

PROGETTAZIONE

STUDIO D' INGEGNERIA ASSOCIATO
ISOLA-BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Renzo ISOLA
Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

C.so M. Prestinari n° 86
VERCELLI



Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321/413111 - Fax. 0321/413196

PROGETTO DEFINITIVO

oggetto

SCARICATORE FOGNARIO DELLA CITTA' DI NOVARA

CIG Figlio: Z4D27A2933
CIG PADRE ACCORDO QUADRO: 7669233348
RUP: Dott. Ing. Barbara Dell'Edera

Data:

Rif. archivio: 031.18

Scala

TAV. n° GE.01.002

Rev.	AGGIORNAMENTI	DATA
0	Prima emissione	07 2019
1	Revisione per verifica	01 2020

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE GEOTECNICA

Il Responsabile
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

* Riservato all'Amministrazione

PREMESSA

La relazione geotecnica che segue rappresentava la “Relazione geotecnica e di calcolo strutturale preliminare” del progetto redatto dallo “Studio Greenline” nel giugno 2017, oggetto di aggiornamento.

L’uso delle parti del progetto definitivo originario non oggetto di variante è stato esplicitamente autorizzato di Acqua Novara VCO S.p.A.

La seguente relazione, tuttavia, ha significato solo per quanto riguarda la parte strettamente geotecnica e non per quanto concerne la parte di relazione strutturale, che è relativa alle soluzioni progettuali relative al progetto redatto dallo “Studio Greenline” e che non trova quindi riferimento con le soluzioni progettuali adottate in questo progetto.

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI NOVARA
COMUNE DI NOVARA

PROGETTO DEFINITIVO
(revisione 2017)

TOMBINATURA SCARICATORE FOGNARIO CITTADINO
da via Rizzottaglia al depuratore centralizzato

Elaborato **RE07**

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE PRELIMINARE

Committente:



ACQUA NOVARA VCO S.p.A.

Sede legale e Operativa
Via Triggiani n. 9, 28100

tel. 0321 413111 - fax 0321 458729 mail:
info@acquanovaravco.eu
pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

Consulenti tecnici:



Studio Greenline

via Cairoli, n. 4 - 28100 Novara (NO)
tel. 0321/613030 - fax 0321/36660
e-mail: info@studiogreenline.it
P.IVA IT 02390880033

Ing. Diego Sozzani

Arch. Stefano Sozzani

Collaboratori:

STECI s.r.l. Società Ingegneria - Corso Libertà n. 162, 13100 Vercelli
Dott. geol. Scacco Massimo - Corso Risorgimento n. 328, 28100 Novara

Data:

GIUGNO 2017

Cod. 033/17

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.....	8
3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive	10
3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti.....	12
3.1.5 Controlli in corso d'opera.....	15
3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati.....	18
3.2 ACCIAIO	19
3.2.1 Proprietà meccaniche	20
3.2.2 Controlli sull'acciaio	20
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI.....	24
4.1 STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	24
4.2 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	32
5. PARAMETRI DI PROGETTO	35
5.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	35
5.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE	36
5.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	36
5.4 AZIONE SISMICA.....	49
5.4.1 Parametri sismici di progetto.....	52
5.5 COMBINAZIONI DI CARICO	58
6. METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE IN C.C.A.....	61
6.1 RESISTENZE DI CALCOLO	62
6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	65
6.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione).....	65
6.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio).....	66
6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	69
6.3.1 Verifica di fessurazione	70
6.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio	71
6.4 MODELLI DI ANALISI STRUTTURALE	72
7. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA	73
7.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	73
7.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI	80
7.3 STIMA DEI CEDIMENTI	82
7.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	84
7.5 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO E DEI FRONTI SCAVO	89
8. RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	104
8.1 MANUFATTO SCATOLARE DI RACCORDO CON LA TOMBINATURA ESISTENTE A MONTE	105
8.2 TOMBINATURA SCARICATORE CON MANUFATTI SCATOLARI PREFABBRICATI IN C.A.V.	120
8.3 MANUFATTO SCATOLARE IN CORRISPONDENZA DEL VIADOTTO NSA 88	122
8.4 MANUFATTO DI RACCORDO TRATTI “B” E “C” CON MURO A MENSOLA IN C.C.A.....	137
8.5 POZZETTI DI INTERCETTAZIONE, ISPEZIONE E MANUTENZIONE TRATTI “A” E “B”	153
8.6 RIVESTIMENTO SCARICATORE CON LASTRE IN C.A.V. E PLATEA IN C.A.....	174
8.7 NUOVI SIFONI PER ATTRAVERSAMENTO FOSSI IRRIGUI.....	175
8.8 CANALE SCARICATORE TERMINALE DI SICUREZZA.....	181
8.9 OPERE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	197
8.10 VERIFICHE DEI FRONTI SCAVO IN FASE DI ESECUZIONE DEI LAVORI.....	209
9. CONSIDERAZIONI E PRESCRIZIONI TECNICO-OPERATIVE	216

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali preliminari relativi alle opere previste in attuazione con i lavori di *“Tombinatura scaricatore fognario cittadino da via Rizzottaglia al depuratore centralizzato”*, in Comune di Novara, 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 geotecniche svolte in sito.

Le opere in progetto sono sostanzialmente caratterizzate da manufatti di canalizzazione e contenimento acqua prevalentemente interrate, in c.c.a. gettato in opera e prefabbricato, contraddistinte da una semplice concezione strutturale e da un'organizzazione strutturale di tipo scatolare e a platea e pareti / setti collaboranti.

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

- 1) Manufatto scatolare iniziale in c.c.a. gettato in opera di raccordo e collegamento tra lo scaricatore tombinato esistente e la tombinatura in progetto – tratto “A”.
- 2) Tombinatura scaricatore realizzata con manufatti scatolari prefabbricati in c.a.v. dim. interne cm 400x275.
- 3) Manufatto scatolare in c.c.a. gettato in opera in corrispondenza viadotto NSA 88 dim. interne cm 400x275 – tratto “B”.
- 4) Manufatto di raccordo tratti “B” e “C” con muro a mensola in c.c.a. gettato in opera.
- 5) Pozzetti di intercettazione, ispezione e manutenzione in c.c.a. gettati in opera, a servizio dei tratti “A” e “B”.
- 6) Rivestimento sponde scaricatore in lastre in c.a.v., con platea in c.c.a. gettata in opera – tratto “C”.
- 7) Nuovi sifoni per attraversamento fossi irrigui – tratti “B” e “C” in c.c.a. in opera.
- 8) Manufatto terminale con canale scaricatore di sicurezza in c.c.a. gettato in opera – tratto “C”.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale e come meglio descritto al *capitolo 5* della presente relazione, in riferimento alla categoria prevalente di opere (opere in c.c.a.), possono essere, quindi, classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.c.a. per contenimento liquidi aggressivi e manufatti stradali (tombinature)**, ai sensi dei *paragrafi 4.1 e 5.1 e del D.M. 14.01.2008*. 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-2008. Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, principalmente riferimento ai *paragrafi 7.4, 7.9 e 7.11* (aspetti geotecnici) delle NTC-2008.

Dal punto di vista amministrativo le principali opere in progetto sorgeranno in Comune di Novara (NO), il quale risulta classificato in zona sismica 4 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014.

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. 14 gennaio 2008 – Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (N.T.C.).
- CIRCOLARE 02 febbraio 2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 5 agosto 2009 – Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Cessazione del regime transitorio di cui all'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248.
- CIRCOLARE 11 dicembre 2009 – Entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare 5 agosto 2009 - Ulteriori considerazioni esplicative.
- 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 1 marzo 2010, n. 28-13422 – Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ulteriori disposizioni.
- Deliberazione della Giunta Regionale 18 febbraio 2011, n. 8-1517 – Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio Piemontese come approvata con D.G.R. 19.01.2010 n. 11-13058.
- Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084 – D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- 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.
- 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. 14.01.2008 e alla D.G.R. 19 gennaio 2010 n. 11-13058 e ss.mm.ii.; in tal senso le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 4 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 preconfezionamento 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	Rck [MPa]	Percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= 10	fino al 100%
Demolizioni di solo cls e c.a.	≤ 37	≤ 30%
	≤ 25	fino al 60%
Riutilizzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe di calcestruzzi >C(45/55)	≤ 55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 5%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo (D.M. 14/01/2008).

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:

- **CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA IN GENERALE**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC2+XA2 (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;
 - D_{max} dell'aggregato: 28 mm;
 - copriferro minimo nominale: 40 mm; per eventuali getti controterra 70 mm.
- **CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI IN C.C.A. / C.A.V. (SCATOLARI, LASTRE SPONDALI E OPERE ANALOGHE):**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC2+XA2 (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;
- D_{max} dell'aggregato: 25 mm;
- copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30/40 mm.

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. 14/01/2008 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. 14/01/2008 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche 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 per il 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 edita 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, 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*).

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

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. I profili

“water-stop” 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: $S = \pm 5,0 \text{ cm}$
- dimensioni in pianta: $S = \pm 5,0 \text{ cm}$
- 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 agli allineamenti di progetto: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- 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: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- 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 fibrocompresi 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 cassetta 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 interruttive, 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. 14/01/2008.

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 cassate (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 14/01/2008.

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio canalette e lastre in c.a.v., travetti e/o lastre predalles, manufatti scatolari, tubi, pozzetti, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione dettagliata di calcolo che illustri le modalità di posa in opera dei prefabbricati, nonché i calcoli esecutivi di dimensionamento e verifica ai sensi delle NTC-2008 e s.m.i. secondo i parametri di progetto previsti nella presente relazione.

Dovranno, inoltre, essere esibiti gli schemi esecutivi 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.

I manufatti prefabbricati e i relativi elaborati esecutivi (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 classe S235JR / 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-2008, dalla D.G.R. 19 gennaio 2010 n. 11-13058 e ss.mm.ii. e 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 5592, 6592, 5737, UNI EN 14399, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 20898-2, UNI EN 4016 e UNI 7278. Le eventuali bullonature dovranno avere marcatura CE.

I profili metallici per la realizzazione delle palancole o di micropali che si rendessero necessari durante l'esecuzione delle opere, anche al fine dell'eventuale sostegno provvisorio di scavi o per opere di fondazione, 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. 14.01.2008. 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. 14.01.2008, 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 14/01/2008.

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. 14/01/2008.

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. 14.01.2008 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. 14.01.2008 al punto 11.3.2.10.4.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovrà essere effettuato 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 11.2.2.3 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
<i>f_y minimo</i>	425 N/mm ²	(450 – 25) N/mm ²
<i>f_y massimo</i>	572 N/mm ²	[450x(1.25+0.02)] N/mm ²
<i>Agt minimo</i>	≥ 6.0%	Per acciai laminati a caldo
<i>Rottura/snervamento</i>	1.13 < f _t /f _y < 1.37	Per acciai laminati a caldo
<i>Piegamento/raddrizzamento</i>	assenza di cricche	Per tutti

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. 14.01.2008 (N.T.C.-2008) CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

4. Caratterizzazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

4.1 Stima dei parametri geotecnici del terreno

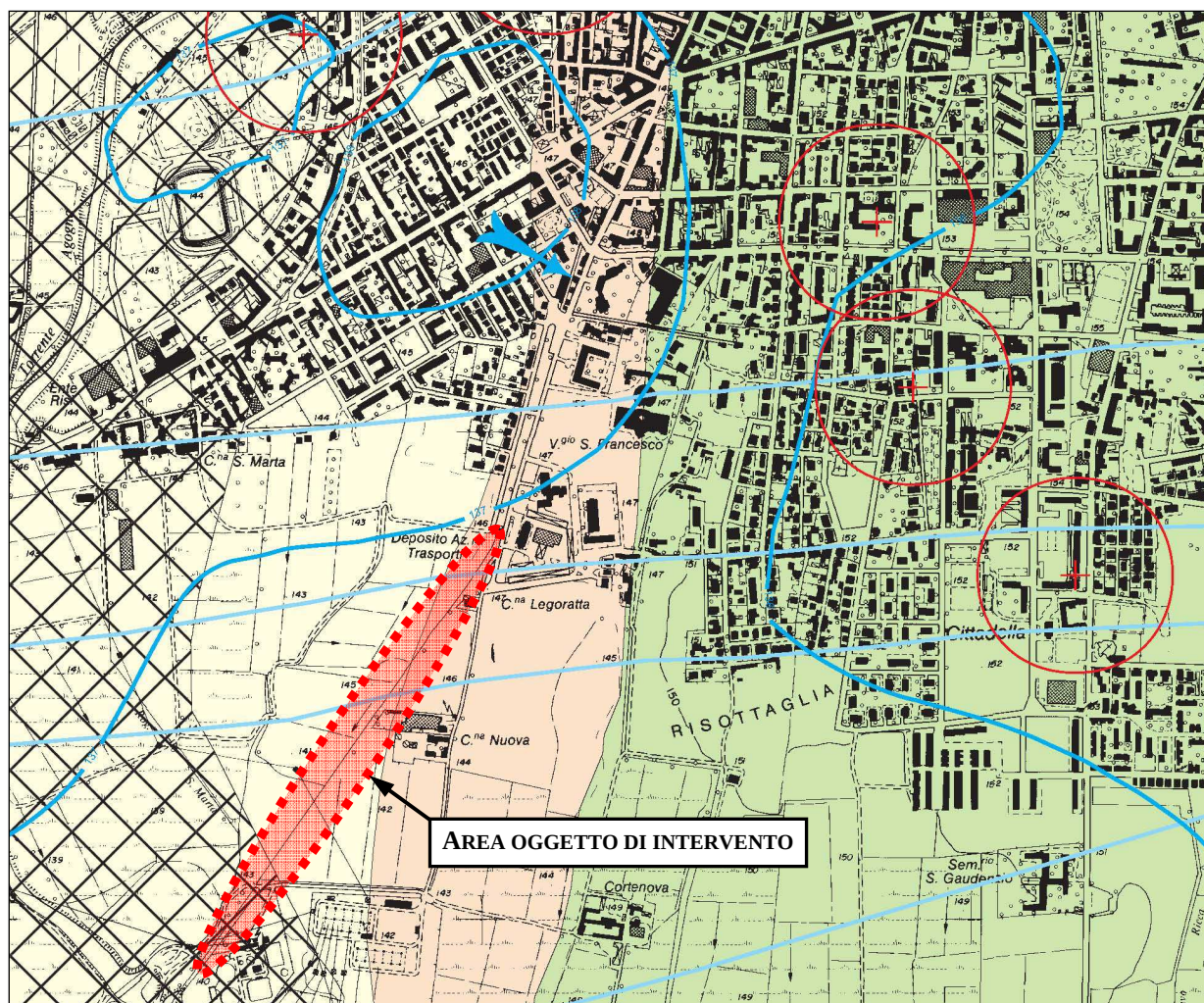
Il presente paragrafo riporta la modellazione geotecnica e la stima dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno interessato dai presenti lavori in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2008*.

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

- agli elaborati geologico-tecnici e cartografici facenti parte del *P.R.G.C. di Novara*, ai sensi della C.P.G.R. n. 7/LAP del 06.05.1996;
- agli elaborati geologici-geotecnici facenti parte del “*Progetto preliminare del nuovo Ospedale di Novara*” – settembre 2009, a cura di R.P.A. S.r.l. di Perugia;
- alle indagini geotecniche pregresse disponibili in prossimità del sito a corredo della progettazione per l’ampliamento dell’impianto di depurazione nell’anno 2004, eseguite da Geoprove S.n.c. di Treviolo (BG), su incarico di SIN & Ve S.r.l. di Novara;
- alle indagini integrative svolte in sito nel mese di giugno 2017, contestualmente alla presente progettazione definitiva e costituite da n. 2 trincee esplorative e da n. due prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH); i risultati di tali indagini sono riportati nel *Rapporto indagini geotecniche in sito* allegato al progetto;
- da considerazioni pratiche circa lo stato dei luoghi e interventi limitrofi.

Si riporta, quindi, nel seguito un estratto della principale documentazione geotecnica e stratigrafica disponibile, comprensiva anche dei risultati dei principali sondaggi geotecnici, rimandando direttamente ai documenti specifici sopraccitati, alla *Relazione geologica* e al *Rapporto indagini geotecniche in sito* di progetto per ulteriori approfondimenti.

ESTRATTO "CARTA GEIDROLOGICA" P.R.G. COMUNALE



LEGENDA

Da: Quaderni del Servizio Geologico Nazionale, serie II Volume 5
"Carta idrogeologica d'Italia 1:50.000 - Guida al Rilevamento
e alla Rappresentazione (1995)"

IDROLOGIA SOTTERRANEA

CARATTERISTICHE DEGLI ACQUIFERI

ISOPIEZE

- 160 Isopieze da falda freatica
141 Isopieze da falda in pressione

DIREZIONE DI FLUSSO

- Direzione e verso di scorrimento di falda libera
→ Direzione e verso di scorrimento di falda in pressione

OPERE ARTIFICIALI

OPERE DI CAPTAZIONE

- + Pozzi attivi comunali
○ Aree di salvaguardia pozzi comunali (D.P.R. 236/88)
⊕ Pozzi e piezometri in falda freatica per ricostruzione piezometria falda superficiale

- Sabbie ghiaiose con locali lenti limose
Presenza di falda freatica con profondità media variabile tra 2 e 4 m
PARAMETRI GEOTECNICI: angolo di attrito $32^\circ < \phi < 35^\circ$
coesione $c = 0.0 \text{ t/m}^2$
peso specifico $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
- Ghiaie sabbiose alterate con coperture eoliche e paleosuoli
Possibile presenza di falde sospese nella coltre superficiale
PARAMETRI GEOTECNICI: angolo di attrito $24^\circ < \phi < 32^\circ$
coesione $0.0 < c < 1.5 \text{ t/m}^2$
peso specifico $1.8 < \gamma < 2.0 \text{ t/m}^3$
- Limo sabbioso (depositi colluviali)
PARAMETRI GEOTECNICI: angolo di attrito $24^\circ < \phi < 28^\circ$
coesione $0.8 < c < 1.5 \text{ t/m}^2$
peso specifico $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
- Aree a drenaggio difficoltoso
- Depositi di riporto
- Aree sabbioso-ghiaiose caratterizzate da innalzamenti del livello della falda freatica fino a profondità inferiori a 3m dal piano campagna

Figura 1 – Estratto carta geoidrologica P.R.G.C.

ESTRATTO DIAGRAMMI PROVE IN SITO DPSH (GIUGNO 2017)

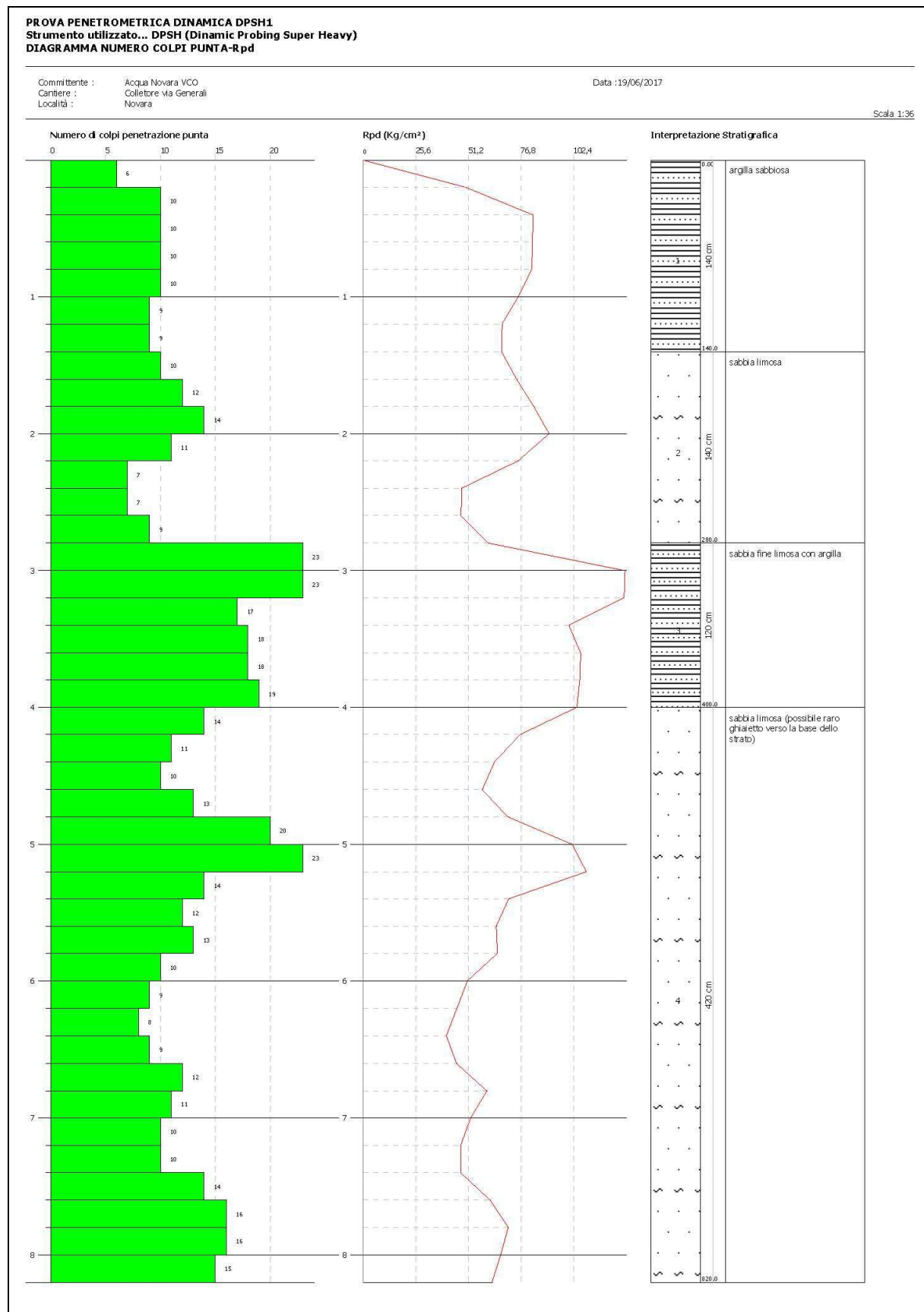


Figura 2 – Estratto sondaggio DPSH n.1 (giugno 2017)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Acqua Novara VCO
 Cantiere : Collettore Via Generali
 Località : Novara

Data : 19/06/2017

Scala 1:32

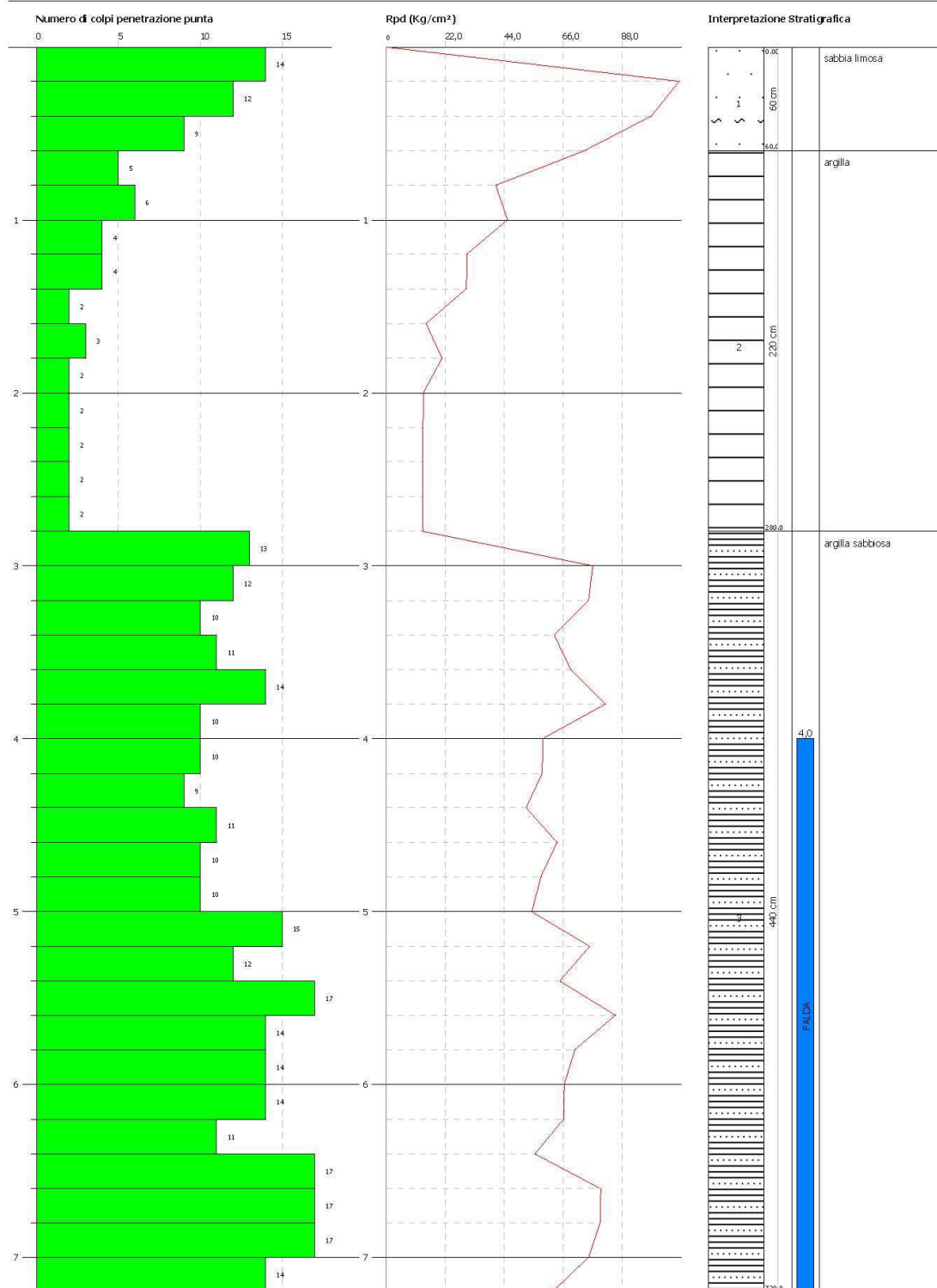


Figura 3 – Estratto sondaggio DPSH n.2 (giugno 2017)

ESTRATTO PROVE SCPT PROGETTO PRELIMINARE NUOVO OSPEDALE DI NOVARA

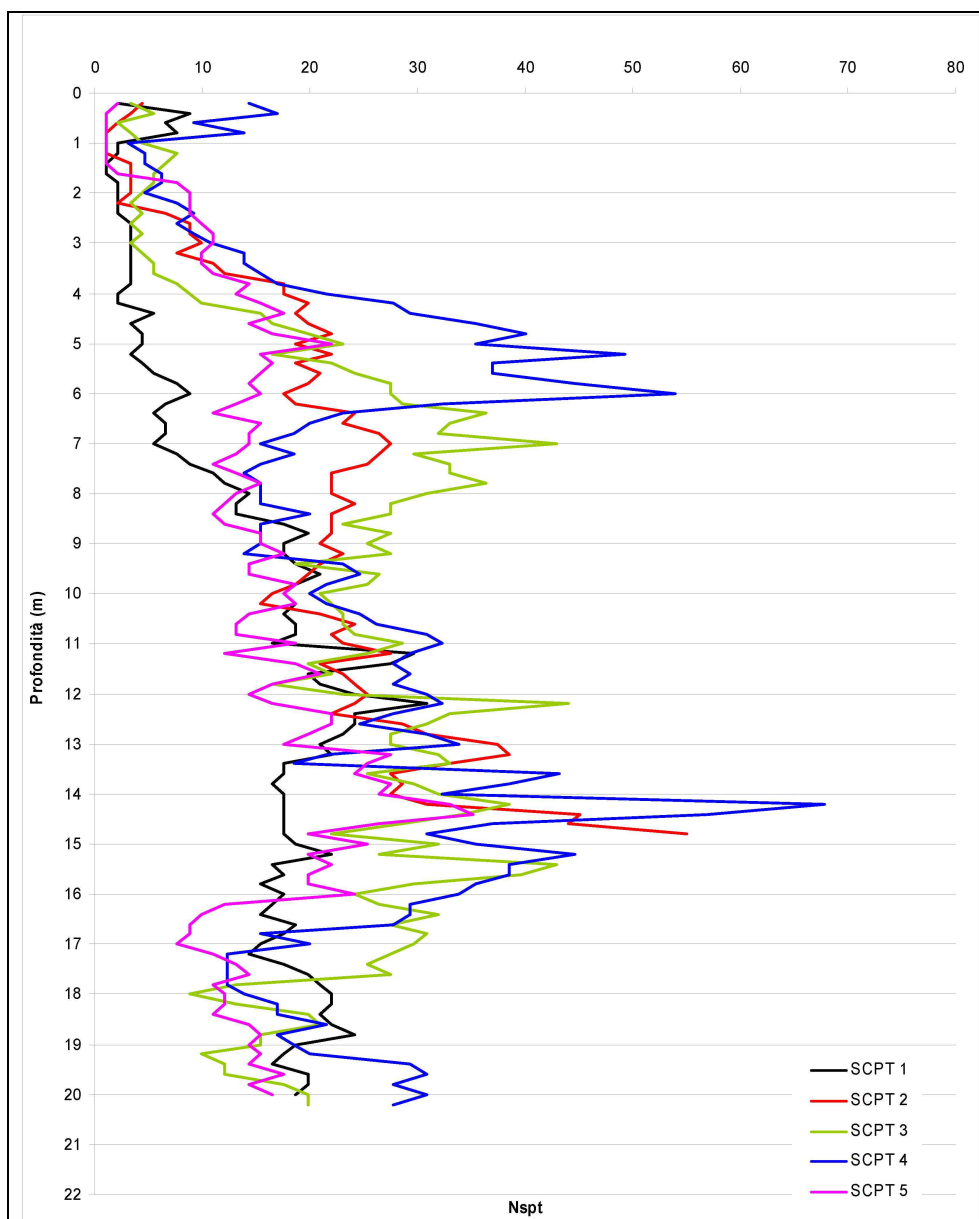


Figura 4 – Prove SCPT area Nuovo Ospedale – andamento dei valori di Nspt con la profondità.

L'esame della Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica di cui alla Variante Generale del P.R.G.C. di Novara ha consentito di verificare che l'area in esame ricade nelle classi di edificabilità "Iib" per la porzione di monte, "I" per il tratto centrale e "Iic" per la porzione di valle, di cui alla Circolare del Presidente della Giunta Regionale n. 7/LAP, approvata il 6/5/1996. In particolare la classe "Iib" viene definita come: "aree caratterizzate dalla presenza di terreni argillo-sabbiosi ed eluviocolluviali con caratteristiche geotecniche mediocri e/o scarpate con altezza <3 metri o

da pendii di modesta entità, sovente rimodellati dall'attività agricola; testate delle vallecole presenti nei terreni del Pleistocene medio-superiore, poco incise".

Mentre la classe "IIC": *"aree caratterizzate dalla presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi e soggiacenza della falda freatica a 3 m".*

La classe "I" non prevede limitazioni d'uso di tipo geologico.

La circolare 7/LAP indica, relativamente alla class "II" (maggiormente vincolante) indica che si tratta di porzioni di territorio dove le condizioni di modesta pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il ripristino di modesti accorgimenti tecnici esplicitati a livello di Norme di attuazione ispirate al D.M. 11 Marzo 1988 e s.m.i. e realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto; tali interventi non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionare la propensione all'edificabilità.

In particolare le N.T.A. a carattere geologico della Variante Generale del P.R.G.C. di Novara indicano per la classe II quanto segue: *"In tutte le zone del territorio comunale soggette a Classe II sono possibili, di norma, interventi edilizi e infrastrutturali di ogni tipo, ma ogni nuova opera sarà obbligatoriamente preceduta da approfondite verifiche locali di carattere geologico, geotecnico e idrogeologico che individuano le condizioni esecutive per la realizzazione delle opere stesse secondo quanto previsto dalle norme di cui al presente articolo, dalla Relazione geologico-tecnica di cui all'Art. 2 delle presenti norme, in coerenza con il D.M. 11 Marzo 1988" e s.m.i.. Tale classe riguarda aree costituite da terreno argilloso-sabbioso dalle caratteristiche geotecniche mediocri, o terreni eluvio-colluviali con morfologie di modesta acclività, frequentemente modellati dall'attività agricola. La pericolosità naturale in tali aree è praticamente nulla mentre il rischio connesso con l'attività edificatoria è legato di norma ad esecuzioni non corrette dal punto di vista geotecnico in relazione alla capacità portante delle fondazioni, ai cedimenti o ad eventuali subsidenze"..... (omissis)..*

In riferimento alle indagini geotecniche disponibili ed eseguite in sito, emerge che i terreni indagati possono sinteticamente configurarsi come un multistrato con almeno due ben distinti orizzonti litologici, variabili per potenza e posizione in funzione del tratto considerato, da monte verso valle. Al di sotto, in linea generale, della copertura superficiale costituita da terreno vegetale e/o da materiali di riporto, di spessore mediamente variabile da 60 cm a 80 cm, con proprietà geotecniche mediocri/scadenti, comunque da superare integralmente con le fondazioni delle opere, è possibile distinguere i seguenti orizzonti litostratigrafici:

- **Porzione settentrionale (di monte intervento):** terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-limosi, con locali addensamenti argillo-sabbiosi (sino alla massima profondità raggiunta dalle prove):

- orizzonte I, da p.c. sino a circa 1,5 m di profondità, caratterizzato da argilla sabbiosa moderatamente addensata;
- orizzonte II, da circa 1,5 m in poi, caratterizzato da strati a matrice sabbiosa-limosa, talvolta con presenza di argilla moderatamente addensata.

Il modello litostratigrafico rilevato risulta sostanzialmente congruente con l'assetto geolitologico e geoidrologico globale dell'area desumibile dal P.R.G.C.

- **Porzione meridionale (di valle intervento):** terreni prevalentemente sabbioso-argillosi (sino alla massima profondità raggiunta dalle prove):

- orizzonte I, da p.c. a circa 3,0 m di profondità, caratterizzato da argilla poco consistente;
- orizzonte II, da circa 3,0 m in poi, caratterizzato da strati a matrice sabbiosa-argillosa, moderatamente addensata.

Il modello litostratigrafico rilevato differisce in parte rispetto all'assetto geoidrologico globale dell'area desumibile dal P.R.G.C.. In relazione ai sondaggi eseguiti nel febbraio 2004 nella zona più prossima al depuratore e al T. Agogna, i quali evidenziano litologie maggiormente granulari e a matrice prevalentemente sabbiosa o sabbiosa-ghiaiosa, si può ritenere che la stratigrafia rilevata possa essere riconducibile a valenza locale/puntuale.

In linea generale, in corrispondenza dell'area indagata e in relazione alle quote di imposta delle fondazioni delle opere in progetto si può, quindi, osservare una sensibile prevalenza della frazione sabbiosa con componenti limose e/o argillose variabili in funzione della profondità. In tal senso il comportamento geotecnico del terreno in sito può essere assimilato a quello di un terreno sostanzialmente di tipo granulare, ovvero drenato (verifiche alle tensioni efficaci).

La falda presenta profondità generalmente inferiori al p.c., attestandosi a livelli freatici massimi dell'ordine di circa 3,0÷4,0 m dal p.c. di riferimento. Sulla scorta dei sondaggi disponibili, in relazione alla carta geoidrologica del P.R.G.C. e ai dati dei piezometri (pozzi) di monitoraggio più prossimi al sito si può, quindi, ritenere che la soggiacenza della falda sia potenzialmente, anche solo in parte, intercettabile delle fondazioni o dagli scavi delle

costruzioni in progetto, considerando altresì che il piano di scorrimento del canale scaricatore risulta variabile da circa - 2,0 m a circa -4,0 m rispetto al piano campagna ovvero al piano di riferimento di esecuzione dei sondaggi geotecnici (prove DPSH giugno 2017).

Nelle verifiche geotecniche verrà, pertanto, cautelativamente considerato un livello piezometrico di falda a circa 3 m dal piano campagna di riferimento.

Sulla scorta delle valutazioni sopra riportate ed in riferimento alla documentazione geotecnica disponibile e ai sondaggi diretti eseguiti in sito, per i cui approfondimenti si rimanda direttamente all'elaborato di progetto “Rapporto indagini geotecniche in sito”, il terreno di fondazione, nel suo complesso e con riferimento all'intero tratto di intervento (da monte a valle) e alle profondità di intervento ($\cong 3,0 \div 5,0$ m da p.c.), può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con i seguenti valori geotecnici caratteristici:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DEL TRATTO DI INTERVENTO	
Peso di volume medio del terreno naturale	$\gamma_t \cong 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione drenata (tensioni efficaci)	$c \cong 0 \div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio (a V_{cost})	$\phi \cong 29^\circ$
Modulo di deformazione	$E_d \cong 10 \div 15 \text{ Mpa}$
Densità relativa	$D_R \cong 40 \div 60\%$

Tabella 6 – Parametri geotecnici di riferimento del tratto oggetto di intervento.

Nella tabella è riportata anche la stima del modulo di deformazione del terreno (E_d), determinato mediante la relazione proposta da *Schmertmann (1978)* valida per sabbie fini.

Il modello geotecnico così definito è rappresentativo di un'analisi in condizioni sostanzialmente drenate. Infatti, pur trattandosi di materiali comunque dotati di una certa coesione, si assume cautelativamente che il comportamento meccanico di tali terreni sia descritto principalmente dall'angolo di resistenza al taglio, operando, conseguentemente, in termini di tensioni efficaci.

Si evidenzia, infine, che i valori riportati in *tabella 6* sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una cauta stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame andranno, 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.-2008, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d .

4.2 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 diffratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l’altezza del rilievo e la sua larghezza.

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.-2008*. 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.

In assenza di specifiche indagini tale classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica (Standard Penetration Test) SPT_{30N} nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente u_{30c} (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Con riferimento, quindi, al caso specifico, alla documentazione geologica e ai sondaggi disponibili si è provveduto alla stima indiretta delle caratteristiche stratigrafiche del sito sulla scorta di quanto specificato al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2008*, in base alla correlazione sviluppata da *Ohta e Goto (1978)*:

$$V_s = 54,33 \cdot (N_{60})^{0,173} \cdot F_A \cdot F_B \cdot \left(\frac{z}{0,3048} \right)^{0,193}$$

dove:

- F_A = fattore correttivo per l'età del deposito pari a 1,0 per depositi di età olocenica e **1,3 per depositi di età pleistocenica**.
- F_B = fattore correttivo per la litologia del deposito, pari a 1,0 per le argille, **1,09 per le sabbie** e 1,15 per sabbie-ghiaiose.
- z = profondità in metri alla base dello strato i-esimo.

La stima della velocità di propagazione delle onde di taglio è riportata nella seguente tabella:

STIMA DELLA VELOCITA' DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO $V_{s,30}$				
N. strato	H strato [m]	Profondità [m]	N_{spt} (medio)	V_s [m/s]
1	$\cong 3,0$	$\cong 3,0$	$\cong 10$	178
2	$\cong 5,0$	$\cong 8,0$	$\cong 19$	241
3	$\cong 22,0$	$\cong 30,0$	$\cong 20$	313
Velocità media equivalente $V_{s,30} \cong$				278

Tabella 7 – Stima della velocità di propagazione delle onde di taglio.

Al valore così stimato corrisponde una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo “C”**, caratterizzata da: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*. A tale categoria viene associato un coefficiente moltiplicativo $SS = 1,5$.

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, trattandosi di superficie pianeggiante, il sito è classificabile in **categoria “T1 – Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”** come definito nelle N.T.C.-2008, §3.2.2, tab. 3.2.IV. A tale categoria non si associano amplificazioni, per cui $ST = 1,0$.

Si evidenzia, infine, che le accelerazioni orizzontali massime attese al sito in esame ($ag_{MAX} \cong 0,06g$) sono inferiori al limite di 0,1g individuato dalle N.T.C.-2008 al paragrafo 7.11.3.4.2, oltre il quale è richiesto di ottemperare alle verifiche di suscettibilità a 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.

Si evidenzia che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.a. caratterizzati da profondità di scavo maggiori dovrà essere previsto il drenaggio e l'aggottamento provvisorio delle acque di falda e/o meteoriche e/o dei corsi d'acqua utilizzando un adeguato sistema di pompaggio.

Contestualmente alla realizzazione delle fondazioni delle opere in progetto, si dovrà preventivamente provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di circa 1,0 m, misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone), alla compattazione preliminare del piano sbancato con mezzo meccanico e, quindi, alla successiva realizzazione di uno strato di sottofondo in massi di cava intasati con cls avente uno spessore finito di circa 80 cm e dello strato di magrone di sottofondazione con uno spessore non inferiore a 15 cm. Tale accorgimento operativo preliminare consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle caratteristiche del terreno e soprattutto un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle opere di fondazione, stante il graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geotecniche dello stesso con la profondità, pervenendo, in tal senso, ad una efficace limitazione dei potenziali e futuri cedimenti differenziali delle fondazioni.

Con riferimento, quindi, agli esiti dei sondaggi e, in particolare, delle prove penetrometriche dinamiche disponibili in corrispondenza del sito oggetto dei lavori, alla documentazione geologica e geotecnica disponibile, nonché alla bonifica preventiva prevista su tutta l'area oggetto dei lavori, si può cautelativamente pervenire ad una stima del valore di N_{spt} di progetto riferito al piano di imposta delle fondazioni, non inferiore a 20.

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. 14.01.2008*, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni (tipo 2)
- classe d'uso: classe II
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R = 50$
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- 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%.

In riferimento al paragrafo 7.2.1 delle N.T.C. le costruzioni in progetto, soggette all'azione sismica, essendo sostanzialmente interrate, prive di specifici dispositivi dissipativi e non essendo stimabili con precisione capacità dissipative, 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 costruttiva di semplice concezione strutturale, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In particolare le costruzioni in esame saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrate interamente realizzate in c.a. gettato in opera o prefabbricato, quali manufatti scatolari per la tombinatura del canale scaricatore, muri, setti, pareti controterra, tratti di canale rivestiti in c.a., ecc. aventi forma e geometria regolare (simmetrica) sia in pianta che in altezza, costituite da fondazioni continue di tipo diretto mutuamente vincolate alle pareti in elevazione con vincolo di tipo ad incastro. Le solette di copertura dei manufatti sono previsti ad un'unica campata da realizzarsi in c.c.a. in genere direttamente in opera o mediante lastre predalles prefabbricate oppure direttamente incluse nei manufatti scatolari prefabbricati.

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 4 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 canalizzazione e di tombinatura), si è ritenuto congruo ed accettabile trascurare l'azione dovuta **al vento**, in quanto praticamente influente sul comportamento statico e sismico globale delle strutture.

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./c.a.p.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli pertinenti a passerelle e/o grigliati pedonali, eventuali organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, massi di cava in corrispondenza dei manufatti, eventuale pietrame di rivestimento, 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.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle zone pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni, anche con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.)*, sono state cautelativamente considerate pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$. E' stato, inoltre, cautelativamente considerato un sovraccarico distribuito posto a tergo delle pareti dei manufatti (scatolari, canali, muri controterra, ecc.) pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$.

In corrispondenza, dei tratti tombinati, sono stati applicati i sovraccarichi come definiti al capitolo 5 delle N.T.C. 2008, in funzione anche delle dimensioni effettive dei manufatti in questione (larghezza utile e relative corsie di carico):

- n. 1 / 2 corsie convenzionali come definite al paragrafo 5.1.3.3.2 delle N.T.C. 2008;
- schema di carico n. 1 ai sensi del paragrafo 5.1.3.3.3 delle N.T.C. 2008, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, ciascuno di intensità pari a 2×150 kN, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 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.

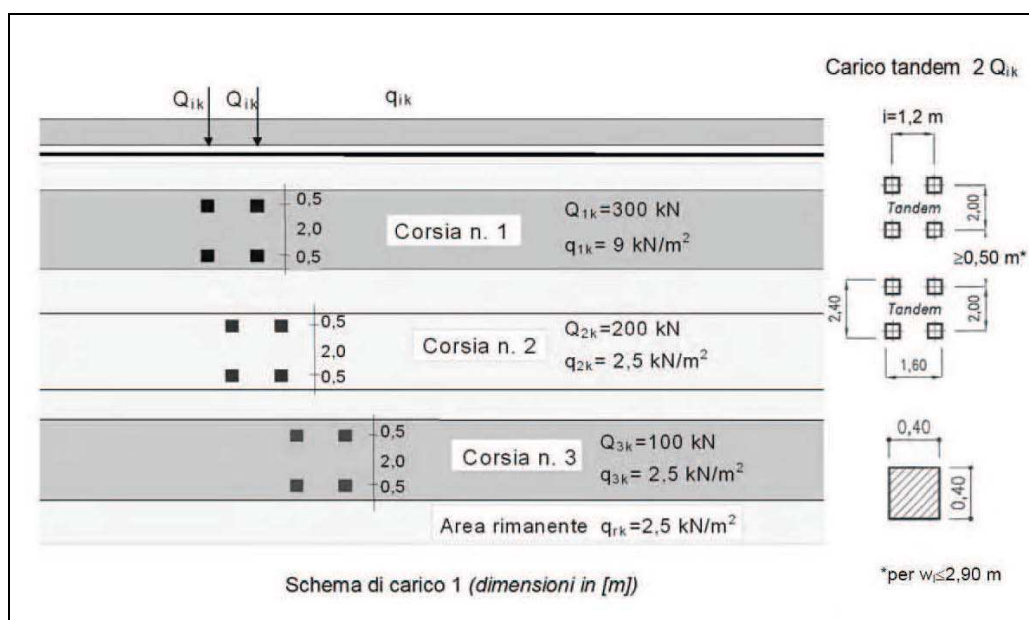


Figura 5 – Schemi di carico ai sensi del D.M. 14.01.2008.

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

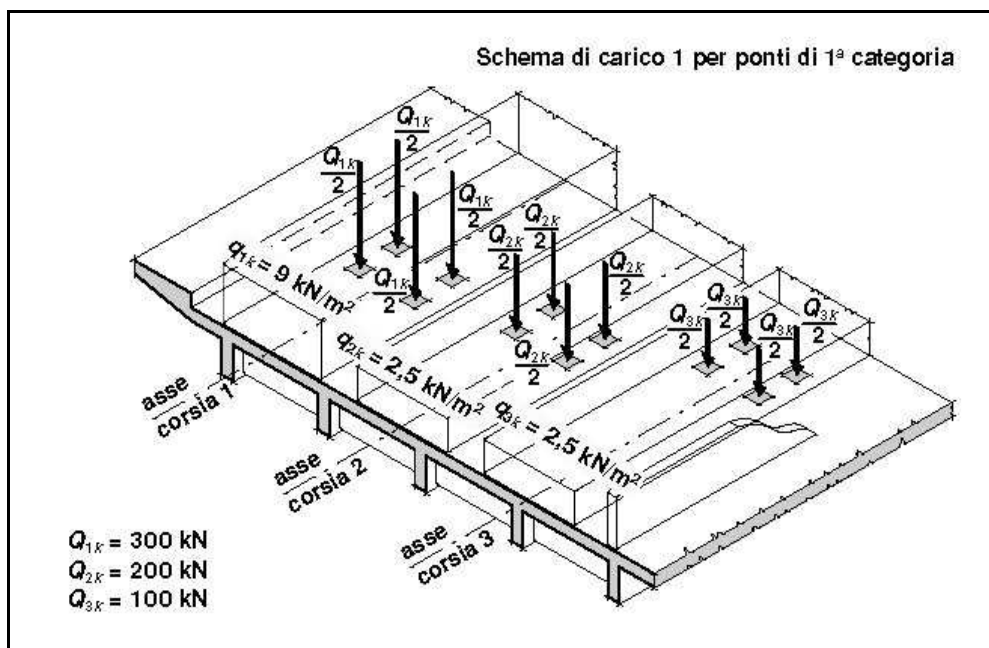


Figura 6 – Disposizione colonne di carico relative allo schema 1 ai sensi del D.M. 14.01.2008.

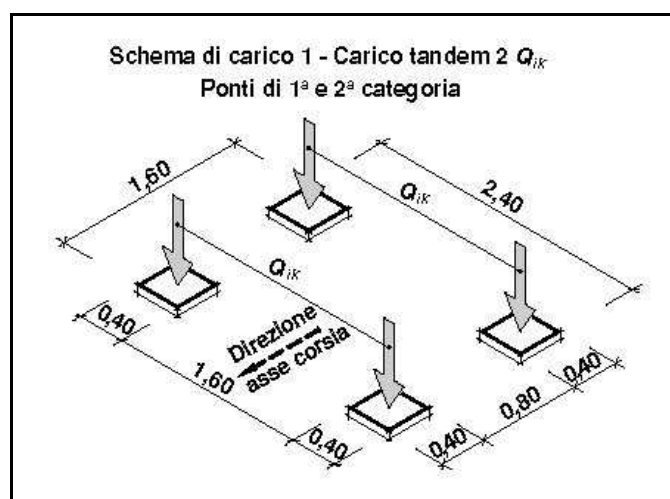


Figura 7 – Disposizione assi e impronte di carico relativi allo schema di carico 1.

Si evidenzia che, a favore di sicurezza, non è stato considerato l'effetto di diffusione dei carichi dal piano stradale alla soletta dell'impalcato dei manufatti scatolari in progetto.

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:

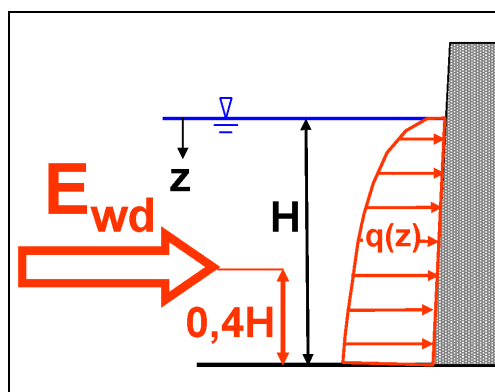


Figura 8 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

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.-2008, nei calcoli di dimensionamento e verifica geotecnica e strutturale sono state cautelativamente assunte, per il terreno di fondazione alla quota di imposta delle fondazioni e a tergo delle opere in progetto, le seguenti caratteristiche geomeccaniche riportate in *tabella 6*, adottando un intervallo di confidenza del 95%:

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sullo sporto 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 sulle pareti degli scatolari):

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:

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

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

L'analisi della spinta delle terre può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica. L'analisi pseudostatica è effettuata mediante i metodi dell'equilibrio limite, definendo l'azione sismica mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno o il manufatto contro-terra, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In riferimento, quindi, alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2 del D.M. 14.01.2008* 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 stesso e così espresse:

$$a_h = k_h \cdot g \quad a_v = k_v \cdot g$$

in cui:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- k_v è il coefficiente di intensità sismica verticale;
- g è l’accelerazione gravitazionale.

Le N.T.C.-2008 impongono che, relativamente alla **verifica dei muri di sostegno od opere/manufatti con pareti contro-terra (pareti canale e scatolari) o paratie**, in assenza di studi specifici, i suddetti coefficienti di intensità sismica siano così determinati:

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,5 \cdot \beta_s \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T$$

dove:

- a_g è l’accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido relativo allo stato limite di calcolo;
- S_s e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;
- β_s (β_m per muri di sostegno / pareti contro-terra) è un fattore di riduzione dell’accelerazione massima, dipendente dallo spostamento ammissibile dell’opera, i cui valori, per verifiche di stabilità dei pendii e di paratie, sono riportati nella *tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008* sotto riportata:

Tabella 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

Mentre per i muri di sostegno o pareti contro-terra i valori di β_m sono riportati nella tabella 7.11.II del D.M. 14.01.2008 sotto riportata:

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

In caso di pareti o muri impediti di muoversi β_m deve essere posto = 1,0.

In riferimento, quindi, alle opere in progetto ubicate entro terra, considerato il sostanziale impedimento a muoversi delle strutture per mutuo contrasto tra le parti opposte simmetriche, verrà assunto un coefficiente β_m unitario.

Relativamente, invece, ai muri di sostegno ed alle paratie provvisionali a sostegno degli scavi, verrà rispettivamente assunto un valore di β_m / s pari a 0,18 (muri) e a 0,20 (paratie).

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.

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:

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

I muri di sostegno e le pareti contro-terra devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5 delle N.T.C.-2008 e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al § 7.11.5. In tali verifiche, si richiede il rispetto della condizione 6.2.1 delle N.T.C.-2008, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1 delle N.T.C.-2008. 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.

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 attraversamenti stradali, 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:

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

Per quanto riguarda, infine, le **paratie o palancole**, 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 relativo allo stato limite di calcolo;
- 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.-2008*, mentre il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2008*, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

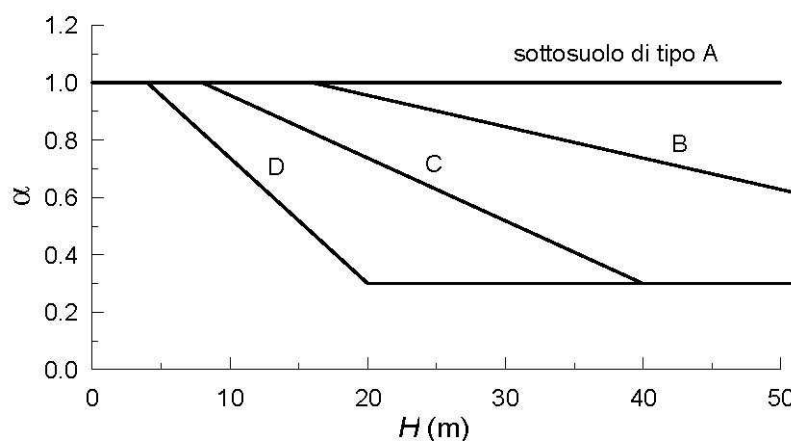


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

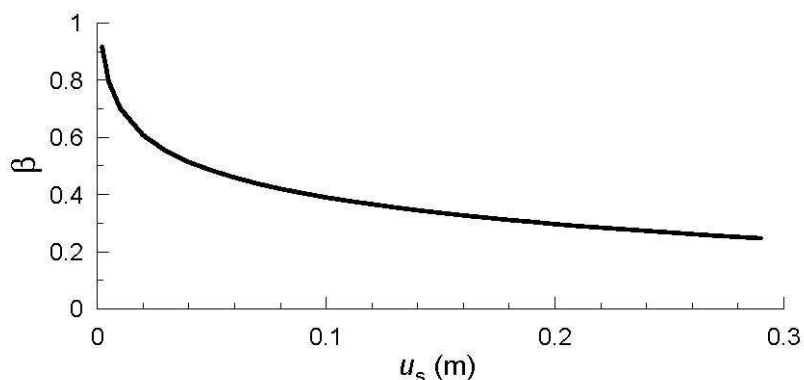


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

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 $k_h = 0,2 a_{max}/g$.

Per le verifiche pertinenti alle paratie in progetto $\alpha \times \beta$ è stato posto $\cong 0,50$.

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.

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultima, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici. Con riferimento ai sondaggi svolti, ai fini delle verifiche, è stata cautelativamente assunta, per tutti i manufatti, una quota di falda posta, in condizioni più gravose (nel periodo di irrigazione), pari all'incirca alla quota di piano campagna di riferimento.

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.

Alla luce di questo ulteriore fattore, 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 $v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) = 25$ m/s per la Zona 1 (Piemonte) per altitudini inferiori a 1500 m s.l.m., è la velocità di riferimento del vento (in m/s) caratteristica della zona geografica in questione, riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni e ρ la densità dell'aria 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. 14/01/2008:

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

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

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).

Come anzidetto, in relazione alla modesta rilevanza strutturale, alla geometria e all'esercizio delle opere in progetto si è ritenuto congruo ed accettabile trascurare l'azione dovuta al vento, in quanto praticamente ininfluyente sul comportamento statico delle strutture.

7) Azione della neve

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 14/01/2008* e secondo la seguente equazione:

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

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m² 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 Vercelli), assume i seguenti valori:

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

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

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 150 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 3.4.5. 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; essi, per i casi in esame, in riferimento ai *paragrafi 3.4.3 e 3.4.4. delle N.T.C.* assumono valori unitari.

Carico neve: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,00 \times 1,50 \times 1,0 \times 1,0 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

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.V E 3.2.VI 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:

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

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.VII. 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 sovraresistenza, 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. 14.01.2008, 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. 11-13058 del 19.01.2010 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 4 ($a_g = 0,05g$).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e relativa circolare 617/2009, 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 4), 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 Novara. In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 14.01.2008 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 Novara (NO) – zona 4
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 8.60145°; Latitudine: 45.42818°
- categoria del sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_s = 1,5$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}^0$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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 e SLV). 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	0.015	2.523	0.161
50	0.018	2.496	0.170
72	0.021	2.553	0.176
101	0.024	2.546	0.214
140	0.027	2.555	0.226
201	0.030	2.576	0.239
475	0.037	2.630	0.281
975	0.044	2.665	0.304
2475	0.054	2.757	0.333

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	30	0.015	2.523	0.161
SLD	50	0.018	2.497	0.170
SLV	475	0.037	2.629	0.281
SLC	975	0.044	2.665	0.304

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta II

Variabilità dei parametri II

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri II

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 - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione II

Grafici spettri di risposta II

Tabella parametri azione II

LEGENDA GRAFICO

--o-- 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 C info

Categoria topografica T1 info

$S_S =$ 1.500 info

$C_C =$ 1.917 info

$h/H =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$ 1.000 info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) 5 info

Fattore q_0 1 info

Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q 1.5 info

$\eta =$ 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 e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLO</td></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.015 g</td></tr> <tr><td>F_0</td><td>2.523</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.161 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.917</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>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.103 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.309 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.658 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_q	0.015 g	F_0	2.523	T_C	0.161 s	S_S	1.500	C_C	1.917	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.103 s	T_C	0.309 s	T_D	1.658 s	Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLO</td></tr> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.002 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>0.411</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_{qv}	0.002 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	0.411	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLO																																																
a_q	0.015 g																																																
F_0	2.523																																																
T_C	0.161 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.917																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.103 s																																																
T_C	0.309 s																																																
T_D	1.658 s																																																
STATO LIMITE	SLO																																																
a_{qv}	0.002 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	0.411																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

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: C info

Categoria topografica: T1 info

$S_S =$ 1.500 info

$C_C =$ 1.884 info

$h/H =$ 1.000 info

$S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5 info

Fattore q_0 : 1 info

$\eta_1 =$ 1.000 info

Regol. in altezza: sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q : 1.5 info

$\eta =$ 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 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_g</td><td>0.018 g</td></tr> <tr><td>F_{0+}</td><td>2.497</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.170 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.884</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>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.107 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.321 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.673 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_g	0.018 g	F_{0+}	2.497	T_C	0.170 s	S_S	1.500	C_C	1.884	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.107 s	T_C	0.321 s	T_D	1.673 s	Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.003 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>0.455</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}	0.003 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	0.455	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_g	0.018 g																																																
F_{0+}	2.497																																																
T_C	0.170 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.884																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.107 s																																																
T_C	0.321 s																																																
T_D	1.673 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{qv}	0.003 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	0.455																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

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: C info

Categoria topografica: T1 info

$S_S =$ 1.500 info

$C_C =$ 1.597 info

$h/H =$ 1.000 info

$S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 1 info

Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 info

$\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti 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 SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.037 g</td></tr> <tr><td>F_o</td><td>2.629</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.281 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.597</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>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.149 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.448 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.749 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_q	0.037 g	F_o	2.629	T_C	0.281 s	S_S	1.500	C_C	1.597	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.149 s	T_C	0.448 s	T_D	1.749 s	Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.010 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>0.684</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_{qv}	0.010 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	0.684	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLV																																																
a_q	0.037 g																																																
F_o	2.629																																																
T_C	0.281 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.597																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.149 s																																																
T_C	0.448 s																																																
T_D	1.749 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
a_{qv}	0.010 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	0.684																																																
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: $a_g = 0,015 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: $a_g = 0,018 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLV: $a_g = 0,037 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto (***pericolosità sismica di progetto***): $a_{g,max} = S_s \times S_T \times a_g = 1,5 \times 1,0 \times 0,037 \text{ g} \cong 0,06 \text{ g}$.

5.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del D.M. 14/01/2008, 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 G_2 .

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

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

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

Relativamente alle solette di copertura degli scatolari 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.-2008*:

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

Mentre 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.-2008*:

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	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	—	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

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 5.1.3.8 delle N.T.C.-2008*, 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. Metodo di analisi e criteri di verifica delle strutture in c.c.a.

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato (cordoli di fondazione, solai in laterocemento e cordoli di piano) è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 14.01.2008. 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 7.3.3* delle N.T.C.-2008, 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.

Relativamente ai metodi di calcolo, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008. 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 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 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:

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

Acciaio per laminati a caldo classe S355:

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

Acciaio per laminati a caldo classe S275:

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

Acciaio per laminati a caldo classe S235:

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

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 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008*; 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:

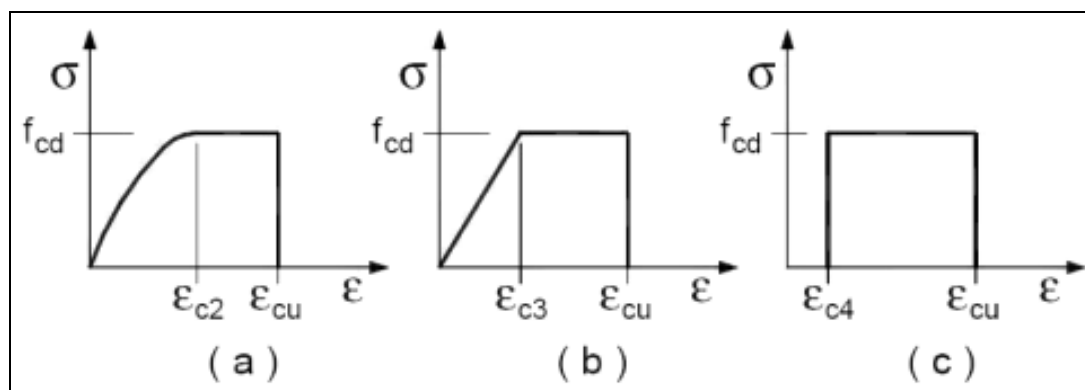


Figura 9a - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

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

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

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 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b))

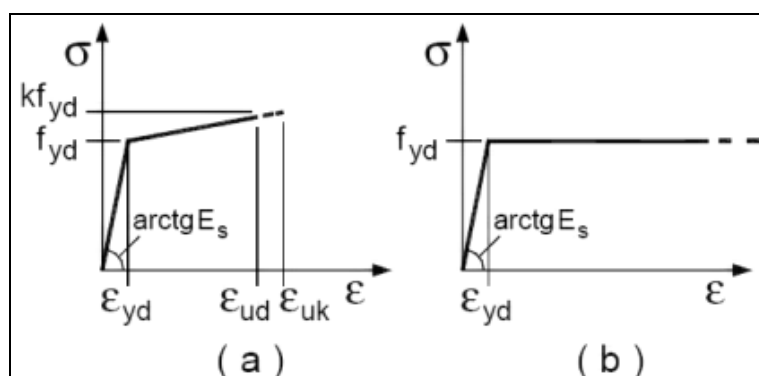


Figura 9b - Modelli di calcolo σ - ϵ per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (capitolo 11 del D.M. 14.01.2008) e in base a quanto già indicato al capitolo 3 della presente relazione.

6.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto M_{Ed} 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.

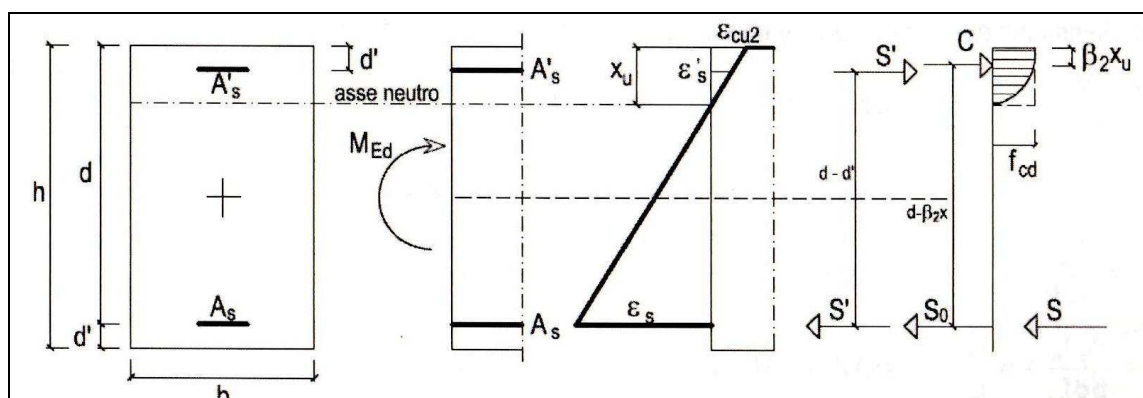


Figura 10.

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*):

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

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

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.

6.2.2 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*).

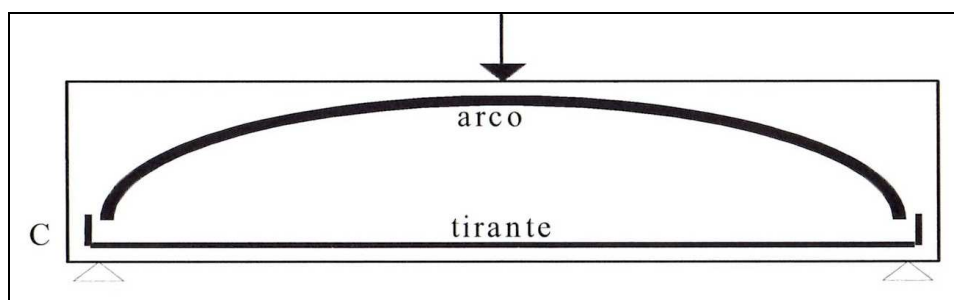


Figura 11.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotezzando 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 .

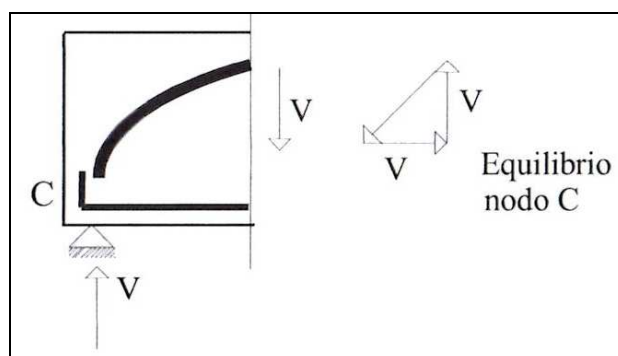


Figura 12.

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo D.M. 14.01.2008, paragrafo. 4.1.2.1.3.1):

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

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. 14.01.2008 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*).

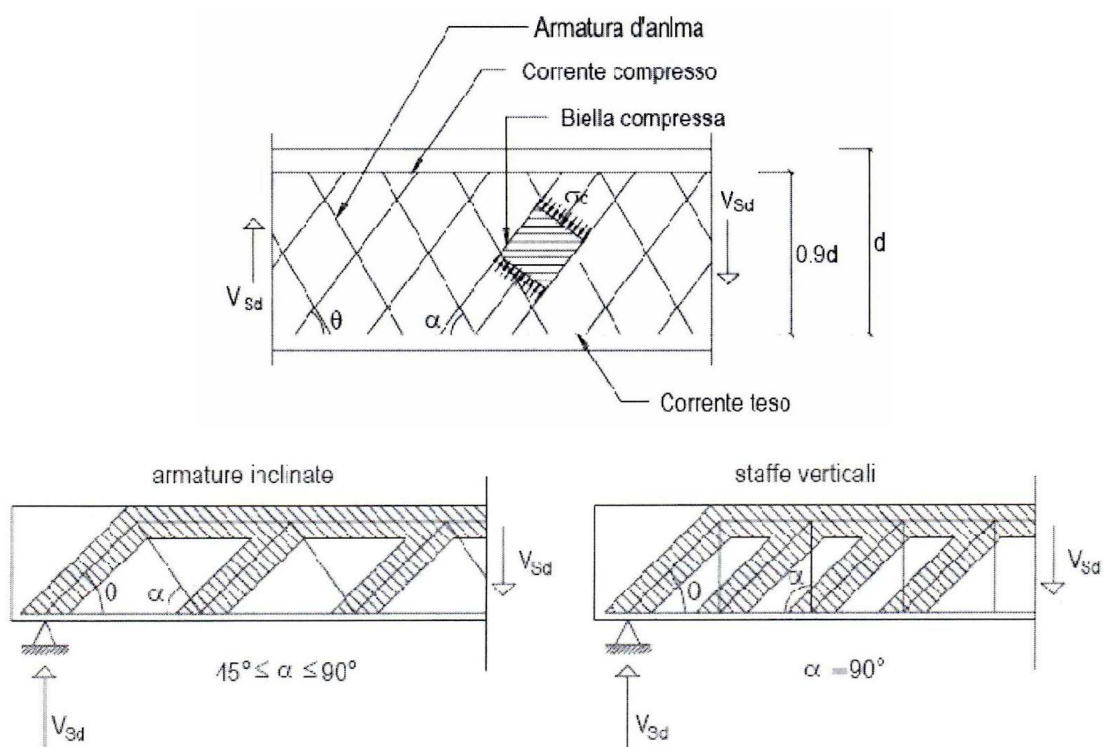


Figura 13.

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

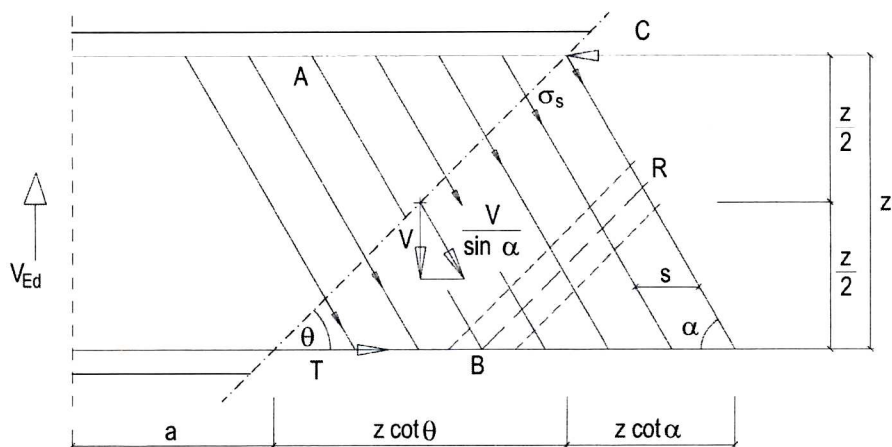


Figura 14.

In base al paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14.01.2008, 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.

6.3 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 predimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 14.01.2008 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. 14.01.2008) 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.

6.3.1 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. 14.01.2008* 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*.

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. 14.01.2008 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 C4.1.2.2.4.6 2 febbraio 2009, n. 617*.

Per i manufatti previsti in progetto, caratterizzati da armature poco sensibili e da condizioni ambientali generalmente aggressive verrà, quindi, cautelativamente sviluppata una verifica alla fessurazione, per la condizione “quasi permanente”, con riferimento al limite “ w_1 ”, in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti sulle opere dovuti ai ripetuti cicli di gelo e disgelo (tra estate e inverno) e all'azione chimica delle acque reflue, oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

6.3.2 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. 4.1.2.2.5.1 del D.M. 14.01.2008*.

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

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

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

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. 14.01.2008*, 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.

6.4 Modelli di analisi strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche delle costruzioni in progetto, trattandosi di opere a semplice concezione strutturale, di limitato sviluppo dimensionale e geometricamente simmetriche, sono state effettuate con l'ausilio di modelli numerici semplificati, considerando cautelativamente i vari manufatti con sezione ad "U" alla stregua di pareti verticali incastrate in fondazione, riconducendoli, pertanto, ai fini strutturali, ad uno schema statico del tipo "muro a mensola e le tombature con modelli semplificati "a telaio" a sezione scatolare.

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 6.2.3 del D.M. 14.01.2008*, “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*” e dall'Eurocodice 7, “*Progettazione Geotecnica*” – UNI EN 1997-1.

Tutte le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento al capitolo 6 del D.M. 14.01.2008, seguendo l'Approccio 1 che prevede due combinazioni di 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) da adottare in funzione del tipo di opera e delle verifiche per essa richieste.

Tutte le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.4 e 7.11 delle N.T.C.-2008.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche, verrà, infine, fatto riferimento a quanto disciplinato dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2008.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2008*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 50 anni ed una classe d'uso II, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

Si evidenzia, infine, che le sollecitazioni scambiate al terreno di fondazione delle opere previste in progetto, in considerazione dei risultati di calcolo ottenuti e riportati ai capitoli precedenti non sono di rilevante entità. In ogni caso si è ritenuto opportuno adottare soluzioni progettuali che consentano una sufficiente garanzia, soprattutto a fronte di eventuali fenomeni futuri di assestamento (cedimento) del terreno di fondazione e in rapporto all'inserimento futuro di eventuali nuove opere e/o elementi strutturali e/o impiantistici e/o cambi di destinazione d'uso.

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 14.01.2008* 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.-2008 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. 14.01.2008 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 9 – 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	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 10 – 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 (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 11.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

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

Tabella 11.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 11.3 – 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 dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 9, 10 e 11 (11.1 / 11.2 / 11.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M1+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 14.01.2008 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+M1+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 9 e 10* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 11.1* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo almeno uno tra l'*Approccio 1* e l'*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 9 e 10*, e imponendo un coefficiente γ_R pari a 1,1, come previsto dal *capitolo 7 del D.M. 14.01.2008 (CD"B")*.

Pareti e muri controterra

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 14.01.2008*, 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, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 14.01.2008* saranno effettuate secondo l'Approccio 1:

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

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

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 14.01.2008*, 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 9, 10 e 11.3*

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

– Combinazione 1: (A1+M1+R1);

– Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 9, 10 e 11.2*.

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.

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

Con riferimento alle condizioni statiche e sismiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 9, 10 e 11.3*.

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, ove presenti, 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.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario sono, inoltre, state verificate nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.3.3 del D.M. 14.01.2008*. 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.-2008*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Le costruzioni in progetto sono generalmente caratterizzate da un piano di imposta delle fondazioni poco profondo rispetto alla quota di falda e, come tali, non verranno verificate gli stati limite ultimi di tipo idraulico (sollevamento) di cui al paragrafo 6.2.3.2 del D.M. 14.01.2008, in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alla quota relativa di falda. Può essere, pertanto, ritenuta giustificata l'omissione di tali verifiche.

Verrà, invece, prevista la verifica a sifonamento delle palancole provvisorie per l'esecuzione delle opere, in condizioni di esercizio (tab. 6.2.IV N.T.C.-2008) al fine di verificarne la profondità di infissione a garanzia delle necessarie condizioni di sicurezza.

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 è fatto riferimento al metodo di Burland and Burbidge (1985), valido per terreni incoerenti (sabbie) sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) disponibili in prossimità del sito oggetto dei lavori e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento:

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

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, quindi, riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto variabile da circa 2,0 m a circa 4,5 m rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in massi di cava intasati con cls, con funzione di migliorare ed omogeneizzare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno. Per i suddetti motivi, in considerazione dei risultati delle indagini geotecniche e delle suddette considerazioni, è stato ragionevolmente assunto un valore di Nspt di calcolo (di progetto) pari a 20.
- 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:

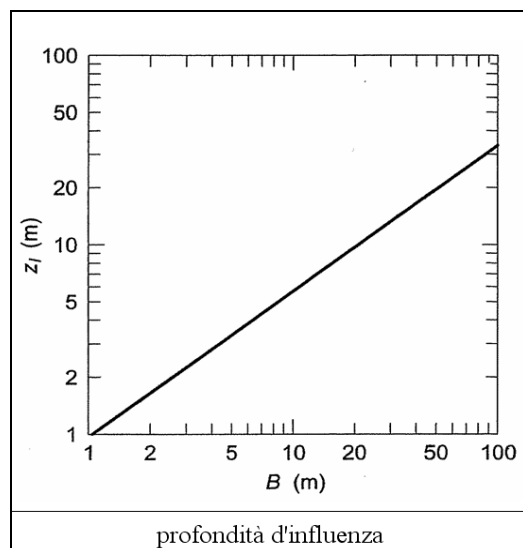


Figura 15 – Grafico per la determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascuna tipologia omogenea di opere in progetto, i relativi valori della costante di sottofondo determinati secondo le modalità sopra descritte e assunti nei calcoli, comprensivi di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti e opere in progetto	Stima costante di sottofondo [kN/m ³]
Scatolari, tratti tombinati e pozzetti d'ispezione	≅ 30000
Canale con sezione a "U" e muri a mensola	≅ 20000

Tabella 13 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno delle principali tipologie omogenee dei manufatti in progetto.

Per quanto riguarda, infine, la stima dei cedimenti per pareti contro-terra (tratti di canale con sezione ad "U" e muri a mensola), si è fatto anche riferimento al metodo semplificato di *Christian e Carrier*, 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 elastico 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.

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.

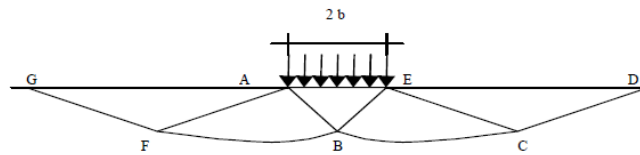
Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dal fabbricato, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

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 del fabbricato 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.



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:

- 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;
- 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;
- 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:

$$q_{\lim} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

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:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

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):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

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:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

7.5 Verifiche di stabilità delle opere di sostegno e dei fronti scavo

Tali verifiche riguardano sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno relativa alla paratia provvisoria finalizzata al sostegno dello scavo per la realizzazione della stazione di sollevamento e, aggiuntivamente, relativamente allo scavo in sezione previsto per la realizzazione della vasca di laminazione.

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 10 kN/m^2 .

Il metodo di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le paratie e quello di *Jambu ("Stability analysis 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 concii 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*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi'$;
- 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 poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (*“Metodo delle strisce”*).

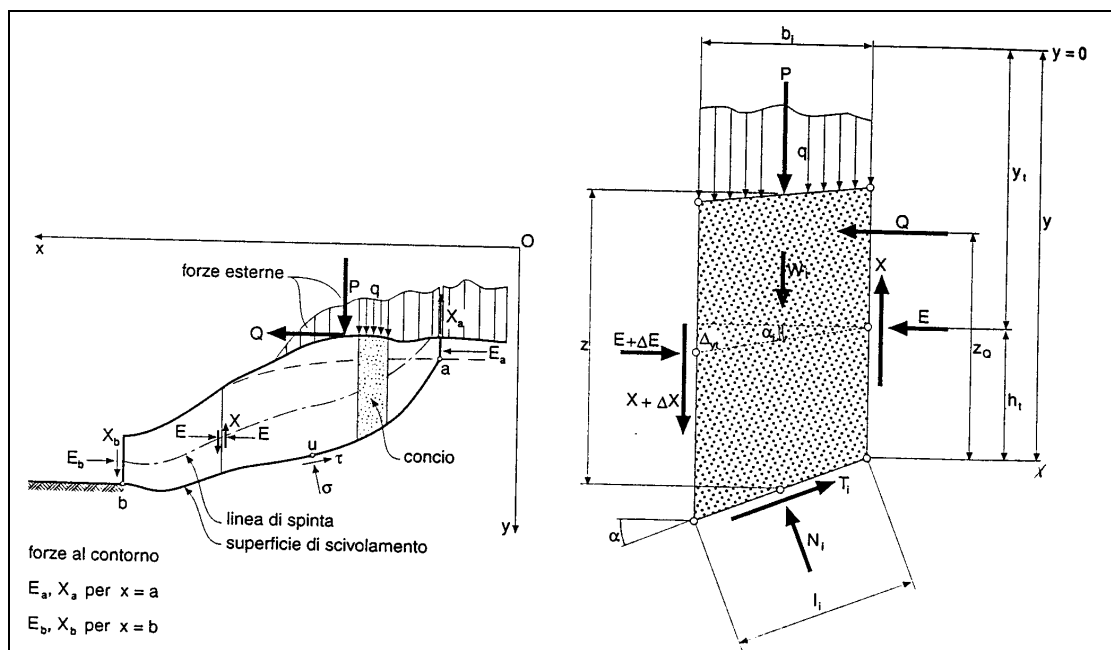


Figura 16 – Schematizzazione di calcolo del “metodo delle strisce”.

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).

Come accennato, 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 conci siano di larghezza limitata.

7.5.1 Opere di sostegno provvisoriale – palancole

Il progetto prevede l'infissione di palancole metalliche per il sostegno provvisorio degli scavi in progetto. Le palancole sono state considerate del tipo "a mensola", ovvero libere, utilizzando il metodo di calcolo previsto dalla teoria di *Blum* (1943).

Il problema è trattato in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura rigida e il terreno con comportamento di tipo rigido-plastico. Il legame pressione-spostamento è, pertanto, del tipo rigido-plastico; il valore delle pressioni di contatto è indipendente dall'entità degli spostamenti e dalle modalità con cui la parete si muove. Vengono definite lungo la parete i valori limiti 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.

In base alla metodologia di calcolo suddetta si assume, quindi, che il diagramma di pressioni nette abbia un andamento crescente fino al punto di rotazione "C" assunto ad una profondità $i_0 = 0,8 \times i$, e che la risultante "R" delle pressioni di compenso (uguali a quelle aggiunte dalla parte passiva) e quelle al di sotto del centro di rotazione "C", sia applicata proprio nel punto di rotazione.

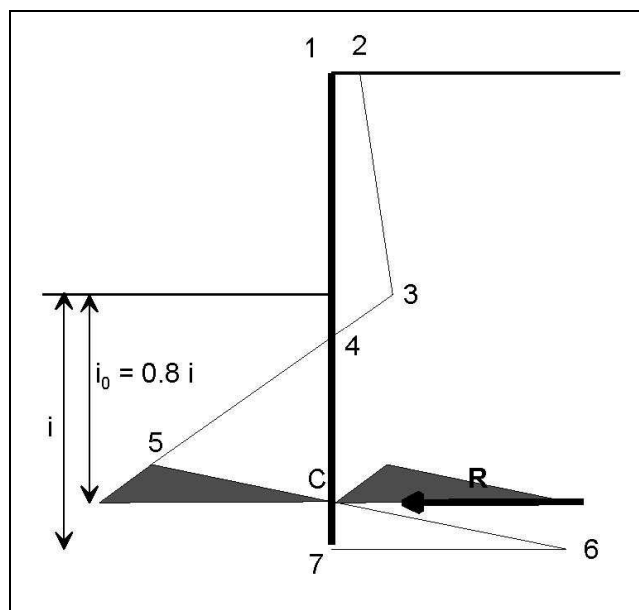


Figura 17 – Schematizzazione di calcolo paratia/palanca con il metodo di Blum.

La stabilità dell'opera viene, quindi, garantita calcolando la profondità di infissione ($i = 1,2 \times i_0$) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Il fattore di sicurezza globale è definito come la profondità di infissione effettiva sulla profondità di infissione reale ad un fattore di sicurezza pari a 1, utilizzando la stessa configurazione di pressione. Si determina, quindi, la quota della paratia dove il momento agente eguaglia il momento resistente; tale quota è impostata come la profondità necessaria per avere un $FS_{\text{rotazione}} = 1.0$. In questo modo, le forze orizzontali non sono in equilibrio e, per paratie stabili, la resistenza passiva è più grande di quella attiva (il taglio sulla paratia non è automaticamente bilanciato). Si calcola, quindi, il fattore di sicurezza globale rapportando i momenti resistenti e agenti e anche un fattore di sicurezza all'infissione basato sulla profondità della paratia o della palanca.

Trattandosi di opera provvisoria, con funzione e vita utile prettamente rapportata alla durata del cantiere, le verifiche svolte sono state, quindi, finalizzate 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 valori limite di normativa ($\cong 1/200 H = 0,005 H$);
- le massime tensioni indotte sulle membrature della paratia risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell'acciaio impiegato per la loro realizzazione: S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm^2).

7.5.2 Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Con riferimento alle ipotesi e al metodo di calcolo descritti in precedenza il coefficiente di sicurezza FS di un pendio in un terreno omogeneo coesivo ($c=c'$; $\varphi=\varphi'$) viene ad essere espressa con la seguente relazione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma \cdot H}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata (c');

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

Il numero di stabilità N_{cf} può essere ricavato in forma grafica attraverso l'abaco riportato in *figura 18* seguente:

Tale numero di stabilità viene ad essere funzione dell'inclinazione del fronte scavo (β) e del fattore adimensionale λ_{cf} , ottenuto dall'espressione:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \varphi'}{c'}$$

dove:

c = coesione drenata del terreno (c');

φ = angolo di attrito del terreno;

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

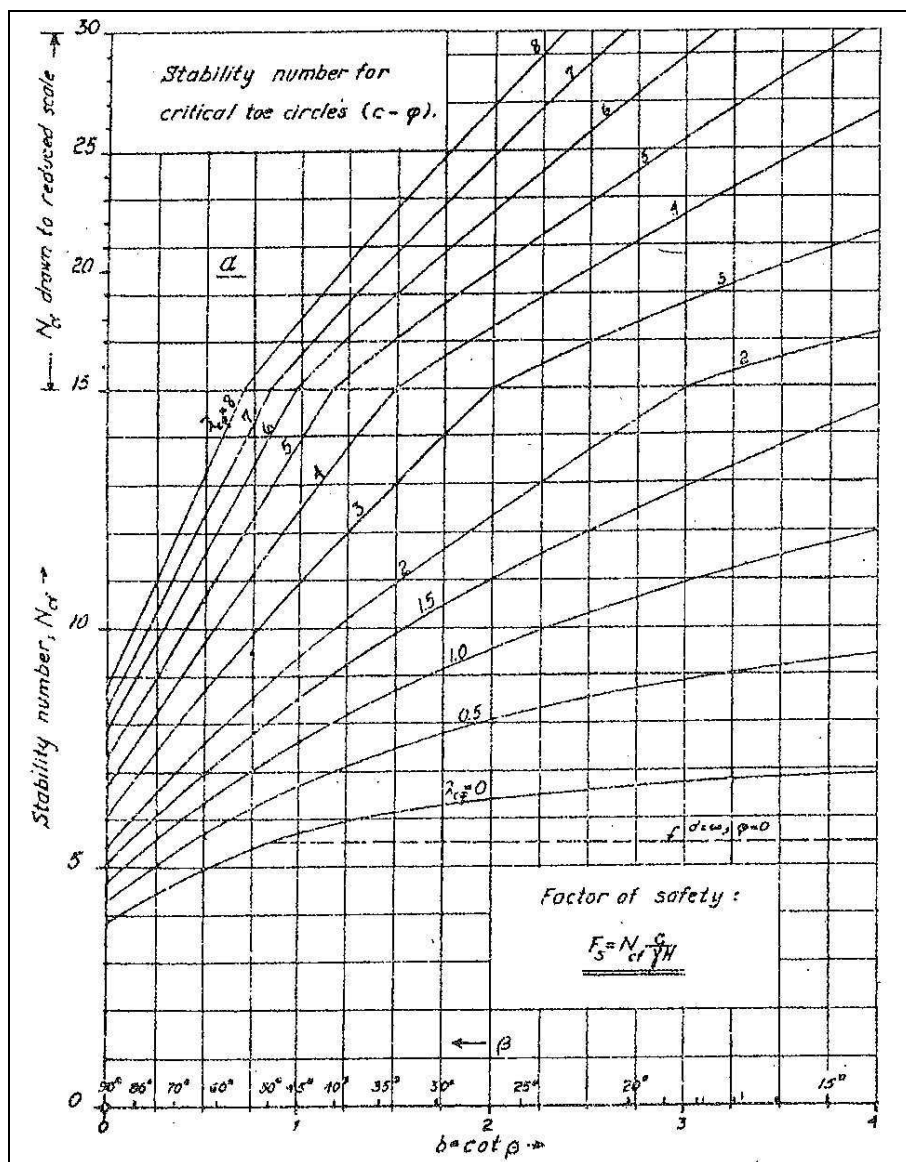


Figura 18 – Numero di stabilità per $\phi > 0$.

Con l'impiego, quindi, dei grafici nella figura 19 si possono individuare le coordinate del centro del cerchio critico.

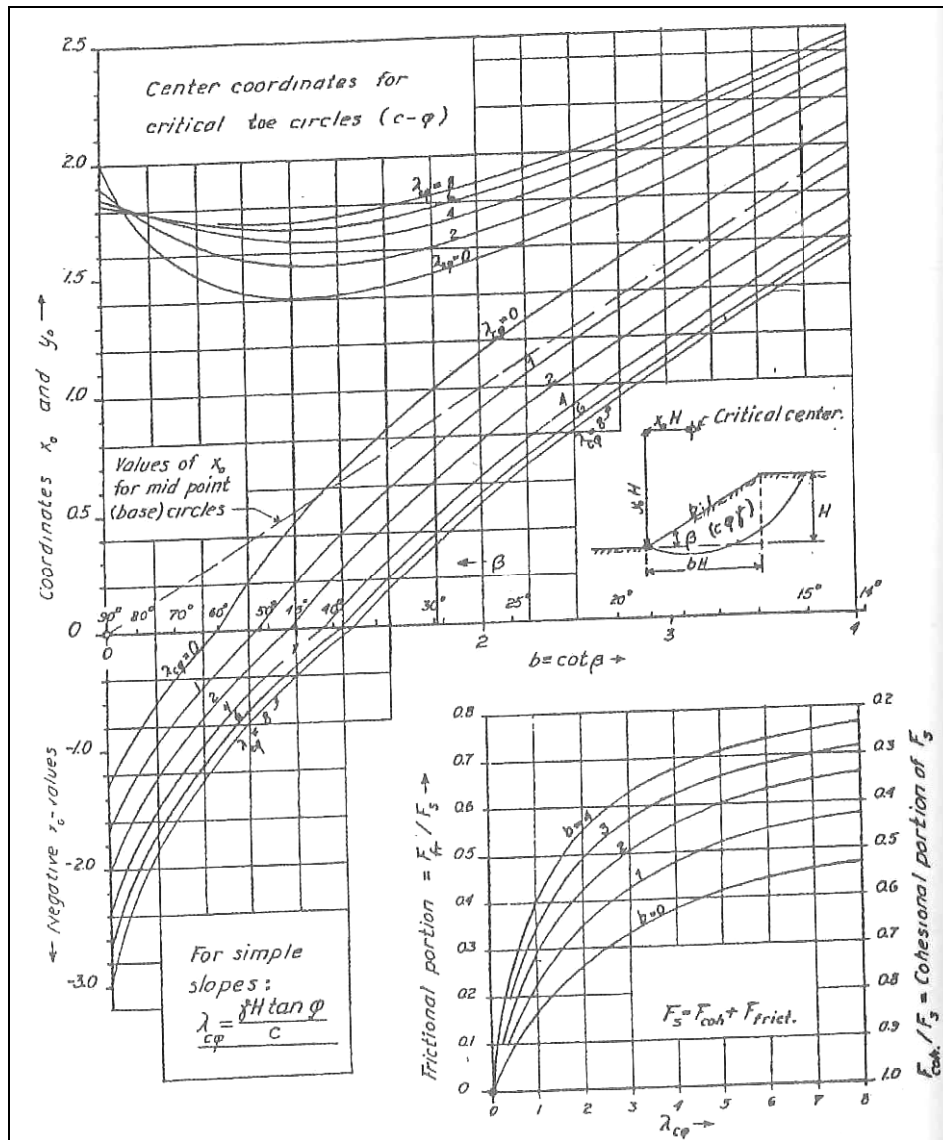


Figura 19 – Centro del cerchio critico per $\phi > 0$.

Nel caso di fronte scavo o pendio con presenza di falda (pendio sommerso, pendio saturo con falda prossima al piano campagna o pendio con presenza di moto di filtrazione), l'analisi può essere svolta, in maniera analoga, con le seguenti espressioni:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

Modificando opportunamente i valori dei pesi di unità di volume del terreno presenti nelle suddette formule. In particolare si avranno i seguenti possibili casi (figura 20):

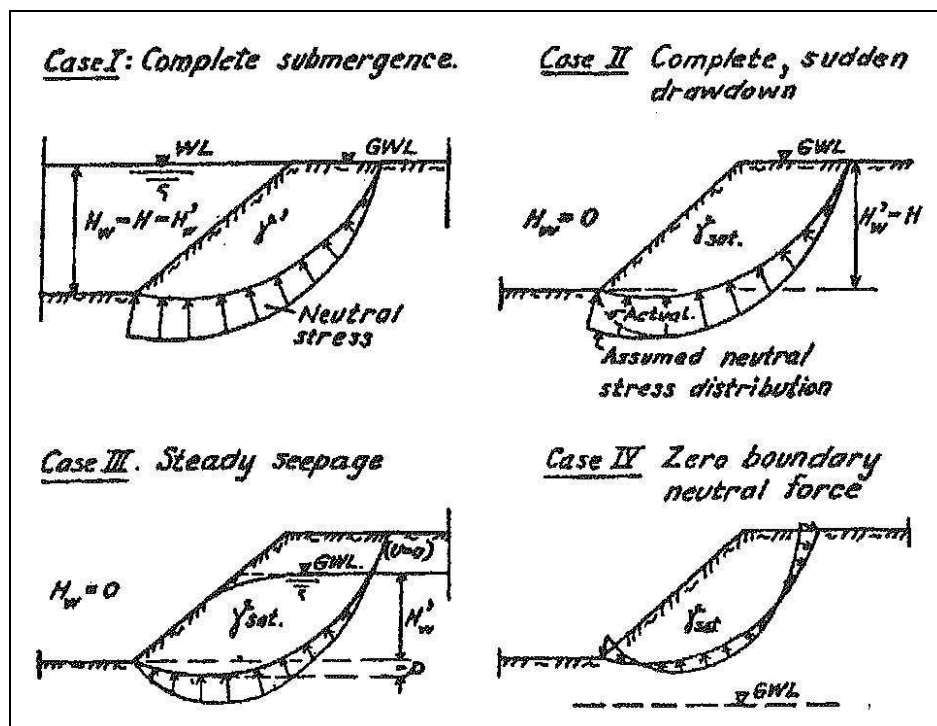


Figura 20 – Illustrazione delle possibili condizioni limite in presenza di falda.

- pendio sommerso: $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio saturo con falda prossima al piano campagna: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio con presenza di moto di filtrazione: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w (H'_w/H)$

Nei casi di pendio parzialmente sommerso il coefficiente di sicurezza è dato, quindi, dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\mu_w \cdot N_{cf} \cdot c}{\gamma_{sat} \cdot H - \gamma_w \cdot H_w}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata del terreno (c');

γ_{sat} = peso di unità di volume del terreno in condizioni sature;

H = altezza dello scavo;

H_w = altezza di falda;

μ_w = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto della sommersione.

Il valore del coefficiente adimensionale μ_w viene ricavato dalla figura 21 seguente ed è funzione del rapporto H'_w/H e dall'inclinazione dello scavo β , mentre il valore di N_{cf} si ricava sempre dal grafico di figura 18 assumendo per λ_{cf} il seguente valore:

$$\lambda_{cf} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w) \cdot \tan \phi'}{c' \cdot \mu'_w}$$

con μ'_w ricavato dal grafico di figura 21 noti β e H'_w/H .

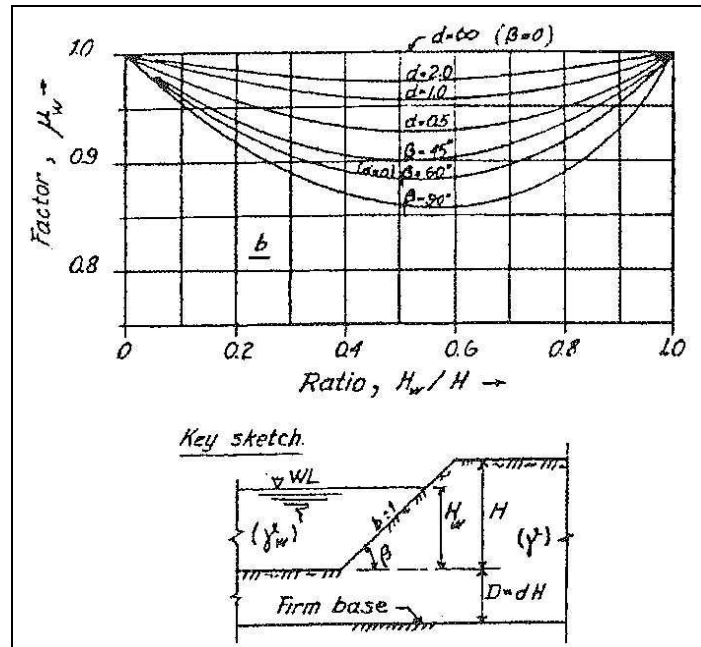


Figura 21 – Fattore riduttivo μ_w .

Nel caso, infine, di presenza di sovraccarico in sommità del pendio o del fronte scavo, combinato con eventuale sommersione ed eventuale tension-crack, si avrà la seguente configurazione:

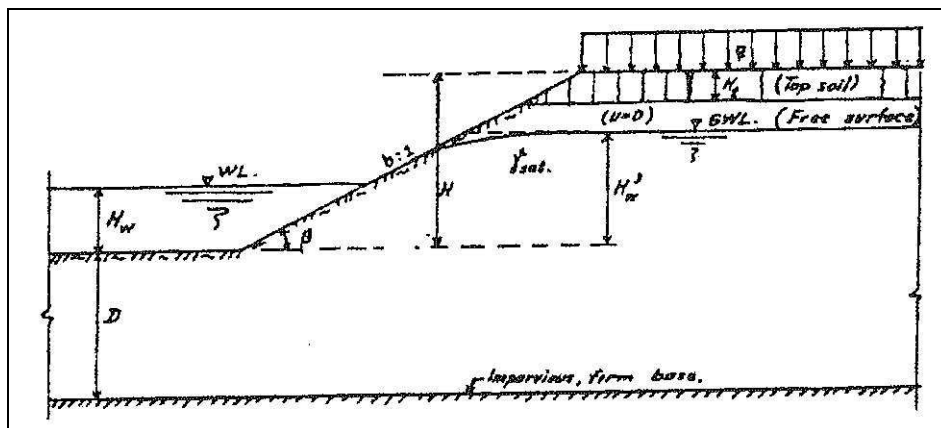


Figura 22 – Combinazione di sovraccarico, sommersione, tension-crack e filtrazione.

In tal caso il coefficiente di sicurezza assume la seguente espressione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

con il valore di λ_{cf} dato da:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

con:

$$\gamma_1 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_w \mu_q \mu_t} \quad \gamma_2 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu'_w \mu_q}$$

Per la valutazione dei coefficienti μ_w , μ_q e μ_t si utilizzeranno le figure 22 e 23 e 24 seguenti:

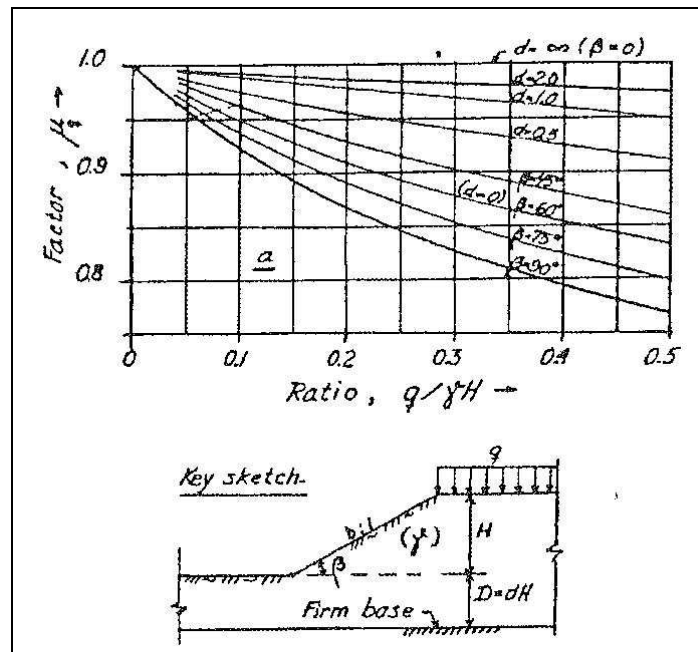


Figura 23– Fattore riduttivo μ_q .

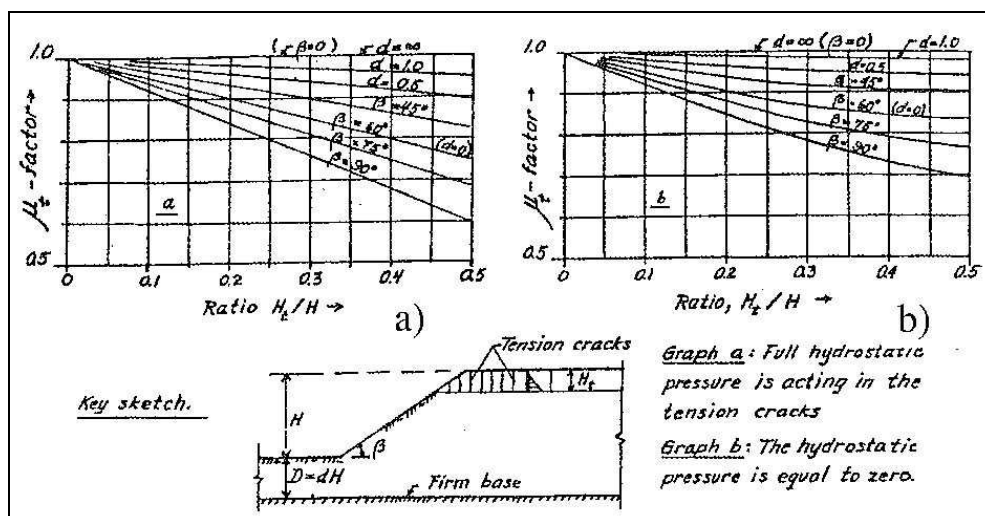


Figura 24 – Fattore riduttivo μ_t .

7.6 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

La modellazione e le verifiche pertinenti alle palancole atte alla stabilizzazione temporanea degli scavi e alla deviazione provvisoria delle portate dello scaricatore per la realizzazione della tombinatura dei tratti “A” e “B”, sono state condotte mediante l'utilizzo del codice di calcolo *ProSheet 2.2*, fornito da *ArcelorMittal*, per analisi di paratie di sostegno libere (a mensola) o ancorate (libere o vincolate al piede) mediante la teoria di *Blum*.

La stabilità dell'opera viene garantita calcolando la profondità di infissione ($i = 1,2 \times i_0$) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Il calcolo è effettuato ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo. Il calcolo è, quindi, riferito ad una striscia di palanca di lunghezza unitaria.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono 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 secondo le seguenti equazioni:

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

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

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:

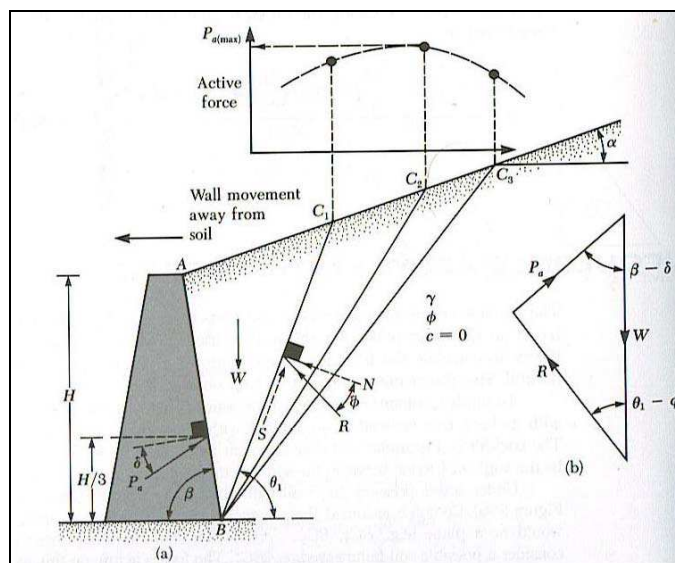


Figura 25 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

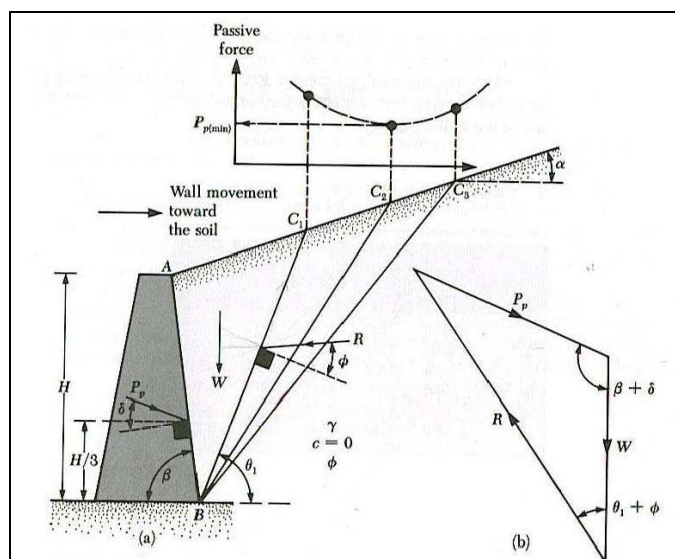


Figura 26 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di Lancellotta (NAVFAC – 1971).

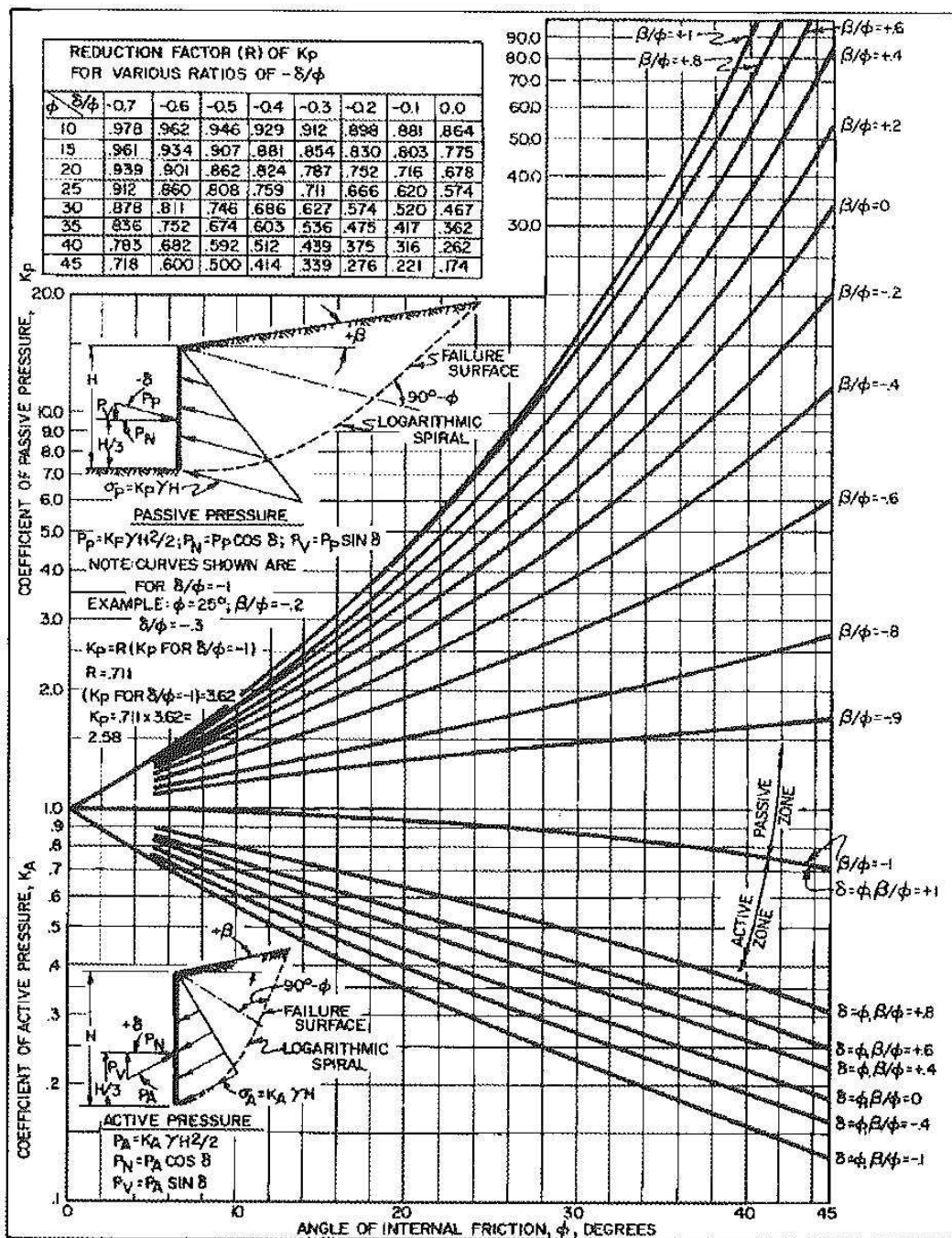


Figura 27 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

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 preliminare 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.-2008 e relativa Circolare n. 617/2009.

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.-2008, alla Legge 1086/71 e al D.P.R. 380/2001. In tal senso, relativamente ai suddetti manufatti, non sono state svolte specifiche verifiche (le quali dovranno essere svolte dal fornitore degli stessi) ma esclusivamente la definizione delle caratteristiche geotecniche, sismiche del sito nonché le azioni agenti da considerare nei calcoli.

Si riportano, quindi, nel seguito i risultati di calcolo e di dimensionamento, pertinenti alle opere a maggiore rilevanza strutturale previste in progetto realizzate in opera.

8.1 Manufatto scatolare di raccordo con la tombinatura esistente a monte

Il manufatto in questione consente il collegamento tra lo scaricatore tombinato esistente di monte e la nuova tombinatura in progetto, in elementi prefabbricati in c.a.v. relativa al tratto "A". La sezione del manufatto avrà un'altezza costante pari a 2,75 m ed una larghezza netta variabile da un massimo di circa 5,30 m ad un minimo di circa 4,00 m, con una larghezza media pari a circa 4,60 m assunta nei calcoli di predimensionamento; il manufatto verrà realizzato previa esecuzione di sottofondazione in cls magro Rck 15 N/mm² armata con rete elettrosaldata Ø8/20x20 e di sottostante platea in massi intasati con cls di spessore pari ad 80 cm circa. Lo spessore delle sezioni della costruzione sarà di 40 cm.

Il manufatto sarà ubicato, assieme ai successivi manufatti scatolari in c.c.a. prefabbricato, in affiancamento alla pista di servizio in progetto al lato scaricatore; pertanto in fase di esercizio, potrà essere assoggettato ad un eventuale transito ordinario di tipo ciclabile e ad un possibile transito veicolare, per l'espletamento delle operazioni di ispezione e manutenzione. Il calcolo è stato, pertanto, eseguito in via cautelativa con riferimento ai sovraccarichi di I categoria previsti dal *capitolo 5 delle N.T.C.-2008* e trattati al *paragrafo 5.3* della relazione, nell'ipotesi di transito parallelo allo sviluppo longitudinale dello scaricatore e considerando un'area di influenza longitudinale di 3,0 m (lunghezza minima conci in opera).

Le verifiche sono state svolte ipotizzando cautelativamente il canale scaricatore vuoto e le spalle soggette all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda e sismiche, nonché quelle dei sovraccarichi applicati alla soletta dell'impalcato e alle pareti laterali medesime dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi agricoli in fase di esercizio del canale. E' stato considerato, inoltre, il carico dovuto al terrapieno di ricoprimento dell'impalcato, di altezza pari a circa 1,80 m.

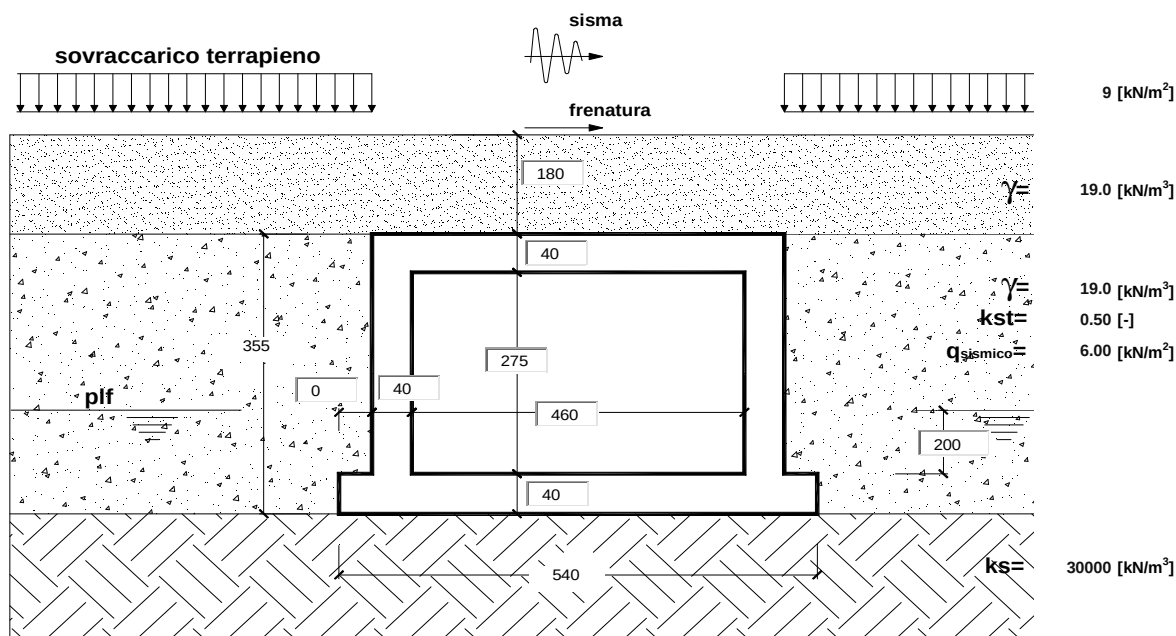
Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio** dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% 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, infine, anche la stima dei **cedimenti** per la condizione di esercizio e la verifica a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

TRATTO "A" – MANUFATTO SCATOLARE DI RACCORDO A MONTE INTERVENTO

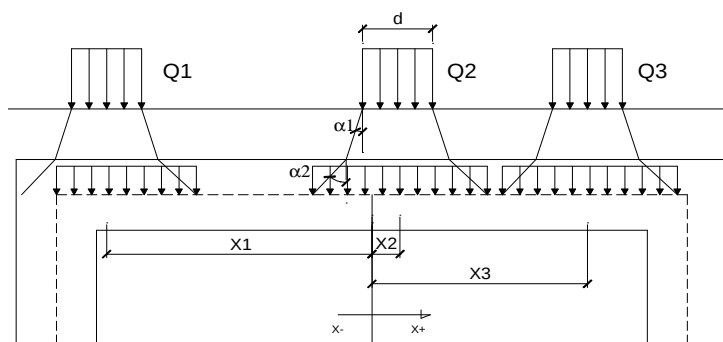
OPERA

Manufatto scatolare di raccordo con la tombinatura esistente a monte



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls $E = 3.10E+07$ [kN/m²] $\gamma_{cls} = 25$ [kN/m³]
acc. sismica or. $kh = 0.06$ [-] $\gamma_w = 10$ [kN/m³]



SOVRACCARICHI

angolo di diffusione nel ricoprimento	α_1 [°]	45
angolo di diffusione nella soletta	α_2 [°]	45
CONDIZIONI DI CARICO		
A		
impronta del carico	d [m]	0.40
area influenza long.	l [m]	3.00
Carico 1	Q1 [kN]	300
	X1 [m]	-1
Carico 2	Q2 [kN]	300
	X2 [m]	1
Carico 3	Q3 [kN]	0
	X3 [m]	0
Carico distribuito	[kN/m]	9
		0

Iniezione terreno ricoprimento ☒ SI ☐ NO

F frenatura 0 [kN/m]

CALCOLO

combinazioni di carico

condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1.35	1.35	1.35	1	1					
falda + spinta terreno	1.35	1.35	1.35	1	1					
sovraccarico A	1.5	1.5	1.5	0.75	1					
sovraccarico B										
sovraccarico terreno sn		1.5	1.5	0.75	1					
sovraccarico terreno dx			1.5	0.75	1					
frenatura										
sisma				1						

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls 
Rck 40 (MPa)
fck 32
 γ_m 1.5
 α_{cc} 1.18
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_m, c =$ 18.13 (MPa)

Copriferro (asse armatura)

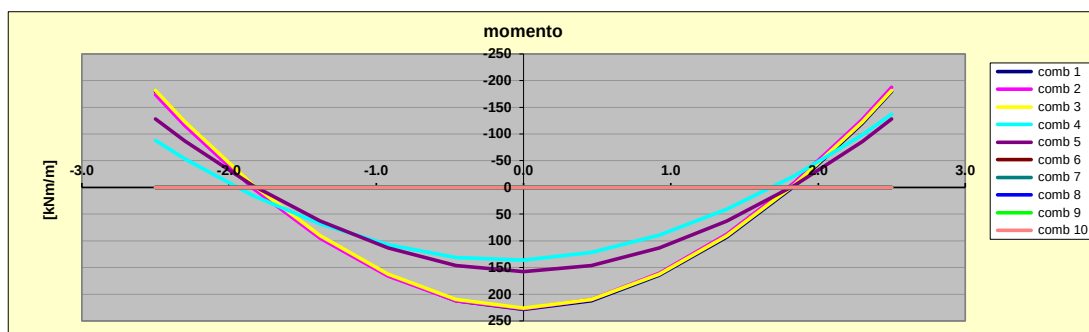
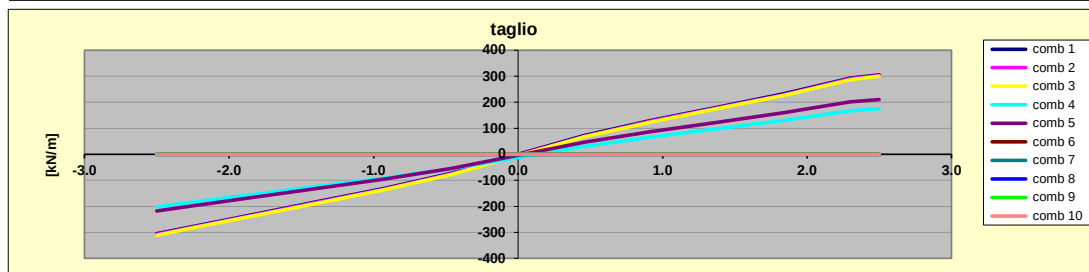
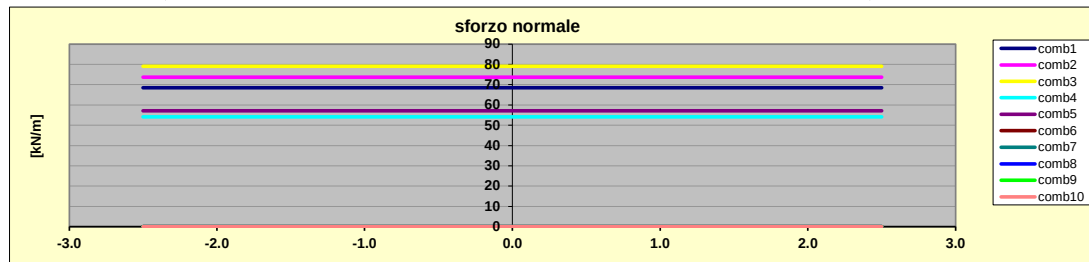
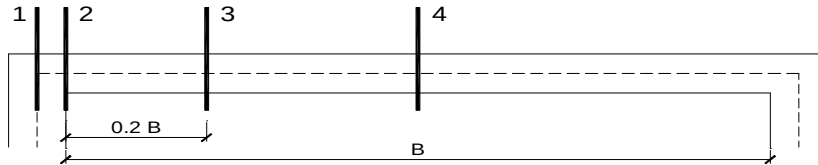
c = 4.00 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio 
 $f_{yk} =$ 450 (MPa)
 $\gamma_s =$ 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$ 391.30 (MPa)
Es = 210000 (MPa)
 $\varepsilon_{ys} =$ 0.186%

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

SOLETTA



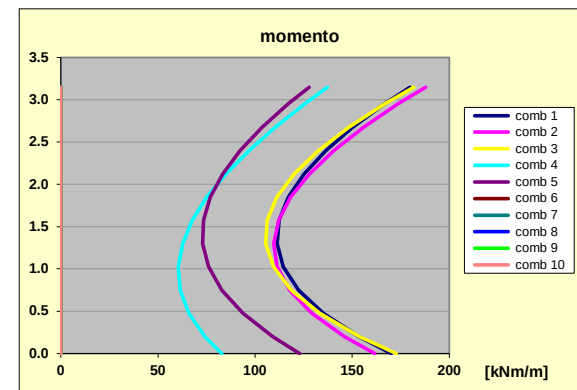
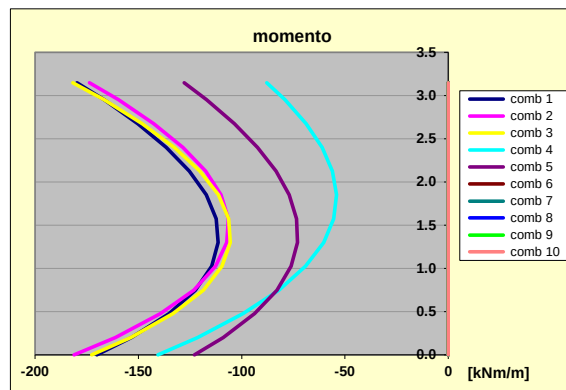
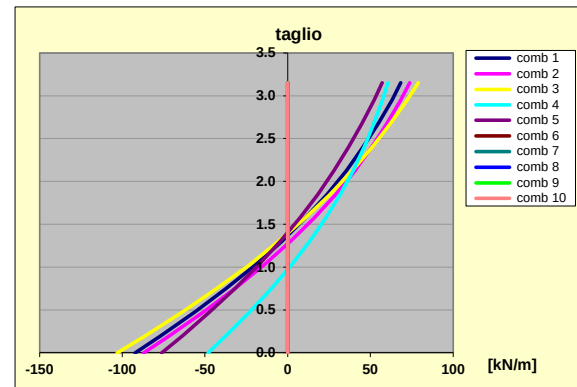
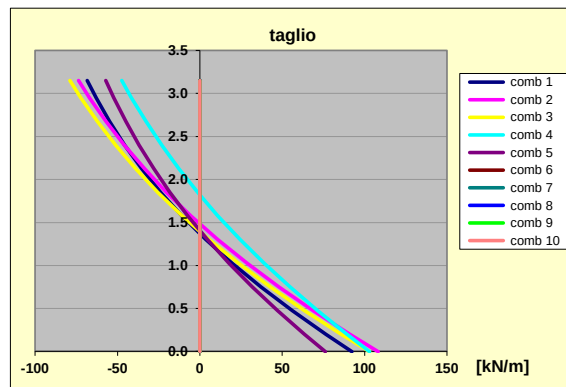
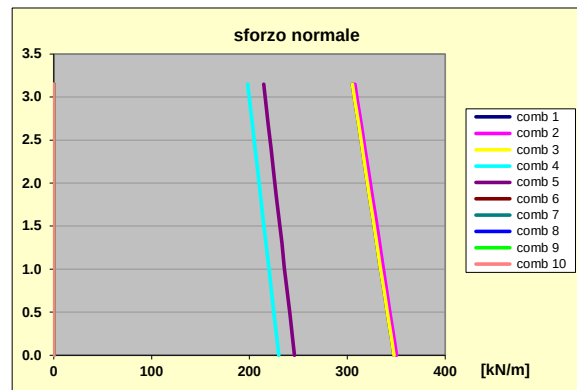
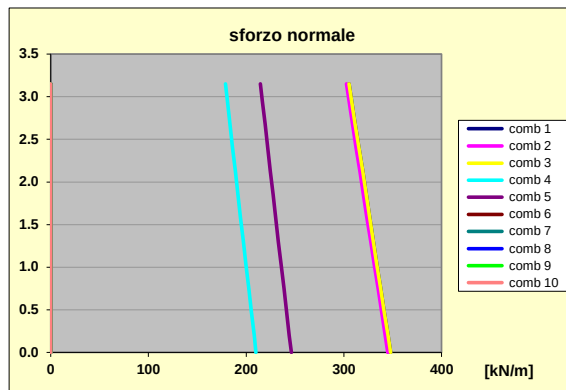
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-187.7	73.7	18.8	15.3	259.2
2	-127.4	73.7	18.8	15.3	259.2
3 min	0.0	0.0	18.8	15.3	247.4
3 max	95.5	73.7	18.8	15.3	259.2
4	228.6	68.4	18.8	15.3	258.4

Verifica soletta

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	310.7	203.43	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
2	292.3	202.00	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
3	186.8	203.43	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
4	12.7	200.06	12	20.0	20.0	21.80	1030.60

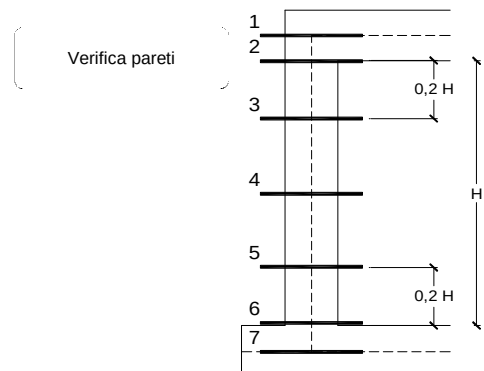
Sezione verificata
Sezione verificata
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

PARETI



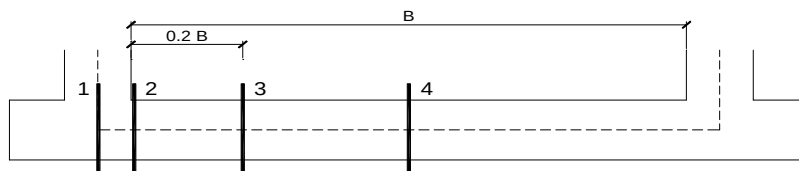
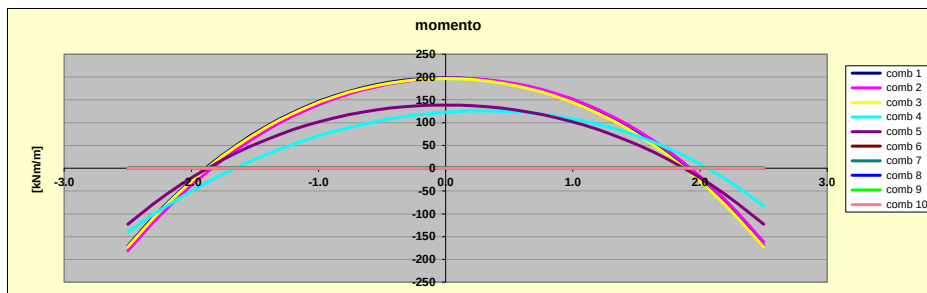
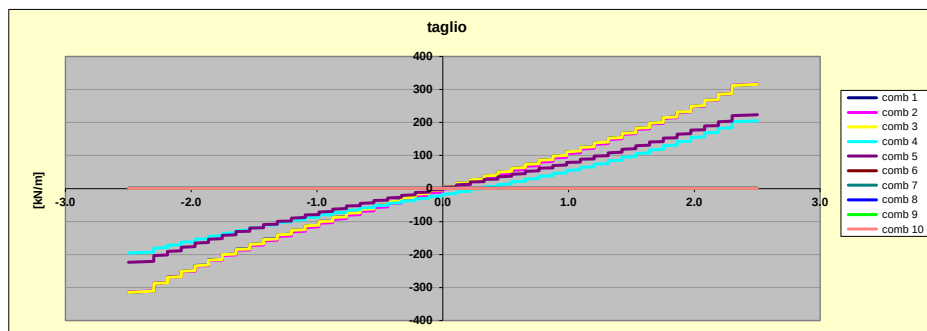
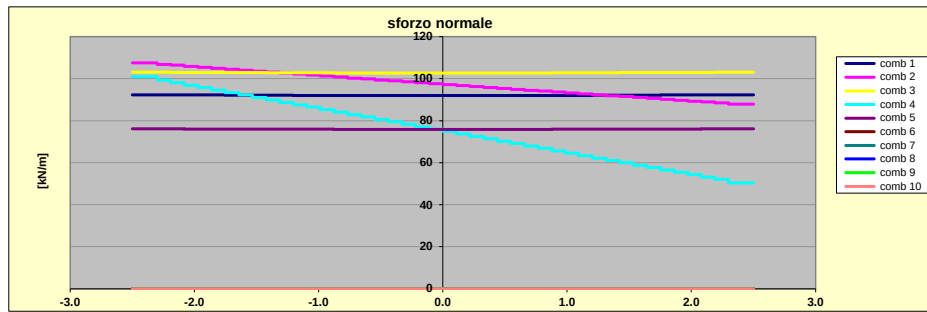
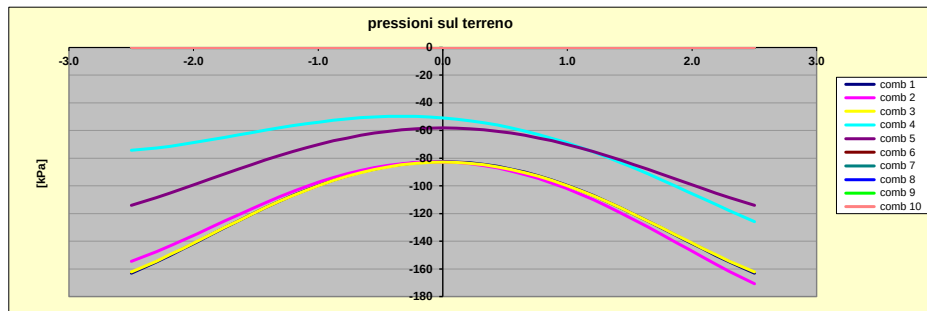
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-187.7	307.9	15.3	12.1	252.7
2	-173.5	310.6	15.3	12.1	253.1
3 min	-140.6	318.0	15.3	12.1	254.3
3 max	0.0	0.0	15.3	12.1	203.4
4 min	-118.4	325.5	15.3	12.1	255.4
4 max	0.0	0.0	15.3	12.1	203.4
5 min	-123.2	334.7	15.3	12.1	256.9
5 max	0.0	0.0	15.3	12.1	203.4
6	-161.2	342.1	15.3	12.1	258.0
7	-181.2	344.8	15.3	12.1	258.5

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	78.9	221.17	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
2	72.2	221.53	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
3	51.0	222.53	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
4	23.1	208.88	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
5	54.7	207.32	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
6	91.2	226.16	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
7	108.3	226.53	12	20.0	20.0	21.80	1030.60



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



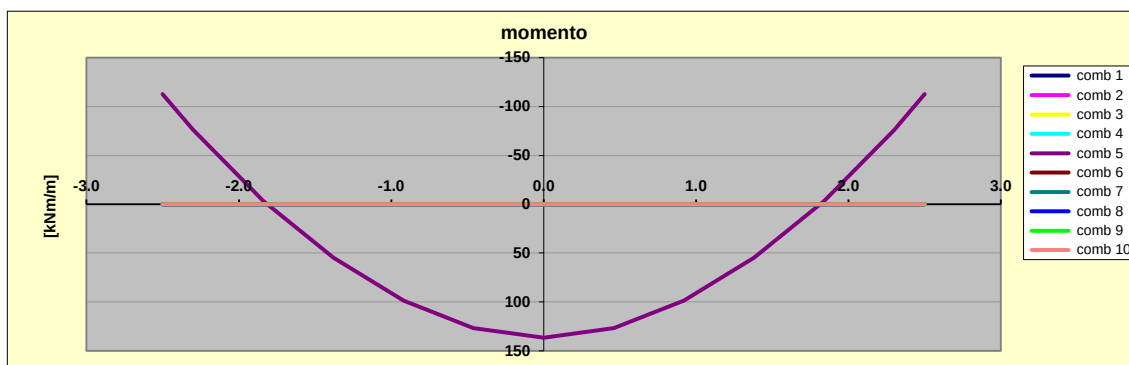
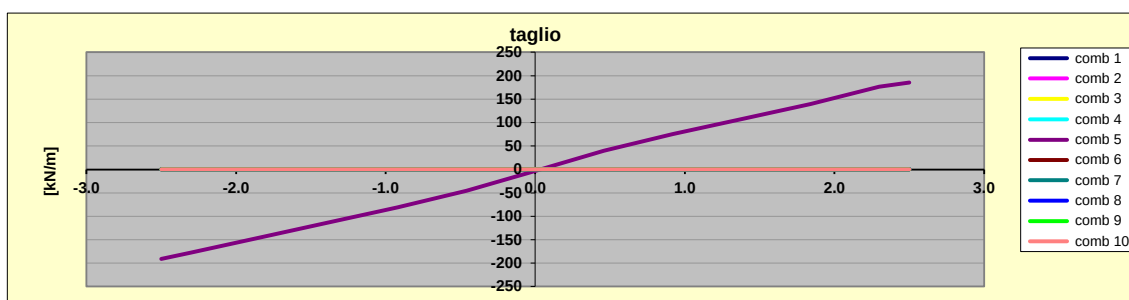
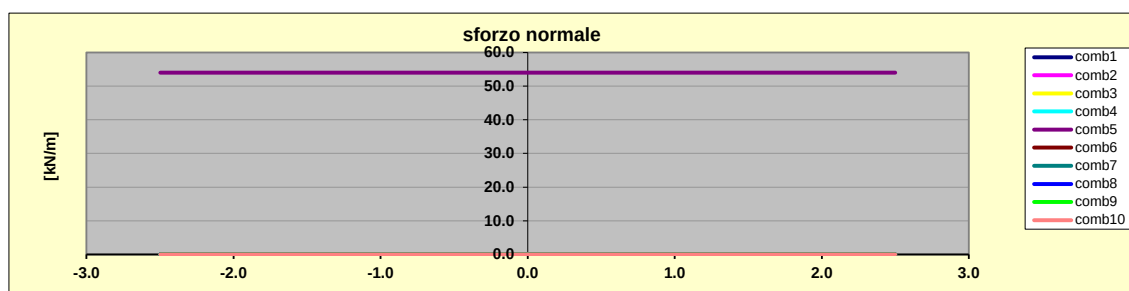
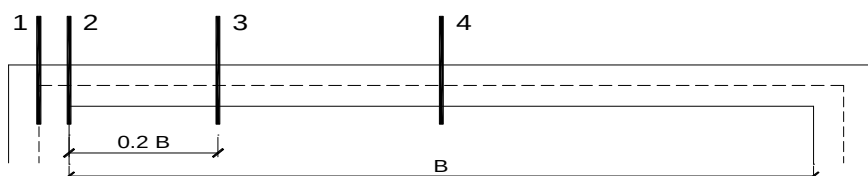
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-181.2	107.5	18.8	15.3	264.6
2	-118.7	107.5	18.8	15.3	264.6
3 min	0.0	0.0	18.8	15.3	247.4
3 max	96.9	91.8	18.8	15.3	262.1
4	198.4	92.0	18.8	15.3	262.1

Verifica fondazione

Sez.	V_{Ed}	V_{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	316.3	204.63	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Sezione verificata
2	312.5	204.63	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Sezione verificata
3	158.9	206.68	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Armatura a taglio non necessaria
4	49.8	206.63	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

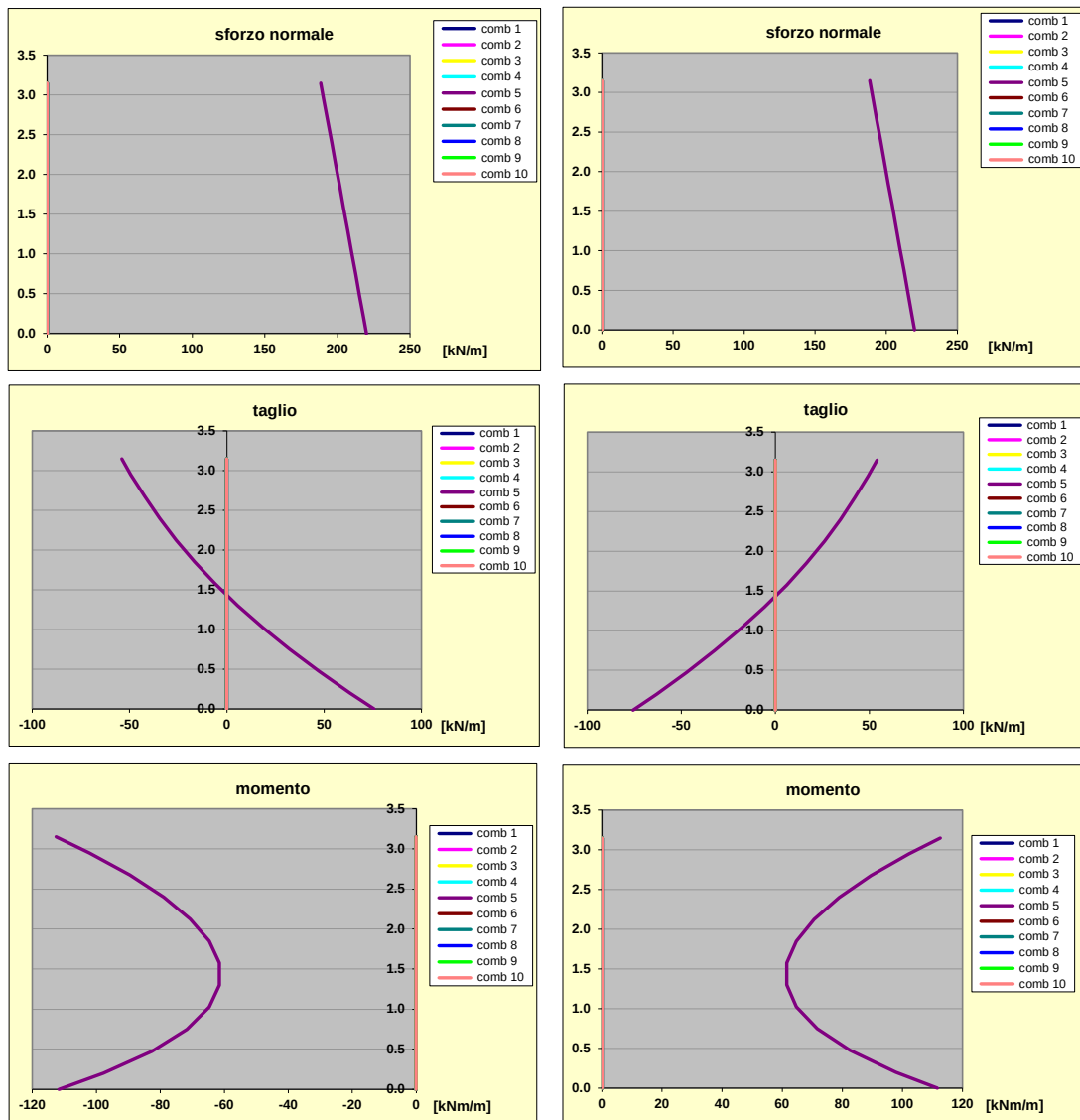
SOLETTA



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	-112.5	54.0	17	20	18.8	15.7	5.62	178.14	0.143
2	-76.2	54.0	17	20	18.8	15.7	3.83	116.30	0.093
3 min	0.0	0.0	17	20	18.8	15.7	0.00		
3 max	54.8	54.0	17	20	18.8	15.7	2.77	79.90	0.063
4	136.5	54.0	17	20	18.8	15.7	6.79	218.98	0.176

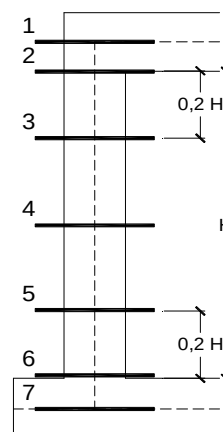
Verifica soletta

PARETI

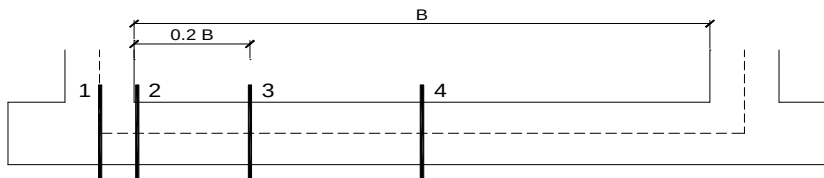
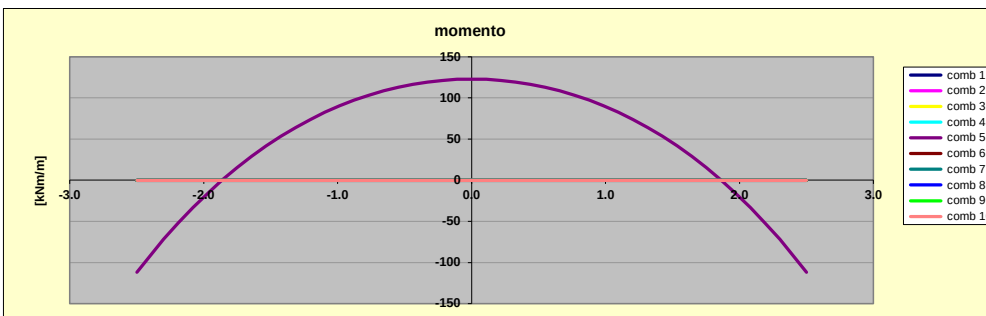
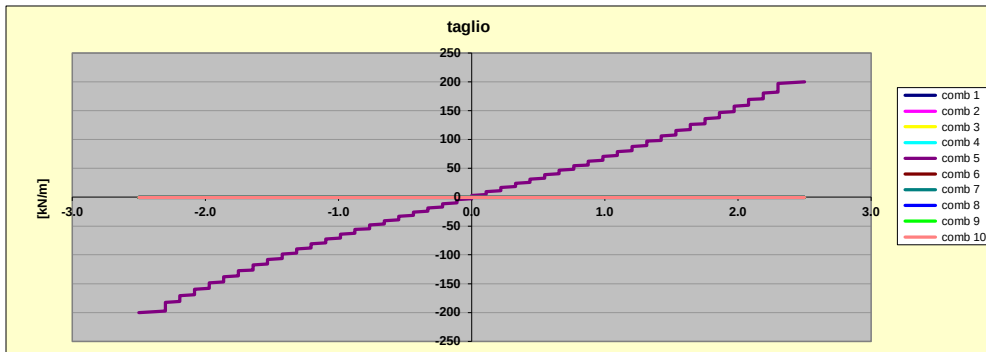
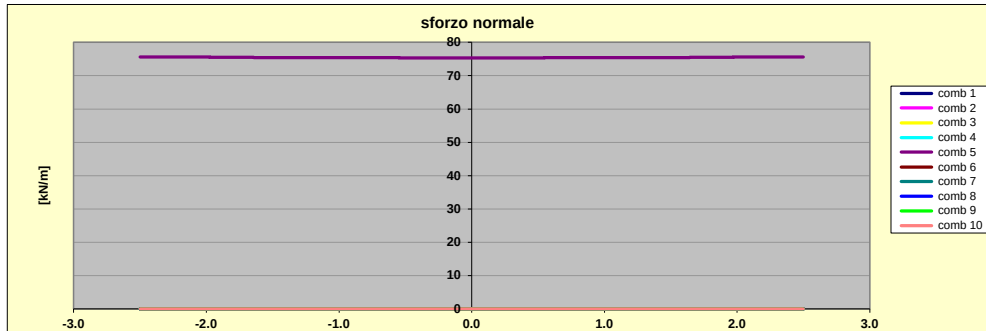
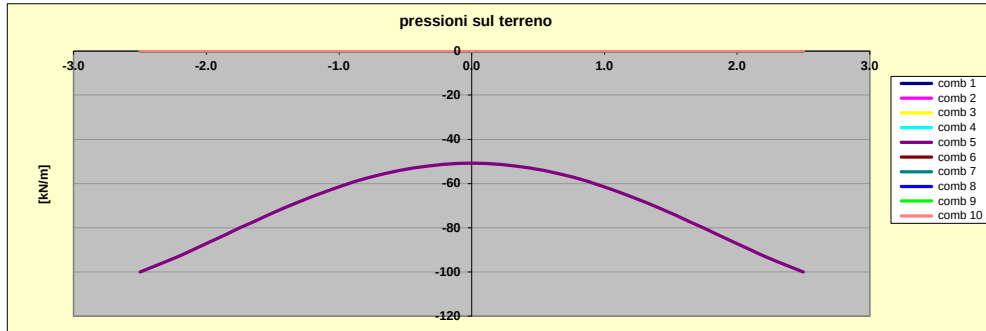


Verifica pareti

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	-112.5	188.5	17	18	15.3	12.1	6.34	175.90	0.143
2	-102.2	190.5	17	18	15.3	12.1	5.77	154.03	0.125
3 min	-79.0	196.0	17	18	15.3	12.1	4.47	105.00	0.084
3 max	0.0	0.0	17	18	15.3	12.1	0.00		
4 min	-64.7	201.5	17	18	15.3	12.1	3.67	74.80	0.059
4 max	0.0	0.0	17	18	15.3	12.1	0.00		
5 min	-71.7	212.5	17	18	15.3	12.1	4.06	85.81	0.068
5 max	0.0	0.0	17	18	15.3	12.1	0.00		
6	-97.8	218.0	17	18	15.3	12.1	5.53	137.06	0.110
7	-111.7	220.0	17	18	15.3	12.1	6.31	164.89	0.133



FONDAZIONE



Verifica 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	-111.7	75.6	17	20	18.8	15.3	5.62	171.27	0.137
2	-72.0	75.6	17	20	18.8	15.3	3.66	103.70	0.082
3 min	0.0	0.0	17	20	18.8	15.3	0.00		
3 max	53.5	75.5	17	20	18.8	15.3	2.74	72.42	0.057
4	122.8	75.4	17	20	18.8	15.3	6.17	190.33	0.152

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – TENSIONI NEI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

coeff.omogeneizzazione acciaio $n = 15$

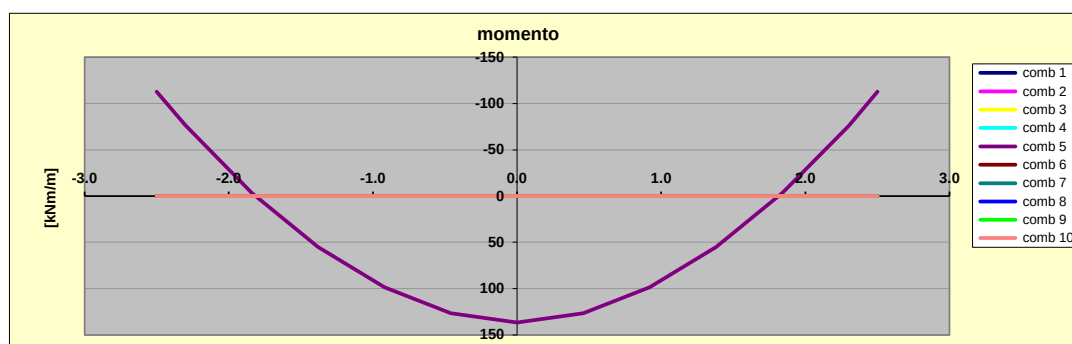
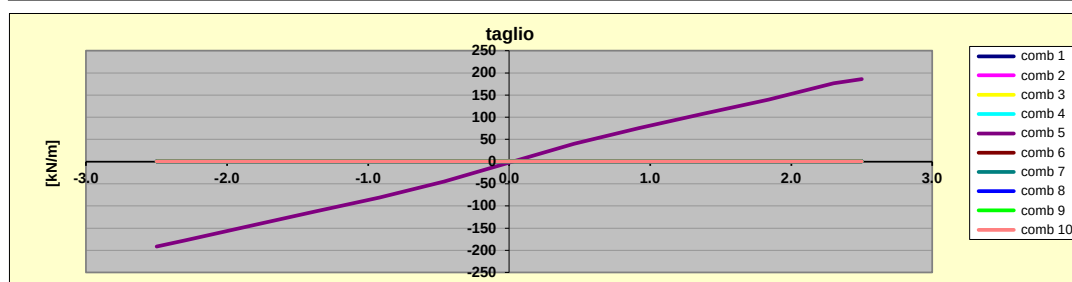
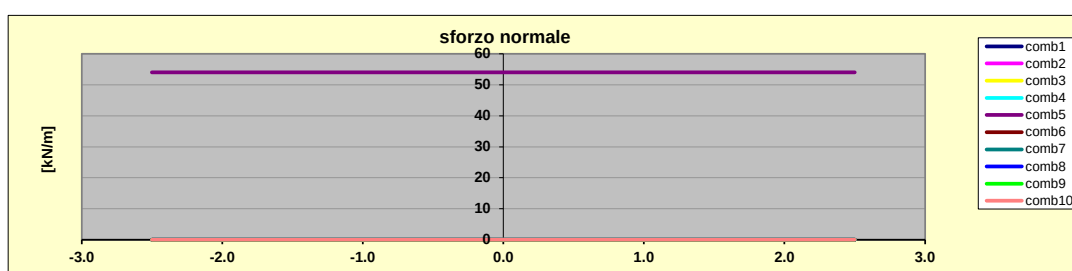
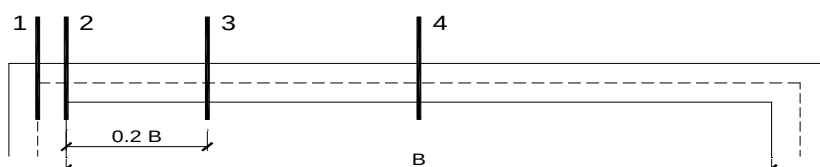
Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

$\sigma_{c,max} = 12.25$ (MPa)

$\sigma_{s,max} = f_{yk}/\gamma_{m,s} = 360$ (MPa)

SOLETTA

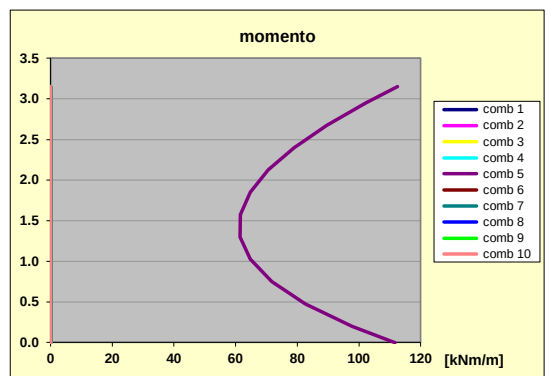
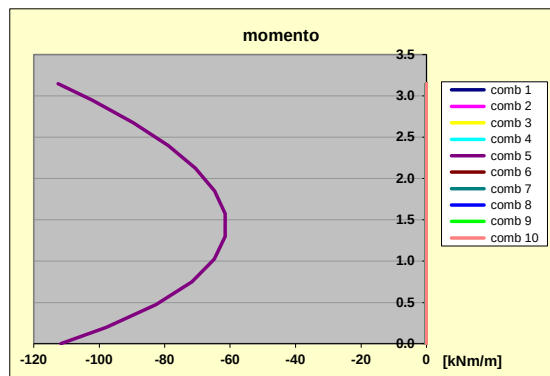
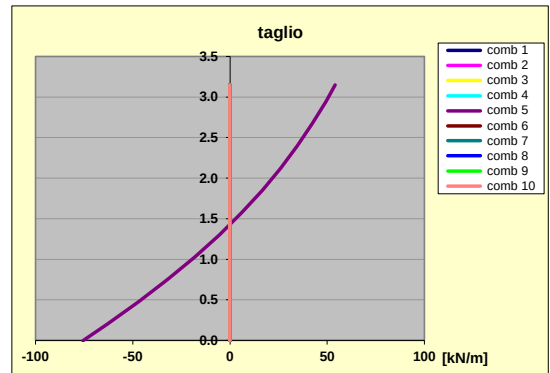
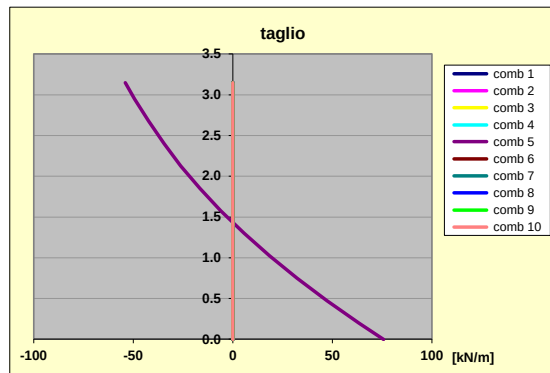
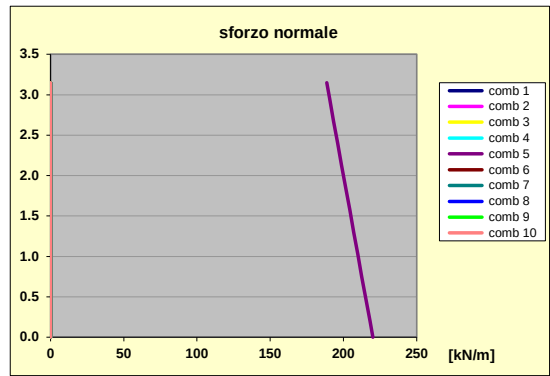
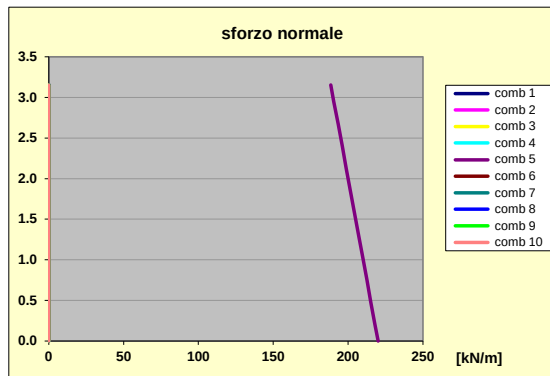


sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-112.5	54.0	18.8	15.3	5.63	178.14
2	-76.2	54.0	18.8	15.3	3.84	116.31
3 min	0.0	0.0	18.8	15.3	0.00	0.00
3 max	54.8	54.0	18.8	15.3	2.78	79.91
4	136.5	54.0	18.8	15.3	6.81	218.98

Verifica soletta

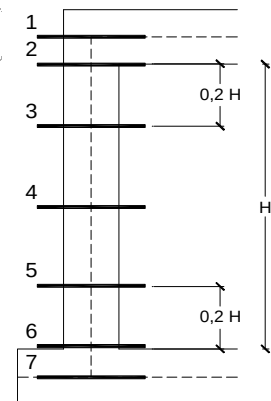
La deformazione massima della soletta in campata a SLE risulta pari a circa 2/3 mm, valore ammissibile e compatibile con la funzionalità e l'esercizio dell'opera.

PARETI

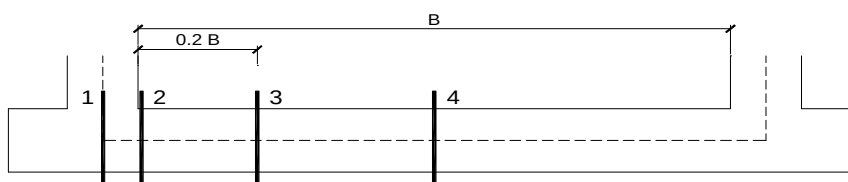
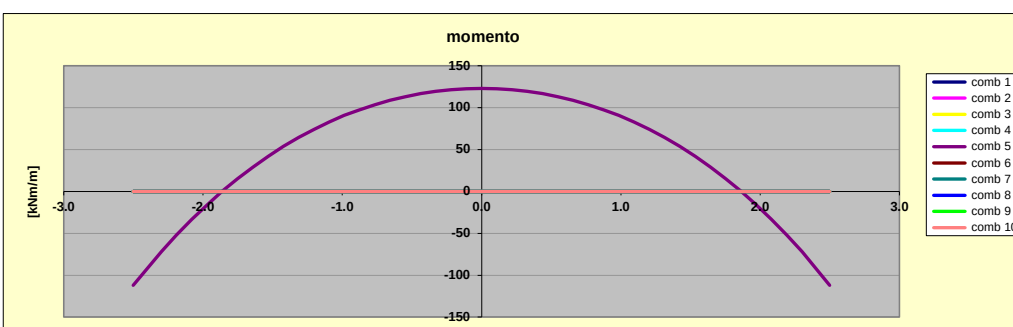
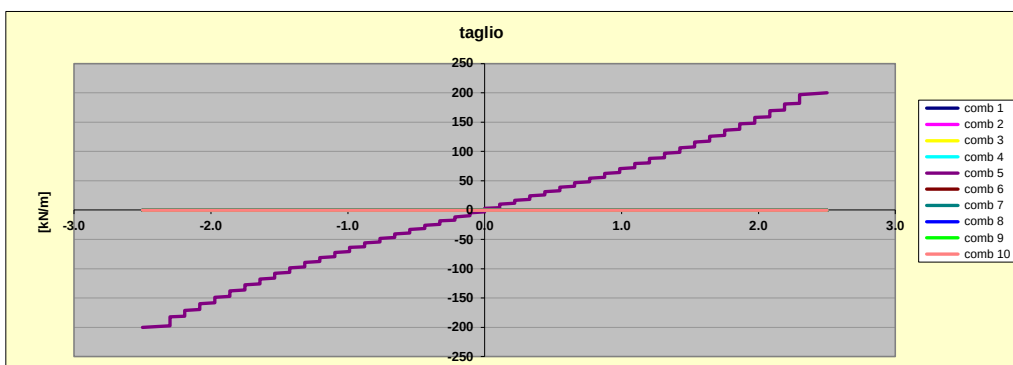
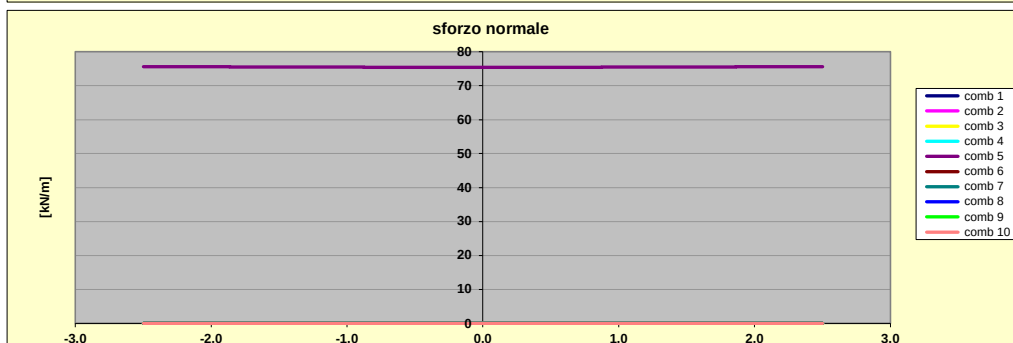
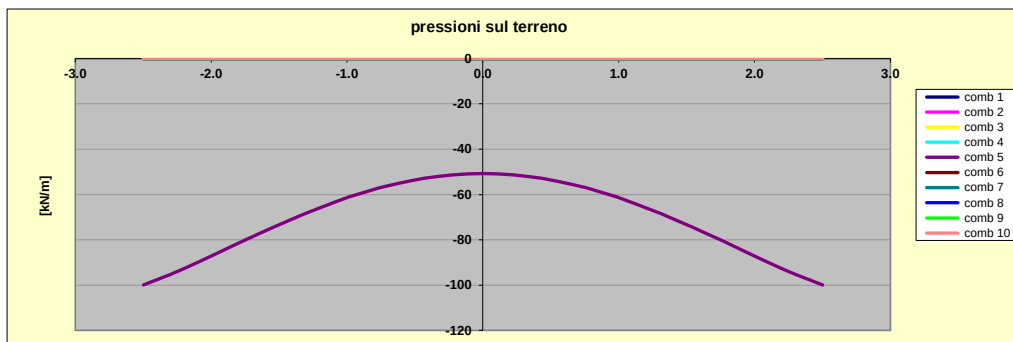


sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-112.5	188.5	15.3	12.1	6.34	175.90
2	-102.2	190.5	15.3	12.1	5.77	154.03
3 min	-79.0	196.0	15.3	12.1	4.47	105.00
3 max	0.0	0.0	15.3	12.1	0.00	0.00
4 min	-64.7	201.5	15.3	12.1	3.67	74.80
4 max	0.0	0.0	15.3	12.1	0.00	0.00
5 min	-71.7	212.5	15.3	12.1	4.06	85.81
5 max	0.0	0.0	15.3	12.1	0.00	0.00
6	-97.8	218.0	15.3	12.1	5.53	137.06
7	-111.7	220.0	15.3	12.1	6.31	164.89

Verifica pareti



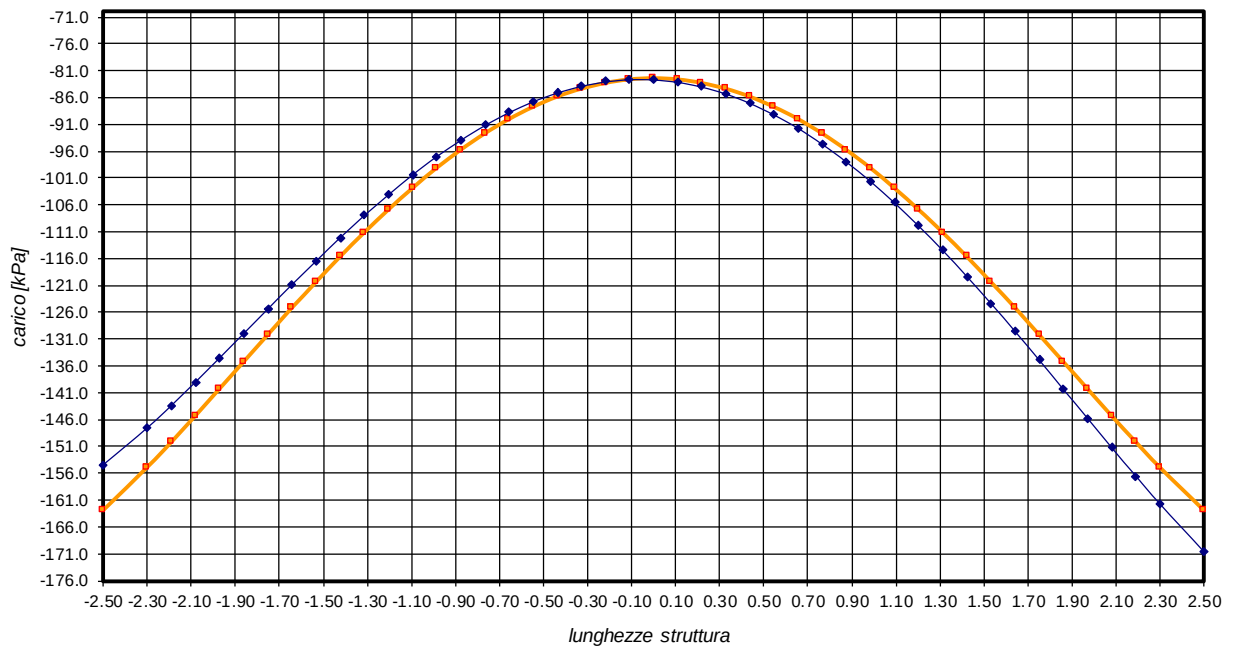
FONDAZIONE



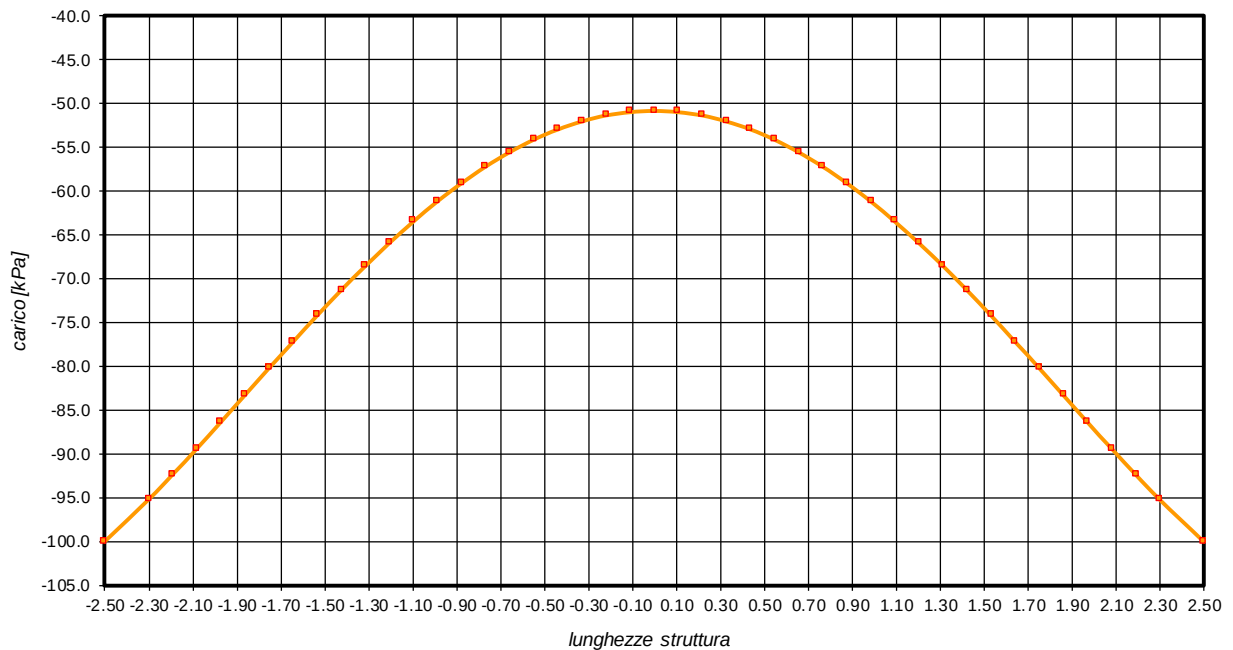
sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-111.7	75.6	18.8	15.3	5.62	171.27
2	-72.0	75.6	18.8	15.3	3.66	103.70
3 min	0.0	0.0	18.8	15.3	0.00	0.00
3 max	53.5	75.5	18.8	15.3	2.74	72.42
4	122.8	75.4	18.8	15.3	6.17	190.33

Verifica fondazione

Pressioni trasmesse in fondazione a SLU



Pressioni trasmesse in fondazione a SLE



I cedimenti totali (a lungo termine) in esercizio in fondazione risultano stimabili in pochi millimetri (< 5 mm) e, come tali, sono da ritenersi compatibili con la funzionalità delle opere in progetto. Si riporta, infine, la verifica a capacità portante della fondazione per la combinazione più gravosa A2+M2+R2 prevista dalle N.T.C.-2008, eseguita con la formulazione di Brinch-Hansen, in condizioni drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{q_{lim}}{1,8} > q_d$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	5.40	m
L (fondazione nastrif.)	100.00	m
Profondità fondazione	1.00	m
m	2.00	
N _y	9.33	
N _q	9.52	
N _c	19.21	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	1.00	
s _q	1.00	
s _c	1.00	
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	1.06	
d _c	1.06	
q_{lim}	511.3	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 0,51 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2008 vale:

$$q_{\text{lim},R2} = \frac{q_{\text{lim}}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,51}{1,8} = 0,28 \text{ N / mm}^2 > q_d (\cong 0,16 \text{ N/mm}^2 \cong 160 \text{ kN/m}^2)$$

$$\text{F.S.} \cong 0,51 \text{ N/mm}^2 / 0,16 \text{ N/mm}^2 \cong 3,2 > 1,8$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE 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.

8.2 Tombinatura scaricatore con manufatti scatolari prefabbricati in c.a.v.

Il progetto prevede la tombinatura dello scaricatore esistente con manufatti scatolari prefabbricati in c.a.v. delle dimensioni interne di cm 400 x 275, con moduli da 1,50÷2,00 m circa. Essi saranno debitamente posati su sottofondazione in cls magro (R_{ck} 15 N/mm²), armato con rete elettrosaldata Ø8/20x20, di spessore 15 cm e, quindi, su sottostante sottofondazione in massi intasati in cls con spessore pari a 80 cm circa.

I tratti e le corrispondenti lunghezze interessate da tale intervento sono le seguenti:

- Tratto “A” – scatolare in c.a.v.: 790,0 m circa;
- Tratto “B” – scatolare in c.a.v.: 35,0 m circa.

Il calcestruzzo adibito alla realizzazione degli elementi scatolari in oggetto dovrà avere una resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} \geq 40$ N/mm² e classe di esposizione XC2+XA2 ai sensi della norma UNI 11104. La giunzione degli elementi dovrà essere tipo “a bicchiere” o “maschio-femmina”, opportunamente sigillata con malta cementizia appositamente prodotta equivalente a tenuta idraulica, lungo tutto il perimetro di contatto degli stessi.

Si riporta nel seguito la sezione principale del manufatto scatolare in progetto:

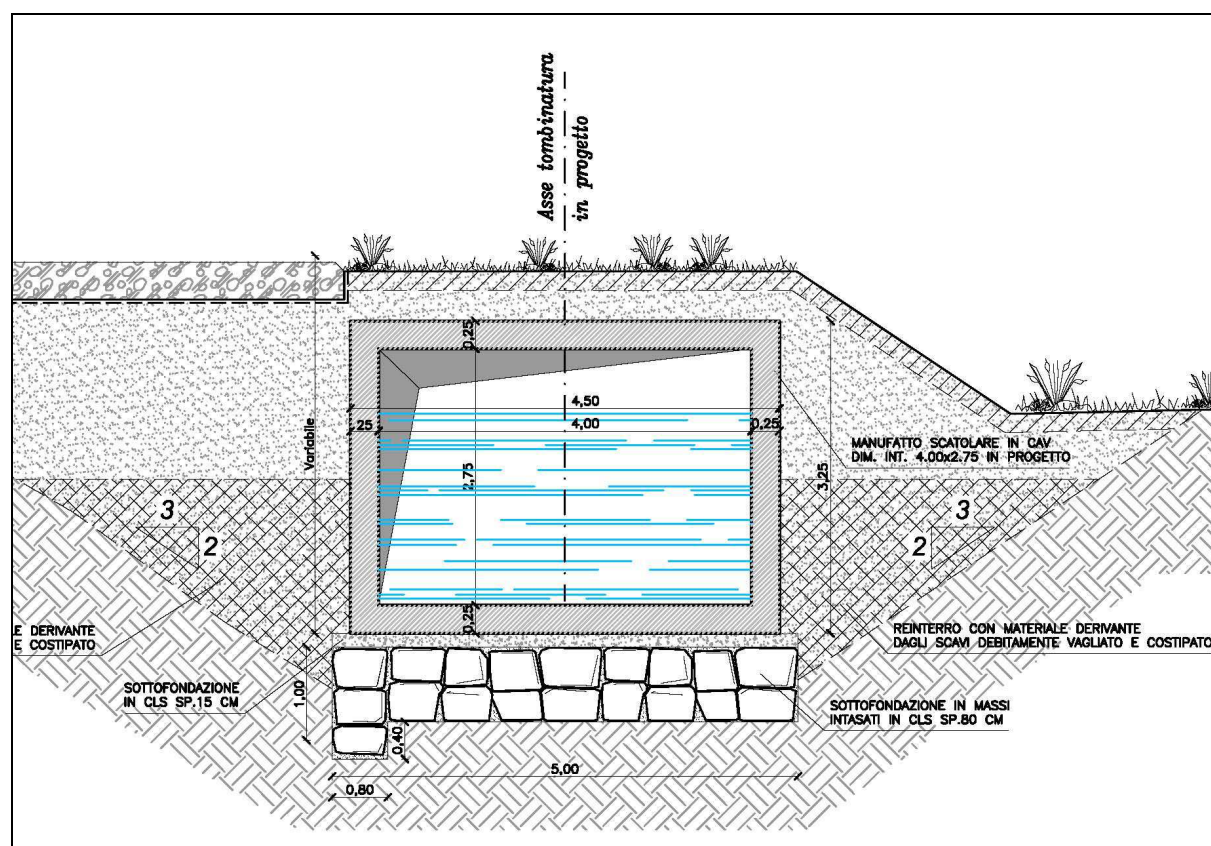


Figura 28 – Sezione tipologica tombinatura con elementi scatolari prefabbricati in c.a.v. (in riporto).

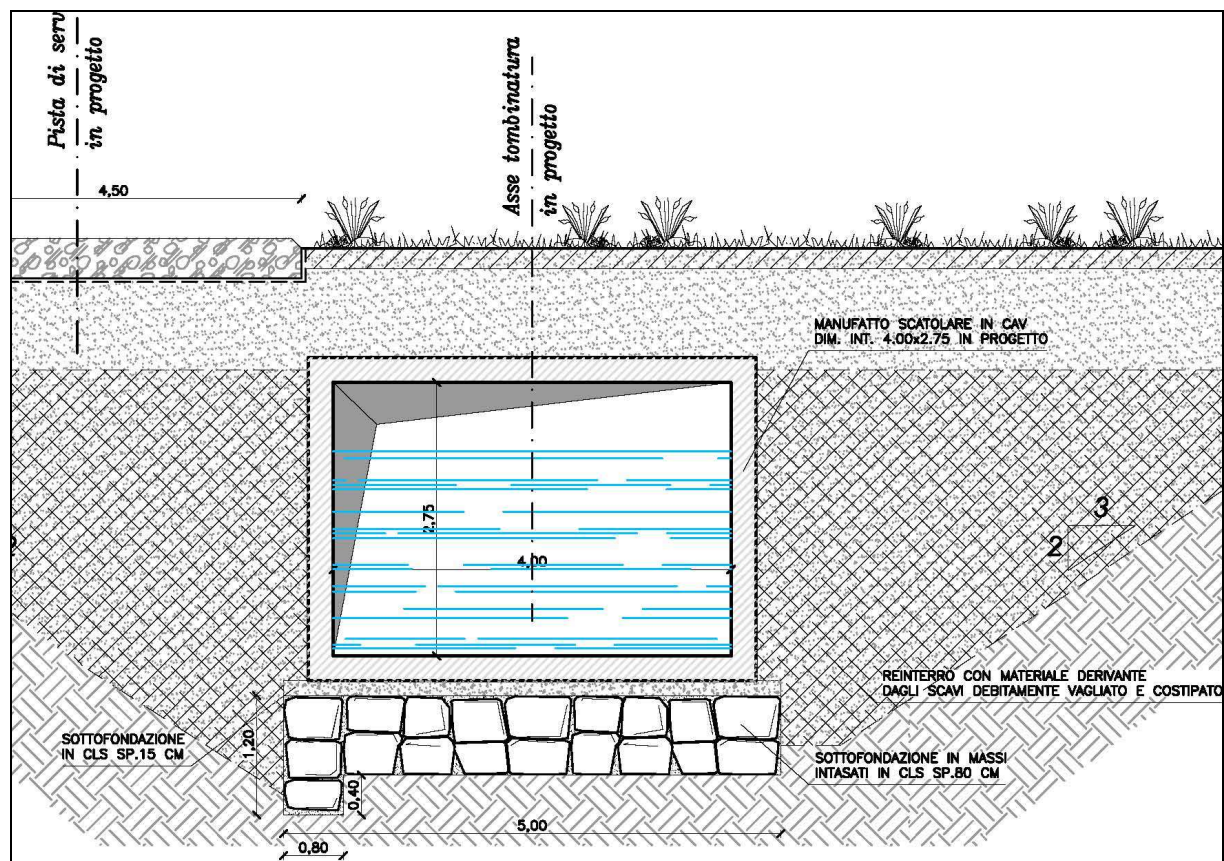


Figura 29 – Sezione tipologica tombinatura con elementi scatolari prefabbricati in c.a.v. (in sterro).

I manufatti in oggetto dovranno essere idonei ad essere posati interrati e allo smaltimento delle acque di tipo fognario, in presenza, anche di agenti moderatamente aggressivi, quali cloruri, solfati, ecc.. e dovranno essere idonei a sopportare i seguenti carichi:

- la spinta laterale del terreno, della falda e dei sovraccarichi ambientali (neve);
- i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno soprastante;
- i sovraccarichi stradali di 1° categoria come definiti al *paragrafo 5.3* della presente relazione e al *capitolo 5 delle N.T.C.-2008*;
- la spinta idrostatica interna dell'acqua contenuta nello scaricatore.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche e della fornitura degli elementi prefabbricati in progetto, sulla base di quanto già indicato al *paragrafo 3.1.6* della presente relazione, sarà onere del produttore degli stessi fornire alla Direzione Lavori, prima della fornitura in cantiere, la documentazione tecnica e di calcolo completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2008, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. nonché alla D.G.R. n. 65-7656 / 2014.

8.3 *Manufatto scatolare in corrispondenza del viadotto NSA 88*

In corrispondenza dell'interferenza con il viadotto esistente sulla strada "NSA88" (tangenziale est di Novara), tratto "B", è prevista la realizzazione di un manufatto scatolare in c.c.a. gettato in opera con sezione rettangolare di dimensioni interne di cm 400 x 275.

L'intervento è completato con la realizzazione a valle del viadotto di un manufatto scatolare in c.a.v. di medesima sezione, comprendente un ponticello di luce netta carrabile pari a 4,50 m per garantire continuità al transito da parte della strada alzaia. Tale opera sarà realizzata con il manufatto scatolare prefabbricato di cui sopra e con successiva realizzazione di soletta integrativa collaborante in c.c.a. gettata in opera di spessore 30 cm, armata con doppia rete elettrosaldata Ø 10 maglia cm 20 x 20.

Un sifone previsto con tubazione in acciaio Ø800 mm consentirà il ripristino dell'attuale fosso irriguo ubicato subito a valle del manufatto.

Lo spessore previsto per la soletta, pareti e platea di fondazione sarà di 40 cm, secondo la geometria nel seguito riportata:

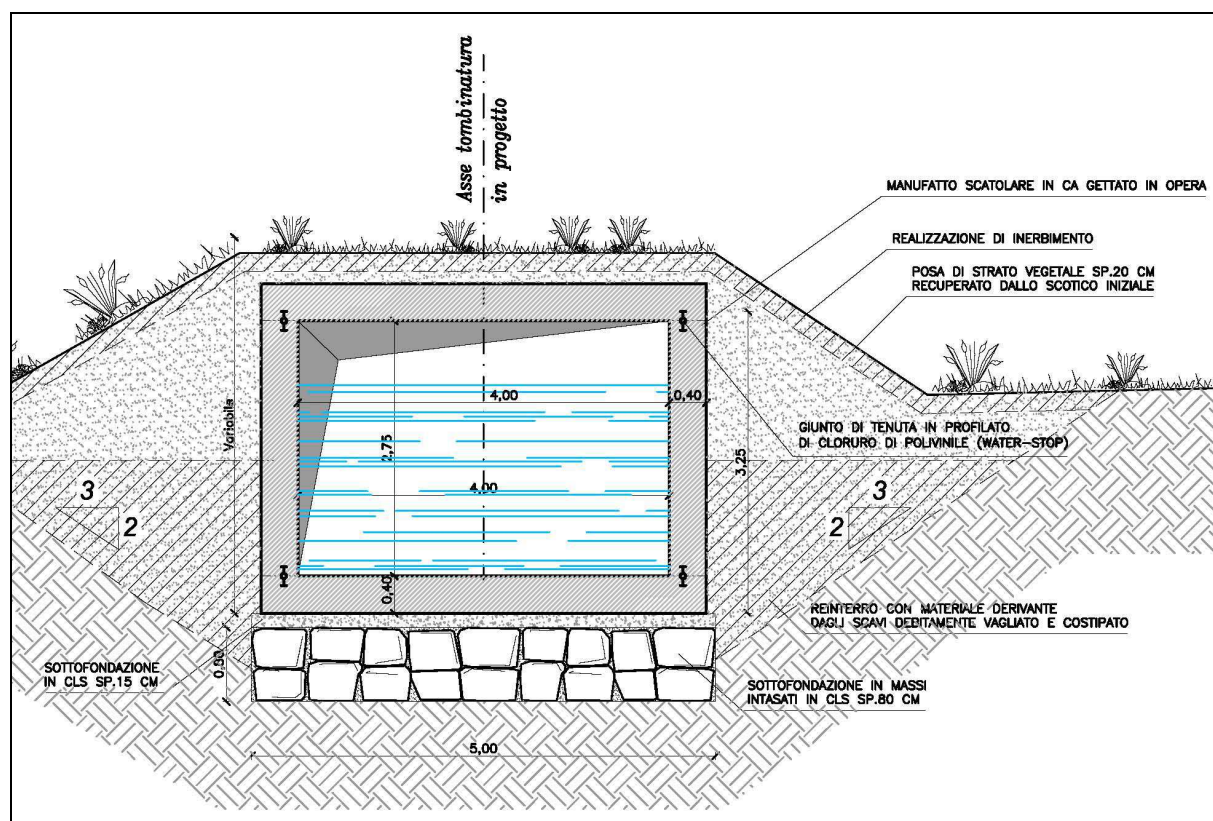


Figura 30 – Sezione tipologica tombinatura con elementi scatolari in c.c.a. in opera tratto “B”.

Il calcolo è stato eseguito in via cautelativa con riferimento ai sovraccarichi di I categoria previsti dal *capitolo 5 delle N.T.C-2008* e trattati al *paragrafo 5.3* della relazione, nell'ipotesi di transito parallelo allo sviluppo longitudinale dello scaricatore e considerando un'area di influenza longitudinale di 3,0 m (lunghezza minima conci in opera).

Le verifiche sono state svolte ipotizzando cautelativamente il canale scaricatore vuoto e le spalle soggette all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda e sismiche, nonché quelle dei sovraccarichi applicati alla soletta dell'impalcato e alle pareti laterali medesime dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi agricoli in fase di esercizio del canale. E' stato considerato, inoltre, il carico dovuto al terrapieno di ricoprimento dell'impalcato, di altezza pari a circa 50 cm.

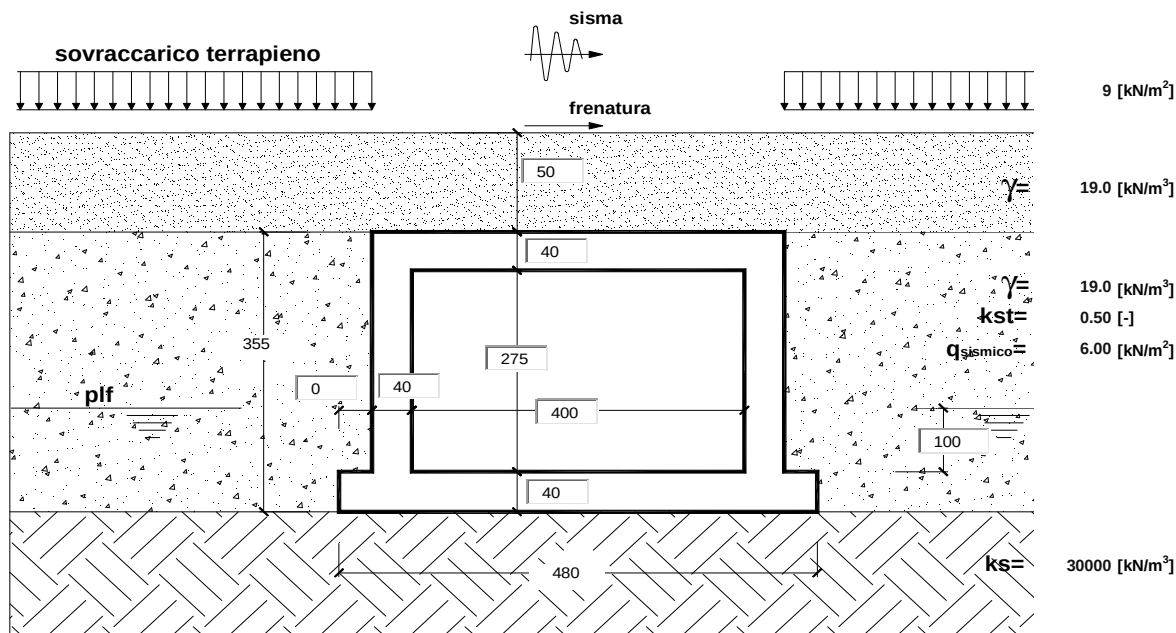
Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% 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 riporta, infine, anche la stima dei **cedimenti** e la verifica a **capacità portante** o **carico limite** del sistema terreno-fondazione.

DATI DI CALCOLO

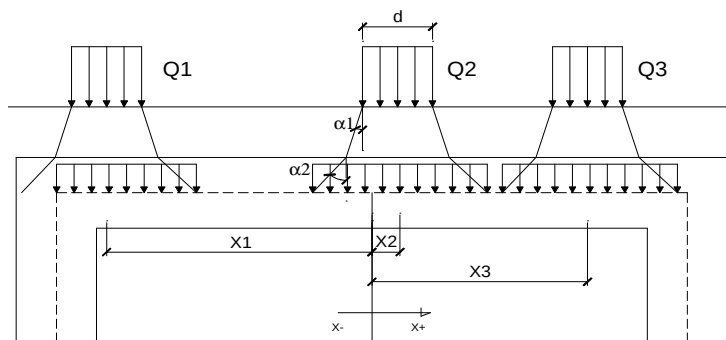
OPERA

Manufatto scatolare realizzato in opera per tombinatura tratto B



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls $E = 3.10E+07$ [kN/m²] $\gamma_{cls} = 25$ [kN/m³]
acc. sismica or. $k_h = 0.06$ [-] $\gamma_w = 10$ [kN/m³]



SOVRACCARICHI

angolo di diffusione nel ricoprimento	α_1 [°]	45
angolo di diffusione nella soletta	α_2 [°]	45
CONDIZIONI DI CARICO		
impronta del carico	d [m]	0.40
area influenza long.	l [m]	3.00
Carico 1	Q1 [kN]	300
	X1 [m]	-1
Carico 2	Q2 [kN]	300
	X2 [m]	1
Carico 3	Q3 [kN]	0
	X3 [m]	0
Carico distribuito	[kN/m]	9

Iniezione terreno ricoprimento ☒ SI ☐ NO

F frenatura 0 [kN/m]

CALCOLO

combinazioni di carico

condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1.35	1.35	1.35	1	1					
falda + spinta terreno	1.35	1.35	1.35	1	1					
sovraccarico A	1.5	1.5	1.5	0.75	1					
sovraccarico B										
sovraccarico terreno sn		1.5	1.5	0.75	1					
sovraccarico terreno dx			1.5	0.75	1					
frenatura										
sisma				1						

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls 
Rck 40 (MPa)
fck 32
 γ_m 1.5
 α_{cc} 1.18
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} =$ 18.13 (MPa)

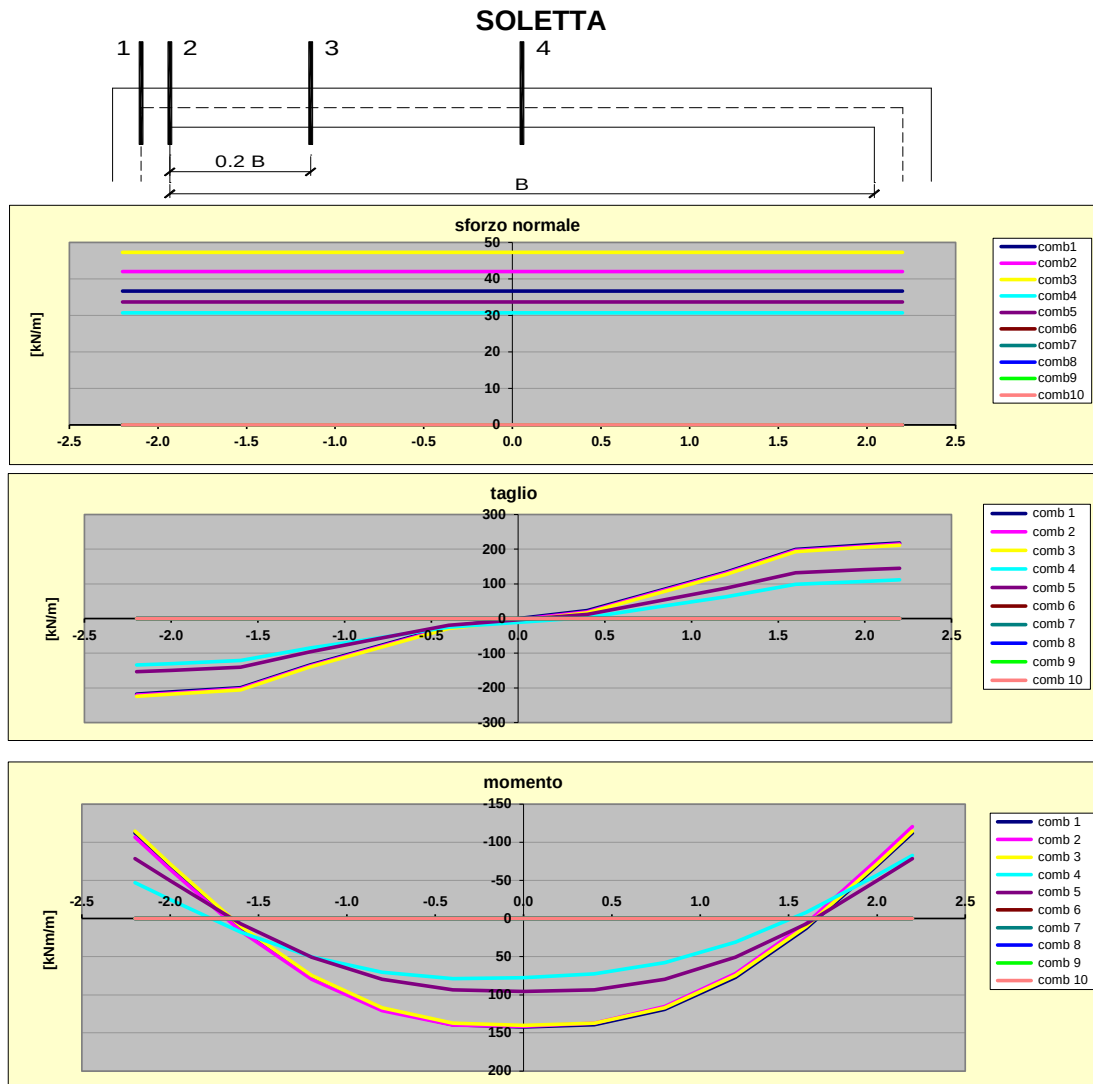
Copriferro (asse armatura)

c = 4.00 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio 
 $f_{yk} =$ 450 (MPa)
 $\gamma_s =$ 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$ 391.30 (MPa)
Es = 210000 (MPa)
 $\epsilon_{ys} =$ 0.186%

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO



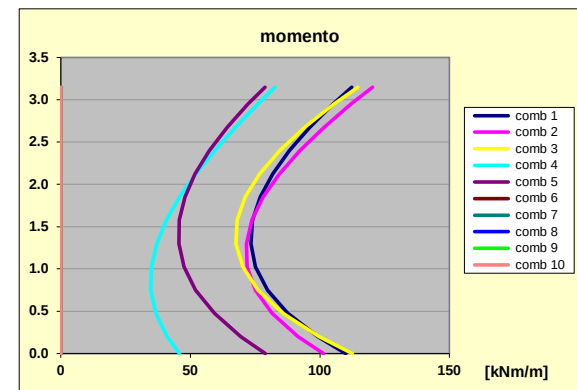
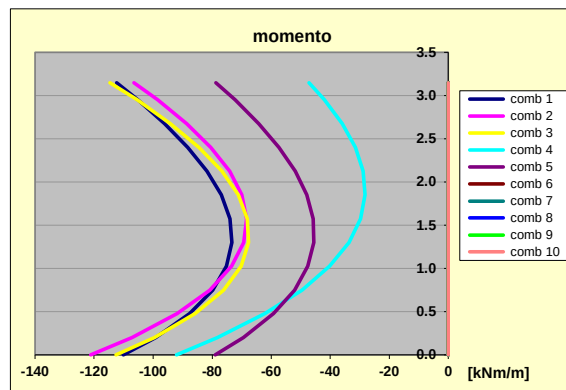
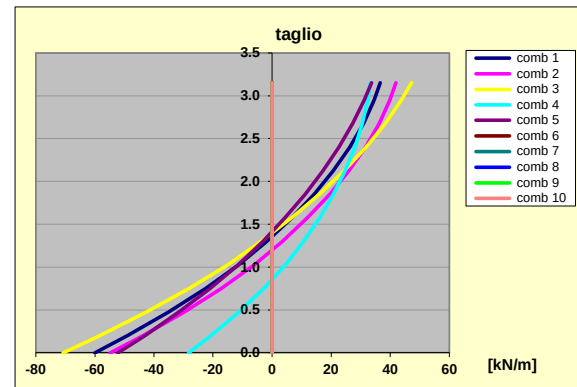
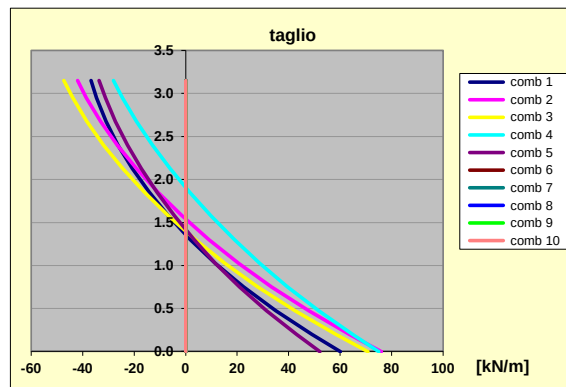
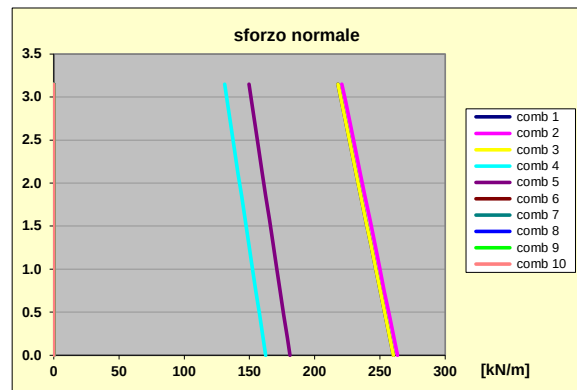
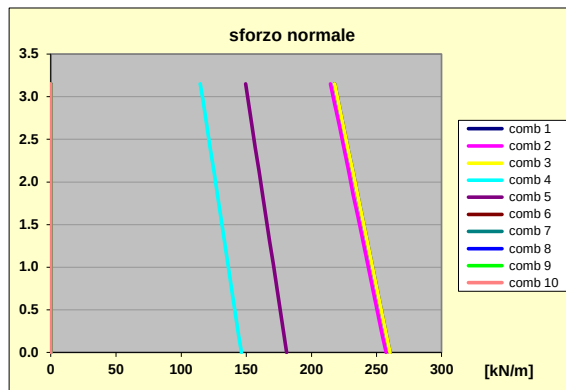
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-120.4	42.0	15.7	12.7	215.2
2	-76.8	42.0	15.7	12.7	215.2
3 min	0.0	0.0	15.7	12.7	208.5
3 max	79.5	42.0	15.7	12.7	215.2
4	142.3	36.7	15.7	12.7	214.4

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	224.1	187.91	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
2	217.9	187.91	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
3	139.8	187.91	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
4	11.2	185.67	12	20.0	20.0	21.80	1030.60

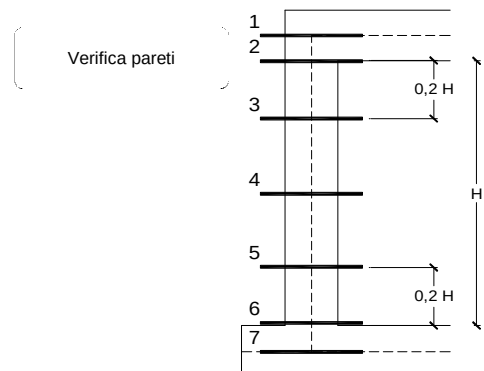
Sezione verificata
 Sezione verificata
 Armatura a taglio non necessaria
 Armatura a taglio non necessaria

PARETI



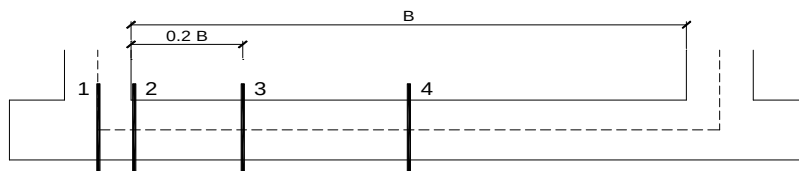
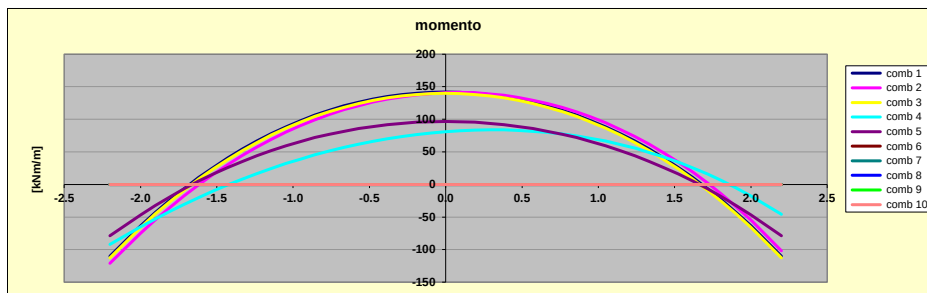
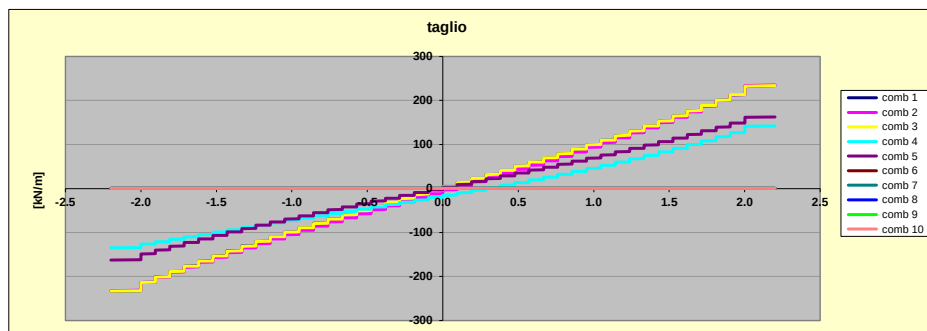
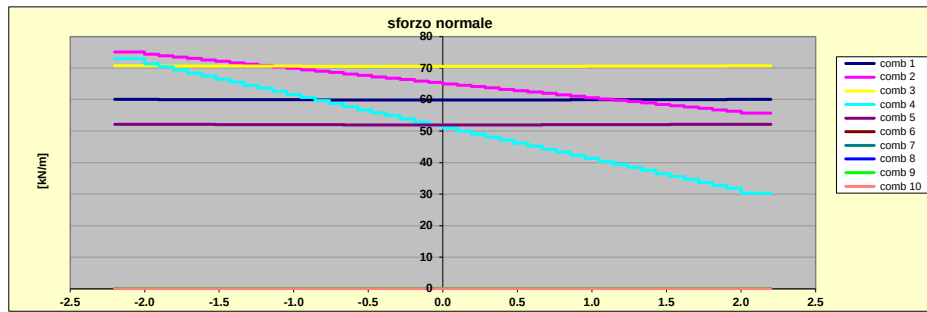
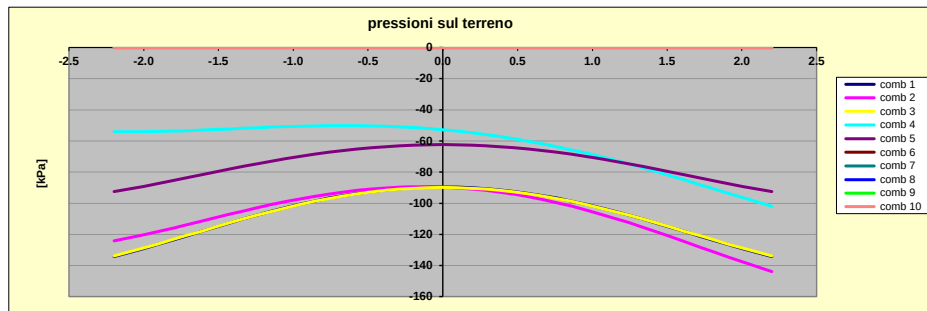
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[kNm/m]
1	-120.4	220.9	12.7	10.0	206.4
2	-112.2	223.6	12.7	10.0	206.8
3 min	-92.3	231.1	12.7	10.0	208.0
3 max	0.0	0.0	12.7	10.0	170.7
4 min	-78.1	238.5	12.7	10.0	209.2
4 max	0.0	0.0	12.7	10.0	170.7
5 min	-80.8	247.1	12.7	10.0	210.6
5 max	0.0	0.0	12.7	10.0	170.7
6	-107.2	254.5	12.7	10.0	211.7
7	-121.1	257.2	12.7	10.0	212.2

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	47.3	198.55	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
2	43.9	198.91	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
3	31.9	199.91	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
4	16.1	188.94	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
5	39.7	187.88	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
6	64.8	188.62	12	20.0	20.0	21.80	1030.60
7	76.1	203.86	12	20.0	20.0	21.80	1030.60



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



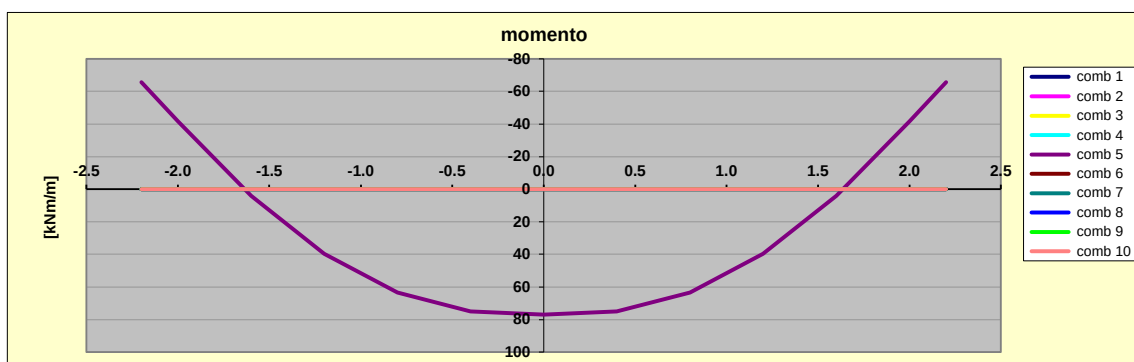
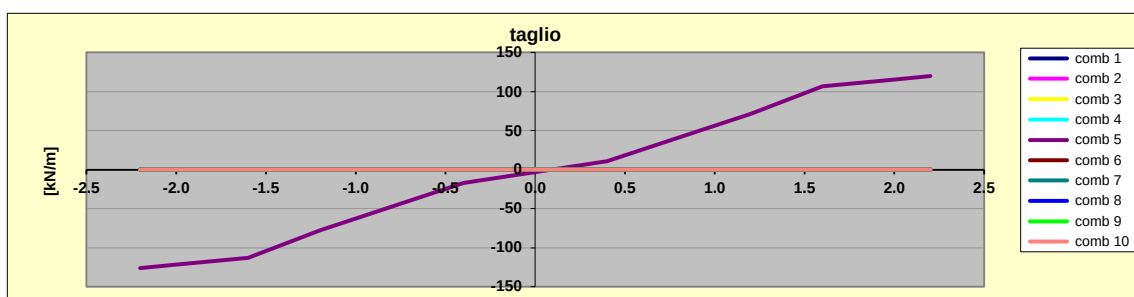
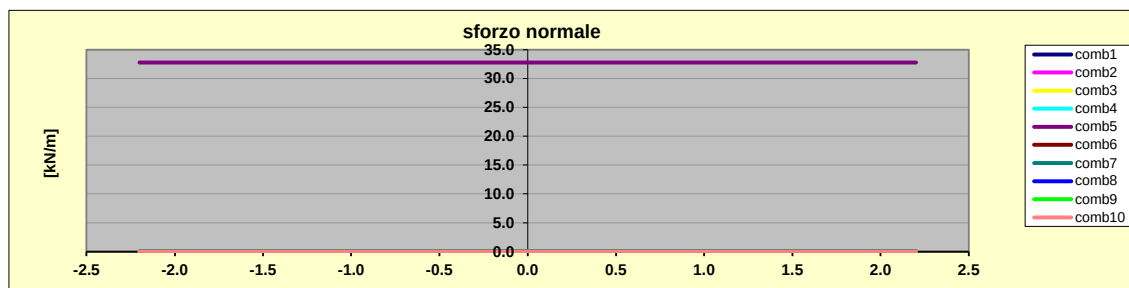
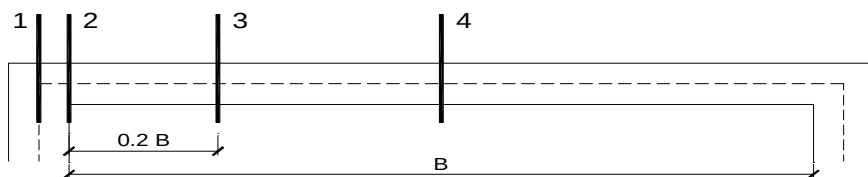
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-121.1	75.1	15.7	12.7	220.6
2	-74.8	75.1	15.7	12.7	220.6
3 min	0.0	0.0	15.7	12.7	208.5
3 max	73.9	59.8	15.7	12.7	218.1
4	142.0	59.9	15.7	12.7	218.1

Verifica fondazione

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	234.7	189.05	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Sezione verificata
2	233.6	189.05	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Sezione verificata
3	125.2	191.09	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Armatura a taglio non necessaria
4	40.9	191.06	12	20.0	20.0	21.80	1030.60	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

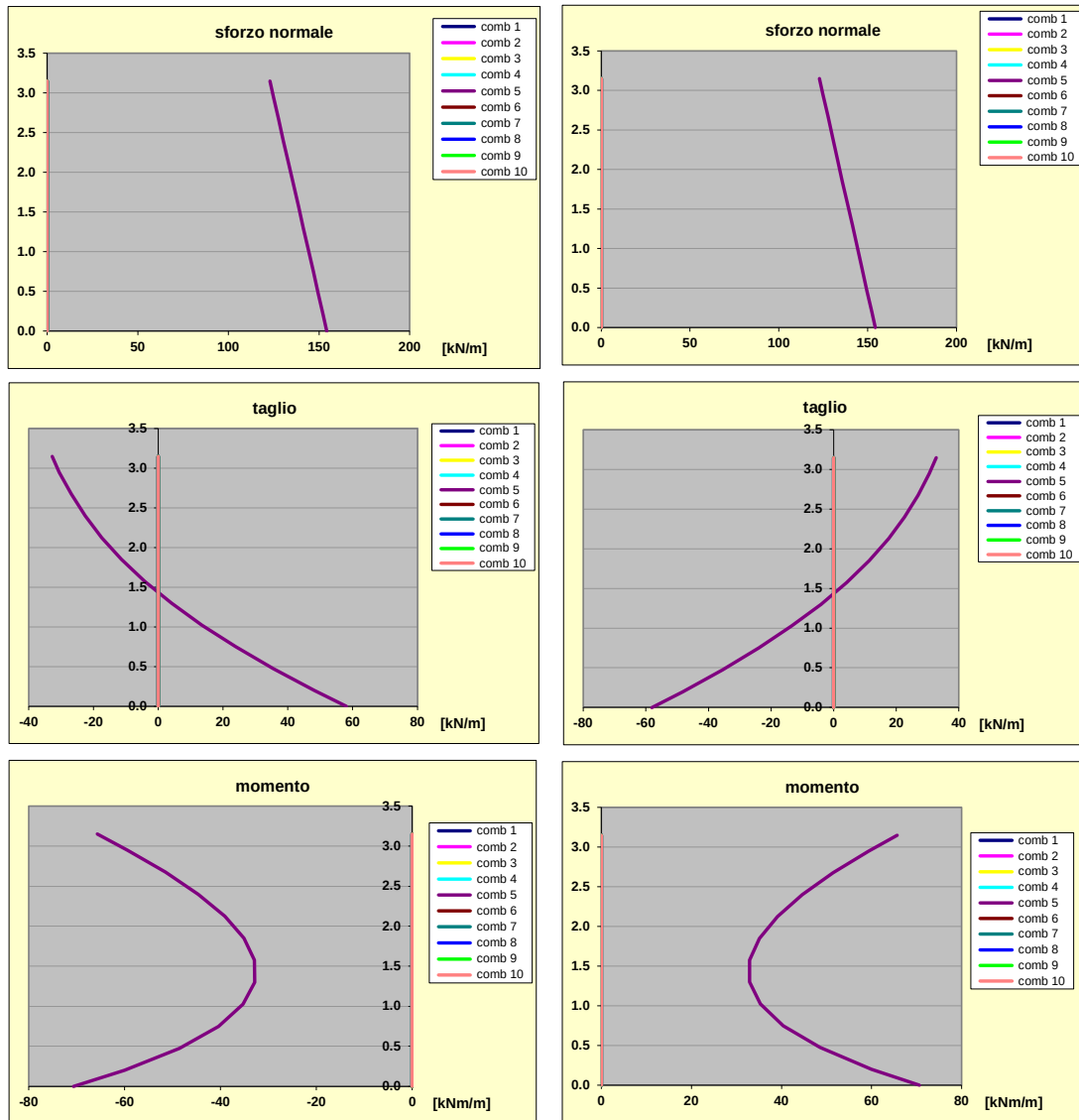
SOLETTA



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	-65.7	32.8	20	20	15.7	12.7	3.58	123.17	0.109
2	-41.6	32.8	20	20	15.7	12.7	2.28	74.29	0.065
3 min	0.0	0.0	20	20	15.7	12.7	0.00		
3 max	39.7	32.8	20	20	15.7	12.7	2.18	70.43	0.062
4	76.9	32.8	20	20	15.7	12.7	4.18	145.93	0.129

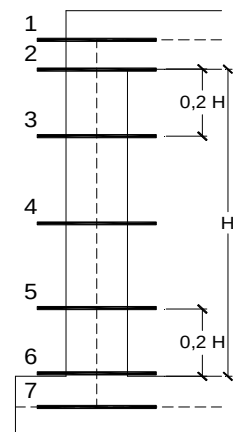
Verifica soletta

PARETI

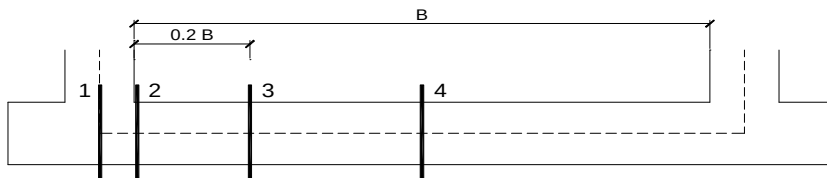
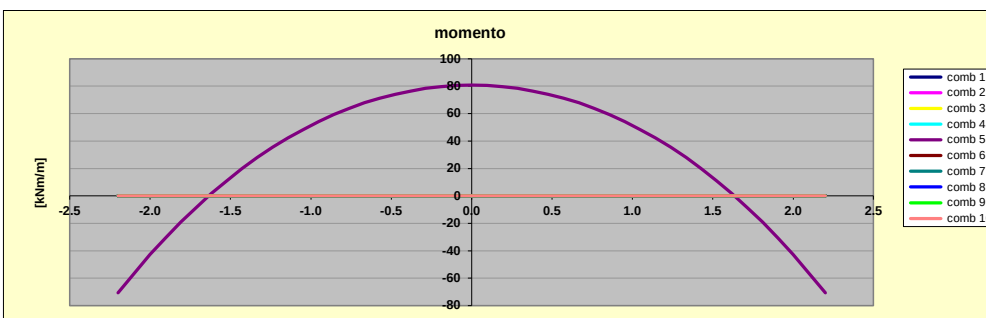
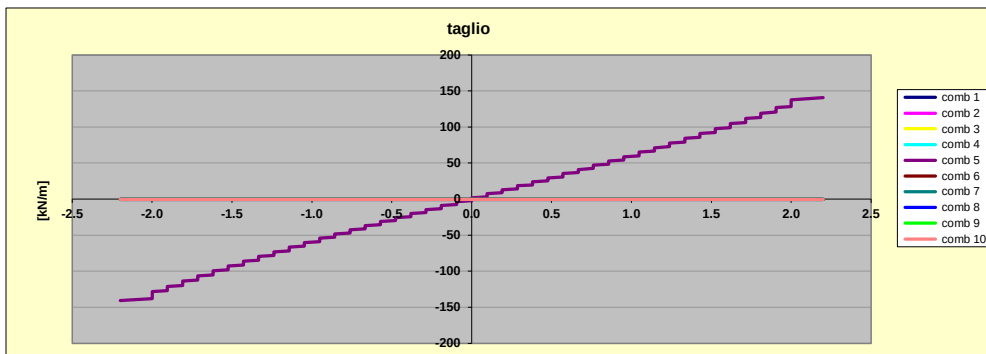
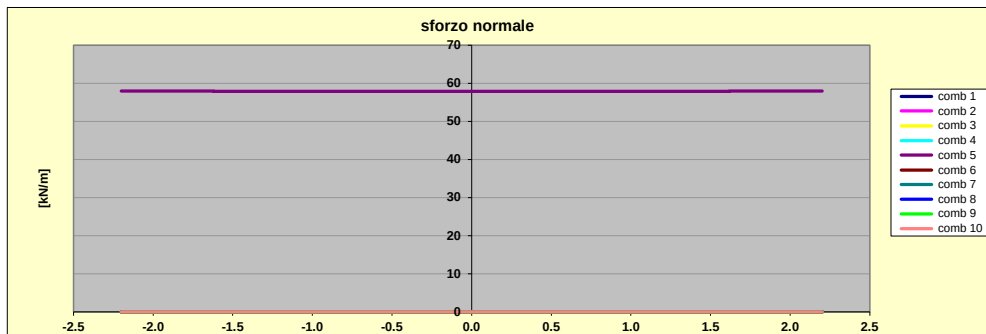
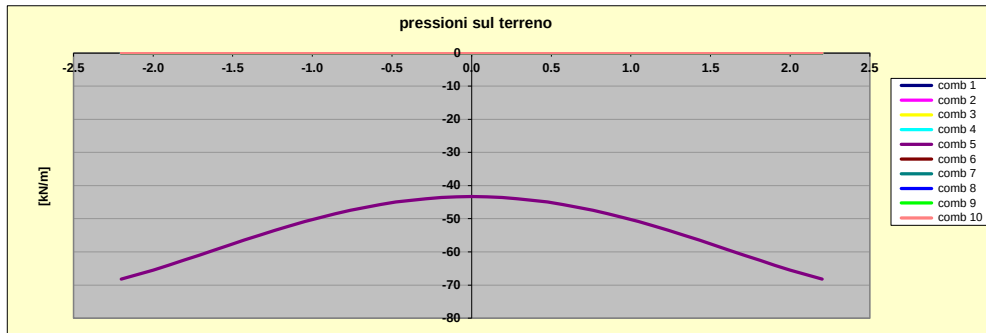


Verifica pareti

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	-65.7	122.9	20	18	12.7	10.0	4.01	117.52	0.105
2	-59.4	124.9	20	18	12.7	10.0	3.62	101.27	0.090
3 min	-44.6	130.4	20	18	12.7	10.0	2.71	63.63	0.055
3 max	0.0	0.0	20	18	12.7	10.0	0.00		
4 min	-35.1	135.9	20	18	12.7	10.0	2.11	39.50	0.033
4 max	0.0	0.0	20	18	12.7	10.0	0.00		
5 min	-40.4	146.9	20	18	12.7	10.0	2.44	48.33	0.041
5 max	0.0	0.0	20	18	12.7	10.0	0.00		
6	-60.0	152.4	20	18	12.7	10.0	3.66	93.32	0.082
7	-70.6	154.4	20	18	12.7	10.0	4.31	118.45	0.105



FONDAZIONE



Verifica 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	-70.6	58.0	20	20	15.7	12.7	3.87	125.51	0.110
2	-42.8	58.0	20	20	15.7	12.7	2.37	69.21	0.060
3 min	0.0	0.0	20	20	15.7	12.7	0.00		
3 max	35.4	57.9	20	20	15.7	12.7	1.97	54.38	0.047
4	80.7	57.9	20	20	15.7	12.7	4.42	145.96	0.128

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO –TENSIONI NEI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

coeff.omogeneizzazione acciaio $n = 15$

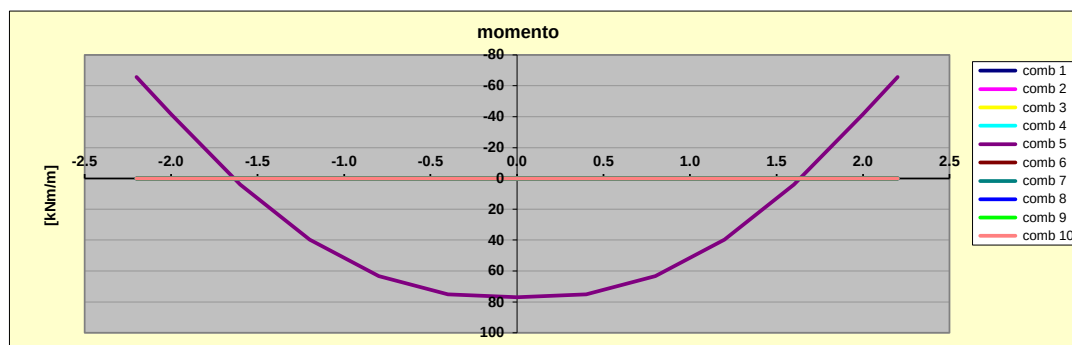
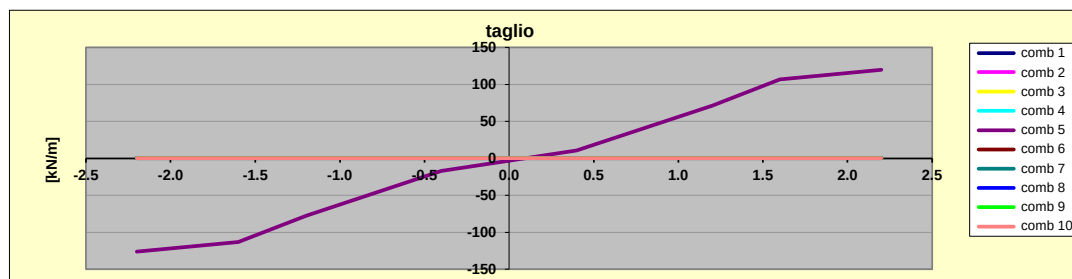
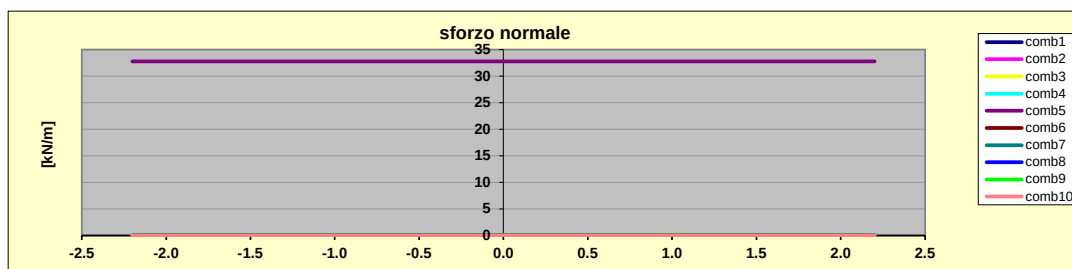
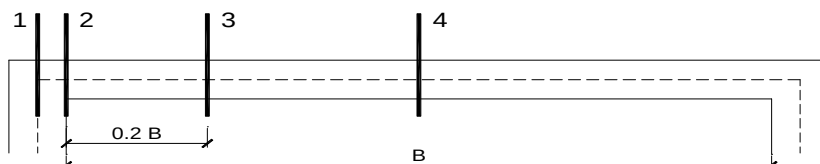
Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

$\sigma_{c,max} = 12.25$ (MPa)

$\sigma_{s,max} = f_{yk}/\gamma_{m,s} = 360$ (MPa)

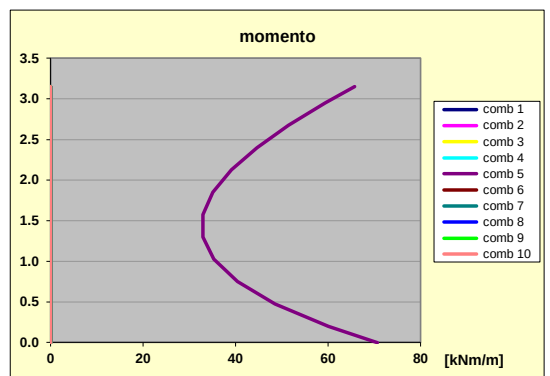
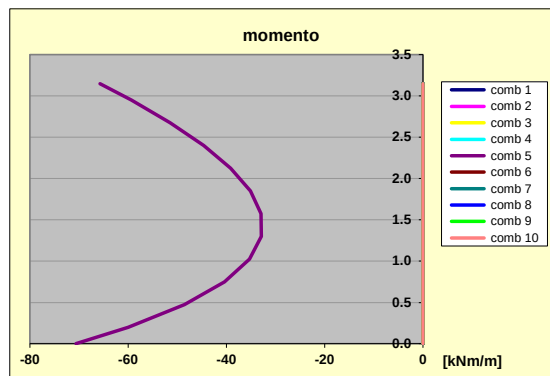
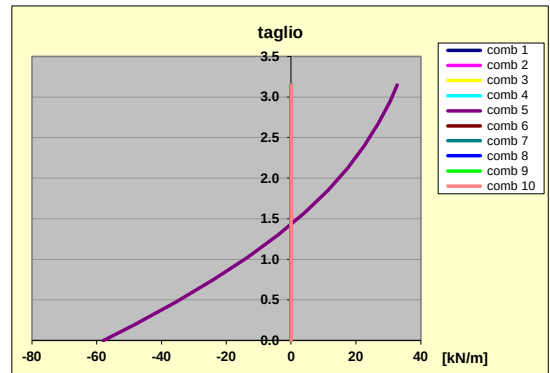
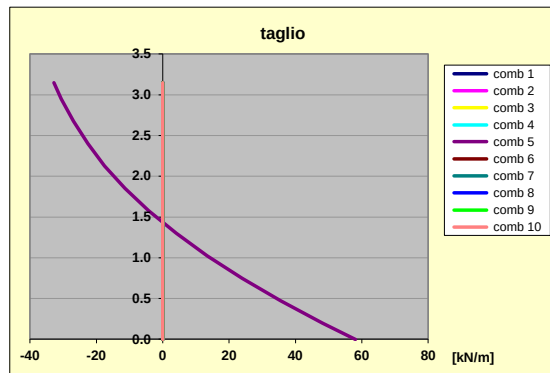
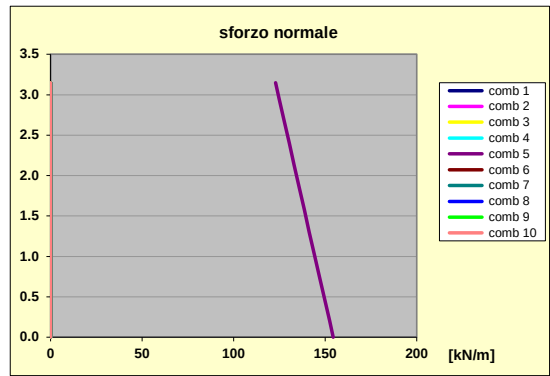
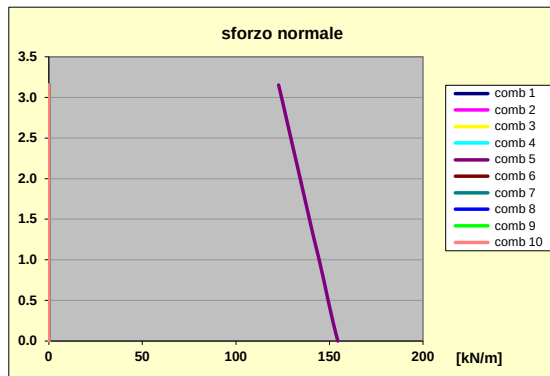
SOLETTA



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-65.7	32.8	15.7	12.7	3.58	123.17
2	-41.6	32.8	15.7	12.7	2.28	74.29
3 min	0.0	0.0	15.7	12.7	0.00	0.00
3 max	39.7	32.8	15.7	12.7	2.18	70.43
4	76.9	32.8	15.7	12.7	4.18	145.93

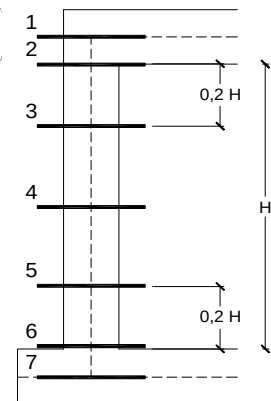
Verifica soletta

PARETI

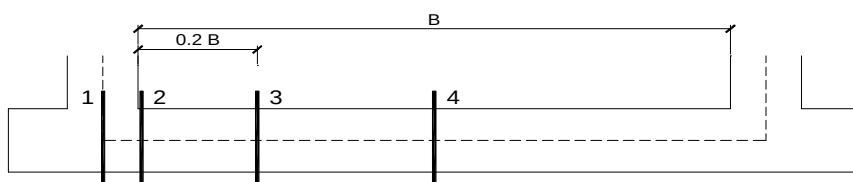
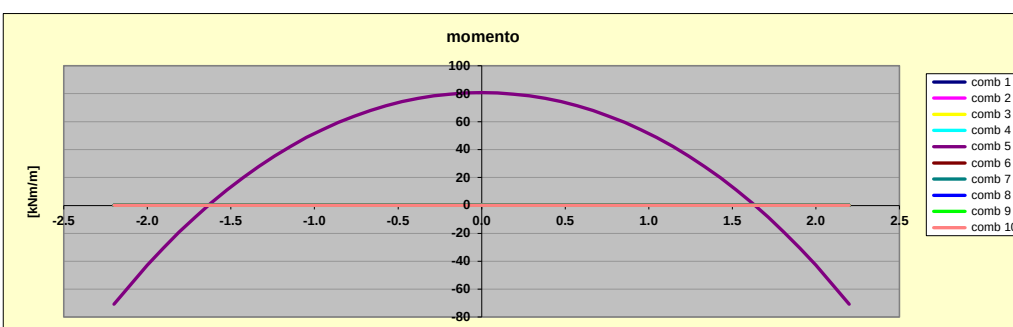
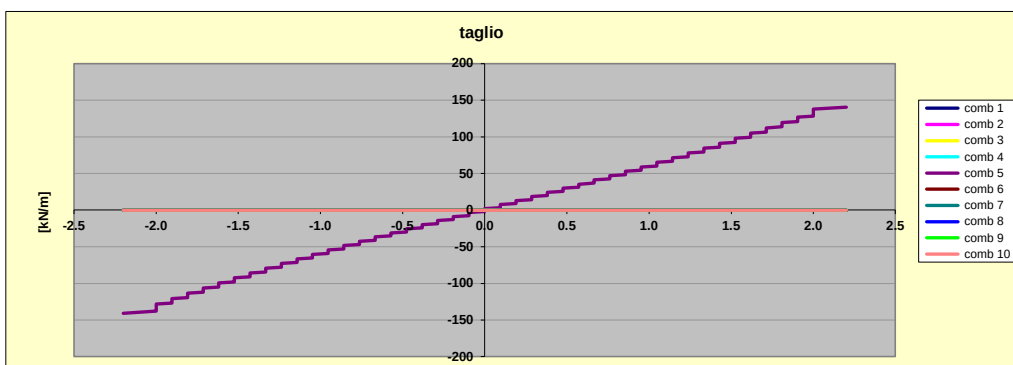
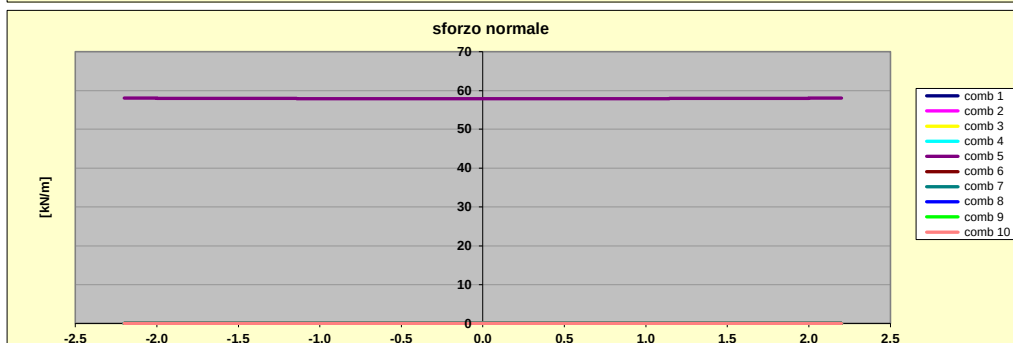
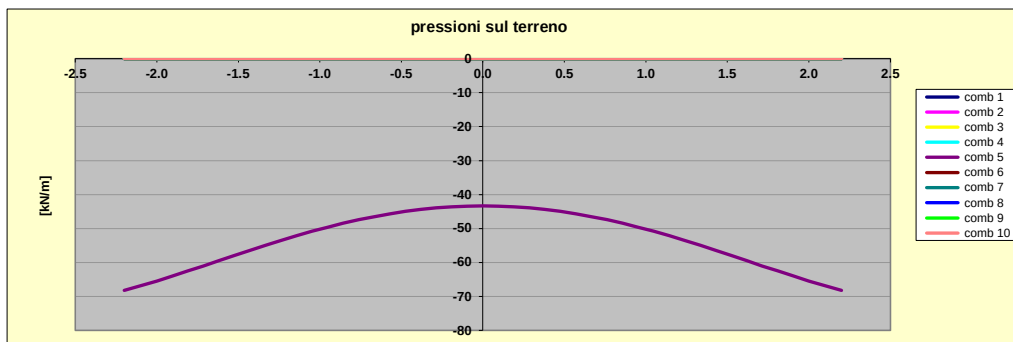


sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-65.7	122.9	12.7	10.0	4.01	117.52
2	-59.4	124.9	12.7	10.0	3.62	101.27
3 min	-44.6	130.4	12.7	10.0	2.71	63.63
3 max	0.0	0.0	12.7	10.0	0.00	0.00
4 min	-35.1	135.9	12.7	10.0	2.11	39.50
4 max	0.0	0.0	12.7	10.0	0.00	0.00
5 min	-40.4	146.9	12.7	10.0	2.44	48.33
5 max	0.0	0.0	12.7	10.0	0.00	0.00
6	-60.0	152.4	12.7	10.0	3.66	93.32
7	-70.6	154.4	12.7	10.0	4.31	118.45

Verifica pareti



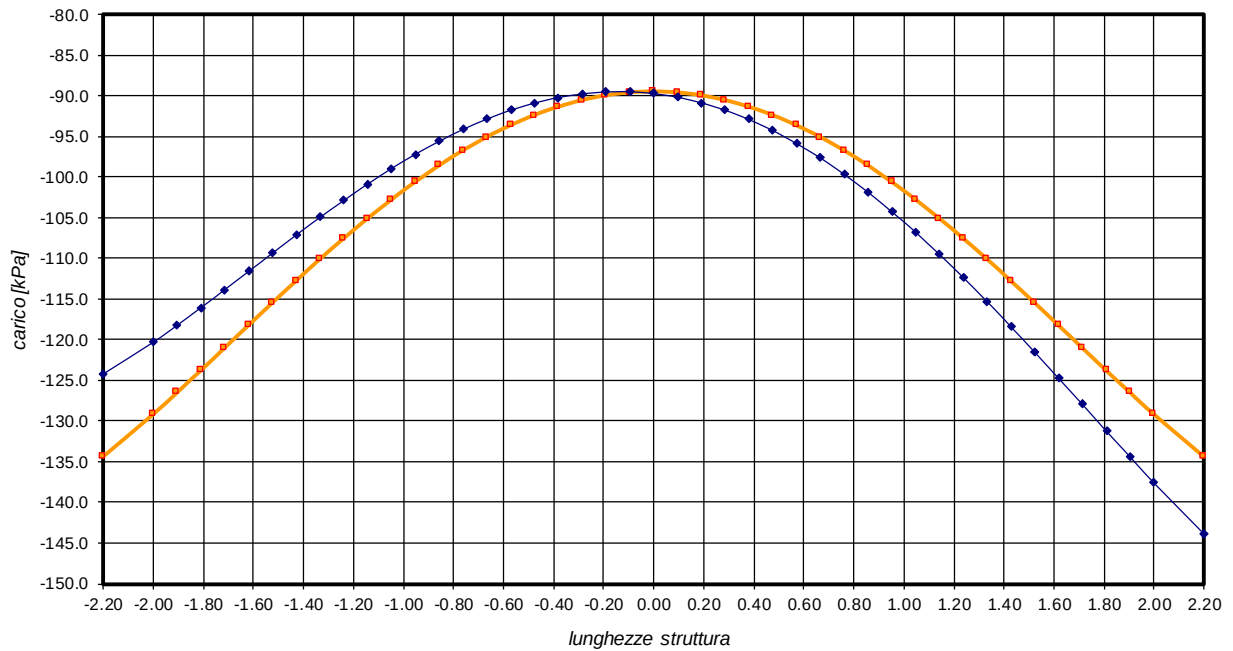
FONDAZIONE



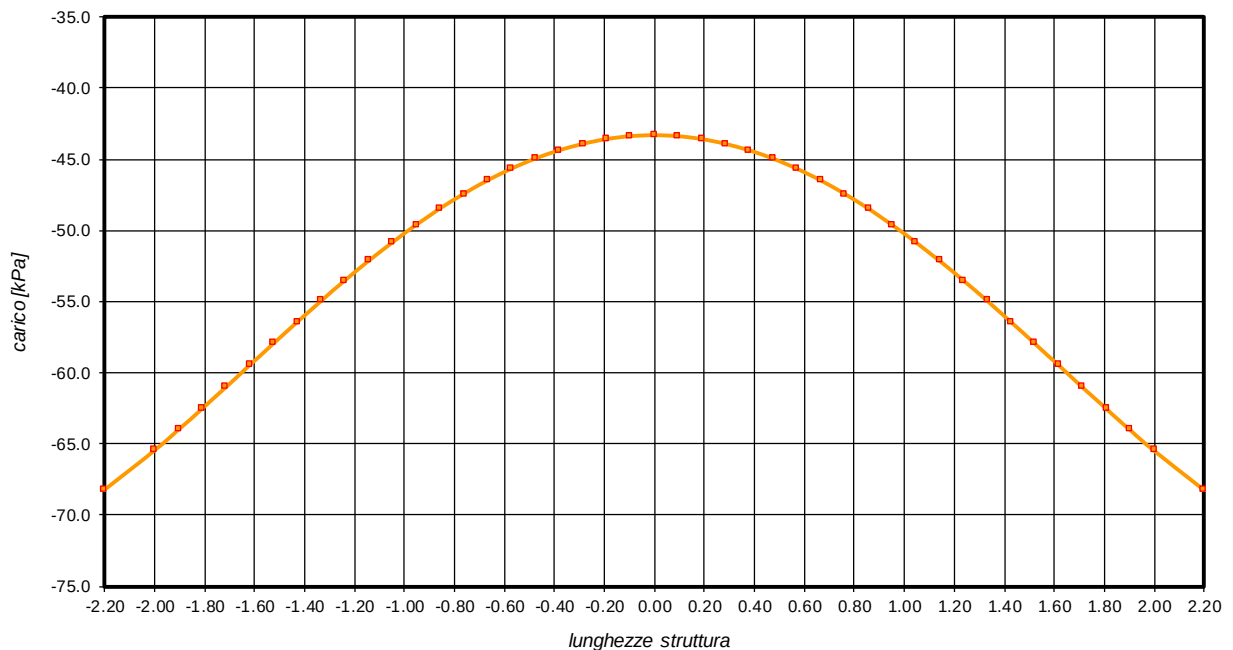
sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-70.6	58.0	15.7	12.7	3.87	125.51
2	-42.8	58.0	15.7	12.7	2.37	69.21
3 min	0.0	0.0	15.7	12.7	0.00	0.00
3 max	35.4	57.9	15.7	12.7	1.97	54.38
4	80.7	57.9	15.7	12.7	4.42	145.96

Verifica fondazione

Pressioni trasmesse in fondazione a SLU



Pressioni trasmesse in fondazione a SLE



I cedimenti totali (a lungo termine) in esercizio in fondazione risultano stimabili in pochi millimetri (< 5 mm) e, come tali, sono da ritenersi compatibili con la funzionalità delle opere in progetto. Si riporta, infine, la verifica a capacità portante della fondazione per la combinazione più gravosa A2+M2+R2 prevista dalle N.T.C.-2008, eseguita con la formulazione di Brinch-Hansen, in condizioni drenate:

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:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{q_{lim}}{1,8} > q_d$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	4.80	m
L (fondazione nastrif.)	100.00	m
Profondità fondazione	1.00	m
m	2.00	
N _y	9.33	
N _q	9.52	
N _c	19.21	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	1.00	
s _q	1.00	
s _c	1.00	
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	1.07	
d _c	1.07	
q_{lim}	487.5	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,49 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2008 vale:

$$q_{\text{lim},R2} = \frac{q_{\text{lim}}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,49}{1,8} = 0,27 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,14 \text{ N/mm}^2 \cong 140 \text{ kN/m}^2)$$

$$\text{F.S.} \cong 0,49 \text{ N/mm}^2 / 0,14 \text{ N/mm}^2 \cong 3,5 > 1,8$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE 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.

8.4 Manufatto di raccordo tratti “B” e “C” con muro a mensola in c.c.a.

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un muro di contenimento disposto in testata al manufatto scatolare in c.a.v. per il raccordo tra il tratto “B” e il tratto “C”, a valle del ponticello di accesso al depuratore, con rivestimento in lastre prefabbricate in c.a.v..

Il muro in oggetto sarà di tipo a mensola, realizzato in c.a. gettato in opera, con altezza utile pari a 3,50 m e larghezza della fondazione di 2,50 m.

Lo spessore della parete è di 30 cm, mentre la fondazione sarà alta 40 cm.

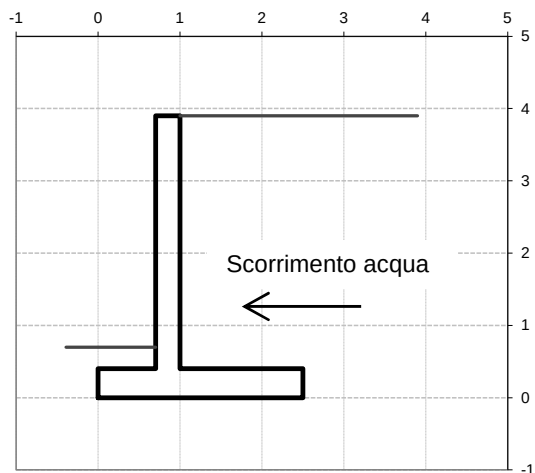
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo di predimensionamento strutturale per la **combinazione “STR” – A1+M1+R1**, (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai 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 40% 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 “GEO” – A2+M2+R2, oltre alla stima dei cedimenti.**

DATI DI CALCOLO – COMBINAZIONE STR – A1+M1+R1

OPERA MURO DI RACCORDO TRATTI "B" - "C"

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)			☐
altro				☐



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	29.00		29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00		19.00	15.67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00		5.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	29.00		29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.037	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.00999	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0050	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.309		0.309		0.377
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.316		0.316		0.384
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.316		0.316		0.384
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.882		2.882		2.363
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.865		2.865		2.348
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.865		2.865		2.348

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
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$			0.00
Condizioni Sismiche	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		

Si evidenzia che nei calcoli è stata considerata una minima componente dovuta alla coesione del terreno (c') in condizioni drenate, pari a 5 kPa e un sovraccarico a tergo del muro pari a 5 kN/m².

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	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12.25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.25	Mpa
σ_f	360	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	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	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)
--------------------	------	------

Interfero tra I e II strato

i _{I-II}	5.00	(cm)
-------------------	------	------

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

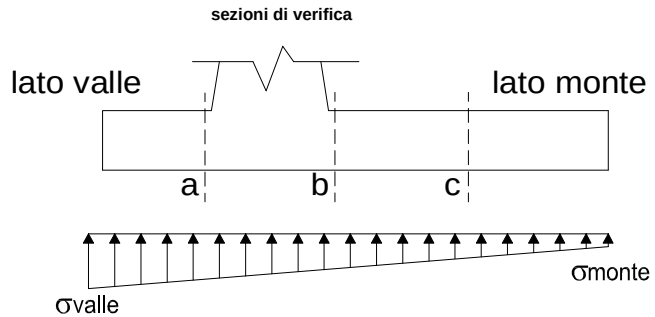
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	172.86	21.40	89.69	48.60
	184.11	15.77	88.79	58.50
sisma+	166.67	1.56	68.16	65.17
	166.67	1.56	68.16	65.17
sisma-	165.02	1.31	67.26	64.75
	165.02	1.31	67.26	64.75



Mensola Lato Valle

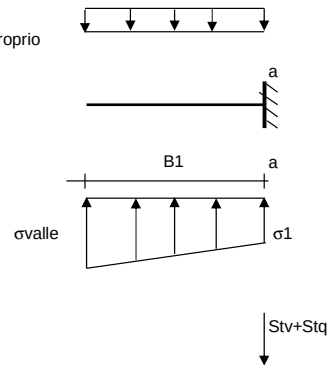
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$Va = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]	Va [kN]
statico	89.69	78.18	18.58	51.75
	88.79	80.31	18.61	52.18
sisma+	68.16	67.33	14.17	40.51
	68.16	67.33	14.18	40.51
sisma-	67.26	66.56	13.98	39.91
	67.26	66.56	13.97	39.91

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	66.50	74.00	66.50	(kN/m ²)
pvb	66.50	74.00	66.50	(kN/m ²)
pvc	66.50	74.00	66.50	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

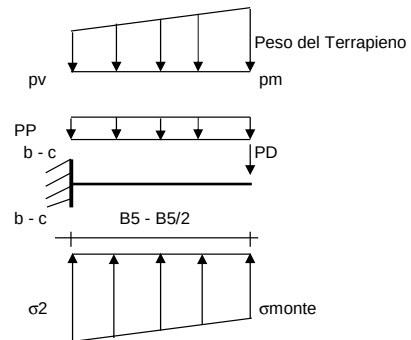
$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

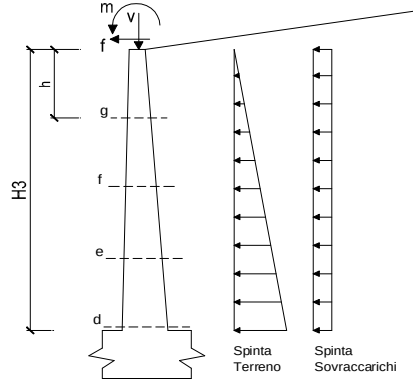
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	σ_2 [kN/m ²]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	48.60	73.25	-54.93	-45.22	60.93	-23.09	-38.16
	58.50	76.67	-54.66	-46.48	67.59	-22.72	-37.58
sisma+	65.17	66.97	-34.88	-31.14	66.07	-14.40	-23.36
	65.17	66.97	-34.88	-31.14	66.07	-14.40	-23.36
sisma-	64.75	66.26	-34.38	-30.69	65.51	-14.21	-23.02
	64.75	66.26	-34.38	-30.69	65.51	-14.21	-23.02



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma^* (K a_{\text{orizz.}} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{\text{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz.}} \cdot \gamma^* (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma^* (K a_{\text{orizz.}} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{\text{orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K a_{\text{orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	51.62	13.43	0.00	65.05	0.00	26.25	26.25
e-e	2.63	21.78	7.56	0.00	29.33	0.00	19.69	19.69
f-f	1.75	6.45	3.36	0.00	9.81	0.00	13.13	13.13
g-g	0.88	0.81	0.84	0.00	1.65	0.00	6.56	6.56

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	44.25	7.68	0.00	51.92
e-e	2.63	24.89	5.76	0.00	30.65
f-f	1.75	11.06	3.84	0.00	14.90
g-g	0.88	2.77	1.92	0.00	4.68

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	1.59	0.00	0.00	0.46	41.76	0.00	26.38	26.38
e-e	2.63	16.75	0.67	0.00	0.00	0.26	17.68	0.00	19.79	19.79
f-f	1.75	4.96	0.20	0.00	0.00	0.11	5.28	0.00	13.19	13.19
g-g	0.88	0.62	0.02	0.00	0.00	0.03	0.67	0.00	6.60	6.60

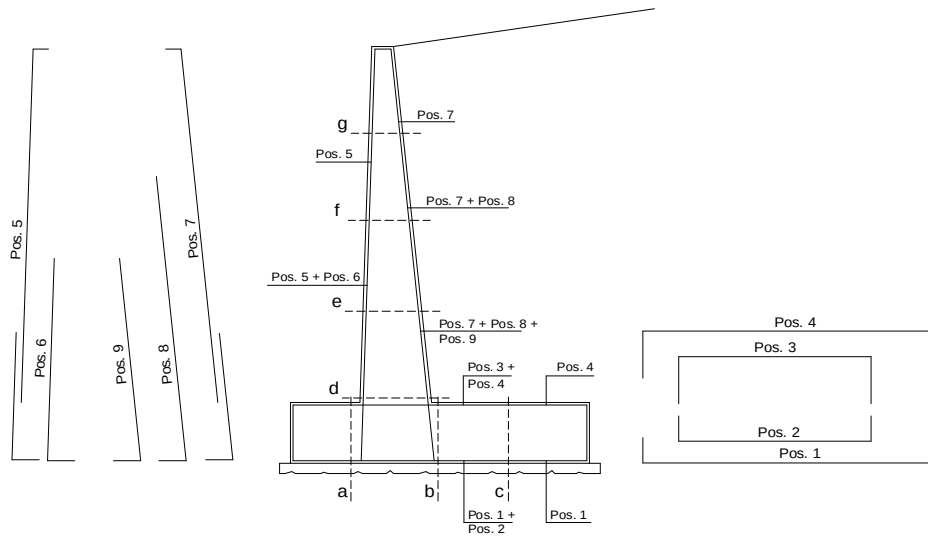
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	34.03	0.91	0.00	0.00	0.26	35.21
e-e	2.63	19.14	0.51	0.00	0.00	0.20	19.85
f-f	1.75	8.51	0.23	0.00	0.00	0.13	8.87
g-g	0.88	2.13	0.06	0.00	0.00	0.07	2.25

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	0.96	0.00	0.00	0.46	41.13	0.00	26.12	26.12
e-e	2.63	16.75	0.41	0.00	0.00	0.26	17.42	0.00	19.59	19.59
f-f	1.75	4.96	0.12	0.00	0.00	0.11	5.20	0.00	13.06	13.06
g-g	0.88	0.62	0.02	0.00	0.00	0.03	0.66	0.00	6.53	6.53

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	34.03	0.55	0.00	0.00	0.26	34.85
e-e	2.63	19.14	0.31	0.00	0.00	0.20	19.65
f-f	1.75	8.51	0.14	0.00	0.00	0.13	8.78
g-g	0.88	2.13	0.03	0.00	0.00	0.07	2.23

SCHEMA DELLE ARMATURE

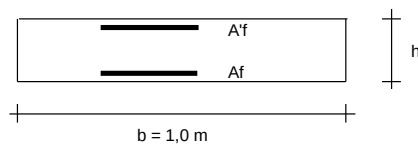


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	6.0	16		5	6.0	8	
2				6	6.0	8	
3				7	6.0	14	
4	6.0	16		8			
				9	6.0	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	18.61	0.00	0.40	12.06	12.06	159.22
b - b	-54.93	0.00	0.40	12.06	12.06	159.22
c - c	-23.09	0.00	0.40	12.06	12.06	159.22
d - d	65.05	26.25	0.30	12.06	3.02	114.25
e - e	29.33	19.69	0.30	12.06	3.02	113.53
f - f	9.81	13.13	0.30	9.24	3.02	89.47
g - g	1.65	6.56	0.30	9.24	3.02	88.73

(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	52.18	0.40	164.16	10	20	20	21.8	605.06	Armatura a taglio non necessaria
b - b	46.48	0.40	164.16	10	20	20	21.8	605.06	Armatura a taglio non necessaria
c - c	38.16	0.40	164.16	10	20	20	21.8	605.06	Armatura a taglio non necessaria
d - d	51.92	0.30	144.81	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	30.65	0.30	143.98	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
f - f	14.90	0.30	131.11	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4.68	0.30	130.29	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

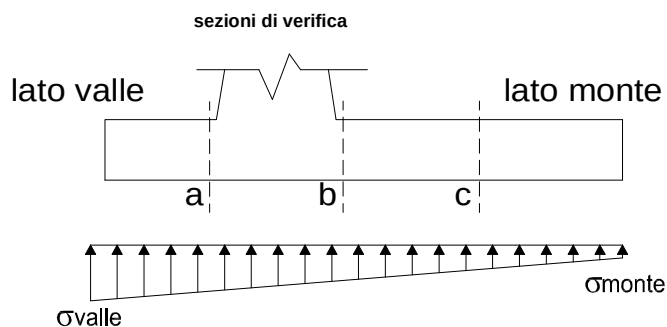
$$\sigma_{\text{valle}} = N / A + M / W_{\text{gg}}$$

$$\sigma_{\text{monte}} = N / A - M / W_{\text{gg}}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (\text{m}^2)$$

$$W_{\text{gg}} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (\text{m}^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	167.02	3.87	70.53	63.09
	172.65	1.06	70.08	68.04
Q.P.	165.55	-2.63	63.70	68.74
	165.55	-2.63	63.70	68.74

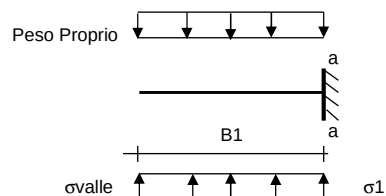


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. $PP = 10.00 \quad (\text{kN/m})$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B \cdot l^2 / 2 + (\sigma_{\text{valle}} - \sigma_1) \cdot B \cdot l^2 / 3 - PP \cdot B \cdot l^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	70.53	68.45	14.66
	70.08	69.51	14.67
Q.P.	63.70	65.11	13.27
	63.70	65.11	13.27



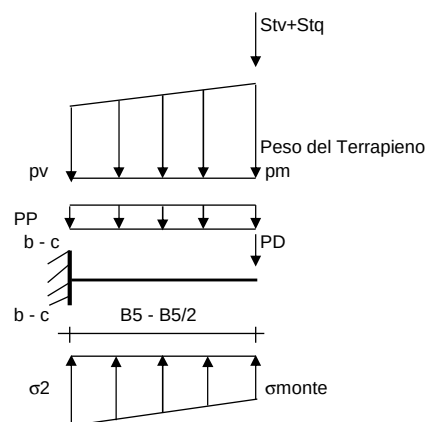
Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

$$M_b = (\sigma_{\text{monte}} - (\text{pvb} + PP)) \cdot B \cdot l^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{\text{monte}}) \cdot B \cdot l^2 / 6 - (\text{pm} - \text{pvb}) \cdot B \cdot l^2 / 3 - (\text{Stv} + \text{Sqv}) \cdot B \cdot PD \cdot (B - B_d / 2) + M_{\text{sp}} + \text{Sp} \cdot H / 2$$

$$M_c = (\sigma_{\text{monte}} - (\text{pvc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{\text{monte}}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (\text{pm} - \text{pvc}) \cdot (B/2)^2 / 3 - (\text{Stv} + \text{Sqv}) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - B_d / 2) + M_{\text{sp}} + \text{Sp} \cdot H / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	63.09	67.55	-37.45	65.32	-15.58
	68.04	69.26	-37.31	68.65	-15.39
Q.P.	68.74	65.72	-31.69	67.23	-13.24
	68.74	65.72	-31.69	67.23	-13.24



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

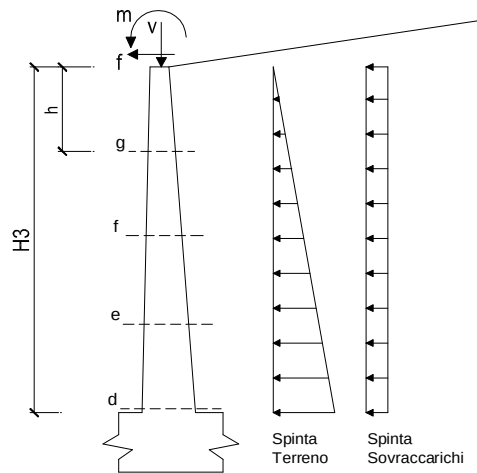
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



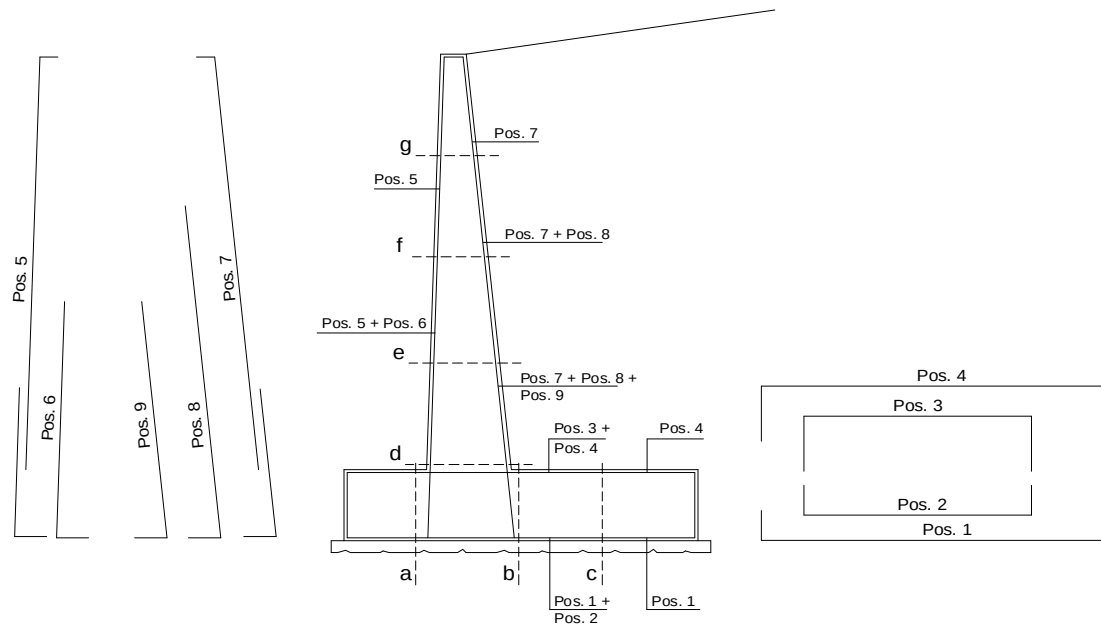
condizione Frequente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	6.72	0.00	46.42	0.00	26.25	26.25
e-e	2.63	16.75	3.78	0.00	20.53	0.00	19.69	19.69
f-f	1.75	4.96	1.68	0.00	6.64	0.00	13.13	13.13
g-g	0.88	0.62	0.42	0.00	1.04	0.00	6.56	6.56

condizione Quasi Permanente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	0.00	0.00	39.71	0.00	26.25	26.25
e-e	2.63	16.75	0.00	0.00	16.75	0.00	19.69	19.69
f-f	1.75	4.96	0.00	0.00	4.96	0.00	13.13	13.13
g-g	0.88	0.62	0.00	0.00	0.62	0.00	6.56	6.56

SCHEMA DELLE ARMATURE

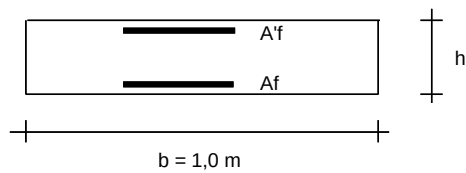


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	6.0	16		5	6.0	8	
2			☐	6	6.0	8	☐
3			☐	7	6.0	14	
4	6.0	16		8			☐
				9	6.0	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	14.67	0.00	0.40	12.06	12.06	0.88	38.35	0.041	0.300
b - b	-37.45	0.00	0.40	12.06	12.06	2.24	97.88	0.105	0.300
c - c	-15.58	0.00	0.40	12.06	12.06	0.93	40.72	0.044	0.300
d - d	46.42	26.25	0.30	12.06	3.02	8.25	256.16	0.249	0.300
e - e	20.53	19.69	0.30	12.06	3.02	3.01	88.57	0.075	0.300
f - f	6.64	13.13	0.30	9.24	3.02	0.83	24.72	0.023	0.300
g - g	1.04	6.56	0.30	9.24	3.02	0.12	1.76	0.001	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	13.27	0.00	0.40	12.06	12.06	0.79	34.69	0.037	0.200
b - b	-31.69	0.00	0.40	12.06	12.06	1.90	82.83	0.089	0.200
c - c	-13.24	0.00	0.40	12.06	12.06	0.79	34.60	0.037	0.200
d - d	39.71	26.25	0.30	12.06	3.02	6.56	201.06	0.171	0.200
e - e	16.75	19.69	0.30	12.06	3.02	2.35	67.11	0.056	0.200
f - f	4.96	13.13	0.30	9.24	3.02	0.62	16.75	0.016	0.200
g - g	0.62	6.56	0.30	9.24	3.02	0.07	0.31	0.000	0.200

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

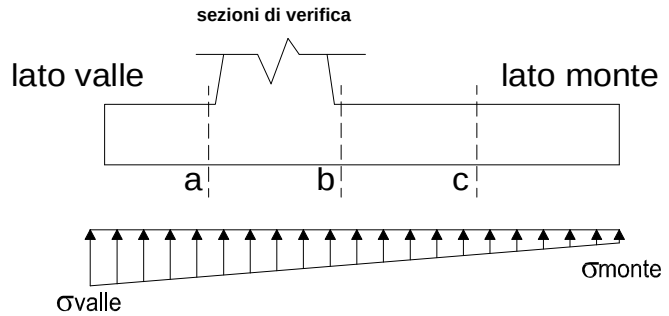
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	167.51	7.27	73.98	60.03
	175.01	3.52	73.38	66.63
sisma+	166.67	1.56	68.16	65.17
	166.67	1.56	68.16	65.17
sisma-	165.02	1.31	67.26	64.75
	165.02	1.31	67.26	64.75

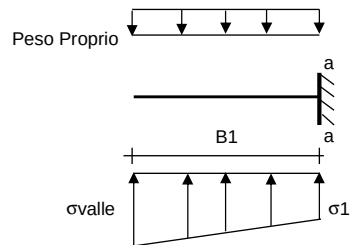


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	73.98	70.08	15.36
	73.38	71.49	15.37
sisma+	68.16	67.33	14.17
	68.16	67.33	14.17
sisma-	67.26	66.56	13.98
	67.26	66.56	13.98



Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

$$pm = 66.50 \quad N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}} \quad (kN/m^2)$$

$$pvb = 66.50 \quad (kN/m^2)$$

$$pvc = 66.50 \quad (kN/m^2)$$

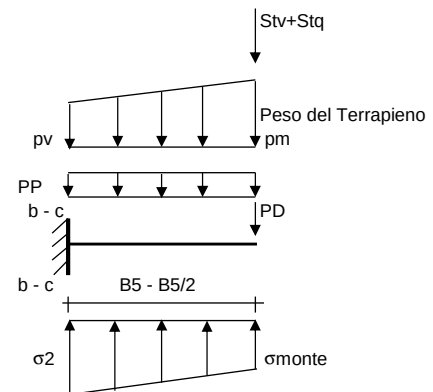
$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

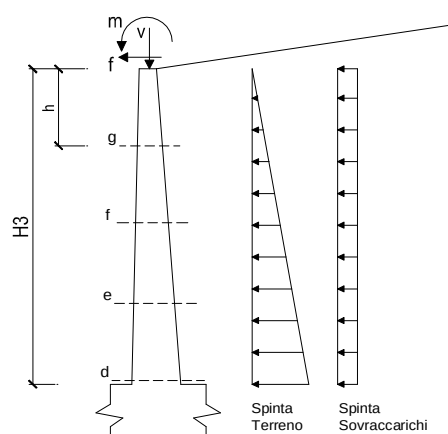
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	60.03	68.40	-40.16	64.22	-16.63
	66.63	70.68	-39.98	68.66	-16.38
sisma+	65.17	66.97	-34.88	66.07	-14.40
	65.17	66.97	-34.88	66.07	-14.40
sisma-	64.75	66.26	-34.38	65.51	-14.21
	64.75	66.26	-34.38	65.51	-14.21



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{ext} &= m + f \cdot h \\
 M_{inerzia} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma}) \\
 N_{ext} &= v \\
 N_{pp+inerzia} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	8.96	0.00	48.66	0.00	26.25	26.25
e-e	2.63	16.75	5.04	0.00	21.79	0.00	19.69	19.69
f-f	1.75	4.96	2.24	0.00	7.20	0.00	13.13	13.13
g-g	0.88	0.62	0.56	0.00	1.18	0.00	6.56	6.56

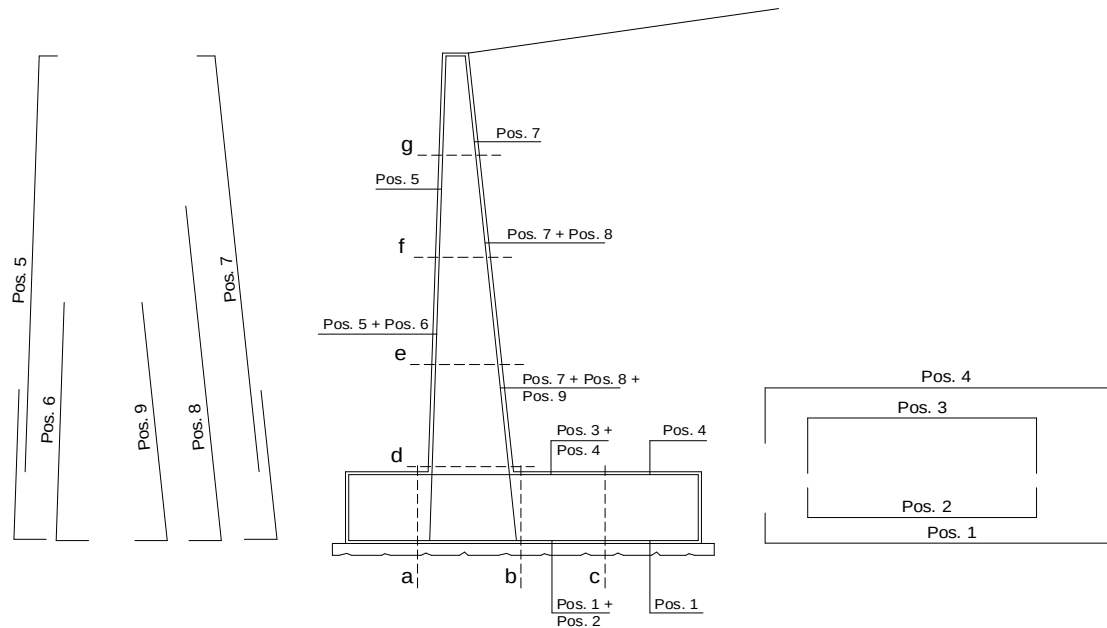
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	1.59	0.00	0.00	0.46	41.76	0.00	26.38	26.38
e-e	2.63	16.75	0.67	0.00	0.00	0.26	17.68	0.00	19.79	19.79
f-f	1.75	4.96	0.20	0.00	0.00	0.11	5.28	0.00	13.19	13.19
g-g	0.88	0.62	0.02	0.00	0.00	0.03	0.67	0.00	6.60	6.60

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.71	0.96	0.00	0.00	0.46	41.13	0.00	26.12	26.12
e-e	2.63	16.75	0.41	0.00	0.00	0.26	17.42	0.00	19.59	19.59
f-f	1.75	4.96	0.12	0.00	0.00	0.11	5.20	0.00	13.06	13.06
g-g	0.88	0.62	0.02	0.00	0.00	0.03	0.66	0.00	6.53	6.53

SCHEMA DELLE ARMATURE

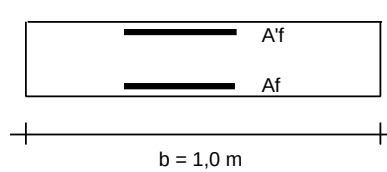


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	6.0	16		5	6.0	8	
2			☐	6	6.0	8	☐
3			☐	7	6.0	14	
4	6.0	16		8			☐
				9	6.0	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	15.37	0.00	0.40	12.06	12.06	0.92	40.19
b - b	-40.16	0.00	0.40	12.06	12.06	2.40	104.98
c - c	-16.63	0.00	0.40	12.06	12.06	0.99	43.46
d - d	48.66	26.25	0.30	12.06	3.02	8.88	276.47
e - e	21.79	19.69	0.30	12.06	3.02	3.24	96.17
f - f	7.20	13.13	0.30	9.24	3.02	0.90	27.39
g - g	1.18	6.56	0.30	9.24	3.02	0.14	2.36

Condizione Sismica

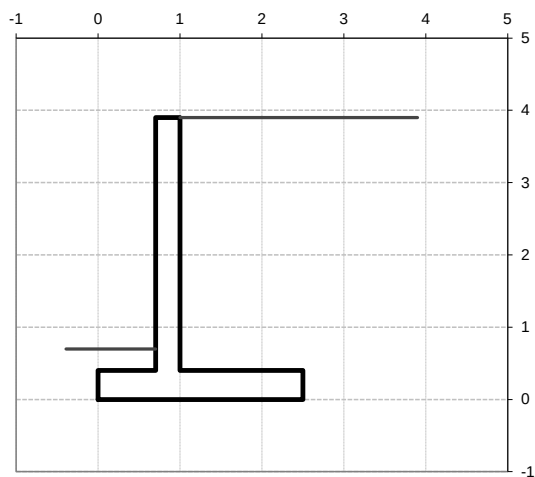
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	14.17	0.00	0.40	12.06	12.06	0.85	37.04
b - b	-34.88	0.00	0.40	12.06	12.06	2.09	91.16
c - c	-14.40	0.00	0.40	12.06	12.06	0.86	37.63
d - d	41.76	26.12	0.30	12.06	3.02	7.07	217.62
e - e	17.68	19.59	0.30	12.06	3.02	2.51	72.33
f - f	5.28	13.06	0.30	9.24	3.02	0.66	18.27
g - g	0.67	6.53	0.30	9.24	3.02	0.08	0.45

DATI DI CALCOLO – COMBINAZIONE GEO – A2+M2+R2

OPERA MURO DI RACCORDO TRATTI "B" - "C"

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)			☐
altro			☐	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	29.00	23.91	23.91
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	15.67	15.67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	4.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	29.00	23.91	23.91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.037	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.00999	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0050	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

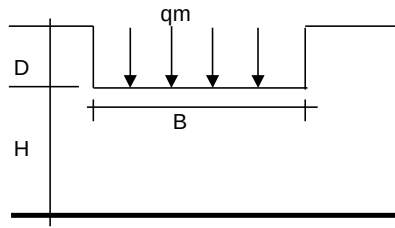
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.309		0.377		0.377
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.316		0.384		0.384
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.316		0.384		0.384
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.882		2.363		2.363
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.865		2.348		2.348
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.865		2.348		2.348

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
	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/m ²)	q	5.00	6.50
	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 $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	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	4.30	1.51
Sismico	1.34	6.31	1.83

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	167.02	(kN/m)
M	3.87	(kNm/m)
$e=M/N$	0.02	(m)
B^*	2.45	(m)

D =	0.70	(m)
D/B^* =	0.29	(m)
Hs/B^* =	2.04	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 68.58 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.948 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.67 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 5.34 \quad (\text{mm})$$

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di mezzo centimetro. 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.

8.5 Pozzetti di intercettazione, ispezione e manutenzione tratti “A” e “B”

Sono previsti in progetto n° 5 pozzetti scatolari in c.c.a. gettato in opera con soletta prefabbricata in lastre predalles per le funzioni di ispezione e manutenzione future dello scaricatore nonché di intercettazione della condotta ovoidale nel tratto “A” in immissione dello scaricatore.

I manufatti saranno realizzati in conglomerato cementizio armato gettato in opera, dalle caratteristiche tecniche e gettato in opera secondo le prescrizioni di cui al *paragrafo 3.1* e verranno posati previa esecuzione di sottofondazione in cls magro $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$, armato con rete elettrosaldata Ø 8 maglia cm 20x20 e di sottostante platea in massi intasati con cls di spessore pari ad 80 cm circa.

La platea di fondo e le pareti sono previste gettate in opera con spessore pari a 40 cm, mentre le solette, carrabili, saranno realizzate in elementi prefabbricati, tipo travetti precompressi accostati o lastre predalles al fine di facilitarne la rimozione in luogo delle operazioni manutentive anzidette; per le modeste luci presenti, risultano idonei gli ordinari elementi previsti nei cataloghi dei produttori di prefabbricati.

L'altezza massima delle pareti è prevista essere di 4,30 m circa, mentre la larghezza e, quindi, la luce delle solette prefabbricate è pari a 4,00 m circa.

Ai fini del calcolo di dimensionamento, a favore di sicurezza, si considera, quindi, il pozzetto di altezza maggiore pari, appunto, a 4,30 m.

Il calcolo è stato eseguito in via cautelativa con riferimento ai sovraccarichi di I categoria previsti dal *capitolo 5 delle N.T.C-2008* e trattati al *paragrafo 5.3* della relazione, nell'ipotesi di transito parallelo allo sviluppo longitudinale dello scaricatore.

Le verifiche sono state svolte ipotizzando cautelativamente il canale scaricatore vuoto e le pareti soggette all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda e sismiche, nonché quelle dei sovraccarichi applicati alla soletta dell'impalcato e alle pareti laterali medesime dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi agricoli in fase di esercizio del canale.

Si riporta nel seguito la sezione geometrica con lo schema di calcolo e la stima semplificata delle sollecitazioni agenti sulla platea e sulle pareti dei manufatti, con le relative verifiche preliminari strutturali e geotecniche ai sensi delle norme tecniche vigenti.

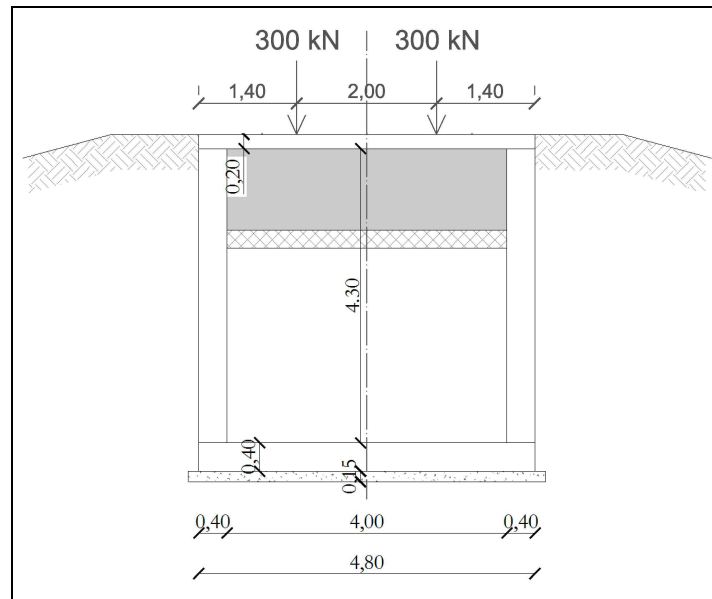


Figura 31 – Sezione tipologica di calcolo pozzetti di ispezione / manutenzione / intercettazione.

PLATEA DI FONDAZIONE – STIMA DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI

Il peso complessivo del manufatto risulta pari a:

- peso soletta: $25 \cdot 4,80 \cdot 0,20 = 24,0 \text{ kN/m}$
- peso pareti: $25 \cdot 4,30 \cdot 2 \cdot 0,40 = 86,0 \text{ kN/m}$
- peso fondazione: $25 \cdot 4,80 \cdot 0,40 = 48,0 \text{ kN/m}$
- azione terreno laterale: $19 \cdot 0,30 \cdot 4,30 \cdot 2 = 49,0 \text{ kN/m}$
- peso acqua: $10 \cdot 4,00 \cdot 2,50 = 100,0 \text{ kN/m}$

$$P_{\text{tot}} \cong 307,0 \text{ kN/m}$$

A tali azioni si aggiunge il sovraccarico dovuto ad un eventuale transito veicolare di I° categoria. In prima approssimazione il carico unitario ripartito equivalente q a flessione, ipotizzando un'area di influenza longitudinale di 2,0 m e considerando un coefficiente dinamico $\phi = 1$, dato dalla limitata velocità di transito, vale:

$$q^* = [300 \cdot 1,40] / (4,00 \cdot 2,00) \cong 53,0 \text{ kN/m}$$

La sollecitazione scambiata al terreno a SLE (combinazione caratteristica) e a SLU risulta, quindi, in prima approssimazione, mediamente pari a:

$$\overline{\sigma}_{t,SLE} = \frac{307,0 + 53,0}{4,80} \cong 75,0 \text{ kN/m}^2 \quad \overline{\sigma}_{t,SLU} = 1,5 \cdot \frac{307,0 + 53,0}{4,80} \cong 110,0 \text{ kN/m}^2$$

Il carico a SLE cui è soggetta la platea è stimabile in prima approssimazione in:

$$q = 75,00 - 25,00 \cdot 0,40 = 65,00 \text{ kN/m}^2$$

Si considera, quindi, a favore di sicurezza, la platea in oggetto semplicemente incastrata alle estremità e soggetta al carico q sopra calcolato. I risultati di sollecitazioni saranno sensibilmente maggiori rispetto a quelli ottenuti con calcolo dettagliato agli elementi finiti ipotizzando, ad esempio, una modellazione continua del terreno con costante di sottofondo k_s e molle alla *Winkler*.

Il momento massimo a SLU alle estremità è, quindi, stimabile in prima approssimazione a:

$$M_d = 1,5 \cdot q \frac{\ell^2}{12} = 1,5 \cdot 65,0 \cdot \frac{4,40^2}{12} \cong 157,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Il momento massimo a SLU in mezzeria è, quindi, stimabile in prima approssimazione a:

$$M_d = 1,5 \cdot q \frac{\ell^2}{24} = 1,5 \cdot 65,0 \cdot \frac{4,40^2}{24} \cong 79,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Il taglio massimo a SLU è, quindi, stimabile in prima approssimazione a:

$$T_d = 1,5 \cdot q \frac{\ell}{2} = 1,5 \cdot 65,0 \cdot \frac{4,40}{2} \cong 215,0 \text{ kN}$$

PLATEA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC2+XA2	/
Copriferro minimo	$c_{\min}$	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	$i_{\min}$	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	157.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	215.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	89.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	104.7	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	451.8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.031	m
Momento resistente	M _{Rd}	157.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1155	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1155	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1571	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1571	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	41	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0273	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-7.77E-05	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-16	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-593433	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	614181	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-20748	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.114	/
Momento resistente	M _{Rd}	210.6	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	157.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1356	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1074	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-61	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	215.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	3	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1	/
Passo armatura al taglio	s	100	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1356.48	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	88966667	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	104666667	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	72	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	951808230	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	6.77	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	169	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	19	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	7.97	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	199	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	22	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	109	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2443750162	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	3.98	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	175	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.68	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	206	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	169	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00048	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	352	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.170	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Dai risultati di calcolo si evince come **le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% 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 riporta, quindi, la **verifica a capacità portante della fondazione** per la combinazione più gravosa A2+M2+R2 prevista dalle N.T.C.-2008, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, in condizioni drenate:

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:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{q_{lim}}{1,8} > q_d$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	4.80	m
L	3.80	m
Profondità fondazione	1.00	m
m	1.44	
N _y	9.33	
N _q	9.52	
N _c	19.21	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.49	
s _q	1.56	
s _c	1.63	
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	1.07	
d _c	1.07	
q_{lim}	446.4	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,45 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2008 vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,45}{1,8} = 0,25 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,11 \text{ N/mm}^2 \cong 110 \text{ kN/m}^2)$$

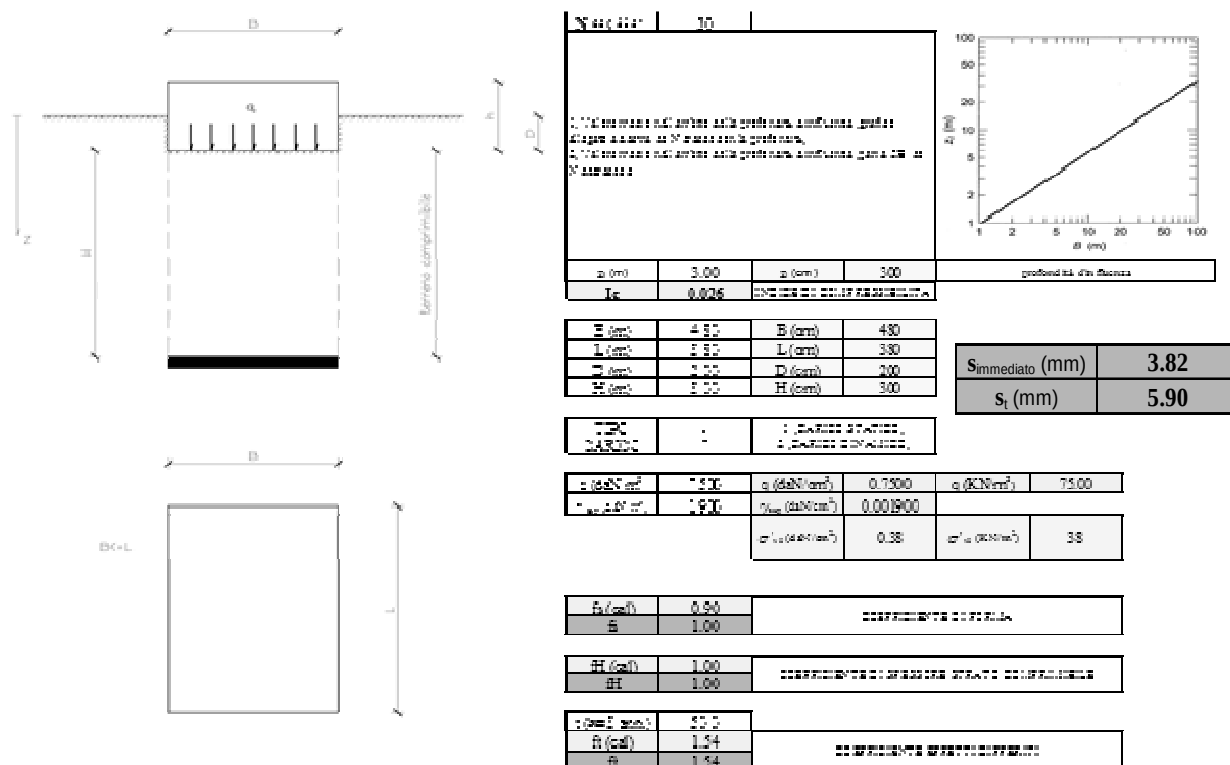
$$F.S. \cong 0,45 \text{ N/mm}^2 / 0,11 \text{ N/mm}^2 \cong 4,0 > 1,8$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE 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, anche la stima dei cedimenti:



Dai risultati ottenuti 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 del mezzo centimetro. 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.

Verifica delle pareti

Le pareti sono soggette alla spinta del terreno, della falda e dei sovraccarichi a tergo delle stesse. La quota di falda, in riferimento ai sondaggi svolti, è stata precauzionalmente posta a 3,00 m dal piano campagna.

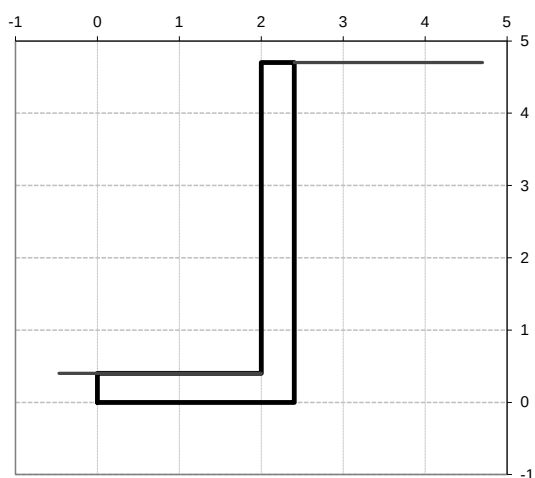
DATI DI CALCOLO – COMBINAZIONE STR – A1+M1+R1

OPERA PARETI POZZETTI DI ISPEZIONE E MANUTENZIONE

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)			☐
altro				☐

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_g	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	29.00	29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	19.00	15.67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	5.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	29.00	29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	30000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.037	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0555	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0278	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

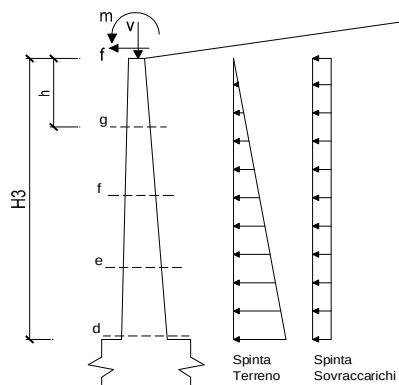
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.309		0.309	0.377	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.345		0.345	0.417	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.347		0.347	0.419	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.882		2.882	2.363	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.789		2.789	2.279	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.783		2.783	2.274	

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
	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/m ²)	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
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
Condizioni Sismiche	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	

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	95.72	40.56	0.00	136.28	0.00	43.00	43.00
e-e	3.23	40.38	22.81	0.00	63.20	0.00	32.25	32.25
f-f	2.15	11.97	10.14	0.00	22.10	0.00	21.50	21.50
g-g	1.08	1.50	2.53	0.00	4.03	0.00	10.75	10.75

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	66.78	18.86	0.00	85.65
e-e	3.23	37.57	14.15	0.00	51.71
f-f	2.15	16.70	9.43	0.00	26.13
g-g	1.08	4.17	4.72	0.00	8.89

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	73.63	17.11	0.00	0.00	5.13	95.87	0.00	44.19	44.19
e-e	3.23	31.06	7.22	0.00	0.00	2.89	41.17	0.00	33.14	33.14
f-f	2.15	9.20	2.14	0.00	0.00	1.28	12.63	0.00	22.10	22.10
g-g	1.08	1.15	0.27	0.00	0.00	0.32	1.74	0.00	11.05	11.05

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.37	7.96	0.00	0.00	2.39	61.72
e-e	3.23	28.90	4.48	0.00	0.00	1.79	35.16
f-f	2.15	12.84	1.99	0.00	0.00	1.19	16.03
g-g	1.08	3.21	0.50	0.00	0.00	0.60	4.30

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	73.63	10.68	0.00	0.00	5.13	89.44	0.00	41.81	41.81
e-e	3.23	31.06	4.50	0.00	0.00	2.89	38.45	0.00	31.36	31.36
f-f	2.15	9.20	1.33	0.00	0.00	1.28	11.82	0.00	20.90	20.90
g-g	1.08	1.15	0.17	0.00	0.00	0.32	1.64	0.00	10.45	10.45

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.37	4.97	0.00	0.00	2.39	58.72
e-e	3.23	28.90	2.79	0.00	0.00	1.79	33.48
f-f	2.15	12.84	1.24	0.00	0.00	1.19	15.28
g-g	1.08	3.21	0.31	0.00	0.00	0.60	4.12

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	101.11	0.00	0.40	15.71	12.72	5.43	204.91	0.207	0.300
b - b	0.00	0.00	0.40	12.72	15.71	0.00	0.00	0.000	0.300
c - c	0.00	0.00	0.40	12.72	15.71	0.00	0.00	0.000	0.300
d - d	93.91	43.00	0.40	15.71	10.05	-129.96	-4416.51	-4.256	0.300
e - e	42.47	32.25	0.40	15.71	10.05	6.84	219.61	0.220	0.300
f - f	14.27	21.50	0.40	12.72	10.05	0.87	27.36	0.029	0.300
g - g	2.42	10.75	0.40	12.72	10.05	0.14	2.31	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	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	79.18	0.00	0.40	15.71	12.72	4.25	160.47	0.162	0.200
b - b	0.00	0.00	0.40	12.72	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.40	12.72	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	73.63	43.00	0.40	15.71	10.05	24.07	798.86	1.147	0.200
e - e	31.06	32.25	0.40	15.71	10.05	3.45	105.12	0.100	0.200
f - f	9.20	21.50	0.40	12.72	10.05	0.56	14.93	0.015	0.200
g - g	1.15	10.75	0.40	12.72	10.05	0.07	0.15	0.000	0.200

PARETI POZZETTI – VERIFICHE STRUTTURALI

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC2+XA2	/
Copriferro minimo	c _{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i _{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M _{sd}	136.0	kNm
Taglio agente	V _{sd}	86.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	74.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	94.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	389.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.027	m
Momento resistente	M _{Rd}	136.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	996	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	996	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1272	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1272	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0300	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0002256	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	47	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-545123	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	47636	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.104	/
Momento resistente	M _{Rd}	172.8	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	136.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153.86	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1846	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1462	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-449	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	86.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153.86	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	3	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1	/
Passo armatura al taglio	s	100	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1846.32	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	74000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	94000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	66	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	792005932	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	6.21	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	173	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	16	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	7.89	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	219	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	20	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	102	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2051646660	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	3.67	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	179	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.66	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	227	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	173	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.013	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00049	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	377	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.186	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO

Dai risultati di calcolo si evince come **le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% 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.**

8.6 Rivestimento scaricatore con lastre in c.a.v. e platea in c.a.

L'intervento in progetto, relativo al tratto "C", comporta la realizzazione di un nuovo rivestimento del tratto di scaricatore compreso tra il ponticello al depuratore di cui al capitolo precedente, ubicato subito a valle del viadotto esistente NSA 88, e lo scaricatore finale in torrente Agogna; la lunghezza complessiva dell'intervento è di circa 150,0 m, con sponde rivestite da lastre prefabbricate in c.a.v., con h = 250 cm e platea di fondo in c.a. in opera di spessore pari a 30 cm. La platea risulta svincolata dalle lastre e costituisce un semplice rivestimento del fondo canale, soggetta al peso proprio ed al peso dell'acqua sovrastante; pertanto la struttura verrà armata con una doppia orditura di rete elettrosaldata Ø 10 maglia cm 20 x 20, disposta sul piano contro-terra e sul piano di scorrimento dell'acqua.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche e della fornitura degli elementi prefabbricati in progetto, sulla base di quanto già indicato al *paragrafo 3.1.6* della presente relazione, sarà onere del produttore degli stessi fornire alla Direzione Lavori, prima della fornitura in cantiere, la documentazione tecnica e di calcolo completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2008, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. nonché alla D.G.R. n. 65-7656 / 2014.

Si riporta nel seguito la sezione tipologica corrente del rivestimento in progetto.

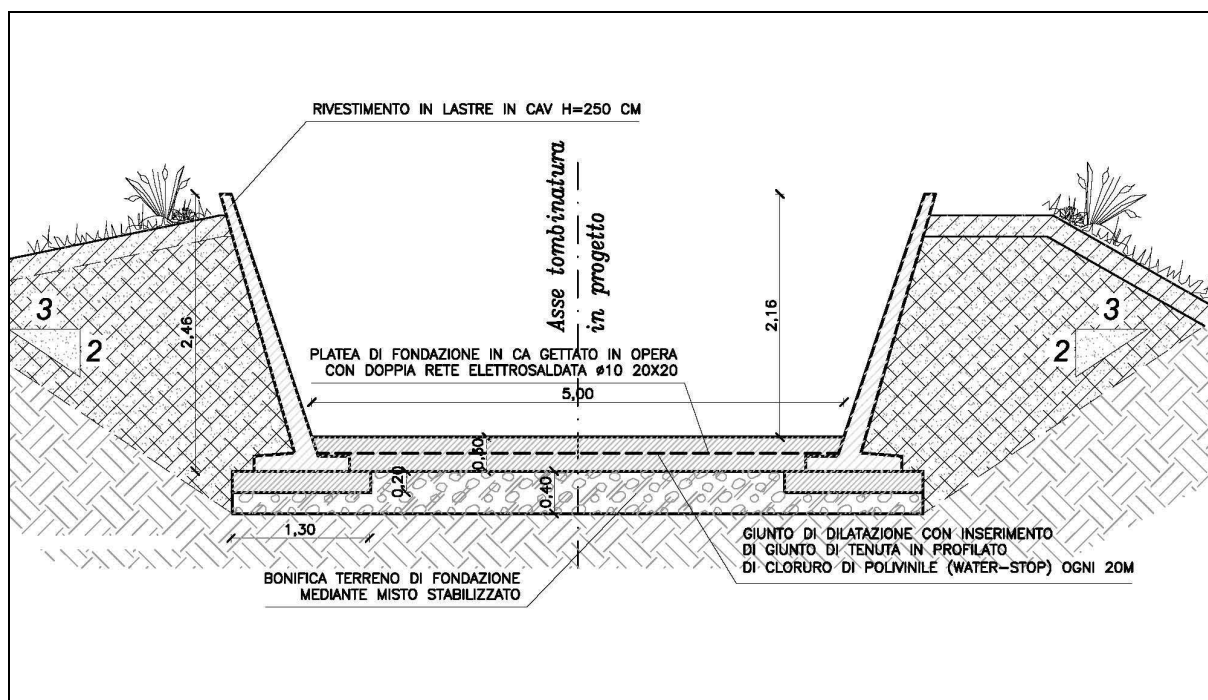


Figura 32 – Sezione tipologica rivestimento in lastre in c.a.v. tratto “C”.

8.7 Nuovi sifoni per attraversamento fossi irrigui

Sono previsti in realizzazione due sifoni per l'attraversamento di fossi colatori esistenti; in particolare, da monte a valle possono essere così elencati:

- Sifone per attraversamento fosso irriguo Santa Marta;
- Sifone per attraversamento fosso colatore a servizio della cascina Facchinetti.

La realizzazione di entrambi i manufatti prevede la costruzione di due pozzi a sezione rettangolare, con dimensioni interne pari a cm 150 x 150, collegati a mezzo di una tubazione in acciaio Ø 800 mm di lunghezza pari a circa 15,0 ÷ 16,0 m

La profondità massima dei manufatti di discesa e di risalita risulta pari a 5,40 m circa. In entrambi i casi i manufatti sono disposti al di sotto della quota media del piano campagna circostante, nonché alla quota media di falda.

Le azioni che sollecitano la struttura sono di tipo statico (peso proprio, spinta del terreno e spinta idrostatica) e di tipo dinamico (azione sismica).

A ciascuna azione verrà applicato il coefficiente moltiplicatore in precedenza definito dalla metodologia prescelta di approccio.

Nel seguito si provvede a fornire l'indicazione di una possibile metodologia di calcolo per la definizione delle azioni che, in prima analisi, sollecitano il manufatto, provvedendo ad illustrarne preliminarmente l'entità.

- **Peso proprio**

Si è considerato in prima approssimazione il peso gravante sul terreno di fondazione.

peso proprio fondazione: $25 \times (0,30 \times 2,10 \times 2,10) = 33,1 \text{ kN}$

peso proprio pareti: $25 \times 2 \times 1,80 \times 0,30 \times 5,40 +$
 $25 \times 2,10 \times 0,30 \times 5,40 = 230,9 \text{ kN}$

peso proprio acqua: $10 \times (5,40 \times 1,50 \times 1,50) = 121,5 \text{ kN}$

$P_{\text{tot}} = 385,5 \text{ kN}$

La sollecitazione trasmessa al terreno di fondazione a SLE (combinazione caratteristica o rara) assume, quindi, il seguente valore:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{385,5}{2,1 \cdot 2,1} = 87,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- **Spinta del terreno e della falda**

Le strutture risultano interrare per una profondità massima di circa 5,40 m.

Per quanto riguarda la quota di falda, in riferimento ai sondaggi in sito, essa è stata precauzionalmente posta a 3,00 m dal piano campagna, in riferimento ad eventuali innalzamenti dovuti alla stagione irrigua; pertanto il livello di falda agente sul manufatto potrà essere considerato circa pari a 2,50 m.

Il calcolo delle pareti è avvenuto considerando quanto esposto dal Guidi e riportato da G. Frega nella pubblicazione “I serbatoi per acquedotto” (Adriatica Editrice – 1986, Bari).

In prima approssimazione la spinta per unità di superficie in un punto situato sulla striscia mediana verticale, alla profondità x dal pelo liquido, si ripartisce in due parti, una P'_x assorbita dalla striscia orizzontale la cui mediana passa per il punto considerato ed una P''_x assorbita dalla striscia verticale, in modo che risulti:

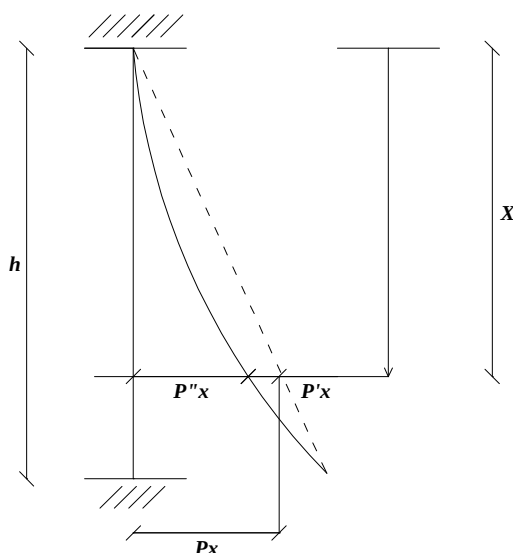
$$P_x = P'_x + P''_x$$

e che le frecce, sotto l'azione del carico, siano uguali.

La legge di variazione di P'_x e P''_x lungo le strisce considerate, stante l'uguaglianza delle frecce, corrisponde alla variazione di P''_x secondo una parabola cubica con equazione:

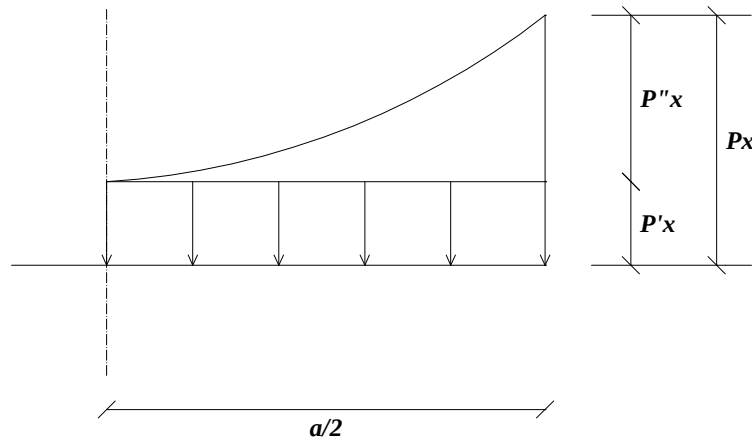
$$P''_x = P \frac{x^3}{h^3}$$

dove i simboli trovano riscontro nello schema seguente:



Per la striscia orizzontale, di larghezza a , si ammette una analoga variazione dalla mezzeria agli incastri partendo dal valore minimo P'_x in mezzeria fino al valore massimo

all'incastro pari all'intero valore P_X , come riportato nel seguente schema:



Le sollecitazioni agenti lungo la striscia verticale, noto che la pressione varia da 0 a p , risultano:

$$\text{reazione all'incastro superiore: } S = \frac{ph}{28}$$

$$\text{reazione all'incastro inferiore: } F = \frac{6ph}{28}$$

$$\text{momento all'incastro superiore: } M_s = \frac{ph^2}{105}$$

$$\text{momento all'incastro inferiore: } M_F = \frac{ph^2}{42}$$

Per la striscia orizzontale il momento in mezzeria vale:

$$M_m = \frac{P_X \cdot a^3}{480} \left(1 + \frac{19P'_X}{P_X} \right)$$

e quello all'incastro:

$$M_i = -\frac{P_X \cdot a^3}{96} \left(1 + \frac{7P'_X}{P_X} \right)$$

mentre la reazione d'incastro agli estremi della stessa striscia vale:

$$R = \frac{P_X \cdot a^3}{8} \left(1 + \frac{3P'_X}{P_X} \right)$$

Per le strisce verticali la cui mediana dista Z dalla mezzeria delle orizzontali la quota di spinta assorbita è data dalla seguente relazione:

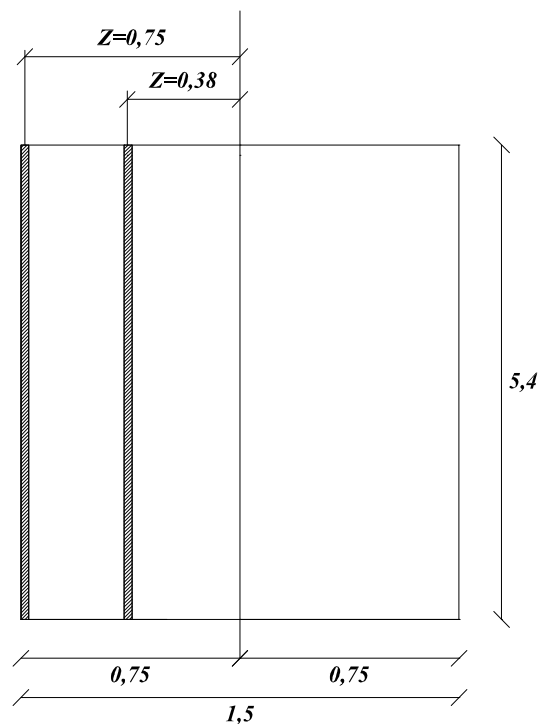
La striscia verticale generica, alla profondità X dal pelo libero e a distanza Z dalla mediana delle orizzontali, assorbe una quota di spinta unitaria.

$$P_{ZX} = P''_X \left(1 - \frac{8Z^3}{a^3} \right)$$

essendo “a” la dimensione orizzontale della piastra (5,6 metri nel caso in esame).

In linea generale i momenti agli incastri superiore ed inferiore subiranno una riduzione riconducibile al termine $1 - \frac{8Z^3}{a^3}$.

Sono state assoggettate a verifica le seguenti strisce unitarie verticali alla distanza prefissata dall’asse verticale mediano.



Nei due casi considerati si ottengono i seguenti valori di pressione unitaria assorbita dalle strisce verticali:

$$Z = 0,38 : P_{1,X} = P''_X \left(1 - \frac{8 \cdot 0,38^3}{1,50^3} \right)$$

$$Z = 0,75 : P_{2,X} = P''_X \left(1 - \frac{8 \cdot 0,75^3}{1,50^3} \right)$$

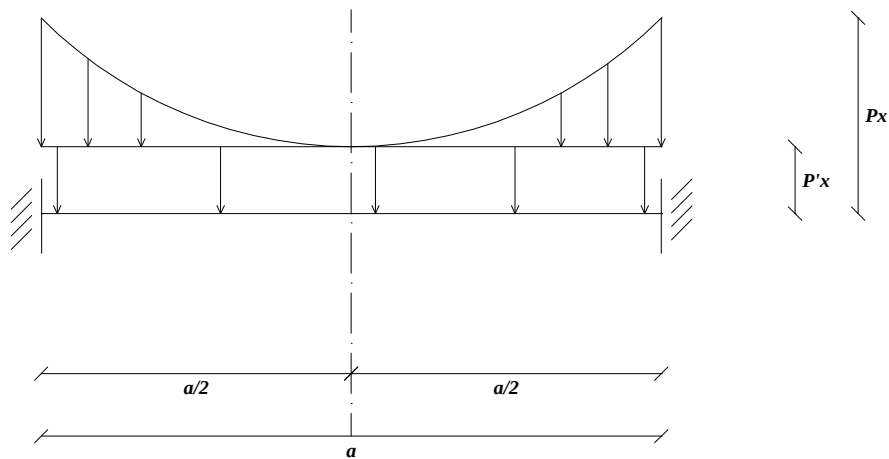
Ricordando che:

$$P_X = P'_X + P''_X$$

dove P'_x compete alle strisce orizzontale e P''_x a quelle verticali, si esprime il valore di P'_x in funzione di P''_x essendo in prima analisi

$$P''_x = P_x \frac{X^3}{h^3}$$

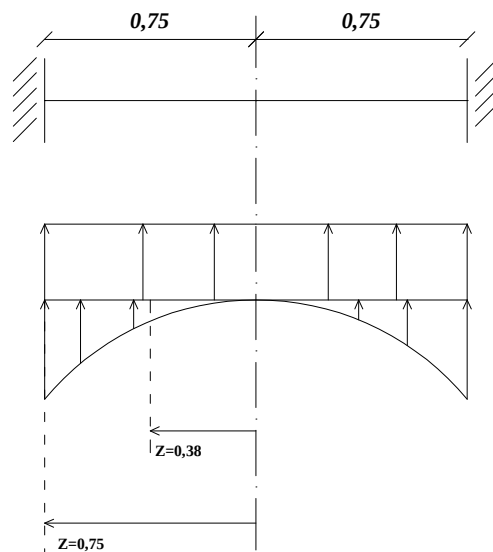
Per quanto visto in precedenza, le strisce orizzontali sono soggette ad una pressione unitaria P'_x in mezzeria, crescente fino al valore massimo P_x in corrispondenza del bordo parete, come da schema seguente:



Il valore dei momenti agenti in mezzeria ed all'incastro sono forniti dalle seguenti formule che tengono conto della variazione del carico:

$$M_m = \frac{P_x a^2}{480} \left(1 + 19 \frac{P'_x}{P_x} \right) \quad M_i = \frac{P_x a^2}{96} \left(1 + 7 \frac{P'_x}{P_x} \right)$$

Lo schema di distribuzione delle pressioni agenti sulla striscia è il seguente:



8.8 Canale scaricatore terminale di sicurezza

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un canale con sezione a "U" in affiancamento dell'attuale canale scaricatore esistente, con funzione di sicurezza per lo sfioro delle portate critiche eccedenti il normale deflusso del manufatto di scarico esistente; il manufatto sarà realizzato in c.c.a. gettato in opera con sezione rettangolare con sponde di altezza utile di 2,20 m e larghezza utile della sezione di 2,00 m. Lo spessore delle sezioni, sia di fondazione (platea) che di elevazione (pareti) è previsto pari a 30 cm.

Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo (metà sezione data la simmetria del manufatto) e i principali risultati di calcolo di predimensionamento strutturale per la **combinazione "STR" – A1+M1+R1**, (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai 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 40% 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 ribaltamento e carico limite del canale per la combinazione "GEO" – A2+M2+R2, oltre alla stima dei cedimenti.** La verifica a scorrimento del manufatto è stata ragionevolmente omessa per via del mutuo contrasto tra le pareti opposte simmetriche della sezione corrente del canale.

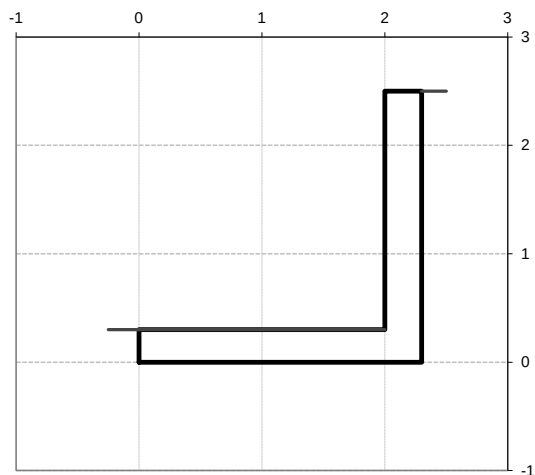
DATI DI CALCOLO – COMBINAZIONE STR – A1+M1+R1

OPERA CANALE DI SCARICO TERMINALE TRATTO "C"

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)			☐
altro				☐

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	29.00	29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	19.00	15.67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	5.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	29.00	29.00	23.91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.037	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0555	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0278	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.309		0.309		0.377
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.345		0.345		0.417
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.347		0.347		0.419
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.882		2.882		2.363
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.789		2.789		2.279
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.783		2.783		2.274

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
	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
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	5.00	7.50
	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
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
Condizioni Sismiche	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	

Si evidenzia che nei calcoli è stata considerata una minima componente dovuta alla coesione del terreno (c') in condizioni drenate, pari a 5 kPa e un sovraccarico a tergo delle pareti del canale pari a 5 kN/m².

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	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12.25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.25	Mpa
σ_f	360	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	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	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

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

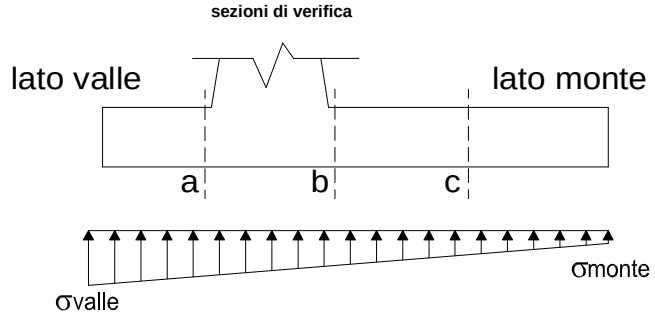
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	43.41	-1.94	16.67	21.08
	43.41	-1.94	16.67	21.08
sisma+	41.54	-5.77	11.52	24.60
	41.54	-5.77	11.52	24.60
sisma-	39.34	-5.67	10.68	23.53
	39.34	-5.67	10.68	23.53



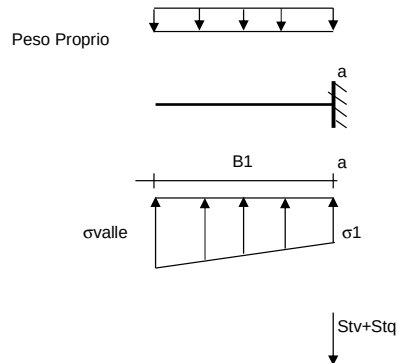
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7.50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$Va = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]	Va [kN]
statico	16.67	20.50	20.90	22.17
	16.67	20.50	20.90	22.17
sisma+	11.52	22.90	15.21	24.69
	11.52	22.90	15.63	24.69
sisma-	10.68	21.85	14.22	22.70
	10.68	21.85	13.81	22.70



Mensola Lato Monte

$$\begin{aligned} PP &= 7.50 \quad (kN/m^2) & \text{peso proprio soletta fondazione} \\ PD &= 0.00 \quad (kN/m) & \text{peso proprio dente} \end{aligned}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	41.80	49.30	41.80	(kN/m ²)
pvb	41.80	49.30	41.80	(kN/m ²)
pvc	41.80	49.30	41.80	(kN/m ²)

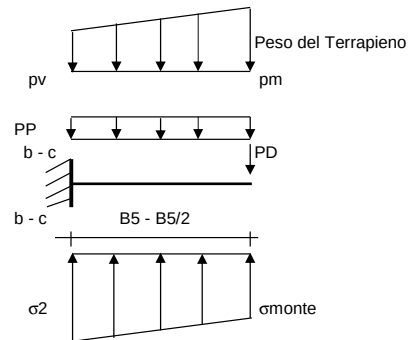
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

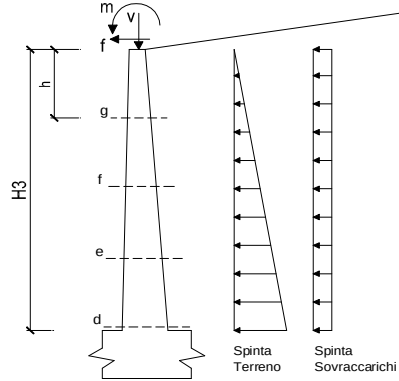
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	σ_2 [kN/m ²]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	21.08	21.08	0.00	-9.66	21.08	0.00	-9.66
	21.08	21.08	0.00	-9.66	21.08	0.00	-9.66
sisma+	24.60	24.60	0.00	-6.85	24.60	0.00	-6.85
	24.60	24.60	0.00	-6.85	24.60	0.00	-6.85
sisma-	23.53	23.53	0.00	-6.53	23.53	0.00	-6.53
	23.53	23.53	0.00	-6.53	23.53	0.00	-6.53



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.82	5.31	0.00	18.13	0.00	16.50	16.50
e-e	1.65	5.41	2.99	0.00	8.39	0.00	12.38	12.38
f-f	1.10	1.60	1.33	0.00	2.93	0.00	8.25	8.25
g-g	0.55	0.20	0.33	0.00	0.53	0.00	4.13	4.13

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	17.48	4.83	0.00	22.31
e-e	1.65	9.83	3.62	0.00	13.45
f-f	1.10	4.37	2.41	0.00	6.78
g-g	0.55	1.09	1.21	0.00	2.30

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	2.29	0.00	0.00	1.01	13.16	0.00	16.96	16.96
e-e	1.65	4.16	0.97	0.00	0.00	0.57	5.69	0.00	12.72	12.72
f-f	1.10	1.23	0.29	0.00	0.00	0.25	1.77	0.00	8.48	8.48
g-g	0.55	0.15	0.04	0.00	0.00	0.06	0.25	0.00	4.24	4.24

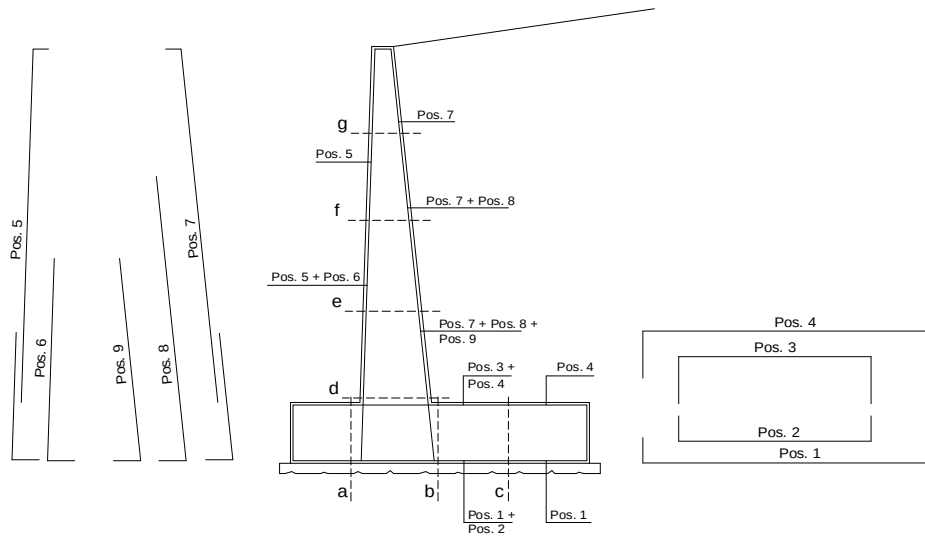
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	13.45	2.08	0.00	0.00	0.92	16.45
e-e	1.65	7.56	1.17	0.00	0.00	0.69	9.42
f-f	1.10	3.36	0.52	0.00	0.00	0.46	4.34
g-g	0.55	0.84	0.13	0.00	0.00	0.23	1.20

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	1.43	0.00	0.00	1.01	12.30	0.00	16.04	16.04
e-e	1.65	4.16	0.60	0.00	0.00	0.57	5.33	0.00	12.03	12.03
f-f	1.10	1.23	0.18	0.00	0.00	0.25	1.66	0.00	8.02	8.02
g-g	0.55	0.15	0.02	0.00	0.00	0.06	0.24	0.00	4.01	4.01

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	13.45	1.30	0.00	0.00	0.92	15.66
e-e	1.65	7.56	0.73	0.00	0.00	0.69	8.98
f-f	1.10	3.36	0.32	0.00	0.00	0.46	4.14
g-g	0.55	0.84	0.08	0.00	0.00	0.23	1.15

SCHEMA DELLE ARMATURE

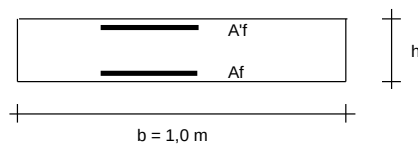


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	10	
2				6	5.0	12	
3				7	5.0	12	
4	5.0	12		8			
				9	5.0	12	

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	20.90	0.00	0.30	5.65	5.65	59.40
b - b	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	59.40
c - c	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	59.40
d - d	18.13	16.50	0.30	5.65	5.65	61.20
e - e	8.39	12.38	0.30	5.65	5.65	60.75
f - f	2.93	8.25	0.30	5.65	3.93	59.34
g - g	0.53	4.13	0.30	5.65	3.93	58.83

(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	24.69	0.30	129.06	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
b - b	9.66	0.30	129.06	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
c - c	9.66	0.30	129.06	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
d - d	22.31	0.30	131.12	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
e - e	13.45	0.30	130.61	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
f - f	6.78	0.30	130.09	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.30	0.30	129.58	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

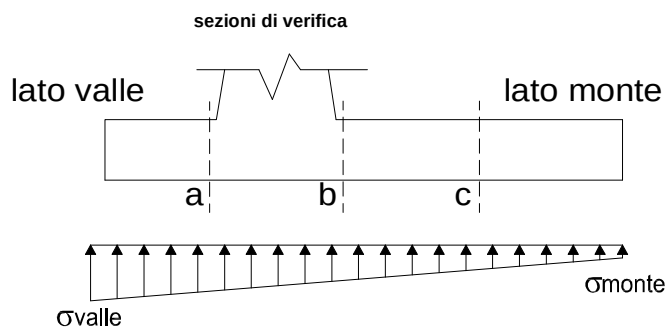
$$\sigma_{\text{valle}} = N / A + M / W_{\text{gg}}$$

$$\sigma_{\text{monte}} = N / A - M / W_{\text{gg}}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (\text{m}^2)$$

$$W_{\text{gg}} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (\text{m}^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	40.67	-6.56	10.24	25.13
	40.67	-6.56	10.24	25.13
Q.P.	39.73	-8.91	7.17	27.37
	39.73	-8.91	7.17	27.37

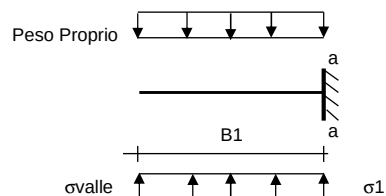


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. $PP = 7.50 \quad (\text{kN/m})$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{\text{valle}} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	10.24	23.19	14.11
	10.24	23.19	14.11
Q.P.	7.17	24.74	11.06
	7.17	24.74	11.06



Mensola Lato Monte

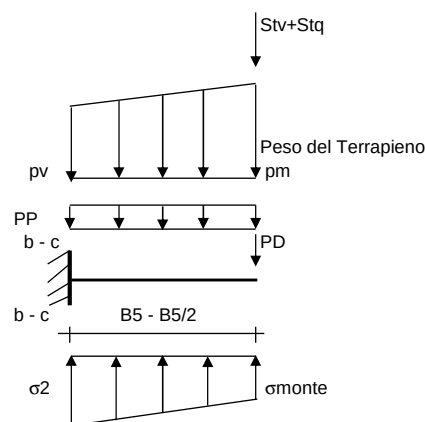
PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

$$\begin{aligned} p_m &= 41.80 \quad 45.55 \quad 41.80 \quad (\text{kN/m}^2) \\ p_{vb} &= 41.80 \quad 45.55 \quad 41.80 \quad (\text{kN/m}^2) \\ p_{vc} &= 41.80 \quad 45.55 \quad 41.80 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$Mb = (\sigma_{\text{monte}} - (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{\text{monte}}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{\text{monte}} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{\text{monte}}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	25.13	25.13	0.00	25.13	0.00
	25.13	25.13	0.00	25.13	0.00
Q.P.	27.37	27.37	0.00	27.37	0.00
	27.37	27.37	0.00	27.37	0.00



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

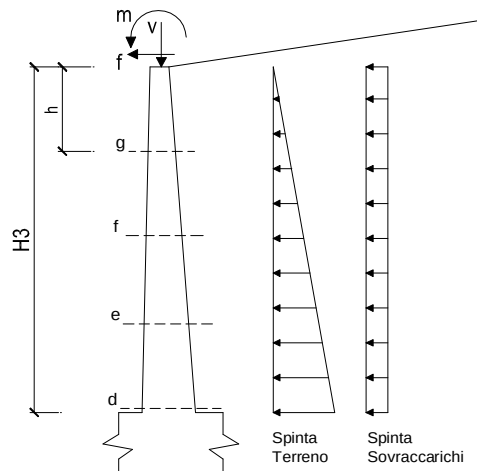
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



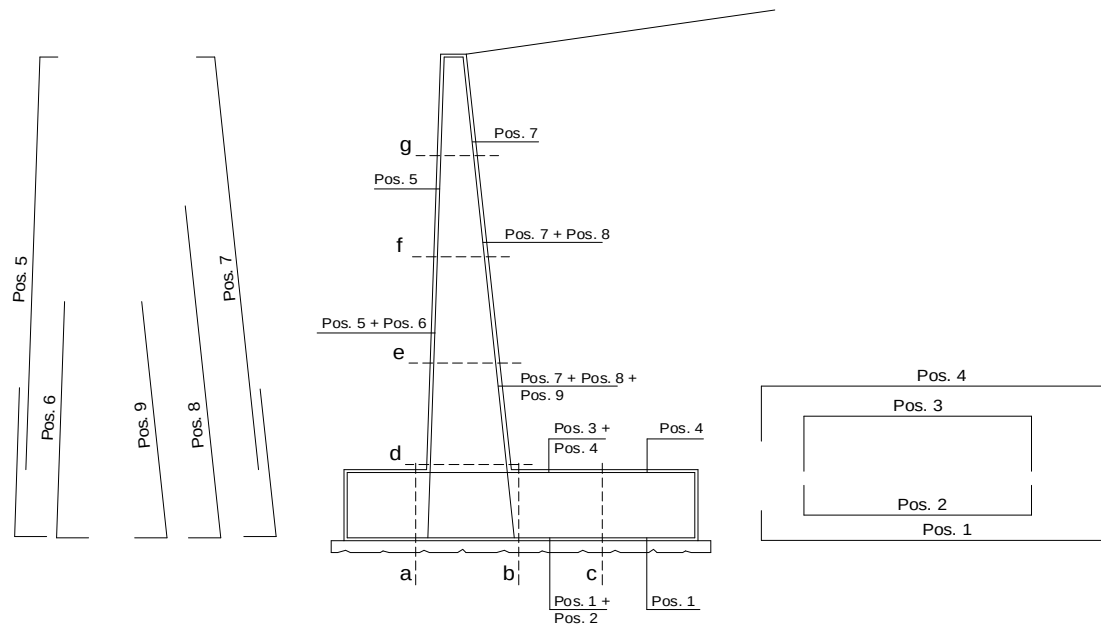
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	2.65	0.00	12.52	0.00	16.50	16.50
e-e	1.65	4.16	1.49	0.00	5.65	0.00	12.38	12.38
f-f	1.10	1.23	0.66	0.00	1.90	0.00	8.25	8.25
g-g	0.55	0.15	0.17	0.00	0.32	0.00	4.13	4.13

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	0.00	0.00	9.86	0.00	16.50	16.50
e-e	1.65	4.16	0.00	0.00	4.16	0.00	12.38	12.38
f-f	1.10	1.23	0.00	0.00	1.23	0.00	8.25	8.25
g-g	0.55	0.15	0.00	0.00	0.15	0.00	4.13	4.13

SCHEMA DELLE ARMATURE

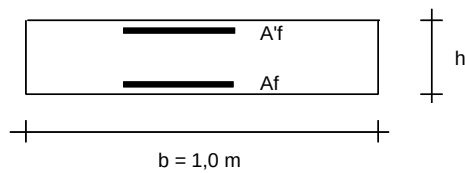


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	10	
2			☐	6	5.0	12	☐
3			☐	7	5.0	12	
4	5.0	12		8			☐
				9	5.0	12	☐

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	14.11	0.00	0.30	5.65	5.65	2.10	108.40	0.137	0.300
b - b	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.300
c - c	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.300
d - d	12.52	16.50	0.30	5.65	5.65	2.37	103.78	0.129	0.300
e - e	5.65	12.38	0.30	5.65	5.65	0.99	38.78	0.047	0.300
f - f	1.90	8.25	0.30	5.65	3.93	0.27	7.33	0.008	0.300
g - g	0.32	4.13	0.30	5.65	3.93	0.04	0.06	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	11.06	0.00	0.30	5.65	5.65	1.65	84.94	0.107	0.200
b - b	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	9.86	16.50	0.30	5.65	5.65	1.80	75.23	0.093	0.200
e - e	4.16	12.38	0.30	5.65	5.65	0.70	24.46	0.029	0.200
f - f	1.23	8.25	0.30	5.65	3.93	0.16	2.70	0.003	0.200
g - g	0.15	4.13	0.30	5.65	3.93	0.00	-	-	0.200

sez. compr

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

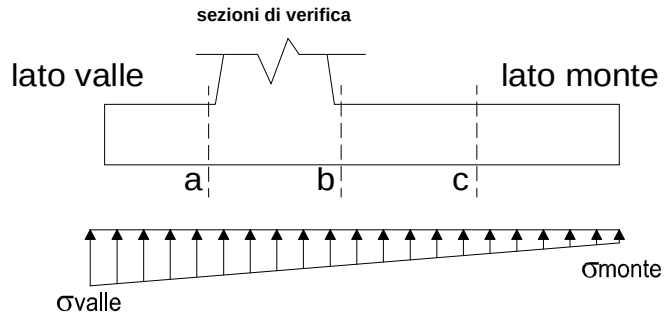
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	40.99	-5.06	12.08	23.56
	40.99	-5.06	12.08	23.56
sisma+	41.54	-5.77	11.52	24.60
	41.54	-5.77	11.52	24.60
sisma-	39.34	-5.67	10.68	23.53
	39.34	-5.67	10.68	23.53

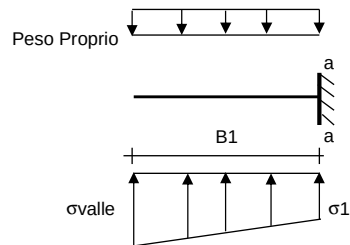


Mensola Lato Valle

$$PP = 7.50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	12.08	22.06	15.82
	12.08	22.06	15.82
sisma+	11.52	22.90	15.21
	11.52	22.90	15.21
sisma-	10.68	21.85	14.22
	10.68	21.85	14.22



Mensola Lato Monte

$$PP = 7.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

$$pm = N_{min} = 41.80 \quad (kN/m^2)$$

$$pvm = N_{max stat} = 46.80 \quad (kN/m^2)$$

$$pvc = N_{max sism} = 41.80 \quad (kN/m^2)$$

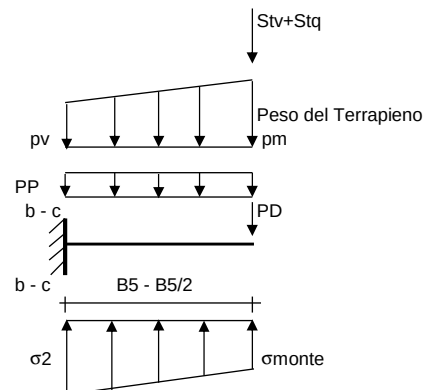
$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvm + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - pvm) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H / 2) + Msp + Sp \cdot H / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H / 2) + Msp + Sp \cdot H / 2$$

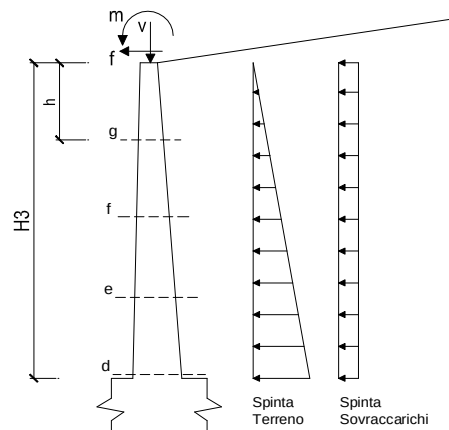
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	23.56	23.56	0.00	23.56	0.00
	23.56	23.56	0.00	23.56	0.00
sisma+	24.60	24.60	0.00	24.60	0.00
	24.60	24.60	0.00	24.60	0.00
sisma-	23.53	23.53	0.00	23.53	0.00
	23.53	23.53	0.00	23.53	0.00



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con sisma}) \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v)
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	3.54	0.00	13.40	0.00	16.50	16.50
e-e	1.65	4.16	1.99	0.00	6.15	0.00	12.38	12.38
f-f	1.10	1.23	0.88	0.00	2.12	0.00	8.25	8.25
g-g	0.55	0.15	0.22	0.00	0.38	0.00	4.13	4.13

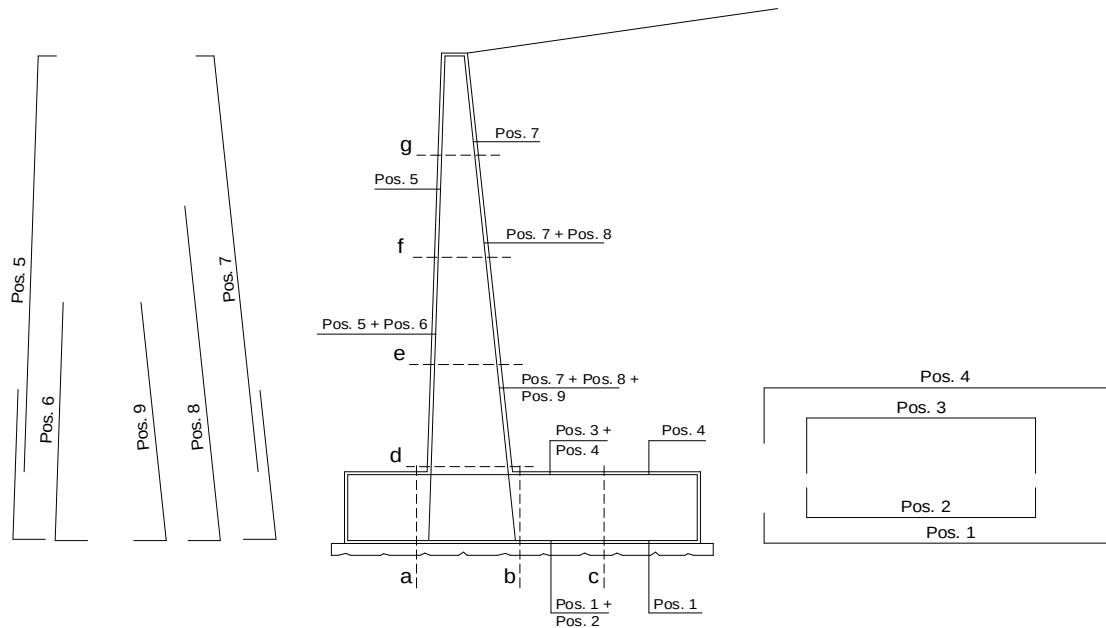
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	2.29	0.00	0.00	1.01	13.16	0.00	16.96	16.96
e-e	1.65	4.16	0.97	0.00	0.00	0.57	5.69	0.00	12.72	12.72
f-f	1.10	1.23	0.29	0.00	0.00	0.25	1.77	0.00	8.48	8.48
g-g	0.55	0.15	0.04	0.00	0.00	0.06	0.25	0.00	4.24	4.24

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.86	1.43	0.00	0.00	1.01	12.30	0.00	16.04	16.04
e-e	1.65	4.16	0.60	0.00	0.00	0.57	5.33	0.00	12.03	12.03
f-f	1.10	1.23	0.18	0.00	0.00	0.25	1.66	0.00	8.02	8.02
g-g	0.55	0.15	0.02	0.00	0.00	0.06	0.24	0.00	4.01	4.01

SCHEMA DELLE ARMATURE

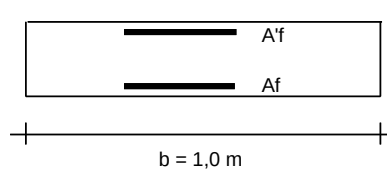


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	10	
2			☐	6	5.0	12	☐
3			☐	7	5.0	12	
4	5.0	12		8			☐
				9	5.0	12	☐

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	15.82	0.00	0.30	5.65	5.65	2.36	121.52
b - b	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00
d - d	13.40	16.50	0.30	5.65	5.65	2.57	113.70
e - e	6.15	12.38	0.30	5.65	5.65	1.09	43.72
f - f	2.12	8.25	0.30	5.65	3.93	0.30	8.97
g - g	0.38	4.13	0.30	5.65	3.93	0.04	0.19

Condizione Sismica

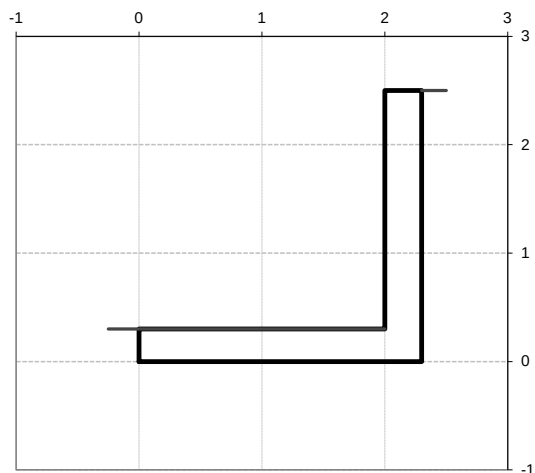
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	15.21	0.00	0.30	5.65	5.65	2.27	116.85
b - b	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.30	5.65	5.65	0.00	0.00
d - d	13.16	16.04	0.30	5.65	5.65	2.52	112.05
e - e	5.69	12.03	0.30	5.65	5.65	1.01	39.65
f - f	1.77	8.02	0.30	5.65	3.93	0.25	6.60
g - g	0.25	4.01	0.30	5.65	3.93	0.03	-0.02

DATI DI CALCOLO – COMBINAZIONE GEO – A2+M2+R2

OPERA CANALE DI SCARICO TERMINALE TRATTO "C"

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)			☐
altro			☐	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_t	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	29.00	23.91	23.91
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	15.67	15.67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	4.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	29.00	23.91	23.91
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.037	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0555	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0278	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☐ si ☒ no	

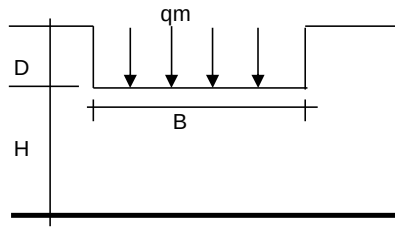
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.309		0.377		0.377
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.345		0.417		0.417
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.347		0.419		0.419
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.882		2.363		2.363
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.789		2.279		2.279
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.783		2.274		2.274

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
	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/m ²)	q	5.00	6.50
	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 $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	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	-	5.81	2.37
Sismico	-	6.85	2.39

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	40.67	(kN/m)
M	-6.56	(kNm/m)
e=M/N	-0.16	(m)
B*	1.98	(m)

D =	0.30	(m)
D/B*	0.15	(m)
Hs/B*	2.53	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 20.96 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.956 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.77 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.52 \quad (\text{mm})$$

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di mezzo centimetro. 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.

8.9 Opere provvisorie a sostegno degli scavi

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche geotecniche delle palancole provvisorie a sostegno degli scavi, con funzione di perimetrazione della deviazione temporanea delle portate del canale scaricatore durante la posa dei manufatti prefabbricati e durante la realizzazione dei tratti di tombinatura in opera.

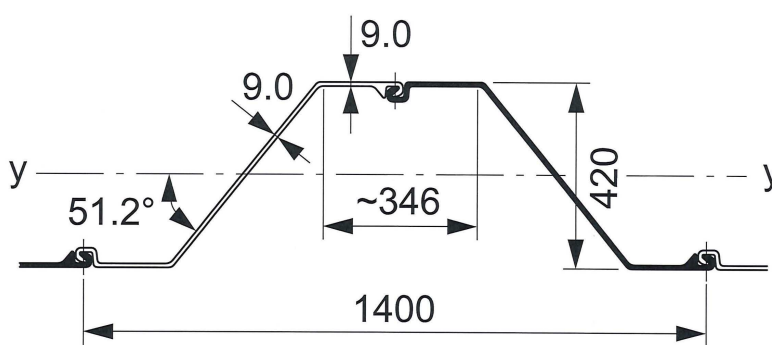
Le palancole avranno un'altezza massima fuori terra pari a 2,0 m, per una profondità di infissione non inferiore a 4,0 m, ed uno sviluppo complessivo in altezza di 6,0 m.

Nei calcoli di predimensionamento è stata applicata sul lato di monte l'azione idrostatica dell'acqua temporaneamente deviata, con un battente idrico di 1,5 m ed un sovraccarico aggiuntivo, applicato sul suolo di monte, pari a 30 kN/m².

Si evidenzia che, stante la funzione cantieristica delle palancole in argomento, con durata inferiore a 2 anni, le verifiche sono state condotte esclusivamente per lo stato limite di esercizio, senza considerare la componente di azione sismica e verificando, in particolare, l'ammissibilità delle deformazioni dell'opera con la funzione provvisoria temporanea prevista e il momento resistente della struttura.

Si ipotizza l'utilizzo di palancole tipo "AZ- 18-700" (produttore ArcelorMittal), aventi le seguenti caratteristiche tecniche e geometriche:

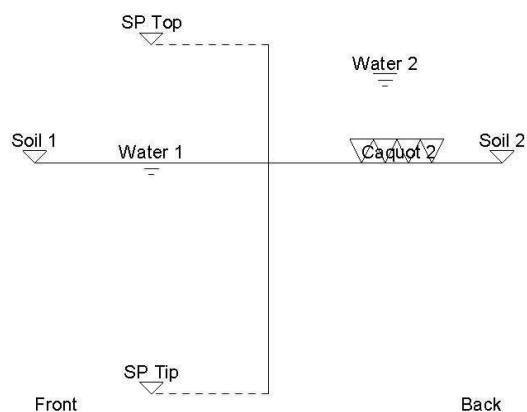
- Larghezza "b": 770 mm x altezza "h": 420 mm.
- Spessore anima "t" e ali "s": 9 mm / 9 mm.
- Area sezione: 139 cm²/m.
- Massa di parete: 109 kg/m².
- Momento d'inerzia: 37800 cm⁴/m.
- Modulo di resistenza elastico: 1800 cm³/m.
- Modulo di resistenza plastico: 2166 cm³/m.
- Acciaio classe "S355".



Si riportano, quindi, nel seguito i dati di calcolo e le verifiche geotecniche e strutturali preliminari svolte.

Geodata

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	0.000
Sheet Pile Tip Level [m]	5.913
Soil Level in Front [m]	2.000
Soil Level behind [m]	2.000
Anchor level [m]	0.000
Water Level in Front [m]	2.000
Water Level behind [m]	0.500
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m2]	0.000
Caquot Surcharge behind [kN/m2]	30.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Cantilever



Soil Layers

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	19.000	10.000	2.900	29.000	-19.000	0.000

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	19.000	10.000	0.292	29.000	19.000	0.000

All Values

Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m2]	Earth Pressure in Front [kN/m2]	behind [kN/m2]	Water Pressure [kN/m2]	Userdefined Pressure [kN/m2]
0.000	-0.005	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.005	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.005	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.004	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.004	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	-0.004	-0.001	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
0.750	-0.004	-0.001	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
1.000	-0.004	-0.001	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
1.000	-0.004	-0.001	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
1.250	-0.004	-0.001	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
1.250	-0.004	-0.001	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
1.500	-0.003	-0.001	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
1.500	-0.003	-0.001	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
1.750	-0.003	-0.001	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
1.750	-0.003	-0.001	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
2.000	-0.003	-0.001	11.250	5.625	15.000	0.000	0.000	15.000	0.000
2.000	-0.003	-0.001	11.250	5.625	23.774	0.000	8.774	15.000	0.000
2.250	-0.002	-0.001	16.379	9.113	17.255	-7.250	9.505	15.000	0.000
2.250	-0.002	-0.001	16.379	9.113	17.255	-7.250	9.505	15.000	0.000
2.500	-0.002	-0.001	19.877	13.678	10.736	-14.500	10.236	15.000	0.000
2.500	-0.002	-0.001	19.877	13.678	10.736	-14.500	10.236	15.000	0.000
2.750	-0.002	-0.001	21.747	18.915	4.217	-21.750	10.967	15.000	0.000
2.750	-0.002	-0.001	21.747	18.915	4.217	-21.750	10.967	15.000	0.000
3.000	-0.001	-0.001	21.986	24.416	-2.302	-29.000	11.698	15.000	0.000
3.000	-0.001	-0.001	21.986	24.416	-2.302	-29.000	11.698	15.000	0.000
3.250	-0.001	-0.001	20.596	29.773	-8.821	-36.250	12.429	15.000	0.000
3.250	-0.001	-0.001	20.596	29.773	-8.821	-36.250	12.429	15.000	0.000
3.500	-0.001	-0.001	17.576	34.578	-15.339	-43.500	13.161	15.000	0.000
3.500	-0.001	-0.001	17.576	34.578	-15.339	-43.500	13.161	15.000	0.000
3.750	-0.001	-0.001	12.926	38.425	-21.858	-50.750	13.892	15.000	0.000
3.750	-0.001	-0.001	12.926	38.425	-21.858	-50.750	13.892	15.000	0.000
4.000	-0.001	-0.001	6.647	40.905	-28.377	-58.000	14.623	15.000	0.000
4.000	-0.001	-0.001	6.647	40.905	-28.377	-58.000	14.623	15.000	0.000
4.250	0.000	0.000	-1.262	41.612	-34.896	-65.250	15.354	15.000	0.000
4.250	0.000	0.000	-1.262	41.612	-34.896	-65.250	15.354	15.000	0.000
4.500	0.000	0.000	-10.801	40.138	-41.415	-72.500	16.085	15.000	0.000
4.500	0.000	0.000	-10.801	40.138	-41.415	-72.500	16.085	15.000	0.000
4.750	0.000	0.000	-21.970	36.076	-47.934	-79.750	16.816	15.000	0.000
4.750	0.000	0.000	-21.970	36.076	-47.934	-79.750	16.816	15.000	0.000
5.000	0.000	0.000	-34.768	29.018	-54.452	-87.000	17.548	15.000	0.000
5.000	0.000	0.000	-34.768	29.018	-54.452	-87.000	17.548	15.000	0.000
5.250	0.000	0.000	-49.196	18.556	-60.971	-94.250	18.279	15.000	0.000
5.250	0.000	0.000	-49.196	18.556	-60.971	-94.250	18.279	15.000	0.000
5.500	0.000	0.000	-65.254	4.284	-67.490	-101.500	19.010	15.000	0.000
5.500	0.000	0.000	-65.254	4.284	-67.490	-101.500	19.010	15.000	0.000
5.570	0.000	0.000	-70.042	-0.451	-69.315	-103.530	19.215	15.000	0.000

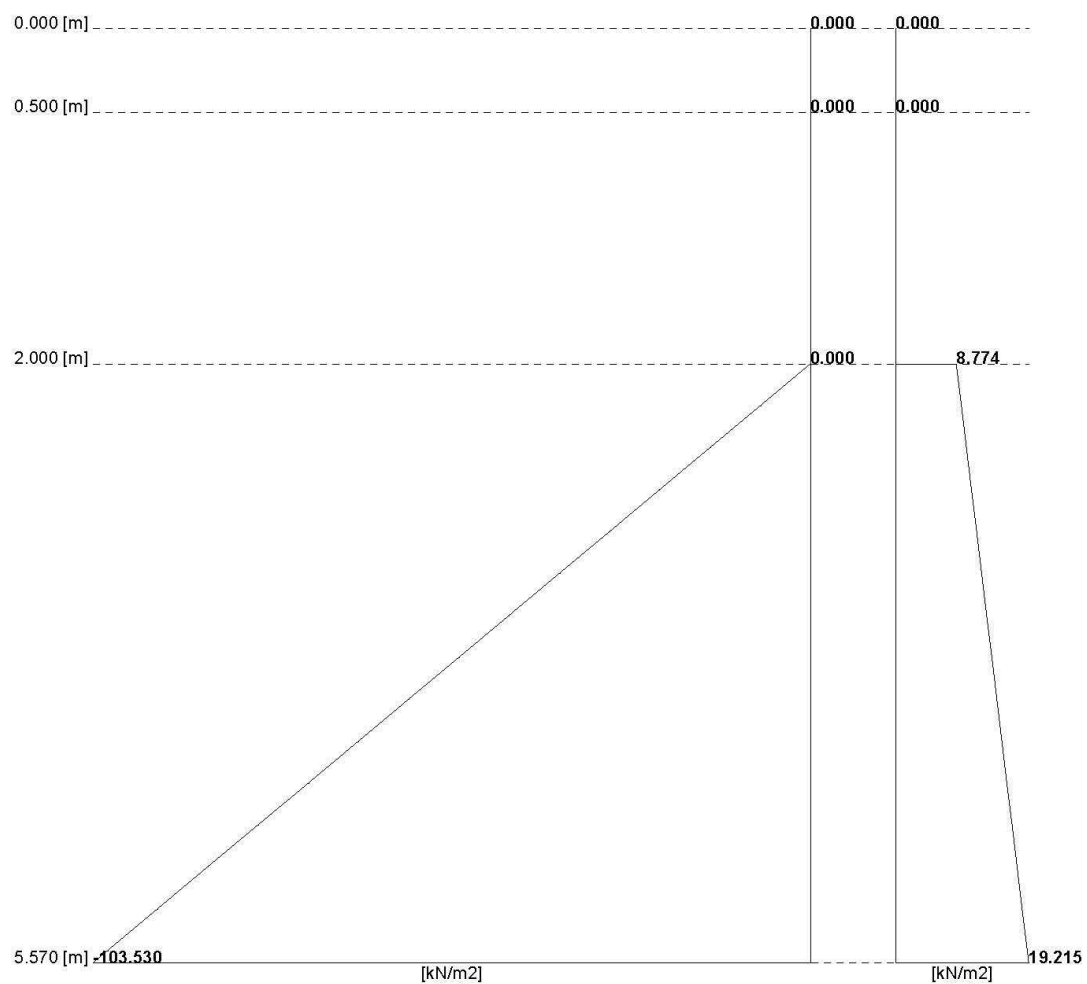
Extremal Values

	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	0.000	-0.005	5.570	0.000
Cross Force [kN/m]	5.570	-70.042	3.000	21.986
Moment [kNm/m]	5.580	-1.155	4.220	41.635

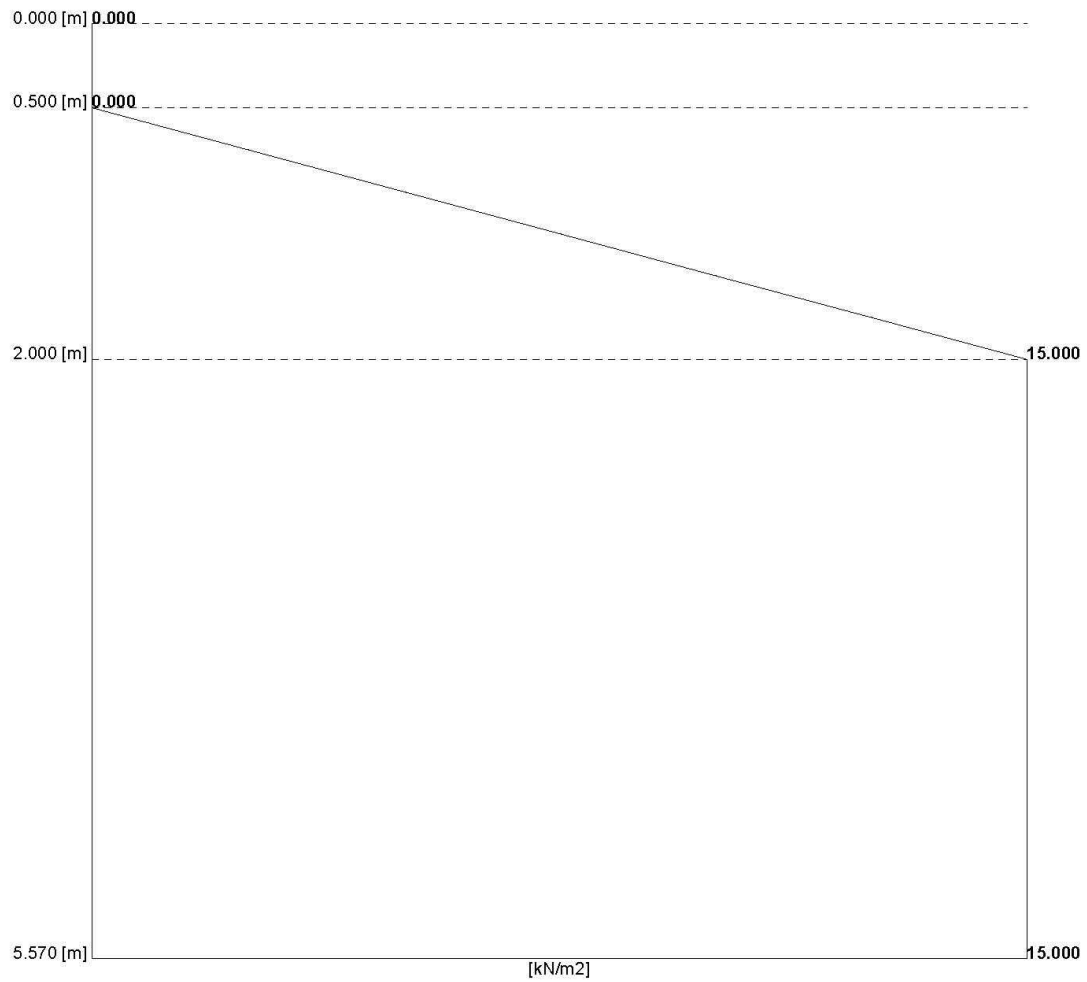
Pile Check

		Depth [m]
Name	AZ 18-700	
Inertia [cm4/m]	37800.000	
Modulus [cm3/m]	1800.000	
Area [cm2/m]	139.200	
Mass [kg/m2]	109.300	
Steel Grade [N/mm2]	355.000	
Minimal Moment [kNm/m]	-1.155	5.580
Maximal Moment [kNm/m]	41.635	4.220
Normal Forces at Max. Moment [kN/m]	-46.356	5.580
Normal Forces at Min. Moment [kN/m]	-15.929	4.220
Deflection at Min. Moment [m]	0.000	5.580
Deflection at Max. Moment [m]	0.000	4.220
Min. Stress at Min. Moment [N/mm2]	-3.972	5.580
Max. Stress at Min. Moment [N/mm2]	-2.689	5.580
Min. Stress at Max. Moment [N/mm2]	-24.272	4.220
Max. Stress at Max. Moment [N/mm2]	21.983	4.220
Safety > Req. Safety = 1.500	14.626	
Sheet Pile Top Level [m]	0.000	
Sheet Pile Tip Level [m]	5.913	
Sheet Pile Length [m]	5.913	
Included OverLength [m]	0.343	
Vertical Equilibrium [kN/m]	-22.238	
Anchor Force (horiz.) [kN/m]	0.000	

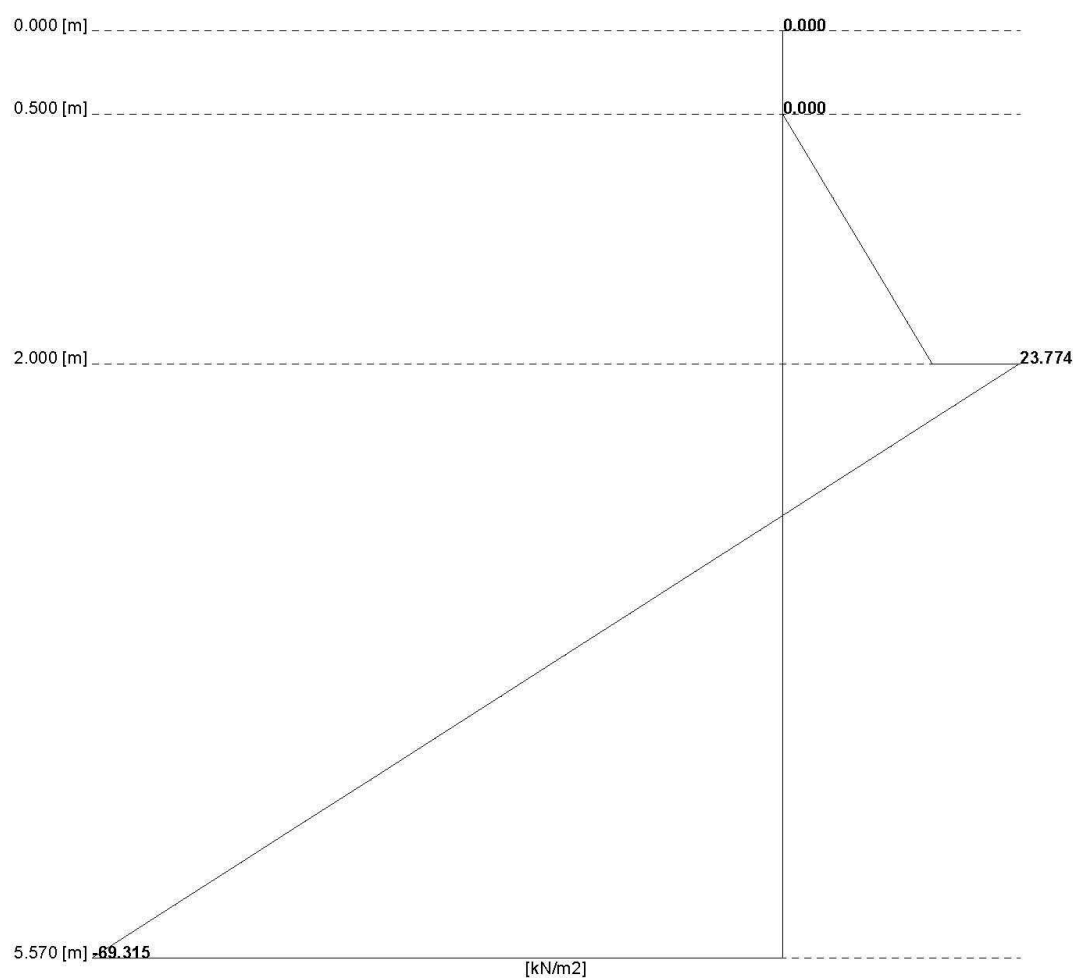
Earth Pressure Diagram



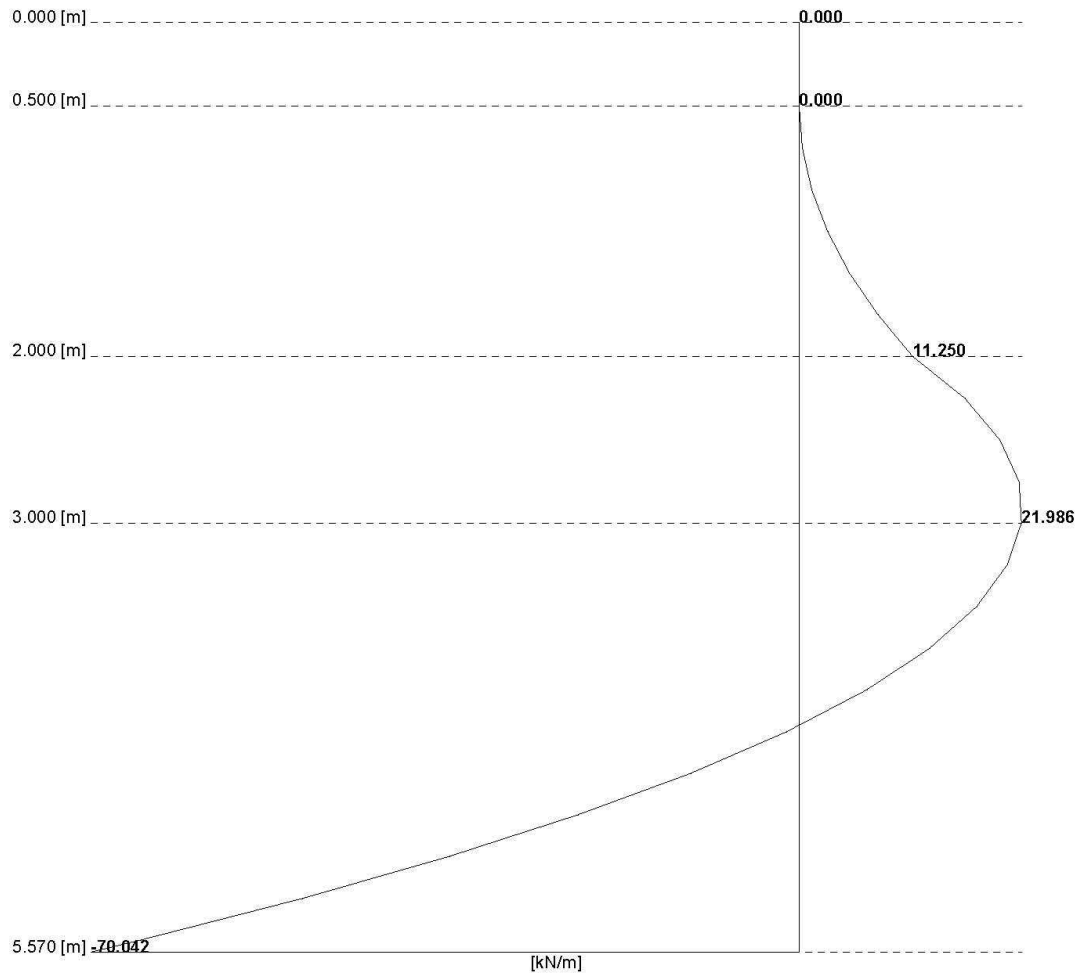
Water Pressure Diagram



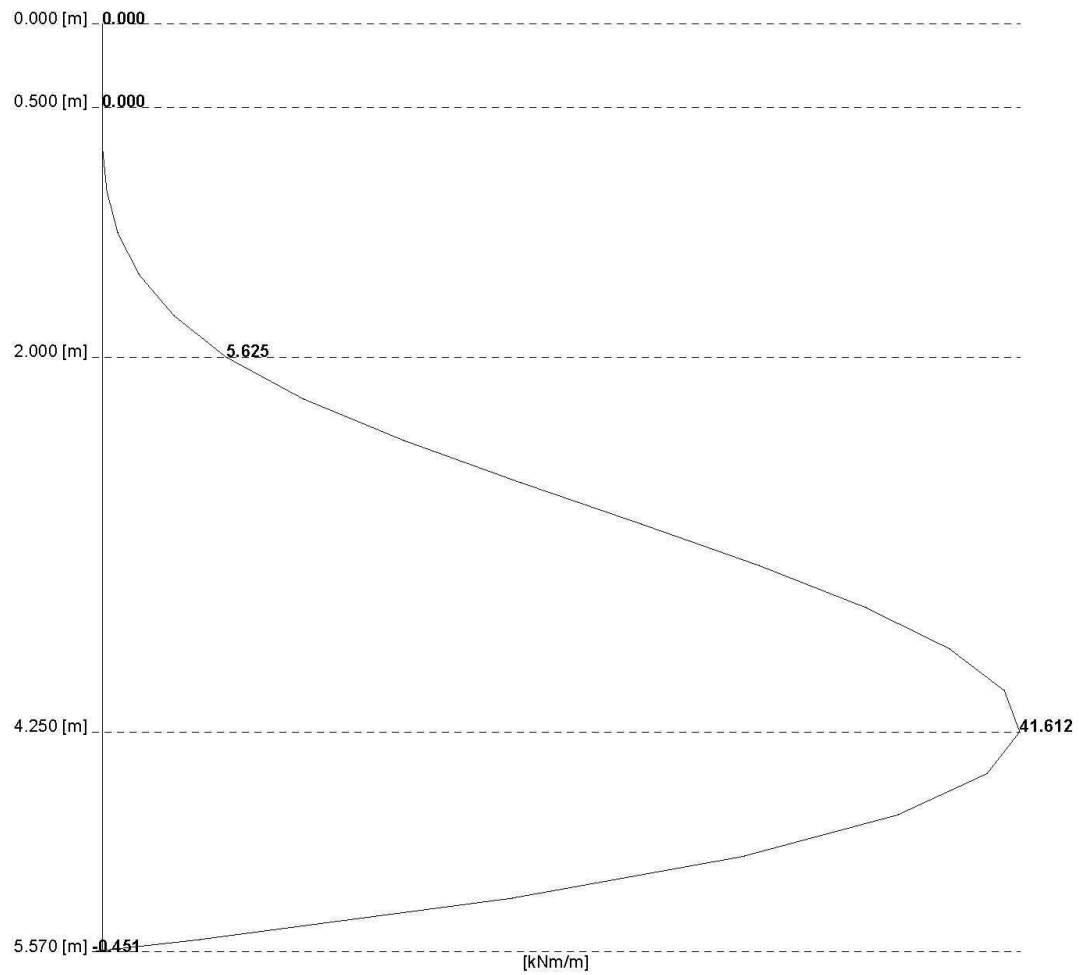
Total Pressure Diagram



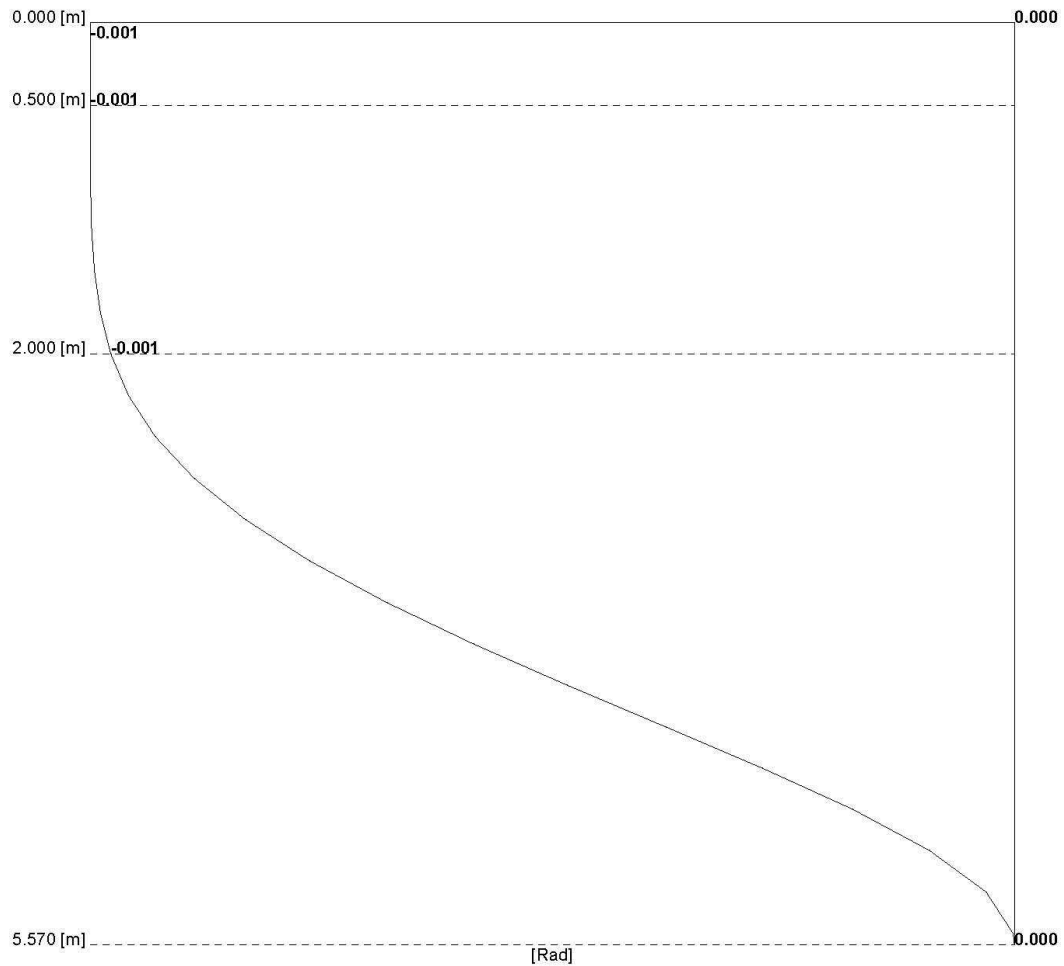
Cross Force Diagram



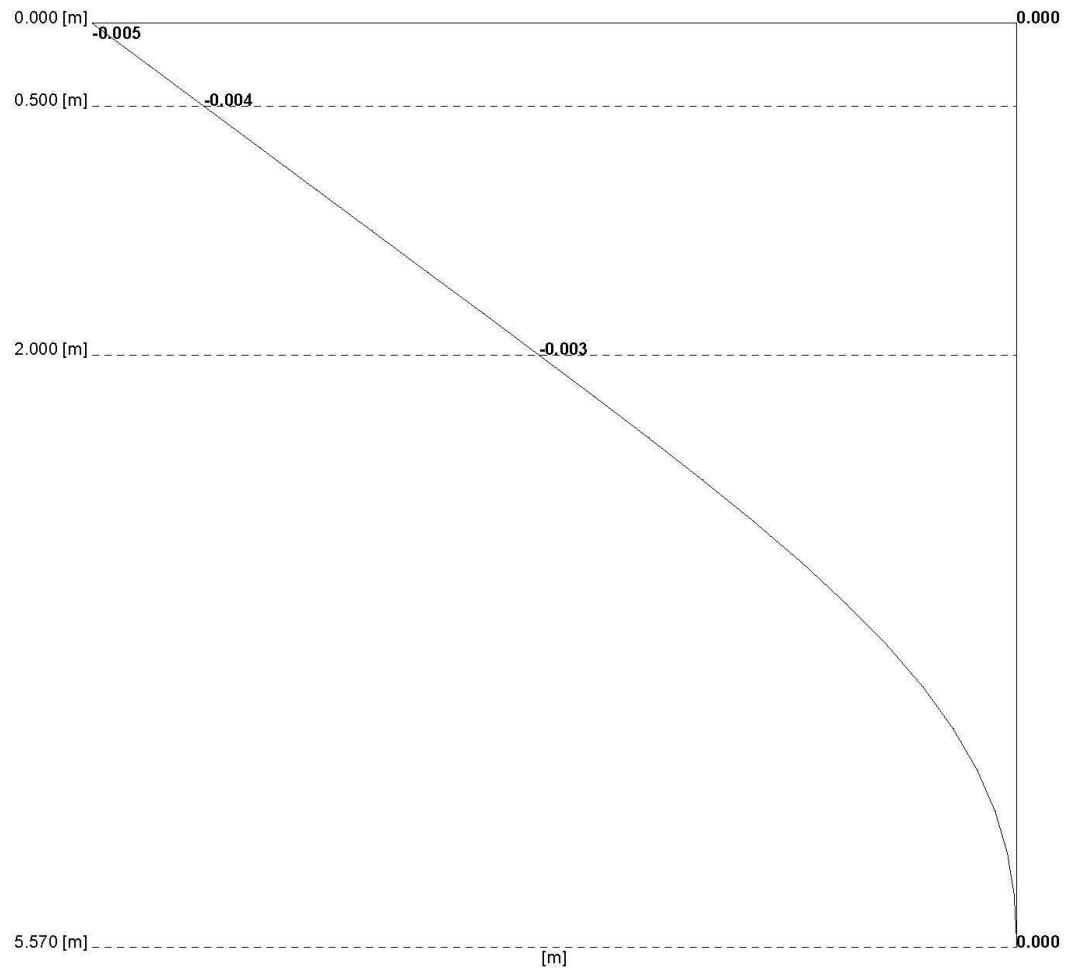
Moment Diagram



Rotation Diagram



Deflection Diagram



Le tabelle seguenti riassumono, infine, i risultati di calcolo e le principali verifiche geotecniche e strutturali per le opere di sostegno provvisoria in argomento, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche dei lavori:

PALANCOLA PROVVISORIA H 6,0 m

SINTESI PRINCIPALI DELLE VERIFICHE		
Spostamento massimo [cm]	Spostamento ammissibile [cm]	Verifica
$\cong 0,5$	$\cong 3,0$	soddisfatta
Momento flettente di calcolo $M_{d,SLE}$ [kNm]	Momento flettente resistente $M_{r,SLE}$ [kNm]	Verifica
$\cong 41,6$	$\cong 426,0$	soddisfatta
Tensione massima [N/mm²]	F.S. su tensione di snervamento	Verifica
24,3	14,6	soddisfatta

Si può, quindi, concludere come le verifiche geotecniche (deformazione paratia) e le verifiche strutturali in esercizio possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con spostamenti entro i limiti massimi ammissibili e con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio.

Si riporta, infine, la **verifica a sifonamento** (filtrazione) delle palancole, a stato limite di esercizio, considerando un battente idrico di 1,5 m, in condizioni di tensioni efficaci (condizioni drenate):

Al fine dell'assunzione dei coefficienti di combinazione delle azioni previsti dalla *tabella 6.2.IV delle N.T.C.-2008*, la falda, essendo di tipo semistazionario e, comunque, non soggetta a repentine fluttuazioni, è stata assimilata ad un carico permanente sfavorevole (coefficiente moltiplicativo pari a 1,3) mentre i pesi propri delle strutture e del terreno sono stati assunti tal quali (coefficiente moltiplicativo pari a 0,9).

Deve essere, pertanto, verificata la seguente relazione:

$$\gamma_{G,inst} \leq \gamma_{G,std}$$

L'azione instabilizzante vale:

$$\gamma_{G,inst} = 1,3 \cdot \gamma_w \cdot H_c = 1,3 \times 10 \times 0,8 \cong 10,4 \text{ kPa}$$

Mentre l'azione stabilizzante è data dalla seguente espressione:

$$\gamma_{G,std} = 0,9 \cdot \gamma \cdot D = 0,9 \times 9 \times 4,0 \cong 32,4 \text{ kPa}$$

dove:

- H_c è l'altezza critica della componente idrodinamica della pressione interstiziale, cautelativamente assunta pari a circa $0,5 \times H$, con H = battente idrico di 1,5 m.
- D è la profondità di infissione della palancola, assunta pari a 4,0 m.

Essendo, pertanto, $\gamma_{G,std} \cong 32 \text{ kPa} > \gamma_{G,inst} \cong 10 \text{ kPa}$, **la verifica a sifonamento può ritenersi soddisfatta a meno di un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3,0.**

8.10 Verifiche dei fronti scavo in fase di esecuzione dei lavori

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità dei fronti scavo provvisori per l'esecuzione dei lavori di posa dei manufatti scatolari prefabbricati, e di realizzazione dei manufatti in c.c.a. in opera, in funzione dei seguenti range di profondità:

- $H \text{ scavo} \leq 2,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 3,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 4,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 5,0 \text{ m.}$

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto (sezioni e profilo longitudinale di progetto e fasi costruttive / opere provvisionali) si è, dunque, proceduto alla verifica delle sezioni di scavo per la realizzazione dei vari manufatti, per altezze di scavo variabili da un minimo di circa 2,0 ad un massimo di circa 5,0 m secondo i range precedentemente definiti, con incremento progressivo di profondità di 100 cm, ed un'inclinazione delle sponde sull'orizzontale congiuntamente variabile da 40° a 25° circa in funzione della profondità medesima. Sono state omesse le verifiche per altezze di scavo minori di 2,0 m. In corrispondenza del ciglio superiore degli scavi è stato applicato un sovraccarico distribuito pari a 10 kN/m^2 per simulare lo stazionamento provvisorio dei mezzi d'opera e materiali o

attrezzature di cantiere.

Le verifiche sono state trattate in termini di tensioni efficaci considerando la presenza della falda a circa – 3,0 m dal piano campagna sul lato di monte dello scavo e il suo drenaggio su quello di valle (interno allo scavo).

Trattandosi di opere provvisorie la cui durata progettualmente prevista è inferiore ai 2 anni, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2008, nei calcoli non sono state considerate le azioni di tipo sismico.

Si riportato, quindi, nel seguito i risultati ottenuti sulla base dei criteri di verifica descritti al *paragrafo 7.5* della presente relazione e del *Capitolo 6* delle N.T.C.-2008, per la **combinazione A2+M2+R2**, prevedendo l'opportuna riduzione dei parametri geotecnici del terreno e delle resistenze.

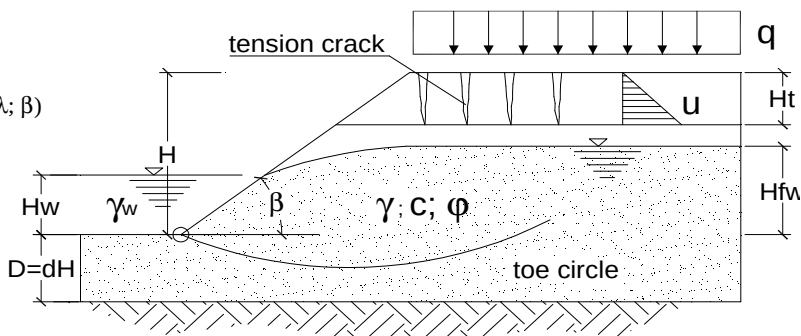
FRONTE SCAVO H = 2,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	2.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	40.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	4.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	24.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	-1.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi' / (c + \mu_q \mu_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.921	1.000	1.000	1.000	7.01	18.556

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

Fs =	1.29
-------------	-------------

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

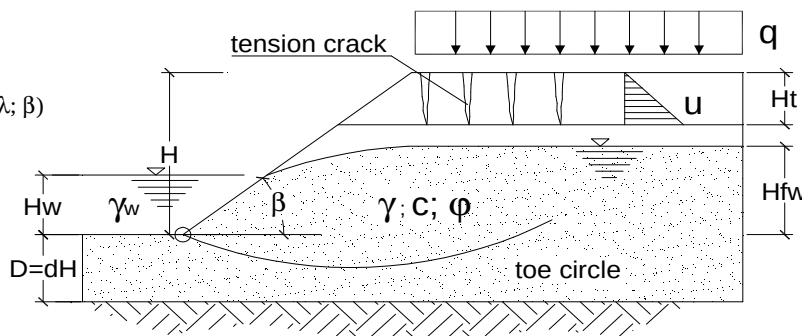
FRONTE SCAVO H = 3,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	3.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	32.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	4.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	24.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi' / (c + \mu_q \mu'_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.955	1.000	1.000	1.000	7.81	23.317

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

Fs = 1.21

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

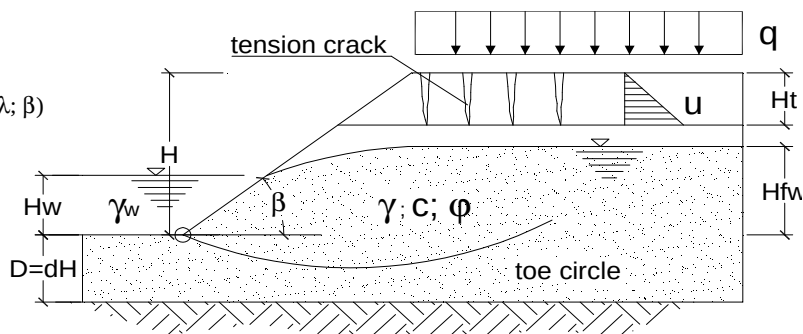
FRONTE SCAVO H = 4,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	4.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	30.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	4.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	24.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	1.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu q + \mu' w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu' w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu q(\beta)$	$\mu w(\beta)$	$\mu' w(\beta)$	$\mu t(\beta)$	λ	No
0.967	1.000	0.952	1.000	9.19	27.054

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 1.11

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

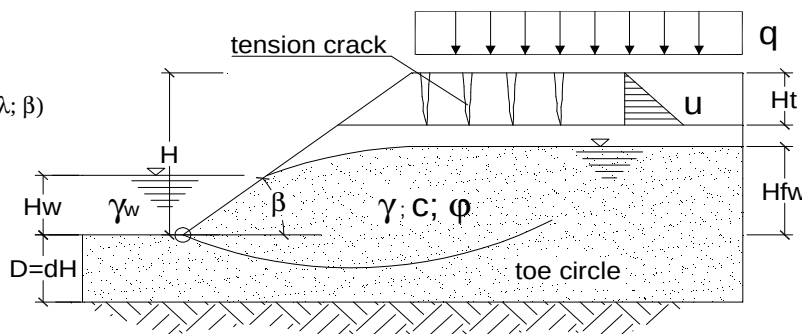
FRONTE SCAVO H = 5,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	5.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	25.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	4.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	24.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	2.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no ▼	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu q + \mu' w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu' w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu q(\beta)$	$\mu w(\beta)$	$\mu' w(\beta)$	$\mu t(\beta)$	λ	No
0.978	1.000	0.948	1.000	10.21	32.928

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 1.12

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

La tabella seguente riassume, infine, i risultati di calcolo e le verifiche geotecniche effettuate, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche pertinenti ai lavori in progetto:

SINTESI VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI SCAVO		
Profondità di scavo [m]	Inclinazione media pareti di scavo [°] sulla verticale	F.S.
2,0 m	$\cong 50^\circ$	1,29 > 1,0
3,0 m	$\cong 55^\circ$	1,21 > 1,0
4,0 m	$\cong 60^\circ$	1,11 > 1,0
5,0 m	$\cong 65^\circ$	1.12 > 1,0

Si evidenzia che le verifiche sopra riportate sono state svolte:

- considerando cautelativamente l'angolo di attrito del terreno quale il minore risultante dalle elaborazioni dei sondaggi in sito, opportunamente ridotto mediante l'applicazione del coefficiente "M2" previsto dalle N.T.C.-2008 (comb. A2+M2+R2);
- considerando la soggiacenza di falda alla quota massima rilevata durante i sondaggi in sito (- 4,0 m da p.c.) maggiorata di un ulteriore metro per tenere in conto della potenziale influenza della rete irrigua locale durante il periodo di sommersione delle risaie o durante periodi caratterizzati da precipitazioni intense e/o prolungate.

Per i suddetti motivi può essere ragionevolmente attribuita alle pareti di scavo per profondità maggiori o uguali a 4,0 m da p.c., un'inclinazione massima di circa 30° sull'orizzontale.

9. Considerazioni e prescrizioni tecnico-operative

A seguito delle considerazioni di natura geoidrologica e litologica desumibili dalla documentazione geologica allegata al progetto e al P.R.G.C. di Novara, nonché dai sondaggi svolti in sito e dalle verifiche geotecniche pregresse e condotte nel mese di giugno 2017, descritte nella presente relazione, si possono fornire alcune considerazioni e prescrizioni di natura tecnica ed operativa, alle quali riferirsi durante l'esecuzione dei lavori, le quali potranno eventualmente essere integrate e/o aggiornate in fase di progettazione esecutiva:

- L'intervento in progetto prevede l'esecuzione di strutture in c.c.a. gettato in opera e in prefabbricate in c.a.v., prevalentemente interrato, finalizzate alla tombinatura del tratto terminale del canale scaricatore cittadino, da via Rizzottaglia al depuratore centralizzato, per le quali sono necessari scavi aventi profondità variabile da circa 2,0 m a circa 5,0 m dal piano campagna.
- Non sono state individuate particolari situazioni di rischio dovute alla presenza di zone potenzialmente instabili o soggette a cedimenti localizzati, trattandosi di terreno di riporto / coltivo per la parte più superficiale e a matrice prevalentemente sabbiosa con componenti limose-argillose in genere dal metro di profondità circa in poi.
- La modellazione geotecnica ha fatto riferimento ai parametri geotecnici del terreno riportati al paragrafo 4.1 della presente relazione e a condizioni sostanzialmente di tipo drenato. Si evidenzia a tal proposito con riferimento agli elaborati progettuali, che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione delle costruzioni a maggiore profondità (dell'ordine di 4,0÷5,0 m dal p.c. e, comunque, interferenti con la falda) o in corrispondenza di corsi d'acqua o punti di soggiacenza di falda o di accumulo idrico, dovrà essere previsto l'opportuno drenaggio e aggottamento provvisorio delle acque di falda e/o di pioggia e/o di colatura mediante un adeguato sistema di pompaggio.
- Al fine di garantire la sicurezza delle maestranze i lavori dovranno essere generalmente svolti non durante periodi piovosi caratterizzati da precipitazioni meteoriche intense e/o eventi improvvisi, che possano innescare fenomeni di ruscellamento e di cedimento o scivolamento dei fronti scavo. In fase di esecuzione delle opere si dovrà, pertanto, porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi e adottando tutte le cautele per il loro eventuale sostegno aggiuntivo provvisorio.

- In considerazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni e della presenza della falda a circa 3/4 m metri di soggiacenza dal piano campagna, le pareti degli scavi aventi profondità maggiore o uguale di 4,0 non dovranno in genere superare l'inclinazione di 30° sull'orizzontale ($\geq 60^\circ$ sulla verticale), ove non siano previste opere stabilizzanti aggiuntive.
- Al fine di deviare provvisoriamente le portate idriche del canale scaricatore durante l'esecuzione delle opere è stata prevista la posa in opera di palancole metalliche la cui profondità di infissione, al fine di garantire le necessarie condizioni di sicurezza a sifonamento, non dovrà essere inferiore a 4,0 m dal piano di riferimento relativo.
- Preliminarmente alla realizzazione della tombinatura dei tratti "A" e "B" si dovrà provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di circa 100 cm misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone) e alla realizzazione di uno strato di sottofondo in massi di cava intasati con cls adeguatamente compattato con mezzo meccanico, avente uno spessore finito di circa 80 cm. Dovrà, quindi, essere realizzato lo strato di magrone di sottofondazione, armato con rete elettrosaldata, con spessore non inferiore a 15 cm. Analogo intervento di bonifica del terreno in sito è previsto in corrispondenza dei tratti oggetto di rivestimento in lastre in c.a.v. e in c.c.a. gettato in opera del tratto "C", mediante stesa di misto naturale di fiume o di cava o misto stabilizzato, compattato meccanicamente.
- La compattazione e la costipazione del piano di sottofondazione delle opere dovrà essere eseguita omogeneamente su tutta la superficie sottostante le fondazioni, in modo tale da raggiungere valori di modulo di compressibilità uniformi ed omogenei. Tale accorgimento operativo consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle proprietà geotecniche del terreno ve, soprattutto, un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle opere di fondazione, stante il graduale e progressivo miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche dello stesso con la profondità, pervenendo, in tal senso, ad una efficace limitazione dei potenziali e futuri cedimenti differiti del sistema terreno-fondazione.