

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDARIO
associato al
CONSORZIO DI IRRIGAZIONE DI II° GRADO DEL PESIO

FONDO SVILUPPO E COESIONE 2014-2020

Piano Operativo Infrastrutture

Asse tematico D: Messa in sicurezza del patrimonio infrastrutturale esistente

Linea d'azione: Interventi di manutenzione straordinaria e messa in sicurezza dighe

Delibera CIPE n. 54/2016 – Addendum Delibera CIPE n. 12/2018

INTERVENTI PER LA SICUREZZA FUNZIONALE DELLA DIGA DI PIANFEI

CUP: B83E18000190001

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



CONSORZIO DEL PESIO
Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : info@consorziodelpesio.it
 pec : posta@pec.consorziodelpesio.it

CONSORZIO IRRIGUO COMPRESORIO VALLI ELLERO, CORSAGLIA, CASOTTO
Consorzio di irrigazione di II° grado

12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it



ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
 28100 NOVARA - Via Negrone, 7
 Tel. +39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
 email : estsesia.pec@legalmail.it



CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE
 13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
 Tel. +39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
 email : segreteria@consorziobaraggia.it



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

RELAZIONI SPECIALISTICHE

DATA

NOVEMBRE 2020

ELABORATO:

**RELAZIONE GEOTECNICA E
 DI CALCOLO STRUTTURALE**

AGGIORNAMENTO

**FEBBRAIO 2021
 LUGLIO 2022**

ELABORATO N°

RS 3.1

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PROGETTO ESECUTIVO

ARCH. 10462E

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 DELLA FASE PROGETTUALE:**

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

REV 1

Luglio 2022

CONTROLLO

OPERATORE

CONTROLLO

APPROVAZIONE

Firma

MF

DC

DC

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE	5
3.1 CALCESTRUZZO	5
3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità	5
3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio.....	9
3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive	11
3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti.....	13
3.1.5 Controlli in corso d'opera.....	16
3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati.....	19
3.2 ACCIAIO.....	19
3.2.1 Proprietà meccaniche	20
3.2.2 Controlli sull'acciaio	21
4. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI	24
4.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO SUPERFICIALE DI NATURA GRANULARE.....	30
4.2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	31
4.2.1 Classifica RMR e GSI.....	33
4.2.2 Indice Q (classificazione del Norwegian Geotechnical Institute)	38
4.2.3 Correlazioni tra gli indici	40
4.2.4 Zonazione dell'ammasso roccioso.....	41
4.2.5 Stima dei parametri di resistenza e di deformabilità	42
4.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO ASSUNTI NEI CALCOLI.....	50
4.4 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	52
5. PARAMETRI DI PROGETTO	54
5.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	54
5.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	55
5.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	55
5.4 AZIONE SISMICA	69
5.4.1 Parametri sismici di progetto.....	72
5.5 COMBINAZIONI DI CARICO	81
6. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	84
6.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO	84
6.1.1 Resistenze di calcolo	85
6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	87
6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)	87
6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)	89
6.1.2.3 Verifica a punzonamento.....	92
6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	92
6.1.3.1 Verifica di fessurazione.....	93
6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio	94
6.2 COSTRUZIONI IN ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	95
6.2.1 Resistenze di calcolo	96
6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	97
6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	99
6.3 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE.....	100
7. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	101
7.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	101
7.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI	109
7.3 STIMA DEI CEDIMENTI.....	110

7.4	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	112
7.5	VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	117
7.6	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	118
7.7	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	118
7.7.1	<i>Opere di sostegno provvisoriale</i>	122
7.8	MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA	123
8.	RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....	129
8.1	VASCA DI DISSIPAZIONE DEL CANALE FUGATORE	129
8.1.1	<i>Verifica muro contro terra vasca di dissipazione canale fugatore</i>	130
8.2	ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI VALLE	147
8.3	RIFACIMENTO PARZIALE E ADEGUAMENTO SEZIONE DEL CANALE FUGATORE	162
8.3.1	<i>Verifiche tratti oggetto di rifacimento.....</i>	<i>162</i>
8.3.2	<i>Verifica inghisaggi post-installati per rialzo pareti canale fugatore</i>	<i>172</i>
8.4	ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI COLLEGAMENTO AL CORONAMENTO DIGA	178
8.5	PARATIE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	193
8.5.1	<i>Paratia provvisoriale per rifacimento tratti canale fugatore e ponte coronamento diga.....</i>	<i>194</i>
8.6	MANUFATTI A MINORE RILEVANZA STRUTTURALE	212
9.	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E VALIDAZIONE DELLA MODELLAZIONE.....	213

ALLEGATI:

- **ALLEGATO 1** – CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO SUI CAMPIONI DI ROCCIA.

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali relativi alle opere previste in attuazione con gli *"Interventi per la sicurezza funzionale della diga di Pianfei"*, descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l'azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini geognostiche svolte in sito.

Le costruzioni in progetto sono sostanzialmente caratterizzate da manufatti di canalizzazione e contenimento acqua prevalentemente interrati, in c.c.a. gettato in opera e prefabbricato, contraddistinte da un'organizzazione strutturale di tipo scatolare e a platea e pareti / setti collaboranti e con vincolo di incastro e con tipologia strutturale a pareti singole o accoppiate o mista a telaio-pareti ai sensi del *paragrafo 7.4.3.1* delle NTC-2018.

Nel dettaglio le costruzioni caratterizzate da maggiore rilevanza strutturale e sulle quali sono state condotte le opportune verifiche e dimensionamenti strutturali e geotecnici saranno, quindi, costituite dalle seguenti opere, in ordine da monte verso valle:

- 1) Vasca di dissipazione a servizio del canale fugatore, subito a monte della restituzione nel rio naturale a valle dello sbarramento e contestuale attraversamento stradale di servizio (ponte stradale di valle).
- 2) Interventi di ripristino e adeguamento della sezione idraulica del canale fugatore mediante rialzo dei muri di sponda e rifacimento integrale della sezione di un tratto a valle del ponte di accesso al coronamento diga e parziale del muro in sponda destra a monte del ponte suddetto, con struttura in c.c.a. gettato in opera con contestuale esecuzione di paratie in micropali a sostegno degli scavi.
- 3) Rifacimento del ponte di collegamento al coronamento diga, con nuova struttura in c.c.a. gettato in opera, eseguito contestualmente all'intervento di cui al punto precedente. Tale intervento si è reso aggiuntivamente necessario a seguito dell'ulteriore aggravamento dello stato di degrado della porzione della parete del canale fugatore in sponda dx a monte del ponte stradale esistente e del ponte medesimo, non più risolvibile mediante interventi di manutenzione ordinaria, in riferimento anche a quanto indicato nella *Relazione in merito allo stato fessurativo dei muri del canale fugatore al fine di verificare staticamente l'opera di sostegno* in data 01.09.2018, a firma dell'Ing. Capellino, per conto dell'ente concessionario.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale, in riferimento alla categoria prevalente di opere (opere in c.c.a.), possono essere classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.c.a. con funzione idraulica e per contenimento liquidi non aggressivi**, ai sensi del *paragrafo 4.1* e del *paragrafo 5.1* (ponti stradali) del D.M. 17.01.2018.

Le **fondazioni** dei vari manufatti faranno, altresì, riferimento alle opere di fondazione superficiali di tipo diretto ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018 e, in parte, alle opere di fondazione miste (dirette + micropali) ai sensi del *paragrafo 6.4.3* delle NTC-2018; le **opere geotecniche di sostegno** (muri e paratie provvisorie in micropali a sostegno dei fronti scavo) sono state progettate in riferimento al *paragrafo 6.5* delle NTC-2018.

Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, principalmente riferimento ai *paragrafi 7.4, 7.8 e 7.11* (costruzioni di calcestruzzo, costruzioni in muratura ed opere e sistemi geotecnici) delle NTC-2018.

In riferimento, invece, al D.M. 26.06.2014, i presenti interventi si configurano come **interventi locali** nell'ambito di dighe esistenti ai sensi del *paragrafo H.2.3* del citato Decreto, con contestuali interventi di miglioramento idraulico relativamente al canale fagotore. In tal senso gli interventi in progetto non interesseranno lo sbarramento esistente e saranno indipendenti e non interferenti rispetto al corpo diga principale, il quale non sarà, quindi, soggetto ad alcun intervento di tipo strutturale. Il progetto e la valutazione della sicurezza saranno, pertanto, riferiti alle sole parti e/o elementi interessati dai lavori e di nuova realizzazione.

Dal punto di vista amministrativo le opere strutturali in progetto saranno realizzate in Comune di Pianfei (CN), il quale risulta classificato in zona sismica 3 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e ss.mm.ii. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019).

Per una descrizione di dettaglio dei vari interventi progettualmente previsti si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato nella *Relazione tecnica generale* e negli *Elaborati grafici* di progetto.

2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione strutturale e geotecnica si è fatto, in via principale, riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- D.M. 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Strutture in calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1: Eurocodice 3 – Strutture in acciaio.
- UNI EN 1996-1 / 1996-2 / 1996-3: Eurocodice 6 – Strutture in muratura.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2/3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale, istruzioni applicative e comprovate linee guida:

- Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).
- Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656 – Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche

e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.

- Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 – OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.
- D.G.R. 15 gennaio 2021, n. 5-2756 – Semplificazione degli adempimenti connessi alla gestione e controllo delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico: adozione dell'elenco interventi “privi di rilevanza” nei riguardi della pubblica incolumità, lettera c), comma 1 art 94 bis, DPR 380/2001, e modalità di deposito delle medesime presso lo sportello unico edilizia.
- D.G.R. 26 novembre 2021, n. 10-4161 – D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (CNR – GNDT).
- Istruzioni e linee guida Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento di Protezione Civile, in collaborazione con ITC (Istituto per le Tecnologie delle Costruzioni) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

Si evidenzia, in particolare, che il progetto strutturale è stato redatto in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 e alla D.G.R. 21 maggio 2014 n. 65-7656 e ss.mm.ii. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019); in tal senso le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 3 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Materiali per uso strutturale

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi tutti i manufatti in c.a. e in c.a.v. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE o equivalente che soddisfino i requisiti di accettazione previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006. In cantiere o presso l'impianto di confezionamento del calcestruzzo è ammessa, pertanto, esclusivamente la fornitura di cementi rispondenti a tali prescrizioni.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi a basso calore LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Tutte le forniture di cemento dovranno, quindi, essere accompagnate da attestati di conformità CE o equivalente. E' possibile, in alternativa, una dichiarazione periodica del produttore del cemento, contenente l'elenco dei DDT relativi ai lotti consegnati al produttore di calcestruzzo e l'attestato di conformità CE o equivalente, da inoltrare da parte dell'impresa esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori verificherà, comunque, periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto in Capitolato e nella documentazione o elaborati tecnici specifici e potrà richiedere, inoltre, una caratterizzazione periodica del produttore di cemento riportante i valori medi delle prove di autocontrollo sui requisiti della norma UNI EN 197-1:2006. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, dovranno possedere marcatura CE o equivalente, secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi ed essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo. La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. deve essere pari o superiore a 2300 kg/m³. A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura. Gli aggregati dovranno, inoltre, rispettare i requisiti minimi

imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive, in particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0,2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS 0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0,1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

In attesa di specifiche normative sugli aggregati di riciclo è consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella che segue, a condizione che il calcestruzzo possenga i requisiti reologici, meccanici e di durabilità previsti in progetto. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica saranno effettuate secondo i prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma UNI EN 12620; per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 ton di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	Percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= C 8/10	fino al 100%
Demolizioni di solo calcestruzzo e c.a. (frammenti di calcestruzzo ≥90%, UNI EN 933-11:2009)	≤ C20/25	fino al 60%
	≤ C30/37	≤ 30%
	≤ C45/55	≤ 20%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe	Classe minore del calcestruzzo di origine	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 10%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo (D.M. 17/01/2018).

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per quanto concerne la durabilità delle opere ogni calcestruzzo dovrà soddisfare i seguenti requisiti di durabilità in accordo con quanto richiesto dalle norme **UNI 11104 e UNI-EN 206-1** e dalle **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale** in base alla classe (alle classi) di esposizione ambientale della struttura cui il calcestruzzo è destinato:

1) CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA IN GENERALE RELATIVI AL CANALE FUGATORE:

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c) max: 0,60;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
- resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
- D_{max} dell'aggregato: 25/28 mm;
- copriferro minimo nominale: fondazioni 50 mm; elevazioni 40/50 mm; solette 35/40 mm; 80/90 mm per eventuali getti controterra.

2) CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DELLA SOLETTA DEL PONTE STRADALE DI COLLEGAMENTO AL CORONAMENTO DIGA

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);

- classe di esposizione e durabilità: XC4+XF1 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c) max: 0,50;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
- resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 350 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25/28 mm;
- copriferro minimo nominale: 40 mm.

3) CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DELLA VASCA DI DISSIPAZIONE E DELL'ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI VALLE DEL CANALE FUGATORE:

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- classe di esposizione e durabilità: XC4+XF1 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c) max: 0,50;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
- resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 350 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25/28 mm;
- copriferro minimo nominale: 40/50 mm.

4) CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI IN C.C.A. / C.A.V. (SCATOLARI, TUBAZIONI IN GENERE, CANALETTE E OPERE ANALOGHE):

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c) max: 0,55;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
- resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 350 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 20 mm;
- copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30 mm.

Si evidenzia che la fondazione e le pareti di elevazione del canale fugatore a supporto della soletta del ponte di collegamento al coronamento diga, per omogeneità dei getti e dei materiali, saranno realizzate con calcestruzzo Rck 30 N/mm² in classe di esposizione XC2; le

stesse, dal punto di vista della durabilità, saranno, altresì caratterizzate dall'intervento di impermeabilizzazione protettiva, in continuità al canale fugatore, con malta cementizia tipo Penetron o equivalente. In tal senso la classe di esposizione prevista per i suddetti elementi strutturali è ritenuta pienamente compatibile con l'uso previsto per la costruzione. La soletta sarà, invece, realizzata con calcestruzzo in classe di esposizione XC4+XF1 come specificato al punto 2) sopra riportato.

Il contenuto di aria in ogni miscela prodotta dovrà essere determinato in accordo alla procedura descritta alla norma UNI EN 12350-7 conforme a quanto indicato nella tabella 3.1 (in funzione del diametro massimo dell'aggregato e dell'eventuale esposizione alla classe XF: strutture soggette a cicli di gelo/disgelo in presenza o meno di sali disgelanti).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

L'essudamento di acqua di bleeding dovrà risultare non superiore allo 0,1% in conformità alla norma UNI 7122.

3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio

In accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni per la produzione del calcestruzzo si possono configurare due differenti possibilità:

- 1) calcestruzzo prodotto senza processo industrializzato;
- 2) calcestruzzo prodotto con processo industrializzato;

Il caso 1) si verifica nella produzione limitata di calcestruzzo direttamente effettuata in cantiere mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati. In tal caso la produzione deve essere effettuata sotto la diretta vigilanza del Direttore dei Lavori. Il D.M. 17/01/2018 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della “*Valutazione preliminare della Resistenza*” (paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

Nella relazione di prequalifica, nel caso di calcestruzzo prodotti senza processo industrializzato l'appaltatore dovrà fare esplicito riferimento a:

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;
- documenti sulla marcatura CE dei materiali costituenti;
- massa volumica reale s.s.a. e assorbimento, per ogni classe di aggregato, valutati secondo la Norma UNI 8520 parti 13a e 16a;
- studio granulometrico per ogni tipo e classe di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio del cemento;
- rapporto acqua-cemento;
- massa volumica del calcestruzzo fresco e calcolo della resa;
- classe di esposizione ambientale a cui è destinata la miscela;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi;
- proporzionamento analitico della miscela e resa volumetrica;
- classe di consistenza del calcestruzzo;
- risultati delle prove di resistenza a compressione;
- curve di resistenza nel tempo (almeno per il periodo 2÷28 giorni);
- caratteristiche dell'impianto di confezionamento e stato delle tarature;
- sistemi di trasporto, di posa in opera e maturazione dei getti.

Il caso 2) è trattato dal D.M. 17/01/2018 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Di conseguenza in questa fattispecie rientrano, a loro volta, tre tipologie di produzione del calcestruzzo:

- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati fissi;
- calcestruzzo prodotto negli stabilimenti di prefabbricazione;
- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati installati nei cantieri (temporanei).

In questi casi gli impianti devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate al confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Al fine di contribuire a garantire quest'ultimo punto, gli impianti devono essere dotati di un sistema di controllo permanente della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Tale sistema di controllo non deve confondersi con l'ordinario sistema di gestione della qualità aziendale, al quale può affiancarsi.

Il sistema di controllo della produzione in fabbrica dovrà essere certificato da un organismo terzo indipendente di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012. A riferimento per tale certificazione devono essere prese le Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici allo scopo di ottenere un calcestruzzo di adeguate caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche.

Il sistema di controllo di produzione in fabbrica dovrà comprendere le prove di autocontrollo, effettuate a cura del produttore secondo quanto previsto dalle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato. L'organismo di certificazione dovrà, nell'ambito dell'ispezione delle singole unità produttive dovrà verificare anche i laboratori utilizzati per le prove di autocontrollo interno. In virtù di tale verifica e sorveglianza del controllo di produzione le prove di autocontrollo della produzione sono sostitutive di quelle effettuate dai laboratori ufficiali.

Il programma delle prove di autocontrollo deve essere sviluppato in maniera tale da assicurare il rispetto dei disposti normativi per le numerose miscele prodotte, ma essere nel contempo contenuto in maniera tale da agevolarne l'applicazione, in virtù dell'elevato numero delle miscele prodotte in generale in un impianto di calcestruzzo preconfezionato.

È compito della Direzione Lavori accertarsi che i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere indichino gli estremi della certificazione del sistema di controllo della produzione. Ove opportuno il Direttore dei Lavori potrà richiedere la relazione preliminare di qualifica ed i relativi allegati (es. certificazione della marcatura CE degli aggregati, del cemento, etc.).

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della Direzione Lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'impresa appaltatrice.

Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegli accorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso di casseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei + 0° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33°C.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

Per la compattazione del getto dovranno essere adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (*tabella 2*).

Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel cls (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)

Tabella 2 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato.

Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo.

Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti “water-stop” in materiale bentonitico idroespansivo o equivalenti profili bentonitici. I profili water-stop o bentonitici saranno opportunamente fissati nella scanalatura a “V” appositamente preparata e disposti in maniera tale da non interagire con le armature.

I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

Per quanto concerne le **tolleranze esecutive** nelle opere finite gli scostamenti ammissibili (tolleranze) rispetto alle dimensioni e/o quote dei progetti sono riportate di seguito; per i vari elementi strutturali; lo scostamento “S” è espresso in cm:

a) Fondazioni in genere (plinti, travi rovesce e platee):

- posizionamento rispetto alle coordinate di progetto: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in pianta: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in altezza (superiore) $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

b) Strutture in elevazione in genere (muri, pareti, spalle ponti, setti e pilastri, scatolari):

- posizionamento rispetto alle coordinate e/o allineamenti di progetto: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensione in pianta: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- spessore muri, pareti, spalle: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica sommità: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H \leq 600 \text{ cm}$ $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H > 600 \text{ cm}$ $S = \pm H/12$

c) Solette, impalcati, travi e cordoli in genere, manufatti scatolari, ecc.:

- spessore: $S = \pm 0,5 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

In ogni caso gli scostamenti dimensionali negativi non devono ridurre i copriferri minimi prescritti dal progetto.

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

Per tali opere provvisorie l'impresa comunicherà preventivamente alla Direzione Lavori il sistema e le modalità esecutive che intende adottare, ferma restando l'esclusiva responsabilità dell'impresa stessa per quanto riguarda la progettazione e l'esecuzione di tali opere provvisorie e la loro rispondenza a tutte le norme di legge ed ai criteri di sicurezza che comunque possono riguardarle. Il sistema prescelto dovrà comunque essere atto a consentire la realizzazione delle opere in conformità alle disposizioni contenute nel progetto esecutivo.

Nella progettazione e nell'esecuzione delle armature di sostegno delle centinature e delle attrezzature di costruzione, l'impresa è tenuta a rispettare le norme, le prescrizioni ed i vincoli che eventualmente venissero imposti da Enti, Uffici e persone responsabili riguardo alla zona interessata.

Tutte le attrezzature dovranno essere dotate degli opportuni accorgimenti affinché, in ogni punto della struttura, la rimozione dei sostegni sia regolare ed uniforme.

Viene prescritto l'uso di casseforme metalliche o di materiali fibrocompressi o compensati (tavolati in legno); in ogni caso esse dovranno avere dimensioni e spessori sufficienti ad essere opportunamente irrigidite o controventate per assicurare l'ottima riuscita delle superfici dei getti e delle opere e la loro perfetta rispondenza ai disegni di progetto.

Nel caso di eventuale utilizzo di casseforme in legno, si dovrà curare che le stesse siano eseguite con tavole a bordi paralleli e ben accostate, in modo che non abbiano a presentarsi, dopo il disarmo, sbavature o disuguaglianze sulle facce in vista del getto. In ogni caso l'appaltatore avrà cura di trattare le casseforme, prima del getto, con idonei prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866. Le parti componenti i casseri debbono essere a perfetto contatto e sigillate con idoneo materiale per evitare la fuoriuscita di boiaccia cementizia.

Nel caso, infine, di casseratura a perdere, inglobata nell'opera, occorre verificare la sua funzionalità, se è elemento portante, e che non sia dannosa, se è elemento accessorio.

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario si farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

L'impresa esecutrice avrà l'obbligo di predisporre in corso di esecuzione quanto è previsto nei disegni costruttivi per ciò che concerne fori, tracce, cavità, incassature, etc. per la posa in opera di apparecchi accessori quali giunti, eventuali appoggi e/o smorzatori sismici, pluviali, passi d'uomo, passerelle d'ispezione, sedi di tubi e di cavi, opere interruttrive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà attenersi a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno essere tagliati almeno 0,5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccamento degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scasseratura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi. Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori.

Nel caso di superfici orizzontali non casserate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni. Per eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

3.1.5 Controlli in corso d'opera

La Direzione Lavori eseguirà controlli in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di conglomerato e, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, può essere condotto mediante (Norme Tecniche cap. 11):

- **controllo di tipo “A”;**
- **controllo di tipo “B”** (obbligatorio nelle costruzioni con più di 1500 m³ di miscela omogenea).

Il prelievo del conglomerato per i controlli di accettazione si deve eseguire a “bocca di betoniera”, conducendo tutte le operazioni in conformità con le prescrizioni indicate nelle Norme Tecniche per le costruzioni e nella norma UNI-EN 206-1 (non prima di aver scaricato almeno 0.3 m³ di conglomerato).

Il prelievo di calcestruzzo dovrà essere eseguito alla presenza della D.L. o di un suo incaricato.

In particolare i campioni di calcestruzzo devono essere preparati con casseforme rispondenti alla norma UNI EN 12390-1, confezionati secondo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12390-2 e provati presso un laboratorio Ufficiale secondo la UNI EN 12390-3. Le casseforme devono essere realizzate con materiali rigidi al fine di prevenire deformazioni durante le operazioni di preparazione dei provini, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti. La geometria delle casseforme deve essere cubica di lato pari a 150 mm o cilindrica con diametro d pari a 150 mm ed altezza h 300 mm.

Il prelievo del calcestruzzo deve essere effettuato non prima di aver scaricato 0,3 m³ di calcestruzzo e preferibilmente a metà dello scarico della betoniera. Il conglomerato sarà versato tramite canaletta all'interno di una carriola in quantità pari a circa 2 volte superiore a quello necessario al confezionamento dei provini. Il materiale versato verrà omogeneizzato con l'impiego di una sassola.

È obbligatorio inumidire tutti gli attrezzi necessari al campionamento (carriola, sessola) prima di utilizzarli, in modo tale da non modificare il contenuto di acqua del campione di materiale prelevato.

Prima del riempimento con il conglomerato, le casseforme andranno pulite e trattate con un liquido disarmante.

Per la compattazione del calcestruzzo entro le casseforme è previsto l'uso di uno dei seguenti mezzi:

- pestello di compattazione metallico a sezione circolare e con le estremità arrotondate, con diametro di circa 16 mm e lunghezza di circa 600 mm;
- barra dritta metallica a sezione quadrata, con lato di circa 25 mm e lunghezza di circa 380 mm;
- vibratore interno con frequenza minima di 120 Hz e diametro non superiore ad $\frac{1}{4}$ della più piccola dimensione del provino;
- tavola vibrante con frequenza minima pari a 40 Hz.

Il riempimento della cassaforma deve avvenire per strati successivi di 75 mm, ciascuno dei quali accuratamente compattati senza produrre segregazioni o comparsa di acqua sulla superficie.

Nel caso di compattazione manuale, ciascuno strato verrà assestato fino alla massima costipazione, avendo cura di martellare anche le superficie esterne del cassero.

Nel caso si impieghi il vibratore interno, l'ago non dovrà toccare lungo le pareti verticali e sul fondo della casseratura.

La superficie orizzontale del provino verrà spianata con un movimento a sega, procedendo dal centro verso i bordi esterni.

Su tale superficie verrà applicata (annegandola nel calcestruzzo) un'etichetta di plastica/cartoncino rigido sulla quale verrà riportata l'identificazione del campione con inchiostro indelebile; l'etichetta sarà siglata dalla direzione dei lavori al momento del confezionamento dei provini.

L'esecuzione del prelievo deve essere accompagnata dalla stesura di un verbale di prelievo che riporti le seguenti indicazioni:

- identificazione del campione;
- tipo di calcestruzzo;
- numero di provini effettuati;
- codice del prelievo;
- metodo di compattazione adottato;
- numero del documento di trasporto;
- ubicazione del getto per il puntuale riferimento del calcestruzzo messo in opera;
- identificazione del cantiere e dell'impresa appaltatrice;
- data e ora di confezionamento dei provini;

- la firma della D.L. in caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali; il verbale di prelievo dovrà riportare anche la firma dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza in cantiere.

Al termine del prelievo, i provini verranno posizionati al di sopra di una superficie orizzontale piana in una posizione non soggetta ad urti e vibrazioni.

Il calcestruzzo campionato deve essere lasciato all'interno delle casseforme per almeno 16 h (in ogni caso non oltre i 3 giorni). In questo caso sarà opportuno coprire i provini con sistemi isolanti o materiali umidi (es. sacchi di juta, tessuto non tessuto...). Trascorso questo tempo i provini dovranno essere consegnati presso il Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento dove, una volta rimossi dalle casseforme, devono essere conservati in acqua alla temperatura costante di 20 ± 2 °C oppure in ambiente termostato posto alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa superiore al 95%.

Nel caso in cui i provini vengano conservati immersi nell'acqua, il contenitore deve avere dei ripiani realizzati con griglie (è consentito l'impiego di reti elettrosaldate) per fare in modo che tutte le superfici siano a contatto con l'acqua.

L'impresa appaltatrice sarà responsabile delle operazioni di corretta conservazione dei provini campionati e della loro custodia in cantiere prima dell'invio al Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento. Inoltre, l'impresa appaltatrice sarà responsabile del trasporto e della consegna dei provini di calcestruzzo al Laboratorio Ufficiale unitamente ad una lettera ufficiale di richiesta prove firmata dalla Direzione Lavori.

Qualora per esigenze legate alla logistica di cantiere o ad una rapida messa in servizio di una struttura o di porzioni di essa si rende necessario prescrivere un valore della resistenza caratteristica a tempi inferiori ai canonici 28 giorni o a temperature diverse dai 20 °C i controlli di accettazione verranno effettuati con le stesse modalità sopra descritte fatta eccezione per le modalità di conservazione dei provini che verranno mantenuti in adiacenza alla struttura o all'elemento strutturale per il quale è stato richiesto un valore della resistenza caratteristica a tempi e temperature inferiori a quelle canoniche. Resta inteso che in queste situazioni rimane sempre l'obbligo di confezionare e stagionare anche i provini per 28 giorni a 20 °C e U.R. del 95% per valutare la rispondenza del valore caratteristico a quello prescritto in progetto.

I certificati emessi dal Laboratorio dovranno contenere tutte le informazioni richieste al punto 11.2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio travetti e/o lastre predalles, manufatti scatolari, tubi, pozzetti, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione di calcolo e verifica strutturale ai sensi delle NTC-2018 e s.m.i. secondo i parametri e le azioni di progetto previsti nella presente relazione, comprensiva delle modalità di posa in opera dei prefabbricati. Dovranno, inoltre, essere forniti gli elaborati costruttivi dei ferri d'armatura per consentire di valutare il comportamento d'insieme del manufatto.

In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

Gli elaborati esecutivi dei manufatti prefabbricati (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

3.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- **barre d'acciaio tipo B450C** ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri $\leq 16 \text{ mm}$;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le strutture in carpenteria metallica per parapetti, grigliati, ecc. saranno realizzate in acciaio da carpenteria avente **classe S275JR**; profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti (per le caratteristiche meccaniche fare riferimento agli Elaborati grafici di progetto) con riferimento a quanto previsto dalle NTC-2018, secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita **zincatura a caldo** secondo norma UNI EN ISO 1461 o alla norma EN 10326 o equivalenti. **Bulloneria, giunzioni e saldature** dovranno essere eseguite secondo norma UNI 5737, UNI 6592, UNI EN 14399, UNI EN 15048, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 3834. Le bullonature dovranno essere dotate di marcatura CE.

I **tubolari ed i profili metallici di rinforzo per la realizzazione delle paratie in micropali** al fine del sostegno provvisorio degli scavi, dovranno essere in acciaio da carpenteria **classe S355JR** (FE510), prodotti secondo le norme UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 del D.M. 17.01.2018. Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 del citato Decreto e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L'acciaio dovrà essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

3.2.1 Proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato in EN 10080 e nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17.01.2018:

Proprietà	Valore caratteristico
f_y (N/mm ²)	$\geq 450 \alpha$
f_t (N/mm ²)	$\geq 540 \alpha$
f_t/f_y	$\geq 1,15 \beta$ $\leq 1,35 \beta$
A_{gt} (%)	$\geq 7,5 \beta$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1,25 \beta$
α	valore caratteristico con $p = 0,95$
β	valore caratteristico con $p = 0,90$

Tabella 3 – Proprietà meccaniche secondo il D.M. 17/01/2018.

In aggiunta a quanto sopra riportato si possono richiedere le seguenti caratteristiche aggiuntive Tipo SISMIC:

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%

Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 e del D.Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

3.2.2 Controlli sull'acciaio

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli attestati di qualificazione dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

La Direzione Lavori prima della messa in opera potrà verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e, pertanto, le forniture dovranno essere rifiutate.

Il Direttore dei Lavori eseguirà i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.2.12.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovranno essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale.

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di

accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

Non saranno accettati quei fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o di un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare.

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.3.2.12 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
f_y minimo	425 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
f_y massimo	572 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
Agt minimo	≥ 6.0%	Per acciai laminati a caldo
Rottura/snervamento	$1.13 < f_t/f_y < 1.37$	Per acciai laminati a caldo
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per acciai B450A e B450C

Tabella 5 – Valori limite per prove acciaio.

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il

valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto. Se all'interno della fornitura sono contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100 x 100 cm.

Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

I controlli in cantiere sono facoltativi quando il prodotto utilizzato proviene da un Centro di trasformazione o luogo di lavorazione delle barre, nel quale sono stati effettuati tutti i controlli descritti in precedenza. In quest'ultimo caso, la spedizione del materiale deve essere accompagnata dalla certificazione attestante l'esecuzione delle prove di cui sopra.

Resta nella discrezionalità del Direttore dei Lavori effettuare tutti gli eventuali ulteriori controlli ritenuti opportuni (es. indice di aderenza, saldabilità).

Alla consegna in cantiere, l'Impresa appaltatrice avrà cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

PER LE ULTERIORI PRESCRIZIONI TECNICHE RELATIVE AI MATERIALI PER USO STRUTTURALE SI RIMANDA, INOLTRE, A QUANTO DETTAGLIATAMENTE PREVISTO DAL CAPITOLO 11 DEL D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018) CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

4. Modellazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

Il presente capitolo riporta la modellazione geotecnica e la stima dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno sia a matrice granulare che rocciosa, interessato dai presenti lavori in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2018*.

Le caratteristiche geotecniche del terreno sono state, in particolare, desunte con riferimento alla seguente documentazione:

- 1) alle indagini geognostiche del 2012 a corredo della progettazione degli *Interventi di riqualificazione dell'invaso di Pianfei*, eseguite dalla società Polo Geologico S.r.l.;
- 2) alle indagini svolte in sito nel mese di giugno 2017, contestualmente alla progettazione definitiva generale, allegate al presente progetto;
- 3) alle indagini geognostiche integrative svolte nei mesi di novembre 2018 e marzo 2019, allegate al presente progetto, costituite da quattro stendimenti sismici in onde P e un profilo sismico in onde S e da tre prove penetrometriche dinamiche;
- 4) alle prove di laboratorio sui campioni di roccia prelevati dai sondaggi “S1” e “S2”, i cui risultati sono allegati alla presente relazione;
- 5) alla *Relazione Geologica* di progetto in data giugno 2019.

Si riporta, in particolare, nel seguito un estratto della documentazione geotecnica e stratigrafica relativa ai sondaggi di giugno 2017 (rif. punto 2), rimandando direttamente ai documenti specifici relativi ai punti 1), 3) e 4) per ulteriori approfondimenti e dettagli.



Figura 1 – Ubicazione sondaggi giugno 2017 (S1 e S2) su foto satellitare.

Sondaggio n°	Coordinate del punto di indagine (GPS – gradi decimali)	Metodologia di perforazione	Profondità (m)	N° prove SPT	Campioni prelevati	Tipo di strumentazione
S1	44.347150 7.708450	Carotaggio continuo	25.50	-	-	-
S2	44.347700 7.708400	Carotaggio continuo	25.10	-	-	-

Figura 2 – Tabella di sintesi dei sondaggi giugno 2017 (S1 e S2).

Il **sondaggio S1**, ubicato sul margine di monte del piazzale parcheggio posto in sinistra orografica dello sbarramento è stato spinto fino alla profondità di m 25,5 dal piano campagna; in quote assolute da circa 568,50 m s.l.m a circa 543,0 m s.l.m.

Il **sondaggio S2**, ubicato sul ciglio di monte dalla strada comunale di accesso, a circa 35 m dall'intersezione con la strada che percorre il coronamento del rilevato, è stato spinto fino alla profondità di m 25,1 dal piano campagna; in quote assolute da circa 566,6 m s.l.m a circa 541,5 m s.l.m.

Profondita'	Potenza	Scala 1:7.5	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Cardtaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
0.15	0.15			Terreno di riporto ghiaioso sabbioso (fondo stradale).									
0.90	0.75	1		Terreno limoso argilloso sabbioso parzialmente rimaneggiato; colore rossiccio con screziature brunastre.		127							
	2.70	2		Argilla, argilla limosa ed argilla sabbiosa, debolmente stratificata, ossidata ed alterata; colore rosso bruno con screziature nerastre.									
		3											
3.60		4		Talcoscisti, estremamente alterati ed argillificati, friabili; colore azzurro verdognolo.									
	1.40	5											
5.00	0.40	6		Relitto di pietre verdi, fratturate e debolmente alterate; colore verde.					0				
5.40		7		Talcoscisto, estremamente alterato ed argillificato; colore grigio azzurro verdognolo con passate bruno nerastre.		100		90					
	2.40	8											
7.80		9		Calcescisti, estremamente alterati ed argillificati; colore bruno chiaro.		127							
		10											
	4.20	11											
		12											
12.00		13		Calcescisti, intensamente alterati ed ossidati, fratturati; colore bruno rossiccio.		101		15					
	2.00	14				101							
14.00		15		Calcescisti, estremamente alterati ed argillificati, poco o nulla competenti; colore bruno chiaro verdastro.		101		50	0				
	1.70												
15.70						100							

Figura 3a – Stratigrafia sondaggio S1 (da p.c. a -15,7 m).

Profondità'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
15.70	0.70	16		Serpentinoscisti, intensamente alterati e parzialmente argillificati, fratturati, con patine di alterazione e riempimenti lungo le fratture; colore verde azzurrognolo. Serpentinoscisti, estremamente alterati ed argillificati, poco competenti; colore azzurro verdognolo con domini centimetrici bruno nerastri. Serpentiniti e serpentinoscisti, con accentuata fragilità secondo i piani di scistosità, fratturati, con fratture inclinate di circa 60° rispetto all'orizzontale, con patine di ossidazione. Sulle superfici di fratturazione sono riconoscibili lineazioni di scorrimento. Colore verde smeraldo.		101	127		25				
16.40	1.50	17				100		0					
17.90	7.60	18				101		85					
		19				101		25					
		20				101		40					
		21				101							
		22				101							
		23				101							
		24				101							
25.50		25				101							

Figura 3b – Stratigrafia sondaggio S1 (da -15,7 m a -25,5 m).



Figura 3c – Cassetta sondaggio S1 (da -21,0 m a -25,5 m).

Profondità'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
0.20	0.20			Terreno di riporto sabbioso ghiaioso ciottoloso.									
	2.00	1		Serpentiniti e serpentinoscisti, fratturati e debolmente alterati; colore verde.		100							
		2				101							
2.20				Serpentinoscisti, friabili e parzialmente alterati ed argillificati; colore verdognolo.			127						
	1.30	3				100							
3.50		4		Serpentinoscisti, intensamente fogliati ed intensamente fratturati, con fratture variamente orientate ed inclinate, fino a subverticali; colore verdognolo.		101							
		5				101							
		6				101		0					
		7				101							
		8				101		90					
		9				101							
	13.20	10				101							
		11				101							
		12				101		30					
		13				101							
		14				101		20					
		15				101							
						101							

Figura 3d – Stratigrafia sondaggio S2 (da p.c. a -15,0 m).

Profondita'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
16.70	13.20	16		Serpentinoscisti, intensamente fogliati ed intensamente fratturati, con fratture variamente orientate ed inclinate, fino a subverticali; colore verdognolo.		101							
		17		Serpentinititi, fratturate, con fratture inclinate di circa 20-30° rispetto alla verticale. Le fratture si presentano sia aperte con patine e sottili riempimenti argillosi, sia a tratti chiuse e ricementate. Presenza di domini di potenza da centimetrica a decimetrici di serpentinoscisti intensamente fogliati e debolmente argillificati. Colore verde smeraldo.		101			20				
		18				101			75				
		19				101							
		20				101							
		21				101							
		22				101			85				
		23				101							
		24				101							
24.60	0.50	25		Serpentinoscisti, intensamente fogliati ed argillificati, friabili (possibile presenza di una fascia milonitizzata); colore verdognolo.		101			0				
25.10													

Figura 3e – Stratigrafia sondaggio S2 (da -15,0 m a -25,1 m).



Figura 3f – Cassetta sondaggio S2 (da -19,8 m a -25,1 m).

In riferimento alle indagini effettuate in sito, emerge che i terreni indagati possono sinteticamente configurarsi come un multistrato costituito da tre distinte unità geotecniche e lito-stratigrafiche, variabili per potenza e posizione in funzione del tratto considerato:

- **Unità geotecnica I** – da p.c. a Orizzonte I: **copertura superficiale e roccia alterata** con proprietà geotecniche complessive mediocri e caratterizzata, in riferimento ai dati delle analisi geosismiche, da valori di velocità di onde P di circa 500-1500 m/s.
- **Unità geotecnica II** – da Orizzonte I a Orizzonte II: **roccia fratturata**, localmente alterata, con proprietà geotecniche discrete, progressivamente crescenti con la profondità e contraddistinta, in relazione ai dati delle analisi geosismiche, da valori di velocità di onde P di circa 1500-2500 m/s.
- **Unità geotecnica III** – scendendo in profondità dall' Orizzonte II: **roccia debolmente fratturata** costituente il substrato roccioso, caratterizzata da maggior consistenza e minore alterazione, dotata di caratteristiche geotecniche migliori e contraddistinta da onde P di velocità superiori a 2500 m/s (da 2500 m/s a 3500 m/s).

Le suddette unità geotecniche sono individuate e rappresentate nell'elaborato grafico di progetto **Tavola n. 11**, contestualmente all'ubicazione dei sondaggi "S1" ed "S2" ed ai risultati delle indagini geosismiche effettuate in sito. La suddetta tavola, unitamente agli elaborati grafici allegati alla *Relazione geologica* di progetto, riporta, in tal senso, con sufficiente margine di sicurezza, l'inquadramento geologico-geotecnico dell'area oggetto di intervento, con l'indicazione delle formazioni sopra individuate e della posizione della piezometrica di progetto in relazione ai manufatti interessati dai lavori.

4.1 Caratterizzazione del terreno superficiale di natura granulare

La stima delle caratteristiche geotecniche della porzione di terreno più superficiale e a matrice prevalentemente granulare (non rocciosa o rocciosa alterata), rappresentata **dall'unità geotecnica I**, è stata effettuata con l'ausilio di una serie di 3 prove penetrometriche dinamiche svolte nell'ambito delle indagini geognostiche integrative di marzo 2019, allegate al progetto. Le prove hanno raggiunto profondità variabili da circa 3,6 m a circa 9,4 m dal piano campagna di riferimento, attraversando terreni costituiti in prevalenza da limi sabbiosi debolmente argillosi, a prevalente matrice granulare ma, comunque, dotati di un minimo grado di coesione.

Al netto del primo metro di terreno di riporto, che verrà asportato preliminarmente, si sono ottenuti valori di angolo d'attrito mediamente compresi tra circa 30° e circa 34°, con un

range caratteristico prudenzialmente stimabile ed assunto ai fini dei calcoli **compreso tra 30° e 32°**.

La figura seguente riepiloga i risultati ottenuti dalle prove penetrometriche effettuate:

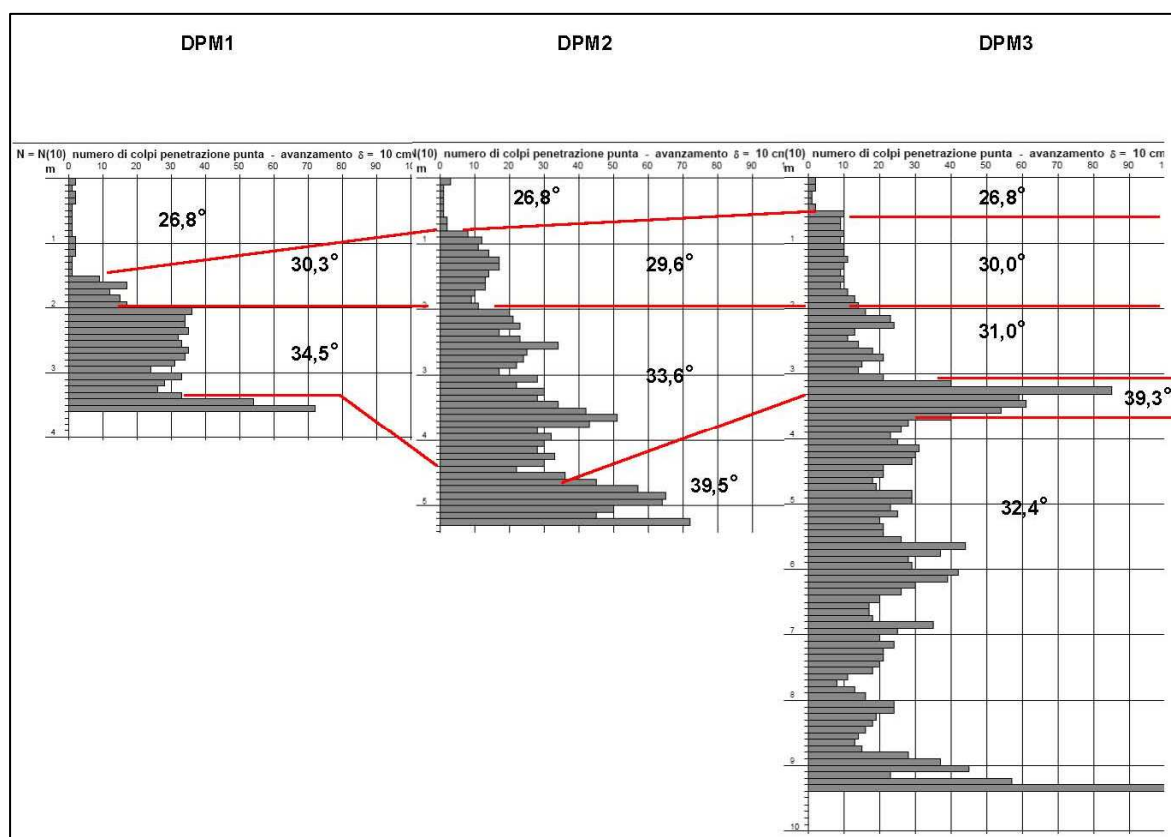


Figura 4 – Riepilogo risultati prove penetrometriche dinamiche marzo 2019.

4.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Gli ammassi rocciosi sono strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, a volte riempite da materiale di origine secondaria. Le discontinuità hanno, pertanto, una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista ingegneristico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso consiste, quindi, nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandolo ad un mezzo "continuo" equivalente. A tal fine sono stati introdotti, e via via aggiornati, specifici sistemi di classificazione tecnica degli ammassi rocciosi, noti come *RMR* e *Q*, allo scopo di caratterizzarne

le proprietà meccaniche di resistenza, deformabilità e permeabilità, prescindendo dai parametri relativi ai carichi agenti sull'opera (condizioni idrauliche e stato di sforzo in situ), nonché dalle specifiche condizioni e funzioni dell'opera medesima.

Gli indici di caratterizzazione attualmente più utilizzati sono il *GSI* (derivato dalla predetta classifica tecnica *RMR*) e l'indice *Q'* (derivato dalla classifica tecnica *Q*).

Sono state, pertanto, proposte correlazioni, che consentono di valutare i parametri di resistenza, deformabilità e permeabilità di un ammasso a partire dagli indici *GSI* e *Q'*. Altre correlazioni consentono, inoltre, di stimare la qualità di una roccia sulla base della velocità delle onde elastiche entro l'ammasso.

La stima dei parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione efficace) e di deformabilità (modulo elastico operativo) delle formazioni rocciose interessate dalle opere in progetto è stata effettuata mediante il criterio di *Hoek e Brown*, il quale verrà brevemente descritto ai paragrafi successivi.

Nella campagna di indagini integrative condotte per la progettazione esecutiva, al fine di consentire la caratterizzazione delle unità rocciose interessate dalle opere in progetto e rappresentate dalle **unità geotecniche II e III**, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio su 4 campioni prelevati dai sondaggi "S1" ed "S2" eseguiti nel maggio 2017:

- determinazione del peso di volume;
- prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni e determinazione del Modulo di deformabilità e del coefficiente di Poisson.

I risultati delle prove di laboratorio, i cui certificati sono riportati in **Allegato 1** alla presente relazione, sono riassunti nella tabella seguente:

RISULTATI PROVE DI LABORATORIO GENNAIO 2019								
Sondaggio	Campione	Profondità	Peso di volume	σ	E_t	E_s	v_t	v_s
		(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
S1	C1	22,80	27,4	20,5	9508	1945	0,41	0,06
S1	C2	24,60	26,3	29,4	34498	32912	0,33	0,23
S2	C2	20,00	26,1	61,9	29635	26701	0,32	0,25
S2	C3	24,60	26,3	103,1	59880	28262	0,12	0,37

Tabella 6 – Risultati prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia.

Dalle prove eseguite si possono trarre sinteticamente le seguenti conclusioni.

Il peso di volume è risultato in linea con i dati di letteratura relativi a rocce metamorfiche con un buon contenuto di minerali ferro-magnesici e costituite, nel caso in esame, da

serpentiniti, serpentinoscisti e calcescisti. I valori del peso di volume sono risultati, quindi, variabili tra 27,4 e 26,1 kN/m³ con un valore medio pari a circa 26,5 kN/m³. Tali valori si riferiscono al campione privo di fessure; nelle considerazioni relative all'ammasso si è, opportunamente, tenuto conto del reticolo di fessure che attraversa la roccia e che abbassa di conseguenza il peso di volume a grande scala (a livello di ammasso). Per tali ragioni, relativamente all'unità rocciosa maggiormente profonda, non alterata e debolmente fratturata, si è fatto riferimento ad un peso di volume a livello di ammasso pari a 26 kN/m³. Il suddetto valore è stato, quindi, ulteriormente ridotto di circa il 10% (24 kN/m³) per la caratterizzazione del peso di volume relativo all'unità rocciosa intermedia e caratterizzata da un maggior grado di fratturazione e scistosità. L'unità rocciosa più superficiale, caratterizzata da un maggior grado di alterazione e fratturazione è stata, invece, accorpata agli strati di terreno di copertura a matrice granulare attribuendogli, a favore di sicurezza, proprietà geotecniche analoghe.

I valori della resistenza a compressione, valutati attraverso le prove di resistenza a compressione monoassiale, sono risultati variabili tra circa 21 e 100 MPa, con un valore medio pari a circa 53,7 MPa. Il valore medio relativo al sondaggio "S1" risulta di circa 25 Mpa mentre il valore medio relativo al sondaggio "S2" risulta pari a circa 83 Mpa.

I valori del modulo di Young ricavati dalle prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni sono risultati anch'essi molto variabili, con una media di circa 33 GPa per il modulo tangente e circa 20 GPa per quello secante. Anche in questo caso la variabilità dipende dalle suddivisioni interne dei campioni considerando, peraltro, che la rottura avviene sempre in modo fragile (con una "esplosione" del provino).

Il coefficiente di Poisson tangente è risultato invece variabile, tra 0,12 e 0,41, con un valore medio di circa 0,30.

4.2.1 Classifica RMR e GSI

Una prima versione della classifica *RMR* è stata proposta da *Bieniawski nel 1973* e nel 1976. Una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata ripresa da *Bieniawski (1989)*, per cui essa è conosciuta come *RMR89*.

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti, come illustrato in *tabella 7.1*. Il valore così ottenuto, che può essere definito come *RMR intrinseco*, nelle applicazioni progettuali (ad esempio per la valutazione delle opere di sostegno in galleria) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto della orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla

direzione della galleria.

In questa sede, ci si sofferma esclusivamente alla individuazione dei rating parziali ai fini della classificazione dell'ammasso. Conseguentemente il valore di RMR intrinseco, include il "rating" relativo alle condizioni idrauliche in quanto esse entrano nei carichi agenti e nelle condizioni di resistenza che vengono espresse in termini di sforzi efficaci.

Per una migliore stima della qualità "intrinseca" dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e deformabilità, *Hoek et al. (1995)* hanno suggerito di utilizzare la versione della classifica RMR pubblicata nel 1976, escludendo l'influenza dell'orientazione dei giunti e attribuendo un valore costante e pari a 10 al fattore che nella versione originaria tiene conto dell'influenza dell'acqua (*tabella 7.2*). L'indice di qualità così ottenuto viene definito *GSI (Geotechnical Strength Index)*, che può anche determinarsi come $GSI = RMR_{1989} - 5$.

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%÷100%	75%÷90%	50%÷75%	25%÷50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 2 m	0.6÷2 m	0.2÷0.6 m	60÷200 mm	<60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints		
4	Rating		30	25	20	10	0		
5	Hydraulic Conditions Inflow (l/min 10m behind the face)		No water	<10	10÷125	>25÷125	>125		
			15	10	7	0	0		

Tabella 7.1 – Determinazione dell'indice RMR (1989).

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD	90%÷100%	75%÷90%	50%÷75%	25%÷50%	< 25%			
	Rating	20	17	13	8	3			
3	Spacing of joints	> 3 m	1÷3 m	0.3÷1 m	50÷300 mm	< 50 mm			
	Rating	30	25	20	10	5			
4	Condition of joints	Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints			
4	Rating	25	20	12	6	0			
5	Rating	10							

Tabella 7.2 – Determinazione dell'indice GSI (RMR '76).

Una stima più rapida dell'indice GSI può anche essere effettuata adottando la seguente *tabella 7.3* in relazione al grado di fratturazione e alle condizioni dei giunti. Il giudizio si basa sostanzialmente sulla intensità della fratturazione e sulle condizioni di allentamento da un lato e sulle caratteristiche delle superfici dei giunti dall'altro, mentre viene trascurato l'effetto della resistenza del materiale roccioso.

E' da tenere presente che la tabella fornisce una stima corretta se la roccia esposta è stata scoperta con tecniche di scavo cautelative (smooth blasting, presplitting). In caso contrario (scavo di produzione in cava ad esempio) il vero valore di GSI potrebbe essere spostato verso l'alto per l'altezza di una striscia. Se poi lo scavo è rimasto per lungo tempo esposto agli agenti atmosferici si può ritenere sia avvenuto un allentamento dei giunti e quindi uno spostamento del punto rappresentativo verso destra di una colonna.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	60	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES 		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings

Tabella 7.3/a – Classificazione GSI (da Hoek).

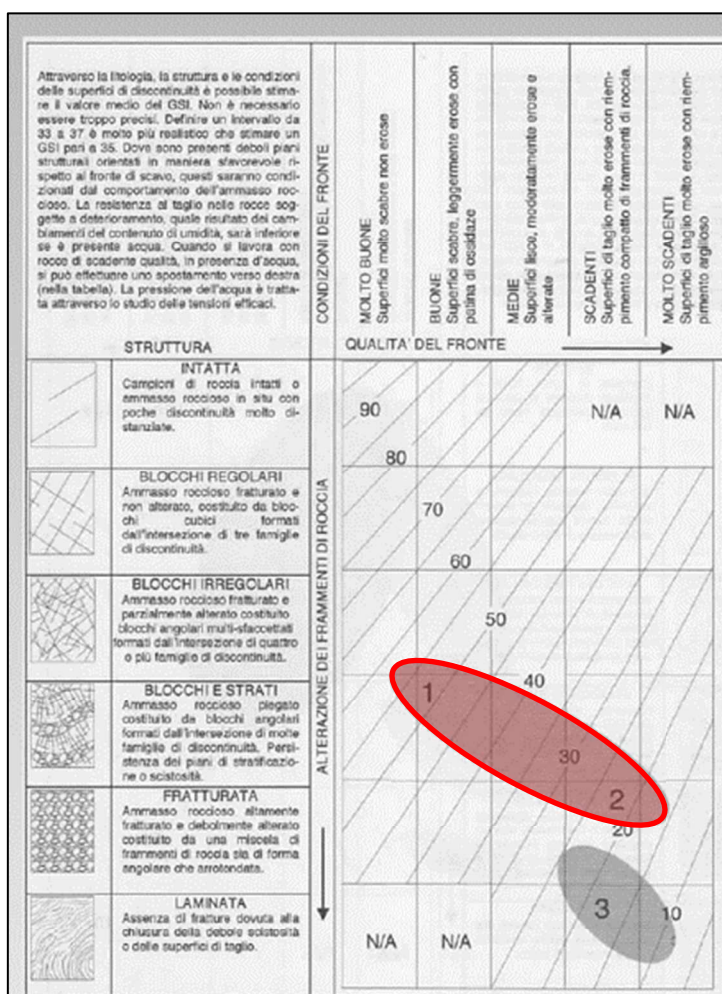


Fig. 12.12 Comuni intervalli del valore del parametro GSI per scisti¹⁶ tipici

¹⁶ 1 Micascisti, Scisti, Calcoscisti; 2 Filladi, Cloritoscisti; 3 Scisti molto disturbati.

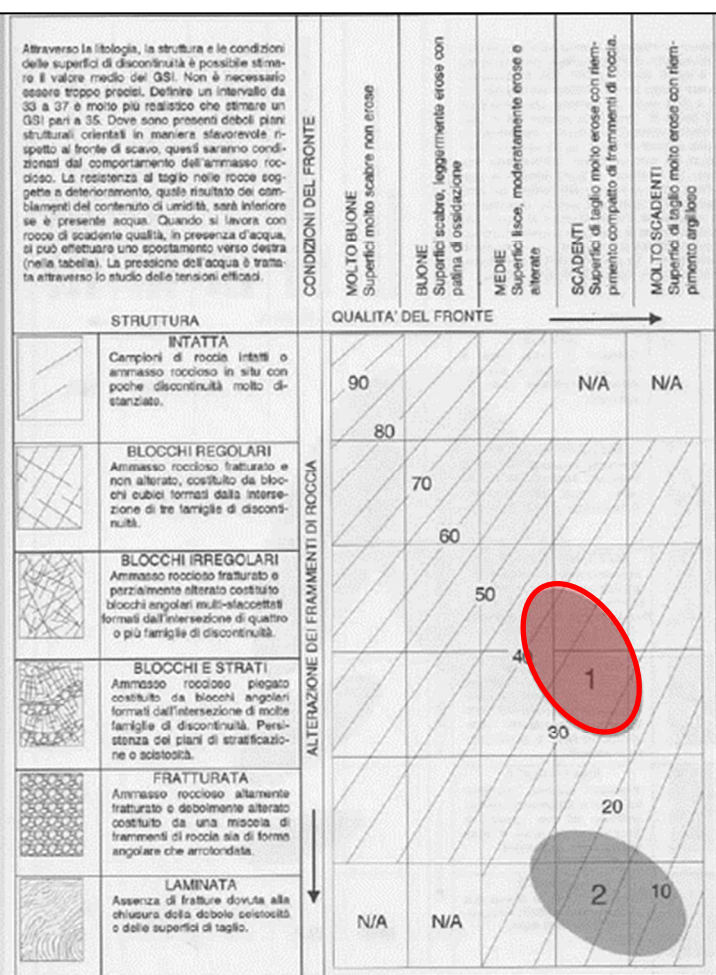


Fig. 12.9 Comuni intervalli del valore del parametro GSI per siltiti tipiche, argillie scisti argillosi¹⁴

¹⁴ 1 Stratificate, foliate, fratturate; 2 Scagliose, brecciate. Queste rocce tenere sono classificate attraverso i valori del parametro GSI in relazione ai processi tettonici. I

Tabella 7.3/b – Comuni intervalli di GSI per scisti tipici e scisti argillosi.

4.2.2 Indice Q (classificazione del Norwegian Geotechnical Institute)

La classificazione geomeccanica del *Norwegian Geotechnical Institute* è stata messa a punto da *Barton, Lien e Lunde* nel 1974. L'indice Q è dato da:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \cdot \frac{\sigma_c}{100}$$

Il primo rapporto nella espressione di Q descrive le condizioni di fratturazione; il parametro J_n cresce all'aumentare del numero di sistemi di giunto presenti nell'ammasso per tener conto della maggior mobilità dei blocchi in queste condizioni.

I parametri J_r e J_a descrivono rispettivamente la scabrezza e le caratteristiche sia di alterazione delle pareti sia del riempimento del giunto.

Infine il parametro J_w descrive le condizioni idrauliche presenti (mediante il livello della pressione idrostatica o l'entità dell'afflusso di acqua in galleria) e il parametro SRF la severità dello sforzo mediante il rapporto tra lo stato di sforzo naturale e la resistenza della roccia.

L'equazione tiene, infine, conto del fattore di normalizzazione della resistenza a compressione monoassiale ottenuto dalle prove di laboratorio.

Nella *tabella 7.4* vengono riportati i rating parziali atti a determinare l'indice Q.

DESCRIPTION		VALUE	DESCRIPTION		VALUE
1.	ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	4.	JOINT ALTERATION NUMBER	J_a
A.	Very poor	0-25	a. Rock wall contact		
B.	Poor	25-50	A.	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75
C.	Fair	50-75	B.	Unaltered joint walls, surface staining only	1.0
D.	Good	75-90	C.	Slightly altered joint walls or non softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0
E.	Excellent	90-100	D.	Silty, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non softening)	3.0
2.	JOINT SET NUMBER	J_n	E.	Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (discontinuous coatings. 1-2 mm or less in thickness)	4.0
A.	Massive, no or few joints	0.5-1.0	F.	b. Rock wall contact before 10 cm shear	
B.	One joint set	2		Sandy particles, clay-free, disintegrating rock, etc.	4.0
C.	One joint set plus random	3			
D.	Two joint sets	4			
E.	Two joint sets plus random	6			
F.	Three joint sets	9			
G.	Three joint sets plus random	12			
H.	Four or more joint sets, random, heavily jointed, sugar cube', etc.	15			
J.	Crushed rock, earthlike	20			

3.	JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	G.	Strongly over-consolidated, non softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0
	a. Rock wall contact b. Rock wall contact before 10 cm shear		H.	Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5mm thick)	8.0
A.	Discontinuous joints	4	J	Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J _n depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water	8.0÷12.0
B.	Rough and irregular, undulating	3		c. No rock wall contact when sheared	
C.	Smooth undulating	2	K.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0÷12.0
D.	Slickensided undulating	1.5	L.	Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0
E.	Rough or irregular, planar	1.5	M.	Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	10.0÷20.0
F.	Smooth, planar	1.0			
G.	Slickensided, planar	0.5			
H.	Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)			
J.	Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)			
5.	STRESS REDUCTION FACTOR	SRF	6.	JOINT WATER REDUCTION FACTOR	J_w
	a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass		A:	Dry excavations or minor inflow, i.e., 5 l/min locally	1
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	B	Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings; water pressure <1 bar	0.66
B	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)	5.0	C	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints; water pressure 1÷2.5 bar	0.5
C	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5	D	Large inflow or high pressure considerable outwash of joint fillings; water pressure 2.5÷10 bar	0.33
D.	Multiple-shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	E	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time; water pressure 2.5÷10 bar	0.2÷0.1
E.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation < 50 m)	5.0	F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay; water pressure >10 bar	0.1÷0.05
F.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation > 50 m)	2.5			
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5.0			
	b. Competent rock, rock stress problems				
H.	Low stress, near surface	2.5			
J.	Medium stress $\sigma_c/\sigma_1 = 200-10$	1.0			
K.	High-stress, very tight structure $\sigma_c/\sigma_1 = 10-5$	0.5÷2			
L.	Mild rock burst (massive rock) $\sigma_c/\sigma_1 = 5-2.5$	5÷10			
M	Heavy rock burst (massive rock) $\sigma_c/\sigma_1 < 2.5$	10÷20			

Tabella 7.4 – Determinazione dell'indice Q.

Anche in questo caso per ottenere un indice, Q' , che rappresenti la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, piuttosto che le condizioni di stabilità di uno scavo, si possono eliminare i termini che rappresentano le condizioni idrauliche e la severità dello sforzo.

L'indice di caratterizzazione così ottenuto, indicato con Q' , diviene quindi:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{\sigma_c}{100}$$

4.2.3 Correlazioni tra gli indici

Sulla base dei dati sperimentali raccolti in vari siti sono state nel tempo proposte le seguenti correlazioni, rappresentate in *figura 4*:

- Bieniawski (1989): $RMR = 9 \times \ln Q + 44$
- Barton (1995): $RMR = 50 + 15 \log Q$

Sia Bieniawski sia Hoek consigliano di utilizzare entrambe le classifiche RMR e Q , perché ciascuna di esse può mettere in evidenza aspetti diversi del comportamento dell'ammasso.

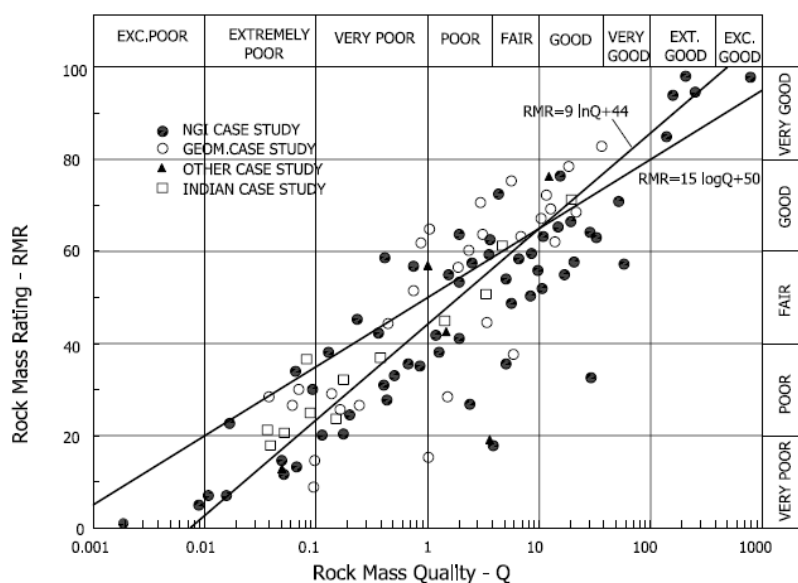


Figura 5 – Correlazione tra gli indici di qualità RMR e Q .

Correlazioni analoghe sono applicabili anche agli indici GSI e Q' , in base ai valori delle velocità sismica in sito. In particolare per gli ammassi a modesta profondità *Barton e Grimstad (1994)* hanno proposto la seguente relazione:

$$\log Q' = (V_p - 3.5) \text{ (con } V_p \text{ in km/s)}$$

La precedente espressione, utilizzando la correlazione tra RMR, GSI e Q' , diviene:

$$GSI = 15 V_p - 7.5$$

4.2.4 Zonazione dell'ammasso roccioso

Sulla base dei dati a disposizione e riepilogati nei paragrafi che precedono, per gli ammassi rocciosi in esame, relativi alle unità geotecniche II e III si possono sinteticamente stimare i seguenti valori (campiti in giallo nelle tabelle 7.2, 7.3 e 7.4):

La valutazione dell'indice GSI può essere, quindi, effettuata nel modo seguente:

Parametro	Unità geotecnica II (valori medi rappresentativi)	Unità geotecnica III (valori medi rappresentativi)
1) Resistenza della roccia	$(4+2)/2 \cong 3$	7
2) RQD	$(8+3)/2 \cong 5$	$(8+13)/2 \cong 10$
3) spaziatura discontinuità	5	10
4) Condizioni discontinuità	6	6
5) Condizioni idrogeologiche	10 (default)	10 (default)
6) Orientazione discontinuità	0 (default)	0 (default)
Valore GSI	29	43

La valutazione dell'indice Q' può essere, invece, effettuata come segue:

Caratteristica	Unità geotecnica II (valori medi rappresentativi)	Unità geotecnica III (valori medi rappresentativi)
RQD	20	60
J_n	12	12
J_r	1,5	2,0
J_a	4,0	2,5
Valore Q'	$\cong 0,6$	$\cong 4,0$
Classe dell'ammasso roccioso	VI÷VII (da scadente a molto scadente)	V (mediocre)
$\sigma_c / 100$	0,3	0,6
Valore Q' normalizzato	$\cong 0,2$	$\cong 2,4$
RMR89 (medio)	34	53

A tali valori di RMR89 riportati nella tabella soprastante corrisponderebbero a loro volta valori di **GSI rispettivamente di circa 29 per l'unità geotecnica II e di 48 per l'unità III**, del tutto in linea con i valori in precedenza stimati.

Sulla base delle velocità delle onde sismiche registrate con il complesso delle indagini geofisiche condotte, il valore di GSI può, infine, essere stimato secondo la relazione pure riportata al *paragrafo 4.4*.

In particolare si ricorda che dalle prove in situ sono stati individuati (oltre lo strato di

coltre di copertura e quello di roccia alterata più superficiale) i seguenti due range di valori delle velocità delle onde sismiche:

- Unità geotecnica II: $V_p \cong 1500 \div 2500$ m/s;
- Unità geotecnica III: $V_p \cong 3000 \div 3500$ m/s;

In base a tali riscontri si ottiene pertanto:

- **GSI unità geotecnica II** = $15 \times V_p - 7,5 \cong 23 \div 30$
- **GSI unità geotecnica III** = $15 \times V_p - 7,5 \cong 38 \div 45$

In definitiva, tenendo conto del grado di approssimazione con cui vengono stimati i suddetti parametri, per la progettazione delle opere si è cautelativamente fatto riferimento ai seguenti campi di valori:

- Per le porzioni di ammasso fratturate, localmente alterate, più o meno superficiali, relative all'**unità geotecnica II**:
 - $\sigma_c \cong 21 \div 29$ Mpa (utilizzati il valore minimo e massimo relativi al sondaggio "S1");
 - $GSI \cong 30$
- Per le porzioni di ammasso relativamente profonde, debolmente fratturate, relative all'**unità geotecnica III**:
 - $\sigma_c \cong 62$ Mpa (utilizzato il valore minimo relativo al sondaggio "S2");
 - $GSI \cong 40$

4.2.5 Stima dei parametri di resistenza e di deformabilità

La **caratterizzazione meccanica** dell'ammasso roccioso è stata effettuata adottato il criterio di resistenza non lineare di *Hoek e Brown (1980,)* generalmente adottato per gli ammassi rocciosi e contraddistinto, nel piano di Mohr, da una marcata curvatura con concavità verso il basso; tale criterio comporta che, a modeste pressioni di confinamento, la superficie di rottura tende a seguire piani di discontinuità con giacitura prossima a quella di rottura, mentre ad elevate sollecitazioni la rottura interessa porzioni più estese di roccia integra.

In termini di sollecitazioni principali efficaci σ'_1 e σ'_3 il criterio di resistenza è espresso dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_3 + \left\{ m_i \sigma_c \sigma'_3 + s_i \sigma_c^2 \right\}^{1/2} && \text{materiale roccioso} \\ \sigma'_1 &= \sigma'_3 + \left\{ m_a \sigma_c \sigma'_3 + s_a \sigma_c^2 \right\}^{1/2} && \text{ammasso roccioso} \end{aligned} \quad [1]$$

in cui σ_c è la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso e m ed s sono due parametri legati alla resistenza, rispettivamente di tipo attritivo e di tipo coesivo.

Per il materiale roccioso viene usualmente assunto $s_i = 1$.

La resistenza a compressione uniassiale σ_{ca} e quella a trazione σ_{ta} dell'ammasso roccioso risultano rispettivamente pari a:

$$\sigma_{ca} = \sqrt{s_a} \sigma_c$$

$$\sigma_{ta} = \frac{\sigma_c}{2} \left(m_a - \sqrt{m_a^2 + 4s_a} \right)$$

Il criterio, parte dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta, per poi introdurre dei coefficienti correttivi per tenere conto delle caratteristiche dei giunti dell'ammasso.

Per tenere conto di effetti di disturbo dell'ammasso, Hoek ha introdotto un criterio di rottura modificato e successivamente “generalizzato” in cui nell'equazione [1] è stato introdotto un coefficiente “a” per adattare meglio la forma della curva nel piano di Mohr.

In tal modo la [1] diventa:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left\{ m_i \sigma_c \sigma'_3 + s_i \sigma_c^2 \right\}^a \quad \text{materiale roccioso}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left\{ m_a \sigma_c \sigma'_3 + s_a \sigma_c^2 \right\}^a \quad \text{ammasso roccioso}$$

Hoek e Brown (1980), per stimare i valori di m_a e s_a dell'ammasso roccioso a partire dall'indice GSI, hanno proposto le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad s_b = s_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)$$

Più recentemente (*Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002*), al fine di tenere conto di effetti di disturbo o allentamento dell'ammasso, i valori di m_b , s e a sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

dove:

- m_i è una costante adimensionale dipendente dal tipo litologico, ovvero dal tipo di roccia e dalla tessitura e legata al grado di interlocking della matrice; per rocce metamorfiche a matrice scistosa, in relazione ai dati proposti in letteratura, può essere assunto variabile tra 4 e 8; nei calcoli si assumerà $m_i = 6$.
- D è un coefficiente che tiene conto dell'effetto di disturbo in seguito all'abbattimento della roccia con esplosivo o con altri metodi di escavazione e perforazione tratta da Hoek.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Tabella 8 – Definizione dell'indice di disturbo D (da Hoek).

Mentre le relazioni valide per un ammasso roccioso disturbato sono idonee per le valutazioni di stabilità dei fronti di scavo ottenuti mediante abbattimento con esplosivo, per la valutazione di stabilità per l'ammasso interessato dalle opere in progetto, in dipendenza della riduzione dell'allentamento derivante sia dall'impiego di tecniche di scavo più caute che per

l'effetto delle opere di contenimento provvisionali sarebbe anche possibile non tenere conto di fattori riduttivi specifici ($D = 0$). Con tale impostazione è stato, quindi, valutato di applicare cautelativamente e a favore di sicurezza un coefficiente D comunque variabile tra 0,5 e 0,8 per tenere in conto anche delle lavorazioni che potrebbero potenzialmente risentire di questo disturbo in quanto interagenti con volumi di roccia più superficiali o, comunque, caratterizzati da proprietà geotecniche di ammasso mediocri o maggiormente scadenti, più sensibili alle azioni di scavo meccanizzato.

Ai fini delle verifiche di stabilità, il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca $\tau - \sigma'_n$ anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale. Lo sforzo normale e di taglio sono correlati agli sforzi principali dalle relazioni (Balmer, 1952):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

dove

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_c + s)^{a-1}$$

Per il calcolo dei parametri di resistenza espressi in termini di coesione ed angolo di attrito efficaci lo stesso Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\phi' = \arcsen \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}}$$

dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_c$$

Il valore di $\sigma'_{3\max}$ è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

La **stima della deformabilità** dell'ammasso roccioso è stata effettuata applicando la relazione proposta da *Hoek et al. (1995)*, modificando la relazione originaria di *Barton (1995)*, introducendo un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso. Tenendo conto anche della sostituzione dell'indice di caratterizzazione GSI all'indice RMR, si ha:

$$E_d \text{ (GPa)} = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

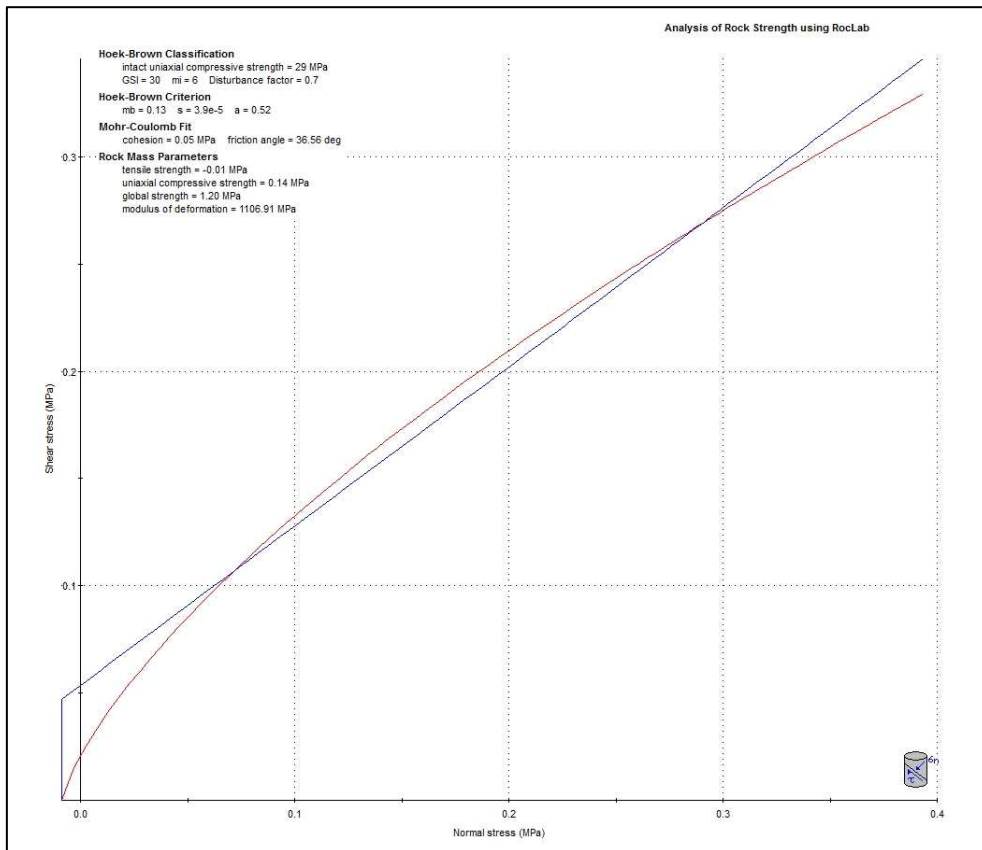
Una modifica dello stesso tipo è stata introdotta da *Barton (1999)*.

$$E_d \text{ (GPa)} = 10 \left(Q' \cdot \frac{\sigma_c}{100} \right)^{1/3} \quad \text{per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

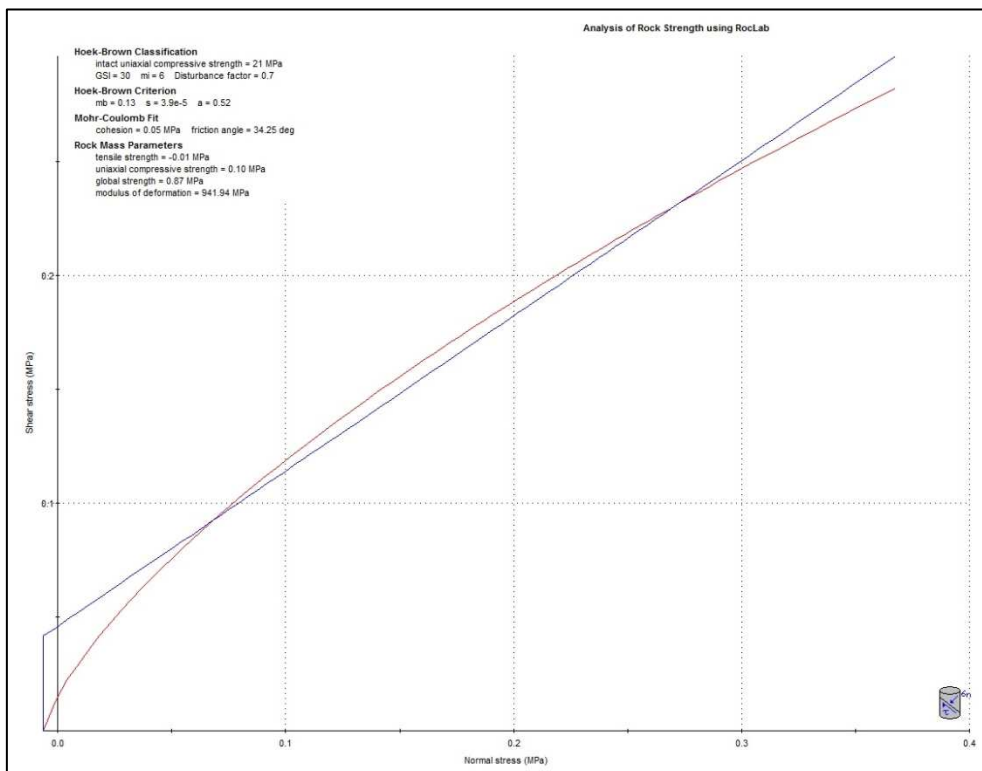
In definitiva, sulla base delle predette stime e correlazioni per gli ammassi rocciosi identificabili dalle unità geotecniche II e III possono stimarsi i seguenti campi di valori caratteristici, per ciascuno dei due campi individuati ($GSI = 30$ e $GSI = 40$). L'elaborazione dell'insieme di dati è stata svolta secondo la formulazione di Hoek, svolta con il programma *RocLab* prodotto e distribuito da *Rocscience Inc.* di Toronto (Canada).

Le immagini seguenti riportano, quindi, le curve intrinseche ed i valori dell'angolo di attrito, della coesione efficace e del modulo elastico operativo in funzione dello sforzo normale efficace desunto dalle prove di compressione monoassiale effettuate presso laboratorio autorizzato, del fattore litologico m_i e del coefficiente di disturbo D .

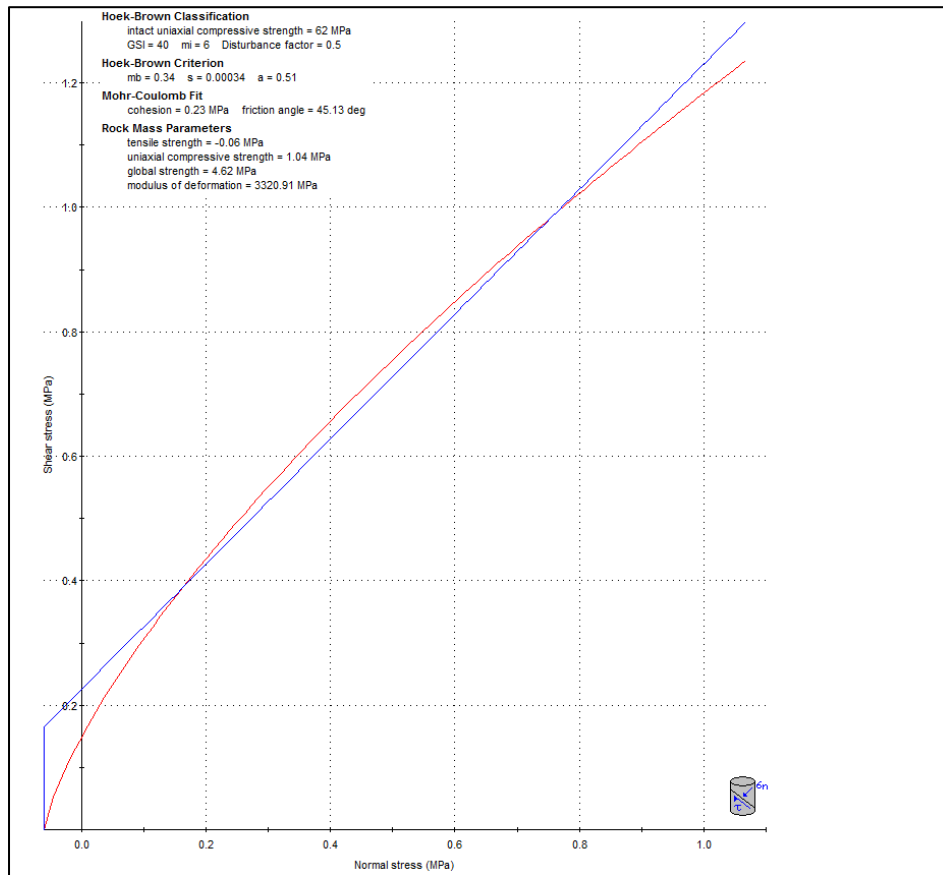
UNITÀ GEOTECNICA II – stima angolo di attrito massimo



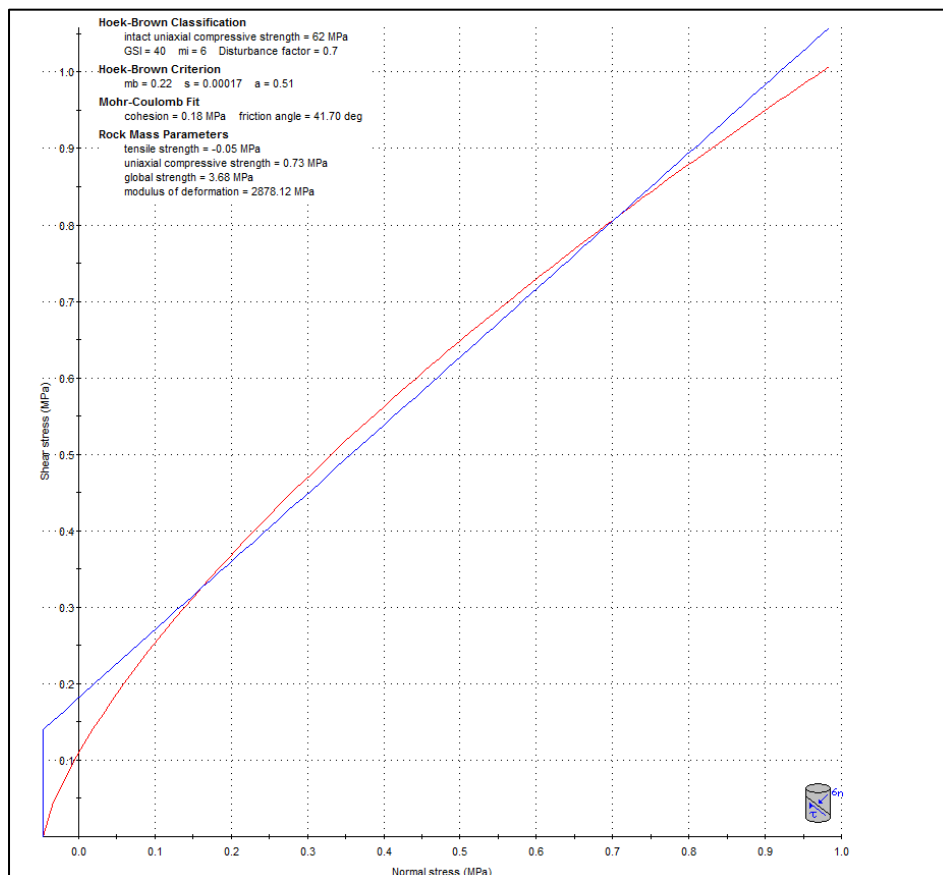
UNITÀ GEOTECNICA II – stima angolo di attrito minimo



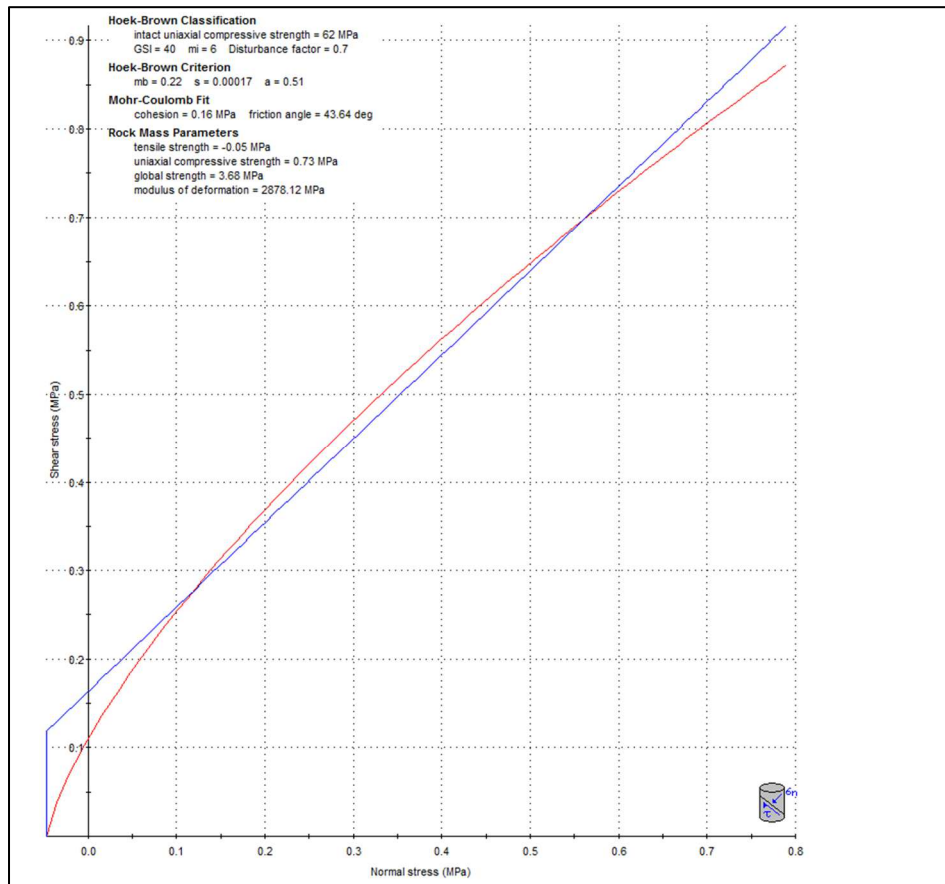
UNITÀ GEOTECNICA III – stima angolo di attrito massimo



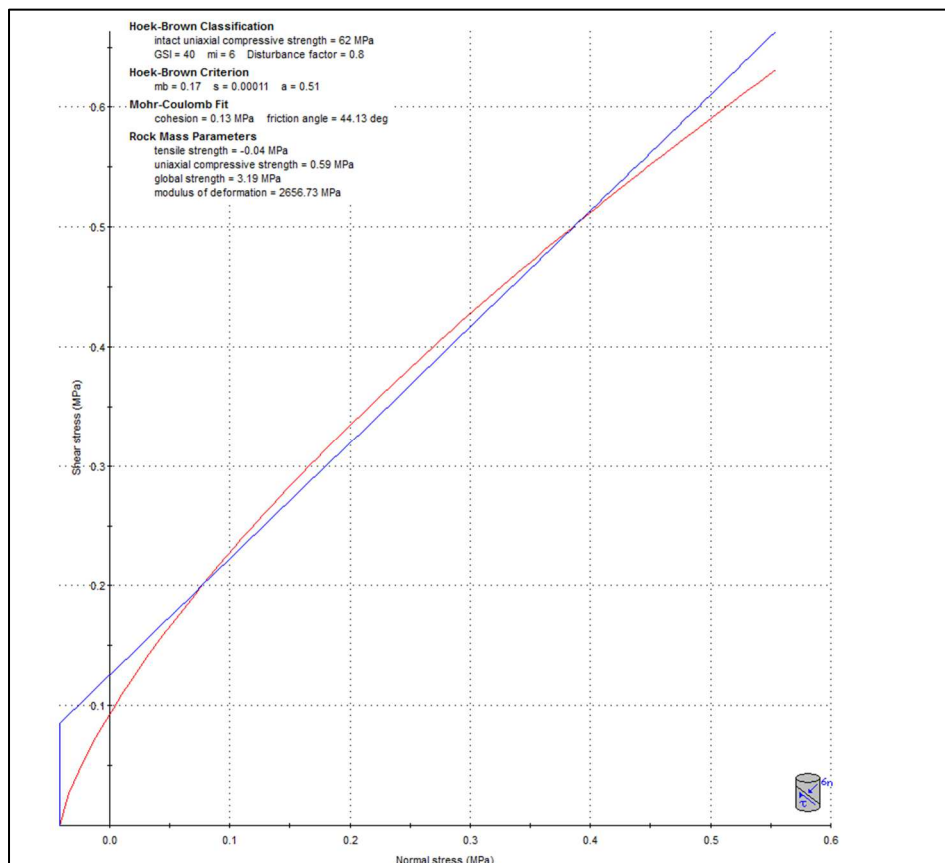
UNITÀ GEOTECNICA III – stima angolo di attrito minimo



UNITÀ GEOTECNICA III – stima coesione massima



UNITÀ GEOTECNICA III – stima coesione minima



4.3 Sintesi dei parametri geotecnici del terreno assunti nei calcoli

Sulla scorta delle valutazioni riportate ai paragrafi precedenti ed in riferimento alla documentazione geognostica disponibile e ai sondaggi eseguiti in sito, il terreno di fondazione, con riferimento alle differenti unità geotecniche individuate, può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con i seguenti valori geotecnici caratteristici:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA I	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 30^\circ \div 32^\circ$
Coesione efficace	$c \cong 5 \div 10 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 30 \div 50 \text{ Mpa}$

Tabella 9a – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica I.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA II	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 24 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 34^\circ \div 36^\circ$
Coesione efficace	$c \cong 40 \div 60 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 800 \div 1200 \text{ Mpa}$

Tabella 9b – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica II.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA III	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 26 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 42^\circ \div 45^\circ$
Coesione efficace	$c \cong 130 \div 160 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 2500 \div 3500 \text{ Mpa}$

Tabella 9c – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica III.

I parametri di resistenza e di deformabilità del terreno desunti dai risultati delle elaborazioni sono stati riportati, per ciascuna unità geotecnica individuata, secondo un intervallo di variazione compreso tra un limite minimo ed un limite massimo, opportunamente arrotondati, i quali tengono in considerazione sia delle tolleranze intrinseche della modellazione che di possibili variazioni locali in funzione della singola zona oggetto di scavo e delle relative condizioni al contorno ed operative di cantiere.

In generale, per opere di tipo provvisorio verranno considerati i valori medi dei

parametri relativi a ciascuna unità geotecnica di terreno essendo, appunto, manufatti con solo fine cantieristico e in funzione anche delle relative profondità dei manufatti nel terreno. Per le opere permanenti, invece, verranno generalmente considerati, a favore di sicurezza, i valori inferiori dei parametri relativi a ciascuna unità geotecnica di terreno in funzione anche delle relative profondità dei manufatti.

Si evidenzia, inoltre, che i valori riportati nelle *tabelle 9a, 9b e 9c* sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una appropriata stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame verranno, quindi, opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza γ_M , previsti dal capitolo 6 delle N.T.C.-2018, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d .

Per quanto attiene alle nuove strutture in progetto in prossimità dell'opera di presa, le operazioni di scavo impegneranno con ogni probabilità una prima parte della formazione più alterata per poi svilupparsi nella parte a valenza sostanzialmente meno fratturata ed alterata della formazione stessa. Lo scavo in microtunneling per le condotte di adduzione impegnerà, alla quota prevista, in massima parte la zona più consistente geomeccanicamente e la meno alterata della formazione ad eccezione delle due zone di estremità di monte e di valle.

Nelle verifiche delle singole opere saranno, quindi, dettagliate le profondità specificatamente associate ad ogni singola unità geotecnica.

Durante i sondaggi, per via della metodologia di perforazione in roccia, con iniezione di acqua forzata, non è stato possibile riscontrare la presenza o meno di falda. Si evidenzia, comunque, sempre con riferimento ai sondaggi eseguiti, che nel corso della perforazione S1 non è stata rilevata la presenza di acqua in foro sino alla profondità di 11,5 m, coincidente con l'altezza della perforazione eseguita a secco. La falda presenta, pertanto, presumibilmente profondità maggiori rispetto alla suddetta quota relativa. In corrispondenza della vasca di dissipazione e dell'attraversamento stradale di valle la quota di falda è stata ragionevolmente assunta pari alla quota di scorrimento, ovvero di fondo alveo, del rio naturale esistente.

Si evidenzia, inoltre, che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.a. caratterizzati da profondità di scavo maggiori è stato cautelativamente previsto il drenaggio e l'aggottamento provvisorio delle acque di falda e/o meteoriche utilizzando un adeguato sistema di pompaggio o well-point.

I modelli di calcolo tengono, inoltre, in conto delle condizioni al contorno del livello di invaso in relazione alle condizioni operative di cantiere ed alle varie fasi realizzative, con opportuni margini di tolleranza, sempre a favore di sicurezza.

4.4 Categoria stratigrafica del sottosuolo e condizioni topografiche

La “risposta sismica locale” è l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, le quali corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all’interazione tra il campo d’onda incidente e quello rifratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l’altezza del rilievo e la sua larghezza.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l’accelerazione massima attesa al sito (PGA) può essere valutata, in riferimento al *paragrafo 3.2.2. delle N.T.C.*, con la seguente relazione:

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

dove:

- S = coefficiente che comprende l’effetto dell’amplificazione stratigrafica (S_S) e dell’amplificazione topografica (S_T) del sito;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto si rende, quindi, necessario valutare l’influenza del **profilo stratigrafico**, individuando la categoria di sottosuolo di riferimento, di cui al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2018*. Ciò si consegue determinando il valore della velocità media equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura, per contemplare le potenziali amplificazioni dell’onda sismica dovute alla presenza di condizioni sismostratigrafiche discostantisi dal riferimento rigido.

Nel corso delle varie campagne geognostiche sono state eseguite indagini geofisiche di vario tipo: stendimenti di sismica a rifrazione in spalla destra e sinistra, indagini sismiche in foro, stendimenti geoelettrici ed una completa tomografia sismica 3D dello sbarramento.

Contestualmente alle indagini geognostiche integrative di marzo 2019, allegate al presente progetto è stato, inoltre, effettuato un profilo sismico in onde S.

Obiettivo delle indagini, i cui risultati sono allegati alla *Relazione geologica e geognostica*, era la determinazione dello spessore di copertura sulla roccia presente ai lati dello sbarramento e di eventuali fasce più allentate/alterate soprastanti, definendone le caratteristiche meccaniche in termini di velocità di propagazione delle onde sismiche longitudinali.

In riferimento ai suddetti sondaggi la stima della velocità di propagazione delle onde longitudinali primarie (onde P) può essere, quindi, riepilogata nella seguente tabella:

Intervallo di velocità onde P (m/s)	Descrizione litologica
600÷1500 m/s	Coltre superficiale e roccia alterata
1500÷2500 m/s	Roccia fratturata
> 2500 m/s	Roccia debolmente fratturata

Tabella 10 – Stima della velocità di propagazione delle onde longitudinali P.

Mentre le velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie di taglio (onde S), in relazione agli esiti del profilo sismico redatto nelle indagini integrative di marzo 2019, riferite alle profondità di terreno interessate dalle opere in progetto, variano da circa 350 m/s a oltre 600 m/s, con un valore ponderato di **velocità equivalente $V_{s,30}$ stimabile in circa 450 m/s**.

In considerazione dei dati sopra riportati è stato, quindi, possibile individuare una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo “B”**, caratterizzata da: “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*”. A tale categoria è associato un coefficiente di amplificazione stratigrafico $S_S = 1,2$.

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, il sito è classificabile in **categoria “T1”** – “*Pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$* ” come definito nelle *N.T.C.-2018*, §3.2.2, tab. 3.2.III. A tale categoria si associa, pertanto, un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1,0$.

Si evidenzia, infine, con riferimento al paragrafo 7.11.3.4.2 delle N.T.C.-2018 che i terreni in sito, essendo peraltro di formazione prevalentemente rocciosa (fondazioni delle opere comprese entro l’unità geotecnica II), non sono potenzialmente suscettibili di **liquefazione**. Pertanto, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione entro i terreni interessati dagli interventi in progetto è da ritenersi trascurabile e la verifica può essere omessa nel rispetto della normativa tecnica vigente.

5. Parametri di progetto

5.1 Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali sono state progettate in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione e la futura manutenzione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa vigente in materia di costruzioni (N.T.C.).

La sicurezza strutturale e le prestazioni attese delle opere sono state, pertanto, valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale, ovvero al raggiungimento delle condizioni per cui le stesse non soddisfano più le esigenze per le quali sono state previste. Pertanto, le analisi di sicurezza strutturale sono state condotte sia nei confronti degli **Stati Limite Ultimi (SLU)**, verificando cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, mettendo fuori servizio la/e costruzione/i, sia nei riguardi degli **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, accertando, quindi, la capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

La durabilità, intesa come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita utile dell'opera, sarà garantita attraverso la scelta dei materiali di cui al capitolo 3 e mediante un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione future.

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai capitoli 2 e 3 (tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I) e al paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018, in ottemperanza al capitolo C7.7.2. (tabelle C2, C3) del D.M. 26.06.2014 ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 100$ anni (grandi dighe di nuova costruzione; tipologia: rilevante)
- classe d'uso: classe III
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,5$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R \geq 150$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'81%.

- **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'63%.
- **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.
- **SLC**: stato limite ultimo di collasso, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 5%.

In riferimento al paragrafo 7.2.2 delle N.T.C. le costruzioni in progetto, soggette all'azione sismica, essendo sostanzialmente interrato, opere di fondazione e contro-terra e prive di specifici dispositivi, saranno verificate in base ad un comportamento strutturale di tipo “non dissipativo”, in cui gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni saranno cautelativamente calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle possibili non linearità di comportamento dei materiali e della geometria dei manufatti.

5.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, le opere in progetto faranno riferimento ad una tipologia strutturale a pareti singole o accoppiate oppure a telaio misto pareti, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In particolare le costruzioni in esame saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrate sostanzialmente realizzate in c.c.a. gettato in opera con forma e geometria regolare (simmetrica) sia in pianta che in elevazione, costituite da fondazioni continue di tipo diretto mutuamente vincolate alle pareti in elevazione con vincolo di tipo ad incastro. La soletta dell'attraversamento stradale è prevista ad un'unica campata da realizzarsi in c.c.a. direttamente in opera, con vincolo di incastro sulle pareti.

5.3 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle opere in progetto sono così riassumibili:

- 1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
- 2) carichi permanenti portati, non strutturali;
- 3) azioni variabili (sovraccarichi) relativi alla destinazione d'uso delle opere e alle

relative condizioni di esercizio;

- 4) azione idrostatica e idrodinamica dell'acqua contenuta nei vari manufatti;
- 5) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
- 6) azione del vento;
- 7) azione della neve;
- 8) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito di costruzione: zona sismica 3 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

Per quanto riguarda le opere caratterizzate da una prevalente collocazione entroterra e, in ogni caso, da un limitato sviluppo in altezza, considerata anche la loro funzione di esercizio (opere di presa e canalizzazione, pareti e muri contro-terra, ecc.), si è ritenuto congruo ed accettabile trascurare l'azione dovuta **al vento**, in quanto praticamente ininfluente sul comportamento strutturale globale delle costruzioni.

Viene, quindi, nel seguito riportata una descrizione dettagliata delle suddette azioni:

1) Peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle opere aventi funzione strutturale e portante.

Peso proprio elementi strutturali:

- strutture in c.c.a.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.
- strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78,0 \text{ kN/m}^3$.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti a passerelle e/o grigliati pedonali, organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, massi di cava eventualmente in corrispondenza dei manufatti, rivestimenti lapidei, pavimentazione stradale, ecc.. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima i carichi permanenti portati saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti o, a seconda dei casi, come carichi concentrati linearmente o nodali.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle aree e zone pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni, con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M.*

17.01.2018 (N.T.C.), sono state considerate pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$. E' stato, inoltre, cautelativamente considerato un sovraccarico distribuito posto a tergo delle pareti dei manufatti variabile da $10,0$ a $5,0 \text{ kN/m}^2$, per simulare lo stazionamento provvisorio di mezzi d'opera durante l'attività di cantiere o i mezzi di manutenzione durante l'esercizio delle opere.

In corrispondenza di attraversamenti stradali dovranno essere considerati i sovraccarichi come definiti al capitolo 5 delle N.T.C. 2018, in funzione anche delle dimensioni effettive dei manufatti effettivamente in questione (larghezza utile e relative corsie di carico):

- n. 1 corsia convenzionale come definita al paragrafo 5.1.3.3.2 delle N.T.C. 2018;
- schema di carico n. 1 ai sensi del paragrafo 5.1.3.3.3 delle N.T.C. 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, ciascuno di intensità pari a $2 \times 150 \text{ kN}$, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato $0,40 \text{ m}$, e da carico uniformemente distribuito pari a $9,0 \text{ kN/m}^2$, per ponti di prima categoria. Questo schema, riassunto nella figura e nella tabella seguenti, è assunto a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

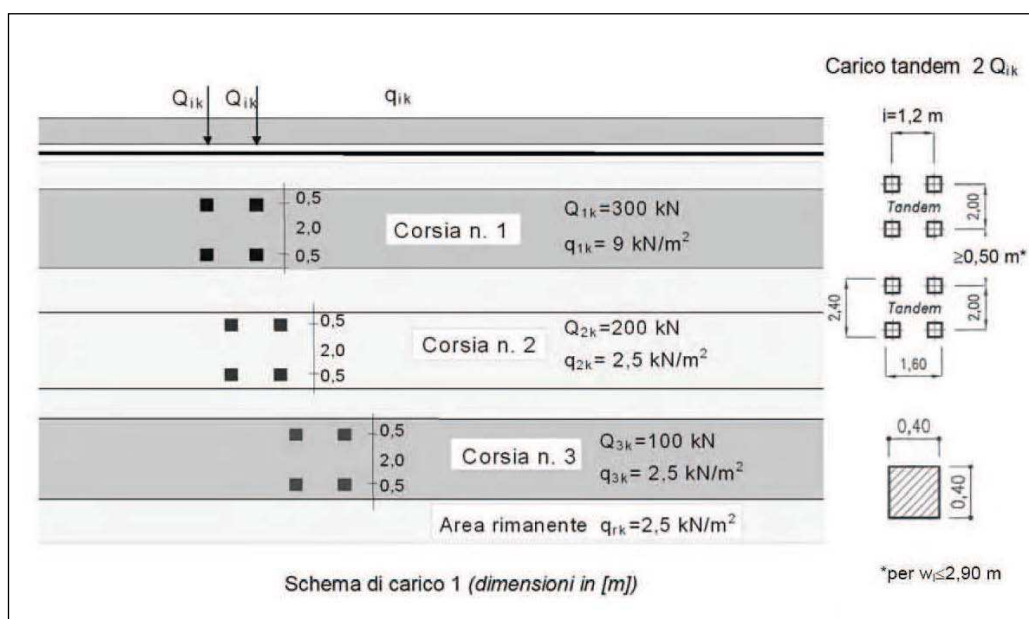


Figura 6 – Schemi di carico ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 11 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

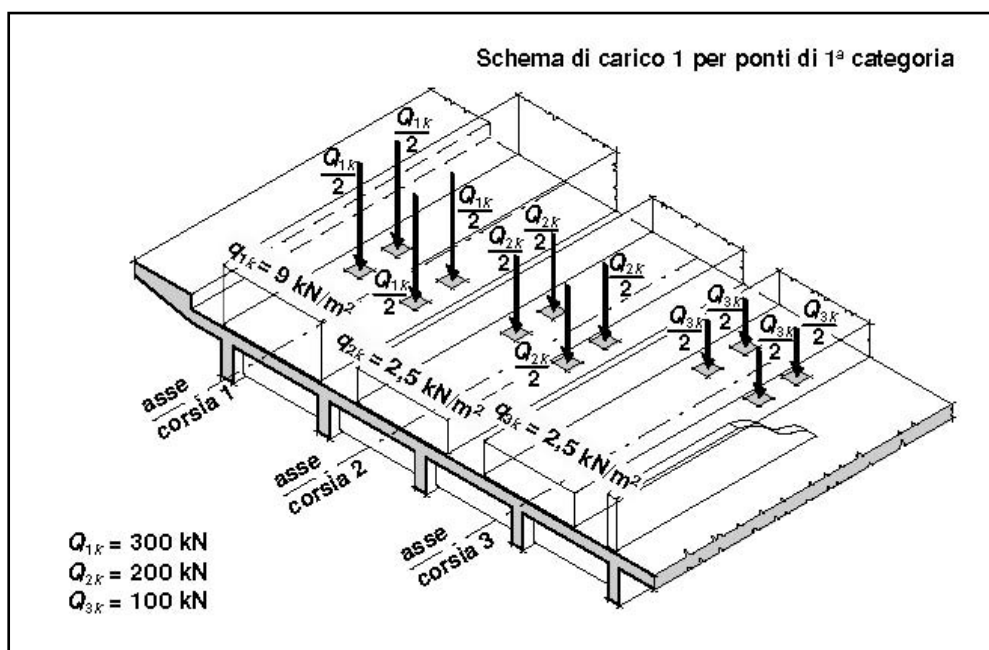


Figura 7a – Disposizione colonne di carico relative allo schema 1 ai sensi del D.M. 17.01.2018.

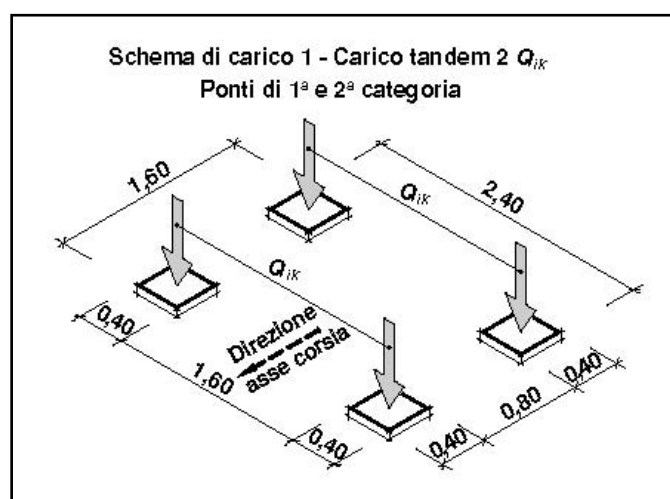


Figura 7b – Disposizione assi e impronte di carico relative allo schema di carico 1.

4) Azione idrostatica dell'acqua contenuta nei manufatti

I vari manufatti progettualmente previsti sono soggetti al carico variabile dovuto alla spinta idrostatica e al peso proprio esercitato rispettivamente sulle pareti perimetrali e sulla platea di fondazione delle opere. Il peso per unità di volume del liquido (acqua) che genera tali azioni sulle strutture in esame è stato assunto pari a $\gamma_{\text{acqua}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$.

Incremento dinamico della spinta dell'acqua in condizioni sismiche

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua libera presente all'interno dei manufatti è stato calcolato secondo la teoria di *Westergaard*; nell'ipotesi di struttura di sostegno rigida a parete verticale, acqua incompressibile e frequenza della sollecitazione armonica orizzontale applicata

alla base minore della frequenza fondamentale f_0 del serbatoio d'acqua infinitamente esteso (e.g. $f_0 = V_P/4H$ essendo V_P la velocità delle onde P nell'acqua ed H l'altezza dell'acqua) le pressioni idrodinamiche assumono la seguente distribuzione di pressione di aumento con la radice quadrata della profondità dell'acqua z' :

$$q(z') = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua;
- H_w è il livello massimo previsto entro il manufatto considerato;
- z' ordinata misurata a partire dal livello massimo H_w .

La spinta dinamica risultante dall'integrazione delle suddette pressioni vale, quindi:

$$E_w = \pm \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

ed agisce a $0,4 H_w$ dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

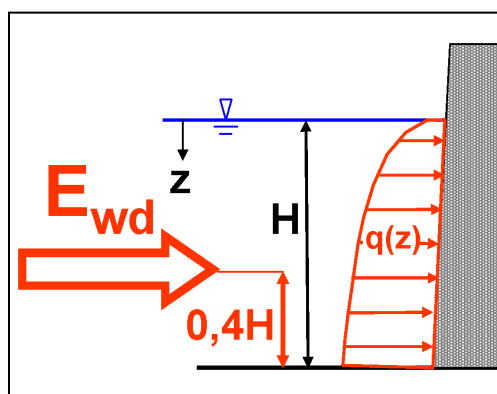


Figura 8 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'Eurocodice 8 suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

5) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfilanco. Sulla base delle indicazioni fornite ai paragrafi precedenti sulle caratteristiche geomeccaniche del terreno e secondo i criteri dell'EC7 e delle N.T.C.-2018, nei calcoli di dimensionamento e verifica geotecnica e strutturale sono state assunte, per il terreno di fondazione alla quota di imposta delle fondazioni e a tergo delle opere in progetto, le caratteristiche geomeccaniche riportate nelle *tabelle 9a, 9b e 9c del paragrafo 4.3*.

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sullo sporto o sulla suola di monte della platea di fondazione delle opere):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfilanco (applicata sulle pareti laterali dei manufatti e delle opere interrate):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può

essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h, \text{terreno}} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno.

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2* del D.M. 17.01.2018 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo.

L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'opera di sostegno, del volume di terreno a tergo dell'opera stessa, supposto in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto ed è dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

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

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- β_m è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera e definito dal *paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018*, pari a 0,38 nelle verifiche a stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLD). Per le verifiche a ribaltamento i suddetti valori vanno incrementati del 50%. Per pareti o muri impediti di muoversi β_m è posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Essendo le opere in progetto assimilabili, a favore di sicurezza, a strutture rigide/semirigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*, la

quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{sis} = \Delta S / H$$

Si evidenzia che in corrispondenza dei tratti di canale fagatore oggetto di rifacimento e della nuova vasca di dissipazione, entrambi con sezione aperta ad “U”, in considerazione del fatto che gli stessi, in quanto strutture simmetriche, sono caratterizzate da vincolo traslazionale per mutuo contrasto alla base delle pareti (in fondazione), ma che possono, comunque, subire rotazioni e/o spostamenti in corrispondenza della sommità del paramento dei muri, verrà ragionevolmente e cautelativamente adottata, anche in riferimento alla letteratura disponibile in materia, una spinta delle terre in condizioni statiche intermedia tra quella attiva e quella a riposo, assunta pari a $k_0 = 1 - \sin\phi$ (Jaky). In condizioni sismiche si farà, invece, riferimento al metodo di *Mononobe-Okabe* sopra descritto, assunto cautelativamente un coefficiente β_m unitario. Ove presente e pertinente sarà, inoltre, considerata l'inclinazione del pendio o del terreno a tergo del paramento delle opere.

I **muri di sostegno** o le **pareti controterra**, incluse quelle dei pozzetti e dei manufatti interrati in progetto, devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018 e le verifiche di sicurezza di cui ai § 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2, nelle quali si richiede il rispetto della *condizione 6.2.1* delle N.T.C.-2018, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per quanto riguarda, invece, le **paratie** e, più in generale, le **opere di sostegno provvisoriale**, le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Anche in questo caso, in mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

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

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

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

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di *figura 7.11.2 delle N.T.C.-2018*, mentre il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2018*, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

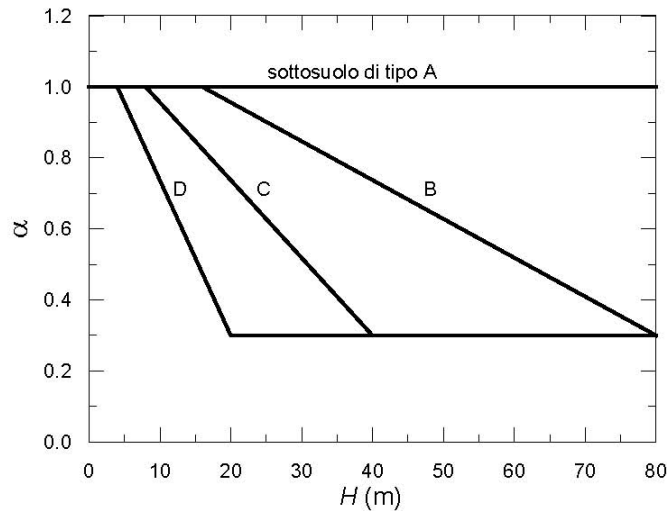


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

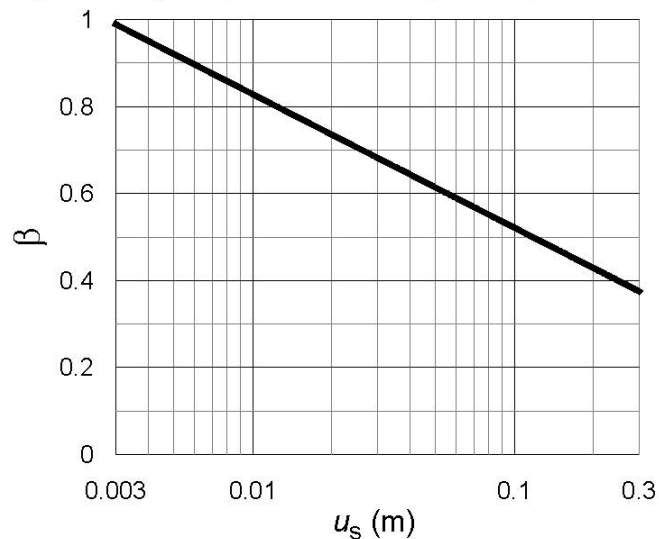


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0,005 H$.

Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 a_{\max}/g$.

Possono, inoltre, essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. È necessario, infine, verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Azione del terreno nelle verifiche di stabilità dei pendii e fronti scavo

Anche l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico

atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

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

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella *tabella 7.11.I* delle N.T.C.-2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per quanto riguarda, invece, specificatamente i **fronti scavo**, si adotteranno i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda o di interferenza delle lavorazioni e delle fasi di cantiere con il livello idrico dell'invaso, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultimo, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dall'acqua in termini idrostatici.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato sempre tramite

l'espressione di *Westergaard* precedentemente riportata.

Dunque, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

6) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C.*:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

in cui la velocità di base v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

e $v_{b,0}$, a_0 e k_s sono parametri forniti nella *tabella 3.3.I delle N.T.C.*

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Per la Zona 1 (Piemonte) e per altitudini inferiori a 1000 m s.l.m., la velocità di base è uguale a 25 m/s ($V_b=V_{b,0}=25$ m/s). e la densità dell'aria ρ assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

- c_e = coefficiente di esposizione, espresso tramite la relazione riportata al *paragrafo 3.3.7* nel D.M. 17/01/2018:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

in cui:

z è l'altezza sul suolo della costruzione;

k_r , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati dalla *tabella 3.3.II delle N.T.C.* in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1,0.

- c_p = coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (assunto pari a 1).

7) Azione della neve

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 17/01/2018* e secondo la seguente equazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo che, per strutture poste ad altitudini inferiori a 200 m s.l.m. ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Cuneo), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN / m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + (a_s / 728)^2 \right] \text{ kN / m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 570 m s.l.m. con riferimento ai manufatti in progetto con il presente lotto di lavori:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.3. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture piane, assunto cautelativamente pari a 1,0;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; il primo, per i casi in esame, in riferimento al *paragrafi 3.4.4 delle N.T.C.* assume cautelativamente un valore di 1,1 essendo anche presenti aree riparate sensibilmente più basse del circostante terreno. Il secondo invece, in riferimento al *paragrafi 3.4.5 delle N.T.C.* viene posto uguale a 1.

Carico neve: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,00 \times 2,24 \times 1,1 \times 1,00 \approx 2,5 \text{ kN/m}^2$

5.4 **Azione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_S \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_S) e delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.IV E 3.2.V delle N.T.C.*;
- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S e η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 delle N.T.C. per le componenti orizzontali mentre i valori di S_s , T_B, T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella tabella 3.2.VI. delle N.T.C., in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua

sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 17.01.2018, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

5.4.1 Parametri sismici di progetto

Con la D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando il sito interessato dai presenti lavori in zona sismica 3.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa circolare del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, “*sito-dipendente*”, per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 3), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del sito, in territorio del Comune di Pianfei. In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili, si sono definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Pianfei (CN) – zona 3
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.70903°;
Latitudine: 44.34754°
- categoria del sottosuolo: B (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,2$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l'azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un'accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell'opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD, SLV e SLC). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio dell'applicazione di calcolo "Spettri-N.T.C." redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 4.2*.

Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento:

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,473	0,197
50	0,039	2,542	0,213
72	0,046	2,525	0,231
101	0,053	2,545	0,242
140	0,060	2,561	0,258
201	0,069	2,551	0,271
475	0,095	2,553	0,296
975	0,119	2,599	0,310
2475	0,154	2,684	0,323

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,051	2,538	0,238
SLD	151	0,062	2,559	0,260
SLV	1424	0,132	2,633	0,315
SLC	2475	0,154	2,684	0,323

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

● Sito esterno al reticolo

● Interpolazione su 3 nodi

● Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	90
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	151
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1424
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1.200$
 $C_C = 1.465$ info
 $h/H = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
 Smorzamento ξ (%) **5**
 $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)
 Fattore q_0 **1**
Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto
 Fattore q **1.5**
 $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info
 Parametri e punti spettri di risposta info

Spettri di risposta

$S_{d.o}$ [g]
 $S_{d.v}$ [g]
 S_e [g]

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1.200$
 $C_C = 1.440$ info
 $h/H = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
 Smorzamento ξ (%) **5**
 $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)
 Fattore q_0 **1**
Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto
 Fattore q **1.5**
 $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info
 Parametri e punti spettri di risposta info

Spettri di risposta

$S_{d.o}$ [g]
 $S_{d.v}$ [g]
 S_e [g]

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo B [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)
 $S_S = 1.200$ $C_C = 1.386$ [info](#)
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLC [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo B [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)
 $S_S = 1.200$ $C_C = 1.379$ [info](#)
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

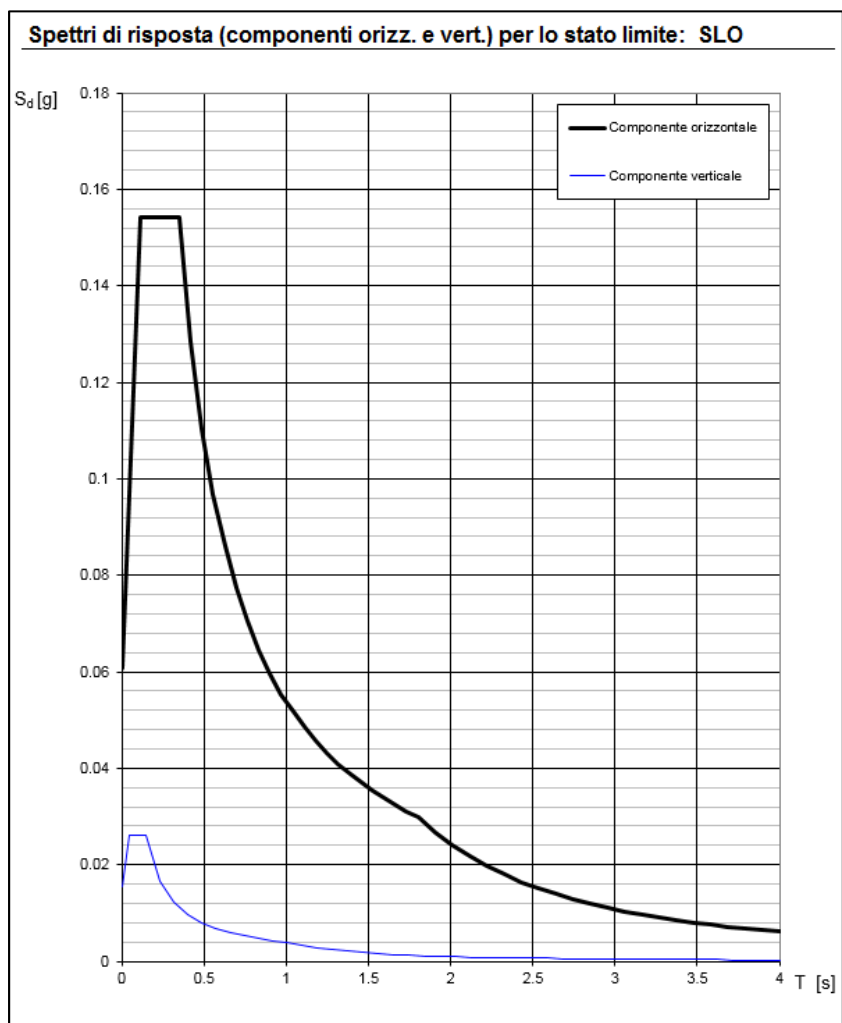
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_q	0.051 g
F_{0*}	2.538
T_C	0.238 s
S_S	1.200
C_C	1.465
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.116 s
T_C	0.349 s
T_D	1.802 s

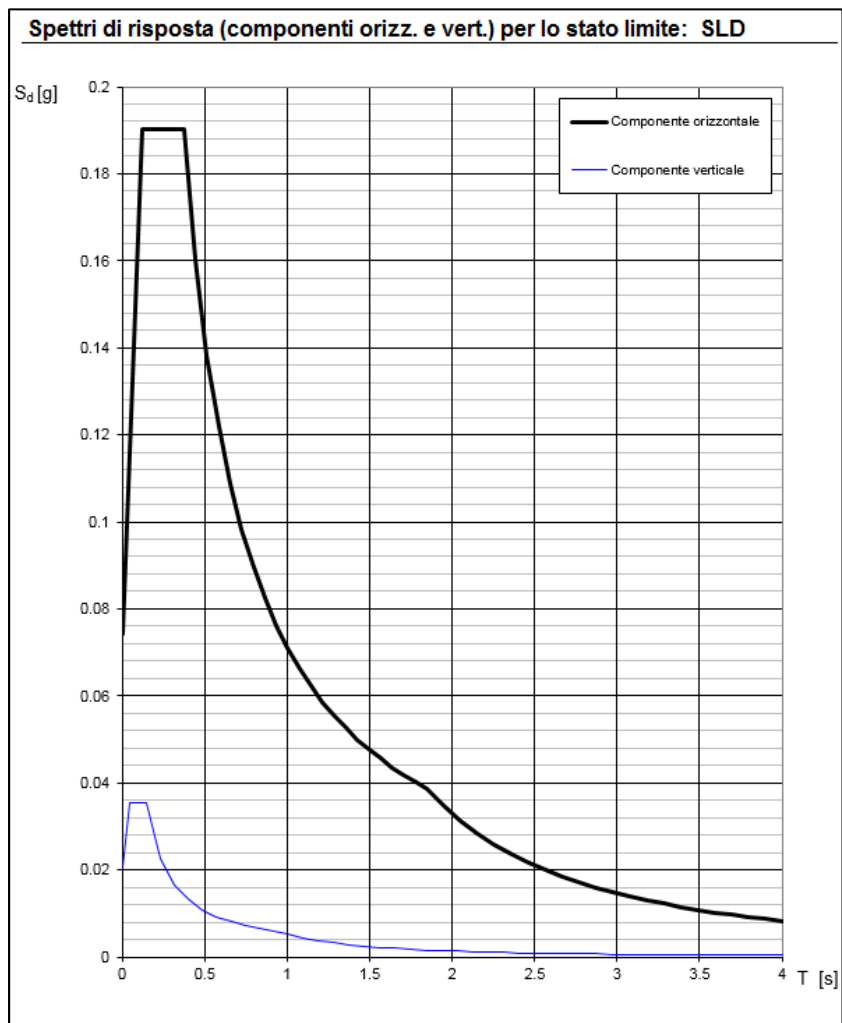
Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO

Parametri indipendenti

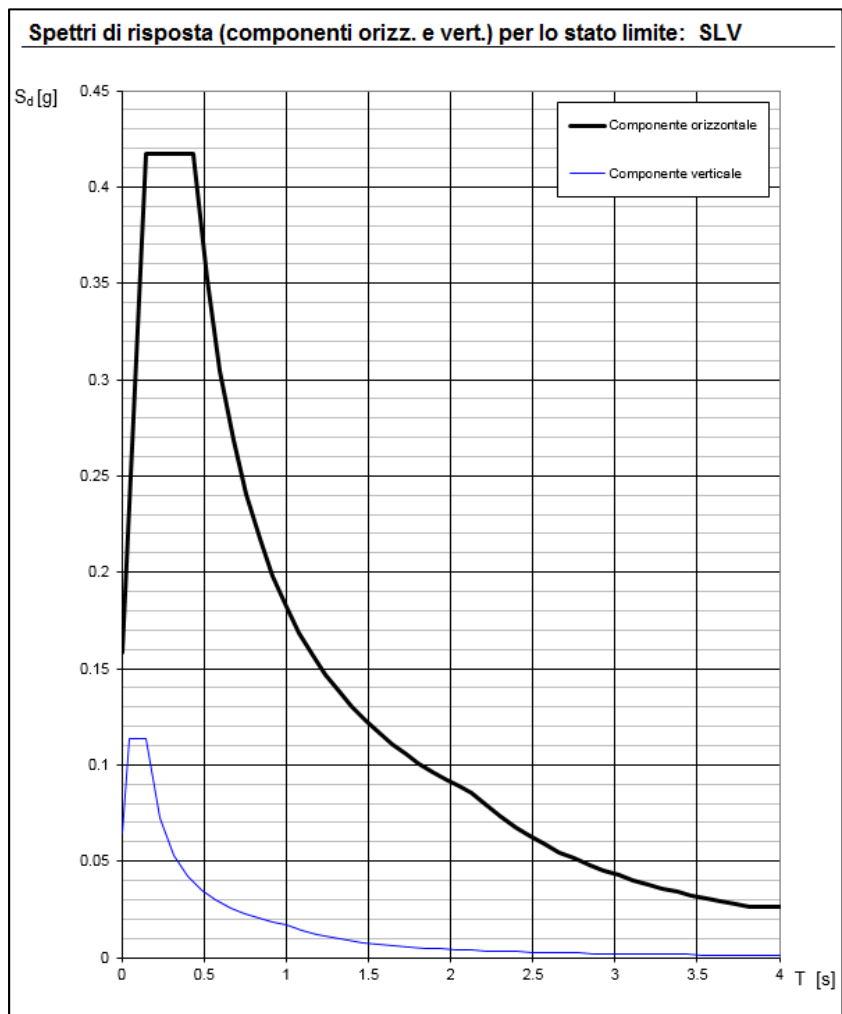
STATO LIMITE	SLO
a_{qv}	0.015 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.771
S	1.000
η	0.667



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																																																
Parametri indipendenti <table> <tr> <td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr> <td>a_q</td><td>0.062 g</td></tr> <tr> <td>$F_{0.5}$</td><td>2.559</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.260 s</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.200</td></tr> <tr> <td>C_C</td><td>1.440</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr> <td>S</td><td>1.200</td></tr> <tr> <td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.125 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.375 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.848 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_q	0.062 g	$F_{0.5}$	2.559	T_C	0.260 s	S_S	1.200	C_C	1.440	S_T	1.000	q	1.000	S	1.200	η	1.000	T_B	0.125 s	T_C	0.375 s	T_D	1.848 s	Parametri indipendenti <table> <tr> <td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr> <td>a_{qv}</td><td>0.021 g</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr> <td>F_v</td><td>0.860</td></tr> <tr> <td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{qv}	0.021 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.860	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_q	0.062 g																																																
$F_{0.5}$	2.559																																																
T_C	0.260 s																																																
S_S	1.200																																																
C_C	1.440																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.200																																																
η	1.000																																																
T_B	0.125 s																																																
T_C	0.375 s																																																
T_D	1.848 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{qv}	0.021 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.860																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.132 g
F_{o*}	2.633
T_C	0.315 s
S_S	1.200
C_C	1.386
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.437 s
T_D	2.129 s

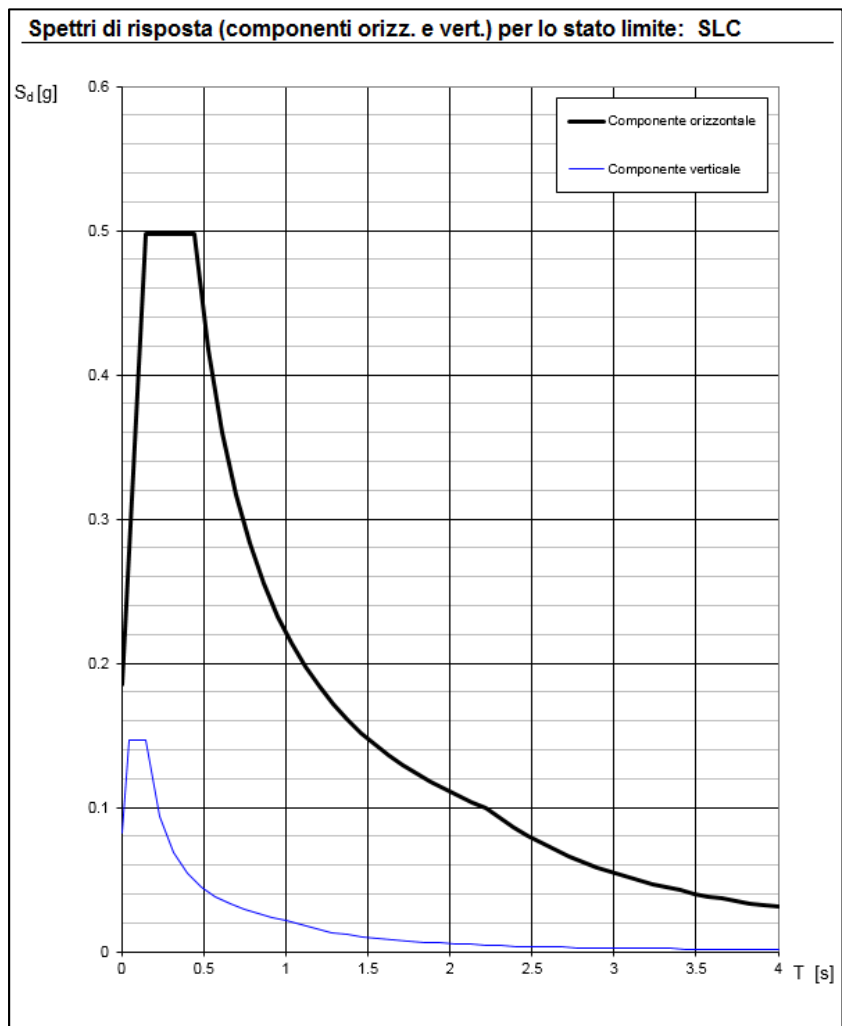
Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0.065 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.292
S	1.000
η	0.667



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.154 g
$F_{0.5}$	2.684
T_C	0.323 s
S_S	1.200
C_C	1.379
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.445 s
T_D	2.217 s

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{qv}	0.082 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.424
S	1.000
η	0.667

Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'**accelerazione sismica di progetto**, ovvero della **pericolosità sismica di progetto**:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLO: $a_g = 0,051 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: $a_g = 0,062 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLV: $a_g = 0,132 \text{ g}$** .
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLC: $a_g = 0,154 \text{ g}$** .
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_{g,SLV} = 1,2 \times 1,0 \times 0,132 \text{ g} \cong 0,158 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLC (***pericolosità sismica di progetto a SLC***): $a_{g,SLC} = S_s \times S_T \times a_{g,SLC} = 1,2 \times 1,0 \times 0,154 \text{ g} \cong 0,185 \text{ g}$.

5.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del *D.M. 17/01/2018, paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un

contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle verifiche a SLU sono, in genere:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono, invece, i seguenti:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione per la categoria I (coperture praticabili) e per la categoria K (copertura per usi speciali) saranno da valutarsi caso per caso.

Relativamente ai ponti stradali i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU sono stati adottati in relazione alla *tabella 5.1.V delle N.T.C.*:

Tipologia dei carichi		Coefficiente	EQU	A ₁ -STR	A ₂ -GEO
Carichi permanenti (peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua)	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali (pesi propri degli elementi non strutturali)	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Il coefficiente γ_{G3} assume valori tabellari identici a γ_{G1}

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione per le azioni variabili, applicabili alle infrastrutture stradali si è fatto, invece, riferimento alla *tabella 5.1.VI delle N.T.C.-2018*:

Azioni	Gruppi di azioni	Coefficiente di combinazione ψ_0	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Traffico	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1, 5, 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3, 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,60 0,80	0,20 —	0,00 0,00
	Vento a ponte carico	0,60	—	—
Neve q_s	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	Esecuzione	0,80	0,60	0,50

Si evidenzia che le azioni dovute alla spinta del terreno (interrimento delle strutture) e alla spinta dell'acqua sono state, a favore di sicurezza, combinate con un coefficiente pari a 1,5 anziché 1,3 come eventualmente consentito dal *paragrafo 6.2.4.1.1 delle NTC-18*.

Relativamente all'azione sismica AE, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica (combinazione sismica), essa è stata schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse della costruzione.

Si considerano, in particolare, le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + P_k + \sum (\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella “*combinazione sismica*” potrà essere considerata esclusivamente l'azione variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente (es. da traffico) ed applicando cautelativamente un coefficiente di combinazione pari a 0,75, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico massimo.

Si evidenzia che per la determinazione degli effetti dell'azione sismica, in relazione a quanto previsto dal *paragrafo 5.1.3.12 delle N.T.C.-2018*, si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi accidentali.

6. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

6.1 Costruzioni in conglomerato cementizio armato

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 17.01.2018. In particolare, l'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare** ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1 delle N.T.C.-2018*, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno, quindi, effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Ai fini della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno, inoltre, le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- 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.

L'analisi strutturale sismica dei manufatti è stata condotta mediante il metodo di **analisi statica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.2 delle N.T.C.-2018*.

Relativamente ai **metodi di calcolo**, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico. Ai fini delle verifiche strutturali dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$R_d \text{ (Resistenza di progetto)} > E_d \text{ (Effetto delle azioni di progetto)}$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di

progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel § 2.5.3 delle N.T.C..

6.1.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenze, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso strutturale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.1.2.1.1* del citato D.M. che vengono riportate di seguito:

▪ **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;
 γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;
 f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_C}$$

dove:

- γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;
 f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo dell'acciaio:**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1,15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Con riferimento, quindi, alle caratteristiche tecniche – prestazionali indicate al *capitolo* 3, si sono, in definitiva assunti i seguenti valori principali di resistenza di calcolo:

Calcestruzzo C25/30 – R_{ck} 30 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25,0}{1,5} \cong 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C32/40 – R_{ck} 40 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{32,0}{1,5} \cong 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è

stato adottato il modello “parabola-rettangolo” indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

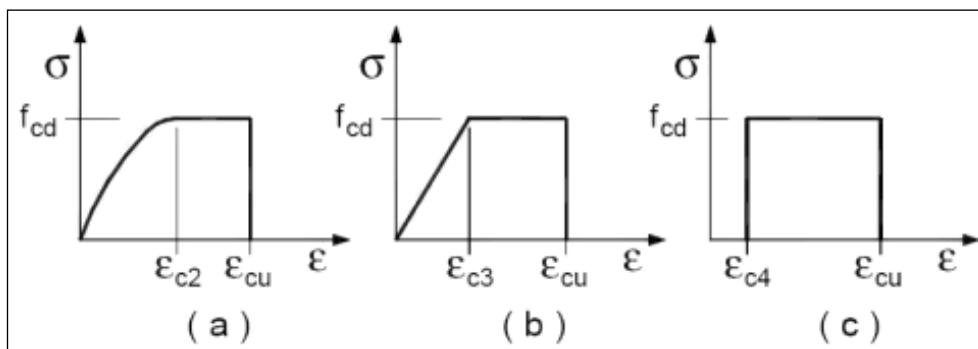


Figura 9a - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per le classi di resistenza del calcestruzzo pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$;
- $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al *punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b)):

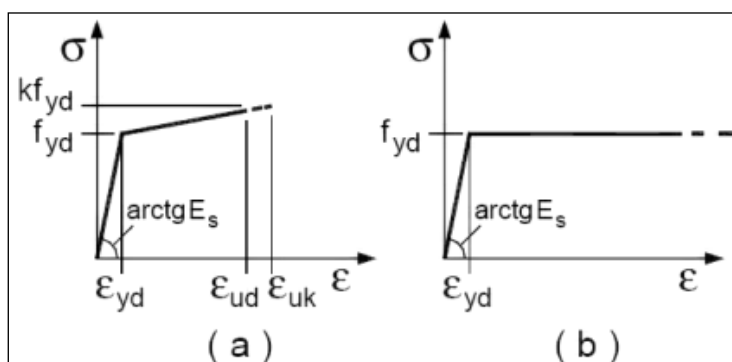


Figura 9b - Modelli di calcolo σ - ε per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (capitolo 11 del D.M. 17.01.2018) e in base a quanto già indicato al capitolo 3 della presente relazione.

6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto MEd sono calcolati

con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se è soddisfatta la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

Il metodo definisce “*configurazioni deformate di SLU*” di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono convenzionalmente definite “*di stato limite ultimo*”.

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono, dunque, tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\epsilon_c| = |\epsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ϵ_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\epsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ϵ_{ud} . Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi figura 10):

$$C + S' = S$$

$$\beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

L'asse neutro “taglia” la sezione alla profondità x_u , tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

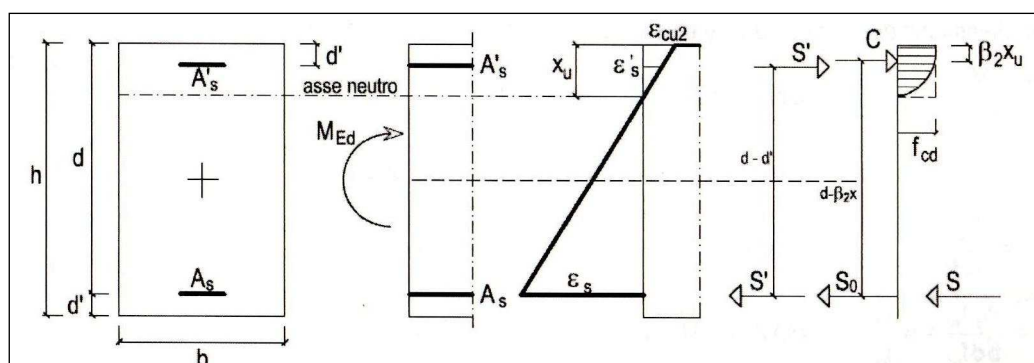


Figura 10.

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio $C - S_0$ formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$, e una coppia $S' - S$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva $(d - d')$ (vedi figura 10):

$$M_{Rd} = C z + S' (d - d')$$

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A'_s (d - d') = \sigma'_s A'_s (d - d')$$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b , d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura A_s' e A_s . Se si fissa un rapporto A_s'/A_s le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.

Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (figura 11).

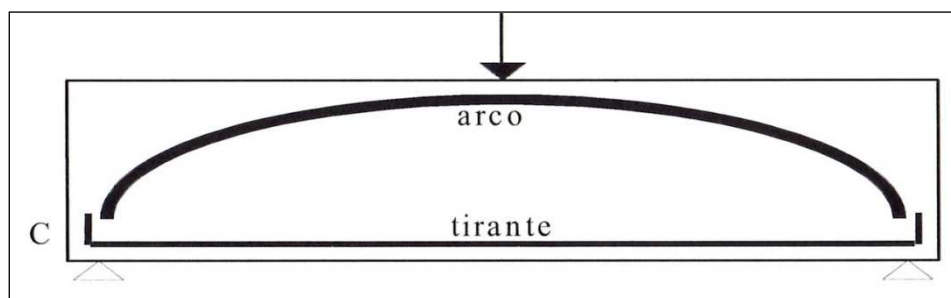


Figura 11.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45° , per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V .

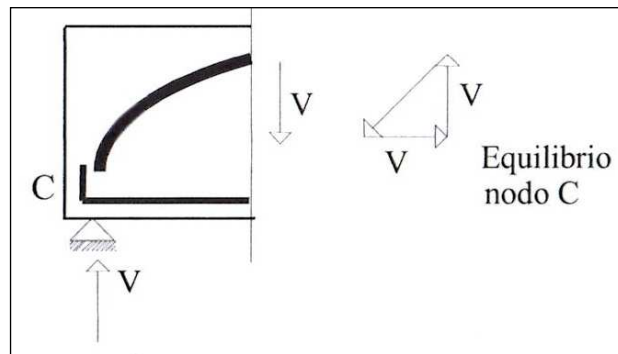


Figura 12

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo D.M. 17.01.2018, paragrafo. 4.1.2.3.5.1):

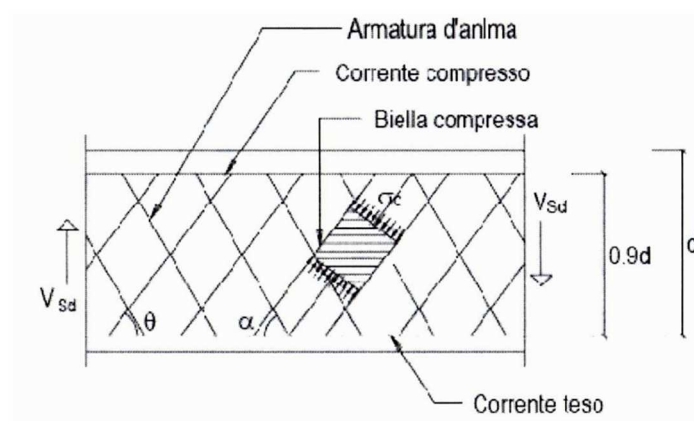
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 17.01.2018 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 13*).



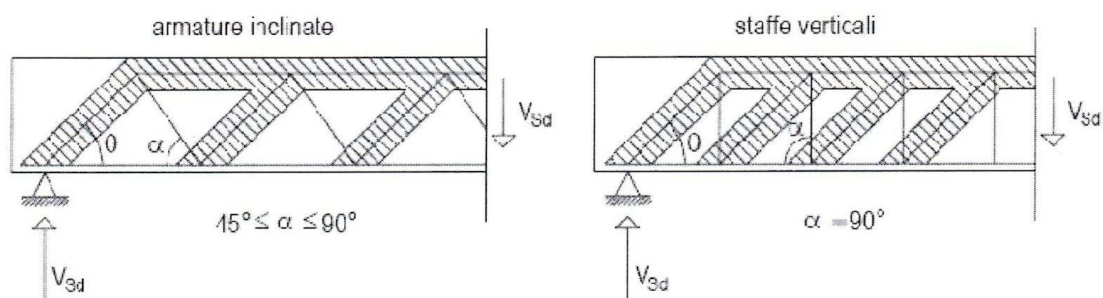


Figura 13.

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semplici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

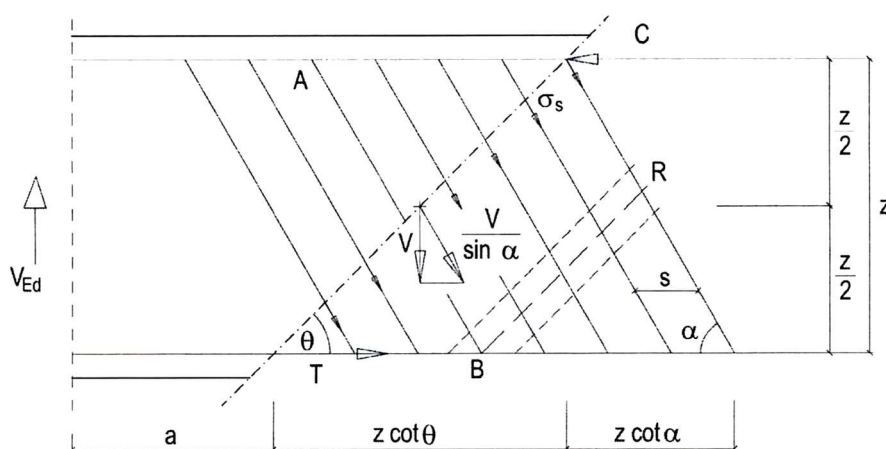


Figura 14

In base al paragrafo 4.1.2.3.5.2 del D.M. 17.01.2018, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

- 1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
- 2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
- 3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

6.1.2.3 Verifica a punzonamento

In accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.4 delle *N.T.C.-2018* solette piene, solette nervate a sezione piena in corrispondenza di colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di pilastri e di carichi concentrati.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature a taglio aggiuntive. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza a punzonamento si può fare utile riferimento al *paragrafo 6.4.4 UNI EN1992-1-1* nel caso di assenza di armature a taglio, al *paragrafo 6.4.5* della norma *UNI EN1992-1-1* nel caso di presenza di armature a taglio.

6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di dimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 17.01.2018 riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla fruibilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone.

Valgono le seguenti considerazioni:

- 1) per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1,0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1,0$. Il calcolo dunque si basa sui valori "caratteristici" di azioni e resistenze. Per alcune

grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.

- 2) Per strutture non precomprese per la verifica di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la combinazione di carico quasi permanente QP e la combinazione di carico caratteristica (rara) CA. Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza, invece, la combinazione di carico quasi permanente QP.
- 3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 17.01.2018) o nei capitolati, se legati alle condizioni d'uso di una particolare opera.
- 4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

6.1.3.1 Verifica di fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l'ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all'aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2 \text{ mm}$;
- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$;
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.III del D.M. 17.01.2018* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* – aggiornato settembre 2017.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili, alle quali appartengono gli acciai da precompressione;
- armature poco sensibili, relative agli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV del D.M. 17.01.2018* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d , da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel *paragrafo C4.1.2.2.4.5 del 21 gennaio 2019, n. 617 e s.m.i. (circolare applicativa N.T.C.-2018)*.

Per le opere in progetto, caratterizzate da armature poco sensibili e da condizioni ambientali ordinarie verrà, quindi, cautelativamente sviluppata una verifica alla fessurazione, per la condizione “quasi permanente”, con riferimento al limite “ w_2 ”, in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti dovuti ai ripetuti cicli di gelo e disgelo all'azione dell'acqua, oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso. Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel *paragrafo*.

4.1.2.2.5. del D.M. 17.01.2018.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve, in particolare, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s , deve, invece, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dall'*equazione 11.2.5 delle N.T.C. – D.M. 17.01.2018*, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito al *paragrafo 11.2.10.7 delle N.T.C.* in funzione del grado di umidità relativa ambientale.

6.2 Costruzioni in acciaio da carpenteria metallica

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in acciaio da carpenteria metallica è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati ai *capitoli 2 e 4.2* del D.M. 17.01.2018. In particolare l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare**, ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1* delle N.T.C.-2018, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nelle N.T.C.-2018.

Relativamente ai metodi di calcolo, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico.

Ai fini delle verifiche strutturali dovrà, pertanto, risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$\mathbf{R_d (Resistenza di progetto) > E_d (Effetto delle azioni di progetto)}$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel § 2.5.3 delle N.T.C..

6.2.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenze, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso strutturale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.2.4.1* delle N.T.C., le quali vengono riportate di seguito:

Acciaio per laminati classe S355:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{355}{1,05} = 340 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati classe S275:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati classe S235:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{235}{1,05} = 220 \text{ N/mm}^2$$

6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La **resistenza di calcolo delle membrature a stato limite ultimo** R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3.
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S235 al grado S460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella *tabella 4.2.VII del D.M. 17.01.2018*. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza, invece, il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Relativamente alle **verifiche di resistenza delle membrature**, le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.2.4.1.2 delle N.T.C.-2018*, seguendo il seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrane nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

Le **verifiche di stabilità delle membrane** fanno riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.2.4.1.3* e successivi, sulla base delle curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi, previsti dalla *tabella 4.2.VIII delle N.T.C.-2018* e, per elementi inflessi, previsti dalla *tabella 4.2.IX delle N.T.C.-2018*.

Circa le **limitazioni della snellezza** si definisce la lunghezza libera d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico (Euleriano) N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce, quindi, snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i$$

dove:

- l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato;
- i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrane principali ed a 250 per le membrane secondarie.

Per la verifica di stabilità delle travi inflesse si applica aggiuntivamente il coefficiente correttivo del momento flettente previsto dalla *tabella 4.2.IX delle N.T.C.-2018*.

6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguarderanno, in modo particolare, per le strutture progettualmente previste, la verifica della compatibilità dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come: $\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$ secondo quanto rappresentato nella figura seguente:

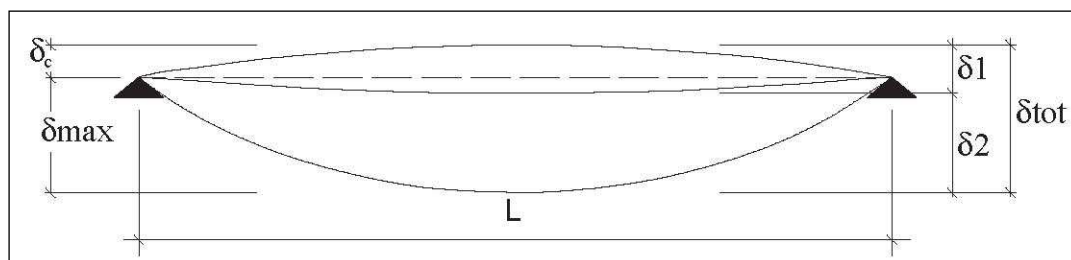


Figura 15 – Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio.

essendo:

- δ_c la monta iniziale della trave;
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;
- δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento E sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

A tal fine si possono adottare i limiti indicati nella *tabella 4.2.XII* delle *N.T.C.-2018*, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

6.3 Modelli di calcolo e di verifica strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche nonché la valutazione della sicurezza globale delle costruzioni in progetto sono stati effettuati tramite modelli di calcolo semplificati conformemente alle N.T.C.-2018. In tal senso le analisi e i calcoli di verifica delle **costruzioni in progetto, caratterizzate da una semplice concezione strutturale**, da un limitato sviluppo dimensionale e geometricamente simmetriche, sono stati effettuati, con l'ausilio di modelli numerici semplificati, considerando cautelativamente i vari manufatti ed opere di tipo geotecnico con schema resistente a sezione verticale ad "U" o ad "L", alla stregua di pareti incastrate in fondazione, riconducendoli, pertanto, ad uno schema statico di tipo "a mensola".

I risultati delle sollecitazioni di calcolo stati opportunamente verificati tramite modelli di valutazione semplificati con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della verifica di **attendibilità dei risultati** stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C..

7. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il “*metodo dei coefficienti di sicurezza parziali*” applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al *paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e dall'Eurocodice 7, “Progettazione Geotecnica” – UNI EN 1997-1.*

Le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 delle N.T.C.-2018, seguendo l'Approccio 1 e/o l'Approccio 2, prevedendo combinazioni differenti dei gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2, R3), da adottare in funzione del tipo di opera e delle tipologie di verifiche per essa richieste. Per quanto riguarda la progettazione nei confronti delle azioni sismiche verrà, infine, fatto riferimento a quanto previsto dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 100 anni ed una classe d'uso III, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

7.1 Criteri progettuali e di verifica

L' *O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003* e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad (1)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il “metodo dei coefficienti parziali” previsto dalle N.T.C.-2018 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “valori caratteristici”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg\phi_d = \frac{tg\phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

	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.L Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tabella 12 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 13 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 14.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

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 14.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 14.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 12, 13,14 (14.1 / 14.2 / 14.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12 e 13* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 14.3* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'Approccio 2. Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 12 e 13*, e imponendo un coefficiente γ_R come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018*.

Pareti e muri controterra

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative a canali e manufatti di contenimento liquidi) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che relativamente ai canali e ai manufatti scatolari non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a ribaltamento, oltre che a stabilità globale, in quanto non assimilabili a vere e proprie opere di sostegno, bensì a manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Le verifiche di stabilità globale, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018* saranno effettuate secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3*.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.2*.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente, del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

Opere di sostegno provvisoriale (paratie)

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 17.01.2018*, per le opere di sostegno provvisoriale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;

- sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.2*, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 *delle N.T.C.* per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

In tutti i casi, nelle **condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante** devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità

dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Fronti scavo e verifiche di stabilità

Con riferimento alle condizioni statiche le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) e, in relazione al *capitolo 6.8*, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3*.

La verifica di stabilità sarà, pertanto, superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (γ_R) risulterà superiore a 1.1.

Il progetto tiene in conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità degli scavi, esaminandone l'influenza sul regime delle acque superficiali, garantendo la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dai lavori.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere, in generale, prevista un'opportuna armatura di sostegno provvisoria delle pareti di scavo oppure un'adeguata sagomatura del fronte scavo con pendenza tale da rispettare i coefficienti di sicurezza previsti dalle norme tecniche vigenti.

Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti. Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi, anche transitori (per esempio dovuti ai mezzi di cantiere) devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli tra quelle corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio dell'opera.

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche possono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 N.T.C.-2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve, inoltre, tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario vanno inoltre, verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.4.3 del D.M. 17.01.2018*. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le

prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere, quindi, rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Verifiche di tipo idraulico a galleggiamento e sifonamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.III delle N.T.C.-2018*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 15 – Coefficienti parziali delle azioni (A) per le verifiche idrauliche.

Considerata la tipologia di opere caratterizzate da manufatti interrati e confinati da ambo i lati, la litologia del terreno in sito nonché la non rilevante potenzialità della falda, si è ritenuto congruo non svolgere particolari verifiche in esercizio riguardanti gli *stati limite ultimi di tipo idraulico (sifonamento e sollevamento)* di cui al *paragrafo 6.2.4.2 del D.M. 17.01.2018*, in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alla quota relativa di falda. Può essere, pertanto, ritenuta ragionevolmente giustificata l'omissione di tali tipi di verifiche.

7.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

I manufatti previsti in progetto sono costituiti da fondazioni di tipo diretto assimilabili alla tipologia “a platea”, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L’iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall’entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l’effetto dell’attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y, rispetto a quelli in direzione z, è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 3 volte rispetto a quest’ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell’interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove $k_w [F/L^3]$ è detta “**costante di sottofondo**” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall’analisi strutturale moltiplicando l’abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di *Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen*, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata utilizzando la formula proposta da Bowles (1974) e calcolando l’ipotetico cedimento a tempo infinito (a lungo termine o totale) delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$k_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS ;

- Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
- 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
- FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
- δ è il cedimento di calcolo.

7.3 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta delle fondazioni dei principali manufatti in progetto, si potrà fare riferimento al metodo di Burland and Burbridge (1985), valido per terreni incoerenti sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) effettuate e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato di volta in volta riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, ove necessario, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale con funzione di migliorare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno.
- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

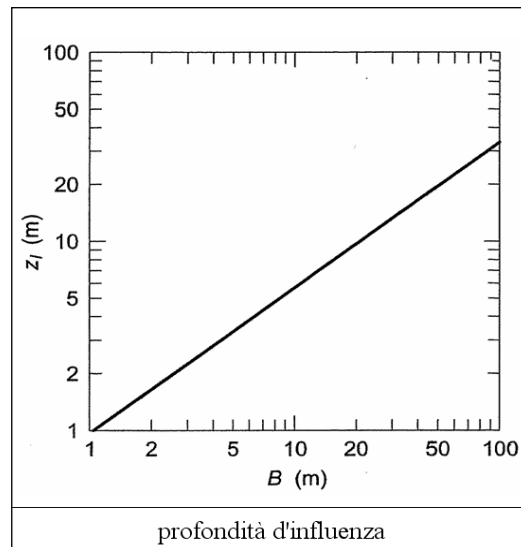


Figura 16 – Grafico per le determinazione della profondità d’influenza in funzione della larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda, invece, la **stima dei cedimenti immediati** si può, inoltre, fare riferimento al metodo di Christian e Carrier (1978), secondo la seguente espressione:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

dove:

- p è il carico agente in fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- E è il modulo di deformazione elastica del terreno.
- μ_0 e μ_1 sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (figura 18).

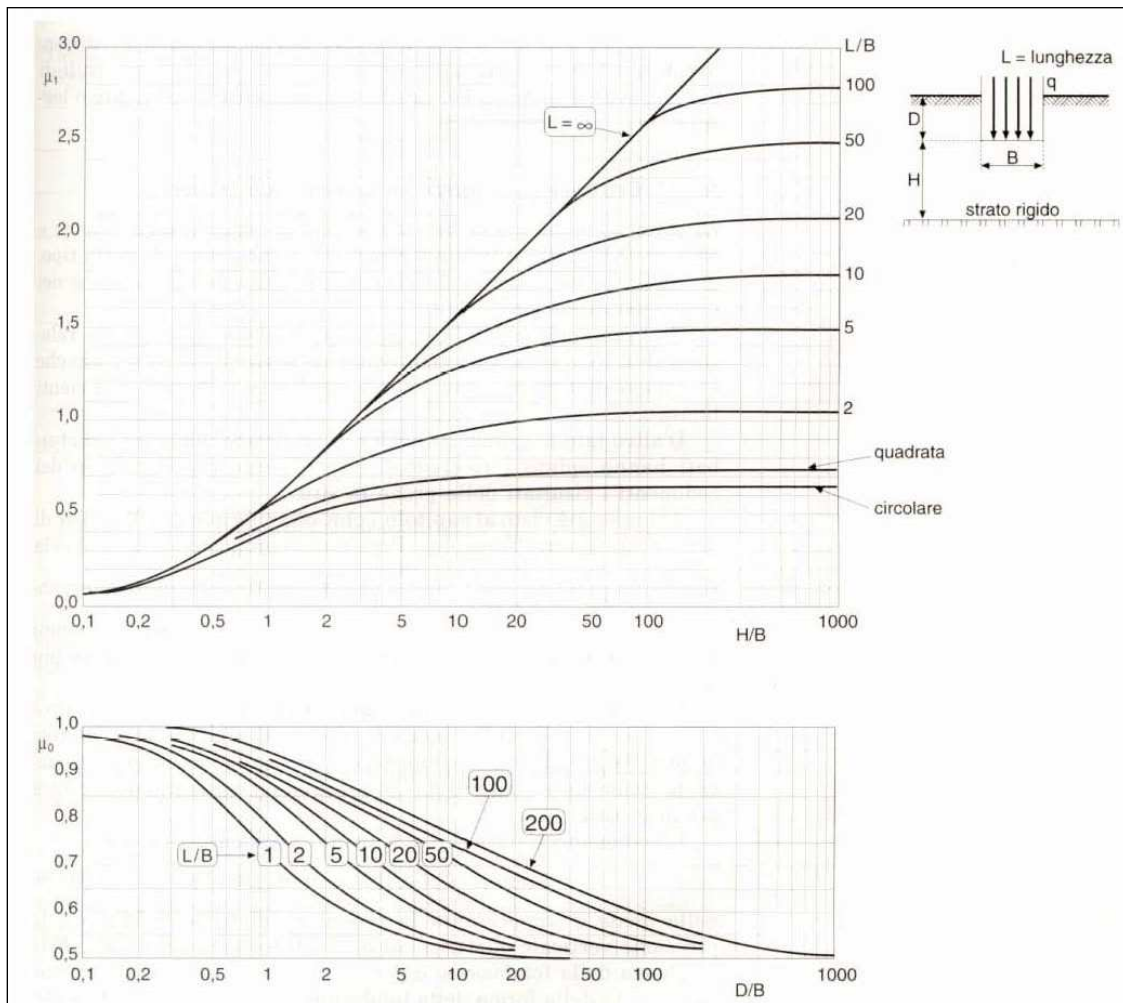


Figura 17 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

7.4 Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso della costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dalla costruzione, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso della costruzione si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo *Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

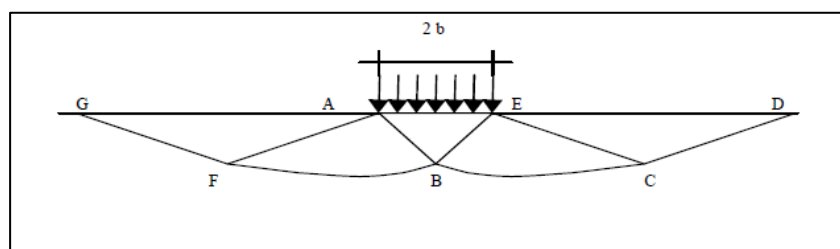


Figura 18 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

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

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di *Caquot*, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{\text{lim}} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui “C” è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \text{ e } c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

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

Formula di Brinch – Hansen (1970)

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

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

Per valori di D/B < 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di D/B > 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastroforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

Fattore di inclinazione di carico:

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

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'}\right)^{m+1}$$

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

Fattore di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \quad g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

7.5 Verifiche a scorrimento

Per le verifiche a scorrimento delle opere di sostegno in progetto il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente parallela al piano di posa $H_d = T_{\max}$ del carico risultante in fondazione, da confrontare con la componente parallela al piano di posa della forza che esprime la resistenza del terreno:

$$H_d \leq R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

dove δ_d rappresenta l'angolo di attrito tra fondazione e terreno, che viene assunto pari a 2/3 dell'angolo di attrito del terreno di calcolo φ_c .

7.6 Verifiche a ribaltamento

Per le verifiche geotecniche a ribaltamento delle opere di sostegno in progetto, deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante o ribaltante M_r , combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), non sia maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti M_s :

$$M_r \leq M_s$$

Le azioni stabilizzanti nei confronti del ribaltamento sono dovute, in particolare, al peso proprio dell'opera e al peso del terreno di ricoprimento gravante sulla suola di fondazione di monte, ove presente. Tali azioni generano, nel complesso, un momento stabilizzante riferito al fulcro di rotazione alla base della fondazione, nei confronti del possibile ribaltamento.

Le verifiche in argomento, in relazione a quanto specificato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle N.T.C., sono state svolte secondo lo stato limite ultimo di equilibrio di corpo rigido (EQU) adottando i coefficienti parziali sulle azioni della *tabella 2.6.I del D.M. 17.01.2018* e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) definiti nella *tabella 6.2.II* delle N.T.C..

7.7 Verifiche di stabilità delle opere di sostegno

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti, sulla sommità o al piede di pendii naturali, oppure l'esecuzione di opere provvisorie per il sostegno provvisorio degli scavi, richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché siano garantite le necessarie condizioni di resistenza e di deformabilità delle opere durante il loro esercizio e in base alla funzionalità per esse prevista, in modo tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza e di funzionalità progettualmente previste. Tali verifiche riguardano, in particolare, sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sia la stabilità dei fronti scavo durante la fase di esecuzione delle opere.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno sarà verificata in relazione alla funzione prevista per l'opera di sostegno: nella situazione finale, a reinterro avvenuto, nel caso di opere definitive (es. muri di sostegno) oppure nella situazione transitoria di cantiere nel caso di opere temporanee (palancole o paratie provvisorie). La verifica dei fronti scavo farà, invece, riferimento alla condizione transitoria di cantiere. Le verifiche saranno generalmente trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito sul ciglio superiore dello scavo pari a 10,0 kN/m².

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche, ove applicabile, è svolta mediante metodo pseudo-statico, in riferimento al *paragrafo 7.11.3.5.2* delle N.T.C.-2018. L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile, dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;

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

I valori di β_s sono riportati nella *tab. 7.11.I* delle N.T.C. al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

I metodi di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le opere di sostegno e quello di *Jambu* (“*Stability analisys of slopes with dimensionless parameters*” – 1954) per i fronti scavo. L’analisi di stabilità adottata dai suddetti metodi è quella dell’*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l’equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un’ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$;
- la superficie di scorrimento è cilindrica per il metodo di Bishop ed irregolare per il metodo di Jambu;
- l’analisi è effettuata in condizioni bidimensionali.

Nell’utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l’estensione del pendio

è predominante sulla dimensione trasversale. In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato, quindi, dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (*"Metodo delle strisce"*).

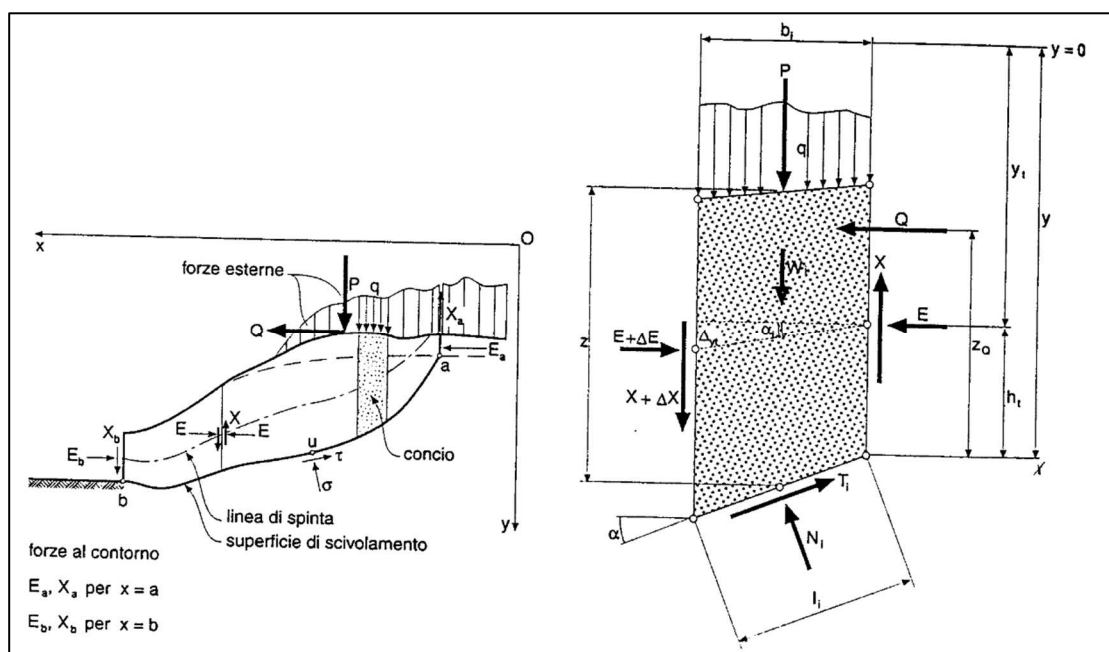


Figura 19 – Schematizzazione di calcolo del *"metodo delle strisce"*.

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e, quindi, il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i concetti siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo di calcolo considerato.

7.7.1 Opere di sostegno provvisoriale

Tali verifiche riguardano la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno relativa alle paratie provvisoriale finalizzate al sostegno degli scavi per la realizzazione delle opere in progetto (rifacimento tratto di muro del canale fagatore).

Le verifiche saranno trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito, applicato sul ciglio superiore del pendio o dell'opera, pari a 5 kN/m^2 , al fine di simulare lo stazionamento temporaneo di mezzi d'opera in fase di cantiere o di esercizio delle costruzioni.

Le paratie provvisorie previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo “a mensola”. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. Lungo la parete della paratia vengono definiti i valori limite che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre. Sarà valutato il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi costruttive intermedie e nella configurazione finale.

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale k_s** , sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, si è fatto riferimento ai valori caratteristici proposti da Bowles (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da Vesic (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno E_s , con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno “B” interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell’ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.

La tabella seguente riporta i principali valori di k_s in letteratura proposti da *Bowles*.

Terreno	k_s [kN/m ³]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 16 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – *Bowles*.

Trattandosi di opere provvisorie, con funzione e vita utile prettamente rapportata alla durata del cantiere, le verifiche, in conformità al paragrafo 2.4.1 delle N.T.C.-2018, sono state effettuate senza considerare l’azione sismica e finalizzate, quindi, ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio dell’opera di sostegno provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro i seguenti valori limite: $\delta_{\max} \leq 1/200 H = 0,005 H$;
- le massime tensioni indotte sulle membrature della paratia e degli elementi di contrasto risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell’acciaio impiegato per la loro realizzazione: classe S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm²).

7.8 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

Le verifiche a capacità portante e la stima dei cedimenti relative ai manufatti in progetto (muri di sostegno e manufatti scatolari e canali con pareti contro-terra, ecc.), analogamente a quanto svolto nell’ambito dell’analisi strutturale, sono state effettuate con l’ausilio di fogli di calcolo semplificati conformi ai criteri di calcolo e verifica delle N.T.C..

I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di

calcolo agli elementi finiti sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli di valutazione semplificata sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della **verifica di attendibilità** dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C.

Il calcolo e la verifica delle **paratie provvisionali**, è stata svolta con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti *Paratie Plus – n. licenza 2503*, prodotto da CEAS di Milano e distribuito da Harpaceas di Milano, modellando il terreno a tergo con molle elasto-plastiche con comportamento non lineare. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è, quindi, del tipo “*Trave su Suolo Elastico*”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche a un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione a ogni nuova configurazione (step) è raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe - 1996).

Il software è, quindi, in grado di calcolare le azioni flettenti e taglienti e le deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

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

- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il calcolo può essere effettuato ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo, riferendolo ad una striscia di paratia di lunghezza unitaria, oppure con sistema assial-simmetrico per strutture a pozzo o a pianta di sezione scatolare rigida.

La definizione del problema prevede di regola la definizione di più fasi, ognuna delle quali è contraddistinta da una differente configurazione della geometria, dei carichi, dei vincoli ecc. La definizione di una fase origina dalla configurazione della fase precedente, a cui vengono apportate le modifiche relative alla nuova fase. Ad esempio, in relazione ad un problema di scavo di una paratia, inizialmente si parte con una fase in cui non si ha uno scavo e successivamente si abbassa la quota di fondo scavo a valle, inserendo, alle quote previste, gli eventuali supporti intermedi.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono, quindi, essere le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo stato tensionale nel terreno.
- **Una o più fasi di scavo:** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata,

per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico distribuito per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature di cantiere e, nel caso specifico, anche l'azione idrostatica dell'acqua.

I valori dei **coefficienti di spinta attiva k_a e passiva k_p** sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb, mediante le seguenti espressioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

β è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, “*metodo dei cunei*” e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle:

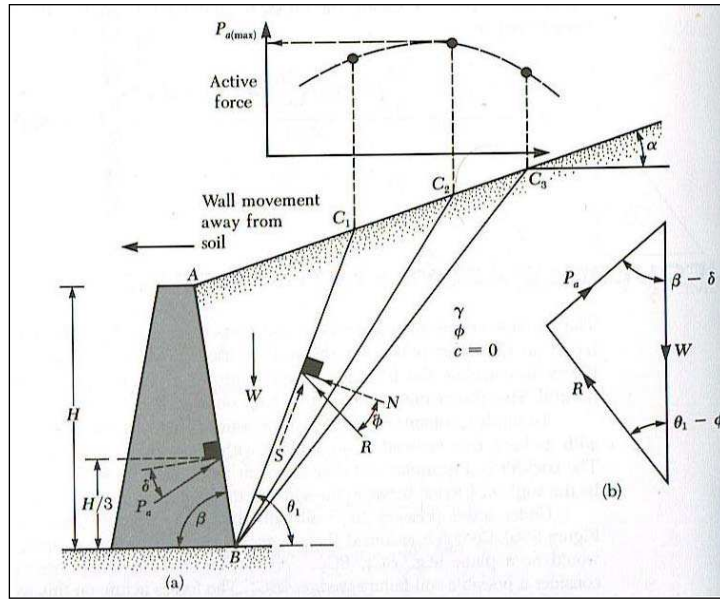


Figura 20 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

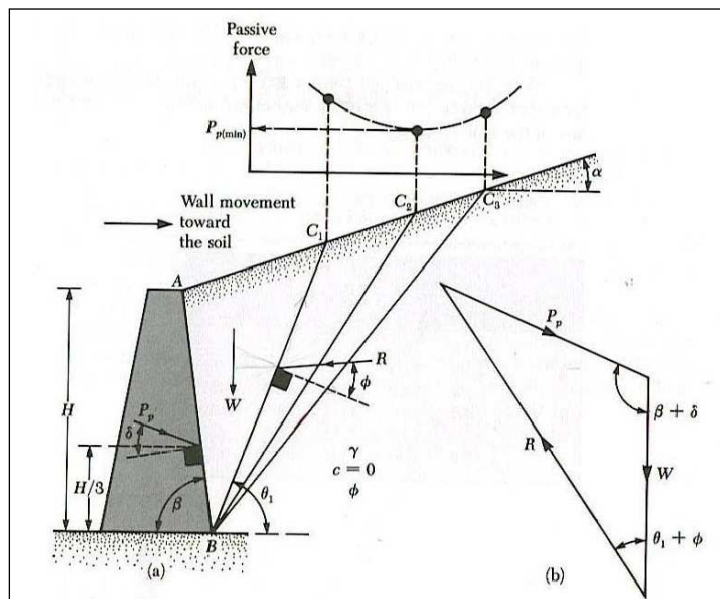


Figura 21 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di Lancellotta (NAVFAC – 1971).

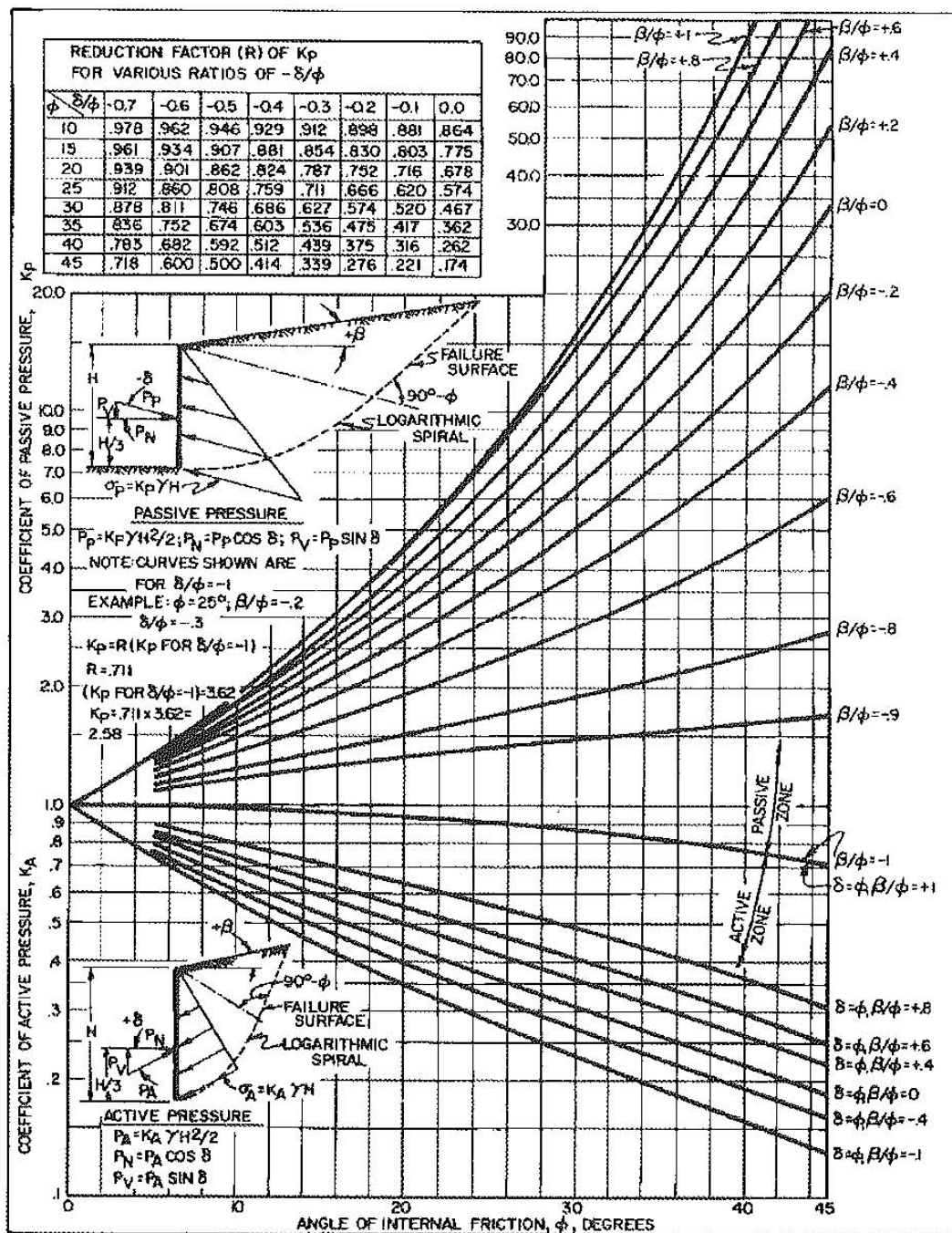


Figura 22 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - \sin \phi)$$

8. Risultati di calcolo e verifiche strutturali e geotecniche

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico-strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti ai manufatti caratterizzati da una maggiore rilevanza strutturale, così come individuati al *capitolo 1* della presente relazione.

Il dimensionamento strutturale è stato svolto sulla base dei metodi di analisi e di calcolo indicati ai capitoli 5 e 6 della presente relazione e in ottemperanza alla presente fase di progettazione ai sensi del D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii. e del D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii.. Le armature di calcolo e le sezioni di progetto sono state, inoltre, conformate ai dettagli costruttivi previsti dai paragrafi 4.1.6 e 7.4.6 delle N.T.C.-2018 e relativa Circolare applicativa.

Si ribadisce che per quanto riguarda tutti gli elementi e le opere prefabbricate, sulla base di quanto già indicato al paragrafo 3.1.6 della presente relazione, sarà onere del produttore fornire alla Direzione Lavori, la documentazione tecnica completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2018, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. ed alla D.G.R. n. 65-7656/2014 e s.m.i.

Si riportano, quindi, nel seguito i risultati di calcolo e di verifica, pertinenti alle opere a maggiore rilevanza strutturale previste in progetto.

8.1 Vasca di dissipazione del canale fugatore

Alla terminazione di valle del canale fugatore esistente, si prevede la realizzazione di una vasca di dissipazione al fine di proteggere l'alveo del torrente naturale da fenomeni di erosione dovuti alle elevate velocità della corrente che caratterizzano il primo tratto di raccordo a valle con il canale fugatore medesimo. La vasca di dissipazione agisce, pertanto, sulla corrente facendo sì che il risalto avvenga al suo interno e fornendo contemporaneamente anche la protezione necessaria nel tratto di corrente veloce e turbolenta.

La costruzione in corrispondenza della vasca di dissipazione vera e propria, a maggior profondità, avrà pianta rettangolare con sezione ad "U" avente dimensioni utili pari a m 3,00 x 3,00 (h). Gli spessori delle sezioni strutturali di fondazione ed elevazione sono previsti pari a 40 cm costanti. La vasca avrà uno sviluppo longitudinale in pianta pari a circa 7,0 m, con raccordo plano-altimetrico verso monte alla sezione del canale fugatore esistente e verso valle al ponticello stradale in progetto.

8.1.1 Verifica muro contro terra vasca di dissipazione canale fagatore

Si riportano nel seguito la modellazione e le verifiche di carattere geotecnico e strutturale dell'opera, per la sezione a maggior profondità (sez. C-C) e per il cambio di sezione (sez. B-B), come descritto nei corrispondenti elaborati grafici (rif. tavv. 8.1 e 11), per le combinazioni di verifica più gravose ai sensi del capitolo 6 delle N.T.C.-2018 e considerando, a favore di sicurezza, uno schema statico simmetrico di parete incastrata in fondazione.

Ai fini delle verifiche sono stati considerati cautelativamente e a favore di sicurezza, i parametri (angolo di attrito e coesione) del terreno riferiti all'orizzonte I per il terrapieno e i parametri del terreno dell'orizzonte II per quanto riguarda i dati del terreno di fondazione. A tergo del manufatto è stato applicato un sovraccarico variabile pari a 10 kN/m^2 (per la vasca di dissipazione – porzione principale, in piano) e a 5 kN/m^2 (per la porzione terminale, in pendenza, del canale fagatore), a simulazione dei carichi stradali trasmessi dallo stazionamento dei mezzi d'opera in fase di cantiere o in fase di esercizio della costruzione.

La falda è stata considerata a quota pari al fondo alveo del rio subito a valle dell'opera (circa 540,00 m s.l.m.).

Non sono state svolte verifiche a scorrimento e a stabilità globale in quanto la struttura risulta confinata da tutti e 4 i lati dal terreno e simmetrica.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo **per la combinazione A1+M1+R3** prevista dal cap. 6 delle N.T.C.-2018 con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio**, dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

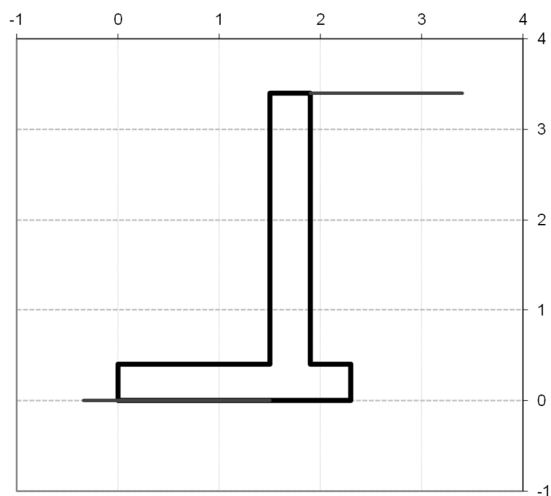
Si riportano, inoltre, anche la stima dei **cedimenti** e delle pressioni trasmesse al terreno per la condizione di esercizio con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

VERIFICHE GEOTECNICHE (SEZ. C- C) – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA parete vasca di dissipazione canale fugatore - Pianfei

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐
	SLE (DM88)			☐
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				☒

☐
☐
☐
☐
☒



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_c	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30,00	30,00	30,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20,00	20,00	20,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10,00	10,00	10,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	34,00	34,00	34,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	24,00	24,00	24,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	24,00	24,00	24,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	100000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica (SLV)	a_g/g	0,132	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,1584	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0792	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

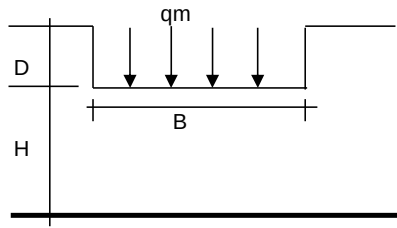
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,399		0,399		0,399
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,404		0,404		0,404
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,427		0,427		0,427
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,537		3,537		3,537
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,250		3,250		3,250
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,198		3,198		3,198

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kN/m²)	qp	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	10,00	15,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0,90	condizione quasi permanente $\Psi2$		0,80
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	qs	0,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0,00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0,00	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	3,88	2,01
Sismico	3,28	4,86

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	94,95	(kN/m)
M	5,94	(kNm/m)
e=M/N	0,06	(m)
B*	2,17	(m)

D =	0,00	(m)
D/B*	0,00	(m)
Hs/B*	4,14	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 47,00 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,99 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0,98 \quad (\text{mm})$$

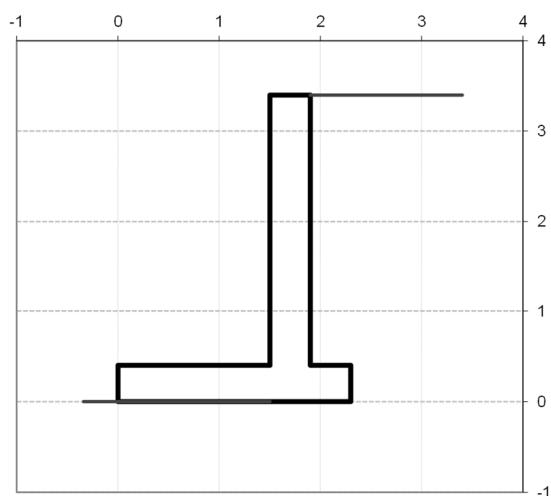
Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

Inoltre le verifiche a carico limite risultano soddisfatte con un sufficiente margine di sicurezza. Le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti possono, in tal senso, essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto.

VERIFICHE STRUTTURALI (SEZ. C- C) – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA parete vasca di dissipazione canale fagatore - Pianfei

Combinazioni coefficienti parziali di verifica					
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐	
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐	
	SLE (DM88)			☐	
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3					☒



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \quad (\text{MPa})$$
$$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,02 \quad (\text{MPa})$$

Tensioni limite (N.T.C.-2018)

condizioni statiche

σ_c	14,4	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	25	Mpa
σ_t	391	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0,3	mm
Quasi Permanente	w1	0,2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	=	450 (MPa)
γ_s	=	1,15
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=	391,30 (MPa)
E_s	=	210000 (MPa)
ϵ_{ys}	=	0,19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c	=	6,00 (cm)
---	---	-----------

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

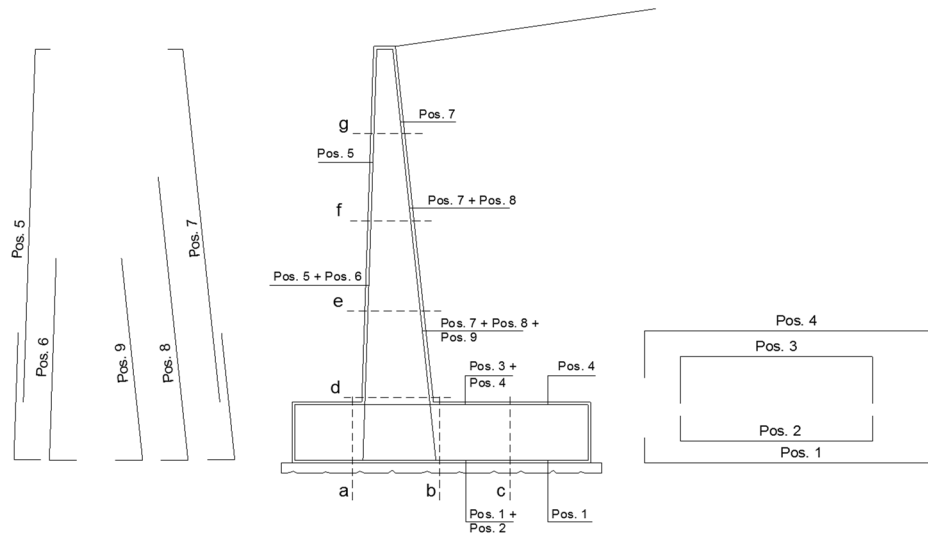
c_{min}	=	4,50 (cm)
-----------	---	-----------

Interferro tra I e II strato

i_{I-II}	=	5,00 (cm)
------------	---	-----------

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

SCHEMA DELLE ARMATURE

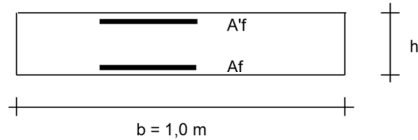


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	14	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	14	
4	5,0	14		8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	56,45	0,00	0,40	10,05	7,70	134,91
b - b	-14,88	0,00	0,40	7,70	10,05	106,93
c - c	-6,39	0,00	0,40	7,70	10,05	106,93
d - d	66,92	30,00	0,40	10,05	7,70	139,61
e - e	31,79	22,50	0,40	10,05	7,70	138,43
f - f	11,53	15,00	0,40	7,70	7,70	108,96
g - g	2,23	7,50	0,40	7,70	7,70	107,79

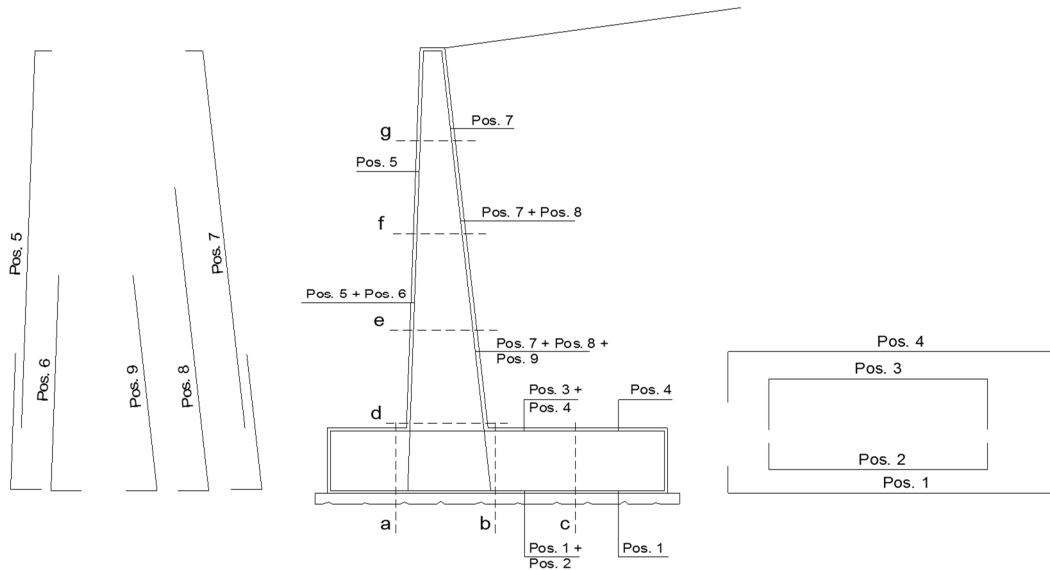
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	66,73	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
b - b	47,46	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
c - c	37,31	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
d - d	58,50	0,40	165,18	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
e - e	36,06	0,40	164,19	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18,84	0,40	163,21	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6,82	0,40	162,22	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Verifica a fessurazione

SCHEMA DELLE ARMATURE

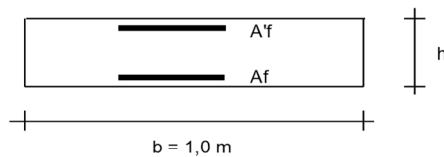


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	14	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	14	
4	5,0	14		8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	39,47	0,00	0,40	10,05	7,70	2,62	122,87	0,150	0,300
b - b	-10,51	0,00	0,40	7,70	10,05	0,77	42,40	0,058	0,300
c - c	-4,55	0,00	0,40	7,70	10,05	0,33	18,34	0,025	0,300
d - d	47,20	30,00	0,40	10,05	7,70	3,36	132,01	0,151	0,300
e - e	22,05	22,50	0,40	10,05	7,70	1,58	57,63	0,065	0,300
f - f	7,80	15,00	0,40	7,70	7,70	0,58	21,92	0,029	0,300
g - g	1,45	7,50	0,40	7,70	7,70	0,10	1,59	0,002	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

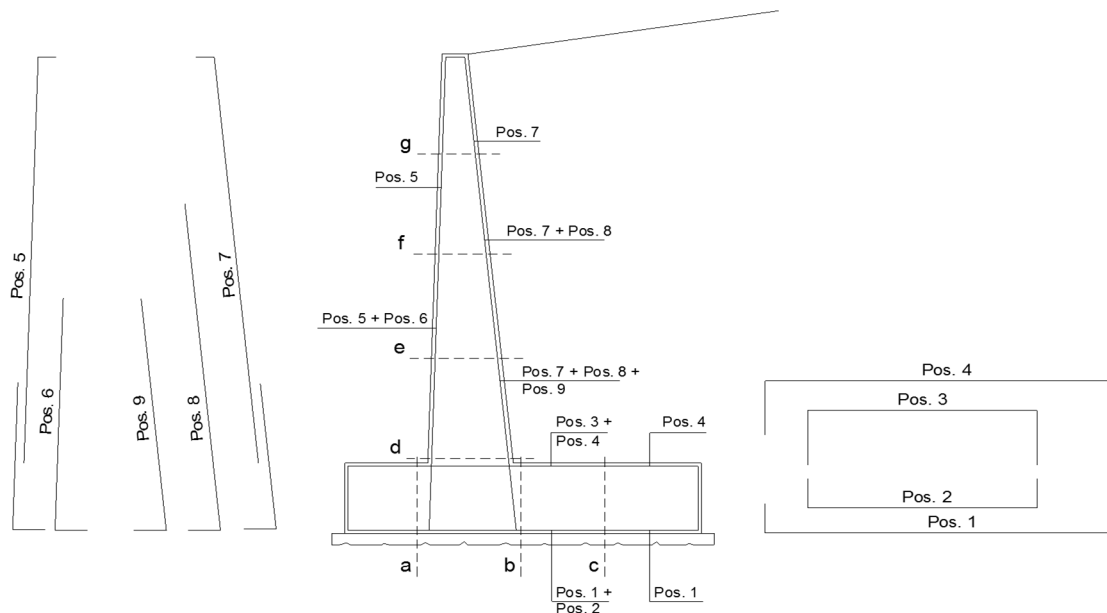
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	38,07	0,00	0,40	10,05	7,70	2,53	118,50	0,145	0,200
b - b	-10,18	0,00	0,40	7,70	10,05	0,74	41,05	0,056	0,200
c - c	-4,41	0,00	0,40	7,70	10,05	0,32	17,81	0,024	0,200
d - d	45,52	30,00	0,40	10,05	7,70	3,24	126,78	0,145	0,200
e - e	21,10	22,50	0,40	10,05	7,70	1,51	54,70	0,062	0,200
f - f	7,38	15,00	0,40	7,70	7,70	0,54	20,24	0,026	0,200
g - g	1,34	7,50	0,40	7,70	7,70	0,09	1,26	0,001	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica tensioni nei materiali

SCHEMA DELLE ARMATURE

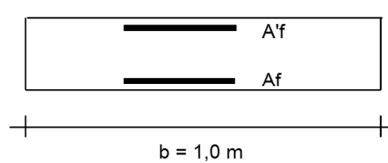


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	14	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	14	
4	5,0	14		8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
 b-b pos 1-2-3-4
 c-c pos 1-4
 d-d pos 5-6-7-8-9
 e-e pos 5-6-7-8-9
 f-f pos 5-7-8
 g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	41,64	0,00	0,40	10,05	7,70	2,76	129,64
b - b	-10,93	0,00	0,40	7,70	10,05	0,80	44,10
c - c	-4,70	0,00	0,40	7,70	10,05	0,34	18,96
d - d	48,89	30,00	0,40	10,05	7,70	3,48	137,24
e - e	22,99	22,50	0,40	10,05	7,70	1,65	60,57
f - f	8,22	15,00	0,40	7,70	7,70	0,61	23,60
g - g	1,55	7,50	0,40	7,70	7,70	0,10	1,94

Condizione Sismica

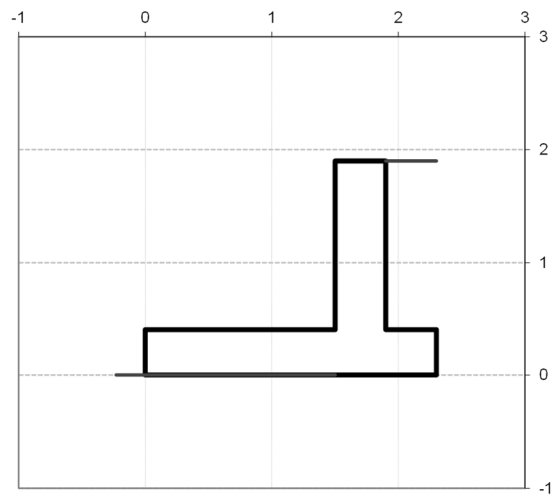
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	42,96	0,00	0,40	10,05	7,70	2,85	133,73
b - b	-9,71	0,00	0,40	7,70	10,05	0,71	39,17
c - c	-4,08	0,00	0,40	7,70	10,05	0,30	16,45
d - d	43,98	27,62	0,40	10,05	7,70	3,13	123,14
e - e	19,55	20,72	0,40	10,05	7,70	1,40	50,76
f - f	6,39	13,81	0,40	7,70	7,70	0,47	17,04
g - g	1,02	6,91	0,40	7,70	7,70	0,06	0,58

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE GEOTECNICHE (SEZ. B- B) – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA parete vasca di dissipazione canale fagotatore sez. B-B

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐
	SLE (DM88)			☐
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				☒



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30,00	30,00	30,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20,00	20,00	20,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	10,00	10,00	10,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi 1'$	34,00	34,00	34,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma 1$	24,00	24,00	24,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	24,00	24,00	24,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	100000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica (SLV)	a_g/g	0,132	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,1584	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0792	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,399		0,399		0,399
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,404		0,404		0,404
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,427		0,427		0,427
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,537		3,537		3,537
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,250		3,250		3,250
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,198		3,198		3,198

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kN/m²)	qp	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	10,00	15,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi 1$	0,90	condizione quasi permanente $\Psi 2$		0,80
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	qs	0,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0,00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0,00	

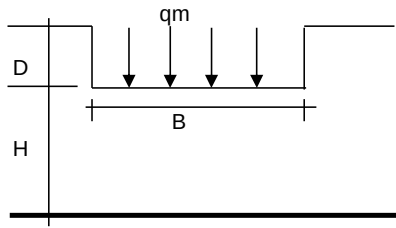
Coefficienti di sicurezza

Statico
Sismico

Ribaltamento
Verificato
Verificato

Carico limite
10,44
14,87

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	56,41	(kN/m)
M	-12,92	(kNm/m)
$e=M/N$	-0,23	(m)
B^*	1,84	(m)
D =	0,00	(m)
D/B^* =	0,00	(m)
Hs/B^* =	4,89	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 32,23 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 1,07 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0,61 \quad (\text{mm})$$

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

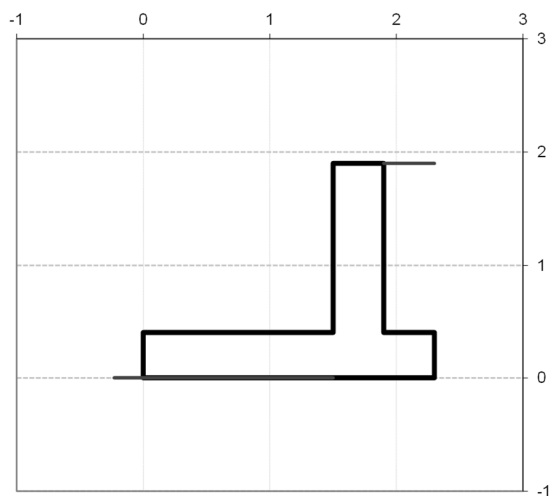
Inoltre le verifiche a carico limite risultano soddisfatte con un sufficiente margine di sicurezza. Le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti possono, in tal senso, essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto.

VERIFICHE STRUTTURALI (SEZ. B- B) – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA parete vasca di dissipazione canale fuggatore sez. B-B

Combinazioni coefficienti parziali di verifica			
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
SLE (DM88)			
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3			

☐
☐
☐
☐
☒



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_c	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \quad (\text{MPa})$$
$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,02 \quad (\text{MPa})$$

Tensioni limite (N.T.C.-2018)

condizioni statiche

σ_c	14,4	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	25	Mpa
σ_f	391	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0,3	mm
Quasi Permanente	w1	0,2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	= 450	(MPa)
γ_s	= 1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391,30	(MPa)
E_s	= 210000	(MPa)
ϵ_{ys}	= 0,19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 6,00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

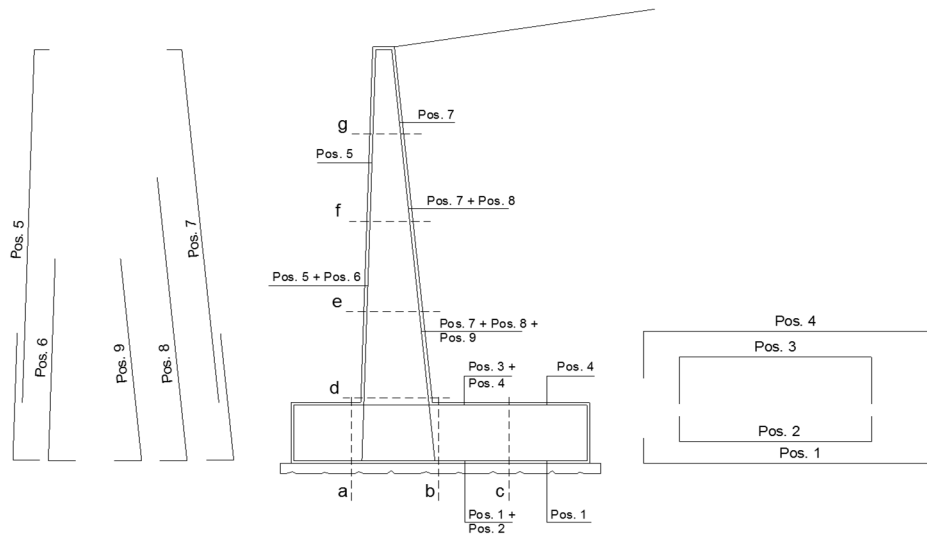
$c_{min} = 4,50$ (cm)

Interfero tra I e II strato

$i_{I-II} = 5,00$ (cm)

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

SCHEMA DELLE ARMATURE

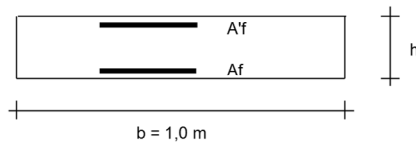


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16	☐	5	5,0	14	☐
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	14	☐
4	5,0	14	☐	8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	10,71	0,00	0,40	10,05	7,70	134,91
b - b	-4,75	0,00	0,40	7,70	10,05	106,93
c - c	-2,16	0,00	0,40	7,70	10,05	106,93
d - d	11,53	15,00	0,40	10,05	7,70	137,26
e - e	5,75	11,25	0,40	10,05	7,70	136,67
f - f	2,23	7,50	0,40	7,70	7,70	107,79
g - g	0,48	3,75	0,40	7,70	7,70	107,20

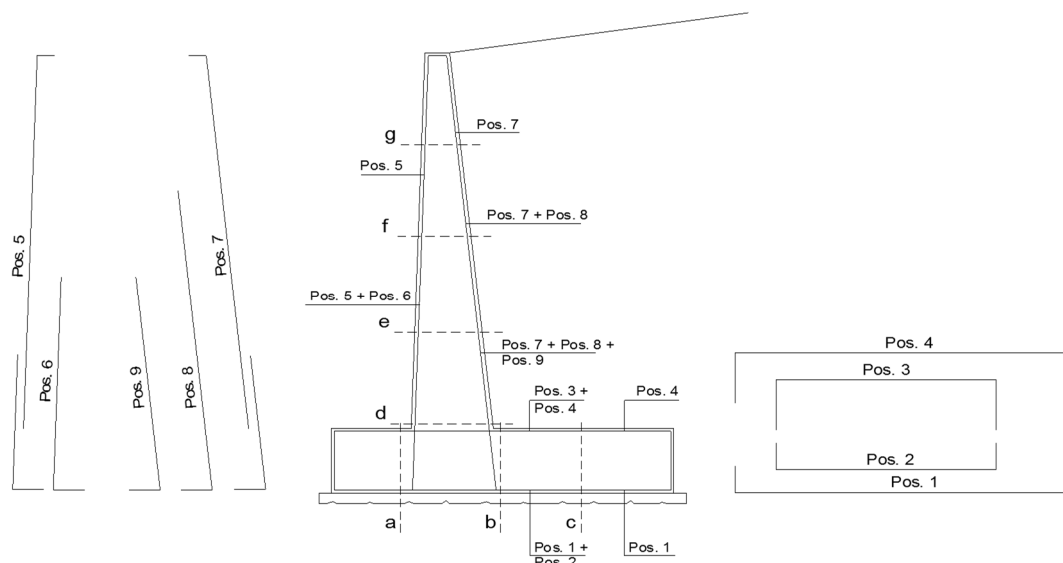
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	19,33	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
b - b	14,18	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
c - c	11,77	0,40	161,24	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
d - d	18,84	0,40	163,21	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
e - e	12,18	0,40	162,72	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
f - f	6,82	0,40	162,22	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2,76	0,40	161,73	10	40	40	21,8	151,26	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE A STATO LIMITE ESERCIZIO

Verifica a fessurazione

SCHEMA DELLE ARMATURE

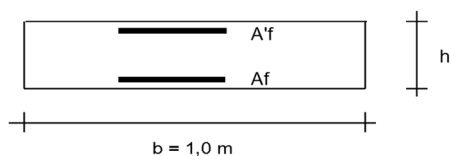


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16	☐	5	5,0	14	☐
2				6	5,0	14	
3				7	5,0	14	
4	5,0	14	☐	8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	7,03	0,00	0,40	10,05	7,70	0,47	21,87	0,027	0,300
b - b	-3,21	0,00	0,40	7,70	10,05	0,23	12,93	0,018	0,300
c - c	-1,48	0,00	0,40	7,70	10,05	0,11	5,97	0,008	0,300
d - d	7,80	15,00	0,40	10,05	7,70	0,56	17,15	0,019	0,300
e - e	3,82	11,25	0,40	10,05	7,70	0,27	6,73	0,007	0,300
f - f	1,45	7,50	0,40	7,70	7,70	0,10	1,59	0,002	0,300
g - g	0,30	3,75	0,40	7,70	7,70	0,02	-0,02	0,000	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

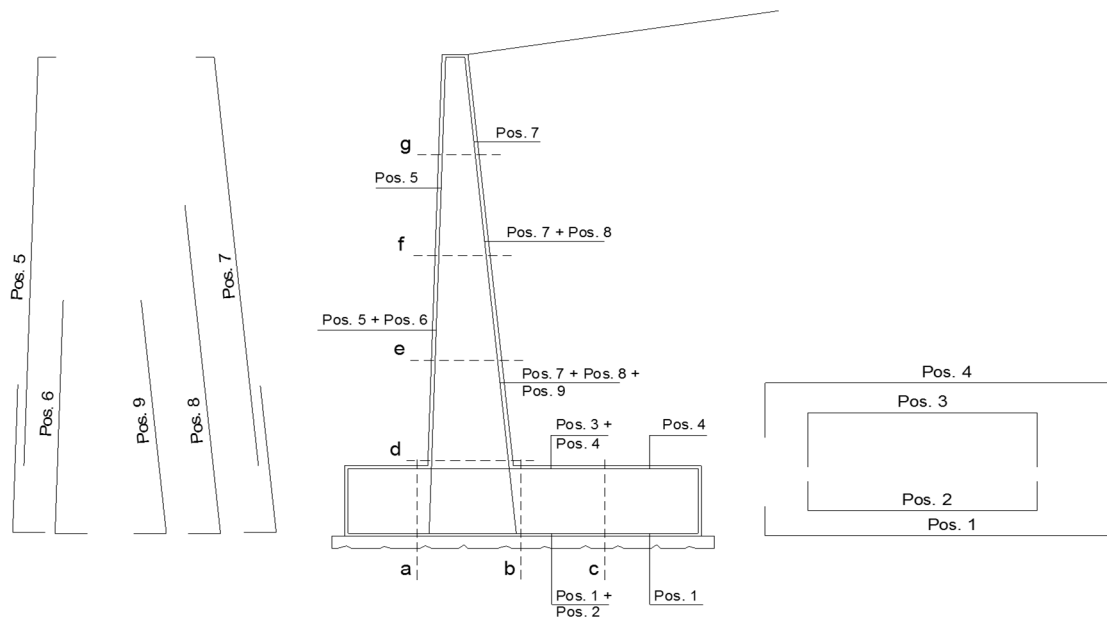
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	6,63	0,00	0,40	10,05	7,70	0,44	20,63	0,025	0,200
b - b	-3,04	0,00	0,40	7,70	10,05	0,22	12,28	0,017	0,200
c - c	-1,41	0,00	0,40	7,70	10,05	0,10	5,71	0,008	0,200
d - d	7,38	15,00	0,40	10,05	7,70	0,53	15,86	0,017	0,200
e - e	3,59	11,25	0,40	10,05	7,70	0,25	6,02	0,006	0,200
f - f	1,34	7,50	0,40	7,70	7,70	0,09	1,26	0,001	0,200
g - g	0,27	3,75	0,40	7,70	7,70	0,02	-0,03	0,000	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica tensione nei materiali

SCHEMA DELLE ARMATURE

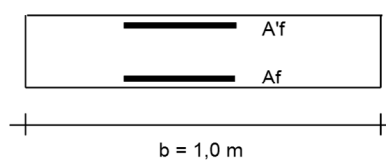


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	16	☐	5	5,0	14	☐
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	14	☐
4	5,0	14		8			☐
				9	5,0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	7,85	0,00	0,40	10,05	7,70	0,52	24,45
b - b	-3,41	0,00	0,40	7,70	10,05	0,25	13,77
c - c	-1,56	0,00	0,40	7,70	10,05	0,11	6,29
d - d	8,22	15,00	0,40	10,05	7,70	0,59	18,44
e - e	4,06	11,25	0,40	10,05	7,70	0,29	7,43
f - f	1,55	7,50	0,40	7,70	7,70	0,10	1,94
g - g	0,33	3,75	0,40	7,70	7,70	0,02	0,00

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	8,04	0,00	0,40	10,05	7,70	0,53	25,01
b - b	-2,40	0,00	0,40	7,70	10,05	0,18	9,70
c - c	-1,10	0,00	0,40	7,70	10,05	0,08	4,43
d - d	6,39	13,81	0,40	10,05	7,70	0,46	13,37
e - e	2,95	10,36	0,40	10,05	7,70	0,21	4,50
f - f	1,02	6,91	0,40	7,70	7,70	0,06	0,58
g - g	0,18	3,45	0,40	7,70	7,70	0,01	-

sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.2 **Attraversamento stradale di valle**

In corrispondenza della vasca di dissipazione del canale fugatore è previsto un manufatto scatolare per attraversamento stradale a servizio e continuità della viabilità esistente.

Il ponticello verrà realizzato in c.c.a. gettato in opera e avrà sezione di tipo scatolare di dimensioni utili pari a m 3,00 x 2,85, con impalcato del tipo a solettone e con vincoli di incastro sulle spalle. In particolare, avrà un impalcato di spessore pari a cm 30, di larghezza complessiva di 4,2 m, larghezza utile di 3,20 m e lunghezza trasversale pari a 3,80 m. Le pareti laterali in elevazione avranno spessore pari 80 cm di spessore pari a cm 40. Lo spessore strutturale della fondazione è previsto pari a 40 cm.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*rif. tavv. 8.1 e 11*).

Di seguito viene riportato lo schema di calcolo del manufatto con i carichi e le forze su di esso agenti. Viene, inoltre, considerato un terrapieno di ricoprimento di spessore pari a 20 cm e la quota di falda pari a 540,00 m s.l.m. (quota di fondo alveo del torrente a valle del manufatto).

Sono, quindi, riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative **verifiche strutturali a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio**.

Sono, infine, riportate le pertinenti **verifiche a capacità portante** della fondazione e la **stima dei cedimenti** in fase di esercizio.

Attraversamento stradale di valle



SOVRACCARICHI		
angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha_1 [^\circ]$	45
angolo di diffusione nella soletta	$\alpha_2 [^\circ]$	45
CONDIZIONI DI CARICO		
impronta del carico	d [m]	0,40
area influenza long.	l [m]	3,00
Carico 1	Q1 [kN]	300
	X1 [m]	-0,6
Carico 2	Q2 [kN]	300
	X2 [m]	0,6
Carico 3	Q3 [kN]	0
	X3 [m]	0
Carico distribuito	[kN/m]	9

F frenatura 0 [kN/m]

CALCOLO

combinazioni di carico										
condizioni di carico	Fond. 1	Fond. 2	Fond. 3	SLE-rara	Sismica	SLE-FR	SLE-QP	8	9	10
peso proprio + perm.	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1			
falda + spinta terreno	1,5	1,5	1,5	1	1	1	1			
sovraccarico A		1,35	1,35	1	0,75	0,75				
sovraccarico B										
sovraccarico terreno sn			1,35	1	0,75	0,75				
sovraccarico terreno dx			1,35	1	0,75	0,75				
frenatura										
sisma					1					

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls C32/40
 Rck 40 (MPa)
 fck 32
 γ_m 1,5
 α_{cc} 1,18
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_m \cdot c = 18,13$ (MPa)

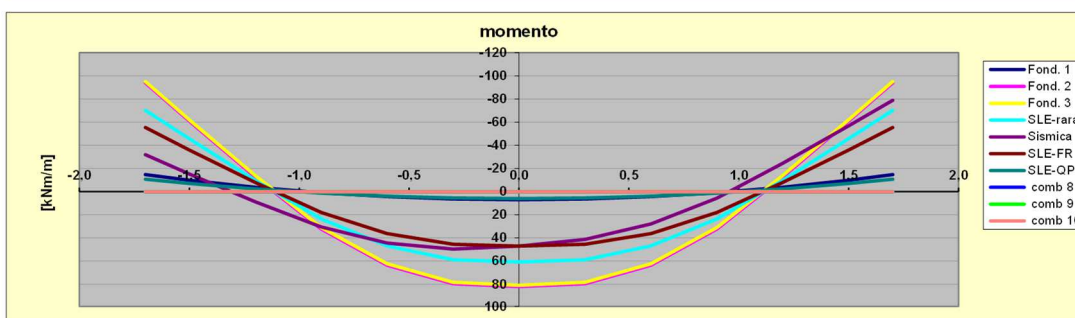
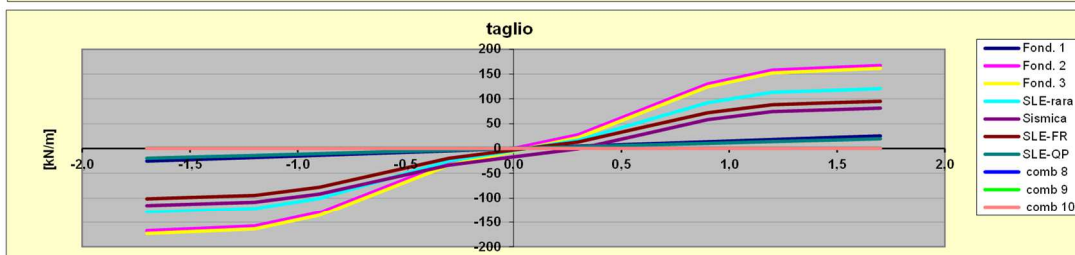
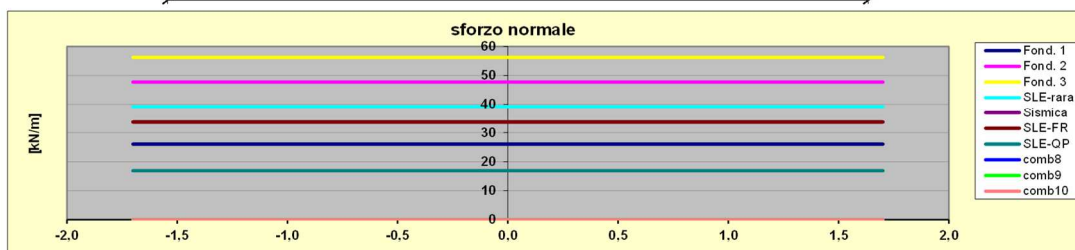
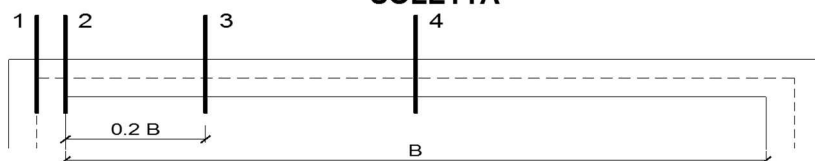
Copriferro

c = 5,00 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C
 $f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391,30$ (MPa)
 $E_s = 210000$ (MPa)
 $\varepsilon_{ys} = 0,186\%$

SOLETTA

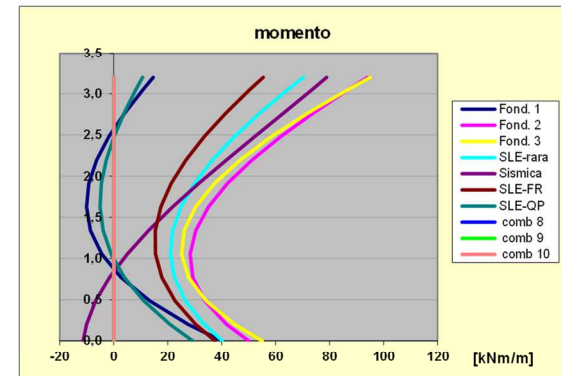
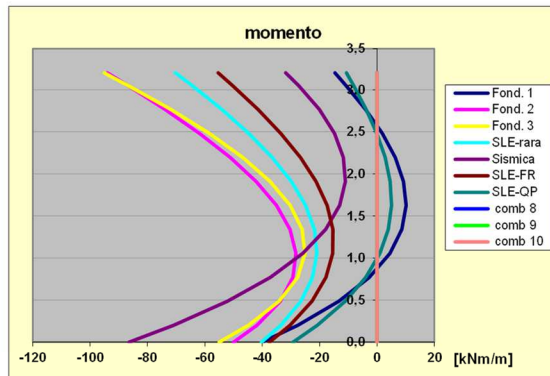
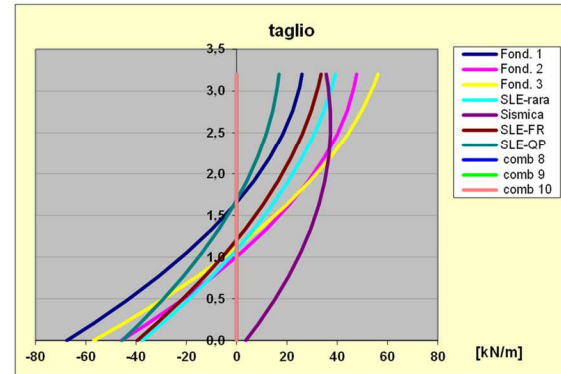
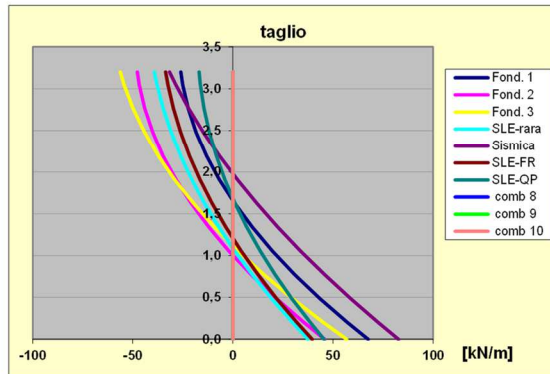
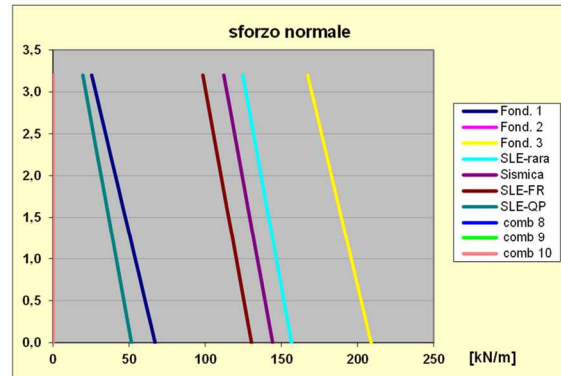
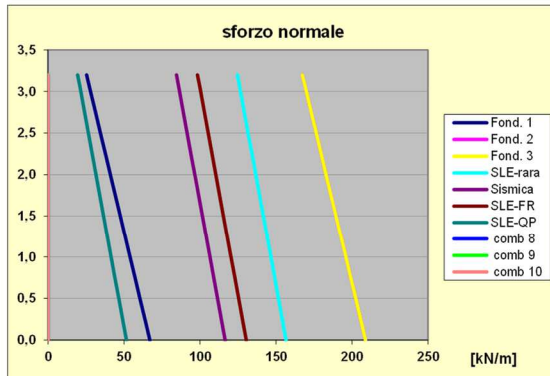


sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-95,1	56,2	14,1	10,1	133,9
2	-62,0	56,2	14,1	10,1	133,9
3 min	0,0	0,0	14,1	10,1	128,0
3 max	32,2	47,7	14,1	10,1	133,0
4	82,0	47,7	14,1	10,1	133,0

Verifica soletta

Sez.	V _{Ed}	V _{Rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	173,0	156,00	12	40,0	40,0	21,80	178,92	Sezione verificata
2	169,2	156,00	12	40,0	40,0	21,80	178,92	Sezione verificata
3	135,5	156,00	12	40,0	40,0	21,80	178,92	Armatura a taglio non necessaria
4	17,0	153,18	12	40,0	40,0	21,80	178,92	Armatura a taglio non necessaria

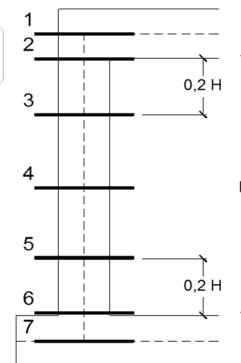
PARETI



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-95,1	167,3	10,1	10,1	161,0
2	-86,9	169,3	10,1	10,1	161,3
3 min	-61,9	176,7	10,1	10,1	162,5
3 max	1,8	34,8	10,1	10,1	140,5
4 min	-42,1	184,1	10,1	10,1	163,6
4 max	10,1	45,9	10,1	10,1	142,2
5 min	-37,2	108,8	10,1	10,1	152,0
5 max	1,6	136,5	10,1	10,1	156,3
6	-70,9	114,5	10,1	10,1	152,9
7	-86,4	116,5	10,1	10,1	153,2

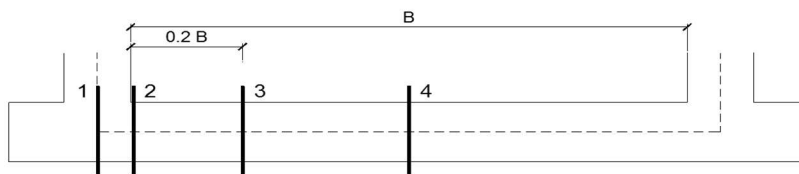
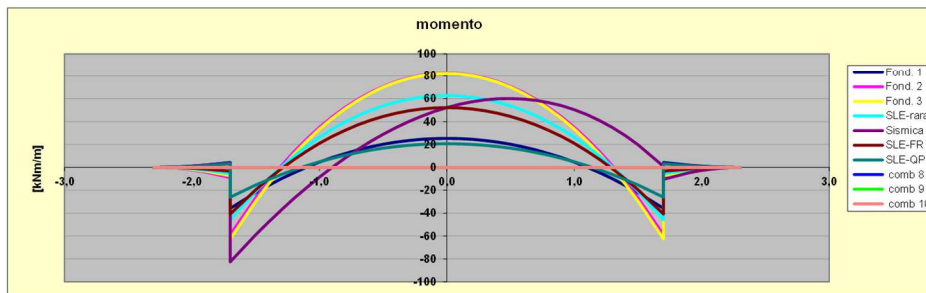
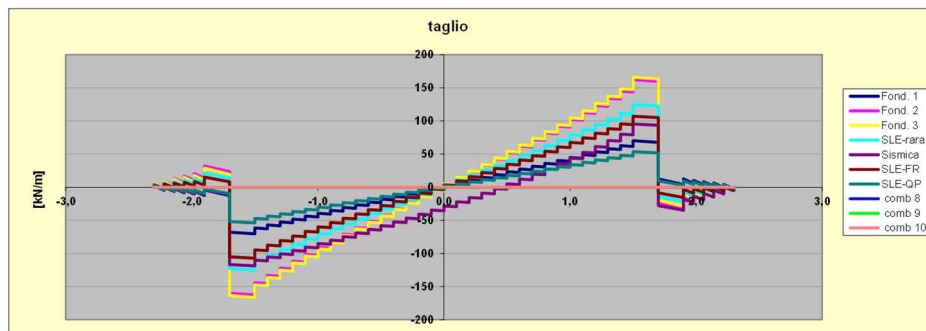
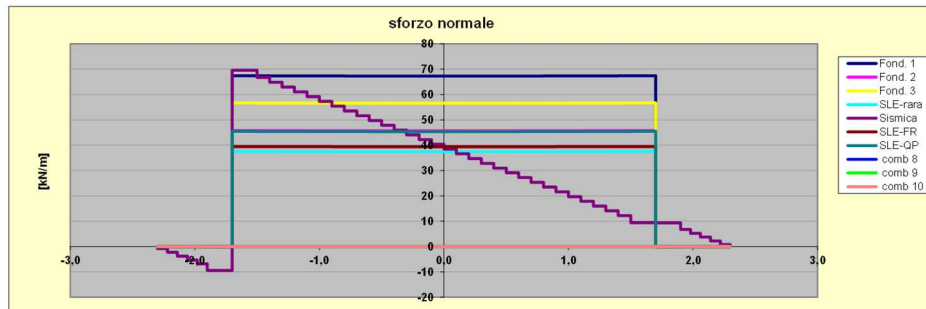
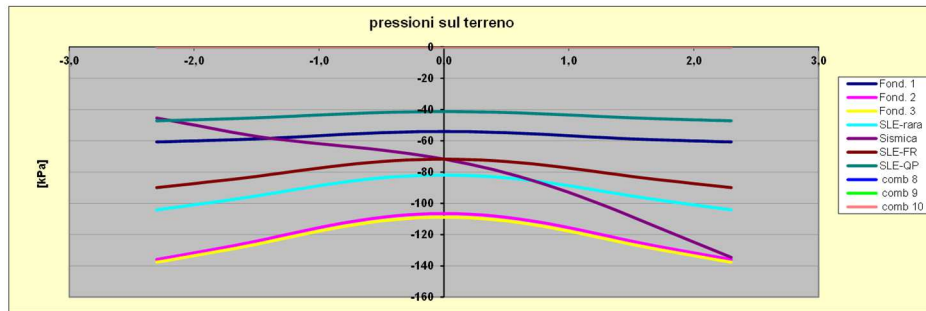
Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	56,2	190,52	12	40,0	40,0	21,80	250,49
2	54,4	190,86	12	40,0	40,0	21,80	250,49
3	44,2	192,16	12	40,0	40,0	21,80	250,49
4	32,7	183,63	12	40,0	40,0	21,80	250,49
5	45,9	180,29	12	40,0	40,0	21,80	250,49
6	72,6	181,28	12	40,0	40,0	21,80	250,49
7	82,8	181,63	12	40,0	40,0	21,80	250,49

Verifica pareti



Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

FONDAZIONE



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-82,5	69,5	14,1	10,1	193,8
2	-58,9	69,5	14,1	10,1	193,8
3 min	0,0	57,3	14,1	10,1	191,9
3 max	53,9	21,6	14,1	10,1	186,4
4	82,4	45,7	14,1	10,1	190,1

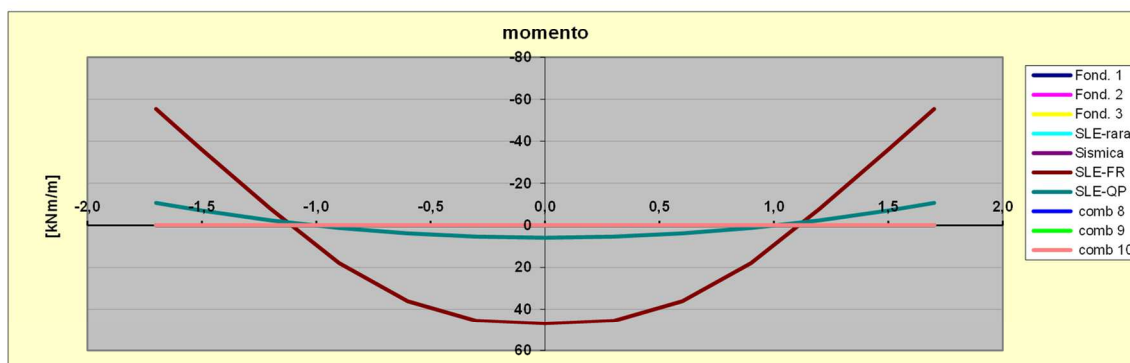
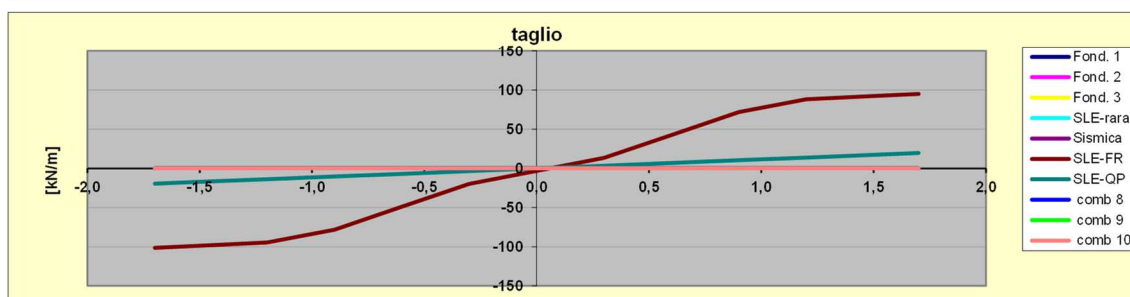
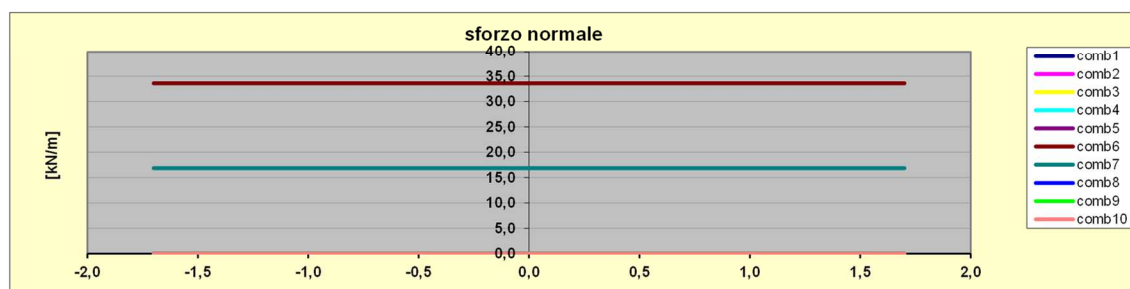
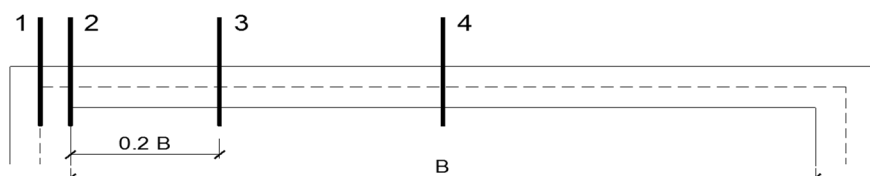
Verifica fondazione

Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	163,4	182,72	12	40,0	40,0	21,80	250,49	Armatura a taglio non necessaria
2	166,0	182,72	12	40,0	40,0	21,80	250,49	Armatura a taglio non necessaria
3	94,3	182,71	12	40,0	40,0	21,80	250,49	Armatura a taglio non necessaria
4	52,2	180,85	12	40,0	40,0	21,80	250,49	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

COMBINAZIONI FREQUENTE E QUASI PERMANENTE

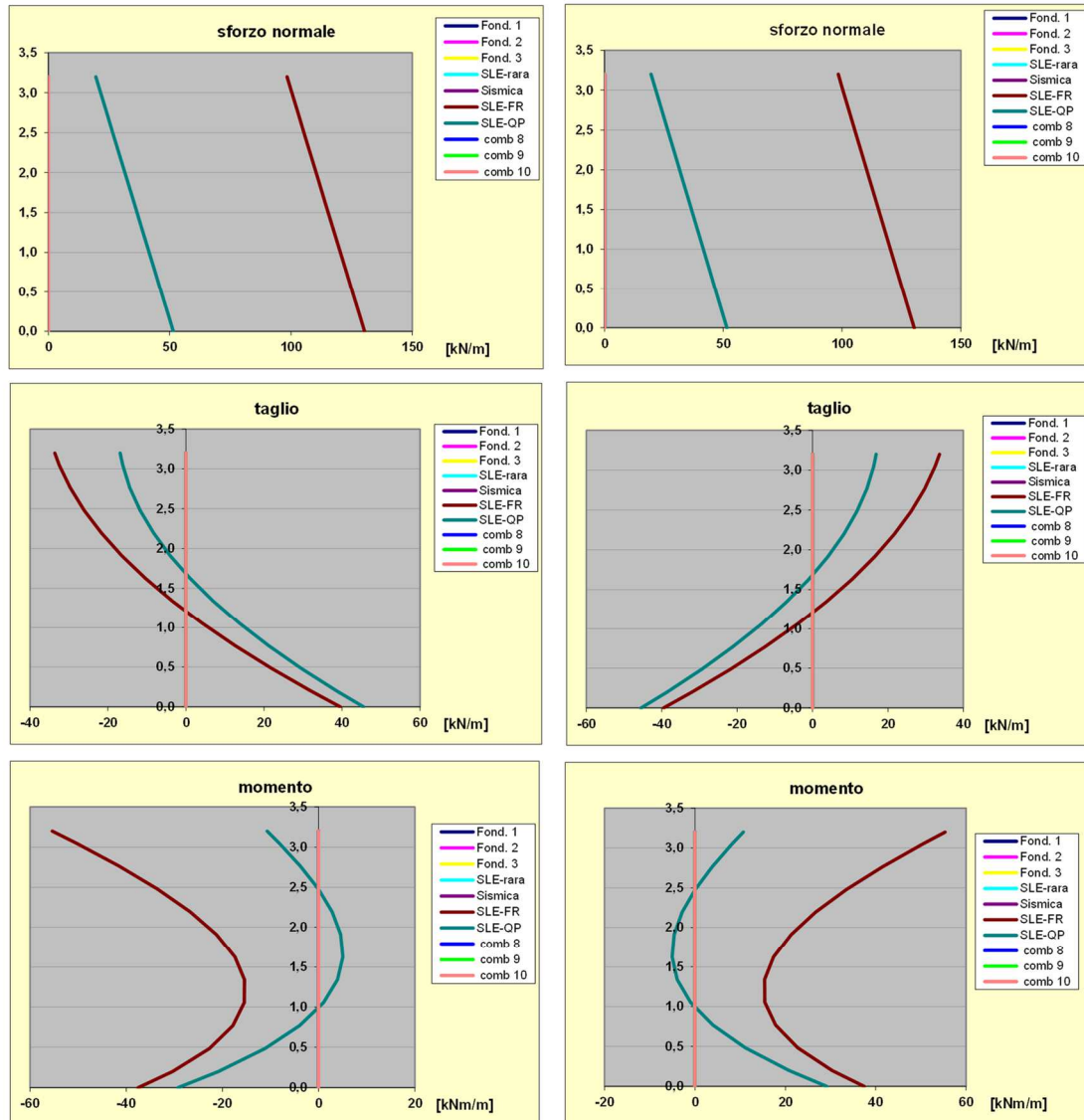
SOLETTA



sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]	i [cm]	ϕ [mm]	Af [cmq/m]	A'f [cmq/m]	σ_c [Mpa]	σ_f [Mpa]	wk [mm]
1	-55,3	33,6	20	16	14,1	10,1	5,59	166,42	0,134
2	-35,9	33,6	20	16	14,1	10,1	3,64	103,96	0,083
3 min	0,0	0,0	20	16	14,1	10,1	0,00		
3 max	18,0	33,6	20	16	14,1	10,1	1,84	46,39	0,037
4	47,0	33,6	20	16	14,1	10,1	4,75	139,61	0,112

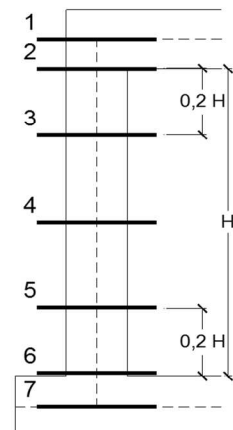
Verifica soletta

PARETI

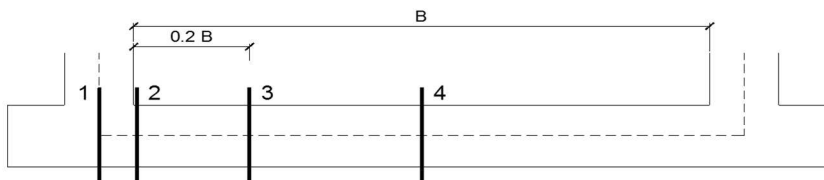
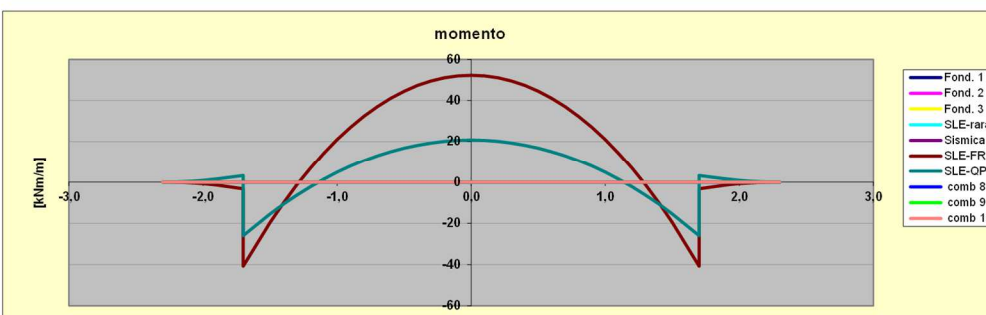
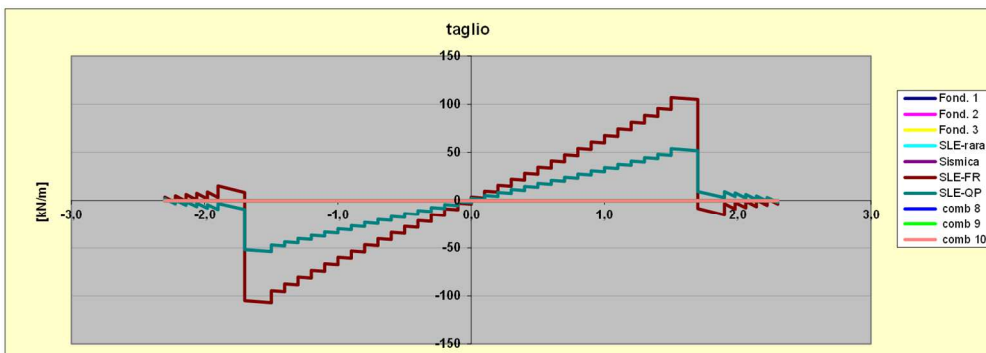
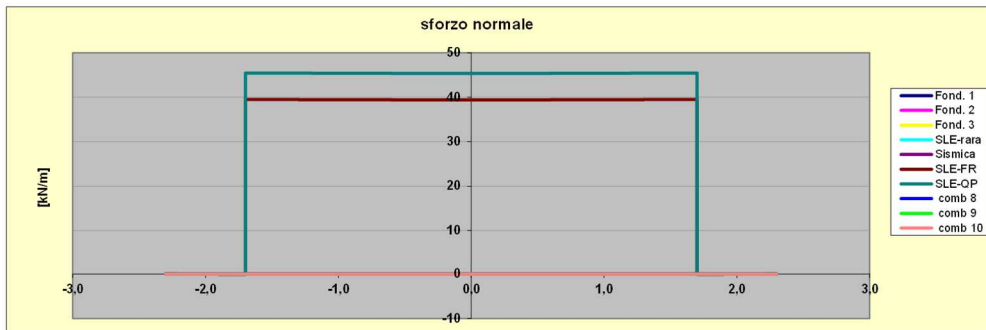
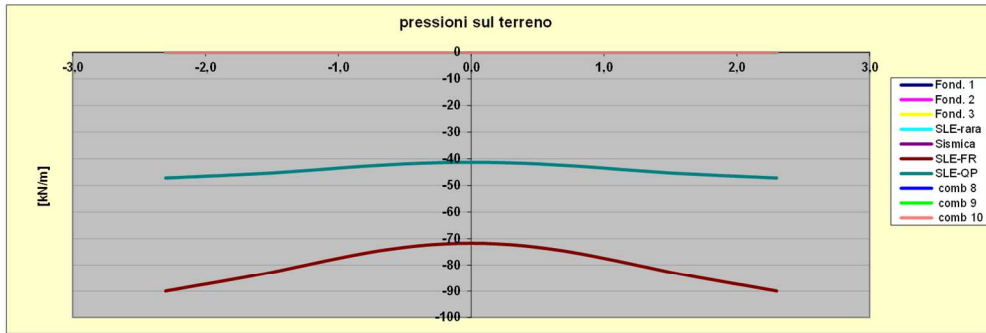


Verifica pareti

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-55,3	98,4	20	16	10,1	10,1	3,66	125,27	0,118
2	-50,4	99,9	20	16	10,1	10,1	3,33	109,29	0,102
3 min	-33,5	105,6	20	16	10,1	10,1	2,18	55,51	0,050
3 max	0,0	0,0	20	16	10,1	10,1	0,00		
4 min	-21,2	111,3	20	16	10,1	10,1	1,30	18,76	0,016
4 max	5,0	35,3	20	16	10,1	10,1	0,29	2,25	0,002
5 min	-17,8	122,7	20	16	10,1	10,1	1,04	8,33	0,007
5 max	0,0	0,0	20	16	10,1	10,1	0,00		
6	-30,4	128,4	20	16	10,1	10,1	1,92	37,26	0,033
7	-37,5	130,4	20	16	10,1	10,1	2,42	57,03	0,051



FONDAZIONE



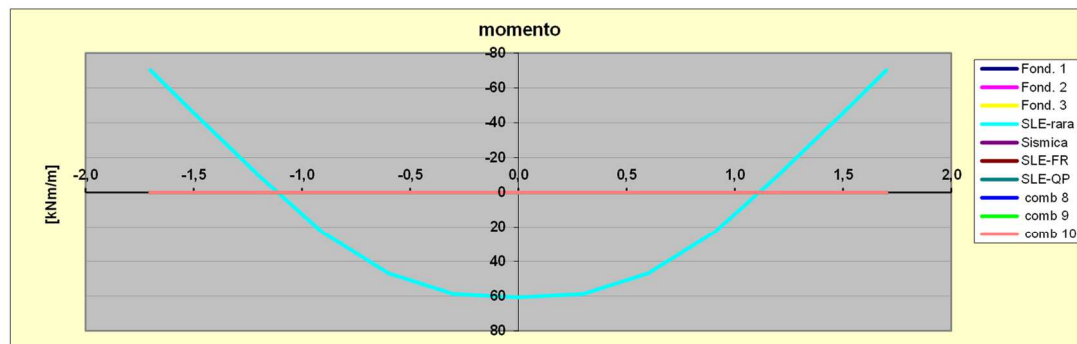
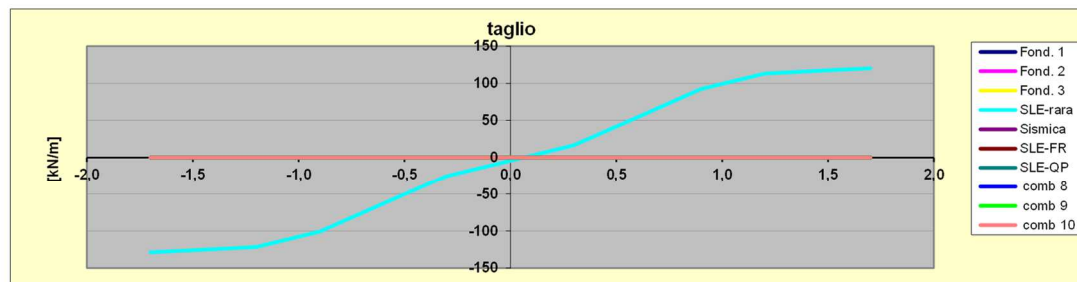
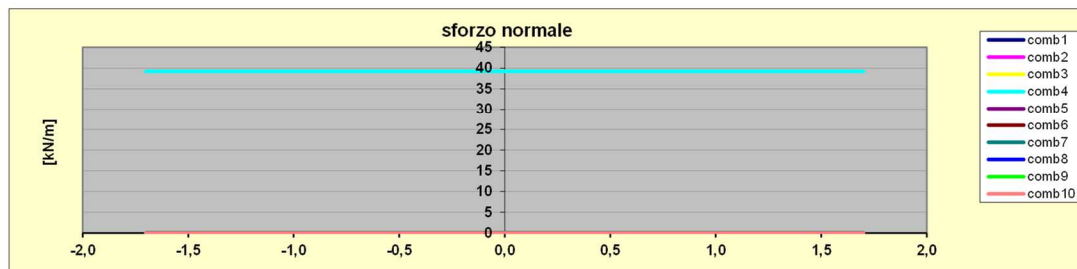
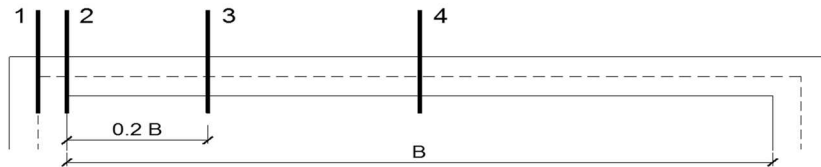
sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-40,8	39,5	20	16	14,1	10,1	2,38	78,43	0,067
2	-19,6	39,5	20	16	14,1	10,1	1,16	30,97	0,026
3 min	0,0	0,0	20	16	14,1	10,1	0,00		
3 max	26,9	39,4	20	16	14,1	10,1	1,58	47,39	0,040
4	52,3	39,4	20	16	14,1	10,1	3,04	104,27	0,090

Verifica fondazione

VERIFICA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – TENSIONE NEI MATERIALI

COMBINAZIONE RARA (CARATTERISTICA)

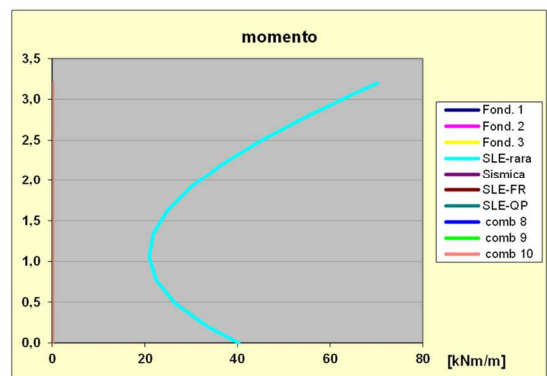
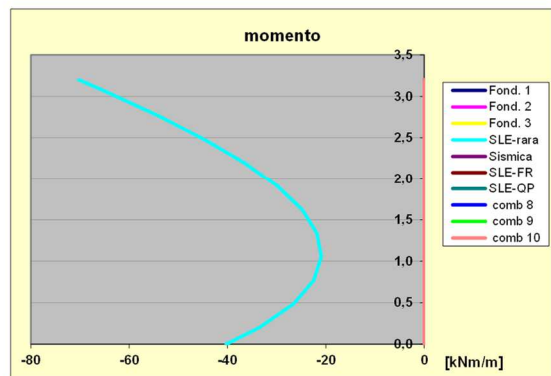
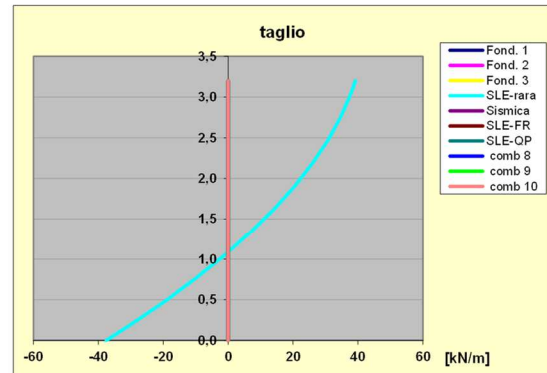
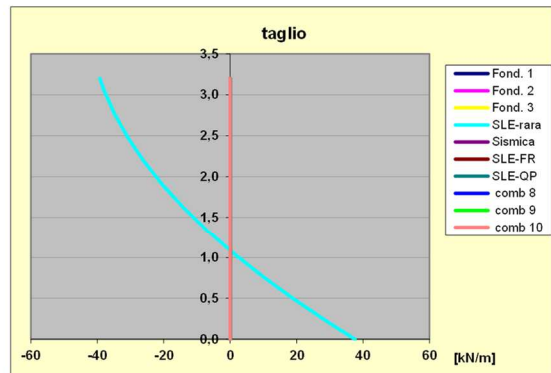
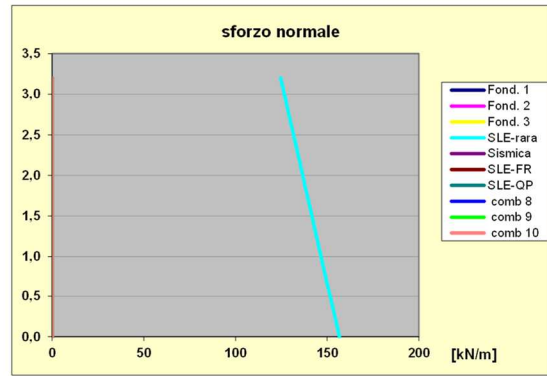
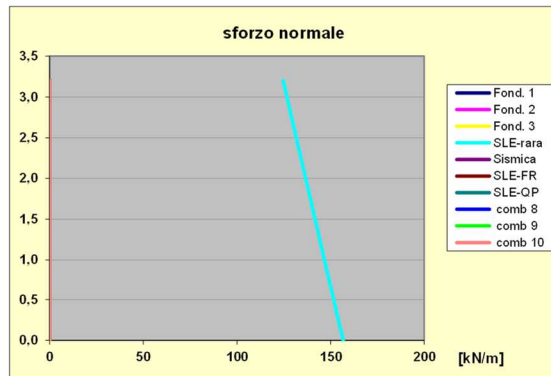
SOLETTA



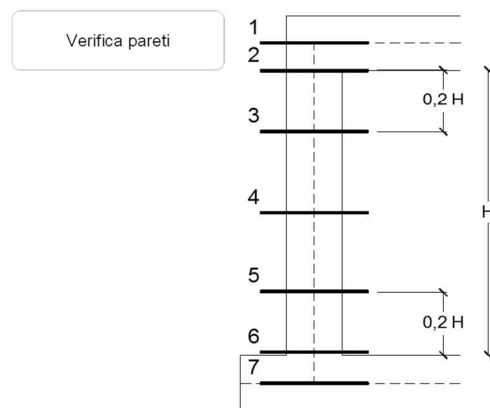
sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-70,2	39,2	14,1	10,1	7,09	212,41
2	-45,6	39,2	14,1	10,1	4,62	133,07
3 min	0,0	0,0	14,1	10,1	0,00	0,00
3 max	23,6	39,2	14,1	10,1	2,41	62,39
4	60,7	39,2	14,1	10,1	6,13	181,74

Verifica soletta

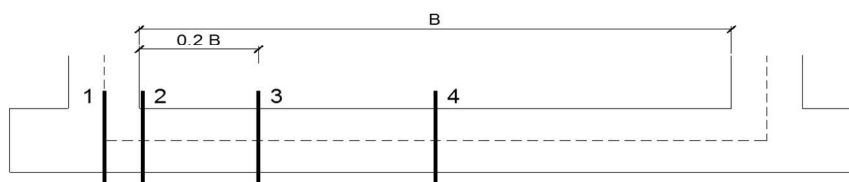
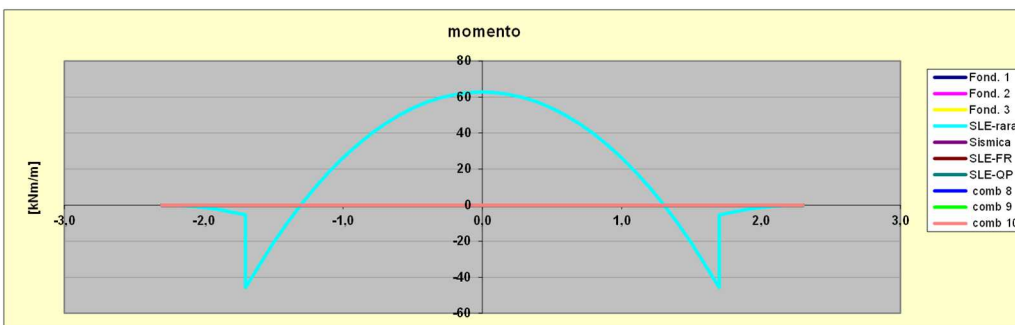
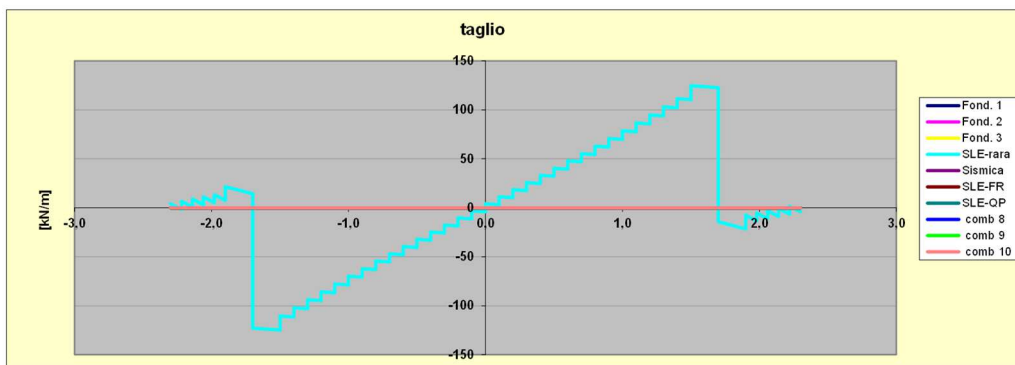
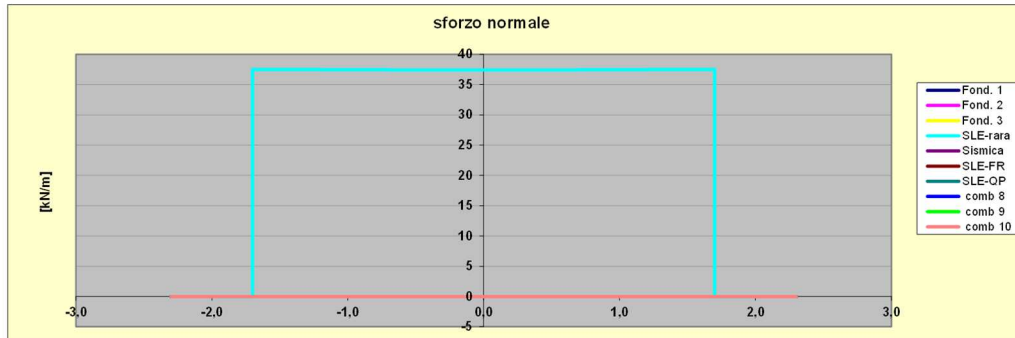
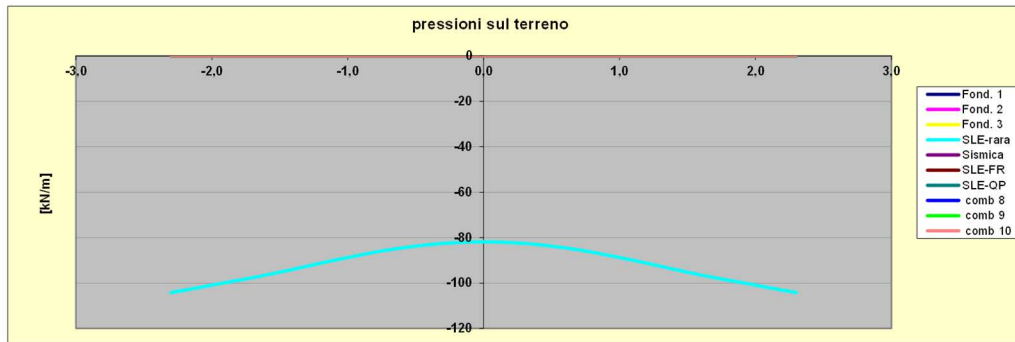
PARETI



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-70,2	124,7	10,1	10,1	4,64	159,07
2	-64,4	126,2	10,1	10,1	4,26	140,53
3 min	-44,7	131,9	10,1	10,1	2,91	77,74
3 max	0,0	0,0	10,1	10,1	0,00	0,00
4 min	-29,9	137,6	10,1	10,1	1,87	32,58
4 max	0,0	0,0	10,1	10,1	0,00	0,00
5 min	-22,4	149,0	10,1	10,1	1,32	11,64
5 max	0,0	0,0	10,1	10,1	0,00	0,00
6	-33,5	154,7	10,1	10,1	2,10	36,55
7	-40,3	156,7	10,1	10,1	2,57	54,59



FONDAZIONE



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-45,7	37,5	14,1	10,1	2,66	90,15
2	-21,0	37,5	14,1	10,1	1,24	34,66
3 min	0,0	0,0	14,1	10,1	0,00	0,00
3 max	33,3	37,4	14,1	10,1	1,95	62,28
4	62,8	37,4	14,1	10,1	3,64	128,61

Verifica fondazione

Tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

In riferimento alle verifiche svolte l'armatura principale in zona tesa maggiormente sollecitata sarà, quindi, costituita:

- soletta – mezzeria: n. 5 $\varnothing$ 16 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 $\varnothing$ 16/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali.
- soletta – appoggi: n. 5 $\varnothing$ 16 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 $\varnothing$ 16/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali.
- pareti laterali: n. 5 $\varnothing$ 16 al metro sul lato esterno + n. 5 $\varnothing$ 16 al metro sul lato interno.
- fondazione: n. 5 + 5 $\varnothing$ 16 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 $\varnothing$ 16/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali, oltre ai ferri di ripresa $\varnothing$ 16/20 in corrispondenza delle estremità della fondazione.

I ferri correnti saranno costituiti da $\varnothing$ 12/20 sia sul lato esterno che sul lato interno delle sezioni, in tutti gli elementi strutturali del manufatto mentre per i ferri a taglio / ferri distanziali, dovranno essere previste staffe a “C” costituite da $\varnothing$ 12/40/40 in fondazione e da ferri $\varnothing$ 12/40/40 sulle pareti e in soletta, a sviluppo costante.

La seguente tabella riepiloga, quindi, le azioni risultanti in corrispondenza del baricentro della fondazione della costruzione per l'involuppo delle combinazioni di calcolo a SLU.

INVILUPPO AZIONI A SLU			
Combinazione	N [kN]	M [kN]	T [kN]
SLU	1800	710	240

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici z come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**.

Il problema è valutato in condizioni drenate, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 30° (Unità geotecnica I), coesione nulla, un approfondimento della fondazione ai

fini del calcolo pari a 2,0 m (dedotto lo strato superficiale), ed un livello della falda cautelativamente pari a zero (coincidente con il piano di scorrimento di fondo alveo del torrente). La fondazione del ponte ha dimensioni lorde in pianta pari a m 4,60 (B) x 4,20 (L).

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0,39	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	3,81	m
L'	4,20	m
Profondità fondazione	2,00	m
m	1,52	
N _y	22,40	
N _q	18,40	
N _c	30,14	
i _y	0,70	
i _q	0,80	
i _c	0,79	
s _y	0,64	
s _q	1,52	
s _c	1,55	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,15	
d _c	1,16	
z _y	0,89	
z _q	0,89	
z _c	0,95	
q_{lim}	568	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,57 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,57 / 2,3 \cong 0,25 \text{ N/mm}^2 \text{ (250 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,12 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 0,57 \text{ N/mm}^2 / 0,12 \text{ N/mm}^2 \cong 4,7 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 240,00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L$$

$$S_d = 1039,23 \quad (\text{kN})$$

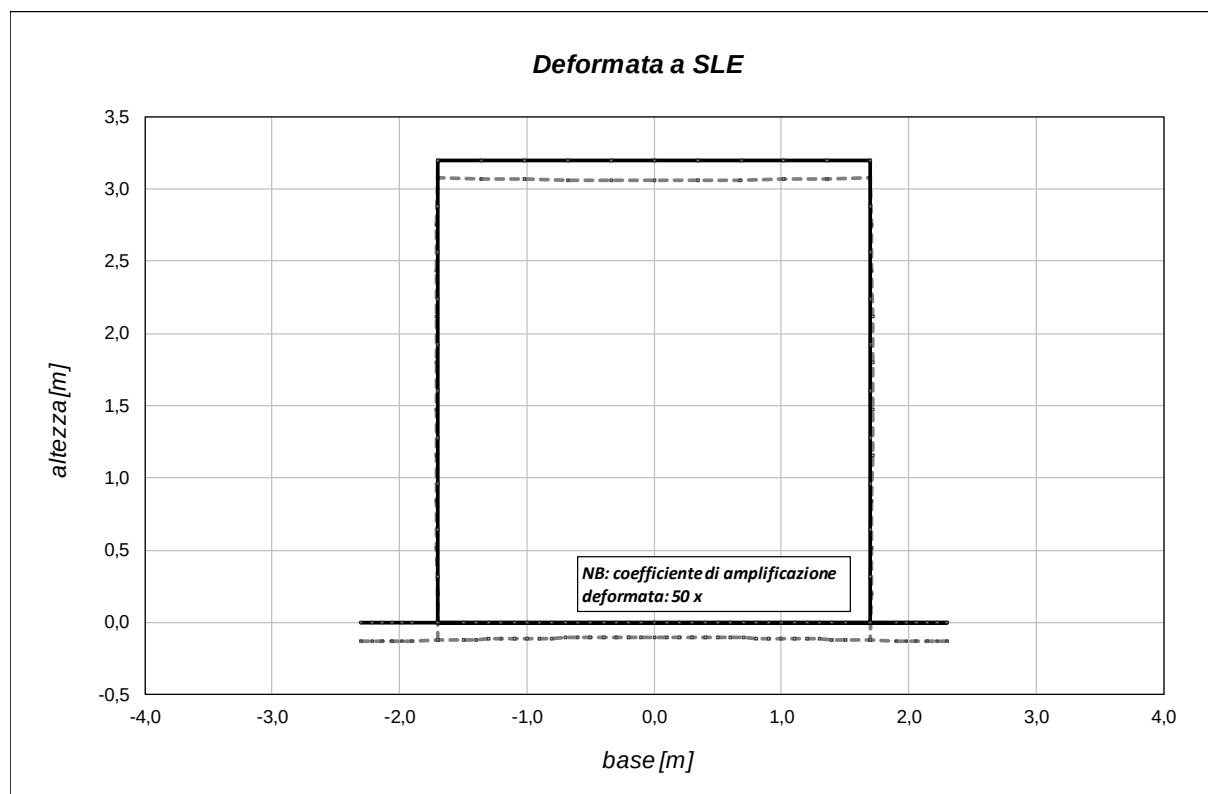
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 4,33 > \gamma_R$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Si riporta, infine, la stima dei cedimenti del sistema terreno-fondazione in esercizio (combinazione caratteristica):



Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri ($\cong 2/3$ mm). I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri ($1 \div 2$ mm). Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità dell'opera progettualmente prevista.

Le deformazioni in esercizio nel complesso della costruzione risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

8.3 Rifacimento parziale e adeguamento sezione del canale fugatore

L'intervento in progetto prevede il rifacimento integrale della sezione del tratto di canale fugatore subito a valle del ponte di collegamento al coronamento della diga, per una lunghezza di circa 8,8 m e il rifacimento parziale del muro in destra del tratto di canale subito a monte del ponte suddetto, per una lunghezza di circa 6,3 m.

Contestualmente saranno eseguiti l'adeguamento funzionale della sezione idraulica del canale fugatore con il rialzo di alcuni tratti di muro mediante inghisaggi strutturali post-installati e il risanamento e l'impermeabilizzazione complessiva del canale fugatore medesimo, dallo sfioratore di monte alla vasca di dissipazione di valle in progetto.

8.3.1 Verifiche tratti oggetto di rifacimento

I tratti di canale oggetto di rifacimento sono caratterizzati dalla seguente geometria:

- **Tratto a valle del ponte coronamento diga:** altezza paramento variabile da circa 2,00 m a circa 4,86 m, con spessore variabile da 40 cm in sommità a circa 80/90 cm alla base; fondazione continua di larghezza variabile e spessore strutturale pari a cm 80.
- **Tratto a monte del ponte coronamento diga:** altezza paramento variabile da circa 2,73 m a circa 4,86 m, con spessore variabile da 40 cm in sommità a circa 80/90 cm alla base; fondazione continua di larghezza pari a circa 250 cm e spessore strutturale pari a cm 80. La fondazione sarà realizzata in ammorsamento e aderenza alla porzione sinistra di canale da mantenere.

Per la realizzazione dei tratti di sezione e muro verranno realizzate due paratie provvisorie in micropali a tergo delle opere (una in sponda destra e una in sponda sinistra) di diametro 240 mm, con tubolari d'armatura DN 139,3 x 8 mm (sp.), di lunghezza variabile da 9,0 m a 5,60 m circa.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali dei manufatti e delle opere provvisorie si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*rif. tavv. 9, 10 e 14*).

Ai fini delle verifiche sono stati considerati i parametri (angolo di attrito e coesione) del terreno riferiti all'orizzonte I di terreno per il terrapieno e i parametri del terreno riferiti all'orizzonte II per il terreno di fondazione. Inoltre si è considerato un sovraccarico a tergo dei muri pari a 5 kN/m^2 per simulare lo stazionamento temporaneo in prossimità di mezzi d'opera nell'ambito di cantiere o di esercizio della costruzione, nonché l'inclinazione del profilo del terreno a tergo dell'opera (inclinazione pendio).

Non sono state svolte verifiche a scorrimento in quanto le strutture risultano confinate sul lato opposto dalla porzione sostanzialmente simmetrica di canale.

Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo di dimensionamento strutturale per la **combinazione A1+M1+R3**, (momento flettente, taglio e sforzo normale), riferita all'altezza maggiore di canale oggetto di rifacimento integrale e/o parziale (4,86 m), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio.

Dai calcoli si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

Si riportano, inoltre, anche le **principali verifiche geotecniche a scorrimento, ribaltamento e carico limite del muro per la combinazione A1+M1+R3, oltre alla stima dei cedimenti.**

VERIFICHE GEOTECNICHE – COMBINAZIONE GEO – A1+M1+R3

OPERA Muro sponda sx canale fuggatore hmax 4,86 m

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐
	SLE (DM88)			☐
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				☒



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
						STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	20.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	50.00	50.00	50.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	35.00	35.00	35.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	24.00	24.00	24.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	24.00	24.00	24.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	100000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica (SLV)	a_g/g	0.132	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.1584	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0792	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

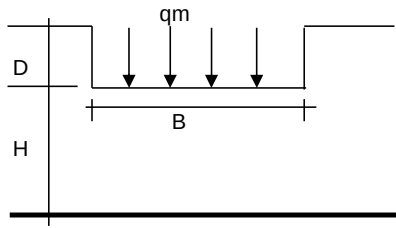
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.463		0.463		0.463
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.490		0.490		0.490
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.526		0.526		0.526
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.690		3.690		3.690
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.398		3.398		3.398
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.345		3.345		3.345

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	5.00	7.50	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.90	condizione quasi permanente Ψ2		0.80	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico		1.21	1.62
Sismico		1.20	2.76

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	192.57	(kN/m)
M	144.22	(kNm/m)
$e=M/N$	0.75	(m)
B^*	1.00	(m)
D =	0.80	(m)
D/B^*	0.80	(m)
Hs/B^*	4.99	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 209.43 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.926 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 1.08 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 2.10 \quad (\text{mm})$$

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

Inoltre le verifiche a carico limite risultano soddisfatte con un sufficiente margine di sicurezza. Le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti possono, in tal senso, essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto.

VERIFICHE STRUTTURALI – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA Muro sponda sx canale fuggatore hmax 4,86 m

Combinazioni coefficienti parziali di verifica					
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐	
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐	
SLE (DM88)					☐
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3					☒



Peso Specifico del Calcestruzzo γ_{cls} = 25.00 (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (MPa)}$$
$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ (MPa)}$$

Tensioni limite (N.T.C.-2018)

condizioni statiche

σ_c	11.25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11.25	Mpa
σ_f	391	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)
E_s	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

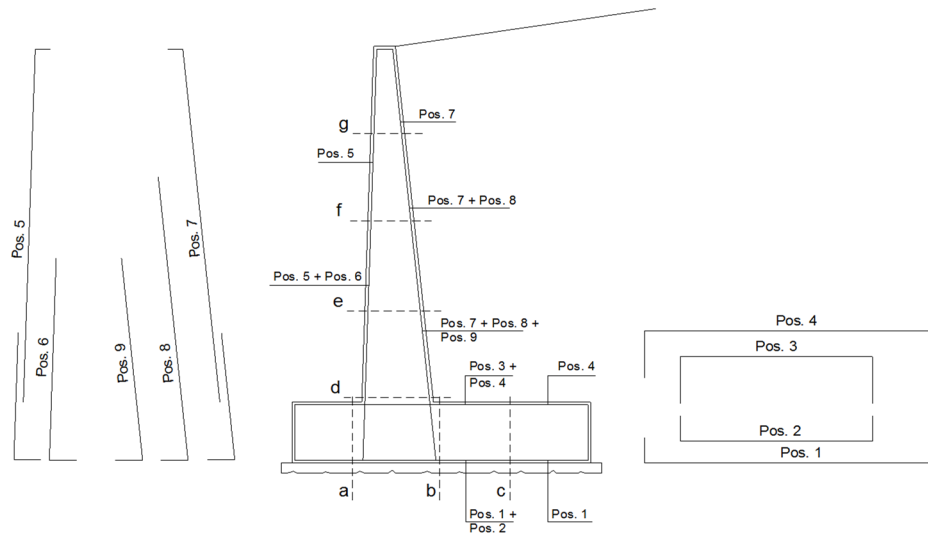
$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$ (cm)

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

SCHEMA DELLE ARMATURE

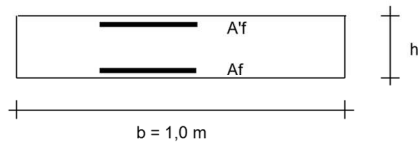


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	14	
2	5.0	16	☒	6	5.0	16	☐
3			☐	7	5.0	14	
4	5.0	16		8			☐
				9	5.0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Sez.	M	N	h	A'f	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	166.42	0.00	0.80	20.11	10.05	545.65
b - b	-11.86	0.00	0.80	10.05	20.11	309.62
c - c	-5.59	0.00	0.80	10.05	10.05	289.25
d - d	244.36	75.94	0.85	10.05	10.05	337.68
e - e	108.51	51.83	0.74	10.05	10.05	281.38
f - f	35.37	31.13	0.63	7.70	7.70	179.78
g - g	5.63	13.86	0.51	7.70	7.70	140.49

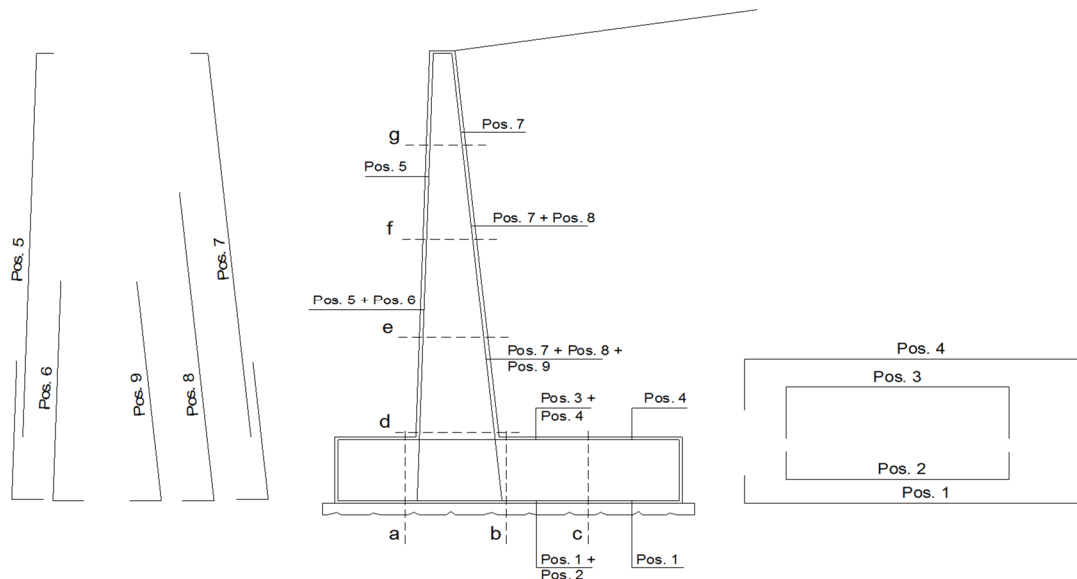
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	173.77	0.80	257.31	12	40	40	21.8	466.76	Armatura a taglio non necessaria
b - b	88.07	0.80	245.09	12	40	40	21.8	466.76	Armatura a taglio non necessaria
c - c	79.08	0.80	245.09	12	40	40	21.8	466.76	Armatura a taglio non necessaria
d - d	142.90	0.85	267.92	10	40	40	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
e - e	83.36	0.74	237.03	10	40	40	21.8	297.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	39.69	0.63	206.00	10	40	40	21.8	248.50	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11.91	0.51	174.61	10	40	40	21.8	199.88	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Verifica a fessurazione

SCHEMA DELLE ARMATURE

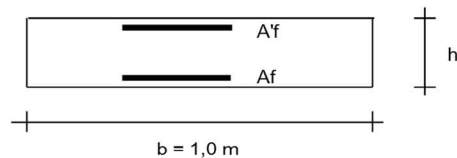


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	16	☐	5	5.0	14	☐
2	5.0	16	☒	6	5.0	16	☐
3			☐	7	5.0	14	☐
4	5.0	16		8			☐
				9	5.0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	169.86	0.00	0.80	20.11	10.05	2.62	131.89	0.149	0.400
b - b	-9.23	0.00	0.80	10.05	20.11	0.17	13.03	0.018	0.400
c - c	-4.29	0.00	0.80	10.05	10.05	0.08	6.03	0.008	0.400
d - d	181.44	75.94	0.85	10.05	10.05	3.47	204.40	0.269	0.400
e - e	79.80	51.83	0.74	10.05	10.05	1.94	99.22	0.131	0.400
f - f	25.57	31.13	0.63	7.70	7.70	0.86	42.31	0.064	0.400
g - g	3.92	13.86	0.51	7.70	7.70	0.17	3.87	0.005	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

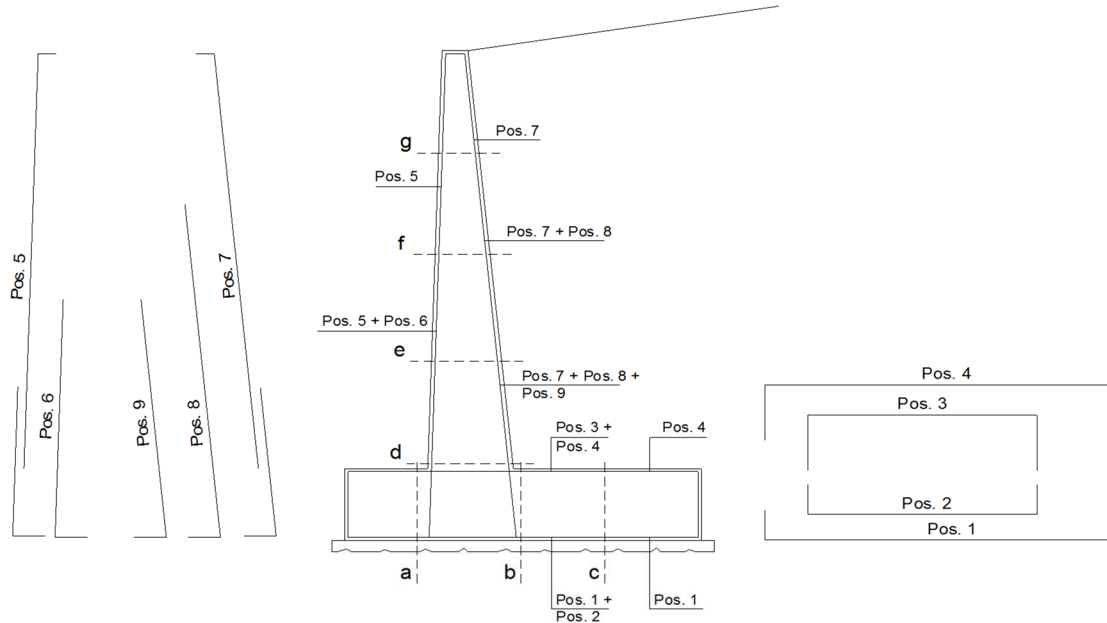
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	166.80	0.00	0.80	20.11	10.05	2.57	129.51	0.147	0.300
b - b	-9.16	0.00	0.80	10.05	20.11	0.17	12.92	0.018	0.300
c - c	-4.25	0.00	0.80	10.05	10.05	0.08	5.99	0.008	0.300
d - d	178.87	75.94	0.85	10.05	10.05	3.42	201.02	0.265	0.300
e - e	78.35	51.83	0.74	10.05	10.05	1.91	96.99	0.128	0.300
f - f	24.93	31.13	0.63	7.70	7.70	0.84	40.78	0.062	0.300
g - g	3.76	13.86	0.51	7.70	7.70	0.16	3.46	0.005	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica tensione nei materiali

SCHEMA DELLE ARMATURE

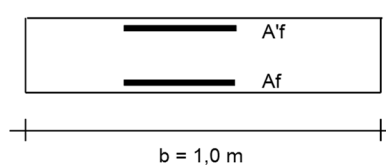


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	16	☐	5	5.0	14	☐
2	5.0	16	☒	6	5.0	16	☐
3			☐	7	5.0	14	☐
4	5.0	16	☐	8			☐
				9	5.0	16	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	174.06	0.00	0.80	20.11	10.05	2.69	135.14
b - b	-9.30	0.00	0.80	10.05	20.11	0.18	13.13
c - c	-4.32	0.00	0.80	10.05	10.05	0.08	6.08
d - d	184.01	75.94	0.85	10.05	10.05	3.52	207.79
e - e	81.25	51.83	0.74	10.05	10.05	1.98	101.44
f - f	26.22	31.13	0.63	7.70	7.70	0.88	43.83
g - g	4.08	13.86	0.51	7.70	7.70	0.18	4.29

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	229.96	0.00	0.80	20.11	10.05	3.55	178.55
b - b	-9.71	0.00	0.80	10.05	20.11	0.18	13.70
c - c	-4.51	0.00	0.80	10.05	10.05	0.09	6.35
d - d	219.86	69.92	0.85	10.05	10.05	4.19	257.83
e - e	95.38	47.72	0.74	10.05	10.05	2.32	125.06
f - f	29.82	28.67	0.63	7.70	7.70	1.01	53.91
g - g	4.31	12.76	0.51	7.70	7.70	0.19	5.46

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.3.2 Verifica inghisaggi post-installati per rialzo pareti canale fugatore

Contestualmente agli interventi di rifacimento parziale della sezione e del muro del canale fugatore rispettivamente a valle e a monte del ponte di accesso al coronamento della diga, sarà eseguito l'adeguamento funzionale della sezione idraulica con il rialzo di alcuni tratti di muro mediante inghisaggi strutturali post-installati e, quindi, il risanamento e l'impermeabilizzazione complessiva del canale fugatore medesimo, dallo sfioratore di monte alla vasca di dissipazione di valle in progetto.

Nel presente paragrafo vengono, in particolare, trattate le verifiche di resistenza pertinenti agli inghisaggi finalizzati al rialzo delle pareti esistenti del canale, secondo i seguenti sviluppi e geometrie di progetto:

- sponda destra: sviluppo circa 90 ml x 35 cm (L) x 40/50 cm (H), mediante barre ad aderenza migliorata post-installate con ancorante chimico dotato di certificazione ETA, disposte su due file a passo di 30 cm, per un totale di circa 2 x 300 ancoraggi;
- sponda sinistra: sviluppo circa 20 ml x 35 cm (L) x 40/50 cm (H), mediante barre ad aderenza migliorata post-installate con ancorante chimico dotato di certificazione ETA, disposte su due file a passo di 30 cm, per un totale di circa 2 x 67 ancoraggi.

Si riportano, quindi, nel seguito le verifiche strutturali degli ancoraggi in argomento, effettuate secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- calcestruzzo esistente: classe C20/25;
- calcestruzzo in progetto: classe C25/30;
- ancorante chimico a prestazione garantita certificato ETA;
- barre di ancoraggio per rialzo pareti: $\varnothing$ 12 mm passo 30 cm, disposte su due file;
- perforazione: diametro 16 mm; profondità minima: 30 cm;
- azione di calcolo: risultante forze orizzontali sulla parete esistente dovuta alla spinta del terreno e al sovraccarico a tergo di 5 kN/mq, nell'ipotesi cautelativa e a favore di sicurezza di vincolo in testa (in contrasto alla spinta), di entità pari a 25 kN/ml;
- temperatura di applicazione a breve termine: 20°C; temperatura a lungo termine: 40°C.

I calcoli di verifica sono stati svolti con l'ausilio di software "*Bossonix fix 4.0 – Rebar connection*", fornito da un produttore di settore.

DATI DI INPUT

Metodo di progettazione

EN 1992-1-1 / ETA	
Caso di applicazione	Estensione muro
Metodo di progettazione	Progettazione standard

Prodotto

Nome	BCR EPOXY 21
Tipo	Pure Epoxy
Certificazione	11/0345

Calcestruzzo

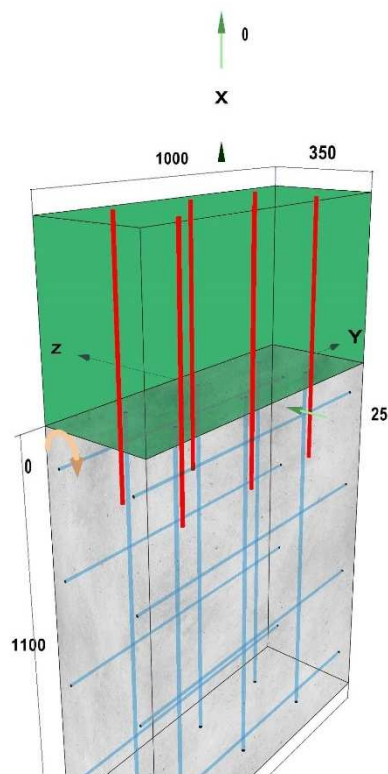
Classe calcestruzzo	C20/25
Temp. breve termine	20 °C
Temp. lungo termine	40 °C

Carichi di progetto

Forza normale	0.0	kN
Momento	0.0	kNm
Taglio	-25.0	kN

Metodo di foratura

Metodo di foratura	Hammer Drilling senza foratura assistita
--------------------	--



Armatura struttura esistente

Tensione di snervamento 420.0 N/mm²

Livello superiore

Condizioni di aderenza Buone
Tipo di ancoraggio Bar - 420

Armatura longitudinale

Diametro 12.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 3

Copriferro calcestruzzo

Faccia frontale 40.0 mm
Lato 40.0 mm
Sopra 40.0 mm

Armatura trasversale

Diametro 8.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 4

Copriferro calcestruzzo

Lato 40.0 mm
Sopra 40.0 mm

Livello inferiore

Condizioni di aderenza Buone
Tipo di ancoraggio Bar - 420

Armatura longitudinale

Diametro 12.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 3

Copriferro calcestruzzo

Faccia frontale 40.0 mm
Lato 40.0 mm
Sotto 40.0 mm

Armatura trasversale

Diametro 8.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 4

Copriferro calcestruzzo

Lato 40.0 mm
Sotto 40.0 mm

Armatura struttura nuova

Tensione di snervamento 420.0 N/mm²

Livello superiore

Condizioni di aderenza Buone
Diametro 12.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 3

Copriferro calcestruzzo

Lato 60.0 mm
Sopra 60.0 mm

Livello inferiore

Condizioni di aderenza Buone
Diametro 12.0 mm
Interasse barre 300 mm
Numero di barre 3

Copriferro calcestruzzo

Lato 60.0 mm
Sotto 60.0 mm

altro

Inclinazione puntone di 45.0°
Pressione trasversale 0.0 N/mm²

Installazione

Metodo di foratura Hammer Drilling
Senza foratura assistita

Strati	Dimensione barra d (mm)	Diametro punta d ₀ (mm)	Diametro scovolino d _b (mm)	Massima profondità di ancoraggio l _{v,max} (mm)	Profondità di installazione l _{inst} (mm)
Livello superiore	12,0	16,0	18,0	1.100,0	254,4
Livello inferiore	12,0	16,0	18,0	1.100,0	254,4

VERIFICHE

Lunghezza di sovrapposizione di progetto

Struttura nuova post-installato Livello inferiore Lunghezza di sovrapposizione

Forza per barra	F_s	4,17	kN
Trazione per barra	$\sigma_{sd} = F_s / A$	36,84	N / mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	365,22	N / mm ²
Utilizzazione della sezione di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,09	%
Condizioni di aderenza	η_1	1,0	
Tensione di aderenza di progetto	f_{bd}	2,30	N / mm ²
Lunghezza di ancoraggio richiesta	$l_{b,rqd} = (\Phi / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd})$	48,05	mm
Lunghezza di ancoraggio richiesta (f_{yd})	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	476,37	mm
Fattore di amplificazione per la minima lunghezza di ancoraggio	α_{lb}	1,00	
Lunghezza minima di sovrapposizione	$l_{0,min} = \alpha_{lb} * \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd,fyd}; 15\Phi; 200mm)$	214,37	mm
Distanza netta	a	288,00	mm
Copriferro laterale	c_1	194,00	mm
Copriferro inferiore	c	60,00	mm
Copriferro effettivo	c_d	60,00	mm
Influenza della forma delle barre di	α_1	1,00	
Influenza del copriferro	α_2	0,70	
Influenza dell'armatura trasversale	α_3	1,00	
Influenza pressione trasversale	α_5	1,00	
Influenza barre sovrapposte	α_6	1,50	
Lunghezza di sovrapposizione di progetto	$l_{0,NS} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	214,37	mm

Struttura esistente Livello inferiore Lunghezza di sovrapposizione

Forza per barra	F_s	4,17	kN
Trazione per barra	$\sigma_{sd} = F_s / A$	36,84	N / mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	365,22	N / mm ²
Utilizzazione della sezione di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,09	%
Condizioni di aderenza	η_1	1,0	
Tensione di aderenza di progetto	f_{bd}	2,32	N / mm ²
Lunghezza di ancoraggio richiesta	$l_{b,rqd} = (\Phi / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd})$	47,62	mm
Lunghezza di ancoraggio richiesta (f_{yd})	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	472,07	mm
Fattore di amplificazione per la minima	α_{lb}	1,00	
Lunghezza minima di sovrapposizione	$l_{0,min} = \alpha_{lb} * \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd,fyd}; 15\Phi; 200mm)$	212,43	mm
Distanza netta	a	288,00	mm
Copriferro laterale	c_1	194,00	mm
Copriferro inferiore	c	40,00	mm
Copriferro effettivo	c_d	40,00	mm
Influenza della forma delle barre di	α_1	1,00	
Influenza del copriferro	α_2	0,70	
Influenza dell'armatura trasversale	α_3	1,00	
Influenza pressione trasversale	α_5	1,00	
Influenza barre sovrapposte	α_6	1,50	
Lunghezza di sovrapposizione di progetto	$l_{0,ES} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	212,43	mm

Valutazione della profondità di installazione

Lunghezza di sovrapposizione effettiva	$l_0 = \max(l_{0,NS}; l_{0,ES})$	214,37	mm
Aumento della sovrapposizione dovuto all'interasse delle barre		0,00	mm
Copriferro sulla faccia frontale	c_f	40,00	mm
Altezza supporto	w	0,00	mm
Profondità di installazione	$l_{inst} = l_0 + l_{0,e} + \max(c_f, w/2)$	254	mm

Lunghezza di sovrapposizione di progetto

Struttura nuova post-installato Livello superiore Lunghezza di sovrapposizione

Forza per barra	F_s	4,17	kN
Trazione per barra	$\sigma_{sd} = F_s / A$	36,84	N / mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	365,22	N / mm ²
Utilizzazione della sezione di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,09	%
Condizioni di aderenza	η_1	1,0	
Tensione di aderenza di progetto	f_{bd}	2,30	N / mm ²
Lunghezza di ancoraggio richiesta	$l_{b,rqd} = (\Phi / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd})$	48,05	mm
Lunghezza di ancoraggio richiesta (f_{yd})	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	476,37	mm
Fattore di amplificazione per la minima lunghezza di ancoraggio	α_{lb}	1,00	
Lunghezza minima di sovrapposizione	$l_{0,min} = \alpha_{lb} * \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd,fyd}; 15\Phi; 200mm)$	214,37	mm
Distanza netta	a	288,00	mm
Copriferro laterale	c_1	194,00	mm
Copriferro superiore	c	60,00	mm
Copriferro effettivo	c_d	60,00	mm
Influenza della forma delle barre di	α_1	1,00	
Influenza del copriferro	α_2	0,70	
Influenza dell'armatura trasversale	α_3	1,00	
Influenza pressione trasversale	α_5	1,00	
Influenza barre sovrapposte	α_6	1,50	
Lunghezza di sovrapposizione di progetto	$l_{0,NS} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	214,37	mm

Struttura esistente Livello superiore Lunghezza di sovrapposizione

Forza per barra	F_s	4,17	kN
Trazione per barra	$\sigma_{sd} = F_s / A$	36,84	N / mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	365,22	N / mm ²
Utilizzazione della sezione di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,09	%
Condizioni di aderenza	η_1	1,0	
Tensione di aderenza di progetto	f_{bd}	2,32	N / mm ²
Lunghezza di ancoraggio richiesta	$l_{b,rqd} = (\Phi / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd})$	47,62	mm
Lunghezza di ancoraggio richiesta (f_{yd})	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	472,07	mm
Fattore di amplificazione per la minima	α_{lb}	1,00	
Lunghezza minima di sovrapposizione	$l_{0,min} = \alpha_{lb} * \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd,fyd}; 15\Phi; 200mm)$	212,43	mm
Distanza netta	a	288,00	mm
Copriferro laterale	c_1	194,00	mm
Copriferro superiore	c	40,00	mm
Copriferro effettivo	c_d	40,00	mm
Influenza della forma delle barre di	α_1	1,00	
Influenza del copriferro	α_2	0,70	

Influenza dell'armatura trasversale	α_3	1,00	
Influenza pressione trasversale	α_5	1,00	
Influenza barre sovrapposte	α_6	1,50	
Lunghezza di sovrapposizione di progetto	$l_{0,ES} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	212,43	mm

Valutazione della profondità di installazione

Lunghezza di sovrapposizione effettiva	$l_0 = \max(l_{0,NS}; l_{0,ES})$	214,37	mm
Aumento della sovrapposizione dovuto all'interasse delle barre	$l_{0,e}$	0,00	mm
Copriferro sulla faccia frontale	c_f	40,00	mm
Altezza supporto	w	0,00	mm
Profondità di installazione	$l_{inst} = l_0 + l_{0,e} + \max(c_f, w/2)$	254	mm

Utilizzazione a taglio della sezione resistente acciaio

Area resistente totale acciaio	$A_{s,tot}$	678,58	mm ²
Resistenza a taglio lato acciaio	$V_{Rd} = 0.25 * A_{s,tot} * f_{yd}$	61,96	kN
Fattore di utilizzazione	$\beta_{v,s} = V_{Ed} / V_{Rd}$	40,35	%

Il prodotto rispetta i criteri di progettazione e il rinforzo inserito è verificato.

Prescrizioni per l'installazione:

Ai fini dell'installazione dovranno essere seguite le seguenti modalità operative:

- La superficie di contatto tra nuovo getto e struttura esistente dovrà essere preventivamente trattata mediante idro-pulizia e rimozione meccanica di eventuali elementi vegetali e/o terrosi presenti, nonché resa sufficientemente ruvida e atta ad accogliere la porzione di calcestruzzo in rialzo. Sulla superficie così preparata dovrà essere applicato profilo bentonitico a garanzia della tenuta idraulica del giunto.
- Le perforazioni per gli inghisaggi dovranno essere realizzate con utensile a roto-percussione con punta avente diametro pari a mm 16, in modo da poter accogliere barre ad aderenza migliorata di diametro pari a 12 mm; il foro dovrà avere profondità minima di 30 cm e, prima dell'iniezione della resina di ancoraggio, dovrà essere debitamente pulito mediante soffiatura meccanica con ausilio di compressore.
- Le iniezioni dovranno, inoltre, essere effettuate rispettando le schede tecniche e le modalità operative fornite dal produttore, previa valutazione e nulla osta della Direzione Lavori.

8.4 Attraversamento stradale di collegamento al coronamento diga

Nell'ambito degli interventi di rifacimento parziale dei tratti di canale fagatore è stato previsto anche il contestuale rifacimento del ponticello stradale di collegamento al coronamento della diga.

Il ponticello verrà realizzato in c.c.a. gettato in opera e avrà sezione di tipo scatolare, costituita da platea e spalle in prosecuzione della sezione corrente del canale fagatore, con spessori strutturali rispettivamente pari a 80 cm e variabile da circa 80/90 cm alla base a 50 cm in sommità; l'impalcato sarà del tipo a solettone con vincoli di incastro sulle spalle, con larghezza utile netta di 3,7 m e spessore strutturale di 40 cm.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*rif. tavv. 9 e 14*).

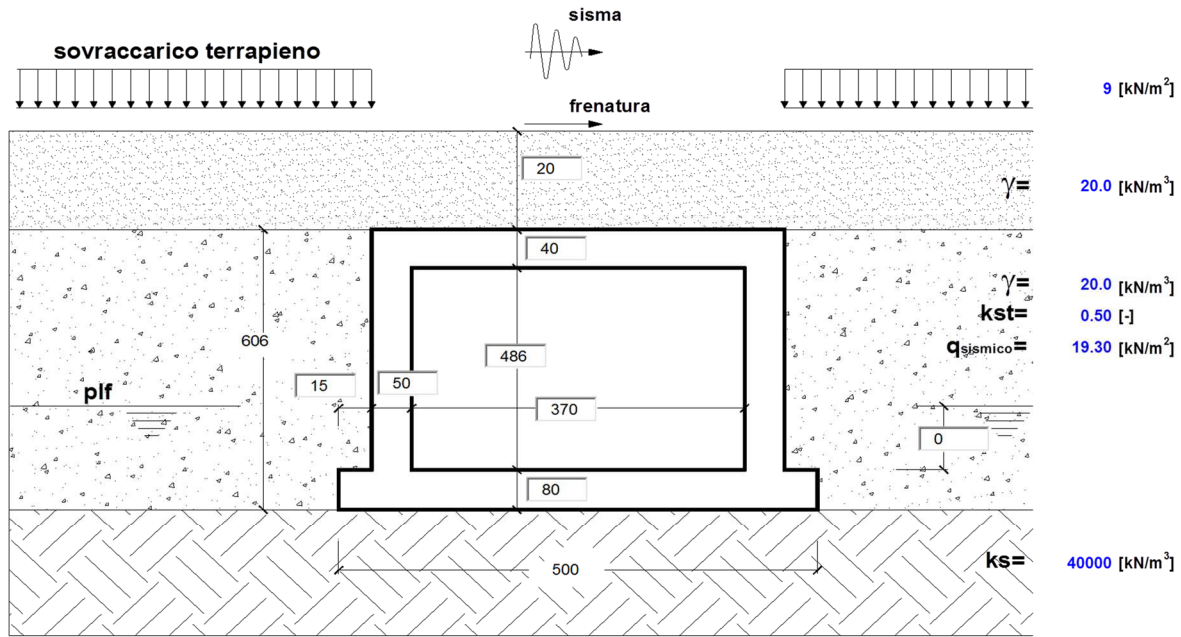
Di seguito viene riportato lo schema di calcolo del manufatto con i carichi e le forze su di esso agenti. Viene, inoltre, considerato un terrapieno di ricoprimento di spessore pari a 20 cm e la quota di falda pari alla quota di scorrimento del canale (estradosso platea ponte a circa 562,84 m s.l.m.).

Sono, quindi, riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative **verifiche strutturali a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio**.

Sono, infine, riportate le pertinenti **verifiche a capacità portante** della fondazione e la **stima dei cedimenti** in fase di esercizio.

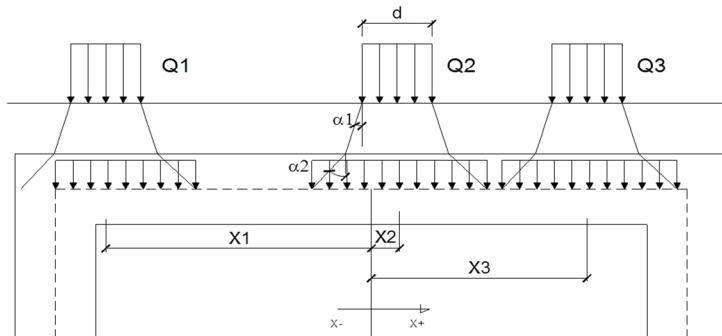
OPERA

Attraversamento stradale coronamento diga



(dimensioni in cm)

modulo elastico cis $E = 3.10E+07$ [kN/m²] $\gamma_{cis} = 25$ [kN/m³]
acc. sismica or. $kh = 0.158$ [-] $\gamma_w = 10$ [kN/m³]



SOVRACCARICHI		
angolo di diffusione nel ricoprimento	α_1 [°]	45
angolo di diffusione nella soletta	α_2 [°]	45
CONDIZIONI DI CARICO		
	A	B
impronta del carico	d [m]	0.40 0.40
area influenza long.	l [m]	3.00 3.00
Carico 1	Q1 [kN]	300 0
	X1 [m]	-0.6 0
Carico 2	Q2 [kN]	300 0
	X2 [m]	0.6 0
Carico 3	Q3 [kN]	0 0
	X3 [m]	0 0
Carico distribuito	[kN/m]	9 0

Ineria terreno ☐ SI $F_{frenatura} = 0$ [kN/m]
ricoprimento ☒ NO

CALCOLO

combinazioni di carico									
condizioni di carico	Fond. 1	Fond. 2	Fond. 3	SLE-rara	Sismica	SLE-FR	SLE-QP	8	9
peso proprio + perm.	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1		
falda + spinta terreno	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1		
sovraccarico A	1.35	1.35	1.35	1	0.75	0.75			
sovraccarico B									
sovraccarico terreno sn			1.35	1	0.75	0.75			
sovraccarico terreno dx			1.35	1	0.75	0.75			
frenatura									
sisma					1				

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls C25/30
 Rck 30 (MPa)
 fck 25
 γ_m 1.5
 α_{cc} 1.18
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_m \cdot c = 14.17$ (MPa)

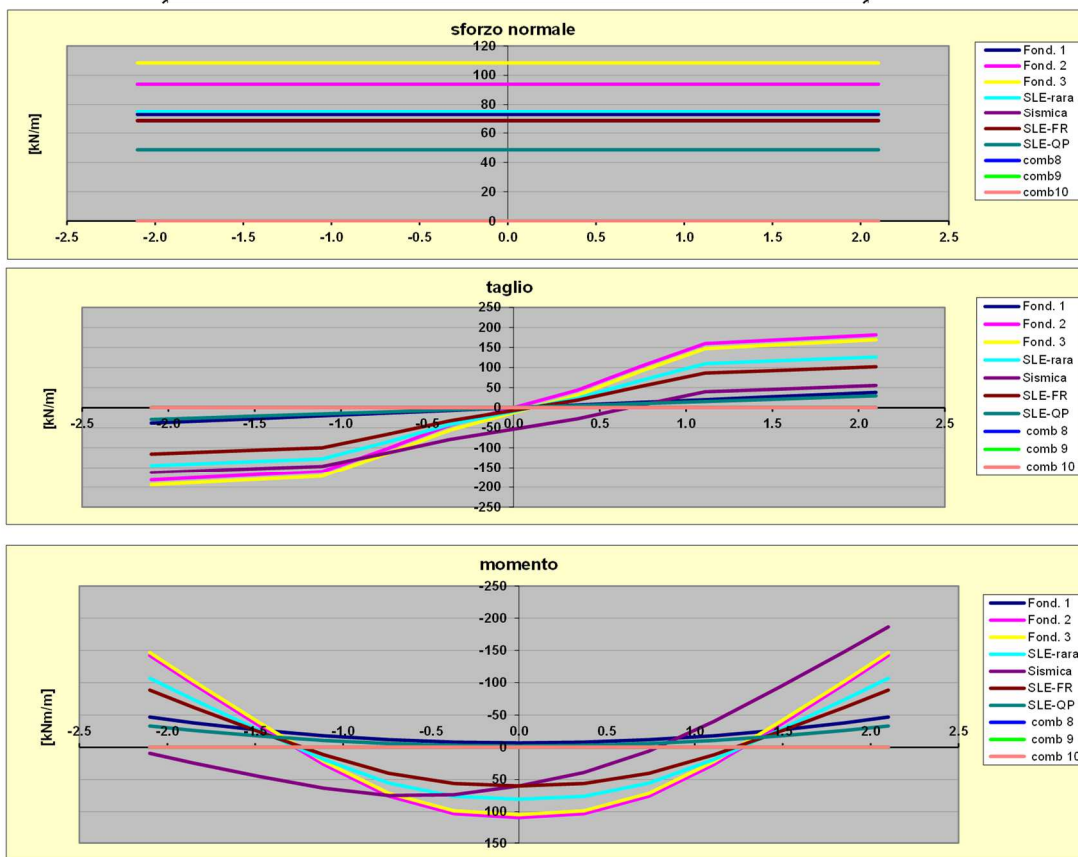
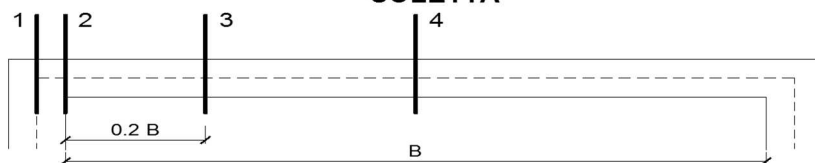
Copriferro

c = 5.00 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C
 $f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.30$ (MPa)
 $E_s = 210000$ (MPa)
 $\varepsilon_{ys} = 0.186\%$

SOLETTA



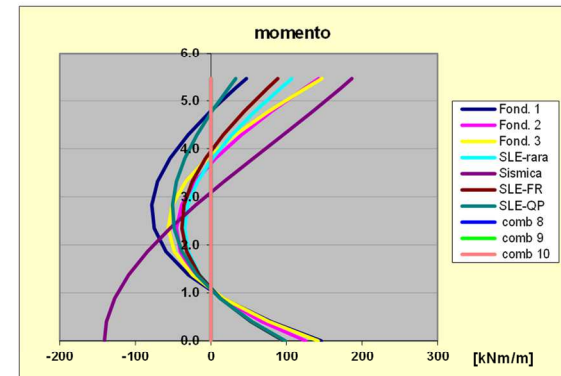
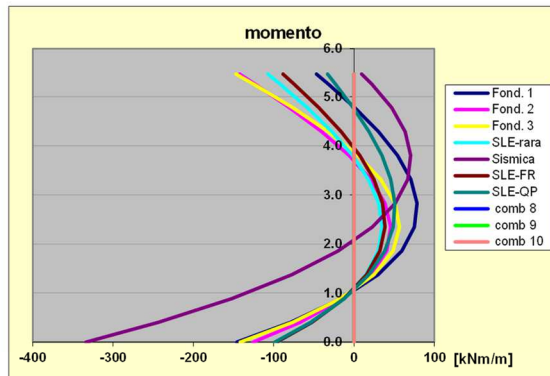
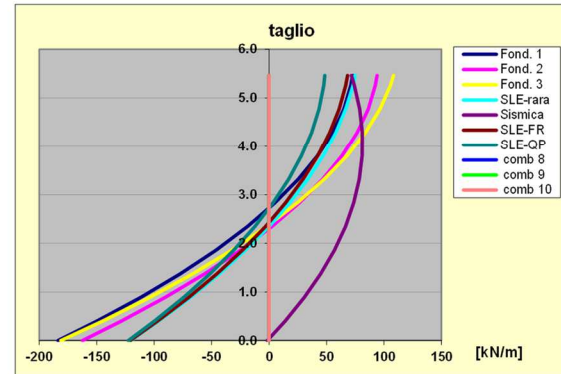
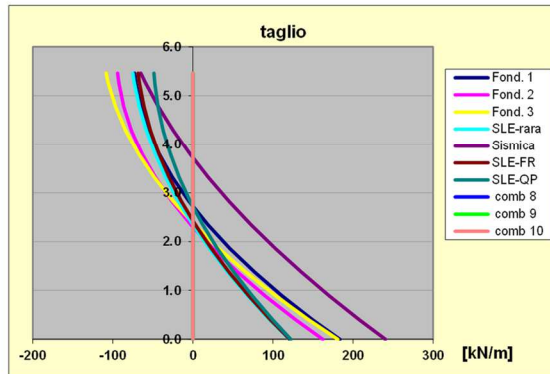
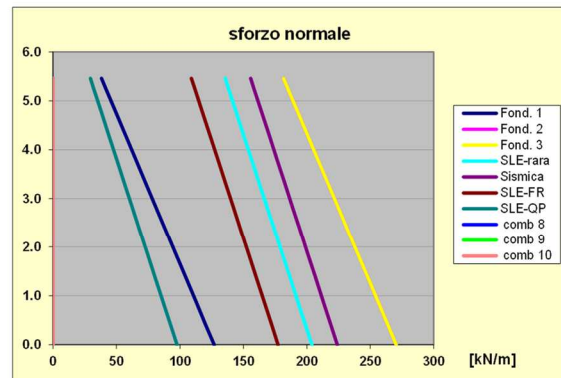
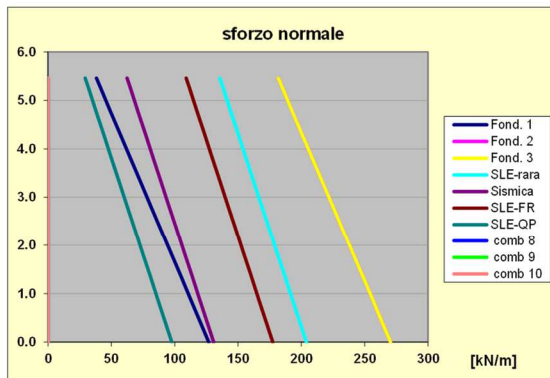
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-186.5	68.4	20.8	17.8	269.0
2	-148.1	68.4	20.8	17.8	269.0
3 min	-40.2	68.4	20.8	17.8	269.0
3 max	63.4	68.4	20.8	17.8	269.0
4	109.1	94.0	20.8	17.8	272.9

Verifica soletta

Sez.	V _{Ed}	V _{Rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	194.0	195.53	12	40.0	40.0	21.80	250.49
2	188.5	195.53	12	40.0	40.0	21.80	250.49
3	172.0	195.53	12	40.0	40.0	21.80	250.49
4	53.5	190.28	12	40.0	40.0	21.80	250.49

Armatura a taglio non necessaria
 Armatura a taglio non necessaria
 Armatura a taglio non necessaria
 Armatura a taglio non necessaria

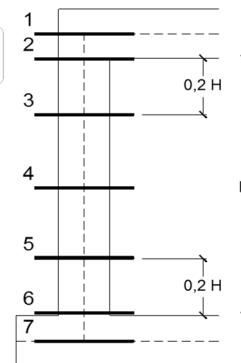
PARETI



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-186.5	155.8	12.7	10.1	244.6
2	-171.9	158.3	12.7	10.1	245.1
3 min	-95.6	170.4	12.7	10.1	247.5
3 max	63.4	77.1	12.7	10.1	228.7
4 min	-17.2	182.6	12.7	10.1	249.9
4 max	78.3	81.0	12.7	10.1	229.5
5 min	-77.7	113.6	15.7	10.1	383.8
5 max	108.9	206.9	15.7	10.1	409.3
6	-243.9	125.7	15.7	10.1	488.7
7	-333.5	130.7	15.7	10.1	490.4

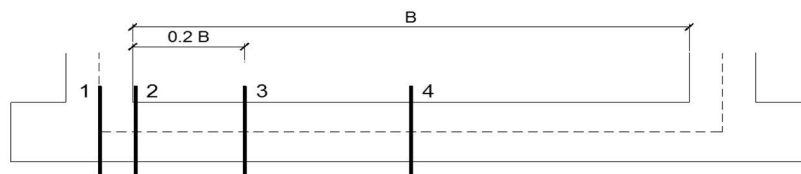
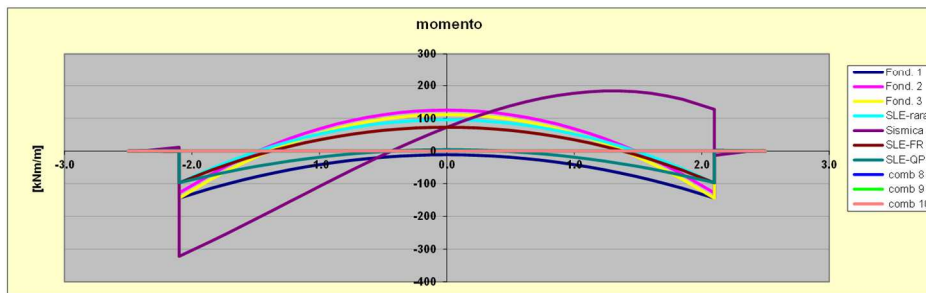
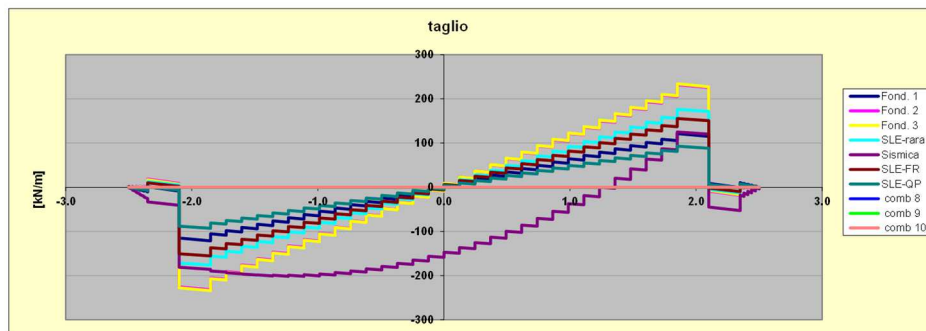
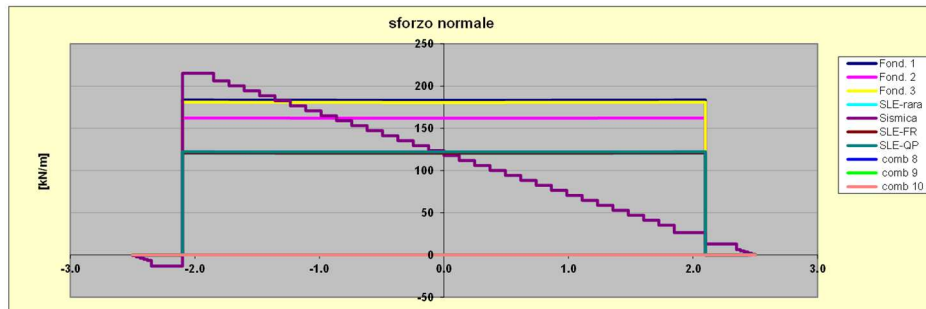
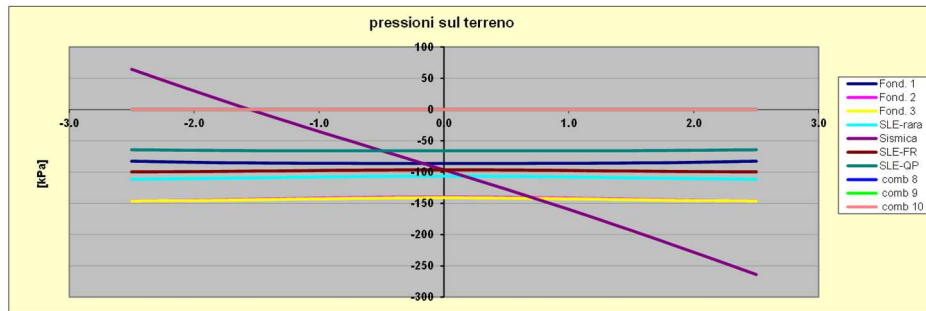
Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	108.4	203.28	12	40.0	40.0	21.80	322.06
2	105.7	203.83	12	40.0	40.0	21.80	322.06
3	84.0	206.50	12	40.0	40.0	21.80	322.06
4	73.7	204.46	12	40.0	40.0	21.80	322.06
5	135.6	237.95	12	40.0	40.0	21.80	429.42
6	207.9	280.44	12	40.0	40.0	21.80	536.77
7	240.4	281.85	12	40.0	40.0	21.80	536.77

Verifica pareti



Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

FONDAZIONE



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-321.9	215.2	17.8	17.8	577.5
2	-276.1	215.2	17.8	17.8	577.5
3 min	-130.2	176.7	17.8	17.8	564.0
3 max	181.1	64.7	17.8	17.8	524.9
4	137.6	94.2	17.8	17.8	535.2

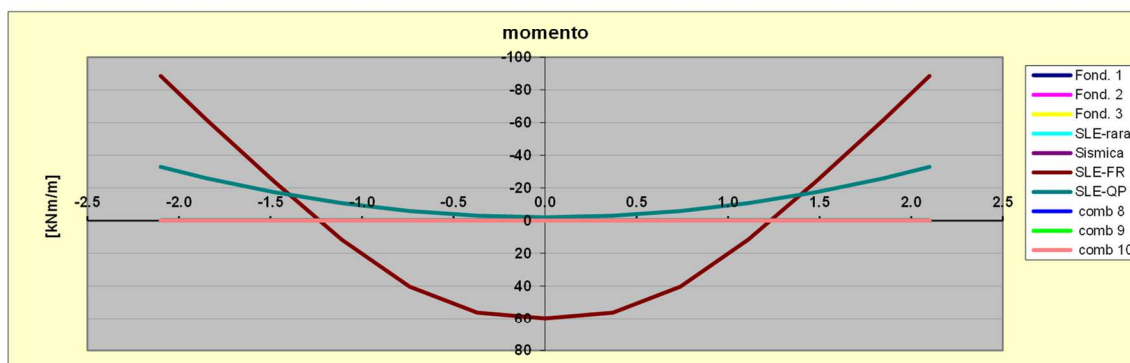
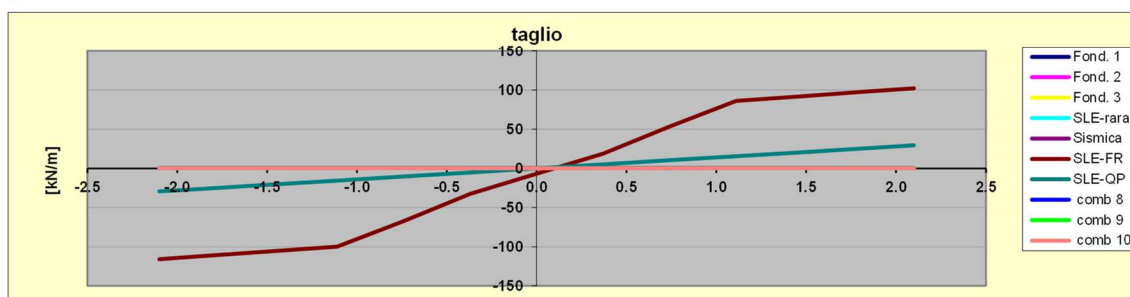
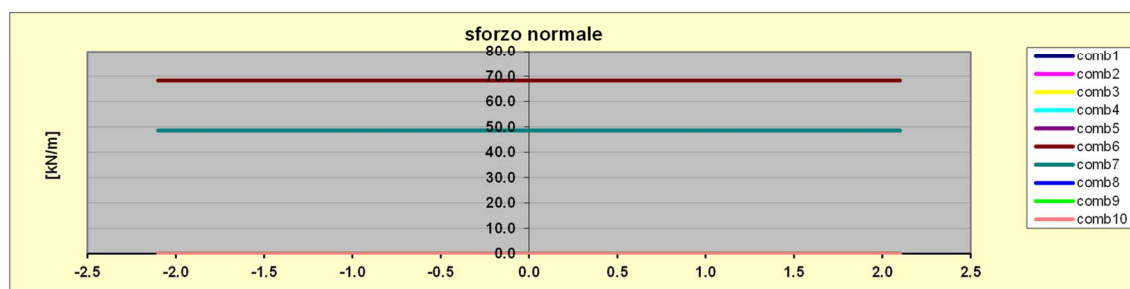
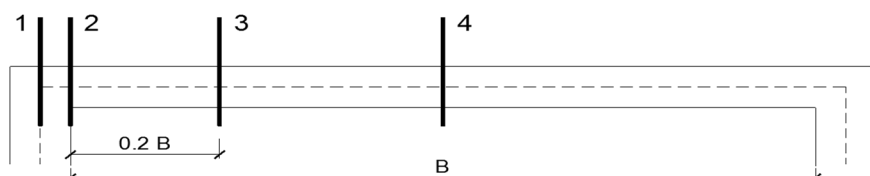
Verifica fondazione

Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	227.4	297.96	12	40.0	40.0	21.80	536.77	Armatura a taglio non necessaria
2	233.9	297.96	12	40.0	40.0	21.80	536.77	Armatura a taglio non necessaria
3	201.5	296.76	12	40.0	40.0	21.80	536.77	Armatura a taglio non necessaria
4	178.9	286.80	12	40.0	40.0	21.80	536.77	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

COMBINAZIONI FREQUENTE E QUASI PERMANENTE

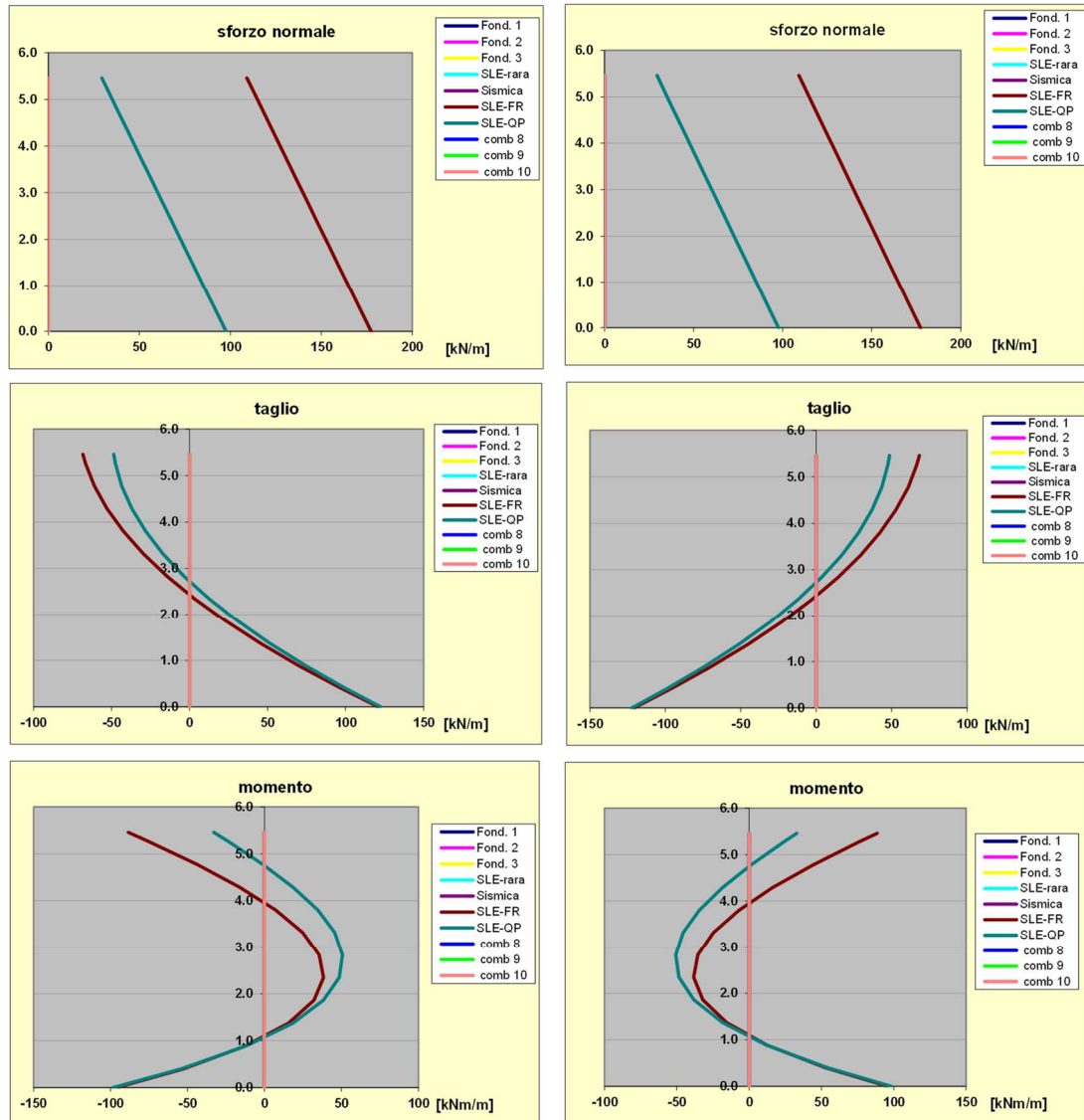
SOLETTA



sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-88.5	68.4	20	20	20.8	17.8	4.23	121.33	0.097
2	-61.7	68.4	20	20	20.8	17.8	2.98	80.02	0.064
3 min	-10.7	48.6	20	20	20.8	17.8	0.54	6.57	0.005
3 max	11.6	68.4	20	20	20.8	17.8	0.59	4.81	0.003
4	59.8	68.4	20	20	20.8	17.8	2.89	77.12	0.061

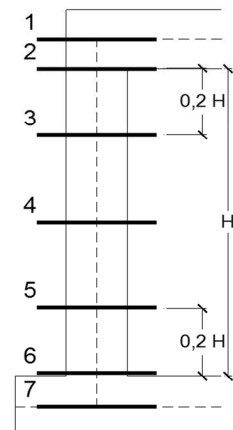
Verifica soletta

PARETI

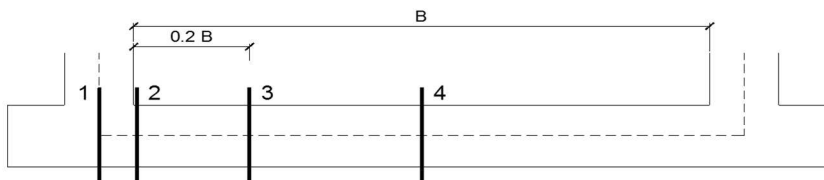
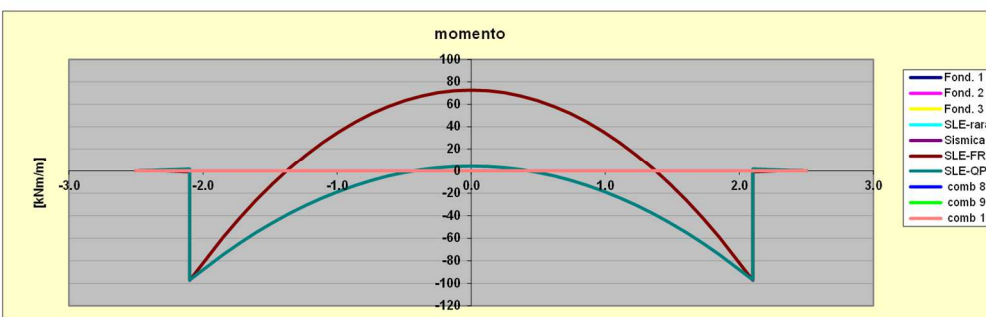
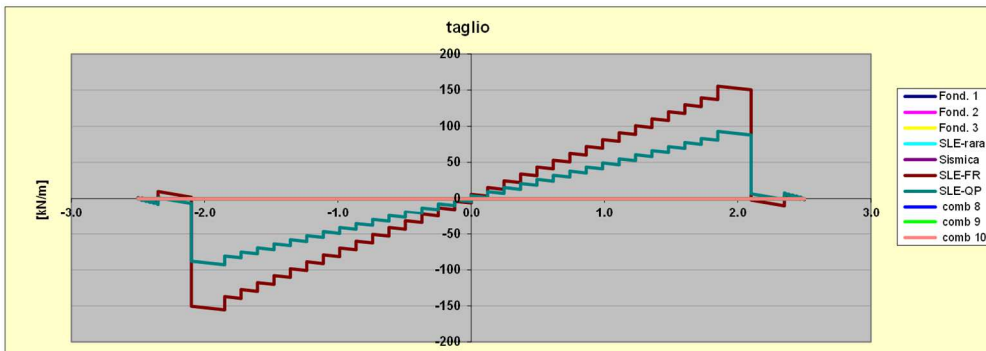
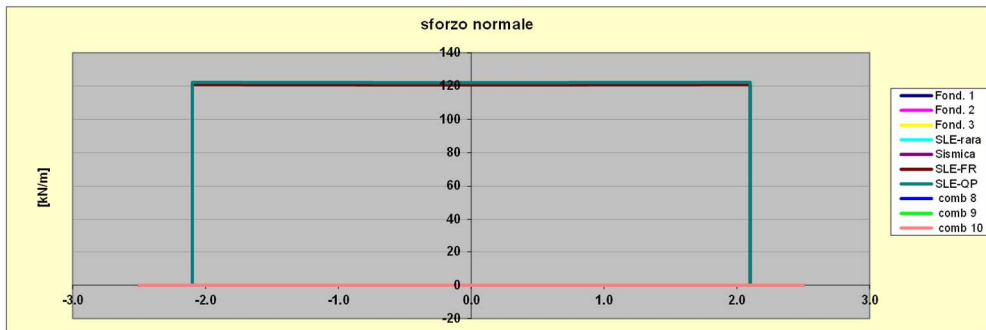
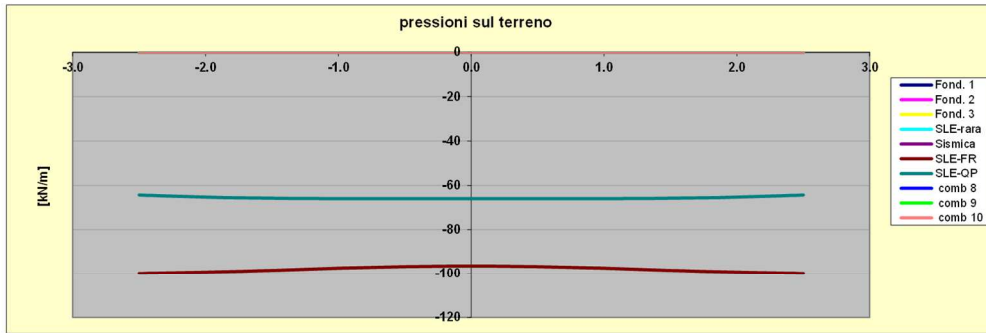


Verifica pareti

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-88.5	109.1	20	18	12.7	10.1	3.59	128.56	0.125
2	-75.0	111.6	20	18	12.7	10.1	3.05	102.13	0.099
3 min	-16.1	123.8	20	18	12.7	10.1	0.60	1.41	0.001
3 max	18.6	44.0	20	18	12.7	10.1	0.75	19.83	0.018
4 min	0.0	0.0	20	18	12.7	10.1	0.00		
4 max	50.7	62.3	20	18	12.7	10.1	2.06	73.78	0.072
5 min	0.0	0.0	20	20	15.7	10.1	0.00		
5 max	18.4	80.5	20	20	15.7	10.1	0.41	3.22	0.003
6	-54.2	92.7	20	20	15.7	10.1	0.89	24.09	0.028
7	-98.5	97.7	20	20	15.7	10.1	1.65	61.97	0.073



FONDAZIONE



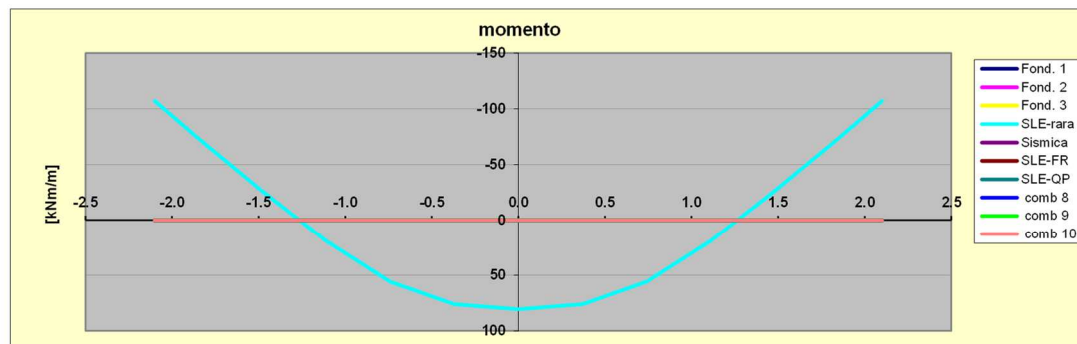
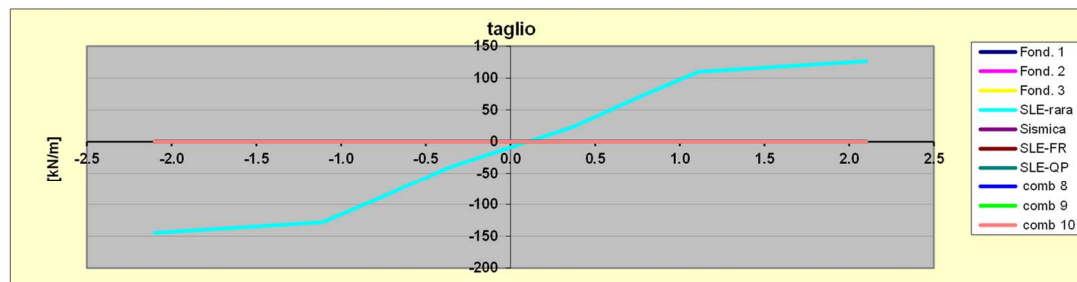
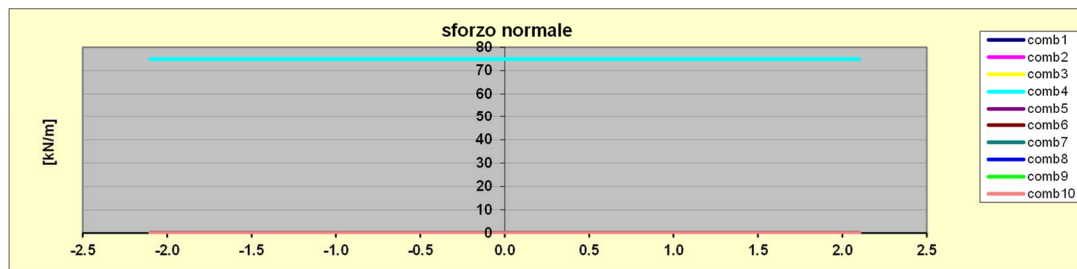
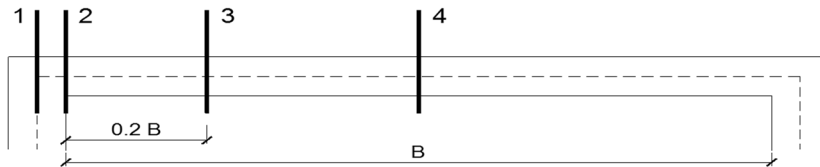
sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-97.2	120.8	20	18	17.8	17.8	1.48	48.17	0.048
2	-74.4	122.2	20	18	17.8	17.8	1.13	30.18	0.029
3 min	-24.1	122.1	20	18	17.8	17.8	0.35	0.71	0.001
3 max	25.5	120.7	20	18	17.8	17.8	0.36	1.06	0.001
4	72.6	120.6	20	18	17.8	17.8	1.10	29.20	0.028

Verifica fondazione

VERIFICA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – TENSIONE NEI MATERIALI

COMBINAZIONE RARA (CARATTERISTICA)

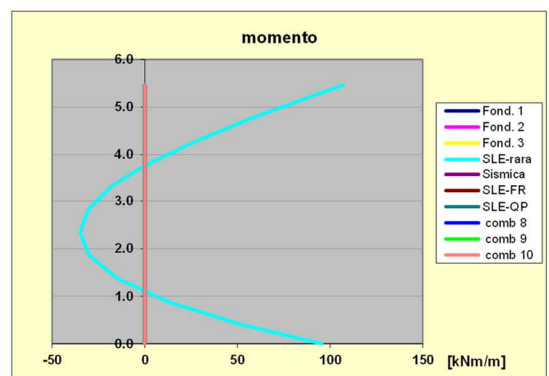
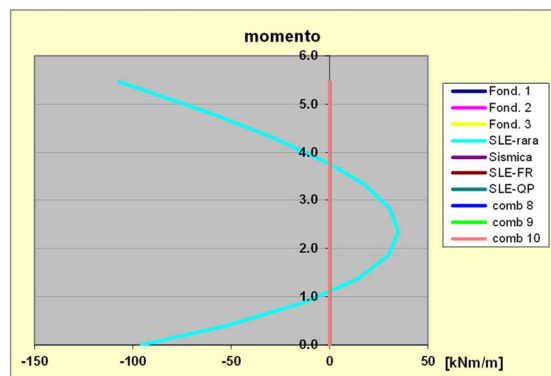
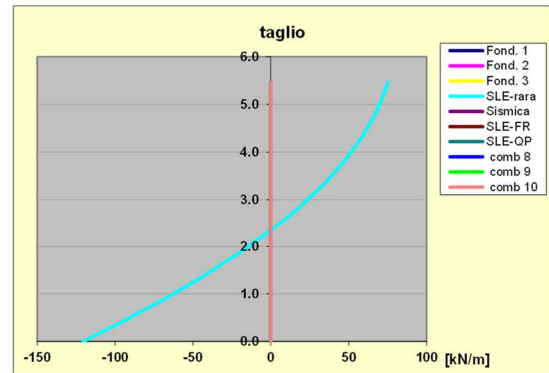
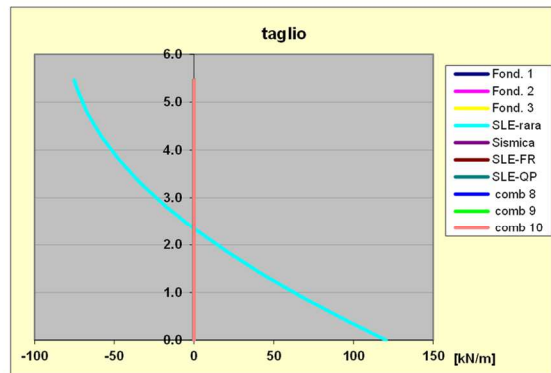
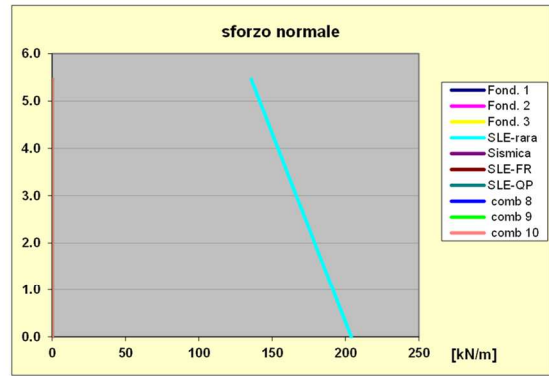
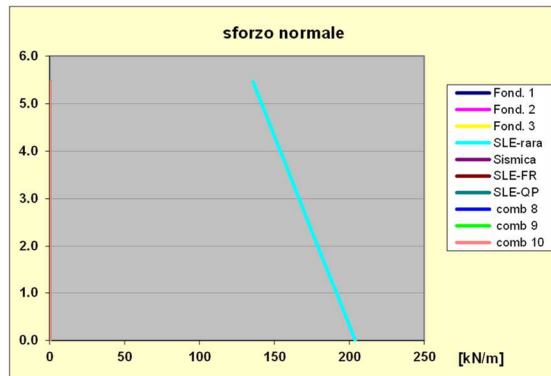
SOLETTA



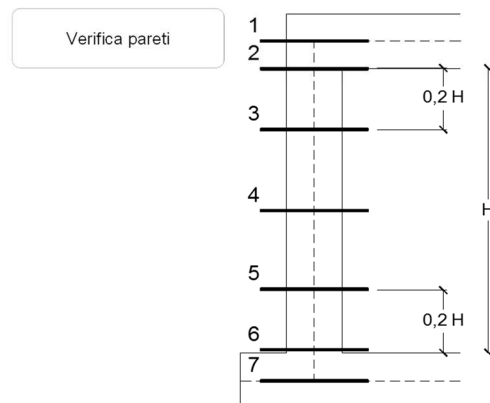
sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-107.0	75.0	20.8	17.8	5.11	148.47
2	-73.6	75.0	20.8	17.8	3.55	96.92
3 min	0.0	0.0	20.8	17.8	0.00	0.00
3 max	19.0	75.0	20.8	17.8	0.95	13.70
4	80.5	75.0	20.8	17.8	3.87	107.45

Verifica soletta

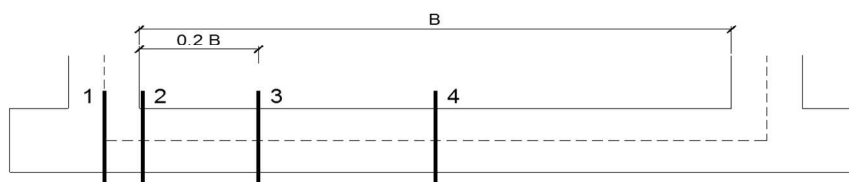
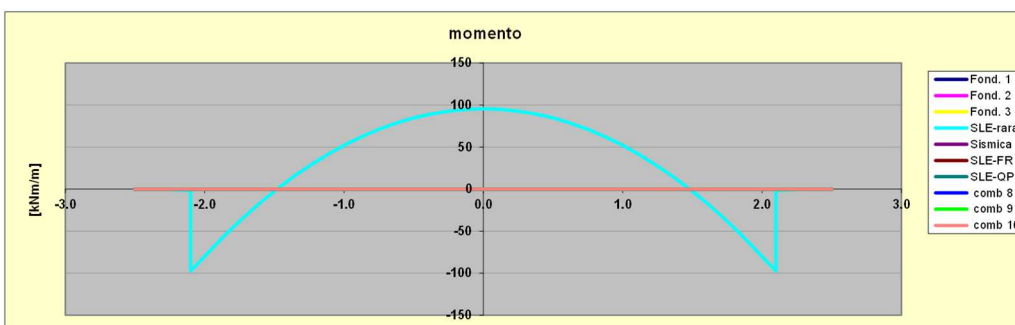
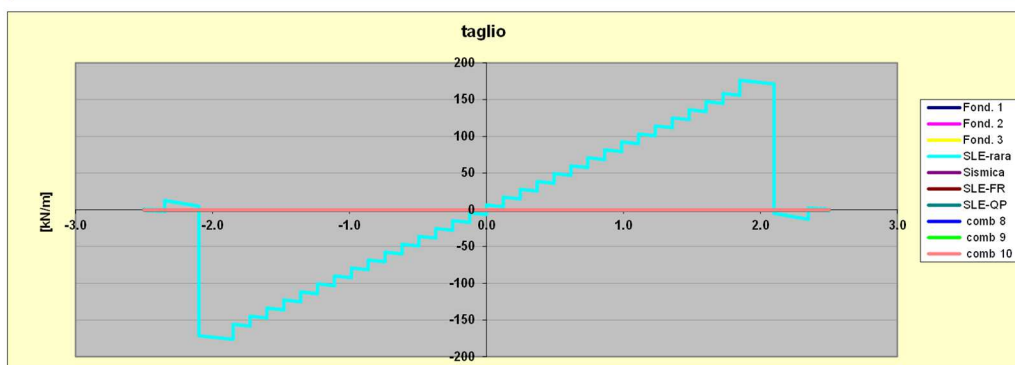
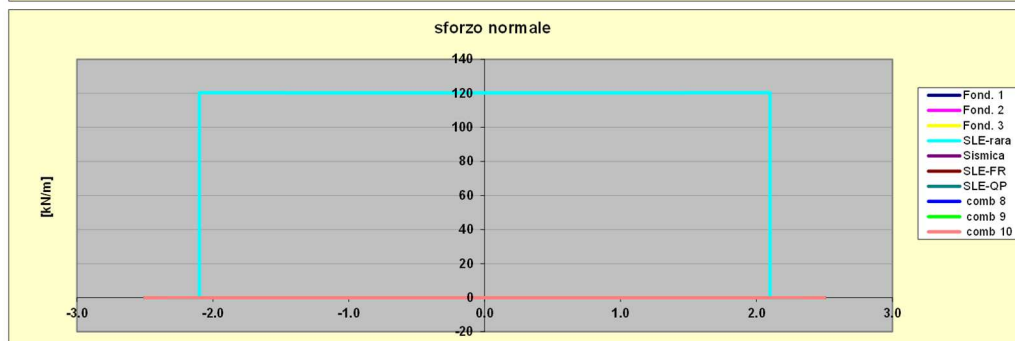
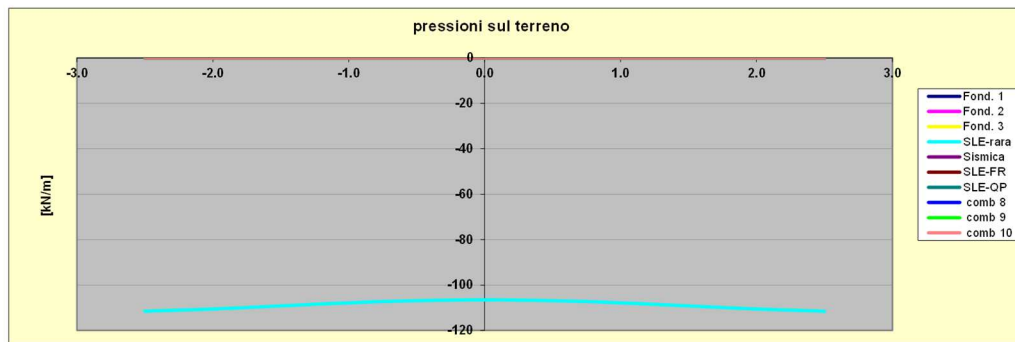
PARETI



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-107.0	135.7	12.7	10.1	4.34	154.15
2	-92.2	138.2	12.7	10.1	3.75	125.29
3 min	-27.7	150.4	12.7	10.1	1.03	8.70
3 max	0.0	0.0	12.7	10.1	0.00	0.00
4 min	0.0	0.0	12.7	10.1	0.00	0.00
4 max	35.0	174.6	12.7	10.1	1.32	13.54
5 min	0.0	0.0	15.7	10.1	0.00	0.00
5 max	14.6	186.8	15.7	10.1	0.90	1.07
6	-52.3	199.0	15.7	10.1	0.78	5.59
7	-95.6	204.0	15.7	10.1	1.54	33.30



FONDAZIONE



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-97.3	120.4	17.8	17.8	1.48	48.35
2	-53.9	120.4	17.8	17.8	0.80	15.54
3 min	0.0	0.0	17.8	17.8	0.00	0.00
3 max	42.0	120.2	17.8	17.8	0.60	7.93
4	95.4	120.2	17.8	17.8	1.45	46.91

Verifica fondazione

Tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

In riferimento alle verifiche svolte l'armatura principale in zona tesa maggiormente sollecitata sarà, quindi, costituita:

- soletta – mezzeraia: n. 5 Ø 20 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 Ø 18/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali.
- soletta – appoggi: n. 5 Ø 18 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 Ø 18/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali.
- pareti laterali: n. 5 Ø 20 al metro sul lato esterno + n. 5 Ø 16 al metro sul lato interno.
- fondazione: n. 5 + 5 Ø 18 al metro + ferri piegati costituiti da n. 1 Ø 18/40, disposti in accoppiamento ai ferri principali, oltre ai ferri di ripresa Ø20/20 in corrispondenza delle estremità della fondazione.

I ferri correnti saranno costituiti da Ø 12/20 sia sul lato esterno che sul lato interno delle sezioni, in tutti gli elementi strutturali del manufatto mentre per i ferri a taglio / ferri distanziali, dovranno essere previste staffe a “C” costituite da Ø 12/40/40 in fondazione e in soletta a sviluppo costante e da ferri Ø 12/40/40 sulle pareti a sviluppo variabile.

La seguente tabella riepiloga, quindi, le azioni risultanti in corrispondenza del baricentro della fondazione della costruzione per l'involuppo delle combinazioni di calcolo a SLU.

INVILUPPO AZIONI A SLU			
Combinazione	N [kN]	M [kN]	T [kN]
SLU	3520	3860	1170

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici z come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**.

Il problema è valutato in condizioni drenate, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 30° (Unità geotecnica I), coesione nulla, un approfondimento della fondazione ai

fini del calcolo pari a 3,0 m (dedotto lo strato superficiale), ed un livello della falda a circa -5,2 m dal p.c. relativo (-5,2 m circa da 568,10 m s.l.m.). La fondazione del ponte ha dimensioni lorde in pianta pari a m 5,00 (B) x 6,50 (L).

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	1,10	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	2,81	m
L'	6,50	m
Profondità fondazione	2,50	m
m	1,70	
N _y	22,40	
N _q	18,40	
N _c	30,14	
i _y	0,34	
i _q	0,50	
i _c	0,47	
s _y	0,83	
s _q	1,25	
s _c	1,26	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,24	
d _c	1,52	
z _y	0,89	
z _q	0,89	
z _c	0,95	
q_{lim}	830	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,83 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,83 / 2,3 \cong 0,36 \text{ N/mm}^2 \text{ (360 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 0,83 \text{ N/mm}^2 / 0,19 \text{ N/mm}^2 \cong 4,3 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 1170.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L$$

$$S_d = 2032.27 \quad (\text{kN})$$

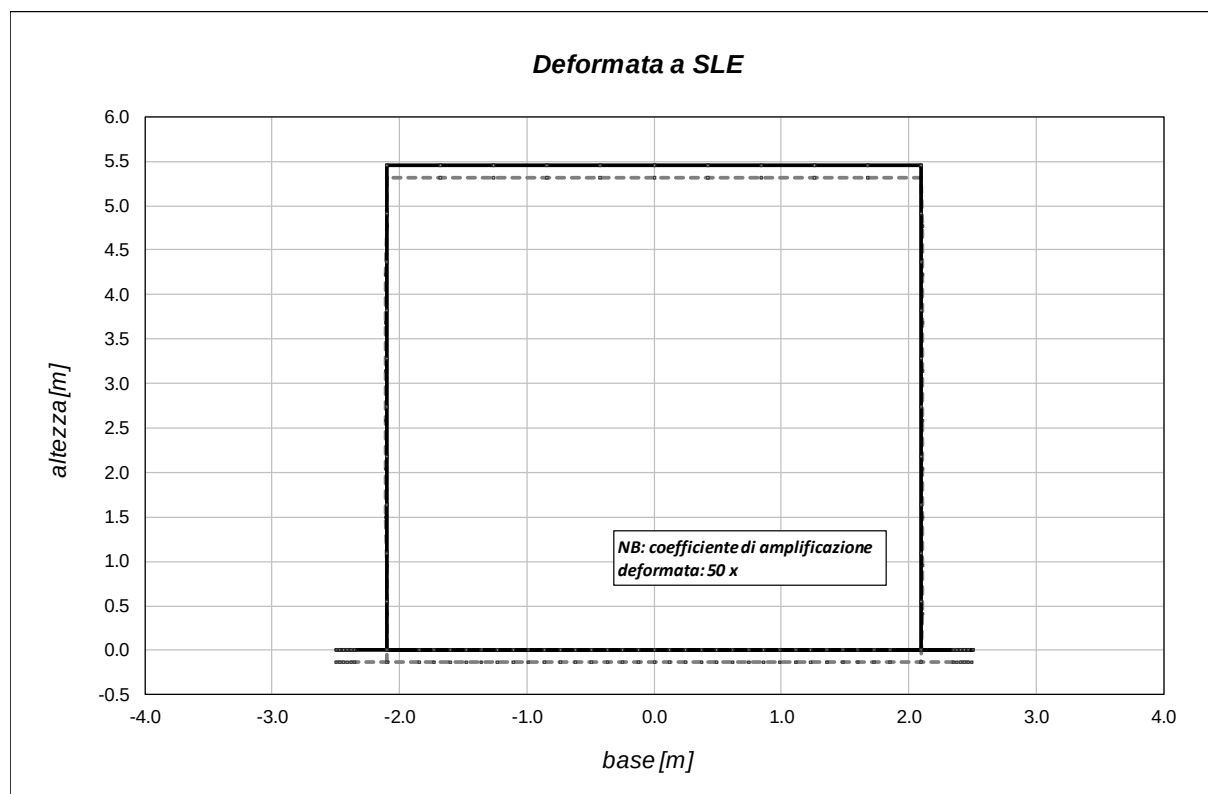
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 1.74 > \gamma_R$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Si riporta, infine, la stima dei cedimenti del sistema terreno-fondazione in esercizio (combinazione caratteristica):



Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri ($\cong 3$ mm). I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri ($1 \div 2$ mm). Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità dell'opera progettualmente prevista.

Le deformazioni in esercizio nel complesso della costruzione risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

8.5 Paratie provvisionali a sostegno degli scavi

Al fine di consentire il rifacimento dei tratti di canale fagatore ammalorati è prevista la realizzazione di due serie di paratie provvisionali in micropali $\varnothing 240$ mm disposti ad interasse di 30 cm, con tubolari in acciaio classe S355JR o equivalente (ex FE510) aventi sezione $\varnothing 139,7$ mm x 8 mm irrigiditi da trave di coronamento sommitale in c.c.a. di sezione cm 50x70.

Le caratteristiche geometriche dei tubolari per i micropali sono le seguenti:

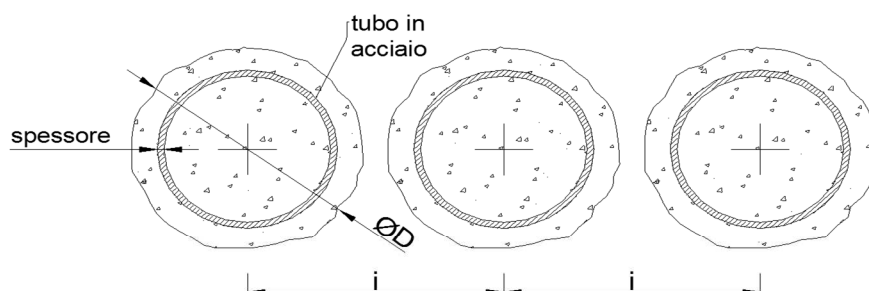
Micropali $\varnothing 240$ mm – tubolari d'armatura $\varnothing 139,7$ mm x 8 mm

D	t	M	A	I	i	Wel	Wpl	It	Ct	Sup. est.	L per ton
[mm]	[mm]	[kg/m]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[m ² /m]	[m/t]
139,7	8	26	33,1	720	4,66	103	139	1441	206	0,439	38,5

Si riporta nel seguito il calcolo dell'inerzia equivalente della tipologia di paratia in progetto:

Micropali $\varnothing 240$ mm – tubolari d'armatura $\varnothing 139,7$ mm x 8 mm – interasse 30 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	240 [mm]
Raggio	R	120 [mm]
Interasse	i	300 [mm]
Area sezione	A	45238,9 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	1,629E+08 [mm ⁴]

Diametro tubo d'armatura	Da	139,7 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	3310,0 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	7,203E+06 [mm ⁴]

MATERIALI

malta di iniezione

C25/30

Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33 [N/mm ²]
Modulo elastico	Ecls	31476 [N/mm ²]

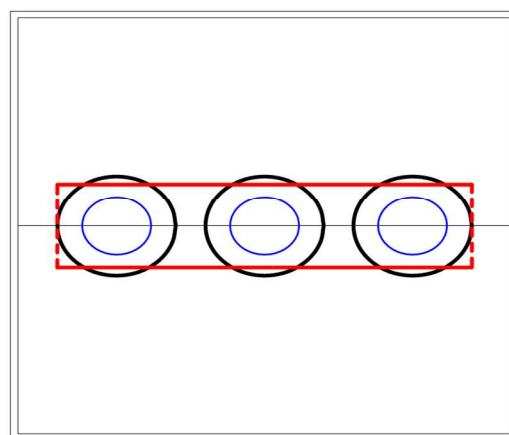
Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

- ☒ omogeneizza alla malta
☐ omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	21,37 [MN m ²]
-----------------------	----	----------------------------

Spessore equivalente	Seq	201,2 [mm]
----------------------	-----	------------



Si riportano, quindi, nel seguito i modelli di analisi e i principali risultati di calcolo della paratia provvisoria sopra elencata, effettuati per le sezioni caratterizzate da maggior profondità (tratto ponte coronamento diga) e pertinenti alle varie fasi costruttive previste in progetto, con indicazione dell'altezza di scavo e della possibile quota di falda (assunta sempre a favore di sicurezza).

Si rimanda, inoltre, alla *tavola grafica n. 10* di progetto.

8.5.1 Paratia provvisoria per rifacimento tratti canale fagatore e ponte coronamento diga

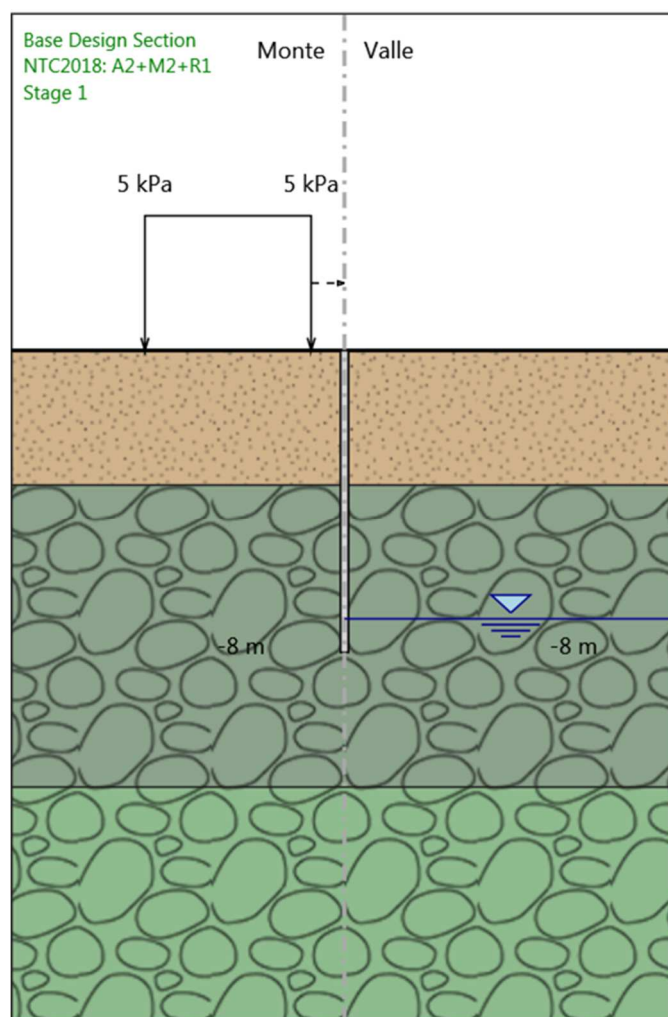
Vengono nel seguito riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote stratigrafiche.

Trattandosi di un'opera provvisoria che penetra non oltre l'unità geotecnica II e tenendo conto delle quote relative delle singole unità stratigrafiche, sono stati utilizzati i valori medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	Quota relativa m	Terreno	γ dry kN/m ³	γ sat kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	E kPa
1	0.0	Unità geotecnica I – Coltre superficiale e roccia alterata	17	20	31	7,5	40000
2	-4	Unità geotecnica II – Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-13	Unità geotecnica III – Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

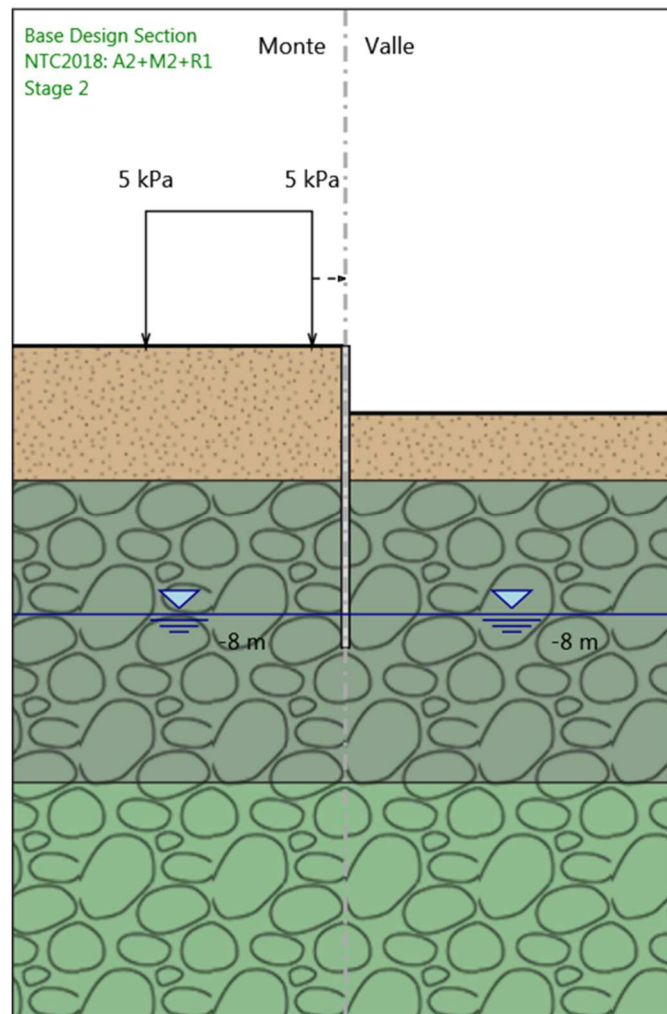
La quota della falda, trattandosi di strutture provvisorie con vita utile e finalità cantieristiche, è stata ragionevolmente e cautelativamente assunta in relazione alla quota di invaso massima prevista in concomitanza alle lavorazioni di cantiere e pari a circa 560,0 m s.l.m., ovvero a circa – 8,0 m rispetto al piano campagna di riferimento del piazzale a tergo delle opere (circa 568,00 m s.l.m.).

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



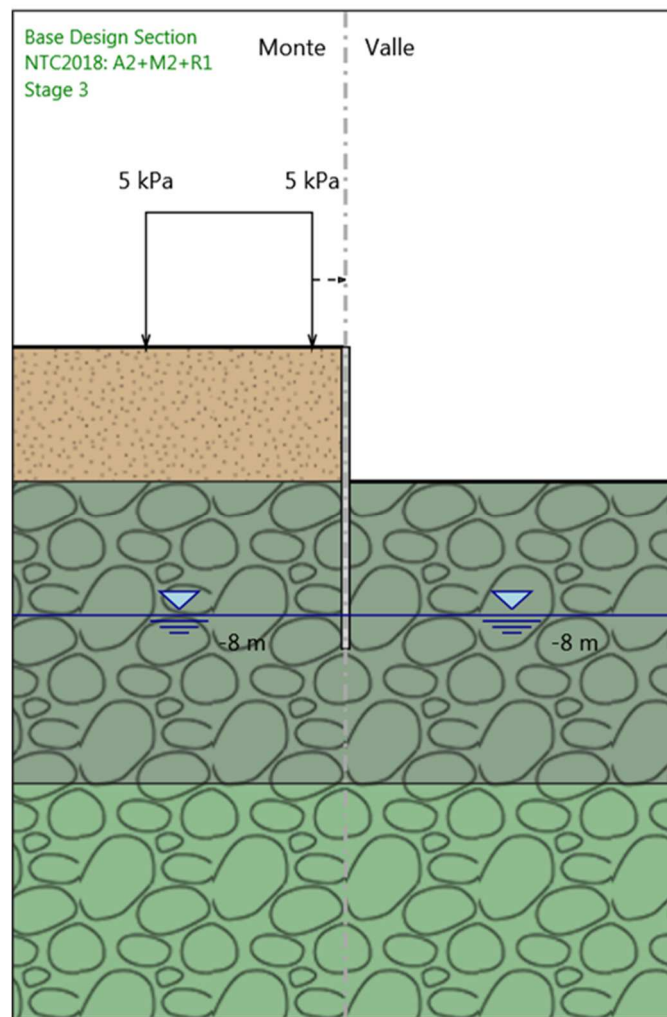
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a.

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,0 m circa



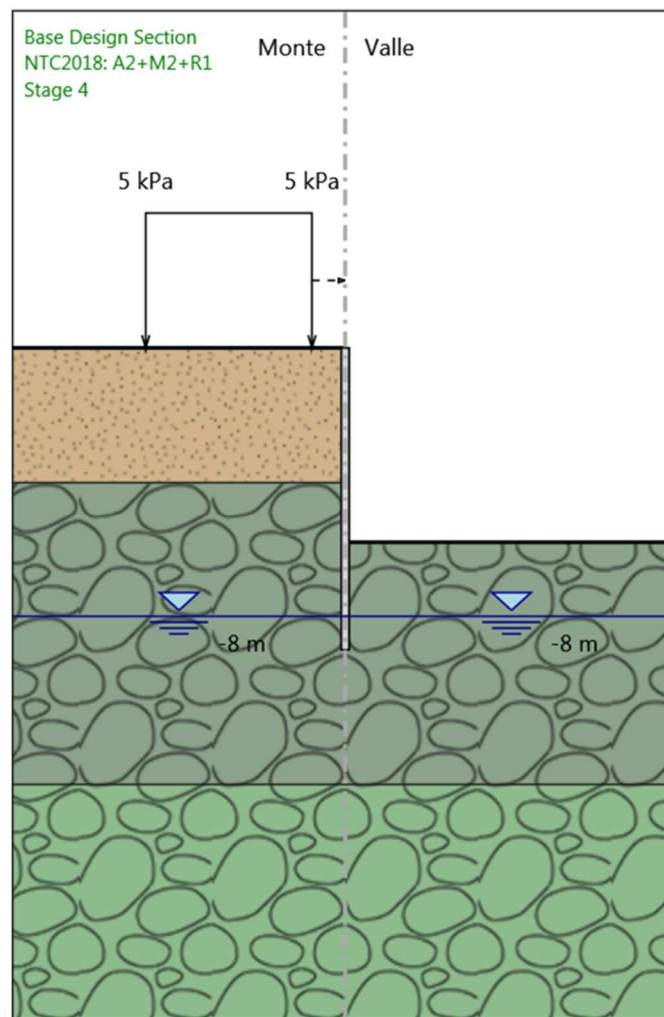
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di circa -2,0 m da p.c..

FASE 3 – scavo a quota relativa -4,0 m circa



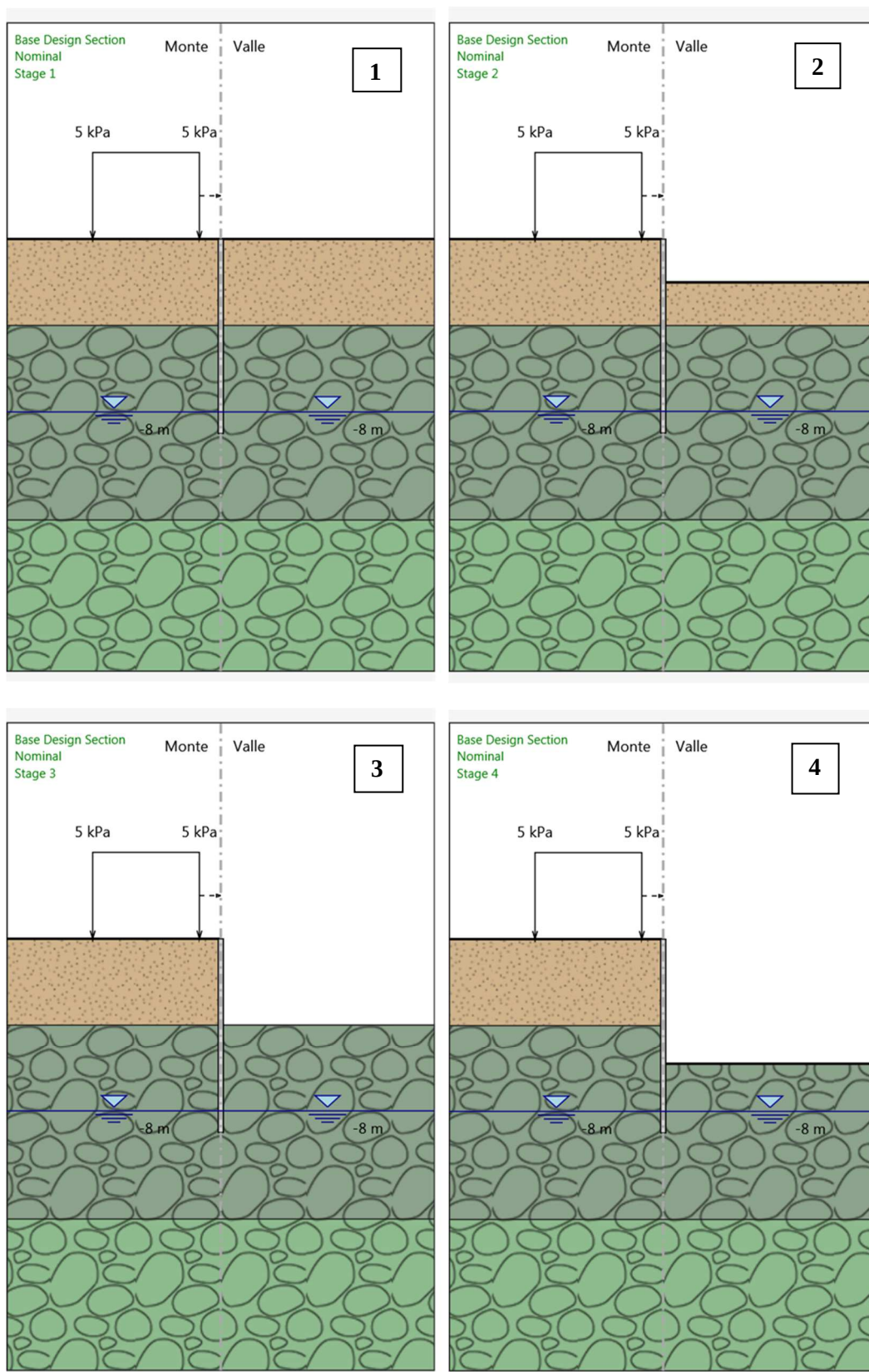
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di circa -4,0 m da p.c..

FASE 4 – scavo a quota relativa -5,8 m circa



Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di circa -5,8 m da p.c..

RIEPILOGO FASI DI SCAVO



RIEPILOGO RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>

Parete sinistra

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.07 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.13 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia

Max. momento (assoluto) [kNm/m] 62.33 Z = -6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Max. taglio [kN/m] 61.5 Z = -6.8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.398 Z = -6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.045 Z = -6.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete sinistra

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.1 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.21 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia

Max. momento (assoluto) [kNm/m] 86.06 Z = -6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

Max. taglio [kN/m] 84.53 Z = -6.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.55 Z = -6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.062 Z = -6.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

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

Parete sinistra

Min. spostamento laterale [mm] -0.03 Z = -7 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. spostamento laterale [mm] 26.47 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.07 D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.13 D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia

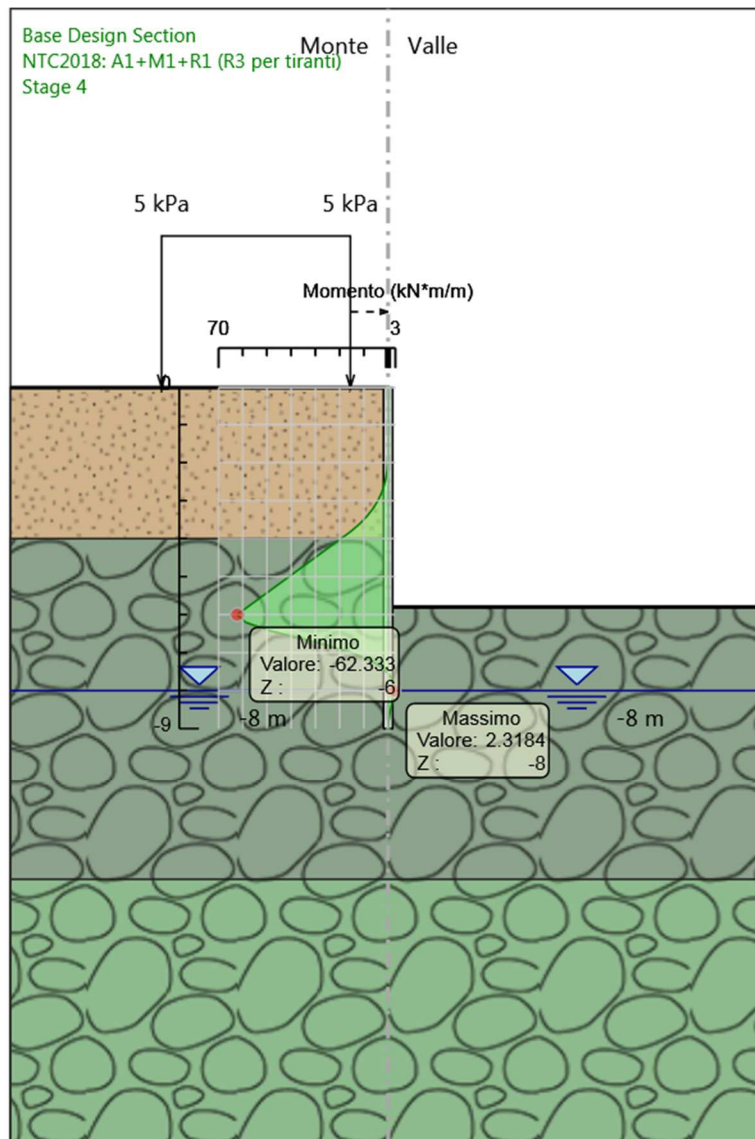
Max. momento (assoluto) [kNm/m] 47.28 Z = -6 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. taglio [kN/m] 46.75 Z = -6.6 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.302 Z = -6 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

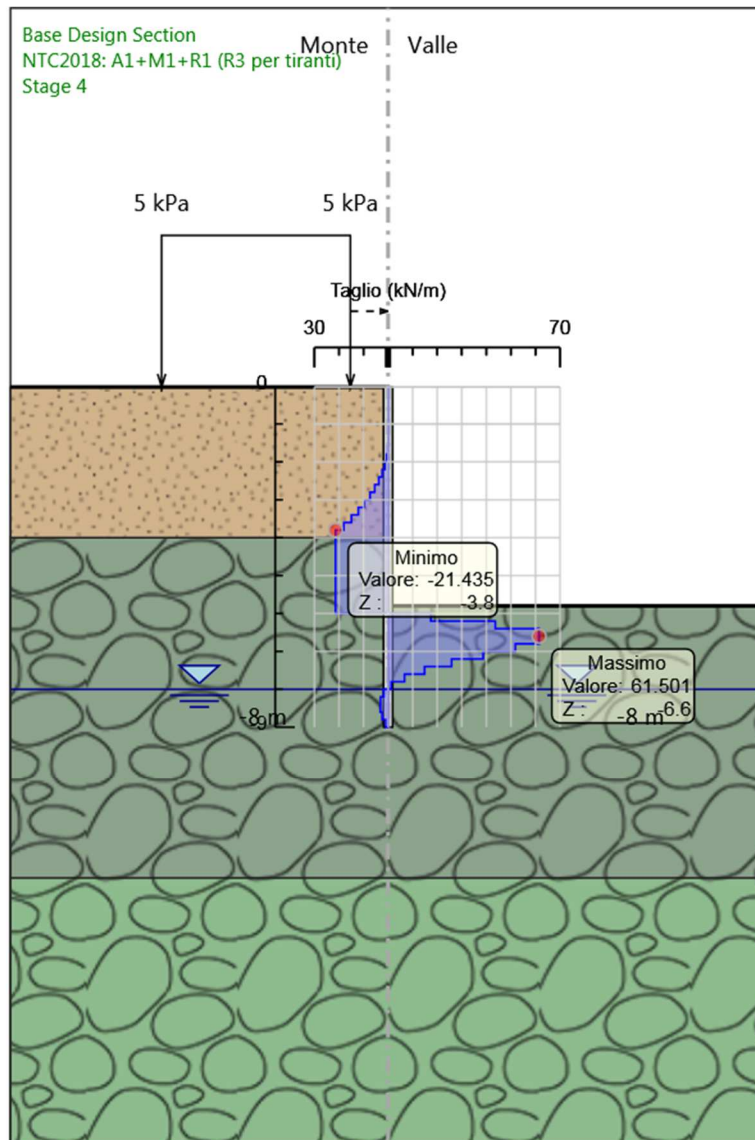
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.034 Z = -6.4 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

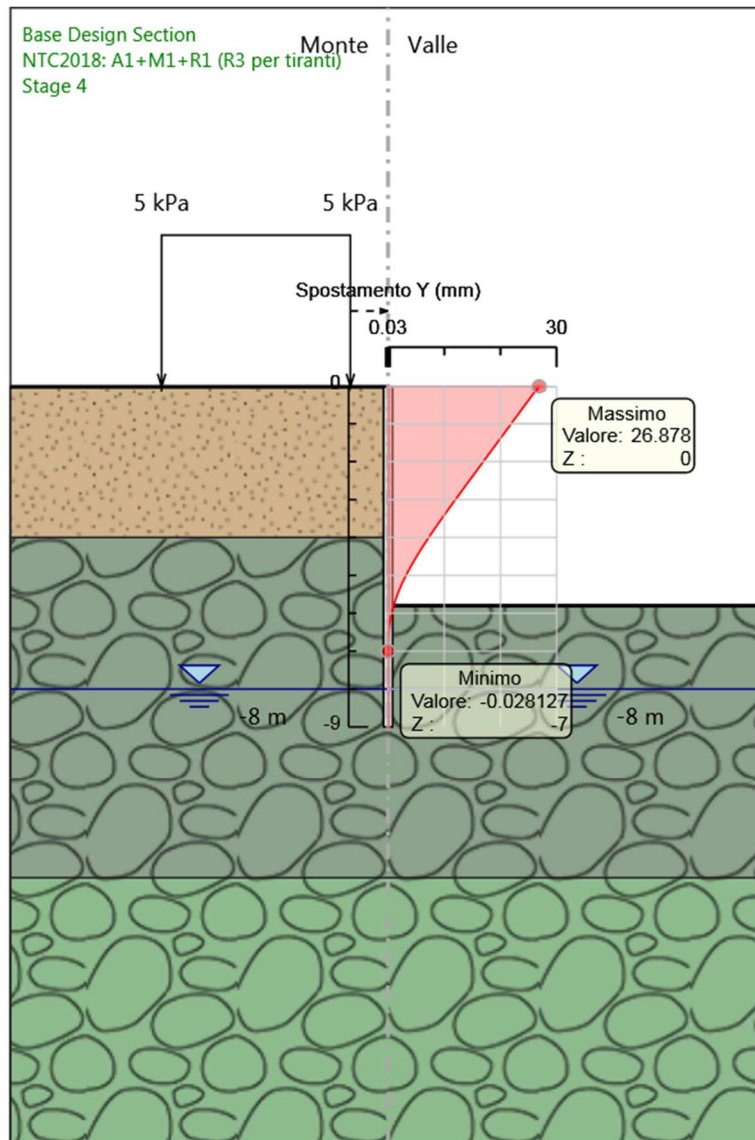
MOMENTO FLETTENTE



TAGLIO

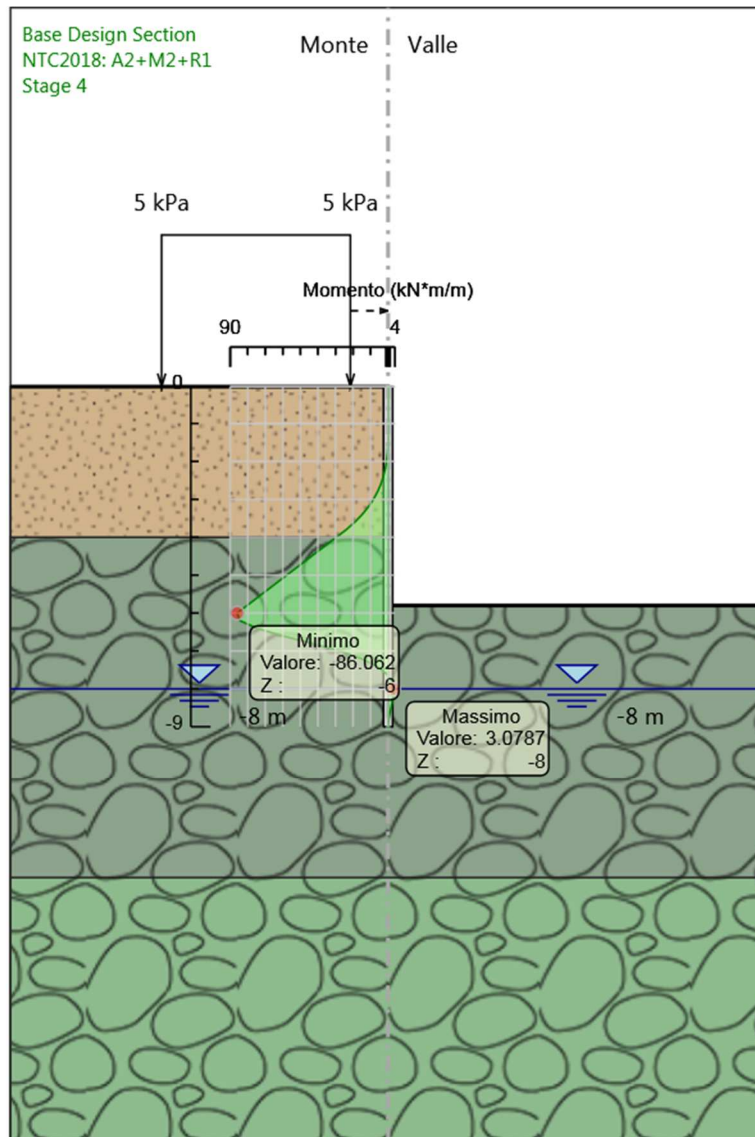


DEFORMATA / SPOSTAMENTI

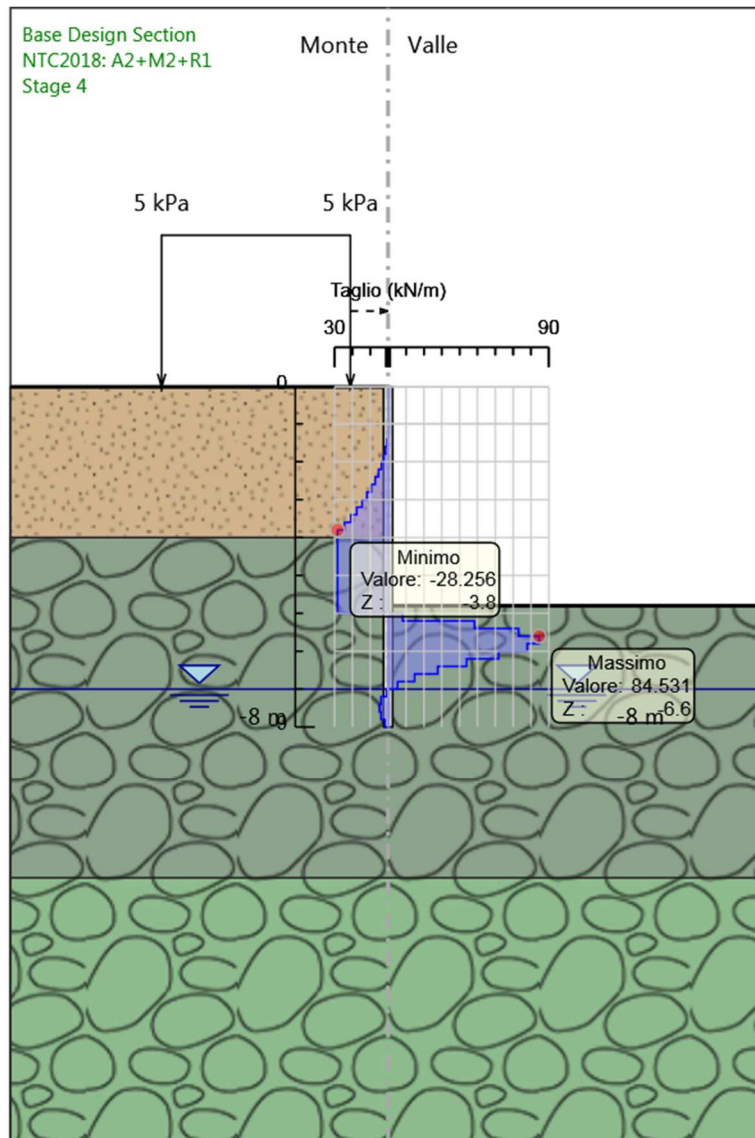


GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

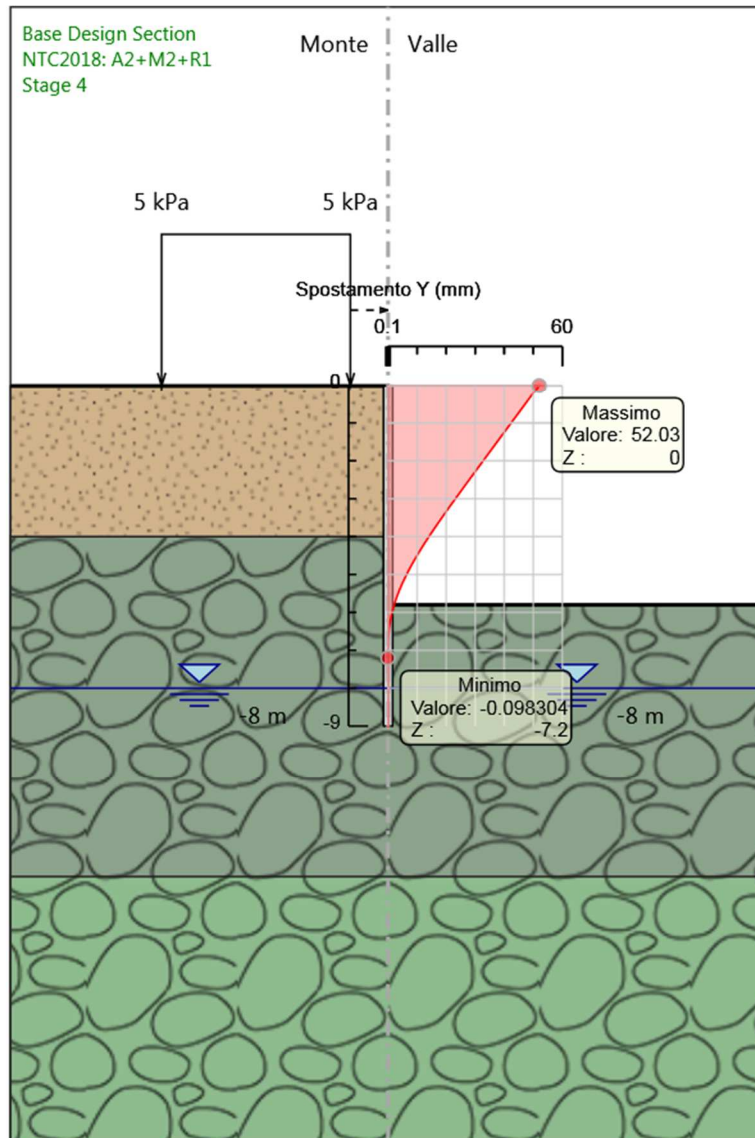
MOMENTO FLETTENTE



TAGLIO

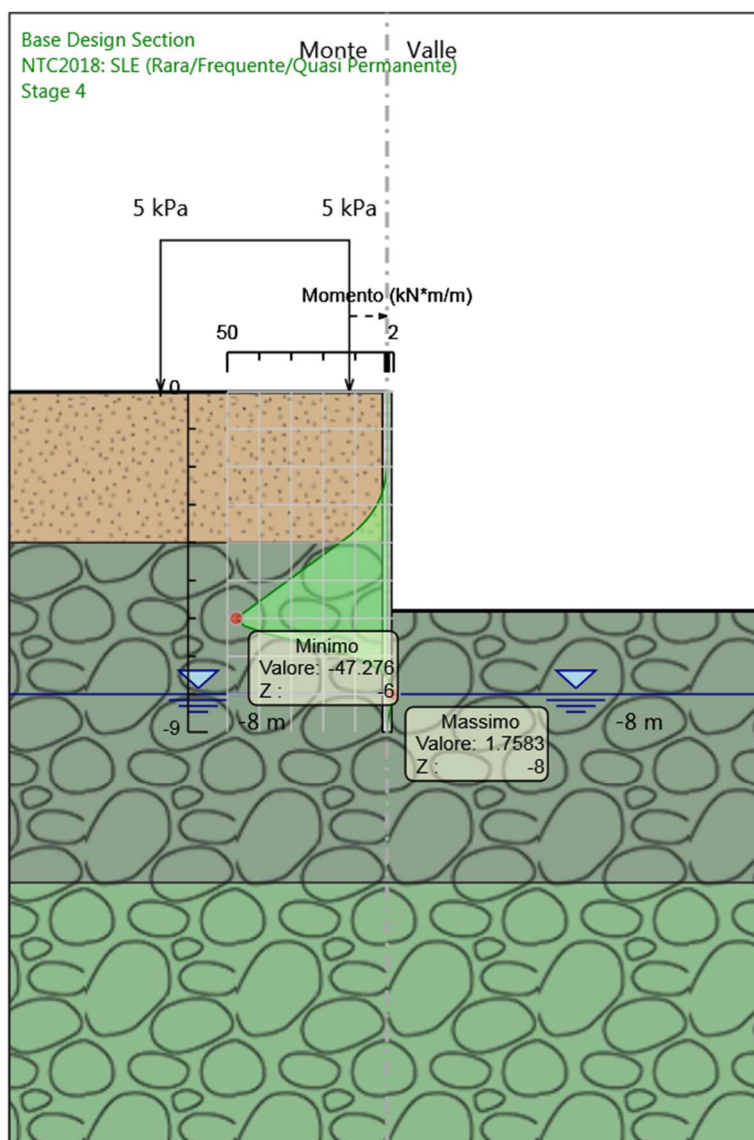


DEFORMATA / SPOSTAMENTI

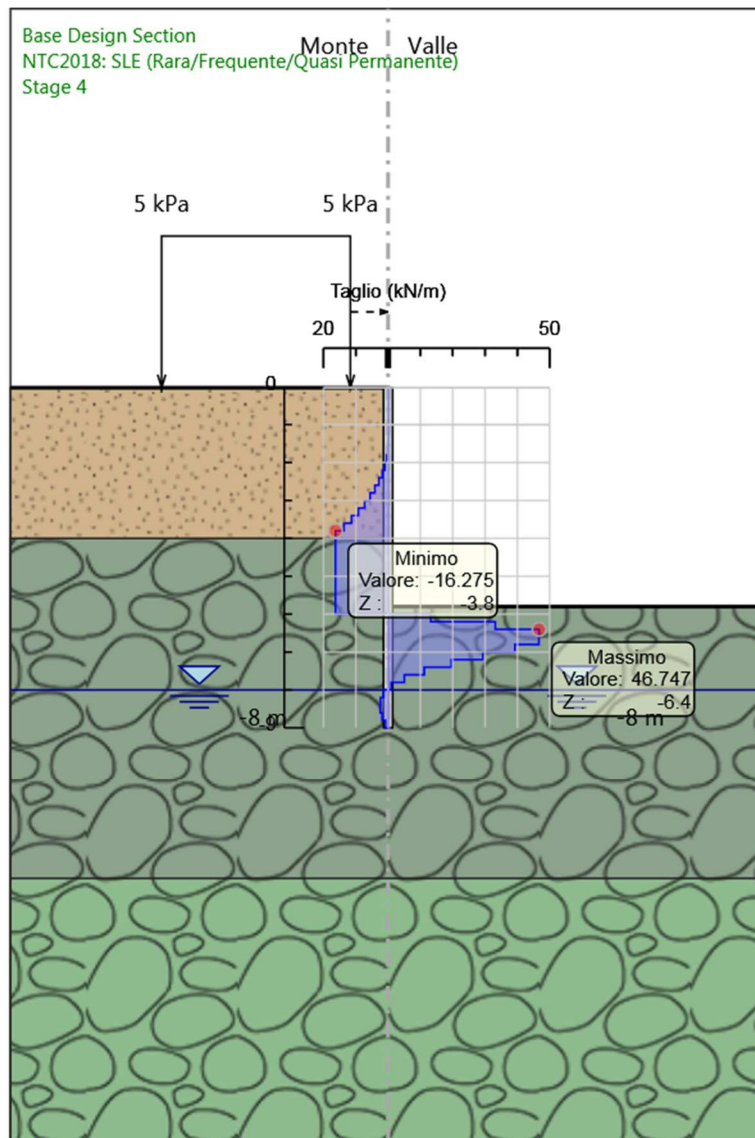


GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)
SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

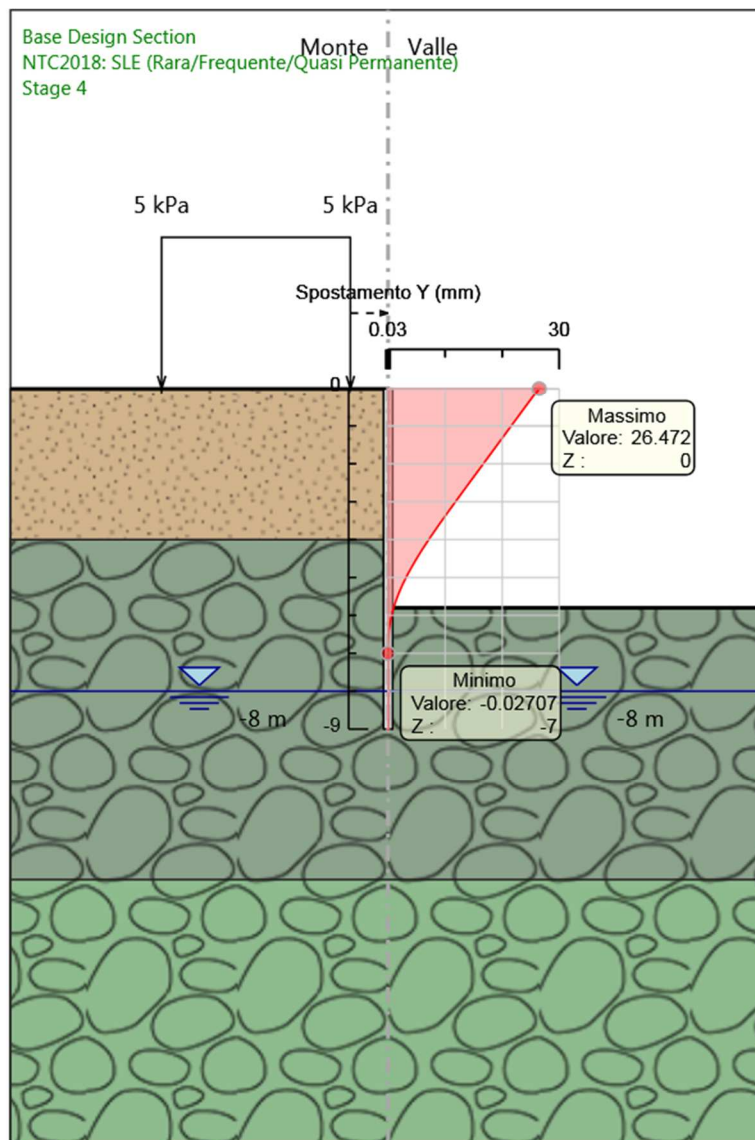
MOMENTO FLETTENTE



TAGLIO



DEFORMATA / SPOSTAMENTI



RIEPILOGO VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO	VERIFICATO
-6,0	55% (A2+M2+R1)	SI

RIEPILOGO VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO	VERIFICATO
-6,6	6% (A2+M2+R1)	SI

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo, considerati nelle condizioni più gravose di calcolo, posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio ($<0,005H \approx 5$ cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

8.6 *Manufatti a minore rilevanza strutturale*

In progetto sono, infine, previsti manufatti caratterizzati da una minore rilevanza strutturale, quali i pilastrini in c.c.a. a supporto degli elementi per le collimazioni.

Relativamente ai presenti manufatti, trattandosi di opere minori, con dimensioni e geometria di limitata importanza, non sono stati effettuati calcoli di verifica e dimensionamento specifici, ritenendo, in tal senso, più che sufficiente e consona l'assunzione di armature compatibili con le percentuali minime previste da normativa e conformi a dettagli costruttivi delle N.T.C.-2018. Si è, inoltre, fatto riferimento a comprovate esperienze costruttive assunte nella progettazione e direzione lavori di manufatti analoghi per forma, dimensioni, geometria, azioni agenti e funzionalità.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali di dette opere si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

9. Valutazione dei risultati e validazione della modellazione

I risultati ottenuti con l'ausilio dei modelli di calcolo agli elementi finiti sono stati opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli semplificati sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati ottenuti secondo quanto previsto dal *paragrafo 10.2.1* del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018).

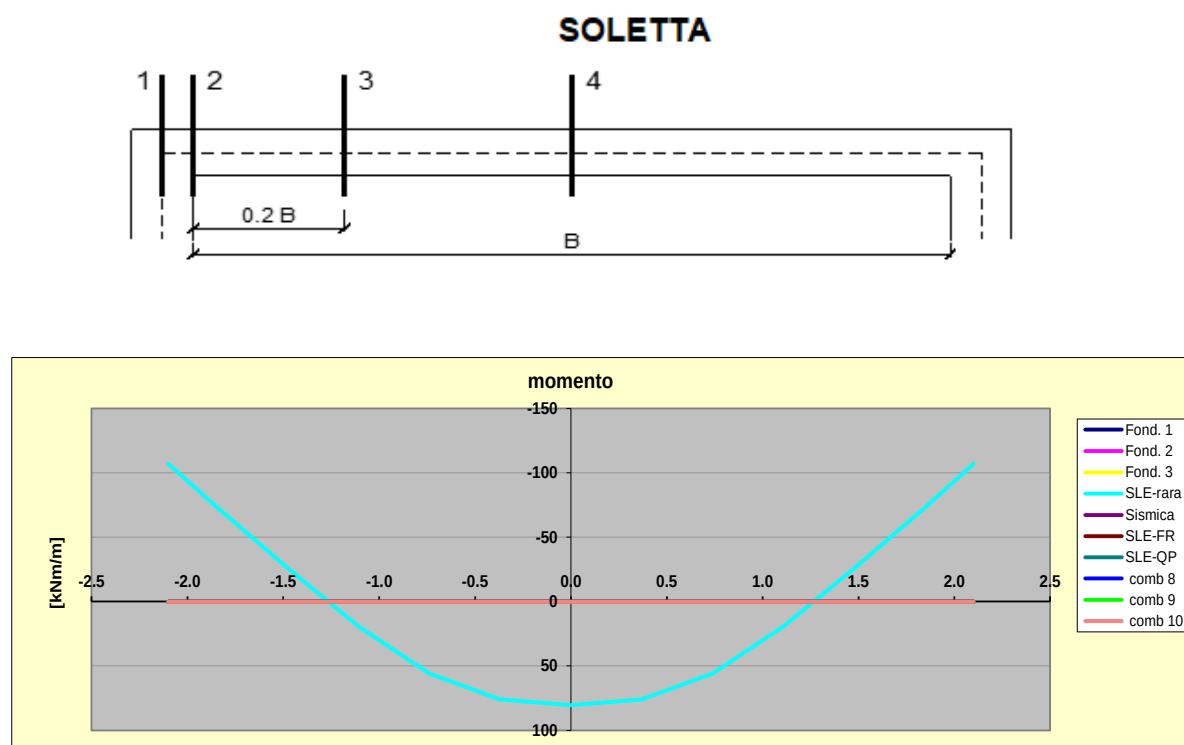
Le verifiche sono state, pertanto, in particolare svolte in riferimento al manufatto scatolare e muro di sponda del canale fagatore considerando le strutture con schemi statici rispettivamente “a portale incastrato alle base” e “a mensola incastrata su un lato”.

I diagrammi di sollecitazione ottenuti sono stati, quindi, confrontati con i risultati numerici di calcolo ottenibili applicando le formule associate ai *diagrammi di sollecitazione* di letteratura secondo la *Scienza delle Costruzioni*.

Carico uniforme sulla traversa	Reazioni
	$V_A = V_B = \frac{p \cdot l}{2}; \quad H_A = H_B = \frac{pl^2}{4h(2+k)}; \quad \text{dove } k = \frac{J_I}{J_h} \cdot \frac{h}{l}$ $M_A = M_B = \frac{pl^2}{12(2+k)}$
	Momenti
	$M_C = M_D = -\frac{pl^2}{6(2+k)}$ $M_{l/2} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{6(2+k)}$

Figura 23 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a portale con incastro in fondazione.

Dal modello di calcolo relativo al **ponte di collegamento del coronamento diga** si ottengono, quindi, il seguente diagramma di sollecitazione a momento flettente a SLE per la soletta superiore:



Di seguito vengono riportati, invece, i diagrammi di sollecitazione di tipo statico per una trave incastrata ad un estremo con carico distribuito variabile linearmente e distribuito costante (figg. 24 e 25). Tali schemi corrispondono al caso di muro verticale soggetto alla spinta del terreno e ad un carico accidentale come per il caso del **muro di sponda del canale fuggatore**.

Schema	Relazioni
- Trave incastrata a un estremo con carico distribuito variabile con legge lineare (triangolare)	$R_A = \frac{q \cdot l}{2}$ $T_A = R_A$ $M_{max} = M_A = -\frac{q \cdot l^2}{6}$ $f = \frac{1}{30} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$

Figura 24 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata ad un estremo con carico distribuito variabile linearmente.

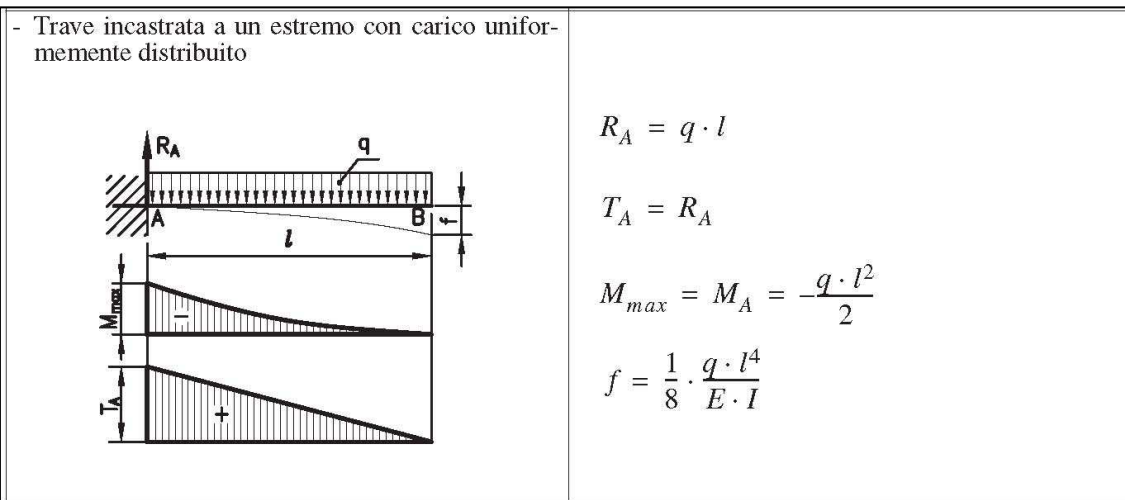


Figura 25 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata ad un estremo con carico distribuito costante.

Mediante il modello di calcolo semplificato, relativamente al **muro di sponda del canale fuggatore**, assoggettato all' azione della spinta del terreno e un sovraccarico uniformemente distribuito una singola porzione di parete con altezza fuori terra pari a circa 4,4 m e spessore 85 cm, si ottengono i seguenti valori caratteristici di sollecitazione (momento flettente M_{tot} su sezione d-d):

Spinta del terreno:

$$S_T = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{ka + k0}{2} \cdot \cos\left(\frac{2}{3}\phi\right) = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (4,86)^2 \cdot 0,463 \cdot \cos\left(\frac{2}{3} \cdot 30^\circ\right) = 97,6 \frac{kN}{m}$$

Momento flettente terreno (SLU) su sezione d-d:

$$M_T = S_T \cdot \gamma_G \cdot \frac{H}{3} = 97,6 \cdot 1,3 \cdot \frac{4,86}{3} = 205,5 \text{ kNm/m}$$

Spinta sovraccarico in condizioni statiche:

$$S_q = q \cdot \frac{ka + k0}{2} \cdot H \cdot \cos\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 5 \cdot 0,463 \cdot 4,86 \cdot \cos\left(\frac{2}{3} \cdot 30^\circ\right) = 10,6 \frac{kN}{m}$$

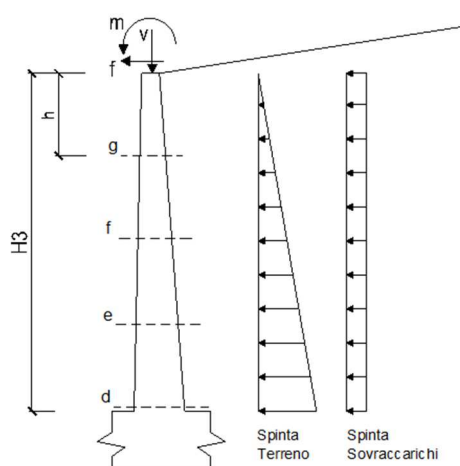
Momento flettente sovraccarico (SLU) su sezione d-d:

$$M_q = S_q \cdot \gamma_Q \cdot \frac{H}{2} = 10,6 \cdot 1,5 \cdot 2,43 = 38,6 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente totale su sezione b-b a stato limite ultimo:

$$M_{tot} = M_T + M_q = 205,5 + 38,6 = 244,1 \text{ kNm/m}$$

Dal modello di calcolo relativo al **muro di sponda del canale fugatore**, estrapolando l'analoga porzione di parete laterale con altezza pari a circa 4,86 m assoggettata alla spinta del terreno e sovraccarico uniformemente distribuito a tergo dell'opera si ottengono, quindi, i seguenti valori di sollecitazione a momento flettente a SLU e in particolare è possibile notare la congruenza di valori di momento flettente per la sezione d-d rispetto al calcolo semplificato:



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.86	205.79	38.57	0.00	244.36	0.00	75.94	75.94
e-e	3.65	86.82	21.70	0.00	108.51	0.00	51.83	51.83
f-f	2.43	25.72	9.64	0.00	35.37	0.00	31.13	31.13
g-g	1.22	3.22	2.41	0.00	5.63	0.00	13.86	13.86

Dal confronto dei risultati ottenuti mediante i modelli di valutazione semplificata con quelli desunti dai fogli di calcolo numerici si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruenza ed omogeneità dell'andamento dei diagrammi di sollecitazione di calcolo e, aggiuntivamente per il modello relativo al canale di presa, una sostanziale congruità ed analogia dei valori di calcolo delle sollecitazioni a meno di una limitata ed accettabile tolleranza contenuta entro l'1%.

Visto e considerato quanto sopra riportato si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione del manufatto scatolare e del muro di sponda del canale fugatore con l'ausilio di fogli di calcolo numerico possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti ai sensi del paragrafo 10.2.1 delle N.T.C.-2018.

ALLEGATO 1

CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO SUI CAMPIONI DI ROCCIA



TECNO PIEMONTE S.p.A.

CENTRO PROVE – RICERCHE – AMBIENTE – SERVIZI PER INGEGNERIA
AUT. MIN.: INTERNO - SALUTE - SVILUPPO ECONOMICO – ISTRUZIONE UNIVERSITA' E RICERCA
INFRASTRUTTURE E TRASPORTI ART. 20 LEGGE 1086/71 – DPR. 380/01
INDAGINI – GEOTECNICA TERRENI E ROCCE - MARCATURA CE ORGANISMO NOTIFICATO N° 1372



Committente:

STECI S.r.l.
Corso Libertà, 162
13100 VERCELLI

CERTIFICATO DI PROVA N°	00008/GT	DEL	30/01/2019	pagina 1 di 3
Verbale di accettazione n°	66/GT	del	28/01/2019	Vs. rif. : -

SETTORE	GEOTECNICA - PROVE DI LABORATORIO SULLE ROCCE		
CANTIERE	Diga di Pianfei (CN)		
ENTE APPALTANTE	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi		
DIRETTORE DEI LAVORI	-		
DESCRIZIONE MATERIALE	n. 2 spezzoni di carotaggi in roccia Sondaggio: S1 Provenienza: cantiere Ubicazione prel.: - Data prelievo: maggio 2017	DATA ARRIVO AL LABORATORIO	
		28/01/2019	
		MODALITA' DI ACCETTAZIONE	
		Consegnato dal Committente	
PROVE ESEGUITE	Prova di compressione monoassiale Determinazione della massa volumica apparente	NORMA DI RIFERIMENTO	
		ASTM D7012 UNI EN 1936	

I risultati si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova (UNI CEI EN ISO/IEC 17025)

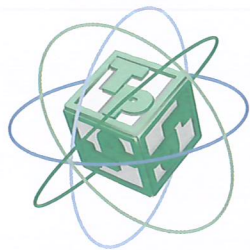
LO SPERIMENTATORE	Dott. Geol. Mauro BIANCO
IL DIRETTORE DEL LABORATORIO GEOTECNICO	Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com



TECNO PIEMONTE S.p.A.

CENTRO PROVE - RICERCHE - AMBIENTE - SERVIZI PER INGEGNERIA
AUT. MIN.: INTERNO - SALUTE - SVILUPPO ECONOMICO - ISTRUZIONE UNIVERSITA' E RICERCA
INFRASTRUTTURE E TRASPORTI ART. 20 LEGGE 1086/71 - DPR. 380/01
INDAGINI - GEOTECNICA TERRENI E ROCCE - MARCATURA CE ORGANISMO NOTIFICATO N° 1372



Committente:	STECI S.r.l.		
Certificato di prova n.:	00008/GT	del	30/01/2019
Verbale di accettazione n.:	66/GT	del	28/01/2019
Vs. rif.:	-		

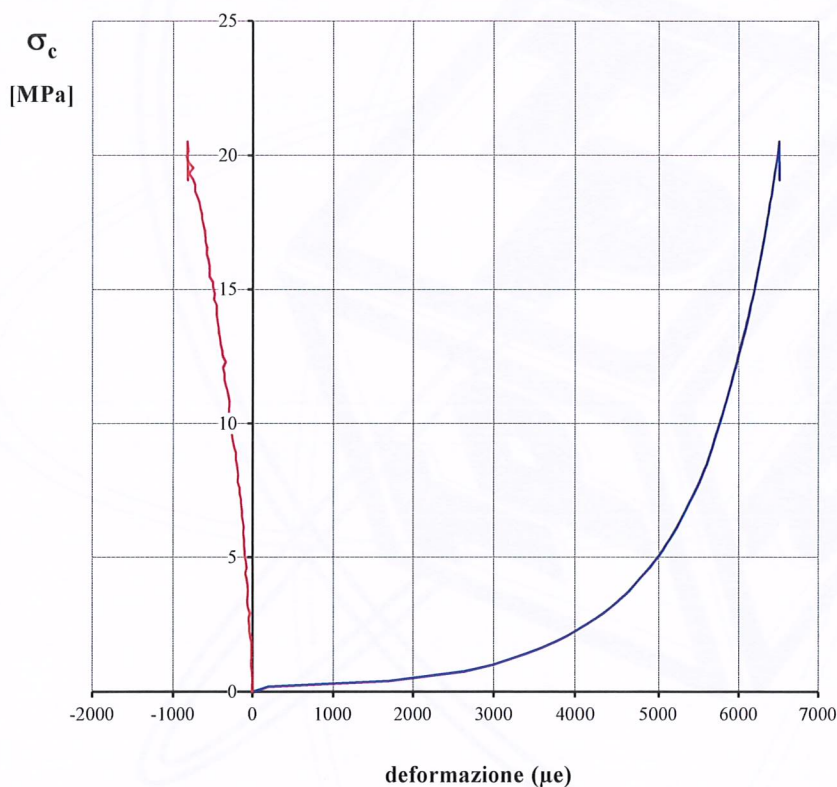
Pagina 2 di 3

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento: ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere: Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante: Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori: -

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S1	Ubicazione prel.:	-
Campione:	C1	Profondità (m):	22,80
Provenienza:	cantiere	Data prelievo:	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	Data consegna campione al laboratorio:	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico
gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 77,36 [mm]
H = 148,46 [mm]
rapporto H/Ø = 1,92

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

$\gamma_n = 2,737$ [Mg/m³]

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	$\sigma_1 =$	20,5	MPa
Modulo di deformabilità tangente	$E_t =$	9508	MPa
Modulo di deformabilità secante	$E_s =$	1945	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	$\nu_t =$	0,41	
Coefficiente di Poisson secante	$\nu_s =$	0,06	

Lo sperimentatore

Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico

Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com



Committente:	STECI S.r.l.		
Certificato di prova n.:	00008/GT	del	30/01/2019
Verbale di accettazione n.:	66/GT	del	28/01/2019
Vs. rif.:	-		

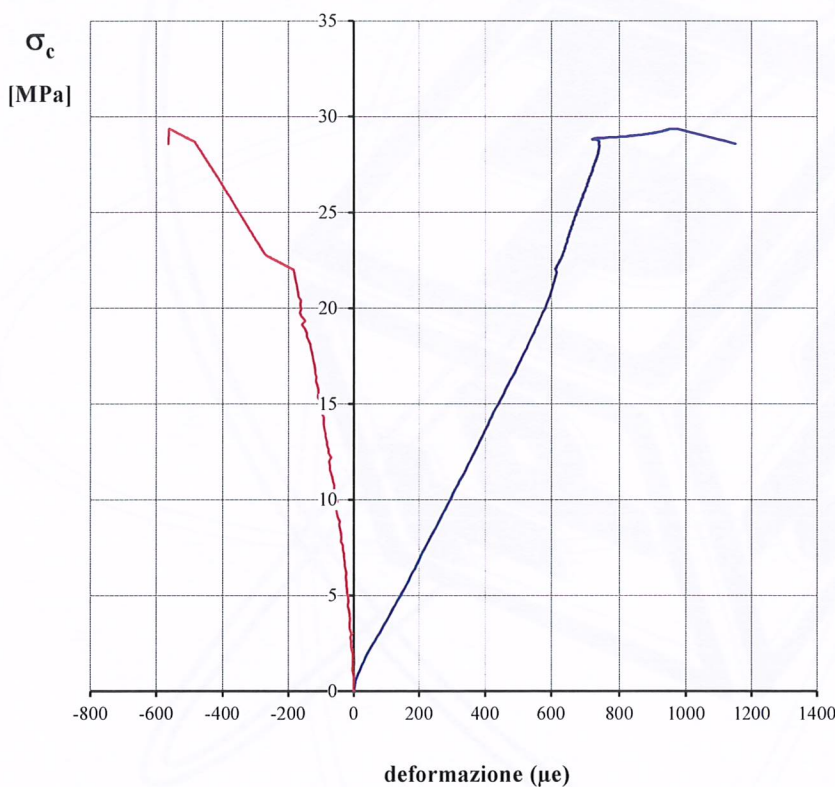
Pagina 3 di 3

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento: ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere: Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante: Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori: -

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S1	Ubicazione prel.:	-
Campione:	C2	Profondità (m):	24,60
Provenienza:	cantiere	Data prelievo:	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	Data consegna campione al laboratorio:	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico
gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 77,98 [mm]
H = 161,60 [mm]
rapporto H/Ø = 2,07

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

$\gamma_n = 2,634$ [Mg/m³]

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	$\sigma_1 =$	29,4	MPa
Modulo di deformabilità tangente	$E_t =$	34498	MPa
Modulo di deformabilità secante	$E_s =$	32912	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	$\nu_t =$	0,33	
Coefficiente di Poisson secante	$\nu_s =$	0,23	

Lo sperimentatore
Dott. Geol. Mauro BIANCO

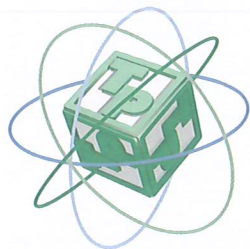
Il direttore del laboratorio geotecnico
Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com



TECNO PIEMONTE S.p.A.

CENTRO PROVE - RICERCHE - AMBIENTE - SERVIZI PER INGEGNERIA
AUT. MIN.: INTERNO - SALUTE - SVILUPPO ECONOMICO - ISTRUZIONE UNIVERSITA' E RICERCA
INFRASTRUTTURE E TRASPORTI ART. 20 LEGGE 1086/71 - DPR. 380/01
INDAGINI - GEOTECNICA TERRENI E ROCCE - MARCATURA CE ORGANISMO NOTIFICATO N° 1372



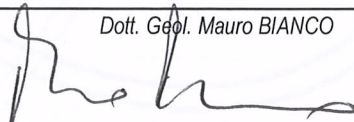
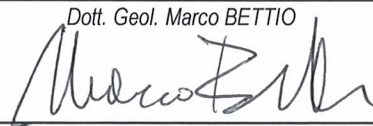
Committente:

STECI S.r.l.
Corso Libertà, 162
13100 VERCELLI

CERTIFICATO DI PROVA N°	00009/GT	DEL	30/01/2019	pagina 1 di 3
Verbale di accettazione n°	66/GT	del	28/01/2019	Vs. rif. : -

SETTORE	GEOTECNICA - PROVE DI LABORATORIO SULLE ROCCE		
CANTIERE	Diga di Pianfei (CN)		
ENTE APPALTANTE	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi		
DIRETTORE DEI LAVORI	-		
DESCRIZIONE MATERIALE	n. 2 spezzoni di carotaggi in roccia Sondaggio: S2 Provenienza: cantiere Ubicazione prel.: - Data prelievo: maggio 2017	DATA ARRIVO AL LABORATORIO	
		28/01/2019	
		MODALITA' DI ACCETTAZIONE	
		Consegnato dal Committente	
PROVE ESEGUITE	Prova di compressione monoassiale Determinazione della massa volumica apparente	NORMA DI RIFERIMENTO	
		ASTM D7012 UNI EN 1936	

I risultati si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova (UNI CEI EN ISO/IEC 17025)

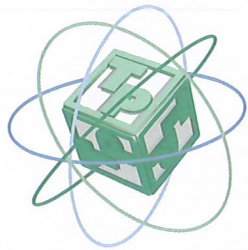
LO SPERIMENTATORE	 Dott. Geol. Mauro BIANCO
IL DIRETTORE DEL LABORATORIO GEOTECNICO	 Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com



TECNO PIEMONTE S.p.A.

CENTRO PROVE - RICERCHE - AMBIENTE - SERVIZI PER INGEGNERIA
AUT. MIN.: INTERNO - SALUTE - SVILUPPO ECONOMICO - ISTRUZIONE UNIVERSITA' E RICERCA
INFRASTRUTTURE E TRASPORTI ART. 20 LEGGE 1086/71 - DPR. 380/01
INDAGINI - GEOTECNICA TERRENI E ROCCE - MARCATURA C€ ORGANISMO NOTIFICATO N° 1372



Committente:	STECI S.r.l.		
Certificato di prova n.:	00009/GT	del	30/01/2019
Verbale di accettazione n.:	66/GT	del	28/01/2019
Vs. rif.:	-		

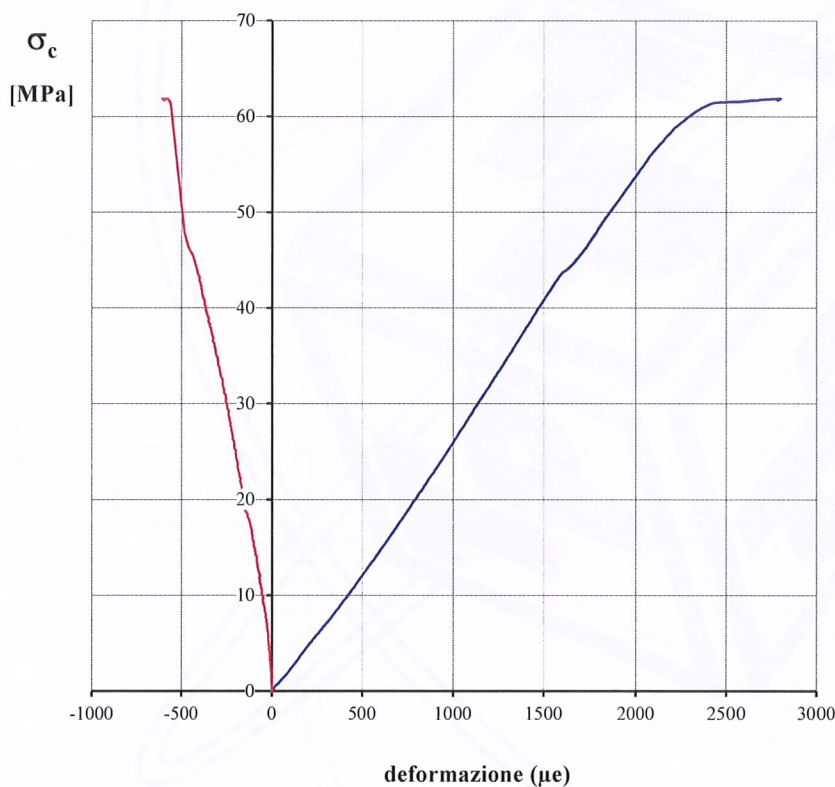
Pagina 2 di 3

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento: ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere: Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante: Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori: -

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S2	Ubicazione prel.:	-
Campione:	C2	Profondità (m):	20,00
Provenienza:	cantiere	Data prelievo:	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	Data consegna campione al laboratorio:	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico
gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 78,50 [mm]
H = 161,51 [mm]
rapporto H/Ø = 2,06

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

$\gamma_n = 2,613$ [Mg/m³]

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	$\sigma_1 =$	61,9	MPa
Modulo di deformabilità tangente	$E_t =$	29635	MPa
Modulo di deformabilità secante	$E_s =$	26701	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	$\nu_t =$	0,32	
Coefficiente di Poisson secante	$\nu_s =$	0,25	

Lo sperimentatore

Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico

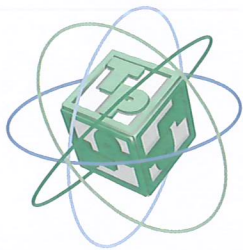
Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com



TECNO PIEMONTE S.p.A.

CENTRO PROVE – RICERCHE – AMBIENTE – SERVIZI PER INGEGNERIA
AUT. MIN.: INTERNO - SALUTE - SVILUPPO ECONOMICO – ISTRUZIONE UNIVERSITA' E RICERCA
INFRASTRUTTURE E TRASPORTI ART. 20 LEGGE 1086/71 – DPR. 380/01
INDAGINI – GEOTECNICA TERRENI E ROCCE - MARCATURA C€ ORGANISMO NOTIFICATO N° 1372



Committente:	STECI S.r.l.		
Certificato di prova n.:	00009/GT	del	30/01/2019
Verbale di accettazione n.:	66/GT	del	28/01/2019
Vs. rif.:	-		

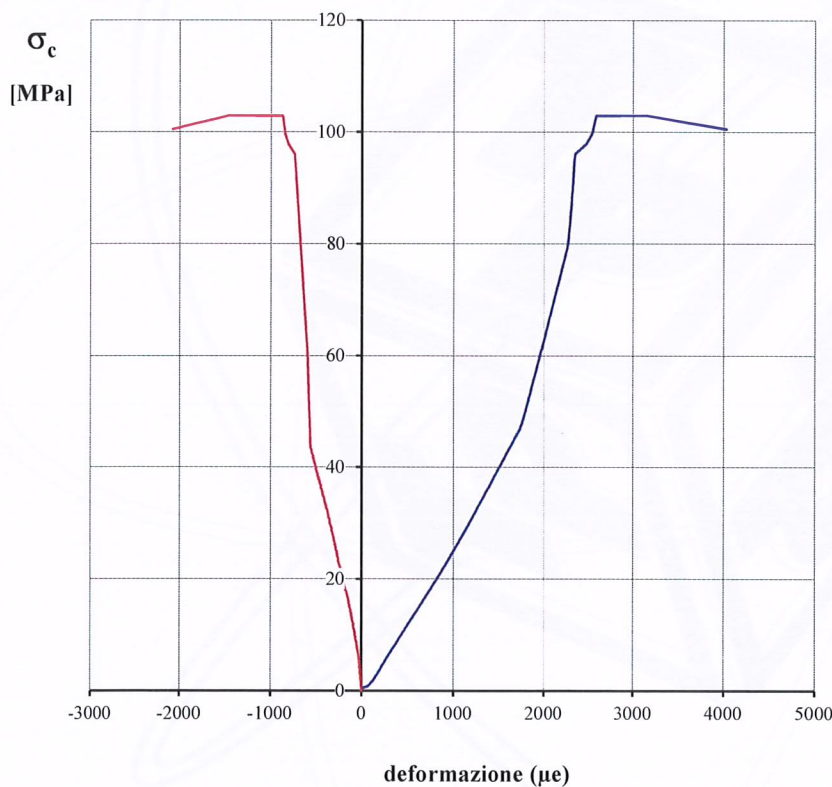
Pagina 3 di 3

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento: ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere: Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante: Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori: -

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S2	Ubicazione prel.:	-
Campione:	C3	Profondità (m):	24,60
Provenienza:	cantiere	Data prelievo:	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	Data consegna campione al laboratorio:	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico
gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 78,55 [mm]
H = 160,28 [mm]
rapporto H/Ø = 2,04

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

$\gamma_n = 2,633$ [Mg/m³]

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	$\sigma_1 =$	103,1	MPa
Modulo di deformabilità tangente	$E_t =$	59880	MPa
Modulo di deformabilità secante	$E_s =$	28262	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	$\nu_t =$	0,12	
Coefficiente di Poisson secante	$\nu_s =$	0,37	

Lo sperimentatore

Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico

Dott. Geol. Marco BETTIO

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com

