



PROGETTO AdSP n. 1951

Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste

CUP: C94E21000460001

Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo A– intervento PNC da autorizzare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		

NOME FILE: 2FER_P_R_N-STR_2AT_002_02_02_revisione	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: REL. CALCOLO STRUTTURE FERROVIARIE	ELABORATO: 2FER_P_R_N-STR_2AT_002_02_02 REVISIONE

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	D. Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa
01	30/06/2023	Recepimento osservazioni CSLLPP	D. Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa
02	01/02/2024	Recepimento prescrizioni VIA	D. Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa



Sommario

1	GENERALITÀ	10
1.1	CRITERI E SCELTE PROGETTUALI	11
1.1.1	<i>Opere di sostegno</i>	12
1.1.2	<i>Impalcato ferroviari</i>	13
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	14
3	RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI	15
4	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	17
4.1	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	21
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	21
5	ANALISI DEI CARICHI	23
5.1	CARICHI PERMANENTI VERTICALI	23
5.2	CARICHI VARIABILI VERTICALI	23
5.3	CARICHI VARIABILI ORIZZONTALI	24
5.4	ALTRI CARICHI	24
5.5	AZIONE SISMICA	24
5.6	SPINTA DELLE TERRE	25
5.6.1	<i>Incremento della spinta per azioni sismiche</i>	26
5.7	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	26
6	ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE	27
6.1	MURO CD02A	28
6.1.1	<i>Incidenza armatura</i>	31
6.2	MURO CD02B	32
6.2.1	<i>Incidenza armatura</i>	35
6.3	VERIFICA MURI CD02A E CD02B SU IMPALCATO CD01A	35



6.3.1	<i>Incidenza armatura</i>	37
6.4	IMPALCATO CD01A	37
6.4.1	<i>Incidenza armatura</i>	39
6.5	IMPALCATO CD04	39
6.5.1	<i>Verifica dell'impalcato longitudinale e trasversale</i>	43
6.5.2	<i>Verifica delle pile</i>	55
6.5.3	<i>Verifica dei pali di fondazione</i>	57
6.5.4	<i>Incidenza armatura</i>	61
6.6	SOTTOPASSO CD10A	62
6.6.1	<i>Fase 1</i>	63
6.6.2	<i>Fase 2: muro</i>	65
6.6.3	<i>Fase 2: soletta di copertura</i>	67
6.6.4	<i>Incidenza armatura</i>	68
6.7	VASCA CD10C	68
6.7.1	<i>Incidenza armatura</i>	71
6.8	OPERE CD02D: MURI E PARATIA	72
6.8.1	<i>Opera CD02D-a: paratia lato monte</i>	74
6.8.2	<i>Opera CD02D-a: muro lato mare</i>	75
6.8.3	<i>Opera CD02D-b1: muro lato mare</i>	77
6.8.4	<i>Opera CD02D-b2</i>	78
6.8.5	<i>Opera CD02D-c1: muro</i>	78
6.8.6	<i>Opera CD02D-c2: muro</i>	81
6.8.7	<i>Opera CD02D-d: muro</i>	83
6.8.8	<i>Incidenza armatura</i>	85
6.9	IMPALCATO CD01B	86



6.9.1	<i>Verifica dell'impalcato longitudinale</i>	88
6.9.2	<i>Verifica della trave in appoggio</i>	89
6.9.3	<i>Verifica della pila</i>	90
6.9.4	<i>Verifica dei pali di fondazione</i>	91
6.9.5	<i>Incidenza armatura</i>	93
6.10	MURO CD03	94
6.10.1	<i>Incidenza armatura</i>	97
6.11	MURO CD03 A SUPPORTO DELL'IMPALCATO CD01B	97
6.11.1	<i>Incidenza armatura</i>	99
6.12	RILEVATO CD02C	100
6.13	OPERE CD06-F, CD02F-A1 E CD02F-A2	101
6.13.1	<i>Incidenza armatura</i>	105
6.14	MURO CD06-G	105
6.14.1	<i>Incidenza armatura</i>	108
6.15	SOTTOPASSI CD06-A' E CD06-A''	108
6.15.1	<i>Sottopasso CD06-a'</i>	109
6.15.2	<i>Sottopasso CD06-a''</i>	112
6.15.3	<i>Incidenza armatura</i>	116
6.16	OPERE CD02F-B, CD06-B' E CD02F-B'': SOTTOPASSO RIO PRIMARIO E SOTTOPASSO VIA SAN SABBA	116
6.16.1	<i>Opera CD02F-b</i>	119
6.16.2	<i>Opera CD06-b'</i>	124
6.16.3	<i>Opera CD06-b''</i>	129
6.16.4	<i>Incidenza armatura</i>	133
6.17	OPERE CD06-C: SOTTOPASSO VIA SAN SABBA A GALLERIA SAN PANTALEONE	135
6.17.1	<i>Incidenza armatura</i>	141



6.18	OPERE CD06-D: SOVRAPPASSO VIA PUSCHI	141
6.18.1	<i>Verifica dell'impalcato</i>	143
6.18.2	<i>Verifica delle paratie di sostegno</i>	145
6.18.3	<i>Incidenza armatura</i>	149
6.19	OPERE CD02D-B2: SVINCOLO CONNESSIONE GVT	150
6.19.1	<i>Verifica dell'impalcato</i>	152
6.19.2	<i>Muri di appoggio</i>	155
6.19.3	<i>Pali di fondazione</i>	157
6.19.4	<i>Incidenza armatura</i>	160

Sommario figure

Figura 1-1: Planimetria dell'intervento.....	11
Figura 4-1: planimetria delle indagini geognostiche.....	19
Figura 6-1: format di esempio per il calcolo della resistenza delle sezioni in c.a.....	27
<i>Figura 6-2: planimetria dell'intervento in esame.</i>	<i>28</i>
<i>Figura 6-3: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>29</i>
Figura 6-4: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	29
Figura 6-5: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.	30
Figura 6-6: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	31
<i>Figura 6-7: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	<i>32</i>
<i>Figura 6-8: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>33</i>
Figura 6-9: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	33
Figura 6-10: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	34
Figura 6-11: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	34
Figura 6-12: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	35
Figura 6-13: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	36
Figura 6-14: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	36
Figura 6-15: sezione tipo dell'intervento in esame (sez. CD01A)	38
<i>Figura 6-16: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	<i>41</i>
<i>Figura 6-17: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>41</i>

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo strutture ferroviarie</p>	<p>Pag. 5 di 161</p>
---	--	----------------------

<i>Figura 6-18: sezione tipo dell'intervento in esame: particolare della strada di accesso al parcheggio.</i>	42
<i>Figura 6-19: rappresentazione in pianta del modello FEM della soletta con SAP2000.</i>	43
<i>Figura 6-20: format di calcolo</i>	44
<i>Figura 6-21: verifica grafica resistenza SLU longitudinale - $M_{11,lim} = +/- 565$ kNm/m per campate std (max sopra, min sotto)</i>	45
<i>Figura 6-22: verifica grafica resistenza SLU longitudinale - $M_{11,lim} = +/- 775$ kNm/m per campata da 12.8m (max sopra, min sotto, in rosso zona interessata dalla verifica)</i>	46
<i>Figura 6-23: verifica grafica resistenza SLU trasversale - $M_{22,lim} = +/- 575$ kNm/m per tutte le campate (max sopra, min sotto)</i>	47
<i>Figura 6-24: verifica grafica resistenza SLU longitudinale in campata - $V_{13,lim} = +/- 265$ kNm/m per tutte le campate (max sopra, min sotto)</i>	48
<i>Figura 6-25: verifica grafica resistenza SLU trasversale in campata - $V_{23,lim} = +/- 265$ kNm/m per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)</i>	49
<i>Figura 6-26: verifica grafica resistenza SLU longitudinale in appoggio - $V_{13,lim} = +/- 550$ kNm/m per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)</i>	50
<i>Figura 6-27: verifica grafica resistenza SLU trasversale in appoggio - $V_{23,lim} = +/- 550$ kNm/m per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)</i>	51
<i>Figura 6-28: verifica grafica fessurazione SLE longitudinale - $M_{11,lim} = +/- 400$ kNm/m per campate standard (max sopra, min sotto)</i>	52
<i>Figura 6-29: verifica grafica fessurazione SLE longitudinale - $M_{11,lim} = +/- 600$ kNm/m per campata da 12.8m (max sopra, min sotto, in rosso zona interessata dalla verifica)</i>	53
<i>Figura 6-30: verifica grafica fessurazione SLE trasversale - $M_{22,lim} = +/- 400$ kNm/m per tutte le campate(max sopra, min sotto)</i>	54
<i>Figura 6-31: deformazione verticale in cc SLE rara (m).</i>	55
<i>Figura 6-32: format di calcolo</i>	57
<i>Figura 6-33: schermata del palo modellato con Carl 16 e risultati delle analisi.</i>	58
<i>Figura 6-34: sollecitazioni agenti sul palo modellato con Carl 16.</i>	59
<i>Figura 35: estratto modello di calcolo</i>	61
<i>Figura 6-36: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	63
<i>Figura 6-37: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.</i>	64
<i>Figura 6-38: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15</i>	64
<i>Figura 6-39: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU)</i>	65
<i>Figura 6-40: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.</i>	65
<i>Figura 6-41: superficie di scivolamento critica (FS=0.977)</i>	66
<i>Figura 6-42: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15</i>	66



Figura 6-43: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU).....	67
<i>Figura 6-44: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	69
Figura 6-45: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	69
Figura 6-46: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	69
Figura 6-47: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.	70
Figura 6-48: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (inviluppo cc SLU)- momento flettente)sopra) e taglio (sotto).....	71
<i>Figura 6-49: key-plan delle tipologie di interventi CD02D.</i>	74
<i>Figura 6-50: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	74
<i>Figura 6-51: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	75
<i>Figura 6-52: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.</i>	76
Figura 6-53: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	76
Figura 6-54: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU).....	77
<i>Figura 6-55: sezione tipo dell'intervento in esame (in rosso il rilevato stradale CDR-04-a lato mare).</i>	77
<i>Figura 6-56: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	79
Figura 6-57: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	79
Figura 6-58: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	80
Figura 6-59: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU).....	80
<i>Figura 6-60: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	82
Figura 6-61: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	82
Figura 6-62: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	83
Figura 6-63: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU).....	83
<i>Figura 6-64: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	84
<i>Figura 6-65: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	87
<i>Figura 6-66: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	88
<i>Figura 6-67: format di calcolo.</i>	89
<i>Figura 6-68: format di calcolo.</i>	89
<i>Figura 6-69: format di calcolo.</i>	91
Figura 6-70: schermata del palo modellato con Carl 14 e risultati delle analisi.	93
<i>Figura 6-71: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	95
Figura 6-72: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	95
Figura 6-73: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	96



Figura 6-74: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	96
Figura 6-75: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	98
Figura 6-76: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	98
Figura 6-77: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	99
<i>Figura 6-78: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	<i>100</i>
<i>Figura 6-79: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>101</i>
<i>Figura 6-80: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	<i>102</i>
<i>Figura 6-81: sezione tipo dell'intervento in esame: opere CD06-f (a sx) e CD02F-a1 (a dx).</i>	<i>103</i>
<i>Figura 6-82: sezione tipo dell'intervento in esame: opera CD02F-a2.....</i>	<i>103</i>
Figura 6-83: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	103
Figura 6-84: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	104
Figura 6-85: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	104
<i>Figura 6-86: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>106</i>
Figura 6-87: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.	106
Figura 6-88: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.....	107
Figura 6-89: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).....	107
Figura 6-90: immagine di Google Earth con individuazione delle opere oggetto di intervento.	109
Figura 6-91: sezione tipo dell'intervento in esame.	110
Figura 6-92: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	110
Figura 6-93: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	110
Figura 6-94: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.	111
Figura 6-95: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (involuppo cc SLU)- momento flettente (sa sx) e taglio (a dx).	112
<i>Figura 6-96: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	<i>113</i>
Figura 6-97: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	113
Figura 6-98: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.....	114
Figura 6-99: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.	114
Figura 6-100: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (involuppo cc SLU)- momento flettente)sopra) e taglio (sotto).....	115
<i>Figura 6-101: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	<i>118</i>
<i>Figura 6-102: sezione tipo dell'intervento in esame: tratti CD06-b' e CD02F-b.</i>	<i>118</i>
<i>Figura 6-103: sezione tipo dell'intervento in esame: tratti CD02F-b''.</i>	<i>119</i>



<i>Figura 6-104: inviluppo dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	122
<i>Figura 6-105: inviluppo dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	122
<i>Figura 6-106: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.</i>	124
<i>Figura 6-107: inviluppo dei momenti massimi SLU/SLV sull'opera di sostegno.</i>	127
<i>Figura 6-108: inviluppo dei tagli massimi SLU/SLV sull'opera di sostegno.</i>	127
<i>Figura 6-109: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.</i>	129
<i>Figura 6-110: format di calcolo.</i>	132
<i>Figura 6-111: schema del palo modellato con Carl 14 e risultati delle verifiche.</i>	133
<i>Figura 6-112: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).</i>	135
<i>Figura 6-113: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	136
<i>Figura 6-114: inviluppo dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	139
<i>Figura 6-115: inviluppo dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	139
<i>Figura 6-116: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.</i>	141
<i>Figura 6-117: sezione tipo dell'intervento in esame.</i>	142
<i>Figura 6-118: inviluppo dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	148
<i>Figura 6-119: inviluppo dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.</i>	148
<i>Figura 6-120: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.</i>	149
<i>Figura 6-121: key-plan delle denominazioni dei tratti stradali di collegamento alla GVT.</i>	151
<i>Figura 6-122: sezione tipo dell'intervento in esame: trasversale.</i>	151
<i>Figura 6-123: sezione tipo dell'intervento in esame: longitudinale.</i>	152
<i>Figura 6-124: rappresentazione del modello di calcolo con il programma XPonti.</i>	153
<i>Figura 6-125: rappresentazione della sezione tipo della trave.</i>	153
<i>Figura 6-126: rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo nelle travi in cc SLU: momento flettente.</i>	154
<i>Figura 6-127: verifica svolta automaticamente a flessione in cc SLU.</i>	154
<i>Figura 6-128: verifica svolta automaticamente a taglio in cc SLU.</i>	154
<i>Figura 6-129: rappresentazione della deformata di calcolo nelle travi con applicazione del carico accidentale in cc SLE rara.</i>	155
<i>Figura 6-130: schema del palo modellato con Carl 14.</i>	158
<i>Figura 6-131: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Carl 14.</i>	158

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo strutture ferroviarie</p>	<p>Pag. 9 di 161</p>
---	--	----------------------

Sommario tabelle

Tabella 4.1-1	Tabella dei parametri geotecnici dei terreni assunti nei calcoli.	21
Tabella 4.1-2 assunti nei calcoli.	Tabella dei parametri geotecnici del terreno di riempimento dei rilevati	21



1 GENERALITÀ

La presente relazione riguarda i lavori per la realizzazione della nuova stazione ferroviaria di Servola, inquadrati all'interno del progetto di fattibilità tecnico economica per i "Lavori per l'estensione delle infrastrutture comuni per lo Sviluppo del Punto Franco Nuovo", da realizzarsi in comune di Trieste.

Il presente PFTE oggetto di autorizzazione, secondo procedura speciale ex art. 44 D.Lgs. 77.2021, relativo ai seguenti ambiti inseriti nel fascicolo A:

1. MISP,
2. Stazione ferroviaria commerciale Nuova Servola, Connessione alla GVT e altre opere viarie,
3. Edifici pubblici funzionali al Porto di Trieste,

è parte di un più ampio contesto che prevede opere progettuali anche per i seguenti ulteriori ambiti non oggetto di autorizzazione inseriti nel fascicolo B:

1. Cassa di Colmata,
2. Molo VIII,
3. Rampa Arvedi,
4. Opere ferroviarie su asset RFI.

Nel presente elaborato sono trattate anche queste ultime per contestualizzare le opere PNC nello sviluppo complessivo ed unitario del Punto Franco Nuovo all'interno del Sistema Portuale.

Oggetto del presente elaborato sono le sole opere civili necessarie alla realizzazione dell'infrastruttura ferroviaria.

La struttura ferroviaria considerata si sviluppa lungo un asse prevalente Nord-Sud; a nord il punto iniziale è posto, approssimativamente, all'inizio di via degli Altiforni, mentre a Sud-Sud/Est l'intervento termina in corrispondenza dell'imbocco della galleria San Pantaleone.

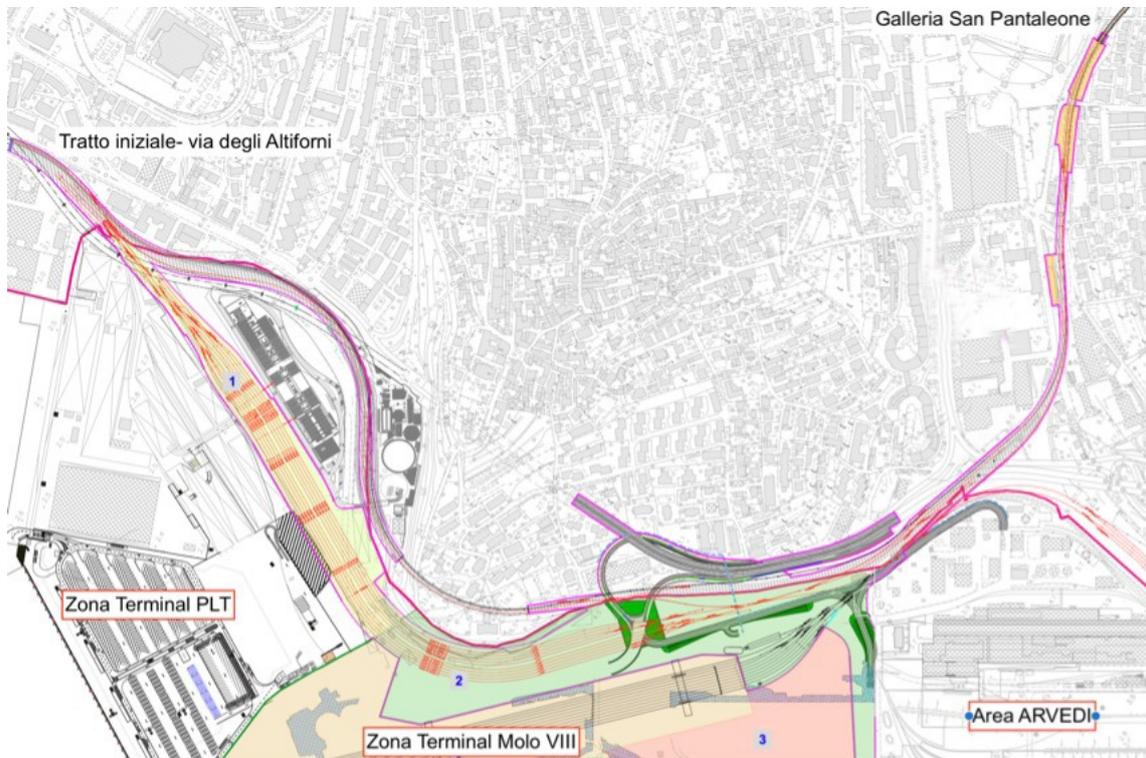


Figura 1-1: Planimetria dell'intervento

Nel complesso il sistema strutturale è costituito prevalentemente da opere di sostegno, funzionali alla formazione del rilevato ferroviario su cui sarà posto l'armamento. Localmente sono previsti degli impalcati, laddove vi è la necessità di recuperare e rendere disponibili i volumi sottostanti il fascio di binari.

Si riporta nei capitoli successivi una breve descrizione delle diverse sezioni strutturali considerate in progetto, nonché delle ipotesi alla base della progettazione strutturale.

1.1 Criteri e scelte progettuali

Le opere in progetto sono prevalentemente opere di sostegno, finalizzate alla realizzazione del rilevato ferroviario e delle rampe di accesso alle diverse zone del Terminal. Si riassumono, nel seguito, i principali criteri che hanno guidato nella scelta della proposta progettuale. In generale, soprattutto per le aree portuali, le richieste a cui il progetto è chiamato a rispondere sono:

- a) Ridurre al minimo l'ingombro dell'area impegnata dal rilevato ferroviario, per dare maggiori spazi a servizio del Terminal;
- b) Ridurre al minimo i volumi di scavo, stante il possibile rischio di incorrere in materiale non idoneo al riutilizzo;



- c) Adottare soluzioni che limitino le manutenzioni nel tempo;
- d) Adottare soluzioni "robuste" rispetto l'uso a cui saranno sottoposte.

1.1.1 Opere di sostegno

In generale per realizzare il rilevato in terra le tecniche utilizzabili e vagliate come opzioni sono state:

- i) Opera di sostegno a mensola in c.a. e fondazioni superficiali
- ii) Opera di sostegno a mensola in c.a. e fondazioni profonde
- iii) Opera di sostegno in terra rinforzata
- iv) Opera di sostegno in terra armata
- v) Struttura pensile (impalcato)

In termini qualitativi i *pro* e *contro* si possono mettere in forma matriciale:

Tipo	Requisiti			
	Minimo ingombro	Minimo scavo	Minima manutenzione	Interferenze con elementi esterni
Mensola in c.a. + fond. superficiale	Si ottiene il minimo ingombro possibile (muri verticali)	È necessario scavare localmente per l'imposta della soletta di fondazione (rimozione materiale superficiale)	Pulizia periodica dei paramenti.	Nessuna o poco significative.
Mensola in c.a. + fond. profonda	Si ottiene il minimo ingombro possibile (muri verticali)	È necessario scavare localmente per l'imposta della soletta di collegamento (rimozione materiale superficiale) e per la realizzazione dei pali	Pulizia periodica dei paramenti.	Nessuna o poco significative.
Terra rinforzata	Non si ottiene il minimo ingombro possibile (paramento esterno inclinato)	È necessario scavare localmente per l'imposta dello strato di base (rimozione materiale superficiale)	Sfalcio vegetazione almeno semestrale.	Interferenza dei materiali di rinforzo con i plinti dell'impianto di trazione. Interferenza con i muri d'ala dei sottopassi.
Terra armata	Si ottiene il minimo ingombro possibile (paramento verticale)	È necessario scavare localmente per l'imposta dello strato di base (rimozione materiale superficiale)	Pulizia periodica dei paramenti.	Interferenza dei materiali di rinforzo con i plinti dell'impianto di trazione. Gestione nel L.T. della durabilità dei

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo strutture ferroviarie</p>	<p>Pag. 13 di 161</p>
---	--	-----------------------

				<p>piatti di ancoraggio (correnti vaganti).</p>
<p>Impalcato</p>	<p>Si ottiene il minimo ingombro possibile (paramento verticale)</p>	<p>È necessario scavare localmente per la realizzazione dei pali e degli elementi di collegamento</p>	<p>Pulizia periodica dell'impalcato, controllo dei dispositivi meccanici (giunti, appoggi), elevata superficie esposta all'ambiente.</p>	<p>Possibili interferenze con sottoservizi e canalizzazioni interrate.</p>

Le soluzioni in terra armata e terra rinforzata appaiono non ottimali rispetto i requisiti richiesti, e presentano, rispetto la soluzione del muro a mensola in c.a., possibili problemi di interferenza con gli elementi dell'infrastruttura ferroviaria. La soluzione con impalcato presenta un costo per unità di superficie molto maggiore rispetto quella di un rilevato in terra, e maggiori oneri manutentivi.

Per questo motivo la soluzione tecnica adottata è quella di opere di sostegno rigide in c.a., con fondazione superficiale (per motivi di costo rispetto quelle profonde) ove possibile. Tale scelta permette comunque anche di conseguire un elevato livello di robustezza del sistema strutturale in particolare legati agli effetti di urti (dal piano viabile sottostante, stante la tipologia di mezzi che transita in ambito portuale) o agli effetti di convogli in svio.

In generale si sono valutate alcune sezioni tipologiche per questi elementi, estendendone i risultati ottenuti su tratti abbastanza ampi, privilegiando così l'aspetto dell'uniformità costruttiva (con conseguente possibile ottimizzazione dei tempi) piuttosto che dell'ottimizzazione delle quantità, cosa quest'ultima che potrà essere fatta in sede di progettazione esecutiva.

1.1.2 Impalcati ferroviari

Gli impalcati dei ponti ferroviari sono ottenuti, in generale, con semplici elementi (solette) in c.a. poggiati sui muri di nuova costruzione. La scelta è motivata dal voler evitare:

- elementi prefabbricati a travi, che male si prestano a "coprire" superfici a pianta irregolare (talvolta presenti per la presenza di strade o altri manufatti..);
- elementi precompressi, la cui resistenza è legata allo stato di precompressione del manufatto, a sua volta dipendente da diversi fattori (modalità di precompressione, protezione dell'acciaio, ..)

Strutture in acciaio, in generale, sono state evitate, a causa della maggior sensibilità nei confronti della corrosione (le opere sorgono in ambiente marino, e ci potrebbero essere effetti legati al fenomeno delle correnti vaganti).

Fa eccezione il ponte ferroviario che ripristina il collegamento con via Puschi: in questo caso i stringenti vincoli esterni (garanzia dell'altezza minima sotto impalcato, quota di raccordo lato Sud sostanzialmente fissa) hanno portato a dover optare per un impalcato in acciaio a via di corsa inferiore.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è svolto nell'ambito della normativa tecnica vigente e relativa Circolare esplicativa, che raccoglie in un unico testo organico le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali:

- D.M. 17 gennaio 2018 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

- Circolare n. 7 del 21.01.2019 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Altre normative di riferimento, comunque adottate e a cui si è fatto riferimento, sono le seguenti:

- Legge 05/11/1971 n°1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

- D.G.R. n. 485 del 6 maggio 2010

- UNI EN 206-1:2014: "Resistenza e durabilità del calcestruzzo strutturale"

- UNI EN 1991-1-1:2004: "Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici - (aggiornamento Errata Corrige 2010)"

- UNI EN 1992-1-1:2005: "Eurocodice 2 - Progettazione di strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - (aggiornamento Errata Corrige 2010)"

- UNI EN 1997-1:2005: "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali"

- CNR_DT 207/2018 - "Istruzioni per la valutazione degli effetti del vento sulle costruzioni"

Altri documenti di riferimento:

- Manuale di progettazione RFI e relativi allegati;

- Relazione di calcolo delle opere stradali 3STR_P_R_N-STR_2AT_002_02_01



3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Si elencano le caratteristiche generali dei materiali impiegati.

Calcestruzzo per le opere di fondazione:

$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$ (C35/45)

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS3 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S4 o S5. Copriferro minimo 80 mm.

Calcestruzzo per le opere in elevazione gettate in opera:

$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ (C32/40)

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS1 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S4 o S5. Copriferro minimo 45 mm.

Calcestruzzo per le travi precomprese (in c.a.p.):

$R_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$ (C45/55)

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS1 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S4 o S5. Copriferro minimo 40 mm.

Miscela cementizia per iniezioni di micropali:

$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ (C25/30)

La miscela sarà confezionata secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XS3**, così come definita dalla Norma UNI EN 206/14 e UNI 11104/16. La miscela sarà in ogni caso additivata con antiritiro accelerante, tipo "Flowcable" o similare.

Acciaio per le opere in c.a.:

Per le armature in barra si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo: B450 C, controllato in stabilimento.

Acciaio da carpenteria, piastrame e armatura micropali:

Si impiega un acciaio tipo: S355 J0, conforme a quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 al p.to 4.2.1.1, zincato e verniciato con vernici idonee all'ambiente costiero. La classe di esecuzione delle strutture in carpenteria metallica è EXC4.

Acciaio per barre filettate e bulloni (collegamenti)

Le barre filettate e i bulloni di serraggio utilizzati per i collegamenti tra elementi metallici hanno le seguenti caratteristiche minime di resistenza:



classe 8.8 per elementi principali

$f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Tutte le saldature dovranno essere eseguite come previsto dal D.M. 17.01.2018 ai p.ti 4.2.1.2, 4.2.8.2 ed 11.3.4.5, mentre le bullonature dovranno essere conformi a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, dalle UNI 3740 e 20898 parte I e II, di classe minima 8.8.



4 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Per la relazione geotecnica e sulle fondazioni, si rimanda al relativo elaborato specialistico; si riporta, per maggiore chiarezza espositiva, un breve riepilogo delle caratteristiche dei terreni impiegate nella presente relazione.

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di un substrato litoide afferente alla Formazione del Flysch triestino la cui parte superiore si presenta alterata e degradata fino a perdere la propria struttura litoide. La formazione è un'alternanza di rocce clastiche originatesi in ambiente di sedimentazione marino e caratterizzate da due tipi litologici principali, marne e arenarie, a caratteristiche petrografiche e fisiche notevolmente diverse (Onofri R., 1982).

Le arenarie sono prevalentemente delle calcareniti, caratterizzate da una matrice carbonatica con frazione detritica costituita per lo più da granuli di calcite, quarzo, altri silicati e resti di microfossili. Sono rocce molto dure, compatte e rigide, il cui singolo provino di materiale è dotato di altissima resistenza meccanica. Le arenarie sono in genere nettamente stratificate con singoli strati di potenza variabile da centimetrica a pluri-decimetrica.

Le marne hanno composizione mineralogica simile alle arenarie ma si differenziano per una maggiore percentuale di carbonati a scapito degli altri componenti mineralogici, oltre alla ricchezza di resti organici. Le marne, sovente fratturate nel tipico assetto "a cubetti", subiscono facilmente una sorta di desquamazione in piccole scaglie, specialmente nei casi in cui la roccia è stata oggetto di intense deformazioni ad opera di stress tettonici.

I processi di degradazione delle porzioni superficiali del Flysch determinano una completa alterazione, disgregazione e disarticolazione della massa rocciosa, che diviene un terreno costituito da una matrice limosa-sabbiosa-argillosa inglobante corpi detritici di arenaria e, in percentuale minore, di scaglie di marna, identificato come complesso C1 (Onofri R., 1982).

Tali depositi, definiti come argille limoso-sabbiose talora ghiaiose, segnano il passaggio tra il basamento roccioso e i sovrastanti depositi fini marini, con spessori localmente molto variabili anche in aree poco estese. Il Flysch nei termini più superficiali presenta una fascia di alterazione che pur mantenendo la struttura lapidea si presenta parzialmente degradato e disarticolato. In genere, i litotipi marnosi ed arenacei assumono colorazioni giallo-ocracee. Lo spessore di questo livello, usualmente definito Flysch alterato, è molto variabile con potenze medie comprese tra 0.5 e 3.0 m, anche se si possono rivenire spessori maggiori.

Si riportano i cinque tipi principali di Flysch sulla base delle variazioni percentuali delle marne rispetto alle arenarie (Onofri R., 1982):

Tipo T1 – Costituito prevalentemente da arenaria (in genere strati di spessore superiore a 30 cm) con interstratificati pacchetti di lamine di marna dello spessore globale di ordine centimetrico. La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.

Tipo T2 – Costituito prevalentemente da arenaria (in genere strati di spessore inferiore a 30 cm) con interstratificati poco frequenti pacchetti di lamine di marna dello spessore globale di ordine centimetrico. La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo strutture ferroviarie</p>	<p>Pag. 18 di 161</p>
---	--	-----------------------

Tipo T3 – Costituito da circa il 50% da arenaria e circa il 50% da marna (spessori degli strati di arenaria e dei pacchetti di lamine di marna variabili generalmente da 1 cm a circa 20 cm). La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.

Tipo T4 – Costituito prevalentemente da marna i cui pacchetti possono avere uno spessore variabile da circa 10 cm a circa 50 cm; interstratificati rari strati di arenaria con spessore generalmente compreso tra circa 10 cm e circa 50 cm. La stratificazione è abbastanza distinta e lo spessore del singolo pacchetto, o strato, è piuttosto costante.

Tipo T4 – Costituito prevalentemente da arenarie a buona consistenza litoide ma che ha subito notevoli processi deformativi (spessore degli strati non superiore a 10 cm circa). La stratificazione è talora poco distinta e con spessore poco costante.

Sovrastante il Flysch, laddove presenti, si rilevano sedimenti di origine marina, caratterizzati da argille limose o limi argillosi di colore grigio verde o grigio nero, con frazione organica e livelletti sabbiosi che spesso presentano resti conchigliari e/o torba. Si tratta di sedimenti marini e in parte continentali, caratterizzati essenzialmente da materiali fini, quali argille e limi, talora con sabbie di colore variabile dal grigio verde al grigio nero, per arrivare al marrone scuro-nero nel caso di intervalli torbosi o a composizione fortemente organica. I depositi grossolani, formati da sedimenti ghiaiosi poligenici, sono presenti principalmente lungo la costiera triestina o lungo le foci delle aste idriche che defluiscono a mare dai rilievi collinari triestini.

Sulla base delle indagini geognostiche e delle prospezioni geofisiche eseguito nel sito oggetto d'analisi, è stata riconosciuta la successione geolitologica e litostratigrafica ed identificato il modello di riferimento dell'area, come schematizzato nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica":

1. Terreni antropici di riporto

Terreni e materiali antropici di riporto, caratterizzati da ghiaia, clasti e ciottoli arenacei spigolosi, normalmente centimetrici, talora frammentati a residui lateritici e a scarti di lavorazione e di demolizione, in matrice limoso sabbiosa debolmente argillosa, di colore nocciola al marrone scuro, talora grigio.

2. Complesso limoso argilloso, debolmente sabbioso

Sedimenti marini caratterizzati da termini limoso argillosi, debolmente sabbiosi, localmente torbosi, di colore variabile da grigio chiaro, a grigio scuro, a grigio verde, talora marrone, marrone-scuro o nero se in presenza di intervalli torbosi, talora con abbondante presenza di resti conchigliari; tale complesso mostra talora la presenza di strati caratterizzati da limo sabbioso argilloso, con sabbia fina.

3. Flysch alterato marnoso arenaceo

Terreni di copertura, propri dei fenomeni di alterazione e di disgregazione dei termini più superficiale della sottostante formazione flyschoidale, caratterizzato da rari livelli arenacei centimetrici, molto alterati, di colore marrone ocraceo a grigio azzurro (Complesso C1).

4. Flysch integro marnoso arenaceo

Litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale integro marnoso arenaceo fratturato e disarticolato nei suoi termini più superficiali sia a causa dei processi di



degradazione fisica, chimica e biologica, sia per probabili processi meccanici propri di stress tettonici; nel complesso si riconosce l'andamento della stratificazione, con presenza di strati arenacei di potenza centimetrica o pluri-centimetrica, di colore variabile da grigio azzurro a marrone ocreo, alternati a strati di marne di potenza centimetrica o decimetrica, finemente stratificate, con talora fessurazione "a cubetti", disarticolate (tipo T3 e T4).

5. Flysch integro arenaceo marnoso

Litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoido integro arenaceo marnoso con strati marnosi di colore grigio azzurro di potenza centimetrica, dal classico aspetto fogliettato, alternati a strati decimetrici o pluricentimetrici di arenaria compatti o debolmente fratturati, di colore grigio azzurro, talora con screziature giallo ocree e rare venature calcitiche (Tipo T2).

L'area in esame è stata oggetto di diverse indagini geognostiche, la cui posizione e numerazione è riportata nella figura seguente, e l'elaborazione dei risultati ha permesso di definire un modello geotecnico del sottosuolo.



Figura 4-1: planimetria delle indagini geognostiche

Il modello geotecnico che sintetizza l'intervento, a meno dei livelli stratigrafici che saranno variabili da zona a zona, è quello riportato nella tabella seguente.



LITOLOGIA	Peso di volume, γ [kN/mc]	Angolo d'attrito efficace, φ' [°]	Coesione efficace, c' [kPa]	Coesione non drenata, c_u [kPa]	Modulo edometrico , M [MPa]	Modulo elastico efficace, E' [MPa]
Rilevati di nuova realizzazione	19.0÷20.0	36	5	-		50
Materiali antropici di riporto; Terreni eluvio - colluviali	18.0	24.5÷37.5	5	-		3.0**
Limo sabbioso argilloso; Limo argilloso	18.0÷19.0	23.7÷37.1	5	30	3.7*	5.0
Flysch marnoso arenaceo alterato (complesso C1)	18.5**	31**	5**	100**	-	20**
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T3/T4)	23**	22**	40**	250**	-	350**
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T2)	24**	28**	150**	-	-	800**

*: valore conservativo
**: parametri del modello geotecnico riportato nella relazione del progetto esecutivo dei "Lavori di realizzazione della Piattaforma Logistica in area portuale compresa tra lo scalo legnami e l'ex-italsider e conseguenti opere di collegamento": "RGT0022 relazione geotecnica r02" del 15.09.2015



4.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Si riporta di seguito la caratterizzazione della stratigrafia considerata nel calcolo; la potenza degli strati è variabile, in funzione della zona considerata. Ulteriori dettagli sono riportati nella relazione geotecnica.

I parametri geotecnici adottati sono riassunti nella tabella seguente:

Terreni	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E kPa
Terreno di riporto	18	19	0	30	5000
Limo sabbioso argilloso; Limo argilloso	18	20	5	30	15000
Flysch alterato	22	23	40	24	150000
Flysch integro	22	23	150	25	250000

Tabella 4.1-1 Tabella dei parametri geotecnici dei terreni assunti nei calcoli.

Per i terreni di riempimento si considerano invece le seguenti caratteristiche minime:

Terreno	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E kPa
Terreno di riempimento	19	20	0	34	20000

Tabella 4.1-2 Tabella dei parametri geotecnici del terreno di riempimento dei rilevati assunti nei calcoli.

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

La definizione del rischio sismico del sito secondo la normativa vigente (NTC 17.01.2018) parte dalla determinazione delle coordinate geografiche dell'area su cui sarà realizzata l'opera. Nel caso in esame le coordinate geografiche (indicative, zona centrale, via degli Alti Forni presso capannoni Scalo Legnami) espresse nel sistema di riferimento ED50 sono:

Latitudine: N 45,627680°

Longitudine: E 13,780079°

La normativa definisce i parametri dell'evento sismico di progetto da adottare per ciascuna località del territorio nazionale, come definiti nel seguito.

I parametri per la definizione dell'azione sismica sono:

Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni

Classe d'uso della costruzione $C_U = IV$



Categoria di suolo E
Condizione topografica T1

Per la categoria di sottosuolo è stata assunta cautelativamente la "E", rappresentativa della zona più settentrionale; nella parte più a Sud il substrato roccioso è prossimo al piano campagna, e l'amplificazione locale potrà essere ragionevolmente inferiore.

Ne consegue la seguente tabella dei periodi di ritorno dell'evento sismico di progetto associato a ciascuno stato limite.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,065	2,547	0,266
SLD	201	0,083	2,497	0,284
SLV	1898	0,184	2,568	0,342
SLC	2475	0,201	2,573	0,347

Per ulteriori dettagli, si rimanda al relativo elaborato specialistico.



5 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi applicati alle strutture è fondamentale per ottenere un ragionevole dimensionamento delle stesse. Tenuto conto del livello di progettazione, finalizzato alla definizione delle opere d'arte in modo che queste siano fattibili e realizzabili, sono state assunte delle semplificazioni nella definizione dei carichi, volte a uniformare il percorso progettuale senza scendere ad un livello di dettaglio proprio dei livelli progettuali successivi.

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi e delle azioni considerate per la verifica delle strutture.

5.1 Carichi permanenti verticali

I carichi permanenti verticali sono valutati in funzione della geometria dei diversi elementi, tenendo conto del peso di volume dei materiali che li compongono:

- calcestruzzo armato $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- acciaio $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- terreno di riempimento $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

5.2 Carichi variabili verticali

I carichi variabili verticali sono valutati con riferimento alle indicazioni normative; in particolare:

- Sui rilevati l'effetto del carico ferroviario è stato assimilato ad un carico uniformemente distribuito di 50 kN/mq
- Sugli impalcati l'effetto del carico ferroviario è stato stimato e semplificato in un carico uniformemente distribuito di 50 kN/mq
- Sugli impalcati stradali l'effetto del carico stradale è stato assimilato ad un carico uniformemente distribuito di 20 kN/mq
- A ridosso delle opere che sostengono rilevati stradali si è considerato un sovraccarico variabile uniformemente distribuito di 20 kN/mq
- Nelle fasi costruttive delle opere di sostegno, va assunto un sovraccarico variabile applicato a monte delle stesse di almeno 10 kN/mq



5.3 Carichi variabili orizzontali

I carichi variabili orizzontali sono valutati con riferimento alle indicazioni normative; in particolare sono state prese in considerazione le azioni date dal movimento dei treni sui binari (frenamento, accelerazione, serpeggio, azione centrifuga).

5.4 Altri carichi

In questa fase sono stati omessi altri carichi come le azioni termiche, della neve, etc., in quanto meno gravose rispetto a quelle considerate per il dimensionamento delle opere.

5.5 Azione sismica

L'azione sismica è valutata in funzione della vita di riferimento (=200 anni) e del comportamento dinamico delle opere.

In particolare per le opere di sostegno rigide è stato assunto il coefficiente di riduzione β_m tenendo conto della possibilità (o meno) dell'opera di poter maturare spostamenti permanenti; per le opere di sostegno flessibile (paratie) i coefficienti di riduzione α e β sono assunti come generalmente unitari. Tali parametri sono strettamente correlati alla duttilità che la struttura deve poter fornire, e assumere valore unitario implica non accettare la formazione di plasticizzazioni, nella struttura e nel terreno.

Per le strutture dei cavalcavia (fondazioni, pile/spalle e impalcato) si è assunto un fattore di comportamento unitario ($q=1$), anche in questo caso privilegiando il mantenimento in campo elastico delle strutture anche sotto l'azione di sismi intensi e con alto periodo di non ritorno.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

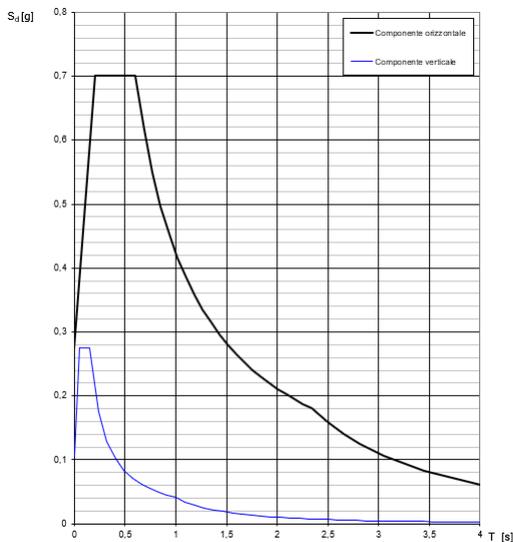
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,065	2,547	0,266
SLD	201	0,083	2,497	0,284
SLV	1898	0,184	2,568	0,342
SLC	2475	0,201	2,573	0,347

L'azione sismica è stata pertanto valutata in funzione della vita di riferimento (=200 anni) e del comportamento dinamico delle opere.

Si riportano gli spettri di progetto relativi all'opera in esame, ottenuti con i parametri sopra definiti, per $q=1$.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV



5.6 Spinta delle terre

La spinta delle terre sui muri di sostegno è dovuta ai carichi permanenti e variabili presenti a tergo dell'opera, e si sviluppa sulla superficie delle strutture a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte nella relazione geotecnica relativamente agli strati di terreno indicati. L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota relazione:

$$\sigma'_h = K q_0 + h \gamma K$$

in cui:

K è il coefficiente di spinta del terreno, attiva o a riposo a secondo del comportamento della parete,

γ è il peso specifico del terreno,

h è la profondità rispetto il p.c.,

q_0 è il sovraccarico agente sul terreno.

A valle delle opere, se presente terreno, viene computata inoltre una percentuale di spinta passiva del terreno, pari al massimo al 50% della stessa; la spinta passiva viene calcolata analogamente a quanto descritto sopra:

$$\sigma'_h = 50\% h \gamma k_p$$



in cui:

k_p è il coefficiente di spinta passiva,

γ è il peso specifico del terreno,

h è la profondità rispetto il p.c..

5.6.1 Incremento della spinta per azioni sismiche

Le azioni sismiche sulle strutture di sostegno di progetto sono valutate conformemente a quanto previsto dal punto 3.2.3. e 7.11 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni". In particolare, per il caso specifico in esame, si utilizza l'analisi "pseudo-statica" definita nelle Norme citate.

Il calcolo dell'azione sismica è condotto conformemente a quanto indicato al punto 7.11.6.2 e 7.11.6.3, considerando una componente orizzontale dell'accelerazione equivalente costante di:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

da cui (dati riferiti a stato limite di salvaguardia della vita - SLV):

$$k_h = \beta a_{\max}/g = \beta S_s S_T a_g / g$$

dove:

a_g è l'accelerazione orizz. mediata sul reticolo di rif.to per sito di riferimento rigido,

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (riferito a suolo tipo "E"),

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (categoria T1),

β è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (se del caso).

5.7 Condizioni e combinazioni di carico

Le condizioni di carico elementari considerate nelle analisi (e relativi coefficienti) sono conformi alle indicazioni normative.



6 ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

Il dimensionamento e la verifica dei muri di sostegno, degli impalcati ferroviari e stradali, e di tutte le opere e relative fondazioni sono stati svolti con i seguenti programmi di calcolo:

- Max 15.0 di Aztec, versione 15.04 A, per i muri di sostegno;
- Scat 14.0 di Aztec, versione 14.02 A, per le strutture scatolari in c.a.;
- Carl 14.0 di Aztec, versione 4.02 B, per i pali di fondazione;
- Paratie PLUS 2022 di Harpaceas, per le paratie;
- SAP2000 della CSI Italia, per soletta e altre strutture generiche;

Si analizzano a seguire tutte le sezioni di calcolo e le varie tipologie di opere.

Le verifiche delle sezioni tipo, svolte a titolo esemplificativo, sono eseguite con l'ausilio di programmi di calcolo per le sezioni in c.a. (per es. VcaSlu del Prof. Gelfi, il cui esempio di format riportato a seguire) oppure tramite l'ausilio di fogli di calcolo manuale (vd. esempio per il calcolo della resistenza al taglio della sezione in c.a.). Lo stesso dicasi per la risoluzione di travi a piú campate (p.e. "Trave con dwg" del Prof. Gelfi, etc.) o altri.

The image shows a software interface for the verification of rectangular concrete sections according to NTC 2018. It includes several panels:

- Input Parameters:** A table with columns for section number (N°), width (b [cm]), height (h [cm]), area of reinforcement (As [cm²]), and effective depth (d [cm]).
- Material Properties:** A table for materials B450C and c32/40, listing properties like ϵ_{su} , f_{yd} , E_s , ϵ_s , $\epsilon_{s,adm}$, τ_{c1} , ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{cd} , f_{cc}/f_{cd} , $\sigma_{c,adm}$, and τ_{c1} .
- Applied Forces:** A table for axial force (N) and bending moment (M) at different points (E, D, C).
- Calculation Method:** Options for 'Centro' or 'Baricentro cls' and 'Coord. [cm]'.
- Reinforcement:** A table for reinforcement bars, including staffe (straight bars) and piegati (bent bars), with parameters like As, n, passo, and d, pieg.
- Results:** A table showing the calculated resistance (VRD1) for sections with and without reinforcement at the cut, and the resistance with reinforcement (VRSD,pieg).

Figura 6-1: format di esempio per il calcolo della resistenza delle sezioni in c.a..

Tutti i parametri geotecnici utilizzati per la verifica delle fondazioni e delle opere, così come i parametri sismici utilizzati, sono desunti dalle relative relazioni specialistiche.



6.1 Muro CD02A

Si tratta di un muro per il sostegno del rilevato ferroviario, indicativamente dalla progressiva km 6.405,00 alla km. 6.611,00 (misurate lungo il profilo longitudinale denominato "PLT 1-2"), che si estende, dalla parte opposta al muro, fino all'opera di sostegno esistente che sostiene il rilevato dove è posizionata la linea ferroviaria esistente che dalla zona "Bivio Cantieri" va verso Servola.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 5.00-5.90 m

Altezza complessiva del muro min/max 5.30-5.80 m

Spessore del paramento verticale 0.80 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 6.00 m

Spessore della soletta di fondazione 0.80 m

Larghezza totale dell'opera/rilevato min/max 16.00-22.00 m

Altezza massima di scavo (compreso magrone) 0.30 m

Spessore del ballast..... 0.70 m

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame.

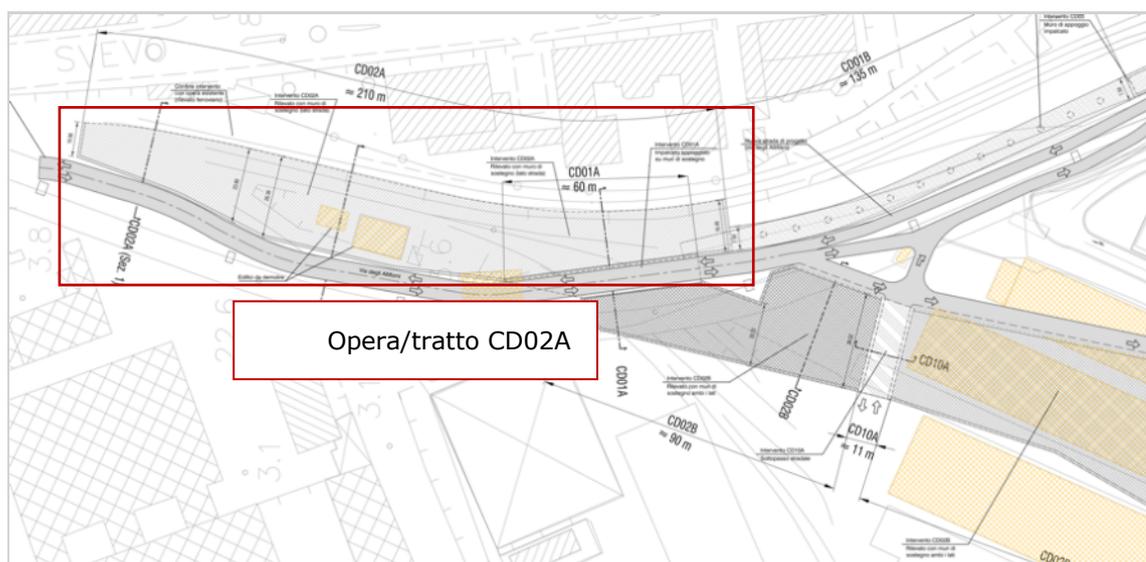


Figura 6-2: planimetria dell'intervento in esame.



Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		2.349	2.558	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		1.625	2.533	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.563	2.176	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.563	2.176	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.475	2.264	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.475	2.264	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		2.950	2.305	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		2.761	2.486	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		2.538	2.380	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		2.135	2.371	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		1.975	2.573	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		1.786	2.371	--	--	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.387	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.280	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.531	--	--
16	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.531	--	--
17	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.497	--	--
18	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.497	--	--
19	EQU (A1-M1-R3)		--	--	6.535	--	--	--
20	EQU (A1-M1-R3)		--	--	7.022	--	--	--
21	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.169	--	--	--
22	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.169	--	--	--
23	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.134	--	--	--
24	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.134	--	--	--

Figura 6-5: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (nella rappresentazione solo involucro delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

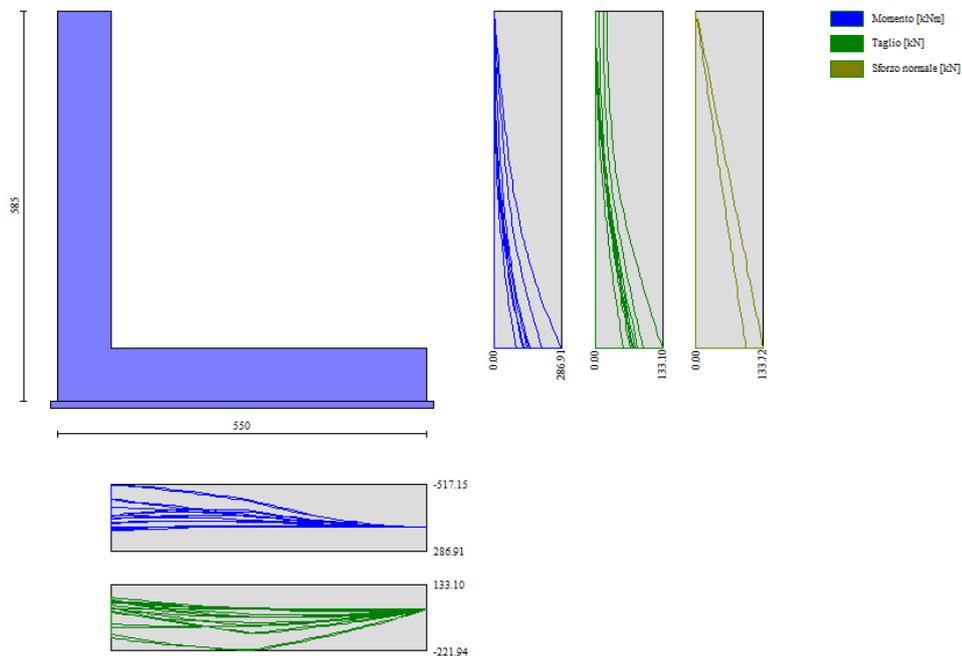


Figura 6-6: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (inviluppo cc SLU).

Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 20/15$ sup/inf

Senza armatura resistente a taglio

$M_{sd} = 518 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 594.6 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 222 \text{ kN/m} < V_{rd} = 282 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.1.1 *Incidenza armatura*

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame (dim. media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 152 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 8.8 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 65 \text{ kg/mc}$



6.2 Muro CD02B

Si tratta di un muro per il sostegno del rilevato ferroviario, indicativamente dalla progressiva km. +6.557,00 alla km. +6.802,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 1"), del fascio che da via degli Altiforni porta alla nuova stazione merci di Servola. Il fascio di binari corre a quota superiore all'attuale p.c., pertanto è prevista la realizzazione di un rilevato ferroviario di larghezza min/max indicativamente 20/60m, sostenuto ambio i lati dal muro di sostegno in esame.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 4.20-5.15 m

Altezza complessiva del muro min/max 3.70-4.65 m

Spessore del paramento verticale 0.80 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 5.00 m

Spessore della soletta di fondazione 0.80 m

Larghezza totale dell'opera/rilevato min/max ~20-60 m

Altezza massima di scavo (compreso magrone) 0.30 m

Spessore del ballast..... 0.70 m

Si riporta la planimetria indicativa dell'opera in esame (e delle successive).

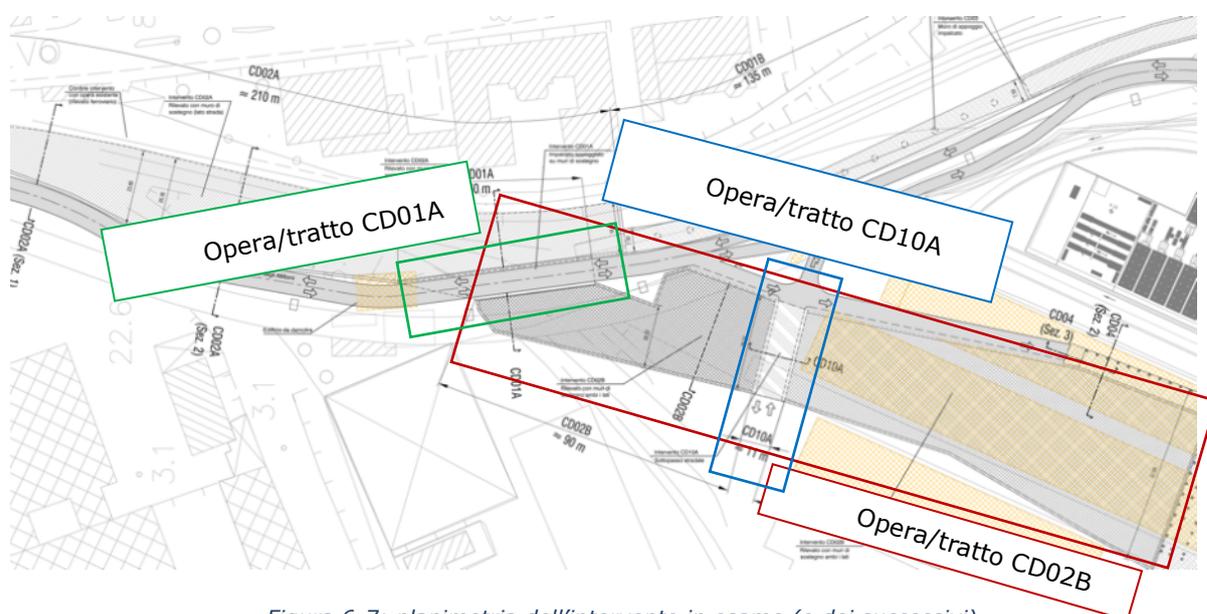


Figura 6-7: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).



Si riportano le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento.

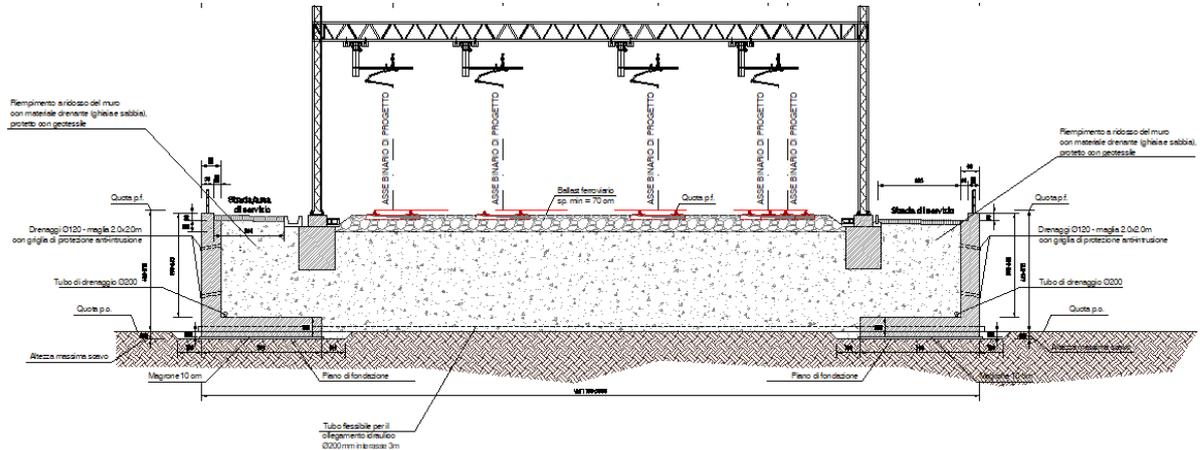


Figura 6-8: sezione tipo dell'intervento in esame.

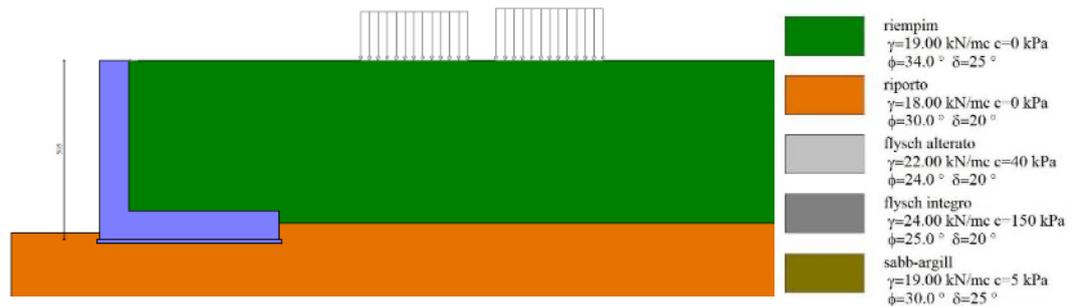


Figura 6-9: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.



Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	F Ssco	F Sqlim	F Srib	F Sstab	F Shyd	F Supl
1	STR (A1-M1-R3)		1.740	3.238	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		2.599	4.471	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.610	2.750	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.610	2.750	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.518	2.861	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.518	2.861	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		2.296	3.005	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		2.102	3.277	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		1.934	3.015	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		3.449	3.823	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		3.152	4.342	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		2.895	3.988	--	--	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.323	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.563	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.568	--	--
16	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.568	--	--
17	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.531	--	--
18	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.531	--	--
19	EQU (A1-M1-R3)		--	--	7.016	--	--	--
20	EQU (A1-M1-R3)		--	--	12.229	--	--	--
21	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.465	--	--	--
22	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.465	--	--	--
23	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.297	--	--	--
24	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.297	--	--	--

Figura 6-10: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU/SLV), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

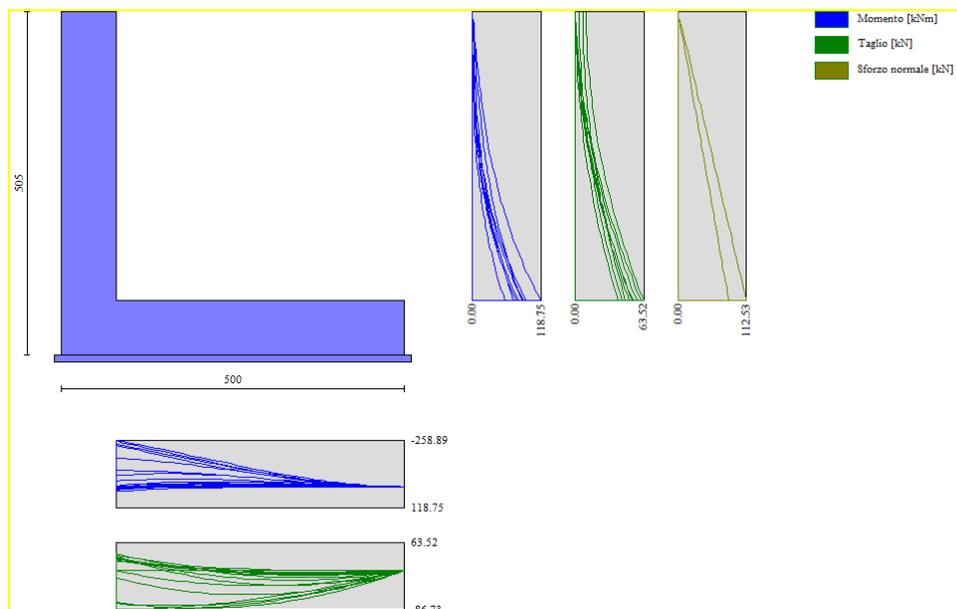


Figura 6-11: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).



Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 16/15$ est/int

Senza armatura resistente a taglio

$M_{sd} = 119 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 389 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 64 \text{ kN/m} < V_{rd} = 277 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.2.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame (dim. media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 90+130 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 7.5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 50 \text{ kg/mc}$

6.3 Verifica muri CD02A e CD02B su impalcato CD01A

Si riporta a seguire, brevemente, la verifica dei muri che sostengono l'impalcato verificato a seguire (CD01A al §6.4) già oggetto di verifica (sui tratti ortogonali) ai §6.1 e 6.2.

Le caratteristiche geometriche sono le stesse viste ai paragrafi precedenti; si riporta a seguire la rappresentazione del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento (verifica della sezione minima tra le due considerate).

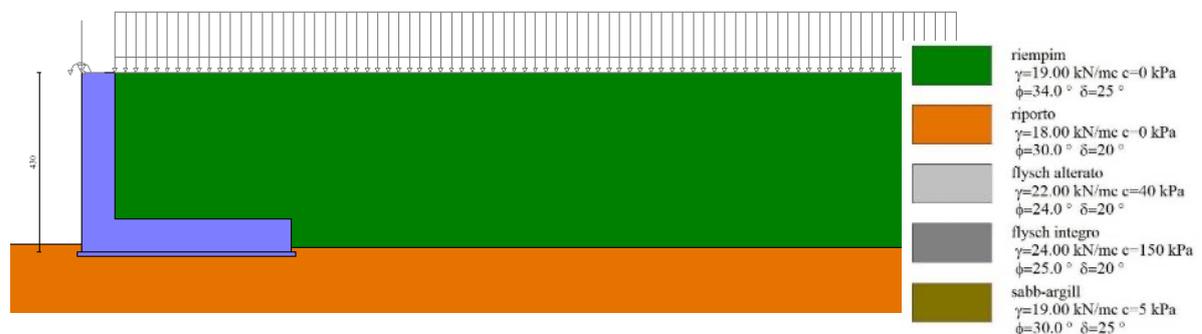


Figura 6-12: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.



Relazione di calcolo strutture ferroviarie

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.965	1.454	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		2.090	1.813	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.427	1.531	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		3.355	3.017	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.352	1.513	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.253	1.435	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		2.145	1.469	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		2.073	1.426	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		2.540	1.815	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		2.372	1.864	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		2.258	1.781	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		4.125	2.770	--	--	--	--
13	STR (A1-M1-R3)		3.837	2.936	--	--	--	--
14	STR (A1-M1-R3)		3.643	2.849	--	--	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.321	--	--
16	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.681	--	--
17	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.670	--	--
18	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.654	--	--
19	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.628	--	--
20	EQU (A1-M1-R3)		--	--	3.044	--	--	--
21	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2.093	--	--	--
22	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.080	--	--	--
23	EQU (A1-M1-R3)		--	--	4.298	--	--	--
24	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1.714	--	--	--

Figura 6-13: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (nella rappresentazione solo involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

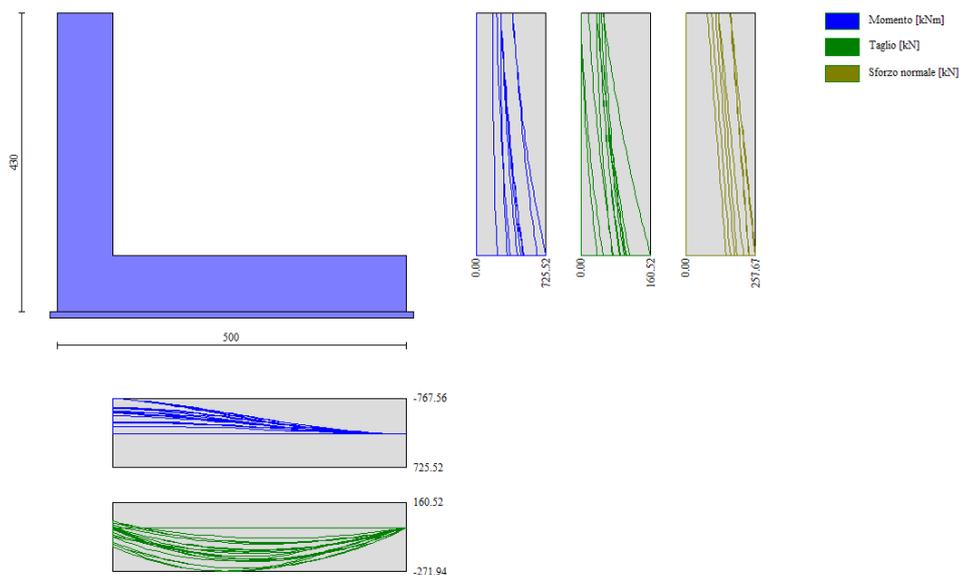


Figura 6-14: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).



Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 26/15$ int - $\Phi 16/15$ est

Senza armatura resistente a taglio

$M_{sd} = 753 \text{ kNm/m}$ < $M_{rd} = 992 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 161 \text{ kN/m}$ < $V_{rd} = 277 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.3.1 *Incidenza armatura*

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame (dim. media) è pari a:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 8.8/7.5 \text{ mc/m}$ (rispettivam. CD02A e CD02B)

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 70 \text{ kg/mc}$

6.4 Impalcato CD01A

Si tratta di un impalcato su cui passano alcuni binari ferroviari, necessario a sovrappassare la strada di via degli Altiforni che collega via Svevo con l'area di HHLA-PLT e Servola.

L'impalcato a sezione piena appoggia a destra e sinistra sui muri perimetrali dei rilevati degli interventi CD02A e CD02B.

Sull'impalcato, di luce 9m (da appoggio ad appoggio), è prevista l'installazione dei binari direttamente sulla soletta in calcestruzzo (senza ballast di base) e l'opera in esame si estende indicativamente dalla progressiva km. +6.540,00 alla km. +6.600,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 2").

Si riportano le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. di progetto 5.15 m

Altezza utile minima sotto impalcato 4.20m

Larghezza massima di impalcato 9 m

Spessore di impalcato 0.50 m

Spessore del ballast..... non presente



Per la planimetria dell'opera, si rimanda alla **Figura 6-7**.

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, ed il calcolo utilizzato per il dimensionamento.

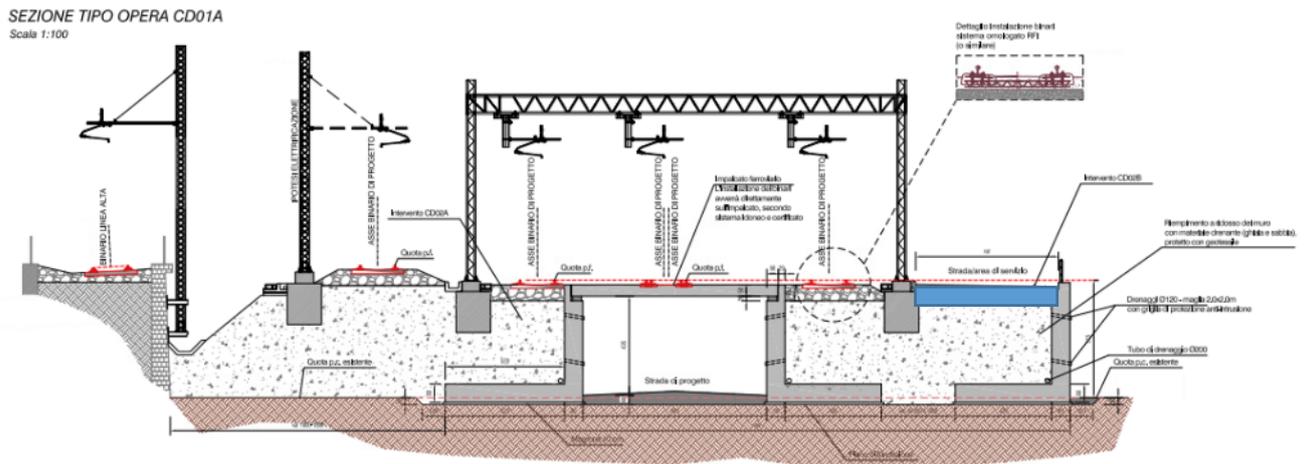
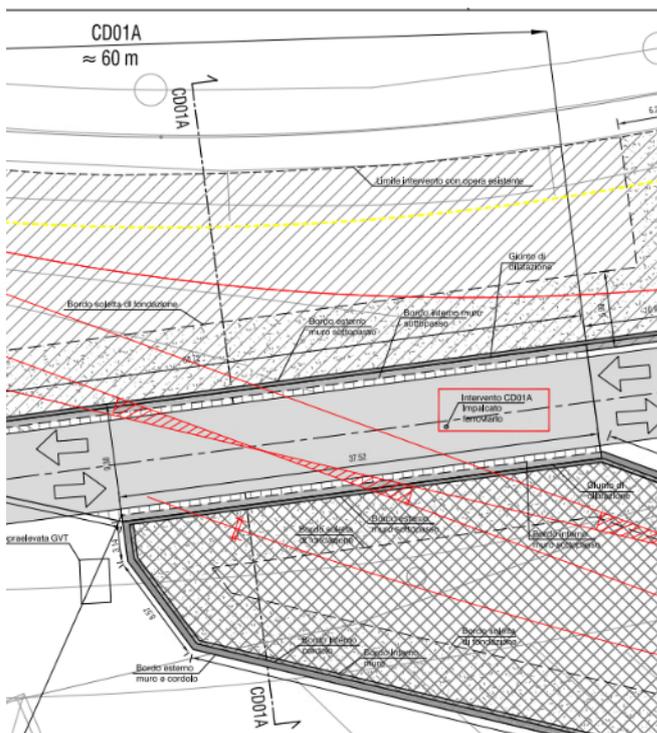


Figura 6-15: sezione tipo dell'intervento in esame (sez. CD01A)

La sezione precedente è ortogonale all'asse stradale scavalcato, e non rappresenta chiaramente la posizione dei muri rispetto i binari. Nell'immagine che segue è riportata la planimetria dell'intervento: in rosso l'asse dei binari, mentre sul bordo esterno è prevista la realizzazione della strada di servizio (in blu sopra).





Verifica dell'impalcato (sezione tipo trasversale)

Sez. 100x50cm, $\Phi 30/15 + \Phi 20/15$ inf - $\Phi 20/15$ sup

Armatura a taglio: ganci $\Phi 12/15 \times 30$ per 2m agli appoggi

$q, \text{SLU, distr perm} = 1.35 \times 0.5 \times 25 = 17 \text{ kN/m/m}$

$q, \text{SLU, distr var} = 1.45 \times 50 = 73 \text{ kN/m}$

$M_{sd} = (17+73) \times 9^2/8 = 912 \text{ kNm/m}$ < $M_{rd}(+) = 1019 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = (17+73) \times 9/2 = 405 \text{ kN/m}$ < $V_{rd} = 553 \text{ kN/m}$

Sono state svolte anche le verifiche SLE (omesse nella presente relazione), che risultano soddisfatte.

6.4.1 *Incidenza armatura*

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame è pari a:

Lunghezza media dell'opera: $L_{tot} = 50 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 4.5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 135 \text{ kg/mc}$

6.5 Impalcato CD04

Si tratta di un impalcato ferroviario, a piastra bidirezionale di spessore 50cm, appoggiato su colonne di diametro 80cm a maglia di dimensione variabile (lunghezza massima 12.8m in campata, minima 3.5m), che a loro volta appoggiano su pali di fondazione dello stesso diametro. I pali sono collegati tra di loro da un graticcio di cordoli di sezione 0.8x0.3m.

Sull'impalcato è prevista l'installazione dei binari direttamente sulla soletta in calcestruzzo (senza ballast di base); l'opera in esame si estende indicativamente dalla progressiva km. +6.800,00 alla km. +7.170,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 1").

L'altezza utile minima sotto impalcato è 3.5m, per la realizzazione di un'area adibita a parcheggio. La parte superiore di questi spazi, per un ingombro di 0.50m, sarà da destinarsi all'alloggiamento degli impianti (areazione, antincendio, raccolta e smistamento acque di piattaforma, illuminazione,..).

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min..... 3.50 m



Interasse long. e trasv. pile e pali (min/max) 3.5/4.6/6.8/12.8 m

(12.8m solo fascia corrispondente al condotto interrato del torrente Baiamonti)

Diametro pile e pali 0.8 m

Altezza massima pile 4.0 m

Spessore di impalcato 0.50 m

Larghezza totale di impalcato ~ 60 m

Lunghezza media dei pali 20 m (almeno 3m in flysch)

Spessore del pacchetto pavimentazione 0.10-0.12 m

Altezza massima di scavo ~ 0.85 m

Spessore del ballast non presente

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

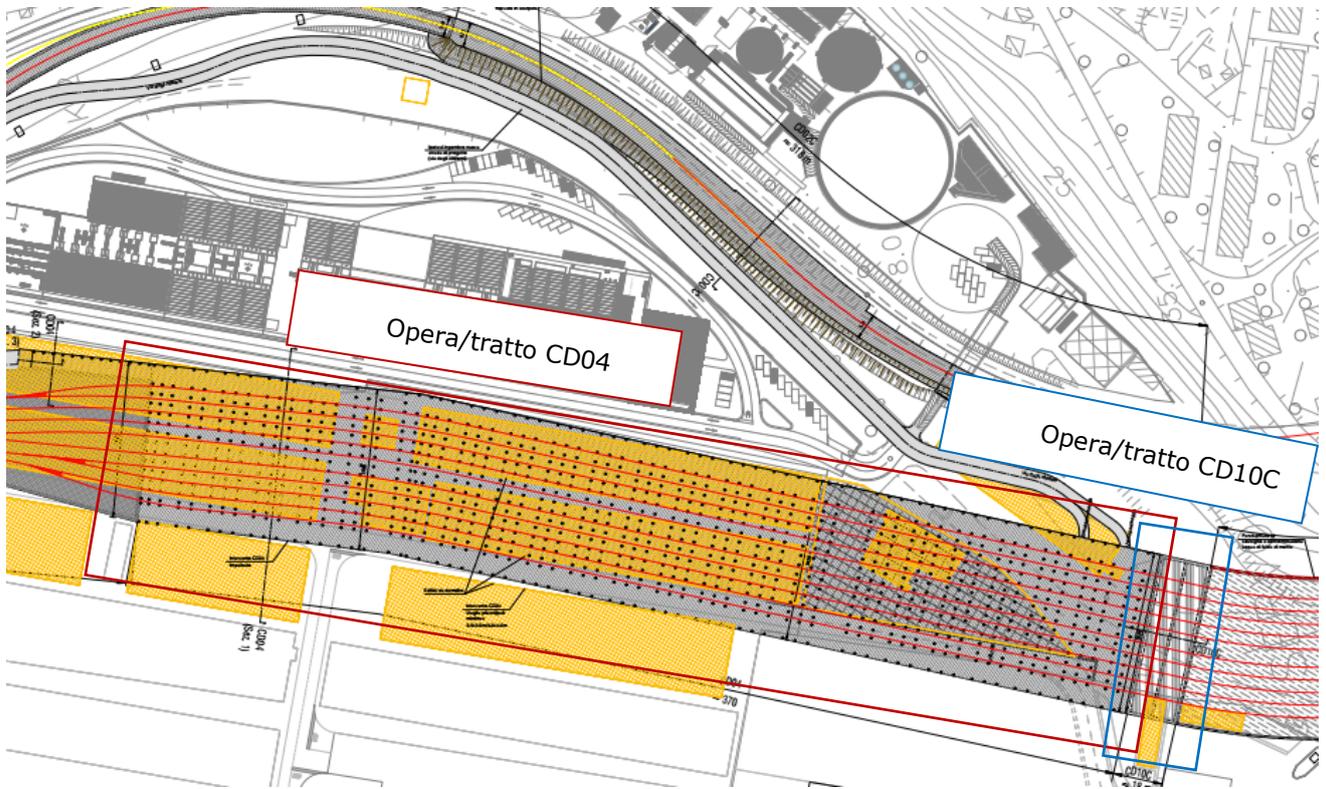


Figura 6-16: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Si riportano la geometria della sezione tipo, ed il calcolo finalizzato al dimensionamento degli elementi strutturali.

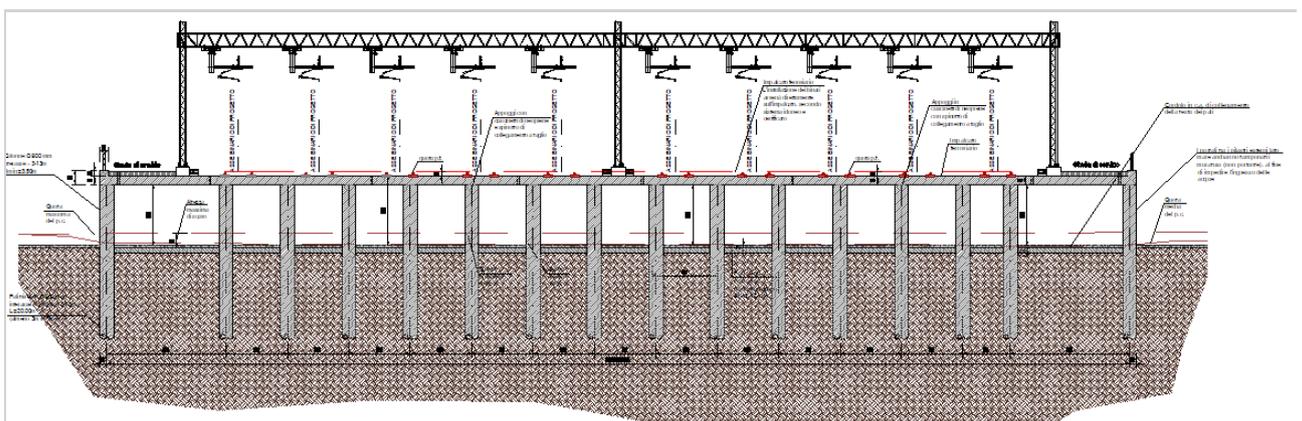


Figura 6-17: sezione tipo dell'intervento in esame.

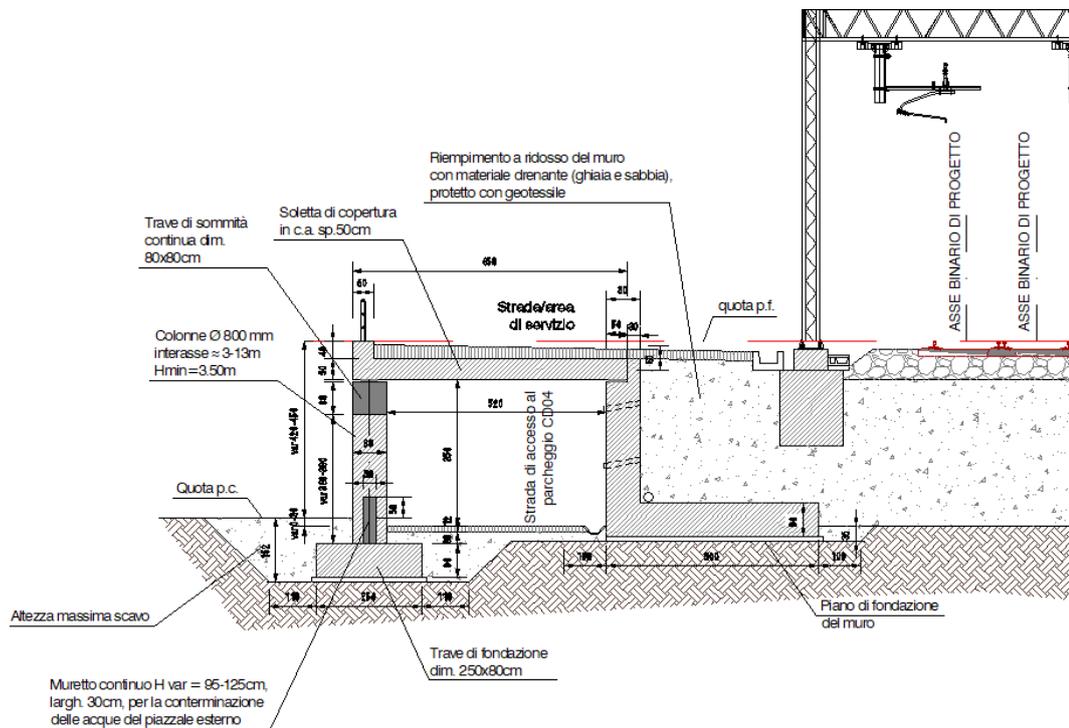


Figura 6-18: sezione tipo dell'intervento in esame: particolare della strada di accesso al parcheggio.

Ai fini del progetto e verifica della soletta di impalcato si è fatto ricorso ad un modello agli elementi finiti, utilizzando il programma di calcolo SAP2000.

Il modello copre un'area abbastanza estesa (circa $92 \times 38 \sim 3500$ mq), per considerare tutte le campate tipo dell'impalcato, ad una distanza sufficiente dal contorno, in modo tale che i valori delle sollecitazioni non siano influenzati dallo stesso. Sul contorno sono stati definiti vincoli idonei a simulare la continuità della soletta (carrelli/vincoli alla rotazione, etc.), mentre sono stati assegnati vincoli di appoggio in corrispondenza dei pali.

La sottostruttura (pile e pali di fondazione) sono calcolati a seguire.

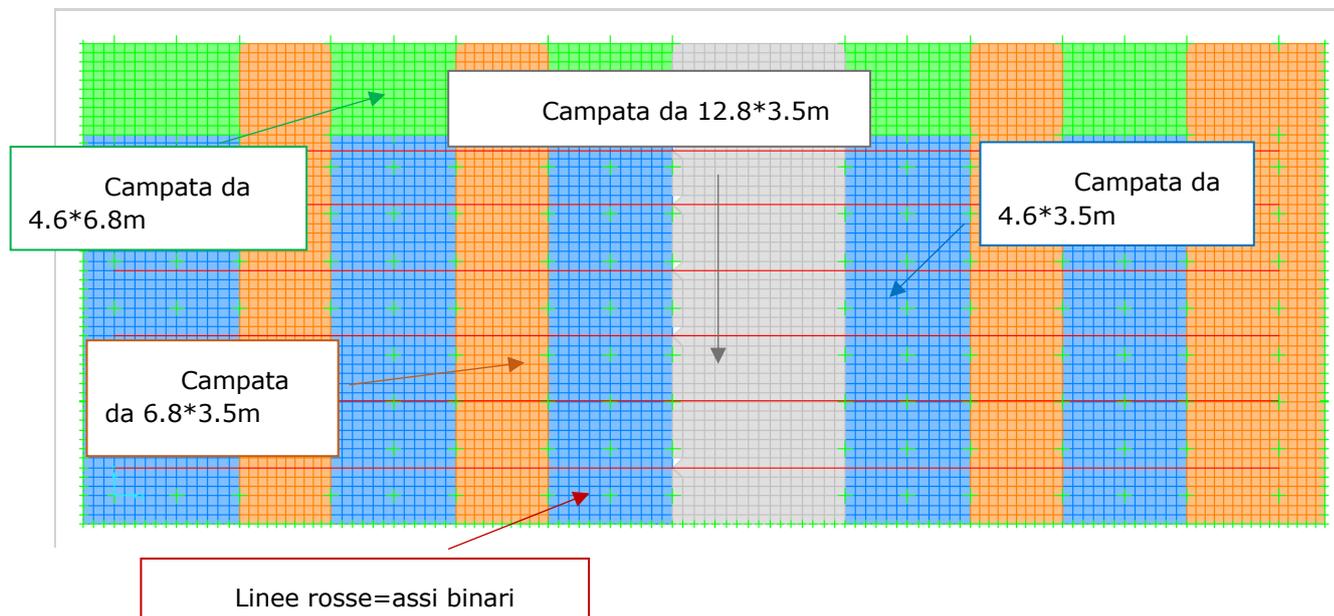


Figura 6-19: rappresentazione in pianta del modello FEM della soletta con SAP2000.

I carichi che agiscono sull'impalcato, uniformemente distribuiti o lineari sono i seguenti.

peso proprio di impalcato: $pp,imp = 0.5 \cdot 25 = 12.5 \text{ kN/mq}$

carico ferroviario verticale: $q,var = 150 \text{ kN/m}$

carico ferroviario orizzontale (frenamento): $h,var = 35 \text{ kN/m}$

carico stradale su area di servizio (L,max 4m): $h,var = 20 \text{ kN/mq}$

Per quanto riguarda invece i carichi della sottostruttura a seguire si ha:

peso proprio pile/pali: $pp,pali/pile = 0.8 \cdot 0.8 \cdot 3.14 / 4 \cdot 25 = 12.5 \text{ kN/m}$

6.5.1 Verifica dell'impalcato longitudinale e trasversale

Si riportano i valori risultanti dall'analisi dell'impalcato agli elementi finiti. La verifica è svolta in formato grafico, verificando che i limiti grafici imposti corrispondenti ai valori resistenti della sezione, siano superiore agli effettivi valori sollecitanti.

Direzione 11 = direzione X longitudinale

Direzione 22 = direzione Y trasversale



La sezione, di dimensione lineare 100*50cm, è armata con $\Phi 26/15\text{cm}$, in entrambe le direzioni, fatta eccezione per la campata da 12.8m, armata con i seguenti integrativi longitudinali:

in campata: inferiori $\Phi 16/15\text{cm}$

all'appoggio: superiori $\Phi 16/15\text{cm}$

In cc SLU si ottiene:

$N_{sd,11} (\text{max}) = +50 \text{ kN/m}$ (segno + trazione)

Campate std: $M_{rd,11} = +/- 565 \text{ kNm/m}$

Campate da 12.8m: $M_{rd,11} = +/- 775 \text{ kNm/m}$

$N_{sd,22} = \sim 0 \text{ kN/m}$

$M_{rd,22} = +/- 575 \text{ kNm/m}$ (per tutte le campate)

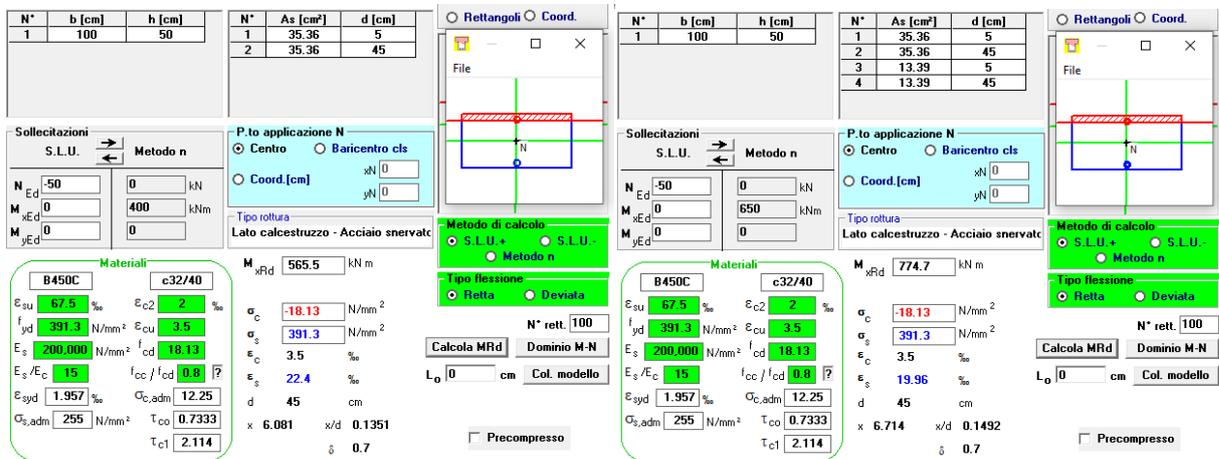


Figura 6-20: format di calcolo

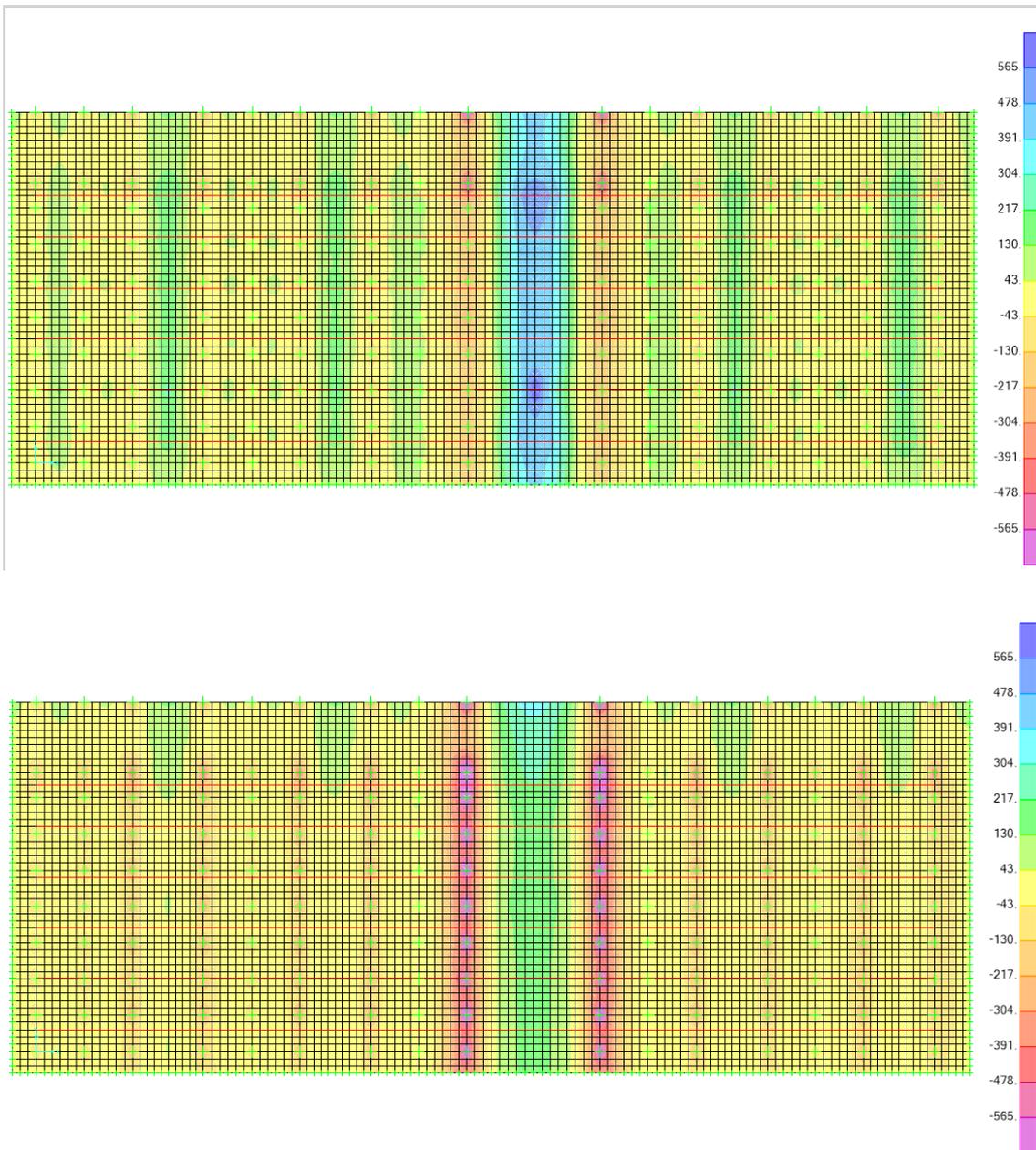


Figura 6-21: verifica grafica resistenza SLU longitudinale - $M_{11,lim} = \pm 565 \text{ kNm/m}$ per campate std (max sopra, min sotto)

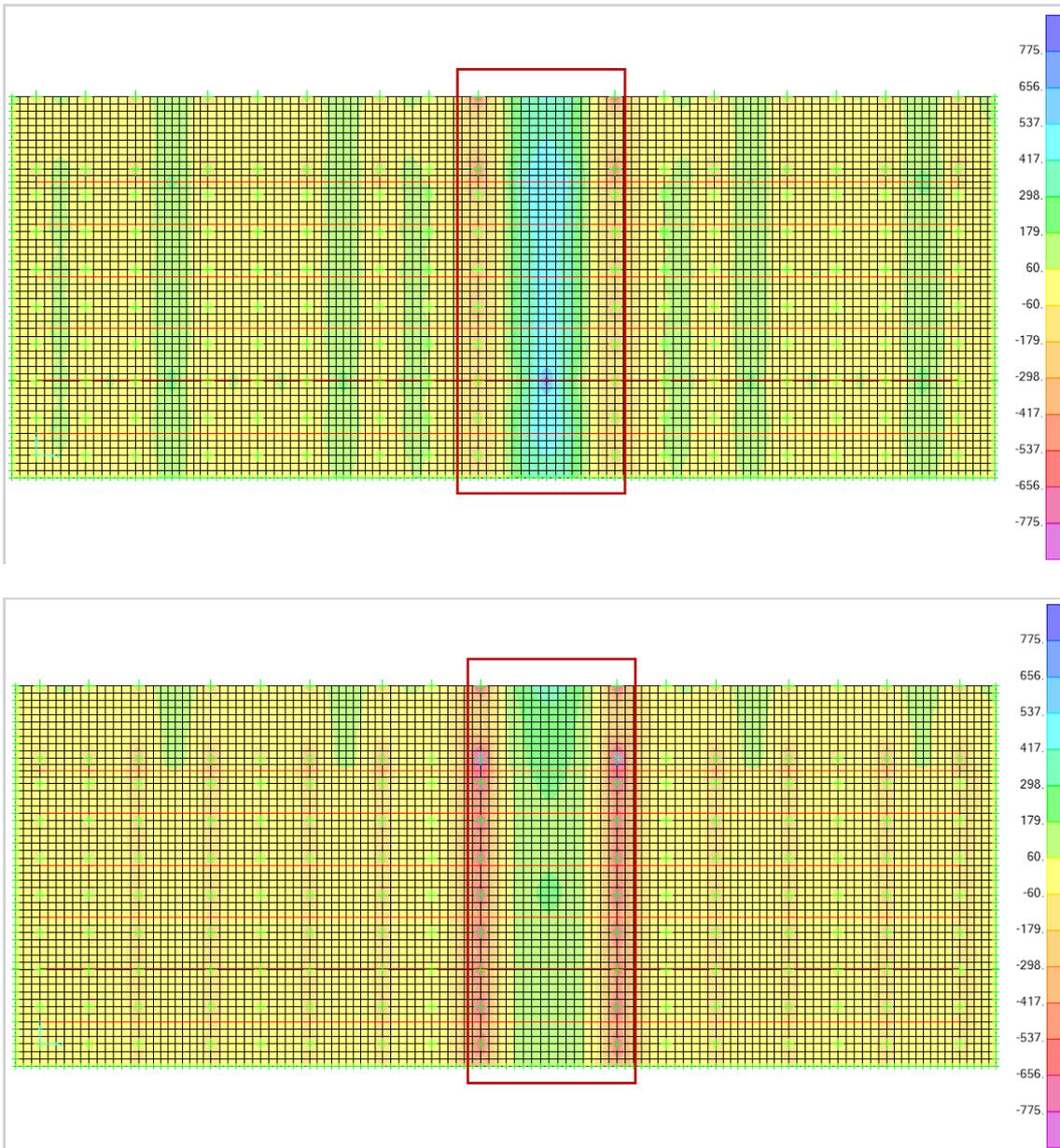


Figura 6-22: verifica grafica resistenza SLU longitudinale - $M_{11,lim} = \pm 775$ kNm/m per campata da 12.8m
(max sopra, min sotto, in rosso zona interessata dalla verifica)

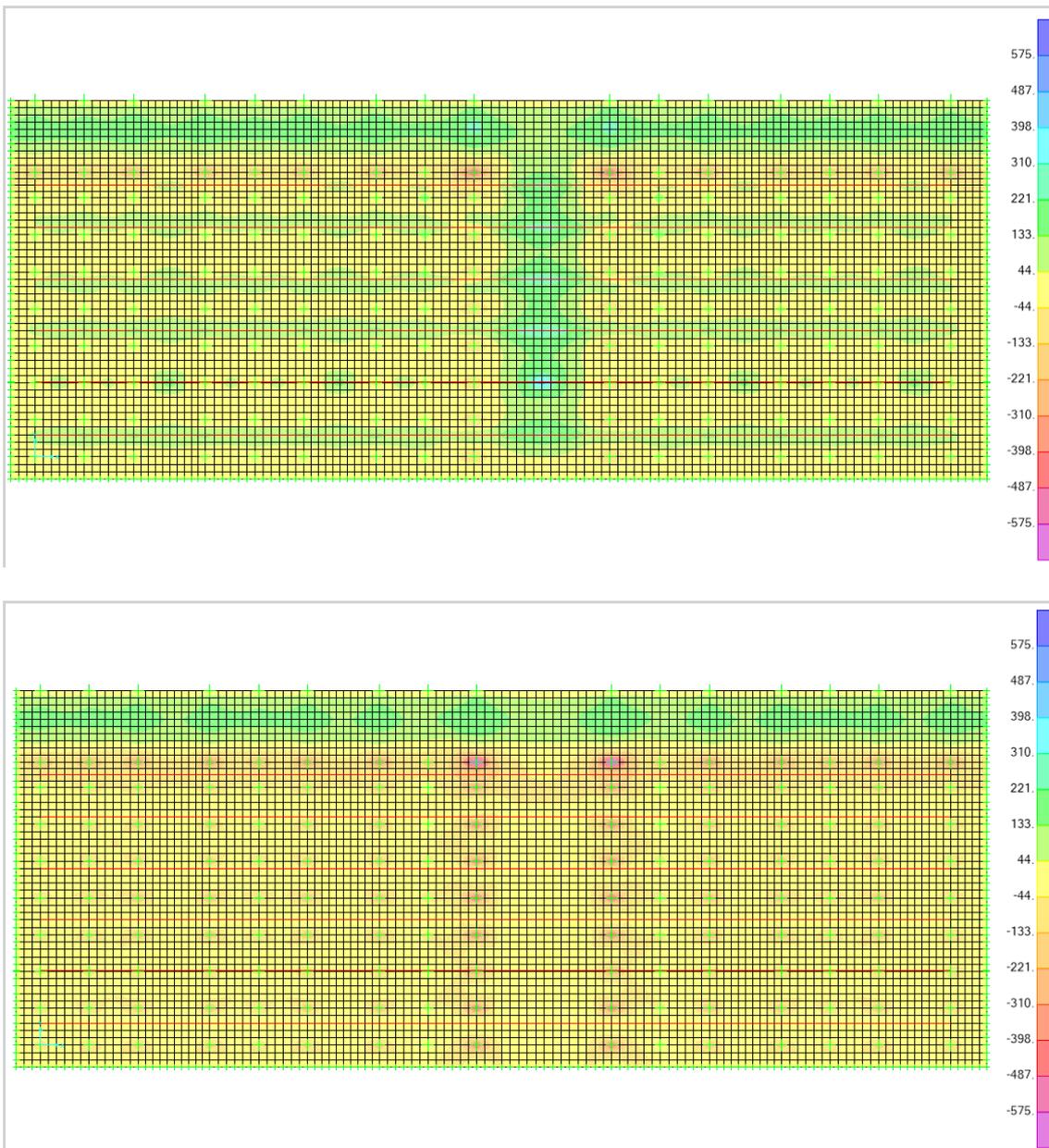


Figura 6-23: verifica grafica resistenza SLU trasversale - $M_{22,lim} = \pm 575 \text{ kNm/m}$ per tutte le campate (max sopra, min sotto)

Anche a taglio la verifica viene svolta in formato grafico, con i seguenti valori di resistenza.

Senza armatura a taglio (campata): $V_{rd,13/23} = \pm 265 \text{ kN/m}$

Con ganci a taglio $\Phi 12/30 \times 15 \text{ cm}$ (appoggi): $V_{rd,13/23} = \pm 265 \text{ kN/m}^*$

*ganci a taglio previsti agli appoggi, per un'area minima di:



2*2m agli appoggi delle colonne perimetrali delle campate standard

4*4m agli appoggi delle colonne perimetrali delle campate di lunghezza 12.8m

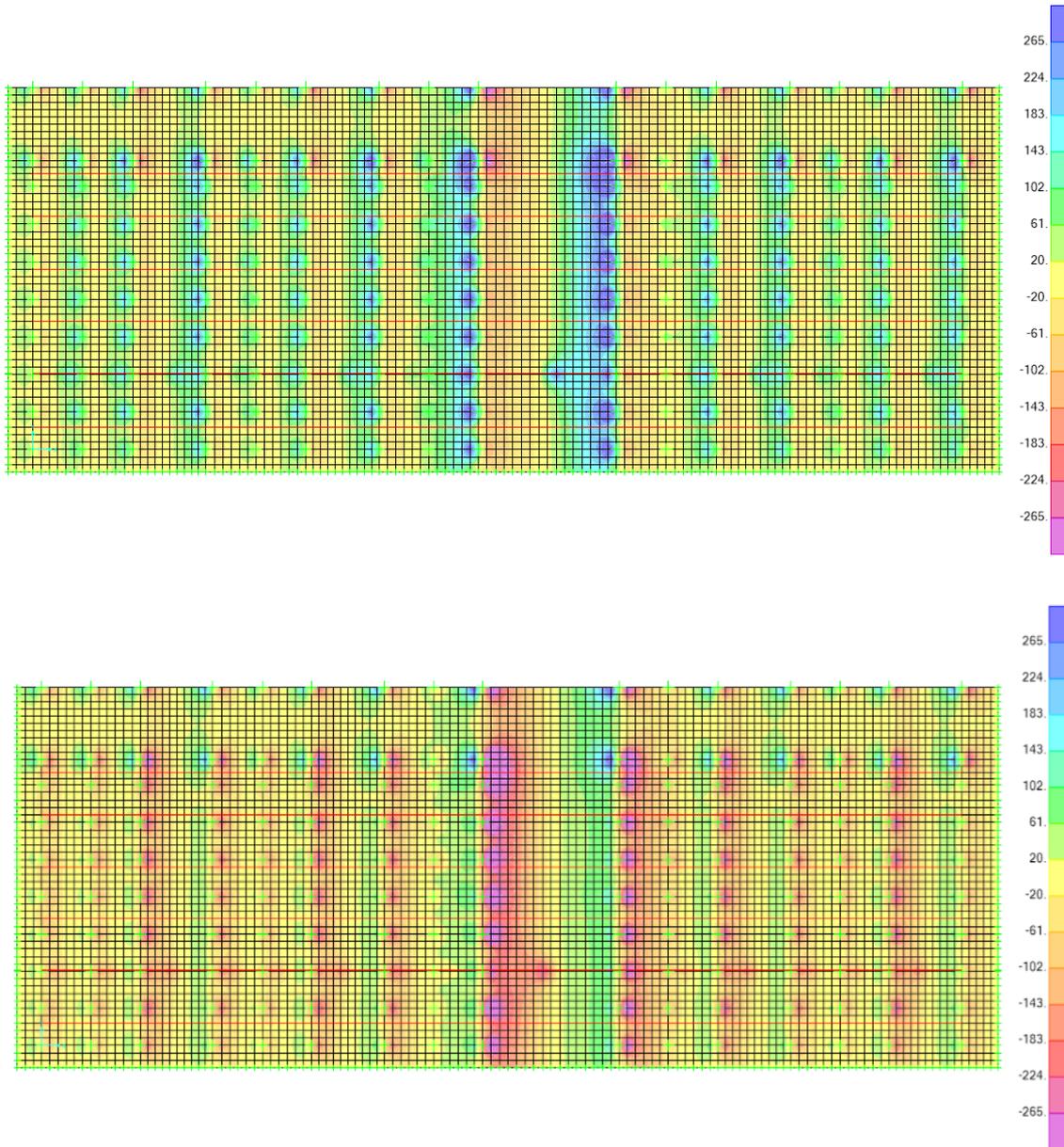


Figura 6-24: verifica grafica resistenza SLU longitudinale in campata - $V13,lim = +/- 265$ kNm/m per tutte le campate (max sopra, min sotto)

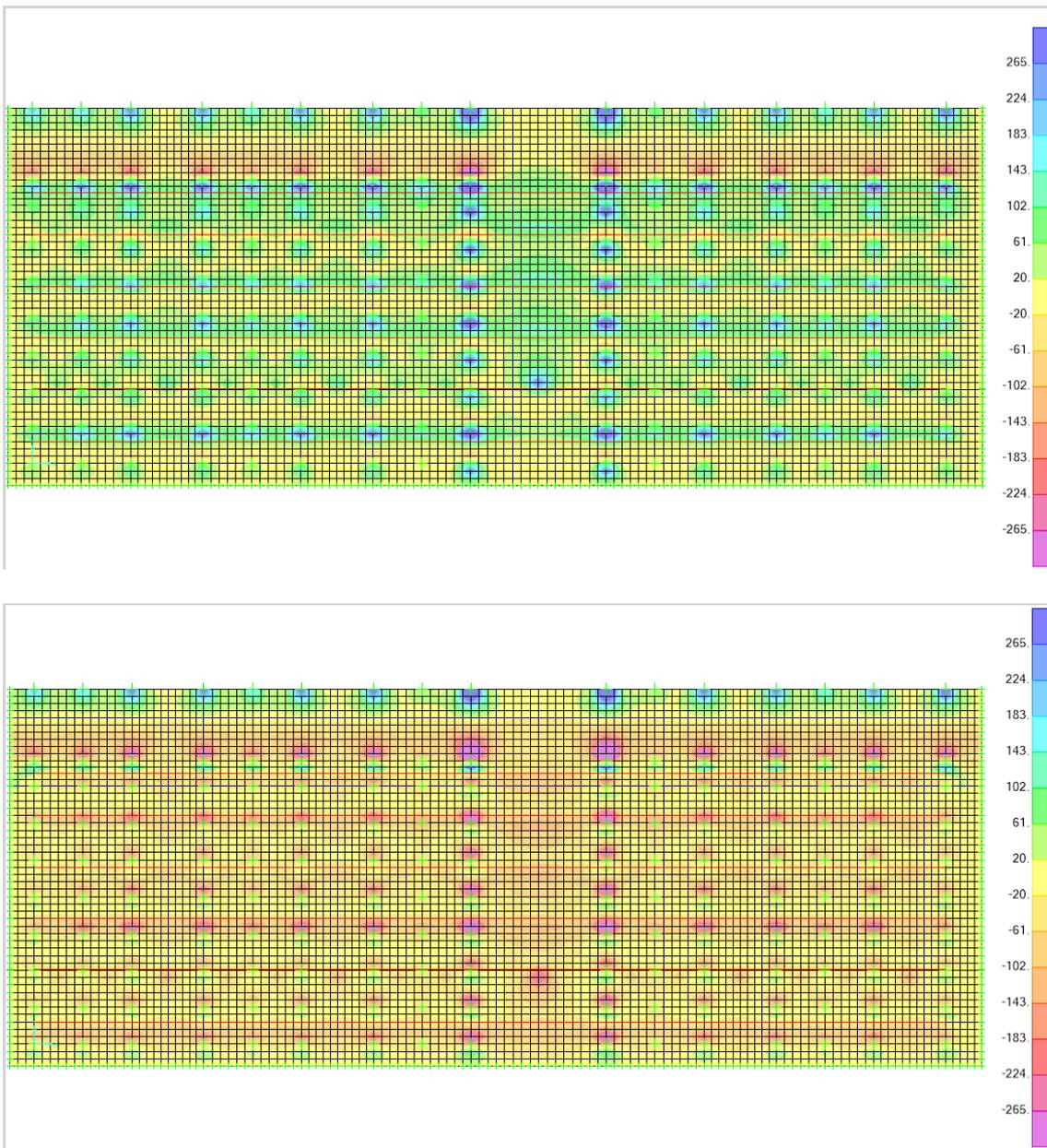


Figura 6-25: verifica grafica resistenza SLU trasversale in campata - $V_{23,lim} = \pm 265$ kNm/m per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)

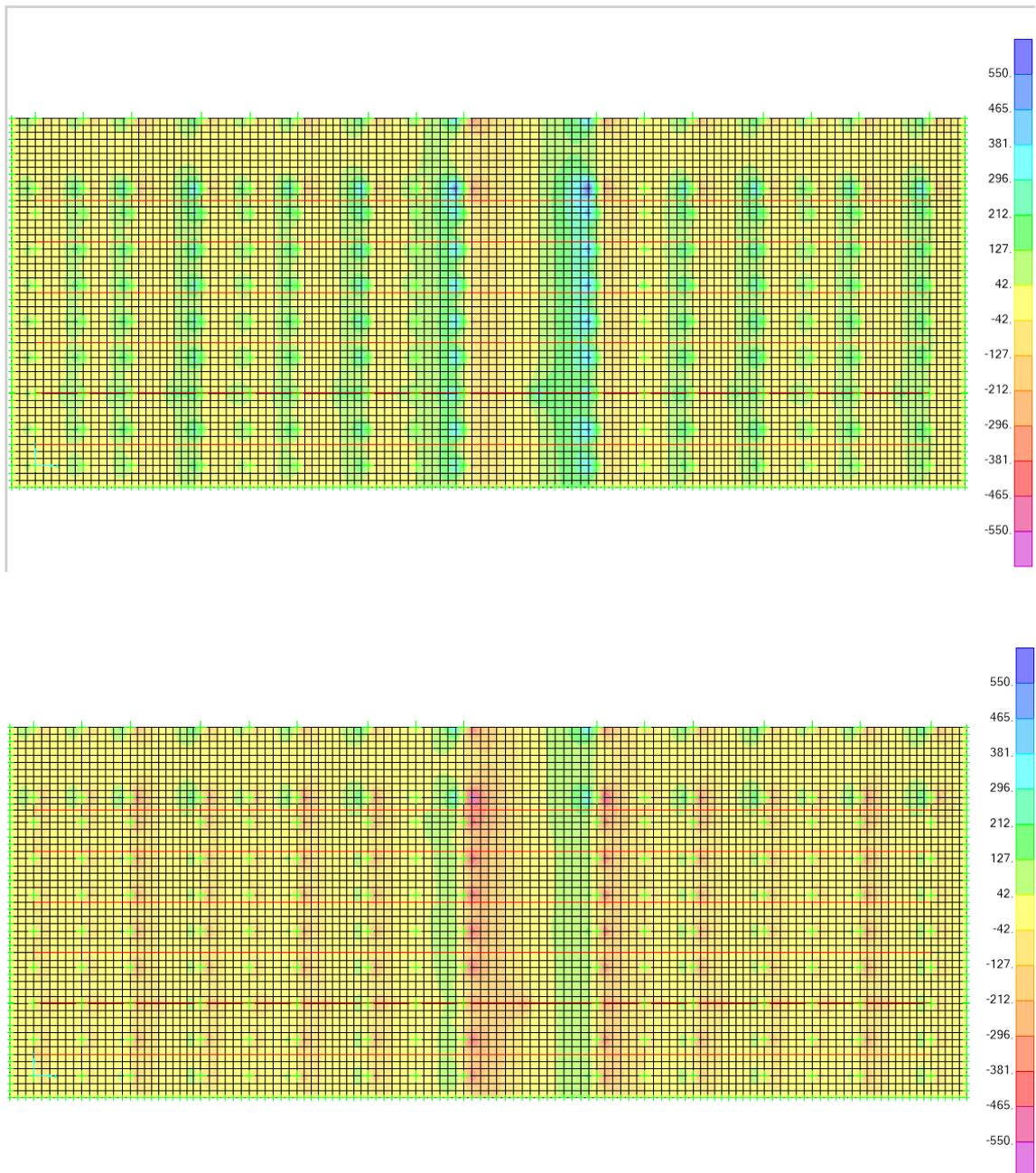


Figura 6-26: verifica grafica resistenza SLU longitudinale in appoggio - $V_{13,lim} = \pm 550$ kNm/m per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)

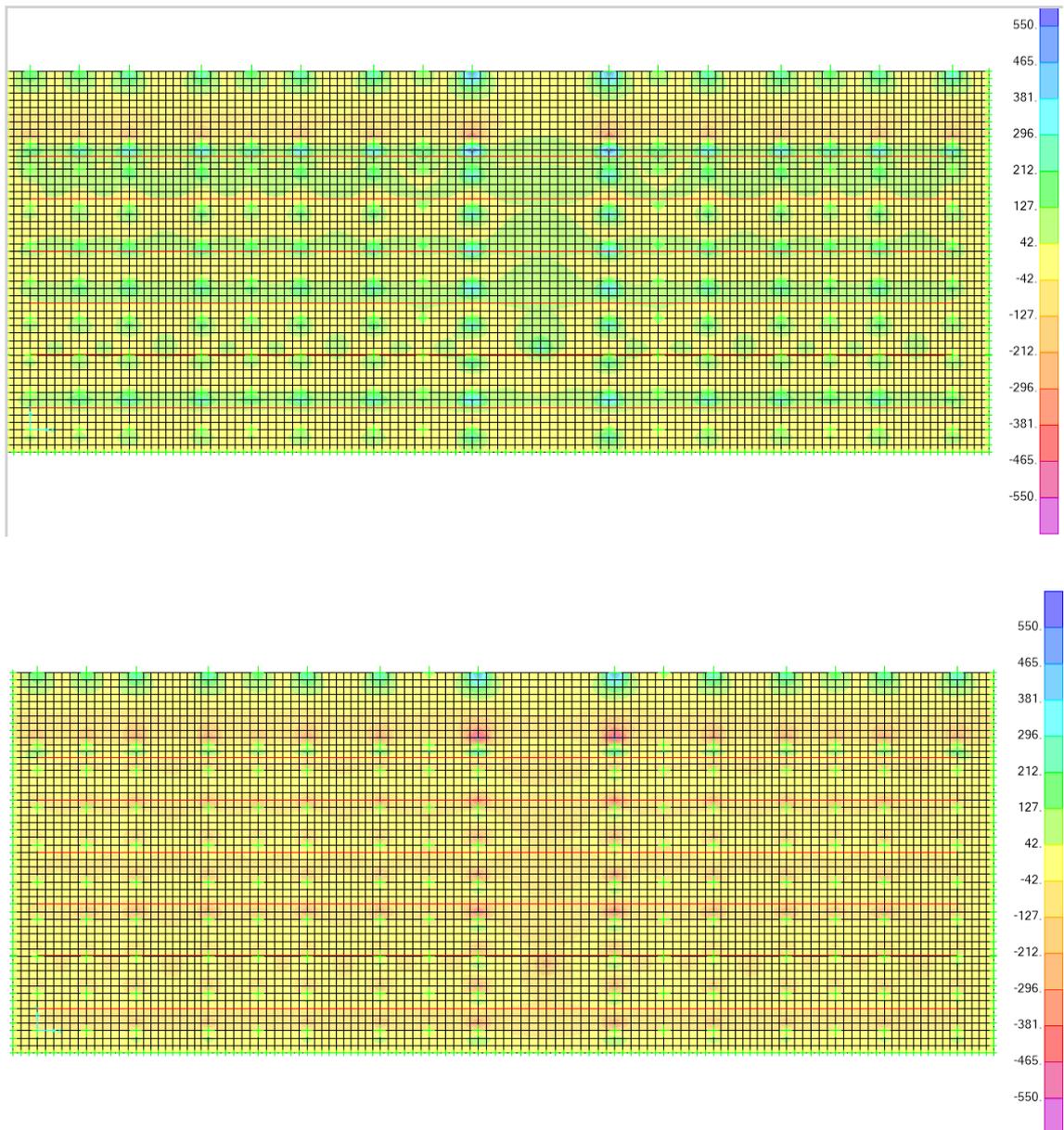


Figura 6-27: verifica grafica resistenza SLU trasversale in appoggio - $V23,lim = +/- 550 \text{ kNm/m}$ per tutti gli appoggi (max sopra, min sotto)

Anche le verifiche SLE sono soddisfatte. Si riportano per completezza solo le verifiche a fessurazione SLE in entrambe le direzioni, svolte cautelativamente in SLE rara. Calcolando la tensione massima che le barre tese possono avere per soddisfare la verifica a fessurazione (pari a 280 o 320 MPa nel caso peggiore, per avere $w < 0.3 \text{ mm}$), si ha:

per le campate standard: $M_{lim,11/22} = +/- 400 \text{ kNm/m}$

per le campate da 12.8m: $M_{lim,11} = +/- 600 \text{ kNm/m}$

$M_{lim,22} = +/- 400 \text{ kNm/m}$

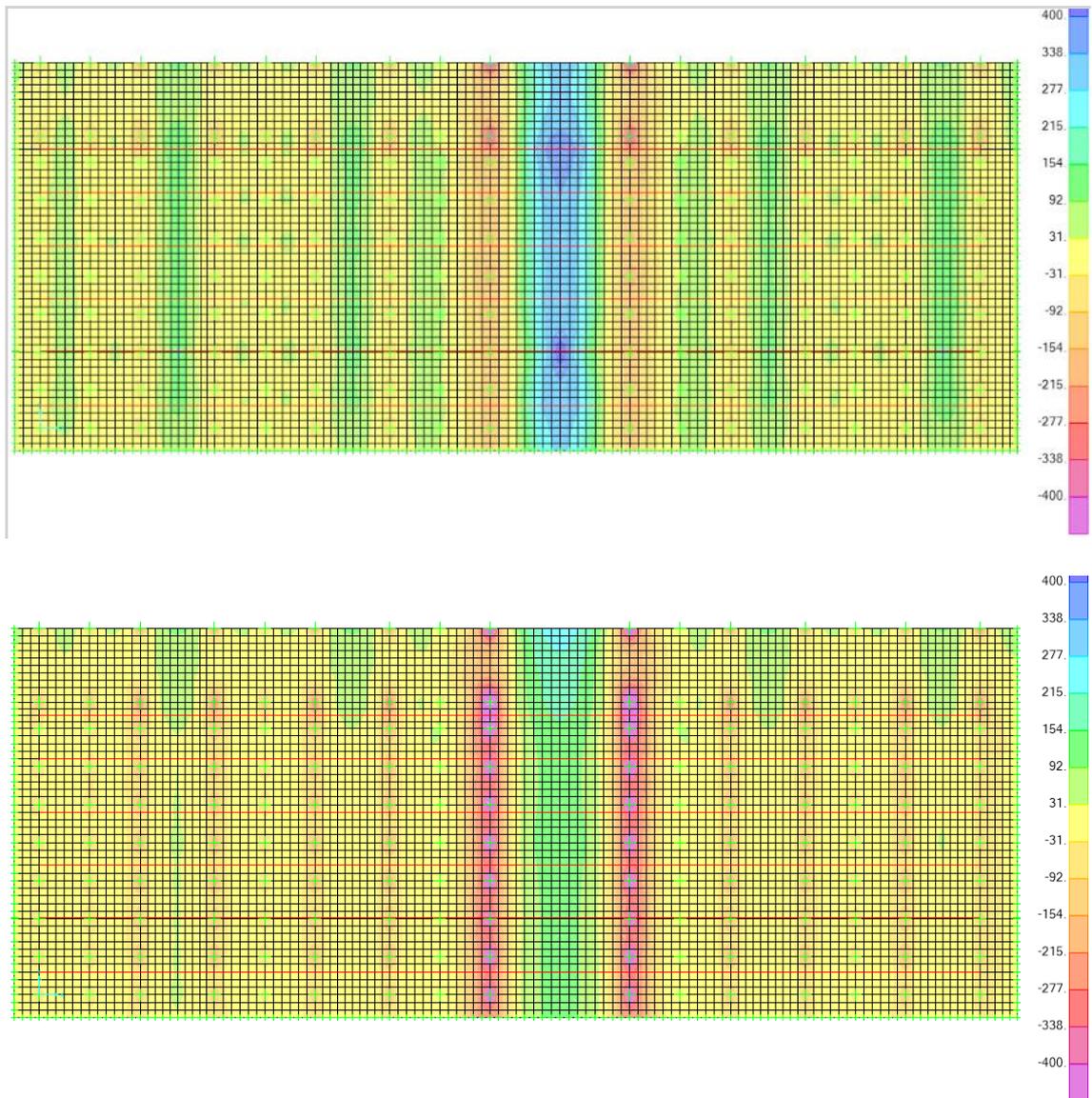


Figura 6-28: verifica grafica fessurazione SLE longitudinale - $M_{11,lim} = \pm 400 \text{ kNm/m}$ per campate standard
(max sopra, min sotto)

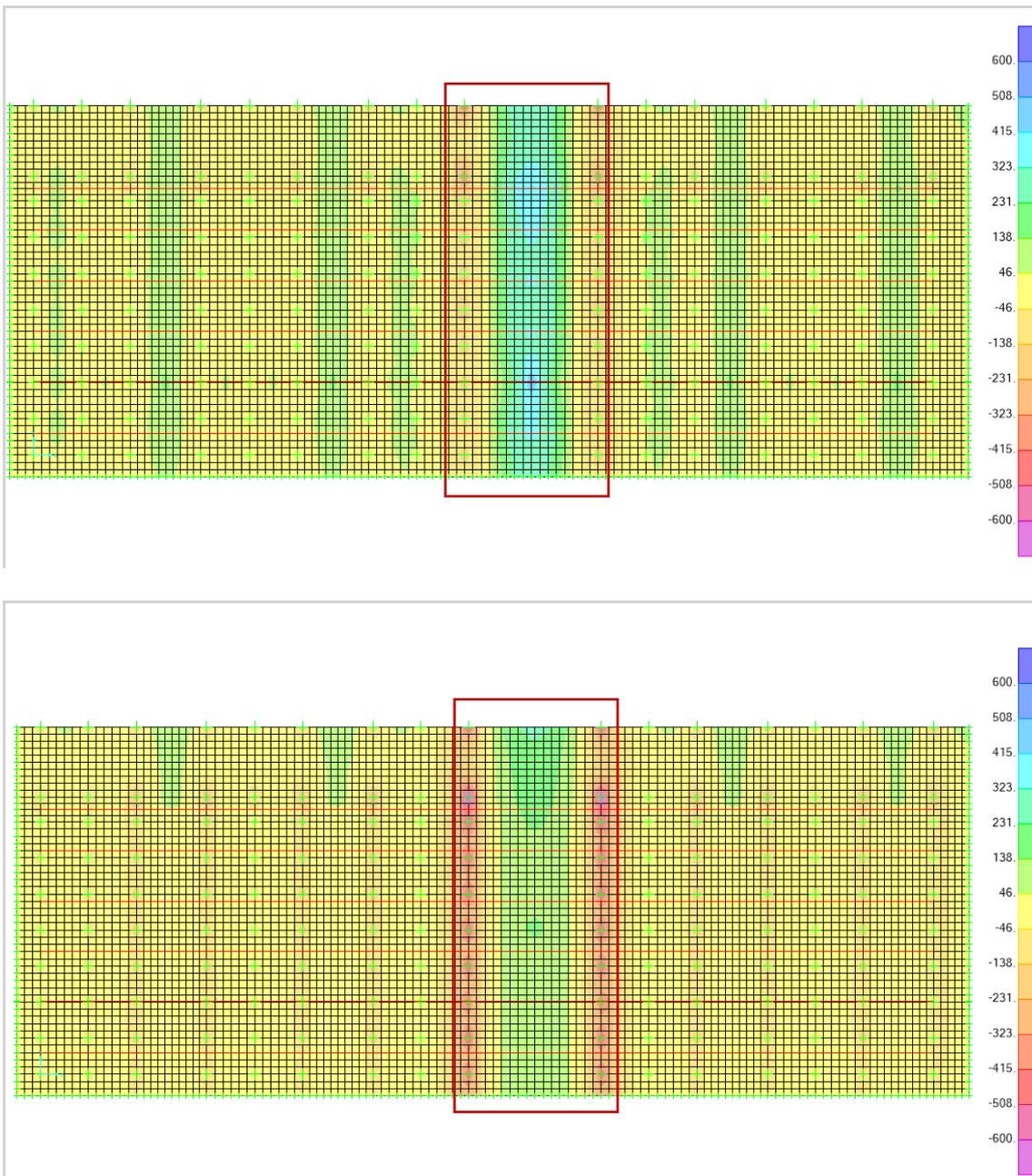


Figura 6-29: verifica grafica fessurazione SLE longitudinale - $M_{11,lim} = \pm 600 \text{ kNm/m}$ per campata da 12.8m
(max sopra, min sotto, in rosso zona interessata dalla verifica)

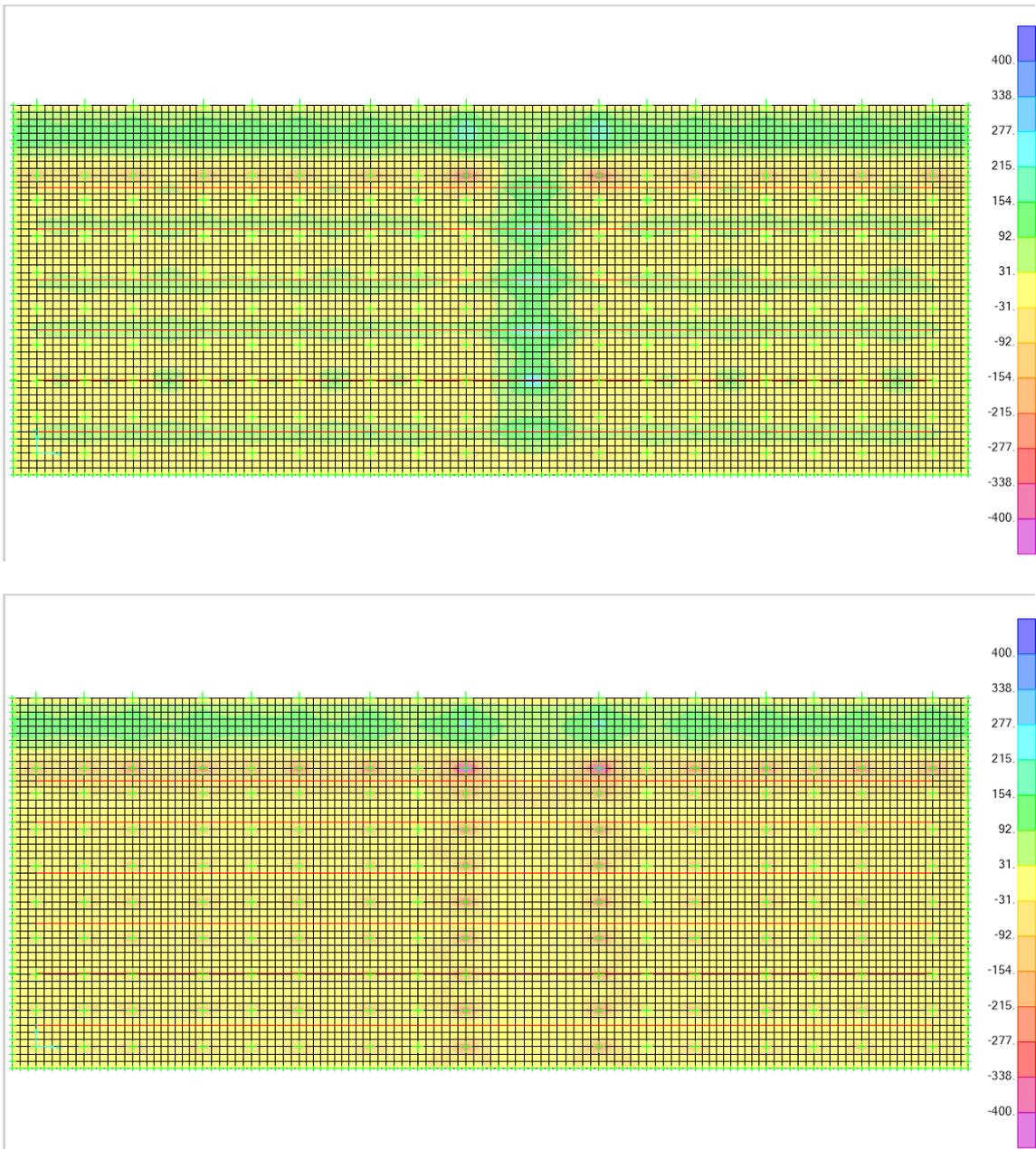


Figura 6-30: verifica grafica fessurazione SLE trasversale - M_{22} , $lim = +/- 400$ kNm/m per tutte le campate (max sopra, min sotto)

Si riporta inoltre a seguire la deformata in cc SLE rara della soletta, al massimo pari a 13mm, ovvero $L/985$. Si considera tale valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

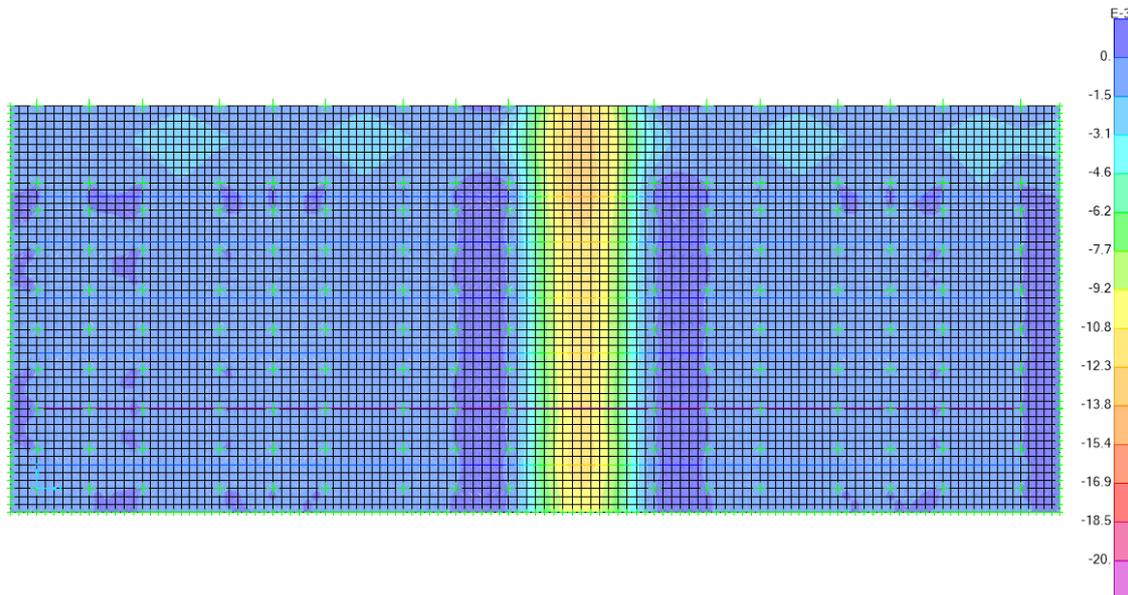


Figura 6-31: deformazione verticale in cc SLE rara (m).

6.5.2 Verifica delle pile

Si riportano a seguire le sollecitazioni SLU ottenute dal modello precedente della soletta in corrispondenza degli appoggi, tenendo conto dell'effetto di ripartizione della soletta continua:

$$N_{sd,slu,max} = 3225 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{sd,slu,max} = 130 \text{ kN}$$

Da cui si ottengono i valori massimi (o minimi) di riferimento per la verifica alla base della colonna in cc SLU:

$$N_{sd,slu,max} = 3100 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{sd,slu} = 130 \text{ kN}$$

$$M_{sd,slu} = 130 \cdot 4 = 520 \text{ kNm} \quad (\text{schema static a mensola})$$

Sezione di calcolo:

dimensione diam. 80cm, armatura long. 20 $\Phi 26$, spirale $\Phi 12/20$ cm

Le verifiche in cc SLU sono soddisfatte:

$$V_{sd,slu} = 130 \text{ kN} < V_{rd} = 357.90 \text{ kN}$$



$$M_{sd,slu} = 520 \text{ kNm} < M_{rd} = 1151 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni sismiche SLV vengono determinate invece da calcolo manuale, considerando un'area di impalcato di lunghezza 100m e larghezza 60m. Si ottengono in questo modo:

$$\text{massa totale di impalcato: } 75000 \text{ kN}$$

$$\text{num. totale pali: } 288$$

$$\text{massa totale pali: } 14470 \text{ kN}$$

Considerando l'accelerazione massima (al plateau), si ottiene quanto segue:

$$V_x (100\%) = (75000+14470)*0.701 = 62718 \text{ kN}$$

$$V_y (30\%) = 0.3*62718 = 18815 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 65480 \text{ kN}$$

$$M_x (100\%) = (75000*4+14470*4/2)*0.701 = 230587 \text{ kNm}$$

$$M_y (30\%) = 0.3*230587 = 69176 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 240740 \text{ kNm}$$

Per singola colonna si ottiene:

$$N_{sd,slv} = 75000/288 = 260 \text{ kN}$$

$$V_{sd,slv} = 240 \text{ kN}$$

$$M_{sd,slv} = 836 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono soddisfatte anche in cc SLV:

$$V_{sd,slu} = 240 \text{ kN} < V_{rd} = 357.90 \text{ kN}$$

$$M_{sd,slu} = 836 \text{ kNm} < M_{rd} = 1216 \text{ kNm}$$

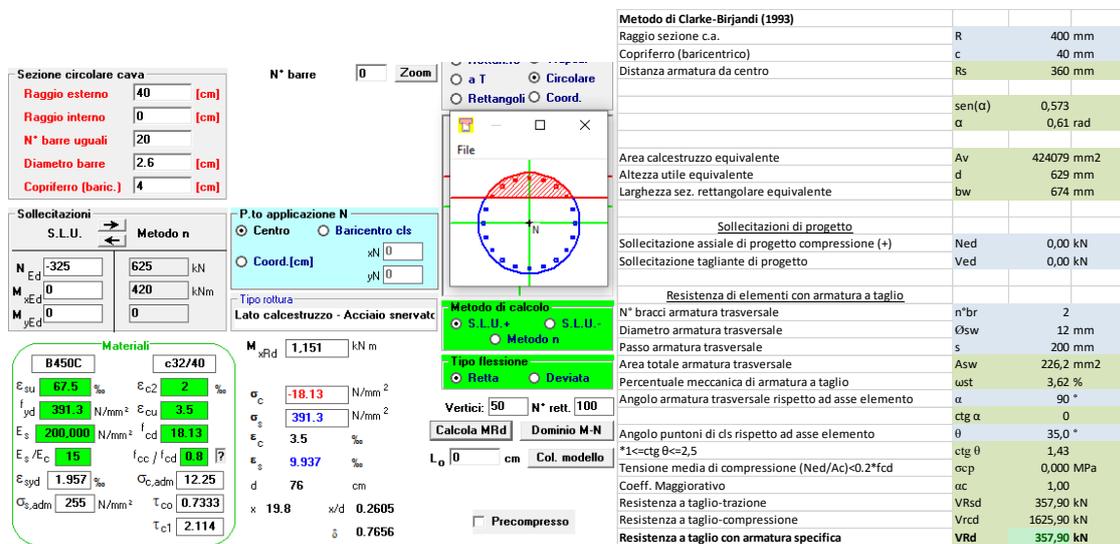


Figura 6-32: format di calcolo

Le verifiche SLE non sono riportate, ma risultano anch'esse soddisfatte.

6.5.3 Verifica dei pali di fondazione

Si riportano le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione, che hanno lo stesso diametro delle pile e sono realizzati in continuità.

Le sollecitazioni agenti in testa ai pali sono le stesse già calcolate per la base delle pile:

In cc SLU

$$N_{sd,slu,max} = 3100 \text{ kN (compressione)}$$

$$M_{sd,slu} = 520 \text{ kNm}$$

$$V_{sd,slu} = 130 \text{ kN}$$

In cc SLV

$$N_{sd,slv} = 260 \text{ kN}$$

$$M_{sd,slv} = 836 \text{ kNm}$$

$$V_{sd,slv} = 240 \text{ kN}$$



Le verifiche geotecniche dei pali sono state svolte con il programma Carl della Aztec, di cui si riporta la schermata di rappresentazione del modello, insieme ai dettagli dei risultati nelle verifiche più gravose, che risultano essere soddisfatte. Infatti si ottiene, per i valori massimi, che:

$$\text{In cc SLU: } N_{sd,slu} (\text{compr}) = 3100 \text{ kN} < N_{rd} = 3677 \text{ kN}$$

$$\text{In cc SLV: } V_{sd,slu} = 240 \text{ kN} < V_{rd} = 256 \text{ kN}$$

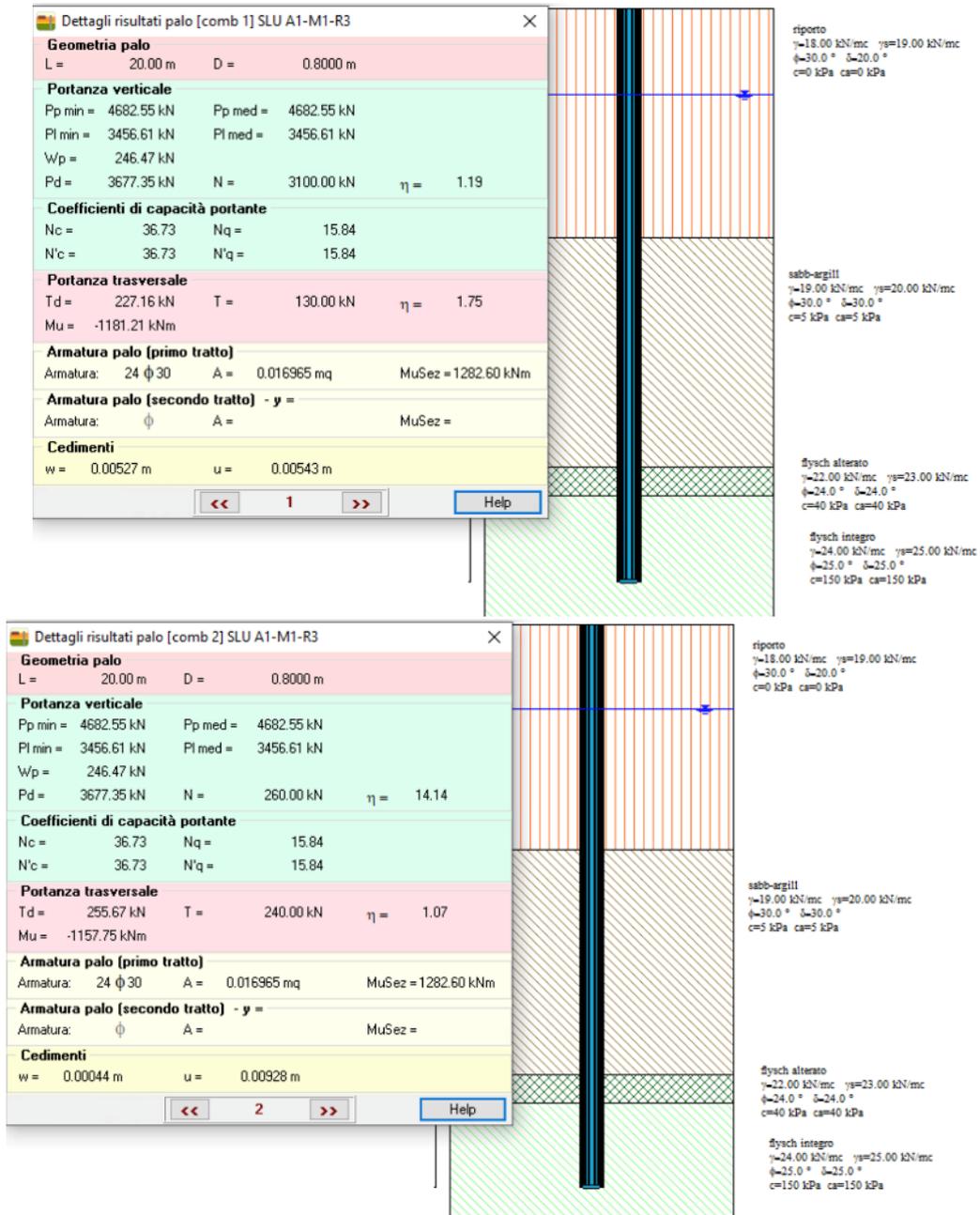


Figura 6-33: schermata del palo modellato con Carl 16 e risultati delle analisi.



Anche la verifica strutturale dei pali, eseguita con le sollecitazioni determinate dal programma lungo il fusto dei pali (a seguire riportate, come involuppo delle massime sollecitazioni SLU e SLV), è soddisfatta. Si riportano le verifiche per le sollecitazioni più significative.

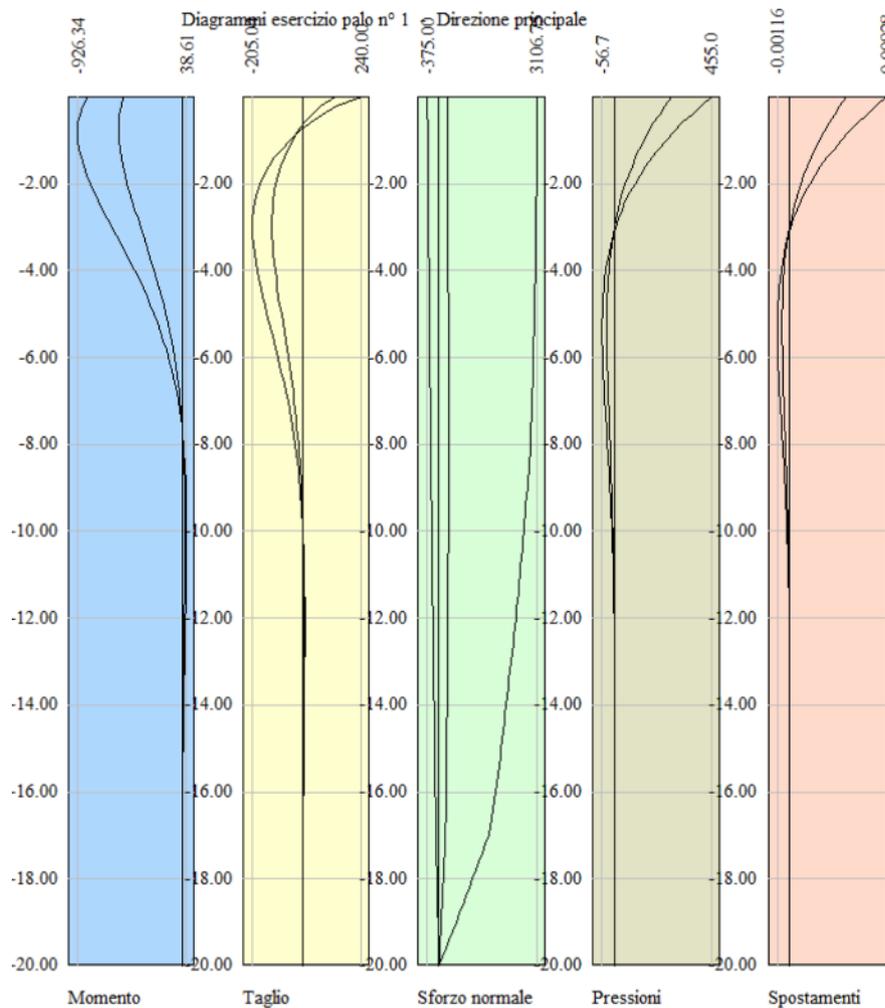


Figura 6-34: sollecitazioni agenti sul palo modellato con Carl 16.

Verifica della sezione del palo

Pali $\Phi 80\text{cm}$, 24 $\Phi 30$ long

Armatura a taglio: spirale $\Phi 12/20$

$N_{sd, \min/\max} = 265/1260 \text{ kN}$

$M_{sd} = 927 \text{ kNm}$ < $M_{rd} = 1632 \text{ kNm}$

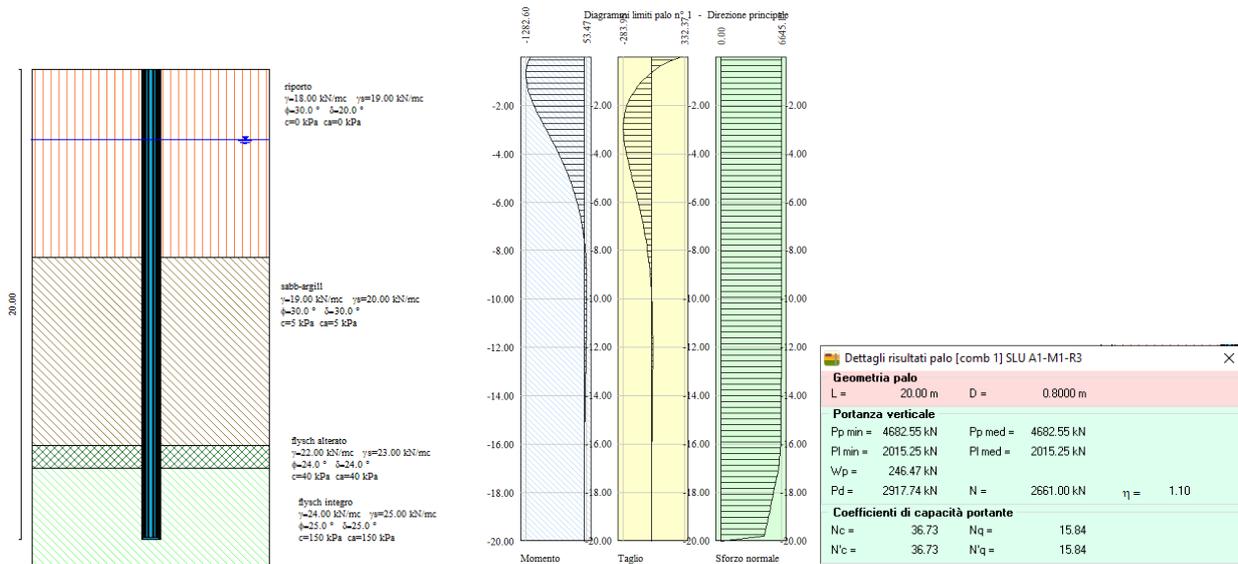
$V_{sd} = 240 \text{ kN}$ < $V_{rd} = 336.2 \text{ kN}$



Nel caso particolare dei pali posti in prossimità del rilevato CD02-b, in cui potrebbero svilupparsi fenomeni di attrito negativo, la verifica a capacità portante verticale porta ad avere:

$$P_d = 2917 \text{ kN}$$

In cui la resistenza è valutata assumendo pari a 0 il contributo laterale negli strati più superficiali attraversati (riporto e sabbie/argille), e considerando quindi solo lo strato flyschoidale come efficace.



Il carico esterno applicato in sommità è quello proprio degli elementi di bordo, ed è pari a 1673 kN circa; a questo si somma l'effetto dato dall'attrito negativo, stimato in 760 kN: la verifica porta quindi ad avere:

$$N_{sd,slu} \text{ (compr)} = 2661 \text{ kN} < N_{rd} = 2917 \text{ kN}$$

La figura seguente riporta un estratto del modello di calcolo, con evidenziato il nodo di bordo maggiormente caricato. Il valore è cautelativo, in quanto estratto da un modello parziale che, in quanto tale, ha una fascia laterale che scarica sul nodo in esame, cosa che non succede per le colonne perimetrali.

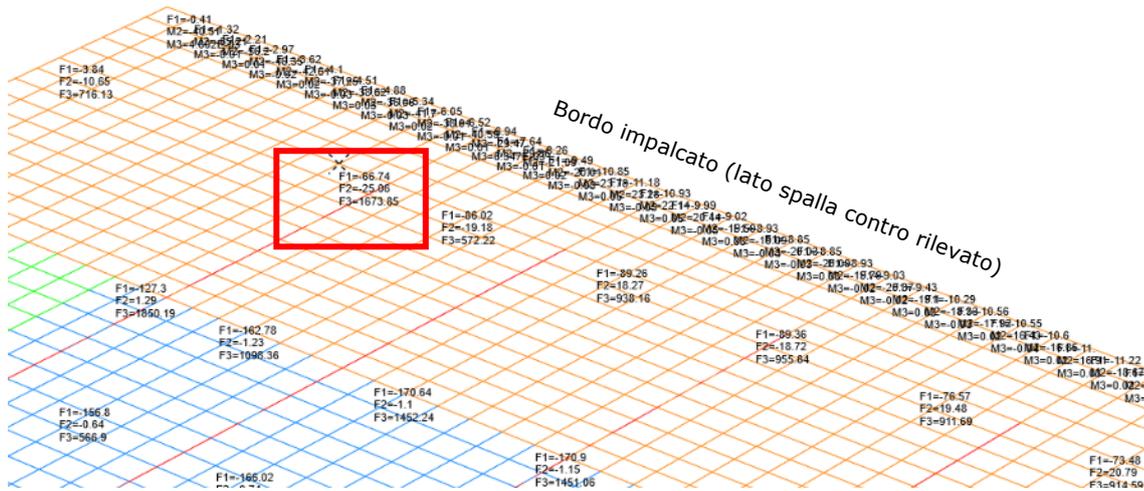


Figura 35: estratto modello di calcolo

6.5.4 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per le strutture in esame sono riportate a seguire:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 370m$

Per l'impalcato

Volume di calcestruzzo:

$V_{cls} = 0.5 \text{ mc/mq}$

Peso di acciaio armatura (campate standard):

$P_{acc} = 80 \text{ kg/mq}$, ovvero 160 kg/mc

Peso di acciaio armatura (campate L_{max}):

$P_{acc} = 100 \text{ kg/mq}$, ovvero 200 kg/mc

Per le pile e i pali

Volume di calcestruzzo:

$V_{cls} = 0.55 \text{ mc/m/m}$

Peso di acciaio armatura lenta:

$P_{acc} = 175 \text{ kg/mc}$



Per i cordoli di collegamento dei pali

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 0.09 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio armatura lenta: $P_{acc} = 50 \text{ kg/mc}$

6.6 Sottopasso CD10A

Si tratta di un sottopasso stradale in c.a. realizzato in più fasi, per consentire il mantenimento in esercizio dell'attuale fascio ferroviario che porta nell'area HHLA-PLT anche durante le fasi di costruzione delle opere del nuovo asset ferroviario.

Il sottopasso si trova indicativamente alla progr. Km. +6.666,00 (misurata lungo il profilo denominato "PLT 1"). Le dimensioni minime nette dell'interno del passaggio sono complessivamente pari a 8x4m; per consentire il passaggio dell'attuale linea ferroviaria, che poi sarà dismessa, le dimensioni interne di progetto sono pari a 8.5x4m.

Le fasi vedono dapprima la realizzazione dei muri ortogonali di chiusura del rilevato CD02B, senza realizzazione della copertura di chiusura, e ciò per consentire il passaggio dei treni. Una volta dismesso il binario, verrà realizzata la soletta di copertura, appoggiandola alle pareti dei muri, e la soletta di fondazione e di collegamento dei due muri.

Si considerano pertanto, nel calcolo a seguire, due fasi di esercizio dell'opera:

FASE 1: Calcolo dei muri di sostegno laterali per il sostegno dei soli rilevati ferroviari, in fase temporanea, senza passaggio di mezzi ferroviari sugli stessi rilevati e senza vincoli dovuti alle solette (copertura e fondazione);

FASE 2: Calcolo della struttura di sostegno in fase finale (muri), con passaggio di mezzi ferroviari sugli stessi rilevati e sulla soletta superiore dell'opera; la presenza delle solette viene modellata per mezzo di vincoli alla traslazione agenti in sommità e alla base del muro di sostegno.

Non è previsto in copertura, sulla soletta di impalcato, lo strato di ballast: le rotaie saranno installate direttamente sulla soletta, e ciò per poter garantire l'altezza minima netta di 4m.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza complessiva dell'opera 4.95 m

Larghezza complessiva dell'opera 10.5 m

Spessore delle pareti verticali esterne 1.0 m

Spessore delle solette di fondazione dei muri 0.8 m



Figura 6-37: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.997	2.576	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.379	1.531	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.307	1.586	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2.636	2.338	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		2.340	2.639	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.293	2.320	--	--	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.350	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.402	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.374	--	--
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	6.648	--	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.656	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.227	--	--	--

Figura 6-38: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

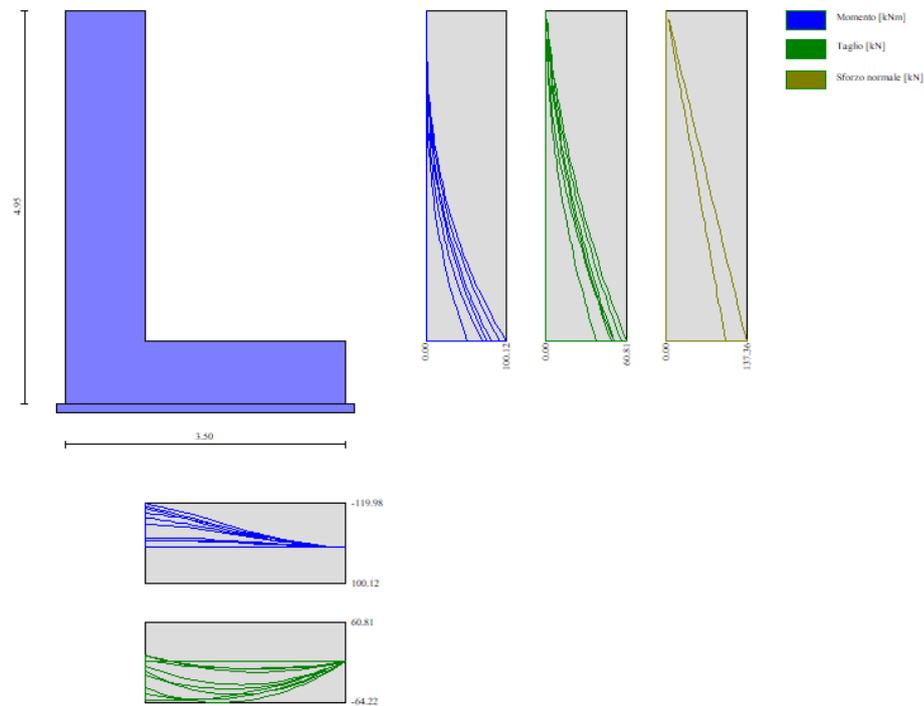


Figura 6-39: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Per la verifica delle sezioni, si rimanda al paragrafo seguente.

6.6.2 Fase 2: muro

La verifica della fase finale è svolta con il programma di calcolo MAX 15 della Aztec. Il modello è lo stesso visto in fase 1: a questo si aggiungono i carichi da traffico ferroviario a tergo dei muri, e i vincoli e i carichi dovuti alla soletta di impalcato superiore (copertura) e della soletta di fondazione (quest'ultima solo con funzione di "puntone").

Si riporta la rappresentazione del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento del muro; per la soletta di copertura si rimanda a seguire.

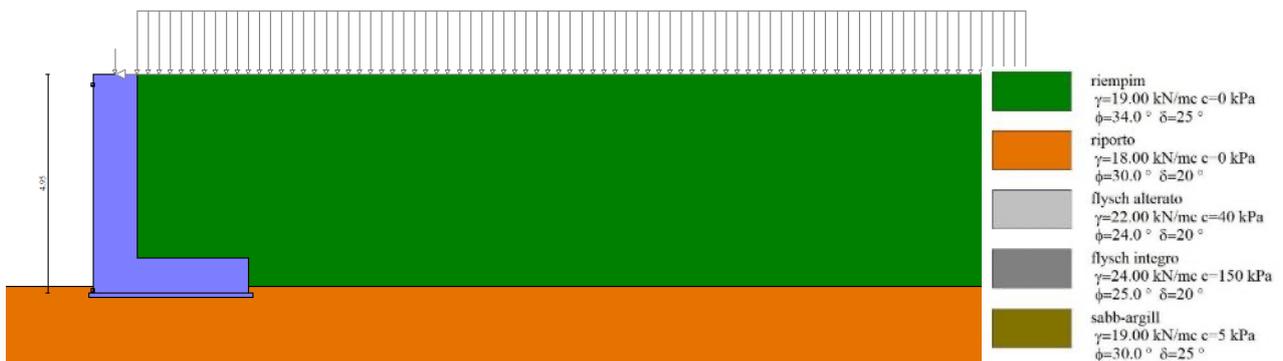


Figura 6-40: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.



Si riporta la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte, fatta eccezione in questo caso per la verifica di stabilità globale. Si fa presente tuttavia che, per questa tipologia di opera, si ritiene trascurabile questo meccanismo di collasso e si omette pertanto la verifica di stabilità. La presenza infatti della soletta inferiore di collegamento rende non corretto sia le ipotesi di base che i risultati delle analisi.

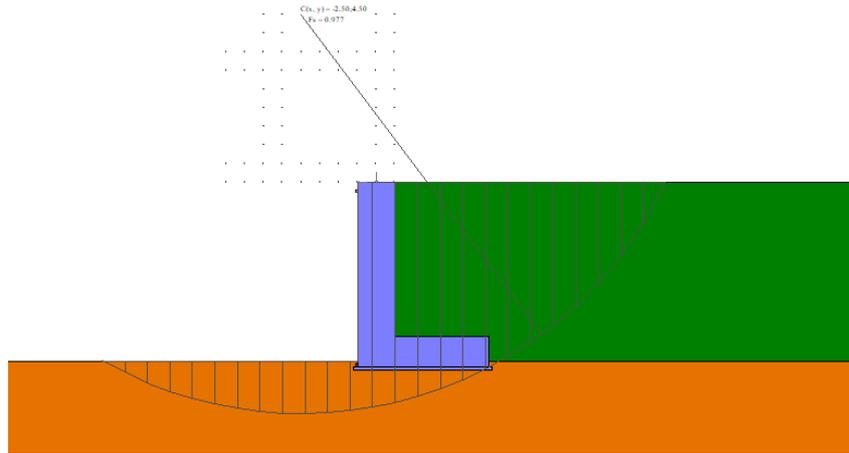


Figura 6-41: superficie di scivolamento critica (FS=0.977)

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.506	2.243	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.707	3.936	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.584	4.847	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		1.576	2.013	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1.543	2.019	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1.538	2.271	--	--	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.156	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.109	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	0.977	--	--
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	1.563	--	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.152	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1.844	--	--	--

Figura 6-42: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

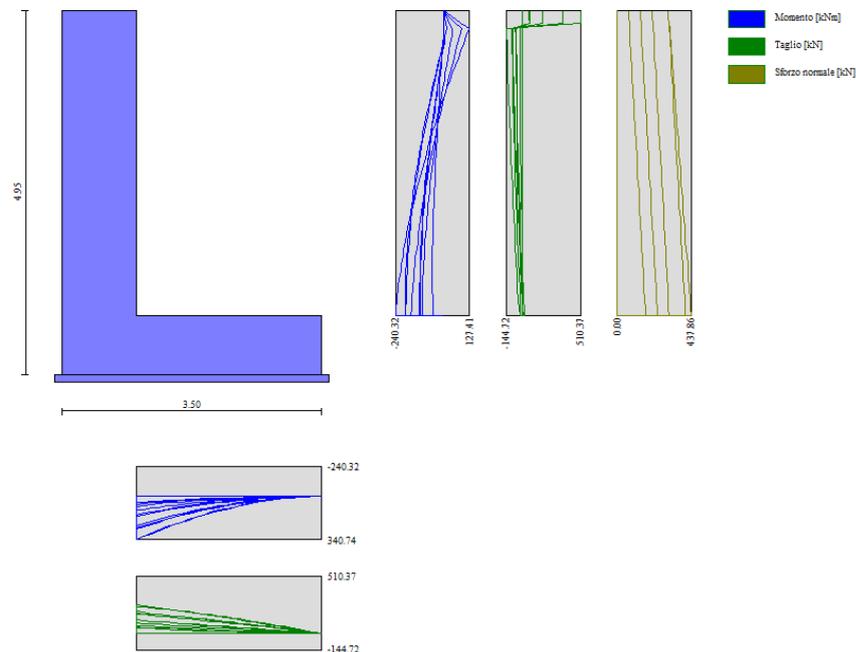


Figura 6-43: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 20/15$ sup/inf

Armatura resistente a taglio: nulla

$M_{sd} = 341 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 595 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 255 \text{ kN/m} < V_{rd} = 280 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.6.3 Fase 2: soletta di copertura

In soletta di copertura, in assenza di ballast ferroviario, di lunghezza complessiva 11m, luce netta 9m e schema statico di appoggio-appoggio, agiscono i carichi riportati a seguire:

peso proprio: $pp = 25 \cdot 1 \cdot 0.6 = 15 \text{ kN/m/m}$

carico variabile: $pv = 50 \text{ kN/m/m}$

carico assiale dovuto al frenamento: $q, fr = 35 \text{ kN/m/m}$

Le sollecitazioni SLU così determinate sono le seguenti:



$$N_{sd,slu} = 35 \cdot 9 = 315 \text{ kN/m (cautelativamente di trazione)}$$

$$M_{sd,slu} = (1.35 \cdot 15 + 1.45 \cdot 50) \cdot 9^2 / 8 = 939 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd,slu} = (1.35 \cdot 15 + 1.45 \cdot 50) \cdot 9 / 2 = 418 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd,sle} = (1.0 \cdot 15 + 1.0 \cdot 50) \cdot 9^2 / 8 = 658 \text{ kNm/m}$$

Considerando la sezione così armata, si ottiene quanto segue:

Sez. 100x50cm, $\Phi 30/15$ inf - $\Phi 20/15$ sup

Armatura a taglio: ganci $\Phi 14/30 \times 30$ per 2m nelle zone di appoggio

$$M_{rd} = 951 \text{ kNm/m} > M_{sd,slu}$$

$$V_{rd} = 557 \text{ kN/m} > V_{sd,slu}$$

Sono state svolte anche le verifiche SLE (omesse nella presente relazione), che risultano soddisfatte.

6.6.4 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame, compresi muri e solette, è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} = 30 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 26 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 70 \text{ kg/mc}$

6.7 Vasca CD10C

Si tratta di una vasca in c.a. per la raccolta delle acque raccolte dal sistema di drenaggio posto a monte della paratia di conterminazione prevista nel progetto di MISP dell'area. Le dimensioni minime nette dell'interno della vasca sono complessivamente pari a 15x8m.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza complessiva dell'opera 5.0 m

Larghezza complessiva dell'opera 18.0 m

Spessore delle pareti verticali esterne 1.0 m



- Spessore della parete verticale interna 0.8 m
- Spessore della soletta di fondazione 1.0 m
- Spessore della soletta di copertura 1.0 m
- Spessore del ballast e del terreno di ricoprimento (max).... 0.7 m

Per la planimetria dell'opera, si rimanda alla **Figura 6-16**.

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento, eseguito con il programma Scat della Aztec.

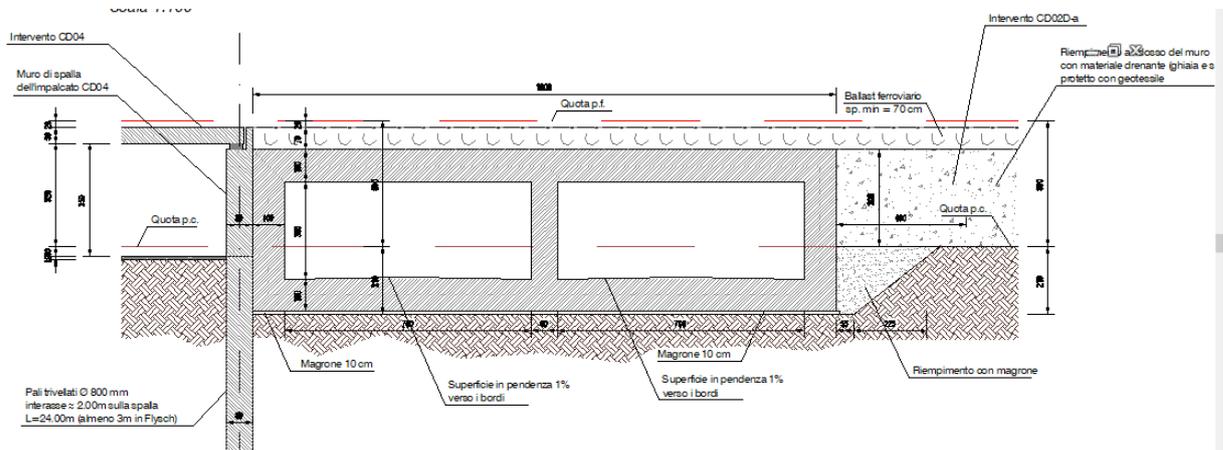


Figura 6-44: sezione tipo dell'intervento in esame.

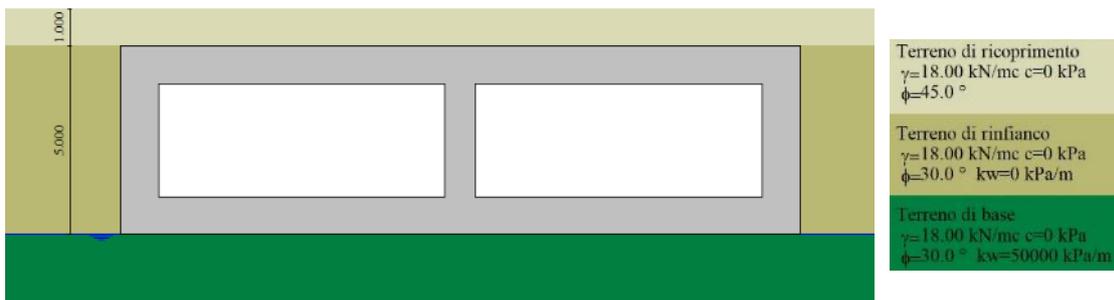


Figura 6-45: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.

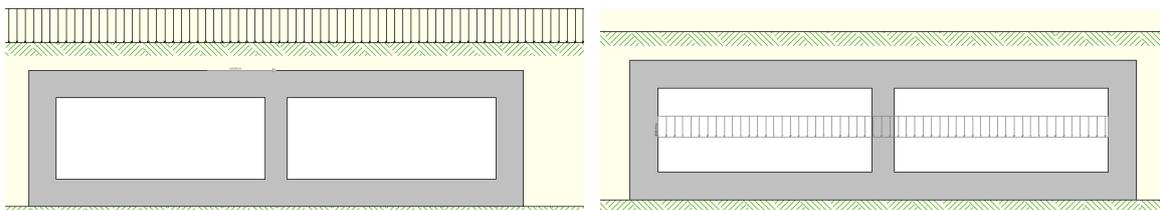


Figura 6-46: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.



Relazione di calcolo strutture ferroviarie

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei risultati ottenuti nella cc di carico (SLU) più gravosa in termini di tensioni sul terreno. Tutte le verifiche geotecniche risultano soddisfatte (data la tipologia di opera e di rinterro su entrambi i lati, non sono svolte le verifiche a ribaltamento e scorrimento).

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Caso A1-M1)			
Spinte e Pressioni		Sollecitazioni max comb. Sollecitazioni max	
Pressione in calotta [kPa]	23.4000	Angolo di diffusione dei carichi [°]	45.00
Risultante direzione X [kN]	850.50	Risultante direzione Y [kN]	3602.04
Piedritto sinistro		Piedritto destro	
Coefficiente di spinta	0.4408	Coefficiente di spinta	0.4408
Spinta statica [kN]	332.31	Spinta statica [kN]	332.31
Coefficiente di spinta sismico	0.0000	Coefficiente di spinta sismico	0.0000
Incremento sismico [kN]	0.00	Incremento sismico [kN]	0.00
Pressione max sul terreno [kPa]	351	Coefficiente ribaltamento	--
Coefficiente scorrimento	--	Coefficiente ribaltamento	--
Carico limite della fondazione [kN]	28699.4032	dettagli >>	
Falda			
Pressione in calotta [kPa]	--	Spinta [kN]	--
		Sottospinta [kPa]	--
Combinazioni analizzate		39	

<< Comb. 5 >> Chiudi Help

Figura 6-47: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.

A seguire si riporta la verifica manuale della capacità portante della fondazione dello scatolare, ampiamente soddisfatta.

Teoria statica di base

Terzaghi '43 Brinch Hansen '70 EC7-2004 Rocca

Meyerhof '63 Vesic '75 Richards '93

Custom Greek (EAK2000)

Sub-teoria per Ny Limitazioni

Considera combinazioni sismiche per q_{lim}, con:

Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0.050-k_{hk}=0.010-k_{vy}=\pm 0.005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con:

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri

In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri

Budhu & Al-Karni Richards altri

qult=c'·Nc·sc·ic·bc·q'·Nq·sq·iq·bq+0.5·y'·B'·Ny·sy·ty·by

Geometria fondazione-terreno

Base [B] (m): 18.00 Lunghezza [L] (m): 60.00

Profondità [D] (m): 5.00 Incl. base [a] (deg): 0.0

Incl. pendio [a] (deg): 0.0 Perm [g0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVI0 per confermare i dati)

Str.	ymat [k]	ysat [k]	fi [deg]	c' [kPa]	cu [kPa]	Hstr [m]	Eed [kPa]	Dr
1	22.00	23.00	24.00	40.00	0.00	10.00	50000.0	0.90
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00·B+D=36.00+5.00 m)

y [kN/m]	fi [deg]	c' [kPa]	cu [kPa]	Eed [kPa]	Dr
13.00	24.00	40.00		50000.0	0.90

Profondità falda (m) 5.00 (dal piano di campagna)

Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

Considera punzonamento con il criterio di:

Terzaghi Vesic (Sabbie) Vesic (se Ir < Ir_crit)

Ir=72.08 - Ir_crit=65.40

Piano campagna

Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Risultati

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

N=3600.00 kN - MB=10800.00 kNm - ML=0.00 kNm
HL=0.00 kN - HB=850.00 kN

	c	q	y
Nc, Nq, Ny	19.324	9.603	5.828
sc, sq, sy	1.091	1.081	0.940
dc, dq, dy			
ic, iq, iy	0.975	0.977	0.965
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy			
pc, pq, py			
ec, eq, ey			

Dimensioni efficaci B' (m): 12.00

L' (m): 60.00

q' (kPa): 110.00

Avvisi

qult (kPa): 2350.54 Qult (kN): 692391.16 R: 470.109 > R3=2.3

Resistenza a scorrimento (kNm): 30402.82 R: 35.768 > R3=1.1

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

N=3600.00 kN - MB=10800.00 kNm - ML=0.00 kNm
HL=0.00 kN - HB=850.00 kN

qult (kPa): 2350.54 Qult (kN): 692391.16 R: 470.109 > R3=2.3

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

N=3600.00 kN - MB=10800.00 kNm - ML=0.00 kNm
HL=0.00 kN - HB=850.00 kN

Resistenza a scorrimento (kNm): 30402.82 R: 35.768 > R3=1.1

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo nelle pareti e nelle solette della vasca (nella rappresentazione solo involucro delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione



tipo (soletta superiore). Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

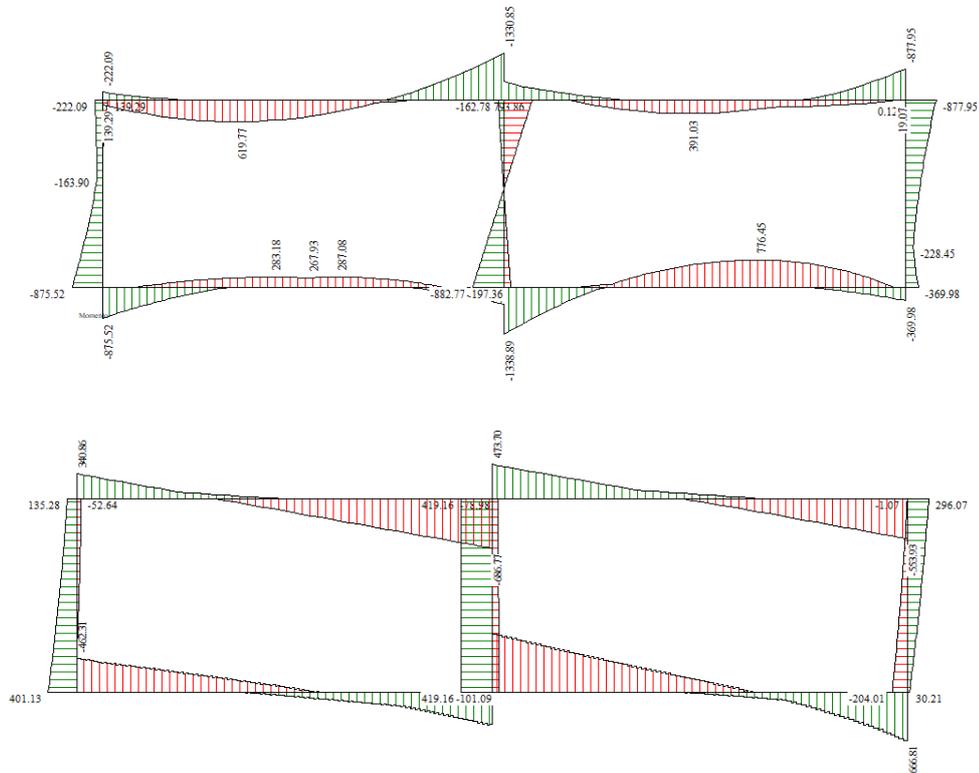


Figura 6-48: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (involuppo cc SLU)- momento flettente (sopra) e taglio (sotto).

Verifica della soletta di copertura

Sez. 100x100cm, $\Phi 30/15$ sup/inf

Armatura resistente a taglio: ganci $\Phi 12/30 \times 30$ nelle zone di appoggio della soletta superiore (anche in appoggio centrale)

$$M_{sd} = -1331 \text{ kNm/m} < M_{rd} = -1680 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 474 \text{ kN/m} < V_{rd} = 701 \text{ kN/m}$$

6.7.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 60 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 45 \text{ mc/m}$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo strutture ferroviarie</p>	<p>Pag. 72 di 161</p>
---	--	-----------------------

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 115 \text{ kg/mc}$

6.8 Opere CD02D: muri e paratia

Si tratta dei muri e della paratia (a monte, per un solo tratto) di sostegno del rilevato ferroviario, indicativamente dalla progr. Km. +7.173,00 alla progr. km. 7.621,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 1") per le opere ferroviarie CD02D-a/b1, dalla progr. km. 7.621,00 alla progr. km 7.905,00 (lungo il medesimo riferimento) per le opere prevalentemente stradali CD02D-b2/c1/c2/d, del fascio che da via degli Altiforni porta alla nuova stazione di Servola. Il fascio di binari corre a quota superiore all'attuale p.c., pertanto è prevista la realizzazione di un rilevato ferroviario di larghezza media di 60m circa, mentre a monte, per il tratto a ridosso della collina di Servola, è necessaria la realizzazione di una paratia di sostegno per poter eseguire lo scavo a valle, fino alla quota di realizzazione della ferrovia.

Sulla restante porzione il rilevato è sostenuto da muri di sostegno, quando in generale il piano ferroviario o stradale è superiore al p.c. esistente. Inoltre, alcuni tratti di muri hanno la funzione di sostegno per entrambi i rilevati (ferroviario e stradale).

Lo svincolo di collegamento alla Grande Viabilità Triestina (di seguito GVT) alle aree portuali che sovrappassa i binari invece è realizzato con un impalcato con travi prefabbricate in c.a.p., su muri fondati su pali di fondazione.

Proseguendo poi verso Sud-Est, superato lo svincolo sopraelevato della connessione alla GVT, l'opera di sostegno è di nuovo un muro, che sostiene ambo i lati un rilevato: a Nord quello ferroviario, di quota pressoché costante (bassa pendenza), mentre a Sud il rilevato stradale della rampa che scende e risale per collegare la zona "Arvedi".

Al termine del tratto/rampa "Arvedi" vi è un ulteriore svincolo secondario rispetto al precedente, a forma approssimativamente triangolare, dal quale si staccano due ulteriori rami: uno verso Sud e l'altro verso Sud-Est (svincolo per l'accesso in area Arvedi).

Si riporta a seguire un key-plan delle opere progettate:

CD02D-a: tratto con paratia a monte e muro di sostegno a valle. Su un tratto lato mare, il muro sostiene anche il rilevato stradale;

CD02D-b1: tratto con muro di sostegno a valle, sul tratto lato mare, che sostiene anche il rilevato stradale;

CD02D-b2: tratto di muro su pali che sostiene l'impalcato dello svincolo di collegamento alla GVT e, allo stesso tempo, anche il rilevato ferroviario (sotto all'impalcato);

CD02D-c1: muro di sostegno ad U del rilevato ferroviario a Nord e del rilevato stradale della rampa di connessione allo svincolo di cui sopra a Sud. La quota del rilevato stradale è maggiore di quella del rilevato ferroviario, con differenza di quota abbastanza significativa;

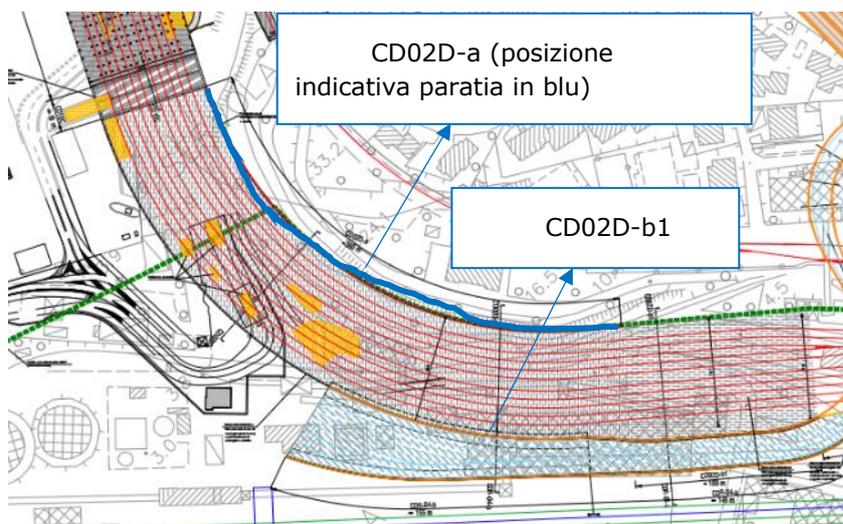


CD02D-c2: muro di sostegno del rilevato ferroviario a Nord e del rilevato stradale della rampa di connessione allo svincolo di cui sopra a Sud. La quota del rilevato stradale è maggiore di quella del rilevato ferroviario, ma la differenza di quota è contenuta;

CD02D-d: muro di sostegno del rilevato ferroviario a Nord e del rilevato stradale della rampa di connessione allo svincolo di cui sopra a Sud. La quota del rilevato stradale è minore di quella del rilevato ferroviario, ma la differenza di quota è contenuta. Si tratta della parte centrale della rampa, che "scende" verso l'area dell'ex-Ferriera e poi risale verso un ulteriore svincolo secondario;

CDR-01: svincolo secondario sopraelevato per l'accesso alle varie aree portuali e area "Arvedi" (esaminato a seguire).

Le opere esclusivamente "stradali", denominate nella figura con la sigla "CDR", vengono verificate nei paragrafi seguenti.



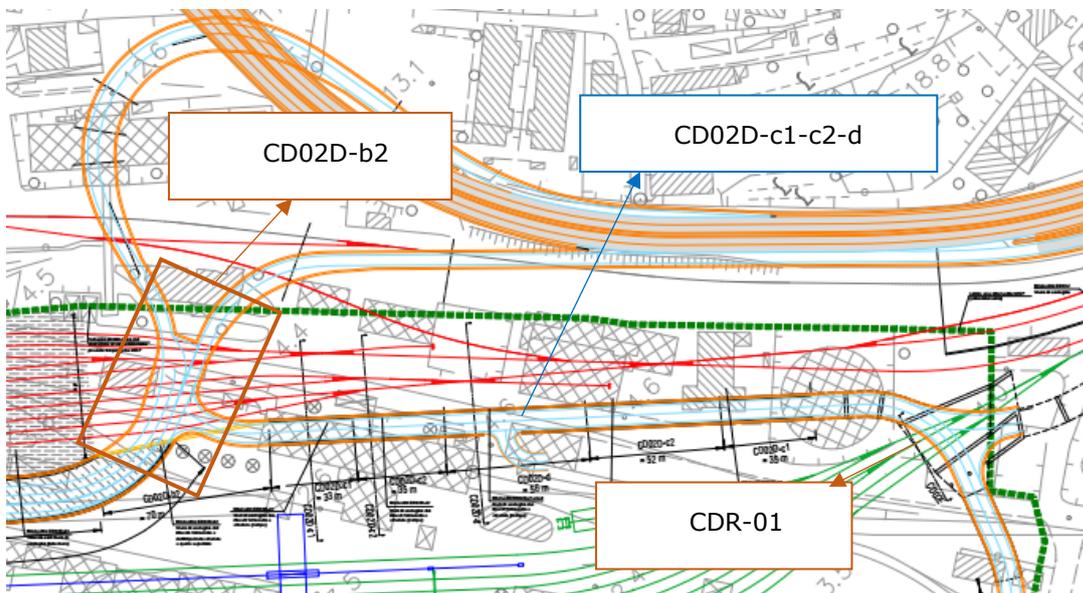


Figura 6-49: key-plan delle tipologie di interventi CD02D.

Per le opere stradali, si rimanda alla specifica relazione.

6.8.1 Opera CD02D-a: paratia lato monte

Per l'opera in esame si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

Si riporta a seguire solo la rappresentazione della geometria della sezione tipo.

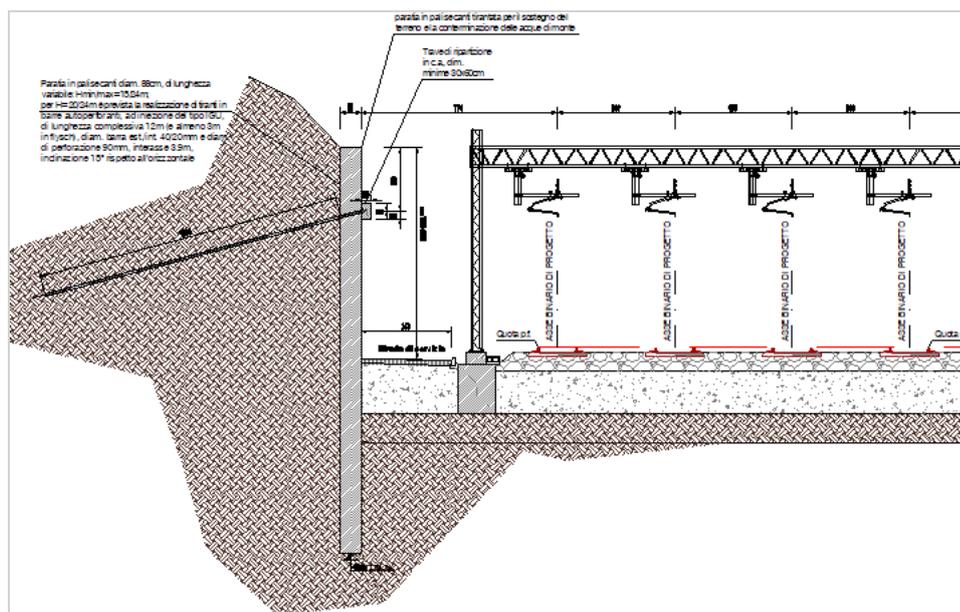


Figura 6-50: sezione tipo dell'intervento in esame.



6.8.2 Opera CD02D-a: muro lato mare

Si riportano le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max	2.60-3.90 m
Altezza complessiva del muro min/max	2.90-4.5 m
Spessore del paramento verticale	0.60 m
Larghezza complessiva della soletta di fondazione	2.50 m
Spessore della soletta di fondazione	0.60 m
Larghezza totale dell'opera/rilevato max	~ 60 m
Altezza massima di scavo (compreso magrone)	0.30 m
Spessore del ballast.....	0.70 m

Sul tratto in adiacenza all'opera CDR-04-b, il muro in esame è "inglobato" nel muro, di dimensione maggiore, dell'opera stradale (CDR-04-b). Per la verifica di questo muro si rimanda alla specifica relazione.

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento. Il muro previsto ha il compito sia di sostenere il rilevato, sia gli eventuali carichi gravanti su esso, e si collega, raccordandosi, a tutto il sistema di opere di sostegno.

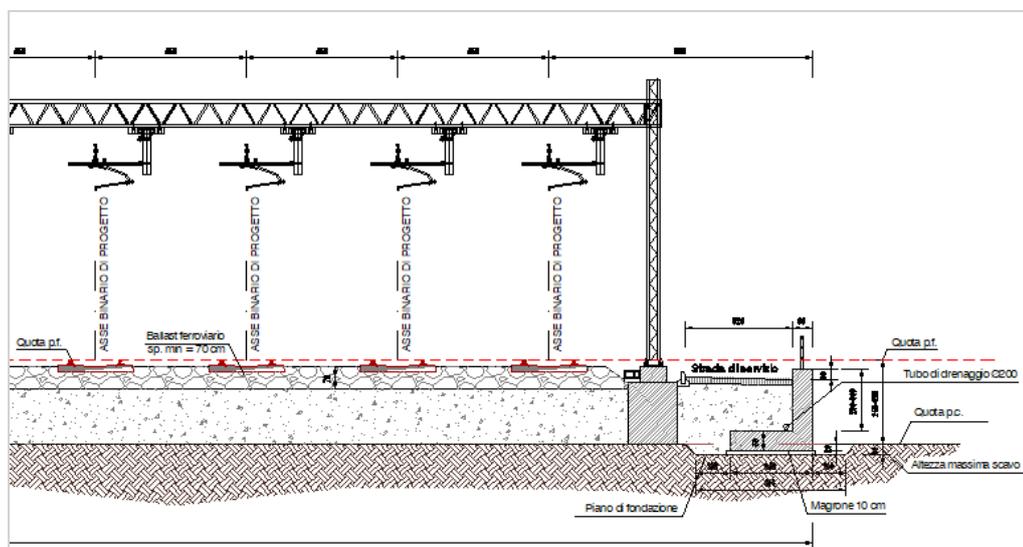


Figura 6-51: sezione tipo dell'intervento in esame.

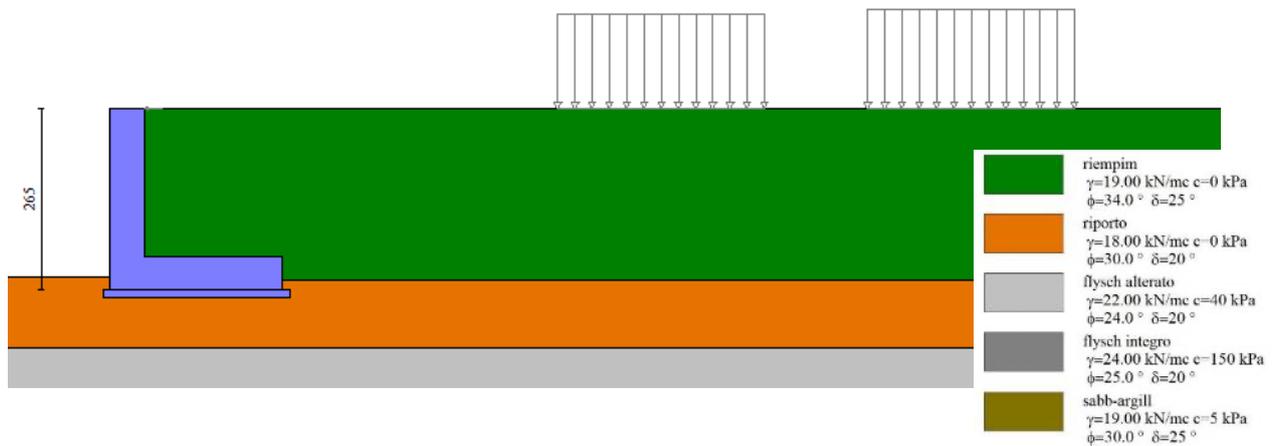


Figura 6-52: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.739	5.922	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.605	5.657	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.515	5.923	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2.302	5.506	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		2.071	5.974	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1.970	5.524	--	--	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.628	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.607	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.568	--	--
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	4.061	--	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.217	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.159	--	--	--

Figura 6-53: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

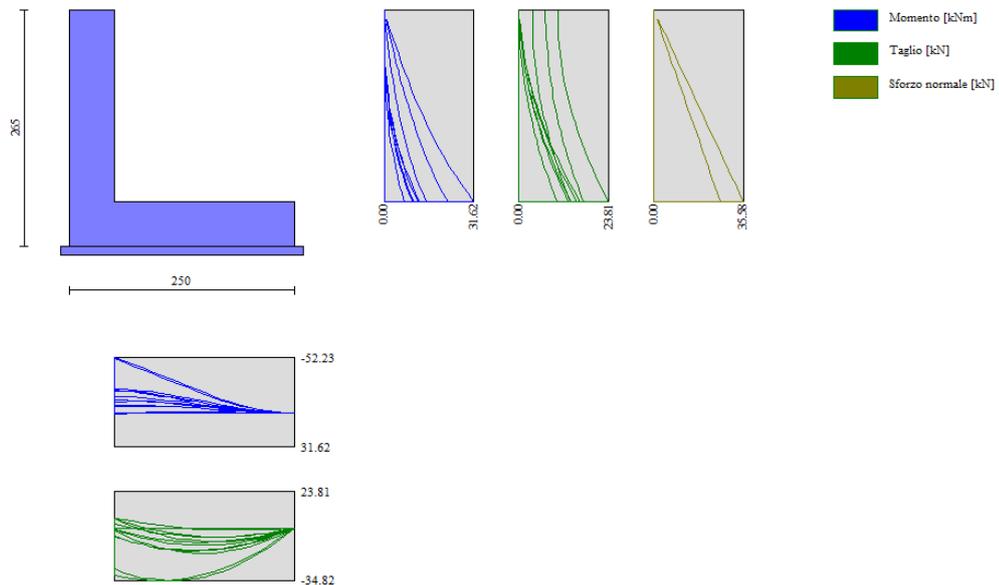


Figura 6-54: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x60cm, $\Phi 16/15$ est/int

Senza armatura resistente a taglio

$$M_{sd} = 53 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 283 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 35 \text{ kN/m} < V_{rd} = 221 \text{ kN/m}$$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.8.3 Opera CD02D-b1: muro lato mare

Per il calcolo di questo muro si rimanda al paragrafo nel quale si riportano le verifiche dell'opera stradale, denominata CDR-04-a, nella specifica relazione di calcolo.

Si riporta a seguire la rappresentazione della geometria della sezione tipo.

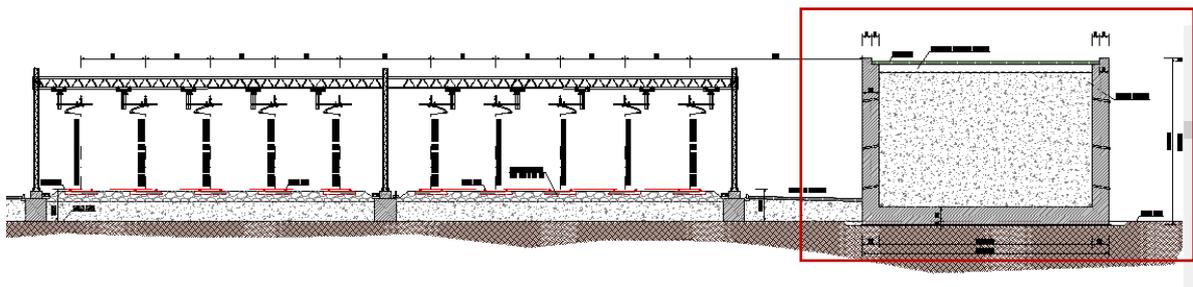


Figura 6-55: sezione tipo dell'intervento in esame (in rosso il rilevato stradale CDR-04-a lato mare).



La sezione tipo CDR-04a (come pure la successiva CD02D-c1) è relativa alla formazione della rampa di discesa dall'impalcato di scavalco del fascio di binari verso l'area portuale. Le dimensioni e la compattezza dell'opera sono dovute all'altezza dei muri, che raggiunge un valore massimo di quasi 9m. Come evidenziato anche nelle verifiche per la sezione "gemella" (CD02D-c1) le dimensioni permettono di contenere, pur con un quantitativo di armatura non trascurabile (circa 100 kg/mc) lo stato tensionale nelle barre d'acciaio, a garanzia di un buon controllo del livello di fessurazione (maggiore durabilità).

6.8.4 *Opera CD02D-b2*

Per il calcolo di questi muri, e relative fondazioni, si rimanda al paragrafo §6.19.

6.8.5 *Opera CD02D-c1: muro*

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 1.30-2.00 m

Differenza di quota p.s. rispetto al p.c. attuale min/max 4.50-8.20 m

Altezza complessiva del muro min/max 4.90-8.60 m

Spessore del paramento verticale 1.00 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 10.30 m

Spessore della soletta di fondazione 1.00 m

Altezza massima di scavo (compreso magrone) 0.50 m

Spessore del ballast lato rilevato ferroviario 0.70 m

Spessore pacchetto strada lato rilevato stradale (max) 0.40 m

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento.

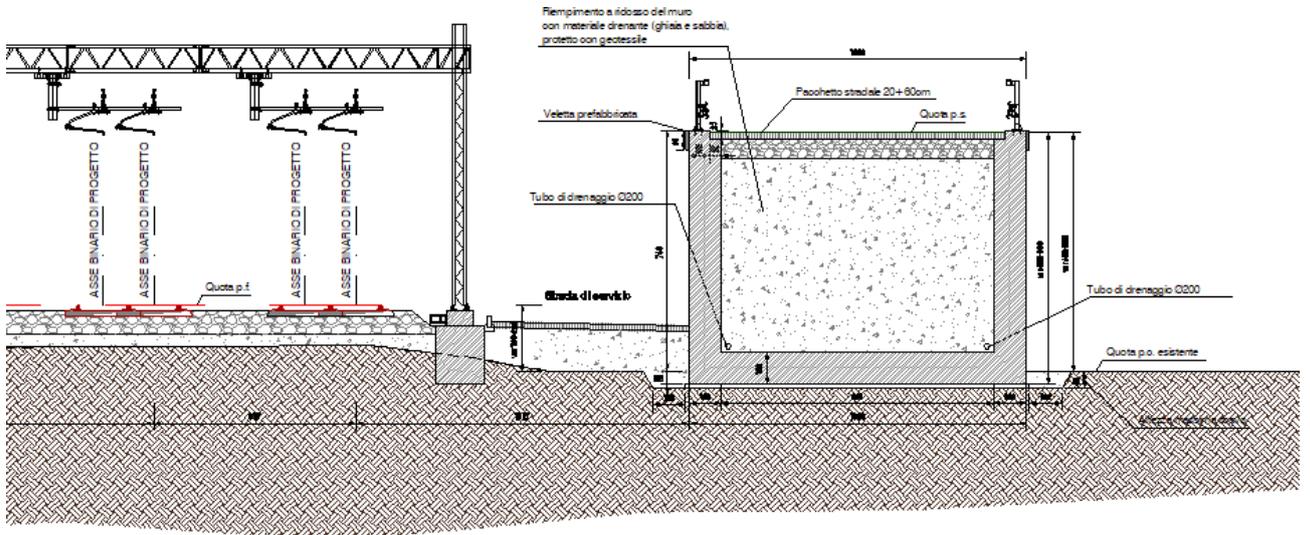


Figura 6-56: sezione tipo dell'intervento in esame.

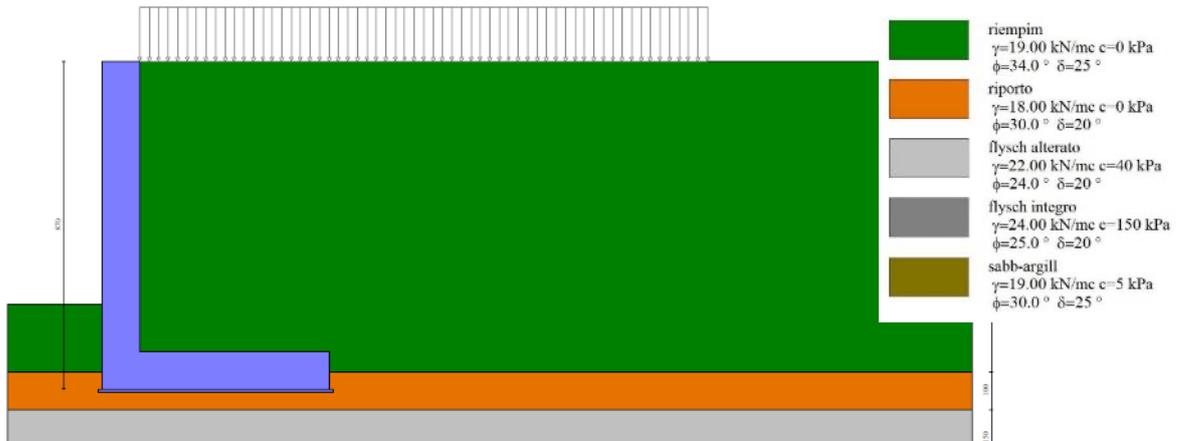


Figura 6-57: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.



Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.942	6.676	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.525	5.262	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.469	5.470	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2.416	6.140	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		2.267	6.615	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.091	6.238	--	--	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.966	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	2.159	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	2.150	--	--
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	5.048	--	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.766	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.274	--	--	--
13	ECC		1.839	5.683	2.602	2.780	--	--

Figura 6-58: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

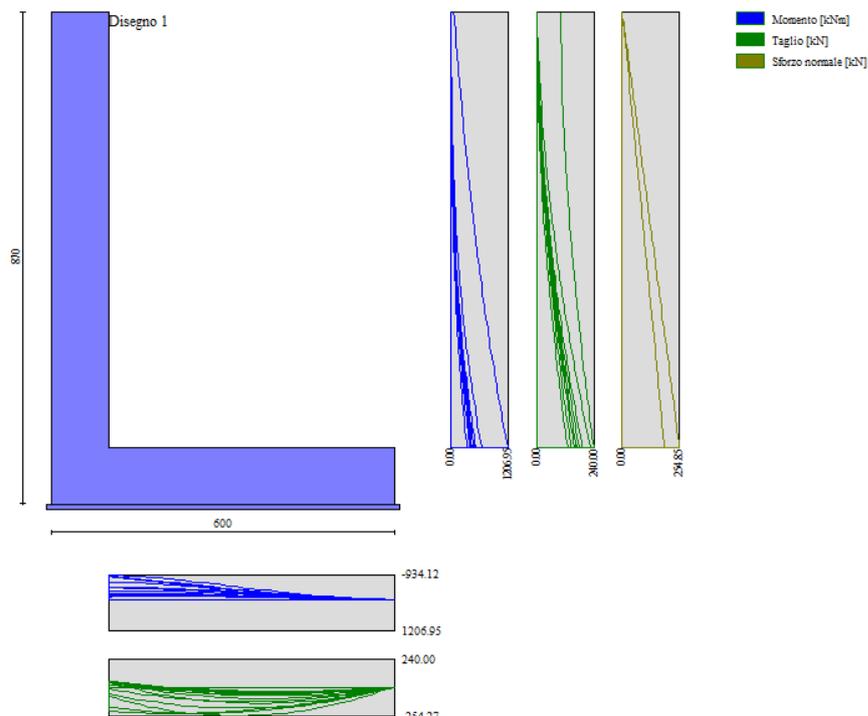


Figura 6-59: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).



Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 30/15$ int (lato strada), $\Phi 20/15$ est (lato ferrovia)

Senza armatura resistente a taglio

$M_{sd} = 1207 \text{ kNm/m}$ < $M_{rd} = 1680 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 240 \text{ kN/m}$ < $V_{rd} = 418 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.8.6 *Opera CD02D-c2: muro*

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 1.20-2.10 m

Differenza di quota p.s. rispetto al p.c. attuale min/max 0.90-4.50 m

Altezza complessiva del muro min/max 2.00-5.50 m

Spessore del paramento verticale 0.80 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 4.50 m

Larghezza soletta di fondazione lato rilevato ferroviario (o lato opposto) 1.50 m

Larghezza della soletta di fondazione lato rilevato stradale. 2.20 m

Spessore della soletta di fondazione 0.80 m

Altezza massima di scavo (compreso magrone) 1.10 m

Spessore del ballast lato rilevato ferroviario 0.70 m

Spessore pacchetto strada lato rilevato stradale (max)..... 0.40 m

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento. Le dimensioni dei muri sono tali da poter raccordarsi con quello precedente, e mantenere un livello di utilizzo dell'acciaio accettabile anche in condizioni di esercizio.

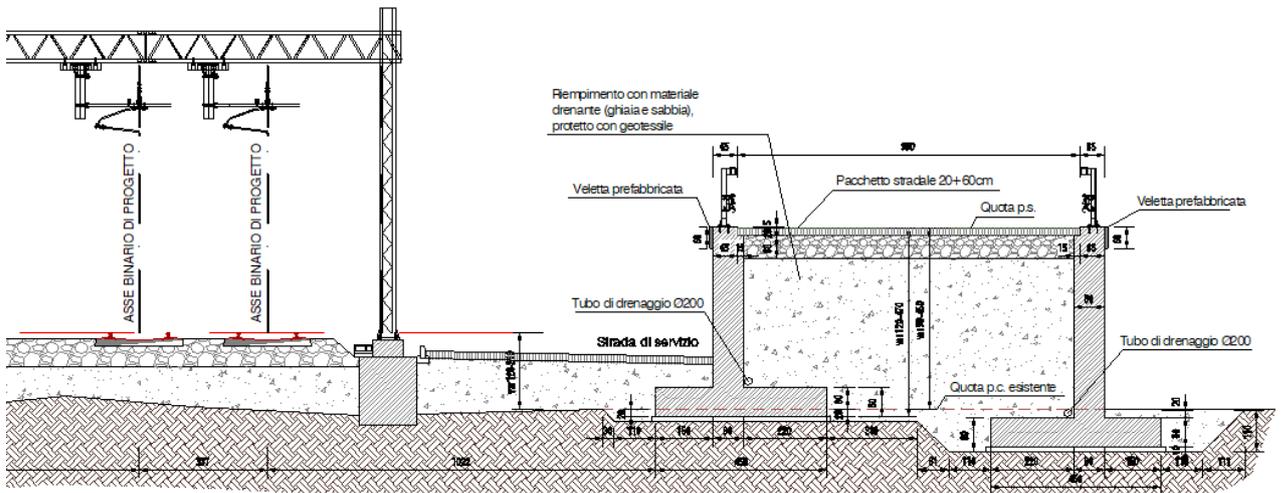


Figura 6-60: sezione tipo dell'intervento in esame.

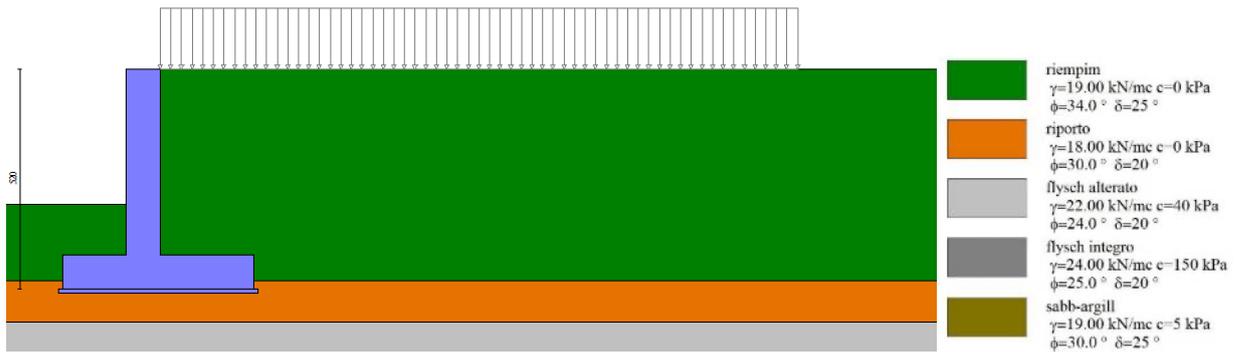


Figura 6-61: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		2.115	10.782	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.837	12.457	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.806	12.537	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2.546	9.563	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		2.354	9.764	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.307	10.631	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		1.340	4.656	--	--	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.939	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	2.252	--	--
10	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	2.187	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)		--	--	6.564	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	4.272	--	--	--
13	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3.251	--	--	--
14	ECC		1.355	4.979	1.765	2.950	--	--



Figura 6-62: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

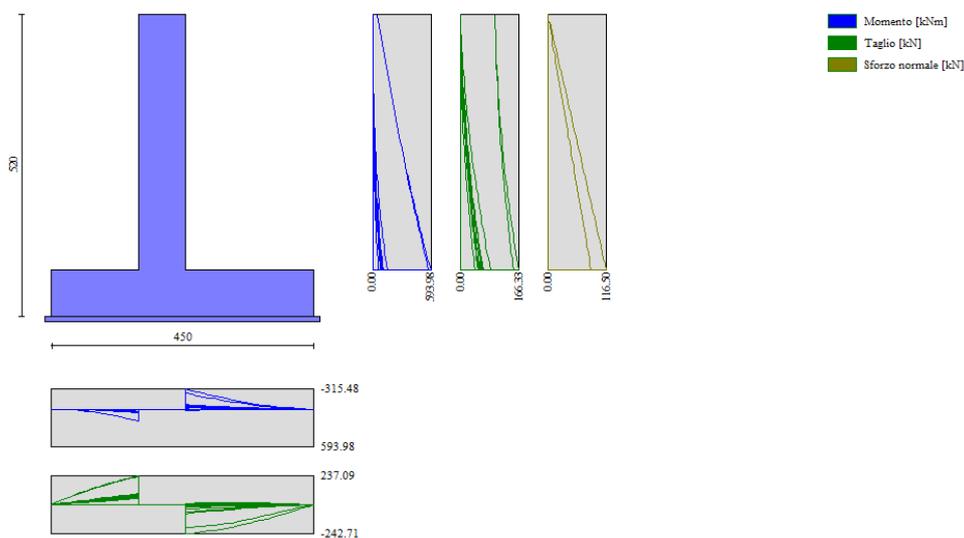


Figura 6-63: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 24/15$ int (lato strada), $\Phi 20/15$ est (lato ferrovia)

Senza armatura resistente a taglio

$$M_{sd} = 594 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 847 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 167 \text{ kN/m} < V_{rd} = 320 \text{ kN/m}$$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.8.7 Opera CD02D-d: muro

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 1.20-2.00 m



Differenza di quota p.s. rispetto al p.c. attuale min/max	0.0-0.90 m
Altezza complessiva del muro min/max	1.50-2.50 m
Spessore del paramento verticale	0.65 m
Larghezza complessiva della soletta di fondazione	2.15 m
Larghezza soletta di fondazione lato rilevato ferroviario (o opposto)	1.50 m
Larghezza soletta di fondazione lato rilevato stradale	0.0 m
Spessore della soletta di fondazione	0.60 m
Altezza massima di scavo (compreso magrone)	0.90 m
Spessore del ballast lato rilevato ferroviario	0.70 m
Spessore pacchetto strada lato rilevato stradale (max).....	0.40 m

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento. Le dimensioni dei muri sono tali da poter raccordarsi con quello precedente, e mantenere un livello di utilizzo dell'acciaio accettabile anche in condizioni di esercizio.

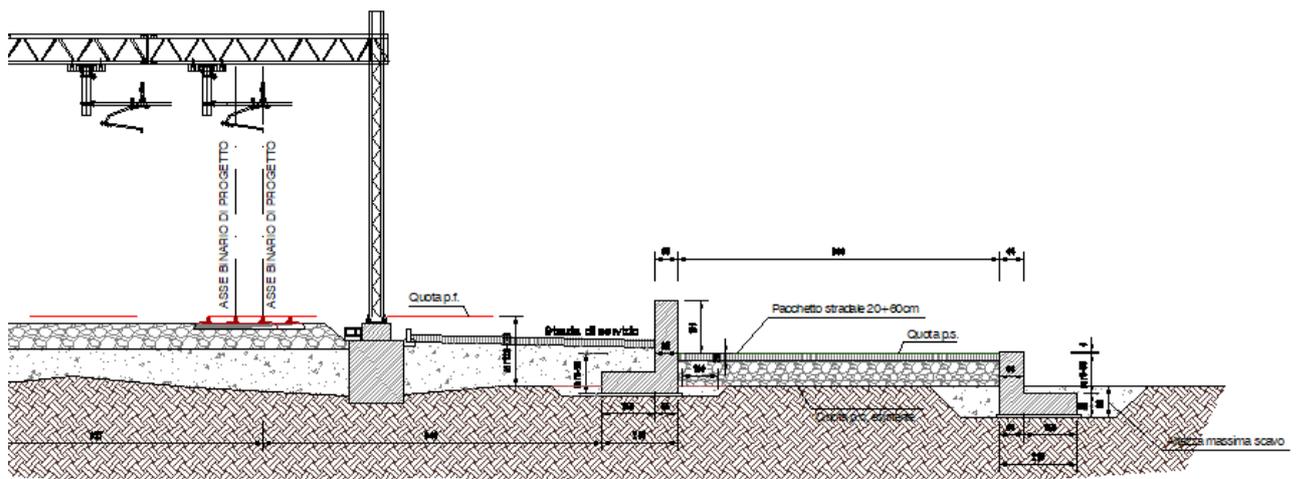


Figura 6-64: sezione tipo dell'intervento in esame.



Date le dimensioni dell'opera (altezza ridotta, massimo 2.5m altezza muro, max. 0.90m altezza rinterro, e fondazione di larghezza 2.15m, con sezioni di spessore 60-65cm, per consentire il raccordo con le rimanenti porzioni di muro), si omettono le verifiche esplicite che sono comunque soddisfatte.

6.8.8 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per le sezioni in esame (dimensioni medie) sono riportate a seguire.

Per la paratia CD02D-a (mediamente):

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 280$ m

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 19$ mc/m

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 2200$ kg/m, ovvero 115 kg/mc

Per il muro CD02D-a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 360$ m

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 4.5$ mc/m

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 50$ kg/mc

Per i muri CD02D-b1:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 100$ m

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 4.5$ mc/m

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 50$ kg/mc

Per i muri CD02D-b2 e relativi pali di fondazione, si rimanda al paragrafo §6.19.

Per i muri CD02D-c1:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 80$ m

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 23.0$ mc/m



Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 100 \text{ kg/mc}$

Per i muri CD02D-c2:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 80 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 6.0 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 65 \text{ kg/mc}$

Per i muri CD02D-d:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 55 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 2.5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 60 \text{ kg/mc}$

6.9 Impalcato CD01B

Si tratta di un impalcato ferroviario, sul quale è prevista l'installazione dei binari direttamente sulla soletta in calcestruzzo (senza ballast di base); l'opera in esame si estende indicativamente dalla progr. km. +6.607,00 alla progr. km. +6.738,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 2"); è realizzato in soletta piena in appoggio sulle pile, che hanno fusto a sezione circolare di diametro 2m, con luce di calcolo delle campate pari a 10m massimo.

Ogni pila poggia su un plinto in c.a., fondato su 4 pali trivellati.

L'opera segue il tracciato ferroviario esistente (c.d. "linea bassa"), nel tratto che dal "Bivio Cantieri" va verso Servola, e si sviluppa a Est del nuovo depuratore. A differenza dei tratti che lo precedono e seguono, tutti in rilevato, in questo caso il binario è stato impostato su una struttura sospesa a cavalcavia, per dare maggiore libertà di gestione degli spazi sottostanti (piano campagna), interessati dalla presenza della viabilità stradale (via degli Altoforni).

Si riportano le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 5.35-5.60 m

Altezza complessiva dell'opera min/max (da piano di fondazione) 5.85-6.10 m

Larghezza massima di impalcato 7.5 m



Spessore massimo di impalcato.....	0.80 m
Numero di pile per ogni appoggio	1
Dimensione delle pile	Φ2 m
Lunghezza campata	10 m
Dimensione del basamento di fondazione	3.5x3.5 m
Spessore del basamento di fondazione	1.0 m
Numero di pali di fondazione per ogni pila.....	4
Diametro dei pali.....	Φ0.9 m
Lunghezza dei pali.....	23 m (almeno 3m in flysch)
Altezza massima di scavo (compreso magrone)	1.60 m
Spessore del ballast.....	non presente

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

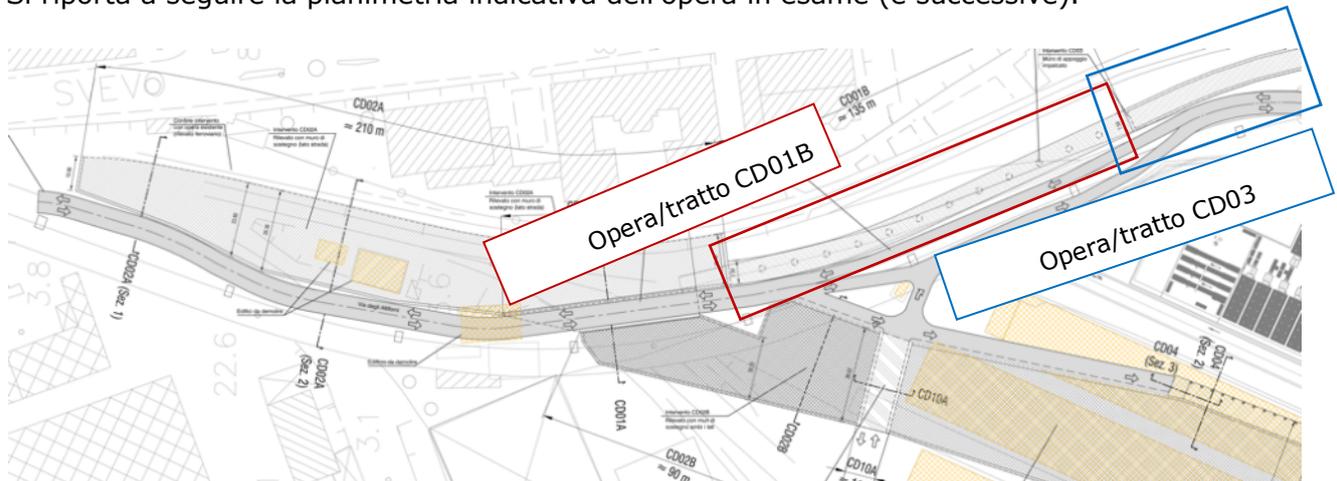


Figura 6-65: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, ed il calcolo utilizzato per il dimensionamento.

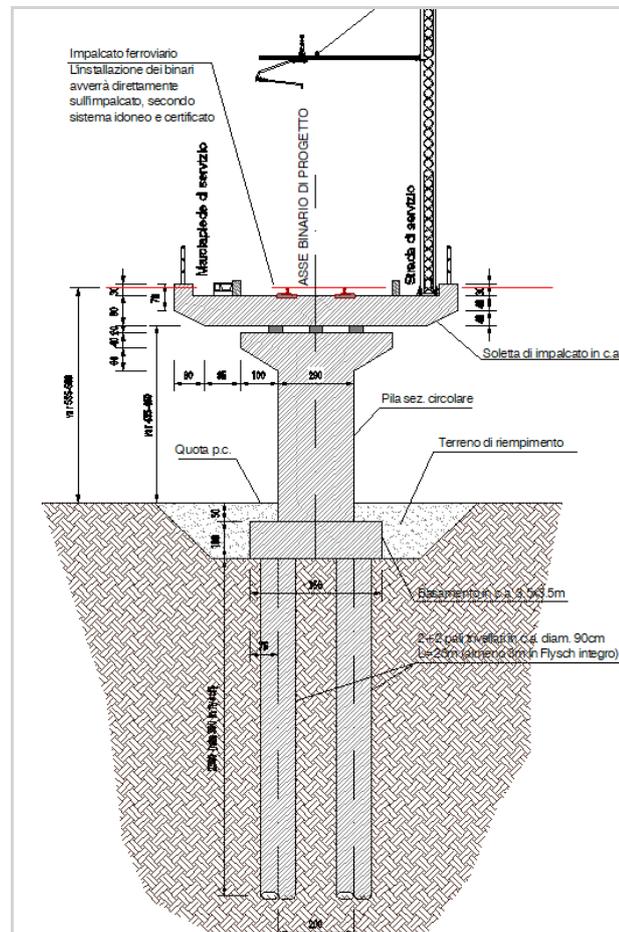


Figura 6-66: sezione tipo dell'intervento in esame.

6.9.1 Verifica dell'impalcato longitudinale

Sez. 750x80cm, $\Phi 30/20$ long inf – $\Phi 24/20$ long sup, $\Phi 20/20$ trasv sup/inf,

Armatura a taglio: ganci $\Phi 12/40 \times 40$ per 2+2m agli appoggi

$$q_{SLU} = 1.35 \cdot 150 + 1.45 \cdot 150 = 420 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd}(\text{traz}) = 1.45 \cdot 35 \cdot 10 = 510 \text{ kN}$$

$$M_{sd}(+) = 420 \cdot 10^2 / 8 = 5250 \text{ kNm} \quad < \quad M_{rd}(+) = 7149 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}(-) = -420 \cdot 10^2 / 12 = -500 \text{ kNm} \quad \ll \quad M_{rd}(-) = -4567 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 420 \cdot 10 / 2 = 2100 \text{ kN} \quad < \quad V_{rd} = 3116 \text{ kN}$$



Relazione di calcolo strutture ferroviarie

Figura 6-67: format di calcolo.

Sono state svolte anche le verifiche SLE (omesse nella presente relazione), che risultano soddisfatte.

6.9.2 Verifica della trave in appoggio

La sezione è cautelativamente progettata e verificata nell'ipotesi di continuità strutturale.

Sez. 200x80cm, 19 Φ 20 inf – 19 Φ 30 sup,

Armatura a taglio: st. 3x Φ 12/10

$$q_{,SLU} = 2100 \cdot 2 / 7.5 = 560 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd}(-) = -560 \cdot 7.5 / 2 \cdot 7.5 / 4 = -3940 \text{ kNm} \quad \ll \quad M_{rd}(-) = -4749 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 560 \cdot 7.5 / 2 = 2100 \text{ kN} \quad < \quad V_{rd} = 2490 \text{ kN/m}$$

Figura 6-68: format di calcolo.

Sono state svolte anche le verifiche SLE (omesse nella presente relazione), che risultano soddisfatte.



6.9.3 Verifica della pila

Sez. $\Phi 200\text{cm}$, 30 $\Phi 30$ verticali

Armatura a taglio: spirale $\Phi 12/10$

H tot = 5m

- Cc SLU:

$$N_{\min} = 150 \cdot 10 + 86 \cdot 5 = 1932 \text{ kN}$$

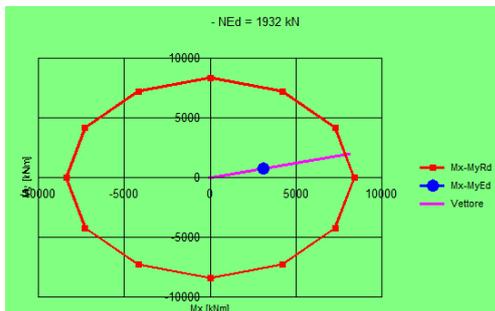
$$N_{\max} = (1.35 \cdot 150 + 1.45 \cdot 150) \cdot 10 + 1.35 \cdot 86 \cdot 5 = 4783 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sd,long,SLU}} = 1.45 \cdot 150 \cdot 10 / 2 \cdot 0.5 + 1.45 \cdot 350 \cdot 5 = 3080 \text{ kNm}$$

(carico variabile solo su una campata e eccentricità appoggio 0.5m + frenamento)

$$M_{\text{sd,trasv,SLU}} = 1.45 \cdot 150 \cdot 10 / 2 \cdot 1.435 / 2 = 765 \text{ kNm}$$

(eccentricità del carico variabile pari al 50% dello scartamento)



La verifica è soddisfatta.

- Cc SLV:

$$a_{\text{max}} (\text{al suolo}) = 0.194 \cdot 1.453 = 0.282g$$

$$a_{\text{max}} (\text{di impalcato}) = 0.701g$$

$$N(\text{impalcato}) = 1500 \text{ kN}$$

$$N(\text{pila}) = 432 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sd,SLV}} = 1500 + 432 = 1932 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd,long SLV}} = 1355 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd,trasv SLV}} = 0.3 \cdot 1355 = 405 \text{ kN}$$



$$Msd, long SLV = 0.701 * (1500 * 5.5 + 432 * 5/2) = 6540 \text{ kNm}$$

$$Msd, trasv SLV = 0.3 * 6540 = 1962 \text{ kNm}$$

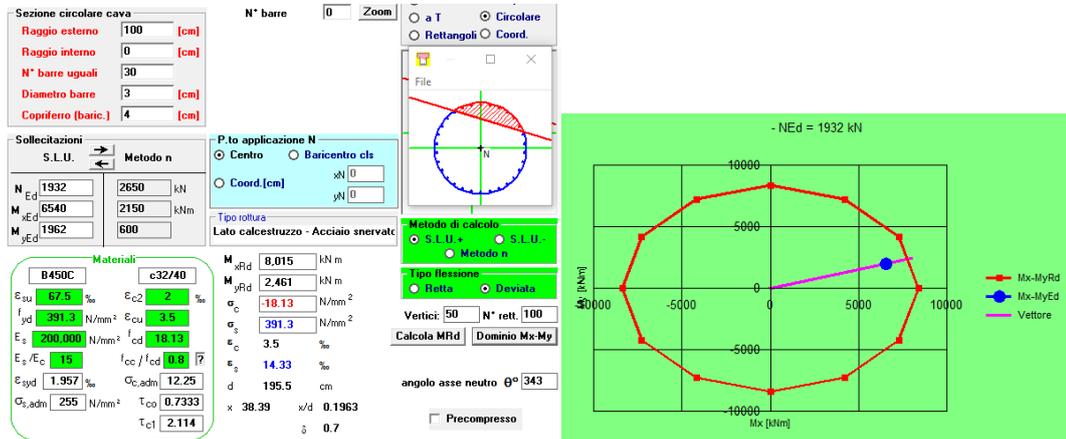


Figura 6-69: format di calcolo.

La verifica è soddisfatta.

6.9.4 Verifica dei pali di fondazione

Basamento sez. 350x350cm sp.100cm, $\Phi 20/20$ sup/inf, long/trasv

Armatura a taglio: nessuna

Pali $\Phi 90$ cm, numero totale 4, int. 2m trasv/long, L tot = 23m (almeno 3m in flysch intergo)

Sollecitazioni in fondazione

- Cc SLU:

$$N_{min} = 1932 + 306 = 2238 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 4783 + 1.35 * 306 = 5197 \text{ kN}$$

$$Msd, long, SLU = 3080 \text{ kNm} \quad (\text{vd sopra})$$

$$Msd, trasv, SLU = 765 \text{ kNm} \quad (\text{vd sopra})$$

- Cc SLV:

$$a, max (\text{al suolo}) = 0.194 * 1.453 = 0.282g$$

$$a, max (\text{di impalcato}) = 0.701g$$



$$N(\text{impalcato}) = 1500 \text{ kN}$$

$$N(\text{pila}) = 432 \text{ kN}$$

$$N(\text{basamento}) = 306 \text{ kN}$$

$$N_{sd,SLV} = 1500 + 432 + 306 = 2238 \text{ kN}$$

$$V_{sd,long SLV} = 1355 + 0.282 * 306 = 1441 \text{ kN}$$

$$V_{sd,trasv SLV} = 0.3 * 1441 = 432 \text{ kN}$$

$$M_{sd,long SLV} = 0.701 * (1500 * 6 + 432 * 3) + 0.282 * 306 * 0.5 = 7260 \text{ kNm}$$

$$M_{sd,trasv SLV} = 0.3 * 7260 = 2180 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni sul singolo palo

- Cc SLU:

$$N_{sd,SLU,c,max} = 5196/2/2 + 3082/2/2 + 760/2/2 = 2260 \text{ kN}$$

$$N_{sd,SLU,c,min} = 5196/2/2 - 3082/2/2 - 760/2/2 = 338 \text{ kN}$$

$$V_{sd,SLU} = 510/4 = 128 \text{ kN}$$

- Cc SLV:

$$N_{sd,SLU,c,max} = 2238/2/2 + 7260/2/2 + 2180/2/2 = 2920 \text{ kN}$$

$$N_{sd,SLU,t,max} = 2238/2/2 - 7260/2/2 - 2180/2/2 = -1800 \text{ kN} \quad (\text{segno - trazione})$$

$$V_{sd,SLU} = (1441^2 + 432^2)^{0.5}/4 = 376 \text{ kN}$$

La verifica dei pali è stata svolta con il programma Carl della Aztec, di cui si riporta la schermata del modello, insieme ai dettagli dei risultati nella verifica più gravosa, che risulta essere soddisfatta.



Dettagli risultati palo [comb 3] SLU A1-M1-R3		
Geometria palo		
L =	23.00 m	D = 0.9000 m
Portanza verticale		
Pp min =	0.00 kN	Pp med = 0.00 kN
Pl min =	3314.47 kN	Pl med = 3314.47 kN
Wp =	358.73 kN	
Pd =	1965.75 kN	N = -1800.00 kN $\eta = 1.09$
Coefficienti di capacità portante		
Nc =	36.73	Nq = 15.84
N'c =	36.73	N'q = 15.84
Portanza trasversale		
Td =	456.29 kN	T = 376.00 kN $\eta = 1.21$
Mu =	1228.81 kNm	
Armatura palo (primo tratto)		
Armatura:	29 ϕ 24	A = 0.013119 mq $MuSez = 1228.81$ kNm
Armatura palo (secondo tratto) - y =		
Armatura:	ϕ	A = $MuSez =$
Cedimenti		
w =	-0.00261 m	u = 0.00349 m

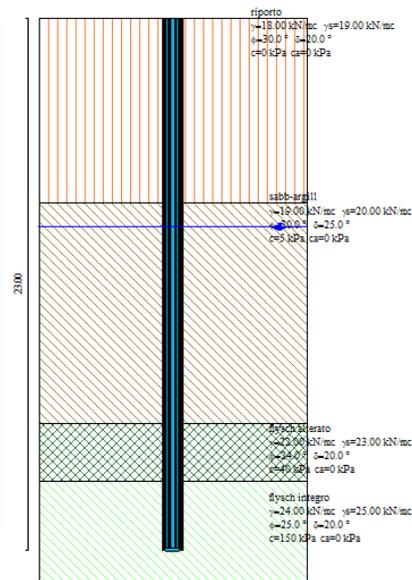


Figura 6-70: schermata del palo modellato con Carl 14 e risultati delle analisi.

Anche la verifica strutturale dei pali, eseguita con le sollecitazioni determinate dal programma lungo il fusto dei pali, è soddisfatta. Si riportano le verifiche per le sollecitazioni più significative.

Pali Φ 90cm, 29 Φ 24 long

Armatura a taglio: spirale Φ 12/15

Msd = 710 kNm < Mrd = 1042 kNm

Vsd = 376 kN < Vrd = 428.2 kN

6.9.5 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione (comprese fondazioni) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 135$ m

Per l'impalcato si ha:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 6.5$ mc/m

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 155$ kg/mc



Per le pile si ha:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 16 \text{ mc/cad}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 110 \text{ kg/mc}$

Per il basamento si ha:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 12 \text{ mc/cad}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 95 \text{ kg/mc}$

Per i pali si ha:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 0.65 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 140 \text{ kg/mc}$

6.10 Muro CD03

Si tratta di un muro ad "U" per il sostegno del rilevato ferroviario, indicativamente dalla progr. km. +6738,00 alla progr. km. +6.955,00, del fascio che da via degli Altiforni prosegue lungo l'attuale tracciato della linea alta (profilo denominato "PLT 2"). Il fascio di binari corre a quota superiore all'attuale p.c., pertanto è prevista la realizzazione di un rilevato ferroviario di larghezza totale indicativa 7.5m, sostenuto dal muro di sostegno in esame.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 5.10-5.60 m

Altezza complessiva del muro min/max 5.40-5.90 m

Spessore del paramento verticale 0.80 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 7.50 m

Spessore della soletta di fondazione 0.80 m

Larghezza totale dell'opera 7.50 m



Altezza massima di scavo (compreso magrone) 0.30 m

Spessore del ballast..... 0.70 m

Per la planimetria dell'opera, si rimanda alla **Figura 6-65**.

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento. Quest'ultimo è stato semplificato rispetto la realtà, andando a studiare un semplice muro di sostegno a mensola.

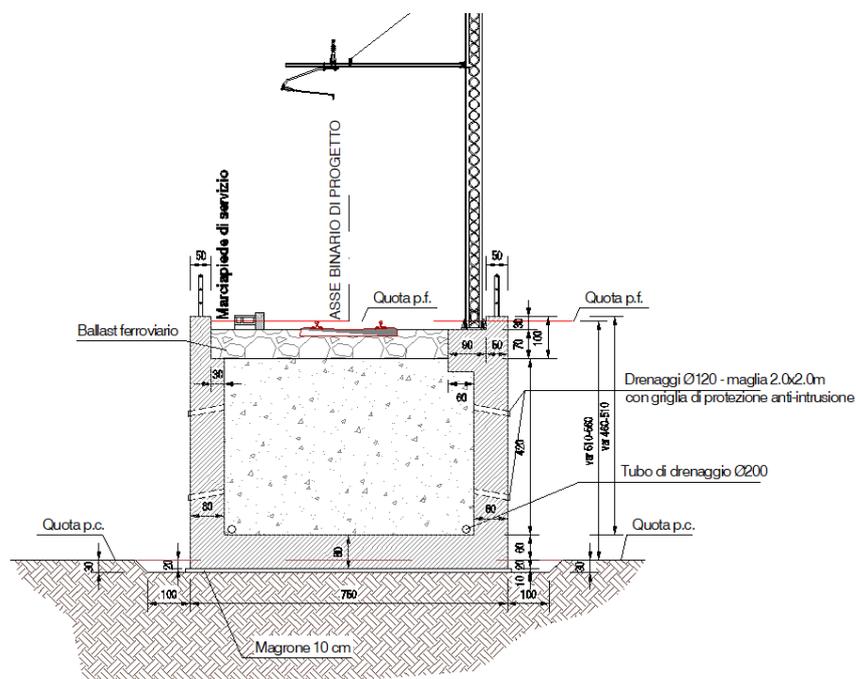


Figura 6-71: sezione tipo dell'intervento in esame.



Figura 6-72: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.



Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1.534	1.527	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.455	1.731	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		2.181	2.879	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.377	1.800	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1.937	1.517	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1.797	1.587	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		1.675	1.479	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		2.884	2.550	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		2.639	2.837	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		2.426	2.614	--	--	--	--
11	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.249	--	--
12	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.460	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.428	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.430	--	--
15	EQU (A1-M1-R3)		--	--	3.241	--	--	--
16	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	3.165	--	--	--
17	EQU (A1-M1-R3)		--	--	8.329	--	--	--
18	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.566	--	--	--

Figura 6-73: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

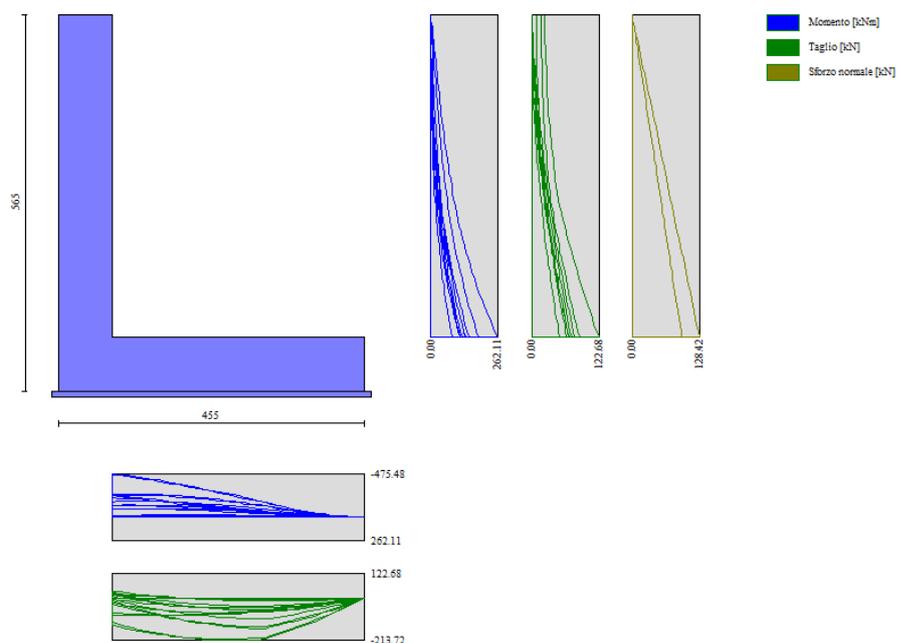


Figura 6-74: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).



Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x80cm, $\Phi 22/15$ sup/inf

Senza armatura resistente a taglio

$$M_{sd} = 476 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 715 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 214 \text{ kN/m} < V_{rd} = 300 \text{ kN/m}$$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.10.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione (dimensione media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 206 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 14 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 75 \text{ kg/mc}$

6.11 Muro CD03 a supporto dell'impalcato CD01B

Si riporta a seguire, brevemente, la verifica del tratto di muro che sostiene l'impalcato CD01B, già oggetto di verifica al §6.9.

Le caratteristiche geometriche sono indicativamente le stesse viste ai paragrafi precedenti, fatto salvo per lo spessore del paramento e della soletta che in questo caso sono pari a 1m (ringrosso spessore della soletta per almeno 6m); si è trascurata, in analogia al modello precedente, la continuità della soletta di fondazione lungo tutto il tratto CD03.

Si riporta la rappresentazione del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento.

I carichi agenti in sommità al muro sono quelli dovuti all'impalcato sul tratto CD01B (permanenti e variabili).

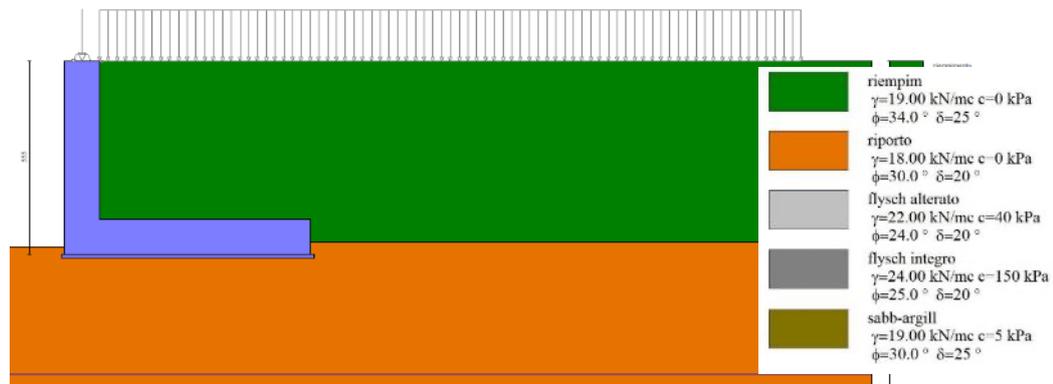


Figura 6-75: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali									
n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl	
1	STR (A1-M1-R3)		2.437	1.762	--	--	--	--	
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.394	1.729	--	--	--	--	
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.304	1.713	--	--	--	--	
4	STR (A1-M1-R3)		2.867	1.681	--	--	--	--	
5	STR (A1-M1-R3)		2.715	1.744	--	--	--	--	
6	STR (A1-M1-R3)		2.589	1.702	--	--	--	--	
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.460	--	--	
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.775	--	--	
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.732	--	--	
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	4.318	--	--	--	
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.821	--	--	--	
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.230	--	--	--	

Figura 6-76: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

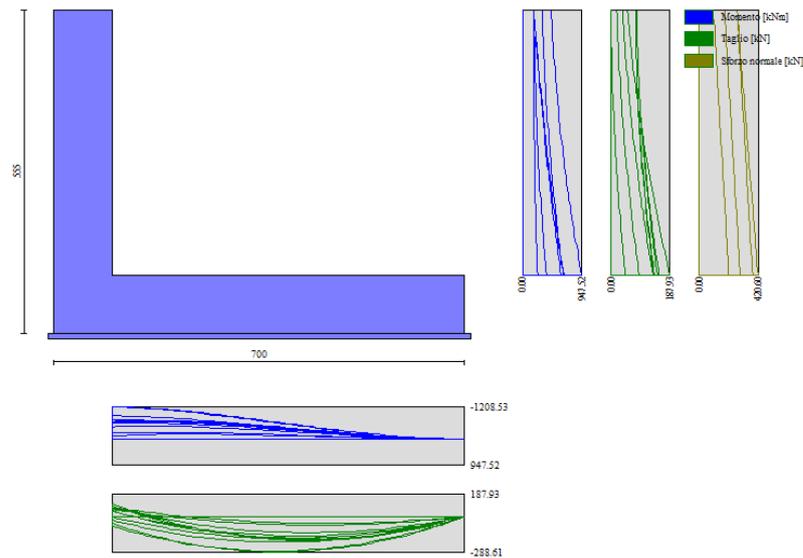


Figura 6-77: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x100cm, $\Phi 26/15$ int/est

Senza armatura resistente a taglio

$$M_{sd} = 947 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 1269 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 188 \text{ kN/m} < V_{rd} = 380 \text{ kN/m}$$

Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x100cm, $\Phi 26/15$ int/est

Senza armatura resistente a taglio

$$M_{sd} = 1208 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 1269 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 289 \text{ kN/m} < V_{rd} = 380 \text{ kN/m}$$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.11.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione (dimensione media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 8 \text{ m}$



Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 11 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 65 \text{ kg/mc}$

6.12 Rilevato CD02C

Si tratta in questo caso di un rilevato ferroviario realizzato in scarpata, denominato CD02C e che prosegue dall'opera CD03, indicativamente dalla progr. km.+6.955,00 alla progr. km. +7.276,00 (misurate lungo il profilo denominato "PLT 2"). L'estensione massima del rilevato è pari a 9.5m; il rilevato viene realizzato a ridosso delle opere ferroviarie esistenti (linea alta), muri di sostegno o rilevati in scarpata, e sulla parte opposta (lato mare) termina con una scarpata.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza complessiva del rilevato min/max 0-5.15 m

Larghezza complessiva del rilevato (max) 9.5 m

Pendenza della scarpata (lato mare) 2:3 m

Spessore del ballast (max) 0.7 m

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

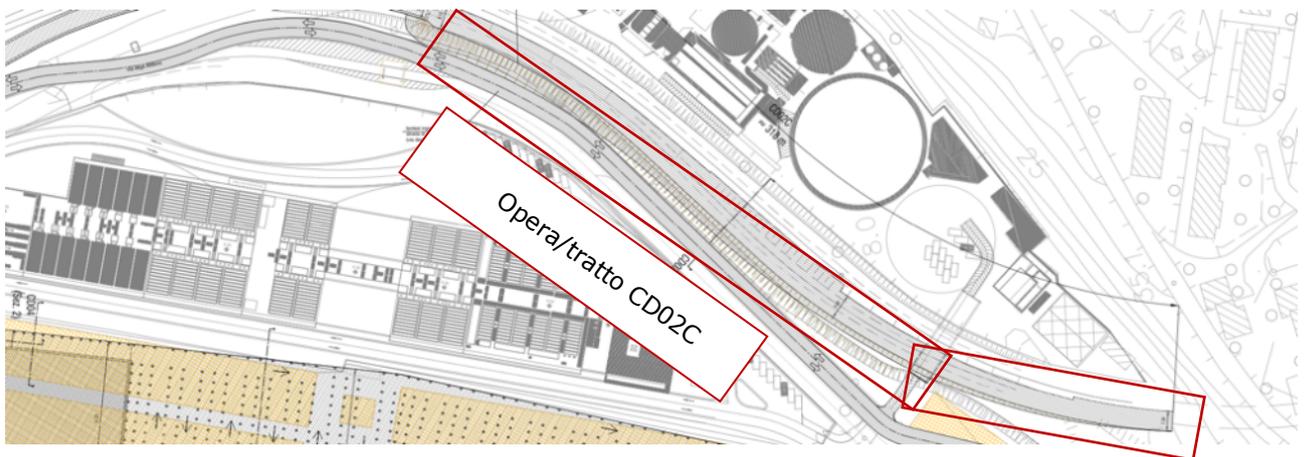


Figura 6-78: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Per ulteriori dettagli sul calcolo della stabilità si rimanda alla relazione geotecnica. Si riporta a seguire la rappresentazione tipo della geometria del rilevato.

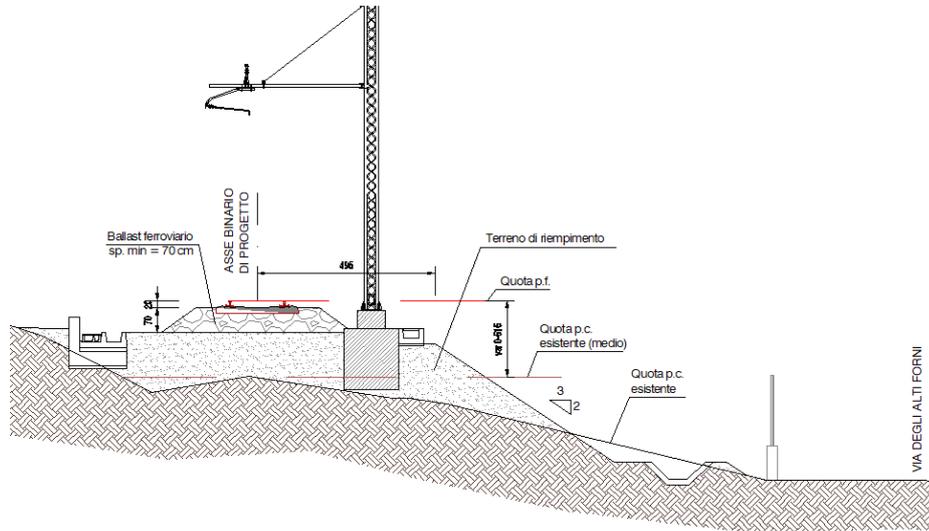


Figura 6-79: sezione tipo dell'intervento in esame.

6.13 Opere CD06-f, CD02F-a1 E CD02F-a2

Trattasi di muri di sostegno del rilevato ferroviario sul tratto parallelo alla nuova rampa stradale interna all'area Arvedi, che percorre indicativamente la stessa traccia della linea esistente (linea alta), in adiacenza all'area "Brico" verso lo stadio Nereo Rocco, indicativamente dalla progr. km. +7945 alla progr. km. +8196 (CD06-f) e dalla progr. km. +8146 alla progr. km. +8203(CD02F-a1) (sempre lungo il profilo denominato "PLT 2").

Il tratto CD02F-a2, che indicativamente va dalla progr. km. +8196 alla progr. km. +8330 (sempre lungo il profilo "PLT 2"), non ha necessità di opere, ma i rilevati vengono realizzati solo mediante scarpate (scavi e riporti).

Lungo questo tratto si trovano più fasci di binari a quote differenti, vi è la pertanto la necessità, dove non c'è sufficiente spazio per realizzare un rilevato in scarpata, di prevedere dei muretti di sostegno tra i vari fasci.

Si riportano a seguire le dimensioni principali delle opere.

Differenza di quota p.f. rispetto al p.c. attuale min/max 0.75-3.00 m

Altezza complessiva del muro min/max (da piano di fondazione) 1.00-3.00 m

Spessore del paramento verticale 0.50 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 3.20 m

Spessore della soletta di fondazione 0.50 m



Larghezza totale dell'opera min/max ~55-267 m

Altezza massima di scavo (compreso magrone) 2.00 m

Spessore del ballast..... 0.70 m

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

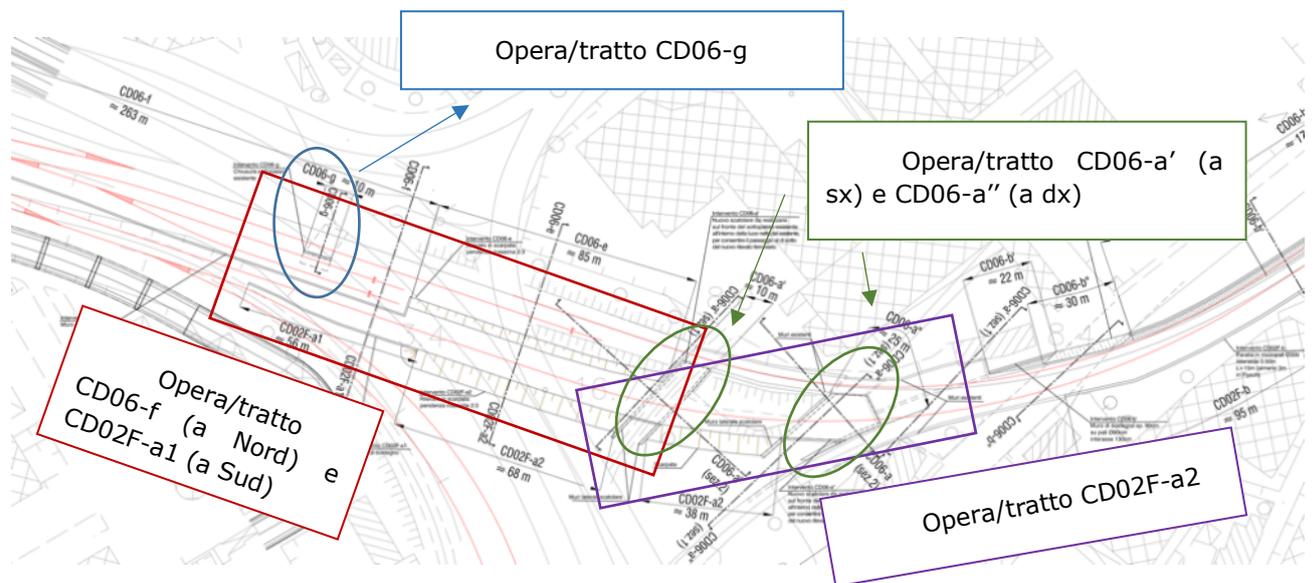


Figura 6-80: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo dei due muri, ed il calcolo utilizzato per il dimensionamento.

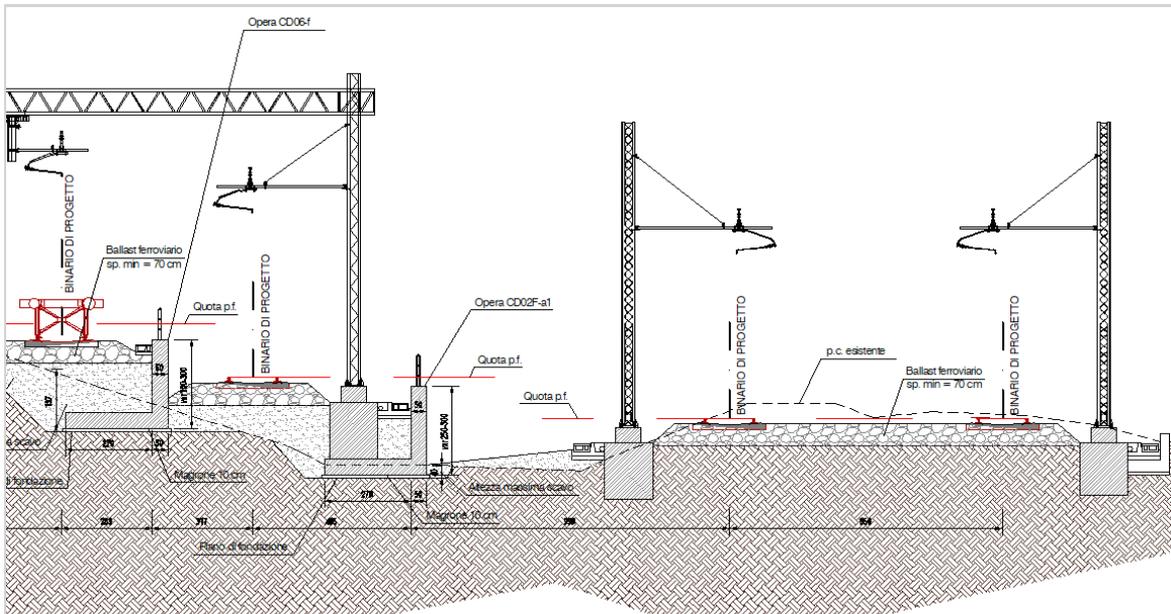


Figura 6-81: sezione tipo dell'intervento in esame: opere CD06-f (a sx) e CD02F-a1 (a dx).

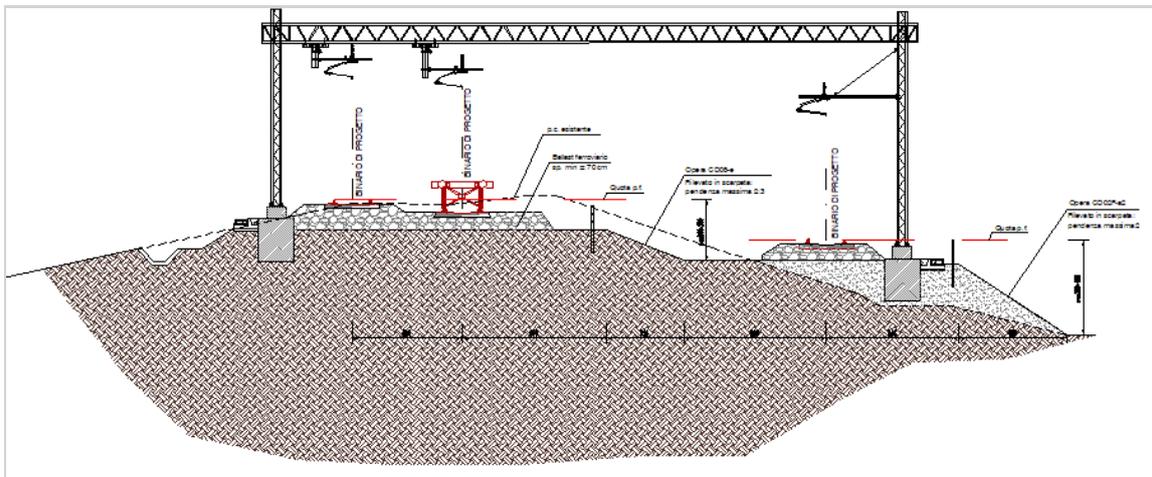


Figura 6-82: sezione tipo dell'intervento in esame: opera CD02F-a2.

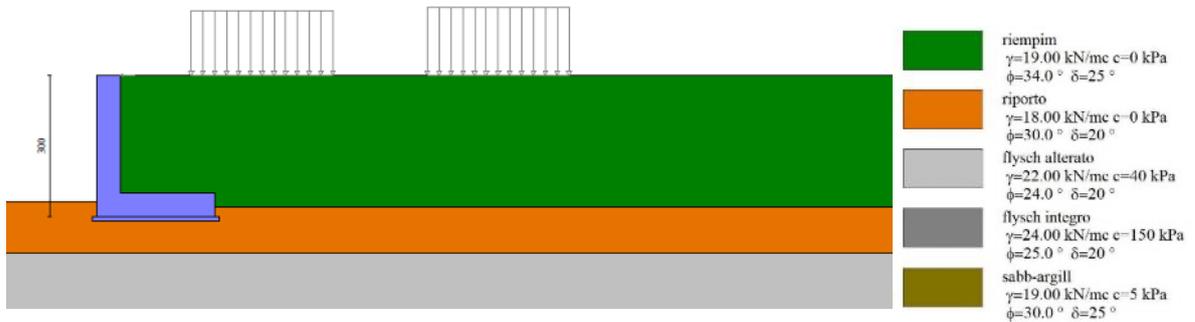


Figura 6-83: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.



Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		2.437	1.762	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.394	1.729	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.304	1.713	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2.867	1.681	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		2.715	1.744	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.589	1.702	--	--	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.460	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.775	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.732	--	--
10	EQU (A1-M1-R3)		--	--	4.318	--	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2.821	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.230	--	--	--

Figura 6-84: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

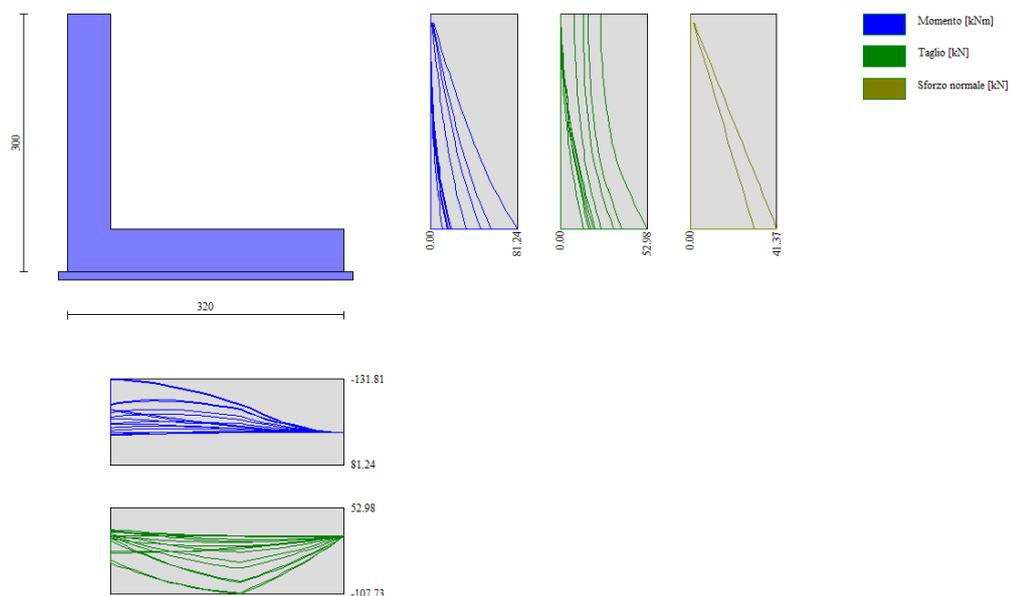


Figura 6-85: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).

Verifica della sezione di fondazione

Sez. 100x50cm, $\Phi 20/15$ sup/inf

Senza armatura resistente a taglio



$$Msd = 132 \text{ kNm/m} < Mrd = 351 \text{ kNm/m}$$

$$Vsd = 110 \text{ kN/m} < Vrd = 220 \text{ kN/m}$$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.13.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione in esame (dimensione media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera CD02F-a1: $L_{tot} \sim 55 \text{ m}$

Lunghezza complessiva dell'opera CD06-f: $L_{tot} \sim 267 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo (medio): $V_{cls} = 2.2 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 105 \text{ kg/mc}$

6.14 Muro CD06-g

Si tratta di un muro da realizzarsi al di sotto del rilevato ferroviario sostenuto dalle opere CD06-f e CD02F-a1, necessario per la chiusura del sottopasso attualmente presente, indicativamente in corrispondenza della progr. km. +8170 (lungo il profilo "PLT 2").

Il sottopasso esistente, infatti, a causa dell'interferenza con la nuova ferrovia (quote, tracciati, ingombro rilevati, etc.), non può rimanere in funzione e, fatta salva la possibilità di demolirlo e sostituirlo con un semplice rilevato, si prevede in questa fase la sua semplice chiusura e formazione del rilevato nel tratto in ampliamento.

Il muro di chiusura viene realizzato solo sull'accesso lato nuovo rilevato. Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. (attuale) rispetto al p.c. attuale max $\sim 4.50 \text{ m}$

Altezza complessiva del muro max $\sim 4.80 \text{ m}$

Spessore del paramento verticale 0.60 m

Larghezza complessiva della soletta di fondazione 4.00 m

Spessore della soletta di fondazione 0.60 m

Larghezza totale dell'opera $\sim 9.00 \text{ m}$



Altezza massima di scavo (compreso magrone) 0.30 m

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento. Si trascura, cautelativamente, la presenza dell'opera esistente davanti al muro.

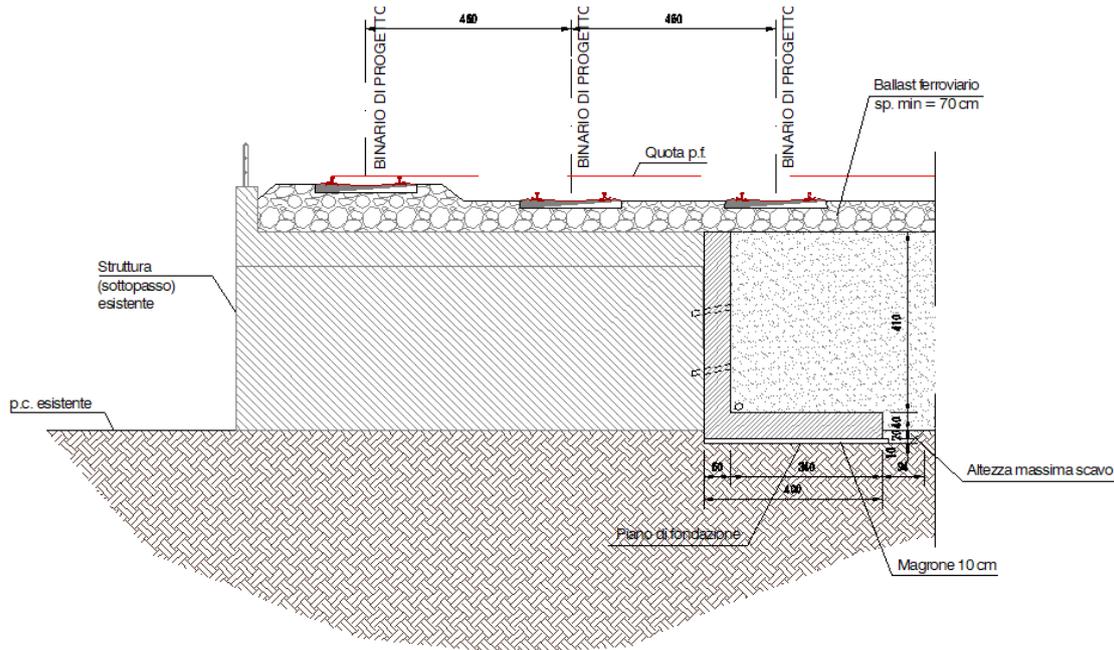


Figura 6-86: sezione tipo dell'intervento in esame.

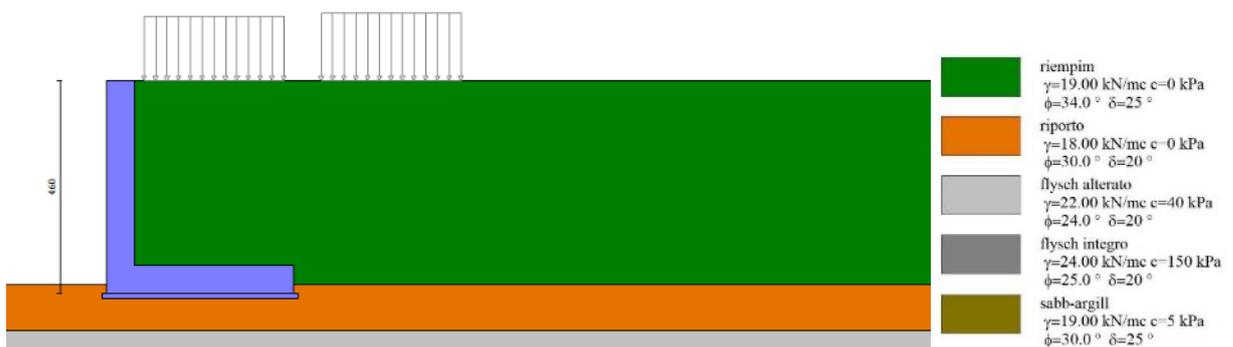


Figura 6-87: schema del muro modellato con Max 15 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche (FS), estrapolata dal programma di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.



Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	F Ssco	F Sqlim	F Srib	F Sstab	F Shyd	F Supl
1	STR (A1-M1-R3)		1.860	6.989	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		3.571	10.361	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.512	7.839	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		1.241	6.877	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.429	8.247	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2.235	6.352	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		2.118	6.883	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		1.978	6.503	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		4.325	8.984	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		4.089	8.704	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		3.807	9.190	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		1.616	6.641	--	--	--	--
13	STR (A1-M1-R3)		1.499	7.062	--	--	--	--
14	STR (A1-M1-R3)		1.359	6.569	--	--	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.358	--	--
16	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.709	--	--
17	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.619	--	--
18	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.260	--	--
19	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.589	--	--
20	EQU (A1-M1-R3)		--	--	6.818	--	--	--
21	EQU (A1-M1-R3)		--	--	15.949	--	--	--
22	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	3.772	--	--	--
23	EQU (A1-M1-R3)		--	--	4.328	--	--	--
24	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.906	--	--	--

Figura 6-88: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Max 15.

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo del muro (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo del muro. Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

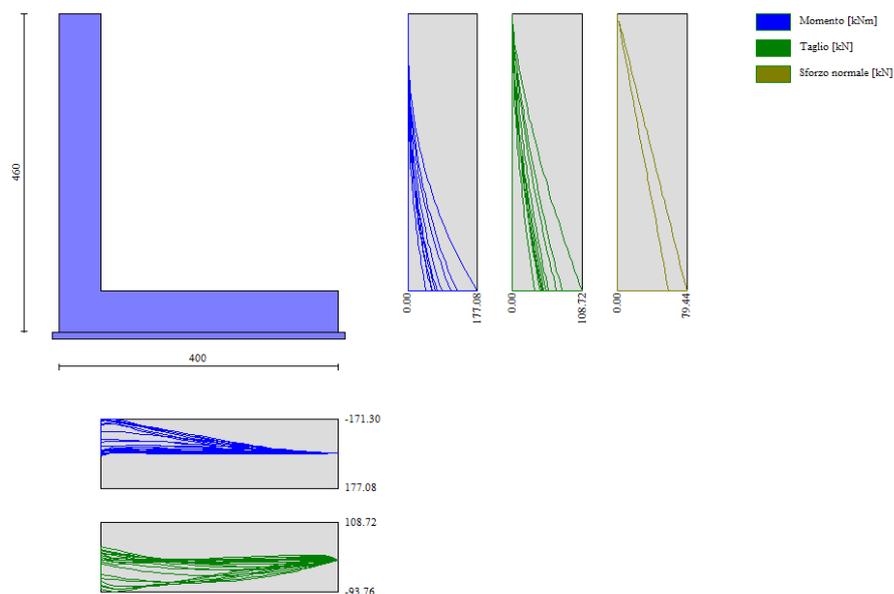


Figura 6-89: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Max 15 (involuppo cc SLU).



Verifica della sezione di elevazione

Sez. 100x60cm, $\Phi 16/15$ int/est

Senza armatura resistente a taglio

$M_{sd} = 177 \text{ kNm/m}$ < $M_{rd} = 283 \text{ kNm/m}$

$V_{sd} = 109 \text{ kN/m}$ < $V_{rd} = 221 \text{ kN/m}$

Anche le verifiche SLE, qui non riportate, sono state svolte e risultano soddisfatte.

6.14.1 *Incidenza armatura*

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione (dimensione media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 9 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 60 \text{ kg/mc}$

6.15 Sottopassi CD06-a' E CD06-a''

Si riporta a seguire la verifica del prolungamento dei sottopassi posti in adiacenza all'area "Brico", che proprio dal parcheggio antistante all'area commerciale, in via Valmaura, sottopassano la ferrovia e portano al piazzale presente sul lato opposto (sul lato di via Rio Primario), indicativamente alla progr. km. +8287 e progr. km. +8341 (misurate lungo il profilo "PLT 2").

Complessivamente l'intervento riguarda due sottopassi:

CD02-a': il primo sottopasso lato Ovest, che dal parcheggio dell'area commerciale (c.d. "area Brico") porta al piazzale sul lato opposto;

CD02-a'': il secondo sottopasso verso Est, che in realtà si compone di due sottopassi, che si congiungono poi all'uscita sul piazzale sul lato opposto alla c.d. "area Brico". Il primo sottopasso si apre dal parcheggio lato Nord-Est, mentre il secondo, più lungo, si apre da via Rio Primario sul lato Nord della ferrovia.

Si riporta a seguire un'immagine estratta da Google Earth che aiuta ad individuare le opere.

Per la planimetria dell'opera, si rimanda alla **Figura 6-80**.



Figura 6-90: immagine di Google Earth con individuazione delle opere oggetto di intervento.

6.15.1 Sottopasso CD06-a'

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza complessiva dell'opera (max)..... 6.0 m

Larghezza complessiva dell'opera (max)..... ~10.0 m

Spessore delle pareti verticali esterne 0.8 m

Spessore della soletta di fondazione..... 0.8 m

Spessore della soletta di copertura 0.8 m

Spessore del ballast e del terreno di ricoprimento (max).... 1.0 m

Altezza massima di scavo 0.9 m



Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento, eseguito con il programma Scat della Aztec.

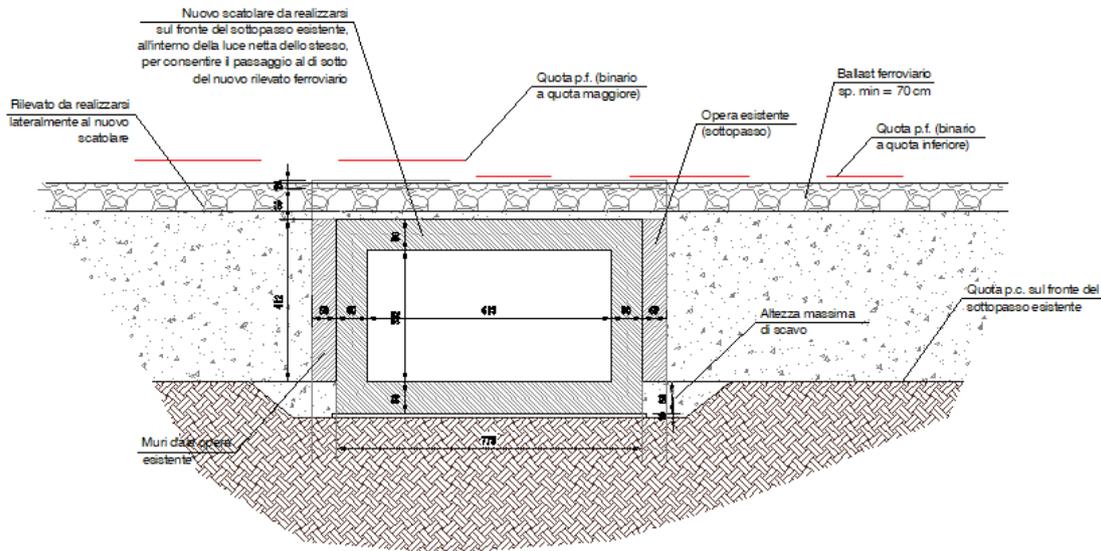


Figura 6-91: sezione tipo dell'intervento in esame.

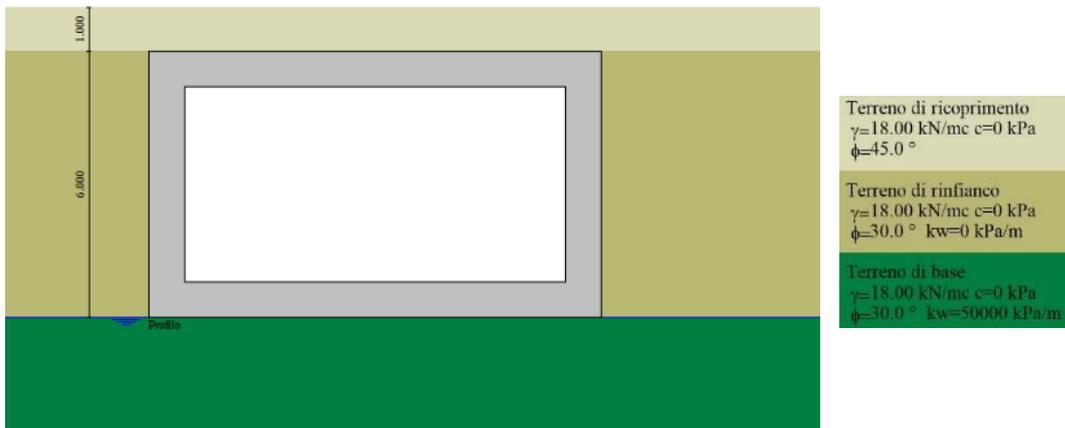


Figura 6-92: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.

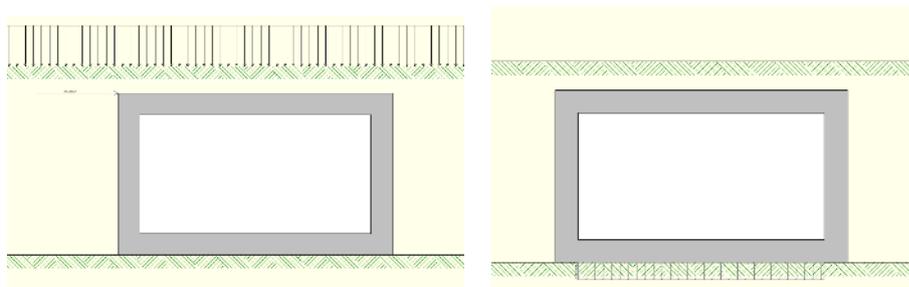


Figura 6-93: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.



Relazione di calcolo strutture ferroviarie

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei risultati ottenuti nella cc di carico (SLU) più gravosa in termini di tensioni sul terreno. Tutte le verifiche geotecniche risultano soddisfatte (data la tipologia di opera e di rinterro su entrambi i lati, non sono svolte le verifiche a ribaltamento e scorrimento).

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)			
Spinte e Pressioni Sollecitazioni max comb. Sollecitazioni max			
Pressione in calotta [kPa]	23.4000	Angolo di diffusione dei carichi [°]	45.00
Risultante direzione X [kN]	472.50	Risultante direzione Y [kN]	1739.49
Piedritto sinistro		Piedritto destro	
Coefficiente di spinta	0.4408	Coefficiente di spinta	0.4408
Spinta statica [kN]	431.44	Spinta statica [kN]	431.44
Coefficiente di spinta sismico	0.0000	Coefficiente di spinta sismico	0.0000
Incremento sismico [kN]	0.00	Incremento sismico [kN]	0.00
Pressione max sul terreno [kPa]	503	Coefficiente ribaltamento	--
Coefficiente scorrimento	--		
Carico limite della fondazione [kN]	15351.9470	dettagli >>	
Falda			
Pressione in calotta [kPa]	--	Spinta [kN]	--
		Sottospinta [kPa]	--
Combinazioni analizzate 31			
<< Comb. 3 >>		Chiudi	Help

Figura 6-94: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.

A seguire si riporta la verifica manuale della capacità portante della fondazione dello scatolare nella combinazione di carico più critica, che risulta soddisfatta.

Teoria statica di base

Terzaghi '43 Brinch Hansen '70 EC7-2004 Roccia

Meyerhof '63 Vesic '75 Richards '93

Custom Greek (EAK2000)

Sub-teoria per N_y Poulos & altri (2001) Limitazioni

Considera combinazioni sismiche per clim, con:

Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0,050-k_{hk}=0,010-k_v=\pm 0,005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: [Dati sismici](#)

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri

In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri

Budhu & Al-Karni Richards altri

$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y \cdot b_y$

Geometria fondazione-terreno

Base [B] (m): 10 Lunghezza [L] (m): 30

Profondità [D] (m): 6 Incl. base [a] (deg): 0.0

Ind. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [q0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	18	19	30	0	0.00	15.00	50000	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00*B+D=20.00+6.00 m)

γ (kN/m ³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Eed (kPa)	Dr
9.90	30.0	0.00		50000	0.90

Profondità falda (m) 8 (dal piano di campagna)

Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

Considera punzonamento con il criterio di:

Terzaghi Vesic (Sabbie) Vesic (se $I_r < I_{r_crit}$)

$I_r = 126.61 - I_{r_crit} = 117.07$

Piano campagna

Dettaglio superficie rottura [Copia grafico](#)

Risultati

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 1740.00$ kN - $MB = 2900.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm

$HL = 0.00$ kN - $HB = 472.50$ kN

	c	q	y
N_c, N_q, N_y	30.140	18.401	15.926
s_c, s_q, s_y	1.117	1.111	0.933
d_c, d_q, d_y			
i_c, i_q, i_y	0.537	0.562	0.409
b_c, b_q, b_y	1.000	1.000	1.000
ϕ_c, ϕ_q, ϕ_y			
e_c, e_q, e_y			

q' (kPa) 108.00

Avvisi

q_{ult} (kPa): 1442.05 Q_{ult} (kN): 288410.95 R: 165.753 > R3=2.3

Resistenza a scorrimento (kNm): 1004.59 R: 2.126 > R3=1.1

Minimo fattore di sicurezza q_{ult} (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 1740.00$ kN - $MB = 2900.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm

$HL = 0.00$ kN - $HB = 472.50$ kN

q_{ult} (kPa): 1442.05 Q_{ult} (kN): 288410.95 R: 165.753 > R3=2.3

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 1740.00$ kN - $MB = 2900.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm

$HL = 0.00$ kN - $HB = 472.50$ kN

Resistenza a scorrimento (kNm): 1004.59 R: 2.126 > R3=1.1



Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo nelle pareti e nelle solette del sottopasso (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo (soletta superiore). Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

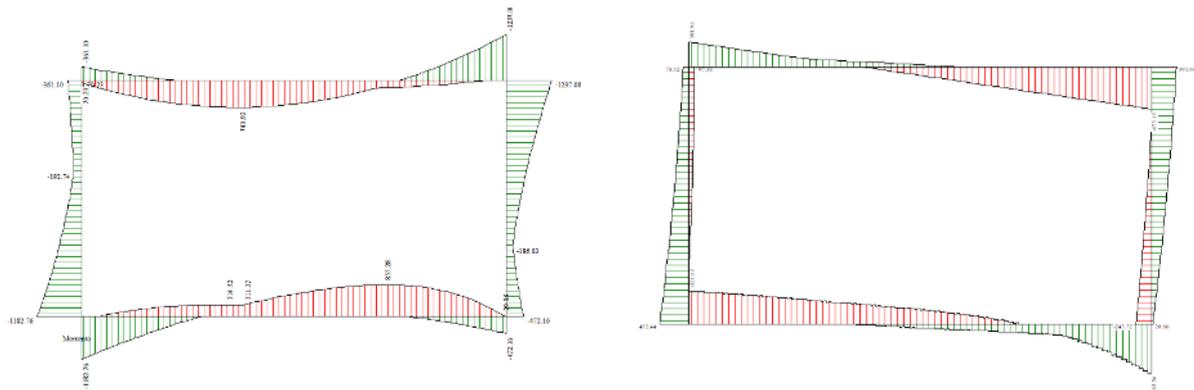


Figura 6-95: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (involuppo cc SLU)- momento flettente (sa sx) e taglio (a dx).

Verifica della soletta di copertura

Sez. 100x80cm, $\Phi 30/15$ sup/inf

Armatura resistente a taglio: ganci soletta sup/inf d14/30*30cm

$M_{sd} = -1237$ kNm/m " $<$ " $M_{rd} = -1313$ kNm/m

$V_{sd} = 673$ kN/m $<$ $V_{rd} = 767$ kN/m

Le verifiche SLE, non riportate, risultano anch'esse soddisfatte.

6.15.2 Sottopasso CD06-a''

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza complessiva dell'opera (max) 6.0 m

Larghezza complessiva dell'opera (max) ~17.0 m

Luce di calcolo massima della soletta ~12.0 m

Spessore delle pareti verticali esterne 1.0 m



- Spessore della parete verticale interna 1.0 m
- Spessore della soletta di fondazione..... 1.0 m
- Spessore della soletta di copertura 1.0 m
- Spessore del ballast e del terreno di ricoprimento (max).... 1.0 m
- Altezza massima di scavo 1.1 m

Si riportano a seguire le rappresentazioni della geometria della sezione tipo, e del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento, eseguito con il programma Scat della Aztec..

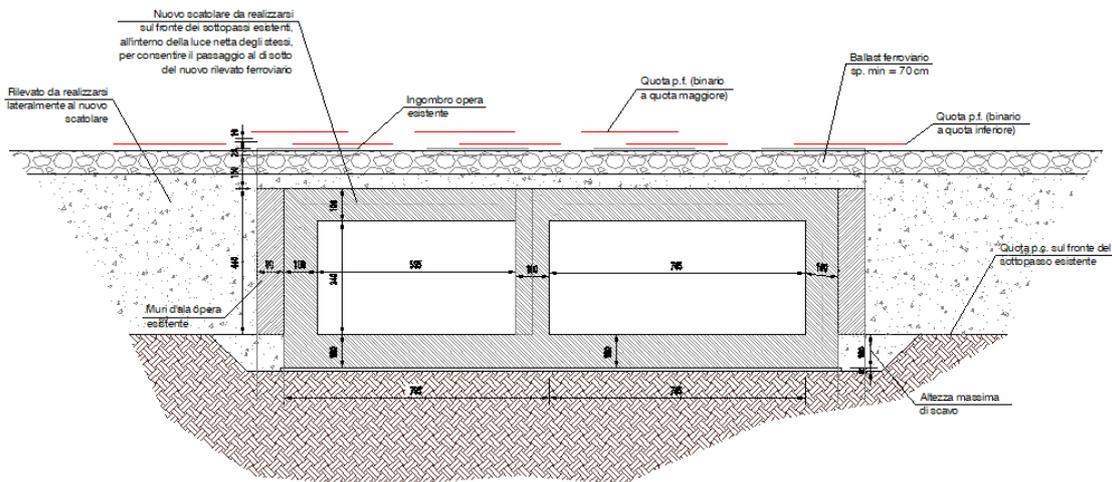


Figura 6-96: sezione tipo dell'intervento in esame.

Si riporta a seguire il calcolo dello scatolare nella sezione più gravosa in termini di luci (sezione senza muro interno rompitratta).

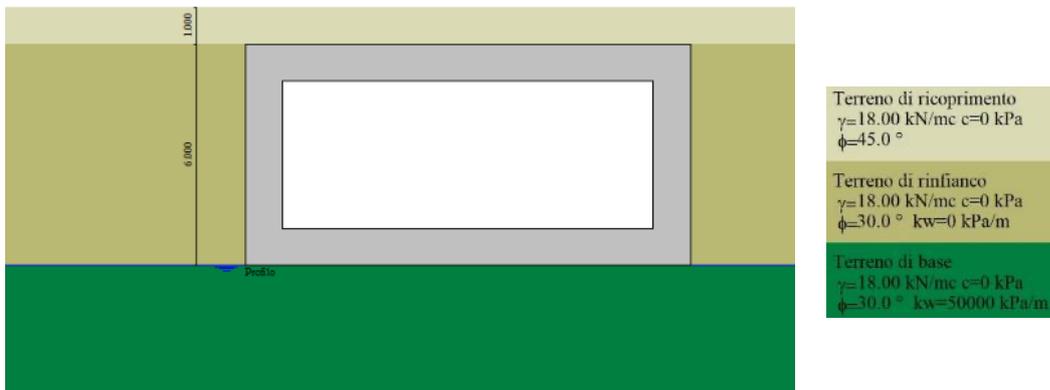


Figura 6-97: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.

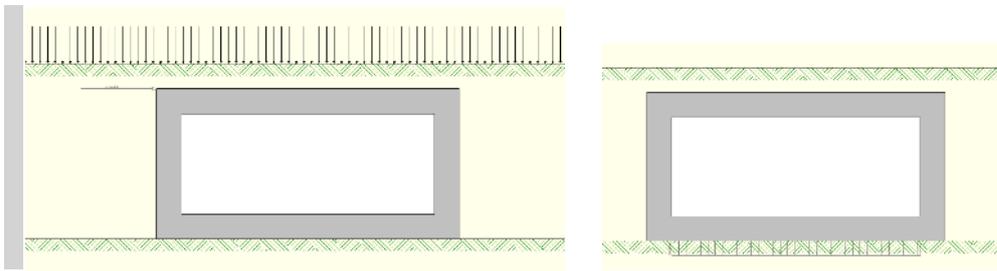


Figura 6-98: schema del muro modellato con Scat 14 e applicazione dei carichi.

Si riporta a seguire la schermata di sintesi dei risultati ottenuti nella combinazione di carico (SLU) più gravosa in termini di pressioni sul terreno. Tutte le verifiche geotecniche risultano soddisfatte (data la tipologia di opera e di rinterro su entrambi i lati, non sono svolte le verifiche a ribaltamento e scorrimento).

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)					
Spinte e Pressioni		Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max	
Pressione in calotta [kPa]	23.4000	Angolo di diffusione dei carichi [°]	45.00		
Risultante direzione X [kN]	567.00	Risultante direzione Y [kN]	2201.68		
Piedritto sinistro		Piedritto destro			
Coefficiente di spinta	0.4408	Coefficiente di spinta	0.4408		
Spinta statica [kN]	431.44	Spinta statica [kN]	431.44		
Coefficiente di spinta sismico	0.0000	Coefficiente di spinta sismico	0.0000		
Incremento sismico [kN]	0.00	Incremento sismico [kN]	0.00		
Pressione max sul terreno [kPa]	481				
Coefficiente scorrimento	--	Coefficiente ribaltamento	--		
Carico limite della fondazione [kN]	21243.9176			dettagli >>	
Falda					
Pressione in calotta [kPa]	--	Spinta [kN]	--		
		Sottospinta [kPa]	--		
Combinazioni analizzate		31			
<<	Comb. 3	>>	Chiudi	Help	

Figura 6-99: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Scat 14.

A seguire si riporta la verifica manuale della capacità portante della fondazione dello scatolare nella cc più critica, che risulta soddisfatta.



Teoria statica di base
 Terzaghi '43 Brinch Hansen '70 EC7-2004 Roccia
 Meyerhof '63 Vesic '75 Richards '93
 Custom Greek (EAK2000)

Sub-teoria per Ny: Poulos & altri (2001) Limitazioni

Considera combinazioni sismiche per qlm, con:
 Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0,050 \cdot k_{hk}=0,010 \cdot k_{y}=\pm 0,005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: **Dati sismici**
 Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri
 In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)
 Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone altri
 Budhu & Al-Karni Richards altri

$q_{ult} = c' \cdot N_c + s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q + s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y$

Geometria fondazione-terreno
 Base [B] (m): 12 Lunghezza [L] (m): 30
 Profondità [D] (m): 6 Incl. base [a] (deg): 0.0
 Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [g0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	γnat (kN/m³)	γsat (kN/m³)	φ (deg)	c' (kPa)	c _u (kPa)	H _{str} (m)	E _{ed} (kPa)	Dr
1	18	19	30	0	0.00	20	50000.0	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00 B+D=24.00+6.00 m)

γ (kN/m³)	φ (deg)	c' (kPa)	c _u (kPa)	E _{ed} (kPa)	Dr
9.75	30.0	0.00		50000.0	0.90

Profondità falda (m): 8 (dal piano di campagna)
 Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate
 Considera punzonamento con il criterio di:
 Terzaghi Vesic (Sabbie) Vesic (se $I_r < I_{r_crit}$)
 $I_r = 120.28 - I_{r_crit} = 111.15$

Piano campagna
 Quota falda: -8.00
 12.00
 20.00

Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Risultati
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 N=2200.00 kN - MB=4400.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=570.00 kN

	c	q	y
N _c , N _q , N _y	30.140	18.401	15.926
s _c , s _q , s _y	1.141	1.133	0.920
d _c , d _q , d _y			
i _c , i _q , i _y	0.561	0.585	0.433
b _c , b _q , b _y	1.000	1.000	1.000
g _c , g _q , g _y			
p _c , p _q , p _y			
e _c , e _q , e _y			

Dimensioni efficaci B' (m): 8.00
 L' (m): 30.00
 q' (kPa): 108.00

Avvisi
 q_{ult} (kPa): 1564.52 Q_{ult} (kN): 375485.95 R: 170.675 > R3=2.3
 Resistenza a scorrimento (kNm): 1270.17 R: 2.228 > R3=1.1
 Minimo fattore di sicurezza q_{ult} (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 N=2200.00 kN - MB=4400.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=570.00 kN
 q_{ult} (kPa): 1564.52 Q_{ult} (kN): 375485.95 R: 170.675 > R3=2.3
 Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 N=2200.00 kN - MB=4400.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=570.00 kN
 Resistenza a scorrimento (kNm): 1270.17 R: 2.228 > R3=1.1

Si riporta la rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo nelle pareti e nelle solette del sottopasso (involuppo delle combinazioni SLU), utilizzate per dimensionare le opere. Successivamente si riporta inoltre, a titolo esemplificativo, la verifica SLU di una sezione tipo (soletta superiore). Tutte le verifiche SLU e SLE sono state svolte su tutte le sezioni e risultano tutte verificate con le caratteristiche di geometria ed armature qui definite.

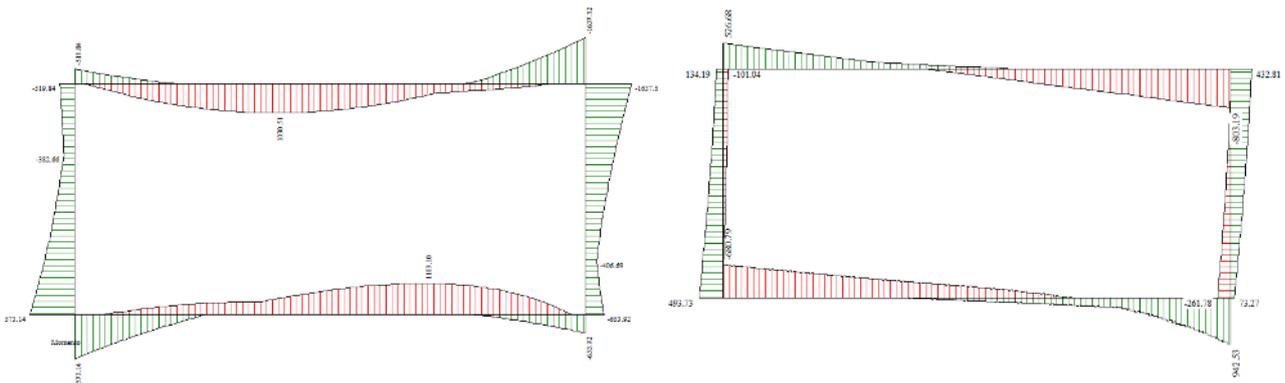


Figura 6-100: sollecitazioni agenti sul muro calcolate con Scat 14 (involuppo cc SLU)- momento flettente (sopra) e taglio (sotto).

Verifica della soletta di copertura

Sez. 100x100cm, $\Phi 32/15$ sup/inf

Armatura resistente a taglio: ganci soletta sup/inf $\Phi 12/30 \cdot 30$ cm

Msd = -1638 kNm/m << Mrd = -1908 kNm/m



$$V_{sd} = 527 \text{ kN/m} < V_{rd} = 708 \text{ kN/m}$$

Le verifiche SLE, non riportate, risultano anch'esse soddisfatte.

6.15.3 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per le sezioni in esame è pari a:

Opera CD06-a'

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 30 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 24 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 130 \text{ kg/mc}$

Opera CD06-a'' (3 muri)

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 20 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 45 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 130 \text{ kg/mc}$

Opera CD06-a'' (2 muri)

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} \sim 10 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 24 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 130 \text{ kg/mc}$

6.16 Opere CD02F-b, CD06-b' E CD02F-b'': sottopasso Rio Primario e sottopasso via San Sabba

Lungo il tratto che da San Sabba va verso lo stadio Nereo Rocco, è previsto il rifacimento e/o integrazione dei fasci di binari attualmente presenti. I nuovi binari rispetteranno indicativamente le stesse quote del binario attualmente esistente.



L'opera CD02F-b va indicativamente dalla progr. km. +8420 alla progr. km. +8518, l'opera CD06-b' dalla progr. km. +8430 alla progr. km. +8598 e la CD06-b'' alla progr. km. +8412 (lungo il profilo "PLT 2").

Questo tratto è caratterizzato nella parte iniziale dalla sopraelevazione (esistente) della ferrovia rispetto al p.c. e stradale; in questo tratto vi è infatti tutta una serie di opere (paratie di sostegno e rilevato a tergo, e allargamento di sottopassi esistenti) che consentono alla ferrovia di svilupparsi a quota superiore rispetto al p.c. e di sovrappassare le strade presenti; la ferrovia prosegue a bassa pendenza (comunque in risalita procedendo verso Est), mentre la strada, a partire dal sottopasso di via Rio Primario, inizia a salire, inizialmente con una bassa pendenza (fino all'intersezione tra via Rio Primario e via Miani), e successivamente a pendenza maggiore lungo via Miani verso lo stadio.

Nel tratto finale (via Miani verso stadio) si ha infatti che la strada e la ferrovia raggiungono la stessa quota (indicativamente all'inizio di via Miani), e successivamente la strada prosegue a quota maggiore e la ferrovia in trincea, fino alla galleria di San Pantaleone, dove termina il progetto in esame.

Nello specifico, nella sezione considerata, si ha l'allargamento dell'attuale sede ferroviaria per consentire l'alloggiamento di due binari e dei relativi servizi, pozzetti/cunicoli dell'elettrificazione.

Nel tratto in esame sono presenti i seguenti interventi:

CD02F-b: paratia lato rilevato (lato Sud, dove è necessario allargare la sede ferroviaria) realizzata con micropali, successivamente rivestiti con spritz beton;

CD06-b': muro (su pali di fondazione) lato parcheggio camper in via Primario (zona Nord), dove è necessario realizzare l'opera di sostegno con successivo rinterro a tergo, per l'allargamento del rilevato della sede ferroviaria;

CD06-b'' ("all'interno" dell'intervento CD06-b'): impalcato (con travi tralicciate su muri e pali di fondazione) per l'allargamento del sottopasso di via Rio Primario.

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

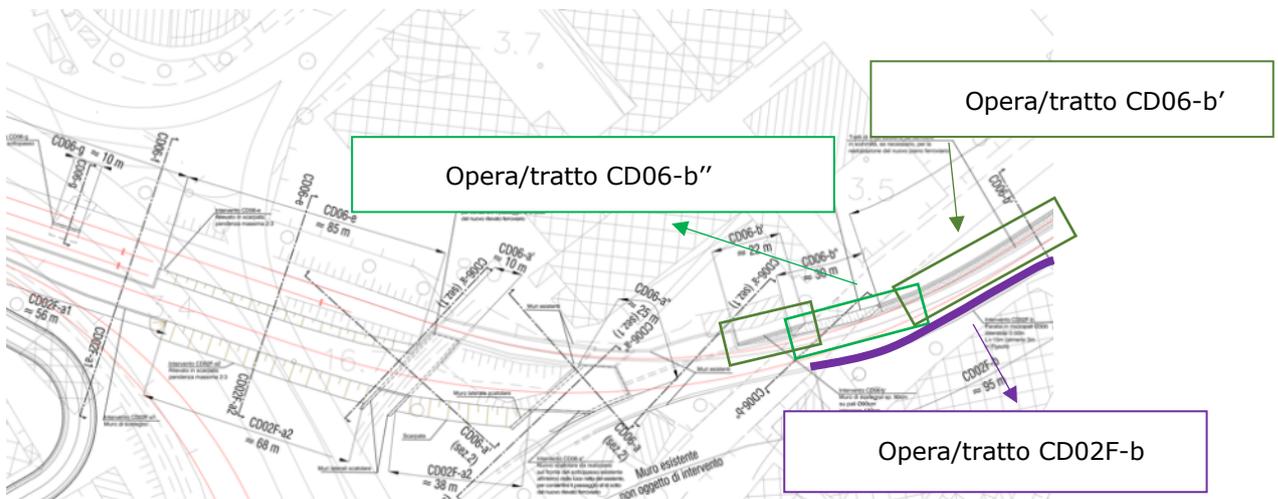


Figura 6-101: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Si riportano a seguire le verifiche delle due opere e la rappresentazione della geometria delle sezioni tipo.

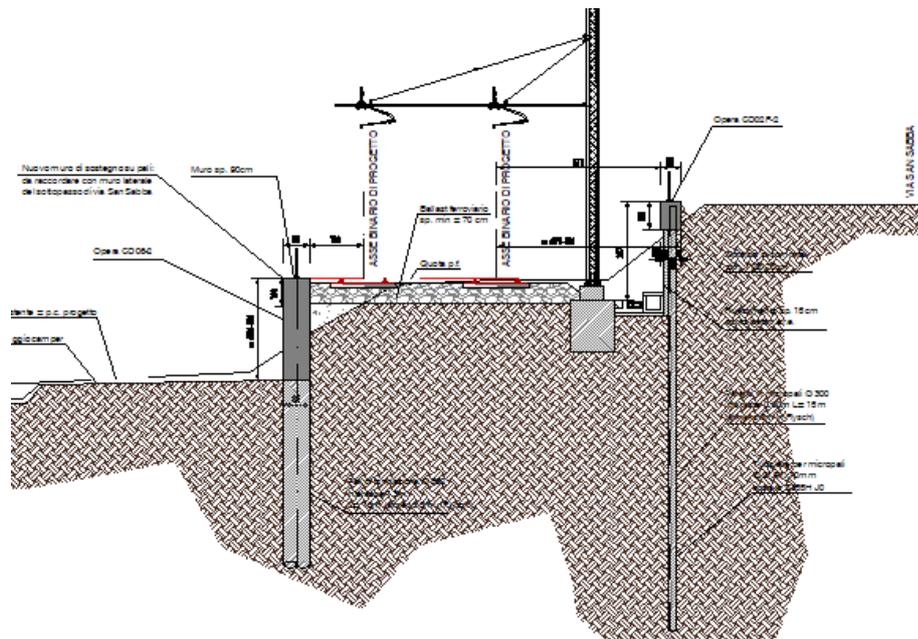


Figura 6-102: sezione tipo dell'intervento in esame: tratti CD06-b' e CD02F-b.

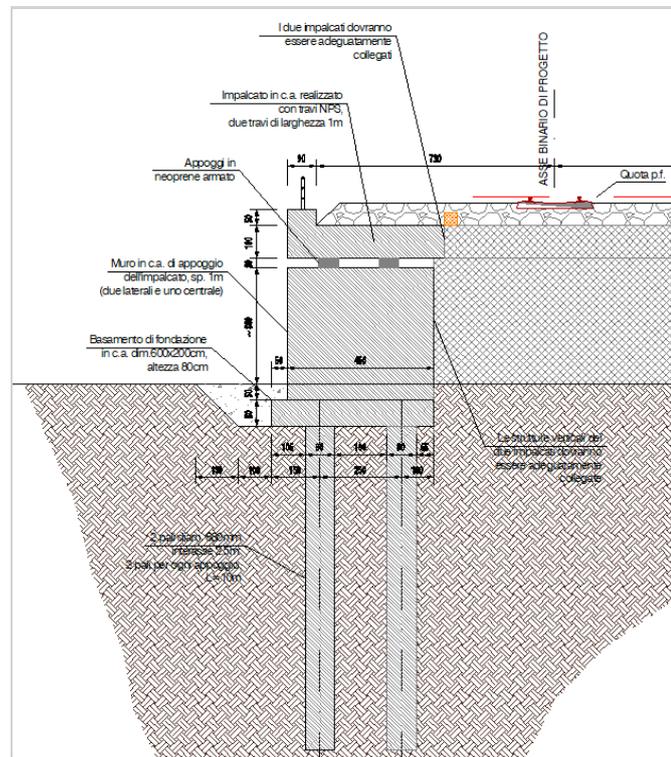


Figura 6-103: sezione tipo dell'intervento in esame: tratti CD02F-b''.

6.16.1 Opera CD02F-b

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota piano fondazione ballast a piano strada ~3.50 m

Altezza complessiva dei pali rivestiti (fuori terra) ~3.50 m

Diametro pali..... 0.3 m

Interasse pali..... 0.6 m

Lunghezza pali..... 15 m (almeno 3m in Flysch)

Dimensione cordolo sommità 70x100 m

Spessore rivestimento in spritz beton e r.e. 0.15 m

Altezza massima di scavo 3.5 m



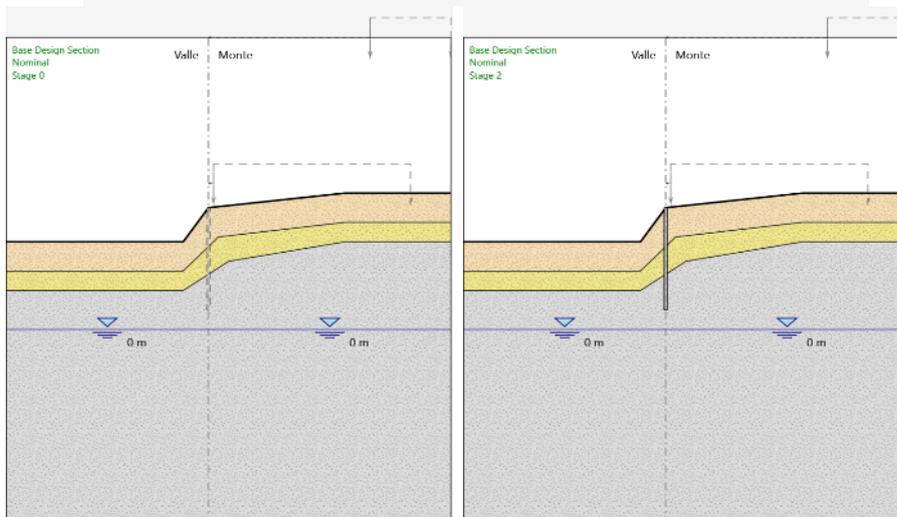
Spessore del ballast..... 0.70 m

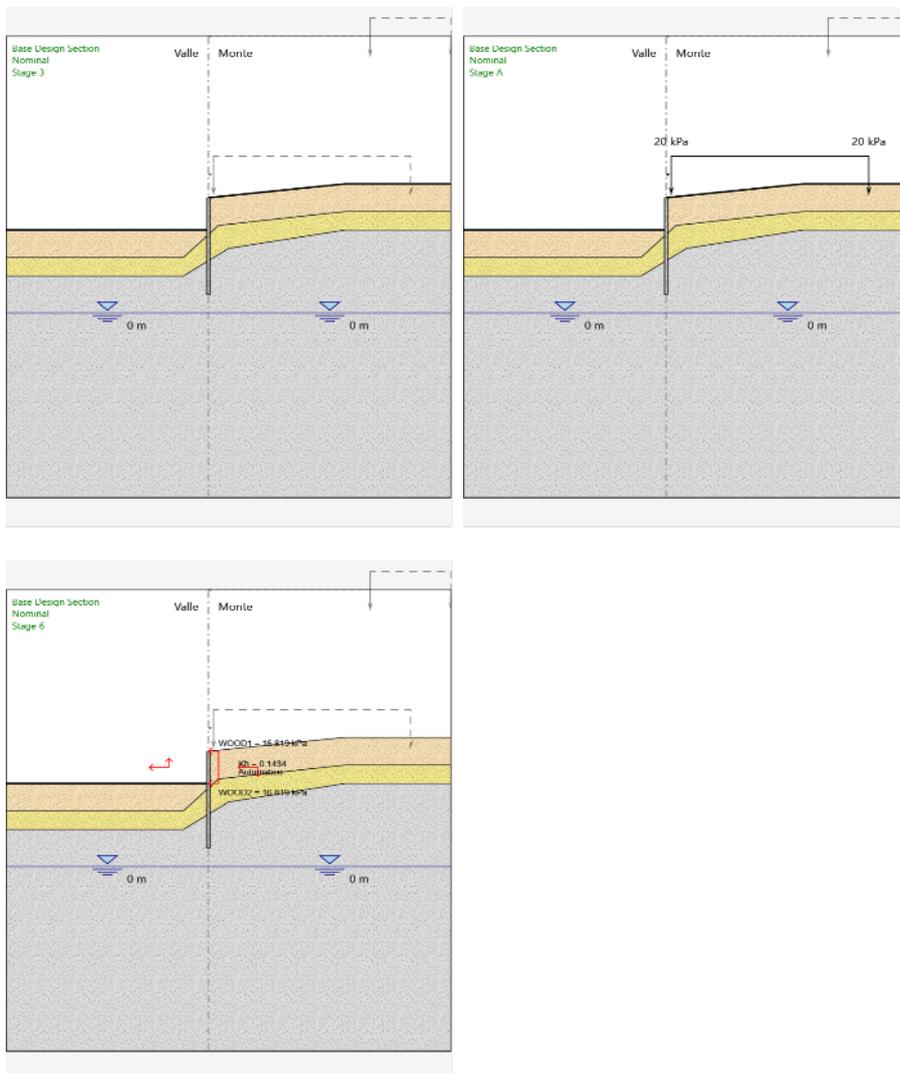
Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello della paratia:

- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia;
- stage2: scavo fino a quota -3.5m dalla sommità della paratia, per la realizzazione delle opere accessorie alla ferrovia (p.e. fondazioni dei pali dell'elettrificazione, pozzetti canalette);
- stage3: applicazione dei carichi esterni (stradali a monte) e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia;
- stage4: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo).

Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

Terreni	YBRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	K _x [m/s]	K _z [m/s]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	E _{vc} = 4000 E _{ur} = 12000
riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	E _{vc} = 5000 E _{ur} = 8000
flysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	E _{vc} = 150000 E _{ur} = 240000
flysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	E _{vc} = 250000 E _{ur} = 400000





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti, se presenti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)



Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica delle paratie agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma.

Si riportano a seguire le sollecitazioni sulla struttura e l'esempio della verifica della sezione tipo.

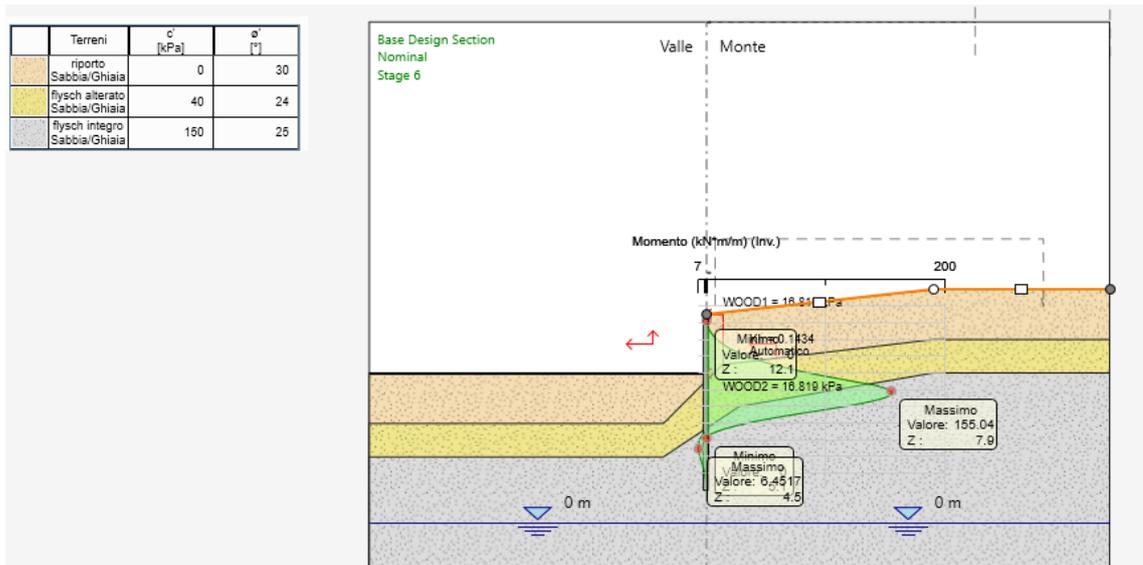


Figura 6-104: involucro dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.

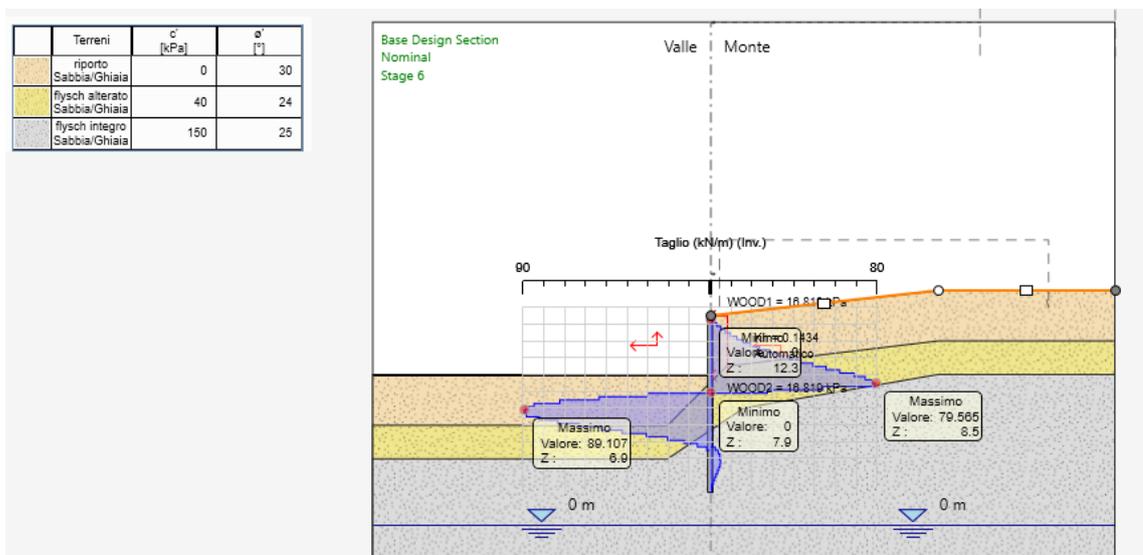


Figura 6-105: involucro dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.

Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)



Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 89.1 \cdot 0.5 = 44.6 \text{ kN}$

La resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ della sezione in acciaio è stata calcolata in accordo con le prescrizioni delle NTC 2018 (§4.2.4.1.2).

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

dove:

$A_v = 33.8 \text{ cm}^2$ è l'area resistente a taglio

da cui: $V_{c,Rd} = 33.8 \cdot 355 / (3)^{0.5} / 1.05 / 10 = 659.8 \text{ kN} \gg V_{Ed}$

La verifica è soddisfatta.

In cc SLE si riporta a seguire lo spostamento massimo calcolato in sommità alla paratia, pari a massimo 32mm, valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

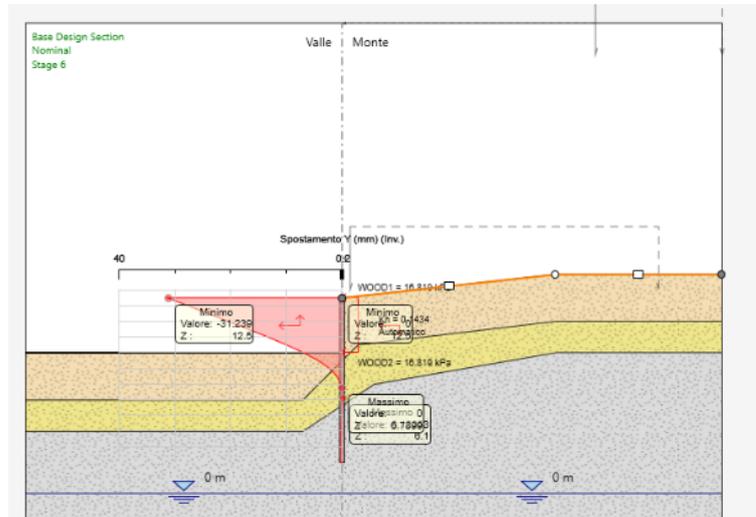


Figura 6-106: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.

6.16.2 Opera CD06-b'

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. e p.c. a valle (min/max)..... 1.50-5.20 m

Altezza complessiva del muro (fuori terra min/max)..... 1.50-5.20 m

Spessore del muro 0.90 m

Diametro pali di fondazione 0.90 m



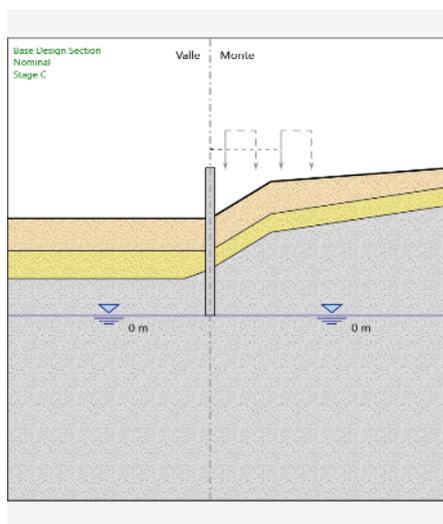
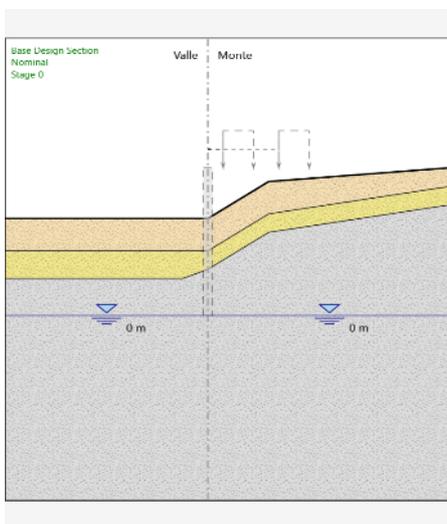
- Interasse pali..... 1.3 m
- Lunghezza pali..... 10 m (almeno 5m in Flysch)
- Spessore del ballast..... 0.70 m

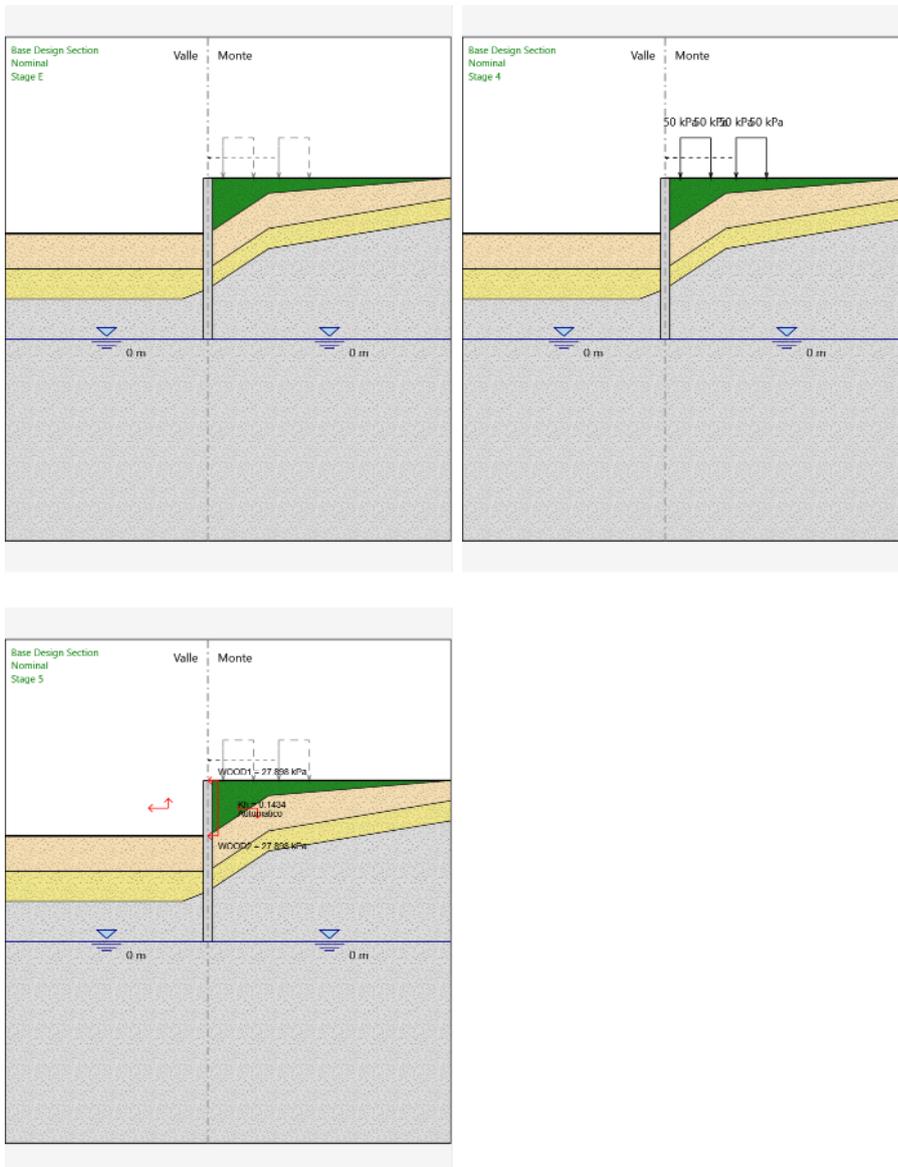
Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello dell'opera di sostegno nel suo complesso:

- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione dell'opera di sostegno
- stage2: rinterro a tergo dell'opera, per la realizzazione del rilevato ferroviario;
- stage3: applicazione dei carichi esterni (ferroviari a monte) e quindi configurazione finale di "esercizio" dell'opera;
- stage4: opera di sostegno in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo).

Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	K_v [m/s]	K_z [m/s]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	$E_{vc} = 4000$ $E_{ur} = 12000$
riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	$E_{vc} = 5000$ $E_{ur} = 8000$
flysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	$E_{vc} = 150000$ $E_{ur} = 240000$
flysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	$E_{vc} = 250000$ $E_{ur} = 400000$





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti, se presenti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)



Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica delle paratie agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma. Si riportano a seguire le sollecitazioni sulla struttura e l'esempio della verifica della sezione.

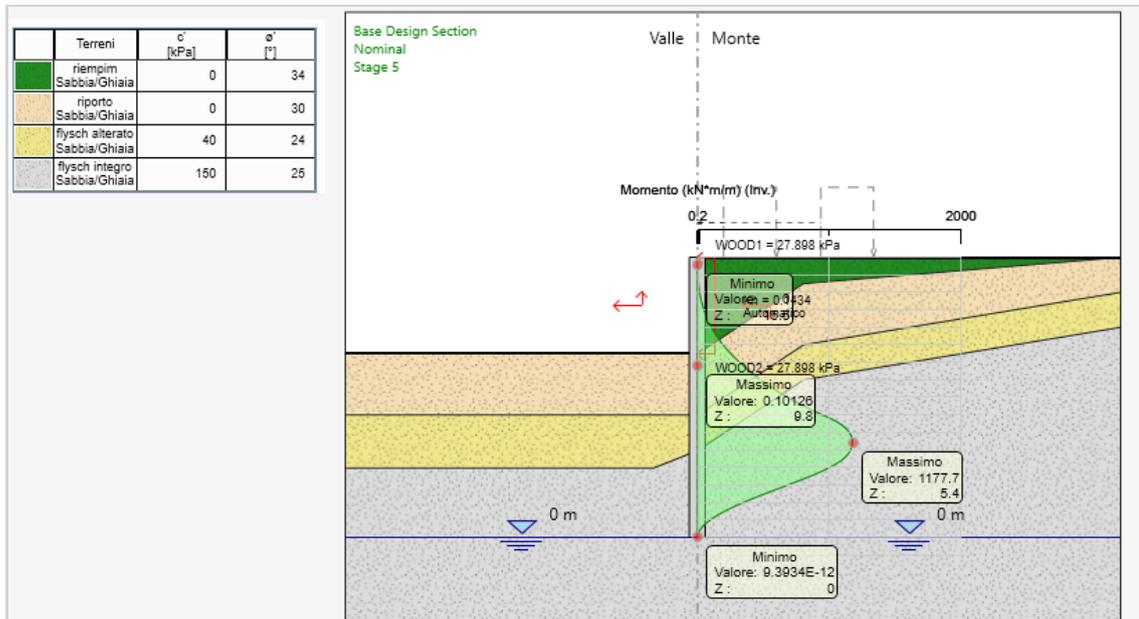


Figura 6-107: involucro dei momenti massimi SLU/SLV sull'opera di sostegno.

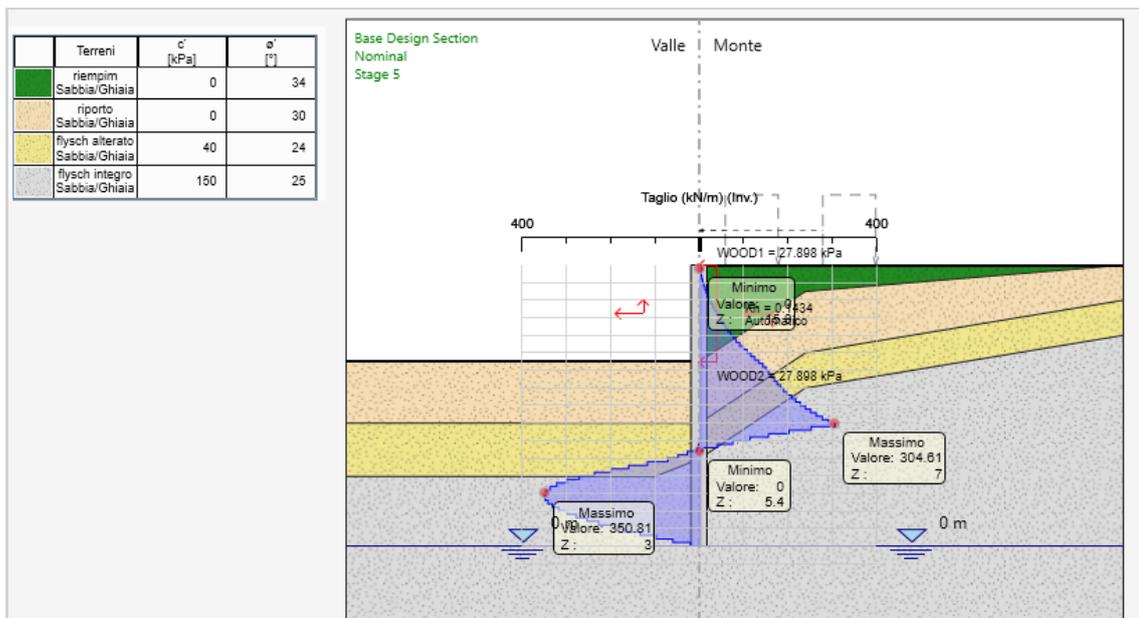


Figura 6-108: involucro dei tagli massimi SLU/SLV sull'opera di sostegno.

Verifica della rotazione rigida dell'opera attorno ad un punto (GEO)

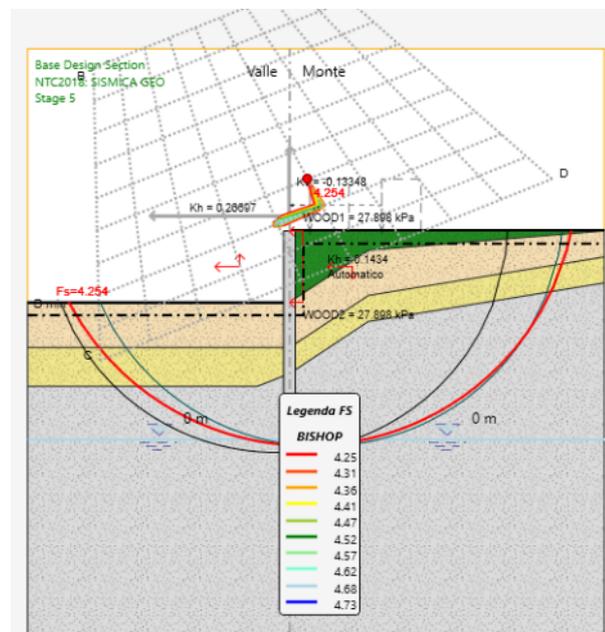


La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione del diaframma attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.

Verifica a stabilità del pendio (GEO)

La verifica stabilità del pendio è eseguita e risulta verificata sia in condizione SLU sia in condizione sismica SLV.

Si riporta a solo titolo esemplificativo un'immagine della verifica condotta, con il metodo di Bishop, dove si evince che la superficie critica ha fattore di sicurezza $FOS = 4.254 > 1.2$ (valore minimo per la condizione SLV; mentre per la condizione statica SLU si ha fattore di sicurezza $FOS > 1.1$).



Verifiche strutturali (STR)

I pali hanno interasse 1.3m e sono armati con barre long. 25 Φ 30mm e spirale Φ 14/20.

Il massimo momento SLU è pari a $M_{Ed} = 1177.7 * 1.3 = 1531.0$ kNm

Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 350.8 * 1.3 = 456.1$ kN

Le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto:

$$M_{rd} = 1918 \text{ kNm} > M_{sd,max} = 1531.0 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 616.4 \text{ kN} > V_{sd,max} = 456.1 \text{ kN}$$



In cc SLE si riporta a seguire lo spostamento massimo calcolato in sommità all'opera, pari a massimo 42mm, valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

Si omettono le verifiche del muro fuori terra, considerato che le sollecitazioni sono inferiore e la resistenza a metro lineare è comparabile a quella dei pali.

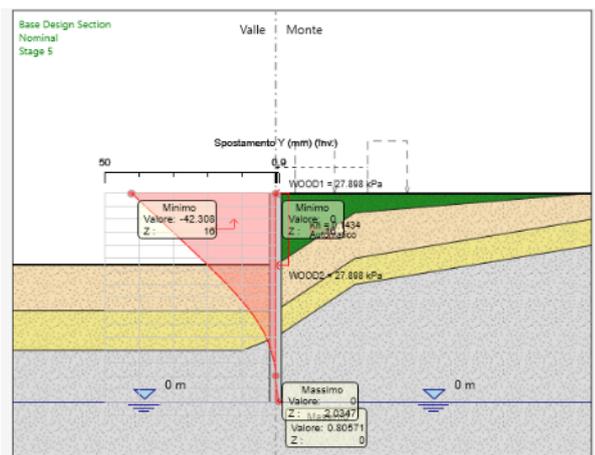


Figura 6-109: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.

6.16.3 Opera CD06-b''

Si tratta, come sopra detto, dell'allargamento del sottopasso ferroviario (sghembo) di via Rio Primario. Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota p.f. e p.c. (max)	~5.0 m
Altezza complessiva dei muri di appoggio (fuori terra max)	~5.0 m
Spessore dei muri	1.0 m
Numero dei muri di appoggio	3
Lunghezza muri di appoggio	~4.5 m
Luce massima appoggi	14 m
Diametro pali di fondazione	0.90 m
Numero pali di fondazione	2x3



Interasse pali.....	min 2.5 m
Lunghezza pali.....	10 m (almeno 5m in Flysch)
Dimensione basamento	~5.5x2.0 m
Altezza basamento	0.8 m
Larghezza dell'allargamento.....	2.0 m
Altezza dell'impalcato	1.0 m
Altezza fondello travi autoportanti	0.2 m
Larghezza fondello travi autoportanti	1.0 m
Numero totale travi	2
Acciaio trallici trave.....	S355
Altezza trallici trave	0.8 m
Armatura superiore/inferiore trallici trave.....	3+3 Φ 40 mm
Armatura diagonale trallici trave	2+2 Φ 36 mm
Spessore del ballast.....	0.7 m

I carichi considerati per la verifica degli elementi sono riportati a seguire:

peso proprio dell'impalcato e trave tralicciata:	$pp,imp = 55 \text{ kN/m}$
peso del ballast:	$pp,ball = 25 \text{ kN/m}$
carico variabile (treno deragliamento):	$q,var = 1.4*80 = 115 \text{ kN/m}$
peso proprio dei muri:	$pp,muri = 113 \text{ kN/m}$
peso proprio basamento:	$pp,basam = 220 \text{ kN}$

Nota bene



Si riportano a seguire le verifiche dell'opera agli SLU, e non in cc sismica SLV, in quanto l'opera dovrà essere adeguatamente collegata al sottopasso esistente per evitare cedimenti differenziali verticali, che si realizzerebbero proprio al di sotto delle rotaie. Considerato dunque che la variazione di carico dovuto all'intervento è trascurabile rispetto al peso dell'opera esistente, mentre la resistenza degli elementi e dei materiali sarà incrementata (in proporzione, in virtù delle maggiori caratteristiche meccaniche dei nuovi materiali), si omettono l'analisi sismica e le verifiche alle azioni di frenamento e serpeggio dei carichi ferroviari.

Verifica dell'impalcato

Si riporta a seguire la verifica dell'impalcato realizzato con travi tralicciate

$$q,slu = 1.35*55+1.5*25+1.45*115 = 280 \text{ kN/m}$$

$$q,sle = 55+25+115 = 195 \text{ kN/m}$$

$$M,sd,slu (+) = 280*14^2/8 = 6860 \text{ kNm}$$

$$M,sd,slu (-) = -6860 \text{ kNm}$$

$$M,sd,sle = 195*14^2/8 = 4780 \text{ kNm}$$

$$V,sd,slu = 280*14/2 = 1960 \text{ kNm}$$

Sezione in campata:

dim. 200x100cm, traliccio + barre integrative inferiori 12+12 Φ 24, staffe Φ 14/30

$$M_{rd} = 2*3605 = 7210 \text{ kNm} > M_{sd} = 6860 \text{ kNm}$$

Sezione in appoggio:

dim. 200x100cm, barre superiore 10+10 Φ 30 + 10+10 Φ 24, inf. 10+10 Φ 30, staffe Φ 14/20

$$M_{rd} = -3870*2 = -7740 \text{ kNm} > M_{sd} = -6860 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 2*1370 = 2740 \text{ kN} > V_{sd} = 1960 \text{ kN}$$

Anche le verifiche SLE, non riportate, sono state condotte e risultano soddisfatte.

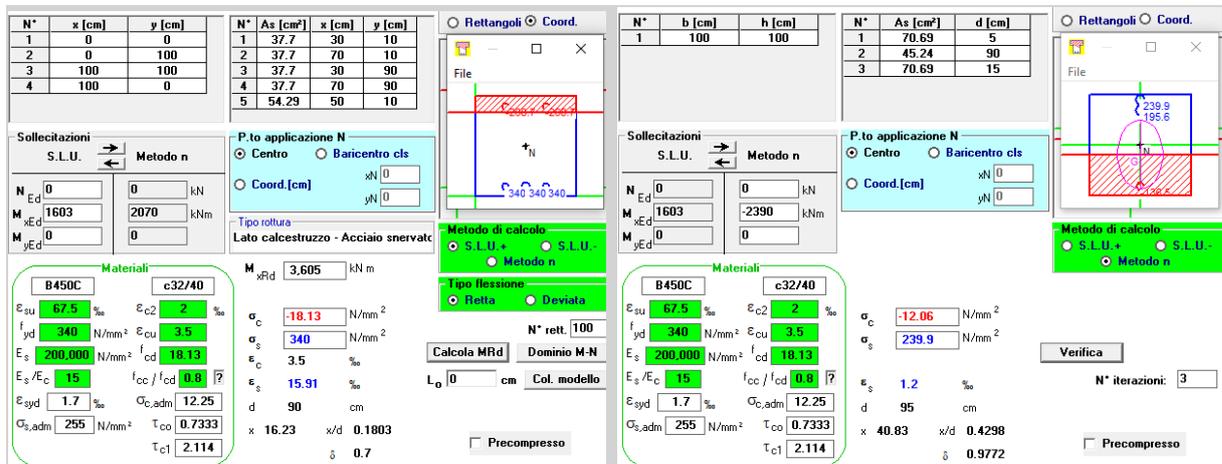


Figura 6-110: format di calcolo.

Verifica dei muri laterali di appoggio

Il massimo carico verticale che agisce sui muri di appoggio (muro centrale) è pari a:

$$N_{sd,slu} = 280 \cdot 14 + 1.35 \cdot 113 \cdot 5 = 4685 \text{ kN}$$

Inferiore al massimo carico verticale ammissibile, pari a:

$$N_{rd} = 4.6 \cdot 1 \cdot 18.13 \cdot 1000 = 83413 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda le verifiche dei muri a carico orizzontale, la presenza di appoggi deformabili al di sotto all'impalcato (nastri in neoprene o simili) fa sì che il taglio trasmesso a questa porzione di struttura sia trascurabile. Si omettono quindi le verifiche specifiche.

Verifica dei pali

Il massimo carico verticale che agisce sui pali (muro centrale) è pari a:

$$N_{sd,slu} = 280 \cdot 14 + 1.35 \cdot 113 \cdot 5 + 1.35 \cdot 220 = 4980 \text{ kN}$$

Il massimo carico agente sul singolo palo è pari a:

$$N_{sd,slu,palo} = 4980 / 2 = 2490 \text{ kN} < N_{rd,palo} = 2644 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta. Si riportano i valori di resistenza ottenuti con il programma Carl della Aztec.



Dettagli risultati palo [comb 1] SLU A1-M1-R3			
Geometria palo			
L =	10.00 m	D =	0.8800 m
Portanza verticale			
Pp min =	5375.99 kN	Pp med =	5375.99 kN
Pl min =	721.16 kN	Pl med =	721.16 kN
Wp =	149.12 kN		
Pd =	2644.41 kN	N =	2490.00 kN
		η =	1.06
Coefficienti di capacità portante			
Nc =	36.73	Nq =	15.84
N'c =	36.73	N'q =	15.84
Portanza trasversale			
Td =	221.13 kN	T =	0.00 kN
		η =	100.00
Mu =	516.50 kNm		
Armatura palo (primo tratto)			
Armatura:	15 ϕ 20	A =	0.004712 mq
		Mu σ_{sez} =	516.50 kNm
Armatura palo (secondo tratto) - y =			
Armatura:	ϕ	A =	
		Mu σ_{sez} =	
Cedimenti			
w =	0.00471 m	u =	0.00000 m

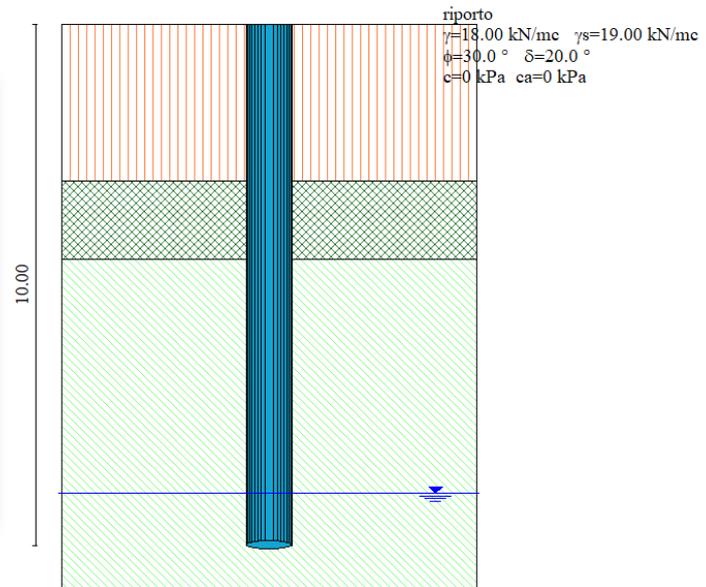


Figura 6-111: schema del palo modellato con Carl 14 e risultati delle verifiche.

6.16.4 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione dell'opera CD02F-b (dimensione media) è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera:	$L_{tot} = 92m$
Volume di calcestruzzo:	$V_{malta,pali} = 2.2$ mc/m
	$V_{cls, cordolo} = 0.7$ mc/m
Peso di acciaio da carpenteria per i pali:	$P_{acc,pali} = 1330$ kg/m
Peso di acciaio (compresi sfridi):	$P_{acc} = 60$ kg/mc

Per quanto riguarda invece l'opera CD06-b', si ha:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} = 200$ m

Per i pali:

Volume di calcestruzzo:	$V_{cls} = 5$ mc/m
Peso di acciaio (compresi sfridi):	$P_{acc} = 200$ kg/mc



Per il muro:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 3.2 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 100 \text{ kg/mc}$

Per quanto riguarda invece l'opera CD06-b'', si ha

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} = 28 \text{ m}$

Per l'impalcato:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 2 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio da carpenteria (tralicci): $P_{acc,carp} = 120 \text{ kg/mc}$

Peso di acciaio da c.a. (compresi sfridi): $P_{acc,c.a.} = 180 \text{ kg/mc}$

Per il muro:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 4.5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 80 \text{ kg/mc}$

Per il basamento:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 9 \text{ mc}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 50 \text{ kg/mc}$

Per i pali:

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 0.65 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 105 \text{ kg/mc}$



6.17 Opere CD06-c: sottopasso via San Sabba a galleria San Pantaleone

Lungo il tratto che da San Sabba va verso lo stadio Nereo Rocco, dopo il sottopasso di via San Sabba, indicativamente dalla progr. km. +8730 alla progr. km. +8922 (lungo il profilo denominato "PLT 2"), è previsto l'allargamento della sede ferroviaria (e conseguente rifacimento del cavalcavia di via Puschi, di cui al §6.18) per l'integrazione dei fasci di binari (da uno esistente a due). I nuovi binari rispetteranno indicativamente le stesse quote del binario attualmente esistente; il tracciato più interno (lato opposto allo stadio) segue lo stesso percorso dell'esistente, mentre il secondo tracciato, lato via Miani, si amplia verso la strada e nasce pertanto la necessità di realizzare un'opera a sostegno del rilevato stradale.

Nello specifico, nella sezione considerata, si potrà realizzare l'allargamento dell'attuale sede ferroviaria previa realizzazione di una paratia in pali secanti, di diametro 880mm, di massima altezza fuori terra 6.5m.

Si riporta a seguire la planimetria indicativa dell'opera in esame (e successive).

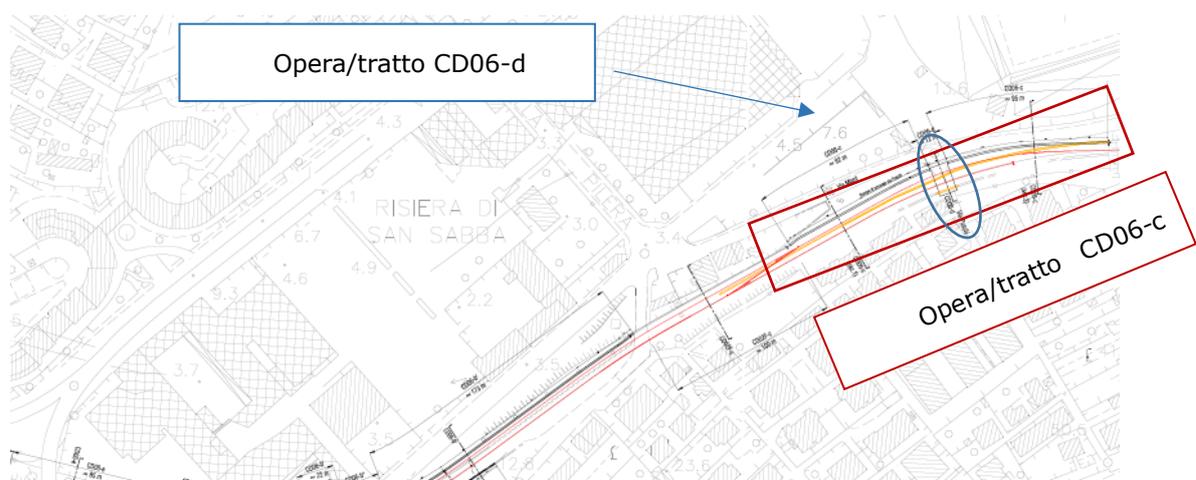


Figura 6-112: planimetria dell'intervento in esame (e dei successivi).

Si riportano a seguire le verifiche delle due opere e la rappresentazione della geometria della sezione tipo.

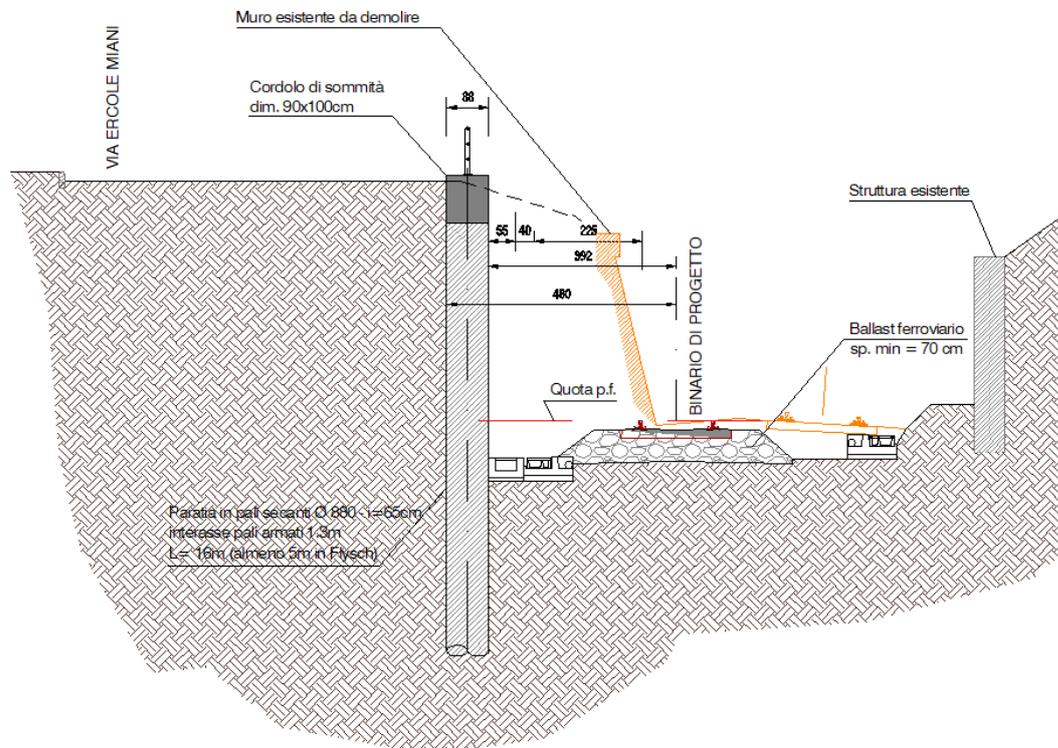


Figura 6-113: sezione tipo dell'intervento in esame.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Differenza di quota piano strada e piano di fondazione del ballast 4.00-6.50 m

Altezza complessiva dei pali (fuori terra min/max) 4.00-6.50 m

Diametro pali 0.88 m

Interasse pali secondari armati 1.3 m

Lunghezza pali 20 m (almeno 5m in Flysch)

Dimensione cordolo sommità 90x100 m

Spessore del ballast 0.70 m

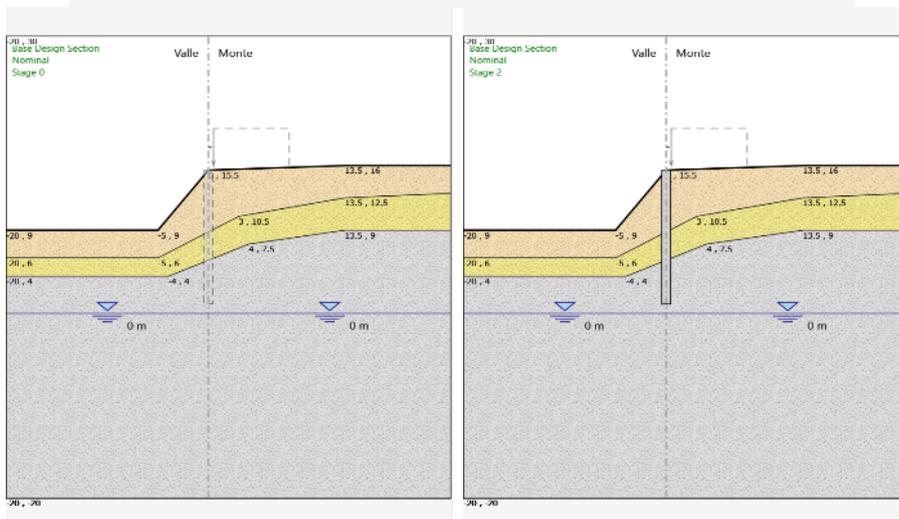
Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello della paratia:

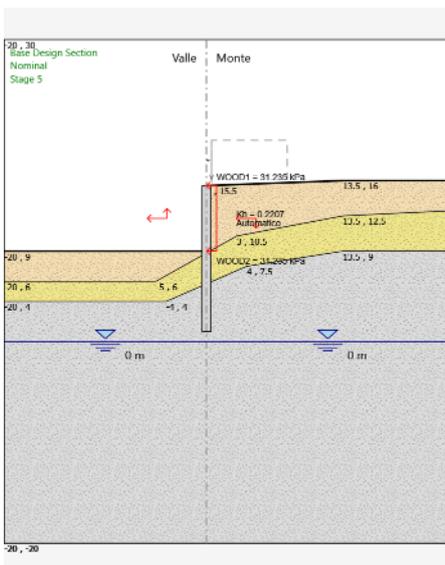
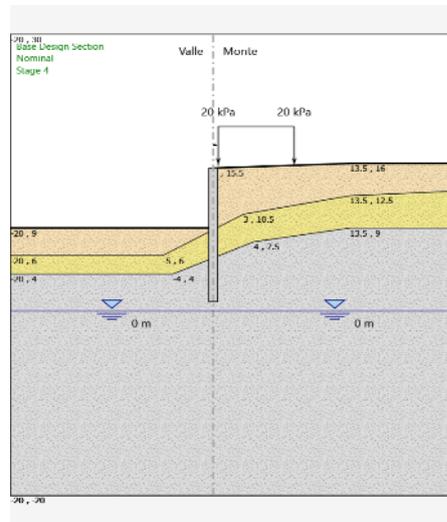
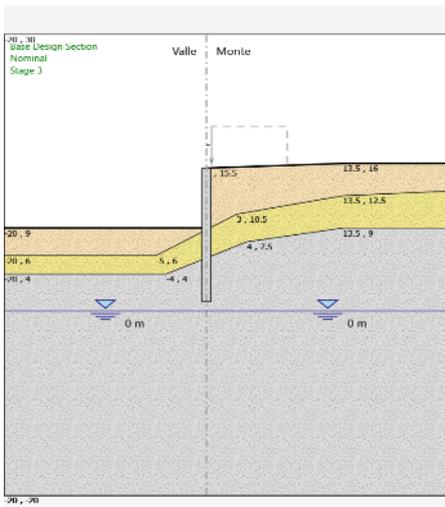


- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia;
- stage2: scavo sul fronte della paratia, fino a quota massima -6.5m dalla sommità;
- stage3: applicazione dei carichi esterni (stradali a monte) e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia;
- stage4: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo).

Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

Terreni	YBRV [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	K _x [m/s]	K _z [m/s]	c' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	E _{vc} = 4000 E _{ur} = 12000
riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	E _{vc} = 5000 E _{ur} = 8000
flysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	E _{vc} = 150000 E _{ur} = 240000
flysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	E _{vc} = 250000 E _{ur} = 400000





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti, se presenti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)



Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica delle paratie agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma. Si riportano a seguire le sollecitazioni sulla struttura e l'esempio della verifica della sezione.

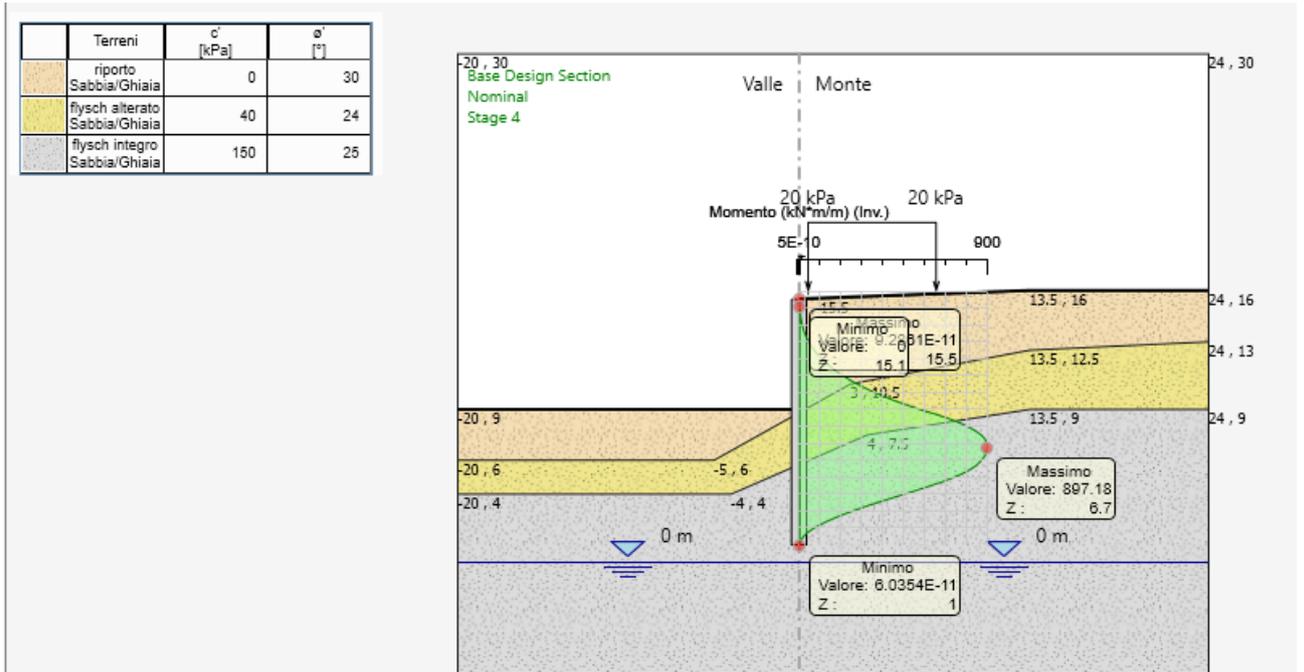


Figura 6-114: involucro dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.

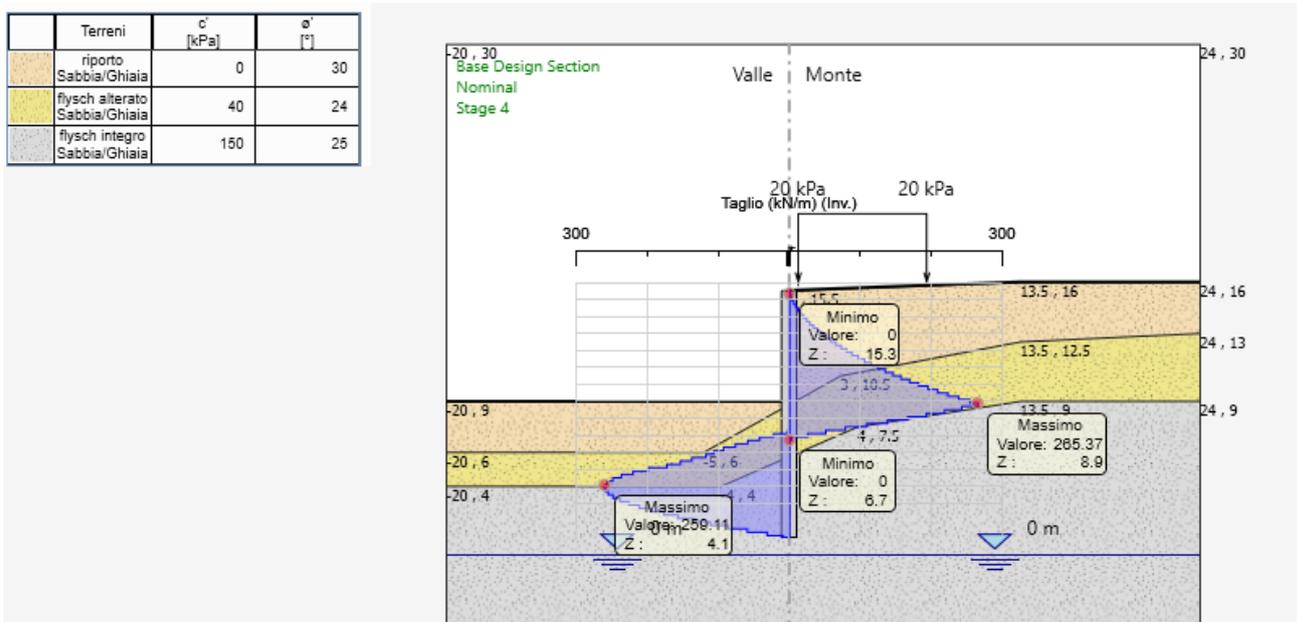


Figura 6-115: involucro dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.

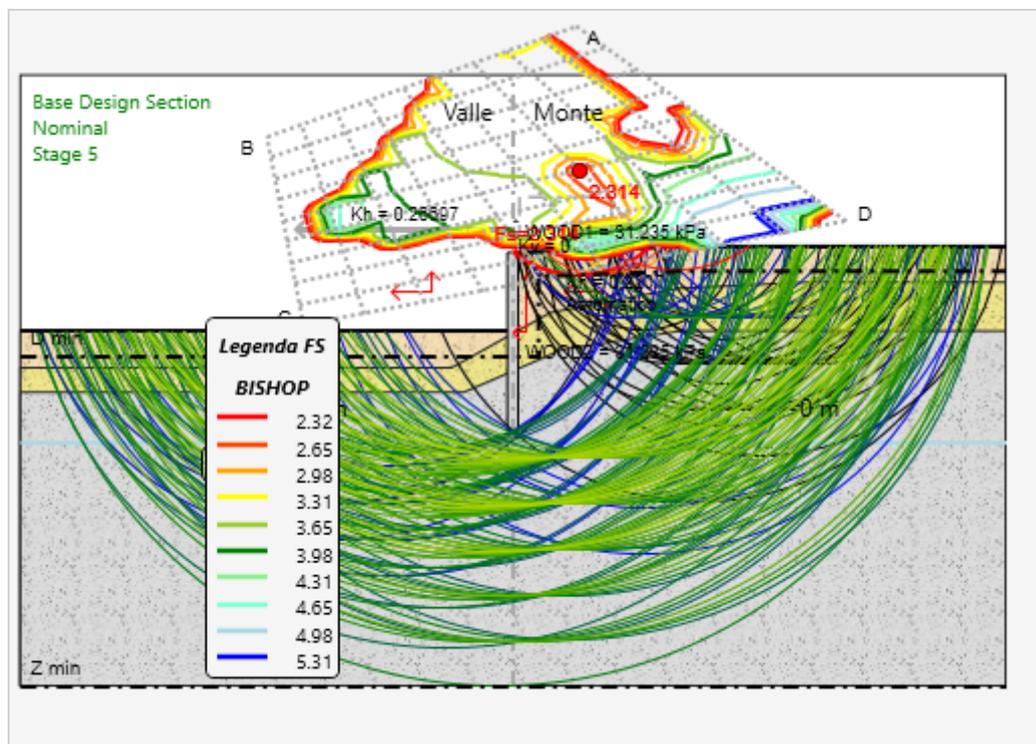


Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)

La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione del diaframma attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.

Verifica a stabilità del pendio (GEO)

La verifica stabilità del pendio è eseguita e risulta verificata sia in condizione SLU sia in condizione sismica SLV. Si riporta a solo titolo esemplificativo un'immagine della verifica condotta, con il metodo di Bishop, dove si evince che la superficie critica ha fattore di sicurezza $FOS = 2.314 > 1.2$ (valore minimo per la condizione SLV; mentre per la condizione statica SLU si ha fattore di sicurezza $FOS > 1.1$).



Verifiche strutturali (STR)

I pali secanti secondari armati hanno interasse 1.3m e sono armati con barre longitudinali 22 $\Phi 26\text{mm}$ e spirale $\Phi 12/20$.

Il massimo momento SLU è pari a $M_{Ed} = 897.2 \cdot 1.3 = 1166.4 \text{ kNm}$

Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 175.8 \cdot 1.3 = 228.6 \text{ kN}$

Le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto:



$$M_{rd} = 1353 \text{ kNm} > M_{sd,max} = 1166.4 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 452.9 \text{ kN} > V_{sd,max} = 228.6 \text{ kN}$$

Nelle combinazioni di carico SLE si riporta a seguire lo spostamento massimo calcolato in sommità alla paratia, pari a massimo 19mm, valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

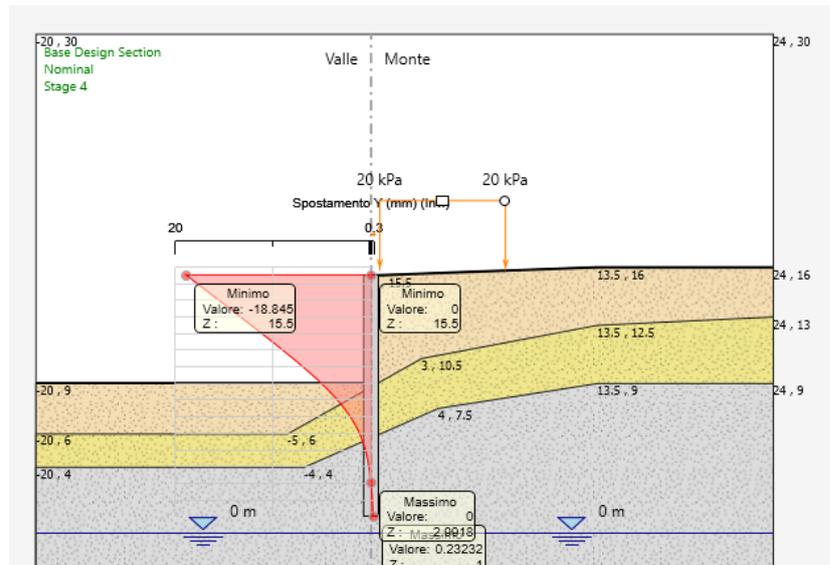


Figura 6-116: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.

6.17.1 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per la sezione dell'opera CD06-c è pari a:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{tot} = 200 \text{ m}$

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 20 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio (compresi sfridi): $P_{acc} = 85 \text{ kg/mc}$

6.18 Opere CD06-d: sovrappasso Via Puschi

Lungo il tratto che da San Sabba va verso lo stadio Nereo Rocco, dopo il sottopasso di via San Sabba e prima della galleria San Pantaleone, la ferrovia sottopassa la strada che collega via Miani l'abitato che si trova sulla parte opposta rispetto alla ferrovia; l'opera si trova indicativamente alla progr. km. 8790 (lungo il profilo denominato "PLT 2").

Il sovrappasso esistente, in calcestruzzo ad arco, verrà completamente demolito, per realizzare un sovrappasso stradale ad impalcato in acciaio e c.a., che dovrà rispettare in altezza e in larghezza le dimensioni minime di sicurezza per la sede ferroviaria sottostante. Si prevede pertanto l'allargamento della sezione ferroviaria, per il motivo sopra citato e perché i binari, in



questa sezione e nei tratti precedenti, sono raddoppiati in numero rispetto all'esistente (da uno a due binari). Inoltre il piano viabile del sovrappasso verrà rialzato rispetto all'esistente, di circa 1.5-2.0m, per rispettare le altezze minime di sicurezza.

Per l'accesso al cavalcavia sarà realizzata una rampa, parallela alla sede stradale di via Miani, di lunghezza circa 70m, che consentirà di raccordare la differenza di quota tra via Miani e la nuova quota (sopraelevata) di via Puschi e di consentire pertanto l'accesso a via Puschi a senso unico (accesso solo da via Miani e non in senso contrario). La rampa, in rilevato rispetto a via Miani, sarà sostenuta da un muro di sostegno a mensola.

Nello specifico, nella sezione considerata, verrà realizzato un impalcato in acciaio a via inferiore, con due travi principali laterali, "a cassone" in acciaio, sulle quali (sulla piattabanda inferiore) verrà appoggiato l'impalcato, composto da travi in acciaio (putrelle trasversali) e soletta collaborante in c.a.. L'impalcato poggerà su due muri laterali realizzati in pali secanti a tergo delle opere esistenti. Si riportano a seguire le verifiche dell'opera e la rappresentazione della geometria della sezione tipo.

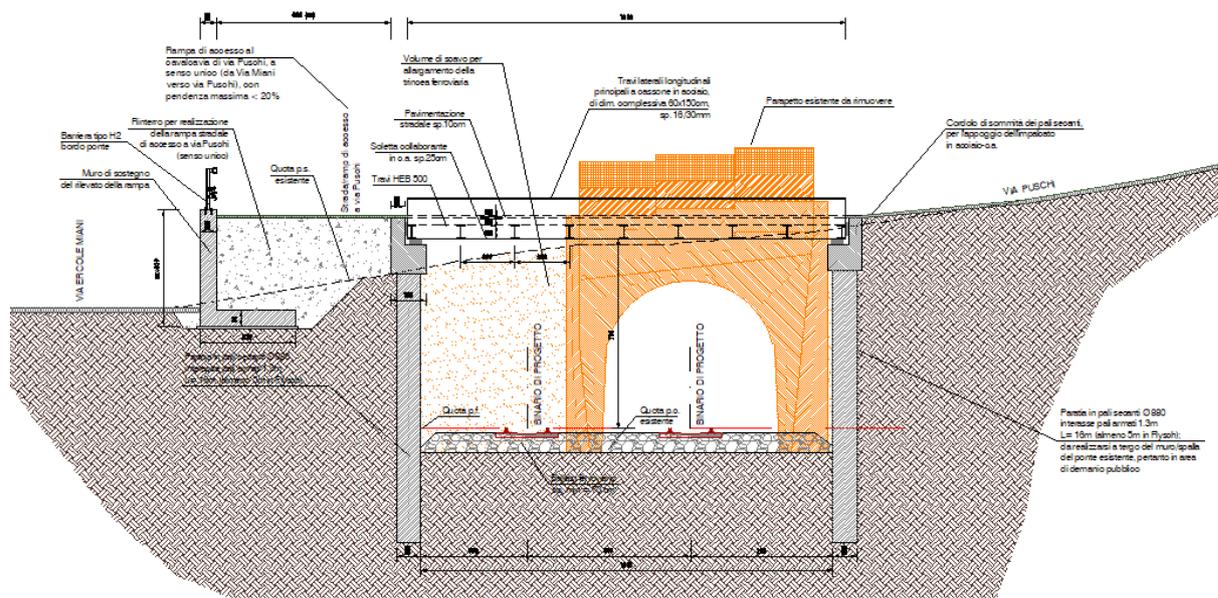


Figura 6-117: sezione tipo dell'intervento in esame.

Si riportano a seguire le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Altezza dal p.f. all'intradosso impalcato max ~8.0 m

Lunghezza totale massima dell'impalcato circa 16.50 m

Larghezza totale dell'impalcato..... 9.00m

Altezza delle travi laterali (complessiva) 1.50 m



Larghezza delle ali/piattabande	0.6 m
Spessore delle ali	30 mm
Spessore delle anime	2 x 16 mm
Dimensione delle travi trasversali	HEB 500
Interasse delle travi trasversali	2.0 m
Spessore della soletta collaborante in c.a.	25 cm
Spessore della pavimentazione stradale superiore.....	10/20 cm
Altezza complessiva dei pali (fuori terra max)	~9.0 m
Diametro pali.....	0.88 m
Interasse pali secondari armati	1.3 m
Lunghezza pali.....	16 m
(almeno 5m in Flysch)	
Dimensione cordolo sommità	90x100 m

6.18.1 Verifica dell'impalcato

Si riportano a seguire le verifiche delle travi di impalcato. I carichi considerati nell'analisi sono i seguenti:

peso proprio delle travi laterali:	$pp, travi, long = 6.45 \text{ kN/m}$
peso proprio delle travi trasversali (putrelle):	$pp, travi, trasv = 1.87 \text{ kN/m}$
peso della soletta in c.a.:	$pp, sol = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ kN/mq}$
peso della pavimentazione:	$pp, pav = 0.10 * 20 = 2 \text{ kN/mq}$
carico variabile stradale:	$q = 20 \text{ kN/mq}$

Lo schema statico, sia per le travi longitudinali sia per le trasversali, è di appoggio-appoggio.

Si riportano a seguire le verifiche.



Travi trasversali

$$q,slu = 1.35*1.87+(1.35*6.25+1.5*2+1.5*20)*2 = 79.4 \text{ kN/m}$$

$$q,sle = 1.87+(6.25+2+20)*2 = 59.4 \text{ kN/m}$$

$$Msd,slu = 79.4*9^2/8 = 803.9 \text{ kNm}$$

$$Vsd,slu = 79.4*9/2 = 357.3 \text{ kN}$$

$$Msd,sle = 59.4*9^2/8 = 601.4 \text{ kNm}$$

In questa direzione, cautelativamente, si trascura il contributo della soletta collaborante. La verifica è già soddisfatta considerando la sola resistenza delle putrelle in acciaio:

$$Mrd = 1628 \text{ kNm} > Msd,slu = 803.9 \text{ kNm}$$

$$Vrd = 1753 \text{ kN} > Vsd,slu = 357.3 \text{ kN}$$

In cc SLE (rara), sempre trascurando la soletta in c.a., si ottiene un valore della freccia in mezzzeria pari a 2.2cm, valore già accettabile. Considerando la sezione mista acciaio-calcestruzzo si otterrà un valore ancora minore.

Travi longitudinali (principali)

$$q,slu = 1.35*6.45+(1.35*1.87/2+1.35*6.25+1.5*2+1.5*20)*9/2 = 187.35 \text{ kN/m}$$

$$q,sle = 6.45+(1.87/2+6.25+2+20)*9/2 = 156.9 \text{ kN/m}$$

$$Msd,slu = 187.35*16.5^2/8 = 6375.7 \text{ kNm}$$

$$Vsd,slu = 187.35*16.5/2 = 1545.6 \text{ kN}$$

$$Msd,sle = 156.9*16.5^2/8 = 5339.5 \text{ kNm}$$

La verifica delle travi è soddisfatta:

$$Wel = 0.0183 \text{ mc}$$

$$Wpl = 0.0425 \text{ mc}$$

$$Mrd,pl = 14372.0 \text{ kNm} > Msd,slu = 803.9 \text{ kNm}$$



$$V_{rd} = 8994.8 \text{ kN} > V_{sd,slu} = 357.3 \text{ kN}$$

In cc SLE (rara), si ottiene un valore della freccia in mezzeria alle travi pari a 2.2cm (= L/750, valore che risulta essere accettabile per la funzionalità dell'opera.

6.18.2 Verifica delle paratie di sostegno

Si riporta a seguire il calcolo delle paratie di sostegno dell'impalcato del sovrappasso. L'analisi è svolta con il programma Paratie Plus.

Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello della paratia:

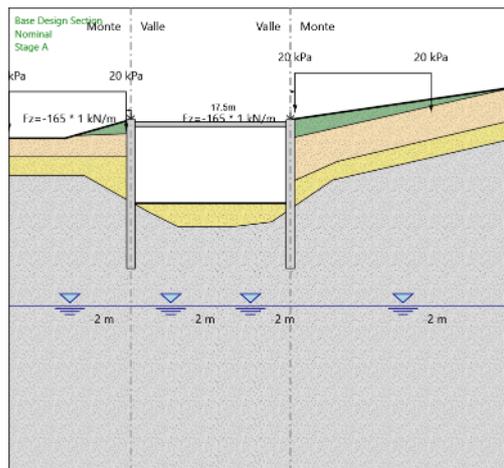
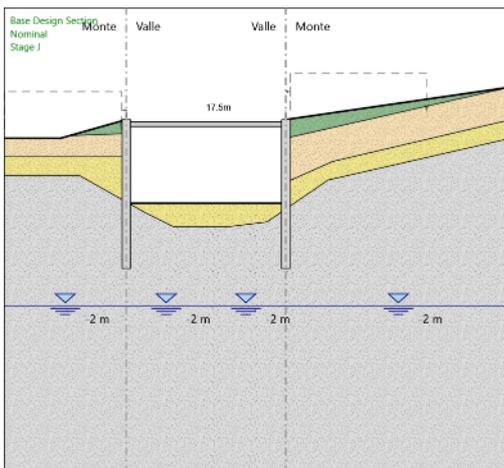
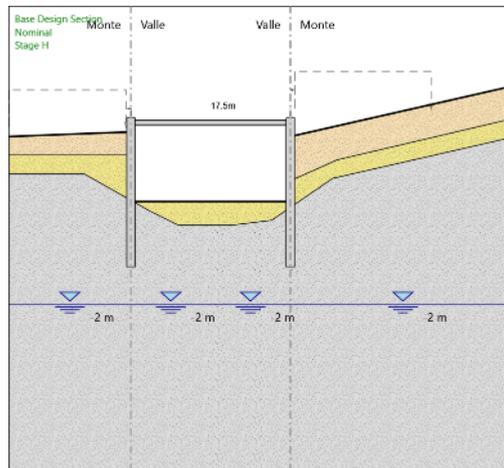
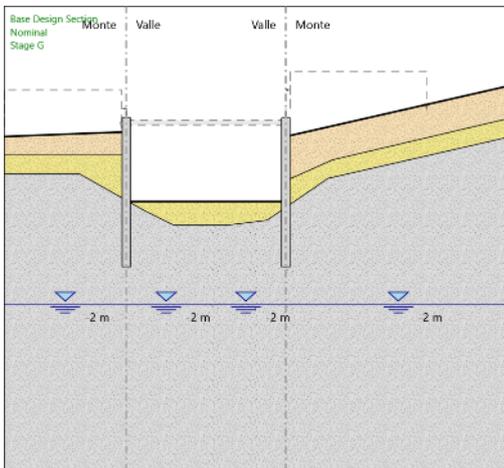
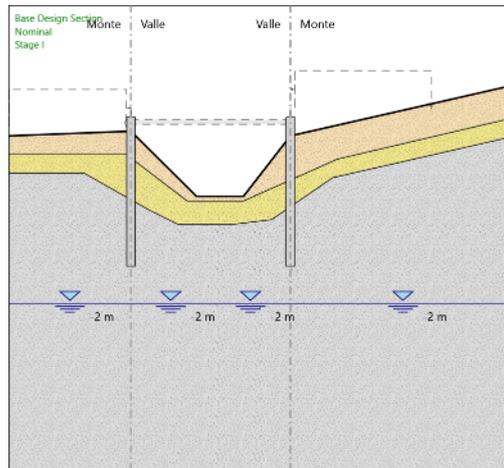
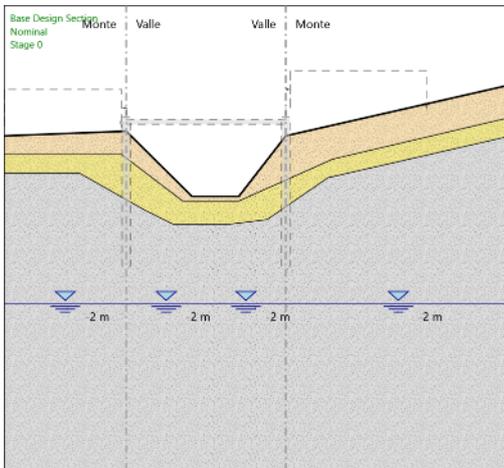
- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia;
- stage2: scavo sul fronte della paratia e/o demolizione delle strutture esistenti, fino a quota massima -9.5m dalla sommità;
- stage3: realizzazione dell'impalcato strutturale del sovrappasso di via Puschi (sezione omogenea equivalente per peso proprio e rigidità assiale);
- stage4: rinterro a tergo della paratia su ambo i lati;
- stage5: applicazione dei carichi esterni (stradali a monte, ambo i lati, e peso proprio impalcato e relativo carico variabile in sommità alla paratia) e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia, vincolata in sommità;
- stage6: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo, ma carico sulla paratia dovuto all'impalcato ed eventuale relativo effetto inerziale, calcolato dal programma).

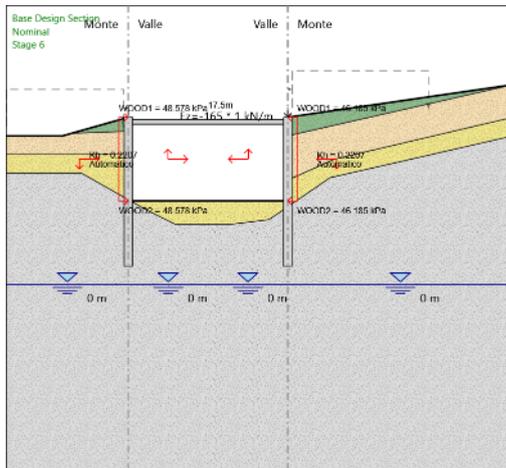
Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

Terrèni	γ_{DRY} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	K_{XZ} [m/s]	K_Z [m/s]	c' [kPa]	e' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	$E_{vc} = 4000$ $E_{ur} = 12000$
riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	$E_{vc} = 5000$ $E_{ur} = 8000$
flysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	$E_{vc} = 180000$ $E_{ur} = 240000$
flysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	$E_{vc} = 280000$ $E_{ur} = 400000$



Relazione di calcolo strutture ferroviarie





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

Combinazione 0 A0 + M1 (SLE Rara)

Combinazione 1 A1 + M1 + R1 (R3 per tiranti, se presenti)

Combinazione 2 A2 + M2 + R1

Combinazione 3 A0 + M1 + R1 (combinazione di carico sismica STR)

Combinazione 4 A0 + M2 + R1 (combinazione di carico sismica GEO)

Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica delle paratie agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma. Si riportano a seguire le sollecitazioni sulla struttura e l'esempio della verifica della sezione tipo, per tutte 3 le condizioni descritte sopra per lo stage 6 finale (sismico)

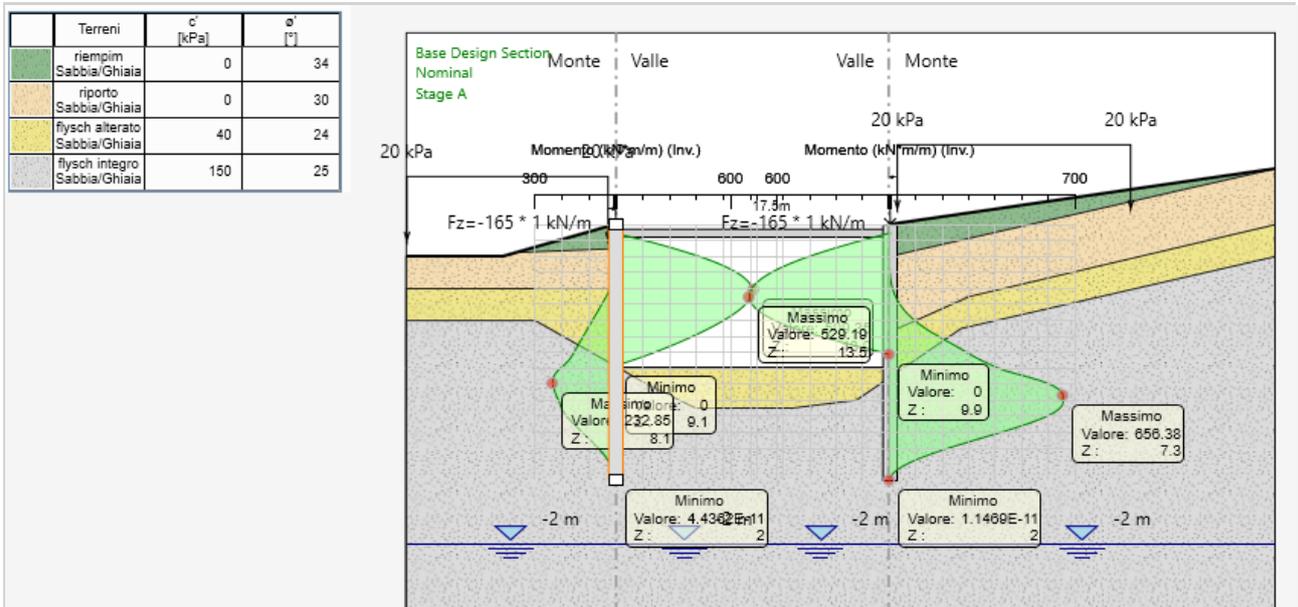


Figura 6-118: involupto dei momenti massimi SLU/SLV sulla paratia.

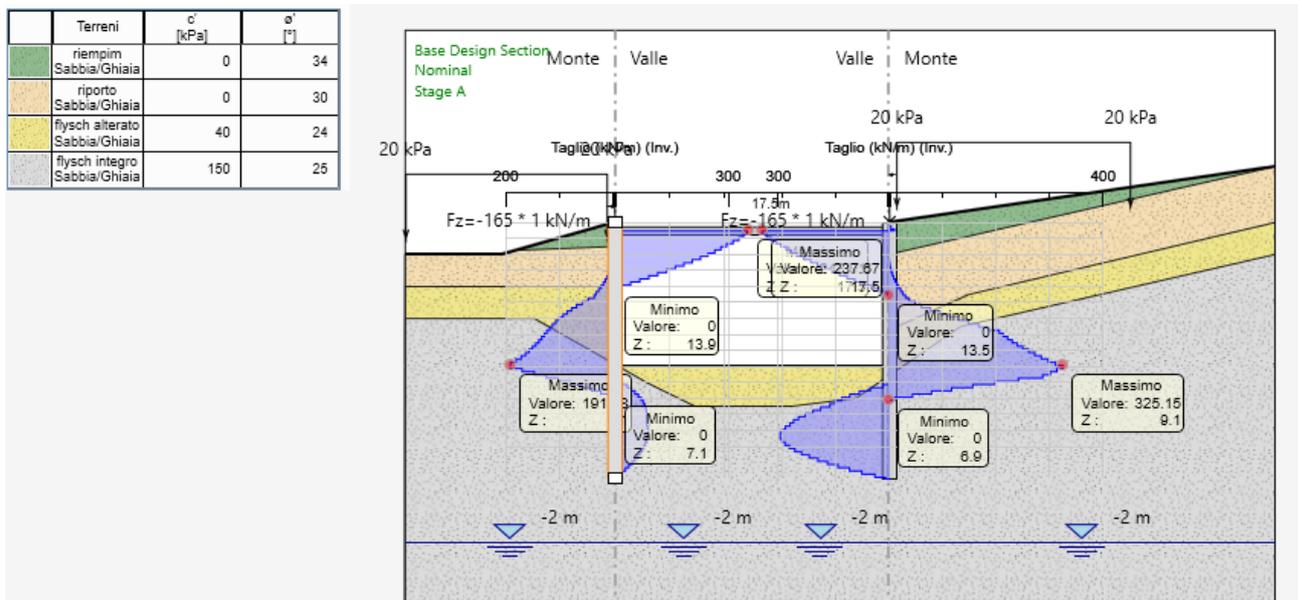


Figura 6-119: involupto dei tagli massimi SLU/SLV sulla paratia.

Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)

La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione del diaframma attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.



Verifica a stabilità del pendio (GEO)

Non si riporta la verifica stabilità del pendio, in quanto non significativa per la sezione in esame.

Verifiche strutturali (STR)

I pali secanti secondari armati hanno interasse 1.3m e sono armati con barre verticali 22 Φ 26mm e spirale Φ 12/20.

Il massimo momento SLU è pari a $M_{Ed} = 657 * 1.3 = 854.1$ kNm

Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 325.2 * 1.3 = 442.8$ kN

Le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto:

$$M_{rd} = 1353 \text{ kNm} > M_{sd,max} = 854.1 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 452.9 \text{ kN} > V_{sd,max} = 442.8 \text{ kN}$$

In cc SLE si riporta a seguire lo spostamento massimo calcolato in sommità alla paratia, pari a massimo 17mm, valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

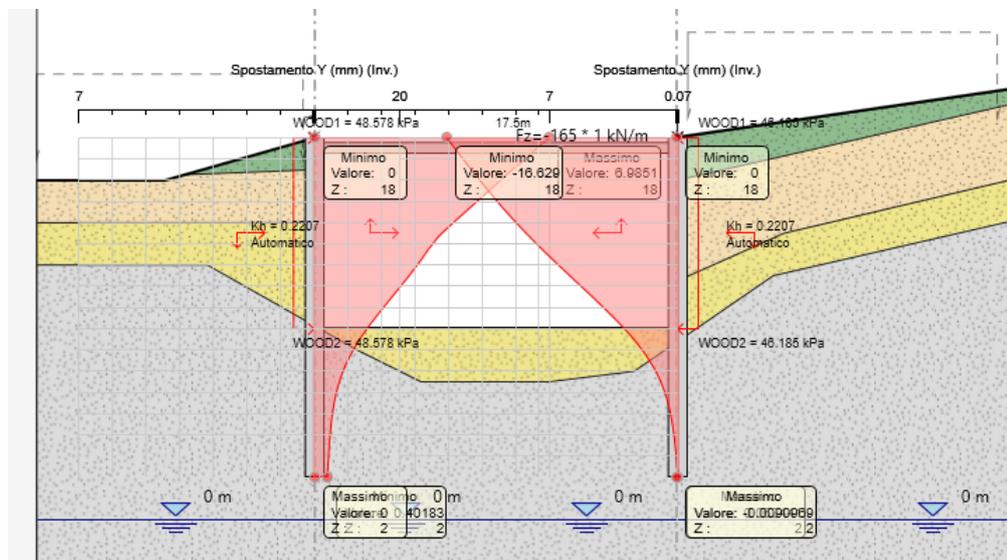


Figura 6-120: spostamento massimo in cc SLE sulla paratia.

6.18.3 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo, dell'armatura e dell'acciaio per la sezione dell'opera CD06-d è pari a quanto riportato a seguire.

Per l'impalcato si ha:



Lunghezza complessiva dell'opera:	$L_{tot} = 16.5m$
Volume di calcestruzzo:	$V_{cls} = 2.25 mc/m$
Peso di acciaio da c.a. soletta (compresi sfridi):	$P_{acc,c.a.} = 100 kg/mc$
Peso di acciaio carpenteria (compresi flange, etc.):	$P_{acc,carp} = 2300 kg/m$

Per i cordoli si ha:

Lunghezza complessiva dell'opera:	$L_{tot} = 2x10m$
Volume di calcestruzzo:	$V_{cls} = 1.8 mc/m$
Peso di acciaio da c.a. (compresi sfridi):	$P_{acc,c.a.} = 80 kg/mc$

Per la paratia/muro in pali secanti si ha:

Lunghezza complessiva dell'opera:	$L_{tot} = 16m$
Volume di calcestruzzo:	$V_{cls} = 15 mc/m$
Peso di acciaio da c.a. (compresi sfridi):	$P_{acc,c.a.} = 1750 kg/m$

6.19 Opere CD02D-b2: svincolo connessione GVT

Si tratta dell'impalcato in c.a. necessario a sostenere lo svincolo per la connessione alla GVT, che sovrappassa i binari e si collega alle rampe semidirette di entrata/uscita dalla sopraelevata. Le elevazioni dell'impalcato sostengono anche il rilevato ferroviario.

L'impalcato, di dimensione pressoché rettangolare, sostiene tutta la sede stradale dello svincolo; è realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta collaborante, ha altezza complessiva di 140cm; le travi appoggiano sui muri laterali continui di spessore minimo 1.20m,

Lo schema statico in fase finale è di trave su più appoggi, mentre in fase iniziale, durante la posa delle travi prefabbricate, di trave ad unica campata su due appoggi.

Le strutture di sostegno sono muri continui, di spessore 120cm, realizzati su pali di fondazione di diametro 1000mm; i muri centrali sono fondati su un basamento in c.a. ed una fila di pali di fondazione, di interasse 1.5m, mentre i muri di estremità sono fondati su un basamento di dimensioni maggiori, fondato su due file di pali, di distanza 3.5m e sempre 1.5m di interasse-



Si riporta a seguire una rappresentazione schematica con indicata la posizione del tratto esaminato.

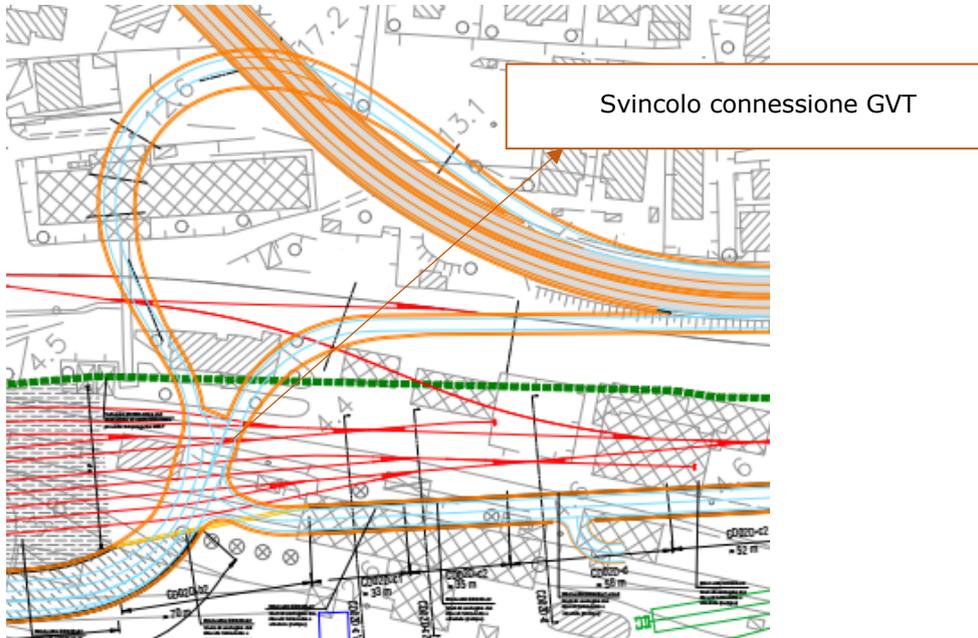


Figura 6-121: key-plan delle denominazioni dei tratti stradali di collegamento alla GVT.

Si riportano a seguire le rappresentazioni delle sezioni tipo dell'opera.

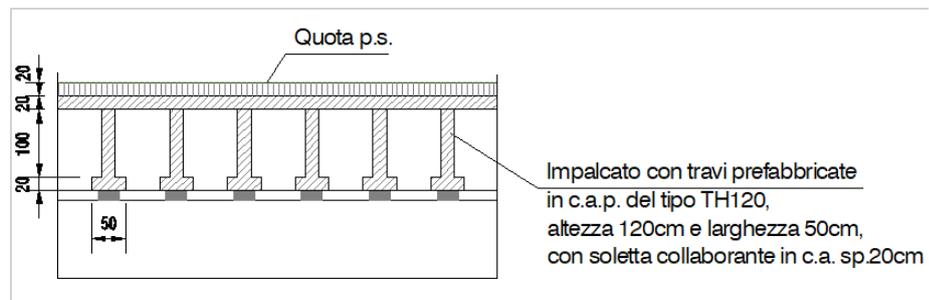


Figura 6-122: sezione tipo dell'intervento in esame: trasversale.

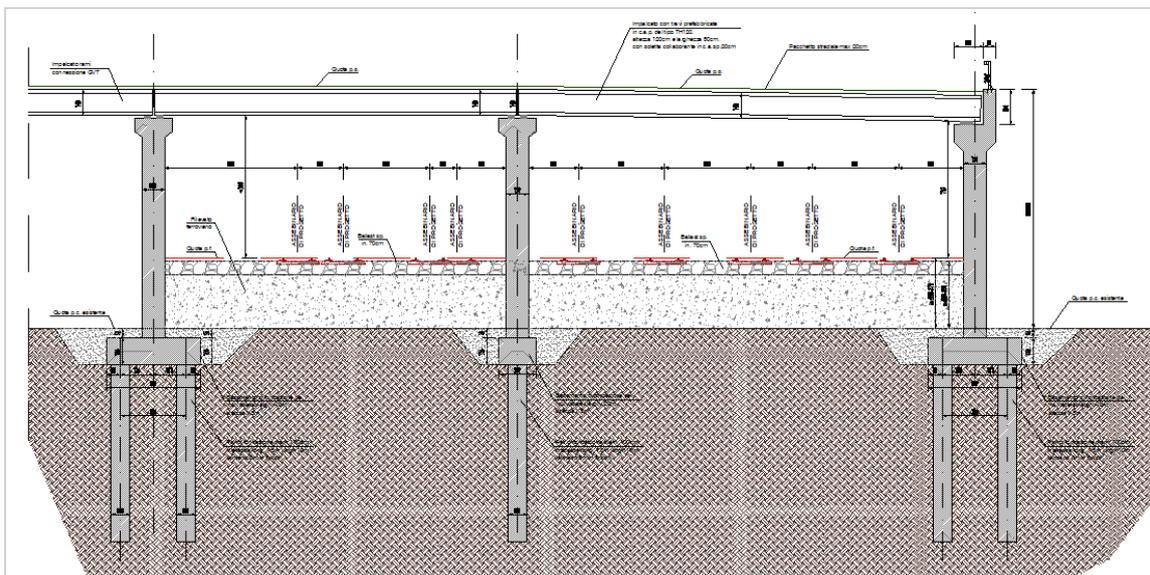


Figura 6-123: sezione tipo dell'intervento in esame: longitudinale.

6.19.1 Verifica dell'impalcato

Come sopra detto, l'impalcato è costituito da travi prefabbricate in c.a.p. del tipo TR120 della SigmaC o equivalente, sopra le quali viene realizzata una soletta in c.a. di spessore 20cm.

Si riportano a seguire le caratteristiche geometriche dell'impalcato.

Altezza totale dell'impalcato in c.a. 1.40 m

Spessore della soletta in c.a. 0.20 m

Altezza delle travi in c.a.p. 1.20 m

Larghezza delle travi in c.a.p. 0.5 m

Interasse delle travi in c.a.p. 1.00 m

Larghezza min/max dell'impalcato ~ 15-55 m

Lunghezza campata min/max..... ~18-29 m

Altezza totale della pavimentazione stradale (max)..... 0.20 m

Si riportano a seguire le verifiche delle travi e della soletta di impalcato, svolte con il programma XPonti della SIGMA C, programma per il calcolo dei ponti e delle solette di impalcato.

Si riportano a seguire la rappresentazione del modello di calcolo e le verifiche svolte.

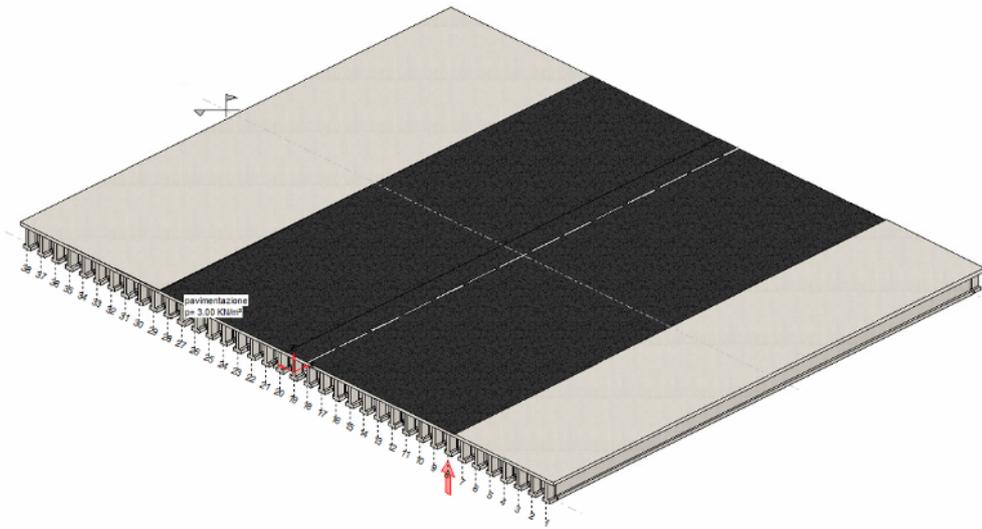


Figura 6-124: rappresentazione del modello di calcolo con il programma XPonti.

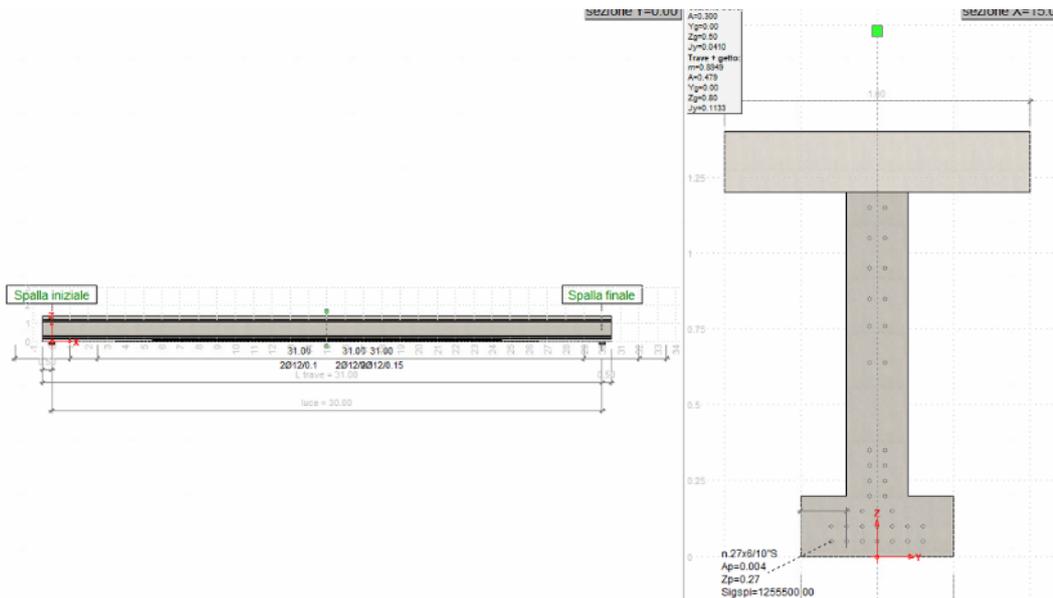


Figura 6-125: rappresentazione della sezione tipo della trave.



Relazione di calcolo strutture ferroviarie

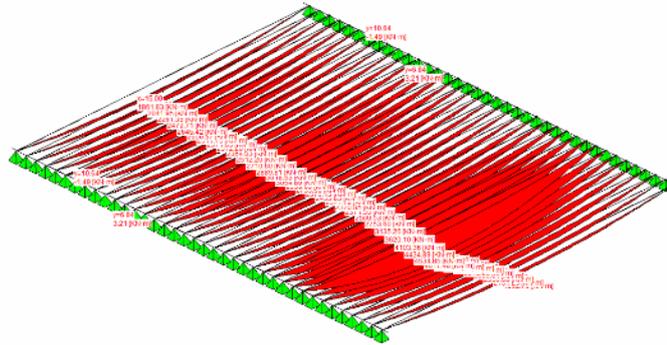


Figura 6-126: rappresentazione delle sollecitazioni di calcolo nelle travi in cc SLU: momento flettente.

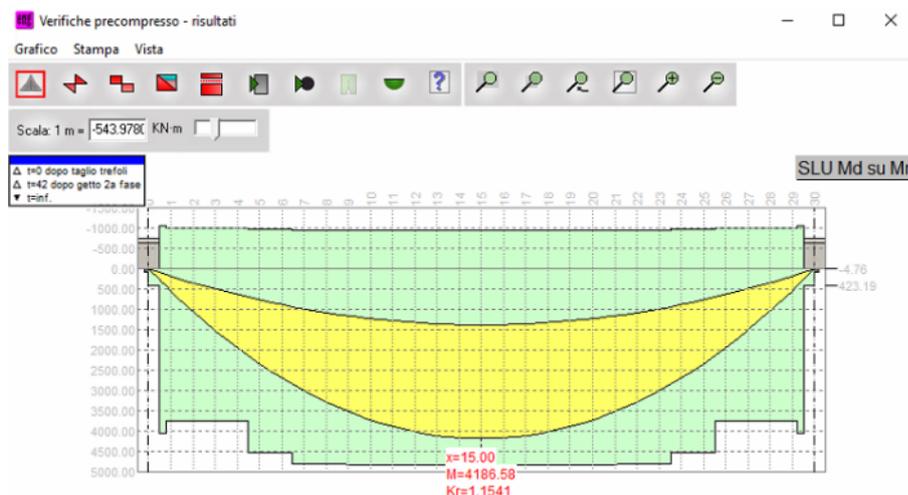


Figura 6-127: verifica svolta automaticamente a flessione in cc SLU.

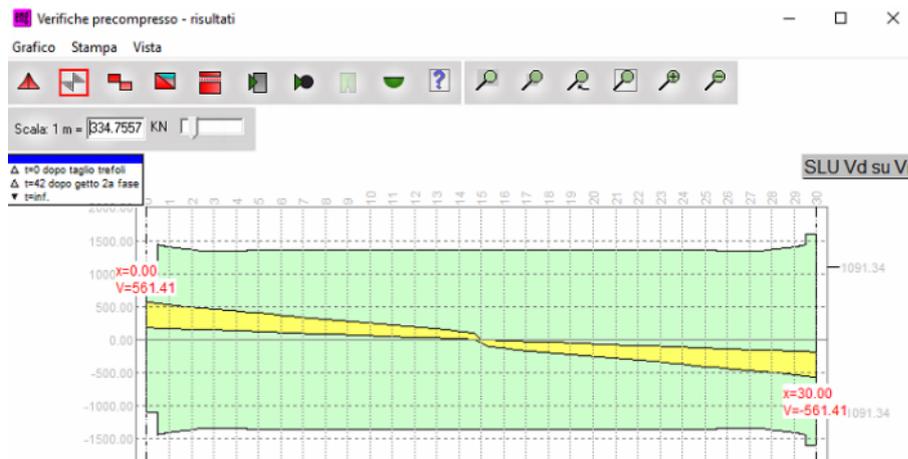


Figura 6-128: verifica svolta automaticamente a taglio in cc SLU.



Si riporta inoltre una verifica SLU semplificata della soletta:

$$pp = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ kN/mq}$$

$$pav = 4 \text{ kN/mq}$$

$$q = 20 \text{ kN/mq}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

Sez. 100*20cm, $\Phi 12/20 \times 20$ sup/inf entrambe le direzioni

$$Msd, \max = (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 4 + 1.35 \cdot 20) \cdot l^2 / 8 = 5 \text{ kNm/m} < Mrd = 36 \text{ kNm/m}$$

$$Msd, \max = (1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 4 + 1.35 \cdot 20) \cdot l / 2 = 20 \text{ kN/m} < Vrd = 84 \text{ kN/m}$$

Non si riportano le verifiche in cc SLE che risultano però anch'esse soddisfatte. La deformazione dell'impalcato considerando il carico accidentale in cc SLE rara è pari massimo a circa $L/725$, valore compatibile con la funzionalità dell'opera.

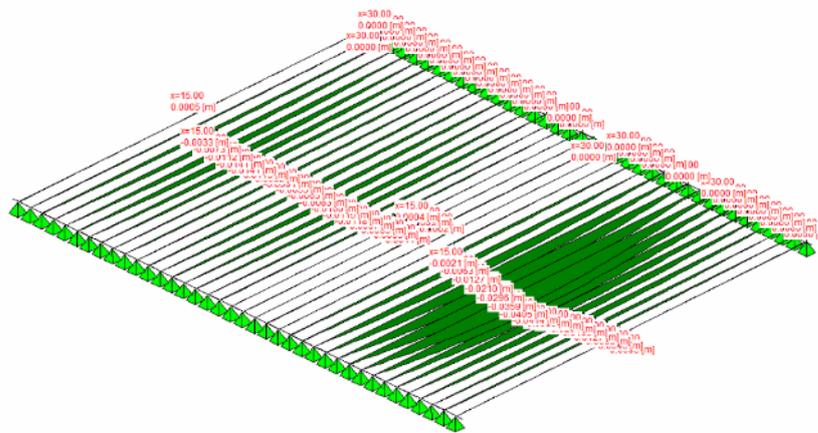


Figura 6-129: rappresentazione della deformata di calcolo nelle travi con applicazione del carico accidentale in cc SLE rara.

6.19.2 Muri di appoggio

L'impalcato è appoggiato su muri laterali in c.a. di spessore 120cm. Si riportano a seguire le caratteristiche geometriche.

Altezza totale fuori terra del muro centrale 6.15 m

Altezza totale fuori terra dei muri laterali 9.75 m

Spessore dei muri 1.20 m



Si riporta a seguire il dimensionamento e la verifica dei muri, in cc SLU e SLV. I valori di riferimento assunti nei calcoli a seguire (in parte già riportati nei paragrafi precedenti) sono i seguenti:

carico permanente di impalcato: $\text{perm} = 12.5 + 4 = 16.5 \text{ kN/mq}$

carico variabile di impalcato: $\text{var} = 20 \text{ kN/m}$

peso proprio muro: $\text{pp,m} = 1.2 * 1 * 25 = 30 \text{ kN/m}$

peso proprio basamento (centr.): $\text{pp,bc} = 2.0 * 1.5 * 1 * 25 = 75 \text{ kN/m}$

peso proprio basamento (lat.): $\text{pp,bl} = 5 * 1.5 * 1 * 25 = 190 \text{ kN/m}$

accelerazione sismica di impalcato: $\text{amax} = 0.701 \text{ g}$

accelerazione sismica in fondazione: $\text{amax} = 0.282 \text{ g}$

Muro in mezzzeria

Sp. 120cm

H fuori terra max = 7.5m

SLU

$\text{Nsd,max} = 1525 \text{ kN/m}$

$\text{Msd,max} = 0 \text{ kNm/m}$

SLV

$\text{Nsd,max} = 685 \text{ kN/m}$

$\text{Vsd,max} = 480 \text{ kN/m}$

$\text{Msd,max} = 2590 \text{ kNm/m}$

Muri laterali

H fuori terra max = 9.75m

SLU

$\text{Nsd,max} = 1190 \text{ kN/m}$

$\text{Msd,max} = 0 \text{ kNm/m}$

SLV

$\text{Nsd,max} = 650 \text{ kN/m}$

$\text{Vsd,max} = 455 \text{ kN/m}$

$\text{Msd,max} = 3370 \text{ kNm/m}$

In entrambi casi le verifiche sono soddisfatte in quanto:

sez. 100x120cm, armatura verticale $\Phi 30/15 + \Phi 26/15$ (2 livelli) int/est, ganci $\Phi 12/30 \times 30$

$\text{Mrd} (\text{N}=685 \text{ kN/m}) = 3770 \text{ kNm/m} > \text{Msd} = 2590 \text{ kNm/m}$

$\text{Mrd} (\text{N}=650 \text{ kN/m}) = 3755 \text{ kNm/m} > \text{Msd} = 3370 \text{ kNm/m}$



$$V_{rd} = 480 \text{ kN/m} > V_{sd} = 850 \text{ kNm/m}$$

Si omettono le verifiche SLE che risultano soddisfatte.

6.19.3 Pali di fondazione

L'impalcato è appoggiato su muri laterali in c.a. su pali di fondazione, le cui caratteristiche geometriche sono riportate a seguire.

Diametro dei pali.....	1.00 m
Interasse longitudinale dei pali.....	1.00/1.50 m
Altezza basamento	1.50 m
Larghezza basamento	2.00/5.00 m
Profondità dei pali	10.0 m
(e almeno 8m in Flysch integro)	
Interasse trasversale dei pali (per muri di estremità)	3.50 m

Pali dei muri centrali

Si riporta a seguire il dimensionamento e la verifica dei pali più sollecitati (mezzeria) nelle combinazioni di carico SLU e SLV.

SLU

$$N_{sd,max} = 1625 \text{ kN}$$

SLV

$$N_{sd,max} = 760 \text{ kN}$$

$$V_{sd,max} = 502 \text{ kN}$$

$$M_{sd,max} = 3100 \text{ kNm/m}$$



Si riporta a seguire la rappresentazione del modello del palo realizzato per la verifica con il programma di calcolo CARL di Aztec, e a seguire il format dei risultati delle verifiche geotecniche che risultano soddisfatte.

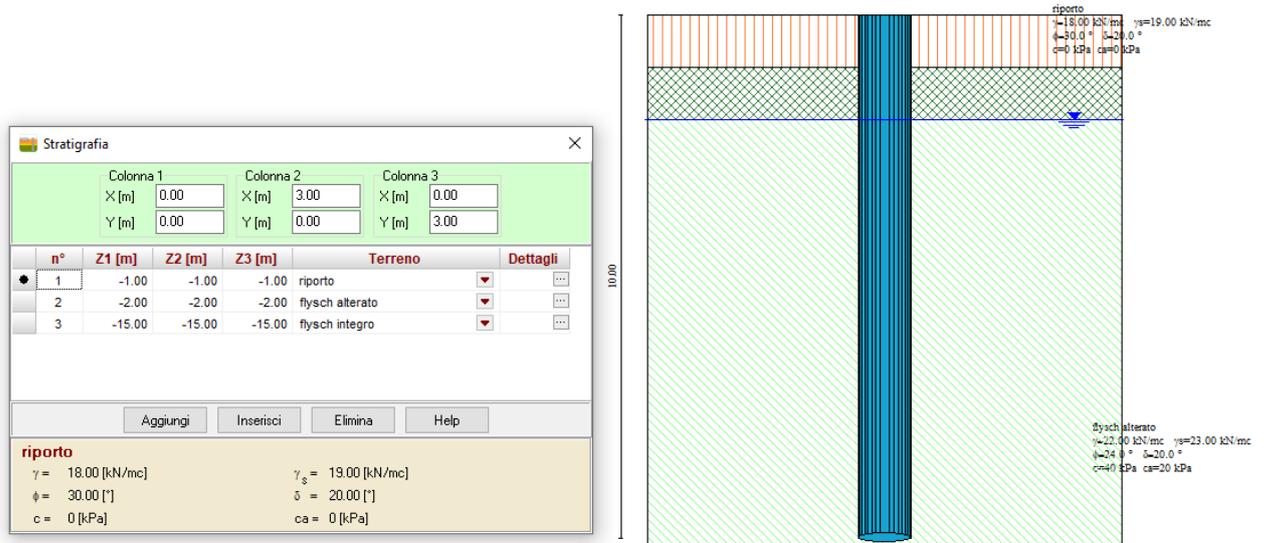


Figura 6-130: schema del palo modellato con Carl 14.

Dettagli risultati palo [comb 1] SLU A1-M1-R3			
Geometria palo			
L = 10.00 m	D = 1.0000 m		
Portanza verticale			
Pp min = 6336.93 kN	Pp med = 6336.93 kN		
Pl min = 2497.82 kN	Pl med = 2497.82 kN		
Wp = 192.56 kN			
Pd = 3968.68 kN	N = 1625.00 kN	$\eta = 2.44$	
Coefficienti di capacità portante			
Nc = 36.73	Nq = 15.84		
N'c = 36.73	N'q = 15.84		
Portanza trasversale			
Td = 895.03 kN	T = 0.00 kN	$\eta = 100.00$	
Mu = 2453.97 kNm			
Armatura palo (primo tratto)			
Armatura: 35 ϕ 30	A = 0.024740 mq	MuSez = 2453.97 kNm	
Armatura palo (secondo tratto) - y =			
Armatura: ϕ	A =	MuSez =	
Cedimenti			
w = 0.00186 m	u = 0.00000 m		

Dettagli risultati palo [comb 2] SLU A1-M1-R3			
Geometria palo			
L = 10.00 m	D = 1.0000 m		
Portanza verticale			
Pp min = 6336.93 kN	Pp med = 6336.93 kN		
Pl min = 2497.82 kN	Pl med = 2497.82 kN		
Wp = 192.56 kN			
Pd = 3968.68 kN	N = 685.00 kN	$\eta = 5.79$	
Coefficienti di capacità portante			
Nc = 36.73	Nq = 15.84		
N'c = 36.73	N'q = 15.84		
Portanza trasversale			
Td = 895.03 kN	T = 502.00 kN	$\eta = 1.78$	
Mu = 2453.97 kNm			
Armatura palo (primo tratto)			
Armatura: 35 ϕ 30	A = 0.024740 mq	MuSez = 2453.97 kNm	
Armatura palo (secondo tratto) - y =			
Armatura: ϕ	A =	MuSez =	
Cedimenti			
w = 0.00078 m	u = 0.00345 m		

Figura 6-131: sintesi dei risultati delle verifiche svolte con Carl 14.

Le verifiche geotecniche sono soddisfatte in quanto:

$$N_{sd,max} = 1625 \text{ kN} < N_{rd} = 3969 \text{ kN}$$



$$V_{sd,max} = 503 \text{ kN} < V_{rd} = 895 \text{ kN}$$

Anche le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto:

($\Phi 1000\text{mm}$, armatura longitudinali 35 $\Phi 30\text{mm}$, spirale $\Phi 12/15$)

$$M_{rd} (N_{sd}=685) = 3217 \text{ kNm} > M_{sd,max} = 3100 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 695 \text{ kN} > V_{sd,max} = 502 \text{ kN}$$

Pali dei muri di estremità

Per quanto riguarda invece i pali dei muri di estremità, le fondazioni di questi sono costituite da un basamento in c.a., fondato su pali di diametro 1000mm (2 file) di interasse 3.5m e 1.5m longitudinali. Si riporta a seguire il dimensionamento e la verifica dei pali dei muri di appoggio laterali in cc SLV.

SLV

$$N_{sd,max} = 940 \text{ kN}$$

$$V_{sd,max} = 510 \text{ kN}$$

$$M_{sd,max} = 3795 \text{ kNm}$$

Per ogni coppia di pali si ottengono pertanto le seguenti sollecitazioni:

$$N_{sd} (+) = (940+3795/3.5)*1.5 = 3035 \text{ kN (compressione)}$$

$$N_{sd} (-) = (940+3795/3.5)*1.5 = -220 \text{ kN (trazione)}$$

$$V_{sd} = 510*1.5/2 = 383 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 0 \text{ kNm}$$

Secondo i valori sopra riportati, le verifiche geotecniche sono soddisfatte in quanto:

$$N_{sd} (+) = 3035 \text{ kN} < N_{rd} = 3969 \text{ kN}$$

$$N_{sd} (-) = -220 \text{ kN} < N_{rd} = -1405 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 383 \text{ kN} < V_{rd} = 895 \text{ kN}$$



Anche le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto i valori qui ottenuti sono inferiori a quelli verificati per gli altri pali di fondazione (muri interni), a parità di sezione e armatura.

6.19.4 Incidenza armatura

L'incidenza del calcestruzzo e dell'armatura per le strutture sono riportate a seguire:

Lunghezza complessiva dell'opera: $L_{max} = 70m$

Per l'impalcato (escluse travi)

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 0.20 \text{ mc/mq}$

Peso di acciaio armatura lenta (compresi sfridi): $P_{acc} = 100 \text{ kg/mc}$

Per i muri

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 1.2 \text{ mc/m/m}$

Peso di acciaio armatura lenta: $P_{acc} = 165 \text{ kg/mc}$

Per i pali di fondazione

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = 0.8 \text{ mc/m/m}$

Peso di acciaio armatura lenta: $P_{acc} = 170 \text{ kg/mc}$

Per il basamento dei muri

Volume di calcestruzzo: $V_{cls} = \text{var } 3-7.5 \text{ mc/m}$

Peso di acciaio armatura lenta: $P_{acc} = 60 \text{ kg/mc}$