altezza
d	340	mm	altezza utile
fck	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>y</sub> d	391	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	14,17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub>	7,08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>sl</sub>	1570	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1,77		fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0,41	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0,0046		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sfuerzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1,00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V <sub>rd</sub>	162,93	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A <sub>smin</sub>	1500	mm <sup>2</sup> /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

### 2.12.5.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Per il criterio di verifica adottato, si fa riferimento al Paragrafo 6.

La verifica di capacità portante è stata condotta con riferimento al solo cinematismo 2.

Con riferimento a quanto riportato ai Paragrafi 2.10.7.1, 2.10.7.2, 2.10.7.3, 2.10.7.4, 2.10.7.6 e 2.10.7.8, in Tabella 2-9 viene riportata la sintesi delle verifiche di capacità portante.

Si segnala che le azioni e le resistenze sono da intendersi come di progetto, quindi sono già state rispettivamente amplificate secondo i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e ridotte secondo i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , pertanto il fattore di sicurezza deve risultare  $\geq 1.00$

Tabella 2-11 Verifiche di capacità portante

Cinematismo	Condizione	M [kNm/m]	N [kN/m]	e [m]	B' [m]	$Q_{lim}$ [kN/m]	Verifica
2	Statica SLU	2.18	87.1	0.02	1.95	542.92	Soddisfatta
2	Sismica SLV+	14.07	94.16	0.15	1.7	494.71	Soddisfatta
2	Sismica SLV-	15.03	88.46	0.17	1.66	459.37	Soddisfatta

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

## 2.12.6 SEZIONE 8 - STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate in accordo con quanto esposto ai Paragrafi 2.7.1 e 2.7.3. Di seguito vengono riportati gli esiti delle verifiche effettuate.

Color	Name	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Piezometric Line
■	Riparto Scarpata	20	0	34	1
■	Unità 1	19.2	3	25	1
■	Unità 2	20.5	25	26	1
■	Unità 3	21	50	28	1

**2.037 (ODF)**

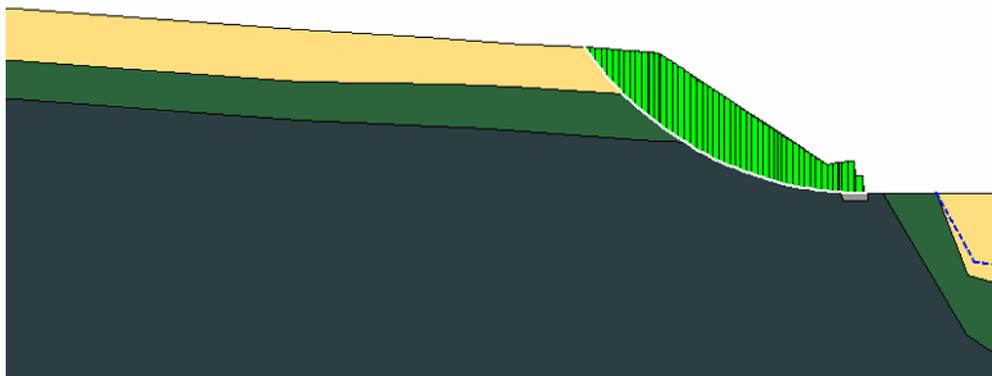


Figura 2.81: Verifica di stabilità globale in condizione statica

Color	Name	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Total Cohesion (kPa)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Piezometric Line
■	Riparto Scarpata	20		0	34	1
■	Unità 1_undrained	19.2	25			1
■	Unità 2_undrained	20.5	125			1
■	Unità 3_undrained	21	250			1

**4.762**

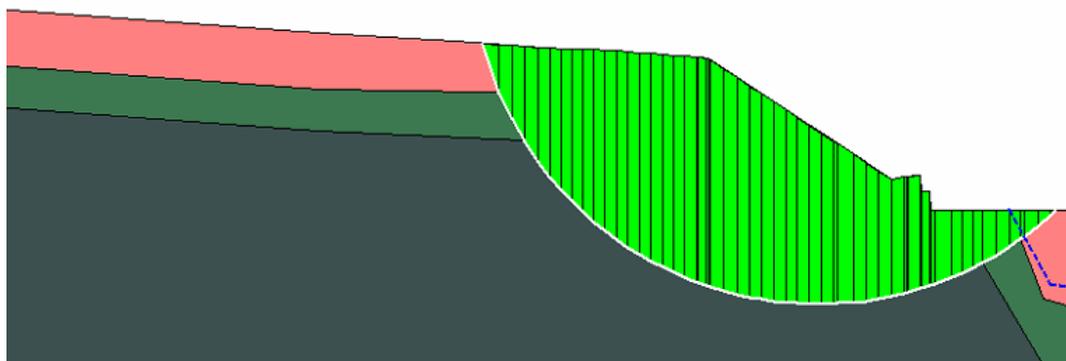


Figura 2.82: Verifica di stabilità globale in condizione sismica+

Color	Name	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Total Cohesion (kPa)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Piezometric Line
—						<u>5.110</u>
■	Riparto Scarpata	20		0	34	1
■	Unità 1_undrained	19.2	25			1
■	Unità 2_undrained	20.5	125			1
■	Unità 3_undrained	21	250			1

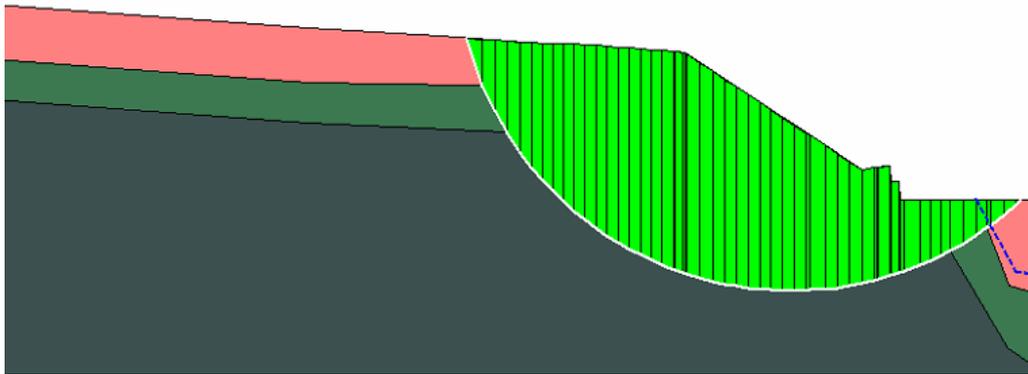


Figura 2.83: Verifica di stabilità globale in condizione sismica-

Le verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche risultano soddisfatte.

## 3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 3.1 **NORMATIVA TECNICA**

La normativa di riferimento principale per la progettazione è la seguente:

- D.M: 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.

### 3.2 **RIFERIMENTI TECNICI**

I principali riferimenti tecnici utilizzati sono elencati di seguito:

- Circolare Esplicativa n.7 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»”;
- UNI EN 206 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”;
- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Piled Foundations in weak rock – CIRIA (1999).

### 3.3 **ELENCO ELABORATI**

Nel seguito si riporta l’elenco degli elaborati costituenti la presente progettazione esecutiva:

- S21143-PE-RE-000-0 Elenco elaborati;
- S21143-PE-RE-001-0 Relazione geologica;
- S21143-PE-RE-002-0 Relazione geotecnica
- S21143-PE-RE-003-0 Relazione tecnica descrittiva e di calcolo strutturale
- S21143-PE-RE-004-0 Relazione di modellazione sismica;
- S21143-PE-RE-005-0 Relazione sui materiali;
- S21143-PE-RE-006-0 Piano di manutenzione;
- S21143-PE-RE-007-0 Relazione paesaggistica;
- S21143-PE-TV-000-0 Carta geologica e sezione stratigrafica;
- S21143-PE-TV-001-0 Corografia;
- S21143-PE-TV-002-0 Planimetria di stato attuale;
- S21143-PE-TV-003-0 Planimetria degli espropri;
- S21143-PE-TV-004-0 Planimetria generale di progetto e render;
- S21143-PE-TV-005-0 Sezioni tipologiche;
- S21143-PE-TV-006-0 Tracciamento stradale, planimetria;
- S21143-PE-TV-007-0 Profilo stradale;
- S21143-PE-TV-008-0 Sezioni trasversali, tavola 1 di 5;
- S21143-PE-TV-009-0 Sezioni trasversali, tavola 2 di 5;
- S21143-PE-TV-010-0 Sezioni trasversali, tavola 3 di 5;
- S21143-PE-TV-011-0 Sezioni trasversali, tavola 4 di 5;
- S21143-PE-TV-012-0 Sezioni trasversali, tavola 5 di 5;
- S21143-PE-TV-013-0 Tracciamento e armatura pali;

- 
- S21143-PE-TV-014-0 Armature cordoli e soletta, tavola 1 di 2;
  - S21143-PE-TV-015-0 Armature cordoli e soletta, tavola 2 di 2;
  - S21143-PE-TV-016-0 Planimetria idraulica e dettagli;
  - S21143-PE-TV-017-0 Fasi esecutive.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali devono essere conformi al D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”, ed alla UNI 11104 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”.

Nel seguito si riportano i valori di calcolo e le principali caratteristiche dei materiali adottati.

Tabella 4–1: Proprietà calcestruzzo per i pali

### PALI

Classe di resistenza		C 25/30	
Classe di consistenza		S4÷S5	
Classe di esposizione (UNI EN 206)		XC2	
Diametro massimo aggregato		20	mm
Rapporto acqua/cemento max		0.60	
Contenuto minimo di cemento		300	kg/m <sup>3</sup>
Contenuto minimo di aria		-	
Copriferro netto		6.0	cm
Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck}$		30.0	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck}=0,83 * R_{ck}$		25.0	MPa
Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd}=0.85 * f_{ck} / 1,5$		14.17	MPa
Valore medio della resistenza a trazione semplice * $f_{ck}^{2/3}$	$f_{ctm} = 0.30$	2.57	MPa
Valore medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm}$	$f_{ctm} = 1.2 *$	3.08	MPa
Valore medio della resistenza cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8$		33.0	MPa
Modulo elastico $E_{cm} = 22'000 * (f_{cm}/10)^{0.3}$		31476	MPa
Massima tensione di compressione nel calcestruzzo ( <i>combinazione rara</i> ) $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$		15.0	MPa
Massima tensione di compressione nel calcestruzzo ( <i>combinazione quasi permanente</i> ) $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$		11.25	MPa
Valore limite di apertura delle fessure $w_2$ (SLE quasi permanente)		0.3	mm
Valore limite di apertura delle fessure $w_3$ (SLE frequente)		0.4	mm

Tabella 4-2: Proprietà calcestruzzo per i cordoli (cordolo sommitale ai pali e cordolo posto alla base dei gabbioni)

**CORDOLI**

Classe di resistenza	C 32/40	
Classe di consistenza	S3-S4	
Classe di esposizione (UNI EN 206)	XC4+XF4	
Diametro massimo aggregato	20	mm
Rapporto acqua/cemento max	0.45	
Contenuto minimo di cemento	360	kg/m <sup>3</sup>
Contenuto minimo di aria	4%	
Copriferro netto	5.0	cm
Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck}$	40.0	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck}=0,83 * R_{ck}$	32.0	MPa
Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd}=0.85 * f_{ck} / 1,5$	18.1	MPa
Valore medio della resistenza a trazione semplice $f_{ctm}= 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	MPa
Valore medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.2 * f_{ctm}$	3.63	MPa
Valore medio della resistenza cilindrica $f_{cm} = f_{ck}+8$	40.0	MPa
Modulo elastico $E_{cm}= 22'000*(f_{cm}/10)^{0.3}$	33346	MPa
Massima tensione di compressione nel calcestruzzo ( <i>combinazione rara</i> ) $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$	19.2	MPa
Massima tensione di compressione nel calcestruzzo ( <i>combinazione quasi permanente</i> ) $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.4	MPa
Valore limite di apertura delle fessure $w_2$ (SLE quasi permanente)	0.2	mm
Valore limite di apertura delle fessure $w_3$ (SLE frequente)	0.2	mm

Tabella 4–3: Malta cementizia per iniezione tiranti

**MALTA CEMENTIZIA PER INIZIEZIONE TIRANTI**

Classe di resistenza	C 35/45
----------------------	---------

Tabella 4–4: Acciaio armonico per trefoli

**ACCIAIO ARMONICO PER TREFOLI**

Tensione caratteristica a rottura $f_{ptk}$	1860	MPa
Tensione caratteristica all'1% di deformazione $f_{p(1)k}$	1670	MPa
Modulo di elasticità $E_s$	201000	MPa
Allungamento sotto carico massimo $A_{gt}$	≥3.5	%

Tabella 4–5: Acciaio per armature

**ACCIAIO PER ARMATURE**

Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk, nom}$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd}$	391.3	MPa
Modulo di elasticità $E_s$	210000	MPa
Massima tensione di trazione (combinazione rara) $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$	360	MPa

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI, LIVELLI PIEZOMETRICI, SEZIONI E FASI DI CALCOLO

### 5.1 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico è stato definito grazie all'interpretazione dei dati ottenuti nella campagna indagini sopra riportata ed è descritto nell'elaborato S21143-PD-RE-002-0 "Relazione geotecnica".

Le principali unità geotecniche rilevate sono riportate nel seguito. Gli spessori riportati sono da intendersi come spessori individuati in corrispondenza dei sondaggi:

- **unità R** (da p.c. a circa 4.0 m): terreni di riporto costituiti da conglomerato bituminoso costituente il manto stradale e dal relativo sottofondo;
- **unità 1** (da circa 4.0 m a circa 6.0 m): argilla limosa debolmente sabbiosa, di colore grigio, da mediamente consistente a consistente, da asciutta a umida;
- **unità 2** (da circa 6.0 m a circa 10-11.0 m argilla marnosa e marna argillosa di colore grigio scuro, da mediamente consistente a molto consistente (porzione alterata della Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari RAN3);
- **unità 3** (da circa 10-11.0 m): argilla marnosa e marna argillosa di colore grigio scuro, da molto consistente a dura, con livelli decimetrici di arenaria media di colore grigia (Formazione di Ranzano - membro di Varano de' Melegari RAN3).

Come indicato nell'elaborato S21143-PD-RE-002-2 "Relazione geotecnica", l'analisi e l'interpretazione delle prove in foro SPT, dei Pocket Penetrometer (PP), dei Vane Test (VT) e delle indagini di laboratorio unitamente alle back analysis condotte esposta nell'elaborato "Relazione geotecnica" e alle conoscenze pregresse acquisite sull'area in esame hanno consentito di stimare i seguenti parametri geotecnici operativi (caratteristici per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio). In alcuni parametri è indicato un range di valori, tra parentesi quadra [] si riporta il valore assunto in fase di calcolo.

Tabella 5.1: Parametri geotecnici operativi (caratteristici per quanto riguarda quelli di resistenza al taglio)

Unità	$\gamma$ [kN/mc]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E_{50}$ [MPa]
R	21	60	35	600	12
U1	19.2	3	25	20÷75 [25]	6
U2	20.5	25	26	50÷500 [125]	30
U3	21	50	28	100÷500 [250]	60

Si ritiene che tali valori caratteristici tengano adeguatamente in conto dei possibili effetti di degradazione conseguenti al sisma.

Per maggiori informazioni si rimanda all'elaborato S21143-PD-RE-002-0 "Relazione geotecnica".

## 5.2 LIVELLO PIEZOMETRICO

Vista la natura dei depositi presenti in sito, con particolare riferimento alle unità 2 e 3, si esclude la presenza di una falda persistente all'interno di tali materiali. Tuttavia risulta verosimile, a seguito di eventi meteorici intensi, la formazione di una falda sospesa all'interfaccia tra unità 1 e unità 2 dovuta a fenomeni di infiltrazione delle acque superficiali.

Il presente progetto prevede la realizzazione di un idoneo sistema di regimazione delle acque superficiali al fine di limitare l'infiltrazione delle acque all'interno dell'unità 1. Ad ogni modo un aspetto importante è legato alla manutenzione stradale (strati neri) avente anche lo scopo di evitare la formazione di sistemi fessurativi rilevanti che potrebbero evolversi in vie preferenziali all'infiltrazione delle acque.

Nonostante quanto sopra riportato, in fase di modellazione e calcolo delle opere di sostegno è stato cautelativamente considerato quanto segue:

- falda persistente al contatto tra unità 1 e unità 2 lungo la scarpata a monte della SP7;
- falda persistente al contatto tra unità 1 e unità 2 lungo la scarpata a valle della SP7;
- falda persistente a quota variabile, da 1 a 2 m al di sopra del contatto tra unità 1 e unità 2, in corrispondenza della viabilità.

## 5.3 SEZIONI DI CALCOLO

Come anticipato sono state considerate due sezioni di calcolo per il dimensionamento dell'opera in quanto:

- tra le sezioni tipologiche 11 e 21 (vedi elaborati grafici) si sviluppa il tratto interessato dal movimento franoso e risultano necessario le opere di sostegno indicate nel seguito:
  - 2 file di pali a valle della viabilità aventi lunghezza pari a 16.0m da intradosso cordolo sommitale, diametro  $\phi 800\text{mm}$  e interasse in senso longitudinale  $2.36\div 2.4\text{m}$ . Le due file hanno interasse in senso trasversale di 1.0m. Tali elementi strutturali saranno denominati nel seguito, per semplicità, con gli acronimi di PV ( $i=2.4\text{m}$ ) e PM ( $i=2.36\text{m}$ ) dove:
    - Con PV si intende la fila di pali più a valle;
    - Con PM si intende la fila di pali più a monte;
  - cordolo sommitale a valle della SP7 collegante le teste dei pali PV e PM avente larghezza prossima a 2.7m e altezza 0.95m;
  - tiranti a iniezione selettiva e ripetuta a 7 trefoli da 139mm aventi diametro di perforazione 22cm, lunghezza attiva 16.0m, lunghezza passiva 4.0m, interasse 4.8m e inclinazione rispetto all'orizzontale di  $25^\circ$ ;

- gabbione a 2 ordini a tergo della viabilità a sostegno della scarpata di progetto di monte attrezzata tramite georete+biostuoia. Gli ordini del gabbione presentano le seguenti dimensioni geometriche: 1° ordine b150xh100, 2° ordine b100xh100;
- cordolo sommitale a tergo della SP7 con lo scopo di fornire base d'appoggio alla gabbionata avente dimensioni geometriche di 1.6m circa in larghezza e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.14, riportata in Figura 2.9.

Per quanto concerne la porzione di intervento esterna al movimento franoso, ovvero compresa tra le sezioni 1 e 10 e tra le sezioni 22 e 30, l'opera è costituita dalla sola gabbionata avente le stesse geometrie indicate per l'opera precedente e dal cordolo in c.a. di monte avente larghezza pari a circa 1.6m e altezza 0.5-0.6m.

In questo tratto, alla luce delle geometrie del problema, ai fini del calcolo delle opere è stata considerata dimensionante la Sezione n.8, riportata in Figura 2.10.

## **5.4 FASI DI CALCOLO**

Le fasi di calcolo considerate nelle elaborazioni e le geometrie associate a tali fasi sono riportate ai paragrafi 2.10.2 e 2.10.6 rispettivamente per le sezioni 14 e 8.

## **6 CRITERI GENERALI PER VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE**

### **6.1 VERIFICHE STRUTTURALI**

Le verifiche strutturali introdotte al Paragrafo 2.8 sono state condotte secondo le combinazioni di calcolo introdotte ai Paragrafi 2.7. Di seguito vengono riprese, per completezza, tali informazioni.

#### **6.1.1 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.**

Le verifiche strutturali a presso/tenso flessione agli SLU (statici e sismici) di solette e cordoli in conglomerato cementizio armato sono state eseguite ai sensi del D.M. 17/01/2018 mediante l'ausilio del programma RC-SEC Versione 2021.11.0.1006.

Le verifiche strutturali a taglio agli SLU (statici e sismici) sono state eseguite ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Anche per quanto riguarda le verifiche allo stato limite di esercizio (verifica tensionale e di fessurazione), esse sono state condotte mediante l'ausilio di tale software di calcolo.

#### **6.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEI TIRANTI**

Le verifiche strutturali dei tiranti di ancoraggio nei confronti delle sollecitazioni di trazione agli SLU (statici e sismici) sono state eseguite tramite dedicati fogli elettronici .xls confrontando le sollecitazioni, ottenute in output dal Software Plaxis 2D, con le resistenze di progetto.

All'interno di tali fogli elettronici .xls vengono determinati, sulla base delle caratteristiche geometriche e del materiale, i valori di resistenza a trazione del tirante ai sensi del D.M. 17/01/2018.

### **6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE**

#### **6.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA FINALIZZATE AL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DELL'OPERA**

La verifica finalizzata al dimensionamento geotecnico dell'opera prevista secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 adottando il gruppo di coefficienti A2+M2+R1 è stata condotta verificando la convergenza del modello di calcolo e la coerenza dei risultati.

La convergenza dei risultati determina il raggiungimento di una configurazione finale equilibrata/stabile.

## 6.2.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Come detto, il programma utilizzato per le verifiche di stabilità è il seguente:

- Modulo "Slope/W" 2021 del programma di calcolo "GeoStudio 2021 – versione 11.0.1.21429", a cura della Geo-Slope International (Canada).

Tale modulo consente un'analisi di stabilità tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio e altre opere di rinforzo e sostegno. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (F.S.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo diversi criteri; nel caso in esame verrà adottato il criterio di Morgenstern-Price.

Tale criterio permette la ricerca del coefficiente di sicurezza con riferimento ad una condizione di equilibrio sia alla rotazione sia alla traslazione e considerando le forze di interazione fra i singoli conci.

Nell'ambito della presente progettazione è stato realizzato, per ogni sezione di calcolo, un modello sul Modulo "Slope/W" 2021 e sono state condotte le verifiche in accordo con quanto esposto ai Paragrafi 2.7.1 e 2.7.3.

## 6.2.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Le verifiche di capacità portante dei pali sono state eseguite tramite dedicati fogli elettronici .xls confrontando le sollecitazioni, ottenute in output dal Software Plaxis 2D, con le resistenze di progetto.

Nello specifico, conformemente a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 le verifiche agli stati limite ultimi (SLU statici e sismici) risultano soddisfatte se è verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di resistenza di progetto.

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la valutazione della capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali.

Il calcolo viene condotto secondo il seguente approccio, con riferimento al DM 17/01/2018 Paragrafo 6.4.3:

- approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984).

La resistenza di progetto a compressione dei pali soggetti a carichi assiali è pari a:

$$R_{c,d} = \left( \frac{R_{cs,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{cb,k}}{\gamma_b} \right) - \Delta W \cdot \gamma_{G1}$$

I coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono stati introdotti al Paragrafo 2.7.

Le resistenze caratteristiche  $R_{cs,k}$  e  $R_{cb,k}$  sono state determinate applicando i coefficienti riduttivi  $\xi$ , funzione del numero di verticali di indagine, alle resistenze di calcolo, dove:

- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo; nel caso in esame sono state considerate n. 2 verticali di indagine.

Tabella 6.1: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6.4.IV – DM 17/01/2018)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Dalle resistenze caratteristiche si è passati alle resistenze di progetto attraverso i coefficienti  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$ , introdotti al Paragrafo 2.7.

Considerando che per i pali PV e PM si è considerata solamente l'intera porzione di palo immersa nel terreno, ovvero da circa 8.0m da testa palo a 16.0m da testa palo, pertanto per una lunghezza efficace di 8.0m, i depositi sono stati trattati come coesivi.

### 6.2.3.1 UNITÀ U2-U3

Le unità U2 e U3 sono state trattate come coesive. Con riferimento alle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione la resistenza laterale di calcolo è stata definita come segue:

$$\tau_{lik} = \alpha \cdot c_u$$

con:

$$0.25\sigma'_v \leq \tau_{lik} \leq 100kPa$$

dove:

- $\tau_{lik}$  è resistenza laterale calcolata specifica allo strato i-esimo;
- $\alpha$  è un fattore empirico che dipende dal tipo di terreno e dal tipo di palo. Per valori di coesione superiori a 75 kPa, nel caso di pali trivellati, assume il valore di 0.4;

- $c_u$  è la coesione non drenata.

$$R_{s,cal} = \pi\varphi \sum_i^n \tau_{ik} h_i$$

con  $\varphi$  diametro del palo.

La resistenza di base è stata valutata come segue:

$$R_{b,cal} = (N_c \cdot c_u + \sigma_v) \cdot A_b$$

dove:

- $N_c$  è il fattore di capacità portante, assunto pari a 9;
- $c_u$  è la coesione non drenata;
- $\sigma_v$  è la tensione totale verticale alla base del palo;
- $A_b$  è l'area di base del palo.

## 6.2.4 VERIFICHE GEOTECNICHE SUI TIRANTI DI ANCORAGGIO

### 6.2.4.1 VERIFICA A SFILAMENTO DEL TIRANTE DI ANCORAGGIO

Oltre alla verifica strutturale sul tirante di ancoraggio intesa come verifica di resistenza a trazione, introdotta al 6.1.2, sono state condotte le verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio, in accordo con quanto esposto al Paragrafo 6.6.2 del DM 17/01/2018.

Nello specifico, conformemente a quanto previsto dalla normativa sopra citata le verifiche agli stati limite ultimi (SLU statici e sismici) risultano soddisfatte se è verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di resistenza di progetto.

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la valutazione della resistenza allo sfilamento dei tiranti di ancoraggio.

Il calcolo viene condotto secondo il seguente approccio, con riferimento al DM 17/01/2018 Paragrafo 6.6.3:

- approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984).

La resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti di ancoraggio soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

con:

- $R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_4} \right\}$ ,
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo; nel caso in esame sono state considerate n. 2 verticali di indagine.

I coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono stati introdotti al Paragrafo 2.7.

Le resistenze caratteristiche  $R_{cs,k}$  e  $R_{cb,k}$  sono state determinate applicando tali coefficienti riduttivi  $\xi$ , funzione del numero di verticali di indagine, alle resistenze di calcolo.

Tabella 6.2: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine (Tavella 6.6.III – DM 17/01/2018)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	≥5
$\xi_3$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_4$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Dalle resistenze caratteristiche si è passati alle resistenze di progetto attraverso il coefficiente  $\gamma_R=1.2$  introdotti al Paragrafo 2.7, in quanto tiranti permanenti.

Di seguito si riportano le indicazioni in merito alle correlazioni impiegate per la valutazione della capacità portante.

### 6.2.4.2 UNITÀ U2-U3

Con riferimento a quanto esposto da Bustamante e Doix (1985) in “Valutazione della capacità portante laterale limite di micropali e tiranti iniettati in pressione si assume, alla luce dei numeri di colpi SPT ottenuti durante l’esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo:

$$\tau_{lim} = 200kPa$$

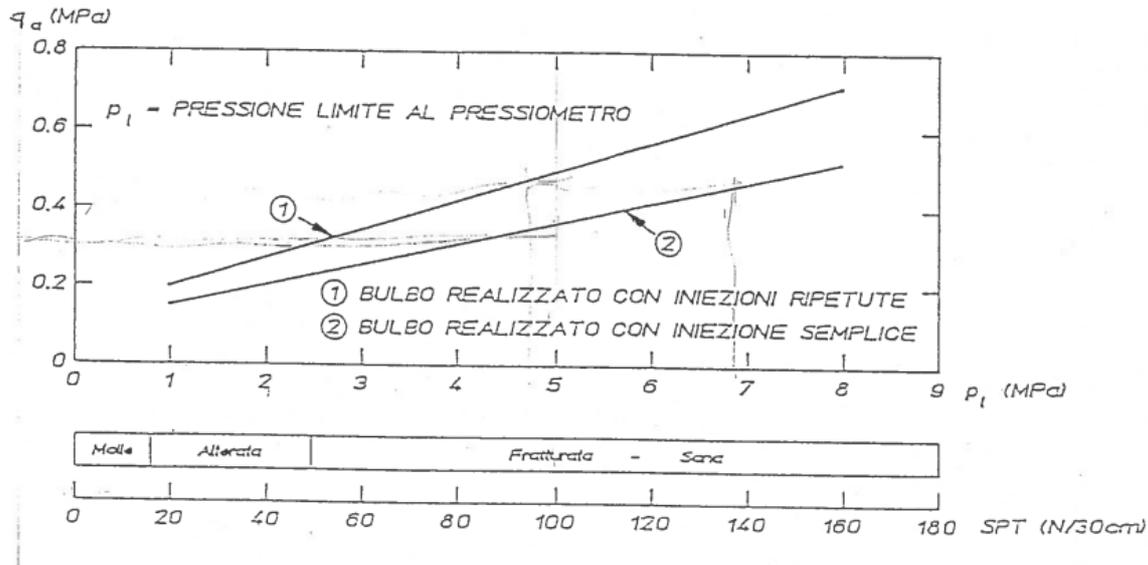


Figura 6.1: adesione laterale per arenarie, marne e marne calcaree (Bustamante e Doix)

La resistenza a sfilamento del tirante viene definita come segue:

$$R_{a,cal} = \pi\varphi \sum_i^n \tau_{ik} h_i$$

con  $\varphi$  diametro della perforazione.

### 6.2.4.3 DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEL TRATTO LIBERO

La resistenza allo sfilamento definita nel paragrafo precedente è stata valutata sulla sola lunghezza efficace del tirante.

In particolare, la lunghezza del tratto libero in condizione statica  $L_s$ , non contribuente alla resistenza allo sfilamento, è stata determinata come segue: è stato tracciato il cuneo di spinta attiva a monte dell'opera in funzione dell'altezza di scavo;

il cuneo di spinta attiva è stato traslato verso monte di una quantità pari ad  $H_{scavo}/5$  (dove in questo caso  $H_{scavo}$  corrisponde alla differenza di quota tra la testa del tirante e la testa dell'unità U2 a seguito dei dissesti di fase 7 e 8).

In condizione sismica, in accordo con il Paragrafo 7.11.6.4 del DM 17/01/2018, la lunghezza del tratto libero viene maggiorata secondo la seguente correlazione:

$$L_e = L_s(1 + 1.5a_{max}/g)$$

Cautelativamente, la resistenza a sfilamento di progetto è sempre stata valutata considerando la lunghezza del tratto libero  $L_e$ .

#### 6.2.4.4 VERIFICA DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Si è inoltre verificato che la resistenza di progetto allo snervamento del tirante di ancoraggio sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio:

$$R_{ad} < R_{td}$$

dove:

- $R_{ad}$  è la resistenza a sfilamento del bulbo;
- $R_{td}$  è la resistenza a trazione del tirante in acciaio.

#### 6.2.5 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA GABBIONATA

##### 6.2.5.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento del muro è soddisfatta se viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{stab,d} / M_{destab,d} \geq \gamma_R$$

dove:

- $M_{stab,d}$  è il momento stabilizzante, calcolato moltiplicando le azioni agenti per i rispettivi bracci, ipotizzando come punto di rotazione il punto estremo lato scavo della fondazione, per metro di opera;
- $M_{destab,d}$  è il momento destabilizzante per metro di opera;
- Per le verifiche a ribaltamento in condizione statica  $\gamma_R$  è pari a 1.15;
- Per le verifiche a ribaltamento in condizione sismica  $\gamma_R$  è pari a 1.00.

##### 6.2.5.2 VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento del muro è soddisfatta se viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{T_d}{R_{t,k} / \gamma_R} = \frac{T_d}{R_{t,d}} \leq 1.00$$

Dove:

- $T_d$  è l'azione destabilizzante di progetto;
- $R_{t,d}$  è la resistenza allo scorrimento di progetto, determinata riducendo la resistenza caratteristica tramite il fattore  $\gamma_R$ ;
- Per le verifiche a scorrimento in condizione statica  $\gamma_R$  è pari a 1.10;

- Per le verifiche a scorrimento in condizione sismica  $\gamma_R$  è pari a 1.00.

$$R_{t,k} = N \cdot \tan \delta_S$$

N rappresenta la sommatoria dei carichi verticali agenti sulla fondazione e  $\delta_S$  l'angolo di attrito fondazione-terreno. In particolare si assume  $\delta_S = \text{tg} \varphi$  nel caso di rocce con  $\varphi < 30^\circ$ .

### 6.2.5.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a capacità portante è soddisfatta se viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{N_d} \geq \gamma_R$$

Dove:

- $R_d$  è la capacità portante del terreno;
- $N_d$  è il carico agente sul piano di posa;
- Per le verifiche a capacità portante in condizione statica  $\gamma_R$  è pari a 1.40
- Per le verifiche a capacità portante in condizione sismica  $\gamma_R$  è pari a 1.20

La valutazione della capacità portante della fondazione superficiale è effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico (metodi di calcolo di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, De Beer). In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch – Hansen per condizioni drenate nel caso statico.

$$p_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Dove:

- $N_v, N_c, N_q$ : fattori di capacità portante;
- $s_v, s_c, s_q$ : fattori di forma della fondazione;
- $i_v, i_c, i_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico;
- $b_v, b_c, b_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione;
- $g_v, g_c, g_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna;

- $d_c, d_q$ : fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Di seguito vengono riportate le formulazioni per la definizione dei fattori precedentemente descritti. La presente verifica è stata condotta assumendo, cautelativamente, una coesione efficace pari a 10kPa per l'unità U3.

$$N_q = e^{\pi \times \text{tg}\varphi} \times \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$N_c = 1.5(N_q - 1) \times \text{tg}\varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \times \text{tg}\varphi$$

$s_c(> 1)$  = posto pari a 1 in quanto fondazione nastriforme

$s_q(> 1)$  = posto pari a 1 in quanto fondazione nastriforme

$s_\gamma(< 1)$  = posto pari a 1 in quanto fondazione nastriforme

$d_q(> 1)$  = posto cautelativamente pari a 1

$d_c(> 1)$  = posto cautelativamente pari a 1

$$d_\gamma = 1$$

$$i_c(< 1) = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \text{tg}\varphi} \quad (c > 0, \varphi > 0)$$

$$i_q(< 1) = \left(1 - \frac{0.5H}{V + Af \times c \times \text{ctg}\varphi}\right)^5$$

$$i_\gamma(< 1) = \left(1 - \frac{0.7H}{V + Af \times c \times \text{ctg}\varphi}\right)^5$$

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

## 7 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.1 PALO PV

#### 7.1.1 SOLLECITAZIONI MASSIME ALLO SLE, SLU E SLV

Le sollecitazioni massime riguardanti il palo di valle PV sono state graficate al Paragrafo 2.10.3.

#### 7.1.2 ARMATURA DI PROGETTO

Alla luce delle sollecitazioni individuate sono state definite le seguenti gabbie di armatura:

- Gabbia 1 di lunghezza 9.0 m;
- Gabbia 2 di lunghezza 9.0 m.

Alla luce di quanto detto si definiscono i seguenti tratti di armatura:

- Gabbia 1:
  - armatura longitudinale costituita da 24 $\phi$ 24;
  - spirale composta da  $\phi$ 10/20;
- Gabbia 2:
  - armatura longitudinale costituita da 16 $\phi$ 20;
  - spirale composta da  $\phi$ 10/20.

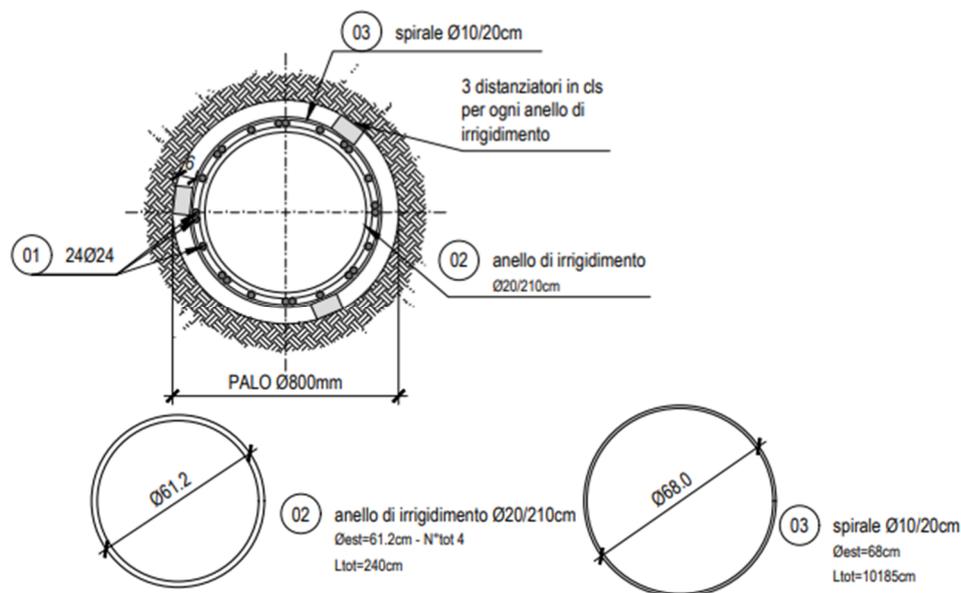


Figura 7-1: Gabbia 1 – Palo PV

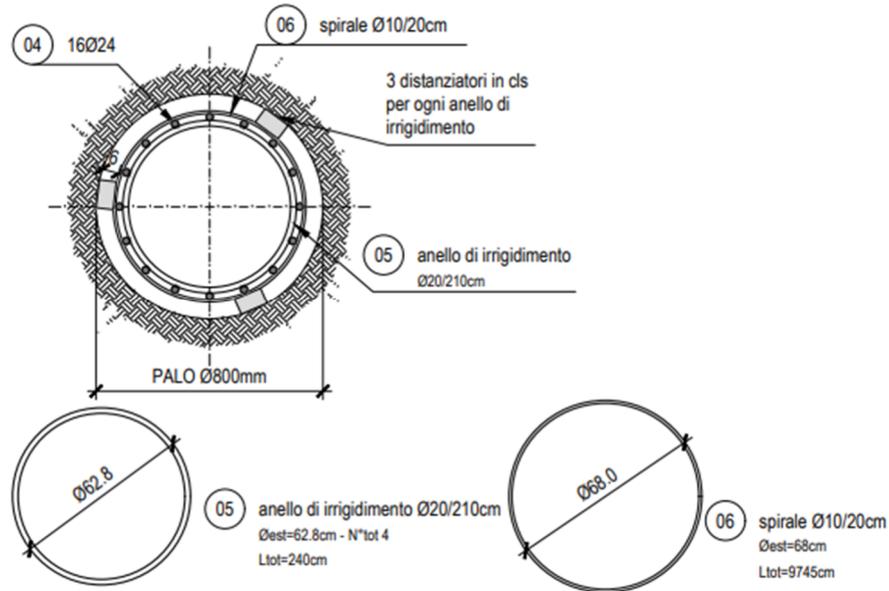


Figura 7-2: Gabbia 2 – Palo PV

## 7.1.3 VERIFICHE STRUTTURALI PV – GABBIA 1

### 7.1.3.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm	
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa	
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068

Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	24Ø24 (108.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	311.54	447.84	390.87	0.00
2	399.00	606.25	324.73	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	367.20	449.10

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	313.10	426.13 (196.77)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	300.20	421.54 (196.26)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.9	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	311.54	447.84	311.57	1151.23	2.571	13.4	---	---	108.6 (15.1)
2	S	399.00	606.25	399.02	1163.25	1.919	12.9	---	---	108.6 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00242	31.8	-0.00594	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00244	31.8	-0.00578	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	7.9	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	390.87	956.05	400.75	71.9 52.2	2.500	1.044	7.7
2	S	324.73	963.75	399.44	71.9 52.0	2.500	1.056	6.4

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D

barre

1 S 9.62 -40.0 0.00 40.0 -179.0 31.8 20.5 1872 49.8 ----

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00108	0.00072		0.50	0.60	0.000557 (0.000537)	391	0.218	(990.00)

198.67

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	9.11	-40.0	0.00	40.0	-173.3	31.8	20.5	1872	49.8	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00104	0.00068		0.50	0.60	0.000529 (0.000520)	391	0.207	(0.40)

196.77

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	9.01	-40.0	0.00	40.0	-172.4	31.8	20.5	1872	49.8	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00104	0.00068		0.50	0.40	0.000637 (0.000517)	391	0.249	(0.30)

196.26

**7.1.3.2 SLV**

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Tipologia sezione: Sezione predefinita di Palo  
Forma della sezione: Circolare  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30

Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16	MPa
Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08	MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	24Ø24 (108.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	465.70	564.62	284.85	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.9	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	465.70	564.62			1.564	8.1	---	---	108.6 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00156	40.0	0.00116	31.8	-0.00196	-31.8

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	7.9	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata							
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)							
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]							
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]							
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]							
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna							
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo							
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione							
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]							
N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	284.85	940.85	383.59	72.4 49.9	2.500	1.065	5.8

### 7.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI PV – GABBIA 2

#### 7.1.4.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30
Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	16Ø24 (72.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	294.62	331.83	246.16	0.00
2	502.08	578.89	324.73	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	464.10	415.12

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	396.80	355.68 (185.48)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	378.80	344.86 (185.10)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm  
Interferro massimo barre longitudinali: 0.0 cm [deve essere < 0.0]  
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	294.62	331.83	294.84	836.30	2.520	16.4	---	---	72.4 (15.1)
2	S	502.08	578.89	502.37	874.84	1.511	14.8	---	---	72.4 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00228	31.8	-0.00715	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00236	31.8	-0.00648	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 10 mm  
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 7.9 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	246.16	954.28	415.18	69.5 54.0	2.500	1.041	4.7
2	S	324.73	981.59	407.62	70.8 53.1	2.500	1.071	6.3

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	10.91	-40.0	0.00	40.0	-216.9	31.8	20.5	1781	31.7	----

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00130	0.00082		0.50	0.60	0.000651 (0.000651)	467	0.304	(990.00)

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	9.35	-40.0	0.00	40.0	-186.0	31.8	20.5	1781	31.7	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00112	0.00070		0.50	0.60	0.000558 (0.000558)	467	0.261	(0.40)

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	9.06	-40.0	0.00	40.0	-181.2	31.8	20.5	1781	31.7	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00109	0.00068		0.50	0.40	0.000586 (0.000544)	467	0.274	(0.30)

### 7.1.4.2 SLV

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	16Ø24 (72.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	617.30	474.04	284.85	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
--------	-----	---	----	------	-------	----------	----	-----	--------	---------

1 S 617.30 474.04 1.430 9.0 --- --- 72.4 (15.1)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00149	40.0	0.00110	31.8	-0.00196	-31.8

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 10 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 7.9 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm<sup>2</sup>/m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	284.85	966.59	385.96	72.5 50.2	2.500	1.087	5.8

## 7.2 PALO PM

### 7.2.1 SOLLECITAZIONI MASSIME ALLO SLE, SLU E SLV

Le sollecitazioni massime riguardanti il palo di valle PM sono state graficate al Paragrafo 2.10.3.

### 7.2.2 ARMATURA DI PROGETTO

Alla luce delle sollecitazioni individuate sono state definite le seguenti gabbie di armatura:

- Gabbia 1 di lunghezza 9.0 m;
- Gabbia 2 di lunghezza 9.0 m.

Alla luce di quanto detto si definiscono i seguenti tratti di armatura:

- Gabbia 1:

- armatura longitudinale costituita da 16 $\phi$ 24;
- spirale composta da  $\phi$ 10/20;
- Gabbia 2:
  - armatura longitudinale costituita da 16 $\phi$ 20;
  - spirale composta da  $\phi$ 10/20.

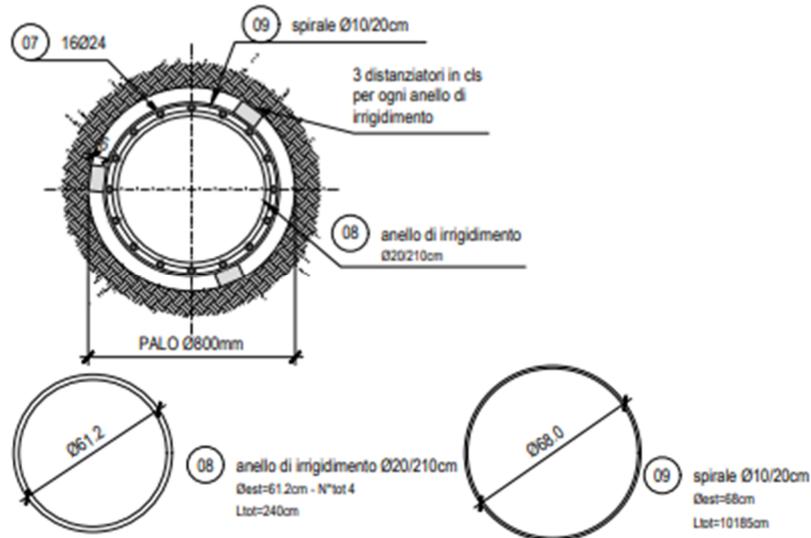


Figura 7-3: Gabbia 1 – Palo PM

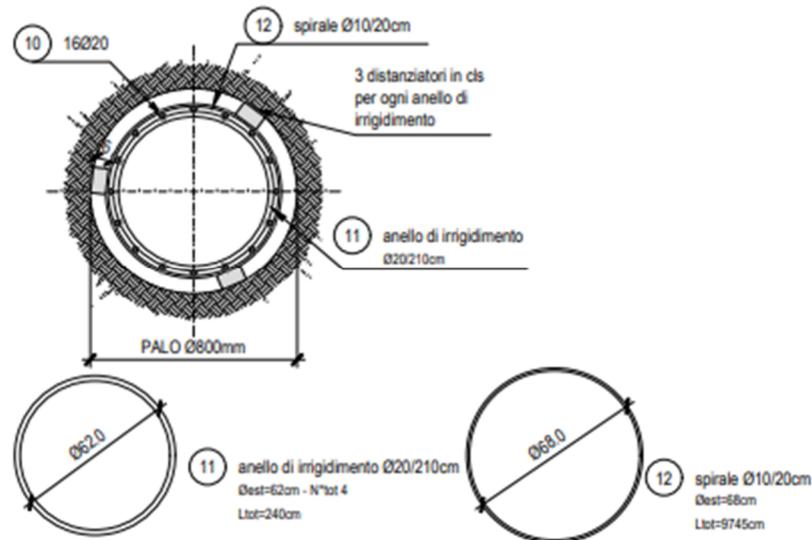


Figura 7-4: Gabbia 2 – Palo PM

## 7.2.3 VERIFICHE STRUTTURALI PM – GABBIA 1

### 7.2.3.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	16Ø24 (72.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	157.46	304.77	176.93	0.00
2	155.00	438.17	207.09	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	172.40	310.40

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	187.00	261.69 (177.06)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	183.90	249.41 (177.52)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	157.46	304.77	157.55	809.24	2.655	17.4	---	---	72.4 (15.1)
2	S	155.00	438.17	155.11	808.75	1.846	17.4	---	---	72.4 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00223	31.8	-0.00760	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00223	31.8	-0.00761	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 10 mm

Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	7.9	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	176.93	943.45	418.00	69.5  54.4	2.500	1.022	3.3
2	S	207.09	943.25	418.05	69.5  54.4	2.500	1.022	3.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	8.16	-40.0	0.00	40.0	-188.3	31.8	20.5	1781	31.7	----
---	---	------	-------	------	------	--------	------	------	------	------	------

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00112	0.00061		0.50	0.60	0.000565 (0.000565)	467	0.264	(990.00)

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	6.88	-40.0	0.00	40.0	-152.4	31.8	20.5	1781	31.7	----
---	---	------	-------	------	------	--------	------	------	------	------	------

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
--------	-----	----	----	----	----	----	------	-----	----	---

1 S -0.00091 0.00052 0.50 0.60 0.000457 (0.000457) 467 0.214 (0.40)  
177.06

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	6.56	-40.0	0.00	40.0	-144.4	31.8	20.5	1781	31.7	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00086	0.00049		0.50	0.40	0.000433 (0.000433)	467	0.202	(0.30)

**7.2.3.2 SLV**

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Tipologia sezione: Sezione predefinita di Palo  
Forma della sezione: Circolare  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CALCESTRUZZO -** Classe: C25/30  
Resistenza compress. di progetto fcd: 14.16 MPa  
Resistenza compress. ridotta fcd': 7.08 MPa  
Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020  
Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035  
Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec: 31475.0 MPa  
Resis. media a trazione fctm: 2.56 MPa

**ACCIAIO -** Tipo: B450C  
Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa  
Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa  
Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
Resist. ultima di progetto fid: 391.3 MPa  
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione: 80.0cm  
Barre circonferenza: 16Ø24 (72.4 cm²)  
Coprif.(dal baric. barre): 8.2cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	105.30	415.59	169.06	0.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale  
MT Momento torcente [kN m]

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	105.30	415.59			1.386	12.5	---	---	72.4 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00122	40.0	0.00086	31.8	-0.00196	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm
Passo staffe:	20.0	cm
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	7.9	cm <sup>2</sup> /m [Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	169.06	922.53	398.07	71.9 51.8	2.500	1.015	3.3

## 7.2.4 VERIFICHE STRUTTURALI PM – GABBIA 2

### 7.2.4.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	16Ø20 (50.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.0cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	244.62	232.01	82.46	0.00
2	348.46	442.55	142.54	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
---	-------------------------------------------------------------------------

Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	356.50	308.54

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	324.30	252.24 (176.97)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	311.50	240.77 (177.14)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.5	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	244.62	232.01	244.86	623.14	2.686	19.3	---	---	50.3 (15.1)
2	S	348.46	442.55	348.53	644.70	1.457	18.5	---	---	50.3 (15.1)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00215	32.0	-0.00868	-32.0

2 0.00350 40.0 0.00220 32.0 -0.00823 -32.0

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 7.9 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm<sup>2</sup>/m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	82.46	957.85	428.37	68.0 55.8	2.500	1.034	1.5
2	S	142.54	965.67	426.00	68.0 55.4	2.500	1.049	2.6

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	9.54	-40.0	0.00	40.0	-216.6	32.0	20.0	1748	22.0	---

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00128	0.00072		0.50	0.60	0.000650 (0.000650)	508	0.330	(990.00)

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.77	-40.0	0.00	40.0	-170.1	32.0	20.0	1748	22.0	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00101	0.00058		0.50	0.60	0.000510 (0.000510)	508	0.259	(0.40)
176.97										

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	7.42	-40.0	0.00	40.0	-161.9	32.0	20.0	1748	22.0	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00096	0.00056		0.50	0.40	0.000486 (0.000486)	508	0.247	(0.30)
177.14										

#### 7.2.4.2 SLV

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fid:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0cm
Barre circonferenza:	16Ø20 (50.3 cm²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.0cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	348.00	337.00	123.54	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.5	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	348.00	337.00			1.418	12.5	---	---	50.3 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00121	40.0	0.00086	32.0	-0.00196	-32.0

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm
Passo staffe:	20.0	cm
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	7.9	cm <sup>2</sup> /m [Area Staffe Minima NTC = 3.5 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata	
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)	
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]	
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]	
Vvd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]	
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna	

		Ctg		Acw		Ast		
		Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo		Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione		Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]		
N°Comb	Ver	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt	
1	S	123.54	957.43	399.52	71.9 52.0	2.500	1.049	2.4

## 7.3 CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM

### 7.3.1 SOLLECITAZIONI MASSIME ALLO SLE, SLU E SLV

Le sollecitazioni massime riguardanti il cordolo sommitale ai pali PV e PM sono state graficate al Paragrafo 2.10.3.

### 7.3.2 ARMATURA DI PROGETTO

Alla luce delle sollecitazioni individuate sono state definite le seguenti gabbie di armatura:

- armatura longitudinale costituita da 18+18 $\phi$ 16 superiori e inferiori e 4+4  $\phi$ 16 laterali;
- staffe  $\phi$ 20 passo 20 cm.

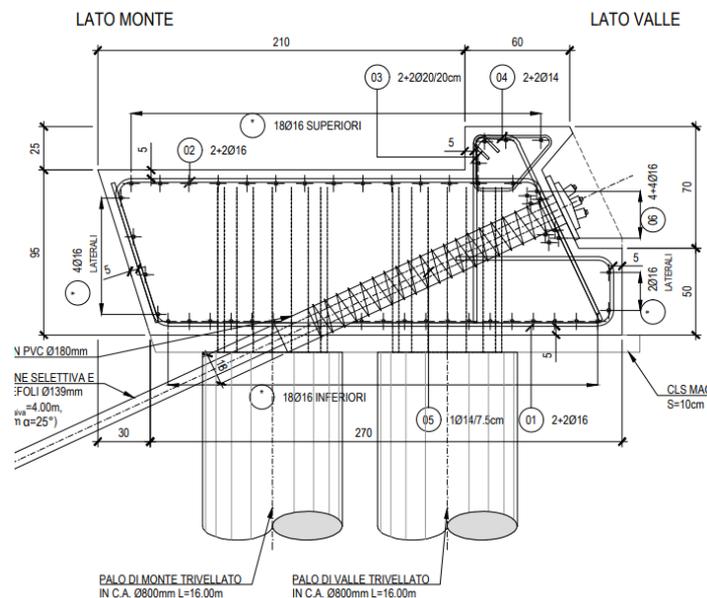


Figura 7-5: Cordolo sommitale ai pali PV e PM

### 7.3.3 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM – ARMATURA LONGITUDINALE

#### 7.3.3.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40

Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-135.0	0.0
2	-135.0	95.0
3	135.0	95.0
4	135.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-127.2	7.8	16
2	-127.2	87.2	16
3	127.2	87.2	16
4	127.2	7.8	16

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	4	16
2	2	3	16	16
3	3	4	4	16
4	1	4	16	16

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	187.50	402.10	156.25	335.08

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	137.05	293.90

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	124.27 (756.00)	266.50 (1621.26)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	121.71 (755.99)	261.02 (1621.30)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.4	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N°Comb Tesa	Ver	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]							
		N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As
1 68.4(47.4)	S	0.00	187.50	402.10	0.00	1385.28	2939.69	7.32	

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.188	135.0	95.0	0.00219	127.2	87.2	-0.01510	-127.2	7.8

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000022447	0.000145833	-0.013384440	0.188	0.700

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.64	135.0	95.0	-63.7	-127.2	7.8	2411	20.1

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	e1	e2	k1	kt	k2	k3	k4	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess.	My fess.

Comb. fess	Ver My fess	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx
1 756.01	S 1621.24	-0.00035	0.00000	0.500	16.0	70	0.00019 (0.00019)	564	0.108 (990.00)

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.49	135.0	95.0	-57.7	-127.2	7.8	2411	20.1

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb. fess	Ver My fess	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx
1 756.00	S 1621.26	-0.00031	0.00000	0.500	16.0	70	0.00017 (0.00017)	564	0.098 (0.20)

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.46	135.0	95.0	-56.5	-127.2	7.8	2411	20.1

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb. fess	Ver My fess	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx
1 755.99	S 1621.30	-0.00031	0.00000	0.500	16.0	70	0.00017 (0.00017)	564	0.096 (0.20)

### 7.3.3.2 SLV

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

## CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-135.0	0.0
2	-135.0	95.0
3	135.0	95.0
4	135.0	0.0

## DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-127.2	7.8	16
2	-127.2	87.2	16
3	127.2	87.2	16
4	127.2	7.8	16

## DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	2	4	16
2	2	3	16	16
3	3	4	4	16
4	1	4	16	16

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	191.70	411.10	159.75	342.58

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.4 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As
1	S	0.00	191.70	411.10	0.00	857.06	1848.38	4.49	
50.3(49.6)									

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00070	0.265	135.0	95.0	0.00054	127.2	87.2	-0.00196	-127.2	7.8

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000004615	0.000016640	-0.001499316	0.265	0.771

### 7.3.3.3 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM – VERIFICA A TAGLIO COME ELEMENTO NON ARMATO A TAGLIO

Nel seguito si riportano gli esiti delle verifiche a taglio considerando il cordolo come elemento non armato a taglio.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	950	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2700	mm	altezza
d	2640	mm	altezza utile
fck	32	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	18,13	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	9,07	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1,28		fattore di ingranamento
vmin	0,29	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
pl	0,0006		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
αc	1,00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	715,09	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
Asmin	1425	mm <sup>2</sup> /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Figura 7-6: Verifica a taglio nei confronti delle azioni orizzontali

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	2700	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	950	mm	altezza
d	890	mm	altezza utile
fck	32	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	18,13	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	9,07	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1,47		fattore di ingranamento
vmin	0,35	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
pl	0,0007		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
αc	1,00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	851,46	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
Asmin	4050	mm <sup>2</sup> /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Figura 7-7: Verifica a taglio nei confronti delle azioni verticali

Alla luce delle sollecitazioni ottenute la verifica a taglio come elemento non armato a taglio risulta soddisfatta.

### 7.3.4 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM – ARMATURA TRASVERSALE

### 7.3.4.1 SLU E SLE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0cm
Altezza:	95.0cm
Barre inferiori:	5Ø20 (15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20 (15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18.69	59.92	57.96	0.00
2	28.15	92.01	59.96	0.00
3	-3.13	26.10	57.96	0.00
4	-0.82	14.60	59.96	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	23.90	68.02
2	-2.06	18.30

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	13.30	66.92 (523.33)
2	-2.64	14.90 (491.24)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	10.80	68.45 (519.63)
2	-2.65	13.00 (489.11)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

##### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18.69	59.92	18.97	547.54	9.138	89.7	0.06	0.70	31.4 (15.5)
2	S	28.15	92.01	28.02	551.35	5.992	89.7	0.06	0.70	31.4 (15.5)
3	S	-3.13	26.10	-2.90	538.33	20.626	89.7	0.06	0.70	31.4 (15.5)
4	S	-0.82	14.60	-1.06	539.10	36.925	89.7	0.06	0.70	31.4 (15.5)

##### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	95.0	-0.00046	89.0	-0.05522	6.0
2	0.00350	95.0	-0.00044	89.0	-0.05497	6.0
3	0.00350	95.0	-0.00050	89.0	-0.05581	6.0
4	0.00350	95.0	-0.00050	89.0	-0.05576	6.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	0.83	95.0	0.00	75.6	-44.9	89.0	15.0	1500	15.7	22.0
2	S	0.22	95.0	0.00	78.7	-14.6	89.0	15.0	1500	15.7	22.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00024	0.00006	0.50	0.60	0.000135 (0.000135)	495	0.067 (990.00)	
537.59									
2	S	-0.00008	0.00002	0.50	0.60	0.000044 (0.000044)	495	0.022 (990.00)	
496.47									

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	0.82	95.0	0.00	76.7	-47.2	89.0	15.0	1500	15.7	22.0
2	S	0.18	95.0	0.00	79.1	-12.2	89.0	15.0	1500	15.7	22.0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00026	0.00006	0.50	0.60	0.000141 (0.000141)	495	0.070 (0.20)	
523.33									
2	S	-0.00007	0.00001	0.50	0.60	0.000037 (0.000037)	495	0.018 (0.20)	
491.24									

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb barre	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	0.83	95.0	0.00	76.9	-49.1	89.0	15.0	1500	15.7	22.0
2	S	0.15	95.0	0.00	79.3	-10.7	89.0	15.0	1500	15.7	22.0

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N° Comb Fess.	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M
1	S	-0.00027	0.00006	0.50	0.40	0.000147 (0.000147)	495	0.073	(0.20)
519.63									
2	S	-0.00006	0.00001	0.50	0.40	0.000032 (0.000032)	495	0.016	(0.20)
489.11									

### 7.3.4.2 SLV

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0cm
Altezza:	95.0cm
Barre inferiori:	5Ø20 (15.7 cm²)
Barre superiori:	5Ø20 (15.7 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione

con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale  
Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	41.30	84.17	53.76	0.00
2	-3.40	11.90	53.76	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	41.30	84.17			6.306	79.1	0.18	0.70	15.7 (15.5)
2	S	-3.40	11.90			43.105	79.6	0.17	0.70	15.7 (15.5)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00043	95.0	0.00027	89.0	-0.00196	6.0
2	0.00041	95.0	0.00025	89.0	-0.00196	6.0

### 7.3.4.3 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE AI PALI PV E PM – VERIFICA A TAGLIO COME ELEMENTO NON ARMATO A TAGLIO

Nel seguito si riportano gli esiti delle verifiche a taglio considerando il cordolo come elemento non armato a taglio.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	950	mm	altezza
d	890	mm	altezza utile
fck	32	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	18,13	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f <sub>cd</sub>	9,07	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1,47		fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0,35	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0,0018		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1,00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V <sub>rd</sub>	315,35	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
As <sub>min</sub>	1500	mm <sup>2</sup> /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Figura 7-8: Verifica a taglio

Alla luce delle sollecitazioni ottenute la verifica a taglio come elemento non armato a taglio risulta soddisfatta.

## **8 VERIFICHE GEOTECNICHE**

### **8.1.1 SEZIONE 14 - ANALISI DELLA PARATIA – APPROCCIO 2, COMBINAZIONE 2**

La verifica effettuata sulla paratia secondo l'Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R1) ha mostrato la convergenza dei risultati ed una configurazione deformata coerente con quella attesa.

Si rimanda per i dettagli al Paragrafo 2.12.1.

### **8.1.2 SEZIONE 14 - CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI**

Le verifiche di capacità portante sono state condotte con i criteri introdotti al Paragrafo 6.2.3; i risultati delle verifiche sono già stati indicati al Paragrafo 2.12.2.

### **8.1.3 SEZIONE 14 - SFILAMENTO TIRANTI**

Le verifiche a sfilamento dei tiranti di ancoraggio sono state condotte con i criteri introdotti al Paragrafo 6.2.4.1; i risultati delle verifiche sono già stati indicati al Paragrafo 2.12.3.

### **8.1.4 SEZIONE 14 - STABILITÀ GLOBALE**

Le verifiche di stabilità sono state condotte con i criteri introdotti al Paragrafo 6.2.2; i risultati delle verifiche sono già stati indicati al Paragrafo 2.12.4.

### **8.1.5 SEZIONE 8 – VERIFICA GABBIONATA**

Le verifiche della gabbionata sono state condotte con i criteri introdotti al Paragrafo 6.2.5; i risultati delle verifiche sono già stati indicati al Paragrafo 2.12.5.

### **8.1.6 SEZIONE 8 - STABILITÀ GLOBALE**

Le verifiche di stabilità sono state condotte con i criteri introdotti al Paragrafo 6.2.2; i risultati delle verifiche sono già stati indicati al Paragrafo 2.12.6.