



Sensibilité du document / Sensibilità del documento			
NON SENSIBLE		SENSIBLE	
<input checked="" type="checkbox"/> SSI-CO Publique Pubblica	<input type="checkbox"/> SSI-C1 Réserve Riservato	<input type="checkbox"/> SSI-C2 Confidentielle Confidenziale	<input type="checkbox"/> SSI-C3 Secrète Segreta

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001

ÉTUDES D'EXECUTION – PROGETTO ESECUTIVO

Élaboration des études d'exécution unitaire des ouvrages nécessaires à la réalisation des installations des chantiers opérationnels aux travaux du 1er lot constructif

Attività di progettazione esecutiva unitaria delle opere necessarie alla realizzazione delle cantierizzazioni dei Cantieri operativi relativi ai lavori del 1° Lotto Costruttivo

CHANTIERS – CO10 – SALBERTRAND ET SUSAS – Voire d'accès au chantier
Pont provisoire sur la Dora – Note de calcul de le culées

CANTIERIZZAZIONI – CO10 – SALBERTRAND E SUSAS – Viabilità di accesso al cantiere
Ponte provvisorio sulla Dora – Relazione di calcolo delle spalle

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Elaborato da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	23/06/2021	Première diffusion / Prima consegna	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO
A	03/09/2021	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO
B	26/10/2021	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO
C	25/11/2021	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO

1	0	0	2	0	8	0	9	1	0	C	N	2	3	A	1
Cantier Operativo Chantier Opérationnel				Contratto Contrat				Opera Ouvrage				Tratta Tronçon		Parte Partie	

E	R	E	G	N	2	1	1	0	C
Fase Phase		Tipo documento Type of document		Objet Objet		Numero documento Numéro de document		Indice	

I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
 Dott. Ing. Valter PEISINO
 ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO
 n° 753

Scala / Echelle

A P
Stato / Statut

Il progettista / Le designer

IG INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
 Via Assolombarda, 20 - 10127 Torino
 Tel. : +39 (0)11 561111 - Fax: +39 (0)11 561150
 e-mail: ig@ingegneriag.it

Valter PEISINO Ingegnere

L'appaltatore / L'entrepreneur

Il Direttore dei Lavori / Le Maître d'Oeuvre

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
1.1	PREMESSA.....	5
1.2	NORMATIVE	7
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
1.4	SOFTWARE UTILIZZATO	8
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
2.1	CALCESTRUZZO	8
2.1.1	Calcestruzzo per magrone	8
2.1.2	Calcestruzzo per pali.....	8
2.1.3	Calcestruzzo per spalla e muri.....	8
2.2	COPRIFERRO.....	8
2.3	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE.....	8
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
4.1	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	11
4.2	TERRENO CONSOLIDATO	12
5	AZIONI DI CALCOLO SULLA SPALLA	15
5.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	16
5.2	PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA	16
5.3	SPINTA DEL SOVRACCARICO A MONTE	16
5.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DELLE OPERE.....	16
5.5	INCREMENTO DI SPINTA SULL'OPERA DOVUTO AL SISMA	16
5.6	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	18
6	COMBINAZIONI DI CARICO	21
7	CRITERI DI VERIFICA.....	22
7.1	CRITERI DI VERIFICA DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO	22
7.1.1	Verifica al ribaltamento	23
7.1.2	Verifica allo scorrimento.....	23
7.1.3	Capacità portante del terreno di fondazione	23
7.1.4	Cedimento	24
7.2	CRITERI DI VERIFICA DELLE COLONNE IN JET GROUTING.....	25
7.2.1	Calcolo delle azioni sulla singola colonna.....	25
7.2.2	Capacità portante geotecnica della colonna	25
7.2.3	Capacità portante strutturale della colonna	27
7.3	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	28
7.3.1	Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio.....	28

7.3.2	Verifica agli stati limite di esercizio	29
8	CALCOLO DELLE SPALLE	29
8.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	29
8.2	DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO.....	31
8.2.1	Valutazione delle sollecitazioni di calcolo	31
8.2.2	Risultati della verifica di equilibrio della fondazione.....	38
8.2.3	Calcolo delle azioni sulle colonne in jet grouting	47
8.2.4	Risultati di verifica geotecnica delle colonne in jet grouting	47
8.2.5	Risultati di verifica strutturale delle colonne in jet grouting.....	51
8.2.6	Verifica di sollevamento del fondo scavo.....	52
8.3	DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE	52
9	CALCOLO DEI MURI ANDATORI	57
9.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	57
9.2	AZIONI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO.....	57
9.2.1	Peso proprio della struttura	57
9.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera.....	57
9.2.3	Spinta del carico variabile stradale.....	58
9.2.4	Azione di urto per svio.....	58
9.2.5	Spinta statica del terreno a monte del muro	59
9.2.6	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma	60
9.3	ANALISI DI CALCOLO	61
9.3.1	Verifiche geotecniche	61
9.3.2	Verifiche strutturali.....	62
10	CALCOLO DELLA CORONELLA DI PALI	63
10.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	63
10.2	MODELLO DI CALCOLO	64
10.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	64
10.3.1	Tabulato di sintesi.....	65
10.3.2	Verifiche geotecniche	67
10.3.3	Verifiche strutturali.....	68

ALLEGATI

- ALLEGATO 1: CALCOLO STRUTTURALE DELLA SPALLA
- ALLEGATO 2: CALCOLO STRUTTURALE DEL MURO DI RISVOLTO
- ALLEGATO 3: CALCOLO DEL MURO ANDATORE

RESUME / RIASSUNTO

Ce rapport illustre le dimensionnement géotechnique et structural des culées du pont Bailey traversant le ruisseau Dora sur le site de Salbertrand et des ouvrages de soutènement associés.

Il presente rapporto illustra il dimensionamento geotecnico e strutturale delle spalle del ponte Bailey di attraversamento del Fiume Dora presso il cantiere di Salbertrand e delle afferenti opere di sostegno.

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

La presente relazione illustra le verifiche geotecniche e strutturali delle spalle del Ponte Bailey e di tutte le afferenti opere di sostegno da realizzare all'interno dell'area di cantiere di Salbertrand per lo scavalco del Fiume Dora.

Il Ponte in esame è un'opera "provvisoria" in quanto è una infrastruttura funzionale alle sole attività di cantiere, ovvero con la limitazione del suo esercizio al solo traffico di cantiere con esclusione della sua apertura al traffico pubblico.

L'impalcato è ad unica campata in acciaio per vie inferiori con luce tra asse appoggi di circa 67 m:

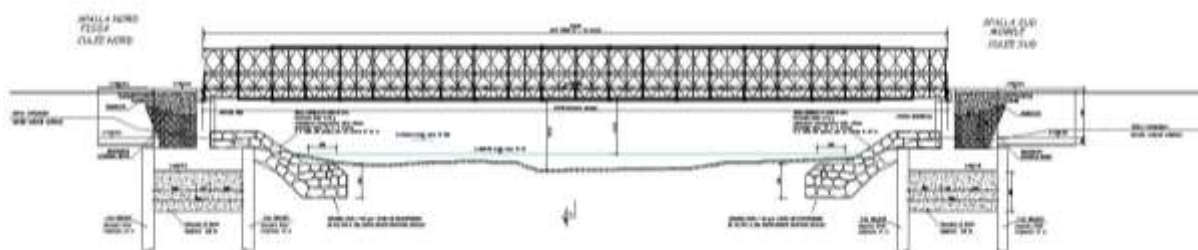


Figura 1 – Profilo longitudinale del ponte

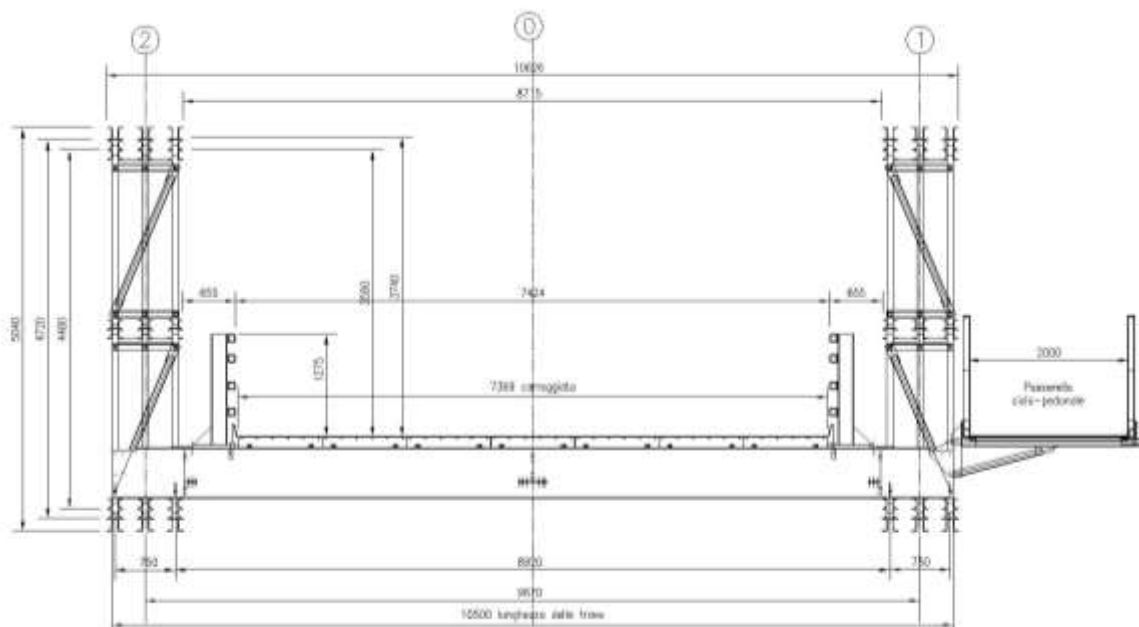


Figura 2 – Sezione tipo ponte Bailey

Il sistema di vincolamento dell'impalcato prevede la presenza di apparecchi d'appoggio fissi in spalla nord S1 ed apparecchi d'appoggio mobili in spalla sud S2

Entrambe le spalle hanno la medesima geometria, ovvero presentano un muro frontale di spessore pari a 1.25 m nel tratto corrente e di 2.20 m in corrispondenza degli appoggi, con un'altezza di 4.25 m; il paraghiaia ha un'altezza di 1.13 m e spessore di 30 cm.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta di 8.00x17 m ha uno spessore 2.00 m ed è di tipo diretta:

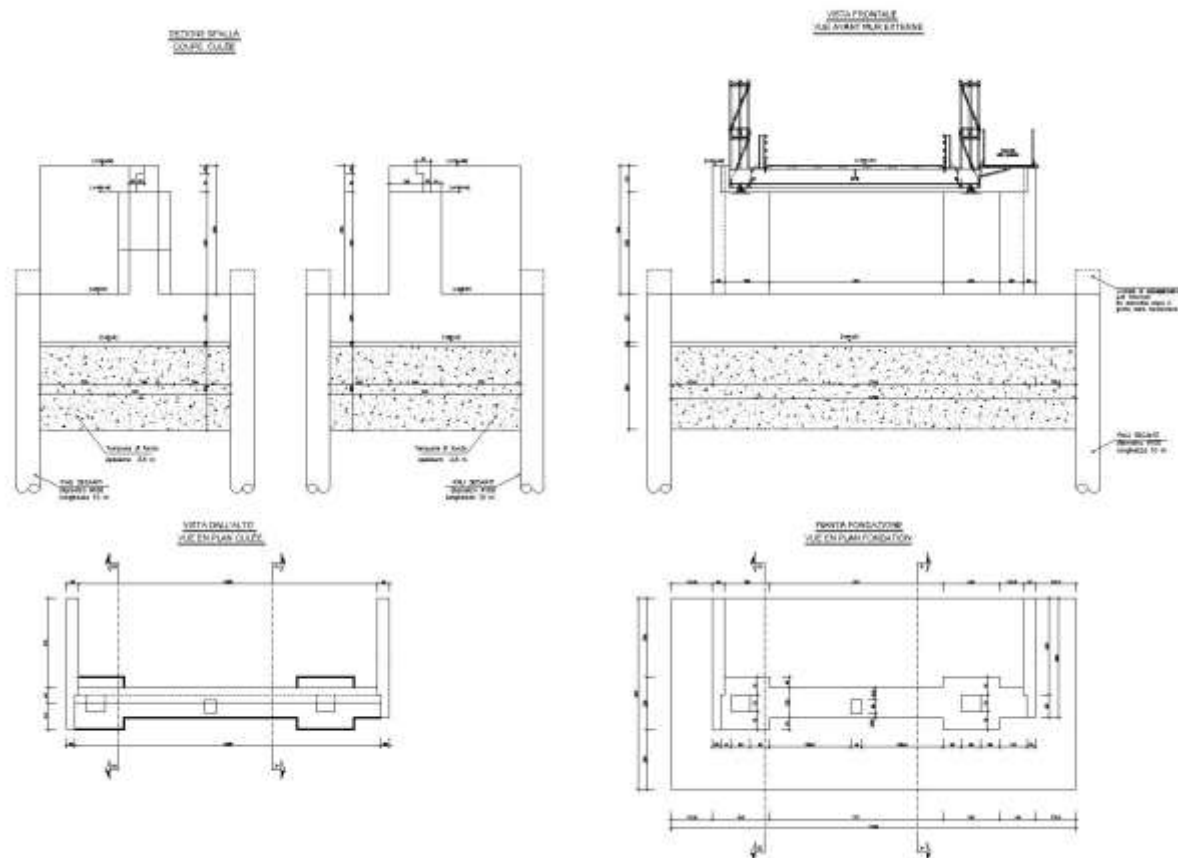


Figura 3 – Carpenteria spalla

Entrambe le spalle presentano muri di risvolto dello spessore di 50 cm ed altezza di 5.38 m che, in continuità con i muri andatori a tergo della spalla, fungono da contenimento del rilevato.

La fondazione del ponte è prevista di tipo diretto con piano di posa a 997.20 m s.l.m.; poiché la spalla è a ridosso dell'argine del torrente, ipotizzando un plausibile innalzamento della piena fino a piano campagna, è necessario prevedere per la stabilizzazione dello scavo sia una coronella di pali in c.a. secanti a confinamento dell'ingombro dello scavo di fondazione, che un tampone di fondo per evitare fenomeni di sollevamento del fondo scavo. In particolare il tampone di fondo è previsto in colonne di jet grouting $\varnothing 1000$ disposte ad interasse di 0.80 m. Tale soluzione garantisce inoltre un miglioramento della spalla in termini di resistenza allo scorrimento per attrito, di capacità portante e di minimizzazione dei cedimenti.

La relazione riporta pertanto le verifiche geotecniche e strutturali delle spalle, ovvero illustra le analisi della sola spalla fissa in quanto la più gravosa, prevedendo le medesime armature anche per la spalla mobile. Inoltre riporta le verifiche dei muri andatori a tergo delle spalle e della coronella di pali provvisionali per il sostegno dello scavo.

I dimensionamenti sono stati eseguiti in ottemperanza alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni emanate il 17 gennaio 2018 e pubblicate nella G.U. n. 42 del 20/02/2018 Suppl. Ord, con riferimento quindi alle condizioni di stato limite ultimo (SLU) e di stato limite di esercizio (SLE).

Infine, nell'elaborato "100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2107_Viabilità di collegamento della A32 con il Cantiere di Salbertrand: Segnaletica orizzontale e verticale" è riportata la segnaletica a corredo del ponte in oggetto, che indica:

- a) numero massimo di veicoli ammessi contemporaneamente sul ponte;
- b) peso massimo dei veicoli;
- c) carico massimo per asse;
- d) velocità massima consentita.

1.2 Normative

Ai fini della redazione del presente progetto si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- D.M. 17.01.2018 – "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- UNI EN 1990:2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

1.3 Documenti di riferimento

Si riportano nel seguito i principali documenti di riferimento:

- 100_2080910_CN23_A_1_E_RE_GN_2108 Relazione illustrativa
- 100_2080910_CN23_A_1_E_RE_GN_2109 Verifica idraulica
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2111 Pianta, profilo e sezioni
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2112 Pianta delle fondazioni
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2113 Carpenteria Spalla Nord – Pianta e Sezioni
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2114 Carpenteria Spalla Sud – Pianta e Sezioni
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2115 Armatura Spalla Nord
- 100_2080910_CN23_A_1_E_PL_GN_2116 Armatura Spalla Sud

1.4 Software utilizzato

Per il calcolo delle opere in esame si sono utilizzati codici di calcolo interni (codici di calcolo in Excel e Visual Basic messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni) che gestiscono le combinazioni di carico e le verifiche degli elementi che compongono la struttura.

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

2.1 Calcestruzzo

2.1.1 Calcestruzzo per magrone

- Classe di resistenza: C12/15

2.1.2 Calcestruzzo per pali

- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$

2.1.3 Calcestruzzo per spalla e muri

- Classe di resistenza: C28/35
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 37.05 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 32588 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$

2.2 Copriferro

Di seguito sono riportati i copriferri da adottare in fase progettuale:

- Per pali primari: $c = 220 \text{ mm}$
- Per pali secondari: $c = 60 \text{ mm}$
- Per elementi in fondazione ed elevazione: $c = 50 \text{ mm}$

2.3 Acciaio per armature ordinarie

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il Ponte in esame è un'opera "provvisoria" in quanto è una infrastruttura funzionale alle sole attività di cantiere, ovvero con la limitazione del suo esercizio al solo traffico di cantiere con esclusione della sua apertura al traffico pubblico.

Nonostante ciò, visto che la durata dei lavori potrebbe essere superiore ai 10 anni, il calcolo delle sottostrutture è stato condotto anche in condizioni sismiche assumendo una vita nominale di 50 anni ed una Classe d'Uso II.

Per la caratterizzazione dell'azione sismica del sito si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 45.07272°
- Longitudine: 6.88971°

Le analisi in condizioni sismiche, nel dimensionamento delle opere, sono state condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i parametri di calcolo sono i seguenti:

- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II;
- Categoria di suolo: C;
- Categoria Topografica: T1;
- Massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0.125$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.500$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.000$.

Si riportano nel seguito gli spettri di risposta elastici per i differenti Stati Limite:

Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	C	1.50	1.00	1.50	1.777	0.120	0.361	1.750
SLD	C	1.50	1.00	1.50	1.724	0.128	0.384	1.797
SLV	C	1.50	1.00	1.50	1.624	0.144	0.433	2.100
SLC	C	1.46	1.00	1.46	1.607	0.147	0.442	2.236

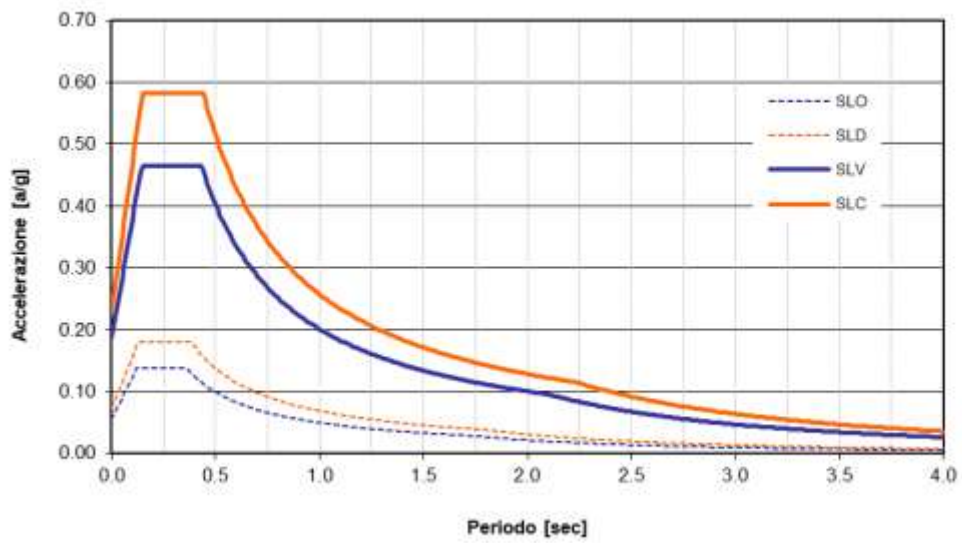


Figura 4 – Spettro di risposta elastico orizzontale

Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	C	1.00	1.00	1.00	1.777	0.050	0.150	1.000
SLD	C	1.00	1.00	1.00	1.724	0.050	0.150	1.000
SLV	C	1.00	1.00	1.00	1.624	0.050	0.150	1.000
SLC	C	1.00	1.00	1.00	1.607	0.050	0.150	1.000

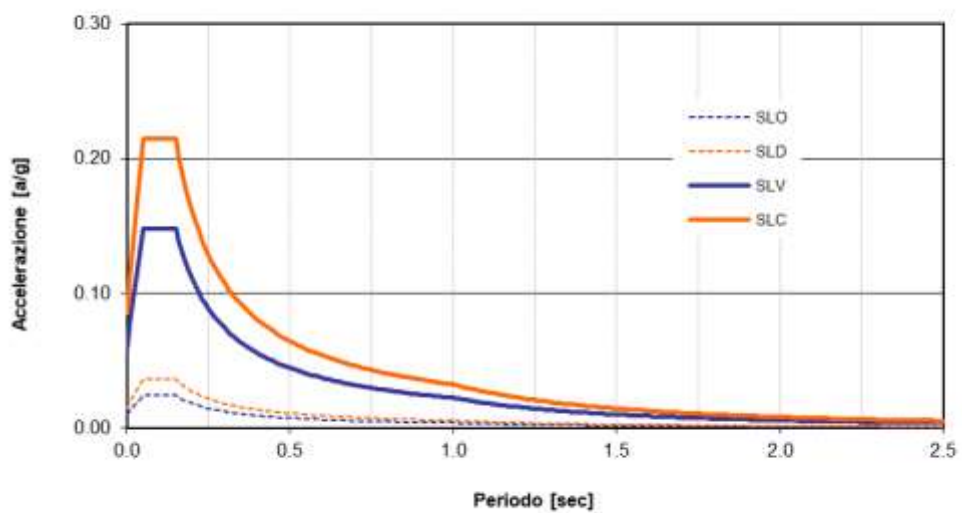


Figura 5 – Spettro di risposta elastico verticale

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

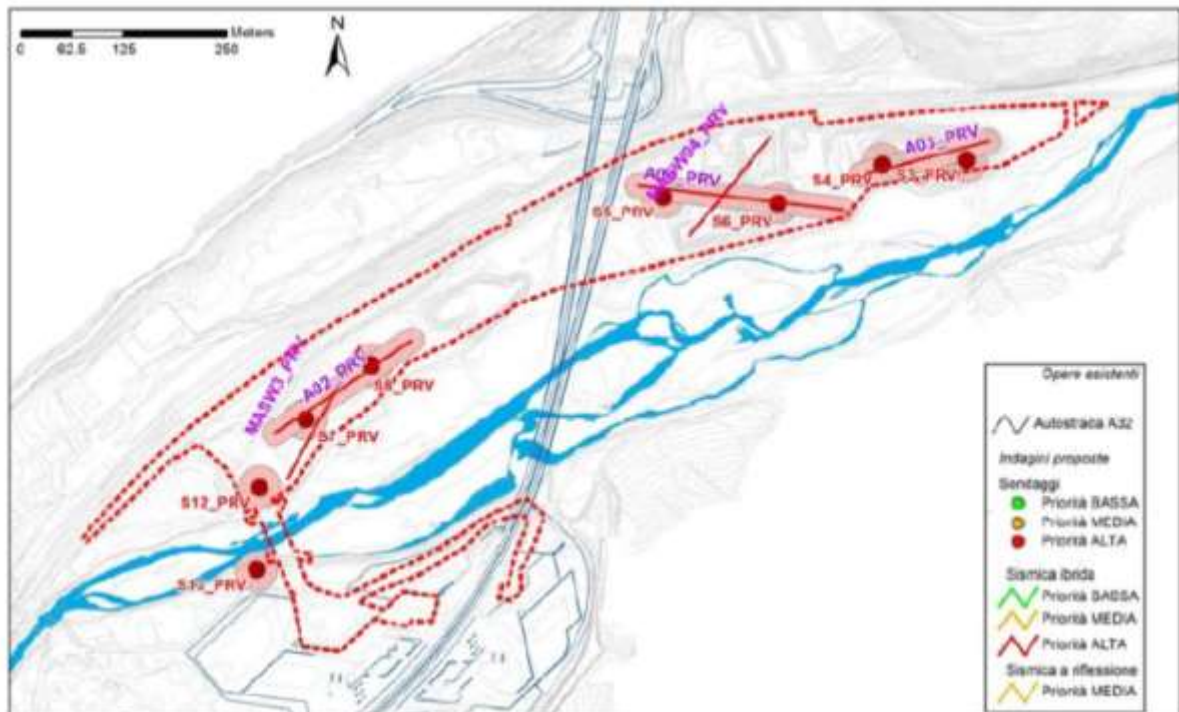
4.1 Stratigrafia di calcolo

La caratterizzazione geotecnica dell'area interessata all'opera in esame viene condotta a partire dalle considerazioni illustrate in relazione geotecnica di progetto. Nello specifico si fa riferimento alle risultanze dei sondaggi realizzati in corrispondenza delle spalle, ovvero P3 e P4, nella campagna 2020:



Figura 6 – Planimetria di ubicazione indagini

e i sondaggi S12 ed S13 della campagna 2021:



Come meglio viene descritto in relazione geotecnica, a meno di una coltre superficiale decimetrica di terreno vegetale, il materiale presente fino alla profondità di interesse per le opere fondazionali (fondazioni dirette) è costituito da depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi

debolmente limosi con ciottoli; in relazione geotecnica, è stata assunta la seguente parametrizzazione geotecnica:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi' = 33-34^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$E = 45-50 \text{ MPa}$$

La falda è stata rinvenuta nei fori di sondaggio a circa -2.60 m dal piano campagna.

Pertanto, in sede di dimensionamento delle spalle del ponte sono stati assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- Peso unità di volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi' = 33^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico: $E = 40 \text{ MPa}$.

La medesima parametrizzazione geotecnica è stata assunta cautelativamente anche per il materiale di riempimento della spalla.

La falda è assunta a quota piano campagna.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica, si rimanda alla specifica relazione geotecnica dell'Area di cantiere di Salbertrand.

4.2 Terreno consolidato

La fondazione del ponte è prevista di tipo diretto con piano di posa a circa -2 m dal piano campagna; poiché la spalla è a ridosso dell'argine del torrente, ipotizzando un plausibile innalzamento della piena fino a piano campagna, è necessario prevedere per la stabilizzazione dello scavo sia una coronella di pali in c.a. secanti a confinamento dell'ingombro dello scavo di fondazione, che un tampone di fondo per evitare fenomeni di sollevamento del fondo scavo. Tale soluzione garantisce inoltre un miglioramento della spalla in termini di resistenza allo scorrimento per attrito, di capacità portante e di minimizzazione dei cedimenti.

Il tampone di fondo è previsto in colonne di jet grouting $\varnothing 1000$ disposte ad interasse di 0.80 m.

Il Jet Grouting (Jetting) consiste nell'iniettare ad altissima pressione attraverso appositi ugelli, una miscela stabilizzante con la quale il terreno viene disgregato e mescolato in situ, a formare, una volta decorso il tempo di presa della miscela, un elemento di terreno conglomerato (elemento o colonna jetting) con caratteristiche meccaniche migliorate rispetto alle condizioni iniziali; la compressione dinamica causata dal getto sul terreno interessato infatti crea una sorta di precompressione laterale delle colonne. A ciò si aggiunge anche che la colonna jetting può trasmettere al terreno un carico assiale, sia per attrito laterale, sia per resistenza alla punta vista la non regolarità della superficie di contatto terreno consolidato – terreno naturale.

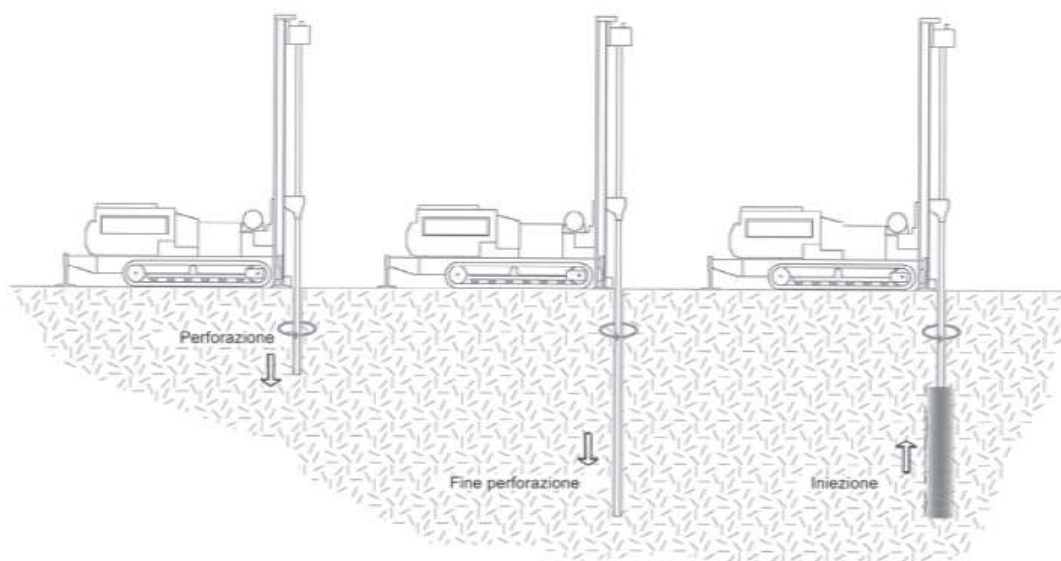


Figura 7 – Fasi realizzative delle colonne di jet grouting

La complessa interazione di tutti i fattori interagenti con il trattamento (caratteristiche del terreno da trattare, macchinari utilizzati, velocità di rotazione e ritiro delle aste, pressione di iniezione, sezione degli ugelli, ecc.) non rende semplice la determinazione delle caratteristiche finali del terreno consolidato, per cui in fase di progettazione si fa riferimento ad indicazioni bibliografiche e alle risultanze sperimentali fornite da imprese specializzate.

Di seguito si riporta una tabella con i valori indicativi di resistenza e modulo elastico di terreni trattati con jetting (da Lamberti e Botto):

Litotipo	Coesione [kg/cmq]	Modulo E [kg/cmq]
Ghiaie pulite	>300	200 000
Ghiaie sabbiose	200-300	150 000
Sabbie pulite	200-300	100 000
Sabbie debolmente argillosa	40-75	80 000
Sabbie limose	40-80	25 000
Pozzolane	40-80	nd

Sulla base di quanto esposto e tenuto conto che il terreno da trattare è un deposito alluvionale, terreno ghiaioso sabbioso debolmente limoso con ciottoli, in sede di calcolo sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici cautelativi per le colonne in jet grouting:

- Peso unità di volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi' = 33^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 1000 \text{ kPa}$
- Modulo elastico: $E = 1000 \text{ MPa}$

Si evidenzia che comunque risulterà necessario prevedere la verifica di idoneità delle caratteristiche delle colonne, attraverso la realizzazione di campi prova accuratamente pianificati preliminarmente ai lavori.

Definita la parametrizzazione geotecnica delle colonne in jet grouting, in relazione al diametro scelto e all'interesse a cui vengono disposte, è possibile definire una parametrizzazione equivalente del terreno trattato secondo le seguenti espressioni:

$$E_m = \frac{A_{col}}{A_{tot}} \times E_{col} + \left(1 - \frac{A_{col}}{A_{tot}}\right) \times E_t$$

$$c'_m = \frac{A_{col}}{A_{tot}} \times c'_{col} + \left(1 - \frac{A_{col}}{A_{tot}}\right) \times c'_t$$

dove:

- E_m = Modulo elastico medio del terreno trattato
- E_{col} = Modulo elastico della colonna
- E_t = Modulo elastico del terreno da trattare
- c'_m = Modulo elastico medio del terreno trattato
- c'_{col} = Modulo elastico della colonna
- c'_t = Modulo elastico del terreno da trattare
- A_{col} = Area della colonna
- A_{tot} = Area totale di trattamento (relativa alla singola colonna)

Relativamente all'angolo di attrito interno, per il terreno trattato si mantiene cautelativamente quello del terreno naturale.

Pertanto avendo assunto l'utilizzo di colonne in jet grouting del diametro $\varnothing 1000$ disposti ad interasse $0.80 \times 0.80 \text{ m}$ e noti i parametri geotecnici di partenza sia del terreno da trattare che del jetting si determinano i seguenti parametri equivalenti del terreno consolidato:

Dati terreno di base

Peso specifico del terreno	$\gamma =$	20 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33 (°)
Coesione:	$c' =$	0 kPa
Modulo di elasticità normale:	$E_t =$	40 MPa

Dati colonna di jet Grouting

Diametro colonna	$D_c =$	1.00 m
Area colonna	$A_c =$	0.785 mq
Angolo di attrito del terreno trattato	$\varphi_{col} =$	33 °
Coesione del terreno trattato	$c_{col} =$	1000 kPa
Modulo di elasticità normale:	$E_c =$	1000 MPa

Dati geometrici

Interasse pali lungo X:	$s_x =$	0.80 m
Interasse pali lungo Y:	$s_y =$	0.80 m
Area di influenza colonna:	$A_i =$	0.64 mq

Parametri di progetto Jet Grouting

Angolo di attrito equivalente	$\varphi_{eq} =$	33.00 °
Coesione equivalente	$c_{eq} =$	1227.18 kPa
Modulo elastico equivalente	$E_{eq} =$	1218.10 Mpa

In sede di progettazione si utilizzano cautelativamente i seguenti parametri caratteristici del terreno di fondazione trattato:

- Peso unità di volume: $\gamma = 20$ kN/m³
- Angolo di attrito interno: $\varphi' = 33^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 150$ kPa
- Modulo elastico: $E = 200$ MPa.

A partire da tali parametri caratteristici vengono quindi condotte le verifiche geotecniche delle fondazioni delle spalle in oggetto.

5 AZIONI DI CALCOLO SULLA SPALLA

Le azioni di calcolo considerate nelle verifiche delle spalle sono le seguenti:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinta del sovraccarico a monte;
- spinta statica del terreno a monte dell'opera;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera;

- azioni trasmesse dall'impalcato.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

5.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$.

5.3 Spinta del sovraccarico a monte

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come $\sigma_h = q \cdot K$ dove con K si intende nel caso specifico del coefficiente di spinta a riposo.

Nella progettazione in oggetto, è stato un carico distribuito pari a $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

5.4 Spinta statica del terreno a monte delle opere

Nel calcolo delle spalle si assume cautelativamente che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

dove K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \tan\phi$$

dove ϕ è l'angolo di attrito interno del terreno.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro. Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

5.5 Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sull'opera dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a,$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\varphi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- β = angolo tra intradosso parete e la verticale;
- ϑ = angolo definito come:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;
- $a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che nel caso di spalle (assunte non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno), assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W \qquad F_{i,v} = k_v \cdot W$$

Per le analisi in condizioni sismiche sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- | | |
|---|--------------------|
| • categoria di suolo | C; |
| • massima accelerazione orizzontale al suolo: | $a_g/g = 0.125$; |
| • coefficiente di amplificazione stratigrafica: | $S_S = 1.500$; |
| • coefficiente di amplificazione topografica: | $S_T = 1.000$; |
| • coefficiente di riduzione di a_{\max} : | $\beta_m = 1.00$; |
| • coefficiente di intensità sismica orizzontale | $k_h = 0.1875$; |
| • coefficiente di intensità sismica verticale | $k_v = 0.09375$. |

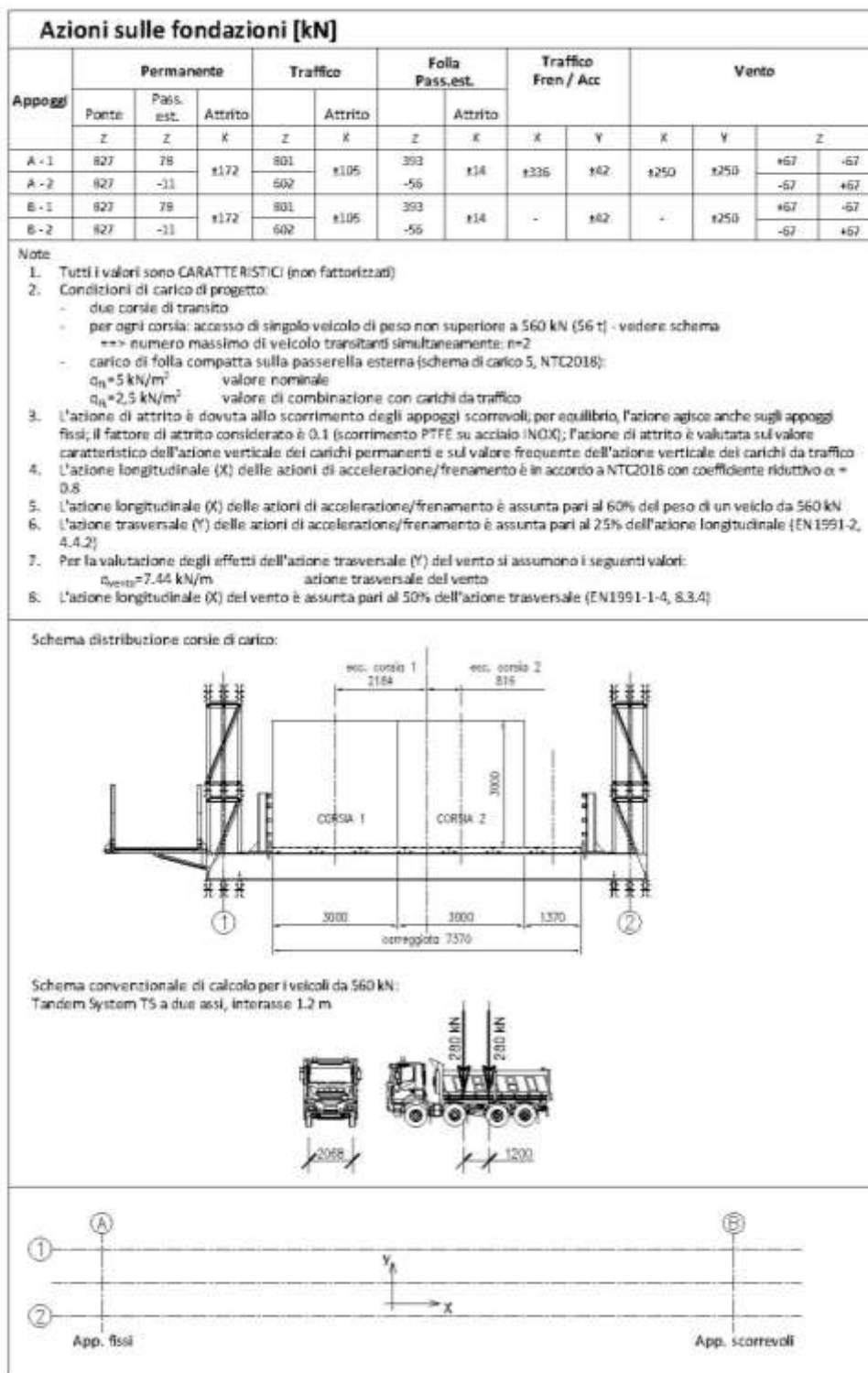


Figura 9 – Azioni di calcolo caratteristiche trasmesse dall’impalcato per singolo appoggio

Nelle tabelle successive vengono riportate le azioni caratteristiche complessive della spalla fissa A (somma delle azioni sui singoli appoggi A1+A2) a quota piano appoggi e ad intradosso fondazione, sia nel baricentro platea che nello spigolo di valle della stessa, al fine di poter condurre le verifiche di equilibrio di corpo rigido:

Spalla	CdC	Descriz.	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Fissa (A1+A2)	Peso Impalcato	G1,imp	172.0	0.0	-1654.0	-1224.0	0.0
Fissa (A1+A2)	Peso passerella	G1,pass	0.0	0.0	-67.0	380.7	0.0
Fissa (A1+A2)	Frenamento	Q3	336.0	42.0	0.0	0.0	0.0
Fissa (A1+A2)	Vento	Q5	250.0	250.0	0.0	-647.9	0.0
Fissa (A1+A2)	Variabile da traffico	Q1,1	105.0	0.0	-1403.0	-76.1	0.0
Fissa (A1+A2)		Q1,2	105.0	0.0	-1403.0	-2000.4	0.0
Fissa (A1+A2)	Folla	Qfolla	14.0	0.0	-337.0	1921.5	0.0
Fissa (A1+A2)	Sismica	Sisma X	1681.5	252.2	-80.3	-64.2	0.0
Fissa (A1+A2)		Sisma Y	504.4	840.7	-80.3	-64.2	0.0
Fissa (A1+A2)		Sisma Z	504.4	252.2	-267.5	-214.0	0.0

Tabella 1 – Azioni elementari compressive dell'impalcato – Quota piano appoggi

Spalla	CdC	Descriz.	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Fissa (A1+A2)	Peso Impalcato	G1,imp	172.0	0.0	-1654.0	-1224.0	1736.6
Fissa (A1+A2)	Peso passerella	G1,pass	0.0	0.0	-67.0	380.7	26.8
Fissa (A1+A2)	Frenamento	Q3	336.0	42.0	0.0	-262.5	2100.0
Fissa (A1+A2)	Vento	Q5	250.0	250.0	0.0	-2210.4	1562.5
Fissa (A1+A2)	Variabile da traffico	Q1,1	105.0	0.0	-1403.0	-76.1	1217.5
Fissa (A1+A2)		Q1,2	105.0	0.0	-1403.0	-2000.4	1217.5
Fissa (A1+A2)	Folla	Qfolla	14.0	0.0	-337.0	1921.5	222.3
Fissa (A1+A2)	Sismica	Sisma X	1681.5	252.2	-80.3	-1800.5	11634.4
Fissa (A1+A2)		Sisma Y	504.4	840.7	-80.3	-5861.3	3512.8
Fissa (A1+A2)		Sisma Z	504.4	252.2	-267.5	-1941.0	3587.7

Tabella 2 – Azioni elementari compressive dell'impalcato – Quota baricentro intradosso fondazione

Spalla	CdC	Descriz.	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx,stab kNm	Mx,inst kNm	My,stab kNm	My,inst kNm
Fissa (A1+A2)	Peso Impalcato	G1,imp	172.0	0.0	-1654.0	12822.6	0	-4879.4	0
Fissa (A1+A2)	Peso passerella	G1,pass	0.0	0.0	-67.0	950.4	0	-241.2	0
Fissa (A1+A2)	Frenamento	Q3	336.0	42.0	0.0	0	-262.5	0	2100.0
Fissa (A1+A2)	Vento	Q5	250.0	250.0	0.0	0	-2211.4	0	1562.5
Fissa (A1+A2)	Variabile da traffico	Q1,1	105.0	0.0	-1403.0	0	11840.4	0	-4394.6
Fissa (A1+A2)		Q1,2	105.0	0.0	-1403.0	0	9913.1	0	-4394.6
Fissa (A1+A2)	Folla	Qfolla	14.0	0.0	-337.0	0	4786.9	0	-1125.7
Fissa (A1+A2)	Sismica	Sisma X	1681.5	252.2	-80.3	0	-1117.6	0	11313.4
Fissa (A1+A2)		Sisma Y	504.4	840.7	-80.3	0	-5178.4	0	3191.8
Fissa (A1+A2)		Sisma Z	504.4	252.2	-267.5	0	335.6	0	2517.6

Tabella 3 – Azioni elementari compressive dell'impalcato – Quota spigolo di valle fondazione

Il calcolo delle azioni sismiche è stato condotto considerando la massa complessiva dell'impalcato pari a 3620 kN e l'accelerazione massima dello spettro elastico pari a:

- $a_h/g = 0.4645$
- $a_v/g = 0.1478$

Il sistema di riferimento utilizzato per la spalla è costituito dagli assi X, Y, Z aventi origine nel baricentro della platea di fondazione, con l'asse X parallelo all'asse del ponte (verso positivo verso l'impalcato), l'asse Y perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso l'alto. In direzione longitudinale X si considerano positive le azioni concordi con la spinta delle terre.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. 17/01/2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- combinazione rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche delle opere, la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito dell'Approccio 2 di norma che prevede la seguente combinazione: A1+M1+R3.

Per R3 si intende il set di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) ed adottando per le resistenze gli stessi valori assunti in condizione statica (R3).

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze sono riportati di seguito:

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 4 – Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tabella 5 – Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^{*)}	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^{*)} da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6 – Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze – Colonne in jet grouting

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 7 – Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze – Fondazioni dirette

7 CRITERI DI VERIFICA

7.1 Criteri di verifica di equilibrio di corpo rigido

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali dirette.

In particolare si conducono 3 tipi di verifica geotecnica per le combinazioni SLU, SLV:

- Verifica al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifica alla capacità portante.

Per quanto concerne invece le azioni a SLE, è necessario valutare i cedimenti, gli spostamenti e le rotazioni per assicurare la funzionalità dell'opera.

Di seguito si descrivono le verifiche suddette.

7.1.1 Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della fondazione a valle.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento, dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante deve essere maggiore dell'unità.

7.1.2 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento.

Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento dell'opera, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento, dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella in stabilizzante, deve essere maggiore dell'unità.

7.1.3 Capacità portante del terreno di fondazione

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen che fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Vista la natura del sedime di fondazione la verifica a capacità portante viene condotta in condizioni drenate e le espressioni complete utilizzate sono quelle seguenti:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e \quad (\phi \text{ in gradi})$$

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

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

- Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s_g = s_q$$

- Fattori di profondità:

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

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$d_g = 1$$

$$k = D/B \text{ se } D/B \leq 1; \text{ altrimenti } k = \text{atan}(D/B), \text{ espresso in radianti.}$$

- Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{Nc \cdot \tan \phi}$$

$$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi}\right)^{m+1}$$

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

- Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$bq = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$bc = bq - (1 - bq)/(Nc \cdot \tan \phi)$$

$$bg = bq$$

- Fattori di inclinazione del terreno:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$gc = gq - (1 - gq)/(Nc \cdot \tan \phi)$$

$$gg = gq$$

essendo:

- γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto
- B = Bt - 2·e, larghezza della fondazione parzializzata
- Bt= larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_α = adesione alla base tra terreno e muro
- ε = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

7.1.4 Cedimento

Le verifica a SLE constano nella valutazione dei cedimenti e nell'assicurare che questi siano compatibili con la struttura e ne garantiscano la funzionalità.

Il calcolo del cedimento verticale, per terreni in condizione drenata, è stato valutato mediante il metodo di Berardi (1999) secondo la seguente espressione:

$$w = \frac{q' x B' x (1 - \nu^2) x I_s}{E}$$

in cui:

H/B	Area rettangolare L/B					Area circolare B = D
	1	2	3	5	10	
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

B = dimensione minore della fondazione rettangolare
L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare
D = diametro della fondazione circolare
H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Vista la geometria della platea di fondazione è stato assunto un valore del coefficiente di influenza pari a $I_s = 0.88$.

7.2 Criteri di verifica delle colonne in Jet Grouting

La verifica della singola colonna in jet grouting viene effettuata sia in termini di portanza geotecnica che in termini strutturali per fenomeni di “creep”.

Pertanto si procede dapprima alla determinazione dell’azione verticale che agisce sulla singola colonna e successivamente si procede alle verifiche geotecniche e strutturali suddette.

7.2.1 Calcolo delle azioni sulla singola colonna

La valutazione del carico agente sulla singola colonna è stata condotta mediante il metodo di Broms & Boman (1978) che, nell’ipotesi di interassi delle colonne non superiori a 3÷4 volte il diametro della colonna e di spostamenti del terreno trattato uguali a quelli del terreno naturale, fornisce la seguente espressione:

$$Q_{col} = A_{col} \times \frac{q'}{a + \frac{E_t}{E_{col}} \times (1 - a)}$$

in cui:

- E_t = Modulo elastico del terreno naturale
- E_{col} = Modulo elastico della colonna
- q' = pressione efficace media esercitata dalla fondazione (N/A)
- N = Carico verticale esercitato dalla fondazione
- A = Area efficace della fondazione
- $a = n \times \frac{A_{col}}{A}$
- A_{col} = Area della colonna
- n = numero di colonne sotto l'impronta della fondazione
- Q_{col} = Carico agente sulla singola colonna

7.2.2 Capacità portante geotecnica della colonna

Il calcolo della capacità portante della singola colonna in jet grouting è condotto con l’approccio progettuale 2 (A1+M1+R3) della Norme Tecniche in cui oltre ad applicare i coefficienti parziali di sicurezza già riportati al capitolo precedente, è necessario applicare

anche il fattore di correlazione ξ , funzione del numero di verticali indagate secondo la seguente tabella:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 8 – Fattore di correlazione per la resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

In sede di calcolo, vista la numerosità delle indagini è stato assunto un fattore di correlazione $\xi = 1.70$.

Pertanto in ciascuna combinazione di calcolo prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$
- $Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$
- D = diametro della colonna
- L = lunghezza della colonna
- q_b = pressione limite alla base della colonna
- τ_s = pressione laterale lungo la colonna
- R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze
- W_k = peso caratteristico della colonna
- S_w = spinta idraulica sulla porzione della colonna immersa
- R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

Il terreno interessato alle opere fondazionali è di tipo incoerente la cui resistenza laterale lungo il fusto della colonna e la resistenza alla punta vengono calcolate con le espressioni di seguito descritte:

- $q_b = \sigma'_{v0} \cdot N_q$
- $\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$

dove:

- σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;
- K = (0.50÷1) coefficiente di spinta;
- $\delta = (0.50 \div 1) \varphi'$;
- φ' = angolo di attrito interno;
- N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

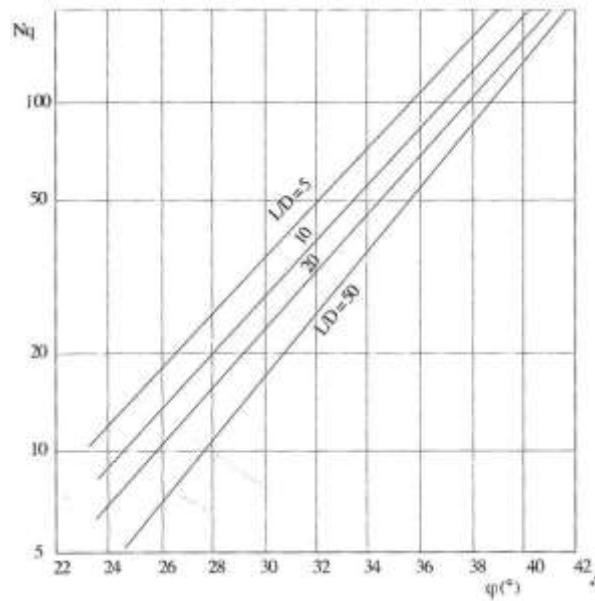


Figura 10 – Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

In sede di verifica sono state fatte le seguenti assunzioni:

- coefficiente di Berezantzev pari a $N_q = 20$;
- coefficiente di spinta $K = 0.70$;
- angolo di attrito terra/muro $\delta = \varphi'$;
- le calcolazioni della resistenza laterale sono state condotte limitandone il valore massimo a $\tau_{s,max} = 200$ kPa;

le calcolazioni della resistenza alla punta sono state condotte limitandone il valore massimo a $q_{b,max} = 4$ MPa.

7.2.3 Capacità portante strutturale della colonna

La capacità portante strutturale della colonna in jet grouting, consta nella determinazione del carico limite per “creep” dato dalla seguente espressione:

$$Q_{col,creep} = A_{col} \times \left[c_l \times \cot\varphi_{col} \times \left(\frac{1 + \sin\varphi_{col}}{1 - \sin\varphi_{col}} - 1 \right) + \sigma_3 \times \frac{1 + \sin\varphi_{col}}{1 - \sin\varphi_{col}} \right]$$

in cui:

- A_{col} = Area della colonna
- $Q_{col,creep}$ = Carico limite per creep della singola colonna
- c_l = coesione del terreno trattato
- φ_{col} = angolo di attrito della colonna
- $\sigma_3 = \sigma_{h0}$ = pressione geostatica orizzontale totale del terreno in corrispondenza della testa della colonna stessa
- σ_v0 = pressione geostatica verticale totale del terreno in corrispondenza della testa della colonna stessa

Il coefficiente parziale di sicurezza delle resistenze viene assunto cautelativamente pari a $\gamma_R = 2$.

7.3 Criteri di verifica strutturale

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

7.3.1 Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane.
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione.
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$$V_{Rd,c} = \max\left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\vartheta + \tan\vartheta}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

7.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Per lo stato limite di fessurazione, in conseguenza alla classe di esposizione per gli elementi posti controterra, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per gli elementi con armature lente.

8 CALCOLO DELLE SPALLE

8.1 Descrizione delle opere

Entrambe le spalle hanno la medesima geometria, ovvero presentano un muro frontale di spessore pari a 1.25 m nel tratto corrente e di 2.20 m in corrispondenza degli appoggi, con un'altezza di 4.25 m; il paraghiaia ha un'altezza di 1.13 m e spessore di 30 cm.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta di 8.00x17 m ha uno spessore 2.00 m ed è di tipo diretta:

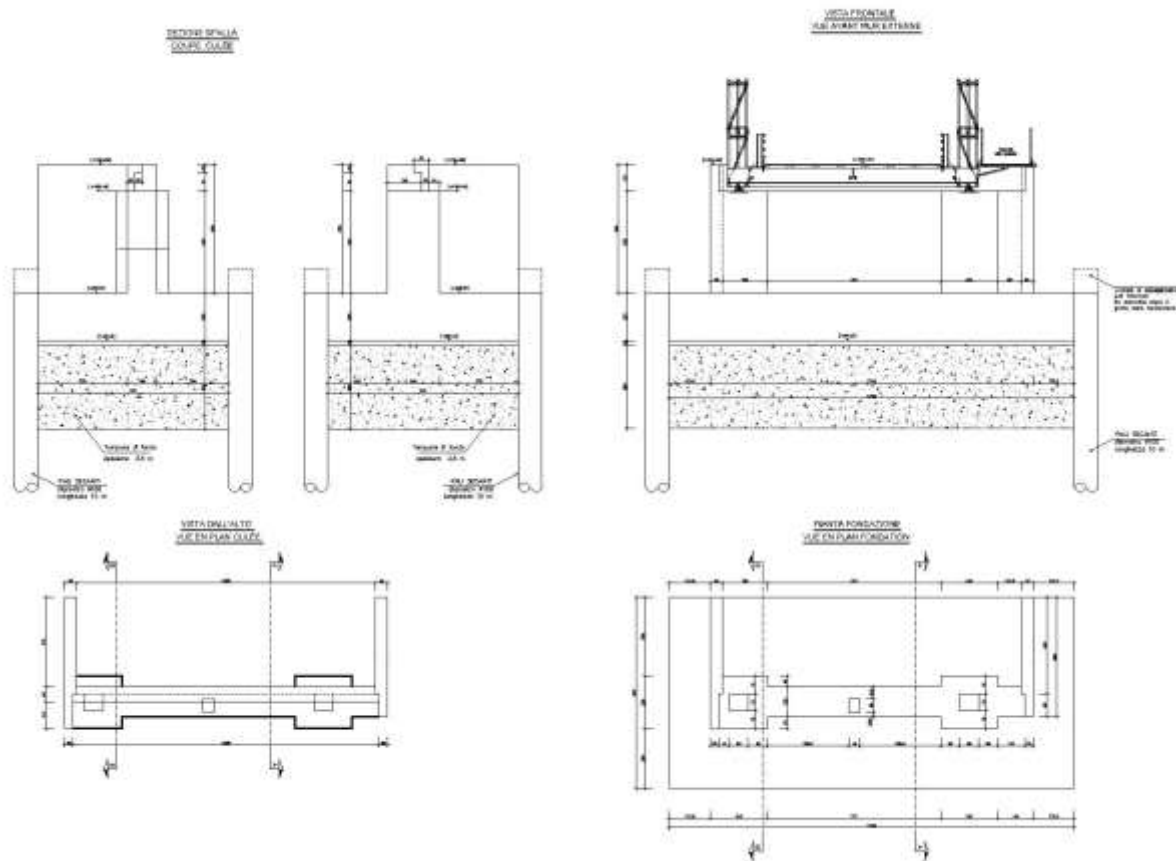


Figura 11 – Sezione tipo della spalla

Entrambe le spalle presentano muri di risvolto dello spessore di 50 cm ed altezza di 5.38 m che, in continuità con i muri andatori a tergo della spalla, fungono da contenimento del rilevato.

Il consolidamento del terreno di fondazione è stato eseguito mediante un trattamento in Jet Grouting costituito da colonne in jetting del diametro esterno $\varnothing 100$ disposte ad interasse pari a 0.80×0.80 m. Le colonne in jet grouting sono eseguite a partire dallo scavo del piano di lavoro prevedendo un tratto di perforazione a vuoto fino a quota piano di posa della fondazione ed un jetting successivo di 3.5 m.

Il calcolo della spalla è stato condotto al fine di raggiungere 2 obiettivi:

- dimensionamento geotecnico;
- dimensionamento strutturale.

Per il primo obiettivo è stata utilizzata una modellazione tridimensionale dell'opera (da adesso chiamata modello 3D) avendo considerato tutte le azioni agenti sulla spalla, compresi pesi, spinte, azioni trasmesse dall'impalcato.

Il dimensionamento delle singole membrature della spalla è stato invece condotto mediante una modellazione piana (da adesso chiamata modello 2D), facendo riferimento alla maggiore sezione della spalla e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

Il presente capitolo fa riferimento alle calcolazioni della sola spalla fissa in quanto è la più gravosa, prevedendo pertanto automaticamente soddisfatta anche la spalla mobile per la quale vengono utilizzate le medesime armature nelle varie membrature strutturali.

8.2 Dimensionamento Geotecnico

Nel presente capitolo si illustrano le analisi di calcolo per il dimensionamento geotecnico della fondazione della spalla fissa.

Le azioni ultime agenti ad intradosso fondazione della spalla sono state ottenute dalla somma delle azioni ultime trasmesse dall'impalcato e quelle trasmesse dalla spalla stessa.

Quest'ultime sono state calcolate mediante un modello 3D (ovvero piano nelle 2 direzioni principali) che considera applicati nel baricentro della platea di fondazione le azioni, sia in direzione trasversale che longitudinale, dovute ai relativi pesi propri, permanenti, accidentali, alle spinte e alle azioni sismiche (spinte+inerzie).

8.2.1 Valutazione delle sollecitazioni di calcolo

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo relativo delle azioni elementari risultanti ad intradosso fondazione, sia nel baricentro della platea (per la verifica a capacità portante e a scorrimento) che nello spigolo di valle della stessa (per la verifica a ribaltamento):

DATI GENERALI

Tipologia di fondazione:

Directa

Categoria di suolo: **B, C, D, E**
 Acc. orizz. attesa/acc. di gravità: $a_g/g = 0.125$
 Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.500$
 Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.000$
 Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità: $a_{max}/g = 0.1875$
 Coefficiente di riduzione dell'azione sismica: $\beta_m = 1.00$

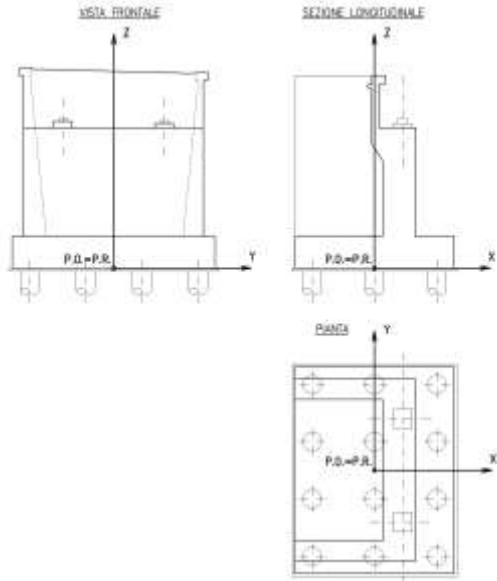
Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = 0.1875$
 Coefficiente sismico verticale: $k_v = 0.0938$
 Angolo ϑ_A (+): $\vartheta_A = 9.728^\circ$
 Angolo ϑ_B (-): $\vartheta_B = 11.689^\circ$

Peso specifico del terreno: $\gamma_t = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Peso specifico cls: $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico stradale: $q = 20 \text{ kN/m}^2$
 Considerare q in condizione sismica? **No**

Inclinazione paramento interno: $\beta = 0.000^\circ$
 Inclinazione terrapieno a monte: $i = 0.000^\circ$
 Angolo di attrito interno: $\phi = 33^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro: $\delta = 22.00^\circ$
 Coesione efficace: $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Coesione non drenata: $cut = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 $\delta/\phi = 0.67$

Regime di spinta: **0** (0=riposo; 1=attiva)



COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti parziali di calcolo (T.U.)	STR	EQU	Sisma	SLE
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili sfavorevoli	1.00	1.00	0.00	1.00
Permanenti sfavorevoli	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti favorevoli	1.00	1.00	1.00	1.00

PARAMETRI DI CALCOLO CORRETTI SECONDO APPROCCI NTC 2018

	STR	EQU	Sisma	SLE
Angolo di attrito interno rilevato (°)	33.00	33.00	33.00	33.00
Angolo di attrito terra-muro rilevato (°)	22.00	22.00	22.00	22.00
Coesione efficace rilevato (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coesione non drenata rilevato (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Sovraccarico stradale rilevato (kPa)	20.00	20.00	0.00	20.00
Coefficiente di spinta a riposo	0.455	0.455	0.455	0.455
Coefficiente di spinta attiva	0.264	0.264	0.264	0.264
Angolo di attrito interno terreno fondazione (°)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coesione efficace terreno fondazione (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coefficiente di spinta passiva	1.00	1.00	1.00	1.00

COEFFICIENTI DI SPINTA SISMICA

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A): $K'a_A = 0.385$
 Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B): $K'a_B = 0.417$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A): $\Delta K_A = 0.085 (= (1-k_v) \cdot K'a_A - K_a)$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B): $\Delta K_B = 0.192 (= (1+k_v) \cdot K'a_B - K_a)$

CONDIZIONE STATICA (SLE)

g1: Geometria e Pesì Propri della spalla

N°	Descrizione	Dimensioni			Baricentri			Volume (m³)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN m)	My (kN m)
		bx (m)	by (m)	bz (m)	x (m)	y (m)	z (m)						
1	Paraghiaia	0.30	13.55	1.13	-0.10	0.00	6.82	4.59	0.00	0.00	-114.84	0.00	-11.48
2	Muro frontale	1.25	13.55	4.25	0.38	0.00	4.13	71.98	0.00	0.00	-1799.61	0.00	674.85
3	Ringrosso sx	0.95	2.40	4.25	0.40	-4.10	4.13	9.69	0.00	0.00	-242.25	992.01	96.90
4	Muro di risvolto sx	3.00	0.50	5.38	-2.50	-6.53	4.69	8.07	0.00	0.00	-201.75	1316.42	-504.38
5	Ringrosso dx	0.95	2.40	4.25	0.40	5.58	4.13	9.69	0.00	0.00	-242.25	-1350.54	96.90
6	Muro di risvolto dx	3.00	0.50	5.38	-2.50	6.53	4.69	8.07	0.00	0.00	-201.75	-1316.42	-504.38
7	Platea	8.00	17.00	2.00	0.00	0.00	1.00	272.00	0.00	0.00	-6800.00	0.00	0.00

g2: Pesì del terreno

N°	Descrizione	Dimensioni			Baricentri			Volume (mc)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN m)	My (kN m)
		bx (m)	by (m)	bz (m)	x (m)	y (m)	z (m)						
1	Terreno a monte	3.00	12.55	5.38	-2.50	0.00	4.69	202.56	0.00	0.00	-4051.14	0.00	-10127.85
2	Terreno laterale sx	5.50	1.73	2.50	-1.25	-7.64	3.25	23.72	0.00	0.00	-474.38	3622.56	-592.97
3	Terreno laterale dx	5.50	1.73	2.50	-1.25	7.64	3.25	23.72	0.00	0.00	-474.38	-3622.56	-592.97
4	Terreno di valle	2.50	17.00	1.00	2.70	0.00	2.50	42.50	0.00	0.00	-850.00	0.00	2295.00

g3: Spinte del terreno lungo X

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Spinta Longitudinale	0.00	14.48	7.38	-4.00	0.00	2.46

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
3330.82	0.00	-1345.74	0.00	2810.87

q1: Peso del sovraccarico

N°	Descriz.	dx (m)	dy (m)
1	Peso del sovraccarico	3.75	7.60

Punti di applicazione		
x (m)	y (m)	z (m)
-2.13	0.75	7.38

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
0.00	0.00	-570.00	-427.50	-1211.25

q1: Spinte del sovraccarico lungo X

N°	Descriz.	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Spinta sovraccarico	0.00	7.60	7.38	-4.00	0.00	3.69

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
473.61	0.00	-191.35	0.00	982.22

CONDIZIONE SISMICA

Forze di inerzia lungo X

N°	Descrizione
1	Forze di inerzia della spalla
2	Forze di inerzia del terreno

Baricentri		
x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
-0.02	0.04	1.97
-1.54	0.00	4.14

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
1800.46	0.00	0.00	0.00	3543.18
759.59	0.00	0.00	0.00	3143.37

Forze di inerzia lungo Y

N°	Descrizione
1	Forze di inerzia della spalla
2	Forze di inerzia del terreno

Baricentri		
x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
-0.02	0.04	1.97
-1.54	0.00	4.14

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
0.00	1800.46	0.00	-3543.18	0.00
0.00	759.59	0.00	-3143.37	0.00

Forze di inerzia lungo Z

N°	Descrizione
1	Forze di inerzia della spalla
2	Forze di inerzia del terreno

Baricentri		
x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
-0.02	0.04	1.97
-1.54	0.00	4.14

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
0.00	0.00	-900.23	-33.61	-14.21
0.00	0.00	-379.79	0.00	-585.53

Incremento di spinta del terreno lungo X (caso A)

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Incremento spinta long.	0.00	14.48	7.38	-4.00	0.00	3.69

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
618.10	0.00	249.73	249.73	3279.73

Incremento di spinta del terreno lungo X (caso B)

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Incremento spinta long.	0.00	14.48	7.38	-4.00	0.00	3.69

Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (kN m)	My (kN m)
1402.18	0.00	-566.52	0.00	2907.98

Tabella 9 – Calcolo delle azioni caratteristiche della spalla ad intradosso baricentro fondazione

Condizioni di carico		Combinazione	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm
Peso proprio e Perm.	g1+g2,str	Statica	0.00	0.00	-15452.34	-358.53	-9170.37
Spinte	g3,str	Statica	3330.82	0.00	-1345.74	0.00	2810.87
Peso proprio e Perm.	g1+g2,equ	EQU	0.00	0.00	-15452.34	-358.53	-9170.37
Spinte	g3,equ	EQU	3330.82	0.00	-1345.74	0.00	2810.87
Peso proprio e Perm.	g1+g2,sis	Sismica	0.00	0.00	-15452.34	-358.53	-9170.37
Spinte	g3,sis	Sismica	1934.44	0.00	-781.56	0.00	1632.46
Peso proprio e Perm.	g1+g2,sle	SLE	0.00	0.00	-15452.34	-358.53	-9170.37
Spinte	g3,sle	SLE	3330.82	0.00	-1345.74	0.00	2810.87
Carico stradale a tergo	q1,str	STR	473.61	0.00	-761.35	-427.50	-229.03
Carico stradale a tergo	q1,equ	EQU	473.61	0.00	-761.35	-427.50	-229.03
Carico stradale a tergo	q1,sle	SLE	473.61	0.00	-761.35	-427.50	-229.03
Sismica	q6x,1	Sismica lungo X Z+	3178.15	0.00	249.73	249.73	9966.28
	q6x,2	Sismica lungo X Z-	3962.23	0.00	-566.52	0.00	9594.53
	q6y,1	Sismica lungo Y Z+	0.00	2560.05	0.00	-6686.55	0.00
	q6y,2	Sismica lungo Y Z-	0.00	2560.05	0.00	-6686.55	0.00
	q6z,1	Sismica lungo Z +	0.00	0.00	-1280.02	-33.61	-599.74
	q6z,2	Sismica lungo Z -	0.00	0.00	1280.02	33.61	599.74

Tabella 10 – Azioni caratteristiche della spalla ad intradosso baricentro fondazione

DATI GENERALI

Tipologia di fondazione:

NTC 2018

Categoria di suolo:

B, C, D, E

Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:

$a_d/g = 0.125$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_S = 1.500$

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T = 1.000$

Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:

$a_{max}/g = 0.1875$

Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:

$\beta_m = 1.00$

Coefficiente sismico orizzontale:

$k_h = 0.1875$

Coefficiente sismico verticale:

$k_v = 0.0938$

Angolo θ (+)

$\theta_A = 9.728^\circ$

Angolo θ (-)

$\theta_B = 11.689^\circ$

Peso specifico del terreno

$\gamma_t = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico cls

$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico stradale

$q = 20 \text{ kN/m}^2$

Considerare q in condizione sismica?

No

Inclinazione paramento interno

$\beta = 0.000^\circ$

Inclinazione terrapieno a monte

$i = 0.000^\circ$

Angolo di attrito interno

$\phi = 33^\circ$

$\delta/\phi = 0.67$

Angolo di attrito terra-muro

$\delta = 22.00^\circ$

Coesione efficace

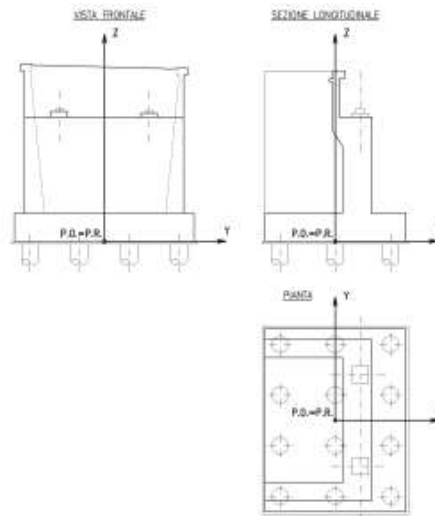
$c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Coesione non drenata

$cut = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Regime di spinta

0 (0=riposo; 1=attiva)



COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti parziali di calcolo (T.U.)	STR	EQU	Sisma	SLE
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili sfavorevoli	1.00	1.00	0.00	1.00
Permanenti sfavorevoli	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti favorevoli	1.00	1.00	1.00	1.00

PARAMETRI DI CALCOLO CORRETTI SECONDO APPROCCI NTC 2018

	STR	EQU	Sisma	SLE
Angolo di attrito interno rilevato (°)	33.00	33.00	33.00	33.00
Angolo di attrito terra-muro rilevato (°)	22.00	22.00	22.00	22.00
Coesione efficace rilevato (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coesione non drenata rilevato (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Sovraccarico stradale rilevato (kPa)	20.00	20.00	0.00	20.00
Coefficiente di spinta a riposo	0.455	0.455	0.455	0.455
Coefficiente di spinta attiva	0.264	0.264	0.264	0.264
Angolo di attrito interno terreno fondazione (°)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coesione efficace terreno fondazione (kPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coefficiente di spinta passiva	1.00	1.00	1.00	1.00

COEFFICIENTI DI SPINTA SISMICA

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)

$K'a, A = 0.385$

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)

$K'a, B = 0.417$

Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A)

$\Delta K_A = 0.085 (= (1-k_v) \cdot K'a, A - K_a)$

Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B)

$\Delta K_B = 0.192 (= (1+k_v) \cdot K'a, B - K_a)$

CONDIZIONE STATICA (SLE)

g1: Geometria e Pesì Propri della spalla

N°	Descrizione	Dimensioni			Baricentri			Volume (m³)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
		bx (m)	by (m)	bz (m)	x (m)	y (m)	z (m)								
1	Paraghiaia	0.30	13.55	1.13	-4.10	-8.50	6.82	4.59	0.00	0.00	-114.84	976.11	0.00	-470.83	0.00
2	Muro frontale	1.25	13.55	4.25	-3.63	-8.50	4.13	71.98	0.00	0.00	-1799.61	15296.68	0.00	-6523.58	0.00
3	Ringrosso sx	0.95	2.40	4.25	-3.60	-12.60	4.13	9.69	0.00	0.00	-242.25	3051.14	0.00	-872.10	0.00
4	Muro di risvolto sx	3.00	0.50	5.38	-6.50	-15.03	4.69	8.07	0.00	0.00	-201.75	3031.29	0.00	-1311.38	0.00
5	Ringrosso dx	0.95	2.40	4.25	-3.60	-2.93	4.13	9.69	0.00	0.00	-242.25	708.58	0.00	-872.10	0.00
6	Muro di risvolto dx	3.00	0.50	5.38	-6.50	-1.98	4.69	8.07	0.00	0.00	-201.75	398.46	0.00	-1311.38	0.00
7	Platea	8.00	17.00	2.00	-4.00	-8.50	1.00	272.00	0.00	0.00	-6800.00	57800.00	0.00	-27200.00	0.00

g2: Pesì del terreno

N°	Descrizione	Dimensioni			Baricentri			Volume (mc)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
		bx (m)	by (m)	bz (m)	x (m)	y (m)	z (m)								
1	Terreno a monte	3.00	12.55	5.38	-10.50	-8.50	4.69	202.56	0.00	0.00	-4051.14	34434.69	0.00	-42536.97	0.00
2	Terreno laterale sx	5.50	1.73	2.50	-5.25	-16.14	3.25	23.72	0.00	0.00	-474.38	7654.75	0.00	-2490.47	0.00
3	Terreno laterale dx	5.50	1.73	2.50	-5.25	-0.86	3.25	23.72	0.00	0.00	-474.38	409.62	0.00	-2490.47	0.00
4	Terreno di valle	2.50	17.00	1.00	-1.30	-8.50	2.50	42.50	0.00	0.00	-850.00	7225.00	0.00	-1105.00	0.00

g3: Spinte del terreno lungo X

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Spinta Longitudinale	0.00	14.48	7.38	-8.00	-8.50	2.46

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
3330.82	0.00	-1345.74	0.00	11438.79	0.00	-2572.09

q1: Peso del sovraccarico

N°	Descriz.	dx (m)	dy (m)	Punti di applicazione		
				x (m)	y (m)	z (m)
1	Peso del sovraccarico	3.75	7.60	-6.13	-7.75	7.38

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
0.00	0.00	-570.00	4417.50	0.00	-3491.25	0.00

q1: Spinte del sovraccarico lungo X

N°	Descriz.	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Spinta sovraccarico	0.00	7.60	7.38	-8.00	-8.50	3.69

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
473.61	0.00	-191.35	0.00	1626.49	0.00	216.81

CONDIZIONE SISMICA

Forze di inerzia lungo X

N°	Descrizione	Baricentri		
		x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
1	Forze di inerzia della spalla	-4.02	-8.46	1.97
2	Forze di inerzia del terreno	-8.31	-8.50	4.14

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
1800.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3543.18
759.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3143.37

Forze di inerzia lungo Y

N°	Descrizione	Baricentri		
		x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
1	Forze di inerzia della spalla	-4.02	-8.46	1.97
2	Forze di inerzia del terreno	-8.31	-8.50	4.14

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
0.00	1800.46	0.00	0.00	-3543.18	0.00	0.00
0.00	759.59	0.00	0.00	-3143.37	0.00	0.00

Forze di inerzia lungo Z

N°	Descrizione	Baricentri		
		x _G (m)	y _G (m)	z _G (m)
1	Forze di inerzia della spalla	-4.02	-8.46	1.97
2	Forze di inerzia del terreno	-8.31	-8.50	4.14

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
0.00	0.00	-900.23	0.00	7618.34	0.00	-3615.13
0.00	0.00	-379.79	0.00	3228.25	0.00	-3156.76

Incremento di spinta del terreno lungo X (caso A)

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Incremento spinta long.	0.00	14.48	7.38	-8.00	-8.50	3.69

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
618.10	0.00	249.73	249.73	-2122.71	0.00	4278.65

Incremento di spinta del terreno lungo X (caso B)

N°	Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	H (m)	Punti di applicazione		
					x (m)	y (m)	zs (m)
1	Incremento spinta long.	0.00	14.48	7.38	-8.00	-8.50	3.69

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mstabx (kN m)	Minstx (kN m)	Mstaby (kN m)	Minsty (kN m)
1402.18	0.00	-566.52	0.00	4815.41	0.00	641.91

Tabella 11 – Calcolo delle azioni caratteristiche della spalla ad intradosso spigolo di valle fondazione

Condizioni di carico		Combinazione	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx,stab kNm	Mx,inst kNm	My,stab kNm	My,inst kNm
Peso proprio e Perm.	g1+g2,str	Statica	0.00	0.00	-15452.34	130986.3	0.0	-87184.3	0.0
Spinte	g3,str	Statica	3330.82	0.00	-1345.74	0.0	11438.8	0.0	-2572.1
Peso proprio e Perm.	g1+g2,equ	EQU	0.00	0.00	-15452.34	130986.3	0.0	-87184.3	0.0
Spinte	g3,equ	EQU	3330.82	0.00	-1345.74	0.0	11438.8	0.0	-2572.1
Peso proprio e Perm.	g1+g2,sis	Sismica	0.00	0.00	-15452.34	130986.3	0.0	-87184.3	0.0
Spinte	g3,sis	Sismica	1934.44	0.00	-781.56	0.0	6643.3	0.0	-1493.8
Peso proprio e Perm.	g1+g2,sle	SLE	0.00	0.00	-15452.34	130986.3	0.0	-87184.3	0.0
Spinte	g3,sle	SLE	3330.82	0.00	-1345.74	0.0	11438.8	0.0	-2572.1
Carico stradale a tergo	q1,str	STR	473.61	0.00	-761.35	4417.5	1626.5	-3491.3	216.8
Carico stradale a tergo	q1,equ	EQU	473.61	0.00	-761.35	4417.5	1626.5	-3491.3	216.8
Carico stradale a tergo	q1,sle	SLE	473.61	0.00	-761.35	4417.5	1626.5	-3491.3	216.8
Sismica	q6x,1	Sismica lungo X Z+	3178.15	0.00	249.73	249.7	-2122.7	0.0	10965.2
	q6x,2	Sismica lungo X Z-	3962.23	0.00	-566.52	0.0	4815.4	0.0	7328.5
	q6y,1	Sismica lungo Y Z+	0.00	2560.05	0.00	0.0	-6686.5	0.0	0.0
	q6y,2	Sismica lungo Y Z-	0.00	2560.05	0.00	0.0	-6686.5	0.0	0.0
	q6z,1	Sismica lungo Z +	0.00	0.00	-1280.02	0.0	10846.6	0.0	-6771.9
	q6z,2	Sismica lungo Z -	0.00	0.00	1280.02	0.0	-10846.6	0.0	6771.9

Tabella 12 – Azioni caratteristiche della spalla ad intradosso spigolo di valle fondazione

A partire dalle azioni trasmesse dall’impalcato (vedi paragrafo XXXX) e dalla spalla stessa si procede alla loro combinazione, secondo la tabella seguente:

el/cheita:	PERMANENTI										VARIABLEI										SISMA												
	Pesi spalla STR	Spinte spalla STR	Pesi spalla EQU	Spinte spalla EQU	Pesi spalla SLE	Spinte spalla SLE	Pesi spalla	SISMA	Spinte spalla	SISMA	Pesi propri e	Perm. impalcato	Impalcato	Mobili k	Folla	Frenatura	Vento	Attrito	STR	Variable spalla	EQU	Variable spalla	SLE	Sisma X Spalla	Sisma Y Spalla	Sisma Z Spalla	Sisma X Impalcato	Sisma Y Impalcato	Sisma Z Impalcato				
tipo di carico	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	2 SP S133 SP ST11	Sx SP	Sy SP	Sz SP	Sx SP	Sy SP	Sz SP				
STR_0	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)			
STR_1	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)			
STR_2	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)			
STR_3	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)		
STR_4	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)		
STR_5	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)	135 (f)		
EQU_0	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)		
EQU_1	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)		
EQU_2	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	
EQU_3	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	
EQU_4	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	
EQU_5	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	11(0,90)	
Sisma X	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
Sisma Y	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
Sisma Z	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
SLE_rar	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
SLE_freq	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
SLE_qper	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Tabella 13 – Tabella di combinazione dei carichi

Note le sollecitazioni ultime risultanti ad intradosso platea, si procede alle verifiche di equilibrio di corpo rigido della spalla e al dimensionamento geotecnico delle colonne di jetting.

8.2.2 Risultati della verifica di equilibrio della fondazione

A partire dalle sollecitazioni ultime ad intradosso fondazione si procede alla verifica a capacità portante e a scorrimento, secondo quanto già illustrato nei capitoli precedenti:

Dati platea di fondazione

Tipo di fondazione:

Rettangolare

Tipo di verifica:

Drenata

Larghezza della platea lungo X

Bx = 8.00 m

Larghezza della platea lungo Y

By = 17.00 m

Altezza di scavo dal p.c.

D = 2.00 m

Inclinazione piano di posa lungo X

$\alpha_x = 0.00^\circ$ 0.0000 rad

Inclinazione piano di posa lungo Y

$\alpha_y = 0.00^\circ$ 0.0000 rad

Inclinazione p.c. a valle lungo X

$\beta_x = 0.00^\circ$ 0.0000 rad

Inclinazione p.c. a valle lungo Y

$\beta_y = 0.00^\circ$ 0.0000 rad

Profondità della falda dal p.p.

zw = 0.00 m

Rotazione plinto sul piano XY

$\chi = 0.000^\circ$

Punto di applicazione delle azioni esterne sulla palificata:

Baricentro platea

Sollecitazioni totali all'intradosso platea di fondazione per combinazione di carico

(Azioni applicate nel baricentro della platea)

Combinazioni		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Descrizione
N°	Tipo						
1	A1+M1+R3.	4728.81	0.00	-25000.75	-1622.37	-6204.74	Fx max e associati
2	A1+M1+R3.	3502.82	0.00	-18519.08	-1201.76	-4596.10	Fz max e associati
3	A1+M1+R3.	4668.61	0.00	-19013.53	-1068.50	-3602.92	Mx max e associati
4	A1+M1+R3.	4728.81	0.00	-19592.43	-1496.88	-2995.11	My max e associati
5	A1+M1+R3.	3502.82	0.00	-23950.84	-1193.98	-7796.35	Fx min e associati
6	A1+M1+R3.	4728.81	0.00	-24977.30	-1755.63	-6214.12	Mx min e associati
7	A1+M1+R3.	3502.82	0.00	-23927.39	-1327.24	-7805.73	My min e associati
8	A1+M1+R3.	5734.94	225.00	-27922.63	-4291.52	-3464.12	Fx max e associati
9	A1+M1+R3.	3869.57	225.00	-20413.13	-3293.78	-1546.29	Fz max e associati
10	A1+M1+R3.	4585.36	-225.00	-20907.58	818.18	-3365.61	Mx max e associati
11	A1+M1+R3.	5095.56	225.00	-21486.48	-3588.91	54.70	My max e associati
12	A1+M1+R3.	3419.57	-225.00	-25844.89	692.69	-7559.04	Fx min e associati
13	A1+M1+R3.	5284.94	-225.00	-27922.63	-312.82	-6276.62	Fy min e associati
14	A1+M1+R3.	5734.94	225.00	-27899.18	-7022.62	-3473.50	Mx min e associati
15	A1+M1+R3.	4058.95	-225.00	-26849.27	-17.69	-7877.61	My min e associati
16	A1+M1+R3.	5745.44	225.00	-28175.38	-2850.37	-3297.40	Fx max e associati
17	A1+M1+R3.	3880.07	225.00	-20665.88	-1852.63	-1379.57	Fz max e associati
18	A1+M1+R3.	4595.86	-225.00	-21160.33	2259.33	-3198.89	Mx max e associati
19	A1+M1+R3.	5106.06	225.00	-21739.23	-2147.76	221.42	My max e associati
20	A1+M1+R3.	3430.07	-225.00	-26097.64	2133.84	-7392.32	Fx min e associati
21	A1+M1+R3.	5295.44	-225.00	-28175.38	1128.33	-6109.90	Fy min e associati
22	A1+M1+R3.	5745.44	225.00	-28151.93	-5581.47	-3306.78	Mx min e associati
23	A1+M1+R3.	4069.45	-225.00	-27102.02	1423.46	-7710.89	My min e associati
24	A1+M1+R3.	5336.87	225.00	-27337.92	-1037.27	-3356.05	Fx max e associati
25	A1+M1+R3.	3855.14	225.00	-20445.11	-385.81	-1623.73	Fz max e associati
26	A1+M1+R3.	4570.92	-225.00	-20939.57	3726.15	-3443.05	Mx max e associati
27	A1+M1+R3.	5081.12	225.00	-21518.47	-680.94	-22.74	My max e associati
28	A1+M1+R3.	3405.14	-225.00	-25876.88	3600.66	-7636.48	Fx min e associati
29	A1+M1+R3.	4886.87	-225.00	-27337.92	2941.43	-6168.55	Fy min e associati
30	A1+M1+R3.	5336.87	225.00	-27314.47	-3118.91	-3365.43	Mx min e associati
31	A1+M1+R3.	3660.89	-225.00	-26264.56	3236.56	-7769.54	My min e associati
32	A1+M1+R3.	5476.37	375.00	-27085.17	-3804.66	-2585.27	Fx max e associati
33	A1+M1+R3.	3994.64	375.00	-20192.36	-3153.19	-852.96	Fz max e associati
34	A1+M1+R3.	4410.42	-375.00	-20686.82	3611.23	-4547.28	Mx max e associati
35	A1+M1+R3.	5220.62	375.00	-21265.72	-3448.32	748.03	My max e associati
36	A1+M1+R3.	3244.64	-375.00	-25624.13	3485.75	-8740.71	Fx min e associati
37	A1+M1+R3.	4726.37	-375.00	-27085.17	2826.51	-7272.77	Fy min e associati
38	A1+M1+R3.	5476.37	375.00	-27061.72	-5886.30	-2594.65	Mx min e associati
39	A1+M1+R3.	3500.39	-375.00	-26011.81	3121.64	-8873.76	My min e associati
40	A1+M1+R3.	5819.87	288.00	-26832.42	-4313.33	-539.50	Fx max e associati
41	A1+M1+R3.	4338.14	288.00	-19939.61	-3661.86	1192.82	Fz max e associati
42	A1+M1+R3.	5053.92	-162.00	-20434.07	450.10	-626.50	Mx max e associati
43	A1+M1+R3.	5564.12	288.00	-21012.97	-3956.99	2793.81	My max e associati
44	A1+M1+R3.	3888.14	-162.00	-25371.38	324.61	-4819.93	Fx min e associati
45	A1+M1+R3.	5369.87	-162.00	-26832.42	-334.62	-3352.00	Fy min e associati
46	A1+M1+R3.	5819.87	288.00	-26808.97	-6394.97	-548.88	Mx min e associati
47	A1+M1+R3.	4143.89	-162.00	-25759.06	-39.50	-4952.99	My min e associati

48	EQU	3853.11	0.00	-20370.98	-1321.93	-5055.71	Fx max e associati
49	EQU	3152.54	0.00	-16667.17	-1081.58	-4136.49	Fz max e associati
50	EQU	3818.71	0.00	-16949.72	-1005.43	-3568.96	Mx max e associati
51	EQU	3853.11	0.00	-17280.52	-1250.22	-3221.64	My max e associati
52	EQU	3152.54	0.00	-19771.04	-1077.14	-5965.21	Fx min e associati
53	EQU	3853.11	0.00	-20357.58	-1398.08	-5061.07	Mx min e associati
54	EQU	3152.54	0.00	-19757.64	-1153.29	-5970.57	My min e associati
55	EQU	4740.83	225.00	-23102.52	-3884.21	-2257.84	Fx max e associati
56	EQU	3519.29	225.00	-18561.22	-3173.60	-1086.68	Fz max e associati
57	EQU	3735.46	-225.00	-18843.77	881.24	-3331.65	Mx max e associati
58	EQU	4219.86	225.00	-19174.57	-3342.25	-171.83	My max e associati
59	EQU	3069.29	-225.00	-21665.09	809.54	-5727.90	Fx min e associati
60	EQU	4290.83	-225.00	-23102.52	94.50	-5070.34	Fy min e associati
61	EQU	4740.83	225.00	-23089.12	-6558.20	-2263.20	Mx min e associati
62	EQU	3590.26	-225.00	-22489.17	263.14	-5985.19	My min e associati
63	EQU	4751.33	225.00	-23355.27	-2443.05	-2091.11	Fx max e associati
64	EQU	3529.79	225.00	-18813.97	-1732.45	-919.96	Fz max e associati
65	EQU	3745.96	-225.00	-19096.52	2322.40	-3164.93	Mx max e associati
66	EQU	4230.36	225.00	-19427.32	-1901.10	-5.11	My max e associati
67	EQU	3079.79	-225.00	-21917.84	2250.69	-5561.17	Fx min e associati
68	EQU	4301.33	-225.00	-23355.27	1535.65	-4903.61	Fy min e associati
69	EQU	4751.33	225.00	-23341.87	-5117.05	-2096.47	Mx min e associati
70	EQU	3600.76	-225.00	-22741.92	1704.29	-5818.47	My min e associati
71	EQU	4413.81	225.00	-22632.02	-694.08	-2184.12	Fx max e associati
72	EQU	3504.85	225.00	-18593.21	-265.63	-1164.12	Fz max e associati
73	EQU	3721.02	-225.00	-18875.75	3789.22	-3409.09	Mx max e associati
74	EQU	4205.42	225.00	-19206.55	-434.28	-249.27	My max e associati
75	EQU	3054.85	-225.00	-21697.07	3717.51	-5805.34	Fx min e associati
76	EQU	3963.81	-225.00	-22632.02	3284.62	-4996.62	Fy min e associati
77	EQU	4413.81	225.00	-22618.62	-2718.62	-2189.48	Mx min e associati
78	EQU	3263.24	-225.00	-22018.67	3453.26	-5911.47	My min e associati
79	EQU	4553.31	375.00	-22379.27	-3461.47	-1413.34	Fx max e associati
80	EQU	3644.35	375.00	-18340.46	-3033.02	-393.35	Fz max e associati
81	EQU	3560.52	-375.00	-18623.00	3674.30	-4513.32	Mx max e associati
82	EQU	4344.92	375.00	-18953.80	-3201.66	521.50	My max e associati
83	EQU	2894.35	-375.00	-21444.32	3602.59	-6909.56	Fx min e associati
84	EQU	3803.31	-375.00	-22379.27	3169.70	-6100.84	Fy min e associati
85	EQU	4553.31	375.00	-22365.87	-5486.00	-1418.70	Mx min e associati
86	EQU	3102.74	-375.00	-21765.92	3338.35	-7015.70	My min e associati
87	EQU	4896.81	288.00	-22126.52	-3970.14	632.43	Fx max e associati
88	EQU	3987.85	288.00	-18087.71	-3541.69	1652.43	Fz max e associati
89	EQU	4204.02	-162.00	-18370.25	513.16	-592.54	Mx max e associati
90	EQU	4688.42	288.00	-18701.05	-3710.33	2567.28	My max e associati
91	EQU	3537.85	-162.00	-21191.57	441.46	-2988.79	Fx min e associati
92	EQU	4446.81	-162.00	-22126.52	8.56	-2180.07	Fy min e associati
93	EQU	4896.81	288.00	-22113.12	-5994.67	627.07	Mx min e associati
94	EQU	3746.24	-162.00	-21513.17	177.21	-3094.92	My min e associati
95	SISMA	8759.05	2113.21	-19333.45	-12820.65	22374.96	Fx max e associati
96	SISMA	7974.97	2113.21	-18517.20	-12570.92	22746.71	Fy max e associati
97	SISMA	5957.19	-72.73	-17053.64	3053.87	8905.60	Fz max e associati
98	SISMA	5957.19	-1608.76	-17053.64	7065.80	8905.60	Mx max e associati
99	SISMA	7974.97	2113.21	-17749.19	-12550.75	23106.55	My max e associati
100	SISMA	5957.19	-72.73	-17821.66	3033.71	8545.75	Fx min e associati
101	SISMA	5957.19	-1608.76	-17821.66	7045.64	8545.75	Fy min e associati
102	SISMA	6741.26	-72.73	-18637.91	2783.98	8174.01	Mz min e associati
103	SISMA	5985.49	3905.24	-18936.89	-17501.23	15658.79	Fx max e associati
104	SISMA	5750.27	3905.24	-18692.02	-17426.31	15770.32	Fy max e associati
105	SISMA	3732.48	1719.30	-17228.45	-1801.52	1929.20	Fz max e associati
106	SISMA	3732.48	-3400.79	-17228.45	11571.57	1929.20	Mx max e associati
107	SISMA	5750.27	3905.24	-17924.00	-17406.15	16130.16	My max e associati
108	SISMA	3732.48	1719.30	-17996.47	-1821.69	1569.36	Fx min e associati
109	SISMA	3732.48	-3400.79	-17996.47	11551.41	1569.36	Fy min e associati
110	SISMA	3967.70	1719.30	-18241.34	-1896.61	1457.84	My min e associati
111	SISMA	5985.49	2113.21	-19832.91	-12844.18	15238.97	Fx max e associati
112	SISMA	5750.27	2113.21	-19588.03	-12769.26	15350.50	Fy max e associati
113	SISMA	3732.48	-72.73	-16332.44	2902.59	2349.02	Fz max e associati
114	SISMA	3732.48	-1608.76	-16332.44	6914.52	2349.02	Mx max e associati
115	SISMA	5750.27	2113.21	-17027.98	-12702.03	16549.98	My max e associati
116	SISMA	3732.48	-72.73	-18892.49	2835.37	1149.54	Fx min e associati
117	SISMA	3732.48	-1608.76	-18892.49	6847.30	1149.54	Fy min e associati
118	SISMA	3967.70	-72.73	-19137.36	2760.45	1038.02	My min e associati

119	S.L.E.	4086.78	150.00	-20142.34	-2905.66	-2917.29	Fx max e associati
120	S.L.E.	3786.78	-150.00	-20142.34	-253.19	-4792.29	Mx max e associati
121	S.L.E.	4086.78	150.00	-20142.34	-4348.90	-2917.29	Mx min e associati
122	S.L.E.	3992.03	50.00	-20268.71	-1300.92	-3458.92	Fx max e associati
123	S.L.E.	3892.03	-50.00	-20268.71	-416.77	-4083.92	Mx max e associati
124	S.L.E.	3992.03	50.00	-20268.71	-2744.17	-3458.92	Mx min e associati
125	S.L.E.	3502.82	0.00	-18519.08	-1201.76	-4596.10	Fx max e associati

Legenda:

Fx = Azione orizzontale lungo X

Fy = Azione orizzontale lungo Y

Fz = Azione verticale lungo Z (negativa se di compressione)

Mx = Momento flettente attorno all'asse X

My = Momento flettente attorno all'asse Y

ex = Eccentricità rispetto ad X

ey = Eccentricità rispetto ad Y

Tipo di opera: **Spalla/muro**

Coefficienti parziali	A1+M1+R3.	EQU	SISMA	S.L.D.	S.L.E.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.00	1.40	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.00	1.10	1.00	1.00
Azioni permanenti	1.30	0.90	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili	1.50	1.35	0.00	1.00	1.00

Stratigrafia di calcolo:

Tipologia stratigrafica:

Profondità iniziale dal p.f.:

Unità 1
Zl = 0.00 m

Profondità finale dal p.f.:

ZF = 50.00 m

Peso specifico:

γ = 20.00 KN/m³

Peso specifico saturo:

γ_{sat} = 20.00 KN/m³

Parametri ridotti:

Peso specifico efficace:

γ' = 10.00 KN/m³

Angolo di attrito efficace:

ϕ = 33.00 °

ϕ_r = 33.00

Coesione drenata:

c' = 150.00 kPa

c'r = 150.00

Coesione non drenata:

cu = 0 kPa

cur = 0.00

Modulo elastico:

E = 200 Mpa

Coefficiente di Poisson:

ν = 0.25

Coefficiente di Poisson non drenato:

ν_u = 0.00

Numero medio di colpi prove SPT

Nspt = 50.0

Numero medio di colpi prove SPT di progetto

N'spt = 62.5

Andamento di Nspt con la profondità

Costante

Costante

R = 0.2

Costante

R₃ = 0.3

Tempo a partire dall'applicazione del carico (>3 anni)

t = 100 anni

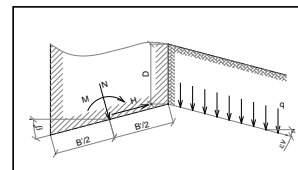
100 anni

Profondità strato incompressibile:

H = 0.00 m

Fattori di capacità portante

N_c = 38.64 Condizioni drenate
N_q = 26.09
N_γ = 24.44



Fattori correttivi di Brinch-Hansen (R. Lancellotta)

	Lungo X		Lungo Y	
	Valore	Equazione	Valore	Equazione
Condizioni drenate	s _q =	1.21	s _q =	2.15
	s _γ =	0.86	s _γ =	-0.12
	s _c =	1.21	s _c =	2.15
	d _q =	1.07	d _q =	1.03
	d _γ =	1.00	d _γ =	1.00
	d _c =	1.07	d _c =	1.03
	i _q =	0.82	i _q =	1.00
	i _γ =	0.75	i _γ =	0.99
	i _c =	0.82	i _c =	1.00
	b _q =	1.00	b _q =	1.00
	b _c =	1.00	b _c =	1.00
	b _γ =	1.00	b _γ =	1.00
g _q =	1.00	g _q =	1.00	
g _c =	1.00	g _c =	1.00	
g _γ =	1.00	g _γ =	1.00	

Fattori di forma

Fattori di profondità

Fattori di inclinazione di carico

Fattori di inclinazione della fondazione

Fattori di inclinazione piano di posa

Verifica a Rottura (Viggiani)

$I_{rx,crit} = 147.43$ Indice di rigidezza critico lungo X - Condizioni drenata
 $I_{ry,crit} = 37.70$ Indice di rigidezza critico lungo Y - Condizioni drenata

Rottura in condizioni drenate:

$E = 200000$ Kpa
 $\nu = 0.25$
 $G = 80000.00$ Kpa
 $I_{rx} = 424.15 > I_{r,crit}$ - Rottura generale lungo X
 $I_{ry} = 368.24 > I_{r,crit}$ - Rottura generale lungo Y

{	Parametri di punzonamento lungo X:	{	Parametri di punzonamento lungo Y:
	$\Psi_q = 1.00$		$\Psi_q = 1.00$
	$\Psi_c = 1.00$		$\Psi_c = 1.00$
	$\Psi_\gamma = 1.00$		$\Psi_\gamma = 1.00$

Verifiche allo SLU

Combinazioni		Capacità portante			Scorrim.		Descrizione
		q_{sd} (kPa)	q_{Rd} (D) (kPa)	q_{Rd} (U) (kPa)	FS_{eff}	FS_{eff}	
1	A1+M1+R3.	-197.50	5047.93	-	25.56	3.12	Fx max e associati
2	A1+M1+R3.	-146.29	5265.00	-	35.99	3.12	Fz max e associati
3	A1+M1+R3.	-147.73	4928.21	-	33.36	2.40	Mx max e associati
4	A1+M1+R3.	-151.15	4942.06	-	32.70	2.45	My max e associati
5	A1+M1+R3.	-192.84	5355.57	-	27.77	4.04	Fx min e associati
6	A1+M1+R3.	-197.47	5047.08	-	25.56	3.12	Mx min e associati
7	A1+M1+R3.	-192.82	5354.92	-	27.77	4.03	My min e associati
8	A1+M1+R3.	-215.79	4896.91	-	22.69	2.87	Fx max e associati
9	A1+M1+R3.	-155.95	5262.33	-	33.74	3.11	Fz max e associati
10	A1+M1+R3.	-160.92	5018.92	-	31.19	2.69	Mx max e associati
11	A1+M1+R3.	-161.26	4948.51	-	30.69	2.49	My max e associati
12	A1+M1+R3.	-205.68	5428.89	-	26.40	4.45	Fx min e associati
13	A1+M1+R3.	-217.83	4976.05	-	22.84	3.12	Fy min e associati
14	A1+M1+R3.	-218.19	4894.98	-	22.43	2.87	Mx min e associati
15	A1+M1+R3.	-213.06	5261.27	-	24.69	3.90	My min e associati
16	A1+M1+R3.	-215.99	4904.09	-	22.71	2.89	Fx max e associati
17	A1+M1+R3.	-156.18	5268.52	-	33.73	3.14	Fz max e associati
18	A1+M1+R3.	-163.76	5025.78	-	30.69	2.71	Mx max e associati
19	A1+M1+R3.	-162.14	4950.79	-	30.53	2.51	My max e associati
20	A1+M1+R3.	-208.52	5435.48	-	26.07	4.48	Fx min e associati
21	A1+M1+R3.	-220.08	4982.38	-	22.64	3.14	Fy min e associati
22	A1+M1+R3.	-218.36	4902.24	-	22.45	2.89	Mx min e associati
23	A1+M1+R3.	-215.87	5267.72	-	24.40	3.93	My min e associati
24	A1+M1+R3.	-208.31	4988.31	-	23.95	3.02	Fx max e associati
25	A1+M1+R3.	-153.72	5265.65	-	34.26	3.13	Fz max e associati
26	A1+M1+R3.	-164.00	5020.72	-	30.61	2.70	Mx max e associati
27	A1+M1+R3.	-158.86	4957.09	-	31.20	2.50	My max e associati
28	A1+M1+R3.	-208.85	5435.94	-	26.03	4.48	Fx min e associati
29	A1+M1+R3.	-216	5068.40	-	23.49	3.30	Fy min e associati
30	A1+M1+R3.	-210	4987.05	-	23.74	3.02	Mx min e associati
31	A1+M1+R3.	-212	5366.37	-	25.36	4.23	My min e associati
32	A1+M1+R3.	-207	4954.48	-	23.88	2.91	Fx max e associati
33	A1+M1+R3.	-153	5230.44	-	34.22	2.97	Fz max e associati
34	A1+M1+R3.	-164	5039.05	-	30.66	2.76	Mx max e associati
35	A1+M1+R3.	-161	4891.23	-	30.41	2.40	My max e associati
36	A1+M1+R3.	-209	5461.68	-	26.09	4.63	Fx min e associati
37	A1+M1+R3.	-216	5089.11	-	23.55	3.37	Fy min e associati
38	A1+M1+R3.	-209	4952.99	-	23.67	2.91	Mx min e associati
39	A1+M1+R3.	-212	5391.13	-	25.42	4.36	My min e associati
40	A1+M1+R3.	-202	4887.83	-	24.18	2.72	Fx max e associati
41	A1+M1+R3.	-152	5109.07	-	33.58	2.71	Fz max e associati
42	A1+M1+R3.	-152	4922.22	-	32.42	2.39	Mx max e associati
43	A1+M1+R3.	-163	4741.40	-	29.01	2.23	My max e associati
44	A1+M1+R3.	-196	5320.48	-	27.12	3.85	Fx min e associati
45	A1+M1+R3.	-204	4966.62	-	24.35	2.95	Fy min e associati
46	A1+M1+R3.	-204	4885.83	-	23.97	2.72	Mx min e associati
47	A1+M1+R3.	-199	5253.52	-	26.40	3.67	My min e associati

48	EQU	-161	7274.84	-	45.21	3.43	Fx max e associati
49	EQU	-132	7476.20	-	56.78	3.43	Fz max e associati
50	EQU	-132	7187.64	-	54.25	2.88	Mx max e associati
51	EQU	-134	7198.56	-	53.55	2.91	My max e associati
52	EQU	-158	7545.05	-	47.68	4.07	Fx min e associati
53	EQU	-161	7274.13	-	45.21	3.43	Mx min e associati
54	EQU	-158	7544.46	-	47.68	4.07	My min e associati
55	EQU	-178	7078.47	-	39.85	3.16	Fx max e associati
56	EQU	-141	7474.14	-	52.88	3.42	Fz max e associati
57	EQU	-146	7314.60	-	50.18	3.27	Mx max e associati
58	EQU	-144	7206.75	-	49.96	2.95	My max e associati
59	EQU	-171	7656.76	-	44.69	4.57	Fx min e associati
60	EQU	-180	7195.04	-	40.01	3.49	Fy min e associati
61	EQU	-180	7076.51	-	39.30	3.16	Mx min e associati
62	EQU	-177	7447.11	-	41.98	4.06	My min e associati
63	EQU	-178	7088.77	-	39.86	3.19	Fx max e associati
64	EQU	-142	7482.51	-	52.85	3.45	Fz max e associati
65	EQU	-149	7325.06	-	49.29	3.30	Mx max e associati
66	EQU	-145	7217.65	-	49.94	2.98	My max e associati
67	EQU	-174	7667.07	-	44.02	4.61	Fx min e associati
68	EQU	-183	7204.58	-	39.44	3.52	Fy min e associati
69	EQU	-180	7086.93	-	39.32	3.19	Mx min e associati
70	EQU	-180	7457.12	-	41.37	4.09	My min e associati
71	EQU	-171	7197.95	-	42.06	3.33	Fx max e associati
72	EQU	-139	7478.09	-	53.75	3.44	Fz max e associati
73	EQU	-149	7319.96	-	49.17	3.29	Mx max e associati
74	EQU	-142	7213.91	-	50.78	2.96	My max e associati
75	EQU	-174	7667.31	-	43.94	4.60	Fx min e associati
76	EQU	-179	7317.22	-	40.83	3.70	Fy min e associati
77	EQU	-173	7196.97	-	41.63	3.32	Mx min e associati
78	EQU	-177	7580.48	-	42.87	4.37	My min e associati
79	EQU	-170	7148.69	-	41.98	3.18	Fx max e associati
80	EQU	-138	7428.95	-	53.73	3.25	Fz max e associati
81	EQU	-149	7348.63	-	49.24	3.38	Mx max e associati
82	EQU	-143	7130.91	-	49.80	2.82	My max e associati
83	EQU	-175	7703.60	-	44.03	4.77	Fx min e associati
84	EQU	-180	7348.18	-	40.92	3.80	Fy min e associati
85	EQU	-172	7147.29	-	41.54	3.18	Mx min e associati
86	EQU	-177	7615.46	-	42.96	4.52	My min e associati
87	EQU	-167	7018.03	-	41.92	2.93	Fx max e associati
88	EQU	-139	7220.27	-	51.83	2.94	Fz max e associati
89	EQU	-137	7172.35	-	52.50	2.84	Mx max e associati
90	EQU	-146	6902.63	-	47.34	2.59	My max e associati
91	EQU	-162	7501.08	-	46.33	3.89	Fx min e associati
92	EQU	-167	7166.19	-	42.96	3.23	Fy min e associati
93	EQU	-169	7015.80	-	41.48	2.93	Mx min e associati
94	EQU	-164	7417.74	-	45.16	3.73	My min e associati
95	SISMA	-217	3277.11	-	15.10	1.27	Fx max e associati
96	SISMA	-214	3402.75	-	15.93	1.33	Fy max e associati
97	SISMA	-147	4306.82	-	29.23	1.69	Fz max e associati
98	SISMA	-152	4284.77	-	28.26	1.63	Mx max e associati
99	SISMA	-211	3318.66	-	15.73	1.27	My max e associati
100	SISMA	-152	4358.56	-	28.69	1.77	Fx min e associati
101	SISMA	-156	4338.31	-	27.78	1.71	Fy min e associati
102	SISMA	-157	4184.87	-	26.71	1.63	My min e associati
103	SISMA	-197	4171.05	-	21.18	1.56	Fx max e associati
104	SISMA	-196	4225.69	-	21.60	1.59	Fy max e associati
105	SISMA	-132	5202.65	-	39.43	2.48	Fz max e associati
106	SISMA	-142	5186.38	-	36.65	2.01	Mx max e associati
107	SISMA	-192	4161.26	-	21.67	1.52	My max e associati
108	SISMA	-137	5233.14	-	38.22	2.59	Fx min e associati
109	SISMA	-146	5219.27	-	35.67	2.10	Fy min e associati
110	SISMA	-139	5165.76	-	37.28	2.49	My min e associati
111	SISMA	-195	4261.99	-	21.81	1.84	Fx max e associati
112	SISMA	-194	4316.41	-	22.25	1.89	Fy max e associati
113	SISMA	-127	5173.36	-	40.66	2.58	Fz max e associati
114	SISMA	-131	5161.62	-	39.37	2.37	Mx max e associati
115	SISMA	-181	4107.61	-	22.66	1.64	My max e associati
116	SISMA	-144	5276.18	-	36.74	2.99	Fx min e associati
117	SISMA	-147	5267.55	-	35.75	2.74	Fy min e associati
118	SISMA	-145	5208.91	-	35.90	2.85	My min e associati
					FSmin =	15.10	1.27

Legenda:

q_{sd} = carico agente ultimo

$q_{Rd}(D)$ = capacità portante ultima drenata

$q_{Rd}(U)$ = capacità portante ultima non drenata

FS_{eff} = fattore di sicurezza effettivo

Calcolo di cedimenti, spostamenti e rotazioni

Combinazioni		Cedimenti	
		w (D) (mm)	w (U) (mm)
N°	Tipo		
119	S.L.E.	-4.97	-
120	S.L.E.	-4.89	-
121	S.L.E.	-6.33	-
122	S.L.E.	-6.30	-
123	S.L.E.	-6.30	-
124	S.L.E.	-6.35	-
125	S.L.E.	-5.78	-
FSmin =		-6.35	-

Legenda:

q_{sd} = carico agente ultimo

w (D) = cedimento in condizioni drenate

w (U) = cedimento in condizione non drenate

Tabella 14 – Tabulato di verifica capacità portante e scorrimento

4.32	3.24	4.94
------	------	------

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO									Ribaltamento		
n.ro	cmb	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx,stab kNm	My,stab kNm	Mz,stab kNm	Mx,inst kNm	FSx	FSy	FSxy
1	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
2	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
3	STR 0	3502.8	0.0	-18519.1	144759.4	11438.8	-92304.9	-2572.1	12.66	35.89	14.64
4	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
5	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
6	STR 0	4668.6	0.0	-18990.1	144759.4	15442.4	-92304.9	-3472.3	9.37	26.58	10.85
7	STR 0	3563.0	0.0	-24529.7	195425.1	11438.8	-124611.6	-2572.1	17.08	48.45	19.77
8	STR 0	3502.8	0.0	-23950.8	190937.2	11438.8	-122903.8	-2572.1	16.69	47.78	19.37
9	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
10	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
11	STR 0	4668.6	0.0	-18990.1	144759.4	15442.4	-92304.9	-3472.3	9.37	26.58	10.85
12	STR 0	3563.0	0.0	-24529.7	195425.1	11438.8	-124611.6	-2572.1	17.08	48.45	19.77
13	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
14	STR 0	4728.8	0.0	-25000.8	195425.1	15442.4	-124611.6	-3472.3	12.66	35.89	14.64
15	STR 1	5734.9	225.0	-27922.6	201388.8	31632.4	-129324.8	-7706.0	6.37	16.78	7.35
16	STR 1	5734.9	225.0	-27922.6	201388.8	31632.4	-129324.8	-7706.0	6.37	16.78	7.35
17	STR 1	3869.6	225.0	-20413.1	144759.4	25433.1	-92304.9	-7098.5	5.69	13.00	6.50
18	STR 1	5734.9	225.0	-27922.6	201388.8	31632.4	-129324.8	-7706.0	6.37	16.78	7.35
19	STR 1	5284.9	-225.0	-27922.6	201388.8	35612.9	-129324.8	-10518.5	5.65	12.29	6.45
20	STR 1	5035.4	225.0	-20884.1	144759.4	29436.7	-92304.9	-7998.7	4.92	11.54	5.63
21	STR 1	4569.1	225.0	-27451.6	201388.8	27628.9	-129324.8	-6805.8	7.29	19.00	8.41
22	STR 1	3419.6	-225.0	-25844.9	190937.2	29413.6	-122903.8	-9911.0	6.49	12.40	7.32
23	STR 1	5284.9	-225.0	-27922.6	201388.8	35612.9	-129324.8	-10518.5	5.65	12.29	6.45
24	STR 1	5734.9	225.0	-27922.6	201388.8	31632.4	-129324.8	-7706.0	6.37	16.78	7.35
25	STR 1	5035.4	225.0	-20884.1	144759.4	29436.7	-92304.9	-7998.7	4.92	11.54	5.63
26	STR 1	3929.8	225.0	-26423.8	195425.1	22831.2	-124611.6	-7098.5	8.56	17.55	9.69
27	STR 1	5734.9	225.0	-27922.6	201388.8	31632.4	-129324.8	-7706.0	6.37	16.78	7.35
28	STR 1	4645.6	-225.0	-26894.8	195425.1	33417.2	-124611.6	-10811.2	5.85	11.53	6.60
29	STR 2	5745.4	225.0	-28175.4	201388.8	35222.6	-129324.8	-8550.3	5.72	15.13	6.60
30	STR 2	5745.4	225.0	-28175.4	201388.8	35222.6	-129324.8	-8550.3	5.72	15.13	6.60
31	STR 2	3880.1	225.0	-20665.9	144759.4	29023.3	-92304.9	-7942.8	4.99	11.62	5.71
32	STR 2	5745.4	225.0	-28175.4	201388.8	35222.6	-129324.8	-8550.3	5.72	15.13	6.60
33	STR 2	5295.4	-225.0	-28175.4	201388.8	39203.1	-129324.8	-11362.8	5.14	11.38	5.86
34	STR 2	5045.9	225.0	-21136.9	144759.4	33026.8	-92304.9	-8843.0	4.38	10.44	5.02
35	STR 2	4579.6	225.0	-27704.4	201388.8	31219.0	-129324.8	-7650.1	6.45	16.91	7.45
36	STR 2	3430.1	-225.0	-26097.6	190937.2	33003.8	-122903.8	-10755.3	5.79	11.43	6.54
37	STR 2	5295.4	-225.0	-28175.4	201388.8	39203.1	-129324.8	-11362.8	5.14	11.38	5.86
38	STR 2	5745.4	225.0	-28175.4	201388.8	35222.6	-129324.8	-8550.3	5.72	15.13	6.60
39	STR 2	5045.9	225.0	-21136.9	144759.4	33026.8	-92304.9	-8843.0	4.38	10.44	5.02
40	STR 2	3940.3	225.0	-26676.5	195425.1	26421.4	-124611.6	-7942.8	7.40	15.69	8.40
41	STR 2	5745.4	225.0	-28175.4	201388.8	35222.6	-129324.8	-8550.3	5.72	15.13	6.60
42	STR 2	4656.1	-225.0	-27147.6	195425.1	37007.3	-124611.6	-11655.5	5.28	10.69	5.97
43	STR 3	5336.9	225.0	-27337.9	197810.6	33499.1	-126496.8	-8087.0	5.90	15.64	6.81
44	STR 3	5336.9	225.0	-27337.9	197810.6	33499.1	-126496.8	-8087.0	5.90	15.64	6.81
45	STR 3	3855.1	225.0	-20445.1	144759.4	28617.3	-92304.9	-7303.9	5.06	12.64	5.81
46	STR 3	5336.9	225.0	-27337.9	197810.6	33499.1	-126496.8	-8087.0	5.90	15.64	6.81
47	STR 3	4886.9	-225.0	-27337.9	197810.6	37479.7	-126496.8	-10899.5	5.28	11.61	6.02
48	STR 3	5020.9	225.0	-20916.1	144759.4	32620.8	-92304.9	-8204.1	4.44	11.25	5.10
49	STR 3	4171.1	225.0	-26866.9	197810.6	29495.6	-126496.8	-7186.8	6.71	17.60	7.73
50	STR 3	3405.1	-225.0	-25876.9	190937.2	32597.8	-122903.8	-10116.4	5.86	12.15	6.65
51	STR 3	4886.9	-225.0	-27337.9	197810.6	37479.7	-126496.8	-10899.5	5.28	11.61	6.02
52	STR 3	5336.9	225.0	-27337.9	197810.6	33499.1	-126496.8	-8087.0	5.90	15.64	6.81
53	STR 3	5020.9	225.0	-20916.1	144759.4	32620.8	-92304.9	-8204.1	4.44	11.25	5.10
54	STR 3	3915.3	225.0	-26455.8	195425.1	26665.9	-124611.6	-7303.9	7.33	17.06	8.38
55	STR 3	5336.9	225.0	-27337.9	197810.6	33499.1	-126496.8	-8087.0	5.90	15.64	6.81
56	STR 3	4631.1	-225.0	-26926.8	195425.1	36601.4	-124611.6	-11016.6	5.34	11.31	6.06
57	STR 4	5476.4	375.0	-27085.2	197810.6	28582.2	-126496.8	-6305.3	6.92	20.06	8.02
58	STR 4	5476.4	375.0	-27085.2	197810.6	28582.2	-126496.8	-6305.3	6.92	20.06	8.02
59	STR 4	3994.6	375.0	-20192.4	144759.4	23700.3	-92304.9	-5522.1	6.11	16.72	7.06
60	STR 4	5476.4	375.0	-27085.2	197810.6	28582.2	-126496.8	-6305.3	6.92	20.06	8.02
61	STR 4	4726.4	-375.0	-27085.2	197810.6	35216.3	-126496.8	-10992.8	5.62	11.51	6.36
62	STR 4	5160.4	375.0	-20663.4	144759.4	27703.9	-92304.9	-6422.3	5.23	14.37	6.04
63	STR 4	4310.6	375.0	-26614.2	197810.6	24578.6	-126496.8	-5405.0	8.05	23.40	9.33
64	STR 4	3244.6	-375.0	-25624.1	190937.2	30334.5	-122903.8	-10209.6	6.29	12.04	7.09
65	STR 4	4726.4	-375.0	-27085.2	197810.6	35216.3	-126496.8	-10992.8	5.62	11.51	6.36
66	STR 4	5476.4	375.0	-27085.2	197810.6	28582.2	-126496.8	-6305.3	6.92	20.06	8.02
67	STR 4	5160.4	375.0	-20663.4	144759.4	27703.9	-92304.9	-6422.3	5.23	14.37	6.04
68	STR 4	4054.8	375.0	-26203.0	195425.1	21748.9	-124611.6	-5522.1	8.99	22.57	10.33
69	STR 4	5476.4	375.0	-27085.2	197810.6	28582.2	-126496.8	-6305.3	6.92	20.06	8.02
70	STR 4	4470.6	-375.0	-26674.0	195425.1	34338.0	-124611.6	-11109.8	5.69	11.22	6.42
71	STR 5	5819.9	288.0	-26832.4	197810.6	25925.1	-126496.8	-3248.5	7.63	38.94	8.99
72	STR 5	5819.9	288.0	-26832.4	197810.6	25925.1	-126496.8	-3248.5	7.63	38.94	8.99
73	STR 5	4338.1	288.0	-19939.6	144759.4	21043.2	-92304.9	-2465.3	6.88	37.44	8.10
74	STR 5	5819.9	288.0	-26832.4	197810.6	25925.1	-126496.8	-3248.5	7.63	38.94	8.99
75	STR 5	5369.9	-162.0	-26832.4	197810.6	29905.6	-126496.8	-6061.0	6.61	20.87	7.69
76	STR 5	5503.9	288.0	-20410.6	144759.4	25046.8	-92304.9	-3365.6	5.78	27.43	6.79
77	STR 5	4654.1	288.0	-26361.4	197810.6	21921.5	-126496.8	-2348.2	9.02	53.87	10.65
78	STR 5	3888.1	-162.0	-25371.4	190937.2	25023.7	-122903.8	-5277.8	7.63	23.29	8.88
79	STR 5	5369.9	-162.0	-26832.4	197810.6	29905.6	-126496.8	-6061.0	6.61	20.87	7.69
80	STR 5	5819.9	288.0	-26832.4	197810.6	25925.1	-126496.8	-3248.5	7.63	38.94	8.99
81	STR 5	5503.9	288.0	-20410.6	144759.4	25046.8	-92304.9	-3365.6	5.78	27.43	6.79
82	STR 5	4398.3	288.0	-25950.3	195425.1	19091.8	-124611.6	-2465.3	10.24	50.55	12.04
83	STR 5	5819.9	288.0	-26832.4	197810.6	25925.1	-126496.8	-3248.5	7.63	38.94	8.99
84	STR 5	5114.1	-162.0	-26421.3	195425.1	29027.3	-124611.6	-6178.1	6.73	20.17	7.81

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO									Ribaltamento		
n.ro	cmb	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx,stab kNm	Mx,inst kNm	My,stab kNm	My,inst kNm	FSx	FSy	FSxy
85	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
86	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
87	EQU 0	3152.5	0.0	-16667.2	130283.4	10294.9	-83074.4	-2314.9	12.66	35.89	14.64
88	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
89	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
90	EQU 0	3818.7	0.0	-16936.3	130283.4	12582.7	-83074.4	-2829.3	10.35	29.36	11.98
91	EQU 0	3186.9	0.0	-20101.8	159235.3	10294.9	-101535.4	-2314.9	15.47	43.86	17.90
92	EQU 0	3152.5	0.0	-19771.0	156670.8	10294.9	-100559.5	-2314.9	15.22	43.44	17.64
93	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
94	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
95	EQU 0	3818.7	0.0	-16936.3	130283.4	12582.7	-83074.4	-2829.3	10.35	29.36	11.98
96	EQU 0	3186.9	0.0	-20101.8	159235.3	10294.9	-101535.4	-2314.9	15.47	43.86	17.90
97	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
98	EQU 0	3853.1	0.0	-20371.0	159235.3	12582.7	-101535.4	-2829.3	12.66	35.89	14.64
99	EQU 1	4740.8	225.0	-23102.5	164094.5	28366.1	-105375.7	-7117.2	5.78	14.81	6.67
100	EQU 1	4740.8	225.0	-23102.5	164094.5	28366.1	-105375.7	-7117.2	5.78	14.81	6.67
101	EQU 1	3519.3	225.0	-18561.2	130283.4	24289.2	-83074.4	-6841.3	5.36	12.14	6.12
102	EQU 1	4740.8	225.0	-23102.5	164094.5	28366.1	-105375.7	-7117.2	5.78	14.81	6.67
103	EQU 1	4290.8	-225.0	-23102.5	164094.5	32346.6	-105375.7	-9929.7	5.07	10.61	5.76
104	EQU 1	4185.5	225.0	-18830.4	130283.4	26577.0	-83074.4	-7355.7	4.90	11.29	5.60
105	EQU 1	4074.7	225.0	-22833.4	164094.5	26078.4	-105375.7	-6602.8	6.29	15.96	7.25
106	EQU 1	3069.3	-225.0	-21665.1	156670.8	28269.7	-100559.5	-9653.8	5.54	10.42	6.23
107	EQU 1	4290.8	-225.0	-23102.5	164094.5	32346.6	-105375.7	-9929.7	5.07	10.61	5.76
108	EQU 1	4740.8	225.0	-23102.5	164094.5	28366.1	-105375.7	-7117.2	5.78	14.81	6.67
109	EQU 1	4185.5	225.0	-18830.4	130283.4	26577.0	-83074.4	-7355.7	4.90	11.29	5.60
110	EQU 1	3553.7	225.0	-21995.9	159235.3	21687.3	-101535.4	-6841.3	7.34	14.84	8.30
111	EQU 1	4740.8	225.0	-23102.5	164094.5	28366.1	-105375.7	-7117.2	5.78	14.81	6.67
112	EQU 1	3769.9	-225.0	-22265.0	159235.3	30557.5	-101535.4	-10168.2	5.21	9.99	5.86
113	EQU 2	4751.3	225.0	-23355.3	164094.5	31956.3	-105375.7	-7961.5	5.13	13.24	5.92
114	EQU 2	4751.3	225.0	-23355.3	164094.5	31956.3	-105375.7	-7961.5	5.13	13.24	5.92
115	EQU 2	3529.8	225.0	-18814.0	130283.4	27879.4	-83074.4	-7685.6	4.67	10.81	5.34
116	EQU 2	4751.3	225.0	-23355.3	164094.5	31956.3	-105375.7	-7961.5	5.13	13.24	5.92
117	EQU 2	4301.3	-225.0	-23355.3	164094.5	35936.8	-105375.7	-10774.0	4.57	9.78	5.20
118	EQU 2	4196.0	225.0	-19083.1	130283.4	30167.1	-83074.4	-8200.0	4.32	10.13	4.94
119	EQU 2	4085.2	225.0	-23086.1	164094.5	29668.5	-105375.7	-7447.1	5.53	14.15	6.38
120	EQU 2	3079.8	-225.0	-21917.8	156670.8	31859.9	-100559.5	-10498.1	4.92	9.58	5.55
121	EQU 2	4301.3	-225.0	-23355.3	164094.5	35936.8	-105375.7	-10774.0	4.57	9.78	5.20
122	EQU 2	4751.3	225.0	-23355.3	164094.5	31956.3	-105375.7	-7961.5	5.13	13.24	5.92
123	EQU 2	4196.0	225.0	-19083.1	130283.4	30167.1	-83074.4	-8200.0	4.32	10.13	4.94
124	EQU 2	3564.2	225.0	-22248.6	159235.3	25277.5	-101535.4	-7685.6	6.30	13.21	7.15
125	EQU 2	4751.3	225.0	-23355.3	164094.5	31956.3	-105375.7	-7961.5	5.13	13.24	5.92
126	EQU 2	3780.4	-225.0	-22517.8	159235.3	34147.6	-101535.4	-11012.5	4.66	9.22	5.26
127	EQU 3	4413.8	225.0	-22632.0	161179.0	30476.8	-103071.5	-7465.7	5.29	13.81	6.10
128	EQU 3	4413.8	225.0	-22632.0	161179.0	30476.8	-103071.5	-7465.7	5.29	13.81	6.10
129	EQU 3	3504.9	225.0	-18593.2	130283.4	27473.4	-83074.4	-7046.7	4.74	11.79	5.45
130	EQU 3	4413.8	225.0	-22632.0	161179.0	30476.8	-103071.5	-7465.7	5.29	13.81	6.10
131	EQU 3	3963.8	-225.0	-22632.0	161179.0	34457.3	-103071.5	-10278.2	4.68	10.03	5.32
132	EQU 3	4171.0	225.0	-18862.4	130283.4	29761.1	-83074.4	-7561.1	4.38	10.99	5.03
133	EQU 3	3747.6	225.0	-22362.9	161179.0	28189.0	-103071.5	-6951.3	5.72	14.83	6.59
134	EQU 3	3054.9	-225.0	-21697.1	156670.8	31453.9	-100559.5	-9859.2	4.98	10.20	5.65
135	EQU 3	3963.8	-225.0	-22632.0	161179.0	34457.3	-103071.5	-10278.2	4.68	10.03	5.32
136	EQU 3	4413.8	225.0	-22632.0	161179.0	30476.8	-103071.5	-7465.7	5.29	13.81	6.10
137	EQU 3	4171.0	225.0	-18862.4	130283.4	29761.1	-83074.4	-7561.1	4.38	10.99	5.03
138	EQU 3	3539.3	225.0	-22027.9	159235.3	25522.0	-101535.4	-7046.7	6.24	14.41	7.13
139	EQU 3	4413.8	225.0	-22632.0	161179.0	30476.8	-103071.5	-7465.7	5.29	13.81	6.10
140	EQU 3	3755.4	-225.0	-22297.0	159235.3	33741.7	-101535.4	-10373.6	4.72	9.79	5.35
141	EQU 4	4553.3	375.0	-22379.3	161179.0	25559.8	-103071.5	-5683.9	6.31	18.13	7.31
142	EQU 4	4553.3	375.0	-22379.3	161179.0	25559.8	-103071.5	-5683.9	6.31	18.13	7.31
143	EQU 4	3644.4	375.0	-18340.5	130283.4	22556.4	-83074.4	-5264.9	5.78	15.78	6.67
144	EQU 4	4553.3	375.0	-22379.3	161179.0	25559.8	-103071.5	-5683.9	6.31	18.13	7.31
145	EQU 4	3803.3	-375.0	-22379.3	161179.0	32194.0	-103071.5	-10371.4	5.01	9.94	5.66
146	EQU 4	4310.5	375.0	-18609.6	130283.4	24844.2	-83074.4	-5779.3	5.24	14.37	6.06
147	EQU 4	3887.1	375.0	-22110.1	161179.0	23272.0	-103071.5	-5169.5	6.93	19.94	8.03
148	EQU 4	2894.4	-375.0	-21444.3	156670.8	29190.6	-100559.5	-9952.4	5.37	10.10	6.04
149	EQU 4	3803.3	-375.0	-22379.3	161179.0	32194.0	-103071.5	-10371.4	5.01	9.94	5.66
150	EQU 4	4553.3	375.0	-22379.3	161179.0	25559.8	-103071.5	-5683.9	6.31	18.13	7.31
151	EQU 4	4310.5	375.0	-18609.6	130283.4	24844.2	-83074.4	-5779.3	5.24	14.37	6.06
152	EQU 4	3678.8	375.0	-21775.1	159235.3	20605.0	-101535.4	-5264.9	7.73	19.29	8.88
153	EQU 4	4553.3	375.0	-22379.3	161179.0	25559.8	-103071.5	-5683.9	6.31	18.13	7.31
154	EQU 4	3594.9	-375.0	-22044.3	159235.3	31478.3	-101535.4	-10466.8	5.06	9.70	5.69
155	EQU 5	4896.8	288.0	-22126.5	161179.0	22902.7	-103071.5	-2627.1	7.04	39.23	8.30
156	EQU 5	4896.8	288.0	-22126.5	161179.0	22902.7	-103071.5	-2627.1	7.04	39.23	8.30
157	EQU 5	3987.9	288.0	-18087.7	130283.4	19899.3	-83074.4	-2208.1	6.55	37.62	7.72
158	EQU 5	4896.8	288.0	-22126.5	161179.0	22902.7	-103071.5	-2627.1	7.04	39.23	8.30
159	EQU 5	4446.8	-162.0	-22126.5	161179.0	26883.2	-103071.5	-5439.6	6.00	18.95	6.98
160	EQU 5	4654.0	288.0	-18356.9	130283.4	22187.1	-83074.4	-2722.5	5.87	30.51	6.91
161	EQU 5	4230.6	288.0	-21857.4	161179.0	20615.0	-103071.5	-2112.7	7.82	48.79	9.23
162	EQU 5	3537.9	-162.0	-21191.6	156670.8	23879.8	-100559.5	-5020.6	6.56	20.03	7.63
163	EQU 5	4446.8	-162.0	-22126.5	161179.0	26883.2	-103071.5	-5439.6	6.00	18.95	6.98
164	EQU 5	4896.8	288.0	-22126.5	161179.0	22902.7	-103071.5	-2627.1	7.04	39.23	8.30
165	EQU 5	4654.0	288.0	-18356.9	130283.4	22187.1	-83074.4	-2722.5	5.87	30.51	6.91
166	EQU 5	4022.3	288.0	-21522.4	159235.3	17947.9	-101535.4	-2208.1	8.87	45.98	10.44
167	EQU 5	4896.8	288.0	-22126.5	161179.0	22902.7	-103071.5	-2627.1	7.04	39.23	8.30
168	EQU 5	4238.4	-162.0	-21791.5	159235.3	26167.6	-101535.4	-5535.0	6.09	18.34	7.06

n.ro	cmb	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							Ribaltamento		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx,stab kNm	Mx,inst kNm	My,stab kNm	My,inst kNm	FSx	FSy	FSxy
169	Sisma X	8759.1	2113.2	-19333.5	144759.4	6746.4	-92304.9	20825.8	21.46	4.43	7.84
170	Sisma X	7975.0	2113.2	-18517.2	145009.1	-191.7	-92304.9	24462.6	756.31	3.77	7.03
171	Sisma X	5957.2	-72.7	-17053.6	145009.1	2985.8	-92304.9	17107.0	48.57	5.40	9.90
172	Sisma X	7975.0	2113.2	-18517.2	145009.1	-191.7	-92304.9	24462.6	756.31	3.77	7.03
173	Sisma X	7750.2	-1104.3	-19172.9	144759.4	21115.0	-92304.9	14442.3	6.86	6.39	6.71
174	Sisma X	7975.0	2113.2	-18517.2	145009.1	-191.7	-92304.9	24462.6	756.31	3.77	7.03
175	Sisma X	7975.0	2113.2	-17749.2	145009.1	-6699.7	-92304.9	28525.7	21.64	3.24	5.87
176	Sisma X	5957.2	-72.7	-17821.7	145009.1	9493.8	-92304.9	13043.8	15.27	7.08	10.65
177	Sisma X	5957.2	-1608.8	-17821.7	145009.1	13505.7	-92304.9	13043.8	10.74	7.08	9.15
178	Sisma X	8759.1	2113.2	-19333.5	144759.4	6746.4	-92304.9	20825.8	21.46	4.43	7.84
179	Sisma X	8759.1	2113.2	-19333.5	144759.4	6746.4	-92304.9	20825.8	21.46	4.43	7.84
180	Sisma X	6966.1	1608.8	-17214.2	145009.1	-7370.9	-92304.9	23490.5	19.67	3.93	6.98
181	Sisma X	7975.0	2113.2	-18517.2	145009.1	-191.7	-92304.9	24462.6	756.31	3.77	7.03
182	Sisma X	6741.3	-72.7	-18637.9	144759.4	16431.9	-92304.9	9407.1	8.81	9.81	9.07
183	Sisma Y	5985.5	3905.2	-18936.9	144759.4	-1305.0	-92304.9	15695.9	110.93	5.88	10.90
184	Sisma Y	5750.3	3905.2	-18692.0	144834.3	-3386.4	-92304.9	16786.9	42.77	5.50	10.03
185	Sisma Y	3732.5	1719.3	-17228.5	144834.3	-208.8	-92304.9	9431.3	693.49	9.79	18.21
186	Sisma Y	5750.3	3905.2	-18692.0	144834.3	-3386.4	-92304.9	16786.9	42.77	5.50	10.03
187	Sisma Y	4976.6	-2896.3	-18776.4	144759.4	22424.8	-92304.9	9312.4	6.46	9.91	7.07
188	Sisma Y	5750.3	3905.2	-18692.0	144834.3	-3386.4	-92304.9	16786.9	42.77	5.50	10.03
189	Sisma Y	5750.3	3905.2	-17924.0	144834.3	-9894.4	-92304.9	20850.1	14.64	4.43	7.44
190	Sisma Y	3732.5	1719.3	-17996.5	144834.3	6299.1	-92304.9	5368.2	22.99	17.19	20.75
191	Sisma Y	3732.5	-3400.8	-17996.5	144834.3	19672.2	-92304.9	5368.2	7.36	17.19	8.42
192	Sisma Y	5985.5	3905.2	-18936.9	144759.4	-1305.0	-92304.9	15695.9	110.93	5.88	10.90
193	Sisma Y	5985.5	3905.2	-18936.9	144759.4	-1305.0	-92304.9	15695.9	110.93	5.88	10.90
194	Sisma Y	4741.4	3400.8	-17389.0	144834.3	-10565.6	-92304.9	15814.8	13.71	5.84	9.03
195	Sisma Y	5750.3	3905.2	-18692.0	144834.3	-3386.4	-92304.9	16786.9	42.77	5.50	10.03
196	Sisma Y	3967.7	1719.3	-18241.3	144759.4	8380.5	-92304.9	4277.2	17.27	21.58	18.25
197	Sisma Z	5985.5	2113.2	-19832.9	144759.4	10968.2	-92304.9	10955.6	13.20	8.43	11.07
198	Sisma Z	5750.3	2113.2	-19588.0	144834.3	8886.8	-92304.9	12046.6	16.30	7.66	11.47
199	Sisma Z	3732.5	-72.7	-16332.4	144834.3	-3120.9	-92304.9	14171.6	46.41	6.51	11.84
200	Sisma Z	5750.3	2113.2	-19588.0	144834.3	8886.8	-92304.9	12046.6	16.30	7.66	11.47
201	Sisma Z	4976.6	-1104.3	-19672.4	144759.4	25336.9	-92304.9	4572.1	5.71	20.19	6.67
202	Sisma Z	5750.3	2113.2	-19588.0	144834.3	8886.8	-92304.9	12046.6	16.30	7.66	11.47
203	Sisma Z	5750.3	2113.2	-17028.0	144834.3	-12806.4	-92304.9	25590.4	11.31	3.61	6.00
204	Sisma Z	3732.5	-72.7	-18892.5	144834.3	18572.3	-92304.9	627.9	7.80	147.02	9.24
205	Sisma Z	3732.5	-1608.8	-18892.5	144834.3	22584.2	-92304.9	627.9	6.41	147.02	7.60
206	Sisma Z	5985.5	2113.2	-19832.9	144759.4	10968.2	-92304.9	10955.6	13.20	8.43	11.07
207	Sisma Z	5985.5	2113.2	-19832.9	144759.4	10968.2	-92304.9	10955.6	13.20	8.43	11.07
208	Sisma Z	4741.4	1608.8	-16492.9	144834.3	-13477.6	-92304.9	20555.2	10.75	4.49	6.99
209	Sisma Z	5750.3	2113.2	-19588.0	144834.3	8886.8	-92304.9	12046.6	16.30	7.66	11.47
210	Sisma Z	3967.7	-72.7	-19137.4	144759.4	20653.7	-92304.9	-463.2	7.01	199.29	8.31

Tabella 15 – Tabulato di verifica a ribaltamento

Come si evince dai tabulati precedenti, la verifica a capacità portante, a scorrimento e a ribaltamento risultano soddisfatte, con valori maggiori dell'unità (già fattorizzati).

Per quanto riguarda invece le verifiche a SLE, i valori ottenuti di cedimento verticale, risultano accettabili e del tutto compatibili con la funzionalità dell'opera. In particolare si nota un valore del cedimento verticale pari a 6.35 mm contro un valore di circa 24.86 mm che si sarebbe ottenuto senza alcun trattamento del terreno di fondazione.

8.2.3 Calcolo delle azioni sulle colonne in jet grouting

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo relativo alle azioni risultanti testa colonna, secondo la teoria di Broms & Boman descritta in precedenza.

La valutazione delle azioni è stata condotta per brevità di trattazione solo sulle combinazioni più gravose che, come si evince dalla tabella di calcolo della capacità portante, risultano la Comb. N° 14 in statica (SLU) e la Comb. N° 95 in sismica (SLV).

8.2.4 Risultati di verifica geotecnica delle colonne in jet grouting

Sulla base dei criteri di verifica a capacità portante già illustrati nei capitoli precedenti, si riporta il tabulato di calcolo geotecnico della colonna in jet grouting:

Dati terreno di base

Peso specifico del terreno	$\gamma =$	20 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33 (°)
Coesione:	$c' =$	0 kPa
Modulo di elasticità normale:	$E_t =$	40 MPa
Coefficiente di Poisson drenato:	$\nu =$	0.25
Profondità da trattare	$H =$	3.50 m
Diffusione terreno trattato	$a =$	0.00 °

Dati platea di fondazione

Dimensione in X platea:	$B_x =$	8.00 m
Dimensione in Y platea:	$B_y =$	17.00 m
Area della platea:	$A_{pl} =$	136.00 m ²
Strato di fondazione di spessore finito:	$H =$	16.00 m (=2*min(Bx;By))

Dati palificata di fondazione

Diametro del palo:	$D_p =$	1.00 m
Lunghezza palo:	$L_p =$	3.50 m
Modulo di Young del palo	$E_p =$	1000 MPa

Azioni di calcolo

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	ex (m)	ey (m)	B'x (m)	B'y (m)
STATICA - SLU (Comb. N° 14)	5734.9	225.0	-27899.2	-7022.6	-3473.5	0.12	0.25	7.75	16.50
SISMICA - SLV (Comb. N° 95)	8759.1	2113.2	-19333.5	-12820.6	22375.0	1.16	0.66	5.69	15.67

Calcolo dell'azione su colonna

			SLU	SLV
Carico agente ultimo	Q_{Ed}	(kN)	-27899.2	-19333.5
Pressione media ultima	q'_{Ed}	(kPa)	-218.19	-216.96
Area impronta platea (efficace)	A'	(mq)	127.86	89.11
Area colonna	A_{col}	(mq)	0.785	0.785
Interasse pali lungo X:	s_x	(m)	0.80	0.80
Interasse pali lungo Y:	s_y	(m)	0.80	0.80
Numero di colonne (su impronta efficace)	n		231	166
Rapporto aree	a		1.42	1.46
Modulo Elastico della colonna	E_{col}	(MPa)	1000	1000
Modulo Elastico del terreno	E_t	(MPa)	40	40
Carico ultimo su singola colonna	Q_{col}	(kN)	-122.22	-117.96

Tabella 16 – Azioni in testa colonna

Note le azioni massime in sommità colonna si procede al calcolo della capacità portante e alla verifica strutturale della stessa.

Dati di Input

Diametro della colonna	Dp =	1.00 m
Classe di resistenza del cls del palo		C20/25
Modulo di Young della colonna	Ep =	1000 MPa
Momento di inerzia del palo	Ip =	4.91E-02 m ⁴
Tratto non reagente dal p.p. della fondazione	Lnr =	0.00 m
Piano di posa della fondazione dal p.c.	D =	0.00 m

Stratigrafia di calcolo con parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_m

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Es (kN/m ²)
1	Deposito	Ghiaia/Sabb	Drenate	0.00	20.00	20.00	20.00	33.00	0.00	0.00	10000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.	cu = Coesione non drenata
ZF = Profondità finale strato dal p.c.	c' = Coesione drenata
γ = Peso specifico strato	α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
γ_{sat} = Peso specifico strato	β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
ϕ' = Angolo di attrito efficace	Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo

Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

- Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta\sigma'_{v0}$ con per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi
- Metodo classico: $\tau = c_\alpha + \beta\sigma'_{v0}$ con per qualsiasi litotipo

c_α/c' =	0.00 (0.20÷0.60)
K =	0.70 (0.50÷0.80)
δ/ϕ' =	1.00 (0.50÷1.00)

INFO

Limite superiore della resistenza a taglio drenata: $\beta\sigma'_{v0} = 200$ kPa

Condizione non drenata:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo: $\tau = \alpha cu$ con α coefficiente empirico

Valore di α in sede di progettazione: $\alpha = 0.50$ (0.45÷0.65)

Limite superiore della resistenza a taglio non drenata: $\alpha cu = 96$ kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta:	$\sigma_{v0} = 68.25$ kN/m ²
Coesione non drenata alla punta:	cu = 0 kPa
Coesione efficace alla punta:	c' = 0 kPa
Angolo di attrito alla punta:	$\phi = 33^\circ$
Diametro palo:	Dp = 1.00 m

Tipo di strato di base:

Drenato

Strato di base in condizioni drenate

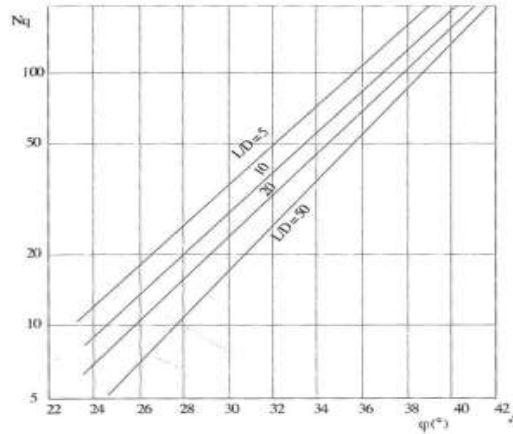
Metodo di calcolo:

- Metodo di Berezantzev: $q_{kb} = N_q \sigma'_{v0}$ per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi
- Metodo di Reese&O'Neill: $q_{kb} = \alpha_N N_{SPPT}$ noti i risultati delle prove penetrometriche SPT
- Metodo di Meyerhof-Vesic: $q_{kb} = c N_c + \eta \sigma_{v0} (N_q - 1)$ per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

1

Metodo di Berezantzev:



Fattore di capacità portante:
Pressione di base:

$N_q = 20$
 $q_{kb} = 0.68 \text{ MPa}$

$q_{kb,max} = 4.00 \text{ MPa}$

Condizioni di calcolo

Considerare sottospinta idraulica ? **No**
Trascurare la resistenza alla punta? **No**
Trascurare la resistenza laterale? **No**

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di $\xi = 1.70$

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	A1+M1+R3.	Sismica	SLE
Resistenza laterale:	1.15	1.15	1.00
Resistenza alla punta:	1.30	1.30	1.00
Resistenza laterale in trazione:	1.25	1.25	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.00
Azioni idrauliche	1.00	1.00	1.00

Tabella di calcolo lunghezza pali

N°	Combinazioni		Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)	Lp,nec (m)
	Tipo	Descrizione				
1	A1+M1+R3.	SLU (Comb. N° 14)	-122.22			2.50
2	Sismica	SLV (Comb. N° 95)	-117.96			2.50

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto:

$L_p = 3.50$ m

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.18	0.09	1	10.00	0.88	0.00	0.00	0.45	0.40	0.22
2	0.35	0.26	1	10.00	2.63	0.00	0.00	0.45	1.19	0.66
3	0.53	0.44	1	10.00	4.38	0.00	0.00	0.45	1.99	1.09
4	0.70	0.61	1	10.00	6.13	0.00	0.00	0.45	2.78	1.53
5	0.88	0.79	1	10.00	7.88	0.00	0.00	0.45	3.58	1.97
6	1.05	0.96	1	10.00	9.63	0.00	0.00	0.45	4.38	2.41
7	1.23	1.14	1	10.00	11.38	0.00	0.00	0.45	5.17	2.84
8	1.40	1.31	1	10.00	13.13	0.00	0.00	0.45	5.97	3.28
9	1.58	1.49	1	10.00	14.88	0.00	0.00	0.45	6.76	3.72
10	1.75	1.66	1	10.00	16.63	0.00	0.00	0.45	7.56	4.15
11	1.93	1.84	1	10.00	18.38	0.00	0.00	0.45	8.35	4.59
12	2.10	2.01	1	10.00	20.13	0.00	0.00	0.45	9.15	5.03
13	2.28	2.19	1	10.00	21.88	0.00	0.00	0.45	9.94	5.47
14	2.45	2.36	1	10.00	23.63	0.00	0.00	0.45	10.74	5.90
15	2.63	2.54	1	10.00	25.38	0.00	0.00	0.45	11.54	6.34
16	2.80	2.71	1	10.00	27.13	0.00	0.00	0.45	12.33	6.78
17	2.98	2.89	1	10.00	28.88	0.00	0.00	0.45	13.13	7.22
18	3.15	3.06	1	10.00	30.63	0.00	0.00	0.45	13.92	7.65
19	3.33	3.24	1	10.00	32.38	0.00	0.00	0.45	14.72	8.09
20	3.50	3.41	1	10.00	34.13	0.00	0.00	0.45	15.51	8.53

$Q_{s} = 87.47$

Legenda:

zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa

zm conc = profondità media del concio dal piano di posa

γ' = peso specifico efficace dello strato

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota zm

cu = Coesione non drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratteristica sul palo

ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{k,s} =$	87.47 kN
Resistenza alla punta caratteristica:	$Q_{k,b} =$	536.03 kN
Sottospinta idraulica base palo:	$S_w =$	0.00 kN
Peso caratteristico del palo:	$W_{p,k} =$	-68.72 kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

N°	Combinazioni		Np (kN)	Q _{Rd} (kN)	FS _{eff}
	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	SLU (Comb. N° 14)	-122.22	-194.52	1.59
2	Sismica	SLV (Comb. N° 95)	-117.96	-218.57	1.85

Tabella 17 – Verifica di capacità portante della colonna in jet grouting

8.2.5 Risultati di verifica strutturale delle colonne in jet grouting

Sulla base dei criteri di verifica strutturale a “creep” già illustrati nei capitoli precedenti, si riporta il tabulato di calcolo strutturale della colonna in jet grouting:

Area colonna	$A_{col} =$	0.785 mq
Coesione del terreno trattato	$c_{tratt} =$	1500 kPa
Angolo di attrito del terreno trattato	$\varphi_{col} =$	33 °
Profondità dal p.c. testa colonna	$h_s =$	2 m
Peso specifico di calcolo	$\gamma =$	20 kN/m ³
Pressione litostatica verticale testa colonna	$\sigma_{v0} =$	40 kPa
Pressione litostatica orizzontale testa colonna	$\sigma_{h0} =$	18.21 kPa
Carico creep su singola colonna	$Q_{col,creep} =$	4388.10 kN
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_R =$	2.00
Carico ultimo su singola colonna	$Q_{col,u} =$	2194.05 kN

Tabella 18 – Verifica a creep della colonna in jet grouting

Come si evince il valore ultimo resistenza a creep della colonna risulta superiore al carico massimo agente.

8.2.6 Verifica di sollevamento del fondo scavo

In fase costruttiva, avendo ipotizzato la presenza di falda a piano campagna e una altezza di scavo di circa 2 m, è necessario valutare lo spessore di tampone di fondo necessario al soddisfacimento della verifica di sollevamento del fondo scavo.

Avendo ipotizzato uno spessore di jet grouting di 3.50 m, di seguito si riporta la verifica idraulica:

Dimensioni in X:	$B_x =$	8 m	
Dimensioni in Y:	$B_y =$	17 m	
Profondità di scavo da p.c.:	$H =$	5.50 m	
Falda da p.c.:	$h_w =$	0.00 m	(massima falda ipotizzata)
Spessore del jet grouting:	$s =$	3.50 m	
Peso del Jet grouting:	$P_{jg} =$	10948.00 kN	
Coeff. Di sicurezza peso		0.80	
Coeff. Carichi		1.10	
Sottospinta idraulica caratt.	$S_w =$	7480 kN	
Fattore di sicurezza	$FS =$	1.065	

Tabella 19 – Verifica di sollevamento di fondo scavo

8.3 Dimensionamento strutturale

Le verifiche strutturali della spalla sono state condotte sui seguenti elementi:

- **Muro frontale:** viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato; il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare

su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.

- Paraghiaia: viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, la spinta del terreno, il peso della parete, l'azione di frenamento (per spalla fissa), le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista; il paraghiaia viene suddiviso in 5 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.
- Muro di risvolto: viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni dovute all'urto; il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.
- Platea di fondazione: viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, le pressioni del terreno ed i carichi della spalla stessa; la platea viene suddivisa in 5+5 conci (mensola di valle+mensola di monte) valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.

Le verifiche delle suddette membrature sono riportate di seguito:

Combinazione di verifica paraghiaia: 1 - Schema di carico: 1
 Combinazione di verifica muro frontale: 65

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck = 35.00 MPa	fctm = 2.83 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd = 16.46 MPa	fcd = 8.23 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd = 1.32 MPa	
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 = 391.30 MPa	cotθ = 2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 = 391.30 MPa	
Distanza asse armatura da filo muro frontale:	c = 6.80 cm	

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _s rec (cm ² /m)	A _s min (cm ² /m)	A _s prog (cm ² /m)	h da estr. platea (m)	
0	30.00	23.20	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	3.80	10.05	5.38	PARAGHIAIA
1	30.00	23.20	-5.99	1.20	0.002	0.002	0.03	3.80	10.05	5.15	
2	30.00	23.20	-12.01	4.81	0.007	0.007	0.34	3.80	10.05	4.93	
3	30.00	23.20	-18.07	10.85	0.014	0.014	0.92	3.80	10.05	4.70	
4	30.00	23.20	-24.15	19.34	0.024	0.025	1.79	3.80	10.05	4.48	
5	30.00	23.20	-30.25	30.24	0.037	0.038	2.96	3.80	10.05	4.25	
0	125.00	118.20	-80.23	10.95	0.002	0.002	0.00	19.36	31.42	4.25	MURO FROTALE
1	125.00	118.20	-76.39	111.35	0.007	0.007	1.40	19.36	31.42	3.83	
2	125.00	118.20	-72.91	216.40	0.011	0.011	3.76	19.36	31.42	3.40	
3	125.00	118.20	-69.80	326.35	0.016	0.016	6.24	19.36	31.42	2.98	
4	125.00	118.20	-67.07	441.69	0.021	0.021	8.86	19.36	31.42	2.55	
5	125.00	118.20	-64.70	562.88	0.026	0.027	11.63	19.36	31.42	2.13	
6	125.00	118.20	-62.71	690.41	0.032	0.033	14.57	19.36	31.42	1.70	
7	125.00	118.20	-61.09	824.76	0.037	0.039	17.70	19.36	31.42	1.28	
8	125.00	118.20	-59.84	966.40	0.043	0.045	21.03	19.36	31.42	0.85	
9	125.00	118.20	-58.97	1115.81	0.050	0.052	24.57	19.36	31.42	0.43	
10	125.00	118.20	-58.47	1273.48	0.057	0.060	28.35	19.36	31.42	0.00	

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
 M_{Ed} = Momento flettente ultimo
 A_srec = Area di armatura tesa necessaria
 A_sprog = Area di armatura tesa di progetto
 μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
 ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
 A_smin = Area di armatura tesa minima

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{rec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)	
0	30.00	23.20	0.00	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	5.38	PARAGHIAIA
1	30.00	23.20	10.63	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	5.15	
2	30.00	23.20	21.34	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.93	
3	30.00	23.20	32.13	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.70	
4	30.00	23.20	43.00	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.48	
5	30.00	23.20	53.91	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.25	
0	125.00	118.20	211.27	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	4.25	MURO FROTALE
1	125.00	118.20	222.36	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	3.83	
2	125.00	118.20	234.59	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	3.40	
3	125.00	118.20	247.95	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.98	
4	125.00	118.20	262.44	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.55	
5	125.00	118.20	278.05	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.13	
6	125.00	118.20	294.79	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	1.70	
7	125.00	118.20	312.65	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	1.28	
8	125.00	118.20	331.64	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.85	
9	125.00	118.20	351.76	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.43	
10	125.00	118.20	373.00	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.00	

Legenda

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
 V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
 V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa
 Asw/s_{rec} = Area di armatura a taglio necessaria
 Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
 Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 20 – Verifica a presso-flessione e taglio del paraghiaia e del muro frontale

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	35.00 Mpa	fctm =	2.83 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	19.37 Mpa	fcd =	9.68 Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	2.90 Mpa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 Mpa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 Mpa		
Distanza asse armatura: da filo muro frontale:	c =	6.50 cm		

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _S rec (cm ² /m)	A _S min (cm ² /m)	A _S prog (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	200.00	193.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.03	31.42	0.00
1.00	200.00	193.50	0.00	89.11	0.00	0.00	1.18	29.03	31.42	0.75
2.00	200.00	193.50	0.00	343.66	0.00	0.00	4.56	29.03	31.42	1.50
3.00	200.00	193.50	0.00	744.48	0.01	0.01	9.93	29.03	31.42	2.25
4.00	200.00	193.50	0.00	1272.41	0.02	0.02	17.10	29.03	31.42	3.00
5.00	200.00	193.50	0.00	-1166.74	0.02	0.02	15.66	29.03	31.42	4.25
6.00	200.00	193.50	0.00	-899.95	0.01	0.01	12.03	29.03	31.42	5.00
7.00	200.00	193.50	0.00	-628.11	0.01	0.01	8.37	29.03	31.42	5.75
8.00	200.00	193.50	0.00	-372.98	0.01	0.01	4.95	29.03	31.42	6.50
9.00	200.00	193.50	0.00	-156.35	0.00	0.00	2.07	29.03	31.42	7.25
10.00	200.00	193.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.03	31.42	8.00

Legenda

N _{Ed} = Sforzo normale ultimo	μ _{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
M _{Ed} = Momento flettente ultimo	ω _{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
A _S rec = Area di armatura tesa necessaria	A _S min = Area di armatura tesa minima
A _S prog = Area di armatura tesa di progetto	θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	ASw/S _{min} (cm ² /m)	ASw/S _{rec} (cm ² /m)	ASw/S _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
0.00	200.00	193.20	0.00	553.82	6734.95	9.00	0.00	10.60	0.00
1.00	200.00	193.50	233.36	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	0.75
2.00	200.00	193.50	441.17	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	1.50
3.00	200.00	193.50	623.43	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	2.25
4.00	200.00	193.50	780.13	666.95	6745.41	9.00	5.72	10.60	3.00
5.00	200.00	193.50	-342.66	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	4.25
6.00	200.00	193.50	-363.93	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	5.00
7.00	200.00	193.50	-356.16	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	5.75
8.00	200.00	193.50	-319.34	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	6.50
9.00	200.00	193.50	-253.49	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	7.25
10.00	200.00	193.50	-158.60	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	8.00

Legenda:

V _{Ed} = Sforzo di taglio ultimo	ASw/S _{rec} = Area di armatura a taglio necessaria
V _{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura	ASw/S _{min} = Area di armatura a taglio minima
V _{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa	ASw/S _{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 21 – Verifica a presso-flessione e taglio della platea di fondazione

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	35 MPa	fctm =	2.83 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fc d =	16.46 MPa	fc d =	8.23 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.32 MPa		
Tens. snervamento di calcolo amat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2 (1+2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	6.90 cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{S_{nec}} (cm ² /m)	A _{S_{min}} (cm ² /m)	A _{S_{prog}} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	43.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.06	7.70	5.38
1.00	50.00	43.10	-8.71	1.24	0.00	0.00	0.00	7.06	7.70	4.84
2.00	50.00	43.10	-18.20	5.63	0.00	0.00	0.07	7.06	7.70	4.30
3.00	50.00	43.10	-28.46	14.22	0.01	0.01	0.43	7.06	7.70	3.77
4.00	50.00	43.10	-39.50	28.03	0.01	0.01	1.10	7.06	7.70	3.23
5.00	50.00	43.10	-51.31	48.09	0.02	0.02	2.15	7.06	7.70	2.69
6.00	50.00	43.10	-63.89	75.43	0.03	0.03	3.67	7.06	7.70	2.15
7.00	50.00	43.10	-77.25	111.09	0.04	0.04	5.75	7.06	7.70	1.61
8.00	50.00	43.10	-91.38	156.09	0.06	0.06	8.48	7.06	17.75	1.08
9.00	50.00	43.10	-106.29	211.47	0.08	0.08	12.00	7.06	17.75	0.54
10.00	50.00	43.10	-121.98	278.26	0.10	0.11	16.44	7.06	17.75	0.00

Legenda

N _{Ed} = Sforzo normale ultimo	μ _{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
M _{Ed} = Momento flettente ultimo	ω _{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
A _{S_{nec}} = Area di armatura tesa necessaria	A _{S_{min}} = Area di armatura tesa minima
A _{S_{prog}} = Area di armatura tesa di progetto	θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/S _{min} (cm ² /m)	Asw/S _{nec} (cm ² /m)	Asw/S _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	43.10	0.00	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	5.38
1.00	50.00	43.10	4.92	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	4.84
2.00	50.00	43.10	11.75	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	4.30
3.00	50.00	43.10	20.49	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	3.77
4.00	50.00	43.10	31.16	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	3.23
5.00	50.00	43.10	43.74	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	2.69
6.00	50.00	43.10	58.23	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	2.15
7.00	50.00	43.10	74.64	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	1.61
8.00	50.00	43.10	92.97	198.87	3192.74	5.75	0.00	6.41	1.08
9.00	50.00	43.10	113.22	198.87	3192.74	5.75	0.00	6.41	0.54
10.00	50.00	43.10	135.38	198.87	3192.73	5.75	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V _{Ed} = Sforzo di taglio ultimo	Asw/S _{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
V _{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura	Asw/S _{min} = Area di armatura a taglio minima
V _{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa	Asw/S _{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 22 – Verifica a presso-flessione e taglio del muro di risvolto

Come si evince, le armature disposte consentono il soddisfacimento delle relative verifiche strutturali.

Per i dettagli di calcolo si rimanda agli allegati in calce alla relazione.

9 CALCOLO DEI MURI ANDATORI

9.1 Descrizione dell'opera

A tergo delle spalle del Ponte di Attraversamento della Dora, sono previsti dei muri andatori, in continuità con i muri di rivolto delle spalle, necessari al contenimento del rilevato stradale. I muri presentano tutti la stessa geometria, un paramento verticale a sezione costante di spessore 50 cm ed altezza di 4.40 m e fondazione diretta di dimensioni trasversali 3.60x0.60 m.

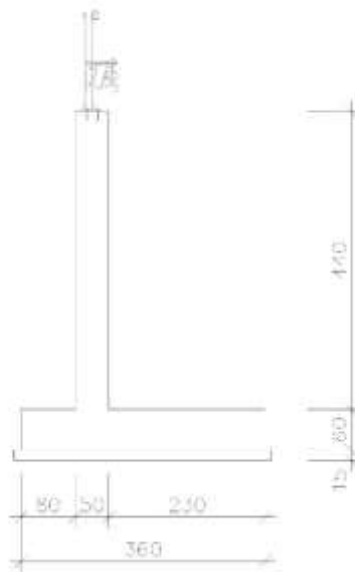


Figura 12 – Sezione tipo del muro

9.2 Azioni di calcolo dei muri di sostegno

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinta del carico variabile stradale;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- azione di urto per svio;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

9.2.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

9.2.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma t = 20 \text{ kN/m}^3$.

9.2.3 Spinta del carico variabile stradale

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K_a$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

9.2.4 Azione di urto per svio

La Normativa NTC 2018 al paragrafo § 3.6.3.3.2 prescrive di tenere in conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN . Tale forza deve essere applicata a una quota h pari a:

$$h = \min(h_1, h_2)$$

dove:

- $h_1 =$ altezza barriera – 0.10 m
- $h_2 = 1.00 \text{ m}$

Le barriere in commercio presentano un'altezza maggiore di 1.10 m , pertanto si assume $h = 1.00 \text{ m}$.

Sempre la stessa NTC 2018 al paragrafo § 5.1.3.10 prescrive che *“Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili”*. Per la determinazione del punto di applicazione di queste forze è necessario seguire il criterio esposto precedentemente (pertanto si assume anche in questo caso $h = 1.00 \text{ m}$).

L'attribuzione di un elemento di contenimento ad una specifica classe d'impiego avviene attraverso test sperimentali normati (vedi UNI EN 1337, DM 21-06-04 n. 2367 e DM 28-06-11). Criteri per l'assegnazione della classe risultano pertanto, tra gli altri, l'energia cinetica dissipata durante l'urto e lo spostamento massimo raggiunto dal sicurvia. Per adempiere alle richieste normative e assicurare l'adeguato livello di contenimento durante i test, i montanti della barriera devono plasticizzarsi.

Il criterio seguito pertanto è garantire la possibilità di formazione della cerniera plastica al piede dei vari montanti del sicurvia prima che avvenga la crisi delle strutture che li sostengono (cordolo e pali). Per far ciò è necessario considerare come sollecitanti i momenti plastici dei montanti e il relativo taglio associato, pertanto:

$$\begin{cases} M_{Sd} = M_p \\ V_{Sd} = M_p / h = M_p / 1 \text{ m} \end{cases}$$

Tali valori vengono considerati ripartiti su una lunghezza pari all'interasse dei montanti. In tabella si raccolgono i momenti plastici dei montanti di diverse tipologie disponibili in commercio. Tali valori sono calcolati considerando la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio che li costituisce riferita al frattile 95%. Da questi è possibile ricavare il carico

orizzontale e il momento ripartiti sull'interasse tra i montanti calcolati in analogia a quanto precedentemente esposto.

Tipo Acciaio	Profilo montante	Wp	f _{y,95%}	M _p	Interasse	m _{sd}	q _{sd}
[-]	[-]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kNm]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]
S275	HEA100	83.01	346.82	28.79	1.50	19.19	19.19
S275	HEA120	119.50	346.82	41.45	2.25	18.42	18.42
S275	Tube 120x80 s=5mm	74.60	346.82	25.87	2.25	11.50	11.50
S235	U140x100x30 s=6mm	114.20	296.37	33.85	2.25	15.04	15.04
S235	U140x70x7	92.95	296.37	27.55	1.50	18.37	18.37
S235	HEA120	119.50	296.37	35.42	3.00	11.81	11.81

Tabella 23 –Momenti plastici di diverse tipologie di barriera

Inoltre, al paragrafo § 5.1.3.10 della normativa vigente viene espressamente riportato che per il dimensionamento dell'impalcato le forze orizzontali devono essere amplificate di un fattore pari a 1.5.

In sede di progetto, cautelativamente si assumono i seguenti carichi dovuto all'urto per metro lineare:

$$\begin{cases} q_{sd} = 30 \frac{kN}{m} \\ m_{sd} = 30 \frac{kNm}{m} \end{cases}$$

9.2.5 Spinta statica del terreno a monte del muro

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte dell'opera che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente).

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\beta = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro, ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

9.2.6 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale;

ϑ = angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$;

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;

$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

$\beta_m = 0.38$, coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di 0.5·H rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W.$$

$$F_{i,v} = k_v \cdot W.$$

Per le analisi in condizioni sismiche sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- categoria di suolo C;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0.125$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: SS = 1.500;
- coefficiente di amplificazione topografica: ST = 1.000;
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 0.38$;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0.07125$;
- coefficiente di intensità sismica verticale $k_v = 0.035625$.

9.3 Analisi di calcolo

Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono calcolate per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, il carico variabile da traffico posto a monte, le spinte sismiche e le forze di inerzia. Gli elementi strutturali vengono suddivise in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso – flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE a fessurazione.

9.3.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche del muro sono state condotte in tutte le combinazioni previste e di seguito si riporta una tabella dei fattori di sicurezza ottenuti secondo le varie combinazioni.

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)
1	A1+M1+R3.	Statica	3.282	13.446	4.401
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	2.173	12.417	4.403
3	A1+M1+R3.	Statica + Urto	1.843	3.013	2.651
4	A1+M1+R3.	Statica + Variabile + Urto	1.461	3.070	2.200
5	EQU	Statica	-	13.512	-
6	EQU	Statica + Variabile	-	13.512	-
7	EQU	Statica + Urto	-	2.602	-
8	EQU	Statica + Variabile + Urto	-	2.650	-
9	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2.700	13.570	6.186
10	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	3.021	132.108	5.676
11	Freq.	Fessurazione - Frequente	4.698	20.955	6.346
12	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	4.698	20.955	6.346

Legenda:

$F_{s,scorr}$ = Fattore di sicurezza allo scorrimento

$F_{s,rib}$ = Fattore di sicurezza al ribaltamento

$F_{s,sch (D)}$ = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Tabella 24 – Fattori di sicurezza per le Verifiche Geotecniche

Come si evince tutti i fattori di sicurezza risultano maggiori dell'unità, pertanto le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

9.3.2 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche del paramento verticale e della zattera di fondazione riportate di seguito sono relative alla sola combinazione più gravosa, ovvero la n° 4:

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	35 MPa	fctm =	2.83 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	16.46 MPa	fcd =	8.23 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.32 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2 (1+2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.10 cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{s,nec} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.90	-1.30	38.68	0.01	0.01	2.31	7.03	10.05	3.00
1.00	50.00	42.90	-6.51	50.78	0.02	0.02	2.98	7.03	10.05	2.70
2.00	50.00	42.90	-12.07	63.81	0.02	0.02	3.71	7.03	10.05	2.40
3.00	50.00	42.90	-17.98	77.98	0.03	0.03	4.51	7.03	10.05	2.10
4.00	50.00	42.90	-24.23	93.47	0.03	0.03	5.40	7.03	10.05	1.80
5.00	50.00	42.90	-30.83	110.50	0.04	0.04	6.39	7.03	10.05	1.50
6.00	50.00	42.90	-37.78	129.25	0.04	0.05	7.50	7.03	10.05	1.20
7.00	50.00	42.90	-45.08	149.93	0.05	0.05	8.75	7.03	10.05	0.90
8.00	50.00	42.90	-52.73	172.73	0.06	0.06	10.16	7.03	20.11	0.60
9.00	50.00	42.90	-60.72	197.86	0.07	0.07	11.74	7.03	20.11	0.30
10.00	50.00	42.90	-69.06	225.51	0.08	0.08	13.52	7.03	20.11	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

A_{s,nec} = Area di armatura tesa necessaria

A_{s,prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

A_{s,min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	A _{sw} /s _{min} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{nec} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.90	39.00	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	3.00
1.00	50.00	42.90	41.78	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.70
2.00	50.00	42.90	45.22	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.40
3.00	50.00	42.90	49.33	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.10
4.00	50.00	42.90	54.09	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.80
5.00	50.00	42.90	59.52	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.50
6.00	50.00	42.90	65.61	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.20
7.00	50.00	42.90	72.36	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.90
8.00	50.00	42.90	79.77	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.60
9.00	50.00	42.90	87.84	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.30
10.00	50.00	42.90	96.58	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

A_{sw}/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

A_{sw}/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

A_{sw}/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 25 – Verifica a presso-flessione e taglio del paramento

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	35.00 Mpa	fctm =	2.83 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	19.37 Mpa	fcd =	9.68 Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	2.90 Mpa		
Tens. snervamento di calcolo amat. long.:	fyd1 =	391.30 Mpa	cotθ =	2 (1+2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 Mpa		
Distanza asse armatura:da filo muro:	c =	7.10 cm		

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{S_{nec}} (cm ² /m)	A _{S_{min}} (cm ² /m)	A _{S_{prog}} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	60	52.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	8.66	10.05	0.00
1	60	52.9	0.00	2.78	0.0005	0.0005	0.13	8.66	10.05	0.20
2	60	52.9	0.00	10.89	0.0020	0.0020	0.53	8.66	10.05	0.40
3	60	52.9	0.00	23.99	0.0044	0.0044	1.16	8.66	10.05	0.60
4	60	52.9	0.00	41.76	0.0077	0.0078	2.03	8.66	10.05	0.80
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	60	52.9	0.00	-102.16	0.0189	0.0192	5.03	8.66	10.05	1.30
6	60	52.9	0.00	-76.78	0.0142	0.0144	3.76	8.66	10.05	1.76
7	60	52.9	0.00	-49.78	0.0092	0.0093	2.43	8.66	10.05	2.22
8	60	52.9	0.00	-25.25	0.0047	0.0047	1.23	8.66	10.05	2.68
9	60	52.9	0.00	-7.29	0.0013	0.0013	0.35	8.66	10.05	3.14
10	60	52.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	8.66	10.05	3.60

Legenda

N _{Ed} = Sforzo normale ultimo	μ _{Ed} = Momento flettente adimensionale , riferito all'armatura tesa
M _{Ed} = Momento flettente ultimo	ω _{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
A _{S_{nec}} = Area di armatura tesa necessaria	A _{S_{min}} = Area di armatura tesa minima
A _{S_{prog}} = Area di armatura tesa di progetto	θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	60	52.9	0.00	204.79	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.00
1	60	52.9	27.50	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.20
2	60	52.9	53.32	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.40
3	60	52.9	77.45	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.60
4	60	52.9	99.91	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.80
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	60	52.9	-50.44	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	1.30
6	60	52.9	-58.42	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	1.76
7	60	52.9	-57.49	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	2.22
8	60	52.9	-47.66	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	2.68
9	60	52.9	-28.93	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	3.14
10	60	52.9	-1.30	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	3.60

Legenda:

V _{Ed} = Sforzo di taglio ultimo	Asw/s _{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
V _{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura	Asw/s _{min} = Area di armatura a taglio minima
V _{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa	Asw/s _{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Tabella 26 – Verifica a flessione e taglio della fondazione

Come si evince, le armature disposte consentono il soddisfacimento delle relative verifiche strutturali.

Per il dettaglio dei calcoli si rimanda alla tabulato di calcolo allegato.

10 CALCOLO DELLA CORONELLA DI PALI

10.1 Descrizione dell'opera

La fondazione del ponte è prevista di tipo diretto con piano di posa a circa -2 m dal piano campagna; poiché la spalla è a ridosso dell'argine del torrente, ipotizzando un plausibile innalzamento della piena fino a piano campagna, è necessario prevedere a protezione dello scavo dall'acqua una coronella di pali in c.a. secanti a confinamento dell'ingombro dello scavo di fondazione,

La coronella consta di pali D1000 disposti ad interasse di 0.80 m collegati in testa da un cordolo in c.a. delle dimensioni trasversali 1.00x1.00 m, che a completamento della spalla sarà scapitozzato per non interferire con i rinterri.

L'altezza della paratia è di 10 m per il sostegno di un fronte scavo di circa 2.00 m.

10.2 Modello di calcolo

La modellazione della paratia è stata condotta considerando la seguente sequenza:

- condizione geostatica;
- realizzazione della paratia;
- realizzazione del tampone di fondo;
- scavo finale a -2.00 m.

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica della fase finale di scavo:

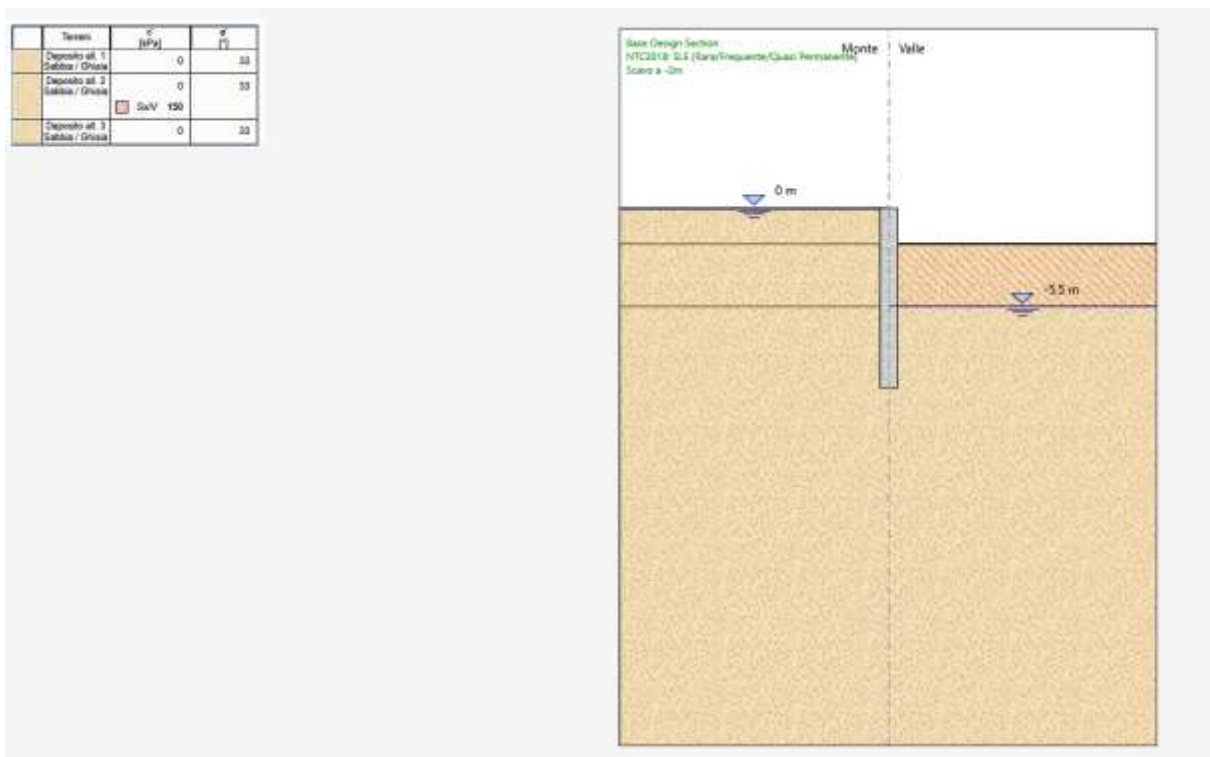


Figura 13 – Fase finale di scavo

10.3 Risultati delle analisi

Come si evince dai successivi tabulati di sintesi, il massimo tasso di sfruttamento del palo, armato longitudinalmente con 6Ø16 e trasversalmente con spirale Ø8/25, a momento e taglio risulta rispettivamente pari a 0.106 e 0.172 mentre il massimo rapporto tra le spinte

(Efficace/Passiva) è pari a 0.14. Per quanto concerne lo stato deformativo della paratia, il massimo spostamento orizzontale (combinazione SLE) si determina a quota 0 m con valore pari a $\delta = 0.43$ mm, valore assolutamente compatibili con la stabilità dello scavo.

Di seguito si riporta il tabulato di sintesi delle verifiche.

10.3.1 Tabulato di sintesi

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -10 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Jetting)			
Max. spostamento laterale [mm]	0.43	Z = -10 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Jetting)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.1		D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Paratia)			

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m]	24.69	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			
Max. taglio [kN/m]	18.5	Z = -2 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			
Caver: max. sfruttamento a flessione	0	Z = -9.4 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			
Caver: max. sfruttamento a taglio	0	Z = -9.4 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0.243	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)			

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Jetting)
Max. spostamento laterale [mm]	0.43	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Jetting)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.1		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Paratia)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	32.1	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1
	(R3 per tiranti) (Scavo a -2m)			
	Max. taglio [kN/m]	24.05	Z = -2 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
	Caver: max. sfruttamento a flessione	0.123	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
	Caver: max. sfruttamento a taglio	0.18	Z = -2 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
	Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -9.4 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>**Parete <Left Wall>**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Jetting)
Max. spostamento laterale [mm]	0.58	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.14		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Jetting)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.14		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Paratia)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	27.68	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
	Max. taglio [kN/m]	22.94	Z = -5.6 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
	Caver: max. sfruttamento a flessione	0.106	Z = -3.4 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
	Caver: max. sfruttamento a taglio	0.172	Z = -5.6 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
	Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -9.4 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive**Parete <Left Wall>**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Jetting)
Max. spostamento laterale [mm]	0.58	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -2m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.14		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Jetting)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.14		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Paratia)

Risultati Elementi parete (Beam)

ParatiaMax. momento (assoluto) [kNm/m] 32.1 Z = -3.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
 Max. taglio [kN/m] 24.05 Z = -2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
 Caver: max. sfruttamento a flessione 0.123 Z = -3.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
 Caver: max. sfruttamento a taglio 0.18 Z = -2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -2m)
 Caver: massima ampiezza fessure [mm] 0.243 Z = -3.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -2m)

10.3.2 Verifiche geotecniche

Di seguito si riporta l'andamento delle spinte e degli spostamenti a SLE:

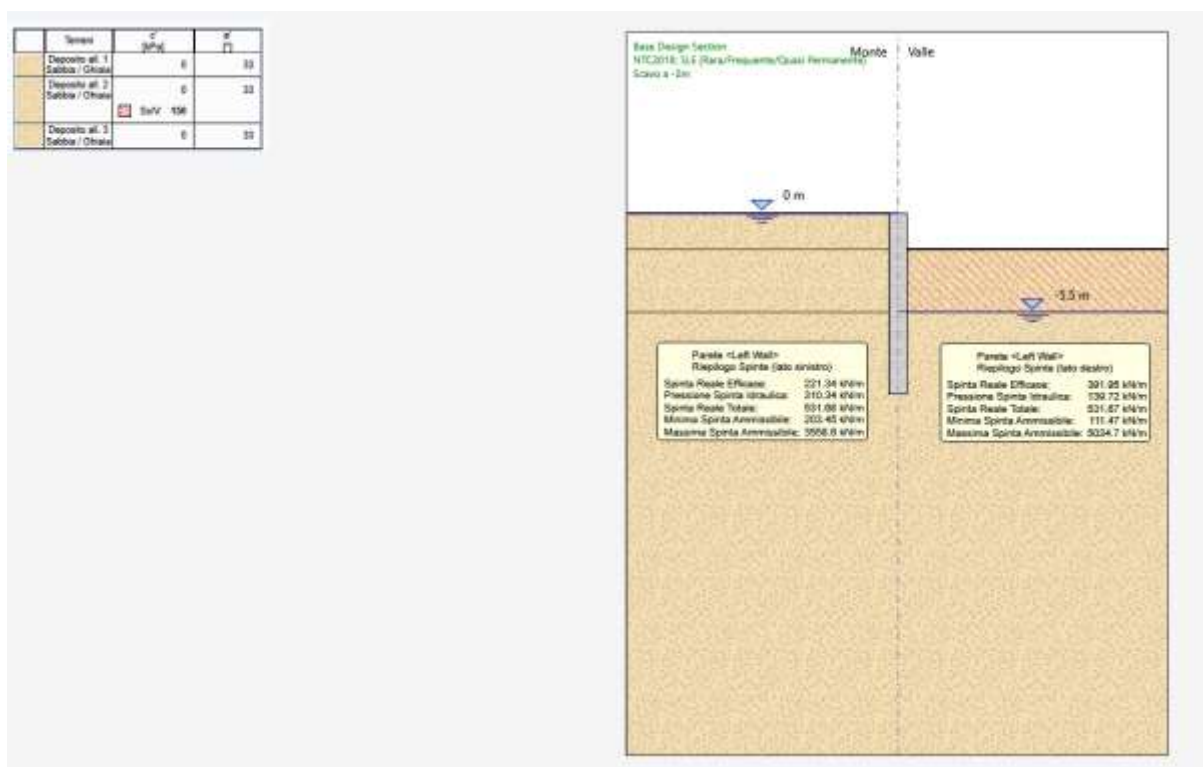


Figura 14 – Spinte

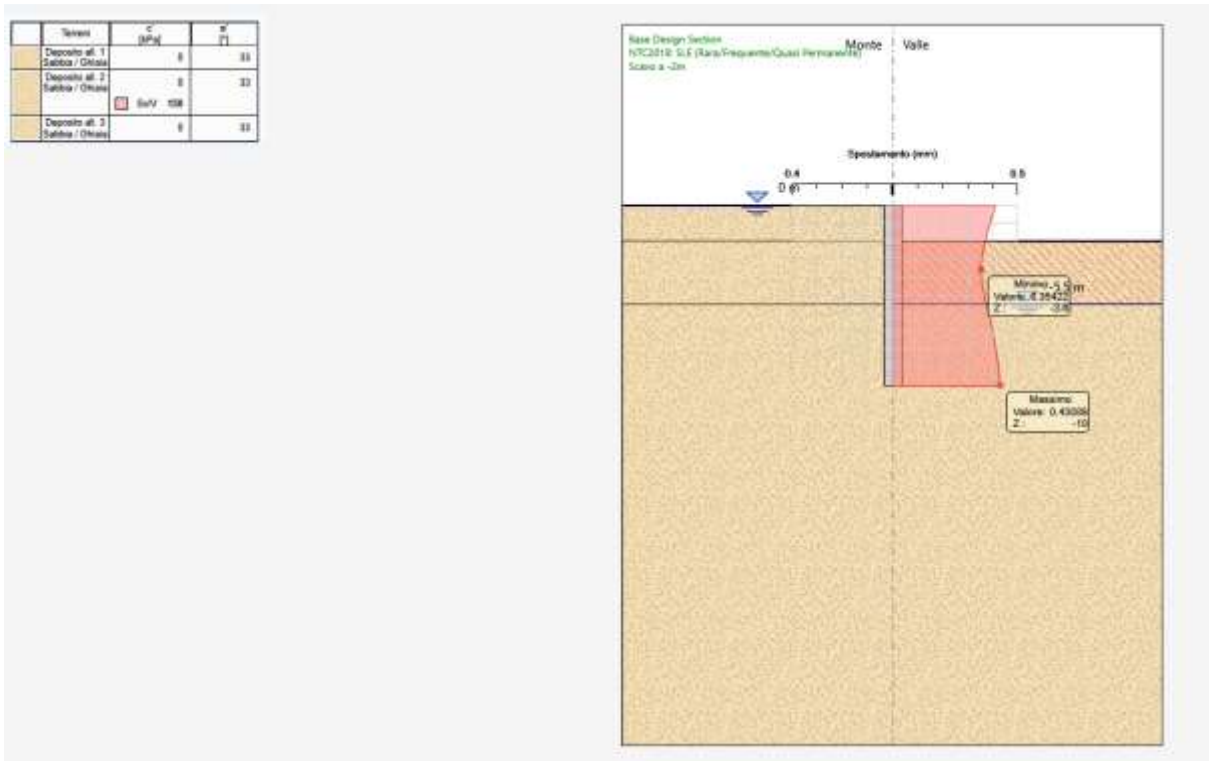


Figura 15 – Spostamenti

10.3.3 Verifiche strutturali

Di seguito si riporta l'andamento del momento e del taglio lungo la paratia confrontato con l'andamento delle resistenze:

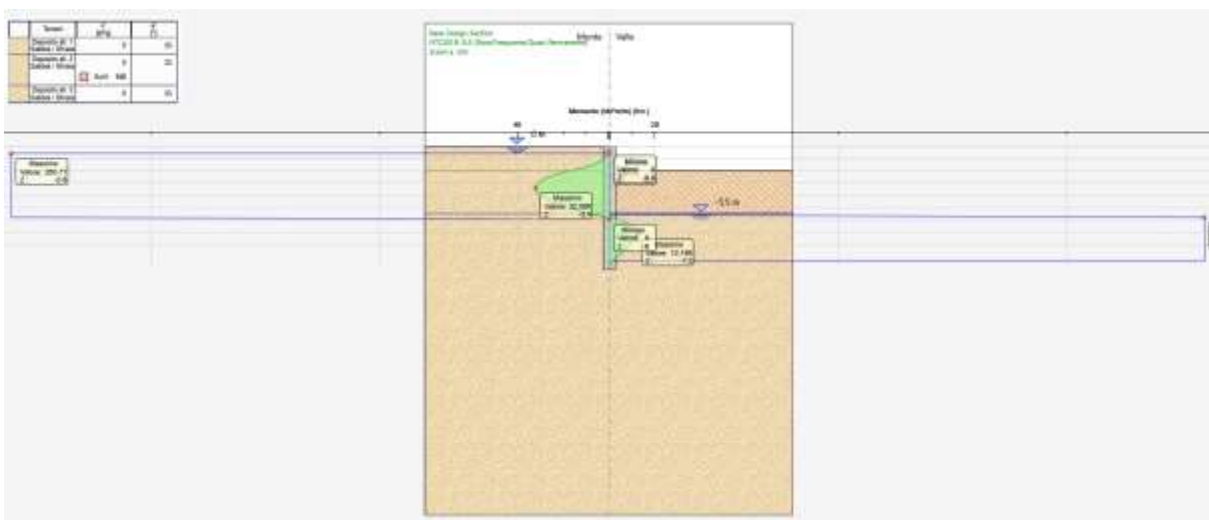


Figura 16 – Inviluppo del momento flettente

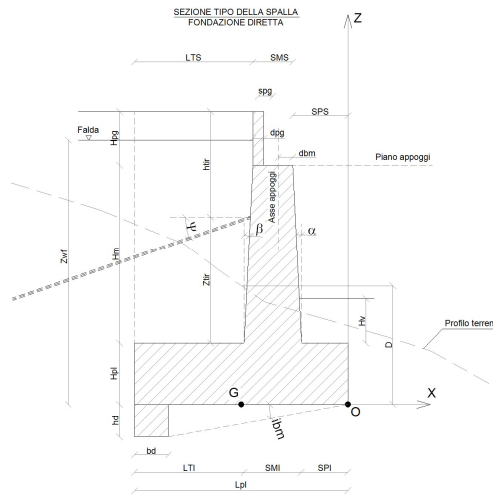
ALLEGATI

CALCOLO SPALLA IN C.A.

LAVORO: CANTIERE SALBERTRAND
OPERA: PONTE SU DORA: SPALLA FISSA

DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:	Diretta	
Lunghezza platea:	Lpl =	8.00 m
Spessore platea:	Hpl =	2.00 m
Altezza muro frontale:	Hm =	4.25 m
Larghezza muro frontale:	Lm =	13.55 m
Spessore inferiore muro frontale:	SMI =	1.25 m
Spessore superiore muro frontale:	SMS =	1.25 m
Altezza paraghiaia:	Hpg =	1.13 m
Spessore paraghiaia:	Spg =	0.30 m
Distanza tra asse paraghiaia e asse muro frontale:	dpg =	0.50 m
Inclinazione interna muro frontale:	β =	0.000 ° (>=0)
Inclinazione esterna muro frontale:	α =	0.000 ° (>=0)
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	1.00 m
Lunghezza terreno su platea:	LTI =	3.75 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	3.00 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	3.75 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	3.00 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	7.38 m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	2.00 m
Altezza dente di fondazione:	hd =	0.00 m
Larghezza dente di fondazione:	bd =	0.00 m
Inclinazione piano di posa:	ibm =	0.000 ° (>=0)
Inclinazione piano campagna:	β_{pc} =	0.000 ° (>=0)



INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del muro frontale

Peso specifico del terreno:	γ_t =	20.00 kN/m ³	
Coesione terreno:	c_t =	0.00 kN/m ²	$c_{t,rid}$ = 0.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	ϕ' =	33.00 °	ϕ'_{rid} = 27.453 °
Rapporto δ/ϕ :	δ/ϕ =	0.667	
Angolo di attrito terra-muro:	δ =	18.302 °	
Posizione della falda da intradosso platea:	zwf =	2.00 m	
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1=si, 0=no)	
Peso specifico cls:	γ_{cls} =	25 kN/m ³	
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000	
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:			

Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	20.00 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	100 (0-100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m ²

Calcolo azione di frenamento

Schema di calcolo 1

Largh. collaborante a 30°:	Lcoll =	4.05 m
Carico verticale in testa al paraghiaia:	($q_{eq}+q_k$)t =	0.00 kPa
Carico verticale $q_{eq}+q_k$ piede paraghiaia:	($q_{eq}+q_k$)p =	0.00 kPa

Schema di calcolo 2a

Carico su ruota:	Qru =	0.00 KN
Larghezza cordolo:	Lcor =	0.40 m
Largh. collaborante a 45°:	Lcoll =	4.53 m
Carico ruote sul metro lineare:	qru =	0.00 KN/m
Azione di frenatura:	Afr =	0.00 KN/m

Dati sismici

Categoria di suolo:		B, C, D, E
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	a_g/g =	0.1250
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s =	1.5000
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T =	1.0000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	a_{max}/g =	0.1875
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	β_m =	1.00
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.1875
Considerare sisma verticale?		Si
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0938
Angolo ϑ (+)	ϑ_A =	9.728 °
Angolo ϑ (-)	ϑ_B =	11.689 °
Acc. orizz. su terreno sopra platea (1=si, 0=no):	Aot =	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		0

β_m tab 7.11.II, p.to 7.11.6.2.1 NTC D.M. 2008

Categoria di suolo	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Coefficienti di spinta

Coefficiente di spinta a riposo:	K_0 =	0.539
Coefficiente di spinta attiva:	K_a =	0.328
Coefficiente di spinta passiva:	K_p =	4.929
Coefficiente di spinta utilizzato	K =	0.539

Considerare la spinta passiva? No
 Fattore di riduzione della spinta passiva: 0.50
 Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A) $K_{a,A} = 0.465$
 Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B) $K_{a,B} = 0.503$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A) $\Delta K_A = 0.094 (= (1-kv)*K_{a,A} - K_a)$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B) $\Delta K_B = 0.222 (= (1+kv)*K_{a,B} - K_a)$

Coefficienti parziali	STR	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	SISMA Y	SISMA Z+	SISMA Z-	Fessurazione	
							Fess. 2a	Fess. 2b
Tangente angolo di attrito	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.00	1.00
Capacità portante	1.00	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.00	1.00
Scorrimento	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.00	1.00
Ribaltamento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.16

Azioni trasmesse dall'impalcato

Distanza asse baggioli-filo esterno muro frontale: $d_{bm} = 1.10 \text{ m}$

		AZIONI LONGITUDINALI			
Tipo	Descrizione	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	
1	STR	STR_0	17.14	-171.46	0.00
2	STR	STR_0	12.69	-127.01	0.00
3	STR	STR_0	12.69	-128.74	0.00
4	STR	STR_0	17.14	-169.73	0.00
5	STR	STR_1	44.20	-311.25	0.00
6	STR	STR_1	39.76	-266.79	0.00
7	STR	STR_1	6.55	-268.52	0.00
8	STR	STR_1	10.99	-311.25	0.00
9	STR	STR_1	44.20	-309.52	0.00
10	STR	STR_2	44.98	-329.90	0.00
11	STR	STR_2	40.54	-285.45	0.00
12	STR	STR_2	7.32	-287.18	0.00
13	STR	STR_2	11.77	-329.90	0.00
14	STR	STR_2	44.98	-328.17	0.00
15	STR	STR_3	43.14	-313.61	0.00
16	STR	STR_3	38.69	-269.15	0.00
17	STR	STR_3	5.48	-270.88	0.00
18	STR	STR_3	9.93	-313.61	0.00
19	STR	STR_3	43.14	-311.88	0.00
20	STR	STR_4	53.43	-294.95	0.00
21	STR	STR_4	48.99	-250.50	0.00
22	STR	STR_4	-6.36	-252.23	0.00
23	STR	STR_4	-1.92	-294.95	0.00
24	STR	STR_4	53.43	-293.22	0.00
25	STR	STR_5	78.78	-276.30	0.00
26	STR	STR_5	74.34	-231.85	0.00
27	STR	STR_5	41.13	-233.58	0.00
28	STR	STR_5	45.57	-276.30	0.00
29	STR	STR_5	78.78	-274.57	0.00
30	EQU	EQU_0	13.96	-139.71	0.00
31	EQU	EQU_0	11.42	-114.31	0.00
32	EQU	EQU_0	11.42	-115.30	0.00
33	EQU	EQU_0	13.96	-138.72	0.00
34	EQU	EQU_1	41.03	-279.49	0.00
35	EQU	EQU_1	38.49	-254.09	0.00
36	EQU	EQU_1	5.28	-255.08	0.00
37	EQU	EQU_1	7.82	-279.49	0.00
38	EQU	EQU_1	41.03	-278.51	0.00
39	EQU	EQU_2	41.80	-298.15	0.00
40	EQU	EQU_2	39.27	-272.75	0.00
41	EQU	EQU_2	6.06	-273.73	0.00
42	EQU	EQU_2	8.59	-298.15	0.00
43	EQU	EQU_2	41.80	-297.16	0.00
44	EQU	EQU_3	39.96	-281.86	0.00
45	EQU	EQU_3	37.43	-256.45	0.00
46	EQU	EQU_3	4.21	-257.44	0.00
47	EQU	EQU_3	6.75	-281.86	0.00
48	EQU	EQU_3	39.96	-280.87	0.00
49	EQU	EQU_4	50.26	-263.20	0.00
50	EQU	EQU_4	47.72	-237.80	0.00
51	EQU	EQU_4	-7.63	-238.79	0.00
52	EQU	EQU_4	-5.09	-263.20	0.00
53	EQU	EQU_4	50.26	-262.21	0.00
54	EQU	EQU_5	75.61	-244.55	0.00
55	EQU	EQU_5	73.07	-219.15	0.00
56	EQU	EQU_5	39.86	-220.14	0.00

57	EQU	EQU_5	42.40	-244.55	0.00
58	EQU	EQU_5	75.61	-243.56	0.00
59	SISMA X+ Z+	Sisma X	211.25	-158.60	0.00
60	SISMA X+ Z+	Sisma X	62.33	-107.27	0.00
61	SISMA X+ Z+	Sisma Y	211.25	-158.60	0.00
62	SISMA Y	Sisma Y	62.33	-107.27	0.00
63	SISMA Z+	Sisma Z	211.25	-158.60	0.00
64	SISMA Z+	Sisma Z	62.33	-107.27	0.00
65	SISMA X+ Z-	Sisma X	211.25	-158.60	0.00
66	SISMA X+ Z-	Sisma X	62.33	-107.27	0.00
67	SISMA Z-	Sisma Z	211.25	-158.60	0.00
68	SISMA Z-	Sisma Z	62.33	-107.27	0.00
69	Fess. 2a	SLE_rar	29.58	-204.67	0.00
70	Fess. 2a	SLE_rar	7.44	-204.67	0.00
71	Fess. 2a	SLE_rar	29.58	-204.67	0.00
72	Fess. 2b	SLE_freq	22.58	-213.99	0.00
73	Fess. 2b	SLE_freq	15.20	-213.99	0.00
74	Fess. 2b	SLE_freq	22.58	-213.99	0.00

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni		Descrizione	PIEDE MURO FRONTALE		
			Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	STR	STR_0	228.64	-369.71	551.74
2	STR	STR_0	224.20	-334.90	532.87
3	STR	STR_0	224.20	-340.99	532.87
4	STR	STR_0	228.64	-363.63	551.74
5	STR	STR_1	255.71	-447.53	666.75
6	STR	STR_1	251.26	-412.72	647.87
7	STR	STR_1	218.05	-536.02	506.76
8	STR	STR_1	222.50	-564.74	525.64
9	STR	STR_1	255.71	-356.55	666.75
10	STR	STR_2	256.48	-513.28	670.04
11	STR	STR_2	252.04	-478.47	651.16
12	STR	STR_2	218.83	-601.77	510.05
13	STR	STR_2	223.27	-630.49	528.93
14	STR	STR_2	256.48	-422.30	670.04
15	STR	STR_3	254.64	-544.92	662.22
16	STR	STR_3	250.20	-510.11	643.34
17	STR	STR_3	216.99	-633.41	502.23
18	STR	STR_3	221.43	-662.13	521.11
19	STR	STR_3	254.64	-475.17	662.22
20	STR	STR_4	264.94	-440.10	705.97
21	STR	STR_4	260.49	-405.29	687.09
22	STR	STR_4	205.14	-606.73	451.90
23	STR	STR_4	209.59	-635.46	470.78
24	STR	STR_4	264.94	-370.35	705.97
25	STR	STR_5	290.29	-402.35	813.68
26	STR	STR_5	285.84	-367.54	794.80
27	STR	STR_5	252.63	-490.84	653.69
28	STR	STR_5	257.08	-519.56	672.57
29	STR	STR_5	290.29	-332.59	813.68
30	EQU	EQU_0	234.92	-317.74	573.43
31	EQU	EQU_0	232.38	-297.85	562.64
32	EQU	EQU_0	232.38	-301.33	562.64
33	EQU	EQU_0	234.92	-314.26	573.43
34	EQU	EQU_1	261.99	-395.56	688.43
35	EQU	EQU_1	259.45	-375.67	677.65
36	EQU	EQU_1	226.24	-496.36	536.54
37	EQU	EQU_1	228.78	-512.77	547.32
38	EQU	EQU_1	261.99	-307.19	688.43
39	EQU	EQU_2	262.76	-461.31	691.73
40	EQU	EQU_2	260.22	-441.42	680.94
41	EQU	EQU_2	227.01	-562.11	539.83
42	EQU	EQU_2	229.55	-578.52	550.62
43	EQU	EQU_2	262.76	-372.94	691.73
44	EQU	EQU_3	260.92	-492.95	683.91
45	EQU	EQU_3	258.38	-473.06	673.12
46	EQU	EQU_3	225.17	-593.75	532.01
47	EQU	EQU_3	227.71	-610.17	542.80
48	EQU	EQU_3	260.92	-425.80	683.91
49	EQU	EQU_4	271.22	-388.13	727.65
50	EQU	EQU_4	268.68	-368.24	716.86
51	EQU	EQU_4	213.33	-567.07	481.68
52	EQU	EQU_4	215.86	-583.49	492.47
53	EQU	EQU_4	271.22	-320.98	727.65
54	EQU	EQU_5	296.57	-350.38	835.37
55	EQU	EQU_5	294.03	-330.49	824.58
56	EQU	EQU_5	260.82	-451.18	683.47
57	EQU	EQU_5	263.36	-467.59	694.26
58	EQU	EQU_5	296.57	-283.23	835.37
59	SISMA X+ Z+	Sisma X	343.72	-50.52	1173.82
60	SISMA X+ Z+	Sisma X	194.81	-401.62	541.09

61	SISMA X+ Z+	Sisma Y	343.72	-50.52	1173.82
62	SISMA Y	Sisma Y	162.41	-409.57	460.86
63	SISMA Z+	Sisma Z	311.32	-41.25	1093.60
64	SISMA Z+	Sisma Z	162.41	-392.35	460.86
65	SISMA X+ Z-	Sisma X	373.00	-58.47	1273.48
66	SISMA X+ Z-	Sisma X	224.08	-409.57	640.74
67	SISMA Z-	Sisma Z	375.47	-86.90	1227.33
68	SISMA Z-	Sisma Z	226.56	-438.00	594.59
69	Fess. 2a	SLE_rar	160.73	-334.16	393.56
70	Fess. 2a	SLE_rar	138.59	-412.30	299.49
71	Fess. 2a	SLE_rar	160.73	-287.00	393.56
72	Fess. 2b	SLE_freq	145.12	-388.68	334.53
73	Fess. 2b	SLE_freq	137.74	-414.72	303.17
74	Fess. 2b	SLE_freq	145.12	-341.51	334.53

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE PIU' GRAVOSA: 65

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	Ks =	0.328
Peso di volume terreno:	Pt =	20.00 kN/m³
Peso di volume calcestruzzo:	Pcls =	25.00 kN/m³
Inclinazione spinta su muro frontale:	ism =	18.302 °
Angolo di attrito terreno di base:	φ't =	27.453 °
Angolo di attrito platea-terreno:	δt =	27.453 °
Coesione non drenata:	cu =	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	kh =	0.19 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	-0.03 g	
Incremento sismico spinta:	ΔKS =	0.22
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	Aot =	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	Qsm =	0 kPa
Percentuale sovr. su platea:	SSP =	100 (0-100%)
Sovraccarico variabile a valle:	Qsv =	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	hwf =	0.00 m
Press. idrostatica dietro muro frontale:	ADM =	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul muro frontale e paraghiaia

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	
0	0.00	5.38	30.00	0.15	13.33	-7.71	0.00	0.00	0.00	PARAGHIAIA
1	0.23	5.15	30.00	0.15	14.73	-8.18	-1.80	3.17	0.35	
2	0.45	4.93	30.00	0.15	16.14	-8.64	-3.70	6.66	1.46	
3	0.68	4.70	30.00	0.15	17.55	-9.11	-5.70	10.47	3.39	
4	0.90	4.48	30.00	0.15	18.96	-9.57	-7.81	14.59	6.21	
5	1.13	4.25	30.00	0.15	20.36	-10.04	-10.02	19.02	9.99	
0	1.13	4.25	125.00	0.63	24.82	-34.46	-80.23	211.27	10.95	MURO FRONTALE
1	1.55	3.83	125.00	0.63	27.46	-35.33	-76.39	222.36	111.35	
2	1.98	3.40	125.00	0.63	30.11	-36.21	-72.91	234.59	216.40	
3	2.40	2.98	125.00	0.63	32.76	-37.08	-69.80	247.95	326.35	
4	2.83	2.55	125.00	0.63	35.41	-37.96	-67.07	262.44	441.69	
5	3.25	2.13	125.00	0.63	38.06	-38.84	-64.70	278.05	562.88	
6	3.68	1.70	125.00	0.63	40.70	-39.71	-62.71	294.79	690.41	
7	4.10	1.28	125.00	0.63	43.35	-40.59	-61.09	312.65	824.76	
8	4.53	0.85	125.00	0.63	46.00	-41.46	-59.84	331.64	966.40	
9	4.95	0.43	125.00	0.63	48.65	-42.34	-58.97	351.76	1115.81	
10	5.38	0.00	125.00	0.63	51.30	-43.22	-58.47	373.00	1273.48	

Legenda:

- Z da PS quota sezione da estradosso platea
- Z da MS quota sezione da estradosso muro
- S = spessore sezione
- Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
- qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
- qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
- Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
- Vk = sforzo di taglio caratt.
- Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls spalla (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paraghiaia	0.34	-4.13	6.82	1.59	-8.71	-34.96	9.82	9.71
Muro frontale rett.	5.31	-3.63	4.13	24.90	-136.55	-481.45	88.80	153.55
Muro frontale triang.m	0.00	-4.25	3.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro frontale triang.v	0.00	-3.00	3.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	16.00	-4.00	1.00	75.00	-411.25	-1600.00	28.73	73.73

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	20.18	-6.13	4.69	75.66	-414.85	-2471.44	283.36	-528.68
Terrapieno monte 2	0.00	-4.25	5.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terrapieno valle	3.00	-1.50	2.50	0.00	-61.69	-90.00	-2.60	154.15

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	-6.13	7.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	-1.50	2.50	0.00	-60.00	-90.00	-2.53	147.47
Spinta sovr. monte	-8.00	3.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno su muro	-8.00	2.46	169.69	-56.13	0.00	-31.57	192.93
Incremento sismico spinta terr.	-8.00	3.69	120.67	0.00	0.00	445.27	445.27
Azioni impalcato	-4.10	6.25	211.25	-158.60	0.00	670.03	1304.43
Spinta dell'acqua	-8.00	0.67	20.00	0.00	0.00	13.33	13.33
Sottospinta idraulica:	-4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	-3.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	-3.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Effetto delle azioni trasversali	-4.10	2.00	0.00	-275.21	0.00	-1128.35	-27.52

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Spalla	101.49	-556.51	-2116.40	127.35	236.99
Terrapieno	75.66	-476.54	-2561.44	280.76	-374.53
Sollecitazioni esterne	521.61	-549.93	-90.00	-33.82	2075.92
TOTALE:	698.75	-1582.98	-4767.84	374.30	1938.38

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sulla spalla
 Fx, Fz = componenti forze applicate sulla spalla
 Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante
 Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:

Tensione anteriore = -379.60 kPa
 Tensione posteriore = -16.15 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:

Lungh. carico triang. = 8.33 m (risultante dentro la platea)
 Tensione anteriore = -380.23 kPa

Tensione min = -379.60 kPa
 Tensione max = -16.15 kPa

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m ²)	qz,sup (kN/m ²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
0	0.00	0.00	379.60	-51.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-0.75	0.75	345.52	-51.41	271.92	-38.55	103.57	-14.46	233.36	89.11
2	-1.50	1.50	311.45	-51.41	518.28	-77.11	401.49	-57.83	441.17	343.66
3	-2.25	2.25	277.38	-51.41	739.09	-115.66	874.60	-130.12	623.43	744.48
4	-3.00	3.00	243.30	-51.41	934.35	-154.22	1503.74	-231.33	780.13	1272.41
5	-4.25	3.75	186.51	-138.80	380.00	-722.65	512.85	-1679.58	-342.66	-1166.74
6	-5.00	3.00	152.44	-143.44	252.89	-616.81	277.11	-1177.06	-363.93	-899.95
7	-5.75	2.25	118.37	-148.09	151.33	-507.49	127.13	-755.23	-356.16	-628.11
8	-6.50	1.50	84.30	-152.74	75.33	-394.68	43.72	-416.70	-319.34	-372.98
9	-7.25	0.75	50.22	-157.39	24.89	-278.38	7.74	-164.09	-253.49	-156.35
10	-8.00	0.00	16.15	-162.03	0.00	-158.60	0.00	0.00	-158.60	0.00

Legenda:

X = ascissa sezione platea
 ΔX = distanza sezione da lembo estremo
 qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)
 qz, sup = carico distribuito dall'alto
 Vk = sforzo di taglio caratteristico
 Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

VERIFICA DEL MURO FRONTALE E DEL PARAGHIAIA

Combinazione di verifica paraghiaia: 1 - Schema di carico: 1
 Combinazione di verifica muro frontale: 65

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: Rck = 35.00 MPa fctm = 2.83 MPa
 Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 16.46 MPa fcd = 8.23 MPa
 Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 1.32 MPa
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fyd1 = 391.30 MPa cot0 = 2 (1+2,5)
 Tens. snervamento di calcolo staffe: fyd2 = 391.30 MPa
 Distanza asse armatura da filo muro frontale: c = 6.80 cm

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	AS_{nec} (cm ² /m)	AS_{min} (cm ² /m)	AS_{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0	30.00	23.20	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	3.80	10.05	5.38
1	30.00	23.20	-5.99	1.20	0.002	0.002	0.03	3.80	10.05	5.15
2	30.00	23.20	-12.01	4.81	0.007	0.007	0.34	3.80	10.05	4.93
3	30.00	23.20	-18.07	10.85	0.014	0.014	0.92	3.80	10.05	4.70
4	30.00	23.20	-24.15	19.34	0.024	0.025	1.79	3.80	10.05	4.48
5	30.00	23.20	-30.25	30.24	0.037	0.038	2.96	3.80	10.05	4.25
0	125.00	118.20	-80.23	10.95	0.002	0.002	0.00	19.36	31.42	4.25
1	125.00	118.20	-76.39	111.35	0.007	0.007	1.40	19.36	31.42	3.83
2	125.00	118.20	-72.91	216.40	0.011	0.011	3.76	19.36	31.42	3.40
3	125.00	118.20	-69.80	326.35	0.016	0.016	6.24	19.36	31.42	2.98
4	125.00	118.20	-67.07	441.69	0.021	0.021	8.86	19.36	31.42	2.55
5	125.00	118.20	-64.70	562.88	0.026	0.027	11.63	19.36	31.42	2.13
6	125.00	118.20	-62.71	690.41	0.032	0.033	14.57	19.36	31.42	1.70
7	125.00	118.20	-61.09	824.76	0.037	0.039	17.70	19.36	31.42	1.28
8	125.00	118.20	-59.84	966.40	0.043	0.045	21.03	19.36	31.42	0.85
9	125.00	118.20	-58.97	1115.81	0.050	0.052	24.57	19.36	31.42	0.43
10	125.00	118.20	-58.47	1273.48	0.057	0.060	28.35	19.36	31.42	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
 M_{Ed} = Momento flettente ultimo
 AS_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
 AS_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
 ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
 AS_{min} = Area di armatura tesa minima

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	ASw/S_{min} (cm ² /m)	ASw/S_{nec} (cm ² /m)	ASw/S_{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0	30.00	23.20	0.00	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	5.38
1	30.00	23.20	10.63	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	5.15
2	30.00	23.20	21.34	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.93
3	30.00	23.20	32.13	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.70
4	30.00	23.20	43.00	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.48
5	30.00	23.20	53.91	124.89	1718.60	5.75	0.00	6.41	4.25
0	125.00	118.20	211.27	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	4.25
1	125.00	118.20	222.36	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	3.83
2	125.00	118.20	234.59	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	3.40
3	125.00	118.20	247.95	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.98
4	125.00	118.20	262.44	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.55
5	125.00	118.20	278.05	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	2.13
6	125.00	118.20	294.79	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	1.70
7	125.00	118.20	312.65	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	1.28
8	125.00	118.20	331.64	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.85
9	125.00	118.20	351.76	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.43
10	125.00	118.20	373.00	395.66	8755.96	9.58	0.00	10.60	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
 V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
 V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

ASw/S_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
 ASw/S_{min} = Area di armatura a taglio minima
 ASw/S_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica paraghiaia: 1 - Schema di carico: 1

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: Rck = 35.00 Mpa fctm = 2.83 MPa
 Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 19.37 Mpa fcd = 9.68 Mpa
 Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 2.90 Mpa
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fyd1 = 391.30 Mpa cot0 = 2 (1+2,5)
 Tens. snervamento di calcolo staffe: fyd2 = 391.30 Mpa
 Distanza asse armatura: da filo muro frontale: c = 6.50 cm

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	AS _{nec} (cm ² /m)	AS _{min} (cm ² /m)	AS _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	200.00	193.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.03	31.42	0.00
1.00	200.00	193.50	0.00	89.11	0.00	0.00	1.18	29.03	31.42	0.75
2.00	200.00	193.50	0.00	343.66	0.00	0.00	4.56	29.03	31.42	1.50
3.00	200.00	193.50	0.00	744.48	0.01	0.01	9.93	29.03	31.42	2.25
4.00	200.00	193.50	0.00	1272.41	0.02	0.02	17.10	29.03	31.42	3.00
5.00	200.00	193.50	0.00	-1166.74	0.02	0.02	15.66	29.03	31.42	4.25
6.00	200.00	193.50	0.00	-899.95	0.01	0.01	12.03	29.03	31.42	5.00
7.00	200.00	193.50	0.00	-628.11	0.01	0.01	8.37	29.03	31.42	5.75
8.00	200.00	193.50	0.00	-372.98	0.01	0.01	4.95	29.03	31.42	6.50
9.00	200.00	193.50	0.00	-156.35	0.00	0.00	2.07	29.03	31.42	7.25
10.00	200.00	193.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.03	31.42	8.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

AS_{nec} = Area di armatura tesa necessaria

AS_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

AS_{min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	ASw/s _{min} (cm ² /m)	ASw/s _{nec} (cm ² /m)	ASw/s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
0.00	200.00	193.20	0.00	553.82	6734.95	9.00	0.00	10.60	0.00
1.00	200.00	193.50	233.36	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	0.75
2.00	200.00	193.50	441.17	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	1.50
3.00	200.00	193.50	623.43	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	2.25
4.00	200.00	193.50	780.13	666.95	6745.41	9.00	5.72	10.60	3.00
5.00	200.00	193.50	-342.66	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	4.25
6.00	200.00	193.50	-363.93	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	5.00
7.00	200.00	193.50	-356.16	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	5.75
8.00	200.00	193.50	-319.34	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	6.50
9.00	200.00	193.50	-253.49	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	7.25
10.00	200.00	193.50	-158.60	666.95	6745.41	9.00	0.00	10.60	8.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

ASw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

ASw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

ASw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 72

Caratteristiche materiali: muro frontale

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: R_{ck} = 35.00 MPa
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: f_{ck} = 29.05 MPa
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: f_{cm} = 37.05 MPa
 Valore medio della resistenza a trazione del cls: f_{ctm} = 2.83 MPa
 Valore medio del modulo secante: E_{cm} = 32588 MPa
 Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione: E_s = 200000 MPa

R_{ck} = 35.00 MPa
 f_{ck} = 29.05 MPa
 f_{cm} = 37.05 MPa
 f_{ctm} = 2.83 MPa
 E_{cm} = 32588 MPa
 E_s = 200000 MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: R_{ck} = 35.00 MPa
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: f_{ck} = 29.05 MPa
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: f_{cm} = 37.05 MPa
 Valore medio della resistenza a trazione del cls: f_{ctm} = 2.83 MPa
 Valore medio del modulo secante: E_{cm} = 32588 MPa
 Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione: E_s = 200000 MPa

R_{ck} = 35.00 MPa
 f_{ck} = 29.05 MPa
 f_{cm} = 37.05 MPa
 f_{ctm} = 2.83 MPa
 E_{cm} = 32588 MPa
 E_s = 200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico: k₁ = 0.60
 Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre: k₁ = 0.80
 Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: k₂ = 0.50
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₃ = 3.40
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₄ = 0.43

k₁ = 0.60
 k₁ = 0.80
 k₂ = 0.50
 k₃ = 3.40
 k₄ = 0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso

w_{k,s} = 0.20 mm

Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso

w_{k,i} = 0.20 mm

Tablelle di calcolo della fessurazione muro frontale e paraghiaia

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+ϕ/2) [cm]	ϕ [mm]
Paraghiaia	0.00	0.00	0.00	45.23	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Paraghiaia	1.00	-1.91	0.05	43.76	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Paraghiaia	2.00	-3.99	0.27	43.86	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Paraghiaia	3.00	-6.24	0.75	43.97	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Paraghiaia	4.00	-8.67	1.59	44.09	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Paraghiaia	5.00	-11.26	2.89	44.21	100.00	30.00	22.40	10.05	7.60	16.00
Muro frontale	0.00	-213.34	2.89	843.95	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	1.00	-228.07	16.49	847.12	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	2.00	-243.45	32.73	850.43	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	3.00	-259.44	52.23	853.87	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	4.00	-276.06	75.64	857.44	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	5.00	-293.29	103.61	861.15	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	6.00	-311.13	136.79	864.99	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	7.00	-329.59	175.82	868.96	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	8.00	-348.67	221.36	873.06	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	9.00	-368.37	274.04	877.30	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00
Muro frontale	10.00	-388.68	334.53	881.66	100.00	125.00	117.20	31.42	7.80	20.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ϕ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	s _s [N/mm ²]	s _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm} - e _{cm} ‰	s _{rm} [mm]	w _k [mm]
Paraghiaia	0.00	2.51	7.60	6.88	1900.00	0.00	223.06	0.01	0.00	539.91	0.000
Paraghiaia	1.00	2.51	7.60	30.00	1900.00	-0.06	214.75	0.01	0.00	539.91	0.000
Paraghiaia	2.00	2.51	7.60	24.43	1900.00	-0.04	214.06	0.01	0.00	539.91	0.000
Paraghiaia	3.00	2.51	7.60	14.77	1900.00	0.71	213.31	0.01	0.00	539.91	0.001
Paraghiaia	4.00	2.51	7.60	11.02	1900.00	3.29	212.51	0.01	0.00	539.91	0.005
Paraghiaia	5.00	2.51	7.60	9.53	1900.00	8.12	211.65	0.01	0.00	539.91	0.013
Muro frontale	0.00	7.85	7.80	125.00	1950.00	-2.18	218.41	0.02	0.00	237.56	0.002
Muro frontale	1.00	7.85	7.80	125.00	1950.00	-1.73	217.27	0.02	0.00	237.56	0.001
Muro frontale	2.00	7.85	7.80	125.00	1950.00	-1.18	216.09	0.02	0.00	237.56	0.001
Muro frontale	3.00	7.85	7.80	125.00	1950.00	-0.49	214.87	0.02	0.00	237.56	0.000
Muro frontale	4.00	7.85	7.80	108.63	1950.00	0.59	213.60	0.02	0.00	237.56	0.000
Muro frontale	5.00	7.85	7.80	90.97	1950.00	2.81	212.30	0.02	0.00	237.56	0.002
Muro frontale	6.00	7.85	7.80	76.20	1950.00	6.86	210.95	0.02	0.00	237.56	0.005
Muro frontale	7.00	7.85	7.80	65.12	1950.00	13.26	209.57	0.02	0.00	237.56	0.009
Muro frontale	8.00	7.85	7.80	57.24	1950.00	22.17	208.15	0.02	0.00	237.56	0.016
Muro frontale	9.00	7.85	7.80	51.66	1950.00	33.62	206.69	0.02	0.00	237.56	0.024
Muro frontale	10.00	7.85	7.80	47.61	1950.00	47.61	205.19	0.02	0.00	237.56	0.034

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

LAVORO: CANTIERE DI SALBERTRAND
OPERA: MURO DI RISVOLTO SPALLA FISSA

DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:	Diretta	
Lunghezza platea:	Lpl =	8.50 m
Spessore platea:	Hpl =	2.00 m
Altezza paramento muro:	Hm =	5.38 m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.50 m
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	0.50 m
Inclinazione interna paramento muro:	β =	0.000 ° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	α =	0.000 ° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	i =	0.000 ° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	6.28 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	1.00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	1.73 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	6.28 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1.73 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	7.38 m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	2.00 m
Altezza dente di fondazione:	hd =	0.00 m
Larghezza dente di fondazione:	bd =	0.00 m
Inclinazione piano di posa:	ibm =	0.000 ° (>=0)
Inclinazione piano campagna:	β_{pc} =	0.000 ° (>=0)

INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	γ_t =	20.00 kN/m ³
Coesione terreno:	c_t =	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	ϕ' =	33.00 °
Rapporto δ/ϕ :	δ/ϕ =	0.667
Angolo di attrito terra-muro:	δ =	22.011 °
Posizione della falda da intradosso platea:	z _{wf} =	2.00 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1=si, 0=no)
Peso specifico cls:	γ_{cls} =	25 kN/m ³
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:		

Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	20.00 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	100 (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m ²
Volume di terreno a monte:	VTM =	0.00 m ³

Azione di svio in testa muro

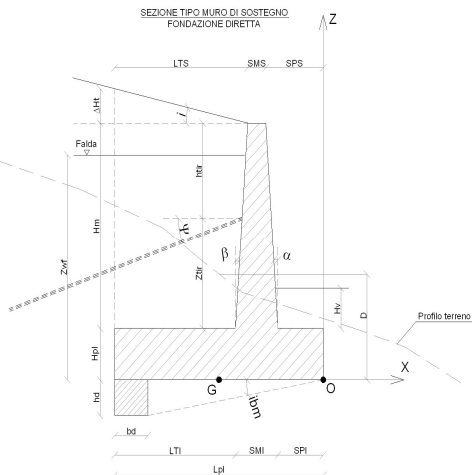
Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	-1.00 kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	0.00 kN/m
Momento in testa paramento:	Mym =	0.00 kN/m
Braccio da estradosso paramento:	ezm =	0.00 m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.25 m (>0 a valle)

Dati sismici

Categoria di suolo:	B, C, D, E	
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	a_g/g =	0.1250
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_g =	1.5000
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T =	1.0000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	a_{max}/g =	0.1875
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	β_m =	0.38
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.0713
Considerare sisma verticale?		Si
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0356
Angolo ϑ (+)	ϑ_A =	3.936 °
Angolo ϑ (-)	ϑ_B =	4.225 °
Acc. orizz. su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		1

Coefficienti di spinta

Coefficiente di spinta a riposo:	K_0 =	0.455
Coefficiente di spinta attiva:	K_a =	0.264
Coefficiente di spinta passiva:	K_p =	4.210
Considerare spinta passiva a valle?		No
Coefficiente di spinta utilizzato	K =	0.264



Fattore di riduzione della spinta passiva: 50 %
 Considerare coesione per spinta passiva? No

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A) $K_{a,A} = 0.307$
 Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B) $K_{a,B} = 0.311$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A) $\Delta K_a = 0.054 (= (1-kv)*K_{a,A} - K_a)$
 Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B) $\Delta K_b = 0.035 (= (1+kv)*K_{a,B} - K_a)$

Coefficients parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Combinazioni di calcolo

Typo	Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	Statica	0
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	1
3	EQU	Statica	0
4	EQU	Statica + Variabile	1
5	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	0
6	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	0
7	Freq.	Fessurazione - Frequente	0
8	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	1

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			
		Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	
1	A1+M1+R3.	Statica	95.80	-105.98	171.81
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	135.38	-121.98	278.26
3	EQU	Statica	78.06	-92.08	139.99
4	EQU	Statica + Variabile	117.64	-108.08	246.44
5	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	90.14	-93.54	178.84
6	SISMA X+ Z -	Sismica Z-	85.15	-98.33	165.43
7	Freq.	Fessurazione - Frequente	70.97	-95.94	127.27
8	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	70.97	-95.94	127.27

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 2

Dati geometrici:

Coeff. di spinta: $K_0 = 0.264$
 Peso di volume terreno: $Pt = 20.0$ kN/m³
 Peso di volume calcestruzzo: $Pcls = 25.0$ kN/m³
 Inclinazione spinta su paramento muro: $ism = 22.011$ °
 Angolo di attrito terreno di base: $\phi^t = 33.0$ °
 Angolo di attrito platea-terreno: $\delta t = 33.0$ °
 Coesione non drenata: $cu = 0.00$ kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale: $Aso = 0.00$ g
 Acc sismica vert. (+ verso alto): $Asv = 0.00$ g
 Incremento sismico spinta: $\Delta KS = 0.00$
 Acc.orizz.su terreno sopra platea: $Aot = 1$ (1= si, 0= no)
 Sovraccarico variabile a monte: $Qsm = 30$ kPa
 Percentuale sovr. su platea: $SSP = 100$ (0 -100%)
 Carico terreno a monte: $Qtm = 0.00$ kPa
 Sovraccarico variabile a valle: $Qsv = 0.00$ kPa
 Livello acqua falda da estr. platea: $hwf = 0.00$ m
 Press. idrostatica dietro paramento muro: $ADM = 0$ (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	5.38	50.00	0.25	7.36	-15.47	0.00	0.00	0.00
1	0.54	4.84	50.00	0.25	10.92	-16.91	-8.71	4.92	1.24
2	1.08	4.30	50.00	0.25	14.48	-18.35	-18.20	11.75	5.63
3	1.61	3.77	50.00	0.25	18.04	-19.79	-28.46	20.49	14.22
4	2.15	3.23	50.00	0.25	21.60	-21.23	-39.50	31.16	28.03

5	2.69	2.69	50.00	0.25	25.16	-22.67	-51.31	43.74	48.09
6	3.23	2.15	50.00	0.25	28.72	-24.11	-63.89	58.23	75.43
7	3.77	1.61	50.00	0.25	32.29	-25.55	-77.25	74.64	111.09
8	4.30	1.08	50.00	0.25	35.85	-26.99	-91.38	92.97	156.09
9	4.84	0.54	50.00	0.25	39.41	-28.43	-106.29	113.22	211.47
10	5.38	0.00	50.00	0.25	42.97	-29.87	-121.98	135.38	278.26

Legenda:

- Z da PS quota sezione da estradosso platea
- Z da MS quota sezione da estradosso muro
- S = spessore sezione
- Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
- qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
- qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
- Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
- Vk = sforzo di taglio caratt.
- Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	2.69	1.98	4.69	0.00	-67.25	-132.82	0.00	152.99
Paramento triang.m	0.00	2.23	3.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento triang.v	0.00	1.73	3.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	17.00	4.25	1.00	0.00	-425.00	-1806.25	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	33.76	5.36	4.69	0.00	-675.19	-3620.71	0.00	-751.15
Terrapieno monte 2	0.00	2.23	5.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terrapieno valle	1.73	0.86	2.50	0.00	-34.50	-29.76	0.00	116.87

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	5.36	7.38	0.00	-188.25	-1009.49	0.00	-209.43
Peso sovracc. su platea a valle	0.86	2.00	0.00	-34.50	-29.76	0.00	116.87
Spinta sovr. monte	8.50	3.69	54.28	-21.94	0.00	13.78	107.04
Spinta terreno su muro	8.50	2.46	180.27	-72.88	0.00	-175.97	133.75
Incremento sismico spinta terr.	8.50	3.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	1.98	7.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta dell'acqua	8.50	0.67	20.00	0.00	0.00	13.33	13.33
Sottospinta idraulica	4.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	1.73	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	1.73	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

- Resistenza caratt. cls: Rck = 35 MPa
- Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 16.46 MPa
- Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 1.32 MPa
- Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fy1 = 391.30 MPa
- Tens. snervamento di calcolo staffe: fy2 = 391.30 MPa
- Distanza asse armatura da filo muro: c = 6.90 cm
- fctm = 2.83 MPa
- fcd = 8.23 MPa
- cotθ = 2 (1+2.5)

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	AS _{nec} (cm²/m)	AS _{min} (cm²/m)	AS _{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	43.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.06	7.70	5.38
1.00	50.00	43.10	-8.71	1.24	0.00	0.00	0.00	7.06	7.70	4.84
2.00	50.00	43.10	-18.20	5.63	0.00	0.00	0.07	7.06	7.70	4.30
3.00	50.00	43.10	-28.46	14.22	0.01	0.01	0.43	7.06	7.70	3.77
4.00	50.00	43.10	-39.50	28.03	0.01	0.01	1.10	7.06	7.70	3.23
5.00	50.00	43.10	-51.31	48.09	0.02	0.02	2.15	7.06	7.70	2.69
6.00	50.00	43.10	-63.89	75.43	0.03	0.03	3.67	7.06	7.70	2.15
7.00	50.00	43.10	-77.25	111.09	0.04	0.04	5.75	7.06	7.70	1.61
8.00	50.00	43.10	-91.38	156.09	0.06	0.06	8.48	7.06	17.75	1.08
9.00	50.00	43.10	-106.29	211.47	0.08	0.08	12.00	7.06	17.75	0.54
10.00	50.00	43.10	-121.98	278.26	0.10	0.11	16.44	7.06	17.75	0.00

Legenda

- N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
- M_{Ed} = Momento flettente ultimo
- AS_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
- AS_{prog} = Area di armatura tesa di progetto
- μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
- ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
- AS_{min} = Area di armatura tesa minima
- θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	43.10	0.00	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	5.38
1.00	50.00	43.10	4.92	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	4.84
2.00	50.00	43.10	11.75	177.23	3192.74	5.75	0.00	6.41	4.30
3.00	50.00	43.10	20.49	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	3.77
4.00	50.00	43.10	31.16	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	3.23
5.00	50.00	43.10	43.74	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	2.69
6.00	50.00	43.10	58.23	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	2.15
7.00	50.00	43.10	74.64	177.24	3192.74	5.75	0.00	6.41	1.61
8.00	50.00	43.10	92.97	198.87	3192.74	5.75	0.00	6.41	1.08
9.00	50.00	43.10	113.22	198.87	3192.74	5.75	0.00	6.41	0.54
10.00	50.00	43.10	135.38	198.87	3192.73	5.75	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 7

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: R_{ck} = 35.00 MPa
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: f_{ck} = 29.05 MPa
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: f_{cm} = 37.05 MPa
 Valore medio della resistenza a trazione del cls: f_{ctm} = 2.83 MPa
 Valore medio del modulo secante: E_{cm} = 32588 MPa
 Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione: E_s = 200000 MPa

R_{ck} = 35.00 MPa
 f_{ck} = 29.05 MPa
 f_{cm} = 37.05 MPa
 f_{ctm} = 2.83 MPa
 E_{cm} = 32588 MPa
 E_s = 200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico: k₁ = 0.60
 Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre: k₁ = 0.80
 Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: k₂ = 0.50
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₃ = 3.40
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₄ = 0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso: w_{k,s} = 0.20 mm
 Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso: w_{k,i} = 0.20 mm

Tabella di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+ϕ/2) [cm]	ϕ [mm]
Paramento	0	0.00	0.00	124.49	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	1	-7.01	0.13	122.19	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	2	-14.60	1.02	122.82	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	3	-22.76	3.44	123.50	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	4	-31.49	8.15	124.23	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	5	-40.80	15.91	125.01	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	6	-50.68	27.49	125.83	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	7	-61.13	43.65	126.70	100.00	50.00	42.40	7.70	7.60	14.00
Paramento	8	-72.16	65.16	131.97	100.00	50.00	42.35	17.75	7.65	15.07
Paramento	9	-83.76	92.78	132.93	100.00	50.00	42.35	17.75	7.65	15.07
Paramento	10	-95.94	127.27	133.95	100.00	50.00	42.35	17.75	7.65	15.07

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ϕ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	s _s [N/mm ²]	s _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm} · 6cm / 100	s _{sm} [mm]	w _k [mm]
Paramento	0	1.92	7.60	8.77	1900.00	0.00	410.14	0.00	0.00	613.35	0.00
Paramento	1	1.92	7.60	50.00	1900.00	-0.17	397.79	0.00	0.00	613.35	0.00
Paramento	2	1.92	7.60	50.00	1900.00	-0.17	394.72	0.00	0.00	613.35	0.00
Paramento	3	1.92	7.60	32.06	1900.00	0.69	391.43	0.00	0.00	613.35	0.00
Paramento	4	1.92	7.60	18.35	1900.00	7.91	387.92	0.00	0.00	613.35	0.01

Paramento	5	1.92	7.60	13.95	1900.00	26.29	384.20	0.00	0.00	613.35	0.05
Paramento	6	1.92	7.60	12.14	1900.00	57.35	380.26	0.00	0.00	613.35	0.11
Paramento	7	1.92	7.60	11.20	1900.00	103.28	376.12	0.00	0.00	613.35	0.19
Paramento	8	4.44	7.65	14.70	1913.33	76.57	175.12	0.01	0.00	302.12	0.07
Paramento	9	4.44	7.65	14.24	1913.33	114.11	173.36	0.01	0.00	302.12	0.10
Paramento	10	4.44	7.65	13.92	1913.33	161.67	171.53	0.01	0.00	302.12	0.15

Coefficients parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Combinazioni di calcolo

Tipo	Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Svio (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	Statica	0	0
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	0	1
3	A1+M1+R3.	Statica + Urto	0	0
4	A1+M1+R3.	Statica + Variabile + Urto	0	1
5	EQU	Statica	0	1
6	EQU	Statica + Variabile	0	1
7	EQU	Statica + Urto	0	0
8	EQU	Statica + Variabile + Urto	0	1
9	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	0	0
10	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	0	0
11	Freq.	Fessurazione - Frequente	0	0
12	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	0	1

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA			
		Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	
1	A1+M1+R3.	Statica	33.08	-54.88	33.08	49.43	-274.78	-41.91
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	57.58	-67.76	69.83	78.83	-290.23	-16.80
3	A1+M1+R3.	Statica + Urto	72.08	-56.18	188.75	88.43	-276.08	138.46
4	A1+M1+R3.	Statica + Variabile + Urto	96.58	-69.06	225.51	117.83	-291.53	163.58
5	EQU	Statica	51.45	-60.79	63.71	70.01	-260.62	-13.60
6	EQU	Statica + Variabile	51.45	-60.79	63.71	70.01	-260.62	-13.60
7	EQU	Statica + Urto	65.95	-49.21	182.63	79.61	-246.47	141.66
8	EQU	Statica + Variabile + Urto	90.45	-62.09	219.38	109.01	-261.92	166.77
9	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	31.79	-49.04	35.43	62.38	-259.39	0.12
10	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	30.06	-51.71	32.84	59.58	-277.19	-8.80
11	Freq.	Fessurazione - Frequente	24.50	-50.38	24.50	37.08	-268.29	-45.05
12	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	24.50	-50.38	24.50	37.08	-268.29	-45.05

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO

Combinazioni	Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)	Fs,sch (U)	Lpmin (m)
1	A1+M1+R3.	Statica	3.282	13.446	4.401	-
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	2.173	12.417	4.403	-
3	A1+M1+R3.	Statica + Urto	1.843	3.013	2.651	-
4	A1+M1+R3.	Statica + Variabile + Urto	1.461	3.070	2.200	-
5	EQU	Statica	-	13.512	-	-
6	EQU	Statica + Variabile	-	13.512	-	-
7	EQU	Statica + Urto	-	2.602	-	-
8	EQU	Statica + Variabile + Urto	-	2.650	-	-
9	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2.700	13.570	6.186	-
10	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	3.021	132.108	5.676	-
11	Freq.	Fessurazione - Frequente	4.698	20.955	6.346	-
12	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	4.698	20.955	6.346	-

Legenda:

Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento

Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento

Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Fs,sch (U) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Non Drenate

Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei di fondazione

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 4

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	K _s =	0.308
Peso di volume terreno:	P _t =	20.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	P _{cls} =	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	ism =	27.722 °
Angolo di attrito terreno di base:	φ _t =	33.0 °
Angolo di attrito platea-terreno:	φ _t =	33.0 °
Coesione non drenata:	cu =	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	A _{so} =	0.00 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	A _{sv} =	0.00 g
Incremento sismico spinta:	ΔK _S =	0.00

Acc.orizz.su terreno sopra platea: Aot = 1 (1= si, 0= no)
 Sovraccarico variabile a monte: Qsm = 30 kPa
 Percentuale sovr. su platea: SSP = 0 (0 -100%)
 Carico terreno a monte: Qtm = 0.00 kPa
 Sovraccarico variabile a valle: Qsv = 0.00 kPa
 Livello acqua falda da estr. platea: hwf = 0.00 m
 Press. idrostatica dietro paramento muro: ADM = 0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	3.00	50.00	0.25	8.17	-16.79	-1.30	39.00	38.68
1	0.30	2.70	50.00	0.25	10.37	-17.95	-6.51	41.78	50.78
2	0.60	2.40	50.00	0.25	12.58	-19.11	-12.07	45.22	63.81
3	0.90	2.10	50.00	0.25	14.78	-20.27	-17.98	49.33	77.98
4	1.20	1.80	50.00	0.25	16.99	-21.43	-24.23	54.09	93.47
5	1.50	1.50	50.00	0.25	19.19	-22.59	-30.83	59.52	110.50
6	1.80	1.20	50.00	0.25	21.40	-23.74	-37.78	65.61	129.25
7	2.10	0.90	50.00	0.25	23.60	-24.90	-45.08	72.36	149.93
8	2.40	0.60	50.00	0.25	25.81	-26.06	-52.73	79.77	172.73
9	2.70	0.30	50.00	0.25	28.01	-27.22	-60.72	87.84	197.86
10	3.00	0.00	50.00	0.25	30.22	-28.38	-69.06	96.58	225.51

Legenda:

Z da PS quota sezione da estradosso platea
 Z da MS quota sezione da estradosso muro
 S = spessore sezione
 Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
 qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
 qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
 Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
 Vk = sforzo di taglio caratt.
 Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	1.50	1.05	2.10	0.00	-37.50	-39.38	0.00	28.13
Paramento triang.m	0.45	1.40	1.60	0.00	-11.25	-15.75	0.00	4.50
Paramento triang.v	0.00	0.80	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	2.16	1.80	0.30	0.00	-54.00	-97.20	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	6.90	2.45	2.10	0.00	-138.00	-338.10	0.00	-89.70
Terrapieno monte 2	0.45	1.50	2.60	0.00	-9.00	-13.50	0.00	2.70
Terrapieno valle	0.00	0.40	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	2.60	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	0.40	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	3.60	1.80	29.40	-15.45	0.00	-2.70	25.11
Spinta terreno su muro	3.60	1.20	47.63	-25.03	0.00	-32.95	12.10
Increment sismico spinta terr.	3.60	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	1.05	4.60	39.00	-1.30	0.00	178.04	180.38
Spinta dell'acqua	3.60	0.20	1.80	0.00	0.00	0.36	0.36
Sottospinta idraulica	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	0.80	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	0.80	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-102.75	-152.33	0.00	32.63
Terrapieno	0.00	-147.00	-351.60	0.00	-87.00
Sollecitazioni esterne	117.83	-41.78	0.00	142.75	217.95
TOTALE:	117.83	-291.53	-503.93	142.75	163.58

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro
 Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro
 Mstab, Mrrib = momento stabilizzante, ribaltante
 Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:

Tensione anteriore = -156.71 kPa
 Tensione posteriore = -5.25 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:

Lungh. carico triang. = 3.72 m (risultante dentro la platea)
 Tensione anteriore = -156.88 kPa

Tensione min = -156.71 kPa
 Tensione max = -5.25 kPa

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

MENSOLA	SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m²)	qz,sup (kN/m²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
Anteriore	0	0.00	0.00	156.71	-15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anteriore	1	-0.20	0.20	148.30	-15.00	30.50	-3.00	3.08	-0.30	27.50	2.78
Anteriore	2	-0.40	0.40	139.88	-15.00	59.32	-6.00	12.09	-1.20	53.32	10.89
Anteriore	3	-0.60	0.60	131.47	-15.00	86.45	-9.00	26.69	-2.70	77.45	23.99
Anteriore	4	-0.80	0.80	123.05	-15.00	111.91	-12.00	46.56	-4.80	99.91	41.76
Posteriore	5	-1.30	2.30	102.02	-75.00	123.36	-173.80	99.20	-201.37	-50.44	-102.16
Posteriore	6	-1.76	1.84	82.66	-75.00	80.88	-139.30	52.57	-129.35	-58.42	-76.78
Posteriore	7	-2.22	1.38	63.31	-75.00	47.31	-104.80	23.43	-73.21	-57.49	-49.78
Posteriore	8	-2.68	0.92	43.96	-75.00	22.64	-70.30	7.68	-32.94	-47.66	-25.25
Posteriore	9	-3.14	0.46	24.60	-75.00	6.87	-35.80	1.24	-8.53	-28.93	-7.29
Posteriore	10	-3.60	0.00	5.25	-75.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	-1.30	0.00

Legenda:

X = ascissa sezione platea
 DX = distanza sezione da lembo estremo
 qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)
 qz, sup = carico distribuito dall'alto
 Vk = sforzo di taglio caratteristico
 Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

Verifica di corpo rigido

Verifica a scorrimento

Inclinazione piano di scorrimento: $\text{ibm} = 0.000^\circ$
 Totale forze verticali: $Fz, \text{tot} = -291.53 \text{ kN/m}$
 Totale forze orizzontali: $Fx, \text{tot} = 117.83 \text{ kN/m}$
 Forza normale al piano: $F_n = -291.53 \text{ kN/m}$
 Forza tangente al piano: $F_{t, \text{ag}} = 117.83 \text{ kN/m}$
 Forza resistente: $F_{t, \text{res}} = 189.32 \text{ kN/m}$
 Spinta passiva sul dente: $S_{px} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Coeff. di sicurezza: $F_s = 1.46$ VERIFICATO

Verifica a ribaltamento

Tot. momenti stabilizzanti: $M_{\text{stab}} = -503.93 \text{ kNm/m}$
 Tot. momenti ribaltanti: $M_{\text{rib}} = 142.75 \text{ kNm/m}$
 Coeff. di sicurezza: $F_s = 3.07$ VERIFICATO

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 4

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa}$
 Resistenza a compressione di calcolo cls: $f_{cd} = 16.46 \text{ MPa}$ $f'_{cd} = 8.23 \text{ MPa}$
 Resistenza a trazione di calcolo cls: $f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: $f_{yd1} = 391.30 \text{ MPa}$ $\text{cot}(\theta) = 2 (1 \div 2.5)$
 Tens. snervamento di calcolo staffe: $f_{yd2} = 391.30 \text{ MPa}$
 Distanza asse armatura da filo muro: $c = 7.10 \text{ cm}$

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	As _{nec} (cm²/m)	As _{min} (cm²/m)	As _{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.90	-1.30	38.68	0.01	0.01	2.31	7.03	10.05	3.00
1.00	50.00	42.90	-6.51	50.78	0.02	0.02	2.98	7.03	10.05	2.70
2.00	50.00	42.90	-12.07	63.81	0.02	0.02	3.71	7.03	10.05	2.40
3.00	50.00	42.90	-17.98	77.98	0.03	0.03	4.51	7.03	10.05	2.10
4.00	50.00	42.90	-24.23	93.47	0.03	0.03	5.40	7.03	10.05	1.80
5.00	50.00	42.90	-30.83	110.50	0.04	0.04	6.39	7.03	10.05	1.50
6.00	50.00	42.90	-37.78	129.25	0.04	0.05	7.50	7.03	10.05	1.20
7.00	50.00	42.90	-45.08	149.93	0.05	0.05	8.75	7.03	10.05	0.90
8.00	50.00	42.90	-52.73	172.73	0.06	0.06	10.16	7.03	20.11	0.60
9.00	50.00	42.90	-60.72	197.86	0.07	0.07	11.74	7.03	20.11	0.30
10.00	50.00	42.90	-69.06	225.51	0.08	0.08	13.52	7.03	20.11	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
 M_{Ed} = Momento flettente ultimo ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
 As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria As_{min} = Area di armatura tesa minima
 As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Red} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm²/m)	Asw/s _{nec} (cm²/m)	Asw/s _{prog} (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	50.00	42.90	39.00	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	3.00
1.00	50.00	42.90	41.78	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.70
2.00	50.00	42.90	45.22	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.40
3.00	50.00	42.90	49.33	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	2.10
4.00	50.00	42.90	54.09	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.80
5.00	50.00	42.90	59.52	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.50
6.00	50.00	42.90	65.61	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	1.20
7.00	50.00	42.90	72.36	176.66	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.90
8.00	50.00	42.90	79.77	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.60
9.00	50.00	42.90	87.84	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.30
10.00	50.00	42.90	96.58	206.86	3177.92	5.75	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
 V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
 V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
 Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
 Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica: 4

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: $R_{ck} = 35.00$ Mpa $f_{ctm} = 2.83$ MPa
 Resistenza a compressione di calcolo cls: $f_{cd} = 19.37$ Mpa $f'_{cd} = 9.68$ Mpa
 Resistenza a trazione di calcolo cls: $f_{ctd} = 2.90$ Mpa
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: $f_{yd1} = 391.30$ Mpa $\cot(\theta) = 2$ (1÷2,5)
 Tens. snervamento di calcolo staffe: $f_{yd2} = 391.30$ Mpa
 Distanza asse armatura:da filo muro: $c = 7.10$ cm

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	As_{nec} (cm ² /m)	As_{min} (cm ² /m)	As_{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	60	52.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	8.66	10.05	0.00
1	60	52.9	0.00	2.78	0.0005	0.0005	0.13	8.66	10.05	0.20
2	60	52.9	0.00	10.89	0.0020	0.0020	0.53	8.66	10.05	0.40
3	60	52.9	0.00	23.99	0.0044	0.0044	1.16	8.66	10.05	0.60
4	60	52.9	0.00	41.76	0.0077	0.0078	2.03	8.66	10.05	0.80
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	60	52.9	0.00	-102.16	0.0189	0.0192	5.03	8.66	10.05	1.30
6	60	52.9	0.00	-76.78	0.0142	0.0144	3.76	8.66	10.05	1.76
7	60	52.9	0.00	-49.78	0.0092	0.0093	2.43	8.66	10.05	2.22
8	60	52.9	0.00	-25.25	0.0047	0.0047	1.23	8.66	10.05	2.68
9	60	52.9	0.00	-7.29	0.0013	0.0013	0.35	8.66	10.05	3.14
10	60	52.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	8.66	10.05	3.60

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
 M_{Ed} = Momento flettente ultimo ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
 As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria As_{min} = Area di armatura tesa minima
 As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	V_{Rcd} (kN/m)	Asw/s_{min} (cm ² /m)	Asw/s_{nec} (cm ² /m)	Asw/s_{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	60	52.9	0.00	204.79	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.00
1	60	52.9	27.50	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.20
2	60	52.9	53.32	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.40
3	60	52.9	77.45	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.60
4	60	52.9	99.91	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	0.80
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	60	52.9	-50.44	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	1.30
6	60	52.9	-58.42	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	1.76
7	60	52.9	-57.49	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	2.22
8	60	52.9	-47.66	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	2.68
9	60	52.9	-28.93	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	3.14
10	60	52.9	-1.30	235.52	1844.09	5.75	0.00	6.41	3.60

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
 V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
 V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 11

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: $R_{ck} = 35.00$ MPa
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: $f_{ck} = 29.05$ MPa
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione $f_{ctm} = 37.05$ MPa
 Valore medio della resistenza a trazione del cls: $f_{ctm} = 2.83$ MPa
 Valore medio del modulo secante $E_{cm} = 32588$ MPa
 Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione $E_s = 200000$ MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: $R_{ck} = 35.00$ MPa
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: $f_{ck} = 29.05$ MPa
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione $f_{ctm} = 37.05$ MPa
 Valore medio della resistenza a trazione del cls: $f_{ctm} = 2.83$ MPa
 Valore medio del modulo secante $E_{cm} = 32588$ MPa
 Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione $E_s = 200000$ MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico $k_1 = 0.60$
 Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre $k_2 = 0.80$
 Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni $k_3 = 0.50$
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure $k_4 = 3.40$
 Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure $k_5 = 0.43$

Criteria di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso w_{k,s} = 0.20 mm
 Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso w_{k,i} = 0.20 mm

Tabelle di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{less} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	φ [mm]
Paramento	0	0.00	0.00	126.17	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	1	-3.88	0.02	122.79	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	2	-8.02	0.20	123.13	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	3	-12.41	0.66	123.50	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	4	-17.06	1.57	123.89	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	5	-21.97	3.06	124.30	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	6	-27.14	5.29	124.73	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	7	-32.56	8.40	125.18	100.00	50.00	42.10	10.05	7.90	16.00
Paramento	8	-38.24	12.55	129.84	100.00	50.00	42.10	20.11	7.90	16.00
Paramento	9	-44.18	17.86	130.34	100.00	50.00	42.10	20.11	7.90	16.00
Paramento	10	-50.38	24.50	130.85	100.00	50.00	42.10	20.11	7.90	16.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm} - e _{cm} [mm]	S _{rm} [mm]	w _k [mm]
Paramento	0	2.51	7.90	9.80	1975.00	0.00	323.76	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	1	2.51	7.90	50.00	1975.00	-0.10	313.06	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	2	2.51	7.90	50.00	1975.00	-0.18	311.81	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	3	2.51	7.90	50.00	1975.00	-0.20	310.47	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	4	2.51	7.90	47.20	1975.00	-0.11	309.07	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	5	2.51	7.90	34.97	1975.00	0.38	307.58	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	6	2.51	7.90	25.18	1975.00	2.31	306.03	0.01	0.00	561.22	0.00
Paramento	7	2.51	7.90	19.62	1975.00	6.73	304.40	0.01	0.00	561.22	0.01
Paramento	8	5.03	7.90	20.55	1975.00	7.94	162.20	0.01	0.00	294.04	0.01
Paramento	9	5.03	7.90	18.83	1975.00	13.38	161.39	0.01	0.00	294.04	0.01
Paramento	10	5.03	7.90	17.67	1975.00	20.55	160.56	0.01	0.00	294.04	0.02

Tabelle di calcolo della fessurazione zattera di fondazione

Platea	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{less} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	φ [mm]
Anteriore	0	0.00	0.00	181.14	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Anteriore	1	0.00	0.79	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Anteriore	2	0.00	3.22	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Anteriore	3	0.00	7.38	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Anteriore	4	0.00	13.36	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	5	0.00	30.41	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	6	0.00	22.47	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	7	0.00	14.33	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	8	0.00	7.12	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	9	0.00	1.97	176.33	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00
Posteriore	10	0.00	0.00	181.14	100.00	60.00	52.10	10.05	7.90	16.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm} - e _{cm} [mm]	S _{rm} [mm]	w _k [mm]
Anteriore	0	2.51	7.90	11.02	1975.00	0.00	372.71	0.01	0.00	561.22	0.00
Anteriore	1	2.51	7.90	11.02	1975.00	1.62	362.81	0.01	0.00	561.22	0.00
Anteriore	2	2.51	7.90	11.02	1975.00	6.62	362.81	0.01	0.00	561.22	0.01
Anteriore	3	2.51	7.90	11.02	1975.00	15.18	362.81	0.01	0.00	561.22	0.03
Anteriore	4	2.51	7.90	11.02	1975.00	27.49	362.81	0.01	0.00	561.22	0.05
Posteriore	5	2.51	7.90	11.02	1975.00	62.58	362.81	0.01	0.00	561.22	0.11
Posteriore	6	2.51	7.90	11.02	1975.00	46.24	362.81	0.01	0.00	561.22	0.08
Posteriore	7	2.51	7.90	11.02	1975.00	29.49	362.81	0.01	0.00	561.22	0.05
Posteriore	8	2.51	7.90	11.02	1975.00	14.65	362.81	0.01	0.00	561.22	0.02
Posteriore	9	2.51	7.90	11.02	1975.00	4.05	362.81	0.01	0.00	561.22	0.01
Posteriore	10	2.51	7.90	11.02	1975.00	0.00	372.71	0.01	0.00	561.22	0.00

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Dati di Input

Larghezza fondazione B = 3.60 m
 Larghezza equivalente fondazione Be = 2.48 m
 Inclinazione piano di posa α = 0.000 °
 Inclinazione p.c. β_{pc} = 0.000 °
 Eccentricità e = 0.56 m
 Altezza di scavo D = 0.60 m
 Profondità della falda dal p.p. Zf = -0.60 m
 Profondità di influenza fondazione dal p.p. Zi = 4.20 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)
1	Deposito	Ghiaia	Drenate	0.00	20.00	20.00	20.00	33.00	0.00	0.00

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.
 ZF = Profondità finale strato dal p.c.
 γ = Peso specifico strato
 γ_{sat} = Peso specifico strato

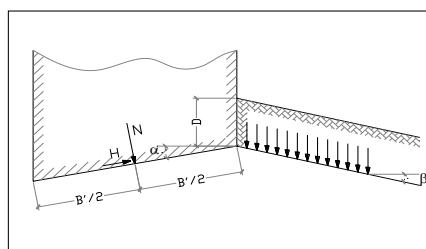
ϕ' = Angolo di attrito efficace
 c' = Coesione drenata
 cu = Coesione non drenata

Parametri geotecnici dello strato di fondazione

N° strato terreno di fondazione:	1
Tipo di verifica:	Drenate
Peso specifico:	$\gamma = 20.00$ kN/m ³
Peso specifico saturo:	$\gamma_{sat} = 20.00$ kN/m ³
Peso specifico efficace:	$\gamma' = 10.00$ kN/m ³
Angolo di attrito efficace:	$\phi' = 33.000$ °
Coesione drenata:	c' = 0.00 kN/m ²
Coesione non drenata:	cu = 0.00 kN/m ²
Angolo di attrito efficace ridotto:	$\phi'_{rid} = 33.000$ °
Coesione drenata ridotta:	c'_{rid} = 0.00 kN/m ²
Coesione non drenata ridotta:	cu_{rid} = 0.00 kN/m ²

Fattori di capacità portante

Nc =	38.64	Condizioni drenate
Nc =	5.14	Condizioni non drenate
Nq =	26.09	
N γ =	24.44	



Fattori correttivi

Condizioni drenate	S _d =	1.00
	S _y =	1.00
	S _c =	1.00
	d _d =	1.07
	d _c =	1.07
	i _d =	0.36
	i _r =	1.00
	i _c =	0.33
	b _d =	1.00
	b _c =	1.00
	b _r =	1.00
	g _d =	1.00
g _c =	1.00	
g _r =	1.00	

Fattori di forma

Fattori di profondità

Fattori di inclinazione di carico

Fattori di inclinazione della fondazione

Fattori di inclinazione piano di posa

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00

Tabella di verifica della capacità portante

N°	Combinazioni		Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	q _{Ed} (kPa)	FS	q _{Rd} (D) (kPa)	q _{Rd} (U) (kPa)	FS _{eff}
	Tipo	Descr.								
1	A1+M1+R3.	Statica	49.43	-274.78	-41.91	-83.39	1.40	366.99	0.00	4.40
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	78.83	-290.23	-16.80	-83.30	1.40	366.74	0.00	4.40
3	A1+M1+R3.	Statica + Urto	88.43	-276.08	138.46	-106.31	1.40	281.88	0.00	2.65
4	A1+M1+R3.	Statica + Variabile + Urto	117.83	-291.53	163.58	-117.66	1.40	258.86	0.00	2.20
5	EQU	Statica	70.01	-260.62	-13.60	-74.56	1.40	368.23	0.00	-
6	EQU	Statica + Variabile	70.01	-260.62	-13.60	-74.56	1.40	368.23	0.00	-
7	EQU	Statica + Urto	79.61	-246.47	141.66	-100.58	1.40	268.82	0.00	-
8	EQU	Statica + Variabile + Urto	109.01	-261.92	166.77	-112.58	1.40	244.10	0.00	-
9	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	62.38	-259.39	0.12	-72.07	1.20	445.80	0.00	6.19
10	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	59.58	-277.19	-8.80	-78.38	1.20	444.86	0.00	5.68
11	Freq.	Fessurazione - Frequente	37.08	-268.29	-45.05	-82.19	1.00	521.58	0.00	6.35
12	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	37.08	-268.29	-45.05	-82.19	1.00	521.58	0.00	6.35