

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDARIO
associato al
Consorzio di irrigazione di II° grado del Pesio

Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione
 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura
 Sottopiano 2 "Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa delle
 esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza"
 Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO ED AMMODERNAMENTO
 DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI,
 VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE, NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO**

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



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

**CONSORZIO IRRIGUO COMPRESORIO VALLI ELLERO,
 CORSAGLIA, CASOTTO**
 Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it



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



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



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

RELAZIONI SPECIALISTICHE

DATA

GENNAIO 2020

ELABORATO:

AGGIORNAMENTO

ELABORATO N°

RS 3.1

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO STRUTTURALE**

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PROGETTO ESECUTIVO

PRATICA 10443E

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

MF

CONTROLLO

DC

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE	5
3.1 CALCESTRUZZO	5
3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità	5
3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio.....	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.....	18
3.2.1 Proprietà meccaniche	19
3.2.2 Controlli sull'acciaio	19
3.3 LEGNO PER USO STRUTTURALE	22
3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali.....	22
3.3.2 Verifiche in accettazione	23
4. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI	25
4.1 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO ASSUNTI NEI CALCOLI	27
4.2 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	29
5. PARAMETRI DI PROGETTO	30
5.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	30
5.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	31
5.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	32
5.4 AZIONE SISMICA	41
5.4.1 Parametri sismici di progetto.....	43
5.5 COMBINAZIONI DI CARICO	49
6. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	52
6.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO	52
6.1.1 Resistenze di calcolo	53
6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	56
6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)	56
6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)	57
6.1.2.3 Verifica a punzonamento	60
6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	60
6.1.3.1 Verifica di fessurazione.....	61
6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio	62
6.2 COSTRUZIONI IN LEGNO PER USO STRUTTURALE	63
6.2.1 Resistenze di calcolo	64
6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	64
6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	66
6.3 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE	66
7. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	68
7.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	68
7.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI	74
7.3 STIMA DEI CEDIMENTI.....	76
7.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	78
7.5 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI SCAVO	83
7.6 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA	91
8. RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....	92
8.1 EDIFICIO FILTRI E CONTROLLO IRRIGUO	92
8.2 MANUFATTI IDRAULICI A MINORE RILEVANZA STRUTTURALE	133
8.3 FRONTI SCAVO PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE	134

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali relativi alle opere previste in attuazione con gli *"Interventi di adeguamento dell'approvvigionamento ed ammodernamento del sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso Pianfei volti al risparmio delle risorse idriche nei Comuni di Pianfei e Chiusa di Pesio"*, pertinenti all'area irrigua sottesa all'invaso Pianfei, descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l'azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini geognostiche svolte in sito.

Le costruzioni in progetto sono sostanzialmente caratterizzate dall'edificio filtri e controllo irriguo e da manufatti idraulici di derivazione e di intercettazione, sfiato e scarico, a minore rilevanza strutturale, a servizio delle condotte irrigue in progetto, prevalentemente interrati, realizzati in c.c.a. gettato in opera, contraddistinti da un'organizzazione strutturale di tipo scatolare e a platea e pareti / setti collaboranti e con vincolo di incastro e con tipologia strutturale a pareti singole o accoppiate (pozzetti) o mista a telaio-pareti (edificio filtri e controllo) ai sensi del *paragrafo 7.4.3.1* delle NTC-2018.

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

- 1) Edificio filtri e controllo irriguo, con struttura a telaio in c.c.a. e fondazioni di tipo diretto a platea, in c.c.a. gettato in opera e copertura in legno per uso strutturale.
- 2) Manufatti idraulici secondari: nodi di derivazione idraulica, pozzetti di intercettazione, di sfiato e di scarico, caratterizzati da minore rilevanza strutturale, realizzati in c.c.a. gettato in opera.

Saranno, inoltre, trattate le verifiche di stabilità geotecnica delle sezioni di scavo delle condotte principali previste in progetto.

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

Le **fondazioni** dei vari manufatti faranno, altresì, riferimento alle opere di fondazione

superficiali di tipo diretto ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018.

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

Dal punto di vista amministrativo le opere strutturali in progetto saranno realizzate prevalentemente in Comune di Pianfei (CN) e, in limitata parte, in Comune di Chiusa di Pesio, i quali risultano classificati in zona sismica 3 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014.

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

2. Normativa di riferimento

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

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- 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 1995-1: Eurocodice 5 – Strutture in legno.
- 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. 17.01.2018 e alla D.G.R. 21 maggio 2014 n. 65-7656 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 3 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Materiali per uso strutturale

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione

finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

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

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

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

- **CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA IN GENERALE:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c) max: 0,60;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
 - resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S4;
 - contenuto minimo di cemento: 300 kg/m³;
 - D_{max} dell'aggregato: 25/28 mm;
 - copriferro minimo nominale: fondazioni 40/50 mm; elevazioni 30/35 mm; 70/80 mm per eventuali getti controterra.

- **CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI IN C.C.A. / C.A.V. (SCATOLARI, TUBAZIONI IN GENERE, CANALETTE E OPERE ANALOGHE):**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c) max: 0,55;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C28/35;

- resistenza caratteristica minima in opera: 35 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25 mm;
- copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30 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. 17/01/2018 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della “*Valutazione preliminare della Resistenza*” (paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

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

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

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

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

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

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

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

Nel caso, infine, di 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 interruttrive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

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

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

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

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

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

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

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

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

Nel caso di superfici orizzontali non casserate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni. Per

eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

3.1.5 Controlli in corso d'opera

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

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

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

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

3.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

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

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

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

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

3.2.1 Proprietà meccaniche

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

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

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

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

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%
Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 e del D.Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

3.2.2 Controlli sull'acciaio

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17.01.2018 al

punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto.

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

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

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

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

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

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

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

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

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

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

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

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.

3.3 Legno per uso strutturale

3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali

Gli elementi in legno per uso strutturale adibiti alla realizzazione dell'orditura principale della copertura dell'edificio tecnico in progetto dovranno risultare conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14081. In particolare, il legno massiccio dovrà essere prodotto in conformità alle norme UNI EN 338, UNI EN 1912, per legno di provenienza estera, ed UNI 11035 parti 1 e 2 per legno di provenienza italiana. L'eventuale fornitura di legno lamellare dovrà, invece, essere conforme alle norme UNI EN 14080, UNI EN 386, UNI EN 1194 (lamelle), UNI EN 13986 (pannelli a base di legno), UNI EN 301 (adesivi per elementi incollati in stabilimento) e UNI EN 384 (prove sperimentali).

Le caratteristiche tecniche prestazionali del legno previsto sono le seguenti:

- specie arborea: abete rosso (abete del nord);
- tipologia di lavorazione: legno massiccio Uso Fiume / Uso Trieste;
- classe minima di resistenza: C24.
- categoria: S1.

Secondo quanto specificato al punto A del § 11.1 delle N.T.C.-2018, gli elementi strutturali in legno devono recare la Marcatura CE. Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del § 11.1 delle N.T.C.-2018, devono essere qualificati al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, secondo la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;

- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un "Direttore Tecnico della produzione" qualificato alla classificazione del legno strutturale ed all'incollaggio degli elementi ove pertinente;
- il marchio afferente al produttore specifico per la classe di prodotti "elementi di legno per uso strutturale".

I produttori di sistemi strutturali con struttura in legno, per i quali siano già disponibili Linee Guida ETA, dovranno adeguarsi a quanto prescritto al punto C del § 11.1 delle N.T.C.-2018. I produttori sono, inoltre, tenuti ad inviare al Servizio Tecnico Centrale, ogni anno, i seguenti documenti:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità della organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'ultimo anno, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti anche il quantitativo di produzione.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale devono riportare il marchio del produttore e essere accompagnate da una documentazione relativa alle caratteristiche tecniche del prodotto. Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di abilitazione professionale tramite apposito corso di formazione, assumerà le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata.

La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Il Direttore dei Lavori potrà rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

3.3.2 Verifiche in accettazione

Le caratteristiche dei materiali, indicate nel progetto secondo le prescrizioni di cui ai precedenti paragrafi o secondo eventuali altre prescrizioni in funzione della specifica opera,

devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura di cantiere ai sensi del *paragrafo 11.7.10.2 delle N.T.C.-2018*.

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da una copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici o marcature CE equivalente. L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo, finché permane la validità della qualificazione e vengono rispettate le prescrizioni periodiche di cui al § 11.7.10.1 delle N.T.C.-2018. Sulla copia dell'attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto. Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, verificherà quanto sopra indicato e potrà rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Nel caso in cui tali prodotti, non soggetti o non recanti la marcatura CE, siano comunque provvisti di una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità estere competenti, il produttore potrà, in alternativa a quanto previsto al § 11.7.10.1 delle N.T.C., inoltrare al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio. Tale equivalenza è sancita con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ciascun prodotto qualificato deve, pertanto, costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve, inoltre, essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione alla destinazione d'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marciare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di legname nonché al lotto e alla data di classificazione.

4. Modellazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

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

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

- 1) indagini geognostiche del 2012 a corredo della progettazione degli *Interventi di riqualificazione dell'invaso di Pianfei*, eseguite dalla società Polo Geologico S.r.l.;
- 2) indagini svolte in sito nel mese di giugno 2017, contestualmente alla progettazione definitiva generale, allegate al presente progetto;
- 3) *Relazione Geologica* di progetto in data giugno 2019, specifica per l'area irrigua in esame, sottesa all'invaso di Pianfei;
- 4) elaborati geologici, geolitologici e idrogeologici allegati al P.R.G.C. di Pianfei.
- 5) Banca dati geotecnica ARPA Piemonte;
- 6) considerazioni pratica circa lo stato dei luoghi e a interventi analoghi eseguiti nella zona in argomento.

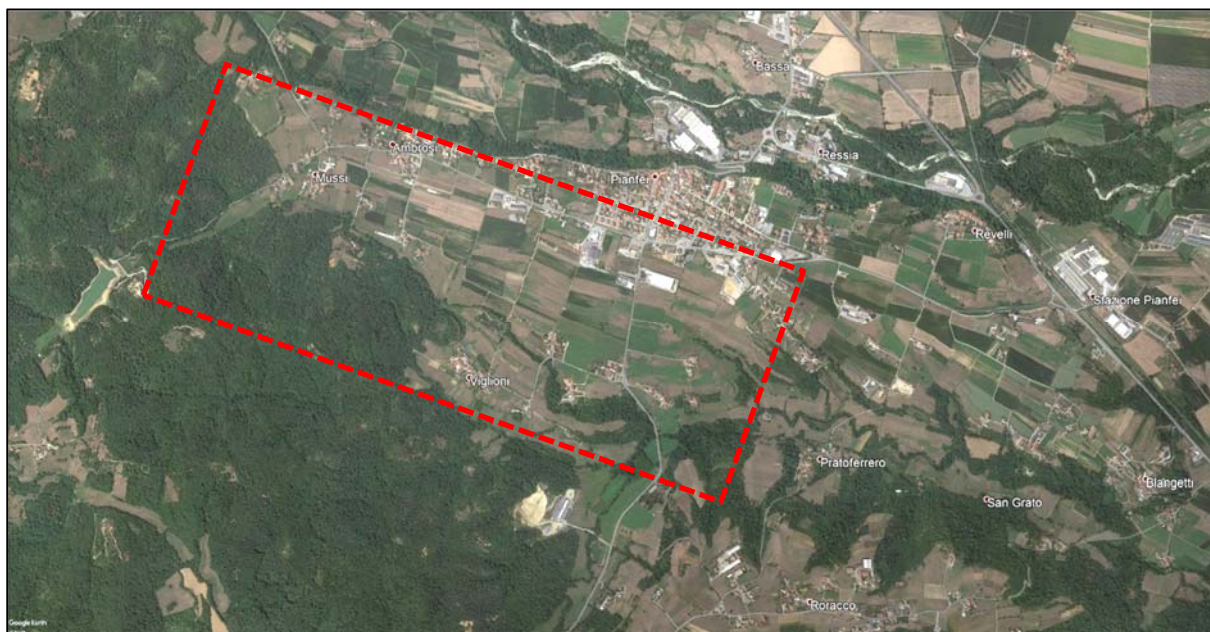


Figura 1 – Area irrigua sottesa all'invaso di Pianfei su foto satellitare.

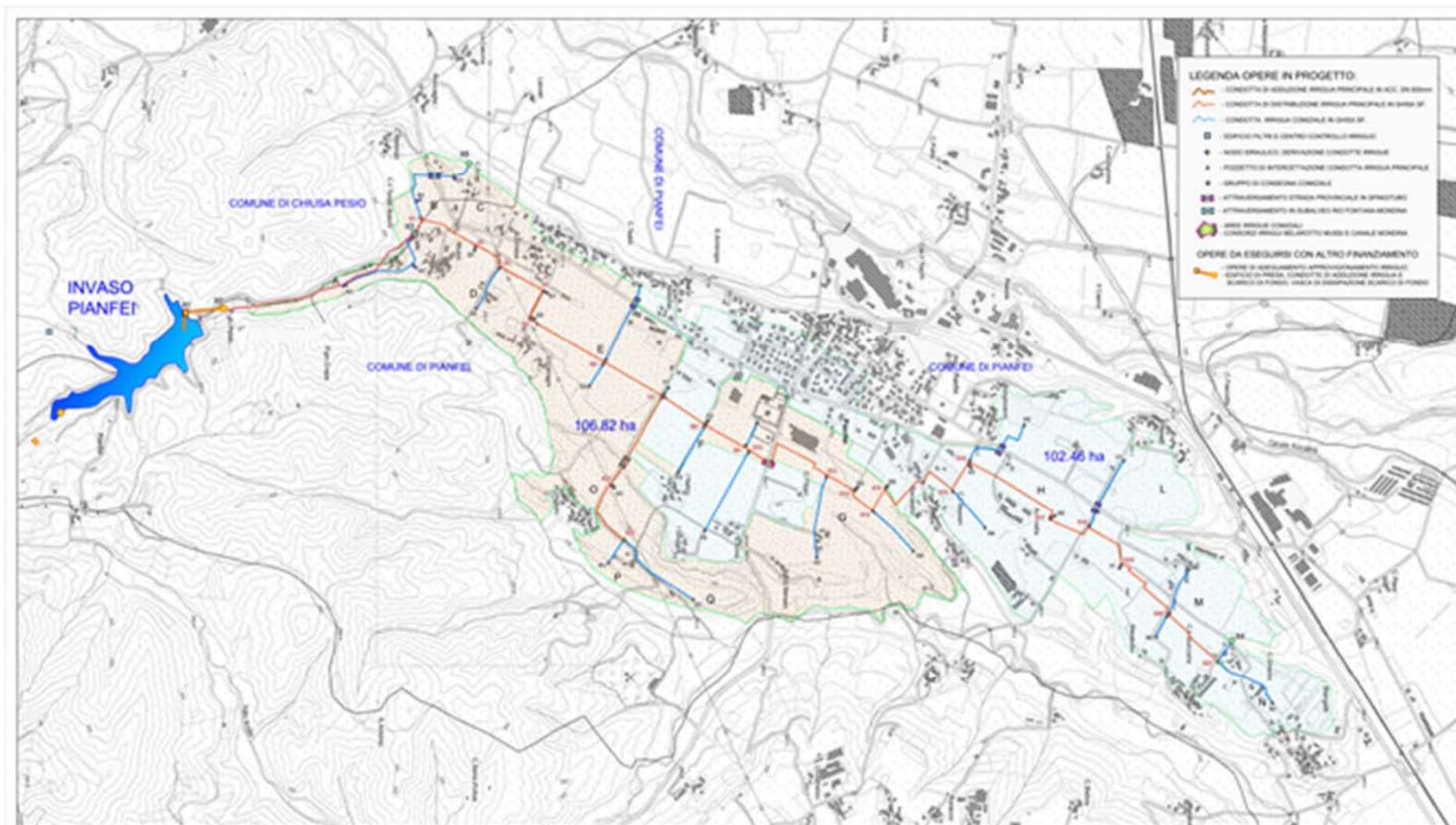


Figura 2 – rete irrigua in progetto su base CTR.

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

- **Unità geotecnica I** – da p.c. a Orizzonte I: **copertura superficiale e terreno di riporto** costituita da limi argillosi con proprietà geotecniche complessive mediocri;
- **Unità geotecnica II** – da Orizzonte I a Orizzonte II: depositi alluvionali ciottoloso-ghiaioso-terrosi più o meno alterati, ferrettizzati, costituiti da sabbie e ghiaie grossolane alterate in matrice limo-argillosa, caratteristici del Pleistocene (alluvioni antiche), con proprietà geotecniche da mediocri a discrete, in genere progressivamente crescenti con la profondità.

4.1 Sintesi dei parametri geotecnici del terreno assunti nei calcoli

Sulla scorta delle valutazioni riportate ai paragrafi precedenti ed in riferimento alla documentazione geologica disponibile, il terreno di fondazione, con riferimento all'unità geotecnica II, interessata dalle fondazioni dei manufatti in progetto, può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con i seguenti valori geotecnici caratteristici:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA II	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione efficace	$c \cong 5 \div 10 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 30 \div 50 \text{ Mpa}$

Tabella 6 – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica II.

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

Si evidenzia, inoltre, che i valori riportati nella *tabella 6* sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una appropriata stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame

verranno, quindi, opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza γ_M , previsti dal capitolo 6 delle N.T.C.-2018, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d .

Con riferimento alla documentazione geoidrologica di P.R.G.C. e ai pozzi presenti sul territorio, la falda acquifera libera principale presenta una direzione di deflusso idrico orientato mediamente NE, con soggiacenza variabile e compresa tra valori minimi di -2,8 m, verso monte, e massimi di -9,3 m da p.c., nel settore più a valle, comunque sempre in sinistra idrografica rispetto al corso del Torrente Pesio. L'acquifero sospeso presenta, invece, valori di soggiacenza variabili da un minimo di -0,5 m da p.c., nel settore di monte in Loc. Ardite, e -13,0 m da p.c., in coincidenza del settore centrale dell'altopiano, nei pressi della scarpata esposta verso Ovest e prospiciente verso la pianura principale drenata del T. Pesio. L'escursione del livello di falda si attesta su valori dell'ordine del metro.

Si riporta, nel seguito, l'estratto della carta geoidrologica allegata agli elaborati geologici di P.R.G.C.

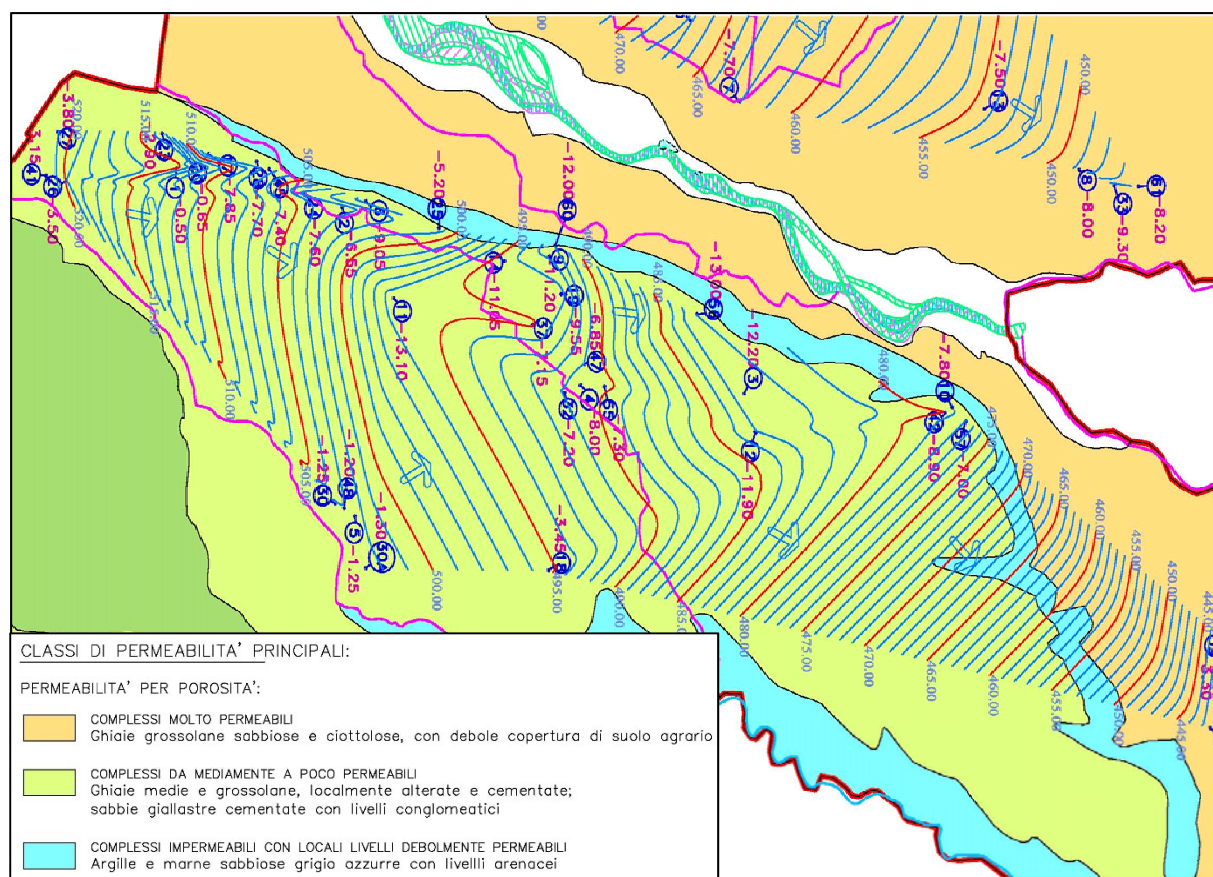


Figura 3 – Estratto carta geoidrologica di P.R.G.C. relativa all'area irrigua in esame.

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.

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

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

dove:

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

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

In considerazione dei sondaggi disponibili e degli approfondimenti di natura geologica e litotecnica è stato, quindi, possibile stimare indirettamente 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 profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s". A tale categoria, in riferimento alla tabella 3.2.IV delle N.T.C.-2018, è stato associato un coefficiente di amplificazione stratigrafico $S_s = 1,5$.

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

Si evidenzia, infine, con riferimento al *paragrafo 7.11.3.4.2* delle *N.T.C.-2018* che, il terreno di fondazione, essendo le accelerazioni orizzontali massime attese al sito in esame ($a_g \cong 0,091g$) inferiori al limite di $0,1g$ individuato dalle *NTC-2018*, oltre il quale è richiesto di ottemperare alle verifiche di suscettibilità a liquefazione, non risulta potenzialmente suscettibile di **liquefazione**. Pertanto, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione entro i terreni interessati dalle opere in progetto è da ritenersi trascurabile e la verifica può essere omessa nel rispetto della normativa tecnica vigente.

5. Parametri di progetto

5.1 Livelli di sicurezza e prestazioni attese

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

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

capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

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

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai *capitoli 2 e 3 (tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I)* e al *paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018*, 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
- classe d'uso: classe II
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R \geq 50$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **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 7.2.2 delle N.T.C.* le costruzioni in progetto, soggette all'azione sismica, essendo sostanzialmente interrato, opere di fondazione e contro-terra e prive di specifici dispositivi, saranno verificate in base ad un comportamento strutturale di tipo “*non dissipativo*”, in cui gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni saranno cautelativamente calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle possibili non linearità di comportamento dei materiali e della geometria dei manufatti.

5.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, le opere in progetto faranno riferimento ad una tipologia strutturale a telaio (edificio filtri) o a pareti singole o accoppiate (manufatti minori di regolazione idraulica), secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In

particolare le costruzioni in esame saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrato sostanzialmente realizzate in c.c.a. gettato in opera con forma e geometria regolare (simmetrica) sia in pianta che in elevazione, costituite da fondazioni continue di tipo diretto mutuamente vincolate ai pilastri e/o alle pareti in elevazione con vincolo di tipo ad incastro. Le solette di copertura dei manufatti minori sono previste ad un'unica campata da realizzarsi in c.c.a. direttamente in opera.

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

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

1) Peso proprio dei materiali strutturali

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

Peso proprio elementi strutturali:

- strutture in c.c.a.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.
- strutture in muratura semipiena in cls: $\gamma_{mur} = 20,0 \text{ kN/m}^3$.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti a passerelle e/o grigliati pedonali, apparecchiature e organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, massi di cava eventualmente in corrispondenza dei manufatti, rivestimenti lapidei, sottofondi,

pavimentazioni, ecc.. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima i carichi permanenti portati saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti o, a seconda dei casi, come carichi concentrati linearmente o nodali.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle aree e zone pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni, con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.)*, sono state cautelativamente considerate pari a 5,00 kN/m².

In corrispondenza della porzione di platea del locale tecnico accessibile da automezzi per manutenzione è stato, inoltre, considerato un sovraccarico variabile uniformemente distribuito pari a 10 kN/m².

4) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfilanco. Sulla base delle indicazioni fornite ai paragrafi precedenti sulle caratteristiche geomeccaniche del terreno e secondo i criteri dell'EC7 e delle N.T.C.-2018, nei calcoli di dimensionamento e verifica geotecnica e strutturale sono state assunte, per il terreno di fondazione alla quota di imposta delle fondazioni e a tergo delle opere in progetto, le caratteristiche geomeccaniche riportate nella *tabella 6 del paragrafo 4.1*.

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

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

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

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

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

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei

coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

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

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

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

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

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

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

dove:

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

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

h = altezza della parte interrata di parete;

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

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

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

uniformi all'interno del cuneo.

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

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

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

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

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove:

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

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

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno

orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

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

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

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

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

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

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

con:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

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

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

Spinta del terreno in presenza di falda

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

un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici.

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

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

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

5) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa sarà agente esclusivamente nei confronti del nuovo edificio filtri e controllo irriguo ed è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C. e relativa Circolare n. 7/2019*:

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

dove:

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

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

in cui la velocità di base v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante riferito ad un periodo di ritorno, per il caso in esame, pari a 50 anni (vita nominale di progetto):

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

dove c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

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

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

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

e $v_{b,0}$, a_0 e k_s sono parametri forniti nella *tabella 3.3.1 delle N.T.C.*

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

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

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

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

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

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

dove:

z è l'altezza sul suolo della costruzione, pari a 5,0 m per l'edificio filtri;

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, coincidente con la categoria III;

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

Per l'edificio filtri e regolazione si hanno, quindi, i seguenti parametri di calcolo:

altitudine: 530 m s.l.m.; $z_{\min} = 5$ m; $z_0 = 0,1$ e $k_r = 0,2$; $c_e \cong 1,71$;

- 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).

L'azione del vento sulle **pareti laterali** della costruzione sarà, quindi, pari a:

Azione sopravvento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cong 0,55 \text{ kN/m}^2$

Azione sottovento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cong - 0,33 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento sulle **falde di copertura** della costruzione sarà, invece, pari a:

Azione sopravvento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 1,06 \cdot 1,0 \cong 0,71 \text{ kN/m}^2$

Azione sottovento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cong - 0,45 \text{ kN/m}^2$

6) Azione della neve

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

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

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo assunto con un tempo di ritorno pari a 50 anni (vita nominale di progetto) che, per strutture ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Biella), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 1,50 \cdot 1,14 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot 1,14 \cdot [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 535 m s.l.m. con riferimento alle costruzioni in progetto con i presenti lavori:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.3. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture inclinate di circa 19° , è assunto pari a 0,8;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; il primo, per il caso in esame, relativo all'edificio tecnico, in riferimento al *paragrafi 3.4.4 delle N.T.C.* assume un valore di 1,0. Il secondo invece, in riferimento al *paragrafi 3.4.5 delle N.T.C.* viene posto uguale a 1,0.

Si avrà, pertanto, il seguente carico neve di progetto:

Carico neve di progetto: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \times 2,14 \text{ (Tr 50 anni)} \times 1,0 \times 1,0 \approx 1,7 \text{ kN/m}^2$

5.4 Azione sismica

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua 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. 17.01.2018, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

5.4.1 Parametri sismici di progetto

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

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

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Pianfei (CN) – zona 3
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.7125°; Latitudine: 44.3730°
- 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 profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

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

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

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

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.478	0.197
50	0.038	2.545	0.212
72	0.045	2.537	0.230
101	0.052	2.551	0.242
140	0.058	2.568	0.256
201	0.067	2.561	0.271
475	0.091	2.572	0.295
975	0.113	2.623	0.309
2475	0.147	2.704	0.323

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.478	0.197
SLD	50	0.038	2.545	0.213
SLV	475	0.091	2.572	0.295
SLC	975	0.113	2.623	0.309

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☒ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

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

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLD [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s = 1.500$ $C_c = 1.750$ [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)

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

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

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

Elaborazioni

[Grafici spettri di risposta](#)

[Parametri e punti spettri di risposta](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta

$S_{d,s}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s = 1.500$ $C_c = 1.571$ [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)

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

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

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

Elaborazioni

[Grafici spettri di risposta](#)

[Parametri e punti spettri di risposta](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

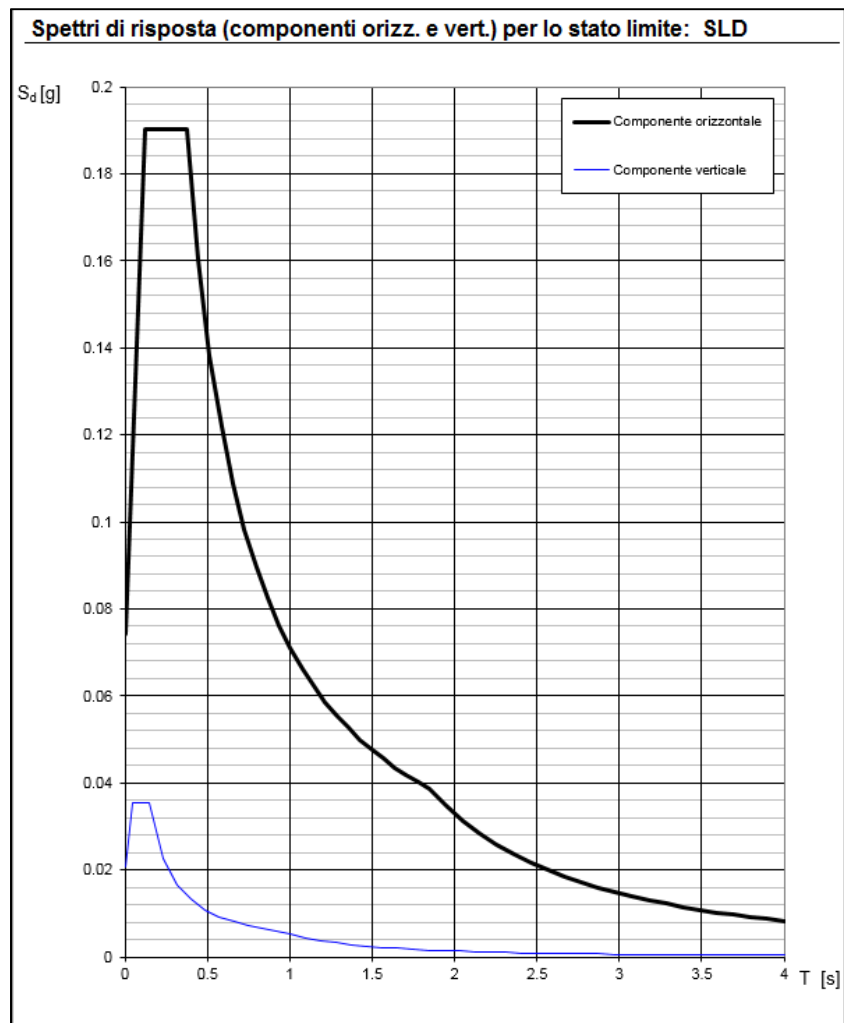
— Spettro di progetto - componente verticale

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

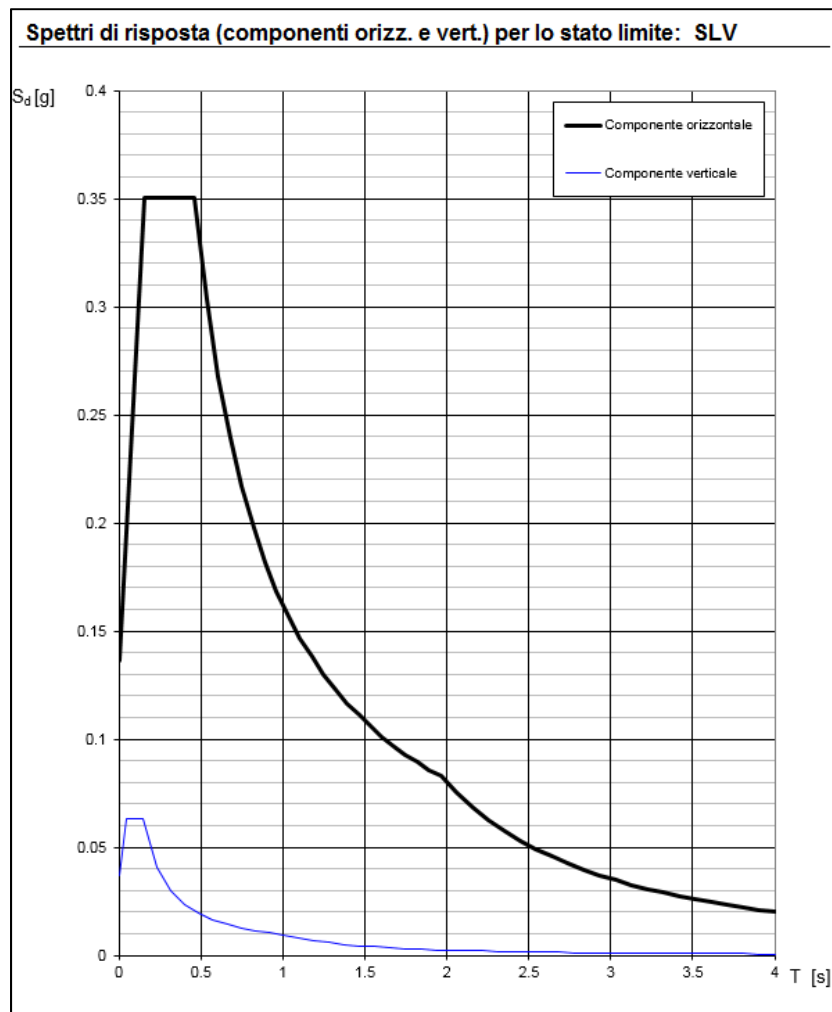
Spettri di risposta

$S_{d,s}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

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><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.038 g</td></tr> <tr><td>$F_{0.1}$</td><td>2.545</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.213 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.750</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>0.124 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.372 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.753 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_q	0.038 g	$F_{0.1}$	2.545	T_C	0.213 s	S_S	1.500	C_C	1.750	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.124 s	T_C	0.372 s	T_D	1.753 s	Parametri indipendenti <table> <tr><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></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>0.672</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}	0.010 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	0.672	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_q	0.038 g																																																
$F_{0.1}$	2.545																																																
T_C	0.213 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.750																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.124 s																																																
T_C	0.372 s																																																
T_D	1.753 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
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	0.672																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0.091 g
$F_{0.2}$	2.572
T_C	0.295 s
S_S	1.500
C_C	1.571
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	1.963 s

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0.037 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.046
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 SLD: $a_g = 0,038 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLV: $a_g = 0,091 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_g = 1,5 \times 1,0 \times 0,091 \text{ g} \cong 0,137 \text{ g}$.

5.5 Combinazioni di carico

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

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

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

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

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_{2(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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

Relativamente 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 ed applicando cautelativamente un coefficiente di combinazione pari a 0,5, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico massimo.

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

6. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

6.1 Costruzioni in conglomerato cementizio armato

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

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

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

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

L'analisi delle strutture nei confronti delle azioni sismiche è stata invece condotta, relativamente ai manufatti principali e caratterizzati da una maggiore rilevanza costruttiva, mediante il metodo di **analisi dinamica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.1 delle N.T.C.-2018* e consistente:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

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

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

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

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

6.1.1 Resistenze di calcolo

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

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

dove:

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

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

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

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

dove:

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

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

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

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

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

dove:

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

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

dove:

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

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

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

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il modello “parabola-rettangolo” indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

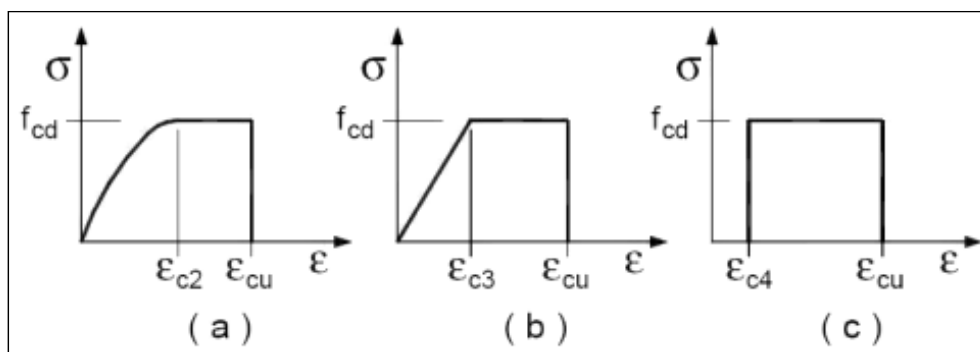


Figura 4 - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

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 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b)):

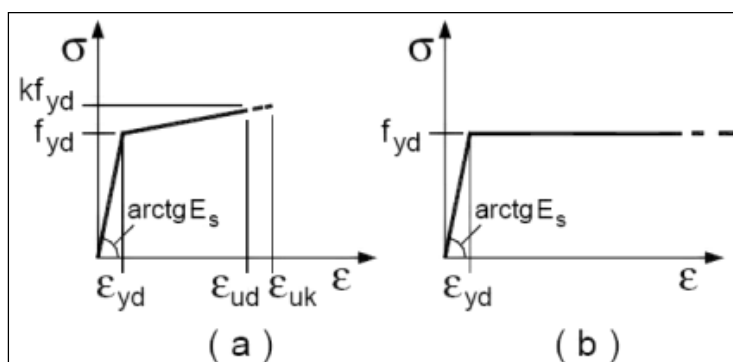


Figura 5 - Modelli di calcolo σ - ϵ per l'acciaio.

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

6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto 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 6):

$$C + S' = S$$

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

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

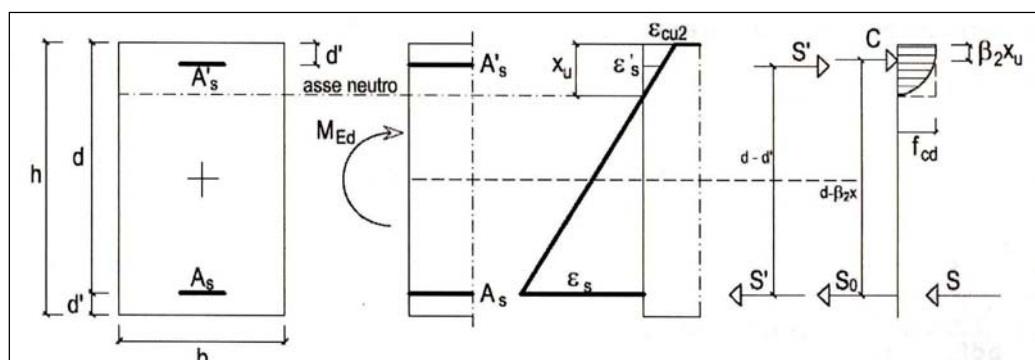


Figura 6.

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 6*):

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

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.

6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

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

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (*figura 7*).

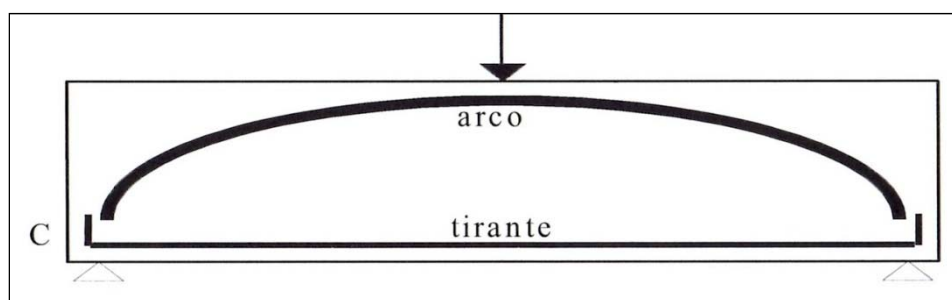


Figura 7.

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

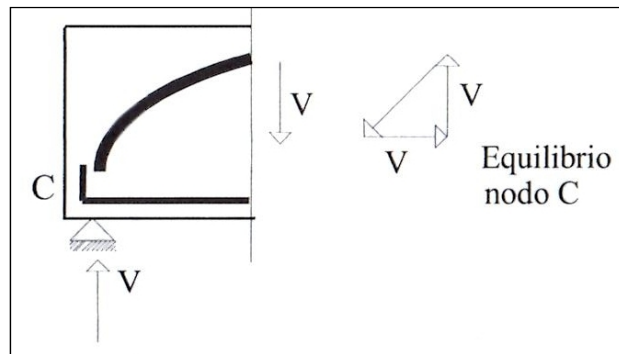


Figura 8.

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

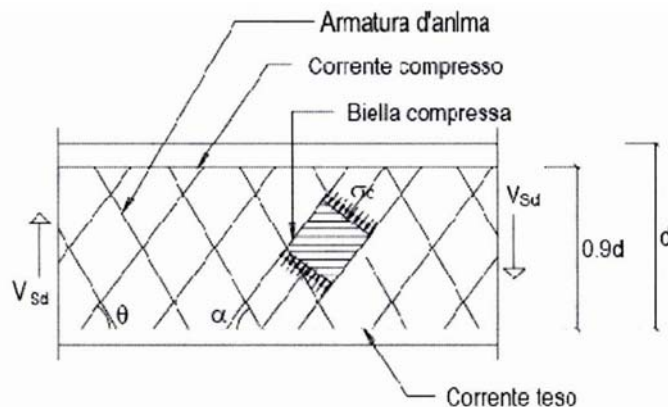
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

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

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

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 17.01.2018 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 9*).



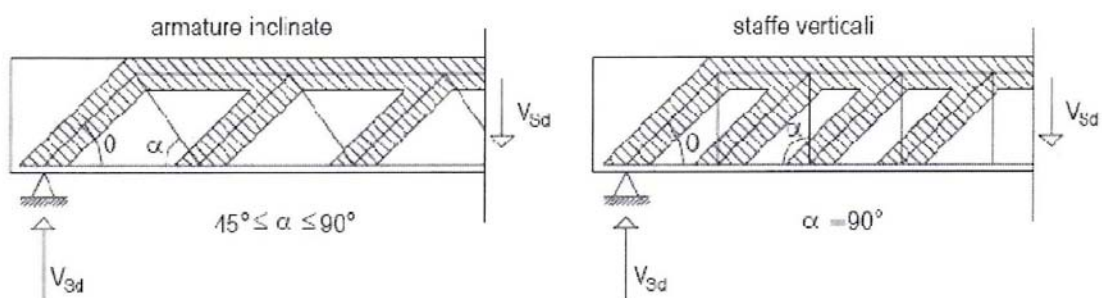


Figura 9.

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

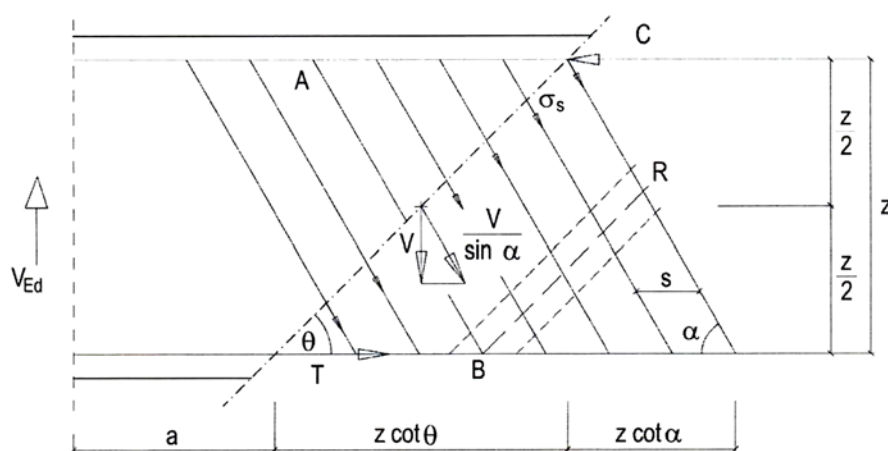


Figura 10.

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

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

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

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

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

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

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

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

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

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

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

6.1.2.3 Verifica a punzonamento

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

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

6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

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

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

Valgono le seguenti considerazioni:

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

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

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

6.1.3.1 Verifica di fessurazione

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

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

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

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

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Le armature si distinguono in due gruppi:

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

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

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

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

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

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

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

6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

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

4.1.2.2.5. del D.M. 17.01.2018.

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

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

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

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

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

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

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

6.2 Costruzioni in legno per uso strutturale

La valutazione della sicurezza e la verifica delle strutture in legno previste in progetto sarà condotta secondo i principi fondamentali e i metodi indicati ai *capitoli 2, 4.4 e 7.7 del D.M. 17.01.2018*. In particolare le verifiche di sicurezza delle strutture in legno saranno attuate in relazione sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio e con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito). Si rimanda, in particolare, a quanto espressamente specificato ai *paragrafi 4.4.7 e 4.4.8 delle N.T.C.-2018*.

L'analisi delle strutture sarà effettuata assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali, considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli verranno svolti usando appropriate schematizzazioni adottando schemi di calcolo semplificati ma idonei per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

6.2.1 Resistenze di calcolo

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano, quindi, con riferimento combinato alle classi di durata del carico e alle classi di servizio come definite ai *paragrafi 4.4.4 e 4.4.5* delle N.T.C.-2018. In particolare, il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7 delle N.T.C.-2018, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella tabella 4.4.III del D.M. 17.01.2018; per il legno lamellare è assunto pari a 1,45;
- k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella tabella 4.4.IV del D.M. 17.01.2018. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche a stato limite ultimo saranno condotte con specifico riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.4.8* del D.M. 17.01.2018. Le tensioni interne sono state calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le **verifiche a flessione**, in particolare, faranno riferimento ad entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi figura 11);
- $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al paragrafo 11.7.1.1 delle N.T.C.-2018.

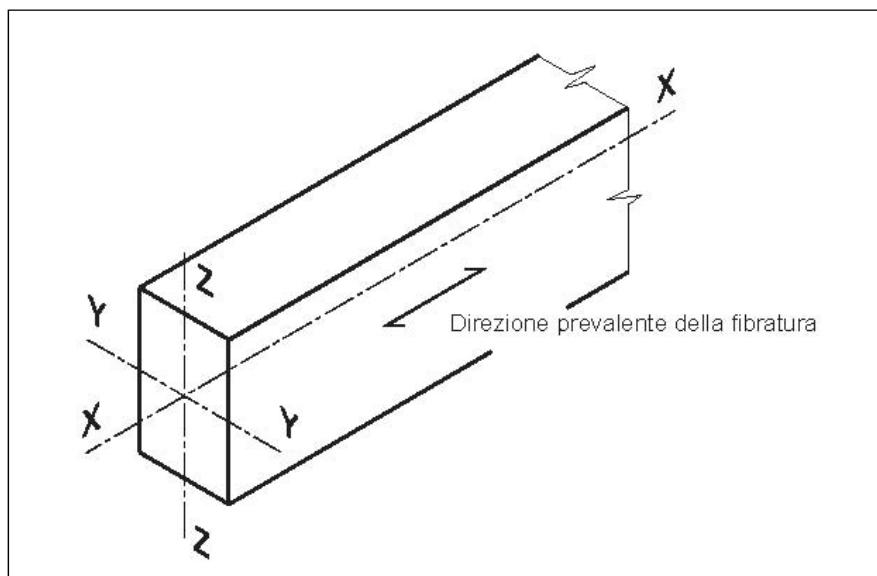


Figura 11 – Assi di riferimento dell'elemento in legno.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere, inoltre, effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flessotorsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1 delle N.T.C.-2018.

Per le **verifiche a taglio** deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

- τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
- $f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Relativamente ai puntoni verranno, inoltre, svolte le opportune verifiche a **compressione** e a **instabilità per compressione** con le modalità previste dalle NTC-2018.

Relativamente alle travi principali, ove necessario, sarà eventualmente ed aggiuntivamente eseguita anche la verifica dell'appoggio.

Considerata, infine, la semplicità e la regolarità delle strutture in progetto, allo stato attuale, si può ritenere ammissibile non eseguire specifiche verifiche a torsione ed instabilità a trazione delle varie travi. Non sono, peraltro, presenti sforzi di tenso-flessione o pressoflessione significativi.

6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella tabella 4.4.V delle N.T.C.-2018.

6.3 Modelli di calcolo e di verifica strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche nonché la valutazione della sicurezza globale dell'edificio filtri e controllo irriguo, sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019*, numero di serie: *USGW000515*, distribuito da *Harpaceas S.r.l. di Milano*.

Il modello assunto per l'analisi strutturale è costituito da elementi a piastra (plate) e a trave (beam) opportunamente suddivisi in mesh di calcolo con altezze delle sezioni pari a quelle di progetto. Al modello sono state, quindi, applicate le azioni e i carichi e sovraccarichi per come definiti nella presente relazione e le condizioni al contorno di vincolo in fondazione come definite al *paragrafo 7.2* della presente relazione. Il software ripartisce e calibra in automatico la costante di sottofondo stimata alle dimensioni e alla geometria degli elementi di calcolo e dei relativi nodi elaborando, quindi, le azioni applicate sulla struttura e determinando le sollecitazioni di calcolo secondo le combinazioni di carico previste da normativa.

La copertura in legno dell'edificio tecnico di controllo è stata, invece, calcolata e verificata mediante fogli di calcolo semplificati in accordo alle N.T.C..

I risultati delle sollecitazioni di calcolo desumibili dall'elaborazione del modello ad elementi finiti sono stati opportunamente verificati tramite modelli di valutazione semplificati con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della verifica di **attendibilità dei risultati** stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C..

I restanti manufatti in progetto sono stati, invece, modellati e verificati tramite codici di calcolo semplificati sempre conformemente alle N.T.C.-2018. In tal senso le analisi e i calcoli di verifica delle **costruzioni caratterizzate da una minore rilevanza strutturale**, da un limitato sviluppo dimensionale e geometricamente simmetriche, sono stati effettuati, ove possibile, con l'ausilio di modelli numerici semplificati, considerando cautelativamente i vari manufatti ed opere di tipo geotecnico con schema resistente a sezione verticale ad "U" o ad "L", alla stregua di pareti incastrate in fondazione, riconducendoli, pertanto, ad uno schema statico di tipo "a mensola".

7. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

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

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

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 50 anni ed una classe d'uso II, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

7.1 Criteri progettuali e di verifica

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

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

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

dove:

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

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

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

Coefficienti sulle Azioni

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

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

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

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

Coefficienti parziali per le Resistenze

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

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tabella 7 – 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 8 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

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

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

Tabella 9.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

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

Tabella 9.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 9.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 7, 8, 9 (9.1 / 9.2 / 9.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

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

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

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

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

SLU di tipo geotecnico (GEO):

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

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

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

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7 e 8* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 9.3* per le resistenze globali.

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

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 7 e 8*, e imponendo un coefficiente γ_R come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018*.

Pareti e muri controterra

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

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*

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

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

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

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

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

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.3*.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.2*.

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

Fronti scavo e verifiche di stabilità

Con riferimento alle condizioni statiche le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) e, in relazione al *capitolo 6.8*, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.3*.

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

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

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

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

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

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

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario vanno inoltre, verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal paragrafo 6.2.4.3 del D.M. 17.01.2018. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

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

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

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

Verifiche di tipo idraulico a galleggiamento e sifonamento

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

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

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

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

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

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

7.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

Le costruzioni previste in progetto sono costituite 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.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascuna tipologia omogenea di opera in progetto, i relativi valori della costante di sottofondo stimati 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]
Edificio filtri e controllo irriguo	≅ 10000
Manufatti e pozzetti minori	≅ 20000

Tabella 10 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno delle principali tipologie omogenee di costruzioni in progetto.

7.3 Stima dei cedimenti

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

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

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato di volta in volta riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, ove necessario, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale con funzione di migliorare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno.
- q è il carico unitario, espresso in kN/m² (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:

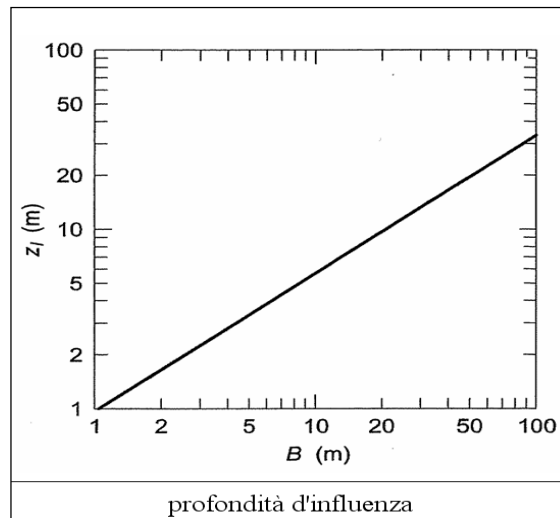


Figura 12 – Grafico per le determinazioni della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

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

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

dove:

- p è il carico agente in fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- E è il modulo di deformazione elastica del terreno.
- μ_0 e μ_1 sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (figura 13).

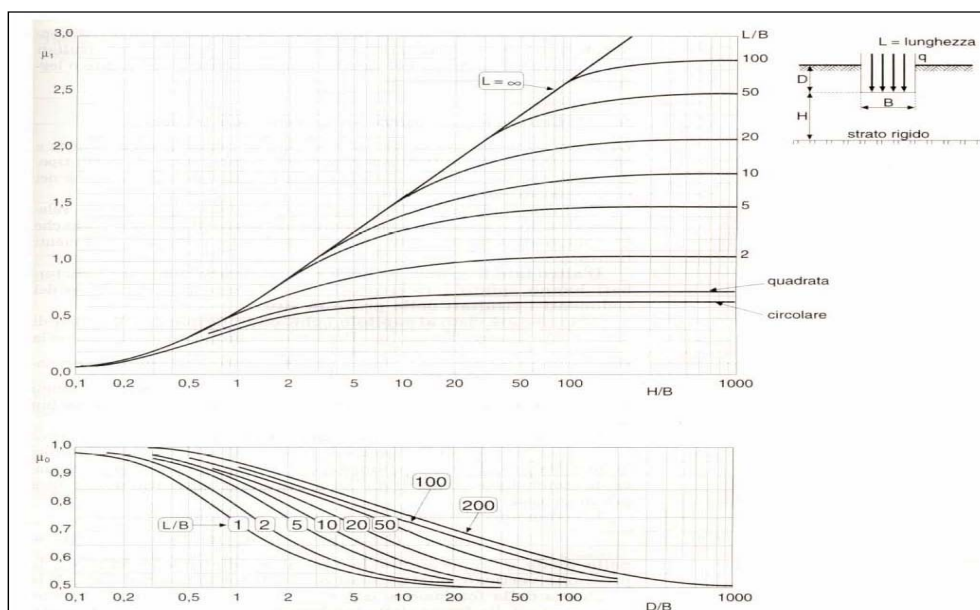


Figura 13 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

7.4 Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

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

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

$$D < 4 B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso della costruzione si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo *Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

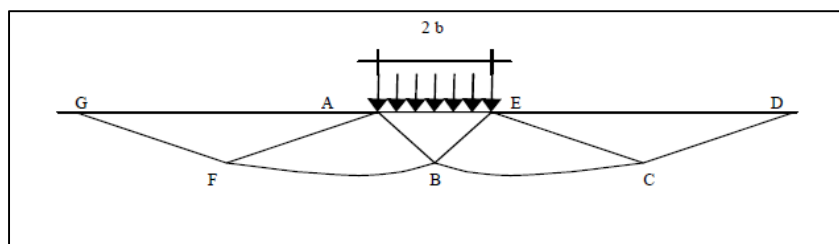


Figura 14 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di *Caquot*, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

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

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:

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

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

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:

$$q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

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 dei fronti scavo

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti, sulla sommità o al piede di pendii naturali, oppure l'esecuzione di opere provvisorie per il sostegno provvisorio degli scavi o l'esecuzione di fronti scavo a cielo aperto, richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché siano garantite le necessarie condizioni di resistenza e di deformabilità delle opere durante il loro esercizio e in base alla funzionalità per esse prevista, in modo tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza e di funzionalità progettualmente previste. Tali verifiche possono riguardare, pertanto, sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sia la stabilità dei fronti scavo durante la fase di esecuzione delle opere. La verifica dei fronti scavo farà, in particolare, riferimento alla condizione transitoria di cantiere.

Le verifiche saranno generalmente trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito sul ciglio superiore dello scavo pari a $10,0 \text{ kN/m}^2$. Per simulare lo stazionamento dei mezzi o delle attrezzature di cantiere.

L'analisi delle condizioni di stabilità, considerata la provvisorietà e la temporaneità degli scavi, sarà effettuata in condizioni statiche senza, quindi, tenere in conto l'azione sismica.

I metodi di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le opere di sostegno 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 conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali

tension-crack;

- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi'$;
- 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, quindi, dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (*"Metodo delle strisce"*).

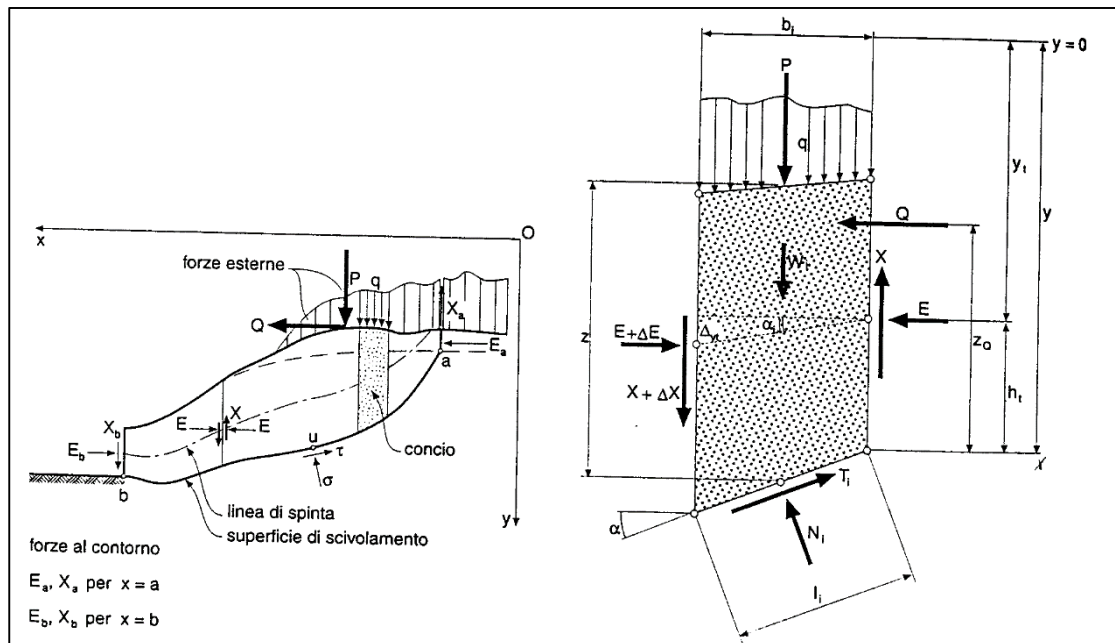


Figura 15 – Schematizzazione di calcolo del *"metodo delle strisce"*.

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e, quindi, il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo di calcolo considerato.

Con riferimento alle ipotesi e al metodo di calcolo descritti in precedenza il coefficiente di sicurezza FS di un fronte scavo in un terreno omogeneo coesivo ($c=c'$; $\varphi=\varphi'$) può 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 16* seguente:

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

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

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.

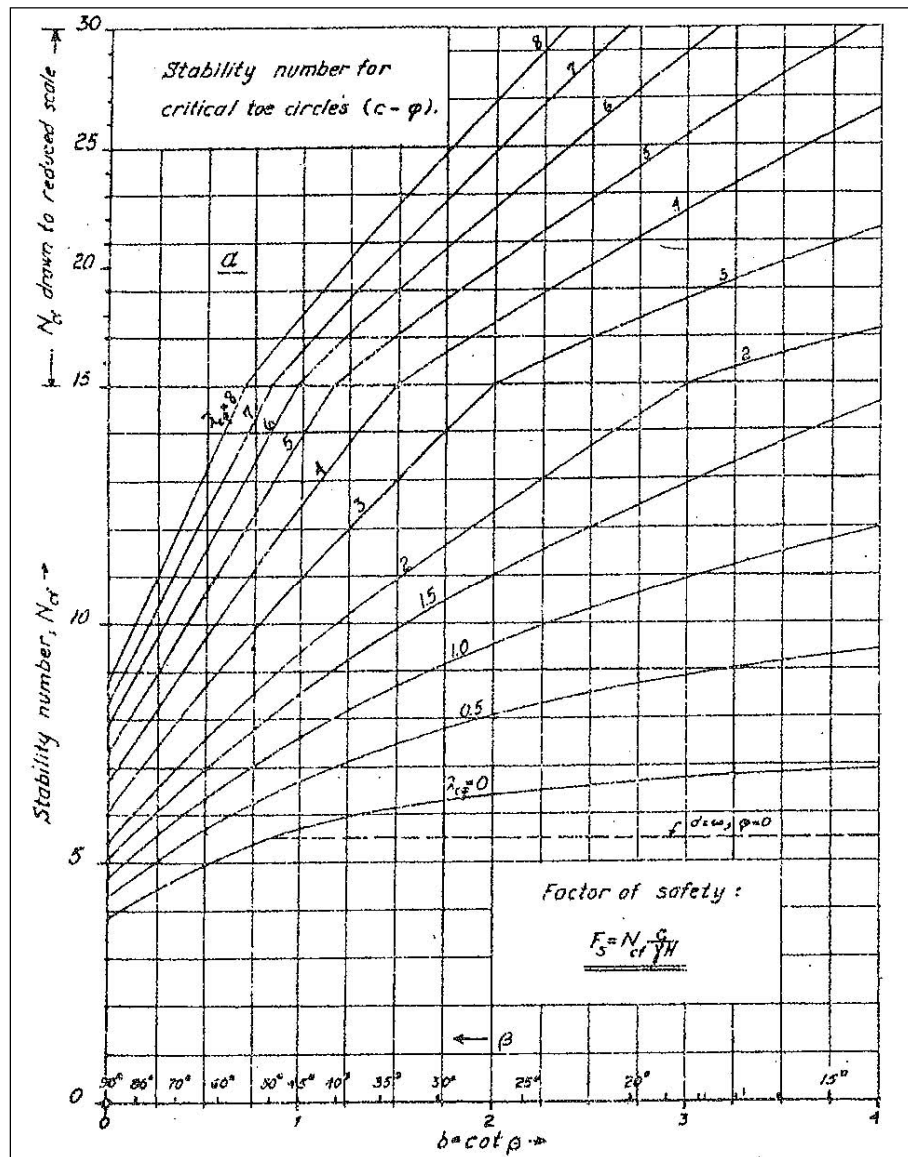


Figura 16 – Numero di stabilità per $\varphi > 0$.

Con l'impiego, quindi, dei grafici nella figura 17 si possono individuare le coordinate del centro del cerchio critico.

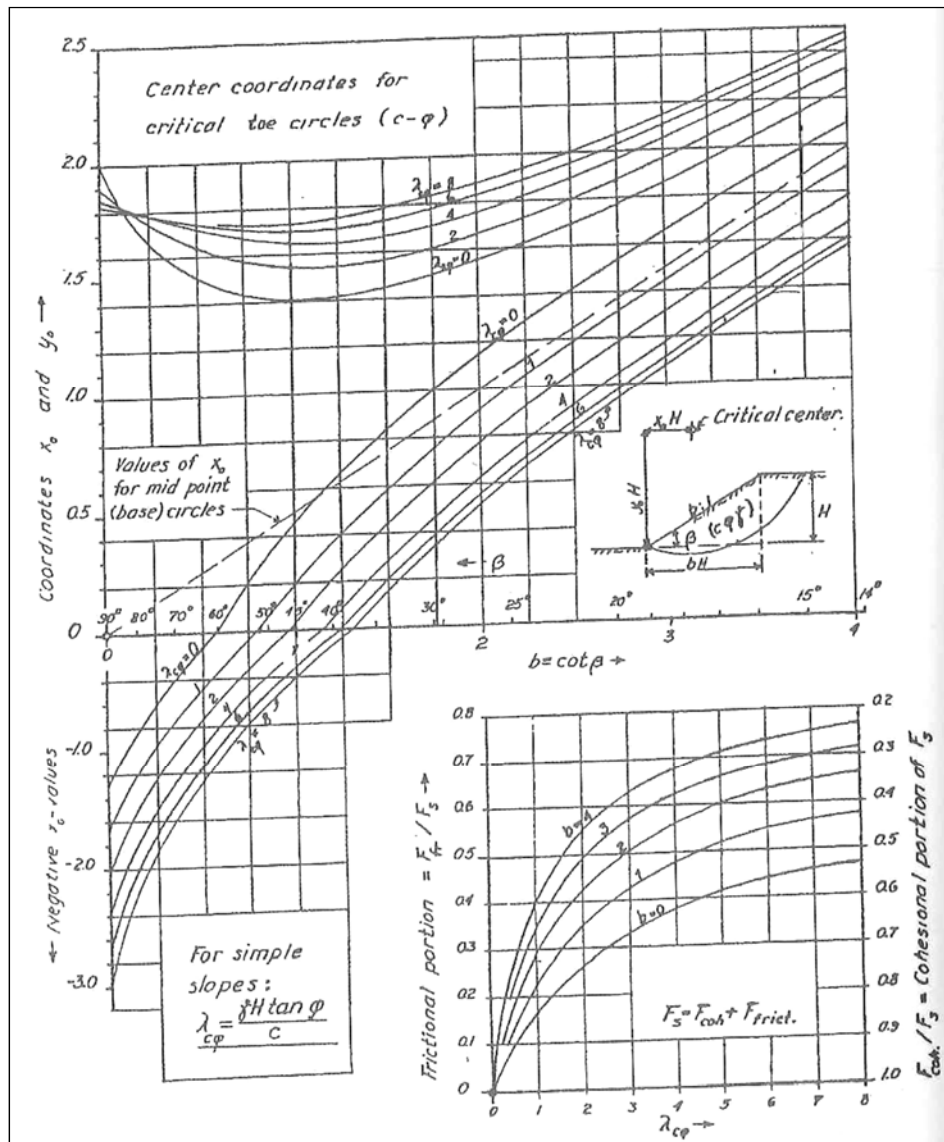


Figura 17 – Centro del cerchio critico per $\varphi > 0$.

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:

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

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

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 18):

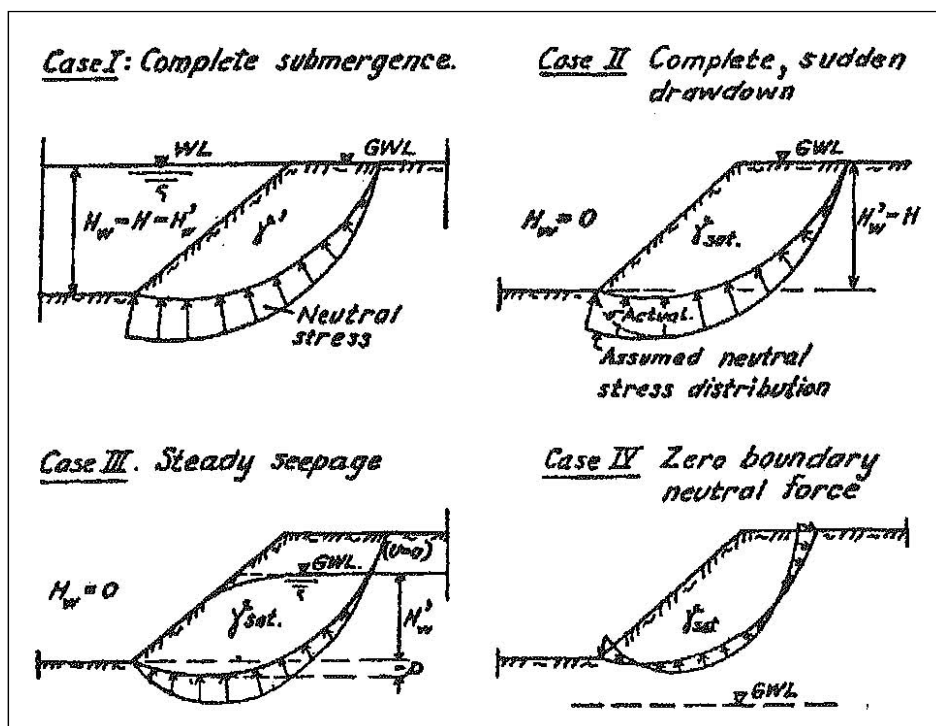


Figura 18 – Illustrazione delle possibili condizioni limite in presenza di falda.

- 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 19 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 16 assumendo per λ_{cf} il seguente valore:

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

con μ'_w ricavato dal grafico di figura 19 noti β e H'_w/H .

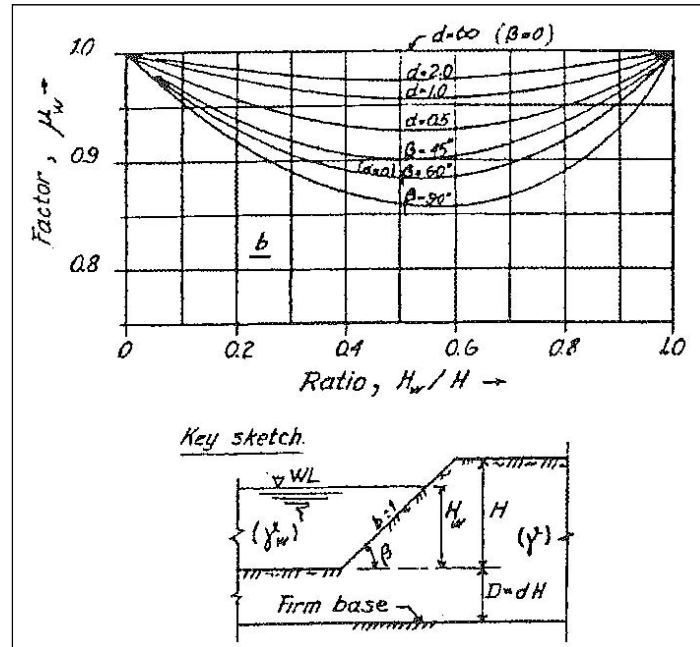


Figura 19 – Fattore riduttivo μ_w .

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:

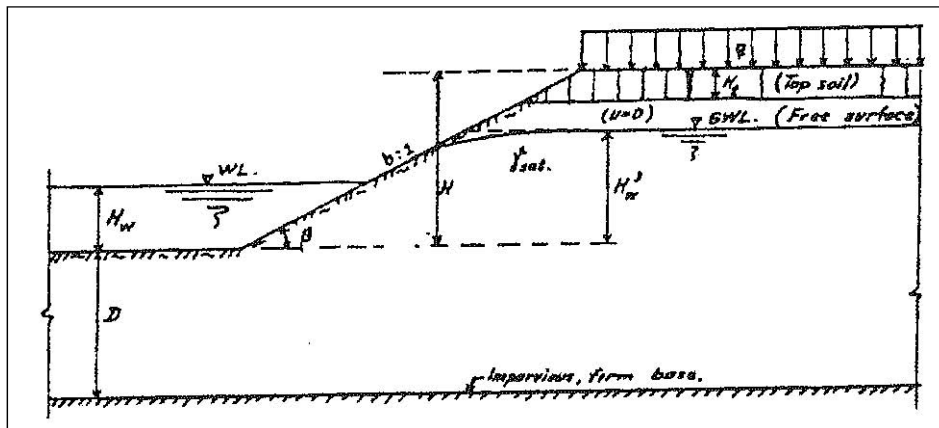


Figura 20 – Combinazione di sovraccarico, sommersione, tension-crack e filtrazione.

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 19 e 20 e 21 seguenti:

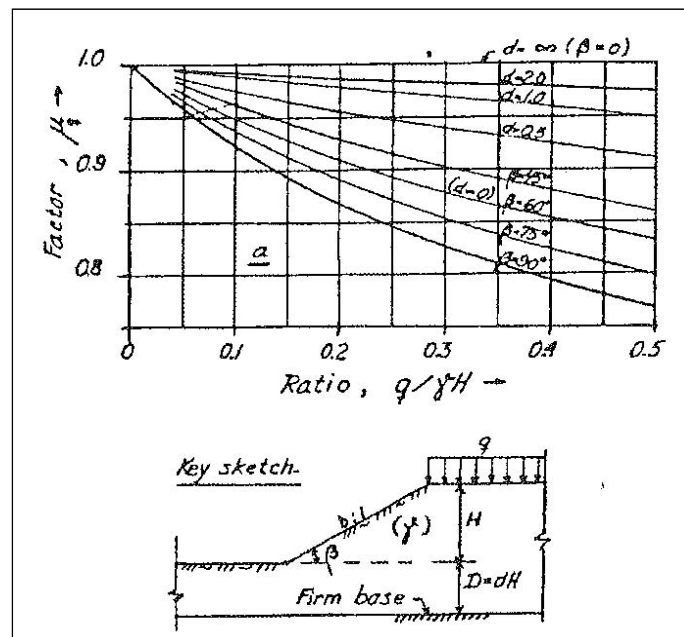


Figura 20 – Fattore riduttivo μ_q .

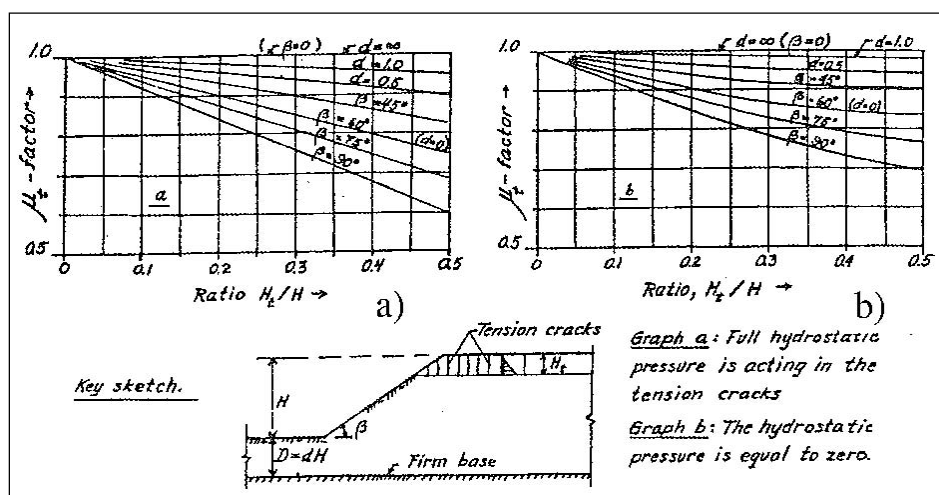


Figura 21 – Fattore riduttivo μ_t .

7.6 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

La modellazione e le verifiche geotecniche dell'edificio filtri e controllo irriguo sono state effettuate mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019*, utilizzato per la modellazione strutturale generale degli stessi.

I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli di valutazione semplificata sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della **verifica di attendibilità** dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C.

Le verifiche dei fronti scavo per la posa delle condotte irrigue sono state, invece, effettuate con l'ausilio di fogli di calcolo semplificati conformi ai criteri di calcolo e verifica delle N.T.C..

8. Risultati di calcolo e verifiche strutturali e geotecniche

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico-strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti ai manufatti caratterizzati da una maggiore rilevanza strutturale, così come individuati al *capitolo 1* della presente relazione.

Il dimensionamento strutturale è stato svolto sulla base dei metodi di analisi e di calcolo indicati ai capitoli 5 e 6 della presente relazione e in ottemperanza alla presente fase di progettazione ai sensi del D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii. e del D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii.. Le armature di calcolo e le sezioni di progetto sono state, inoltre, conformate ai dettagli costruttivi previsti dai paragrafi 4.1.6 e 7.4.6 delle N.T.C.-2018 e relativa Circolare applicativa.

Si ribadisce che per quanto riguarda tutti gli elementi e le opere prefabbricate, sulla base di quanto già indicato al paragrafo 3.1.6 della presente relazione, sarà onere del produttore fornire alla Direzione Lavori, la documentazione tecnica completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2018, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. ed alla D.G.R. n. 65-7656/2014 e s.m.i..

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

8.1 Edificio filtri e controllo irriguo

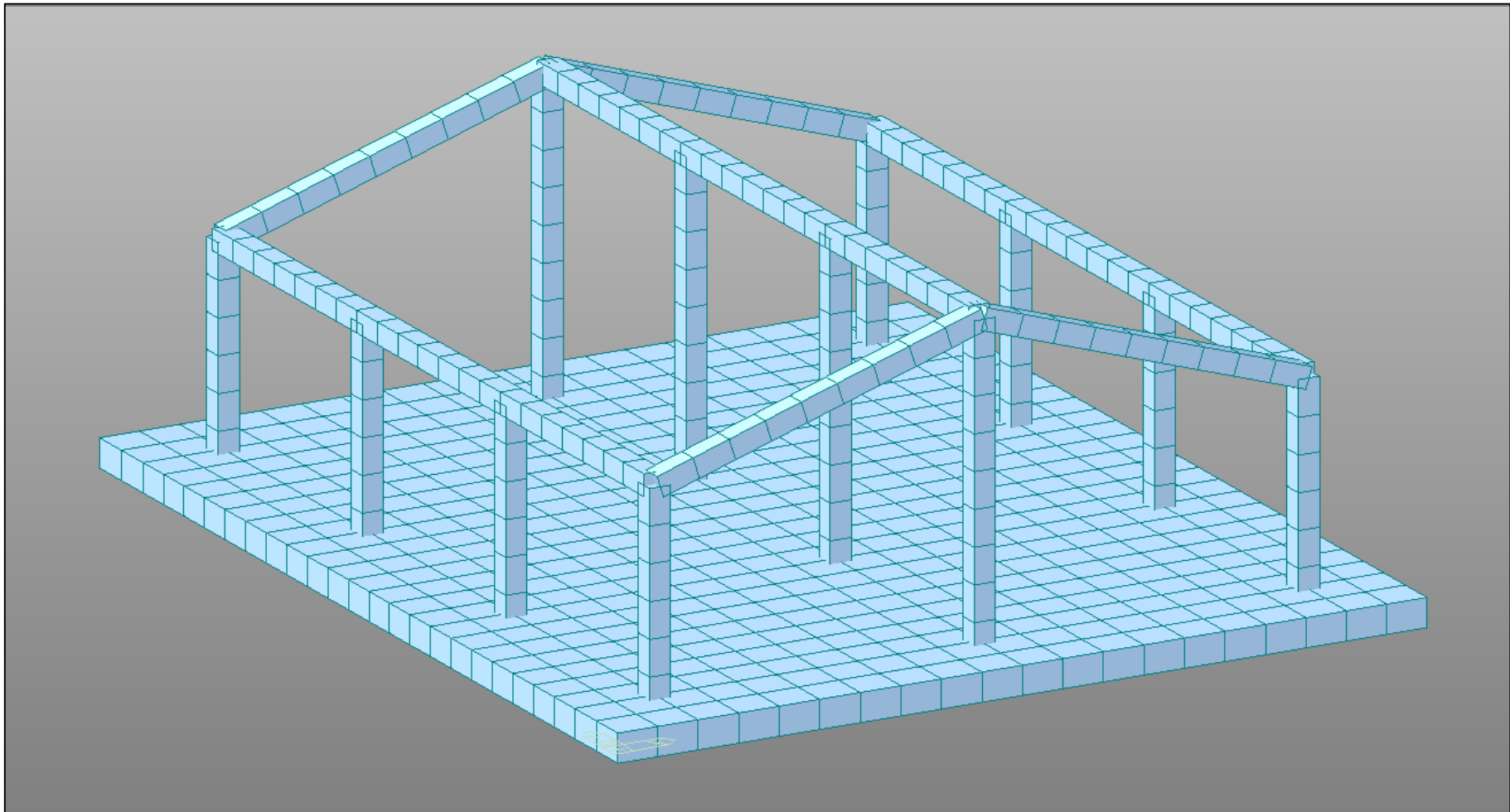
L'edificio filtri e telecontrollo verrà realizzato con platea di fondazione in c.c.a. di spessore pari a 40 cm, con dimensioni in pianta di m 11,6 x 13,7 circa, dotata di sufficiente rigidezza in modo tale da distribuire in modo omogeneo le pressioni trasmesse dalle strutture soprastanti. L'edificio presenta altezza in gronda pari a circa 3,0 m e al colmo di circa 5,0 m.

La struttura in elevazione sarà di tipo a telaio, con pilastri in c.c.a. di sezione cm 30x30 e cordoli di irrigidimento perimetrali e di colmo; il tamponamento perimetrale è previsto in muratura in blocchi in cls di spessore pari a 25 cm. La copertura verrà realizzata in legno per uso strutturale massiccio da costruzione con classe di resistenza minima C24.

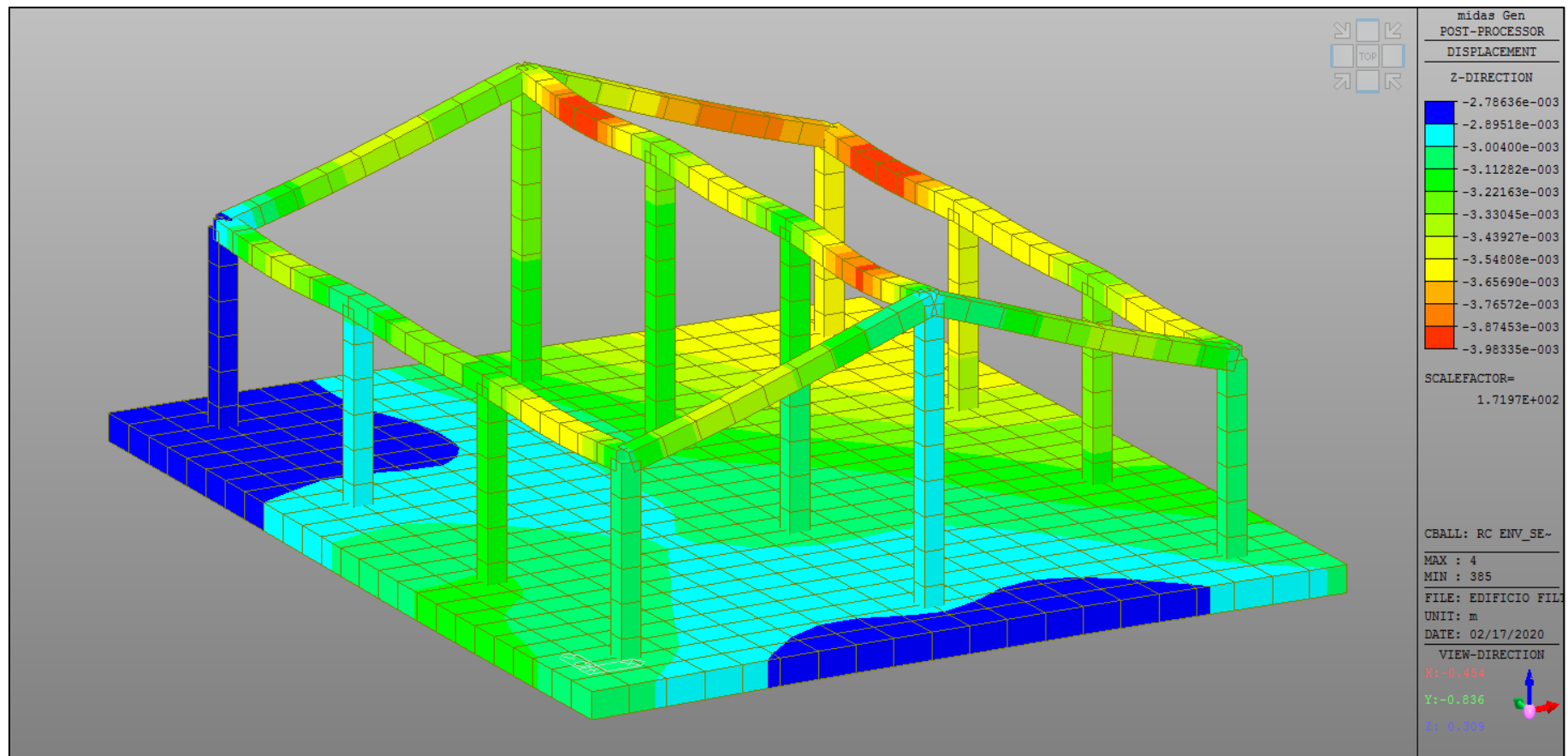
Per i dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*Tavv. n. 9 e 16*).

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**.

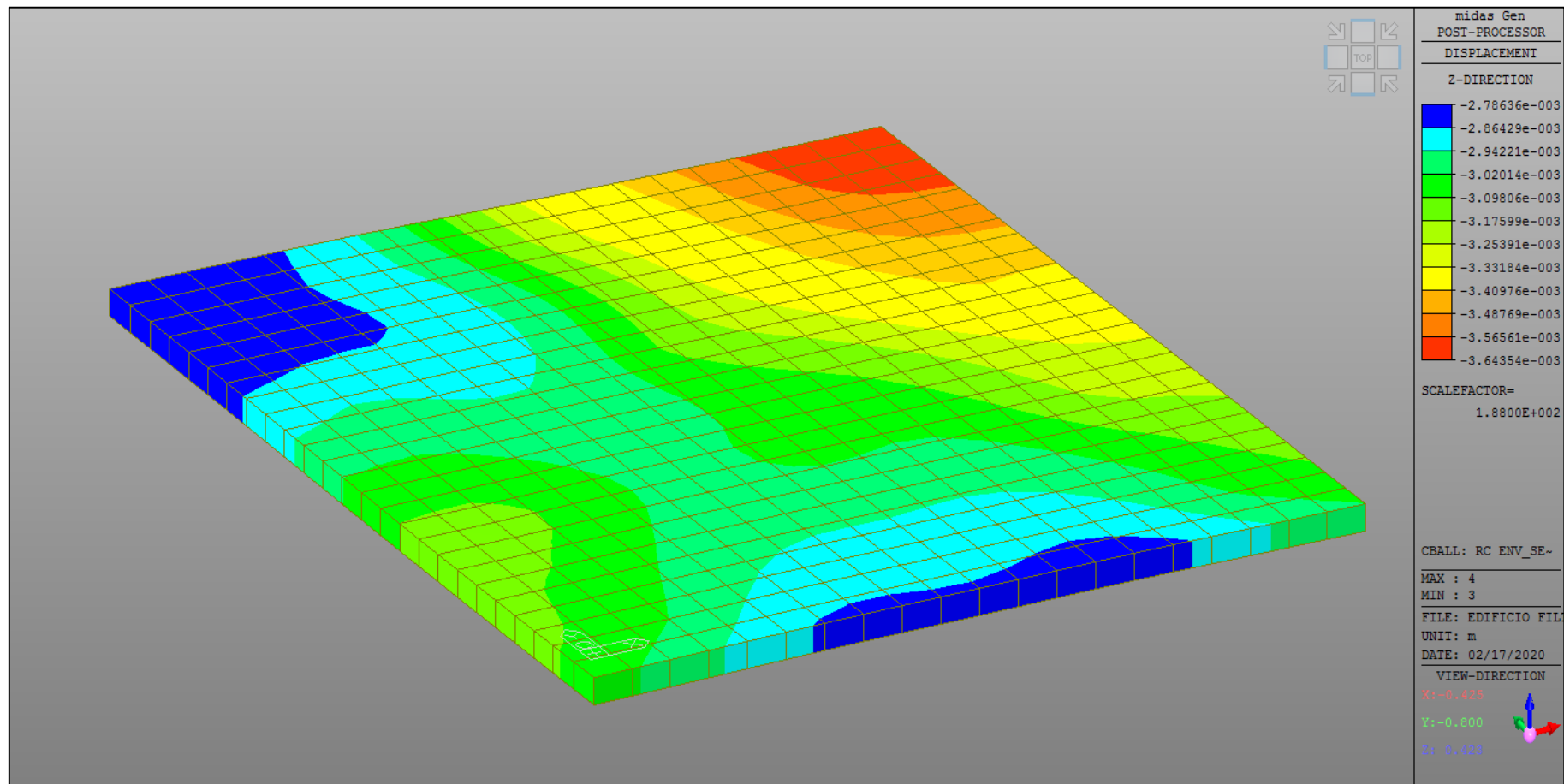
MODELLO DI CALCOLO



DEFORMATA GLOBALE A SLE

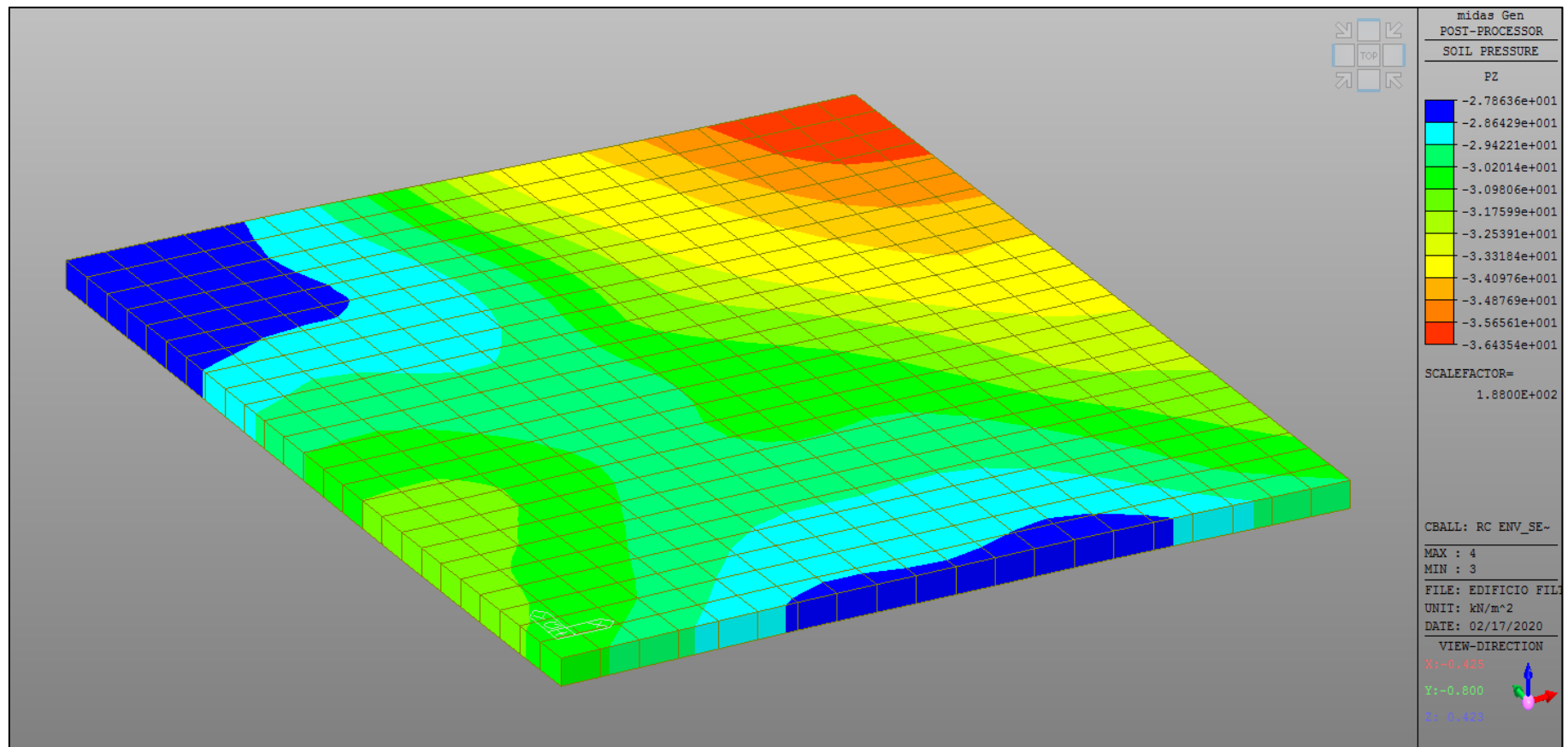


CEDIMENTI IN FONDAZIONE

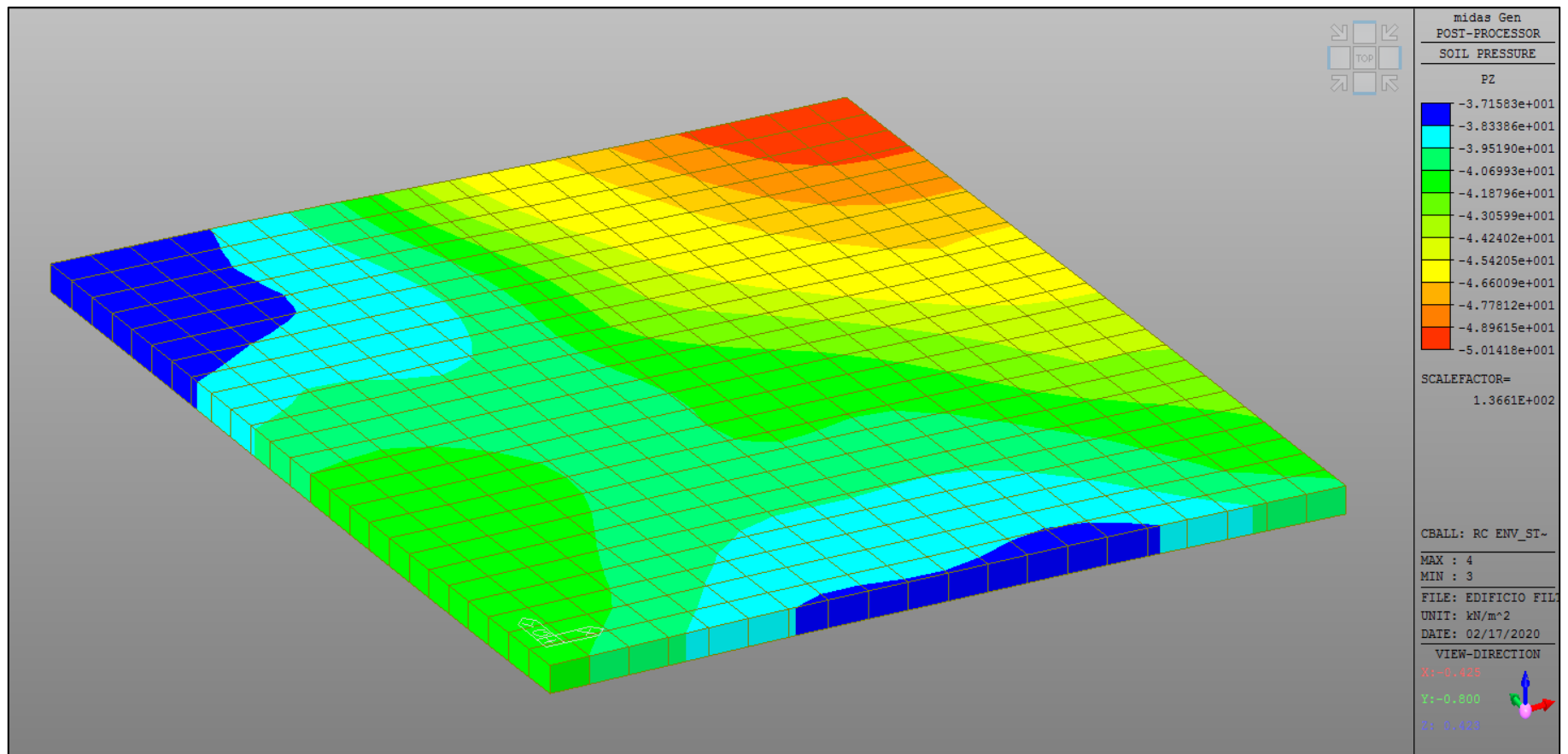


Il cedimento massimo atteso in fondazione a stato limite di esercizio risulta di pochi millimetri (circa 3/4 mm)

PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE A SLE

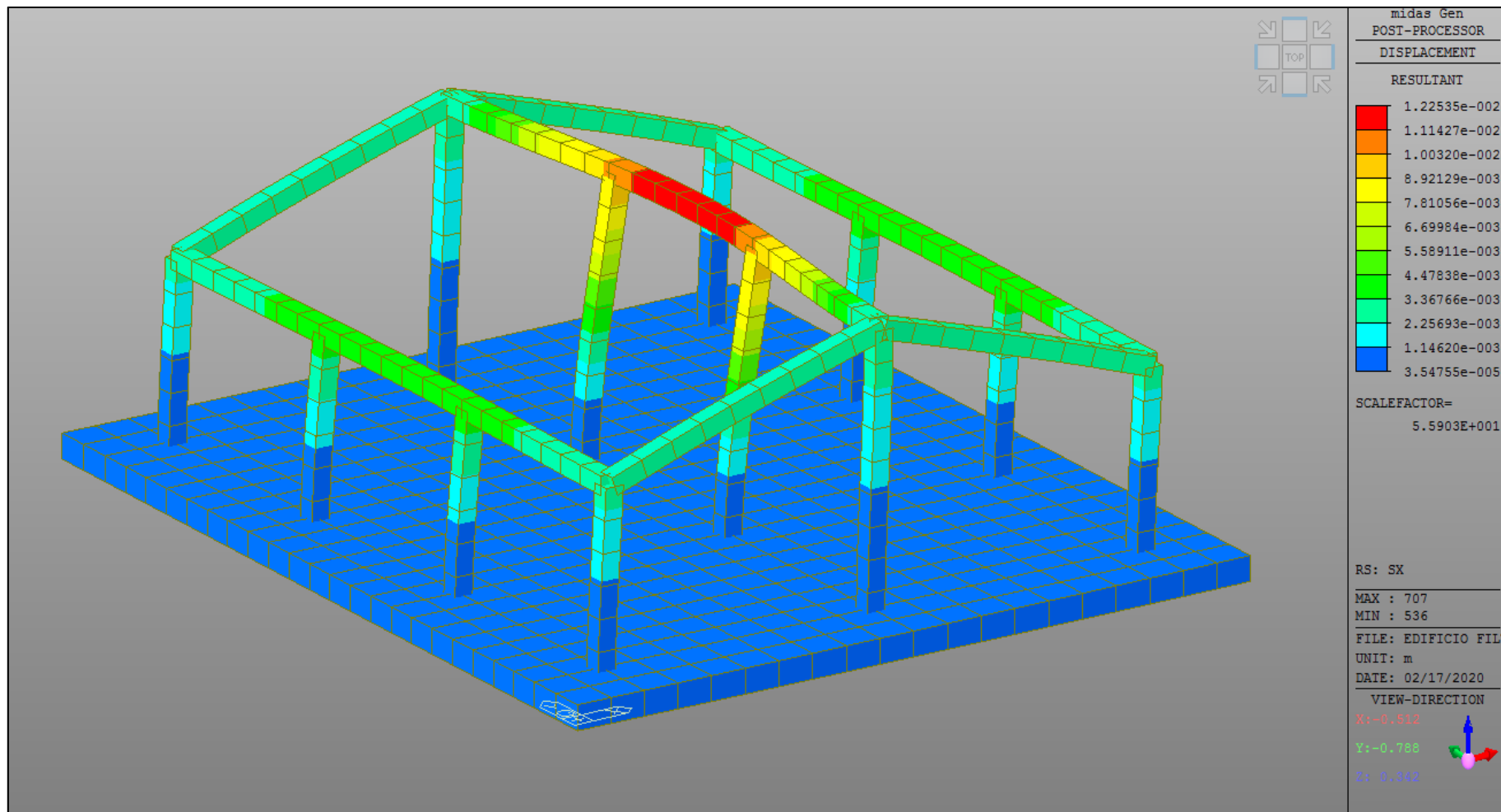


PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE A SLU

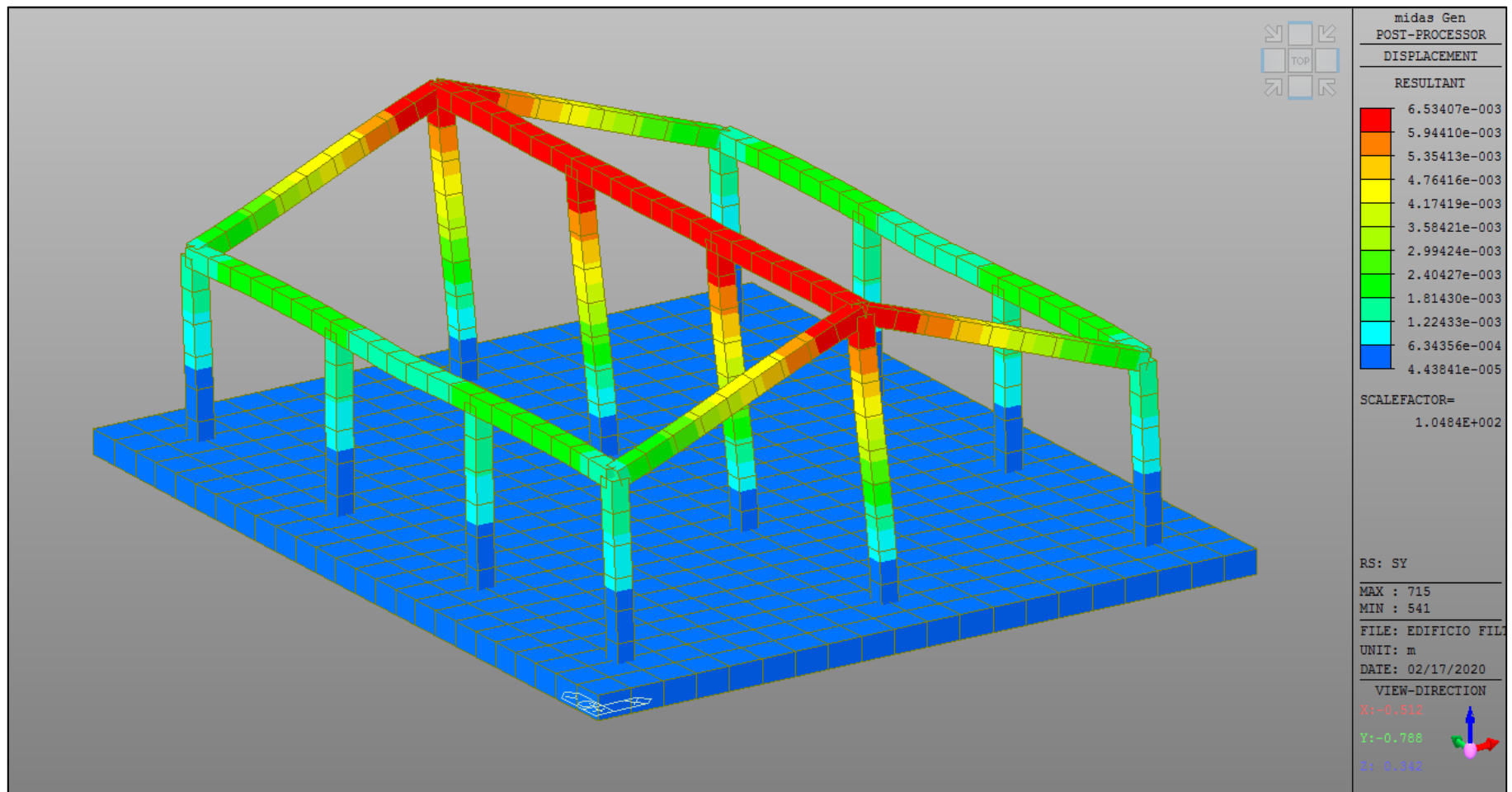


DEFORMATA STRUTTURA GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE

SISMA PRINCIPALE IN DIREZIONE + X

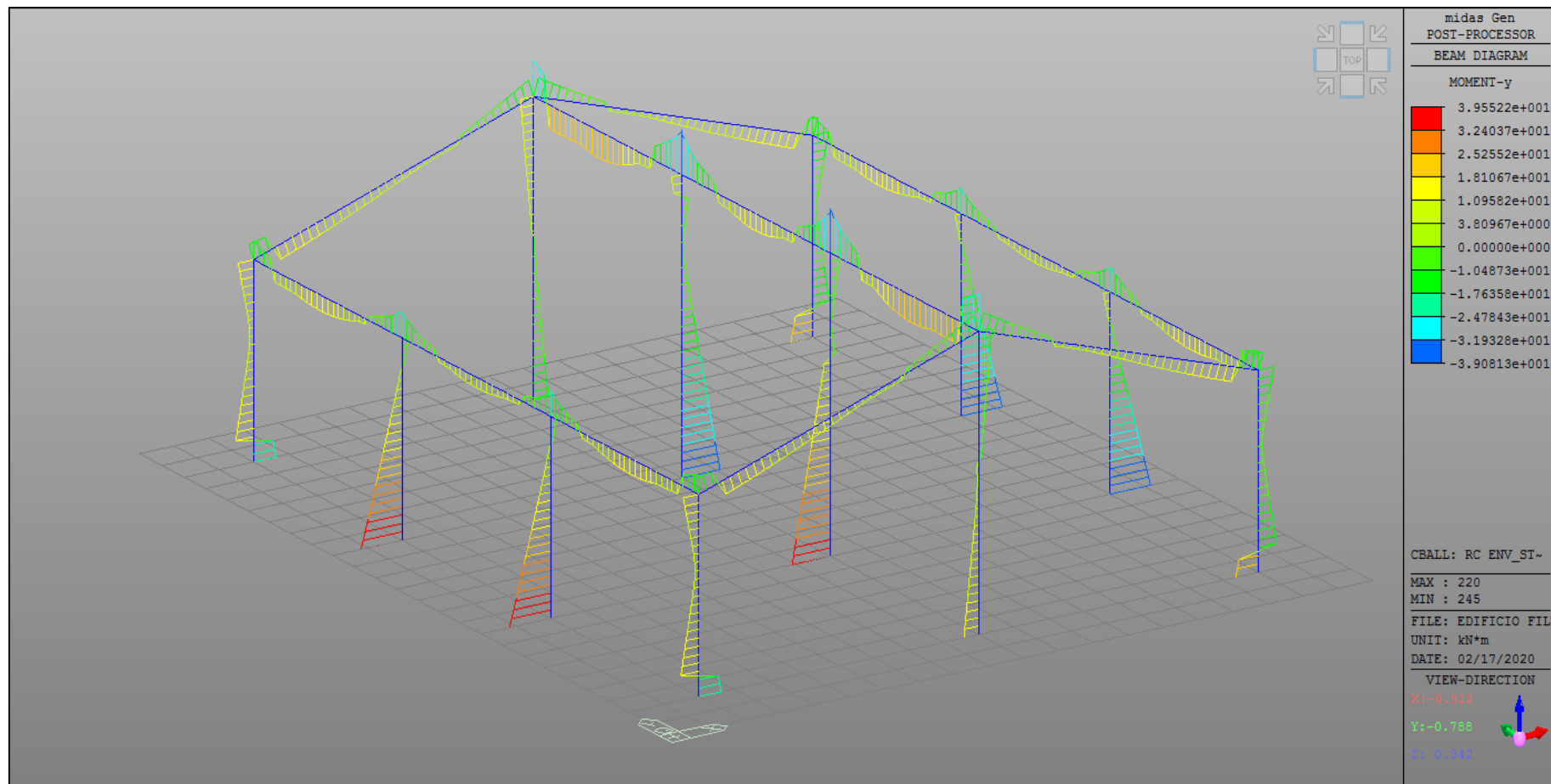


SISMA PRINCIPALE IN DIREZIONE + Y



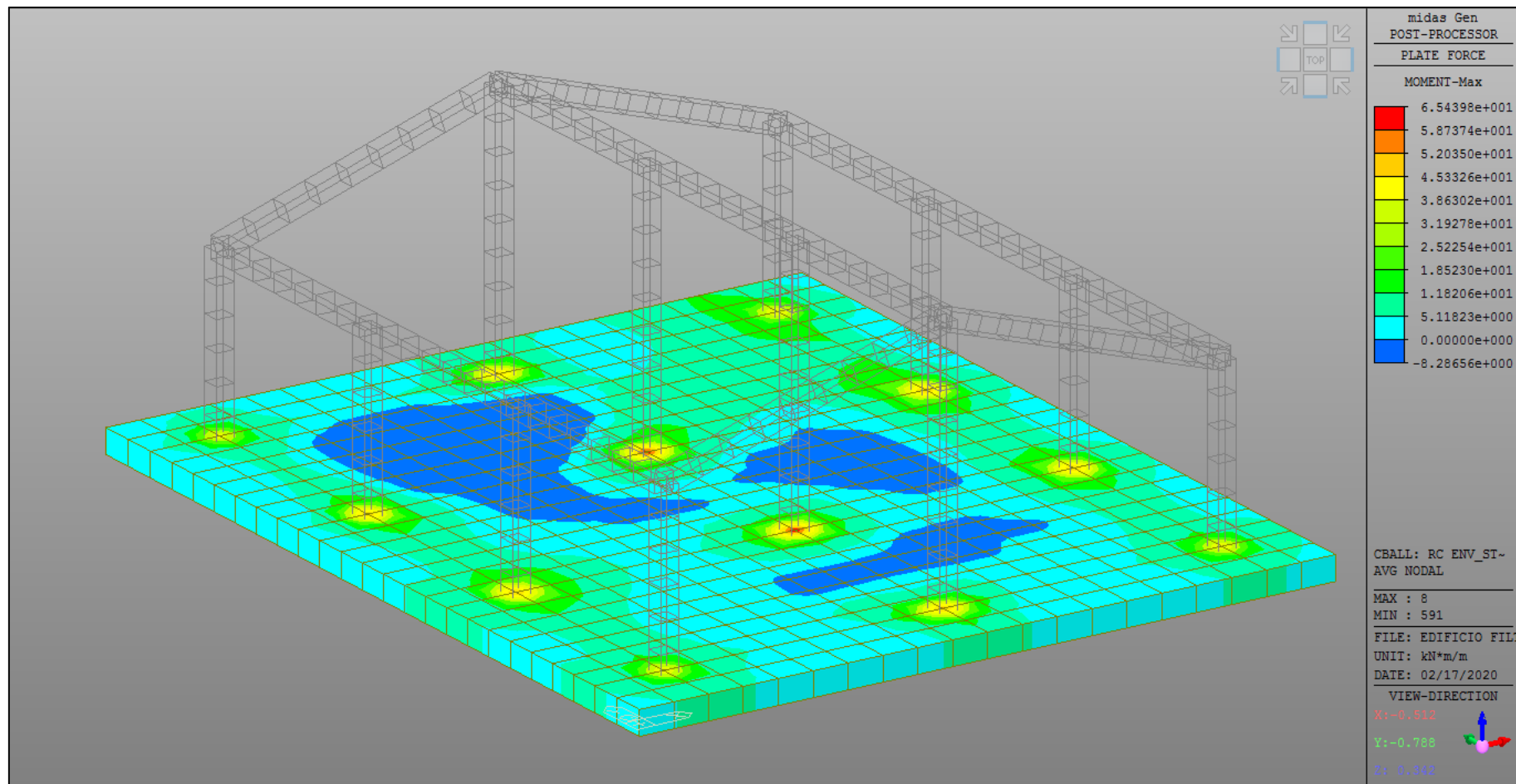
Le deformazioni massime in condizioni sismiche risultano pari a circa 1,2 cm in direzione X e a 6 mm in direzione Y.

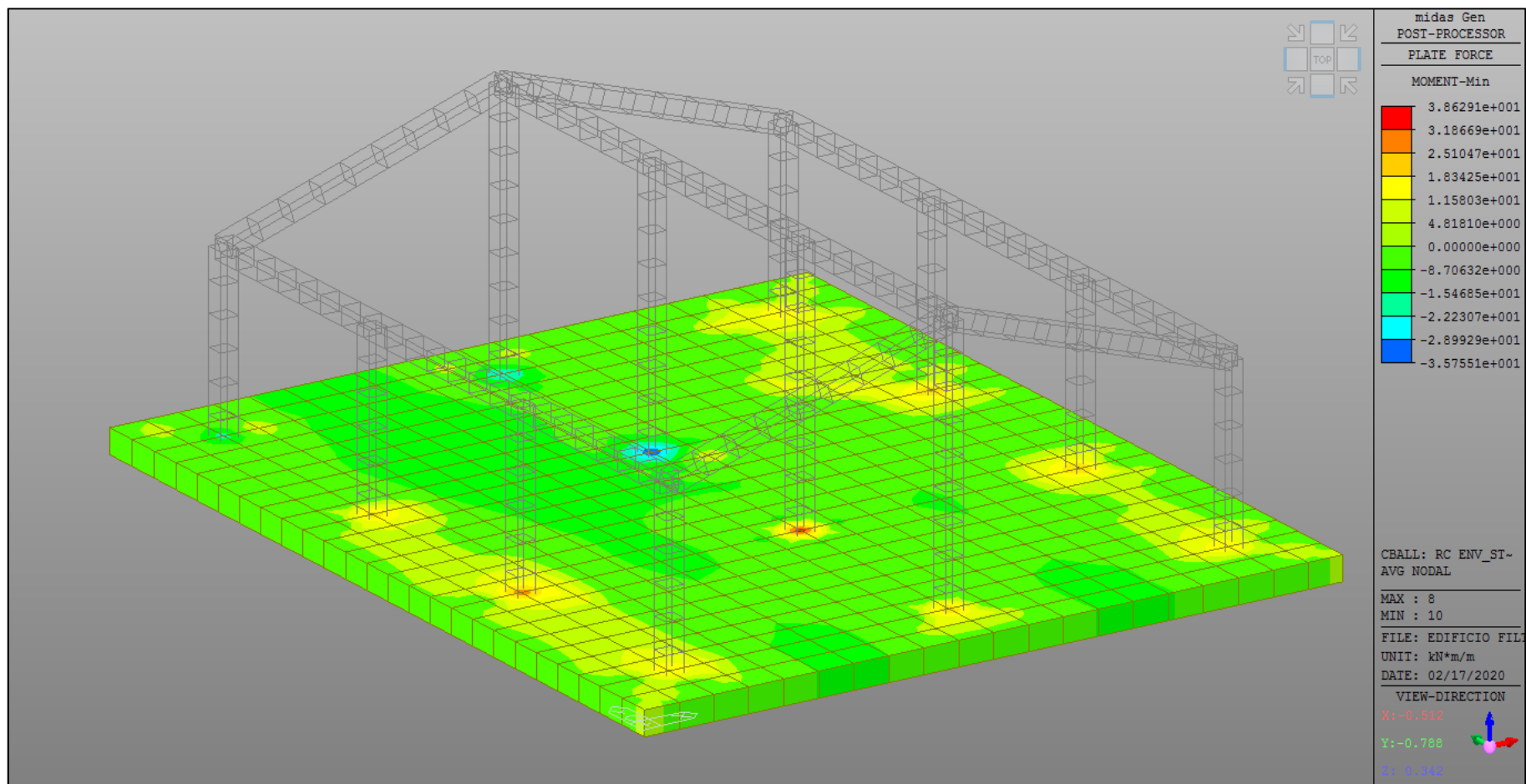
MOMENTO FLETTENTE A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



MOMENTO FLETTENTE A SLU – PLATEA DI FONDAZIONE

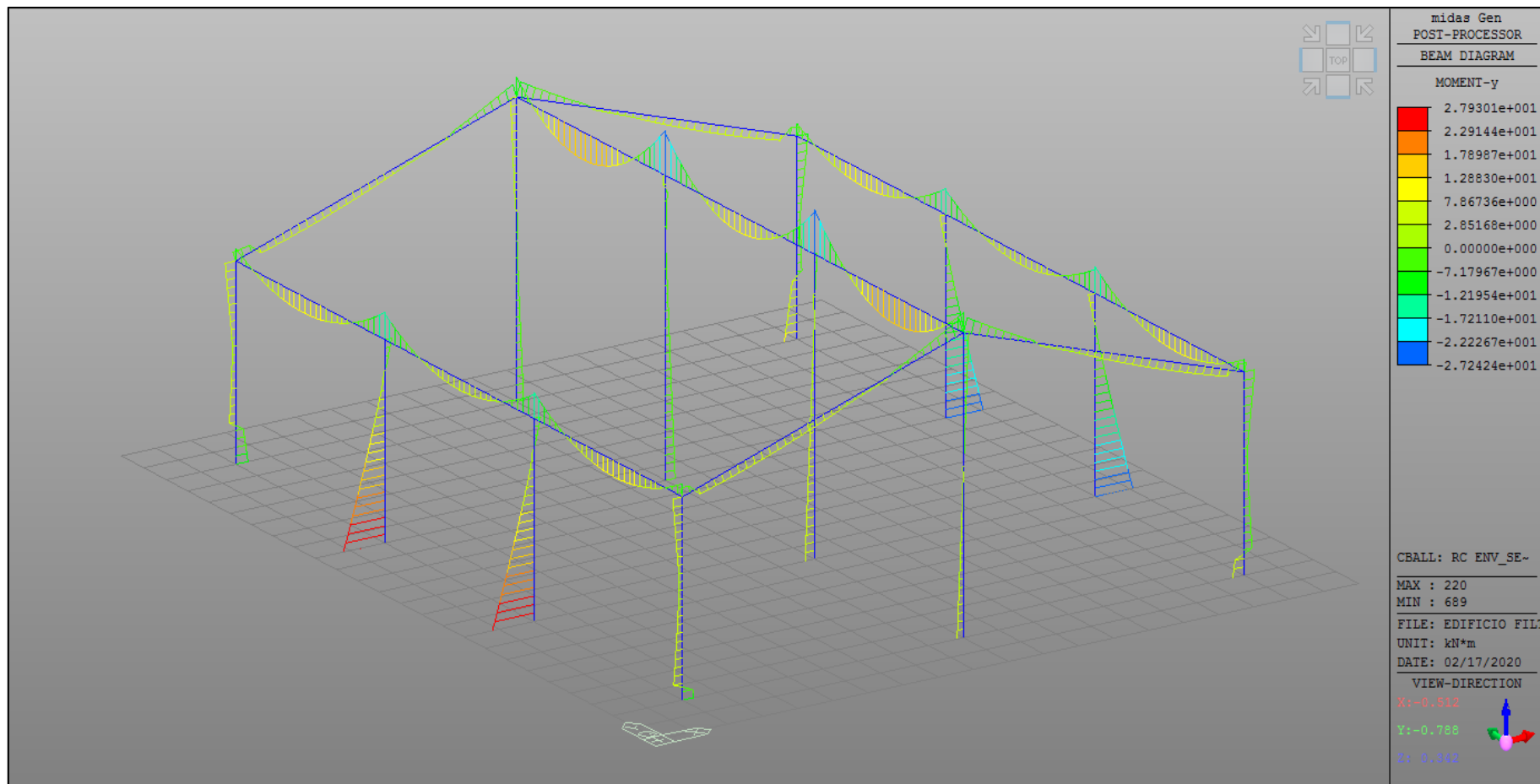
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



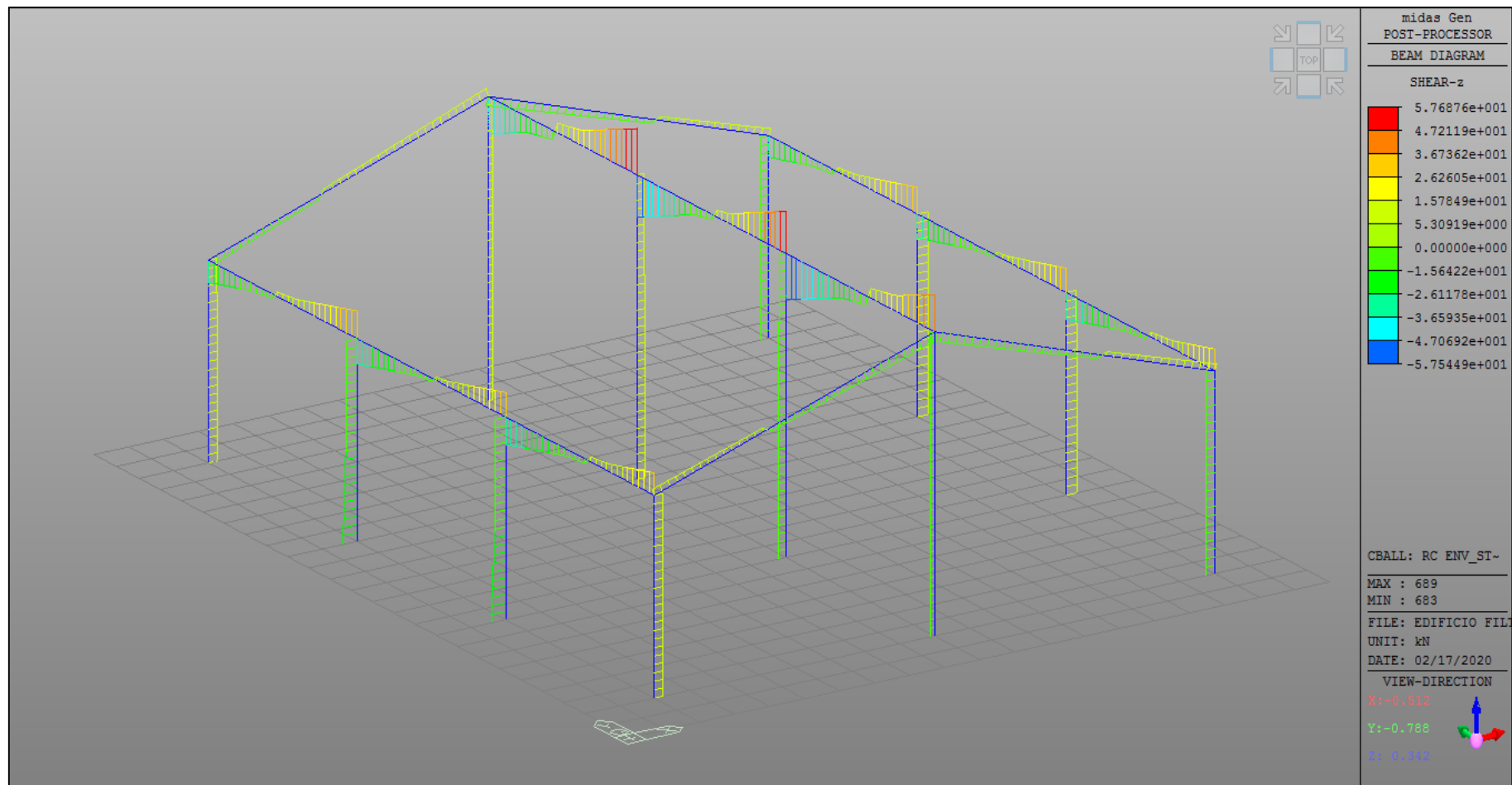


MOMENTO FLETTENTE A SLE – PILASTRI E CORDOLI

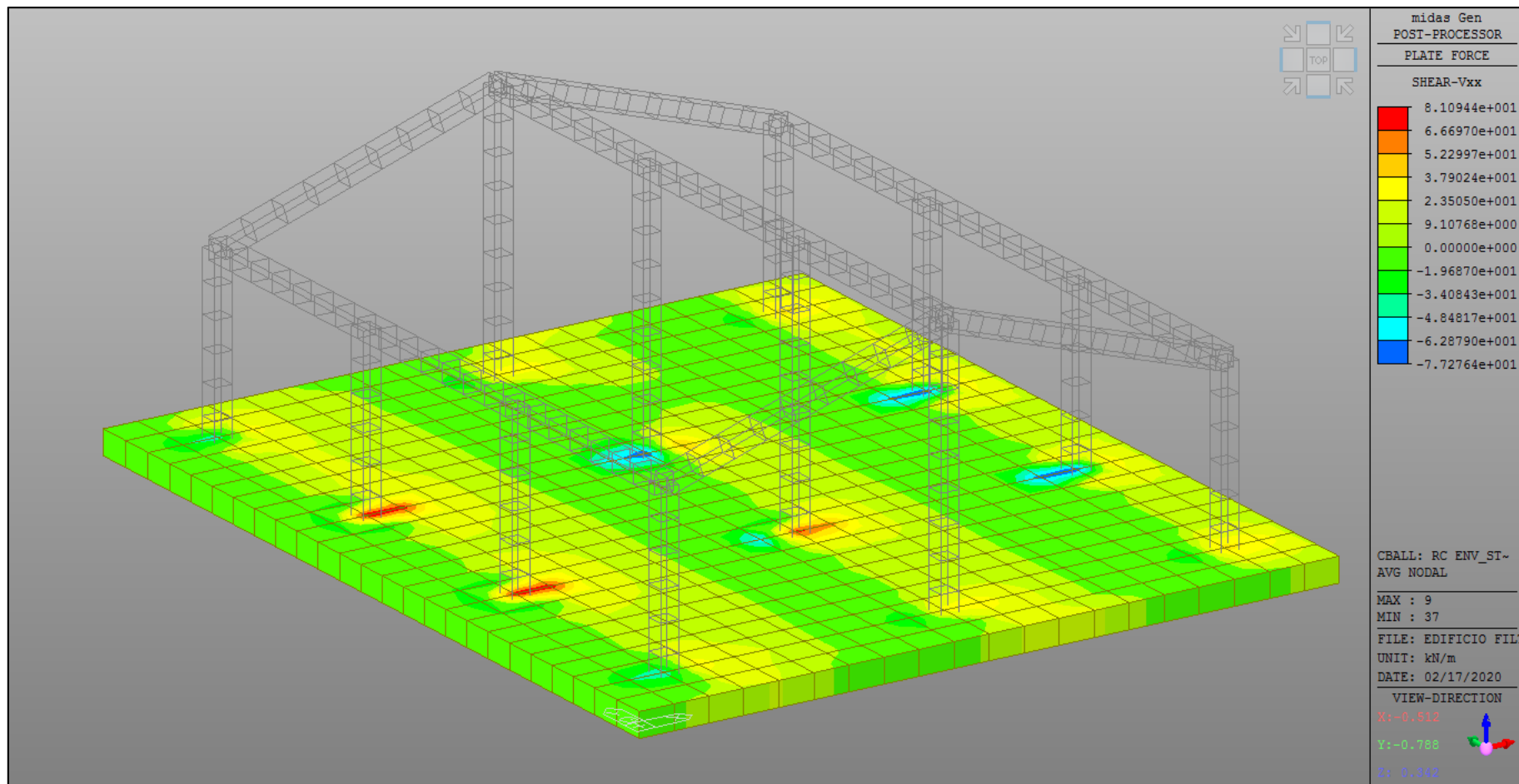
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

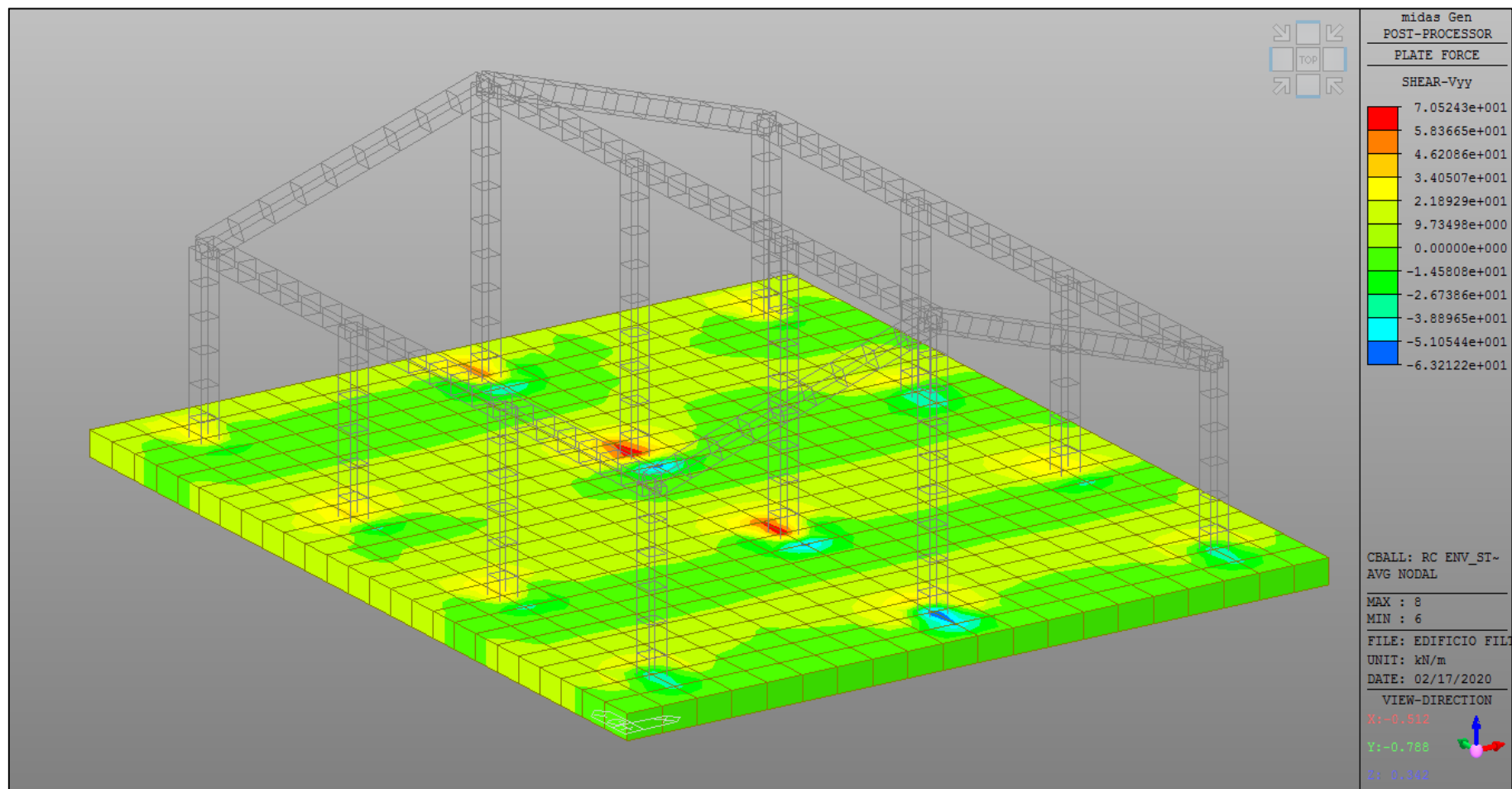


TAGLIO A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

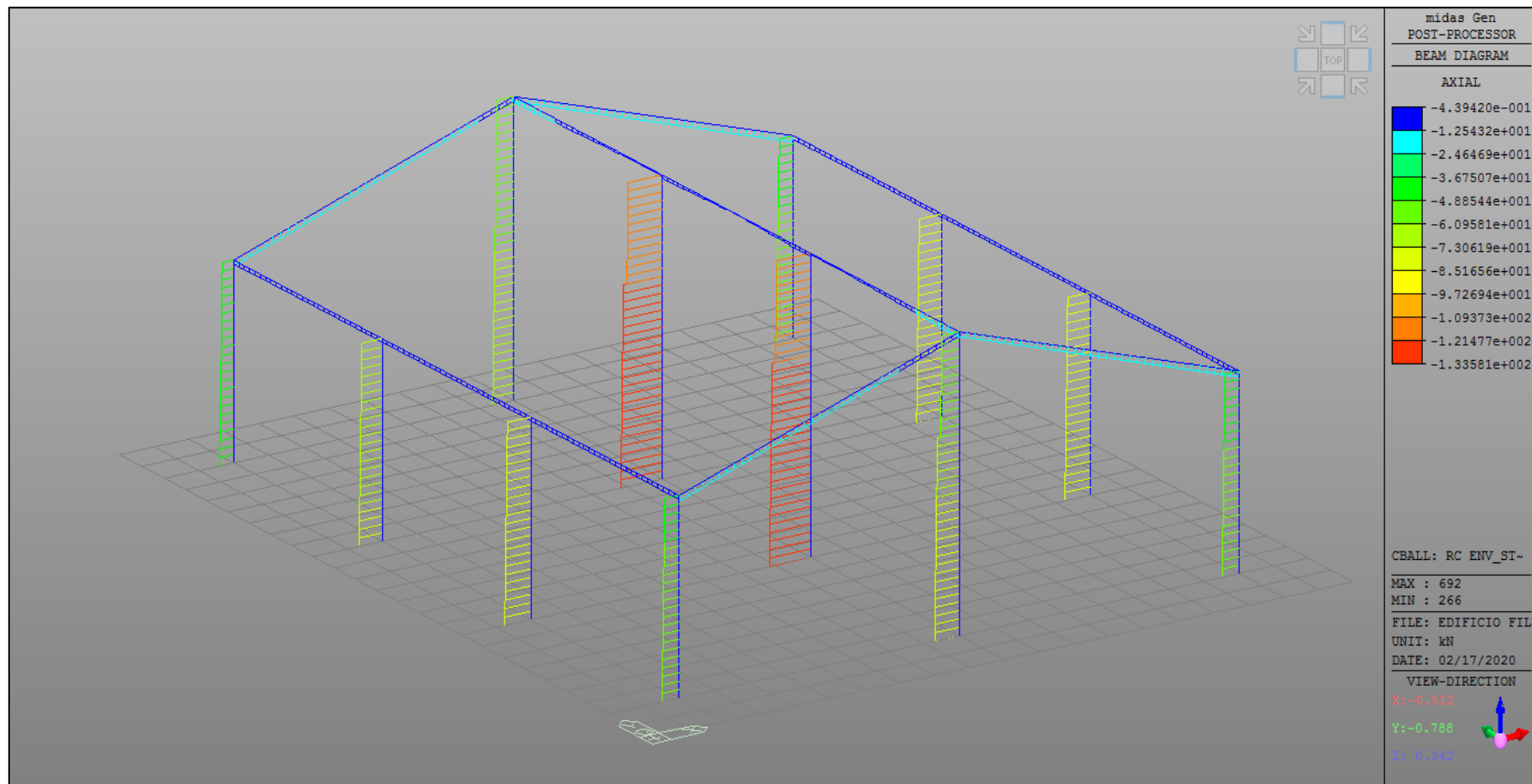


TAGLIO A SLU – PLATEA DI FONDAZIONE
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA





SFORZO NORMALE A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



Di seguito vengono, quindi, riportate le verifiche a SLU e a SLE secondo N.T.C. degli elementi strutturali maggiormente sollecitati e relativi a:

- platea di fondazione h 40 cm x 100 cm;
- pilastri dim. cm 30x30;
- cordoli dim. cm 30x30

VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.40	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
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 $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	65.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	57.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	30.0	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}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	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}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	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}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	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	184.0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.016	m
Momento resistente	M _{Rd}	65.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.045	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	470	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	540	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	6	/
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	924	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	6	/
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	924	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	924	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	924	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	37	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0306	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0002941	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	62	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-418189	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	361139	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	57051	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.102	/
Momento resistente	M _{Rd}	126.1	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	65.0	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
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
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}	471	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	373	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	791	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	418	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	57.0	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	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
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	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	471	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	33	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

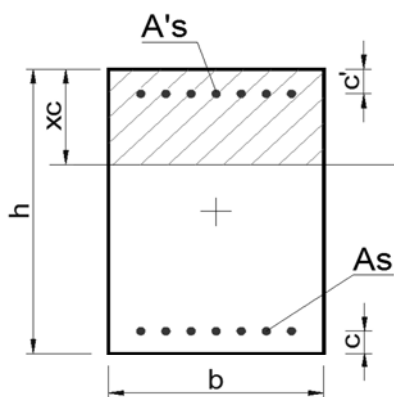
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico raro SLE	$M_{sd,rara}$	30000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.05	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10315	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.36	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	924	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	924	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico raro (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 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	$x_{c(t_0)}$	59	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	$I_{om,x(t_0)}$	628654126	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.88	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	64	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	4	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.83	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	96	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	6	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_∞	$x_{c(t_\infty)}$	91	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1658349145	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.10	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	66	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.65	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	99	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 A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(10)}$	64	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(10)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.009	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0.4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00018	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	167	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	232	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.072	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PILASTRI



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	30
Base	b	30

Sollecitazioni		
M	40	[kNm]
N	75	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
3	16	6.03	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.03	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
3	16	6.03	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.03	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd}	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1.5	0.85	30	25	16.7	14.2	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%

☒ N costante

☐ e costante

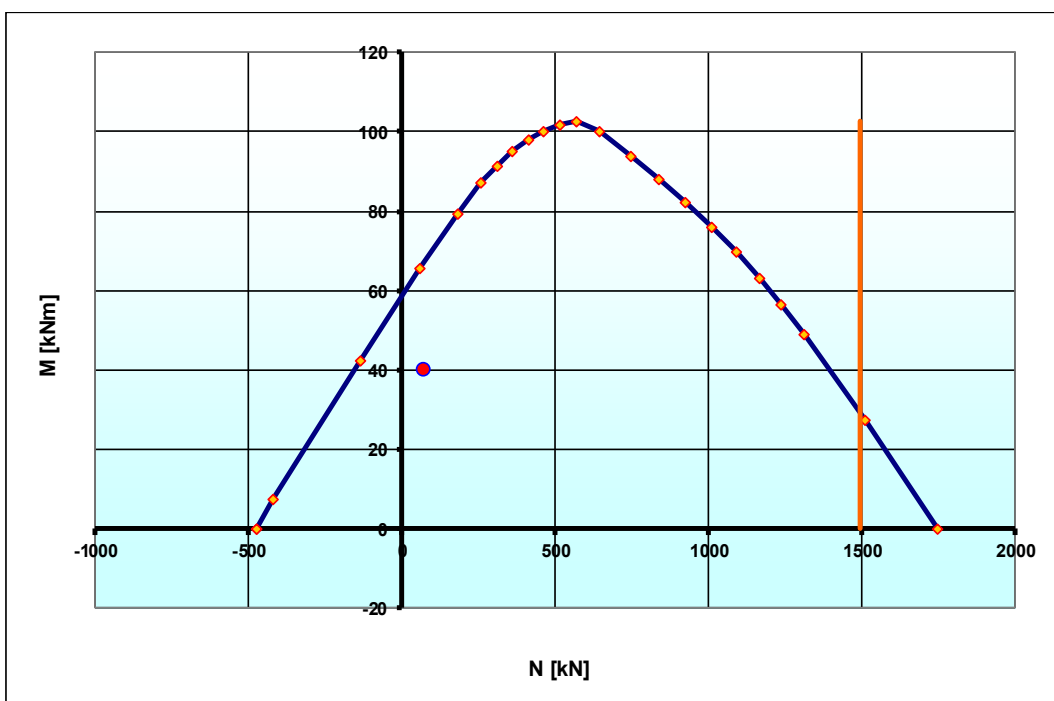
calcola

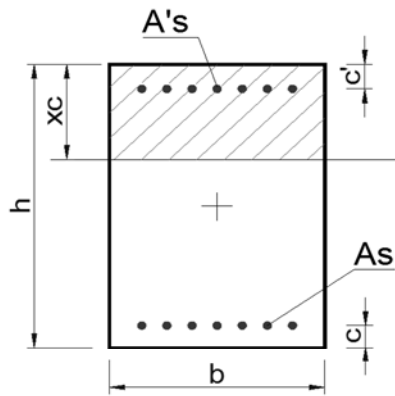
N ultimo
75.0 [kN]

xc
4.66 [cm]

Momento ultimo
67.3 [kNm]

FS
1.68





Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	30
Base	b	30

Sollecitazioni		
M	40	[kNm]
N	135	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
3	16	6.03	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.03	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
3	16	6.03	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.03	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd}	fcd/fck	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1.5	0.85	30	25	16.7	14.2	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

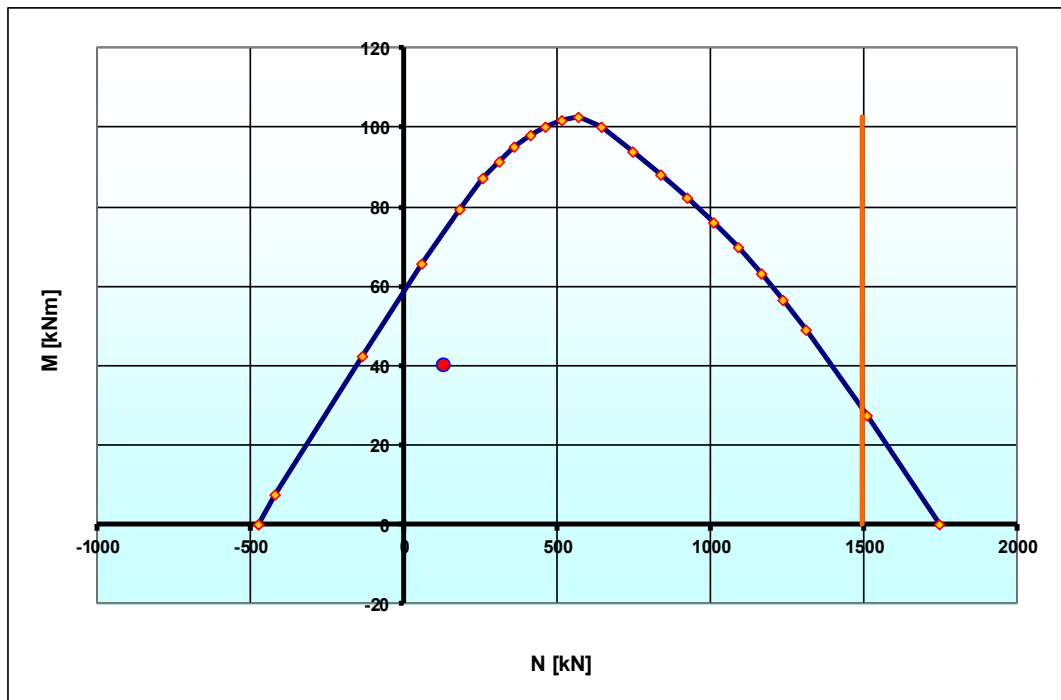
calcola

N ultimo
135.0 [kN]

xc
5.36 [cm]

Momento ultimo
74.2 [kNm]

FS
1.86



VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLI

DATI

Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	0.30	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	30	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.03	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.27	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 $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	38.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	42.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	27.0	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}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	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}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	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}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	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	150.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.044	m
Momento resistente	M _{Rd}	38.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.164	/
Area minima da normativa	A _{min}	121.5	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	385	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	385	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	3	/
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	603	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	3	/
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	603	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	603	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	603	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	39	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0207	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000813	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-171	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-132862	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	235846	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-102983	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.145	/
Momento resistente	M _{Rd}	58.5	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	38.0	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
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	8	mm
Area del ferro	A	50.24	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	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}	502	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	597	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	178	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-419	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	42.0	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	390	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	8	mm
Area del ferro	A	50.24	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	502.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	8	mm
Area armatura	A	50	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	300	mm
Altezza utile	d	270	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	30	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	90000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico raro SLE	$M_{sd,rara}$	27000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	1200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	150	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.16	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	9961	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	21.08	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	603	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	603	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico raro (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 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	$x_{c(t_0)}$	68	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	$I_{om,x(t_0)}$	200587964	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	6.74	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	135	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	25	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	9.10	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	182	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	34	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_∞	$x_{c(t_\infty)}$	97	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	526239446	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_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	139	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.95	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	188	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 A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(10)}$	135	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(10)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	75	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	22500	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.027	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0.4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00043	/
Ricoprimento dell'armatura	c	30	mm
Spaziatura tra le armature	s	100	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	120	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.087	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

Dalle elaborazioni sopra riportate si evince come **tutte le verifiche strutturali relative agli elementi in c.c.a. possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

Si rimanda all'elaborato grafico n. 16 per i dettagli delle armature.

Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

Si riporta, nel seguito, la **verifica dell'orditura principale della copertura dell'edificio tecnico in progetto.**

CALCOLO COPERTURA IN LEGNO EDIFICIO TECNICO

NB: Le verifiche di resistenza nel seguito riportate sono state condotte con riferimento al paragrafo 4.4 del D.M. 17.01.2018 e ipotizzano un comportamento strutturale lineare sia per le relazioni tensioni-deformazioni, sia per l'analisi delle sollecitazioni.

PARAMETRI DI RESISTENZA E RIGIDEZZA

Legno massiccio da costruzione

		Trave	Puntoni
Classe di resistenza		C24	C24
Resistenze in Mpa			
flessione	f_{mk}	24.00	24.00
trazione parallela fibratura	$f_{t,0,k}$	14.00	14.00
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21.00	21.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50	2.50
taglio	$f_{v,k}$	2.50	2.50
Modulo elastico in Gpa			
medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.00	11.00
caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.40	7.40
medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37	0.37
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69	0.69
Massa volumica in kg/m³			
massa volumica media	ρ_m	420	420

CLASSE DI SERVIZIO

La copertura in progetto è classificabile in "classe di servizio 2"

poiché caratterizzato da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l' 85% solo per poche settimane all'anno.

Il coefficiente di correzione k_{mod} della resistenza è definito in funzione della classe di durata del carico, come indicato nella tabella seguente,

Classe di durata del carico	Durata cumulata del carico	Esempio di carico
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	da 6 mesi a 10 anni	carico esercizio di depositi, archivi, ecc
Media durata	da 1 settimana a 6 mesi	carico di esercizio in generale
Breve durata	meno di una settimana	neve* e vento
Istantaneo		sisma, eventi eccezionali
* in zone climatiche dove si registrano carichi di neve per periodi prolungati è opportuno considerare una parte del carico come di media durata.		

Il valore è desunto dalla tabella sotto riportata, ricordando che, se una combinazione di carico comprende azioni di differenti classi di durata di carico è opportuno scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minore durata e, in ogni caso, più gravosa ai fini delle verifiche di resistenza

k_{mod} Legno massiccio, legno lamellare, compensato			
Classe durata carico	Classe di servizio		
	1	2	3
Permanente	0.60	0.60	0.50
Lunga durata	0.70	0.70	0.55
Media durata	0.80	0.80	0.65
Breve durata	0.90	0.90	0.70
Istantaneo	1.10	1.10	0.90

La deformazione istantanea è calcolata usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

La deformazione a lungo termine, per tener conto del comportamento reologico del legno, è calcolata, invece, utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti mediante il fattore:

$$1/(1+k_{\text{def}}) = \mathbf{0.556}$$

con k_{def} riportato in tabella:

K_{def} Legno massiccio, legno lamellare, compensato			
Classe durata carico	Classe di servizio		
	1	2	3
kdef - Legno massiccio EN 14080	0.60	0.80	2.00

VALORI RESISTENTI

I valori resistenti del materiale vengono definiti come:

$$f_{\text{Rd}} = k_{\text{mod}} \times f_k / \gamma_M$$

con:

combinazioni fondamentali

$$\gamma_M =$$

$$\mathbf{1.50} \text{ legno massiccio}$$

$$\gamma_M =$$

$$1.45 \text{ legno lamellare}$$

$$\gamma_M =$$

$$1.50 \text{ unioni}$$

combinazioni eccezionali

$$\gamma_M =$$

$$1.00$$

AZIONI CONSIDERATE AI FINI DEL DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Sono considerate, agenti sulla struttura, le seguenti azioni di calcolo:

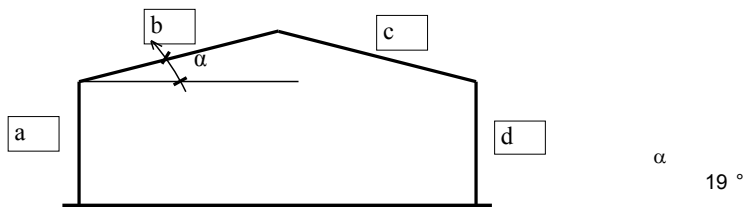
- 1) pesi propri strutturali
- 2) carichi permanenti portati dalla struttura
- 3) azioni variabili sulla copertura di breve durata: neve
- 4) azioni variabili sulla copertura di durata istantanea: vento
- 5) azioni variabili per operazioni di manutenzione sulla copertura (in alternativa a 3 e a 4)

ANALISI DEI CARICHI

Sovraccarico neve

altitudine edificio: > 200 m s.l.m.
 q_{sk} (Tr 100 anni) = 2.14 kN/m²
 μ = 0.80 coefficiente di forma della copertura
 c_e = 1.00 coefficiente di esposizione
 c_t = 1.00 coefficiente termico
 q_s = **1.70** kN/m²

Azione del vento



I valori numerici per le singole superfici e per le combinazioni pressione-depressione interna sono riassunti nella tabella seguente:

	$q_{v,a}$	$q_{v,b}$	$q_{v,c}$	$q_{v,d}$
COEFFICIENTI DI FORMA	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
pressione esterna - $c_{pe} = +0,8$	0.75			
pressione esterna - $c_{pe} = 0,8*(1+\sin\alpha)$		1.00		
depressione esterna - $c_{pe} = -0,6$			-0.55	-0.55
depressione interna - $c_{pi} = -0,60+(\alpha-15)/100$	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55

Sovraccarico per manutenzione della copertura

Cat. H tabella 3.1.II N.T.C.-2018 - q_k = 1.00 kN/m²

Carichi permanenti portati

Correnti:

b = 60 mm
 h = 80 mm
 A = 48 cm²
 J = 256.0 cm⁴
 W_x = 64 cm³
massa volumica caratteristica = 400 kg/m³
interasse = 55 cm
peso proprio listelli = 0.03 kN/m²

Manto di copertura e perlinatura:

guaina + impermeabilizzante = 0.10 kN/m²
perlinatura / tavolato = 0.12 kN/m²
listellatura e manto di copertura = 0.50 kN/m²

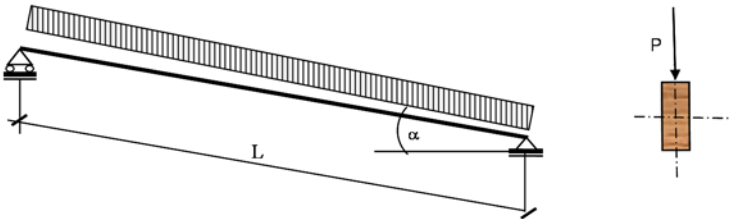
carico permanente portato totale = **0.75** kN/m²
carico al metro lineare = 0.42 kN/m

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Puntoni

Qualità legno:	Uso Fiume / Uso Trieste
classe di resistenza:	C24
$b =$	190 mm
$h =$	190 mm
$A =$	361 cm ²
$J =$	10860.1 cm ⁴
$W_x =$	1143 cm ³
luce di calcolo =	4.80 m
massa volumica media =	420 kg/m ³
interasse =	90 cm
peso proprio puntoni =	0.17 kN/m ²
carico totale trasmesso dalla copertura =	0.75 kN/m ²
Totale carichi permanenti	0.94 kN/m²
carico permanente al metro lineare =	0.85 kN/m
inclinazione elementi (α) =	19.0 °
$\cos(\alpha) =$	0.95

Scheda statica:



Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche a SLU (STR)

Coefficiente azioni permanenti - $\gamma_G =$	1.3
Coefficiente azioni variabili - $\gamma_Q =$	1.5

SLU - combinazione fondamentale	
Azione variabile neve: $\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} =$	2.17 kN/m
Azione variabile vento: $\gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$	0.81 kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $\gamma_G \cdot G =$	1.04 kN/m
Azione di calcolo: Sdu =	4.02 kN/m

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Momento flettente max Mdu =	11.58 kN*m
Taglio max Tdu =	9.65 kN

SLE - combinazione rara	
Azione variabile neve: $Q_{k1} =$	1.45 kN/m
Azione variabile vento: $\Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$	0.54 kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $G =$	0.80 kN/m
Azione di calcolo: Sde =	2.79 kN/m

Progetto della sezione:

$K_{mod} =$	0.90 breve durata
-------------	-------------------

VERIFICA A FLESSIONE

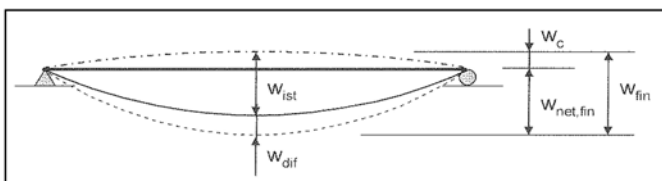
$\sigma_{max} =$	10.13 N/mm ²
$f_{m,d} =$	14.40 N/mm ²
$\sigma/f_{m,d} =$	70% VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

$\tau_{max} =$	0.40 N/mm ²
$f_{v,d} =$	1.55 N/mm ²
$\tau/f_{v,d} =$	26% VERIFICATO

VERIFICA A DEFORMAZIONE

	freccia	f_{max} [cm]	pari a	
freccia istantanea solo c.v. (W_{ist}) =	1.15 cm	1.60	1/300	VERIFICATO
freccia a lungo termine solo c.p. (W_{dif}) =	0.83 cm			
freccia totale ($W_{net,fin}$) =	1.98 cm	2.40	1/200	VERIFICATO

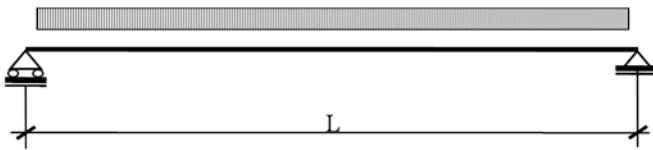


Schema componenti deformazione

Trave di colmo

Qualità legno:	Uso Fiume / Uso Trieste
classe di resistenza:	C24
$b =$	300 mm
$h =$	300 mm
$A =$	900 cm ²
$J =$	67500.0 cm ⁴
$W_x =$	4500 cm ³
luce di calcolo =	3.80 m
massa volumica media =	420 kg/m ³
peso proprio trave =	0.38 kN/m
inclinazione elementi (α) =	0.0 °
$\cos(\alpha) =$	1.00
larghezza di influenza copertura =	4.80 m

Scheda statica:



SLU - combinazione fondamentale

Azione variabile neve: $\gamma Q_1 \cdot Q_{k1} =$	12.24 kN/m
Azione variabile vento: $\gamma Q_2 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$	4.32 kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $\gamma G \cdot G =$	6.37 kN/m
Azione di calcolo: $S_{du} =$	22.93 kN/m

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Momento flettente max $M_{du} =$	41.39 kN*m
Taglio max $T_{du} =$	43.57 kN

SLE - combinazione frequente

Azione variabile neve: $Q_{k1} =$	8.16 kN/m
Azione variabile vento: $\Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$	2.88 kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $G =$	4.90 kN/m
Azione di calcolo: $S_{de} =$	15.94 kN/m

Progetto della sezione:

$K_{mod} =$	0.90 <i>breve durata</i>
-------------	--------------------------

VERIFICA A FLESSIONE

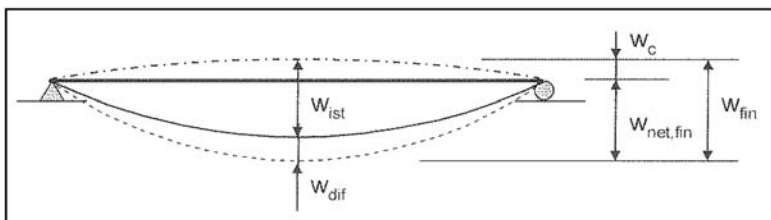
$\sigma_{max} =$	9.20 N/mm ²
$f_{m,d} =$	14.40 N/mm ²
$\sigma/f_{m,d} =$	64% VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

$\tau_{max} =$	0.73 N/mm ²
$f_{v,d} =$	1.55 N/mm ²
$\tau/f_{v,d} =$	47% VERIFICATO

VERIFICA A DEFORMAZIONE

	freccia	f_{max} [cm]	pari a	
freccia istantanea solo c.v. (W_{ist}) =	0.40 cm	1.27	1/300	VERIFICATO
freccia a lungo termine solo c.p. (W_{dif}) =	0.32 cm			
freccia totale ($W_{net,fin}$) =	0.73 cm	1.90	1/200	VERIFICATO



Schema componenti deformazione

Si riporta, infine, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per le combinazioni **A1+M1+R3** e **A2+M2+R2** previste dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici z come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997). Il problema è valutato considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 27° relativo all'unità geotecnica II, coesione nulla, un approfondimento della fondazione nullo ed un livello della falda a -2 m dal p.c. relativo.

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

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

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

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0,00	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	11,60	m
L'	13,70	m
Profondità fondazione	0,00	m
m	1,54	
N _γ	14,47	
N _q	13,20	
N _c	23,94	
i _γ	1,00	
i _q	1,00	
i _c	1,00	
s _γ	0,66	
s _q	1,43	
s _c	1,47	
b _γ	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _γ	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _γ	1,00	
d _q	1,00	
d _c	1,00	
z _γ	0,92	
z _q	0,92	
z _c	0,97	
q _{lim}	547,6	kN/m ²

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

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,55 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim, R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,55 / 2,3 \cong 0,24 \text{ N/mm}^2 \text{ (240 kN/m}^2\text{)} > q = 0,035 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 0,55 \text{ N/mm}^2 / 0,035 \text{ N/mm}^2 \cong 15,7 > 2,3$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0,00	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	11,60	m
L'	13,70	m
Profondità fondazione	0,00	m
m	1,54	
N _y	7,31	
N _q	7,96	
N _c	17,08	
i _y	1,00	
i _q	1,00	
i _c	1,00	
s _y	0,66	
s _q	1,35	
s _c	1,39	
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	1,00	
d _c	1,00	
z _y	0,90	
z _q	0,90	
z _c	0,97	
q _{lim}	270,5	kN/m ²

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

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,27 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,27/1,1 \cong 0,25 \text{ N/mm}^2 \text{ (240 kN/m}^2\text{)} > q = 0,035 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,27 \text{ N/mm}^2 / 0,035 \text{ N/mm}^2 \cong 7,7 > 1,1$$

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 della costruzione in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, inoltre, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo in fondazione di circa 3/4 cm. 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 dell'opera.

8.2 *Manufatti idraulici a minore rilevanza strutturale*

In progetto sono, infine, previsti manufatti di connessione, derivazione e di regolazione idraulica minori in c.a. gettato in opera, quali nodi di derivazione, gruppi di consegna comiziale, pozzetti di intercettazione, di sfiato e di scarico, caratterizzati da una minore rilevanza strutturale, nonché strutture di servizio dei manufatti di regolazione realizzate in carpenteria metallica aventi limitata superficie in pianta e altezza fuori terra. In tal senso, relativamente ai presenti manufatti, trattandosi di opere minori, con dimensioni e geometria di limitata importanza, non sono stati effettuati calcoli di verifica e dimensionamento specifici, ritenendo, in tal senso, più che sufficiente e consona l'assunzione di armature compatibili con le percentuali minime previste da normativa e conformi a dettagli costruttivi delle N.T.C.-2018. Si è, inoltre, fatto riferimento a comprovate esperienze costruttive assunte nella progettazione e direzione lavori di manufatti analoghi per forma, dimensioni, geometria, azioni agenti e funzionalità.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali di dette opere si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

8.3 Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità dei fronti scavo provvisori per l'esecuzione dei lavori 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 si è, dunque, proceduto alla verifica delle sezioni di scavo per la posa in opera delle condotte irrigue e la realizzazione dei vari manufatti minori di regolazione idraulica per altezze di scavo variabili da un minimo di circa 2,0 m ad un massimo di circa 4,0 m ed un'inclinazione delle sponde congiuntamente variabile. In corrispondenza del ciglio superiore degli scavi è stato applicato un sovraccarico distribuito pari a $10,0 \text{ kN/m}^2$ dovuto allo stazionamento e/o al transito provvisorio dei mezzi d'opera in ambito cantieristico o allo stoccaggio temporaneo dei materiali e delle attrezzature per l'esecuzione dei lavori.

Le verifiche sono state trattate in termini di tensioni efficaci considerando, cautelativamente la falda a circa -2,0 m dal piano campagna sul lato di monte dello scavo e il suo drenaggio su quello di valle (interno 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 e le verifiche di tipo sismico.

Ai fini dei calcoli è stato considerato un valore di coesione pari a 10 kPa ($0,1 \text{ kg/cm}^2$).

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.-2018, 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

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):	60.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	23.00	[°]
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.: $H_w \leq H$):	-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(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi / (c + \mu q \mu' w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

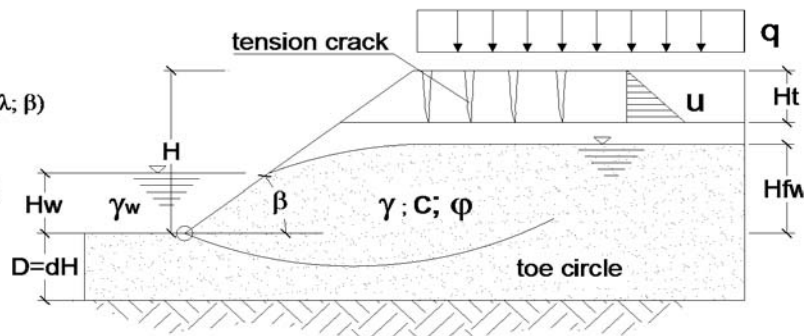
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu' w = f(\beta; H_w/H)$

* 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
0.888	1.000	1.000	1.000	4.06	10.310

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 = 1.39

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

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

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):	45.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	23.00	[°]
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.: $H_w \leq H$):	-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(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

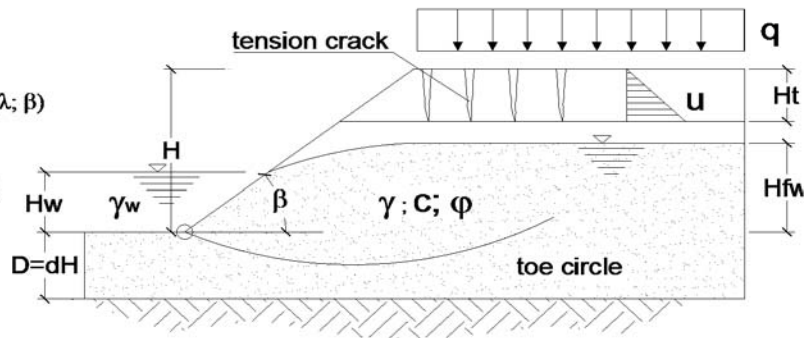
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_w/H)$

* 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	N_o
0.937	1.000	1.000	1.000	4.93	13.877

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 = 1.41

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

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

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):	38.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	23.00	[°]
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.: $H_w \leq H$):	-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 :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi' / (c + \mu q \mu' w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

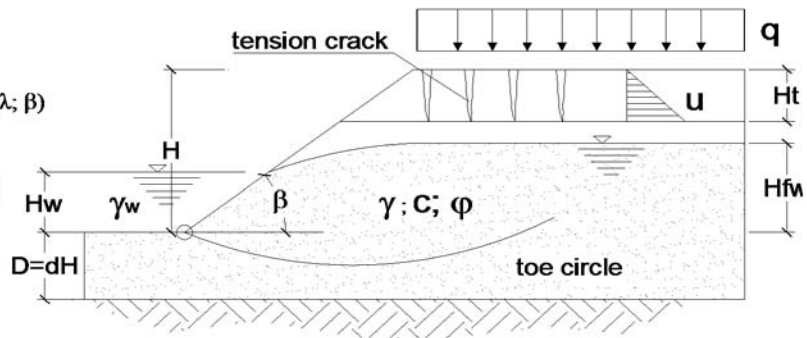
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* 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	N_o
0.959	1.000	1.000	1.000	5.87	17.426

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 = 1.41

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

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

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):	33.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	23.00	[°]
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.: $H_w \leq H$):	-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" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_w) \tan \phi' / (c + \mu q \mu' w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

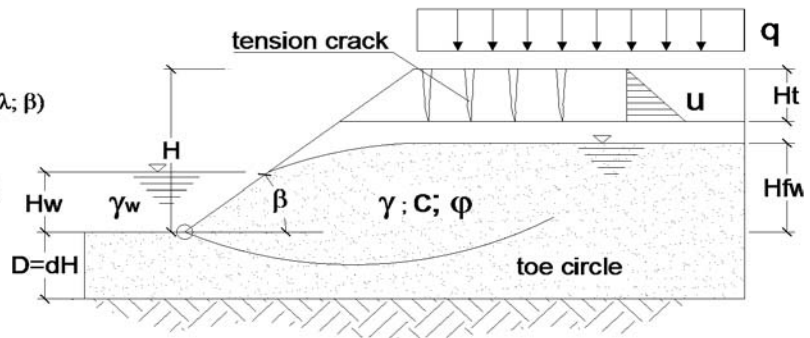
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu' w = f(\beta; H_w/H)$

* 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	N_o
0.971	1.000	1.000	1.000	6.83	20.959

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 = 1.41

Tale valore del coefficiente di sicurezza 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	$\leq 60^\circ$	1,39 > 1,0
3,0 m	$\leq 45^\circ$	1,41 > 1,0
4,0 m	$\leq 38^\circ$	1,41 > 1,0
5,0 m	$\leq 33^\circ$	1,41 > 1,0

Tabella 11 – Riepilogo dei risultati e delle verifiche dei fronti scavo.

Si evidenzia che le verifiche sopra riportate sono state svolte:

- considerando cautelativamente l'angolo di attrito del terreno pari a 28° , opportunamente ridotto mediante l'applicazione del coefficiente "M2" previsto dalle N.T.C.-2008 (combinazione A2+M2+R2);
- considerando prudenzialmente la soggiacenza di falda alla quota di -2,0 m dal piano campagna, per tenere in conto della potenziale influenza dell'acquifero nei punti maggiormente sfavorevoli, durante periodi caratterizzati da precipitazioni intense e/o prolungate.

Si evidenzia, inoltre ed in linea generale che, per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di eventuali manufatti esistenti, in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione prescrizioni particolari circa ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, anche con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il ricorso a sagomatura e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto disposto dal CSE in fase esecutiva delle opere. Tali accorgimenti operativi di dettaglio rientrano nella normale attività cantieristica e nelle facoltà gestionali e direzionali del cantiere in capo alla D.L. e al CSE e, come tali, devono intendersi già compensate e incluse nell'importo globale dei lavori e ricomprese nelle singole lavorazioni e negli oneri per il costante mantenimento delle necessarie condizioni di sicurezza del cantiere e dei lavori da parte dell'impresa esecutrice, nonché per l'esecuzione delle opere secondo la regola dell'arte.