



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E  
DEI TRASPORTI



E.N.A.C.  
ENTE NAZIONALE per L'AVIAZIONE  
CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE - "AMERIGO VESPUCCI"

Opera

PROJECT REVIEW - PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE AL 2035

Titolo Documento Completo

VBT1 – ELABORATI GENERALI E SPECIALISTICI OPERE CIVILI  
Relazione di calcolo in Fase provvisoria

Livello di Progetto

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO PROGETTUALE A LIVELLO MINIMO DI PROGETTO DI  
FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PSA	01	MARZO 2024	–	FLR–MPL–PSA–VBT1–017–0C–RC
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Calc Oper Prov

01	03/24	EMISSIONE PER PROCEDURA VIA-VAS	TAE , SITECO	A. BURCHI	L. TENERANI
00	10/22	EMISSIONE PER DIBATTITO PUBBLICO	TAE , SITECO	D. VESTRINI	L.TENERANI
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<p>COMMITTENTE PRINCIPALE</p>  <p><b>ACCOUNTABLE MANAGER</b> Dott. Vittorio Fanti</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</p>  <p><b>DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>	<p>SUPPORTI SPECIALISTICI</p> <p>PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p>  <p>Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p> <p>SUPPORTO SPECIALISTICO</p>  <p>Ing. Andrea Burchi</p>
<p>POST HOLDER PROGETTAZIONE Ing. Lorenzo Tenerani</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>	
<p>POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'Ippolito</p>		
<p>POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO Geom. Luca Ermini</p>		

È SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE



## NUOVO AEROPORTO AMERIGO VESPUCCI DI FIRENZE

Opere di viabilità del master plan Aeroportuale 2035

### PROGETTO DI FATTIBILITA' GALLERIA ARTIFICIALE SOTTO LA PISTA E MURI AD “U”

Relazione di calcolo in Fase provvisoria

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
21/02/2024	FLR MPL PSA	VBT 017 OC RC	0

AGGIORNAMENTI					
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	Prima Emissione	21/02/2024	A. Frascari	M. Borsa	A. Burchi

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>Normative</b> .....	<b>7</b>
2.2.1	Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico .....	7
2.2.2	Norme relative ai materiali strutturali .....	8
2.2.3	Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture .....	8
2.2.4	Altre norme/direttive di carattere specifico .....	8
2.2.5	Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico.....	9
<b>2.3</b>	<b>Riferimenti bibliografici</b> .....	<b>9</b>
2.3.1	Riferimenti per il calcolo strutturale.....	9
2.3.2	Riferimenti per calcolo sismico .....	10
2.3.3	Riferimenti per calcolo geotecnico.....	10
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b> .....	<b>13</b>
<b>4.1</b>	<b>Unità geotecniche</b> .....	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>Inquadramento idrogeologico</b> .....	<b>14</b>
<b>4.3</b>	<b>Parametri geotecnici</b> .....	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO</b> .....	<b>19</b>
<b>5.1</b>	<b>Sezioni tipologiche in artificiale</b> .....	<b>19</b>
5.1.1	Sezione TIPO 1 .....	19
5.1.2	Sezione TIPO 2 .....	20
5.1.3	Sezione TIPO 3 .....	21
5.1.4	Sezione TIPO 4 .....	22
<b>6</b>	<b>SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO</b> .....	<b>24</b>
<b>6.1</b>	<b>Combinazioni di carichi e requisiti normativi</b> .....	<b>24</b>
<b>6.2</b>	<b>Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche</b> .....	<b>25</b>
6.2.1	Considerazioni generali.....	25
6.2.2	Accelerazione massima al suolo .....	25
6.2.3	Comportamento sismico .....	27
<b>6.4</b>	<b>Criteri di verifica</b> .....	<b>29</b>

6.4.1	Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno.....	29
6.4.2	Verifiche di stabilità globale terreno\struttura.....	30
6.4.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.....	30
6.4.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.....	31
6.4.5	Verifiche strutturali agli stati limite ultimi (SLU) sezioni in acciaio.....	31
<b>7</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO .....</b>	<b>33</b>
<b>7.1</b>	<b>Modellazione di calcolo.....</b>	<b>33</b>
<b>7.2</b>	<b>Definizione dei materiali nei modelli numerici .....</b>	<b>36</b>
<b>7.3</b>	<b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>	<b>38</b>
7.3.1	Sezione TIPO 1 .....	39
7.3.2	Sezione TIPO 2 .....	44
7.3.3	Sezione TIPO 3 .....	51
7.3.4	Sezione TIPO 4 .....	57
<b>7.4</b>	<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>61</b>
7.4.1	Pesi propri e carichi permanenti portati .....	61
7.4.2	Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati .....	61
7.4.3	Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici.....	61
7.4.4	Azioni sismiche.....	62
<b>7.5</b>	<b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali .....</b>	<b>63</b>
7.5.1	Sollecitazioni pannelli TIPO 1.....	63
7.5.2	Sollecitazioni pannelli TIPO 2.....	66
7.5.3	Sollecitazioni pannelli TIPO 3.....	69
7.5.4	Sollecitazioni pannelli TIPO 4.....	72
<b>7.6</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali.....</b>	<b>74</b>
7.6.1	Verifica pannelli TIPO 1 .....	74
7.6.2	Verifica pannelli TIPO 2 .....	79
7.6.3	Verifica pannelli TIPO 3 .....	84
7.6.4	Verifica pannelli TIPO 4 .....	89

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di progettazione della viabilità esterna al nuovo Masterplan dell'Aeroporto "Amerigo Vespucci" di Firenze ed in particolare si occupa della progettazione della nuova galleria artificiale che passa sotto la nuova pista di volo.

Il progetto comprende la variante alla viabilità locale, che collega Sesto Fiorentino con Osmannoro, interessata dalla realizzazione della nuova pista dell'Aeroporto Internazionale "Amerigo Vespucci" di Firenze, delle sue opere accessorie e di quelle di compensazione. La realizzazione di tale viabilità ricade fra le opere previste nel Master Plan al 2035 del nuovo aeroporto.

La nuova pista aeroportuale interrompe la Via dell'Osmannoro e il Fosso Reale, che attualmente corre parallelo a Via dell'Osmannoro, per il tratto a Nord dell'Autostrada A11 Firenze-Mare, per poi deviare verso Ovest a sud di essa. La risoluzione di tale interferenza richiede la realizzazione di una nuova viabilità ed una serie di opere d'arte per gli attraversamenti idraulici.

L'intervento in progetto ricade per la maggior parte nel territorio del Comune di Sesto Fiorentino e, per una piccola porzione, nel territorio del Comune di Firenze, come è mostrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

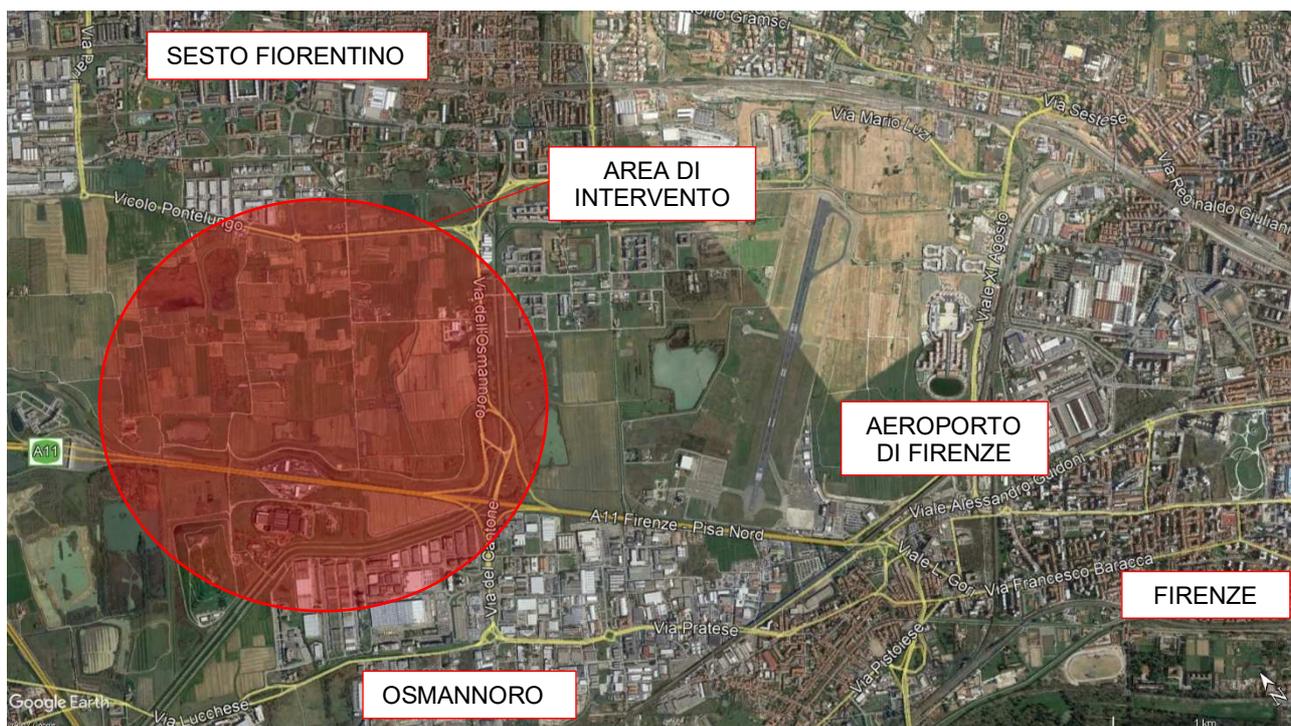


Figura 1-1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®

Scopo della presente relazione è illustrare la disamina della soluzione di Progetto Esecutivo di riferimento in relazione al dimensionamento della Galleria Artificiale di Linea e i muri di contenimento, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla Scrivente.

Nei capitoli che seguono, dopo un inquadramento generale delle opere, si riportano i criteri di verifica adottati ed i relativi tabulati di calcolo relativi alla fase di costruzione delle strutture.

Per quanto riguarda le verifiche della condizione di esercizio si rimanda alla relazione dedicata.

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica di calcolo delle opere provvisorie parte integrante della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale (o Masterplan) al 2035 dell'aeroporto di Firenze, qui sviluppata e dettagliata ad un livello tecnico ritenuto congruo con le finalità della presente fase procedurale, comunque non inferiore a quello del progetto di fattibilità tecnica ed economica di cui all'art. 41 del D. Lgs. n. 36/2023.

Il citato approfondimento tecnico viene previsto ad integrazione della Sezione Generale della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 2035, predisposta in aderenza alle normative e/o regolamenti specifici del settore aeronautico, rispetto alla quale si pone l'obiettivo di elaborare ulteriori elementi tecnici di studio, dettaglio, analisi e progettazione, ritenuti necessari ai fini del compiuto espletamento dei procedimenti amministrativi (di compatibilità ambientale e di autorizzazione) ai quali risulta per legge assoggettato lo strumento del Piano di Sviluppo Aeroportuale, così integrato in modo da rafforzarne la valenza e la funzione progettuale, strettamente interconnessa con quella pianificatoria e programmatica di investimento.

Le informazioni di seguito riportate vanno, pertanto, analizzate in stretta correlazione rispetto ai più ampi ed estesi aspetti tecnico-economici trattati all'interno dei documenti afferenti alla Sezione Generale del Masterplan, con i quali esse si relazionano secondo un processo capillare di progressivo approfondimento e dettaglio, ritenuto utile per una più completa, consapevole e piena visione dell'insieme delle previsioni di trasformazione dello scalo aeroportuale e delle aree circostanti, e per una più esauriente analisi e comprensione della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale.

La citata Project Review costituisce la nuova formulazione tecnica delle previsioni progettuali e di investimento che ENAC prevede di attuare, nel medio-lungo periodo (orizzonte 2035, coerente con quello del Piano Nazionale degli Aeroporti in fase di aggiornamento), relativamente all'infrastruttura aeroportuale di Firenze, redatta dal Gestore aeroportuale di intesa con l'Ente regolatore in attuazione degli obblighi di miglioramento, ottimizzazione e sviluppo dell'aeroporto insiti nel contratto di concessione che lega lo stesso Gestore alle Istituzioni dello Stato (Ministero delle Infrastrutture e ENAC) per la gestione totale dell'infrastruttura aeroportuale (bene dello Stato). Ne consegue che l'insieme documentale di cui la presente relazione costituisce parte integrante deve essere visto e analizzato nella propria autonomia e indipendenza sostanziale, per quanto inevitabilmente consequenziale rispetto al precedente Masterplan 2014-2029 col quale risultano ancora sussistenti più elementi di dialogo che, tuttavia, ci si pone l'obiettivo di non assurgere a valenza prodromica e a funzionalità necessaria per una completa illustrazione, definizione e comprensione del nuovo Piano di Sviluppo Aeroportuale 2035.

Si auspica, infine, di aver esaurientemente e correttamente tradotto e trasferito, all'interno della documentazione di cui al nuovo Masterplan 2035, quel prezioso bagaglio di esperienza e quell'insieme di utili risultanze derivanti dal dialogo costruttivo e dialettico che, nell'ultimo decennio, ha visto in più momenti la partecipazione di ENAC, del Gestore aeroportuale, degli Enti/Amministrazioni interessati, delle Istituzioni nazionali e regionali, dei vari stakeholders e della cittadinanza attiva intorno ai temi relativi al trasporto aereo, alla multimodalità della mobilità, al ruolo della rete aeroportuale territoriale toscana e al futuro dello scalo aeroportuale di Firenze, che ENAC vede sempre più strategico, integrato e funzionale alla rete nazionale ed europea dei trasporti.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

<b>VB T9 - SOTTOPASSO RWY 11-29</b>		
FLR-MPL-PSA-VBT9-001-OC-PL	Plan Sez Sot	Planimetria, sezione trasversale prospetto
FLR-MPL-PSA-VBT9-002-OC-PL	Plan Trac 1	Planimetria tracciamento tav. 1-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-003-OC-PL	Plan Trac 2	Planimetria tracciamento tav. 2-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-004-OC-PL	Plan Trac 3	Planimetria tracciamento tav. 3-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-005-OC-PL	Plan Trac 4	Planimetria tracciamento tav. 4-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-018-OC-PF	Prof Long Par int 1	Profilo longitudinale paramento interno tav. 1-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-019-OC-PF	Prof Long Par int 2	Profilo longitudinale paramento interno tav. 2-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-020-OC-PF	Prof Long Par int 3	Profilo longitudinale paramento interno tav. 3-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-021-OC-PF	Prof Long Par int 4	Profilo longitudinale paramento interno tav. 4-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-022-ST-DE	Carp Sez Sot 1	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 1-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-023-ST-DE	Carp Sez Sot 2	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 2-6

**VB T9 - SOTTOPASSO RWY 11-29**

FLR-MPL-PSA-VBT9-024-ST-DE	Carp Sez Sot 3	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 3-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-025-ST-DE	Carp Sez Sot 4	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 4-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-026-ST-DE	Carp Sez Sot 5	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 5-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-027-ST-DE	Carp Sez Sot 6	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 6-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-028-ST-DE	Car Sez Vas	Carpenteria e sezioni Vasca di raccolta acque di piattaforma
FLR-MPL-PSA-VBT9-031-IR-SD	Int Gest Risc Idr	Interventi di gestione del rischio idraulico sottopasso stradale

## 2.2 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e le si devono intendere nell'anno di cogenza. Si riportano le principali normative di riferimento:

### 2.2.1 Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico

- D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- C.M. 21 febbraio 2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 11/02/2019 n. 35)”;

#### Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1990:2006 “Criteri generali di progettazione strutturale”;

#### Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

#### Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

#### Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

#### Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- UNI EN 1998-1:2016 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## 2.2.2 Norme relative ai materiali strutturali

- UNI EN 206-1:2016 «Calcestruzzo, Parte 1 Specificazione, prestazione, produzione e conformità»;
- UNI 11104:2017 «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1»;
- UNI EN 197-1-2011 «Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 10025-1:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 1 «Condizioni tecniche generali di fornitura»;
- UNI EN 10025-2:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 2 «Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali».

## 2.2.3 Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture

- UNI EN 1992-1-2:2019 «Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio».
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI 9503:2007 «Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio».
- D.M. del 16 febbraio 2007 «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione».

## 2.2.4 Altre norme/direttive di carattere specifico

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni (superato dalla normativa DM17/1/2018 e circolare esplicativa);
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. 21 dicembre 1999 n. 554 "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

- D.L. 5 Febbraio 1997, N.22 – Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio. (G.U. 15-2-1997, n.38-suppl) modificato ed integrato ai sensi del D.L. 8 Novembre 1997, N.389 (G.U. 8-11-1997, n.261);
- D. L. 5 Febbraio 1998 – Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli artt.31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n.22 (G.U. 16-4-1998, n.88 – suppl.).
- Manuale RFI di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II - SEZIONI 2 - PONTI e STRUTTURE (RFI DTC\_SI\_PS\_MA\_IFS\_001\_C)

## 2.2.5 Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico

- AGI giugno 1975 «Raccomandazioni nella programmazione delle indagini geotecniche».
- Raccomandazioni AICAP maggio 1993 «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce».
- Reccomandations T.A. 95 Comité Français de la Mécanique des Sol et des Travaux de Fondations «Tirants d’ancrage – Reccomandations concernant la conception, le calcul, l’exécution et le contrôle».
- AGI dicembre 1984 «Raccomandazioni sui pali di fondazione».
- EN 12715 «Execution of special geotechnical works - grouting».
- EN 12716 «Execution of special geotechnical works – jet grouting».
- Raccomandazioni AFTES
- ACI Standard ACI/89 «Building code requirements for reinforced concrete».

## 2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### 2.3.1 Riferimenti per il calcolo strutturale

- A.I.C.A.P. [2006] - “Guida all’uso dell’Eurocodice 2”
- ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.”
- CSI COMPUTER & STRUCTURE [2017] - “SAP 2000 user’s manual”
- ERASMO VIOLA [1992] - “Scienza delle costruzioni”
- LUIGI SANTARELLA [1998] - “Il cemento armato: la tecnica e la statica”
- O. BELLUZZI [1996] - “Scienza delle costruzioni”
- PAOLO RUGALI [2008] - “Calcolo di strutture in acciaio; guida all’Eurocodice 3”
- P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - “Teoria e tecnica delle strutture”
- FIB, [2013] - “FIB MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010”
- FIB [2011] - “Design examples for strut-and-tie models (bulletin n°61)”
- JRC, ECCS [2007] - “Commentary and worked examples to EN 1993-1-5
- G. BALLIO, F. MAZZOLANI [2015] - “Strutture in acciaio”

### 2.3.2 Riferimenti per calcolo sismico

- ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"
- AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] – "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

### 2.3.3 Riferimenti per calcolo geotecnico

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

Conglomerato cementizio magro

Classe di resistenza: C12/15

Classe di esposizione: X0

Classe di consistenza: –

Conglomerato cementizio per diaframmi e travi di coronamento

Classe di resistenza: C25/30

Modulo di deformazione:  $E_c = 31476 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Peso per unità di volume:  $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S4

Conglomerato cementizio getti di completamento e opere interne

Classe di resistenza: C32/40

Modulo di deformazione:  $E_c = 33345 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Peso per unità di volume:  $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S4

- **Copriferro**

I valori riportati per i copriferri sono comprensivi della tolleranza  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$  e rappresentano la distanza minima tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Diaframmi  $c = 8,0 \text{ cm}$

Trave di coronamento  $c = 4,5 \text{ cm}$

Getti di completamento e strutture interne  $c = 4,5 \text{ cm}$

- **Acciaio di armatura**

Tipo: B450C

Modulo di deformazione:  $E_c = 210000 \text{ MPa}$

Resistenza a snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$   
Resistenza a snervamento di progetto:  $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$   
Peso per unità di volume:  $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Acciaio per profilati**

Tipo: S355  
Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$   
Resistenza a snervamento di progetto:  $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$   
Peso per unità di volume:  $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

Spessore:  $2 \pm 0.5 \text{ mm}$   
Peso specifico:  $1.3 \text{ g/cm}^3$   
Resistenza a trazione media:  $15 \text{ MPa}$

Tessuto non tessuto

Massa unitaria:  $500 \text{ g/m}^2$   
Spessore: a  $2 \text{ kPa}$   $3.8 \text{ mm}$ , a  $200 \text{ kPa}$   $1.8 \text{ mm}$   
Resistenza a punzonamento:  $5.0 \text{ kN}$   
Resistenza a trazione media:  $45 \text{ kN/m}$

Cordolino bentonitico

Dimensione:  $20 \times 25 \text{ mm}$   
Espansione a contatto con acqua: 6 volte il volume iniziale  
Pressione di rigonfiamento dopo 48h:  $> 600 \text{ kPa}$

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la caratterizzazione geotecnica del sito nel quale insiste l'opera in progetto si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

[DR_1].	FLR-MPL-PSA-VBT1-013-GL-RT.pdf	Relazione Geologica
[DR_2].	FLR-MPL-PSA-VBT1-005-OC-RT.pdf	Relazione Geotecnica

### 4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

Il sottosuolo della piana di Firenze è costituito da sedimenti plio-quadernari di riempimento del bacino fluvio-lacustre formatosi a seguito della fase tettonica distensiva, deposti sulle rocce del paleoinvaso.

In Capecchi, Guazzone, Pranzini, (1976b), sono stati identificati e definiti quattro livelli denominati "orizzonti Firenze" (figura 1), corrispondenti a successive fasi di deposizione. Tale suddivisione risulta fondamentale per approfondire e comprendere le caratteristiche geologiche e idrogeologiche del sito in studio.

#### Orizzonte "Firenze 1"

Si tratta dello strato superficiale indicato dai vecchi Autori col nome di "pancone" o "gentilone". È costituito da sabbia fine con argilla con le ghiaie e i ciottoli frequentemente dispersi nel banco e più rare piccole lenti di argilla. In varie località l'orizzonte Firenze 1 è composto da sabbie anche grossolane e relativamente pulite come, a esempio, all'Anconella e in altri luoghi in prossimità del Fiume Arno.

Il suo spessore varia da 3 a 9 metri ma nel centro della città ha una media di 4÷5 m.

#### Orizzonte "Firenze 2"

Si tratta di depositi fluviali incoerenti che presentano notevoli e rapide variazioni granulometriche sia in senso verticale che orizzontale composti da ciottolami, ghiaie e sabbie.

La frazione argillosa è di solito assai scarsa tanto da permettere una buona permeabilità. È in questo livello, infatti, che trovano alimentazione quasi tutti i pozzi per acqua scavati fin da epoche remote nell'area urbana. Sono presenti in questo intervallo sottili lenti di argilla plastica giallo-rossastra.

Lo spessore di questo orizzonte è molto variabile; diminuisce gradualmente verso i margini della pianura e verso ovest. In Capecchi *et al.* (1976b) sono riportate le isobate del tetto di questo orizzonte nell'area urbana che mettono in risalto, oltre ad una generale pendenza della superficie verso l'asse della valle e nel senso di scorrimento dell'Arno, alcune fasce di alto relativo piuttosto strette. Esse corrispondono probabilmente al percorso del Fiume Arno durante le ultime fasi di deposito dell'orizzonte macroclastico.

#### Orizzonte "Firenze 3"

L'Orizzonte Firenze 3 è composto da ciottolami, ghiaie e sabbie, con una matrice argillosa più abbondante che nei sedimenti macroclastici dell'orizzonte Firenze 2 soprastante, tanto da risultare meno permeabile. L'argilla è presente anche in lenti. Nella zona dell'Osmannoro una di queste lenti, dello spessore di 3÷4 m, divide l'orizzonte in due distinti livelli porosi.

L'Orizzonte Firenze 3 è in genere separato dall'Orizzonte Firenze 2 da uno strato di argilla turchina di probabile origine lacustre; nelle zone dove tale strato argilloso manca i due orizzonti ciottolosi non possono essere distinti con certezza.

#### Orizzonte "Firenze 4"

L'Orizzonte Firenze 4 è costituito da argille di origine lacustre, compatte, di colore turchino, più raramente giallastro, talora con lignite e torba. A vari livelli sono presenti lenti di ghiaie e ciottoli, più raramente di sabbie; in questi strati la matrice argillosa è quasi sempre abbondante, tanto da limitarne la permeabilità.

Lo spessore dell'Orizzonte Firenze 4 è determinato dalla quota del fondo lago: all'Anconella è intorno a 70 m mentre nel centro città, nella zona della stazione di Santa Maria Novella, è circa 25 m; esso aumenta rapidamente spostandosi a ovest delle Cascine fino a superare i 300 m nella zona di San Donnino.

Come mostrato nella carta geologica, nell'area in studio affiorano i Depositi Olocenici (rappresentati dai Depositi alluvionali recenti terrazzati - bna1 e bna2, dalle Alluvioni recenti – Ac, dai Depositi alluvionali attuali - b, dai Depositi colluviali – b7, dai Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata - h5 e dai Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi – h1) e le Unità Tettoniche Liguri, in particolare la Formazione di Monte Morello (MLL) appartenente all'Unità omonima. La carta geologica è stata disegnata utilizzando i Fogli n. 275040 e 275080 della Carta Geologica Regionale della Regione Toscana – Servizio Geologico Regionale (Progetto Carg).

Nel capitolo 3.2 di [DR\_1], è stato descritto il sottosuolo della piana di Firenze, costituito da sedimenti plio-quadernari di riempimento del bacino fluvio-lacustre formatosi a seguito della fase tettonica distensiva appenninica, deposti sulle rocce del paleoinvaso.

I Depositi alluvionali recenti terrazzati corrispondono ai depositi del Sintema del Fiume Arno (Depositi alluvionali recenti, § 3.2.6 di [DR\_1]), secondo la classificazione UBSU (Unconformity-bounded Stratigraphic Units) e possono essere inoltre correlati all'Orizzonte Firenze 1 e all'Orizzonte Firenze 2 di Capecci et al. (1976b) (si veda il § 3.3 di [DR\_1]).

I dati acquisiti dai sondaggi eseguiti nell'area e dai lavori eseguiti in aree limitrofe permettono una ricostruzione stratigrafica di massima dell'area in oggetto (per una ricostruzione stratigrafica di dettaglio si vedano gli elaborati dedicati).

L'analisi geotecnica ha evidenziato come la tratta di interesse è caratterizzata da 3 unità geotecniche definite nel proseguo:

- **livello geotecnico 1 (da 0.00 a 2.00÷2.50 m p.c.):** limo con argilla e argilla con limo, debolmente sabbioso; localmente presente materiale di riporto. Valori molto elevati di OCR/pressione di preconsolidazione. Argille inorganiche ad alta plasticità (CH) secondo la classificazione di Casagrande;
- **livello geotecnico 2 (da 2.00÷2.50 a 4.50÷6.00 m p.c.):** argilla con limo e limo con argilla, debolmente sabbioso. Valori molto elevati di OCR/pressione di preconsolidazione. Argille inorganiche ad alta plasticità (CH) secondo la classificazione di Casagrande;
- **livello geotecnico 3 (da 4.50÷6.00 a 10.00÷11.00 m p.c.):** argilla con limo e limo con argilla, debolmente sabbioso. Valori molto elevati di OCR/pressione di preconsolidazione. Argille inorganiche ad alta plasticità (CH) secondo la classificazione di Casagrande.

## 4.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Con riferimento agli orizzonti sopra descritti, dal punto di vista idrogeologico, l'Orizzonte Firenze 1 può essere considerato un acquitardo con permeabilità nell'ordine di  $10^{-7}$  m/s. L'Orizzonte Firenze 2, invece, per le sue caratteristiche granulometriche e tessiture, costituisce il corpo acquifero principale dell'area fiorentina, con permeabilità fortemente variabili, nell'ordine dei  $10^{-3}$ ÷ $10^{-7}$  m/s. L'Orizzonte Firenze 3 presenta permeabilità generalmente più basse dell'Orizzonte Firenze 2, ma può comunque ospitare una significativa circolazione idrica. L'Orizzonte Firenze 4, infine, può essere sede di limitati acquiferi (in pressione) ubicati nelle lenti di ghiaie e sabbie che si trovano disperse

all'interno del corpo costituito dalle argille turchine; tali acquiferi non sono ovviamente di interesse ai fini dello sfruttamento idrico.

La falda nell'area fiorentina è posizionata in corrispondenza dei Depositi Alluvionali Recenti (Orizzonte Firenze 2); oppure, nella zona delle Cascine-Osmannoro, nei Depositi Alluvionali Antichi (Orizzonte Firenze 3). L'acquifero più superficiale (Orizzonte Firenze 2) può essere rinvenuto nella maggior parte della pianura.

Durante l'esecuzione della quasi totalità dei sondaggi **non è stata riscontrata la presenza di acqua**; è comunque opportuno fare alcune precisazioni in merito alle interferenze eventualmente presenti e prevedibili tra gli interventi in progetto e le acque di sottosuolo.

La zona in studio presenta schematicamente le seguenti caratteristiche idrogeologiche:

- superficialmente è presente un livello dello spessore di un paio di metri al di sotto del piano di campagna, che a seconda della stagione, può essere interessato da saturazione alla profondità compresa tra 0 e 1,5 m; questo livello non ha alcun valore e interesse dal punto di vista della risorsa idrica;
- al di sotto di 1,5 – 2,0 m di profondità dal piano di campagna fino alla profondità di almeno 25 m non è mai stata registrata presenza di una falda;
- il livello in cui ha sede la falda principale della pianura fiorentina è identificato con l'Orizzonte Firenze 2 (parte inferiore del Sistema del Fiume Arno) e con l'Orizzonte Firenze 3 (Sistema di Firenze) che al di sotto dell'area di interesse per il presente studio non risultano essere presenti.

Nella campagna di indagini geognostiche di riferimento per il presente studio, sono stato realizzati numerosi piezometri (si veda il § 6.1 e l'ubicazione delle indagini in allegato a [DR\_1]).

È fondamentale sottolineare che, come sopra scritto, le misure eseguite rappresentano dei livelli piezometrici pertanto, nel caso di un acquifero libero, la superficie piezometrica corrisponde alla reale quota della falda freatica, mentre nel caso di un acquifero confinato, o semi confinato, come quello dell'area di progetto, la superficie piezometrica misurata nei pozzi corrisponde a una quota fittizia, non reale, della falda nel terreno: la quota dell'acqua raggiunta nel pozzo, in questo caso, è determinata infatti dalla pressione dovuta alla differenza di carico tra la zona di alimentazione e l'opera di captazione considerata. In altre situazioni, invece, si tratta di semplice acqua di ritenzione.

Infine, in relazione alla permeabilità del materiale, volendo fornire un valore indicativo del coefficiente di permeabilità K, si può far riferimento a quello ottenuto dalle prove edometriche desunte dalle prove eseguite sui campioni prelevati durante la perforazione dei sondaggi a carotaggio continuo che risulta dell'ordine di  $1E^{-12}$  m/sec e  $1E^{-10}$  m/sec e a quello derivante dalle prove di permeabilità in situ di tipo Lefranc eseguite durante la prima fase di indagine (n. 23), le quali non hanno fornito nella maggior parte dei casi valori di permeabilità indicativi per l'assenza di abbassamenti significativi.

*Tabella 4.1: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto*

Classe	Terreni permeabili per porosità primaria	Permeabilità
1	Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata (h5) Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi (h1) Depositi colluviali (b7)	molto bassa
2	Depositi alluvionali recenti terrazzati (bna1 e bna2)	bassa
3	Depositi alluvionali attuali (b) Depositi alluvionali recenti (Ac)	media
4	-	alta
5	-	molto alta

Per tutto quanto sopra riportato al fine del dimensionamento delle opere oggetto di questa relazione e in relazione al tipo di intervento in progetto si adottano le seguenti assunzioni:

- *falda di riferimento* = ai fini del dimensionamento delle opere in fase di costruzione **si considera la falda -21 m da p.c.** <sup>(1)</sup>
- *falda di progetto* = ai fini del dimensionamento delle opere in esercizio **si considera la falda a -2 m da p.c.**

### 4.3 PARAMETRI GEOTECNICI

Il *modello geotecnico* del sottosuolo dell'intera area di progetto ed i *valori caratteristici* sono stati definiti in base alle seguenti considerazioni:

#### **livello geotecnico 1:**

- indagini di riferimento: valori geotecnici ottenuti dai seguenti sondaggi, ubicati lungo il tracciato della viabilità o in un areale limitrofo posto all'interno del sedime aeroportuale: S92, S81, S80, S104, S103, S21, S23, S24, S25, S28, S107, S106, S101, S118, S119;
- calcolato  $\phi'$ ,  $c'$  (da TxCU e TxCD) e  $C_u$  (da ELL) con elaborazione statistica secondo il 5° percentile ( $\phi'=21.9^\circ$ ;  $c'=8.5$  kPa;  $C_u=61$  kPa).

#### **livello geotecnico 2:**

- indagini di riferimento: valori geotecnici ottenuti dai seguenti sondaggi, ubicati lungo il tracciato della viabilità o in un areale limitrofo posto all'interno del sedime aeroportuale: S91, S92, S104, S103, S107, S106, S101, S116, S117, S118, S119;
- calcolato  $\phi'$ ,  $c'$  (da TxCU e TxCD) e  $C_u$  (da TxUU) con elaborazione statistica secondo il 5° percentile ( $\phi'=19.0^\circ$ ;  $c'=8.1$  kPa;  $C_u=68$  kPa).

#### **livello geotecnico 3:**

- indagini di riferimento: valori geotecnici ottenuti dai seguenti sondaggi, ubicati lungo il tracciato della viabilità o in un areale limitrofo posto all'interno del sedime aeroportuale: S91, S92, S104, S103, S107, S106, S101, S116, S117, S118, S119;

<sup>1)</sup> Qualora, nel corso delle valutazioni/indagini successive, dovessero emergere considerazioni differenti sulla presenza di una possibile falda già in fase di costruzione, **dovranno essere previsti sistemi adeguati e opportuni a garantire l'assenza della pressione idrostatica** sulle opere in progetto durante la fase di realizzazione

- calcolato  $\phi'$ ,  $c'$  (da TG DIR CD) e  $C_u$  (da ELL) con elaborazione statistica secondo il 5° percentile ( $\phi'=20.5^\circ$ ;  $c'=15.7$  kPa dopo selezione valori di laboratorio;  $C_u=104$  kPa).

Tabella 2 Modello geotecnico e valori caratteristici

Modello geotecnico e valori caratteristici (valori "medi" (mediana), v. note per 5° pct)

n. id.	profondità m p.c.	livello geotecnico	peso vol nat	conten acqua	indice vuoti	grado saturaz	limite liq	limite plast	indice plast	Classificaz Casagrande	$\phi'$	$c'$	Cu	Cu	Med(2.2) kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	Med(2.4) kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	Med(4.8) kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	Ch ind ricomp	Cc ind compress	Cs ind rigenti	press. preconsoli daz.
1	0.00-2.00/2.50	limo con argilla e argilla con limo, debolm. sabbioso. localm. presente materiale di riporto. Valori molto elevati di OCR/preconsoli di preconsolidazione	19.1	15.6	22.3	0.692	89.0	51.8	23.6	28.2	25.9	16.4	171	169	12.4	13.1	15.2	0.042	0.161	0.060	303
2	2.00/2.50-4.50/6.00	argilla con limo e limo con argilla, debolm. sabbioso. Valori molto elevati di OCR/preconsoli di preconsolidazione	19.5	15.9	23.2	0.655	94.3	54.7	22.2	32.5	24.2	18.2	77	13.0	13.3	16.7	0.038	0.173	0.057	343	
3	> 4.50/6.00 + 10.00/11.00	argilla con limo e limo con argilla, debolm. sabbioso. Valori molto elevati di OCR/preconsoli di preconsolidazione	19.9	16.3	21.8	0.596	97.4	54.8	22.1	32.7	25.0	16.0	141	12.4	13.7	18.7	0.042	0.162	0.060	296	

**Note:**

**valore significativo:** l'attraversamento della pista tramite sottopasso prevede una profondità di scavo di circa 9-10 m, i campioni indisturbati più profondi prelevati dai sondaggi finora realizzati si attestano a quella stessa profondità, pertanto nelle successive fasi progettuali dovranno essere prelevati campioni ritenuti atti a caratterizzare il "volume significativo" del sottosuolo interessato dall'opera di attraversamento

**livello 1:** calcolato  $\phi'$ ,  $c'$  (da TXCU e TXCD) e  $C_u$  (da ELL) con elaborazione statistica secondo il 5° pct (rispettivamente:  $\phi'=21.9^\circ$ ;  $c'=8.5$  kPa;  $C_u=81$  kPa)

**livello 2:** calcolato  $\phi'$ ,  $c'$  (da TXGU e TXCD) e  $C_u$  (da TXUU) con elaborazione statistica secondo il 5° pct (rispettivamente:  $\phi'=19.0^\circ$ ;  $c'=8.1$  kPa;  $C_u=69$  kPa)

**livello 3:** valori mediana per  $\phi'$  e  $c'$  da TO DIR CD. Calcolati  $f_c$  e  $C_u$  (da TO DIR CD) e  $C_u$  (da ELL) con elaborazione statistica secondo il 5° pct (rispettivamente:  $\phi'=20.5^\circ$ ;  $c'=15.7$  kPa dopo selezione valori di laboratorio;  $C_u=104$  kPa)

**livello piezometrico:** considerato l'assetto dei terreni argillosi limosi che costituiscono il sottosuolo del sedime aeroportuale, terreni corrispondenti ad un "aquicludo", con presenza di falde di entità limitata o sospese nei corpi lenticolari di ghiaie e sabbie poste a diverse profondità (fra 20 e 30 m p.c., per quelle più superficiali), il livello piezometrico è stato registrato nella fascia: 9-12 m p.c. nei sondaggi S101-S103-S104-S106-S107-S112-S88, a circa 2 m p.c. nei sondaggi S26-S90-S108 fissurati in sabbie in profondità; S05-S13-S19-S22-(S35 a 5 m pc)-S39-S40-S44. Oltre al periodo stagionale di misurazione, il livello piezometrico è anche funzione dei lunghi tempi di ricarica da parte dei terreni costituenti l'aquicludo ( $k=10^{-10}$  -  $10^{-12}$  cm/s). Il livello piezometrico nell'area del sottopasso (S103-S104) è indicato a circa -10 m p.c.. In fasi progettuali successive è ovviamente necessario un monitoraggio più accurato.

**azione sismica:** le indagini sismiche di tipo down-hole (DH) eseguite nell'area del sedime aeroportuale hanno tutte indicato la presenza di terreni ricadenti in categoria di sottosuolo C, ai sensi dell'approccio semplificato di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2018 (S91-DH presso rotatoria Baxter-Via dell'Osmannoro; S117-DH presso rotatoria Via del Cantone; S118-DH presso VV.FF; S119-DH presso Centrali tecnologiche). Le indagini sismiche più vicine al tracciato del sottopasso sono gli stendimenti a rifrazione di una notevole inversione di velocità nel sismostato >10 m p.c., richiedendo un approfondimento di indagine nelle successive fasi progettuali. **Categoria topografica T1.**

Più in dettaglio con riferimento anche al documento 10-VBT-000-GEO-REL-003-F.pdf, la zona in cui viene realizzata la Galleria Artificiale è individuata con la dicitura “viabilità tratto A-B”.

In tale zona si individuano le 3 litologie principali, le cui caratteristiche geotecniche adottate nel proseguo della relazione sono indicate in Tabella 4.3:

- Strato 1: terreno di riporto o argilla con limo
- Strato 2: limo con argilla in prevalenza debolmente sabbioso
- Strato 3: argilla con limo, talora debolmente sabbiosa

*Tabella 4.3: Parametri geotecnici di calcolo*

Strato	Da [m]	A [m]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_d$ [kPa]
1	0	-1.00	27.63	2.07	73.58	19.52	9708.58
2	-1.00	-2.50	17.90	2.95	76.43	19.38	11709.6
3	-2.50	-10.00	18.08	9.22	89.58	19.61	12209.28



Il traliccio reticolare è formato da elementi strutturali monodimensionali (corrente superiore ed inferiore, anima di collegamento e dispositivo di appoggio), realizzati mediante l'impiego di piatti, tondi e profilati quadri pieni in acciaio per carpenteria metallica, assemblati tra loro tramite unioni saldate.

Una volta raggiunto il fondo scavo e realizzate le strutture interne, le travi reticolari fungono da appoggio per le prédalles prefabbricate atte a sostenere il getto di completamento della soletta previa posa in opera delle armature integrative aggiuntive.

Dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio. In questa fase, le travi reticolari autoportanti rientrano nella famiglia delle "travi miste acciaio-calcestruzzo".

La sezione finale della soletta è quindi una forma di "T" con interasse 4 m.

I principali vantaggi nell'utilizzo di questa tipologia di struttura mista acciaio-calcestruzzo conseguono quindi dalla capacità autoportante del traliccio metallico, durante la fase di assemblaggio e getto delle solette, a calcestruzzo fresco e quindi non collaborante. Ciò consente di evitare le strutture provvisorie di sostegno e la cassetta, semplifica la posa delle strutture prefabbricate e riduce i tempi di esecuzione, in modo da ottimizzare il rapporto fra costo e beneficio.

Inoltre, consente di avere tutti i benefici propri di un sistema di contrasto provvisori, ovvero la possibilità di non lavorare in ambienti confinati o angusti.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione, oltre alla soletta superiore appena descritta, prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.100cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

### 5.1.2 Sezione TIPO 2

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 2 sono quelli facenti parte del tratto interrato in corrispondenza della Galleria Artificiale (zona vasca di raccolta acque).

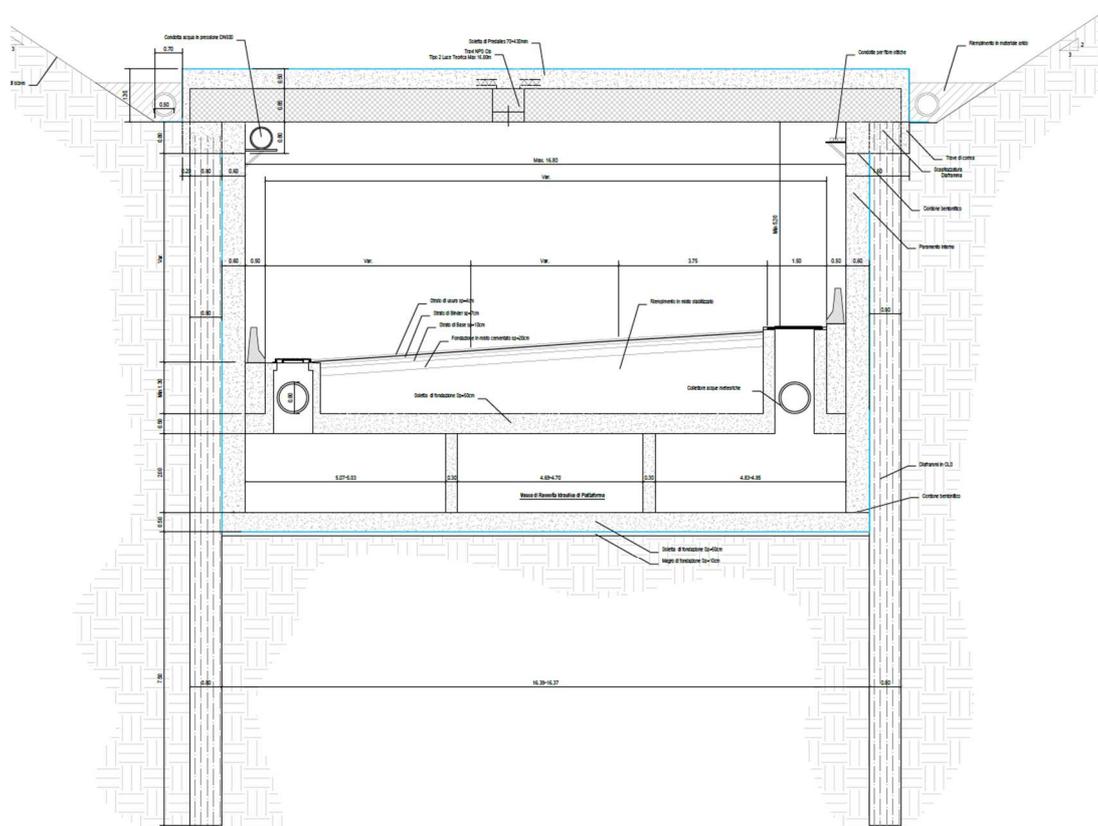


Figura 5-2: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 1 (Galleria zona vasca raccolta acque)

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 20m (comprensivo di trave di correa) e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a  $\approx 14,5$ m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da puntone provvisori in acciaio\cls così come già descritto ampiamente al § precedente.

È presente un contrasto provvisorio intermedio a quota -9,5 m da p.c., costituito da puntone in acciaio S355  $\Phi$  244,5x10 ad interasse massimo 5m.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione, oltre alla soletta superiore con forma di “T” con interasse 4 m, prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.70cm, una seconda soletta intermedia di spessore 70 cm collegata alla precedente mediante setti intermedi, entrambe in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

### 5.1.3 Sezione TIPO 3

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 3 sono quelli caratterizzati da uno scavo massimo di circa 9 m da p.c. con sezione realizzata a cielo aperto.



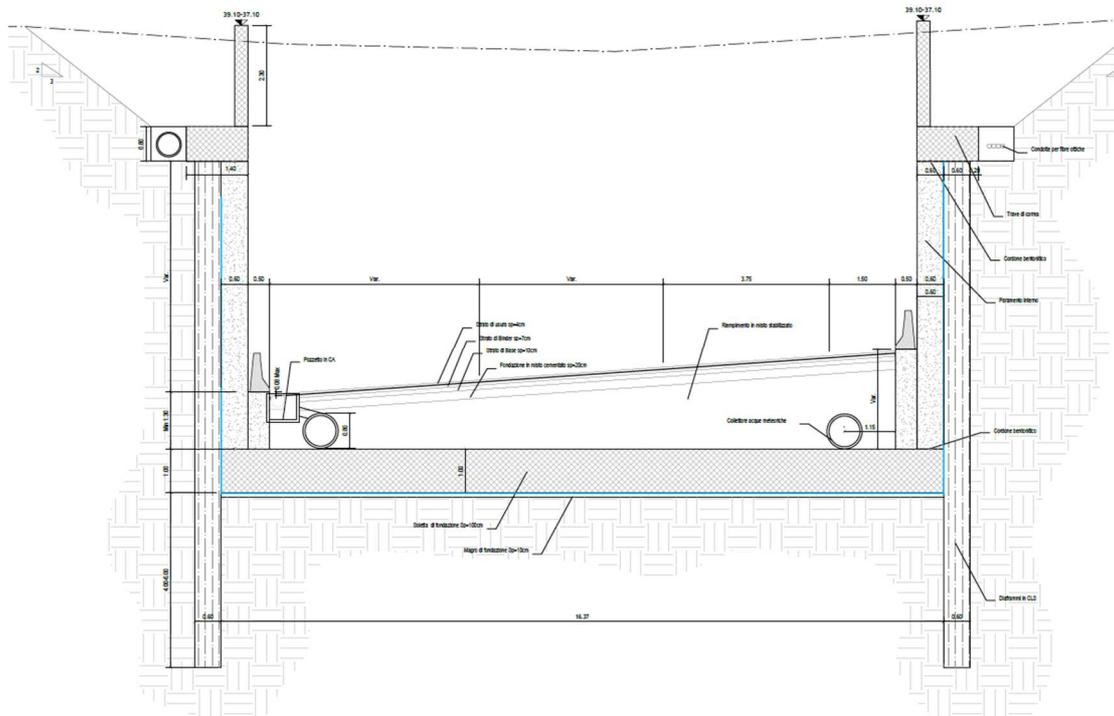


Figura 5-4: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 3

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 8m (comprensivo di trave di correia) e spessore di 0,60m; il fondo scavo si trova a  $\approx 6$ m da piano campagna.

Non sono necessari contrasti provvisori.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

## 6 SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO

### 6.1 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A<sub>1</sub>+M<sub>1</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-GEO (A<sub>2</sub>+M<sub>2</sub>+R<sub>2</sub>)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2). Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (da NTC2018).

Tabella 6.1: Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2: Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella 6.3: Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

### 6.2.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni.

Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di  $\rightarrow V_N \geq 50$  anni

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV (coefficiente  $C_U = 2$ );

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è  $\rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 100$  anni

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero  $a_g$ , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno"  $T_R$ . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione così definita viene applicata alla struttura in esercizio; in accordo al § 2.4.1 di DM 17/01/2018 poiché la fase di costruzione ha durata inferiore a 2 anni, saranno omesse le verifiche sismiche durante la fase di realizzazione dell'opera.

### 6.2.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Il DM 17/01/2018 infatti non si basa sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali ( $a_g, F_0, T^*_c$ ) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del software ParatiePlus che fornisce i valori di accelerazione delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018.

La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 4 fasi:

1. Definizione delle coordinate geografiche del sito (Lat. 43.811680° \ Long. 11.190888)
2. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
3. Scelta della strategia di progettazione;
4. Determinazione dell'azione di progetto.

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 10\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 950 anni.

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico  $S_S = 1,482$  (DM 17/01/2018 Tab.3.2.IV) in accordo al § 9.2.2 di [DR\_1].

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume  $S_T = 1$ .

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.2441 \text{ g}$$

Di seguito si riporta per completezza la maschera di input/output dei dati sismici considerati.

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Versione NTC

Latitudine  Longitudine  Somewhere  
 43° 48' 42.05" N 11° 11' 27.2" E

Vita nominale (anni)  Classe d'uso  Cu 2 VR (anni) 100

Stato Limite  Cat. Sottosuolo  Cat. topografica

Tr (anni)

ag (g)

F0

T\*c

Ss

St

Cc

amax

posizione indicativa (mappa INGV)  
punti 19836 19835 20058 19614

Figura 6-1: Parametri sismici

### 6.2.3 Comportamento sismico

L'azione sismica è stata valutata facendo riferimento alle NTC2018 e alle indicazioni dell'Eurocodice 8 parte 5 (Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai §§ 7 e 7.2.1 delle NTC2018:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè, analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- si trascura la componente verticale del sisma.

L'Analisi sismica pseudo-statica è un metodo ampiamente utilizzato nella progettazione di opere di sostegno. Trae origine dalla proposta pionieristica di Mononobe & Okabe (M-O nel seguito), a cui si sono aggiunte, nel corso degli ultimi decenni, diverse estensioni pubblicate, al fine di poter comprendere la maggior parte degli aspetti che possono sorgere nella pratica.

In sostanza il metodo consiste nell'applicare staticamente alla parete e alla massa di terreno che interagisce con essa, un'accelerazione sismica uniforme con componenti orizzontali e verticali. Il metodo M-O e sue estensioni offrono una soluzione in forma chiusa della spinta totale terreno sulla parete, assumendo che la massa di terreno spingente subisca scorrimenti plastici durante evento sismico, considerando così una parete sottoposta a deformazioni rilevanti

La soluzione al problema posto in questi termini è fornita dal metodo di Mononobe e Okabe (Mononobe e Matsuo (1929), Okabe (1926)) (chiamato nel seguito con la sigla M-O) Tra le diverse estensioni, il lavoro di Matsuzawa et al. (1985) ha portato all'approccio recepito da EC8 stesso, nell'Annesso F della parte 5.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad  $H$  è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)

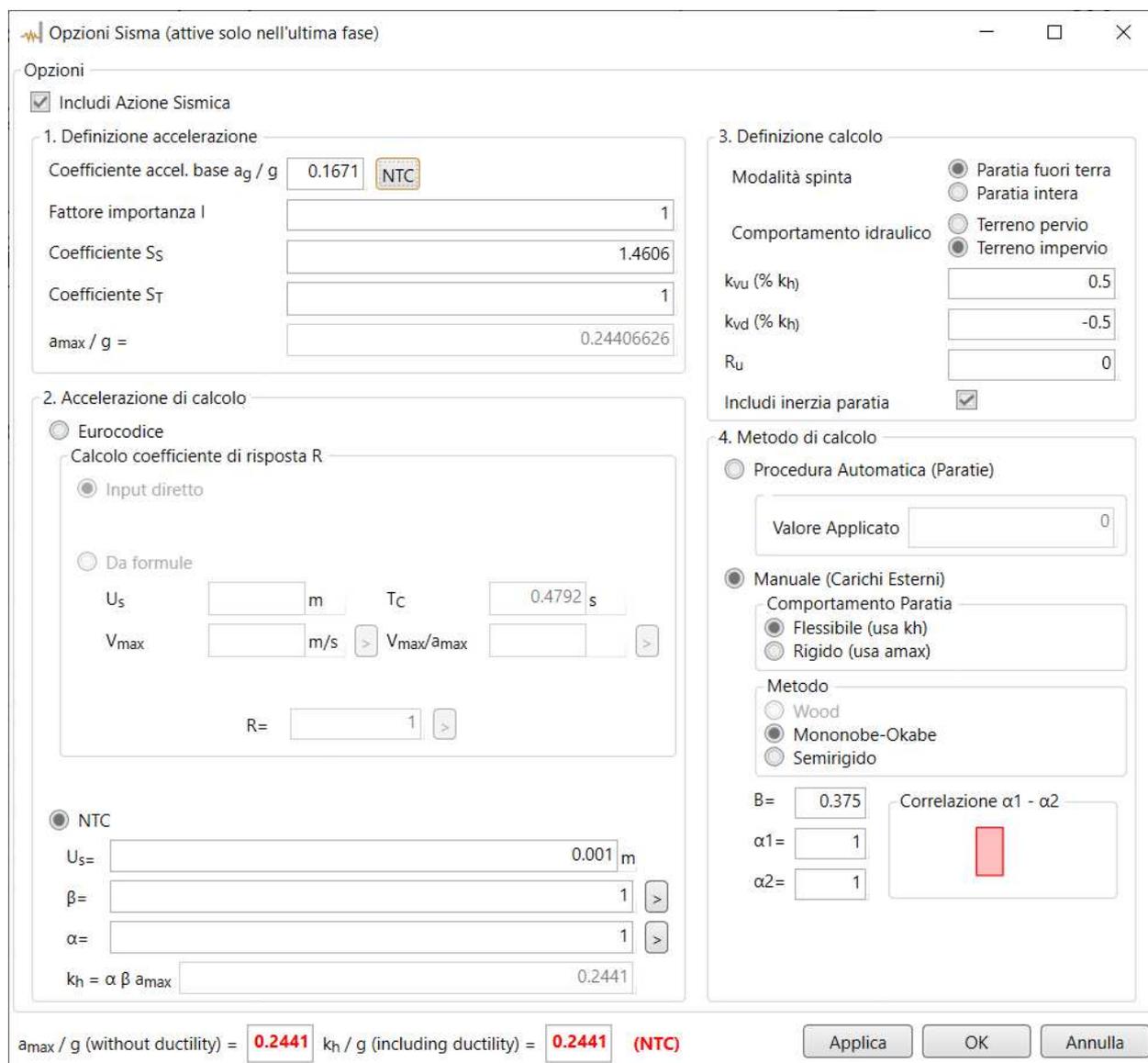
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

$$a_h/g = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g \quad \rightarrow \quad a_h/g = 0.2441 \text{ m/s}^2 \text{ (sisma dopo ultimazione strutture)}$$

$$a_v = 0$$

I coefficienti  $\alpha$  (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e  $\beta$  (diagramma 7.11.3 - NTC 2018) tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. In quanto segue a favore di sicurezza verranno assunti entrambe unitari ( $\alpha = \beta = 1.0$ ).

Di seguito si riporta l'implementazione dell'azione sismica nel programma di calcolo utilizzato:



**Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)**

**Opzioni**

Includi Azione Sismica

**1. Definizione accelerazione**

Coefficiente accel. base  $a_g / g$   NTC

Fattore importanza I

Coefficiente  $S_S$

Coefficiente  $S_T$

$a_{max} / g =$

**2. Accelerazione di calcolo**

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

$U_s$   m  $T_c$   s

$V_{max}$   m/s  $V_{max}/a_{max}$

R=

NTC

$U_s =$   m

$\beta =$

$\alpha =$

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

**3. Definizione calcolo**

Modalità spinta  Paratia fuori terra  Paratia intera

Comportamento idraulico  Terreno pervio  Terreno impervio

$k_{vu}$  (%  $k_h$ )

$k_{vd}$  (%  $k_h$ )

$R_u$

Includi inerzia paratia

**4. Metodo di calcolo**

Procedura Automatica (Paratie)

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia  Flessibile (usa  $k_h$ )  Rigido (usa  $a_{max}$ )

Metodo  Wood  Mononobe-Okabe  Semirigido

B=  Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$

$\alpha_2 =$

$a_{max} / g$  (without ductility) =   $k_h / g$  (including ductility) =  (NTC)

Applica OK Annulla

## 6.4 CRITERI DI VERIFICA

### 6.4.1 Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno

Le opere di sostegno vengono verificate sia durante le fasi transitorie sia in fase finale di esercizio:

- Nelle fasi transitorie il diaframma è utilizzato come opera di sostegno del terreno necessaria per consentire lo scavo fino al raggiungimento della quota di scavo prevista, vengono pertanto analizzate tutte le fasi intermedie di scavo ed inserimento dei tiranti/puntoni metallici. Le analisi vengono effettuate considerando la falda di riferimento
- Nella condizione finale di esercizio i tiranti/puntoni metallici provvisori (se presenti) vengono resi inefficaci, la paratia è contrastata dai vari livelli di orizzontamenti (soletta di fondo, solette intermedie e soletta di copertura). Le pressioni idrostatiche della falda di progetto si eserciteranno direttamente sulla contro-parete

Le verifiche di stabilità e di resistenza sono state effettuate in accordo al § 6.1 e più in dettaglio si definiscono:

ANALISI		AZIONI "A"						PARAMETRI GEOTECNICI			
		Permanenti				Variabili		"M"			
		G <sub>1</sub>		G <sub>2</sub>		Q <sub>k</sub>					
		EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	tan φ'	c'	c <sub>u</sub>	γ <sub>t</sub> -γ <sub>w</sub>
1	SLE	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2A	SLU (A1+M1+R1)	1,00	1,30	0,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
2B	SLU (A2+M2+R1)	1,00	1,00	0,00	1,30	0,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00
3	SLU SISMA	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00

- **Analisi 1 (condizione SLE)**  
È un'analisi allo stato limite di esercizio che consente di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilitata e spinta passiva totale < 0.5-0.6), la sua deformazione, le tensioni nei materiali e lo stato di fessurazione
- **Analisi 2A (verifica strutturale dell'opera di sostegno)**  
È un'analisi allo stato limite ultimo, la verifica di resistenza delle sezioni a presso-flessione e a taglio è condotta in funzione delle sollecitazioni ottenute in combinazione A1+M1+R1
- **Analisi 2B (verifica geotecnica dell'opera di sostegno)**  
Sono analisi allo stato limite ultimo associato a una combinazione A2+M2+R2 che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilitata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio
- **Analisi 3 (verifica in condizione sismica)**  
Sono analisi allo stato limite ultimo associato ad un evento sismico che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilitata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio.

#### 6.4.2 Verifiche di stabilità globale terreno\struttura

Le verifiche di stabilità globale del complesso opera-terreno (§ 6.5.3.1.2 NTC2018) si ritengono trascurabili in quanto lo scavo è sostenuto dal sistema di sostegno in progetto (paratia) la cui infissione è garantita dal controllo della resistenza passiva mobilitata (vedi § 6.4.1).

#### 6.4.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.

Le verifiche vengono condotte in accordo al § 4.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018.

##### 6.4.3.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

##### 6.4.3.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

$A_{sw}$  area armatura trasversale

$s$  passo armatura trasversale

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$\vartheta$  angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

$f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f_{cd}=0,5 f_{cd}$ )
$\alpha_c$	coefficiente amplificativo pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$
	1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$
	$2.5(1-\sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

#### 6.4.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.

Le verifiche vengono condotte in accordo al §4.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018.

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

##### 6.4.4.1 Verifica di apertura delle fessure:

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D.M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente.

La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario o aggressivo in funzione della classe di esposizione ed armature poco sensibili.

##### 6.4.4.2 Verifica delle tensioni di esercizio:

le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

#### 6.4.5 Verifiche strutturali agli stati limite ultimi (SLU) sezioni in acciaio

Le verifiche vengono condotte in accordo al §4.2 del D.M. 17 gennaio 2018.

La resistenza di progetto delle membrature  $R_d$  pone nella forma:  $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 si farà riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace  $A_{eff}$ , modulo di resistenza efficace  $W_{eff}$ , modulo di inerzia efficace  $J_{eff}$ , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5.

Di seguito si riportano i coefficienti di riduzione adottati nelle verifiche.

*Tabella 6.4: Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018*

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

#### 6.4.5.1 Verifiche a presso-flessione

Per sezioni di classe 1 o 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Per sezioni di classe 3 o 4 la verifica si conduce controllando che le tensioni indotte dalle sollecitazioni esterne siano minori delle tensioni limite ammesse per il materiale utilizzato.

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \geq \sigma_{Ed}$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono inoltre le verifiche di stabilità delle membrature in accordo al § 4.2.4.1.3 del D.M. 17-01-2018.

#### 6.4.5.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$A_v$  area resistente a taglio

## 7 ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

### 7.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 24.0.2) prodotto dalla “CeAs” – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l’ausilio del programma di calcolo per l’analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l’accento sull’aspetto dell’interazione “locale” fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l’effettivo comportamento dell’opera di sostegno.

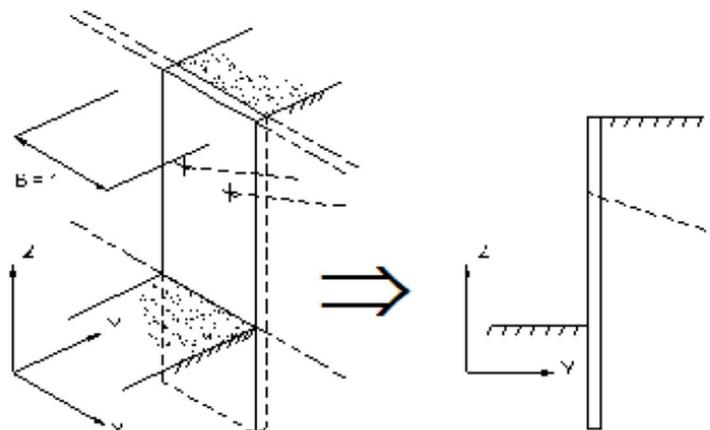
La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

Analisi classica = viene eseguita una analisi all’equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un’analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall’Utente.

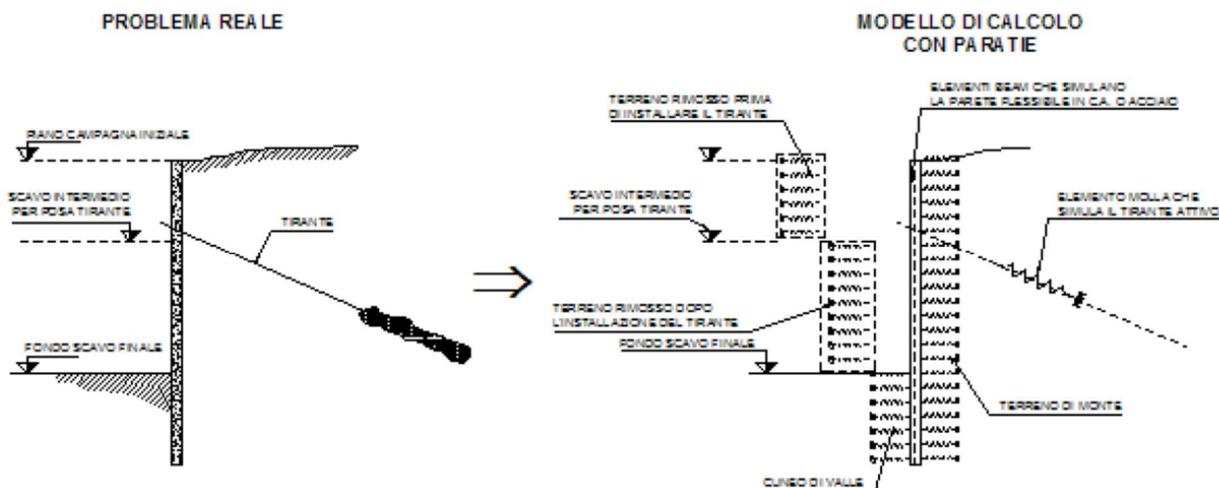
Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidità K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

$E_s$  è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

$L$  è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di  $L$  è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

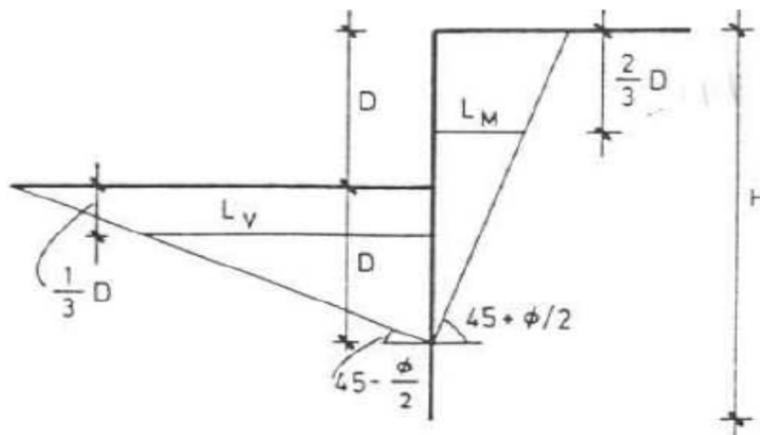
dove

$D$  è la profondità di scavo

$H$  è l'altezza totale del paramento

$H'$  è definito come  $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di  $L_M$  e  $L_V$ :



La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

## 7.2 DEFINIZIONE DEI MATERIALI NEI MODELLI NUMERICI

Le tipologie di terreno implementate nei modelli numerici sono state caratterizzate con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Tale criterio si basa sul principio che la natura particellare del terreno gli conferisca una resistenza al taglio del tipo:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$

in base al quale la tensione tangenziale a rottura in un generico punto di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di un termine coesivo ( $c'$ ) e di uno attritivo ( $\phi'$ ).

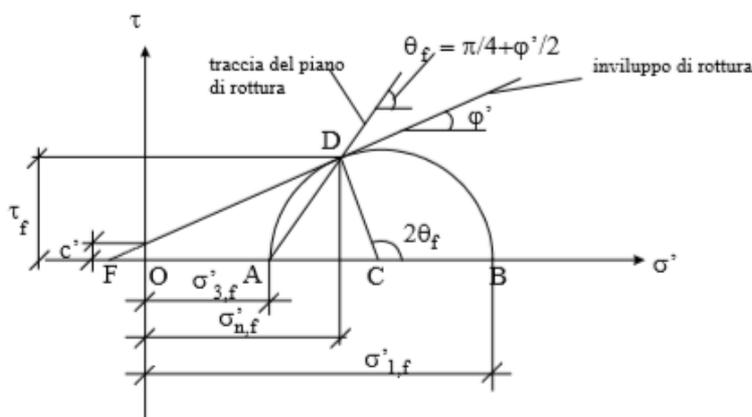


Figura 2: Criterio di Mohr-Coulomb

Le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando un coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

L'angolo di attrito terreno-paratia è stato considerato nel seguente modo:

- spinta attiva  $\delta/\phi'd = 0$
- spinta passiva  $\delta/\phi'd = 0,5$

I parametri utilizzati nei modelli numerici sono:

Terreni

Tipi di Terreno

Nome Terreno: U\_1

Descrizione: Limo con argilla

Tipo - Comportamento

- Materiali Granulari (Sabbia/Ghiaia/Limo)
- Materiali Coesivi (Argilla)
- Roccia

Comportamento Argilla

- Drenato
- Non drenato

TSP non attivo nella DS corrente

Generale    Resistenza    Proprietà Elastiche    Parametri per comportamento verticale

Aderenza    **FLAC** Parametri    Riepilogo dati di calcolo

PARATIE

Parametro	Valore
Nome	U_1
K <sub>0</sub> NC	0.487
ρOCR	0.5
γDRY	9.5 kN/m <sup>3</sup>
γSAT	19.5 kN/m <sup>3</sup>
Kz	0.0001 m/s
c'	2 kPa
φ'	27.6 °
Adesione alla parete	kPa
Evc	9700 kPa
EUR	29100 kPa
Alpha_up	0
Alpha_down	0

Applica    OK    Annulla

Terreni

Tipi di Terreno

Nome Terreno: U\_2

Descrizione: argilla con limo

Tipo - Comportamento

- Materiali Granulari (Sabbia/Ghiaia/Limo)
- Materiali Coesivi (Argilla)
- Roccia

Comportamento Argilla

- Drenato
- Non drenato

TSP non attivo nella DS corrente

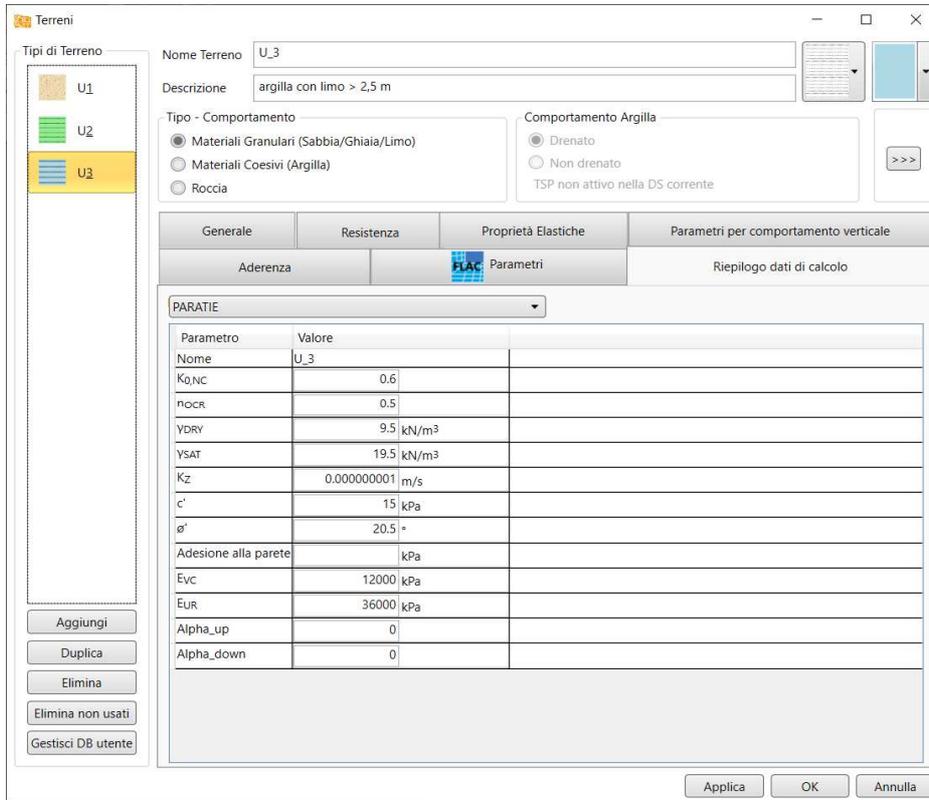
Generale    Resistenza    Proprietà Elastiche    Parametri per comportamento verticale

Aderenza    **FLAC** Parametri    Riepilogo dati di calcolo

PARATIE

Parametro	Valore
Nome	U_2
K <sub>0</sub> NC	0.641
ρOCR	0.5
γDRY	9.5 kN/m <sup>3</sup>
γSAT	19.5 kN/m <sup>3</sup>
Kz	0.00000001 m/s
c'	3 kPa
φ'	18 °
Adesione alla parete	kPa
Evc	11000 kPa
EUR	33000 kPa
Alpha_up	0
Alpha_down	0

Applica    OK    Annulla



Nome Terreno: U\_3  
 Descrizione: argilla con limo > 2,5 m

Tipo - Comportamento:  
 Materiali Granulari (Sabbia/Ghiaia/Limo)  
 Materiali Coesivi (Argilla)  
 Roccia

Comportamento Argilla:  
 Drenato  
 Non drenato  
 TSP non attivo nella DS corrente

Parametro	Valore
Nome	U_3
K <sub>0</sub> NC	0.6
ρ <sub>OCR</sub>	0.5
γ <sub>DRY</sub>	9.5 kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>SAT</sub>	19.5 kN/m <sup>3</sup>
K <sub>z</sub>	0.00000001 m/s
c'	15 kPa
φ'	20.5 °
Adesione alla parete	kPa
E <sub>vc</sub>	12000 kPa
E <sub>UR</sub>	36000 kPa
Alpha <sub>up</sub>	0
Alpha <sub>down</sub>	0

### 7.3 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

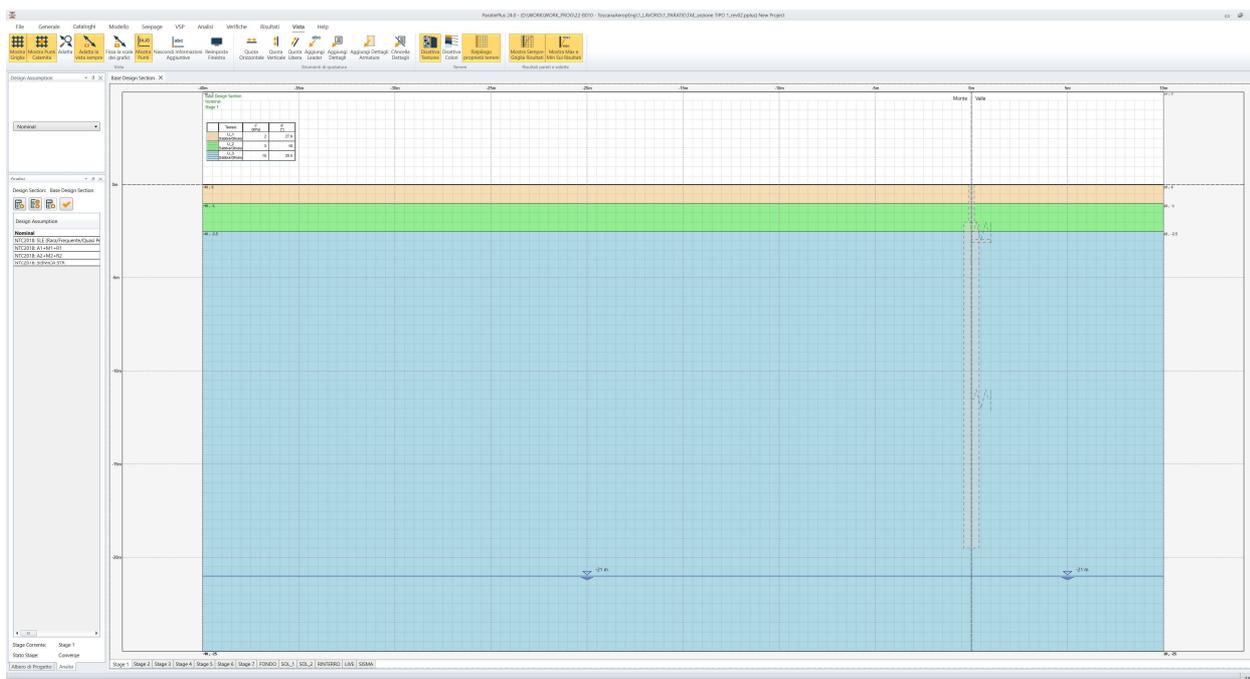
**Le principali fasi esecutive sono:**

- 1) Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- 2) Posa delle travi tralicciate o puntoni provvisori (ove presente) e scavo con tecnologia "top-down";
- 3) Scavi successivi per le opportune tirantature (o puntoni di contrasto);
- 4) Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- 5) Posa dell'impermeabilizzazione, se prevista, sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);
- 6) Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque (es. pozzetti);
- 7) Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali (se previsto);
- 8) Getto delle contropareti, dei setti/pilastrini interni e delle solette intermedie;
- 9) Getto di completamento della soletta di copertura (ove presente);
- 10) Impermeabilizzazione della copertura previa formazione del massetto di pendenza (ove presente);

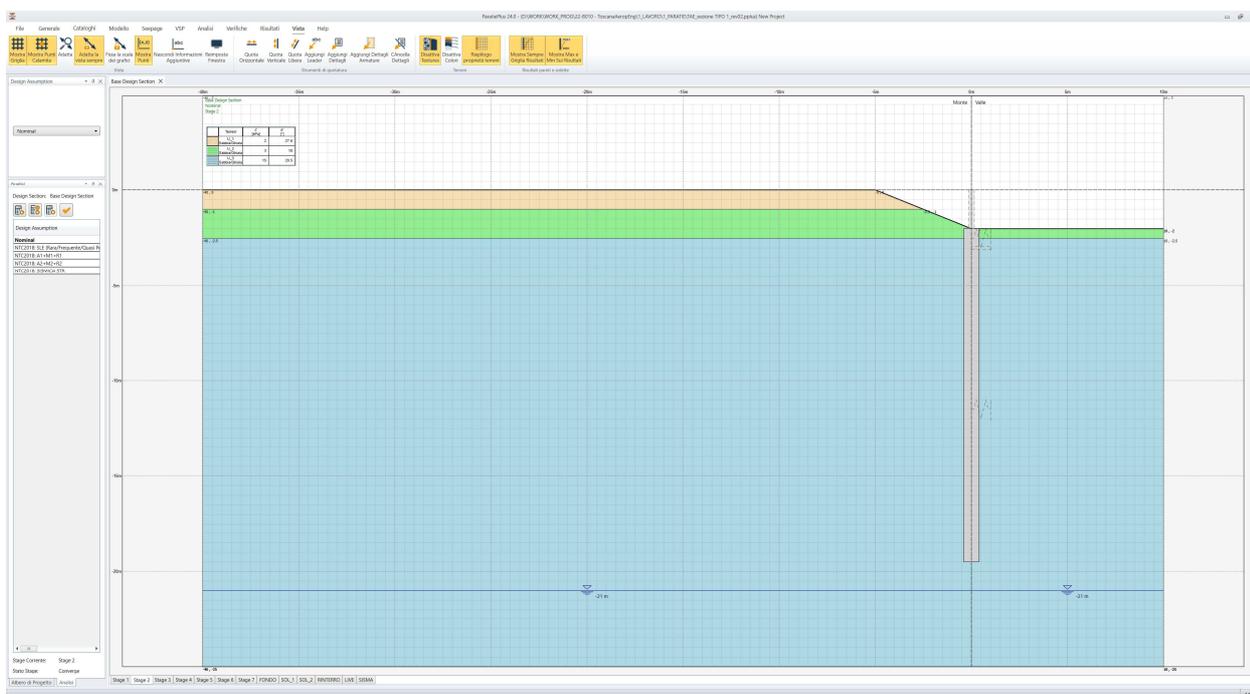
11) Formazione massetto di protezione, rinterri e ripristini superficiali e completamento delle opere.

Si riportano nel seguito tutte le fasi implementate nel modello Paratie, per ogni sezione di verifica, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura.

### 7.3.1 Sezione TIPO 1



*Figura 7-3: condizione geostatica*



*Figura 7-4: scavo fino a quota testa diaframmi e realizzazione dei diaframmi stessi*

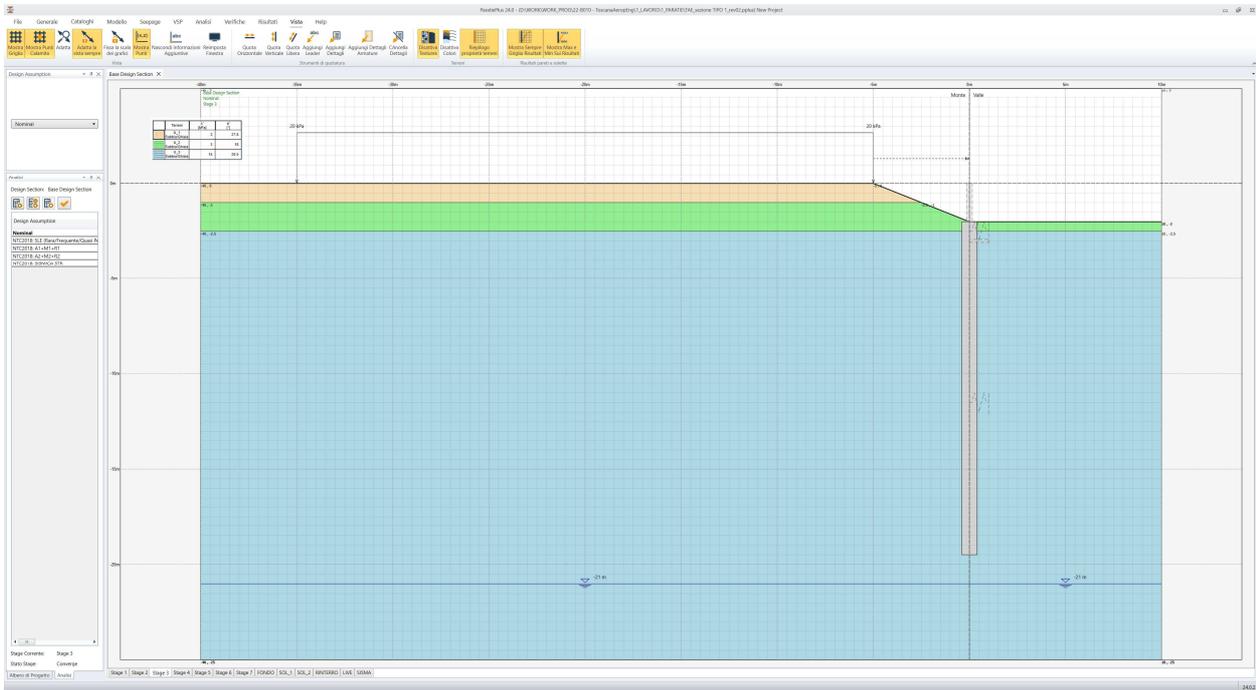


Figura 7-5: applicazione sovraccarico da 20kPa

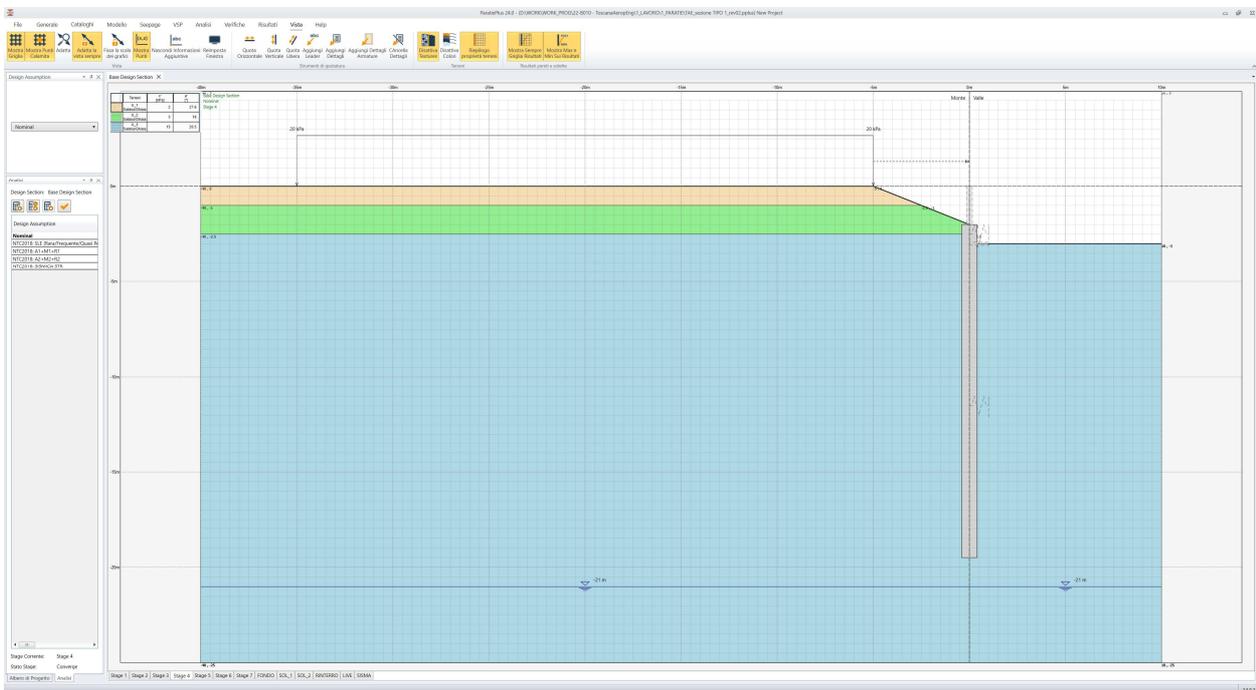


Figura 7-6: scavo fino a intradosso trave di correa (assunto -3m da p.c.)

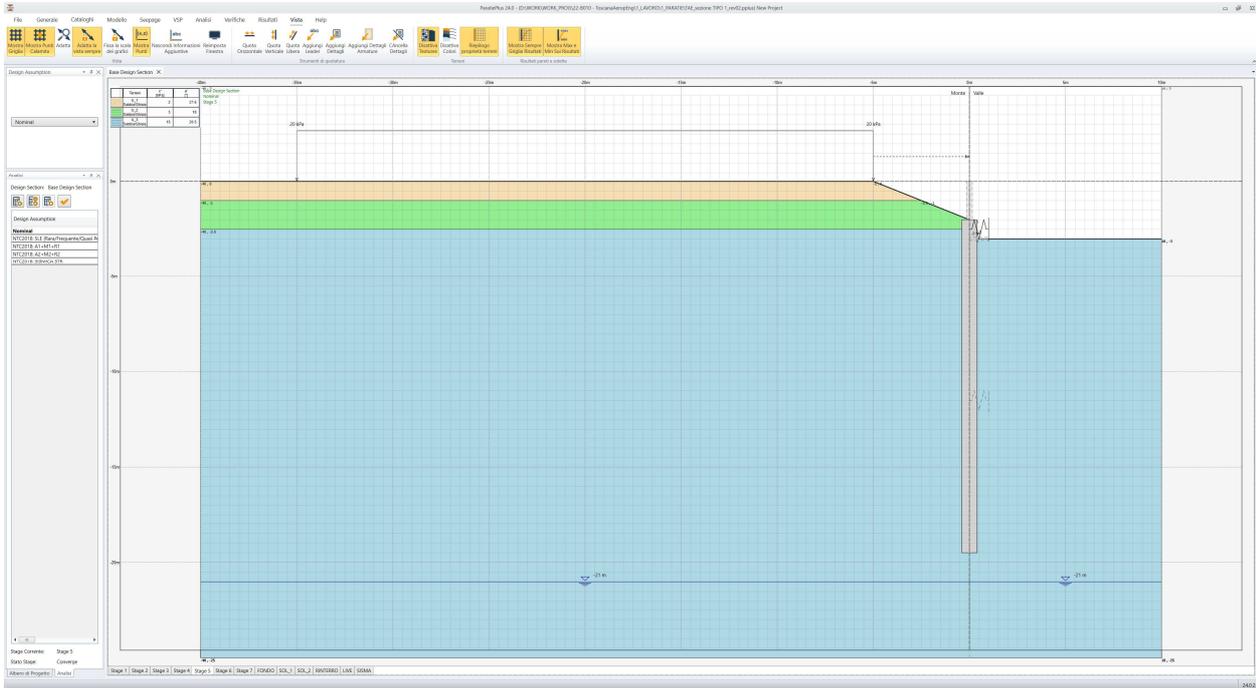


Figura 7-7: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (punti tralicciati)

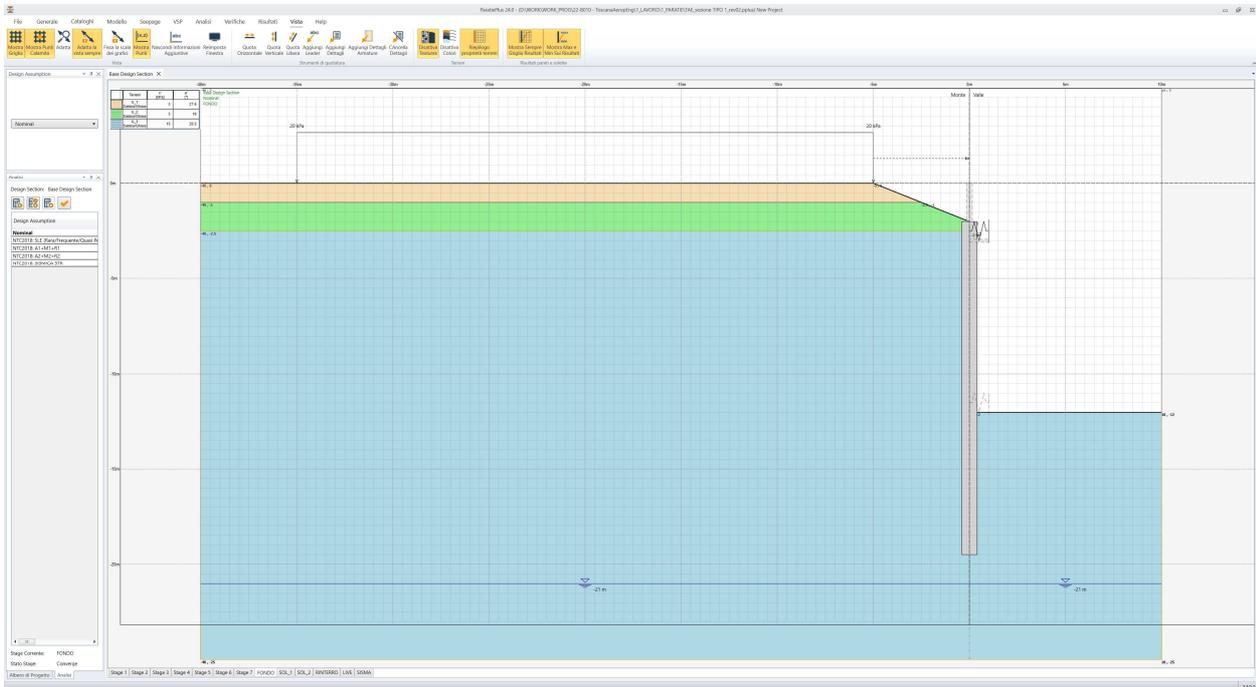


Figura 7-8: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

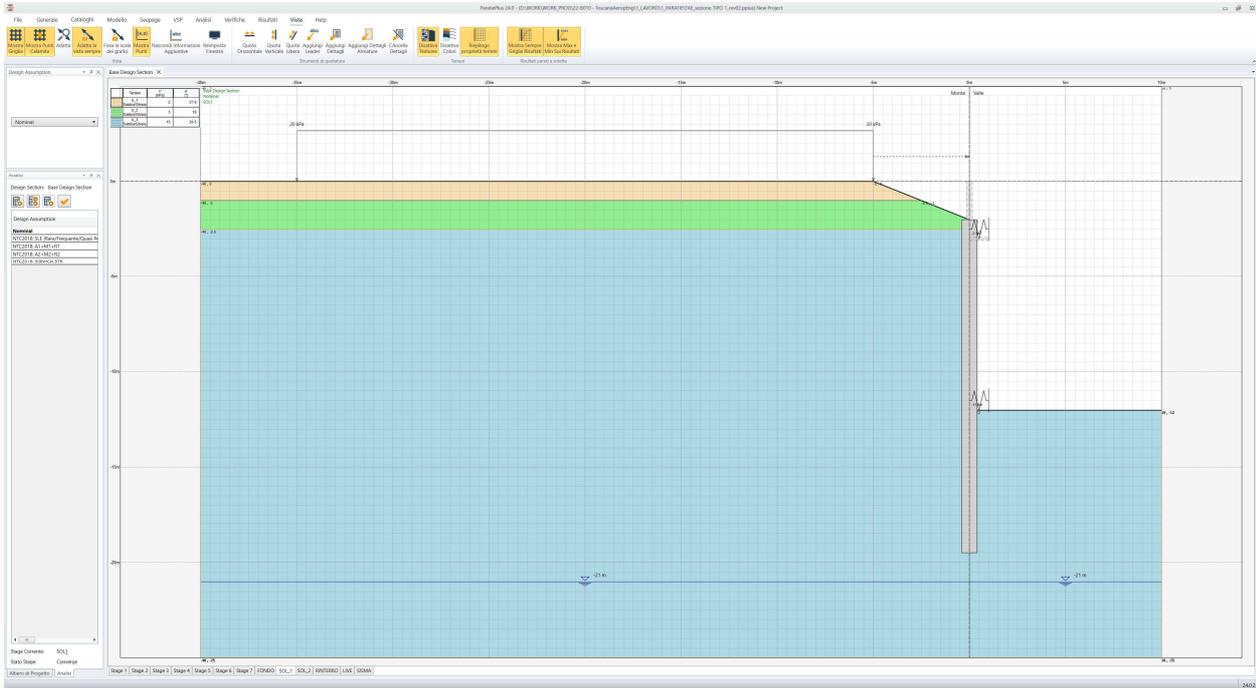


Figura 7-9: getto della soletta di fondo

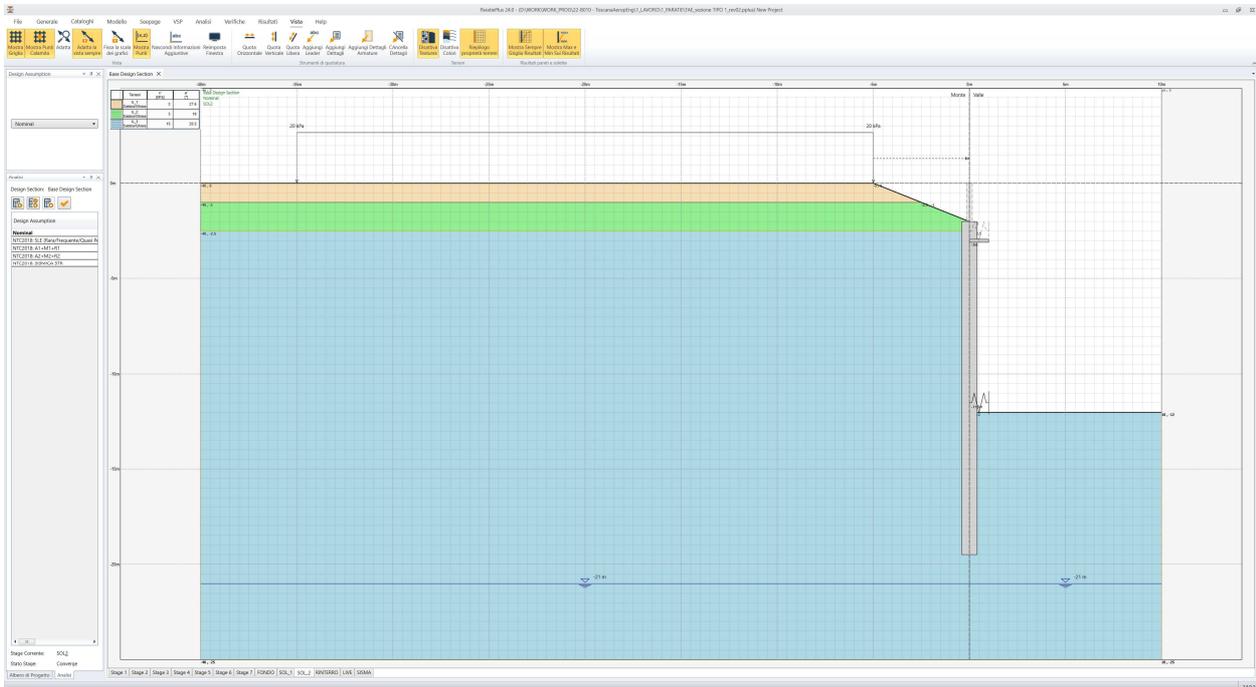


Figura 7-10: completamento\getto soletta superiore

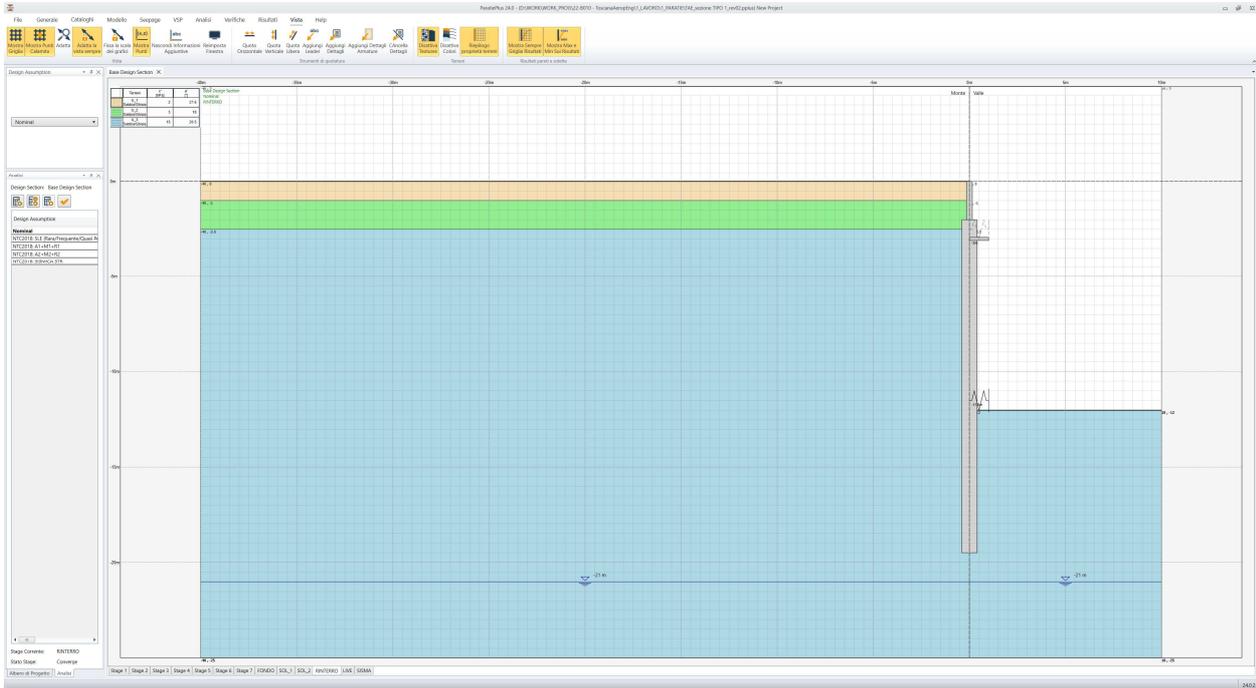


Figura 7-11: rinterro a tergo della struttura fino a quota piano campagna

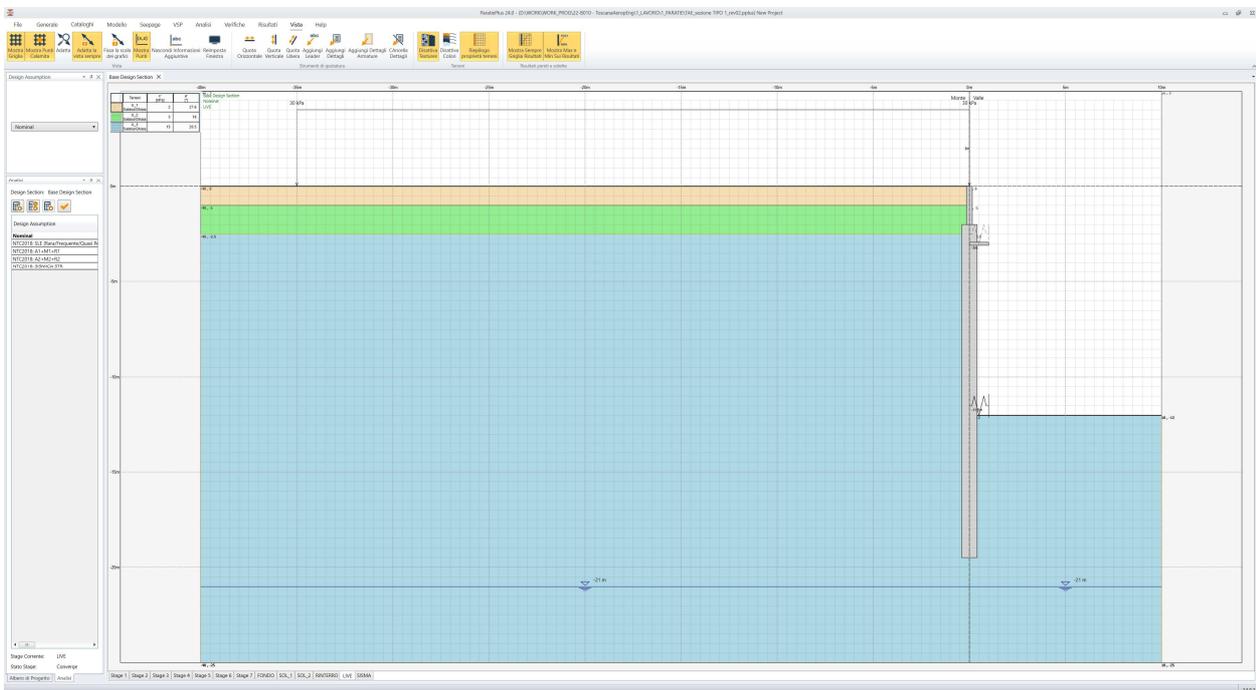


Figura 7-12: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

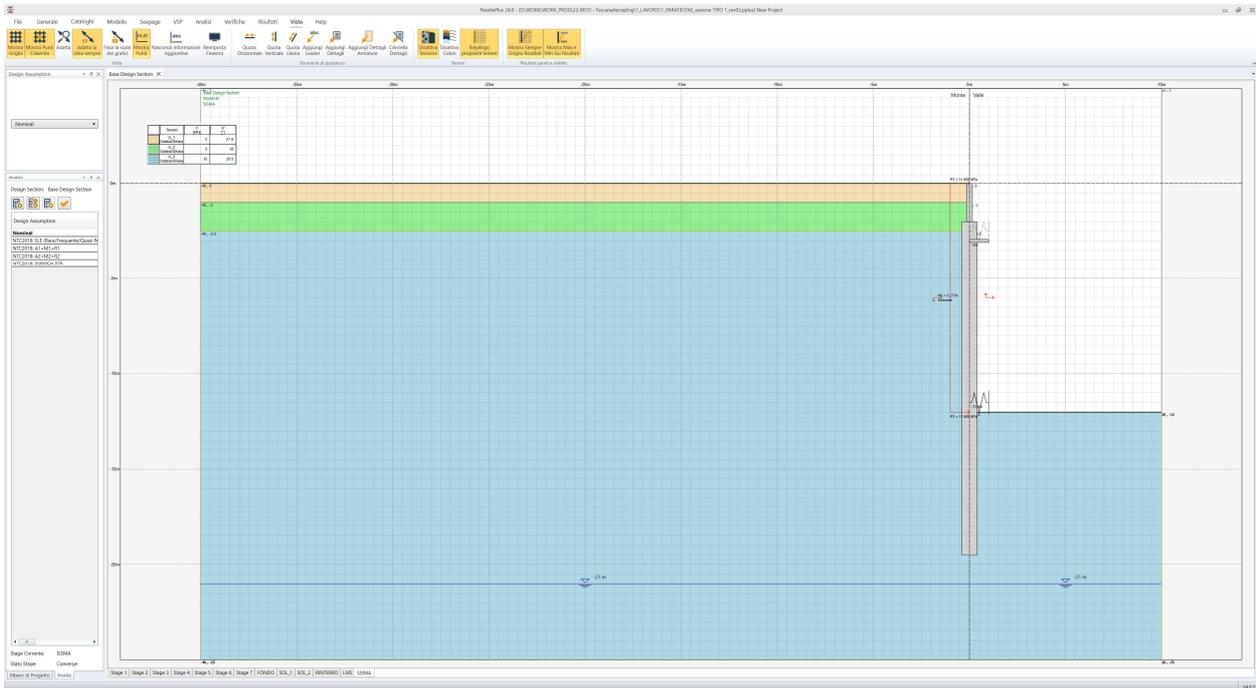


Figura 7-13: condizione sismica

### 7.3.2 Sezione TIPO 2

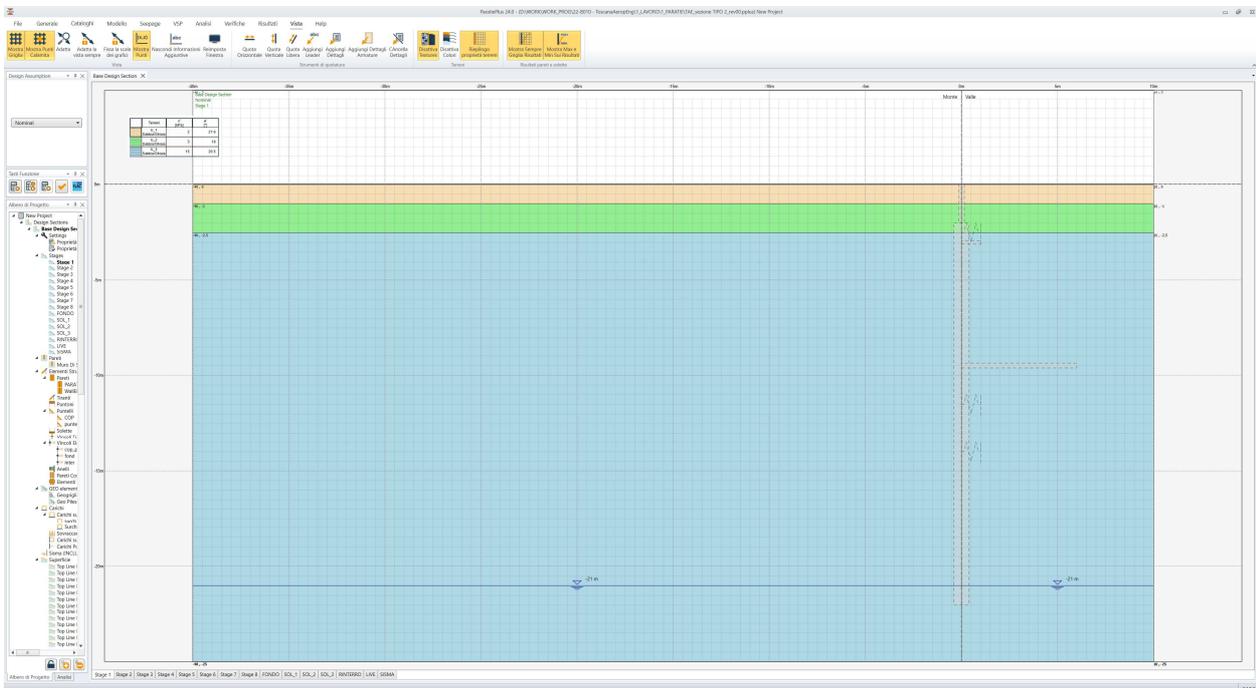


Figura 7-14: condizione geostatica

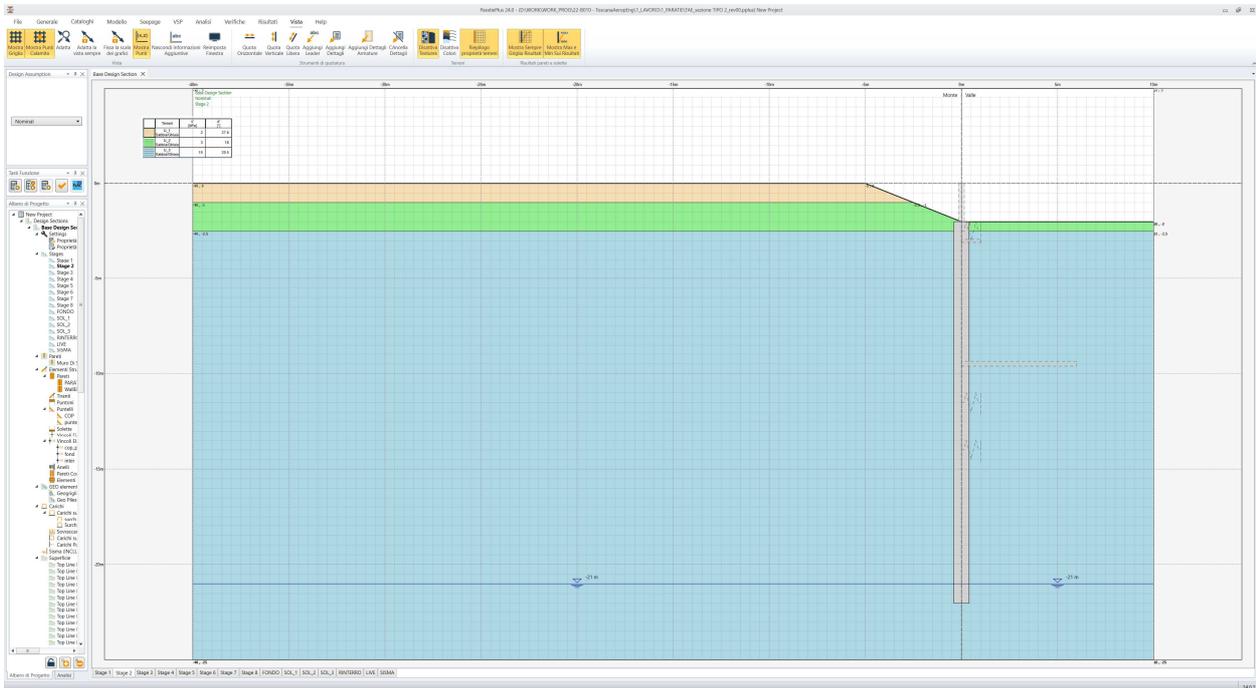


Figura 7-15: scavo fino a quota testa diaframmi e realizzazione dei diaframmi stessi

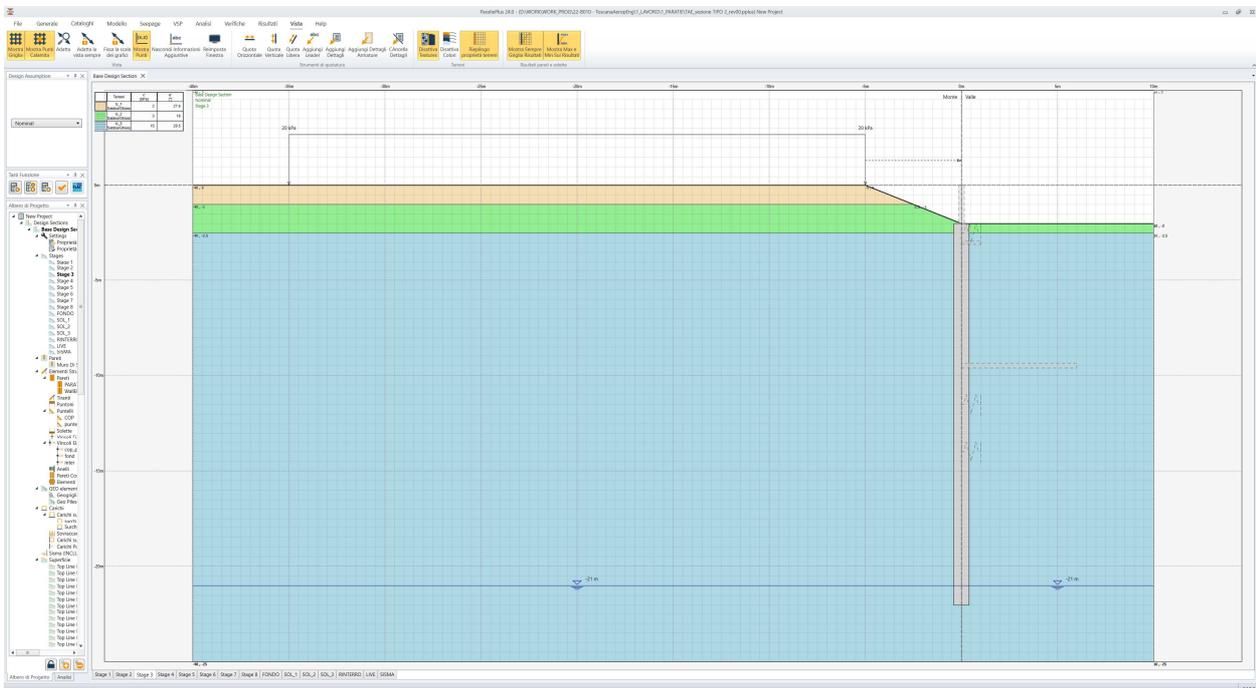


Figura 7-16: applicazione sovraccarico da 20kPa

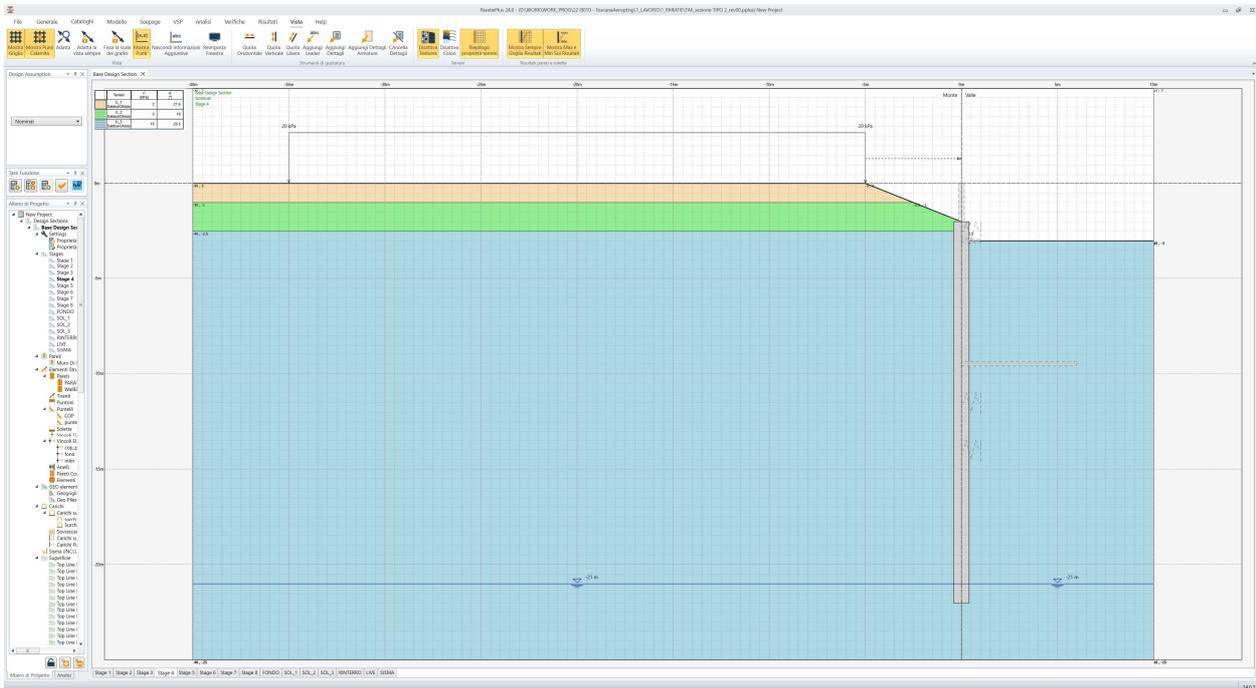


Figura 7-17: scavo fino a intradosso trave di correa (assunto -3m da p.c.)

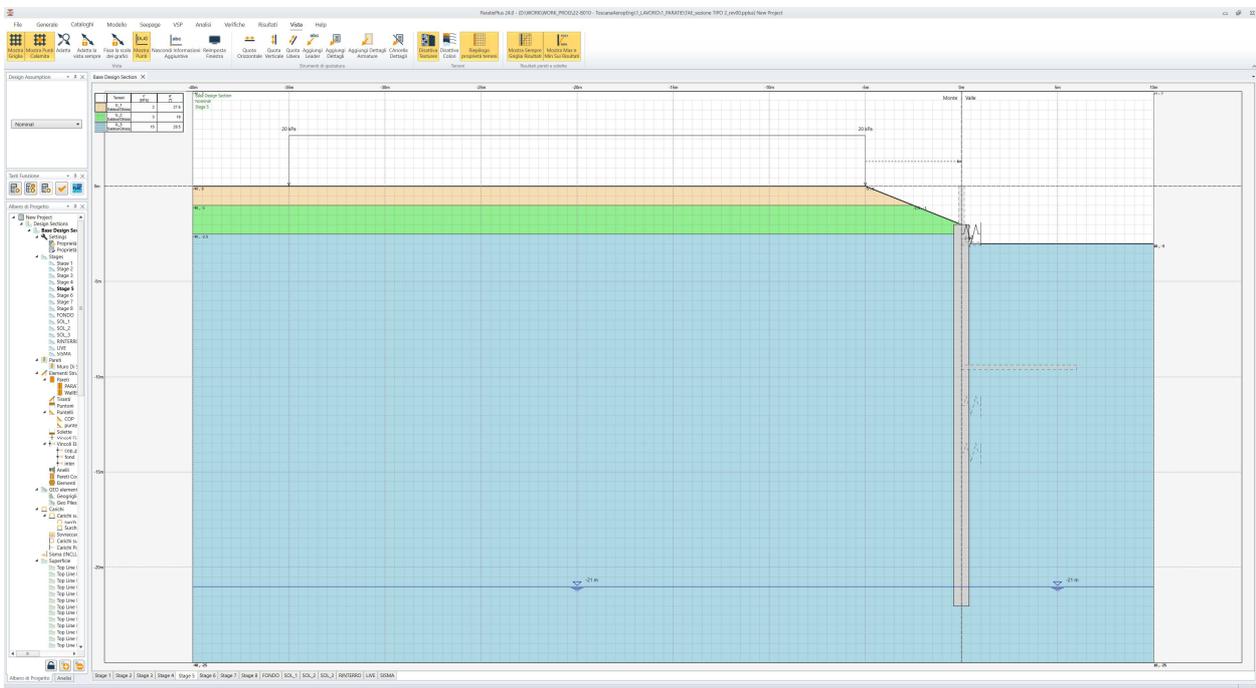


Figura 7-18: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (puntoni tralicciati)

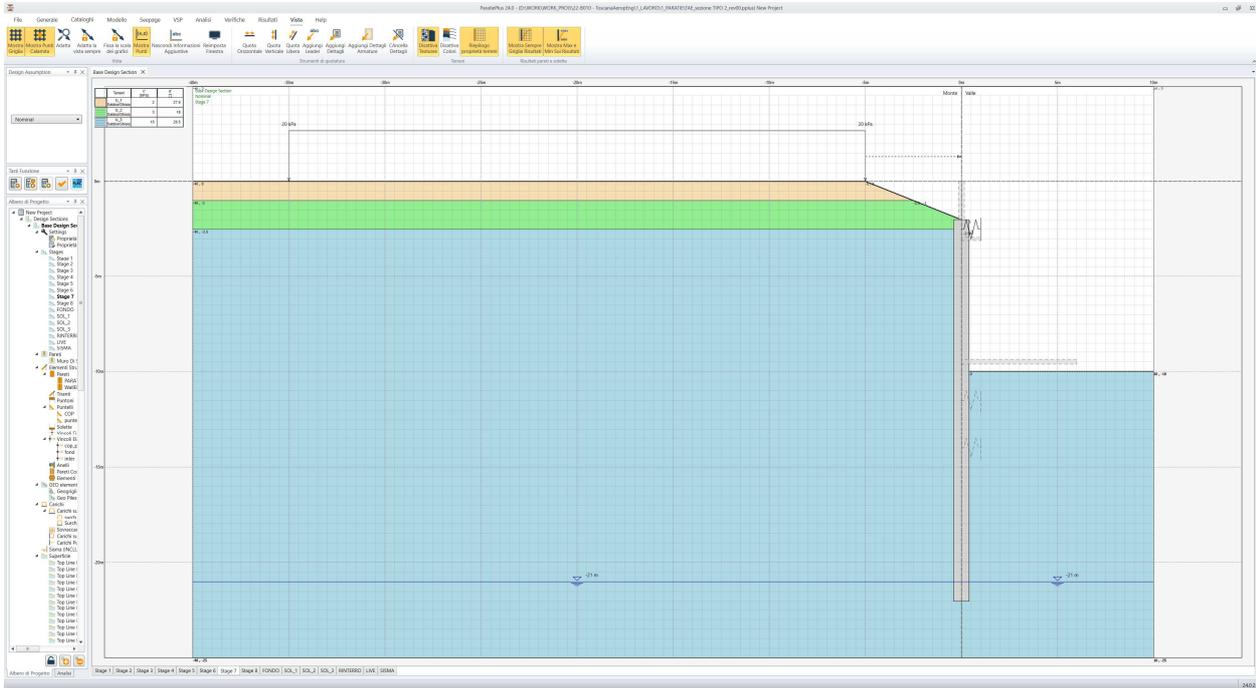


Figura 7-19: scavo fino alla quota imposta puntoni provvisori

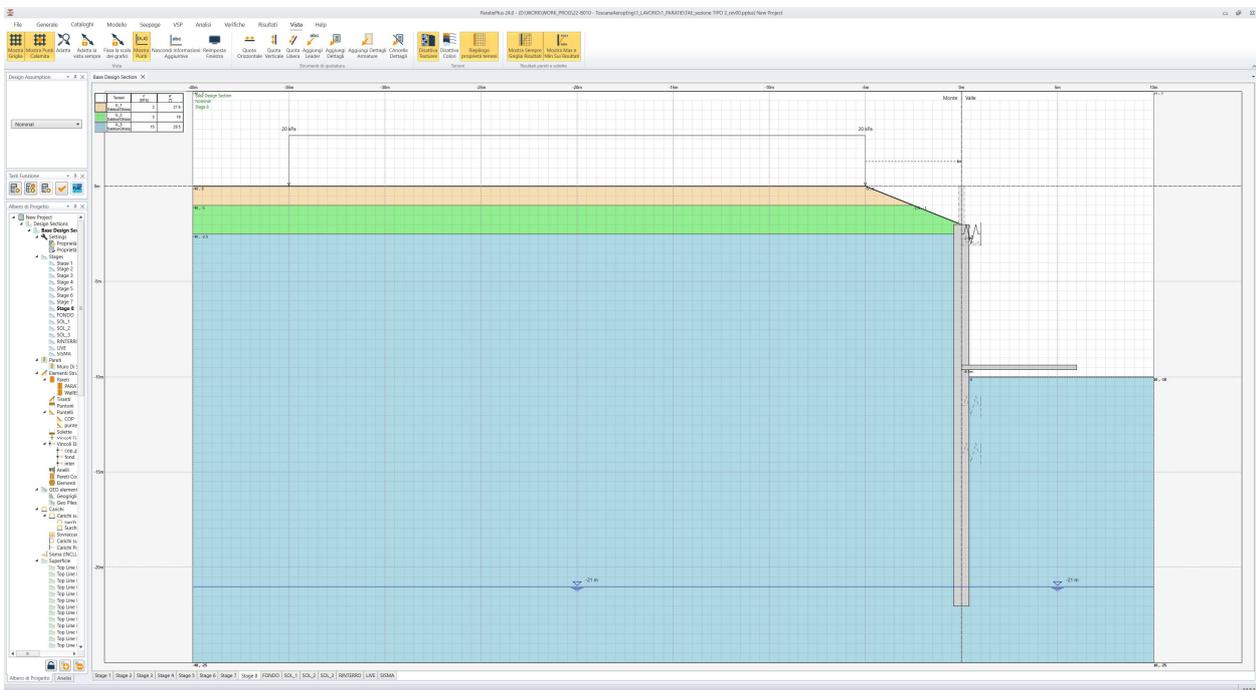
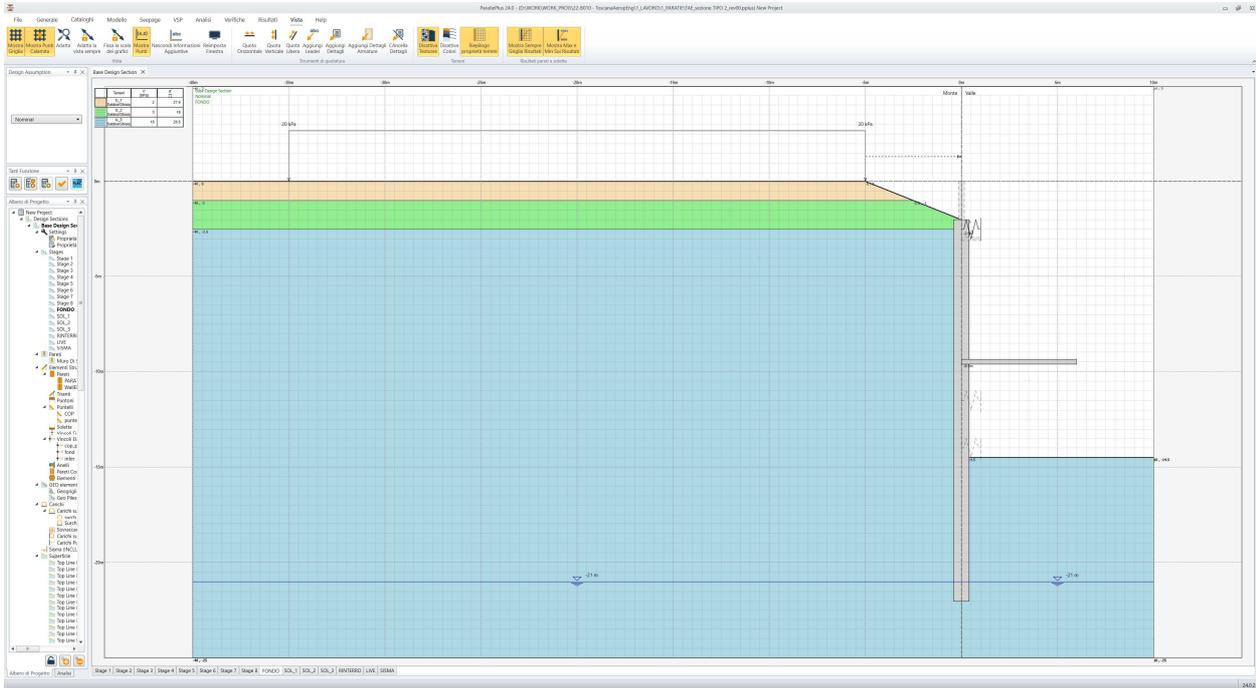
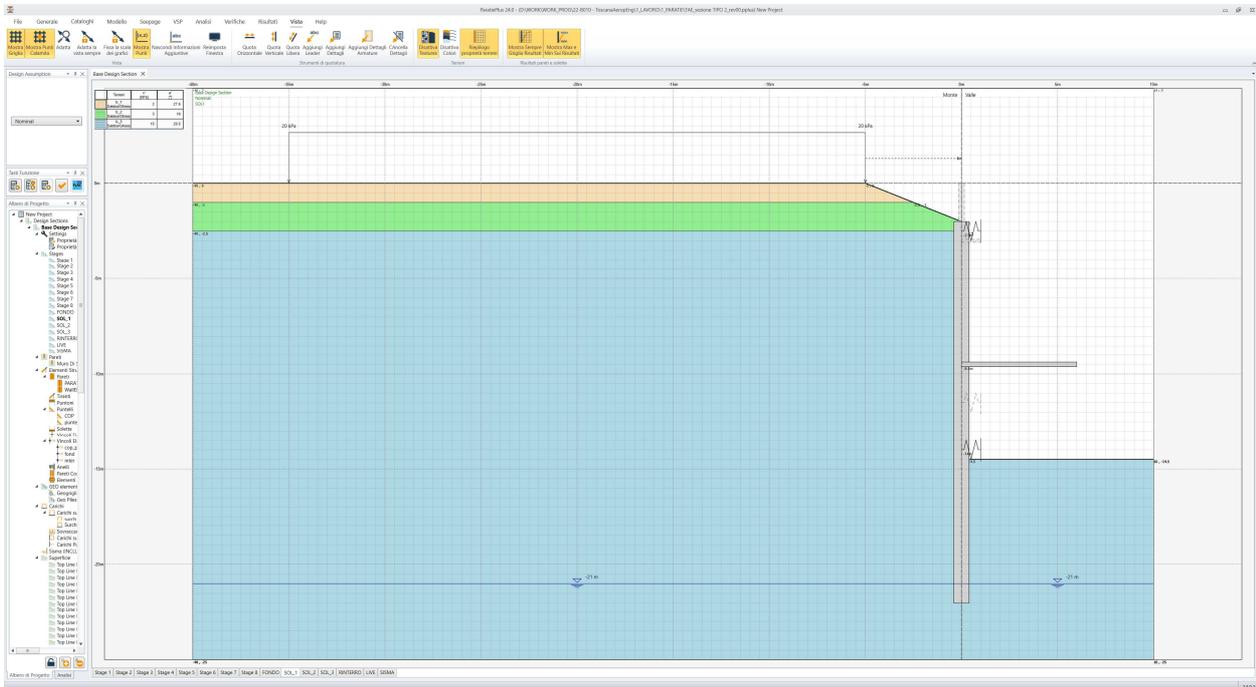


Figura 7-20: attivazione puntoni provvisori



*Figura 7-21: completamento dello scavo fino alla quota di progetto*



*Figura 7-22: getto della soletta di fondo*

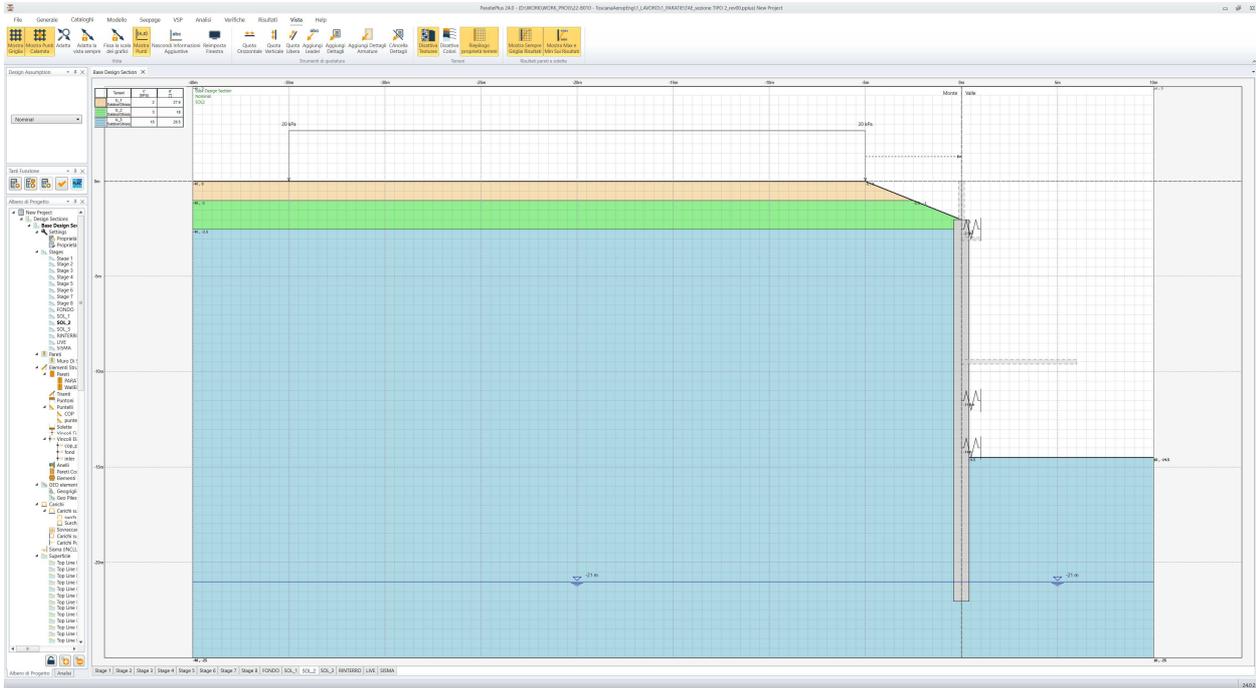


Figura 7-23: getto della soletta intermedia e rimozione puntone provvisorio

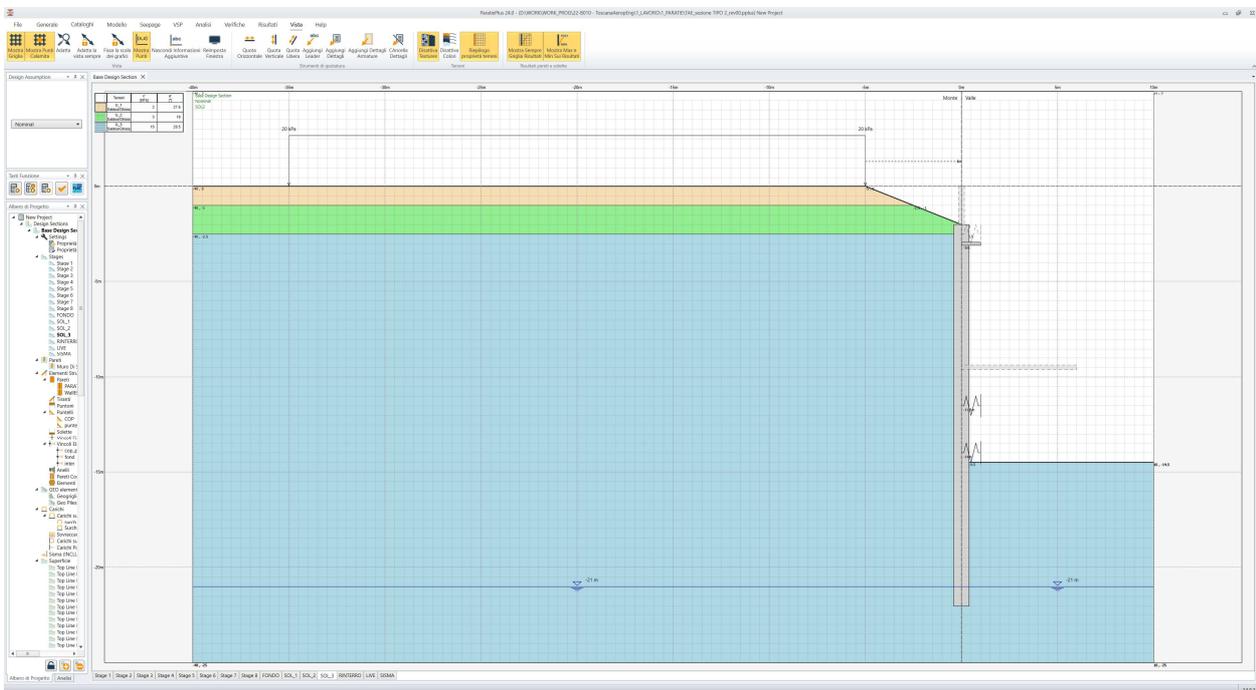


Figura 7-24: completamento\getto soletta superiore

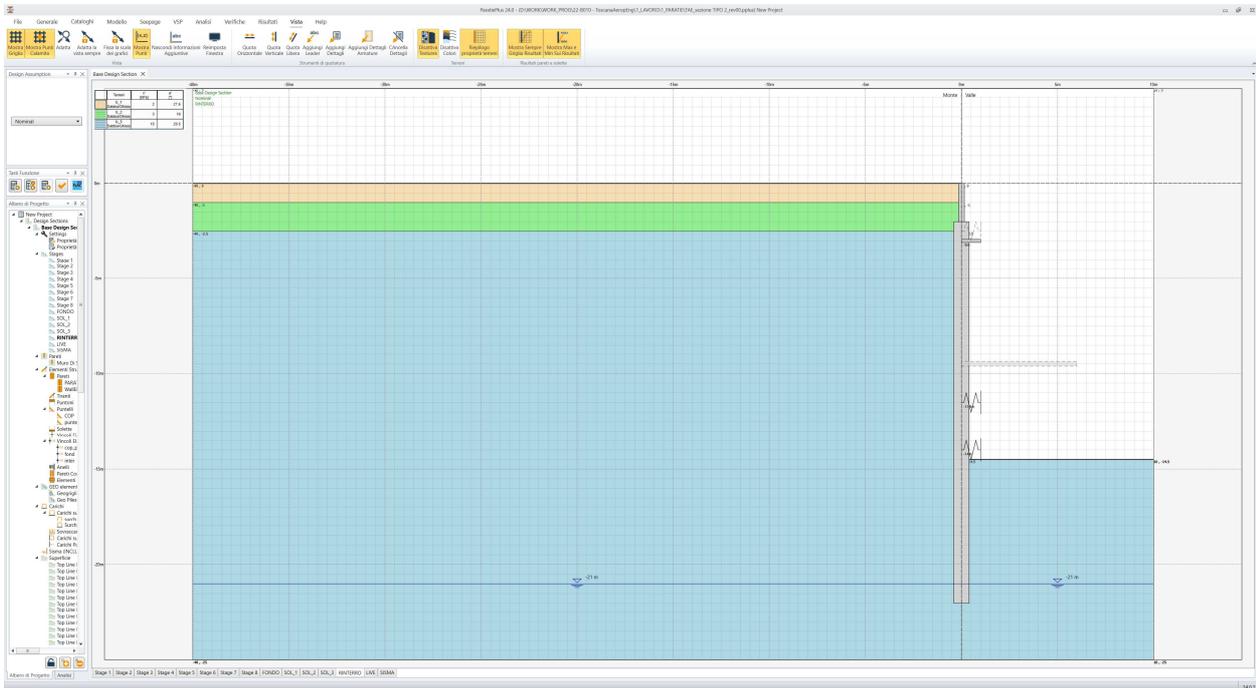


Figura 7-25: rinterro a tergo della struttura fino a quota piano campagna

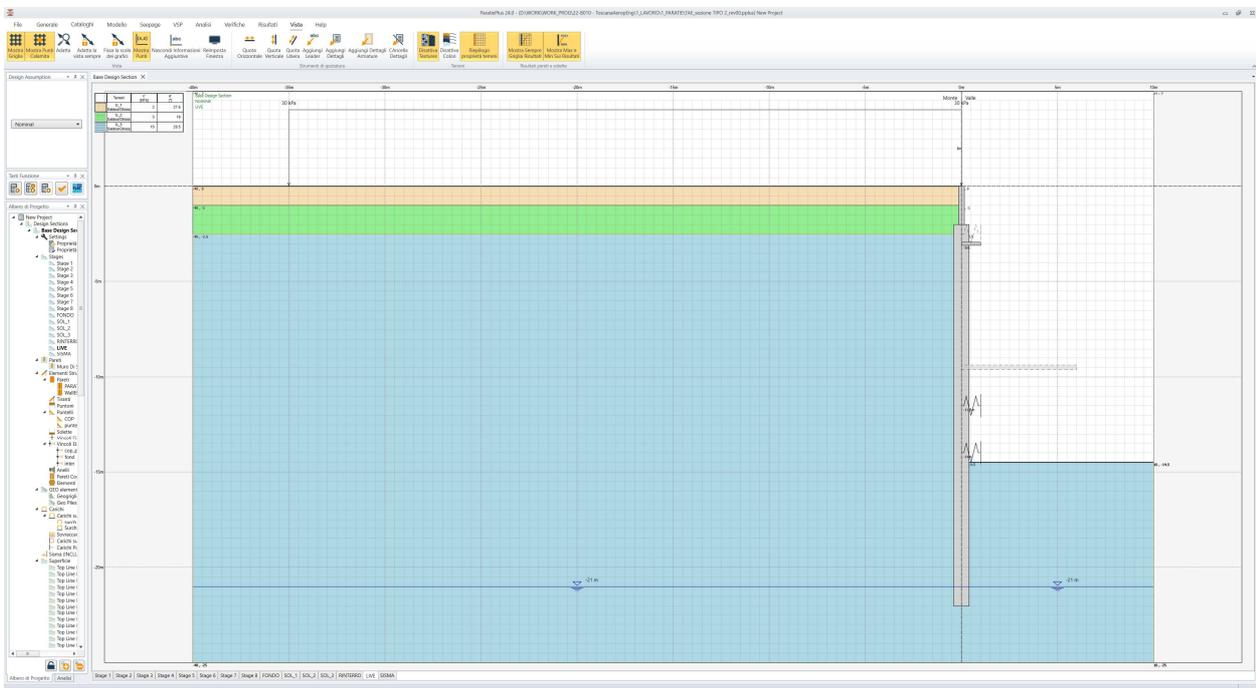


Figura 7-26: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

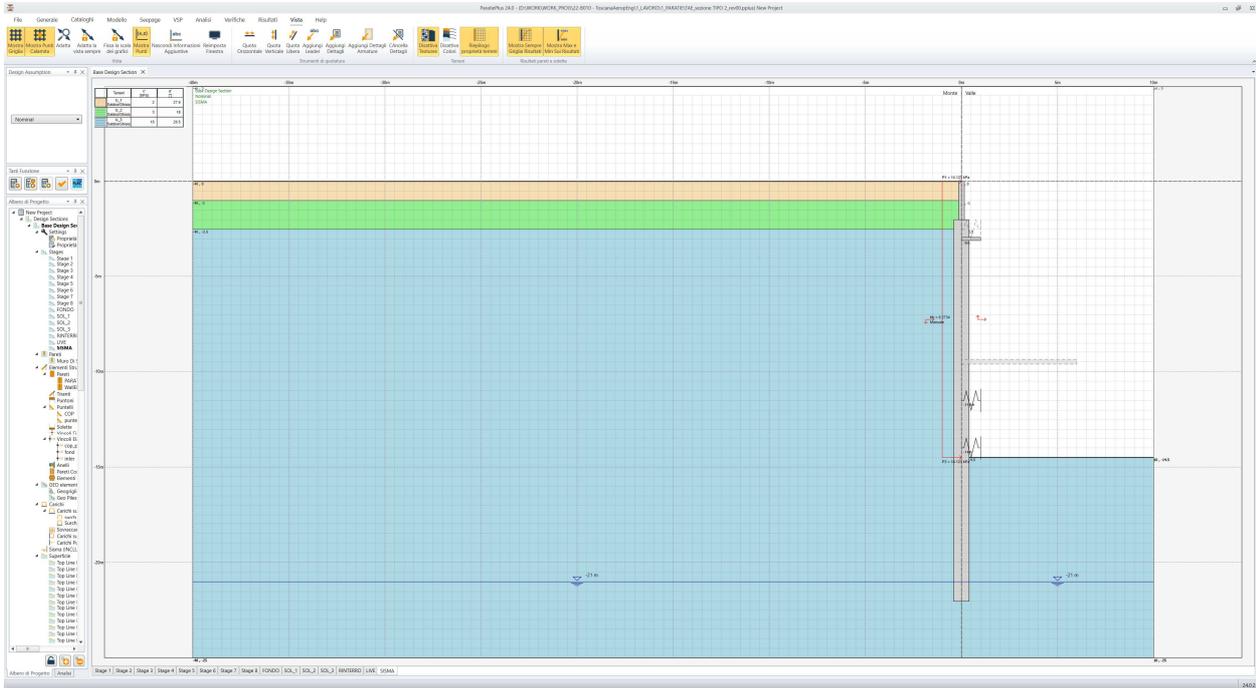


Figura 7-27: condizione sismica

### 7.3.3 Sezione TIPO 3

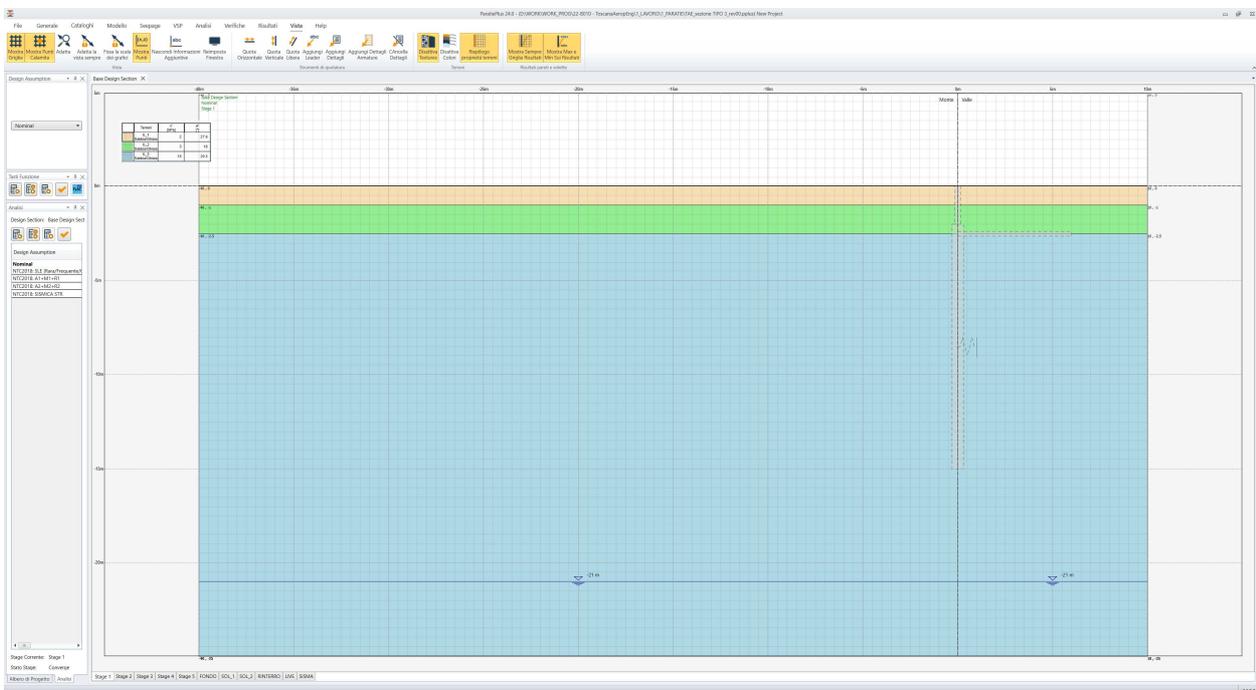


Figura 7-28: condizione geostatica

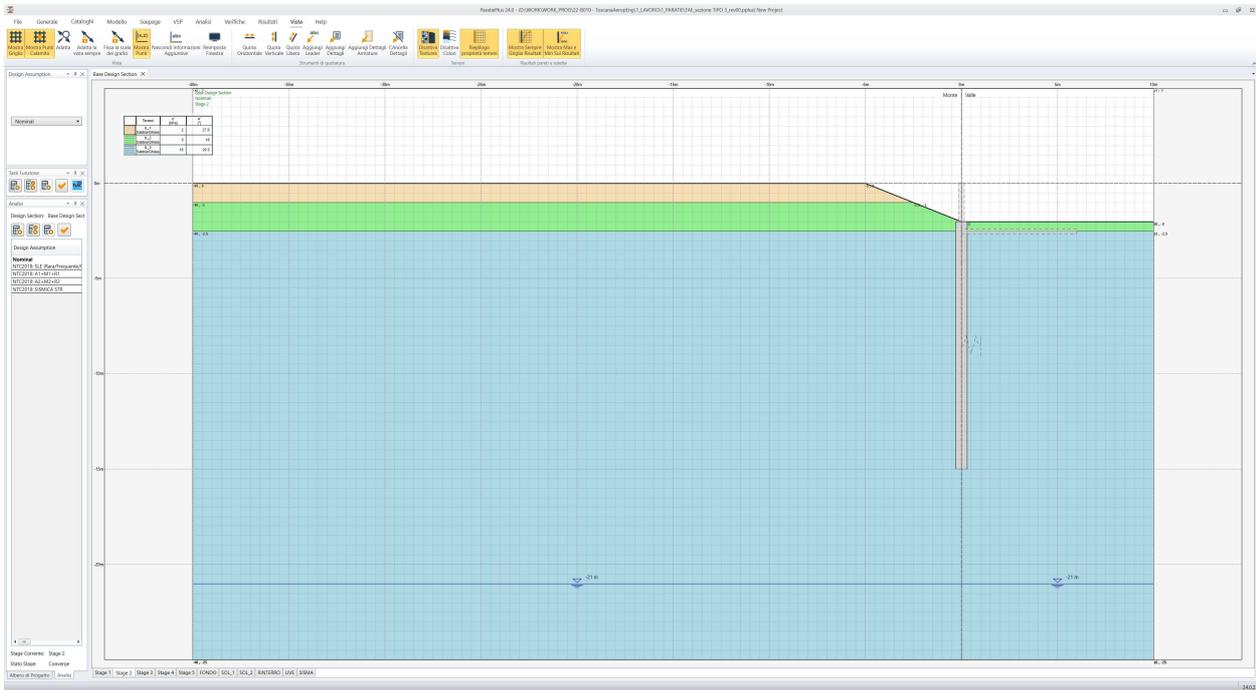


Figura 7-29: scavo fino a quota testa diaframmi e realizzazione dei diaframmi stessi

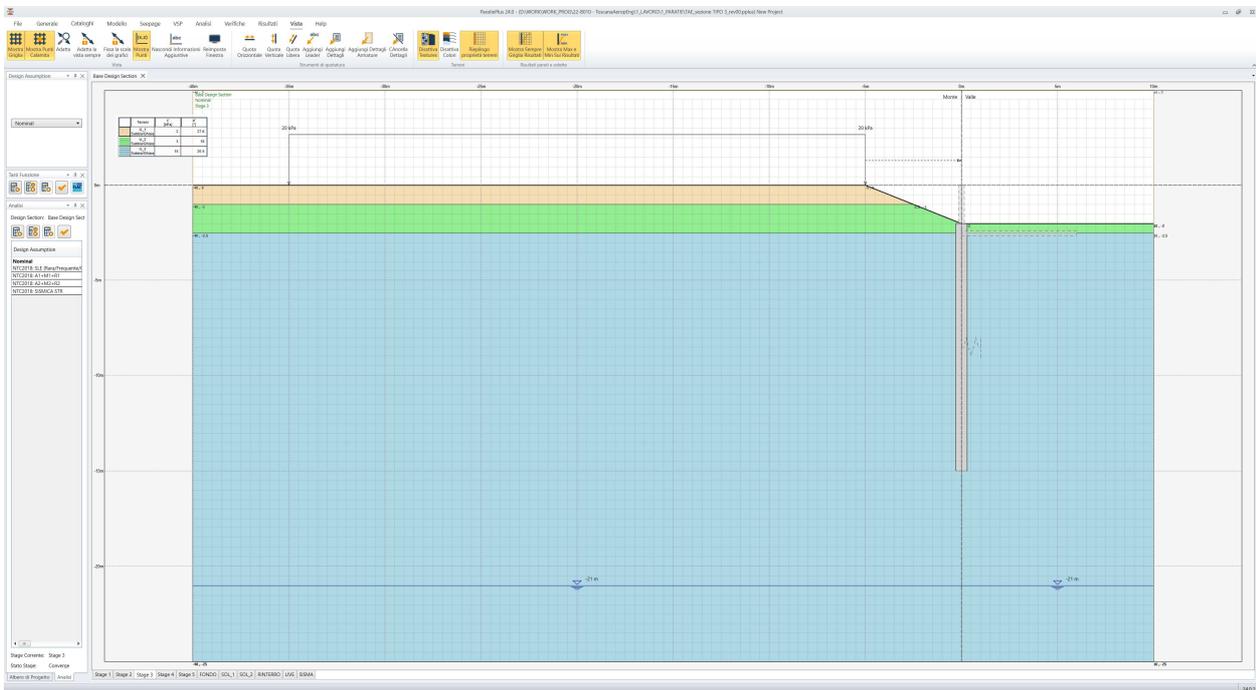


Figura 7-30: applicazione sovraccarico da 20kPa

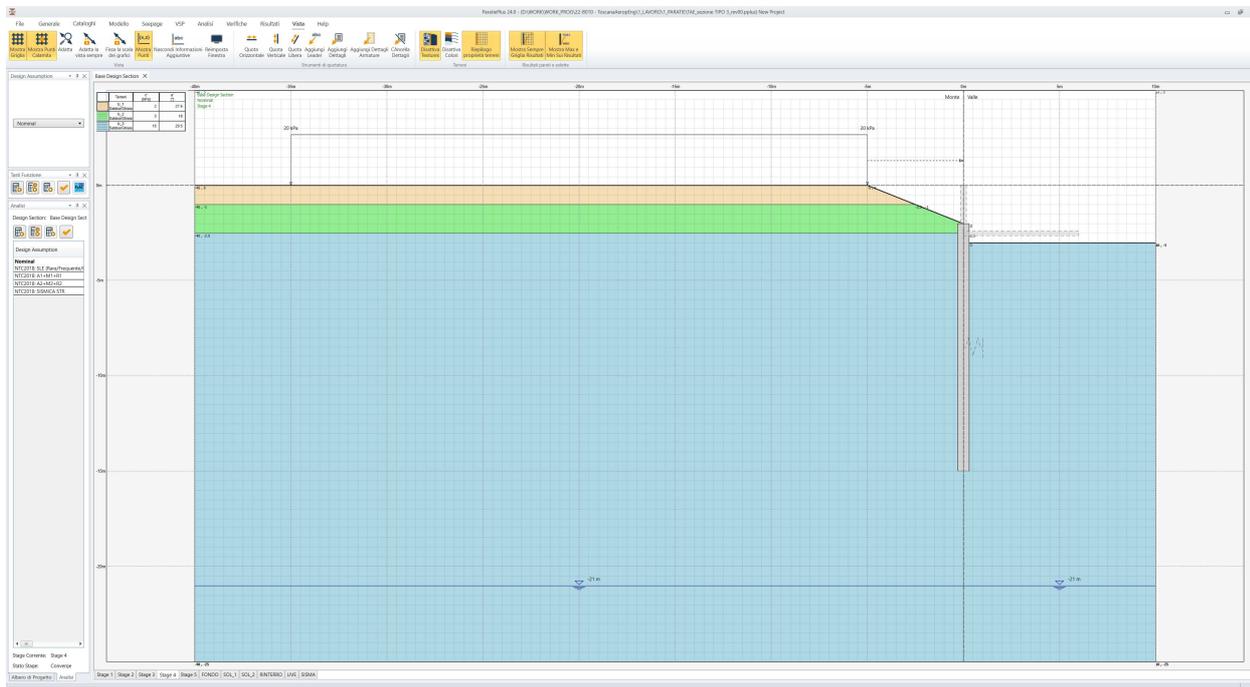


Figura 7-31: scavo fino a intradosso trave di correa (assunto -3m da p.c.)

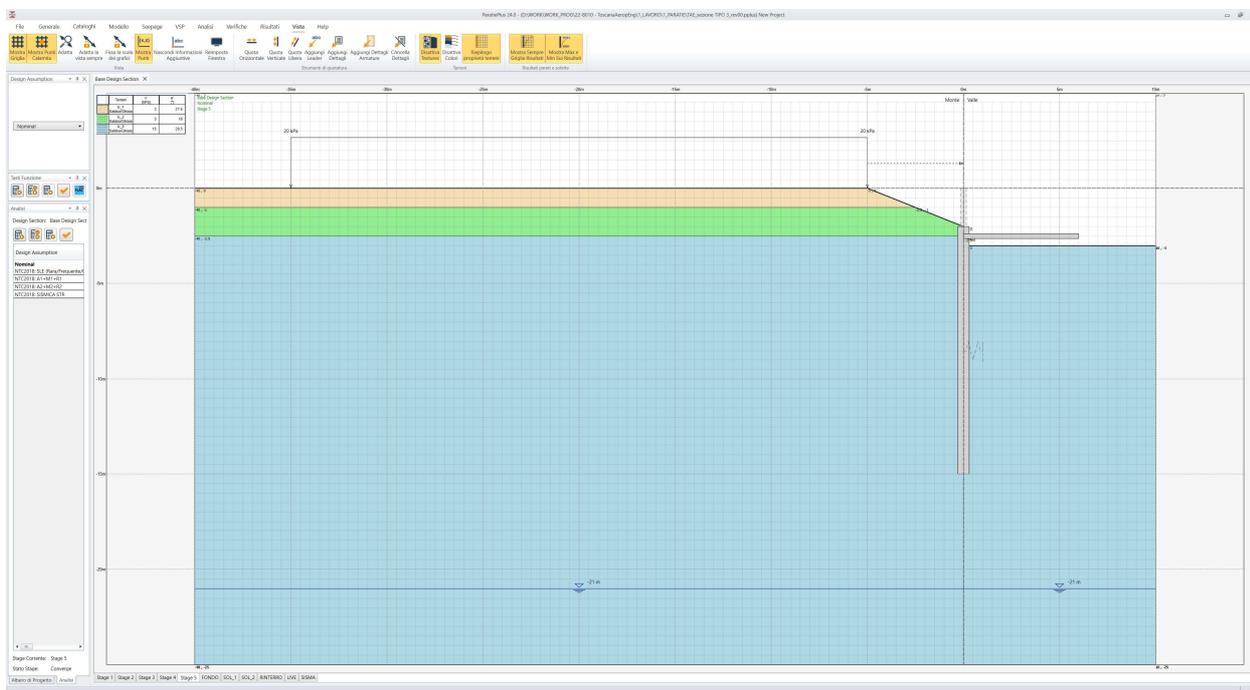
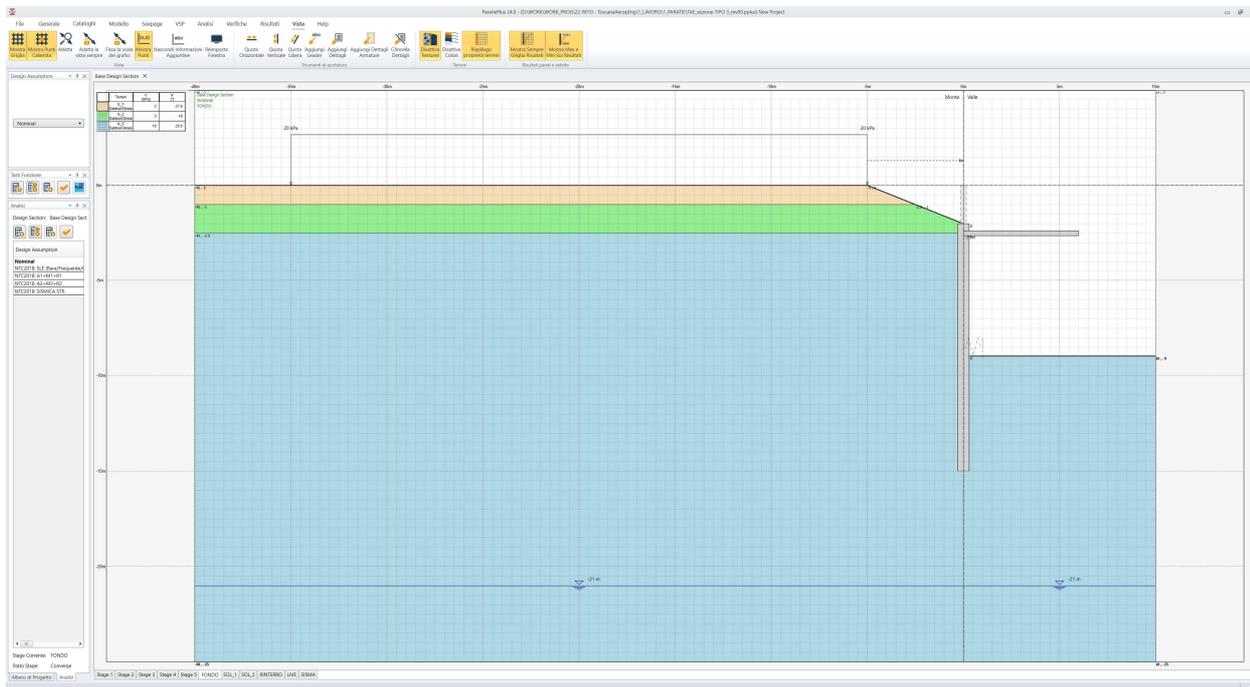
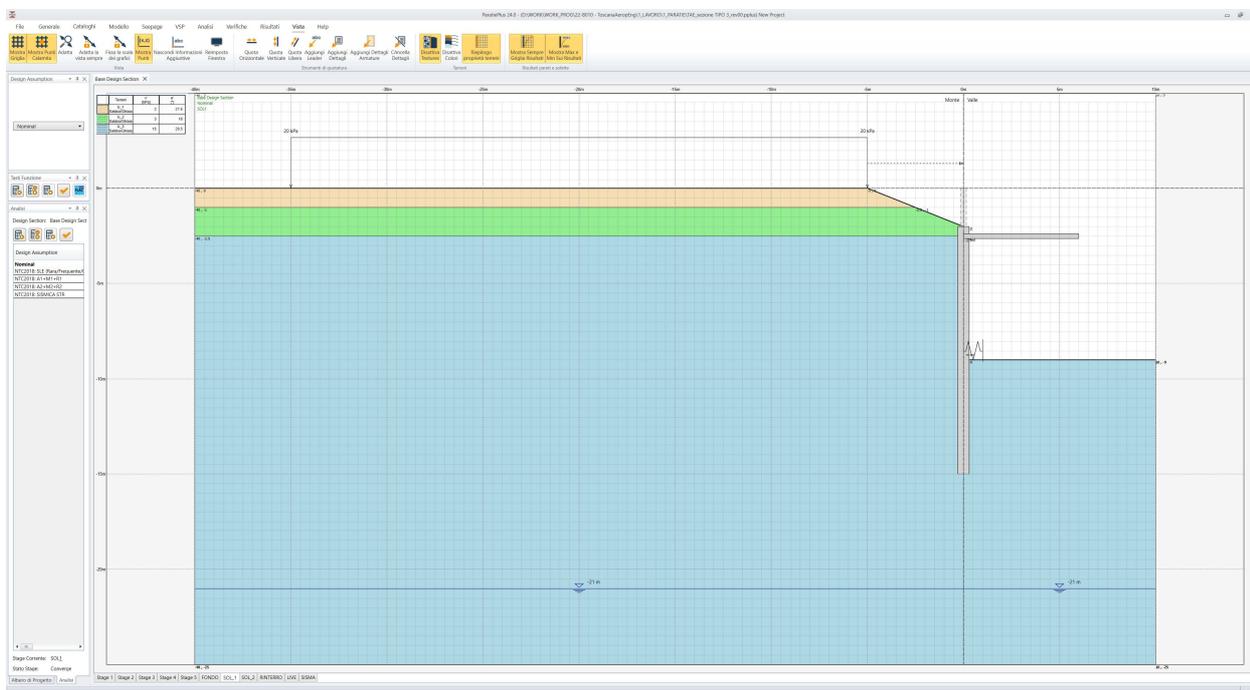


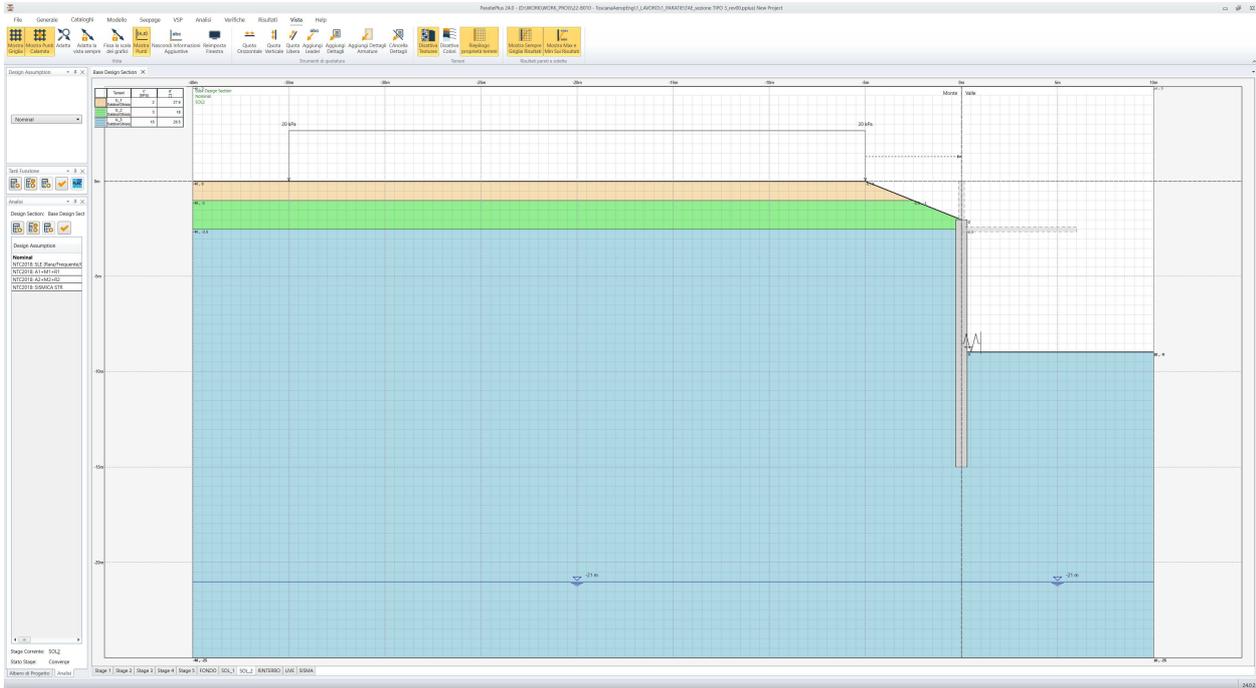
Figura 7-32: attivazione puntoni provvisori



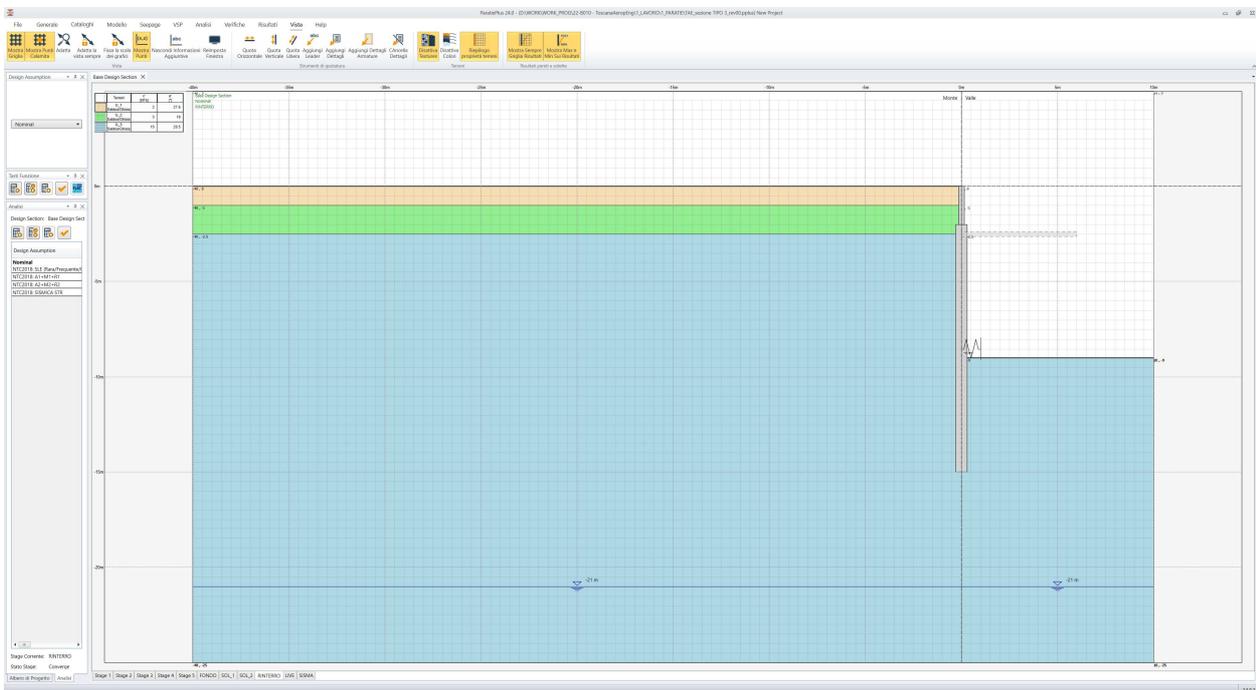
*Figura 7-33: completamento dello scavo fino alla quota di progetto*



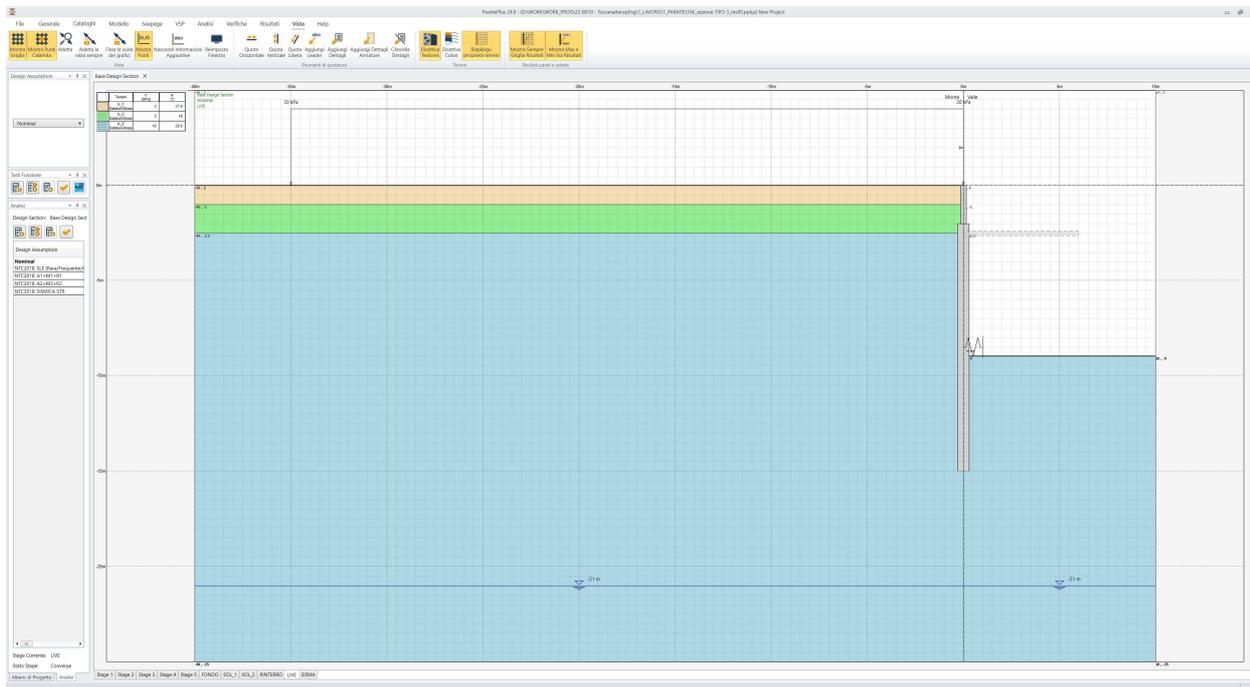
*Figura 7-34: getto della soletta di fondo*



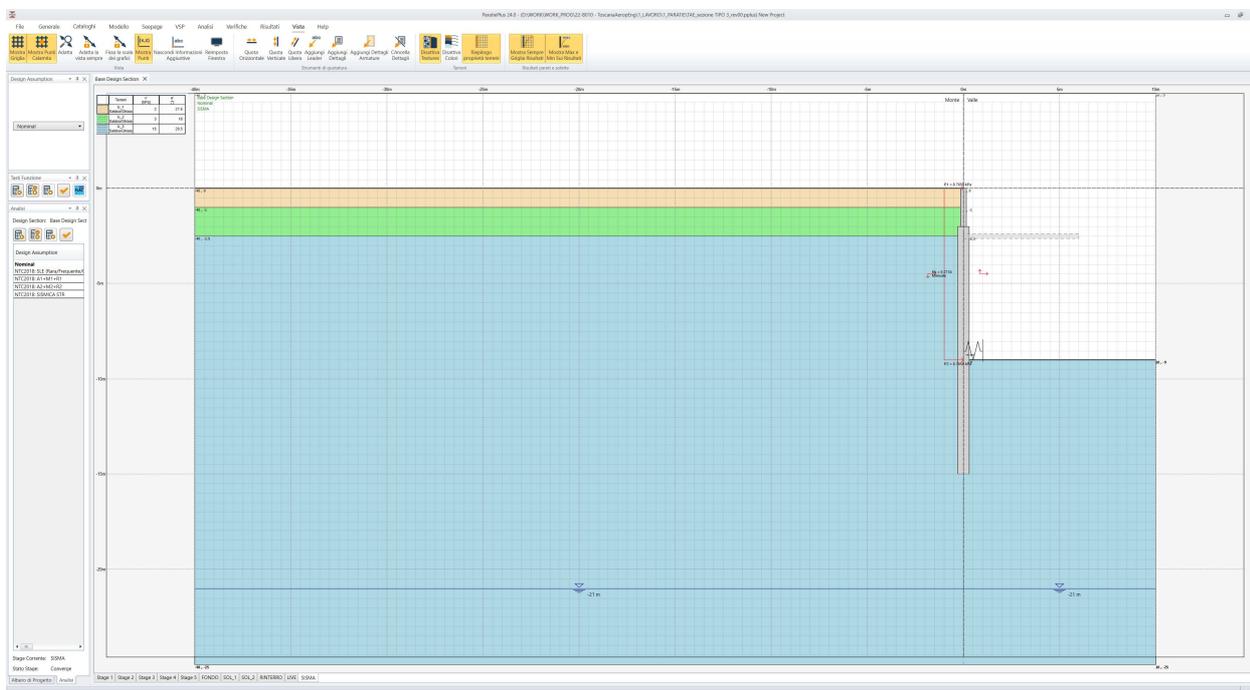
*Figura 7-35: rimozione puntone provvisorio*



*Figura 7-36: rinterro a tergo della struttura fino a quota piano campagna*



*Figura 7-37: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)*



*Figura 7-38: condizione sismica*

### 7.3.4 Sezione TIPO 4

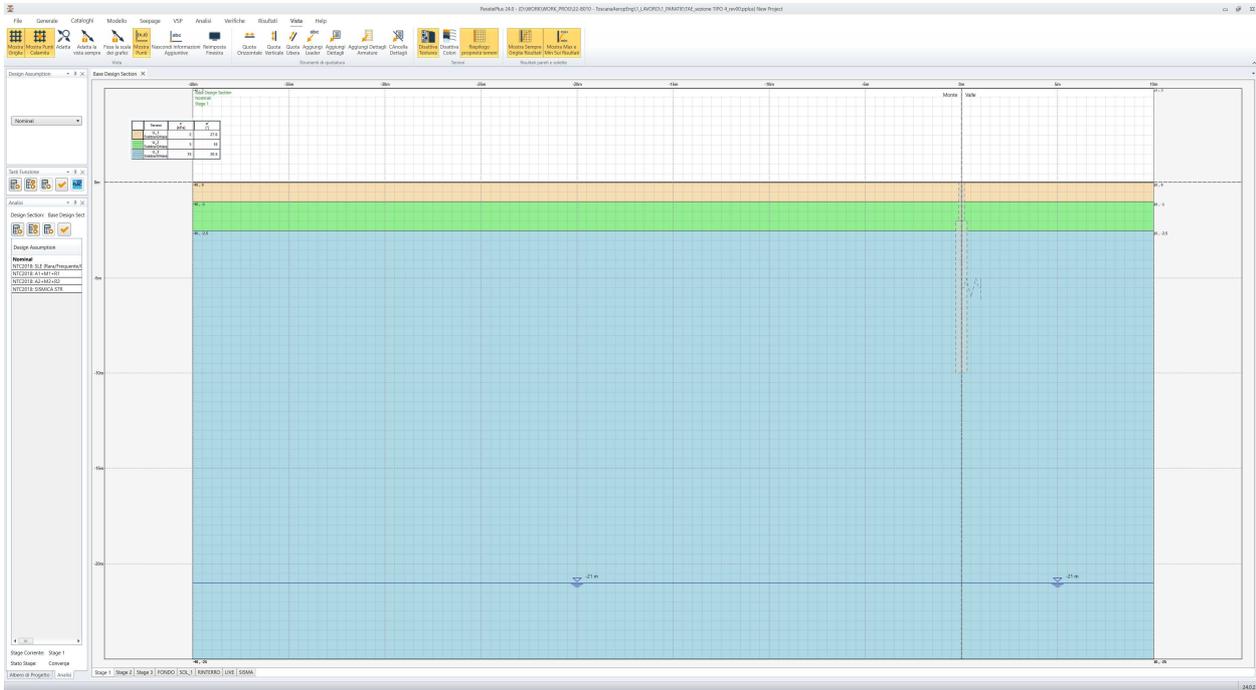


Figura 7-39: condizione geostatica

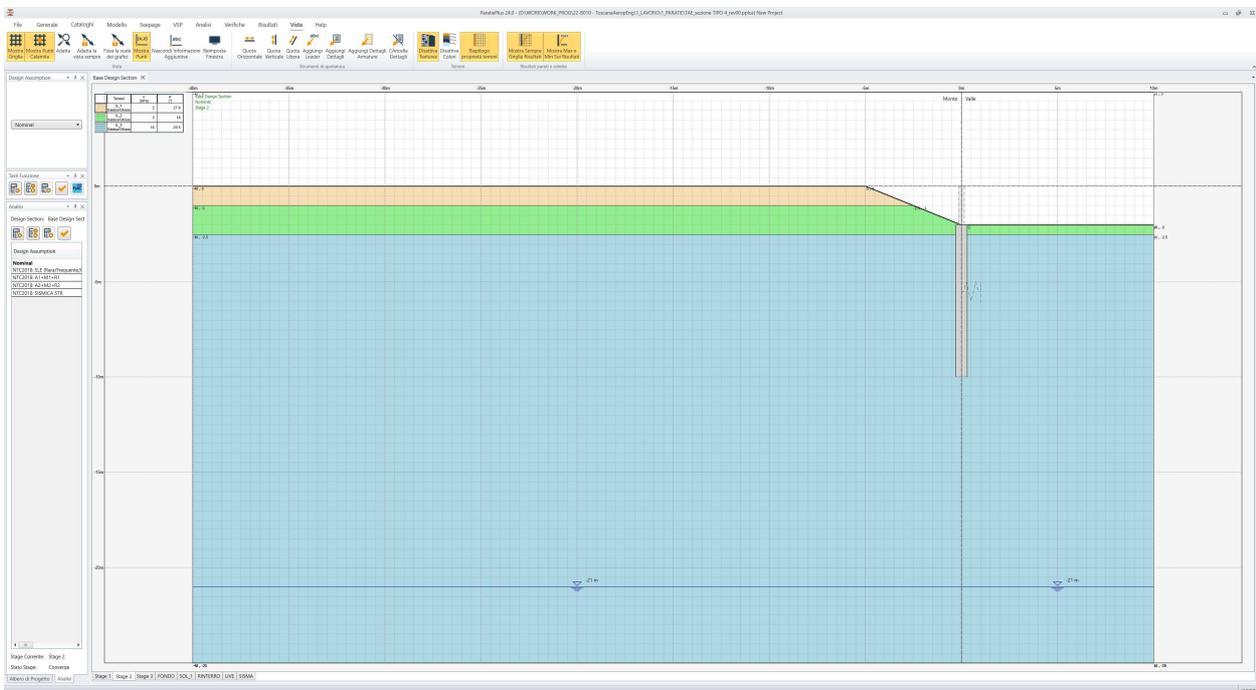


Figura 7-40: scavo fino a quota testa diaframmi e realizzazione dei diaframmi stessi

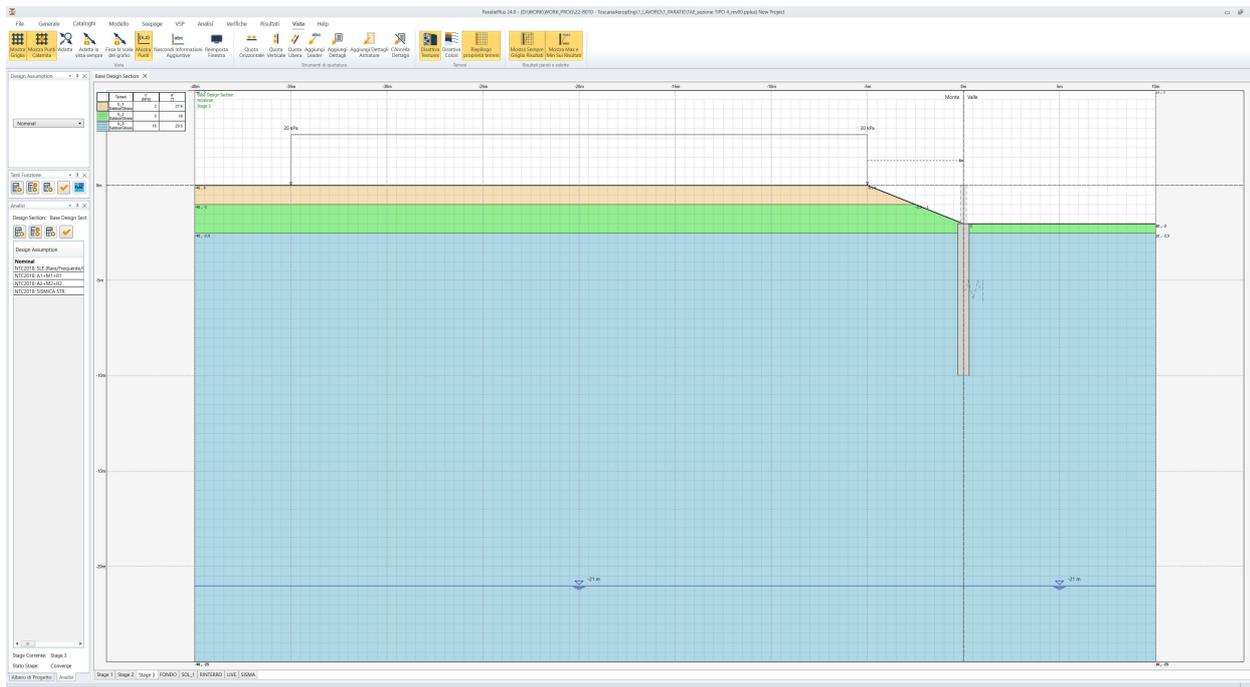


Figura 7-41: applicazione sovraccarico da 20kPa

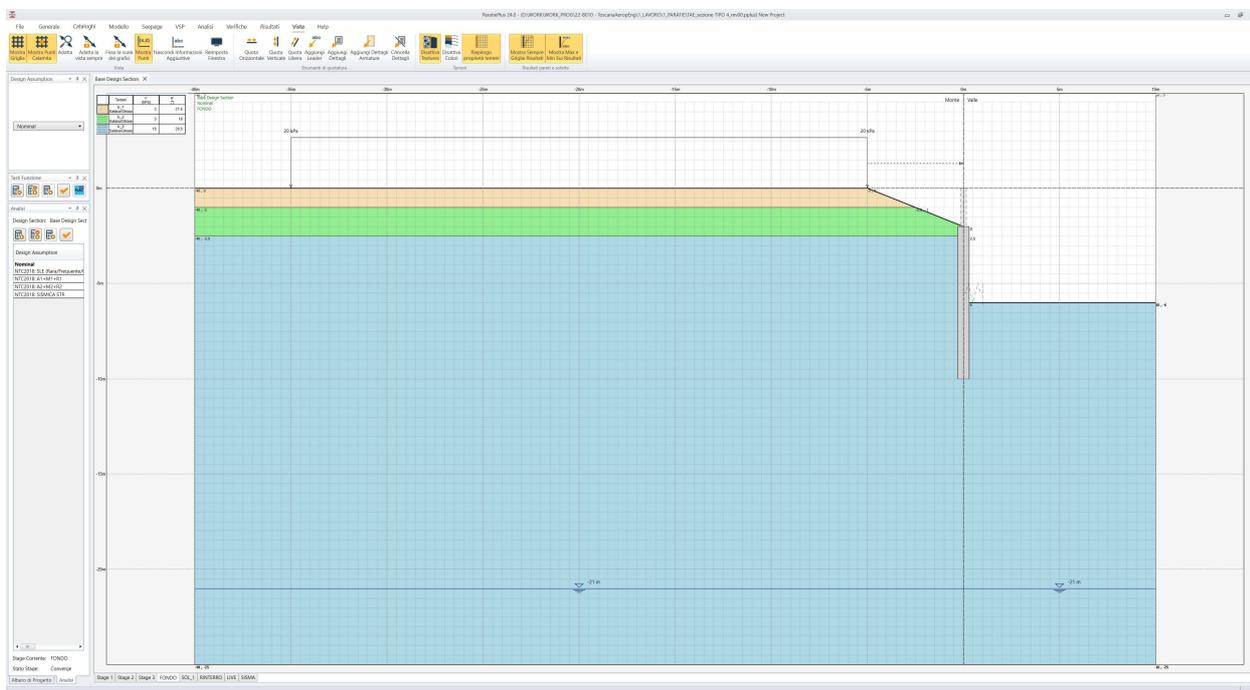
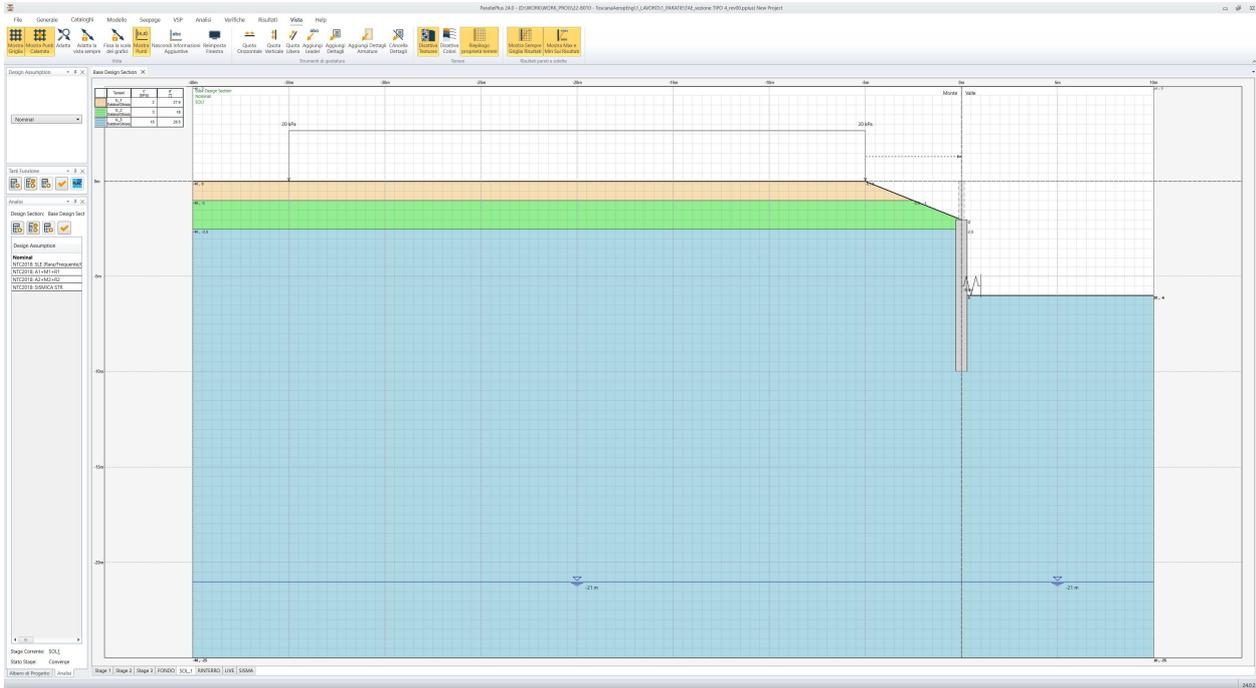
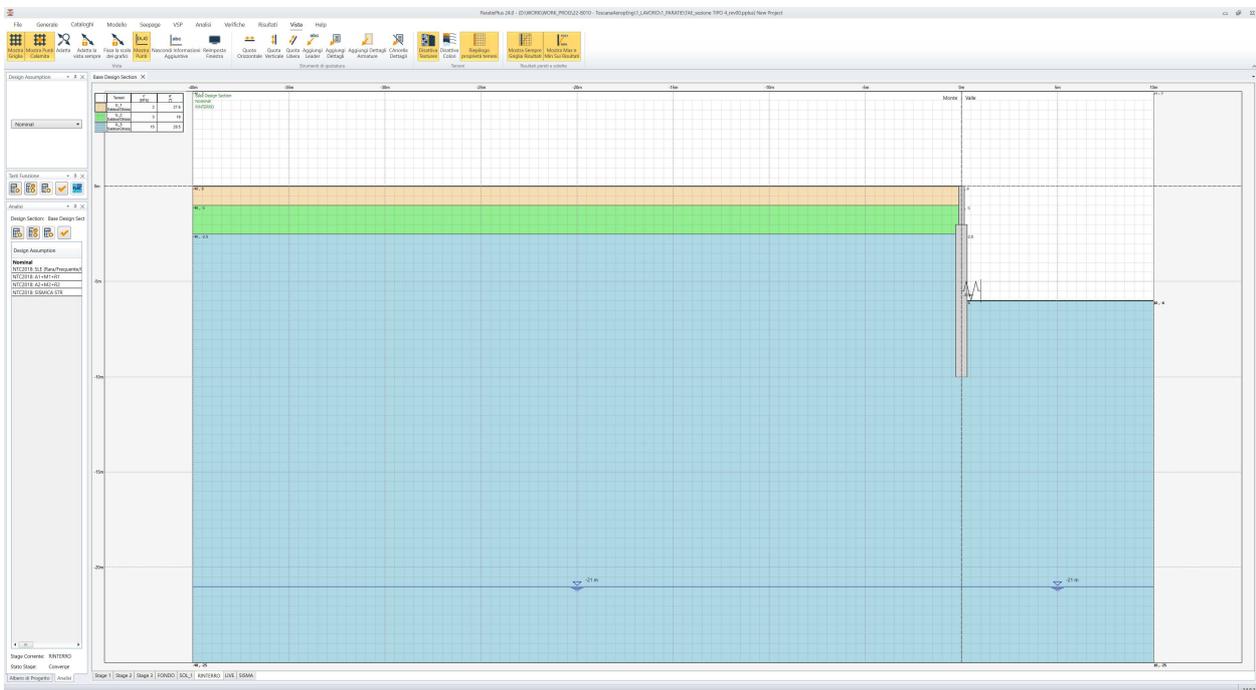


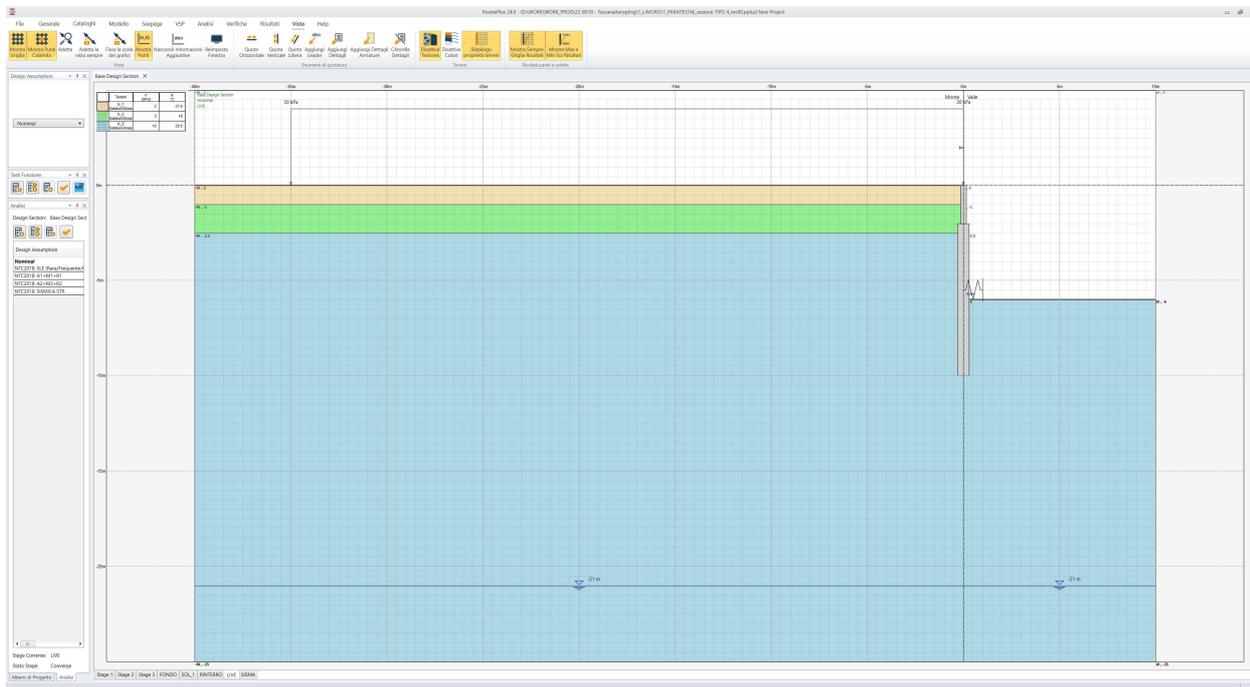
Figura 7-42: completamento dello scavo fino alla quota di progetto



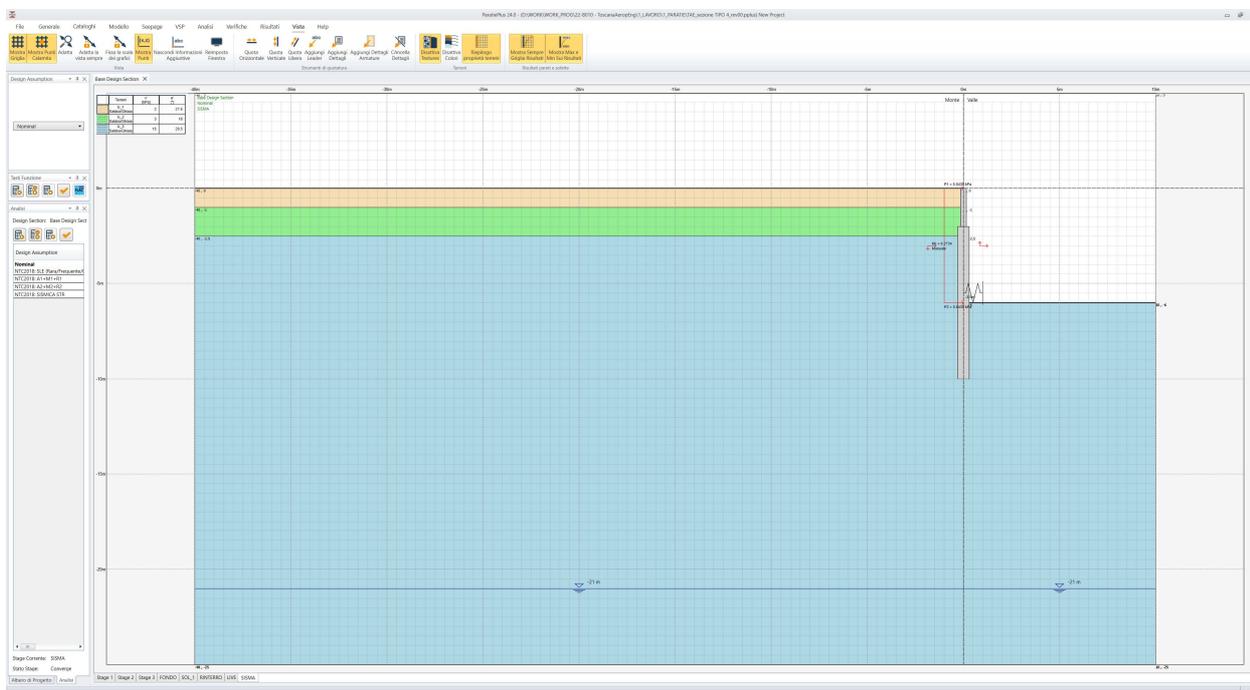
*Figura 7-43: getto della soletta di fondo*



*Figura 7-44: rinterro a tergo della struttura fino a quota piano campagna*



*Figura 7-45: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)*



*Figura 7-46: condizione sismica*

## 7.4 ANALISI DEI CARICHI

### 7.4.1 Pesi propri e carichi permanenti portati

#### 7.4.1.1 Pesi propri delle strutture

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/mc per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/mc per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

#### 7.4.1.2 Ricoprimento solettone di copertura

In esercizio si considera un sovraccarico sul solettone di copertura delle strutture interne dato da:

$$G_{2-1} = 20,00 \text{ kN/mc} * h$$

dove “h” è il ricoprimento in relazione alla sistemazione finale della superficie

#### 7.4.1.3 Carico solettone di fondo

All'interno del corpo della Galleria, in esercizio, si considera un sovraccarico pari a:

$$\text{Peso del riempimento:} \quad 20,00 \text{ kN/mc} * 1,30 \text{ m} = \quad 26 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Peso strutture interne:} \quad 25,00 \text{ kN/mc} * (W)$$

dove “W” è il peso delle strutture gettate in opera

### 7.4.2 Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati

#### 7.4.2.1 Spinte delle terre

In fase provvisoria le spinte delle terre sulle paratie vengono determinate sulla base dell'analisi di interazione terreno-struttura e degli spostamenti conseguenti.

La spinta del terreno viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

#### 7.4.2.2 Spinte dell'acqua di falda

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

### 7.4.3 Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici

#### 7.4.3.1 Carico da traffico stradale

Si considera la presenza di un carico da traffico a tergo delle paratie sia in fase provvisoria che in fase definitiva.

In fase provvisoria si considera un sovraccarico pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

In fase definitiva si considera invece, in via cautelativa, un sovraccarico a tergo pari 30 kN/m<sup>2</sup>.

#### 7.4.3.2 Carico in fase di atterraggio\transito\decollo di un aereo

Tale carico è presente solo in fase definitiva delle strutture; pertanto, non sarà preso in considerazione nel dimensionamento delle opere durante la fase di costruzione.

Per le considerazioni svolte in merito a tale azione si rimanda alla relazione di dimensionamento delle strutture in fase di esercizio.

#### 7.4.4 Azioni sismiche

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai § 7 e 7.2.1 del D.M. 17/01/2018:

- Si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- Si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè, analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- Non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- Si trascura la componente verticale del sisma.

Pertanto, alla luce delle precedenti ipotesi si ottiene una ordinata dello spettro di risposta pari a:

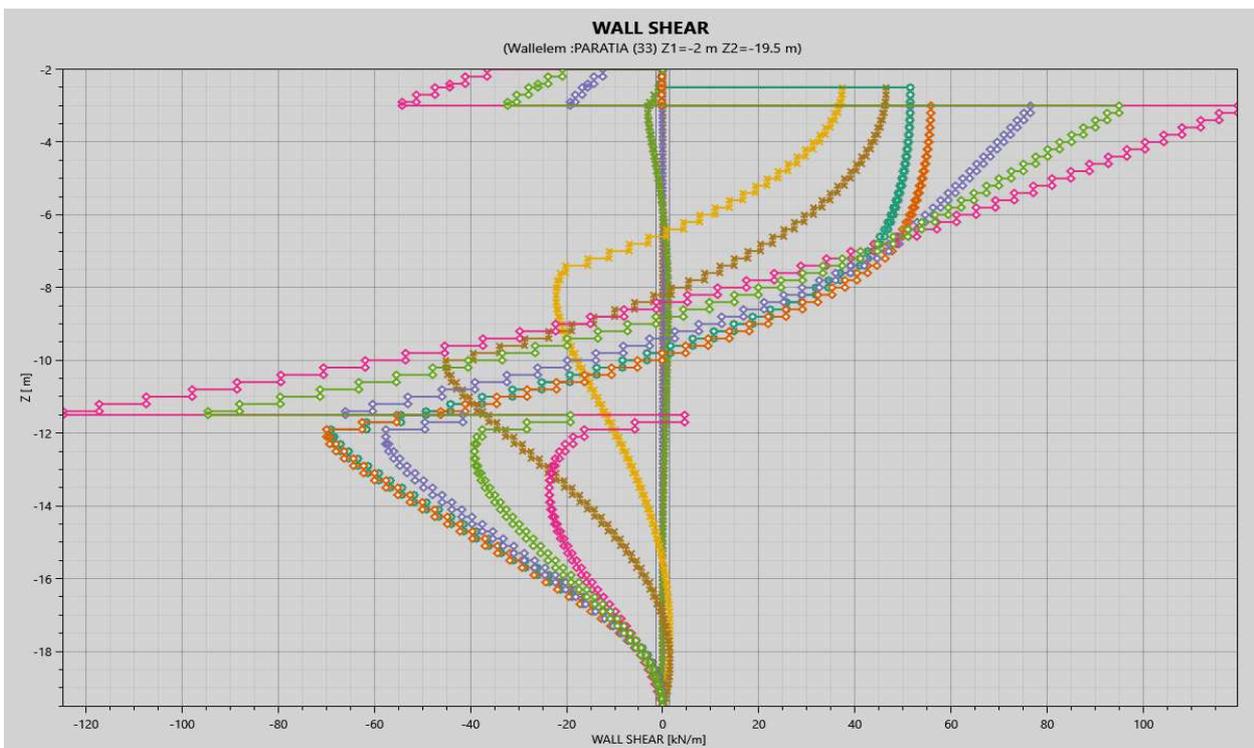
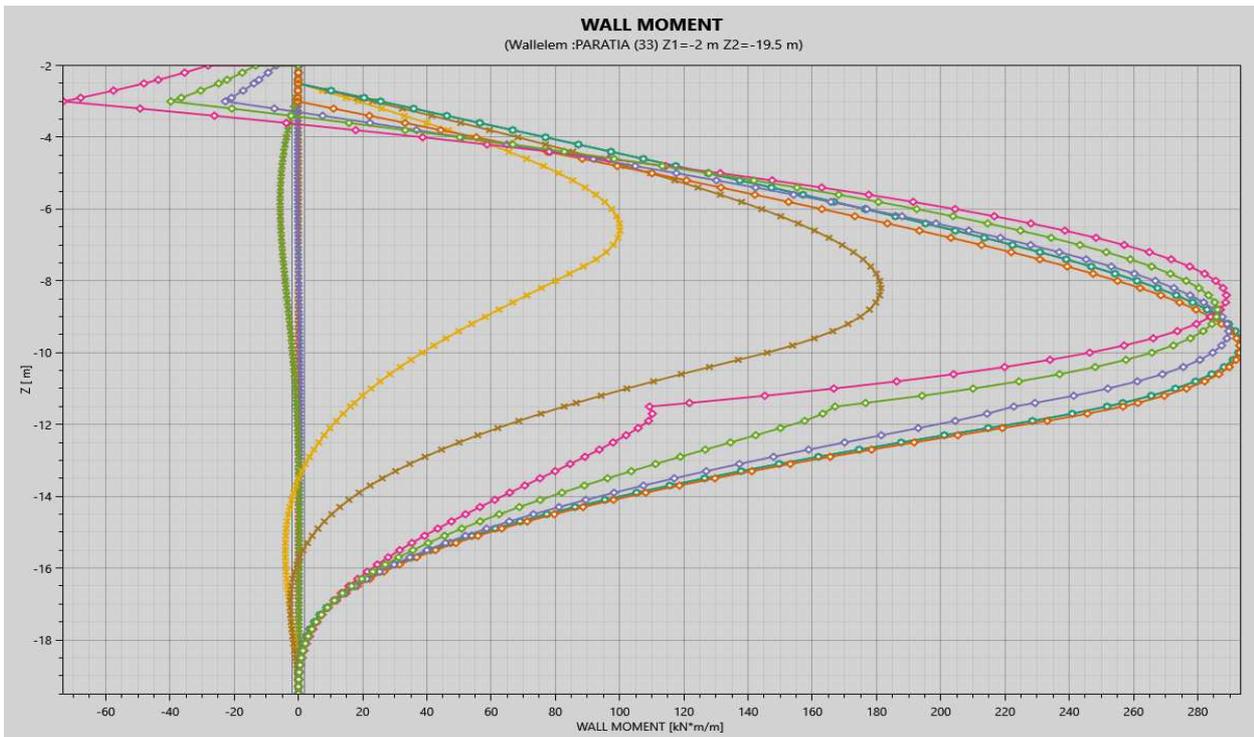
$$S_{SLV(T=0)} = (a_g/g) \cdot S = K_x = \pm 0.2441$$

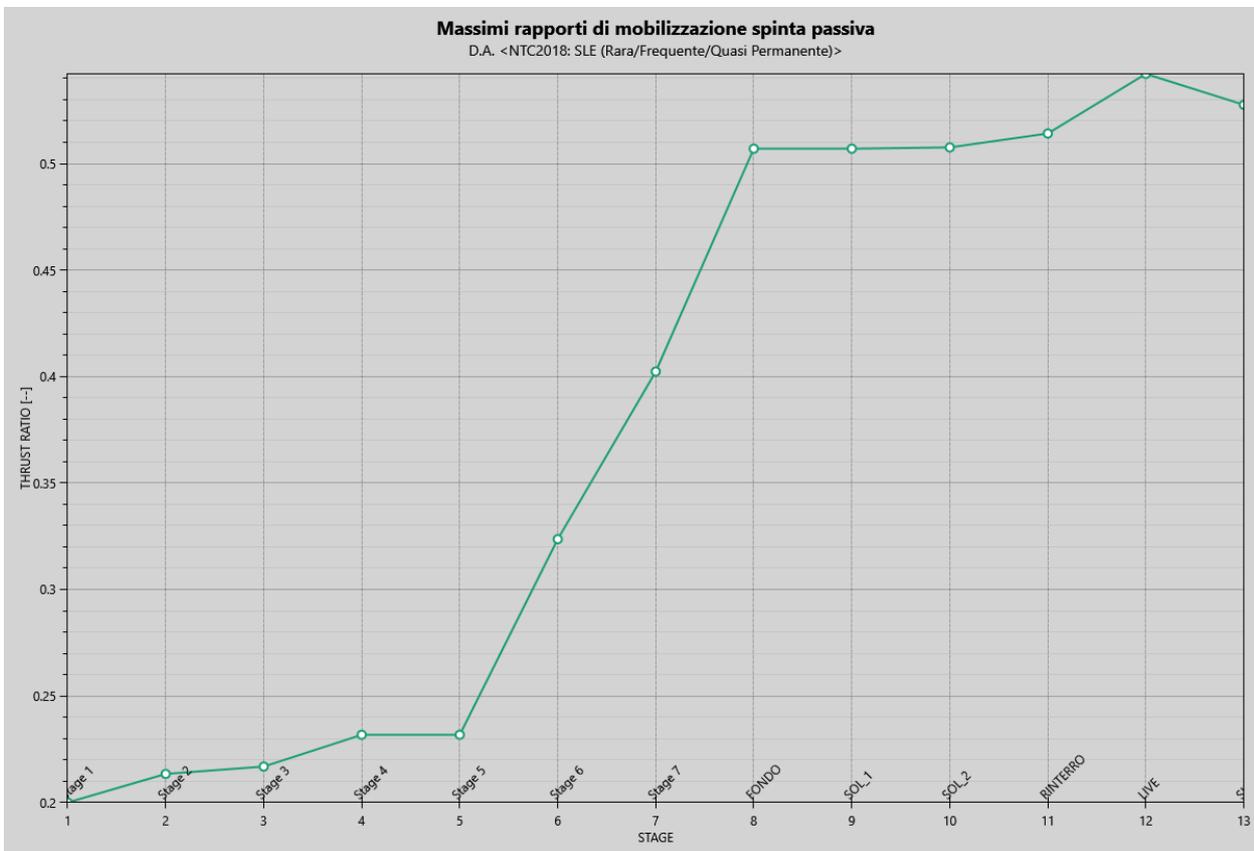
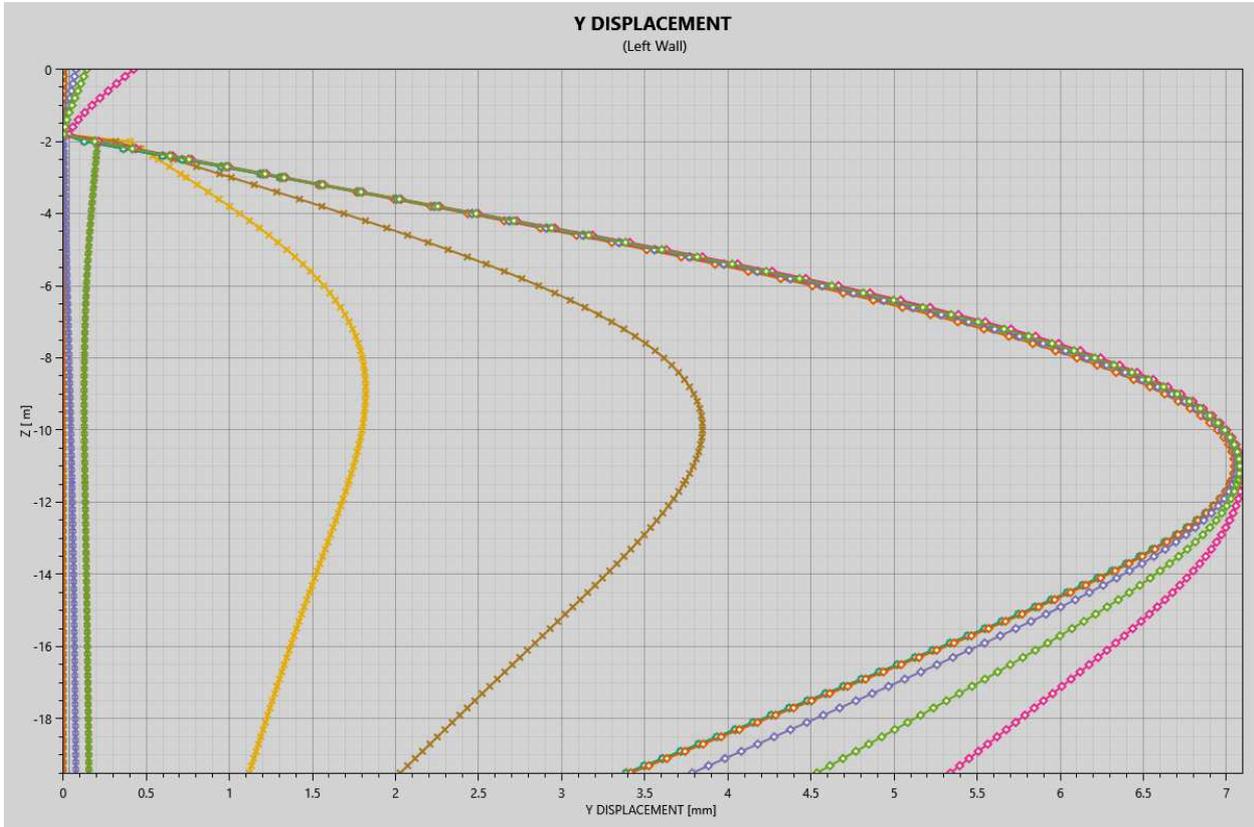
L'effetto del sisma viene implementato nella modellazione come già indicato al § 6.2.3.

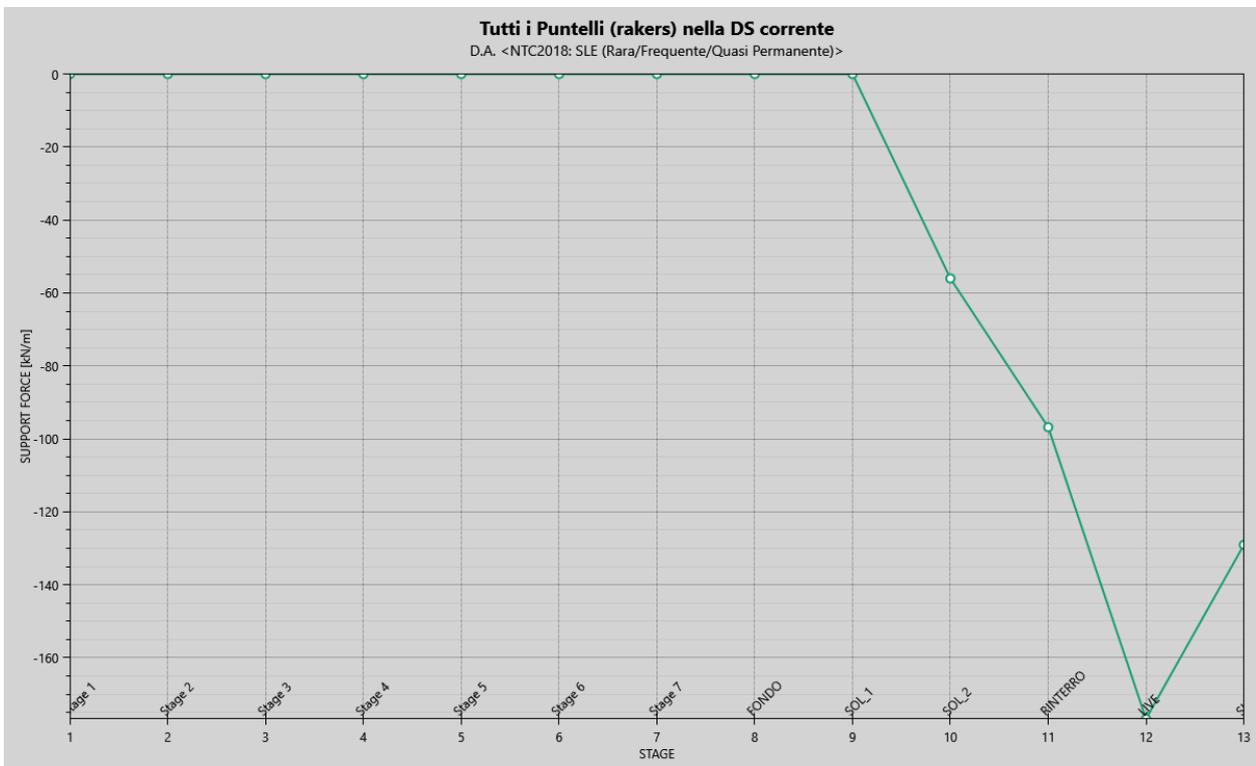
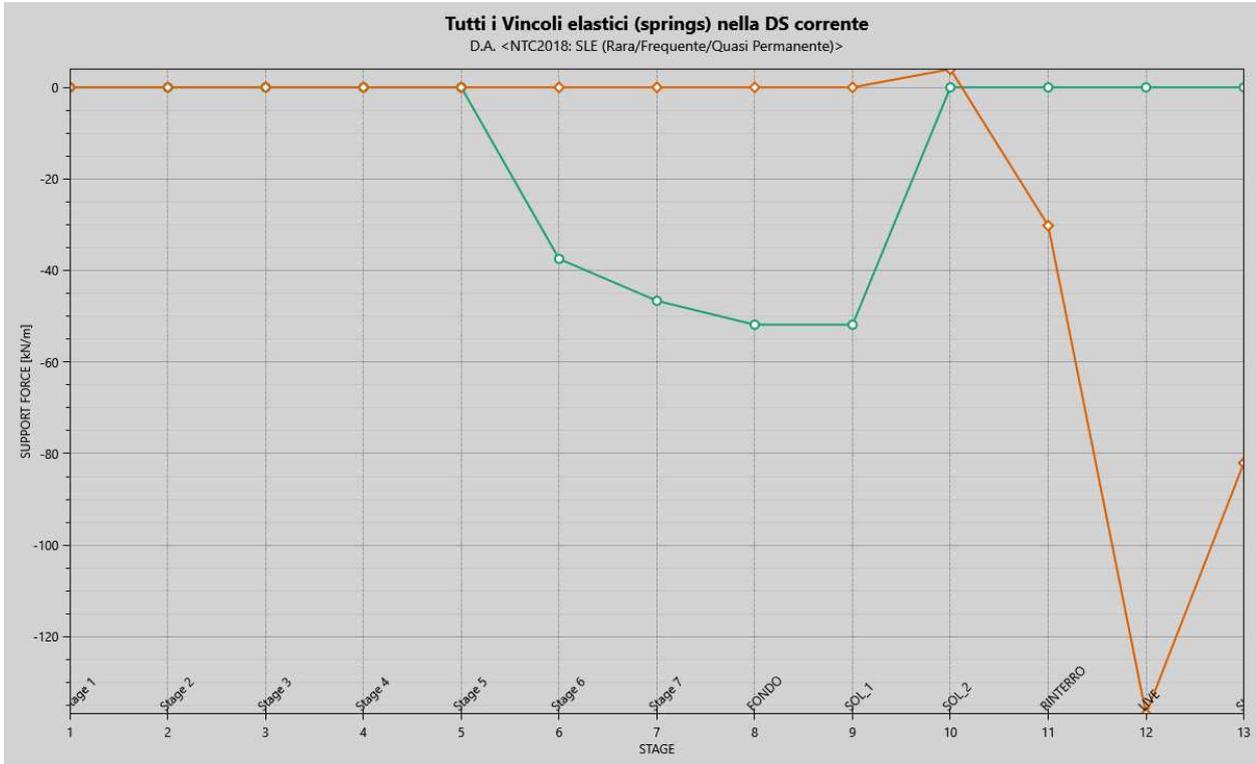
## 7.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella combinazione ANALISI 1 per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

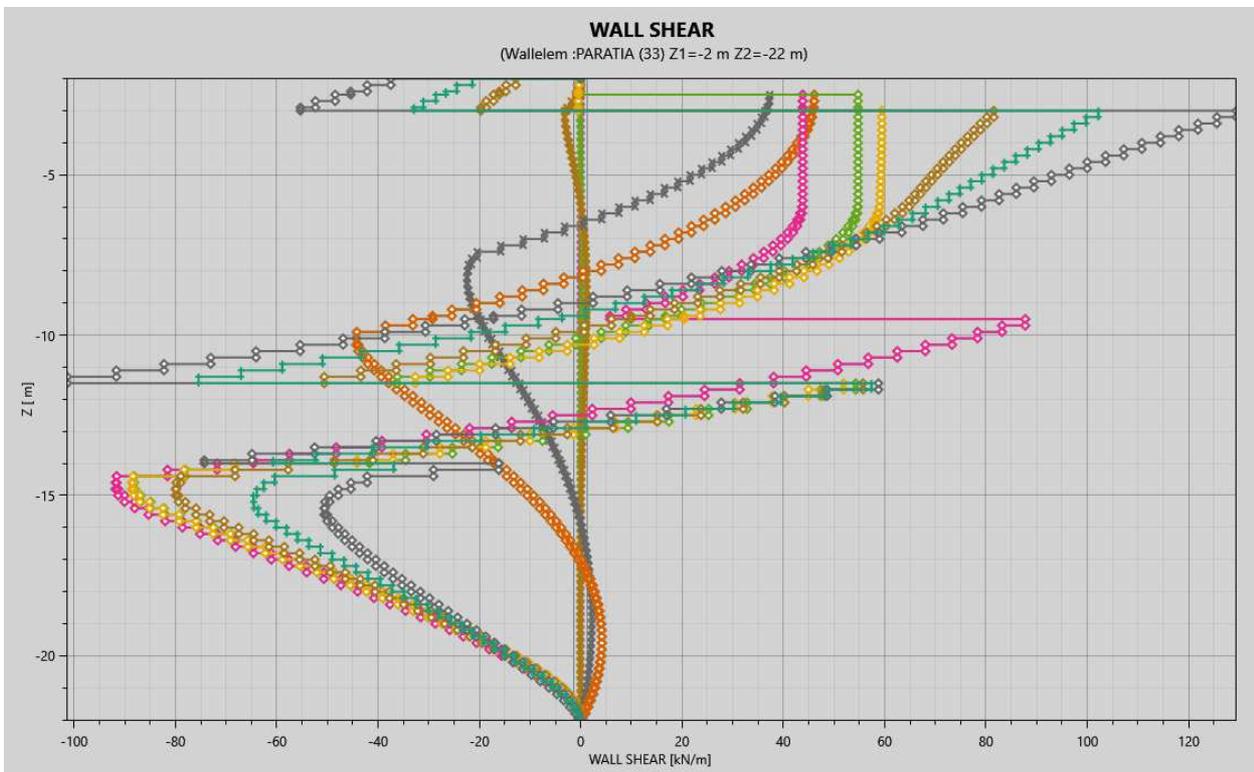
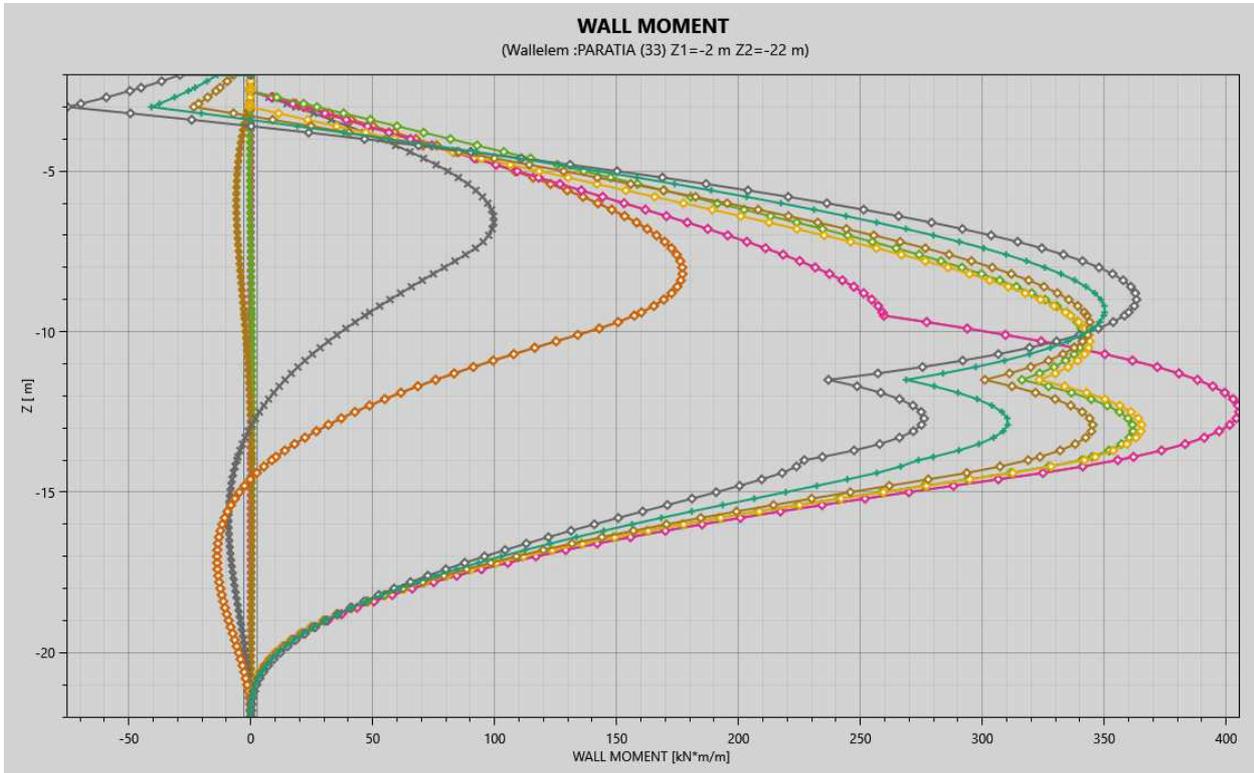
### 7.5.1 Sollecitazioni pannelli TIPO 1

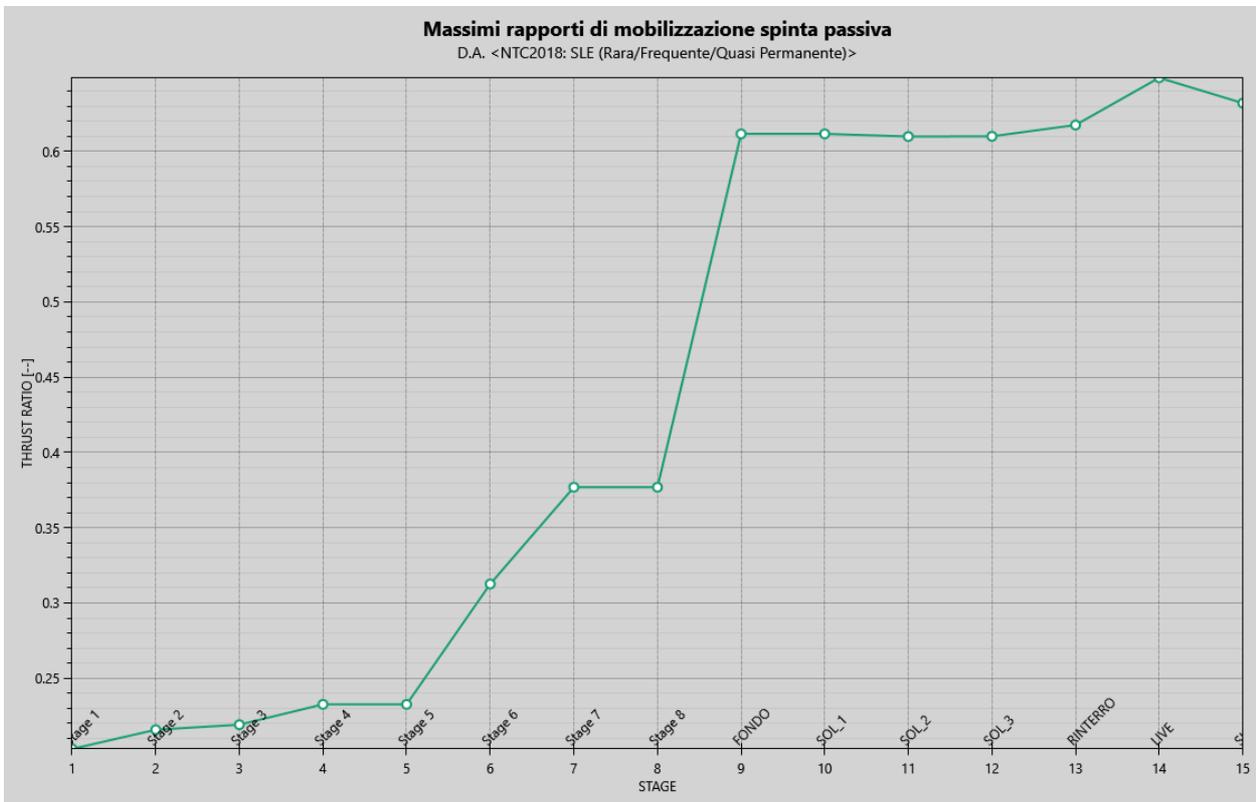
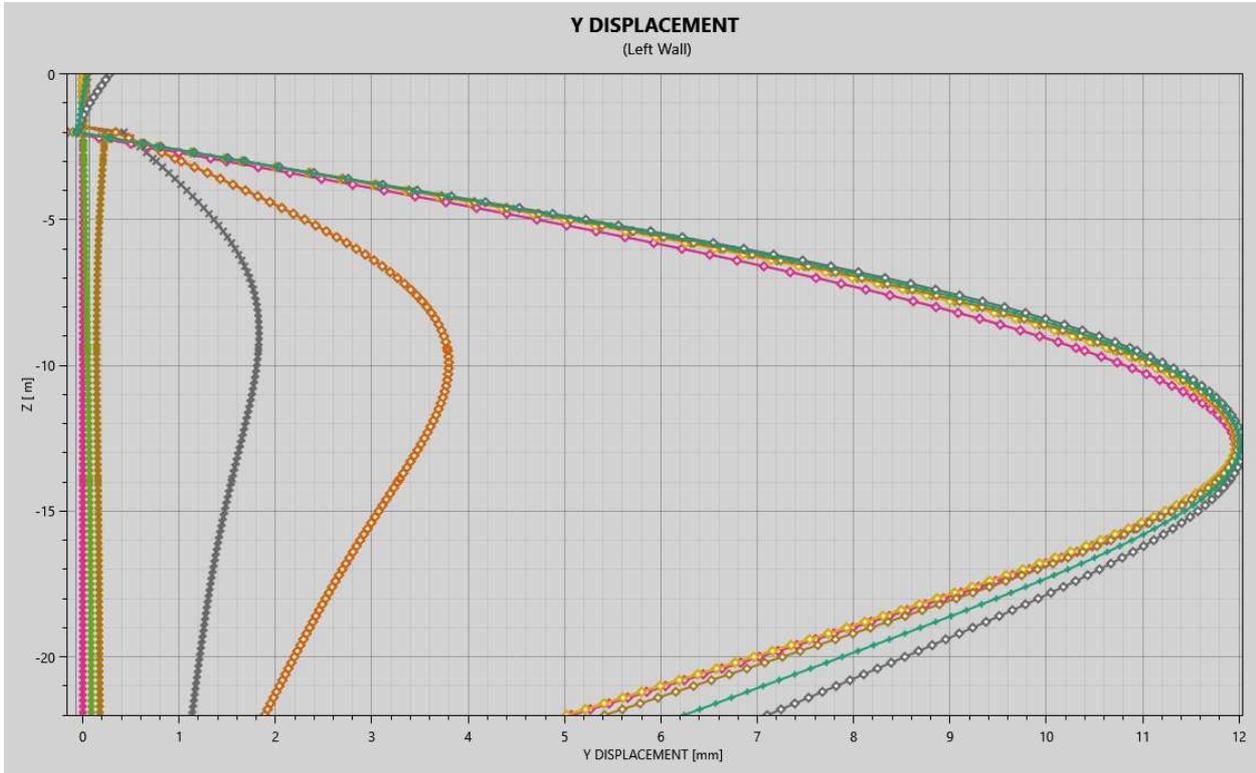


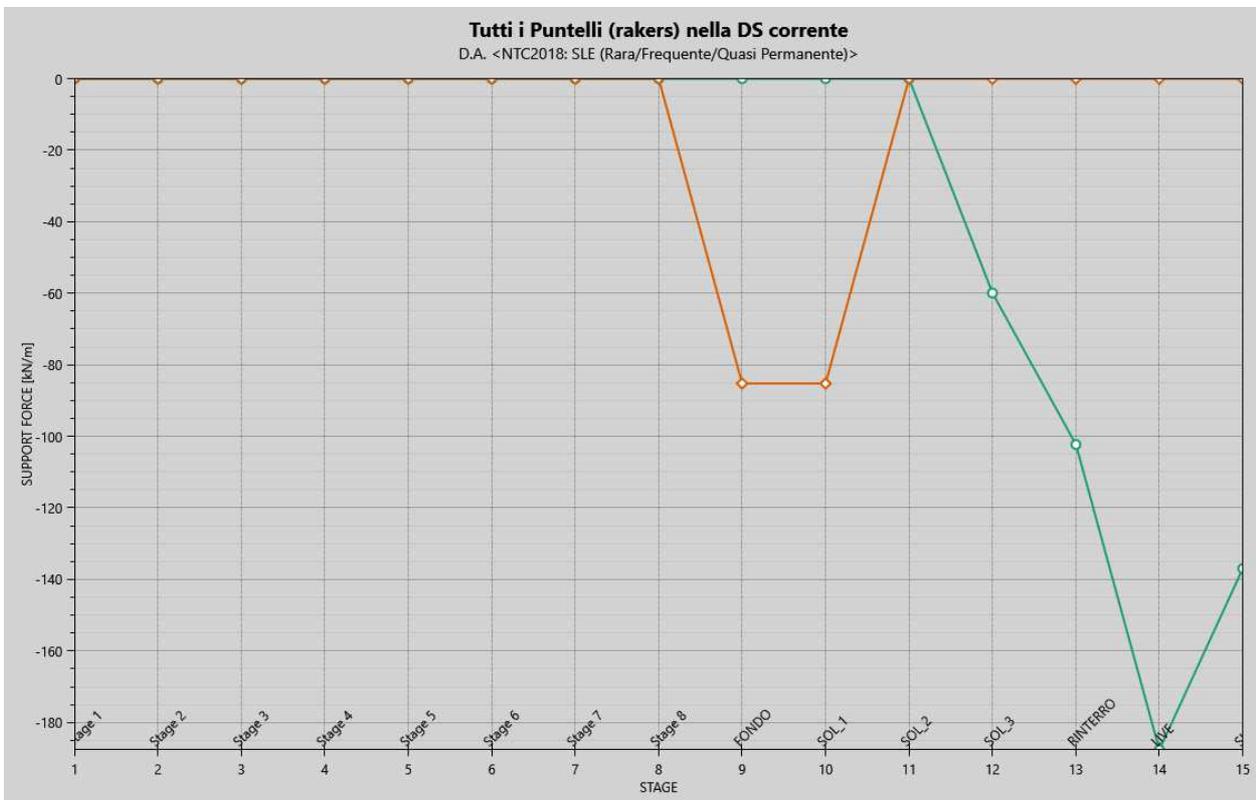
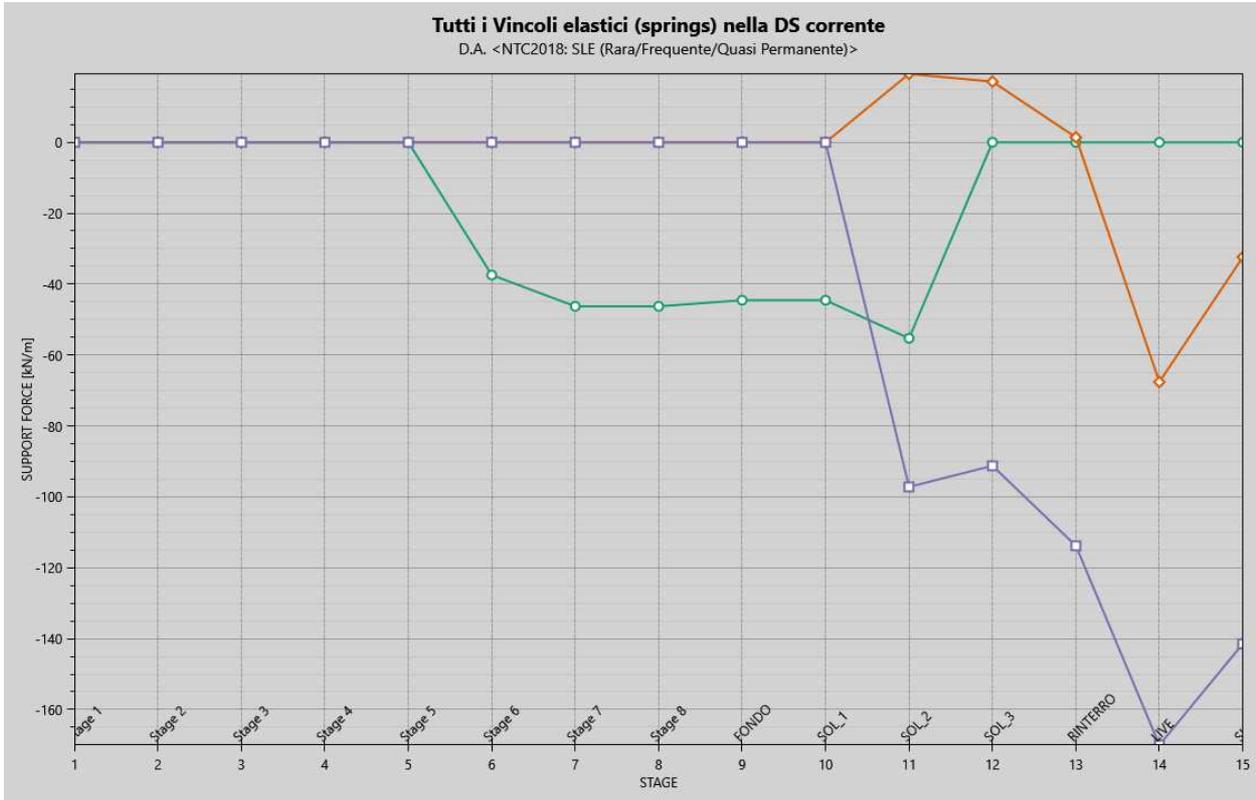




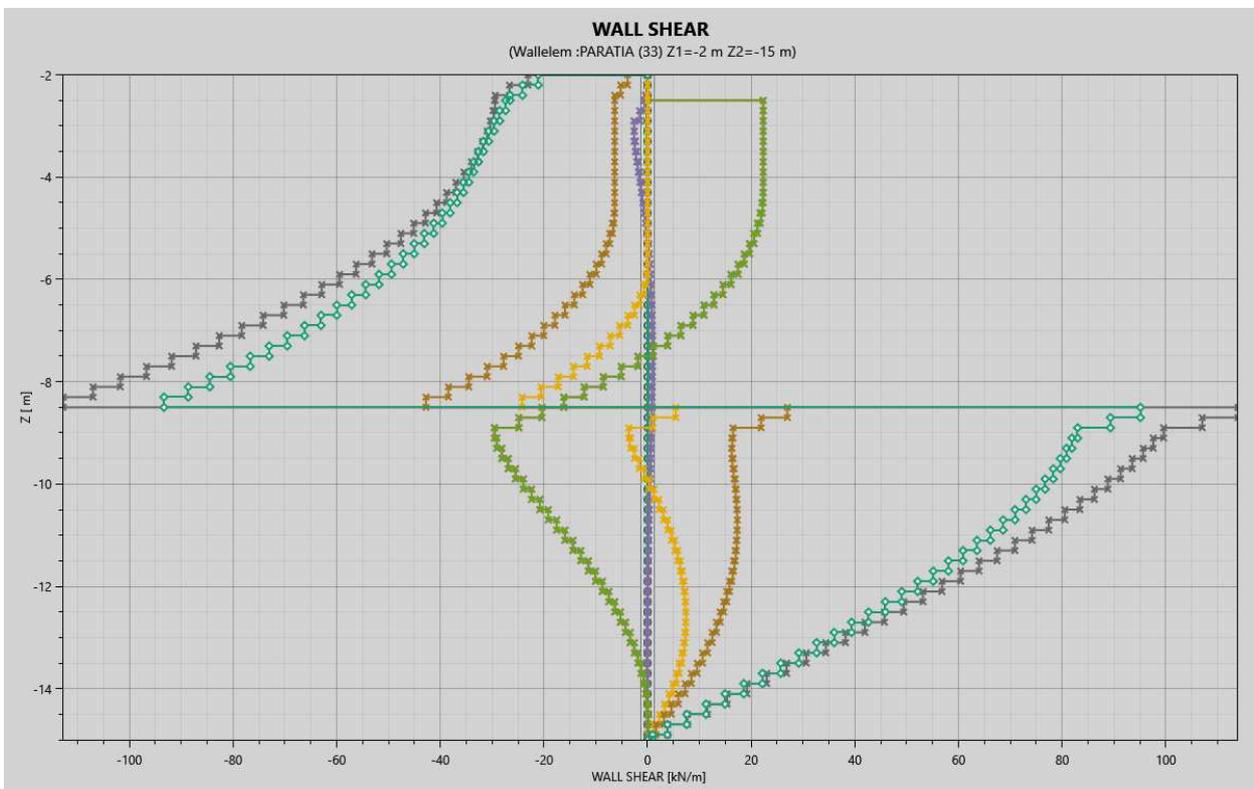
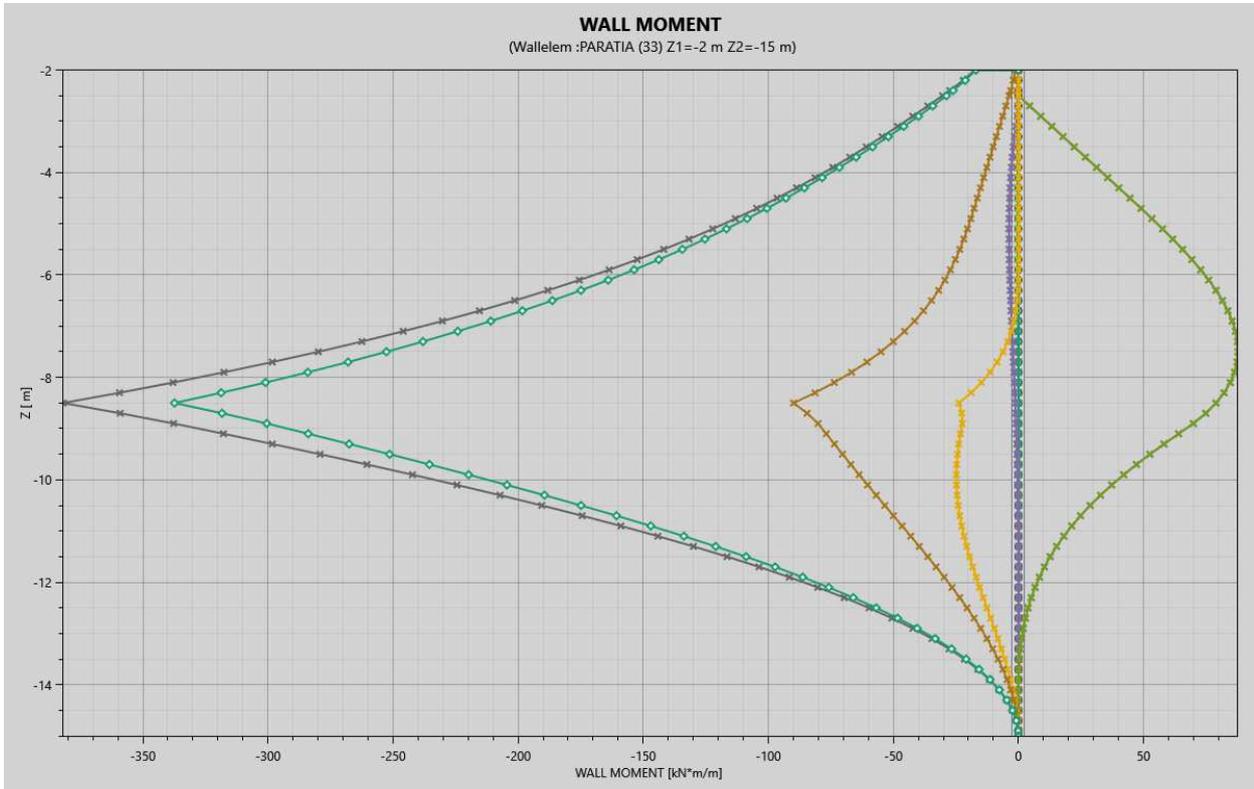
### 7.5.2 Sollecitazioni pannelli TIPO 2

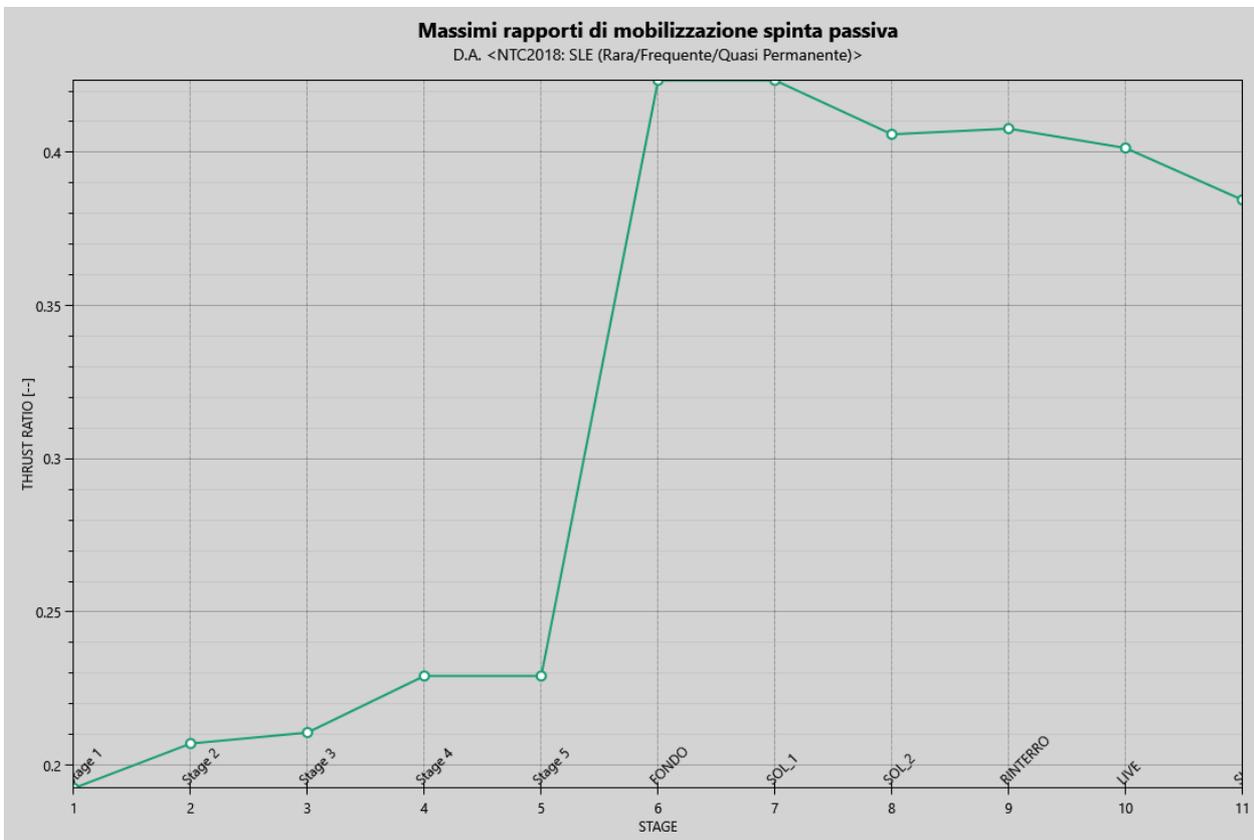
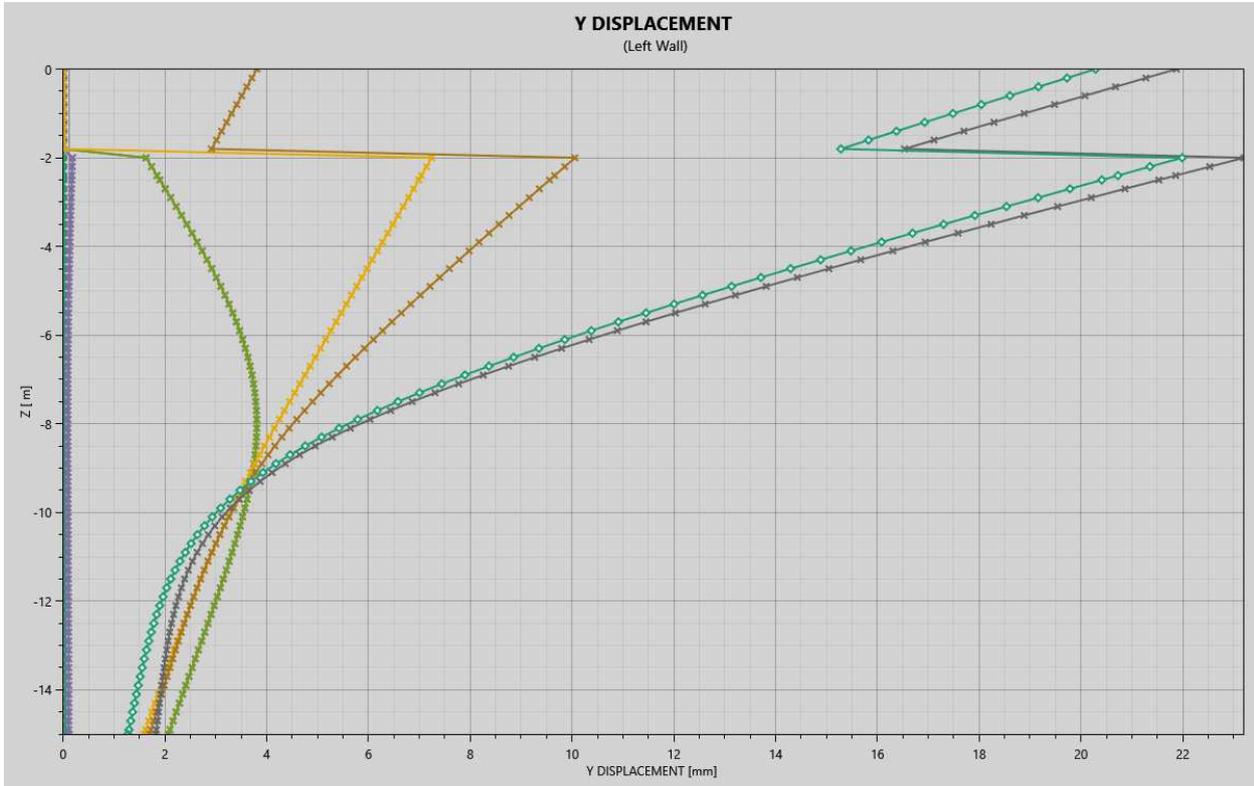


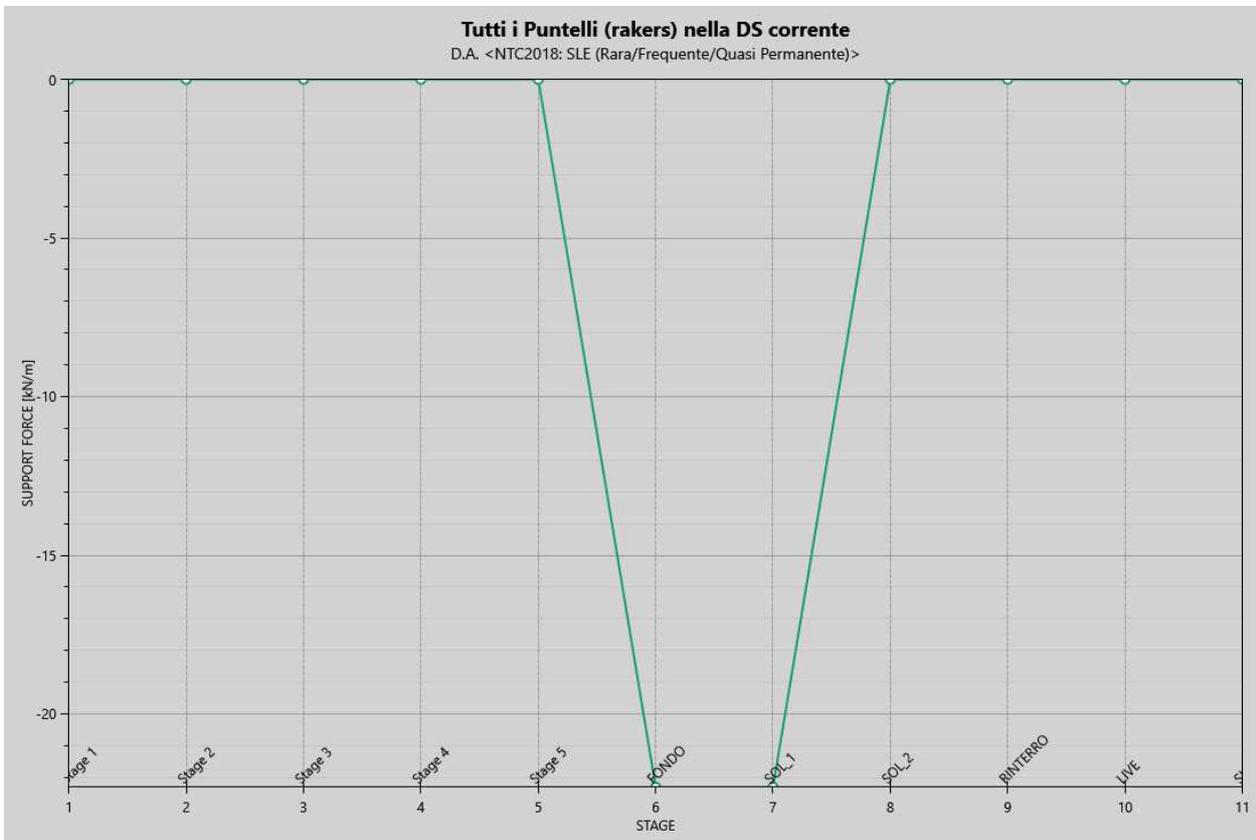
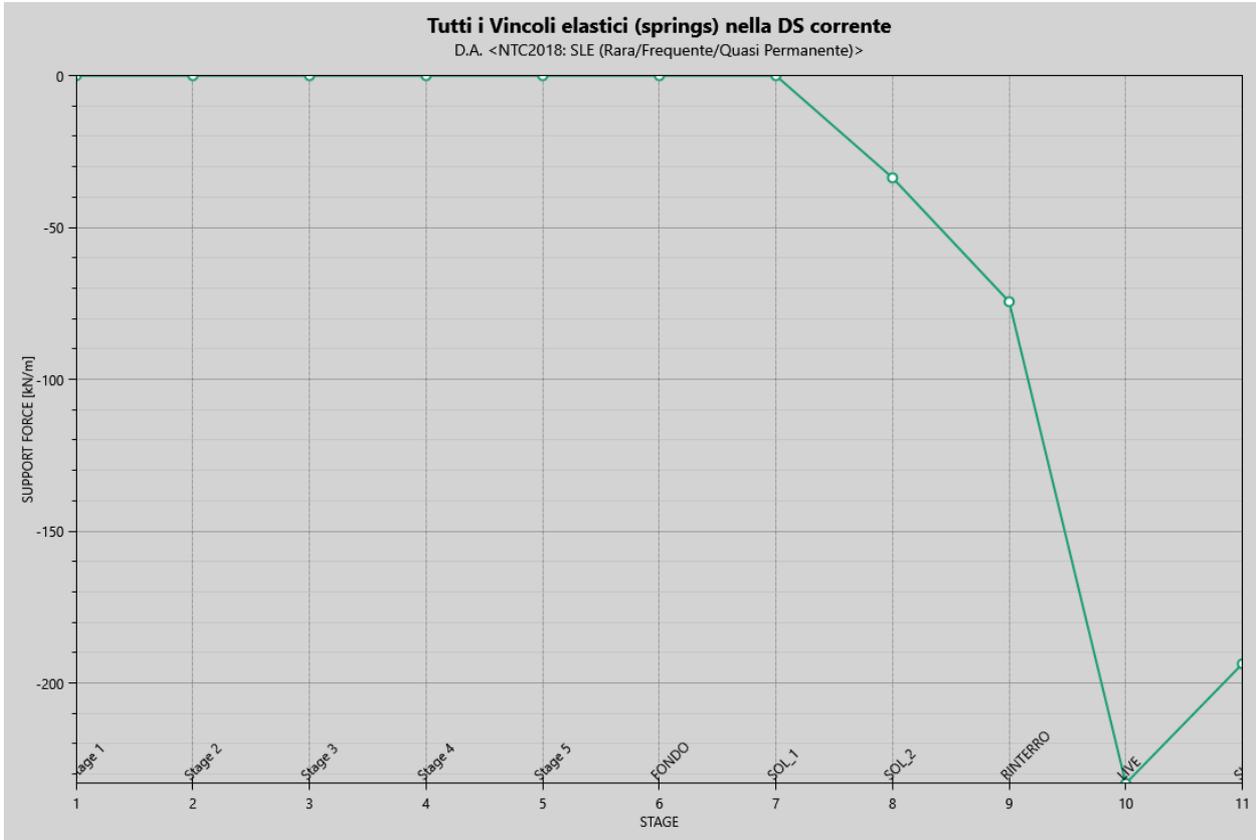




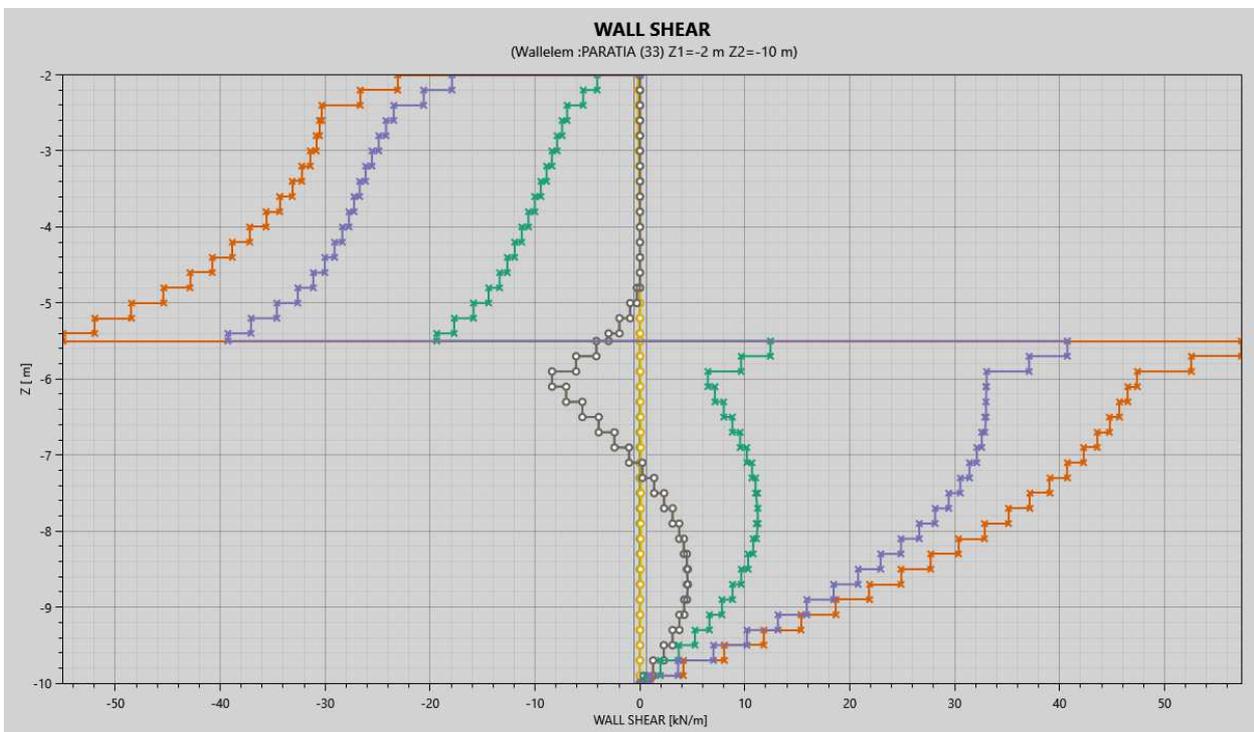
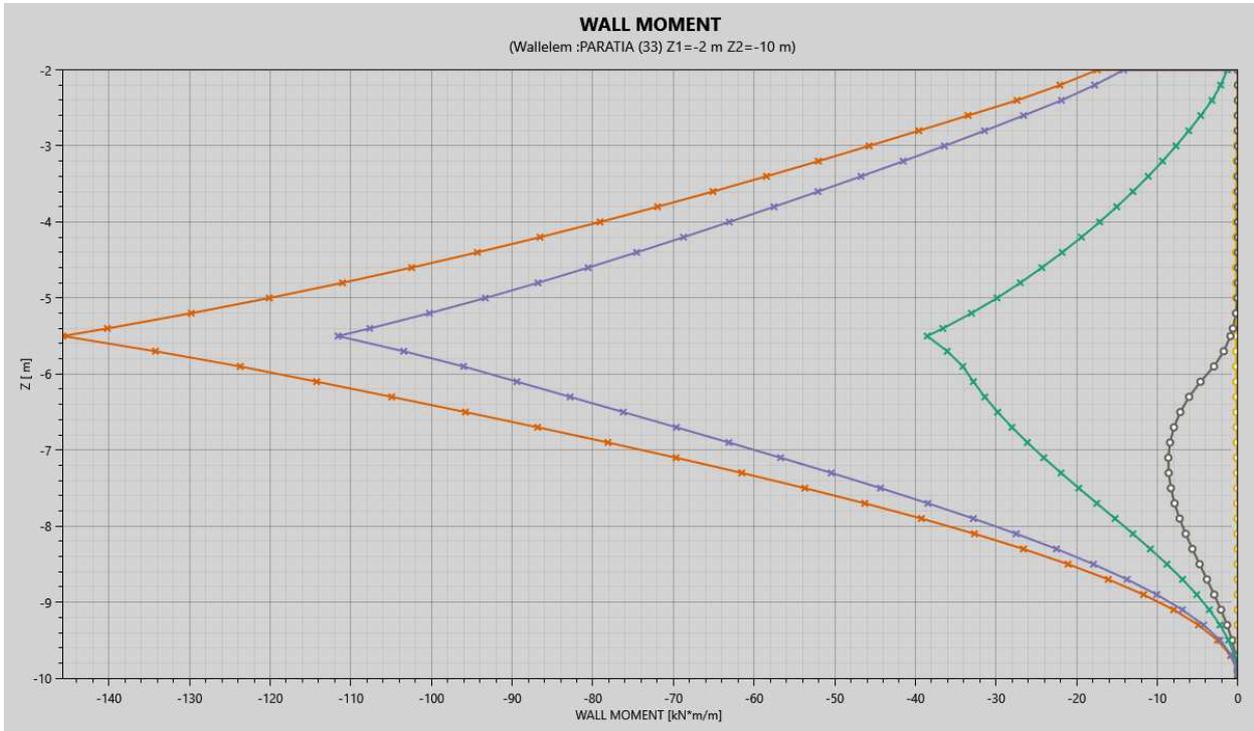
### 7.5.3 Sollecitazioni pannelli TIPO 3

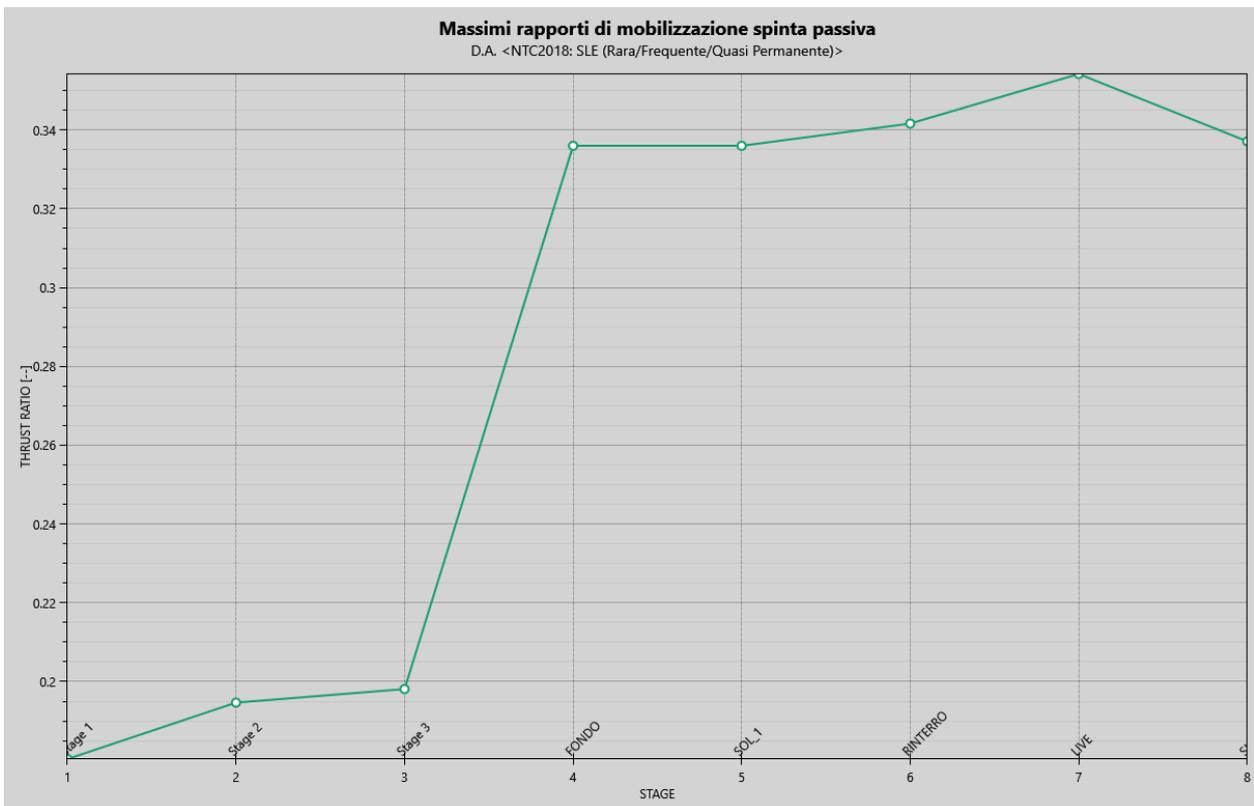
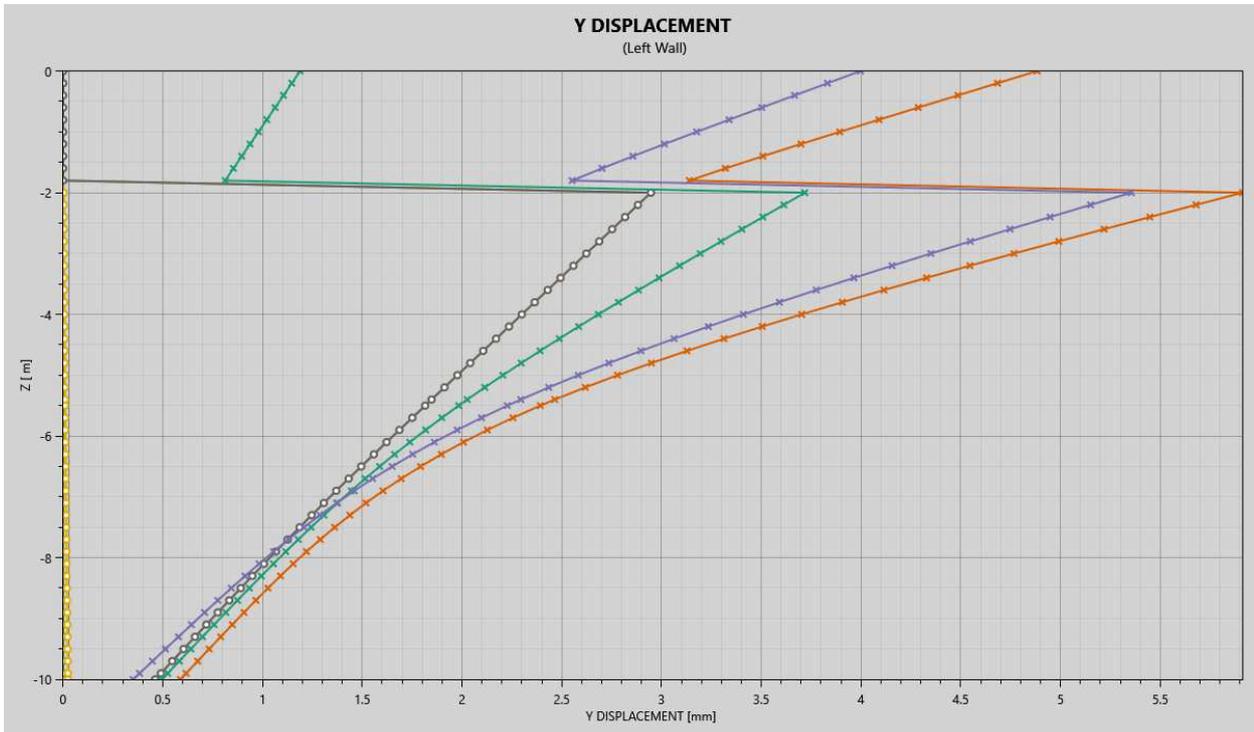


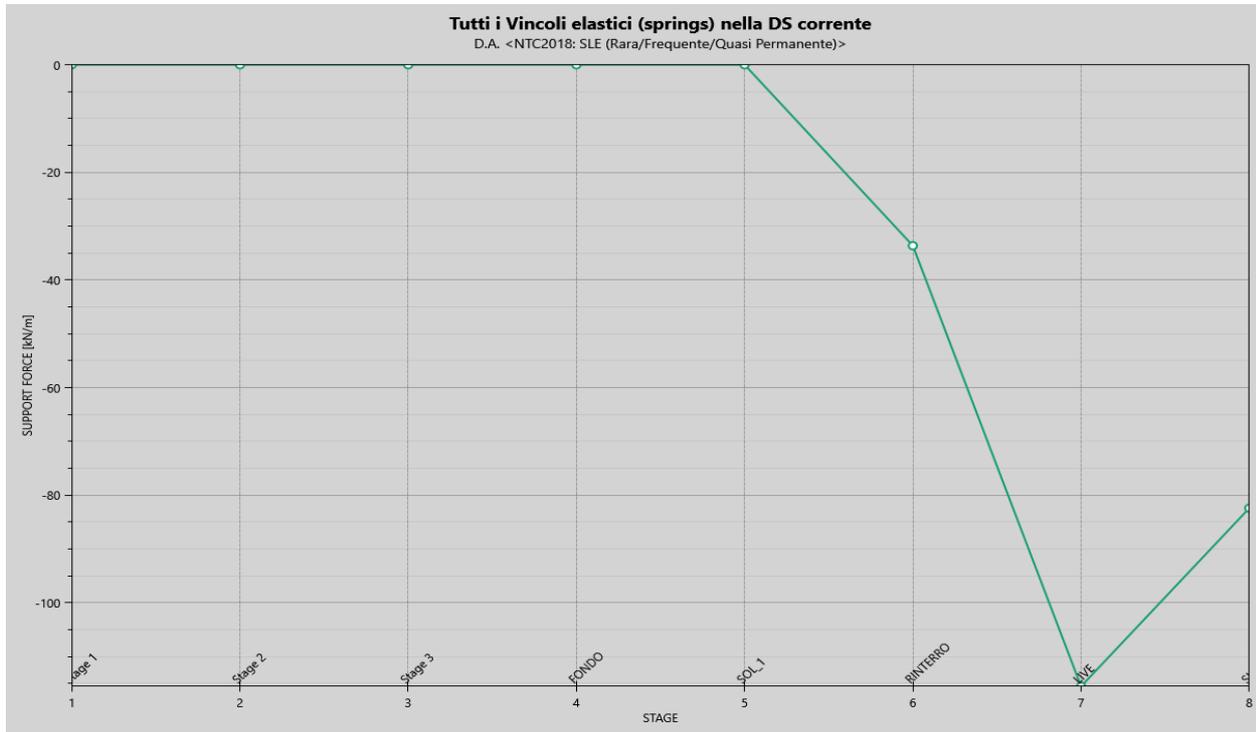




#### 7.5.4 Sollecitazioni pannelli TIPO 4







## 7.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2) così come indicato al § 6.4.

Le verifiche sono state condotte tramite il programma SEZ CA prodotta dalla GeoStru Software (ver. 2023.14.1.1065).

### 7.6.1 Verifica pannelli TIPO 1

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-75 \ 295	-200	-
ANALISI 2A	-110 \ 390	-200	175,00
ANALISI 3	-100 \ 350	-160	160,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 80cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
1	10 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	5 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	2 braccia $\phi$ 12/20

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Resis. compr. ridotta $v1*fcd$ :	7.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020

Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^*\beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-39.8	10.2	20
2	-39.8	69.8	20
3	39.8	69.8	20
4	39.8	10.2	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	3	20

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	200.00	390.00	0.00	175.00	0.00
2	50.00	-110.00	0.00	175.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	295.00	0.00
2	50.00	-75.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	295.00 (351.54)	0.00 (0.00)
2	50.00	-75.00 (-339.68)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

1	S	200.00	390.00	0.00	200.24	863.67	0.00	2.21	31.4(11.8)
2	S	50.00	-110.00	0.00	50.12	-447.27	0.00	4.09	47.1(11.8)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.164	-50.0	80.0	0.00038	-39.8	69.8	-0.01787	-39.8	10.2
2	0.00350	0.126	-50.0	0.0	-0.00055	-39.8	10.2	-0.02421	-39.8	69.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000306123	-0.020989843	0.164	0.700
2	0.000000000	-0.000397027	0.003500000	0.126	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 52.4 cm]

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna. I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	175.00	1533.67	695.02	69.8	100.0	2.500	1.000	2.8	11.3(0.0)
2	S	175.00	1533.67	695.02	69.8	100.0	2.500	1.000	2.8	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.27	-50.0	80.0	-119.9	-22.1	10.2	1850	31.4
2	S	1.32	-50.0	0.0	-58.8	19.9	69.8	2094	15.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	20.0	92	0.00036 (0.00036)	513	0.185 (990.00)	351.54	0.00
2	S	-0.00035	0.00000	0.500	20.0	92	0.00018 (0.00018)	766	0.135 (990.00)	-339.68	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.27	-50.0	80.0	-119.9	-22.1	10.2	1850	31.4
2	S	1.32	-50.0	0.0	-58.8	19.9	69.8	2094	15.7

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	20.0	92	0.00036 (0.00036)	513	0.185 (0.30)	351.54	0.00
2	S	-0.00035	0.00000	0.500	20.0	92	0.00018 (0.00018)	766	0.135 (0.30)	-339.68	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb. Numero della combinazione SLE  
 Tipo Comb. Frequente o Quasi Permanente  
 Dom. Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)  
 k Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]  
 kc Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]  
 Act Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]  
 Ned Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]  
 Sc = Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]  
 k1 Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)  
 Frc Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]  
 As dom Area [cm<sup>2</sup>] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.  
 As,min Area [cm<sup>2</sup>] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.37	3550	---	---	---	-380.33	31.4	6.1
2	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.40	3700	---	---	---	-104.69	15.7	6.8

### 7.6.2 Verifica pannelli TIPO 2

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-75 \ 410	-200	-
ANALISI 2A	-110 \ 540	-200	180,00
ANALISI 3	-100 \ 410	-160	170,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 80cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
2	10 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	5 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	2 braccia $\phi$ 12/20

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Resis. compr. ridotta $v1*fcd$ :	7.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta1*\beta2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta1*\beta2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

1	-39.8	10.2	20
2	-39.8	69.8	20
3	39.8	69.8	20
4	39.8	10.2	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	3	20

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	200.00	540.00	0.00	180.00	0.00
2	50.00	-110.00	0.00	180.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	410.00	0.00
2	50.00	-75.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	410.00 (341.86)	0.00 (0.00)

2 50.00 -75.00 (-339.68) 0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	200.00	540.00	0.00	200.24	863.67	0.00	1.60	31.4(11.8)
2	S	50.00	-110.00	0.00	50.12	-447.27	0.00	4.09	47.1(11.8)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.164	-50.0	80.0	0.00038	-39.8	69.8	-0.01787	-39.8	10.2
2	0.00350	0.126	-50.0	0.0	-0.00055	-39.8	10.2	-0.02421	-39.8	69.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000306123	-0.020989843	0.164	0.700
2	0.000000000	-0.000397027	0.003500000	0.126	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 52.4 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.

La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	180.00	1533.67	695.02	69.8	100.0	2.500	1.000	2.9	11.3(0.0)
2	S	180.00	1533.67	695.02	69.8	100.0	2.500	1.000	2.9	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.89	-50.0	80.0	-178.1	-31.0	10.2	1900	31.4
2	S	1.32	-50.0	0.0	-58.8	19.9	69.8	2094	15.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00109	0.00000	0.500	20.0	92	0.00053 (0.00053)	518	0.277 (990.00)	341.86	0.00
2	S	-0.00035	0.00000	0.500	20.0	92	0.00018 (0.00018)	766	0.135 (990.00)	-339.68	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.89	-50.0	80.0	-178.1	-31.0	10.2	1900	31.4
2	S	1.32	-50.0	0.0	-58.8	19.9	69.8	2094	15.7

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00109	0.00000	0.500	20.0	92	0.00055 (0.00053)	518	0.284 (0.30)	341.86	0.00
2	S	-0.00035	0.00000	0.500	20.0	92	0.00018 (0.00018)	766	0.135 (0.30)	-339.68	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.37	3650	---	---	---	-559.79	31.4	6.2
2	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.40	3700	---	---	---	-104.69	15.7	6.8

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio impiegato, si è utilizzato 1 ordine di puntoni:

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]	Lunghezza [m]
-9,5 m	φ323,9x12,5	5,00	12,00

Dalle analisi svolte, la massima azione assiale agli SLU per la sezione vale:

$N = -1310 \text{ kN}$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 17-01-2018).

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE																
Dati INPUT				Dati OUTPUT												
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici												
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata				
$f_{yk} =$	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t				
$f_{tk} =$	510 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm²]	[cm²]	[kg/m]	[m²/m]	[m]				
		323.9	12.5		122.29	14846.53	11.02	916.74	1212.78	95.99	1.02	10.42				
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2												
D =	323.9 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd} =$	4134.45	$N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$								
t =	12.5 [mm]					$N_{c,Rd} =$	4134.45	$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		0.32	verifica soddisfatta					
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)												
L =	12.00 [m]					$M_{c,Rd} =$	410.03	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		0.07	verifica soddisfatta					
$\beta =$	1.00 [-]					Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)										
Sollecitazioni agenti				Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)												
$N_{Ed} =$	-1310.00 [kN]					$V_{c,Rd} =$	1519.63	$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$		0.01	verifica soddisfatta					
$V_{Ed} =$	10.00 [kN]					Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2		$M_{N,Rd} =$	366.00	$M_{Ed} / M_{N,Rd} =$		0.08	verifica soddisfatta	
$M_{y,Ed} =$	30.00 [kNm]							Sez. Classe 3		$ O_{s,Ed}  =$		$f_{y,Ed} =$				
$\psi =$	0.00 [kNm]					Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)										
								$N_{b,Rd} =$	1677.56	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$		0.78	verifica soddisfatta			
								Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)								
								$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0.92$					verifica soddisfatta			

### 7.6.3 Verifica pannelli TIPO 3

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-390 \ 90	-120	-
ANALISI FR	-270 \ 90	-120	-
ANALISI QP	-90 \ 90	-120	-
ANALISI 2A	-570 \ 120	-120	170,00
ANALISI 3	-480 \ 90	-120	130,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 60cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
3	5 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	10 $\phi$ 20 copriferro 10,2 cm	2 braccia $\phi$ 12/20

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Resis. compr. ridotta $v1^*fcd$ :	7.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta1^*\beta2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta1^*\beta2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0

3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-39.8	10.2	20
2	-39.8	49.8	20
3	39.8	49.8	20
4	39.8	10.2	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	8	20

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	120.00	120.00	0.00	170.00	0.00
2	120.00	-570.00	0.00	170.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	120.00	90.00	0.00
2	120.00	-390.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	120.00	90.00 (201.96)	0.00 (0.00)
2	120.00	-270.00 (-189.47)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	120.00	90.00 (201.96)	0.00 (0.00)
2	120.00	-90.00 (-208.58)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	120.00	120.00	0.00	120.01	333.73	0.00	2.80	15.7(8.9)
2	S	120.00	-570.00	0.00	120.12	-581.54	0.00	1.02	31.4(8.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.181	-50.0	60.0	-0.00047	-39.8	49.8	-0.01589	-39.8	10.2
2	0.00350	0.222	-50.0	0.0	0.00027	-39.8	10.2	-0.01229	39.8	49.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c           Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d               Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000389368	-0.019862077	0.181	0.700
2	0.000000000	-0.000317052	0.003500000	0.222	0.717

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:                   12 mm  
 Passo staffe:                   20.0 cm [Passo massimo di normativa = 37.4 cm]

Ver                   S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved                  Taglio di progetto [kN] = proiez. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
 Vcd                  Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vwd                  Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed                Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
                       La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
                       I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw                   Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
                       E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg                  Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw                  Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast                  Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff                Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
                       Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
                       L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
                       ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	170.00	1094.23	495.88	49.8	100.0	2.500	1.000	3.9	11.3(0.0)
2	S	170.00	1094.23	495.88	49.8	100.0	2.500	1.000	3.9	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                   S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max               Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max      Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min               Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min      Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff.               Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff.               Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.74	-50.0	60.0	-89.3	-19.9	10.2	1499	15.7
2	S	9.69	-50.0	0.0	-264.7	31.0	49.8	1400	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.                Esito della verifica  
 e1                  Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2                  Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1                  = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt                  = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2                  = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3                  = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4                  = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø                  Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]

Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00058	0.00000	0.500	20.0	92	0.00027 (0.00027)	637 0.171 (990.00)		201.96	0.00
2	S	-0.00174	0.00000	0.500	20.0	92	0.00093 (0.00079)	464 0.433 (990.00)		-186.84	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.74	-50.0	60.0	-89.3	-19.9	10.2	1499	15.7
2	S	6.74	-50.0	0.0	-177.5	31.0	49.8	1400	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00058	0.00000	0.500	20.0	92	0.00027 (0.00027)	637 0.171 (0.40)		201.96	0.00
2	S	-0.00117	0.00000	0.500	20.0	92	0.00053 (0.00053)	464 0.247 (0.40)		-189.47	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.74	-50.0	60.0	-89.3	-19.9	10.2	1499	15.7
2	S	2.29	-50.0	0.0	-47.1	31.0	49.8	1300	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00058	0.00000	0.500	20.0	92	0.00027 (0.00027)	637 0.171 (0.30)		201.96	0.00
2	S	-0.00032	0.00000	0.500	20.0	92	0.00014 (0.00014)	453 0.064 (0.30)		-208.58	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz. [kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz. [kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	1 (Nervatura)	0.86	0.38	2650	---	---	---	-151.35	15.7	6.2
2	Frequente	1 (Nervatura)	0.86	0.37	2800	---	---	---	-509.53	31.4	6.4
N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.86	0.38	2650	---	---	---	-151.35	15.7	6.2
2	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.86	0.38	2500	---	---	---	-139.28	31.4	5.8

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio impiegato, si è utilizzato 1 ordine di puntoni:

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]	Lunghezza [m]
-2,5 m	ϕ244, 1x10	5,00	12,00

Dalle analisi svolte, la massima azione assiale agli SLU per la sezione vale:

$$N = -125 \text{ kN}$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 17-01-2018).

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE														
Dati INPUT				Dati OUTPUT										
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici										
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H			Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
$f_{yk}$ =	355	[Mpa]		D	T	1	A	I	i	W <sub>el</sub>	W <sub>pl</sub>	M	As	L/1t
$f_{tk}$ =	510	[Mpa]		[mm]	[mm]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[kg/m]	[m <sup>2</sup> /m]	[m]
				244.1	10.0		73.54	5047.26	8.28	413.54	548.36	57.73	0.77	17.32
<b>Geometria sezione</b>				<b>Verifiche secondo NTC2018 - §4.2</b>										
D =	244.1	[mm]		Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{p,Rd} =$	2486.51	$N_{Ed} / N_{p,Rd} =$				
t =	10.0	[mm]		Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd} =$	2486.51	$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		0.05	verifica soddisfatta	
<b>Lunghezza e vincoli asta</b>				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd} =$	185.40	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		0.08	verifica soddisfatta	
L =	12.00	[m]		Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd} =$	913.92	$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$		0.01	verifica soddisfatta	
β =	1.00	[-]		Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				Sez. Classe 1-2 $M_{N,Rd} =$	185.40	$M_{Ed} / M_{N,Rd} =$		0.08	verifica soddisfatta	
<b>Sollecitazioni agenti</b>				Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd} =$	611.51	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$		0.20	verifica soddisfatta	
$N_{Ed} =$	-125.00	[kN]		Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0.28$					verifica soddisfatta	
$V_{Ed} =$	5.00	[kN]												
$M_{y,Ed} =$	15.00	[kNm]												
$\psi =$	0.00	[kNm]												

#### 7.6.4 Verifica pannelli TIPO 4

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-150 \ 0	-75	-
ANALISI FR	-110 \ 0	-75	-
ANALISI QP	-40 \ 0	-75	-
ANALISI 2A	-220 \ 0	-75	90,00
ANALISI 3	-150 \ 0	-75	60,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 60cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
4	5 ϕ 16 copriferro 10 cm	10 ϕ 16 copriferro 10 cm	2 braccia ϕ 12/20

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	7.1	MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C25/30	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	10.0	16
2	-40.0	50.0	16
3	40.0	50.0	16
4	40.0	10.0	16

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16

2                    2                    3                    8                    16

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:            12 mm  
 Passo staffe:                20.0 cm  
 Staffe:                        Una sola staffa chiusa perimetrale

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

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy                              Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx                              Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	75.00	-220.00	0.00	90.00	0.00

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

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	75.00	-150.00	0.00

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

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	75.00	-110.00 (-184.04)	0.00 (0.00)

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

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                     con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	75.00	-40.00 (-210.81)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	75.00	-220.00	0.00	75.10	-392.88	0.00	1.78	30.2(8.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.171	-50.0	0.0	-0.00059	-40.0	10.0	-0.01696	40.0	50.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000409222	0.003500000	0.171	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 37.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vvd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	90.00	1098.62	497.87	50.0	100.0	2.500	1.000	2.0	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.45	-50.0	0.0	-147.2	31.1	50.0	1481	20.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00095	0.00000	0.500	16.0	92	0.00044 (0.00044)	513	0.227 (990.00)	-180.55	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.27	-50.0	0.0	-103.0	31.1	50.0	1431	20.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0.00000	0.500	16.0	92	0.00031 (0.00031)	506	0.156 (0.40)	-184.04	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.18	-50.0	0.0	-26.2	31.1	50.0	1331	20.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00018	0.00000	0.500	16.0	92	0.00008 (0.00008)	493	0.039 (0.30)	-210.81	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	1 (Nervatura)	0.86	0.39	2750	---	---	---	-209.98	20.1	6.5

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.86	0.39	2400	---	---	---	-57.87	20.1	5.7