

GALLERIE AUTOSTRADALI
RIVESTIMENTI
Ispezioni
Servizi di ingegneria per indagini e progettazione

ASSESSMENT GALLERIE

MESSA IN SICUREZZA

Interventi tipologici di messa in sicurezza
Gallerie a 3 corsie
Relazione Interventi Messa in Sicurezza
Relazione Tecnica e di calcolo

PROGETTISTA SPECIALISTICO Dott. Ing. Giovanna Cassani Ord. Ingg. Prov. di Milano n° A 20997		RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	VALIDAZIONE A CURA DI
---	---	-------------------------------------	-----------------------

CODICE IDENTIFICATIVO										
CODICE STONE				INIZIATIVA / COMMESSA	RIFERIMENTO DIRETTORIO			RIFERIMENTO ELABORATO		
Autostrada	Tronco	Opera	Carr.		Capitolo	Paragrafo	Sottoparagrafo	Tipo Doc.	Progressivo	Rev.
00	00	0000.0	0	ASSGAL	MES	TIP	RMS	R	0100	06

 Lombardi Ingegneria S.r.l. (mandataria) Lombardi SA Ingegneri Consulenti  SWS Engineering S.p.A.  Rocksoil S.p.A.	REVISIONE				
	N°	Data	Redatto	Verificato	Note
	00	19.05.2020	A.ZIMBALDI	A.AMADI	EMISSIONE
	02	23.09.2020	S.VERGA	A.AMADI	RIORGANIZZAZIONE TIPOLOGICI/OSSERVAZIONI POLITO/CARTIGLIO E CODIFICA
	03	08.10.2020	S.VERGA	A.AMADI	REVISIONE PER OSSERVAZIONI POLITO
	04	24.11.2020	S.VERGA	A.AMADI	MODIFICA INTERVENTO TIPO A: INTEGRAZIONE VTR E RECEPIMENTO OSSERVAZIONI POLITO DEL 09/11/2020
	05	11.12.2020	S.VERGA	A.AMADI	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI POLITO DEL 07/12/2020
06	12.01.2021	S.VERGA	A.AMADI	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI POLITO DEL 09/11/2020	

VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--

Sommario

1	PREMESSA	6
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	MODALITA' ISPETTIVE E DI CLASSIFICAZIONE DELLE DIFETTOSITÀ	8
4	INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA	11
4.1	OBIETTIVI	11
4.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	13
4.2.1	INDICAZIONI E NOTE DI CARATTERE GENERALE	13
4.3	INTERVENTO DI TIPO A	17
4.4	INTERVENTO DI TIPO B1	18
4.5	INTERVENTO DI TIPO B2	20
4.6	INTERVENTO DI TIPO C1	22
4.7	INTERVENTO DI TIPO C2	23
4.8	INTERVENTO DI TIPO D1.....	27
4.9	INTERVENTO DI TIPO D2.....	30
4.10	INTERVENTO DI TIPO E1	34
4.11	INTERVENTO DI TIPO E2	36
4.12	INTERVENTO DI TIPO F1	38
4.13	INTERVENTO DI TIPO F2	43
4.14	INTERVENTO DI TIPO G1.....	48
4.15	INTERVENTO DI TIPO G2.....	50
4.16	INTERVENTO DI TIPO G3.....	52
4.17	INTERVENTO DI TIPO H1.....	54
4.18	INTERVENTO DI TIPO H2.....	56
4.19	INTERVENTO DI TIPO I	58
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	60
6	CRITERI DI PROGETTAZIONE	63
6.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA.....	63
6.1.1	Analisi dei carichi	63
6.1.2	Combinazioni di carico	64
7	PROGETTO DEGLI INTERVENTI	65
7.1	TIPO A.....	65
7.1.1	Verifica del tassello di ancoraggio delle reti in acciaio	65
7.1.2	Verifica della rete in acciaio.....	82
7.1.3	Verifica del tassello di ancoraggio delle reti in VTR	88
7.1.4	Verifica della rete in VTR.....	89
7.1.5	Verifica del profilo di fissaggio centrale della rete in VTR.....	94
7.2	TIPO B1.....	96
7.3	TIPO B2.....	96
7.4	TIPO C1.....	97
7.4.1	Verifica tasselli di ancoraggio	97
7.4.2	Verifica della rete in acciaio	106
7.5	TIPO C2.....	110
7.5.1	Verifica dei tasselli	110
7.5.2	Verifica della chiodatura	120

7.5.3	Verifica dello spessore ripristinato.....	124
7.6	TIPO D1.....	124
7.6.1	Verifica della chiodatura.....	124
7.7	TIPO D2.....	125
7.8	TIPO E1.....	125
7.9	TIPO E2.....	126
7.10	TIPO F1.....	126
7.10.1	Verifica della chiodatura.....	126
7.11	TIPO F2.....	127
7.12	TIPO G1.....	127
7.12.1	Verifica della chiodatura.....	128
7.13	TIPO G2.....	131
7.13.1	Verifica della chiodatura.....	131
7.13.2	Verifica del pannello di rete.....	133
7.14	TIPO G3.....	136
7.14.1	Verifica della chiodatura.....	136
7.15	TIPO H1.....	139
7.16	TIPO H2.....	139
7.17	TIPO I.....	139
7.18	SUPERFICIE MINIMA DA TRATTARE.....	140
8	GIUDIZIO CONCLUSIVO SULLA SICUREZZA DELL'OPERA.....	141

Indice delle Figure

FIGURA 4-1 – SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO A	18
FIGURA 4-2 – GRONDA PER RACCOLTA ACQUE	19
FIGURA 4-3 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO B1	20
FIGURA 4-4 – GRONDA PER RACCOLTA ACQUE	21
FIGURA 4-5 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO B2	21
FIGURA 4-6 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO C1	22
FIGURA 4-7 – SCHEMA DI DETTAGLIO DELLA GUNITE, A SINISTRA CON RIVESTIMENTO NON ARMATO, A DESTRA CON RIVESTIMENTO PROVVISORIO DI ARMATURA.	23
FIGURA 4-8 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO C2	25
FIGURA 4-9 - SCHEMA PARTICOLARE BULLONE AUTOPERFORANTE	26
FIGURA 4-10 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO D1	28
FIGURA 4-11 – SCHEMI ESTRATTI DALL’ELABORATO GRAFICO, ILLUSTRATIVI DELLE FASI DI INIEZIONE E DEI TUBI DI SCARICO LATERALI	29
FIGURA 4-12 – GRONDA PER RACCOLTA ACQUE	30
FIGURA 4-13 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO D2	31
FIGURA 4-14 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO D2, SCARICO PER EVENTUALI VENUTE DI ACQUA	32
FIGURA 4-15 - SCHEMI ESTRATTI DALL’ELABORATO GRAFICO, ILLUSTRATIVI DELLE FASI DI INIEZIONE	33
FIGURA 4-16 – GRONDA PER RACCOLTA ACQUE	34
FIGURA 4-17 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO E1	35
FIGURA 4-18 - SCHEMA DI DETTAGLIO DELLA GUNITE, A SINISTRA CON RIVESTIMENTO NON ARMATO, A DESTRA CON RIVESTIMENTO PROVVISORIO DI ARMATURA.	35
FIGURA 4-19 – GRONDA PER RACCOLTA ACQUE	37
FIGURA 4-20 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO E2	37
FIGURA 4-21 - SCHEMA DI DETTAGLIO DELLA GUNITE	38
FIGURA 4-22 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F1	39
FIGURA 4-23 – DETTAGLIO DELL’INTERVENTO DI RIPRISTINO	40
FIGURA 4-24 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F1, SCARICO LATERALE PER EVENTUALI VENUTE DI ACQUA	41
FIGURA 4-25 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F1, SEQUENZA DI INIEZIONE	42
FIGURA 4-26 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F2	44
FIGURA 4-27 – DETTAGLIO DELL’INTERVENTO DI RIPRISTINO	45
FIGURA 4-28 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F2, SCARICHI LATERALI PER EVENTUALI VENUTE DI ACQUA	46
FIGURA 4-29 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO F2, SEQUENZA DI INIEZIONE	47
FIGURA 4-30 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO G1	49
FIGURA 4-31 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO G2	51
FIGURA 4-32 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO G3	53
FIGURA 4-33 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO H1	55
FIGURA 4-34 – SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO H2	57
FIGURA 4-35 - SCHEMA RAPPRESENTATIVO INTERVENTO TIPO I	59
FIGURA 7-1 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA DEI TASSELLI	66
FIGURA 7-2 – SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SULLA RETE	83
FIGURA 7-3 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA DELLE RETI - STRALCIO PLANIMETRICO	85
FIGURA 7-4 – VERIFICA DELLA RETE ALLE RENI	86
FIGURA 7-5 – VERIFICA DELLA RETE IN CALOTTA	87
FIGURA 7.6 – POSIZIONAMENTO PANNELLI E AREA DI INFLUENZA TASSELLI	88
FIGURA 7.7 – SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SULLA RETE	89
FIGURA 7.8 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA DELLE RETI - STRALCIO PLANIMETRICO	91
FIGURA 7.9 – VERIFICA DELLA RETE ALLE RENI	92
FIGURA 7.10 – VERIFICA DELLA RETE IN CALOTTA	93
FIGURA 7.11 – AREA DI INFLUENZA TASSELLI	94
FIGURA 7-2 – SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SULLA RETE	106
FIGURA 7-4 – VERIFICA DELLA RETE ALLE RENI	108
FIGURA 7-5 – VERIFICA DELLA RETE IN CALOTTA	109
FIGURA 7-12 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 3M DI INTERASSE	120
FIGURA 7-13 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 4.5M DI INTERASSE	121
FIGURA 7-14 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 9M DI INTERASSE	121
FIGURA 7-15 – VALORI DI A IN FUNZIONE DEL TIPO DI TERRENO E DELLE MODALITÀ DI INIEZIONE (SEMPLICE O RIPETUTE)	122

FIGURA 7-16 – DIAGRAMMA PER IL CALCOLO DEL VALORE DI T_{lim} PER ROCCE ALTERATE E FRATTURATE [LA CURVA SG1 È PER FONDAZIONI REALIZZATE MEDIANTE INIEZIONI RIPETUTE; SG2 PER FONDAZIONI MEDIANTE INIEZIONE SEMPLICE]..... 123

FIGURA 7-17 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 3M DI INTERASSE..... 128

FIGURA 7-18 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 4.5M DI INTERASSE..... 129

FIGURA 7-19 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA CON I GIUNTI STRUTTURALI A 9M DI INTERASSE..... 129

FIGURA 7-20 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA (GIUNTI STRUTTURALI NON PIÙ DA CONSIDERARE)..... 131

FIGURA 7-21 – VALUTAZIONE AREA DI INFLUENZA DELLE RETI - STRALCIO PLANIMETRICO 133

FIGURA 7-22 – VERIFICA DELLA RETE ALLE RENI 134

FIGURA 7-23 – VERIFICA DELLA RETE IN CALOTTA 135

FIGURA 7-24 – VALORI DI A IN FUNZIONE DEL TIPO DI TERRENO E DELLE MODALITÀ DI INIEZIONE (SEMPLICE O RIPETUTE) 137

FIGURA 7-25 – DIAGRAMMA PER IL CALCOLO DEL VALORE DI T_{lim} PER ROCCE ALTERATE E FRATTURATE [LA CURVA SG1 È PER FONDAZIONI REALIZZATE MEDIANTE INIEZIONI RIPETUTE; SG2 PER FONDAZIONI MEDIANTE INIEZIONE SEMPLICE]..... 137

Indice delle Tabelle

TABELLA 3-1 – CLASSIFICAZIONE IQQA	9
TABELLA 4-1 – INTERVENTI TIPOLOGICI PREVISTI	12
TABELLA 7-1 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	123
TABELLA 7-2 – VERIFICA DELLO STRATO RIPRISTINATO	124
TABELLA 7-3 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	125
TABELLA 7-4 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	127
TABELLA 7-5 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	130
TABELLA 7-6 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	132
TABELLA 7-7 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	138
TABELLA 7-8 – VERIFICA DELLA BULLONATURA	138

1 PREMESSA

La presente Relazione si inquadra nell'ambito del piano generale di Assessment delle gallerie appartenenti alla rete Autostradale ASPI.

Tale piano generale, per la descrizione del quale si rimanda agli specifici elaborati di riferimento, prevede sostanzialmente una "ispezione di punto zero", che consiste, previa raccolta e analisi della documentazione disponibile, in una ispezione di verifica straordinaria di tutte le gallerie, sia mediante sopralluoghi visivi, sia mediante indagini di approfondimento, finalizzata a valutare lo stato di consistenza dei rivestimenti delle gallerie e conseguentemente a definire gli eventuali interventi di messa in sicurezza che risultino necessari.

Nella presente Relazione Tecnica e di Calcolo, dopo una descrizione delle modalità secondo le quali si svolge l'attività di ispezione e di classificazione delle difettosità, (CAP. 3), verranno descritti tutti i tipologici degli interventi di messa in sicurezza attualmente previsti (CAP. 4).

Il documento procede descrivendo i criteri di progettazione e le verifiche di calcolo degli interventi (CAP. 6 e 7 e le considerazioni conclusive sulla sicurezza dell'opera (CAP.8).

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (pubblicato sulla G.U. n.8 – Suppl. Ordinario n.42 – del 20 febbraio 2018);
- Circolare 21/01/2019: “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Eurocodice 2 Parte 4 (EN 1992-4);
- “Manuale di Ispezione Gallerie anno 2020” (Rev. 01 del 25.05.2020) del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti;
- “Nuovo Catalogo dei Difetti anno 2020” del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti;
- Linee guida CETU del 2015.
- Consiglio Nazionale delle Ricerche: CNR-DT203/2006 e CNR- DT205/2007

3 MODALITA' ISPETTIVE E DI CLASSIFICAZIONE DELLE DIFETTOSITÀ

Nel presente capitolo verranno illustrate le principali modalità ispettive ed i criteri di classificazione delle difettosità adottati.

Le attività di verifica si inquadrano nell'ambito di una cosiddetta "Ispezione di punto zero", che consiste in una ispezione straordinaria motivata dalla necessità di valutare "ex novo" lo stato di consistenza dei rivestimenti di galleria al 2020.

Si citano di seguito i documenti che costituiscono la base di tale attività ispettiva, ai quali si rimanda per ogni approfondimento:

- **Nuovo Catalogo Difetti**
- **Nuovo Manuale di Ispezione**

Nel "Nuovo catalogo difetti" i deterioramenti o difetti osservati più spesso durante l'ispezione di gallerie sono stati raggruppati insieme e classificati per tipologia.

Il documento ha la finalità di analizzare e classificare ogni tipologia di difetto che l'ispettore potrà rilevare sul campo per il tramite dell'attività ispettiva visiva e l'ausilio di eventuali attrezzature.

Il catalogo si pone come punto fermo dell'ispettore al fine di supportarlo nell'identificazione, catalogazione e valutazione dei difetti ispezionati.

Inoltre ha come scopo l'omogeneizzazione del metro di giudizio degli ispettori cercando di diffondere tra gli stessi anche un identico linguaggio.

Sono state catalogate molteplici categorie, per ciascuno dei quali è stata predisposta una scheda di identificazione in cui sono riportate tutte le informazioni necessarie per svolgere al meglio la valutazione. Come supporto aggiuntivo sono presenti fotografie esplicative del difetto.

Il Nuovo Manuale di Ispezione inoltre, ad integrazione del manuale dei difetti, fornisce le indicazioni per consentire all'ispettore di scorgere e analizzare il deterioramento nonché stabilire una priorità tra i deterioramenti in termini di gravità permettendo quindi di segnalare le situazioni più critiche.

Sostanzialmente, effettuando i sopralluoghi da una posizione vicina al rivestimento del tunnel, (prevedendo anche l'utilizzo di piattaforme elevatrici), il metodo di ispezione è visivo e supportato da martellamento. Questo metodo non distruttivo consente un'adeguata valutazione della condizione del rivestimento, ma non impedisce all'ispettore, in particolari condizioni potenzialmente critiche, di chiedere l'attuazione di ulteriori metodi di analisi per aiutarlo a valutare lo "stato di salute" di tutta o di una parte della struttura (indagini integrative).

Il manuale propone per il rivestimento del tunnel il metodo di valutazione IQOA (Image Qualité des Ouvrages d'Art) riportato nelle Linee Guida CETU 2015.

La **classificazione delle difettosità secondo il Sistema IQOA** si scompone in due parti, la prima permette la classificazione dei difetti civili, la seconda classifica le venute d'acqua, come sintetizzato nella seguente tabella:

Classificazione IQOA - Genio Civile	
Fessure / Fissures Alterazioni / Alterations	
1	In buono stato apparente
2	Difetti superficiali
2E	Difetti superficiali con evoluzione
3	Degrado profondo che necessita intervento
3U	Degrado profondo che necessita intervento urgente
S	Rischi per gli utenti
Classificazione IQOA - Azione dell'acqua	
Venute d'acqua / Venues d'eau	
A1	Nessun problema, solo macchie di umidità
A2	Presenza d'acqua importante, possibile evoluzione del degrado a lungo termine
A2E	Presenza d'acqua importante, possibile rischio per l'opera, rafforzare sorveglianza e adottare provvedimenti
S	Rischi per gli utenti

Tabella 3-1 – Classificazione IQOA

Con riferimento alla parte civile, la Classificazione IQOA prende in considerazione quadri fessurativi, lesioni ed alterazioni in genere, identificandole, durante la fase di ispezione, con un codice alfanumerico che ne individua la gravità/pericolosità, in relazione alla quale l'intervento può essere programmato nel tempo e definito ad esempio urgente (nel giro di qualche giorno/settimana) o immediato, in quanto riguarda la sicurezza degli utenti.

La Classificazione IQOA considera anche le difettosità relative alle venute d'acqua, la cui presenza può esaltare ed accelerare il degrado strutturale, in relazione anche alle caratteristiche chimiche dell'acqua, sia sulla matrice di calcestruzzo che sulle barre di armatura qualora presenti.

Inoltre, la presenza di venute d'acqua (con gocciolamento), tipicamente distanti dal giunto costruttivo o da lesioni trasversali (circonferenziali), è sintomatico di quadri fessurativi più o meno ampi che devono essere rilevati e classificati opportunamente, in quanto veicoli di difettosità e degradi evolutivi molto pericolosi per la sicurezza degli utenti.

In presenza di difettosità classificate con la lettera S, l'opera non può essere più fruibile se non dopo la risoluzione della criticità rilevata.

Ad ogni valutazione (3,3U, S) corrisponderà una tempistica di intervento al fine di riparare/ridurre l'entità del difetto:

- votazione 3, A2: intervento nell'arco di 6 mesi;
- votazione 3U, A2E: intervento nell'arco di 3 mesi;
- votazione S: intervento immediato.

Le zone caratterizzate da una classificazione più critica, con particolare riferimento al calcestruzzo, dovranno essere sedi di approfondimenti urgenti mediante saggi puntuali, (indagini integrative) allo scopo di definire la qualità del calcestruzzo e la presenza o meno di vuoti nel calcestruzzo stesso o al contorno nonché lesioni interne non visibili.

Si dovrà pertanto prevedere la necessità di una rapida esecuzione e restituzione dati di indagini specifiche, indicate in sede di ispezione in funzione del contesto localmente riscontrato, allo scopo di definire la tipologia e le reali dimensioni dell'intervento.

Tali indagini risulteranno integrative rispetto alle indagini già effettuate in sede preliminare (le quali in genere consistono in georadar longitudinali, laser scanner, fiorettature e/o carotaggi con determinazione resistenza del calcestruzzo ed eventuali prove con martinetti piatti per verifica dello stato tensionale).

Le indagini integrative saranno prevalentemente costituite da:

- Prove georadar trasversali,
- Fiorettature con video ispezioni,
- Prove pull-out
- carotaggi sul calcestruzzo, con prelievo di campioni per determinazione in laboratorio della resistenza a compressione.
- prove di misura dello stato tensionale dei rivestimenti (es. martinetti piatti).

La descrizione degli interventi previsti è contenuta nel successivo capitolo 4.

4 INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA

4.1 OBIETTIVI

L'applicazione di interventi provvisori, contestualmente o successivamente alla fase di ispezione, svolgono un ruolo fondamentale per garantire la funzionalità e la sicurezza dell'opera.

Le caratteristiche, l'entità e l'evoluzione dei difetti sono la conseguenza di un meccanismo di deterioramento dovuto sia a cause interne, relative alle caratteristiche intrinseche del rivestimento, dell'eventuale impermeabilizzazione e dei materiali impiegati, sia a cause esterne, relative al comportamento dell'ammasso roccioso circostante. Tra le cause esterne una fra le più rilevanti è sicuramente la diffusa presenza di acqua, che, vista la frequenza mancanza dell'impermeabilizzazione, ha potuto penetrare nei getti di cls. principalmente attraverso le numerose riprese di getto oltre che anche dal quadro fessurativo talora presente, determinando nel tempo un progressivo degrado delle caratteristiche del calcestruzzo.

Non sono da trascurarsi inoltre le cause di degrado derivanti dalla non idonea esecuzione dell'opera (ad es. scarsa qualità del cls, possibili giunti a freddo per anomala interruzione dei getti, marcati sottospessori etc..) che evidentemente possono costituire motivo di aggravamento del quadro sopra descritto.

I difetti sono stati catalogati tramite la classificazione IQOA descritta al capitolo 3.

Una volta individuate le cause del degrado e gli effetti derivanti, sotto forma di difettosità che vengono sistematicamente mappate in corso di ispezione, si procede alla definizione dei relativi interventi di ripristino provvisori per la messa in sicurezza dell'opera.

Gli interventi di messa in sicurezza attualmente previsti sono elencati nella seguente tabella:

Nome intervento Tipologico e relativo campo di applicazione	
Tipo A - Ammaloramenti superficiali con spessore fino a 5 cm	Rivestimento in calcestruzzo, con/senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo B1 - Venute d'acqua diffuse o concentrate in assenza di ammaloramenti superficiali	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo B2 - Venute d'acqua diffuse o concentrate in presenza di ammaloramenti superficiali, con spessore fino a 2 cm	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo C1 - Distacchi profondi con spessore fino a 20 cm in assenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, con/senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo C2 - Distacchi profondi con spessore di 20-40 cm in assenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo D1 - Cavità al contorno in assenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo D2 - Cavità al contorno in presenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo E1 - Distacchi profondi con spessore fino a 20 cm in presenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo E2 - Distacchi profondi con spessore di 20-40 cm in presenza di venuta d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo F1 - Distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno in assenza di venute d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo F2 - Distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno in presenza di venute d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo G1 - Reticolo fessurativo con cunei potenzialmente instabili di $V > 1$ mc in presenza di venute d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo G2 - Reticolo fessurativo con cunei potenzialmente instabili di $V < 1$ mc in presenza di venute d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo G3 - Lesioni aperte e persistenti associate a significativi stati tensionali in presenza di venute d'acqua	Rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi
Tipo H1 - Ammaloramenti di copriferro e armature fino a 20 cm in assenza di venute d'acqua	Rivestimento in cls armato, con/senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo H2 - Ammaloramenti di copriferro e armature fino a 20 cm in presenza di venute d'acqua	Rivestimento in cls armato, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi
Tipo I - Ammaloramenti zona piedritti	Rivestimento in cls armato, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi

Tabella 4-1 – Interventi tipologici previsti

Relativamente alla classificazione IQOA ed agli interventi associati si specifica quanto segue:

- Gli interventi di messa in sicurezza sono da prevedersi sostanzialmente in corrispondenza delle difettosità 3, 3U e S, per le alterazioni/fessure, e per gestire le venute d'acqua (difettosità A2, A2E, S).
- Qualora siano presenti difettosità superficiali, ma che appaiano caratterizzate da un marcato degrado e/o alla percussione evidenzino una riduzione della resistenza del calcestruzzo, queste vengono

cautelativamente classificate 3U, con associati interventi di messa in sicurezza non invasivi (reti e/o lamiere grecate).

4.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Nel seguito vengono descritti gli interventi sopra elencati. Per i dettagli si rimanda ai relativi elaborati grafici progettuali degli interventi tipologici.

4.2.1 INDICAZIONI E NOTE DI CARATTERE GENERALE

Si riportano nel presente paragrafo alcune note di carattere generale, suddivise per argomento, contenute anche negli elaborati grafici. Ulteriori note più specificamente attinenti al singolo tipologico di riferimento verranno riportate nel paragrafo ad esso relativo.

Condizioni geoambientali

Sulla base delle informazioni geologiche relative agli ammassi attraversati dalla galleria in oggetto (desumibili dagli elaborati storici e di as-built, dalle cartografie ufficiali e da altri lavori in aree limitrofe), ed alla composizione degli inerti dei calcestruzzi utilizzati (prove mineralogiche su campioni), verrà valutata l'eventuale necessità di utilizzare presidi di sicurezza in fase di fresatura/disgaggio dei calcestruzzi e di perforazione degli ammassi, che possano presentare potenziali rischi di natura geoambientale (sistema di abbattimento polveri, perforazioni con acqua, utilizzo di centraline per la misura dell'aerodisperso etc..).

Indagini

Allo scopo di definire le reali dimensioni dell'intervento si dovranno prevedere indagini specifiche, da definirsi in funzione del contesto localmente riscontrato (es. fiorettature con video ispezioni, prove georadar trasversali, prove pull-out e/o carotaggi sul calcestruzzo, martinetti piatti)

A seguito di eventuali prelievi di campioni di calcestruzzo o in caso di perforazioni non eseguite a regola d'arte, la chiusura del foro nel rivestimento dovrà essere effettuata utilizzando malta espansiva cementizia tipo BASF EMACO S55□avente caratteristiche di resistenza a compressione idonee per il cls in opera e ottima adesione alla superficie del foro grazie alle proprietà espansive della stessa.

Tasselli: Serraggio, Prove di tesatura, lunghezza minima

Per quanto riguarda le coppie di serraggio dei tasselli meccanici, si faccia riferimento ai valori indicati nella relativa scheda tecnica del produttore.

La lunghezza effettiva dei tasselli / connettori sarà definita nello specifico dal Progettista, alla luce delle risultanze delle indagini e/o ispezioni effettuate caso per caso, nel rispetto comunque delle lunghezze minime indicate nel tipologico di riferimento.

Dovranno essere effettuate prove di trazione sul 2,5% dei tasselli (sia di tipo meccanico che chimico), posati in corrispondenza di ciascun intervento, (con un minimo di 1 tassello per intervento), prevedendo un adeguato tempo di maturazione delle resine, nel caso di ancoraggi chimici. Il carico di prova, N, sarà pari a 1,5 volte il carico di esercizio del tipologico di riferimento e sarà raggiunto attraverso i seguenti step: 1/3 N - 2/3 N – N. Ciascuno step di carico intermedio deve essere mantenuto per almeno 1 minuto, il carico finale N per almeno 5 minuti.

Bulloni: Serraggio, Prove di tesatura, bullonature esistenti

I bulloni andranno eseguiti a una distanza non inferiore a 20cm dai giunti/fessure

Qualora durante le perforazioni si evidenzino condizioni di sostanziale stabilità dei fori sarà possibile, a seguito di comunicazione e approvazione della D.L., sostituire i bulloni autopercoranti con bulloni in acciaio $\varnothing 32\text{mm}$ B450c, (diametro di perforazione 80mm).

Qualora la maglia della bullonatura interferisse con la presenza di eventuali impianti, la stessa potrà essere localmente adattata da disposizione a quinconce a disposizione allineata.

Atteso almeno un tempo pari a 48 ore per la maturazione della cementazione, si dovrà prevedere una coppia di serraggio da applicare ai bulloni, pari a un valore di circa 150 N*m che risulta compatibile con la funzione di ancoraggio passivo per cui i bulloni sono stati previsti e comunque tale da conferire una forza di trazione pari a circa 10 - 20 KN, sufficiente a non lasciare lasco il sistema.

Attesa una maturazione della cementazione di almeno 48 h, dovranno essere effettuate prove di trazione sul 10% dei bulloni posati (eventualmente da intensificarsi al 30% là dove si fossero evidenziati vuoti in fase di perforazione ed elevati assorbimenti in fase di pretrattamento/cementazione). Il tiro di prova ed i relativi step di carico sono specificati negli elaborati grafici del tipologico di riferimento

Bullonature esistenti: Qualora nella zona di intervento si evidenziassero diffuse bullonature preesistenti, dopo avere eseguito tutti i necessari approfondimenti diagnostici nel tratto in esame (es. videoscopie, georadar trasversali, pull-out, martinetti piatti) e avere verificato visivamente l'integrità dei bulloni, si dovranno eseguire prove di trazione sui bulloni stessi per valutarne l'idoneità. I valori di prova saranno definiti facendo riferimento ai relativi dimensionamenti (dati di as-built e/o calcoli assessment). Le prove dovranno essere eseguite su tutti i bulloni che interessano l'area dell'intervento in oggetto. Qualora le prove non fossero superate, si provvederà a sostituire le bullonature esistenti, con altre di nuova esecuzione aventi caratteristiche (tipologia, lunghezza, maglia etc.) pari a quelle del tipologico di riferimento.

Reti

Per i soli interventi che vedono l'accoppiamento della rete fine $\varnothing 1.6\text{mm}$ maglia 12.7x12.7mm con la lamiera grecata, in caso di impossibilità di reperimento sul mercato della rete in acciaio INOX, è consentito modificare la rete in $\varnothing 2.8$ maglia 25x25 mm, a parità di materiale. Per gli interventi che vedono l'accoppiamento della rete

fine $\varnothing 1.6\text{mm}$ maglia $12.7 \times 12.7\text{mm}$ con la rete pesante $\varnothing 5\text{mm}$ maglia $50 \times 50\text{mm}$, entrambe in acciaio INOX, qualora non fosse possibile reperire sul mercato la rete elettrosaldata $\varnothing 1.6\text{mm}$ maglia $12.7 \times 12.7\text{mm}$ in acciaio INOX, sarà ammissibile la sua sostituzione con analoga rete in acciaio zincato, previa interposizione di una ulteriore rete di materiale isolante (ad es. fibra di vetro) tra le due reti. Per tutti gli interventi che prevedono contatto tra elementi in acciaio inox e acciaio zincato (ad es. tra le piastre dei tasselli o bulloni e le reti) si dovranno prevedere opportuni elementi isolanti. Tale accorgimento (interposizione di elementi isolanti), è importante al fine di evitare l'insorgenza di potenziali elettrostatici che usualmente accelerano la corrosione.

Le reti elettrosaldate dovranno essere sovrapposte per una lunghezza minima pari a:

- 15 cm per la rete $\varnothing 5$ $50 \times 50\text{mm}$ e $\varnothing 1.6$ $12.7 \times 12.7\text{mm}$
- 30 cm per la rete $\varnothing 6$ $150 \times 150\text{mm}$ e $\varnothing 8$ $100 \times 100\text{mm}$

Lamiere Grecate

Le lamiere devono essere posate con opportuni distanziatori al fine di ottenere una distanza minima dal paramento di almeno 5cm, al fine di consentire il regolare deflusso delle acque provenienti dai dreni.

Armature

Fatto salvo quanto indicato negli elaborati specifici, eventuali barre di armatura a vista vanno trattate prevedendo eliminazione strato di ruggine superficiale dai ferri con spazzola o sabbiatura, applicazione di prodotto protettivo passivante (es. tipo MAPEFER). Armature intensamente degradate andranno invece sostituite con diametri delle barre stesse da ripristinare ed opportuni inghisaggi (sovrapposizione barre $> 60\varnothing$).

Drenaggi

I drenaggi indicati negli elaborati grafici sono previsti in corrispondenza dei giunti strutturali "calotta/calotta" o "piedritto/calotta" e la loro effettiva posizione sarà eventualmente adeguata in sito, al fine di consentire la realizzazione degli stessi in corrispondenza di tali giunti.

L'esecuzione dei dreni dovrà avvenire secondo le seguenti fasi e modalità:

1. Perforazione: viene eseguito un foro per rotazione o rotopercussione di diametro pari a 100 mm, ricorrendo all'ausilio di un eventuale rivestimento provvisorio che garantisca il sostegno delle pareti del foro in caso di necessità. Al termine della perforazione viene eseguita la pulizia del foro con acqua oppure con aria compressa laddove l'acqua possa provocare l'erosione delle pareti del foro.
2. Installazione: si procede alla posa dei dreni microfessurati di diametro pari a 60 mm e lunghezza pari a 3 m. Nel caso di utilizzo di rivestimento provvisorio si procederà prima alla posa della tubazione e successivamente all'estrazione del rivestimento. I tubi dovranno essere in pvc, con il primo 1.5 m cieco e il secondo 1.5 m fenestrato. Nella parte fenestrata il tubo deve essere rivestito con tessuto geotessile in modo da evitare l'intasamento dei fori, mentre nella parte cieca deve essere predisposto un sacco otturatore, di

lunghezza 1 m, in geotessuto ad alta tenacità tipo TNT450-SIREG al fine di garantire un perfetto riempimento del foro senza dispersione del materiale nell'ammasso a tergo del rivestimento.

3. Iniezione: si esegue il riempimento completo del sacco otturatore fino alla saturazione di tutto lo spazio anulare attorno al dreno mediante l'iniezione di resina bicomponente a rapida espansione tipo SILICAJET EXP/4 attraverso tubo di piccolo diametro (10-15mm) preventivamente attrezzato di adeguata connessione alla lancia di iniezione.

Cianfrinatura: solo dopo verifica e autorizzazione della DL, si procede alla sigillatura della corona circolare tra il foro e il dreno mediante una resina bicomponente a base epossidica tipo MAPEPOXY UV-S IT.

4.3 INTERVENTO DI TIPO A

L'intervento di tipo A riguarda ammaloramenti superficiali con spessore fino a 5cm, con rivestimento in calcestruzzo, con o senza impermeabilizzazione in ammassi rocciosi/terrosi. Le caratteristiche di intervento si applicano ad ammaloramenti superficiali, vespai o frammenti instabili per reticolo fessurativo.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3, 3U ed S e difetti CETU di tipo RB-1, RB-5, FI-1, FI-2, FI-3, FI-4, FI-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5.

Dopo un'eventuale scarifica preventiva di carattere corticale, si procede con l'applicazione di reti protettive leggere con sovrapposte reti protettive pesanti:

- Rete leggera con una maglia elettrosaldata in acciaio inox $\Phi 1.6$ mm, 12.7x12.7 mm;
- Rete pesante con una maglia elettrosaldata in acciaio inox $\Phi 5$ mm, 50x50 mm.

Queste reti sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 200 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico.

In alternativa alla soluzione sopra descritta (OPZIONE 1), che prevede l'adozione di reti tutte in acciaio, è prevista una OPZIONE 2 con rete strutturale in vetroresina, caratterizzata da:

- Rete leggera con una maglia elettrosaldata in acciaio inox $\Phi 1.6$ mm, 12.7x12.7 mm;
- Rete protettiva monolitica in vetroresina, maglia 150 x 77mm, filo 10-8mm fissata con piatti in vetroresina.

Anche in questo caso le reti sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 200 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico.

In ragione della limitata estensione della vita utile dell'intervento (3 anni) non risulta prioritario approfondire il degrado da aggressione chimica cui potrebbe essere soggetto il materiale in presenza di umidità e soprattutto di fumi di scarico.

Si rimanda allo specifico elaborato grafico, di cui un estratto nella figura seguente, per i dettagli costruttivi.

OPZIONE 1 CON RETI IN ACCIAIO INOX

OPZIONE 2 CON RETI IN VETRORESINA

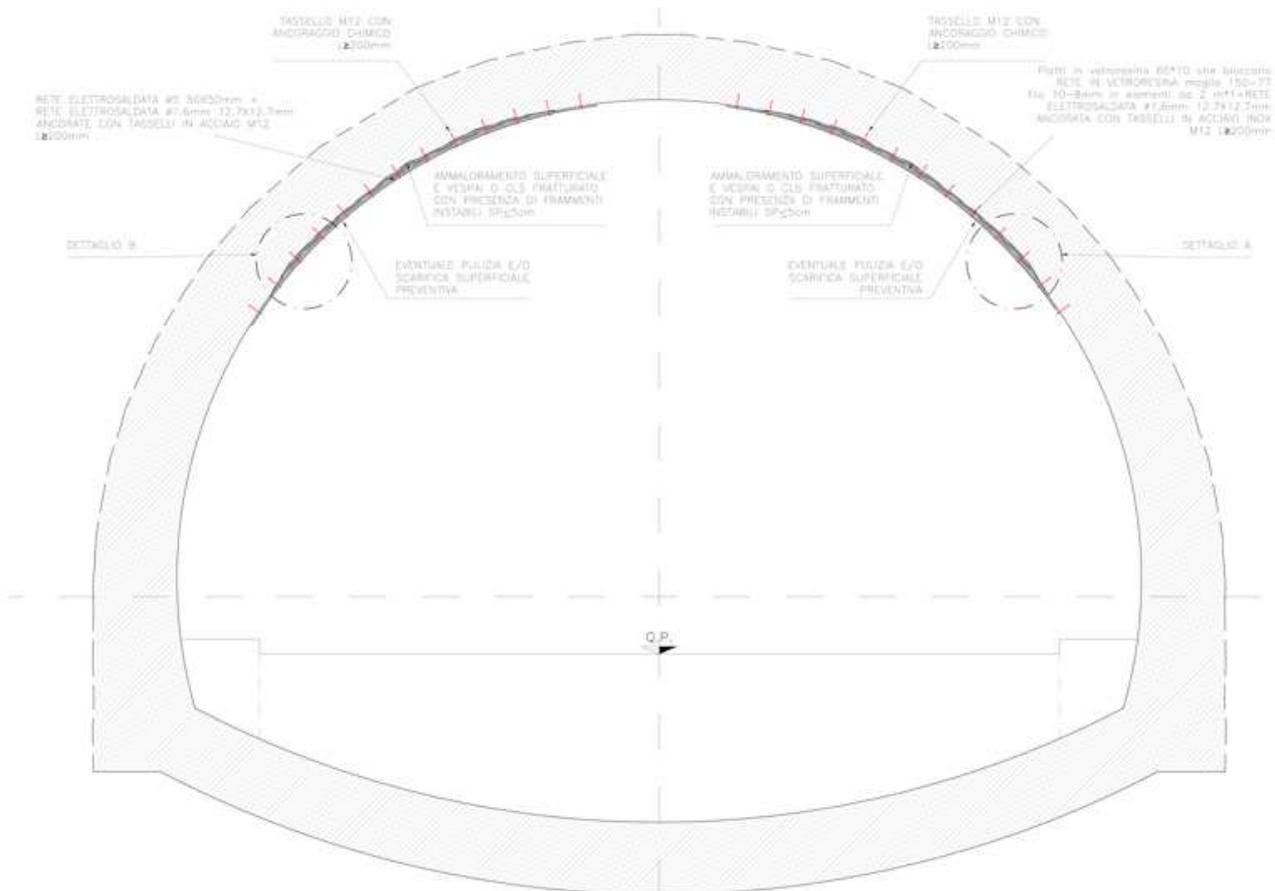


Figura 4-1 – Schema rappresentativo intervento tipo A

4.4 INTERVENTO DI TIPO B1

L'intervento di tipo B1 riguarda le venute d'acqua diffuse o concentrate in assenza di ammaloramenti superficiali, con rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione in ammassi rocciosi/terrosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA relativi a venute d'acqua tipo A2, A2E e S e difetti CETU del tipo HY-1 là dove vi è la sola presenza di rilevanti venute d'acqua. L'intervento prevede la posa in opera di lamiera grecate in acciaio inox di spessore pari ad 0.8 mm.

Le lamiere sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 200 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico disposti a quinconce. Esse si interrompono sui piedritti e convogliano le acque su apposite gronde di scolo. Queste gronde presentano sezione 0.15x0.2 m con presenza di una gronda scolo ogni 9 m circa.

GRONDA PER RACCOLTA ACQUE DRENI



Figura 4-2 – Gronda per raccolta acque

Ciò consente di gestire portate pari a circa 20-30 l/s, valori sufficienti a gestire le portate drenate in galleria.

In seconda fase, in funzione delle portate presenti, potrà essere eventualmente prevista la realizzazione di drenaggi radiali. In particolare, tali drenaggi dovranno essere realizzati qualora, a seguito di eventi di precipitazione intensi e/o prolungati, si rilevino, mediante misure speditive (con recipienti tarati e cronometro) o, se possibile, mediante stramazzo, portate $Q > 5$ litri/sec.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

GRONDA PER RACCOLTA ACQUE DRENI

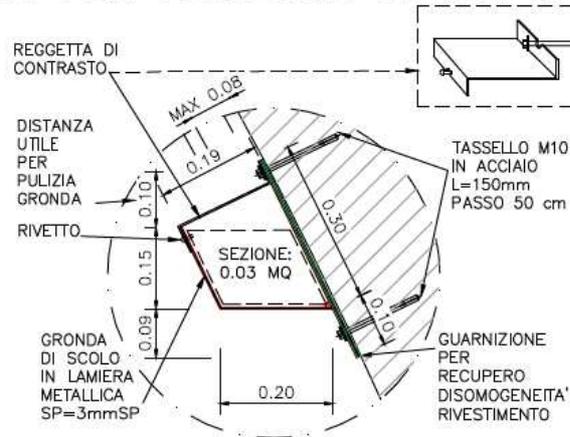


Figura 4-4 – Gronda per raccolta acque

Ciò consente di gestire portate pari a circa 20-30 l/s, valori sufficienti a gestire le portate drenate in galleria.

In seconda fase è prevista la realizzazione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque. La realizzazione di questi drenaggi radiali potrà essere rinviata ad una seconda fase, sempre nel rispetto del termine massimo d'intervento indicato dal progettista nelle Schede di Intervento. Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

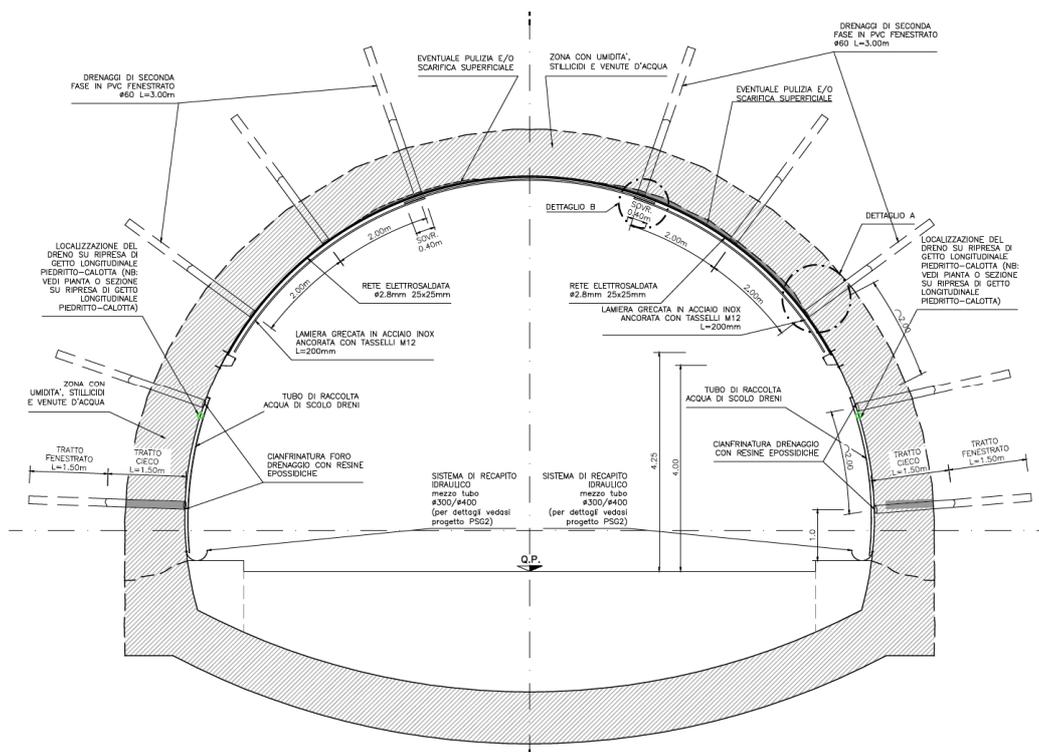


Figura 4-5 - Schema rappresentativo intervento tipo B2

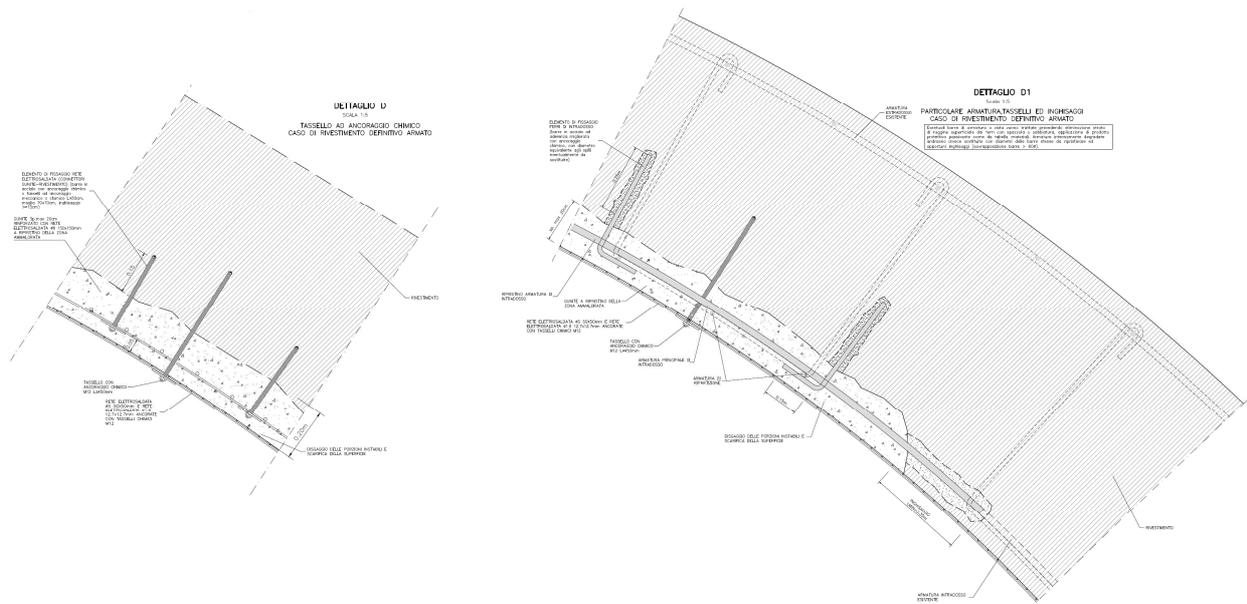


Figura 4-7 - Schema di dettaglio della gunite, a sinistra con rivestimento non armato, a destra con rivestimento provvisto di armatura.

Ove specificamente indicato dal Progettista, potrà essere prevista direttamente, previa eventuale scarifica superficiale, l'applicazione della doppia rete protettiva in acciaio inox ($\varnothing 1.6\text{mm}$ maglia $12.7 \times 12.7\text{mm}$ + $\varnothing 5\text{mm}$ maglia $50 \times 50\text{mm}$) con tassellatura chimica di lunghezza $\geq 45\text{cm}$ (maglia $70 \times 70\text{cm}$), senza quindi procedere alle preliminari operazioni di disgreggio e ripristino spessore con gunite. Tale soluzione sarà adottata nei tratti in cui il calcestruzzo in opera non risulti ammalorato in modo tale da richiederne la rimozione e ripristino ma tuttavia si rilevino fenomeni di alterazione (riduzione della resistenza del cls per parziale perdita della pasta di cemento) o fessurativi e di discontinuità nella zona di intradosso del rivestimento stesso, che presentino carattere superficiale e quindi non tali da isolare cunei instabili di volume rilevante (che richiederebbero altro tipo di intervento), ma che potrebbero comportare il distacco di piccoli frammenti di calcestruzzo.

4.7 INTERVENTO DI TIPO C2

L'intervento di tipo C2 riguarda i presidi per distacchi profondi (sp.= 20-40 cm) in assenza di venute di acqua con rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3U ed S e difetti CETU di tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5.

Si procede inizialmente con il disgreggio di porzioni instabili e regolarizzazione della superficie mediante idrofresatura o mezzi meccanici e successivamente si procede alla posa in opera dei connettori (barre filettate M12, L Var 35-60 cm) inghisati per almeno 20 cm nel rivestimento in opera e prolungati fino a 5 cm ca dalla superficie di intradosso.

Si ripristina lo spessore con gunite fibrorinforzata ad alta resistenza armata con rete elettrosaldata (spessore totale fino a 40 cm prevedendo spessore massimi pari a 20 cm ad ogni applicazione ed uno strato di rete, solidarizzato ai connettori radiali, inglobati in ciascun strato di gunite). I connettori e la rete consentono di rendere solidale la gunite al rivestimento esistente.

Lisciatura finale.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm e di una rete elettrosaldata leggera $\Phi 1.6$ 12.7x12.7 mm, solidarizzate al rivestimento mediante bullonature radiali autoperforanti di lunghezza di 3 metri e maglia 100x100 cm a quinconce.

Atteso almeno un tempo pari a 48 ore per la maturazione della cementazione, si dovrà prevedere una coppia di serraggio da applicare ai bulloni, pari a un valore di circa 150 N*m che risulta compatibile con la funzione di ancoraggio passivo per cui i bulloni sono stati previsti e comunque tale da conferire una forza di trazione pari a circa 10 - 20 KN, sufficiente a non lasciare lasco il sistema.

L'intervento di chiodatura consente così di assicurare la completa collaborazione tra il rivestimento definitivo esistente ed il getto integrativo, esercitando una pressione (data dal serraggio dei bulloni) che mantiene in contatto le 2 parti e bilancia il possibile ritiro in futuro della malta.

Qualora nel corso delle perforazioni di realizzazione della bullonatura radiale si riscontrasse la presenza di venute d'acqua significative (riconducibili a difettosità IQOA A2, A2E, S), l'intervento dovrà prevedere la messa in opera delle lamiere grecate, secondo quanto previsto nell'intervento tipologico E2.

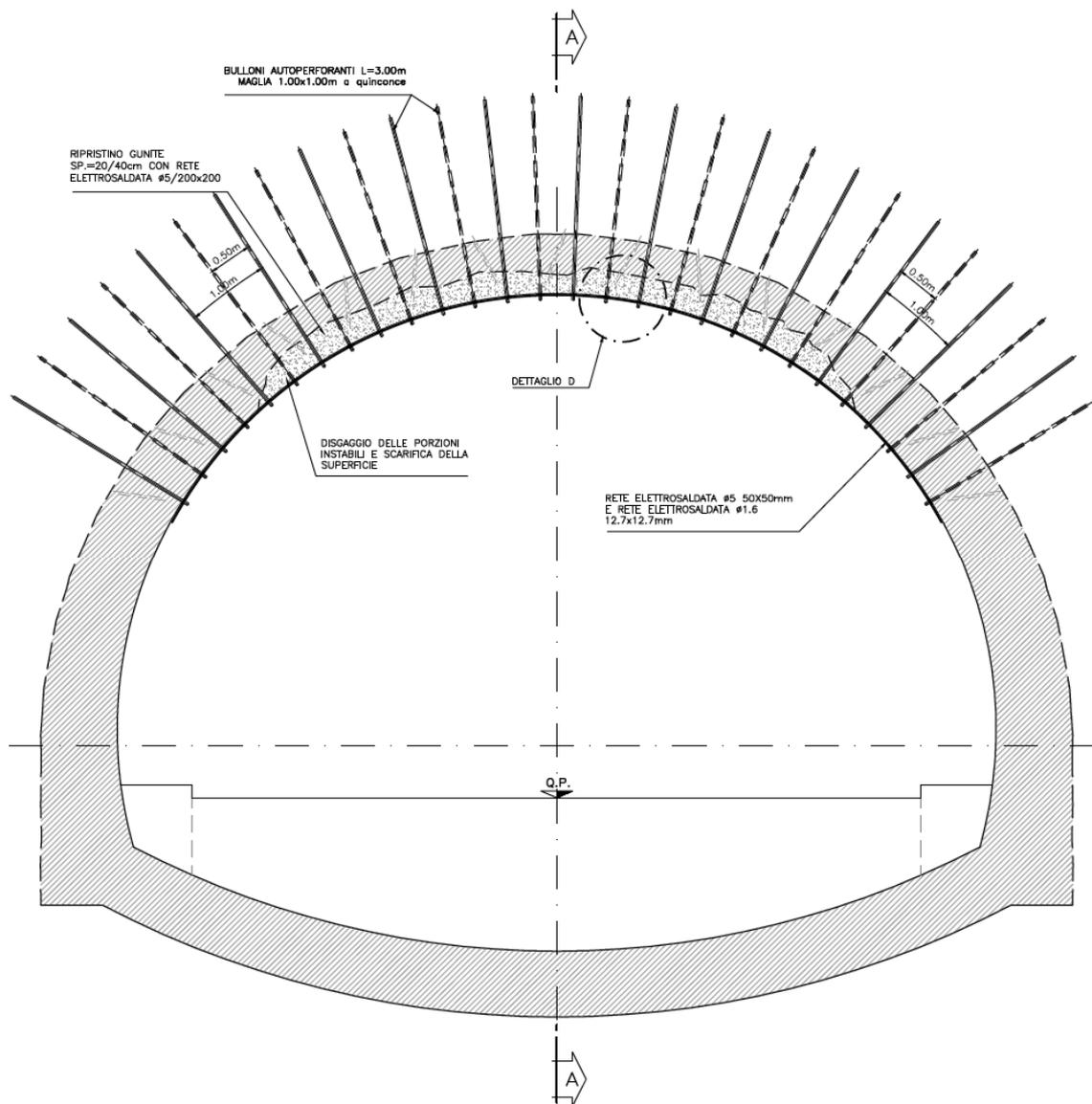


Figura 4-8 - Schema rappresentativo intervento tipo C2

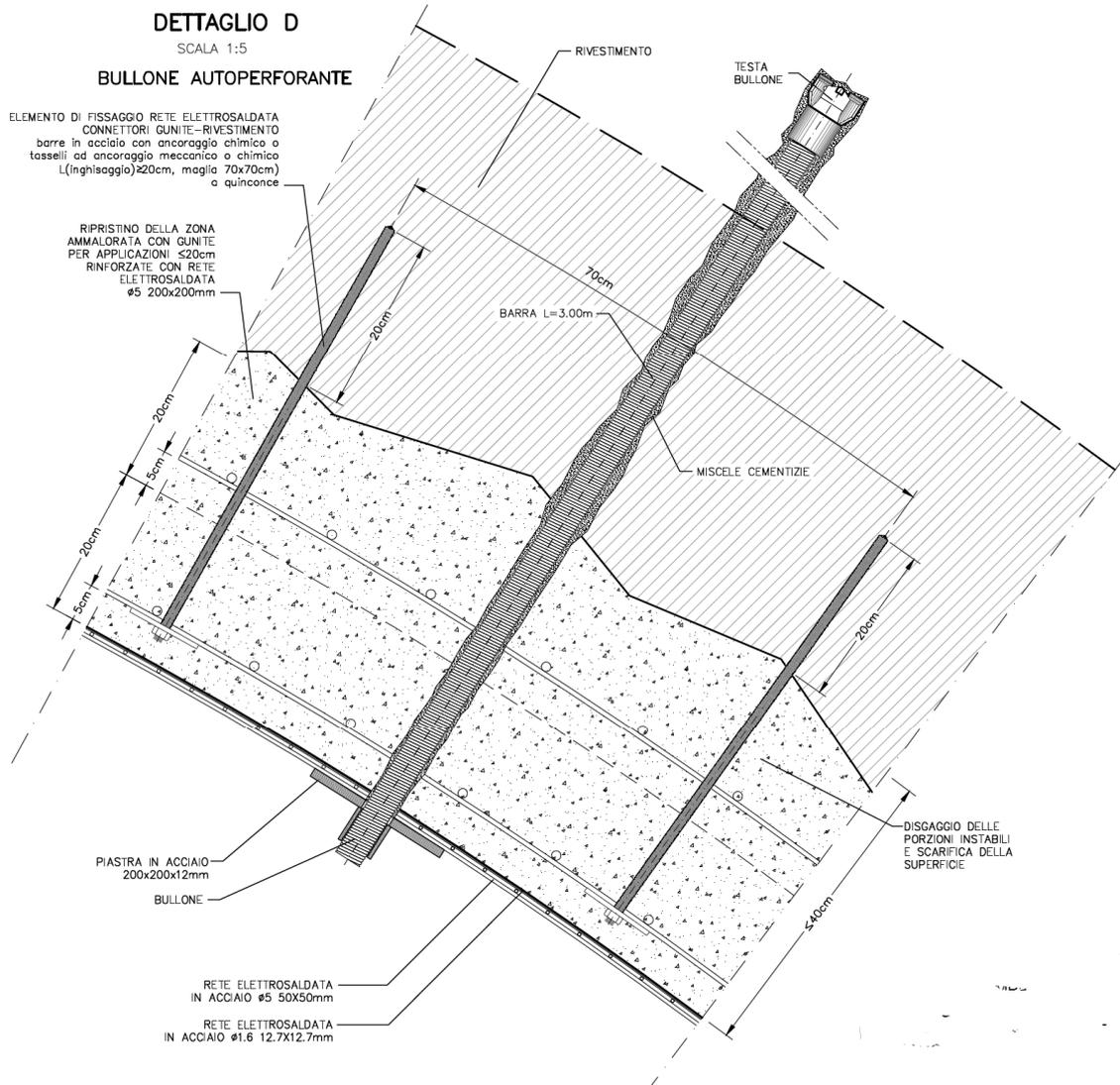


Figura 4-9 - Schema particolare bullone autooperforante

4.8 INTERVENTO DI TIPO D1

L'intervento di tipo D1 riguarda i presidi per presenza di cavità al contorno in assenza di venute di acqua, con rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3U e S e difetti CETU del tipo ZL-1.

Esecuzione nella zona interessata da cavità al contorno evidenziata dalle prime ispezioni/ indagini, di video endoscopie integrative, da realizzarsi secondo una maglia di circa 1.0x1.0 m al fine di circoscrivere e definire le caratteristiche geometriche della zona caratterizzata da anomalia (cavità al contorno).

Inserimento coppie di tubi in pvc per pompaggio successivo.

Si procede con il riempimento della cavità mediante pompaggio di argilla espansa cementata (GEOMIX) tramite tubi in pvc.

Come indicato negli elaborati grafici e nelle illustrazioni seguenti la sequenza di iniezione del prodotto di riempimento prevede di iniziare dalle tubazioni poste a quote inferiori e periferiche per poi procedere progressivamente utilizzando le tubazioni poste a quote superiori e centrali rispetto alla cavità, in modo da garantirne il completo riempimento.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm.

È inoltre prevista una bullonatura radiale con bulloni autoperforanti di lunghezza pari a 6 m e maglia 100x100 cm a quinconce estesa fino a 1.5 m circa oltre il perimetro delle cavità, sia in senso trasversale che in senso longitudinale.

Nelle zone ai margini dell'intervento si procede con la posa in opera di tubazioni di scarico di eventuali venute di acqua ed alla posa in opera di lastre grecate per la raccolta e regimazione delle stesse come indicato negli elaborati grafici e nelle illustrazioni seguenti.

Qualora nel corso delle perforazioni di realizzazione della bullonatura radiale si riscontrasse la presenza di venute d'acqua significative, l'intervento dovrà prevedere la messa in opera di lamiere grecate, secondo quanto previsto nell'intervento tipologico D2.

Qualora la profondità della cavità risulti superiore ad un valore mediamente pari a 1.5m, si dovrà adottare un diverso tipo di intervento, specifico, idoneo al caso effettivamente riscontrato.

Si osserva infine che in sede di progettazione degli interventi per le singole gallerie a seguito di ispezione, l'intervento tipo D1 verrà progettato in funzione della posizione della cavità rilevata in sito.

SEZIONE B-B
SCALA 1:50

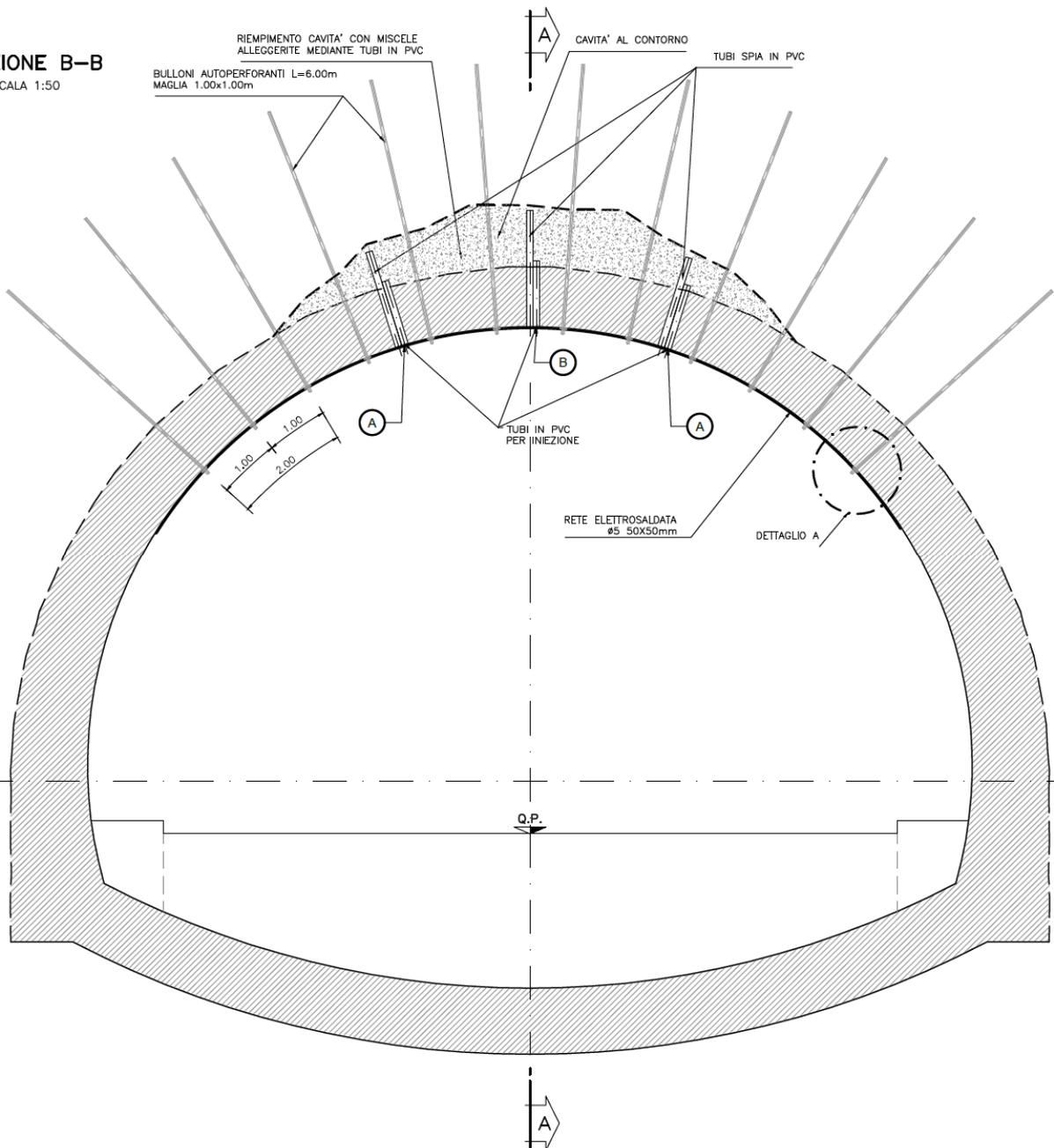


Figura 4-10 - Schema rappresentativo intervento tipo D1

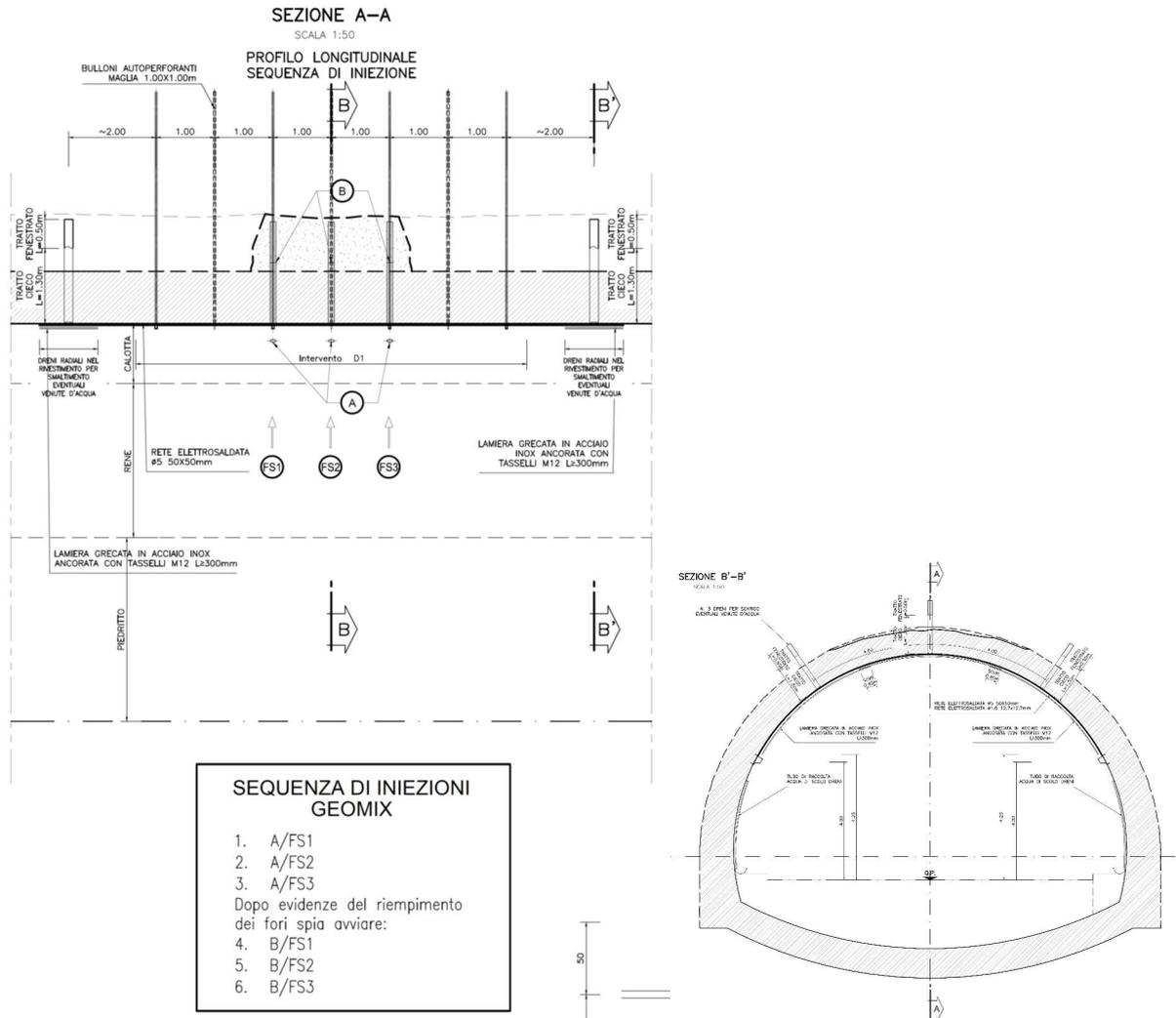


Figura 4-11 – Schemi estratti dall'elaborato grafico, illustrativi delle fasi di iniezione e dei tubi di scarico laterali

4.9 INTERVENTO DI TIPO D2

L'intervento di tipo D riguarda i presidi per presenza di cavità al contorno in presenza di venute di acqua, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3U e S e difetti CETU del tipo ZL-1, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Esecuzione nella zona interessata da cavità al contorno evidenziata dalle prime ispezioni/ indagini, di video endoscopie integrative, da realizzarsi secondo una maglia di circa 1.0x1.0 m al fine di circoscrivere e definire le caratteristiche geometriche della zona caratterizzata da anomalia (cavità al contorno).

Inserimento coppie di tubi in pvc per pompaggio successivo.

Si procede con il riempimento della cavità mediante pompaggio di argilla espansa cementata (GEOMIX) tramite tubi in pvc.

Come indicato negli elaborati grafici la sequenza di iniezione del prodotto di riempimento prevede di iniziare dalle tubazioni poste a quote inferiori e periferiche per poi procedere progressivamente utilizzando le tubazioni poste a quote superiori e centrali rispetto alla cavità, in modo da garantirne il completo riempimento.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm.

È inoltre prevista una bullonatura radiale con bulloni autoperforanti di lunghezza pari a 6 m e maglia 100x100 cm a quincestesa fino a 1.5 m circa oltre il perimetro delle cavità, sia in senso trasversale che in senso longitudinale.

Esecuzione dei drenaggi radiali L=3.0 m e i=2.0 m, posa di lamiere grecate in acciaio inox tassellate, sistema di raccolta acqua drenate. Le lamiere sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 200 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico disposti a quincestesa. Esse si interrompono sui piedritti e convogliano le acque su apposite gronde di scolo. Queste gronde presentano sezione 0.15x0.2 m con presenza di una gronda scolo ogni 9 m circa.

GRONDA PER RACCOLTA ACQUE DRENI



Figura 4-12 – Gronda per raccolta acque

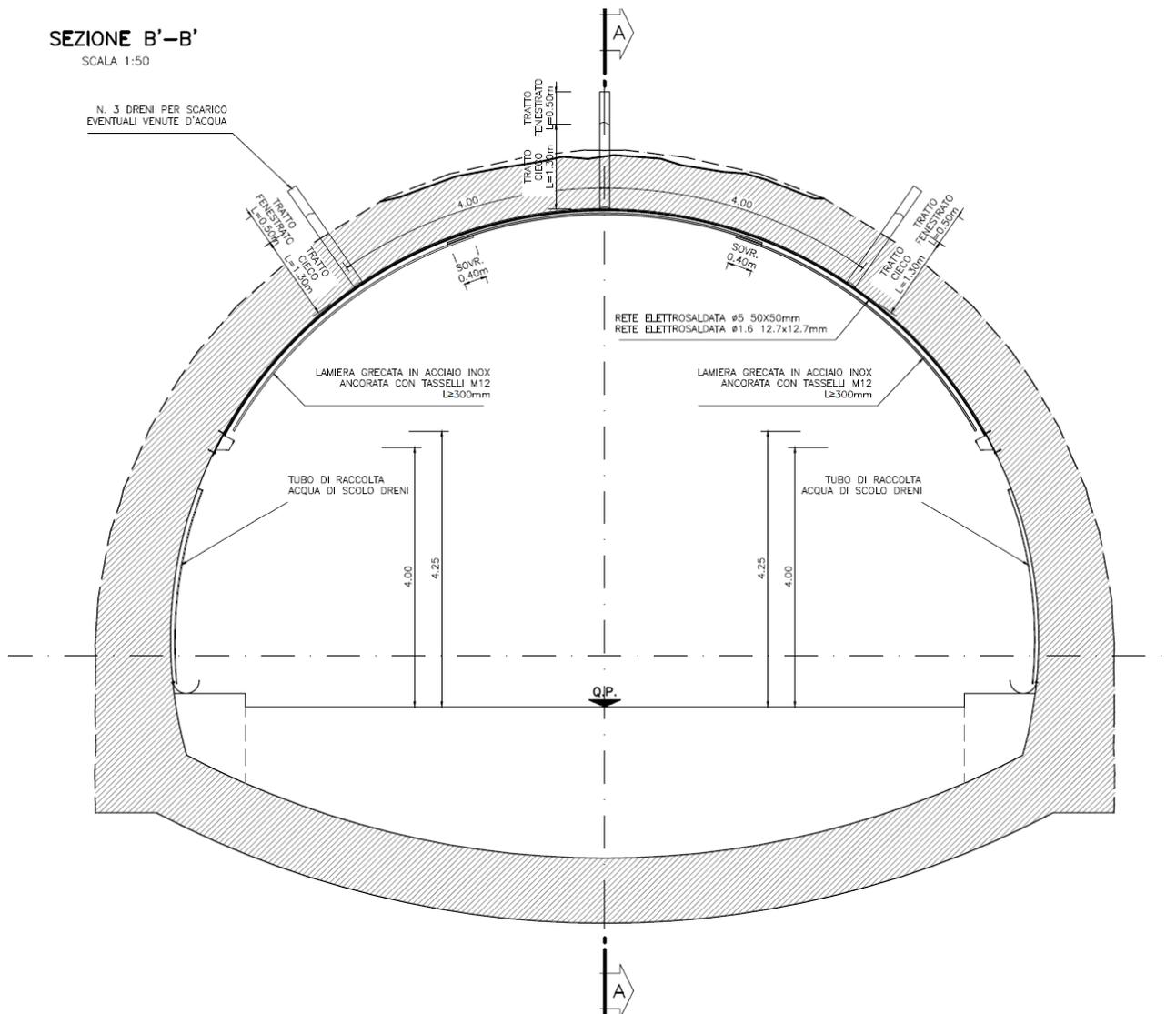


Figura 4-14 - Schema rappresentativo intervento tipo D2, scarico per eventuali venute di acqua

Nelle zone ai margini dell'intervento si procede con la posa in opera di tubazioni di scarico di eventuali venute di acqua ed alla posa in opera di lastre grecate per la raccolta e regimazione delle stesse come indicato negli elaborati grafici.

Qualora la profondità della cavità risulti superiore ad un valore mediamente pari a 1.5m, si dovrà adottare un diverso tipo di intervento, specifico, idoneo al caso effettivamente riscontrato

- SEQUENZA DI INIEZIONI
GEOMIX**
1. A/FS1
 2. A/FS2
 3. A/FS3
- Dopo evidenze del riempimento
dei fori spia avviare:
4. B/FS1
 5. B/FS2
 6. B/FS3

SEZIONE A-A

SCALA 1:50

**PROFILO LONGITUDINALE
SEQUENZA DI INIEZIONE**

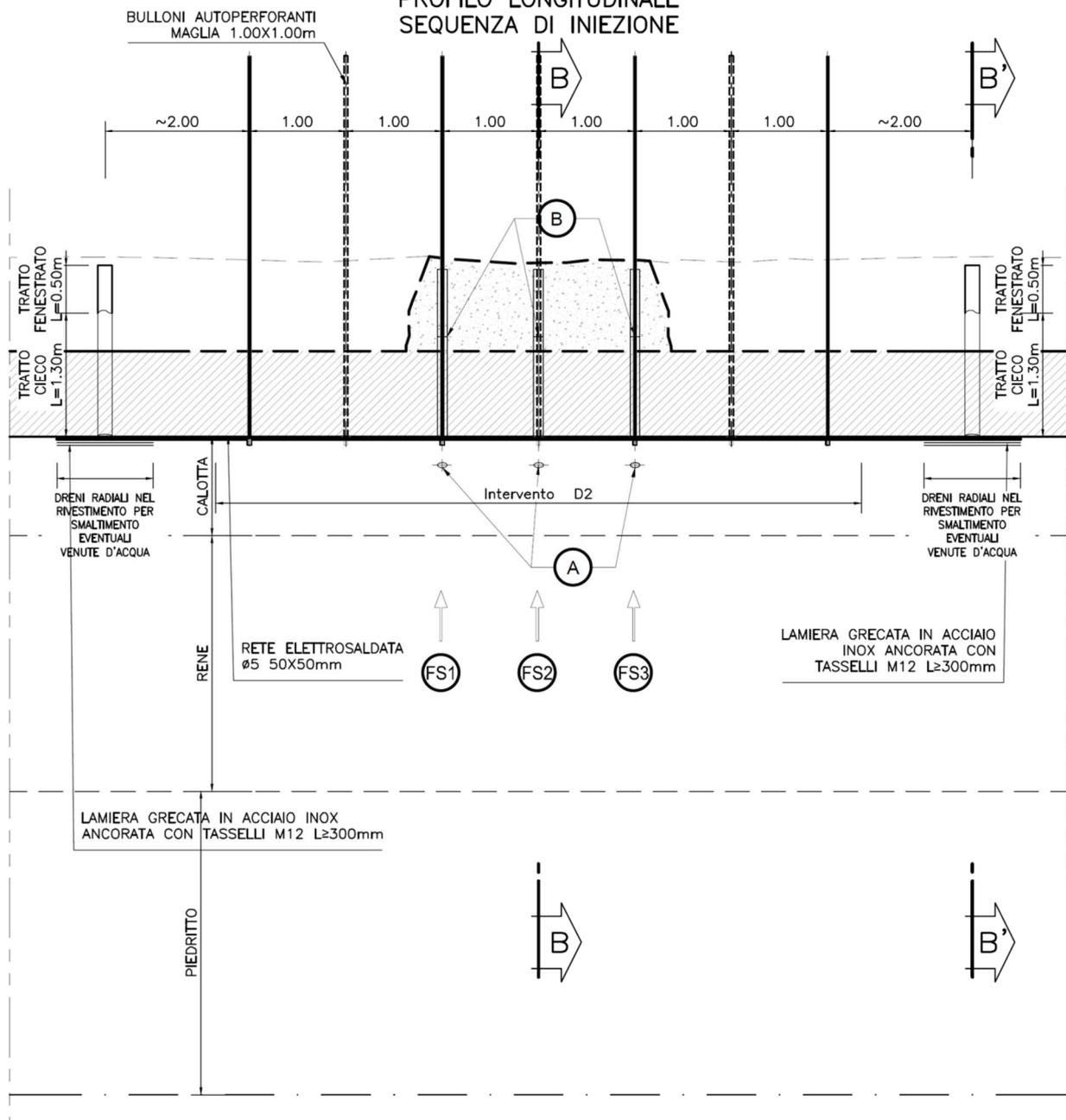


Figura 4-15 - Schemi estratti dall'elaborato grafico, illustrativi delle fasi di iniezione

4.10 INTERVENTO DI TIPO E1

L'intervento di tipo E1 riguarda i presidi per distacchi e/o ammaloramenti profondi fino a 20 cm in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione in ammassi rocciosi/terrosi. Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3U ed S e i difetti CETU di tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-4, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Si procede inizialmente con il disgreggio, se necessario, di porzioni instabili e regolarizzazione della superficie mediante idrofresatura o mezzi meccanici, si ripristina lo spessore con gunite ad alta resistenza armata con rete elettrosaldada (spessore 10-20 cm) prevedendo posa di connettori gunite-rivestimento, solidarizzati alla rete e inglobati nello strato di gunite come indicato negli schemi grafici. Lisciatura finale.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm e maglia 50x50 mm con sottostante rete elettrosaldada leggera $\Phi 1.6$ 12.7x12.7 mm.

La solidarizzazione della gunite al rivestimento esistente avviene tramite la posa di tasselli M12 in acciaio ad ancoraggio chimico, di lunghezza ≥ 45 cm e disposti a quinconce a maglia 70x70 cm.

É prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque. Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

Infine si procede con la posa in opera di lastre grecate in acciaio inox di spessore pari a 0.8 mm. Le lamiere sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 200 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico disposti a quinconce inghisati nel nuovo rivestimento in gunite. Esse si interrompono sui piedritti e convogliano le acque su apposite gronde di scolo. Queste gronde presentano sezione 0.15x0.2 m con presenza di una gronda scolo ogni 9 m circa.

GRONDA PER RACCOLTA ACQUE DRENI



Figura 4-16 – Gronda per raccolta acque

Ciò consente di gestire portate pari a circa 20-30 l/s, valori sufficienti a gestire le portate drenate in galleria.

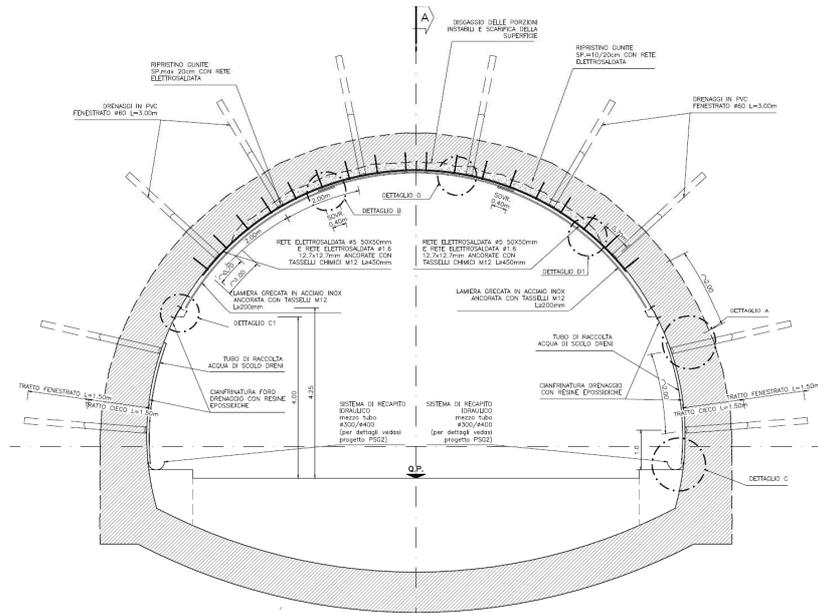


Figura 4-17 - Schema rappresentativo intervento tipo E1

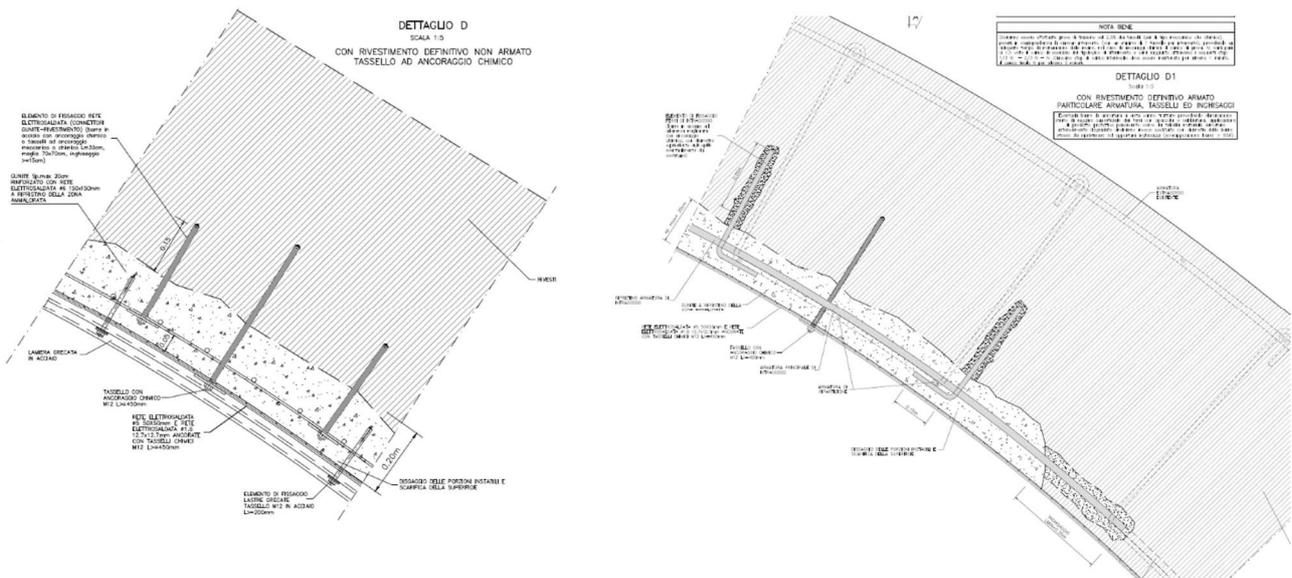


Figura 4-18 - Schema di dettaglio della gunite, a sinistra con rivestimento non armato, a destra con rivestimento provvisto di armatura.

Ove specificamente indicato dal Progettista, potrà essere prevista direttamente, previa eventuale scarifica superficiale, l'applicazione della doppia rete protettiva in acciaio inox ($\varnothing 1.6\text{mm}$ maglia $12.7 \times 12.7\text{mm}$ + $\varnothing 5\text{mm}$ maglia $50 \times 50\text{mm}$) con tassellatura chimica di lunghezza $\geq 45\text{cm}$ (maglia $70 \times 70\text{cm}$), senza quindi procedere alle preliminari operazioni di disaggio e ripristino spessore con gunite. Tale soluzione sarà adottata nei tratti in cui il calcestruzzo in opera non risulti ammalorato in modo tale da richiederne la rimozione e ripristino ma tuttavia si rilevino fenomeni di alterazione (riduzione della resistenza del cls per parziale perdita della pasta di cemento) o fessurativi e di discontinuità nella zona di intradosso del rivestimento stesso, che presentino carattere superficiale e quindi non tali da isolare cunei instabili di volume rilevante (che richiederebbero altro tipo di intervento), ma che potrebbero comportare il distacco di piccoli frammenti di calcestruzzo.

4.11 INTERVENTO DI TIPO E2

L'intervento di tipo E2 riguarda i presidi per distacchi profondi (sp.= 20-40 cm) in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3U ed S e i difetti CETU di tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Si procede inizialmente con il disgaggio di porzioni instabili e regolarizzazione della superficie mediante idrofresatura o mezzi meccanici.

Posa connettori (barre filettate M12, L var 35-60cm) inghisati per almeno 20 cm ne rivestimento in opera e prolungati fino a 5 cm ca dalla superficie di intradosso.

Si ripristina lo spessore con gunite ad alta resistenza armata con rete elettrosaldata (spessore totale fino a 40 cm prevedendo spessore massimi pari a 20 cm ad ogni applicazione ed uno strato di rete, solidarizzato ai connettori radiali, inglobati in ciascun strato di gunite). I connettori e la rete consentono di rendere solidale la gunite al rivestimento esistente.

Lisciatura finale.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm con sottostante rete elettrosaldata leggera $\Phi 1.6$ 12.7x12.7 mm, solidarizzate al rivestimento mediante bullonature radiali autoperforanti di lunghezza di 3 metri e maglia 100X100 cm a quinconce.

Atteso almeno un tempo pari a 48 ore per la maturazione della cementazione, si dovrà prevedere una coppia di serraggio da applicare ai bulloni, pari a un valore di circa 150 N*m che risulta compatibile con la funzione di ancoraggio passivo per cui i bulloni sono stati previsti e comunque tale da conferire una forza di trazione pari a circa 10 - 20 KN, sufficiente a non lasciare lasco il sistema.

L'intervento di chiodatura consente così di assicurare la completa collaborazione tra il rivestimento definitivo esistente ed il getto integrativo, esercitando una pressione (data dal serraggio dei bulloni) che mantiene in contatto le 2 parti e bilancia il possibile ritiro in futuro della malta.

E' prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

Infine si procede con la posa in opera di lastre grecate in acciaio inox di spessore pari a 0.8 mm. Le lamiere sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 300 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico, disposti a quinconce. Esse si interrompono sui piedritti e

convogliano le acque su apposite gronde di scolo. Queste gronde presentano sezione 0.15x0.2 m con presenza di una gronda scolo ogni 9 m circa.

GRONDA PER RACCOLTA ACQUE DRENI

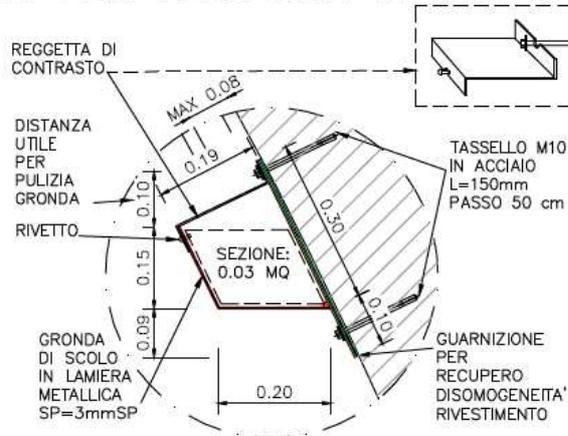


Figura 4-19 – Gronda per raccolta acque

Ciò consente di gestire portate pari a circa 20-30 l/s, valori sufficienti a gestire le portate drenate in galleria.

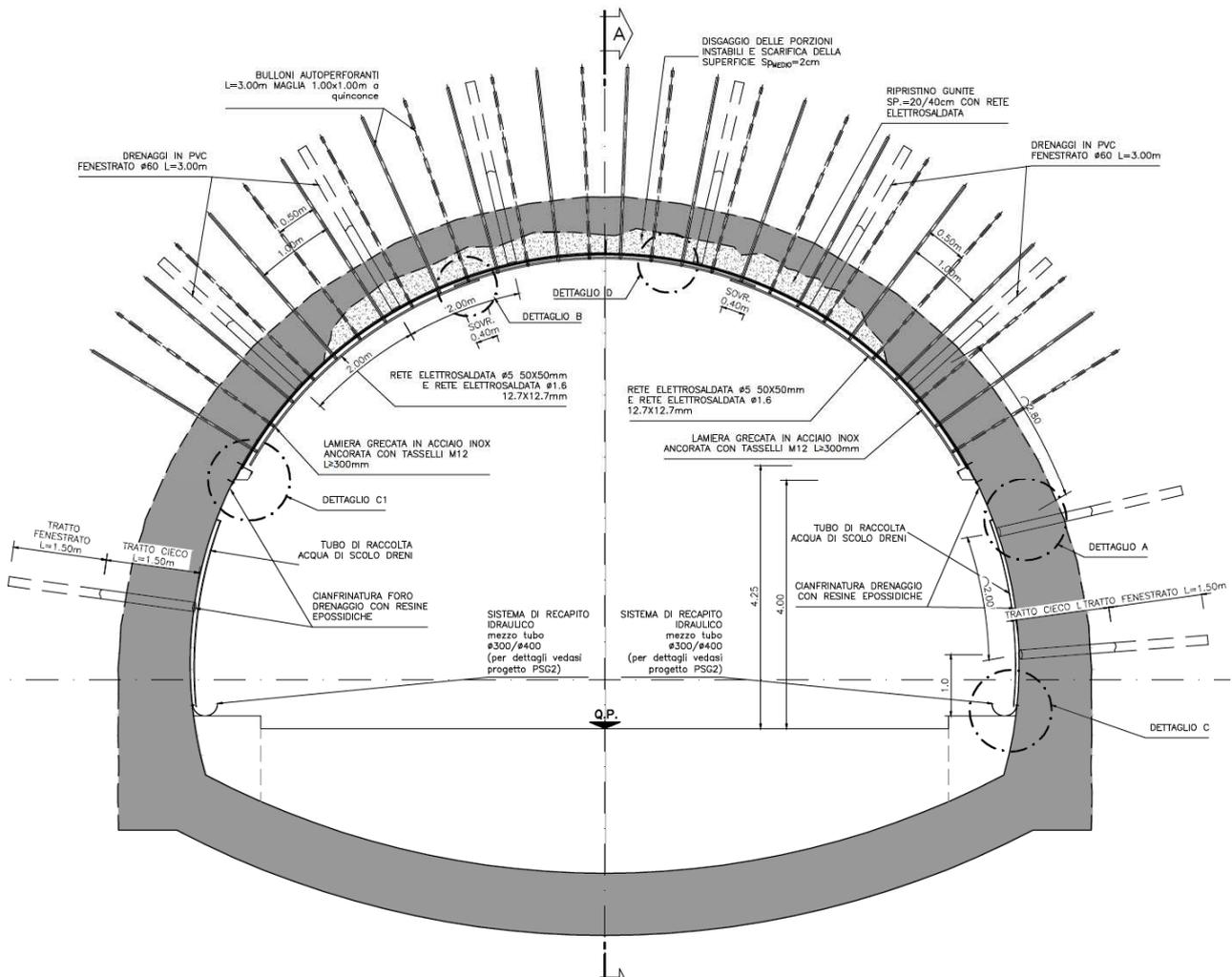


Figura 4-20 - Schema rappresentativo intervento tipo E2

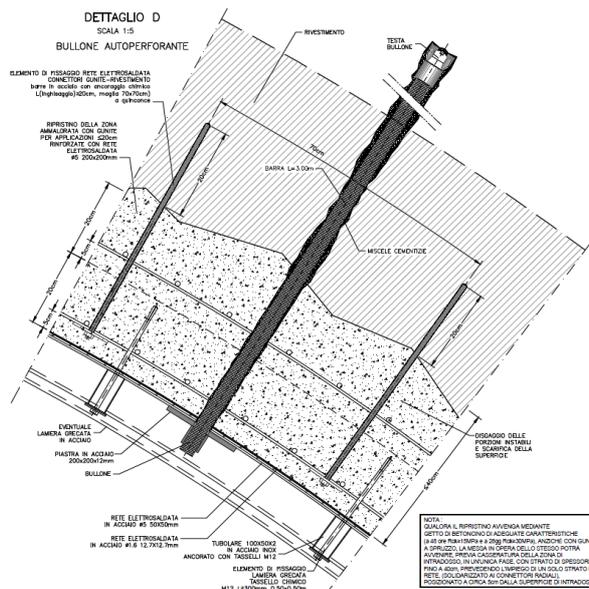


Figura 4-21 - Schema di dettaglio della gunite

4.12 INTERVENTO DI TIPO F1

L'intervento di tipo F1 riguarda i presidi distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno in assenza di venute di acqua, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3U ed S e di difetti CETU del tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, ZL-1.

Si procede con il disaggio di porzioni instabili e la regolarizzazione della superficie mediante idrofresatura o mezzi meccanici,

Esecuzione nella zona interessata da cavità al contorno evidenziata dalle prime ispezioni/ indagini, di video endoscopie integrative, da realizzarsi secondo una maglia di circa 1.0x1.0 m al fine di circoscrivere e definire le caratteristiche geometriche della zona caratterizzata da anomalia (cavità al contorno), inserimento coppie di tubi in PVC per il pompaggio successivo.

Posa connettori (barre filettate M12, L var 35-60 cm) inghisati per almeno 20cm nel rivestimento in opera e prolungati fino a 5 cm ca dalla superficie di intradosso.

Ripristino spessore con gunite armata elettrosaldata (spessore totale fino a 40 cm, prevedendo spessori massimi pari a 20 cm ad ogni applicazione ed uno strato di rete, solidarizzato ai connettori radiali, inglobato in ciascuno strato di gunite.

Lisciatura finale.

Atteso adeguato tempo di indurimento della gunite, riempimento cavità mediante pompaggio materiale tipo argilla espansa cementata (geomix) tramite tubi in PVC appositamente predisposti.

Come indicato negli elaborati grafici la sequenza di iniezione del prodotto di riempimento prevede di iniziare dalle tubazioni poste a quote inferiori e periferiche per poi procedere progressivamente utilizzando le tubazioni poste a quote superiori e centrali rispetto alla cavità, in modo da garantirne il completo riempimento.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm con sottostante rete elettrosaldata leggera $\Phi 1.6$ 12.7x12.7 mm, solidarizzate al rivestimento mediante bullonature radiali autoperforanti di lunghezza di 6 metri e maglia 100X100 cm disposti a quinconce.

Nelle zone ai margini dell'intervento si procede con la posa in opera di tubazioni di scarico di eventuali venute di acqua ed alla posa in opera di lastre grecate per la raccolta e regimazione delle stesse come indicato negli elaborati grafici.

Qualora nel corso delle perforazioni di realizzazione della bullonatura radiale si riscontrasse la presenza di venute d'acqua significative, l'intervento dovrà prevedere la messa in opera di lamiere grecate, secondo quanto previsto nell'intervento tipologico F2.

Qualora la profondità della cavità risulti superiore ad un valore mediamente pari a 1.5m, si dovrà adottare un diverso tipo di intervento, specifico, idoneo al caso effettivamente riscontrato

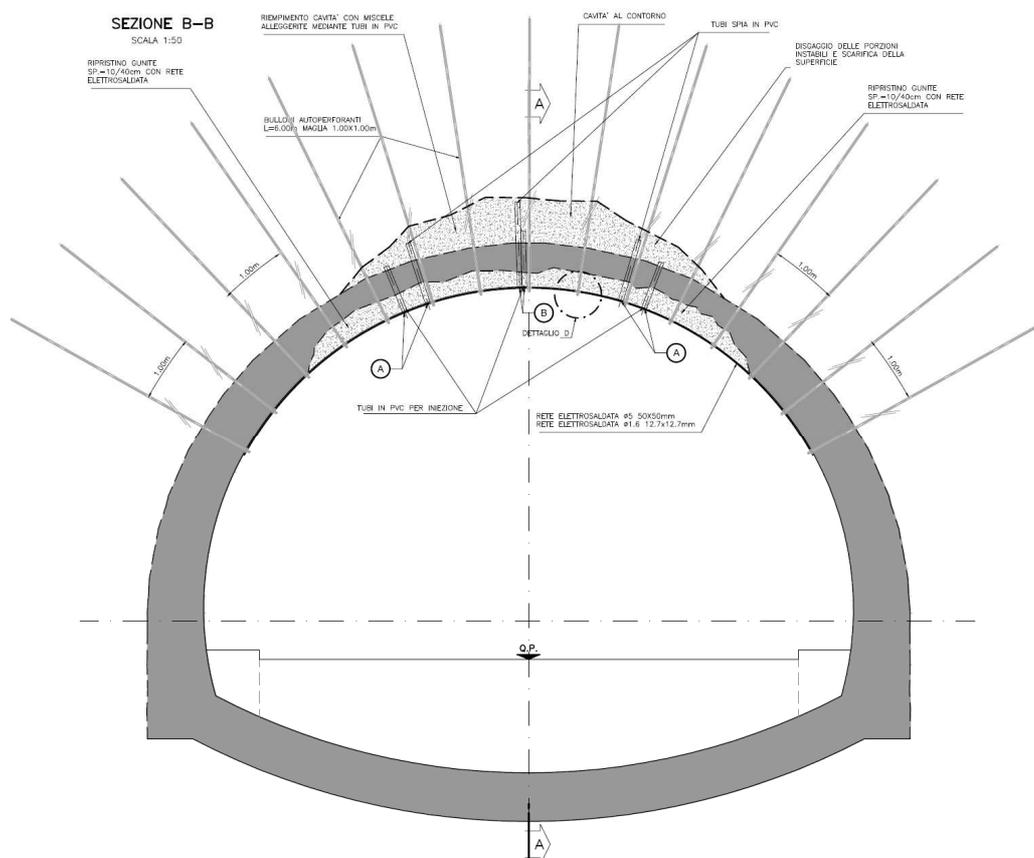


Figura 4-22 - Schema rappresentativo intervento tipo F1

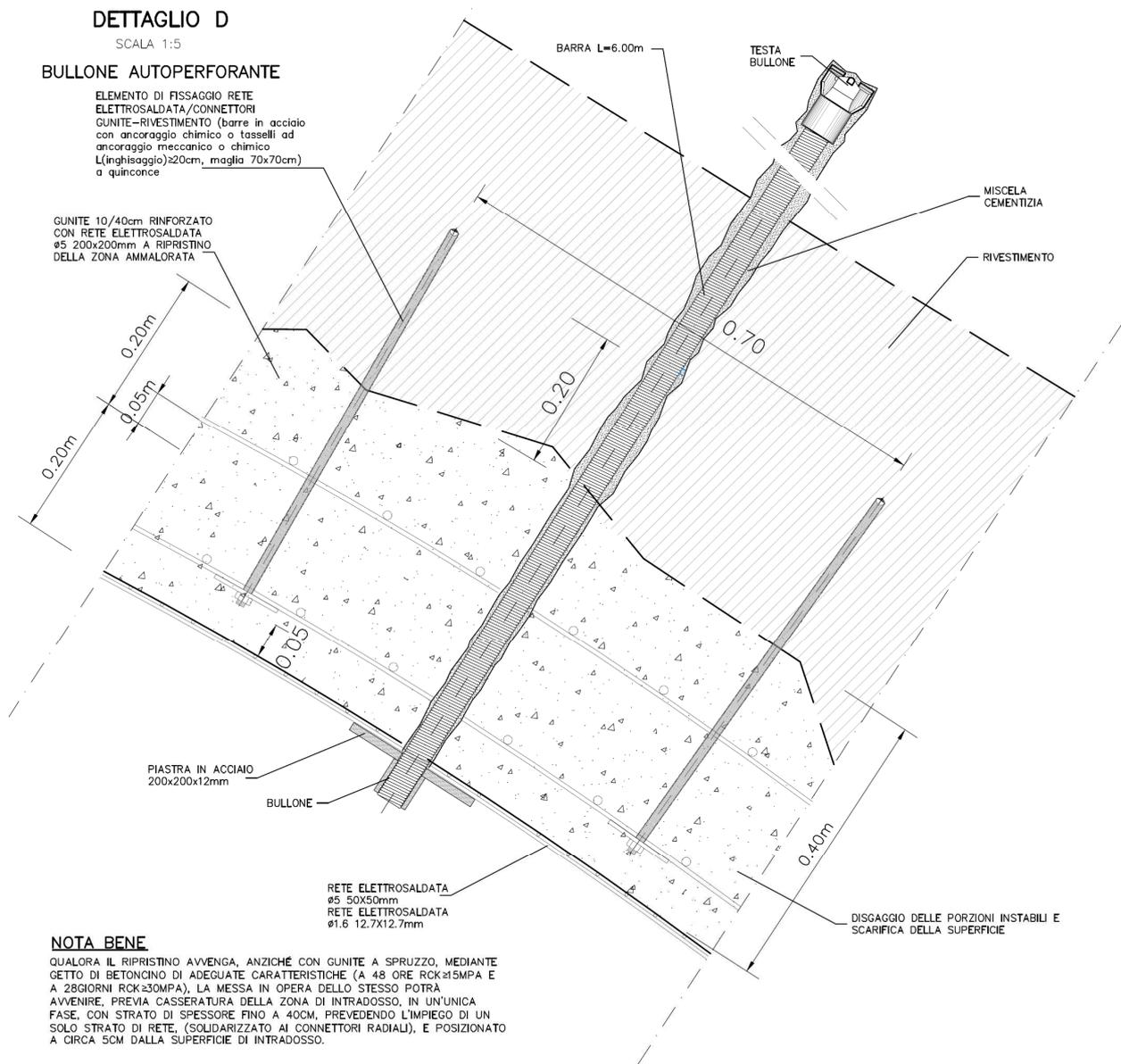


Figura 4-23 – Dettaglio dell'intervento di ripristino

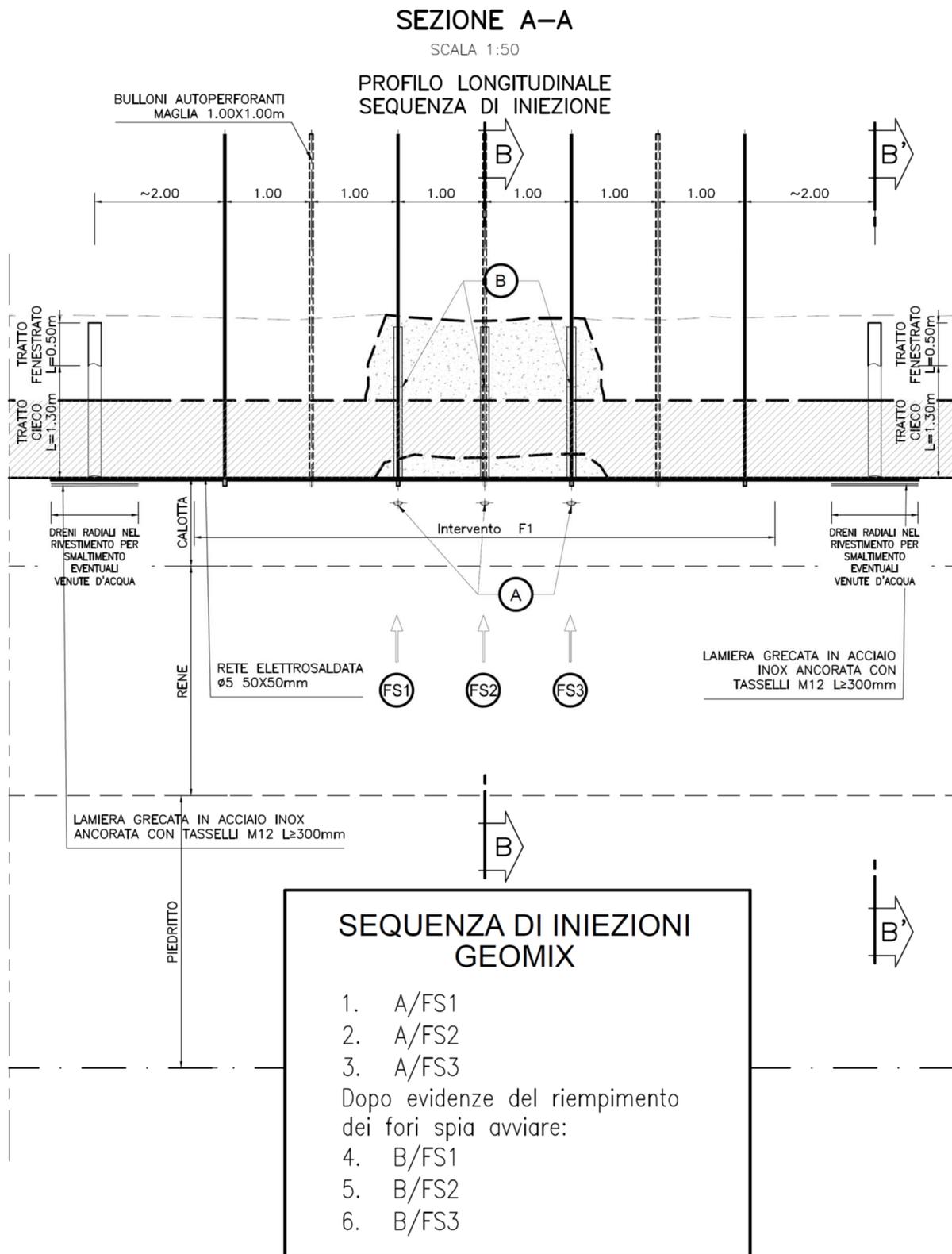


Figura 4-25 - Schema rappresentativo intervento tipo F1, sequenza di iniezione

4.13 INTERVENTO DI TIPO F2

L'intervento di tipo F2 riguarda i presidi distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno in presenza di venute di acqua, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3U ed S e di difetti CETU del tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-4, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4, ZL-1.

Si procede con il disgreggio di porzioni instabili e la regolarizzazione della superficie mediante idrofresatura o mezzi meccanici.

Esecuzione nella zona interessata da cavità al contorno evidenziata dalle prime ispezioni/ indagini, di video endoscopie integrative, da realizzarsi secondo una maglia di circa 1.0x1.0 m al fine di circoscrivere e definire le caratteristiche geometriche della zona caratterizzata da anomalia (cavità al contorno), inserimento coppie di tubi in PVC per il pompaggio successivo.

Posa connettori (barre filettate M12, L var 35-60 cm) inghisati per almeno 20cm nel rivestimento in opera e prolungati fino a 5 cm ca dalla superficie di intradosso.

Ripristino spessore con gunite armata elettrosaldata (spessore totale fino a 40 cm, prevedendo spessori massimi pari a 20 cm ad ogni applicazione ed uno strato di rete, solidarizzato ai connettori radiali, inglobato in ciascuno strato di gunite.

Lisciatura finale.

Atteso adeguato tempo di indurimento della gunite, riempimento cavità mediante pompaggio materiale tipo argilla espansa cementata (geomix) tramite tubi in PVC appositamente predisposti.

Come indicato negli elaborati grafici la sequenza di iniezione del prodotto di riempimento prevede di iniziare dalle tubazioni poste a quote inferiori e periferiche per poi procedere progressivamente utilizzando le tubazioni poste a quote superiori e centrali rispetto alla cavità, in modo da garantirne il completo riempimento.

Successivamente si prevede l'applicazione di una rete protettiva pesante in acciaio inox di diametro pari a 5 mm con maglia 50x50 mm con sottostante rete elettrosaldata leggera $\Phi 1.6$ 12.7x12.7 mm, solidarizzate al rivestimento mediante bullonature radiali autoperforanti di lunghezza di 6 metri e maglia 100X100 cm disposti a quinconce.

Esecuzione di drenaggi radiali $L=3.0m$ $i=2.0m$, posa in opera di lamiera grecate in acciaio inox tassellate, sistema di raccolta acque drenate.

Nelle zone ai margini dell'intervento si procede con la posa in opera di tubazioni di scarico di eventuali venute di acqua ed alla posa in opera di lastre grecate per la raccolta e regimazione delle stesse come indicato negli elaborati grafici.

Qualora la profondità della cavità risulti superiore ad un valore mediamente pari a 1.5m, si dovrà adottare un diverso tipo di intervento, specifico, idoneo al caso effettivamente riscontrato

DETTAGLIO D

SCALA 1:5

BULLONE AUTOPERFORANTE

ELEMENTO DI FISSAGGIO RETE ELETTRORALDATA/CONNETTORI
GUNITE-RIVESTIMENTO (barre in acciaio con ancoraggio chimico o tasselli ad ancoraggio meccanico o chimico L(inchisaggio)≥20cm, maglia 70x70cm) a quinconce

GUNITE 10/40cm RINFORZATO CON RETE ELETTRORALDATA Ø5 200x200mm A RIPRISTINO DELLA ZONA AMMALORATA



NOTA BENE

QUALORA IL RIPRISTINO AVVENGA, ANZICHÉ CON GUNITE A SPRUZZO, MEDIANTE GETTO DI BETONCONO DI ADEGUATE CARATTERISTICHE (A 48 ORE RCK≥15MPA E A 28GIORNI RCK≥30MPA), LA MESSA IN OPERA DELLO STESSO POTRÀ AVVENIRE, PREVIA CASSERATURA DELLA ZONA DI INTRADOSSO, IN UN'UNICA FASE, CON STRATO DI SPESSORE FINO A 40CM, PREVEDENDO L'IMPIEGO DI UN SOLO STRATO DI RETE, (SOLIDARIZZATO AI CONNETTORI RADIALI), E POSIZIONATO A CIRCA 5CM DALLA SUPERFICIE DI INTRADOSSO.

DISGAGGIO DELLE PORZIONI INSTABILI E SCARIFICA DELLA SUPERFICIE

Figura 4-27 – Dettaglio dell'intervento di ripristino

SEZIONE A-A

SCALA 1:50

PROFILO LONGITUDINALE SEQUENZA DI INIEZIONE

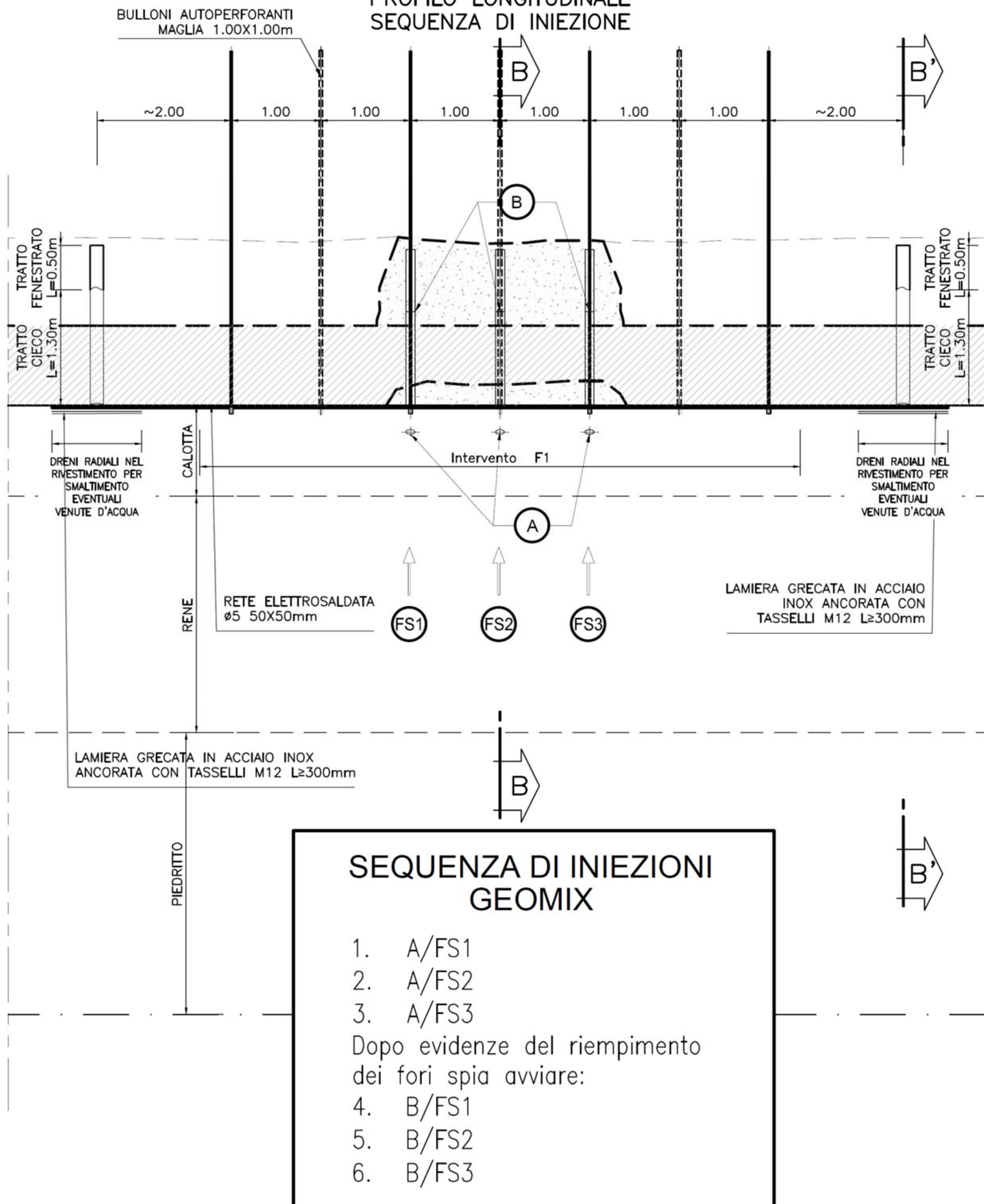


Figura 4-29 - Schema rappresentativo intervento tipo F2, sequenza di iniezione

4.14 INTERVENTO DI TIPO G1

L'intervento tipo G1 riguarda i presidi nei confronti della presenza di reticolo di fessure che individua cunei potenzialmente instabili - vol. > 1 mc – in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E,3U ed S e per difetti CETU di tipo F1, F2, F3, F4, F5, HY.1, HY-2, HY-3, HY-4).

Si procede all'applicazione di rete protettiva leggera in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 1.6mm, maglia 12.7x12.7 mm) con sovrapposizione rete protettiva pesante in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 5mm maglia 50x50 mm, solidarizzate al rivestimento mediante bullonature radiali autopercoranti di lunghezza di 3 metri e maglia 150X150 cm a quinconce.

E' prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti.

Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

Infine si procede con la posa in opera di lastre grecate in acciaio inox di spessore pari a 0.8 mm. Le lamiere sono fissate all'intradosso della galleria tramite dei tasselli in acciaio M12 di lunghezza ≥ 300 mm ad espansione meccanica o ad ancoraggio chimico disposti a quinconce.

La posizione degli interventi di chiodatura indicata negli elaborati grafici, potrà essere localmente adeguata alla reale posizione delle fessure presenti, mappate sulla volta della galleria

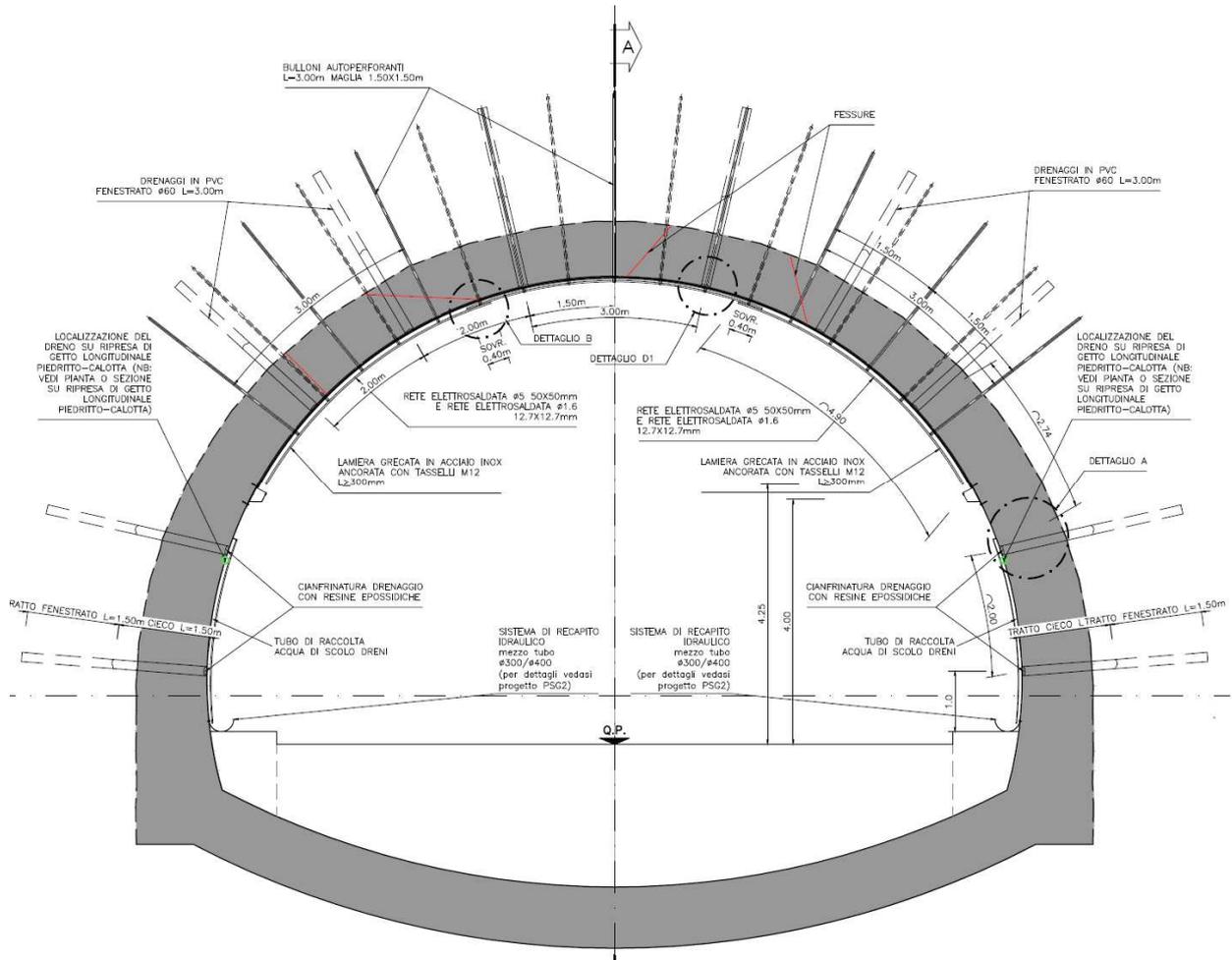


Figura 4-30 - Schema rappresentativo intervento tipo G1

4.15 INTERVENTO DI TIPO G2

L'intervento tipo G2 riguarda i presidi nei confronti della presenza di reticolo di fessure diffuse che individua cunei potenzialmente instabili - vol. < 1 mc – in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3U ed S e difetti CETU di tipo F1, F2, F3, F4, F5, RB4, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Si descrivono di seguito le caratteristiche dell'intervento.

Applicazione di rete protettiva leggera in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 1.6mm, maglia 12.7x12.7 mm) con sovrapposizione rete protettiva pesante in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 5mm maglia 50x50 mm, solidarizzate al rivestimento mediante tasselli M12 di lunghezza ≥ 45 cm, ad ancoraggio chimico, maglia 70x70 cm.

Applicazione pannelli di rete in un'unica fune $\Phi 8$ mm di acciaio ad alta resistenza ($\sigma > 1770$ Mpa), intessuta a formare maglie romboidali 250x250mm. La rete sarà fissata all'intradosso della galleria tramite chiodature metalliche $\Phi 38$ mm di lunghezza pari a 3.00m e disposti a maglia 3.00x1.50m.

Posa di lastre grecate in acciaio inox sp=0.8 tassellate

E' prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

La posizione degli interventi di chiodatura indicata negli elaborati grafici, potrà essere localmente adeguata alla reale posizione delle fessure presenti, mappate sulla volta della galleria.

4.16 INTERVENTO DI TIPO G3

L'intervento tipo G3 riguarda i presidi nei confronti di un quadro fessurativo persistente in presenza di significativi stati tensionali nei rivestimenti e con venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E 3U ed S e per difetti CETU di tipo F1, F2, F3, F4, F5, DF-1, DF-2, DF-3, DF-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Si descrivono di seguito le caratteristiche dell'intervento.

Applicazione di rete protettiva leggera in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 1.6mm, maglia 12.7x12.7 mm) con sovrapposizione rete protettiva pesante in acciaio inox (rete elettrosaldata, diam. 5mm maglia 50x50 mm).

La rete sarà fissata all'intradosso della galleria tramite le previste bullonature radiali con bulloni in acciaio autoperforanti ad ancoraggio continuo Φ 38mm di lunghezza pari a 6.00m e disposti a maglia 1.00x1.00m nel tratto di 3.0m circa a cavallo della lesione e maglia 1.50 x 1.50m nel tratto più distante dalla lesione stessa.

E' prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque, posa in opera di lamiere grecate in acciaio inox tassellate, sistema di raccolta di acque drenate.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

La posizione degli interventi di chiodatura indicata negli elaborati grafici, potrà essere localmente adeguata alla reale posizione delle fessure presenti, mappate sulla volta della galleria

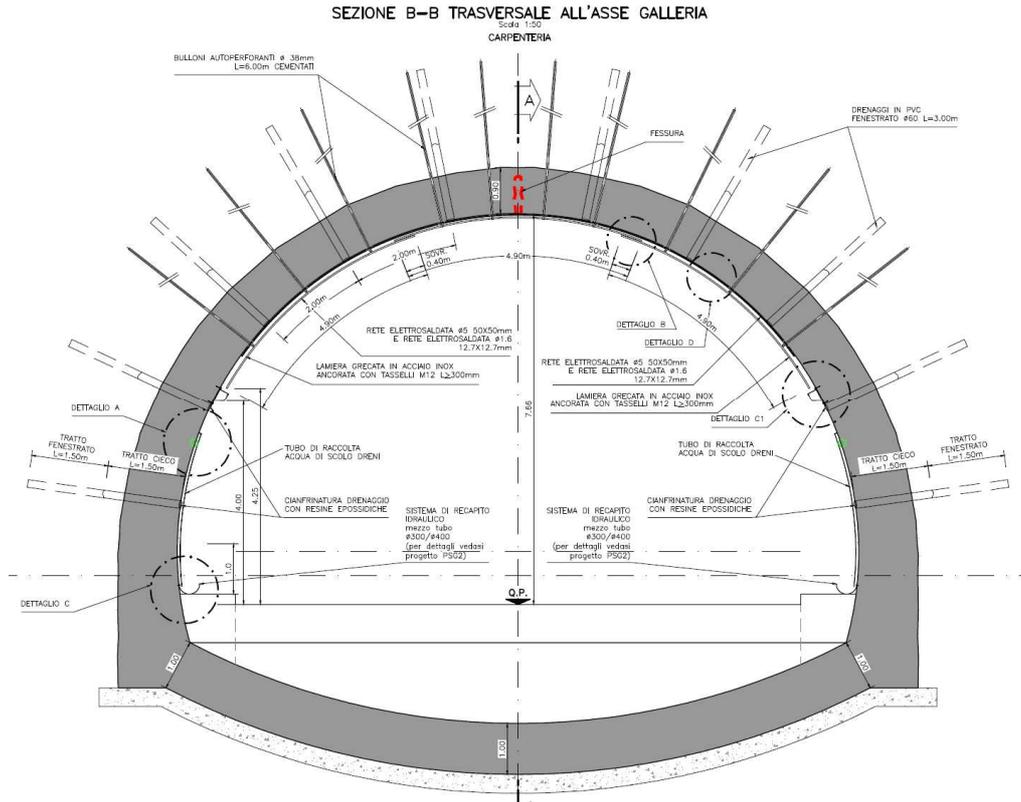


Figura 4-32 - Schema rappresentativo intervento tipo G3

4.17 INTERVENTO DI TIPO H1

L'intervento tipo H1 riguarda i presidi nei confronti di un ammaloramento delle armature e del calcestruzzo fino a 20 cm in assenza di venute di acqua, con rilevamento in calcestruzzo armato, con/senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3, 3U ed S e per difetti CETU di tipo RB-4, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4, ZL-2.

- Si procede inizialmente con disgregazione delle porzioni instabili e idrofresatura del rivestimento definitivo, per uno spessore di 10-20cm, in modo da scoprire completamente l'armatura di intradosso.

- Si procede quindi con il trattamento delle armature:

- Nei tratti ove l'armatura risulti integra e solo superficialmente arrugginita (strato di alterazione < 1-2mm), si prevede eliminazione strato di ruggine superficiale dai ferri con spazzola o sabbiatura, e applicazione di prodotto protettivo come da tabella materiali.
- Nei tratti invece in cui l'armatura risulti intensamente degradata, essa andrà sostituita con diametri delle barre come da as-built ed opportuni inghisaggi (vedi schemi nella tavola); nelle zone di giunzione si prevede una lunghezza di sovrapposizione tra le barre ≥ 60 diametri.

- Successivo ripristino spessore del calcestruzzo, con gunite armata ($sp=10-20$ cm), prevedendo lisciatura finale.

- Si prevede quindi applicazione di rete protettiva leggera in acciaio inox (diam 1.6mm maglia 12.7x12.7mm) con sovrapposta rete protettiva pesante (diam. 5mm maglia 50x50mm) e tasselli M12 di lunghezza ≥ 45 cm, ad ancoraggio chimico, disposti in alternanza agli inghisaggi previsti per ripristinare gli spilli, secondo schema indicato negli elaborati grafici.

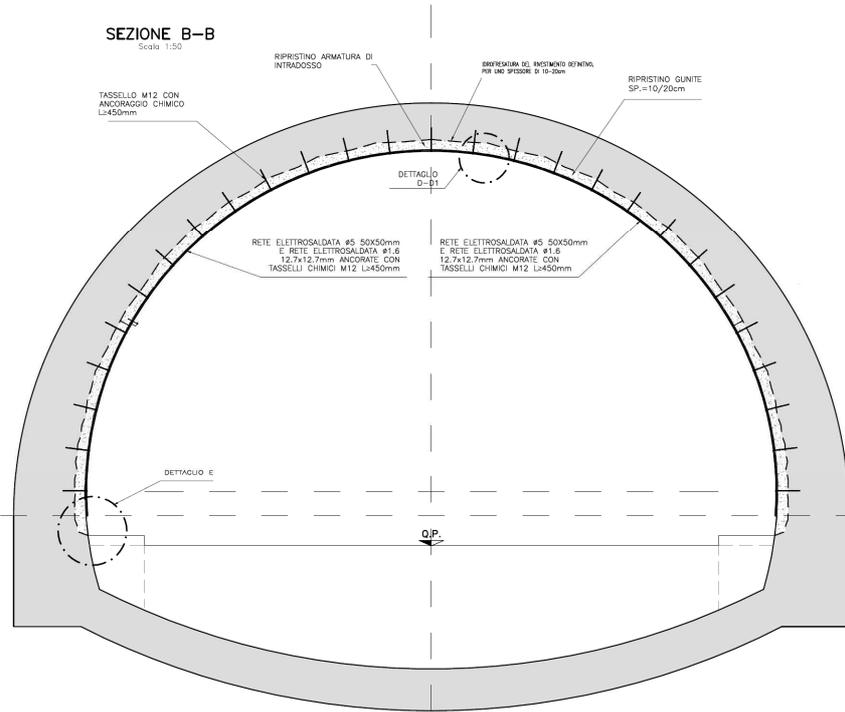


Figura 4-33 - Schema rappresentativo intervento tipo H1

4.18 INTERVENTO DI TIPO H2

L'intervento tipo H2 riguarda i presidi nei confronti di un ammaloramento delle armature e del calcestruzzo nello spessore del copriferro fino a 20 cm in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento in calcestruzzo armato, senza impermeabilizzazione, in ammassi terrosi/rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo A2, A2E, 3, 3U ed S e per difetti CETU di tipo RB-4, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4, ZL-2.

- Si procede inizialmente con disgregazione delle porzioni instabili e idrofresatura del rivestimento definitivo, per uno spessore di 10-20cm, in modo da scoprire completamente l'armatura di intradosso.

- Si procede quindi con il trattamento delle armature:

- Nei tratti ove l'armatura risulti integra e solo superficialmente arrugginita (strato di alterazione < 1-2mm), si prevede eliminazione strato di ruggine superficiale dai ferri con spazzola o sabbiatura, e applicazione di prodotto protettivo come da tabella materiali.
- Nei tratti invece in cui l'armatura risulti intensamente degradata, essa andrà sostituita con diametri delle barre come da as-built ed opportuni inghisaggi (secondo schemi riportati negli elaborati grafici); nelle zone di giunzione si prevede una lunghezza di sovrapposizione tra le barre ≥ 60 diametri.

- Successivo ripristino spessore del calcestruzzo, con gunite armata (sp=10-20 cm), prevedendo lisciatura finale.

- Si prevede quindi applicazione di rete protettiva leggera in acciaio inox (diam 1.6mm maglia 12.7x12.7mm) con sovrapposta rete protettiva pesante (diam. 5mm maglia 50x50mm) e tasselli M12 di lunghezza ≥ 45 cm, ad ancoraggio chimico, disposti in alternanza agli inghisaggi previsti per ripristinare gli spilli, secondo schema indicato negli elaborati grafici.

E' prevista inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali di lunghezza 3 m ed interasse 2 m, al fine di realizzare un sistema di raccolta delle acque.

Su tutta l'area di intervento, posa di laste grecate in acciaio inox sp=0.8mm tassellate.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

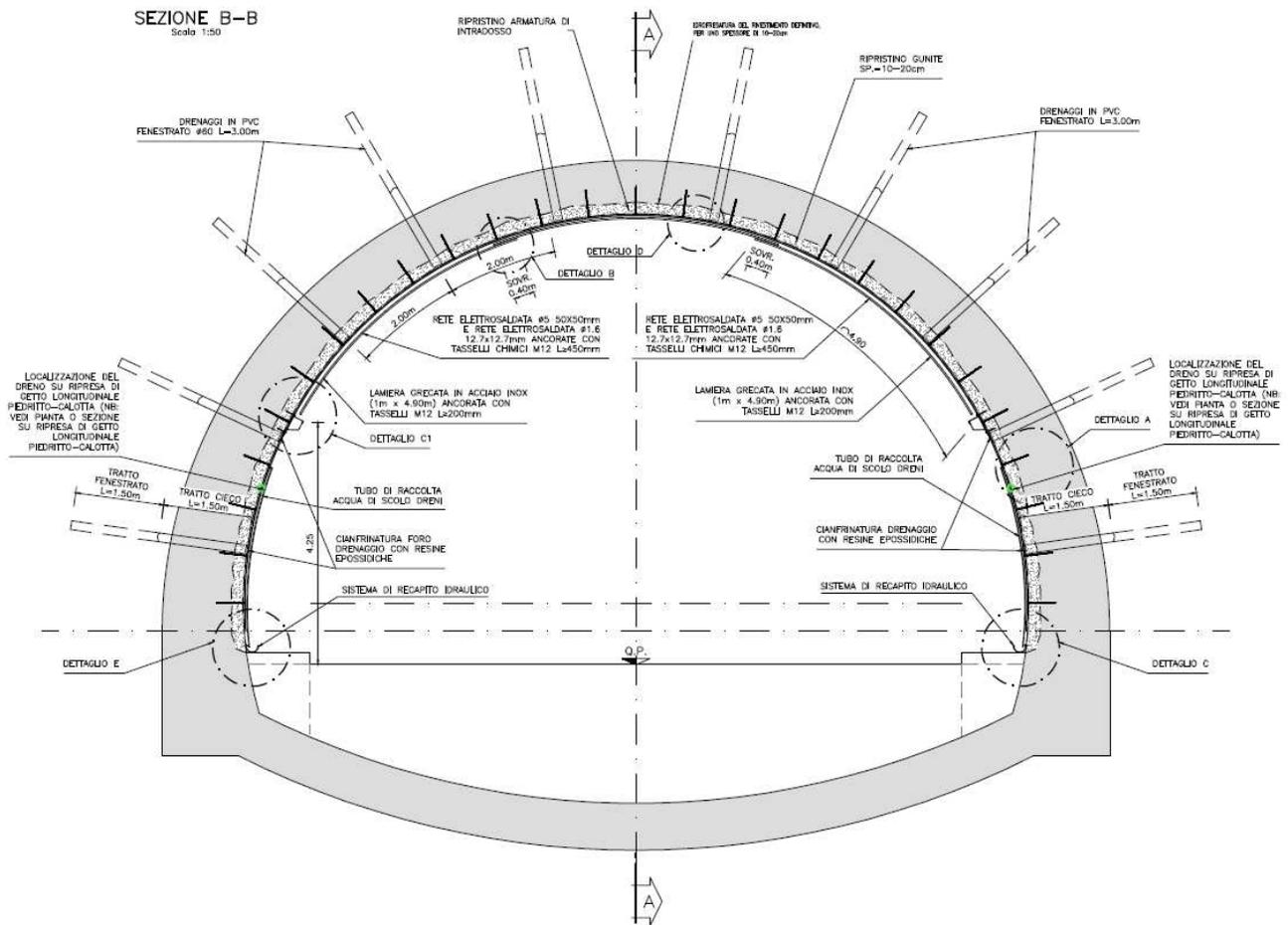


Figura 4-34 – schema rappresentativo intervento tipo H2

4.19 INTERVENTO DI TIPO I

L'intervento tipo I riguarda i presidi nei confronti di un ammaloramento profondo del calcestruzzo e delle armature, ove presenti, nella zona dei piedritti, con rivestimento armato, senza impermeabilizzazione, in ammassi terrosi/rocciosi.

Questi tipi di intervento si applicano per difetti IQOA di tipo 3 e difetti CETU di tipo RB-1, RB-2, RB-3, RB-4, RB-5, MO-2, MO-3, MO-4, MO-5, HY-1, HY-2, HY-3, HY-4.

Si procede inizialmente con disgregazione delle porzioni instabili e idrofresatura, fresa puntuale o mezzi meccanici, dello spessore dello spritz beton strutturale (10-20cm), con rete elettrosaldata diam. 6mm 150x150mm.

Per le tratte realizzate in calcestruzzo armato si dovrà prevedere un trattamento delle armature come di seguito descritto:

- Ove l'armatura risulti integra e solo superficialmente arrugginita (strato di alterazione < 1-2mm), si prevede eliminazione strato di ruggine superficiale dai ferri con spazzola o sabbiatura, e applicazione di prodotto protettivo come da tabella materiali.
- Ove l'armatura risulti intensamente degradata, essa andrà sostituita con diametri delle barre come da as-built ed opportuni inghisaggi (secondo schemi riportati negli elaborati grafici); nelle zone di giunzione si prevede una lunghezza di sovrapposizione tra le barre ≥ 60 diametri.

In caso di presenza d'acqua si prevede inoltre l'esecuzione di drenaggi radiali $L=3.0m$, su giunto longitudinale piedritto/calotta e su giunto trasversale piedritto/piedritto.

Tali drenaggi sono costituiti da tubi microfessurati in pvc con diametro esterno pari a 60 mm e spessore di 5 mm rivestiti con TNT; i drenaggi presentano sia un tratto cieco sia un tratto finestrato al fine di intercettare le acque all'estradosso della galleria senza rischiare di disperderle all'interno delle discontinuità nello spessore del cls. A tale scopo verrà anche garantita la perfetta cianfrinatura del foro di perforazione mediante resine epossidiche bicomponenti espandenti. Le acque in uscita verranno convogliate, tramite apposite tubazioni, dalla bocca dei dreni alle canalette di raccolta disposte in corrispondenza dei marciapiedi.

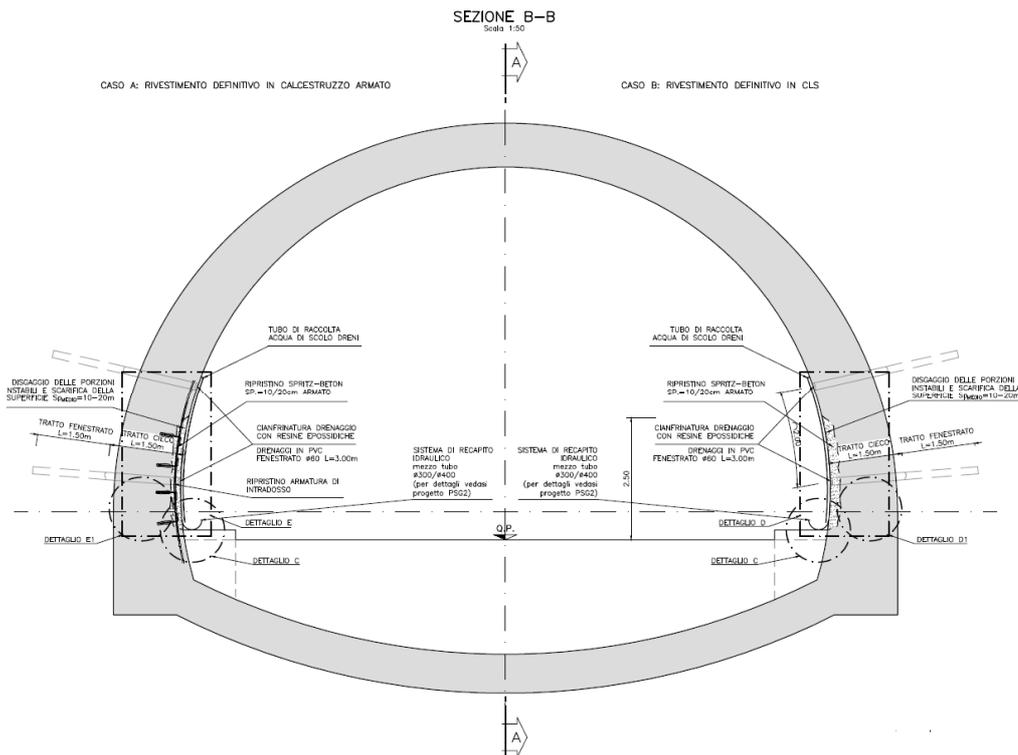


Figura 4-35 - schema rappresentativo intervento tipo I

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali adottati in progetto e nell'elaborazione dei calcoli sviluppati nella presente relazione sono di seguito indicati:

Rete elettrosaldata

Acciaio INOX AISI 304 / EN 1.4301

- Tensione di snervamento $\geq 300\text{MPa}$;
- Tensione di rottura $\geq 600\text{MPa}$;
- Modulo elastico = 200GPa

Rete in VTR

Materiale GFRP – Glass Fiber Reinforced Plastic

- Resistenza a trazione longitudinale $\geq 550\text{MPa}$;
- Resistenza a trazione trasversale $\geq 800\text{MPa}$;
- Modulo elastico longitudinale $> 25\text{GPa}$
- Modulo elastico trasversale $> 40\text{GPa}$

Profilo a T trasversale per fissaggio reti in VTR

Materiale GFRP – Glass Fiber Reinforced Plastic

- Resistenza a trazione $\geq 600\text{MPa}$;
- Resistenza a compressione $\geq 400\text{MPa}$;
- Modulo elastico $> 35\text{GPa}$

Tasselli M12 ad ancoraggio meccanico

o Acciaio inox A4 70 (per HILTI HSA-R o equivalente)

o Acciaio al carbonio, zincato, classe 8.8 (per HILTI HSA-LW o equivalente)

Tasselli M12 ad ancoraggio chimico

o Acciaio inox A4 70 (per HILTI HAS-U A4 o equivalente)

o Acciaio al carbonio, zincato, classe 8.8 (per HILTI HAS-U 8.8 e HILTI AM 8.8 HDG o equivalente)

Resine per ancoraggio chimico tasselli

Tipo Hilti HIT-HY 200 o equivalente

Lastra grecata di spessore $\geq 8\text{mm}$

Acciaio INOX AISI 304

- Tensione di snervamento $\geq 300\text{MPa}$;
- Tensione di rottura $\geq 600\text{MPa}$;
- Modulo elastico = 200GPa

Tubi microfessurati di drenaggio

In PVC ad alta resistenza (4.5MPa in trazione)

- diametro esterno 60mm;
- spessore 5mm;
- diametro di perforazione ≥ 100 mm
- rivestiti in TNT e con i primi 1.5m da boccaforo ciechi

Resine per cianfrinatura drenaggi

Resine epossidiche bicomponenti tipo SILICAJET exp/4 (riempimento) e tipo MAPEPOXY UV-S IT (per cianfrinatura). Utilizzo di sacco otturatore.

Prodotto passivante per protezione ferri di armatura

Malta cementizia anticorrosiva bicomponente, tipo MAPEFER

Gunite

Malta strutturale premiscelata ad alta resistenza, tipo MAPE GROUT T60 (preventivamente miscelato con acqua con additivazione in lancia di accelerante d presa liquido Alkali free tipo MAPE QUICK AF100, con dosaggio medio 30kg/m³)

- Resistenza a compressione ≥ 60 MPa @ 28 giorni (EN12190);
- Modulo elastico a compressione = 27GPa @ 28 giorni (EN13412);
- Adesione su calcestruzzo ≥ 2 MPa @ 28 giorni (EN1766 – EN1542);
- Resistenza allo sfilamento delle barre d'acciaio/ tensione di adesione ≥ 25 MPa (RILEM-CEB-FIP);
- Resistenza a fessurazione – nessuna dopo 180 giorni

Bulloni a barre autoperforanti Ø38

Tipo DYWIDAG R38-500 (R38N)

- | | |
|------------------------|-------------------------------|
| • Sezione trasversale | A= 750 mm ² |
| • Carico a rottura | F _{tk} ≥ 500 kN |
| • Carico a snervamento | F _{yk} ≥ 400 kN |

Bulloni in acciaio Ø32

In acciaio B450C

- | | |
|------------------------|-------------------------------|
| • Sezione trasversale | A= 804 mm ² |
| • Carico a rottura | F _{tk} ≥ 434 kN |
| • Carico a snervamento | F _{yk} ≥ 362 kN |

Bulloni in acciaio Ø25

In acciaio B450C

- | | |
|------------------------|-------------------------------|
| • Sezione trasversale | A= 491 mm ² |
| • Carico a rottura | F _{tk} ≥ 265 kN |
| • Carico a snervamento | F _{yk} ≥ 220 kN |

Malte per cementazione bulloni

Malte premiscelate monocomponenti tissotropiche a ritiro controllato tipo STABILCEM T o, per evitare eccessive dispersioni, resina bicomponente tipo SILICAJET ANK.

Eventuale fase preliminare di riempimento macro-vuoti mediante pompaggio da apposite tubazioni in PVC di calcestruzzo alleggerito:

- diametro inerti $\leq 6\text{mm}$;
- densità $\approx 1000\text{-}1100\text{ Kg/m}^3$;
- $R_{ck} \geq 15\text{MPa}$.

Materiale per riempimento cavità al contorno

Argilla espansa cementata tipo LEKA (GEOMIX)

- densità $\leq 1100\text{ Kg/m}^3$.

Piastra di fissaggio/ancoraggio per tasselli/bulloni

In acciaio S275

Pannelli di rete a fune metallica

Pannello costituito da un'unica fune di acciaio ad alta resistenza ($\sigma \geq 1770\text{ MPa}$), intessuta a formare maglie romboidali e fissata agli incroci mediante doppio nodo.

Fune di acciaio di orditura:

Fune a trefoli di diametro 8 mm (6x7+WSC) - Grado di resistenza $>1770\text{ MPa}$

Nodo: Per il doppio nodo di legatura è previsto filo di acciaio diam. 3mm, con rivestimento anticorrosivo, e resistenza $>350\text{ MPa}$.

Nodo: Carico di rottura a strappo: 24 KN

Fune perimetrale: diametro 10 mm (6x19+WSC) ad alta resistenza ($\sigma > 1770\text{ MPa}$)

Giunzione tra pannelli: con cavo d'acciaio diam. 10 mm

Rivestimento anticorrosivo delle funi (di orditura e perimetrali): di tipo standard, (zincatura - classe B UNI-EN 10264-2)

Resistenza a trazione e punzonamento pannello di rete (diam. 8mm maglia 250x250 mm):

- Resistenza a trazione $\geq 170\text{ KN/m} \pm 10\%$
- Resistenza a punzonamento $\geq 260\text{ KN} (\pm 15)$
- Deformazione max $\leq 240\text{mm} \pm 20$

Spritz beton strutturale

Classe di resistenza	C30/37
Classe di esposizione	XC3-XA1
	XC3-XA3 (per i primi 50m dall'imbocco)
Diametro massimo inerti	12mm

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Nell' seguito verranno presentate le verifiche strutturali degli interventi tipologici proposti per il ripristino delle parti danneggiate di gallerie autostradali.

Secondo quanto richiesto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, gli interventi previsti si classificano come "interventi di riparazione o locali" in quanto, in accordo al par. 8.4.1, riguardano una singola parte della struttura, senza cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a:

- Ripristinare, rispetto alla configurazione precedente il danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate – questo è valido sia nelle aree precedentemente interessate da distacchi, sia nelle parti disgiunte durante i rilievi.
- Migliorare le caratteristiche di resistenza di parti, anche non danneggiate – in quanto, per esempio, gli interventi di chiodatura tendono a mantenere il rivestimento compatto, evitando meccanismi di rottura fragile nel calcestruzzo non armato e bloccando gli assestamenti e possibili evoluzioni tensionali della roccia ammalorata retrostante;
- Impedire meccanismi di collasso locale – bloccando o riducendo significativamente il fenomeno di eventuali distacchi futuri, si assicura nel tempo un miglior mantenimento della prestazione iniziale del rivestimento definitivo, non alterando la configurazione di carico, soprattutto verso disposizioni asimmetriche, mal tollerate da rivestimento non armato.

Nel seguito si procede quindi alla verifica strutturale, e quindi alla valutazione della sicurezza, solo della parte interessata dall'intervento, sottolineando che quanto previsto ha lo scopo di non produrre sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura della galleria nel suo insieme e che gli interventi non riducono assolutamente il livello di sicurezza preesistente, semmai lo innalzano localmente, migliorandone il funzionamento.

Dato quanto sopra descritto il campo di applicazione di tali interventi è da ritenersi valido sia per gallerie che presentano arco rovescio che per gallerie non dotate di arco rovescio

6.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

Per procedere al corretto dimensionamento e verifica dei vari interventi strutturali, per ciascuna condizione si è analizzata la combinazione specifica di carichi, che ha portato al danno attuale, e si è quindi provveduto a controllare che il ripristino previsto sia in grado di fronteggiare la peggiore condizione in base ai dati in esame.

Poiché questa relazione contiene le verifiche strutturali degli interventi tipologici da utilizzare su più gallerie, nel seguito non si andranno ad individuare delle sezioni di calcolo specifiche lungo il profilo di una singola galleria con lo scopo di analizzarne le condizioni locali di carico, ma si analizzerà una condizione di carico ritenuta rappresentativa del contesto peggiore, in base alle risultanze raccolte durante i rilievi effettuati nelle varie gallerie.

6.1.1 Analisi dei carichi

Tra i carichi tenuti in conto nelle analisi, il principale è il peso proprio del rivestimento definitivo, sia della parte esistente che della parte ripristinata, assunto cautelativamente pari a 25kN/m^3 anche per la parte non armata (normativamente sarebbe da assumere pari a 24kN/m^3). Si assume uno spessore costante di 1m. Dall'analisi della documentazione di AS-BUILT del patrimonio gestito, risulta infatti che lo spessore dei rivestimenti delle tratte di galleria scavate in naturale sia compreso tra 0.70 e 0.90 m. Solo per i tratti artificati tale valore può aumentare fino a 1.10 m. Considerando che il rivestimento definitivo nei calcoli rappresenta esclusivamente un carico, si ritiene di estendere questa assunzione a tutte le gallerie nell'ottica del dimensionamento tipico degli elementi strutturali. Qualora in sede di ispezione delle singole gallerie siano riscontrati spessori superiori al metro, verranno eseguite apposite analisi per la verifica della compatibilità dell'aggravio dovuta al carico agente.

Non si considerano carichi idraulici agenti sul rivestimento, in quanto dall'esperienza maturata in questi mesi in sede di ispezione, si ritiene che, indipendentemente dalla presenza o meno di drenaggi, i carichi idraulici al contorno delle gallerie siano comunque esigui in virtù delle numerose riprese di getto trasversali presenti (giunti calotta/calotta spesso anche con interasse di 4-6 m e quasi mai superiori a 9 m) oltre che di quelle longitudinali (giunti piedritti/calotta) quasi sempre presenti su tutto lo sviluppo delle gallerie.

Dove presente, è stato considerato anche il peso della roccia circostante gravante, assumendo γ pari a 25kN/m³.

In presenza di cavità all'esterno del rivestimento di galleria, il riempimento costituito da argilla espansa cementata (GEOMIX) è stato tenuto in conto con γ pari a 11kN/m³.

Data la provvisorialità degli interventi, della durata pari a 3 anni, nelle analisi non vengono prese in considerazione possibili sollecitazioni derivanti dal decadimento dei priverivestimenti della galleria. Si osserva infatti che il decadimento dei priverivestimenti è un processo che si sviluppa in un arco temporale di lungo periodo, ben più ampio quindi dei 3 anni di durata degli interventi di messa in sicurezza durante i quali la percentuale di decadimento che si può ipotizzare è quindi trascurabile al fine del dimensionamento.

Ulteriori carichi verranno descritti nel seguito nel calcolo specifico del singolo intervento.

6.1.2 Combinazioni di carico

In accordo al par. 8.3 del DM2018, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti sono eseguite con riferimento ai soli SLU. Dato che i carichi in esame sono permanenti e di tipo gravitativo, allo SLU questi sono amplificati per 1.3.

7 PROGETTO DEGLI INTERVENTI

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali delle varie componenti costituenti i diversi interventi tipologici.

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui rivestimenti sono state utilizzate semplici formule di calcolo, alla base della Scienza delle Costruzioni.

Modelli di calcolo raffinati, risolti con software di calcolo agli elementi finiti o alle differenze finite, possono essere utilizzati in fase di progettazione di dettaglio di un singolo intervento per una galleria specifica, tenendo conto delle condizioni locali da carico, mentre è più indicato un approccio semplificato e cautelativo per il dimensionamento di massima degli interventi di ripristino.

Per ogni intervento viene riportata la stima della condizione di carico e la verifica strutturale delle diverse componenti dell'intervento di ripristino.

7.1 TIPO A

Questo tipo di intervento, previsto in presenza di ammaloramenti superficiali con spessore fino a 5cm, non necessita di una specifica verifica strutturale, in quanto la doppia rete protettiva in acciaio inox prevista in corrispondenza della zona danneggiata ha il solo scopo di evitare futuri distacchi, mantenendo quindi la condizione attuale, ritenuta stabile.

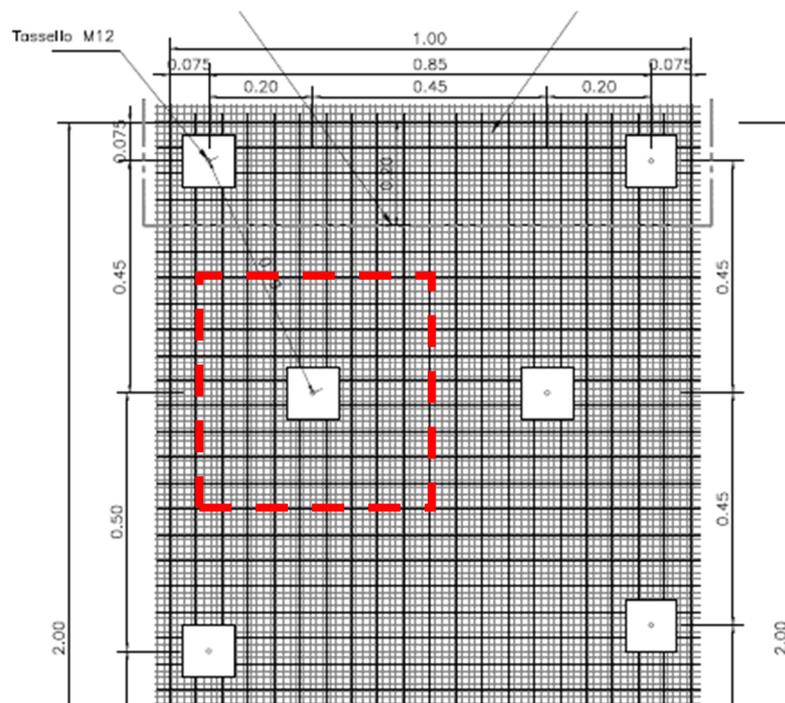
La rete $\varnothing 5\text{mm}$ con maglia $50 \times 50\text{mm}$ e la rete $\varnothing 1.6\text{mm}$ con maglia $12.7 \times 12.7\text{mm}$ non arrivano a 0.5kN di peso a m^2 . Amplificato allo SLU, si considera $1\text{kN}/\text{m}^2$.

Le reti sono rese solidali alla galleria utilizzando tasselli M12, di lunghezza $\geq 200\text{ mm}$, ad ancoraggio chimico o meccanico.

Nelle analisi riportate nel seguito si considera a favore di sicurezza uno spessore di cls ammalorato pari a 10cm , superiore quindi ai 5 cm previsti per questa tipologia di intervento. La lunghezza di ancoraggio dei tasselli risulta quindi pari a 10cm . Lo strato di calcestruzzo ammalorato ha un peso di 2.5kN a m^2 , e allo SLU il carico totale, incluso di reti, risulta inferiore a $5\text{kN}/\text{m}^2$.

7.1.1 Verifica del tassello di ancoraggio delle reti in acciaio

L'area di influenza viene calcolata graficamente: la condizione peggiore si ha nel caso di intervento in corrispondenza di un giunto, con difettosità di ampiezza tra 1m e 2m . In questo caso l'area è pari a 0.26m^2 ($0.62\text{m} \times 0.425\text{m}$) e si assume allo SLU per eccesso un carico di 2kN per tassello.



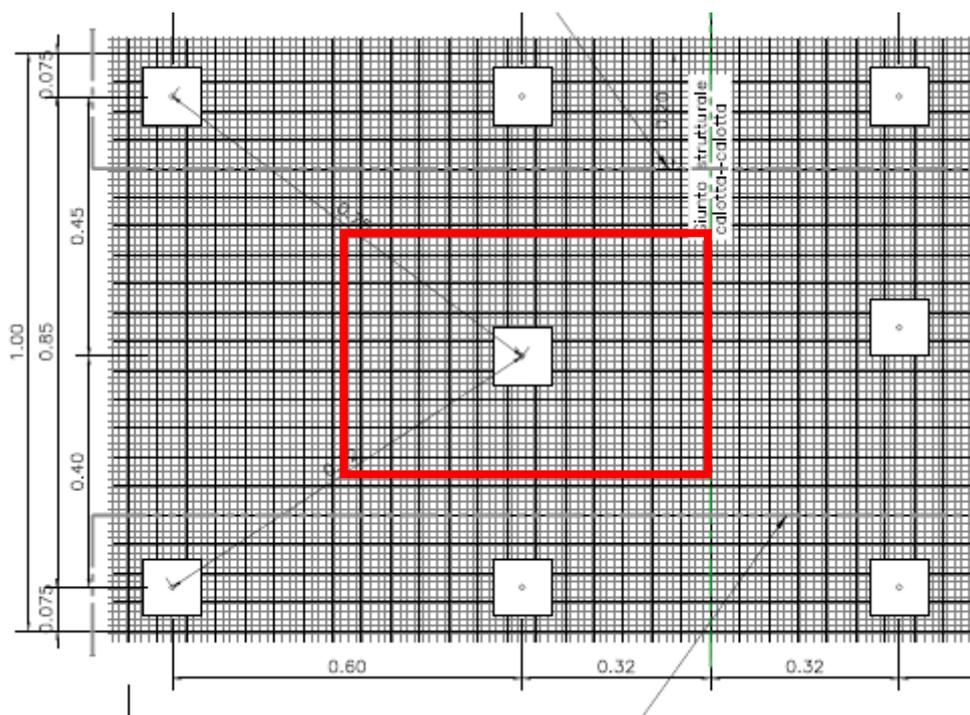


Figura 7-1 – Valutazione area di influenza dei tasselli

Il carico gravitativo, che in chiave di calotta rappresenta una forza di sola trazione sui tasselli, in corrispondenza della zona dei reni sollecita l'ancoraggio a trazione e a taglio: per un angolo di 45°, ciascuna forza è pari a metà del carico gravitativo moltiplicato per $2^{0.5}$. Quindi $N_{ed}=1.5kN$ e $V_{ed}=1.5kN$.

Involupando le 2 condizioni di carico risulta $N_{ed}=2kN$ e $V_{ed}=1.5kN$.

Si utilizza il software del produttore per determinare la resistenza a trazione/taglio del sistema di ancoraggio: la verifica viene eseguita introducendo alcune ipotesi a favore di sicurezza, tenuto conto della possibile variabilità dei contesti di applicazione di questo tipo di intervento.

Un aspetto sicuramente importante in fase di verifica riguarda la classe del calcestruzzo. L' EN-1992-4, l'Eurocodice per ancoranti post installati, permette di fare il calcolo per cls fino a C12/15. Dall'altra parte ad oggi non c'è ancora la possibilità di certificare la resina per CLS inferiore a C20/25. Questo vuole semplicemente dire che nel framework normativo per la qualifica del prodotto non è ancora possibile. Il produttore Hilti comunque ha testato la resina in questione internamente anche per CLS di qualità bassa C12/15.

Le verifiche riportate considerano un calcestruzzo C12/15, al fine di includere anche quelle parti di galleria realizzate con un calcestruzzo inferiore a quello di progetto (C20/25).

Un'altra ipotesi che può influire sulla resistenza dell'ancoraggio è legata alla condizione idraulica del foro: in genere una resina si testa su cls asciutto, umido, foro pieno d'acqua e in alcuni casi anche sott'acqua. Nel caso in esame si è assunto il foro umido, che risulta essere una condizione compatibile con la resina HIT-HY-200-A.

Come tassello ad ancoraggio chimico si considera un tassello tipo HAS-U A4, in acciaio inox A4 70. Considerando 10cm di ancoraggio, le verifiche dell'ancoraggio risultano tutte soddisfatte. Si possono usare anche tasselli tipo HAS-U 8.8, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8, con prestazione dell'acciaio di poco superiore, ma non inox.



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	1
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

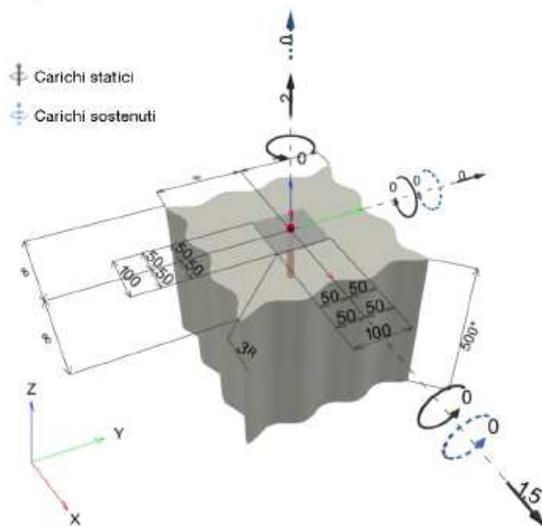
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HAS-U A4 M12	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2223844 HAS-U A4 M12x160 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 100,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{mm}$)	
Materiale:	A4	
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti	
Emesso l Valido:	- -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 3,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 100,0 \text{ mm} \times 100,0 \text{ mm} \times 3,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C12/15, $f_{c,cyl} = 12,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: saturo d'acqua	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	2
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 2,000; V _x = 1,500; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000; N _{sus} = 0,000; M _{x,sus} = 0,000; M _{y,sus} = 0,000;	no	no	8

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

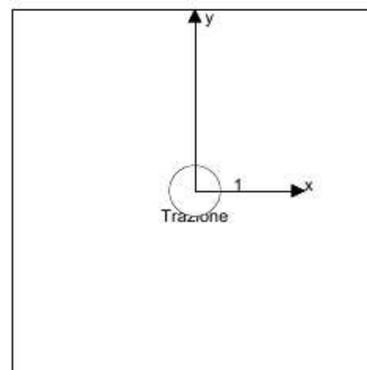
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	2,000	1,500	1,500	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 2,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità
 PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	3
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2,000	31,551	7	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	2,000	42,767	5	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	2,000	25,403	8	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
59,000	1,870	31,551	2,000

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	4
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot A_{p,N}^0 \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,Np} \cdot \Psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus}^0 \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{\bar{n}} - (\sqrt{\bar{n}} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\Psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\Psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,2D}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
90.000	90.000	18,00	300,0	150,0	∞	12,00
Ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\Psi_{g,Np}^0$	$\Psi_{g,Np}$	
0,945	17,02	11,000	10,11	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,Np}$	$\Psi_{s,Np}$	$\Psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
Ψ_{sus}^0	Ψ_{sus}	Ψ_{sus}				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
64,151	64,151	1,500	42,767	2,000		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	5
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^d} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
90.000	90.000	150,0	300,0	12,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0,0	1,000	11,000	38,105	1,500	25,403	2,000

ID gruppo ancoranti
1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	6
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1,500	18,910	8	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	1,500	50,807	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
29,500	1,000	29,500	1,560	18,910	1,500

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sp} = \frac{V_{Rk,sp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,sp} = k_8 \cdot \min(N_{Rk,c}, N_{Rk,p}) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,V}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,V}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,dyl}$ [N/mm ²]	
90.000	90.000	150,0	300,0	2,000	12,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	38,105	1,500	50,807	1,500		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	7
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,063	0,079	2,000	2	OK

$$\beta_N^u + \beta_V^u \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,079	0,030	1,500	3	OK

$$\beta_N^u + \beta_V^u \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	1,481 [kN]	δ_N	=	0,0118 [mm]
V_{Sk}	=	1,111 [kN]	δ_V	=	0,0556 [mm]
			δ_{NV}	=	0,0568 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	1,481 [kN]	δ_N	=	0,0236 [mm]
V_{Sk}	=	1,111 [kN]	δ_V	=	0,0889 [mm]
			δ_{NV}	=	0,0920 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria conformemente a EN 1992-A, allegato A!
- La progettazione è valida solamente se il foro passante non è più largo rispetto al valore riportato nella tabella 6.1 of EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro passante vedere paragrafo 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione del grezzo $\{\psi\} \{_re, v\}$ (fallimento bordo calcestruzzo) il rinforzo del copriferro di bordo si assume $c = 30$ mm.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (pulire il foro con il getto d'aria almeno 4 volte, spazzolare con lo scovolino almeno 4 volte, pulire nuovamente con il getto d'aria almeno 4 volte)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	9
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm²; f_{yk} = 235,00 N/mm²

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: d_f = 14,0 mm

Spessore della piastra (input): 3,0 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria la pulizia manuale del foro in conformità alle istruzioni di posa.

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HAS-U A4 M12

Codice articolo: 2223844 HAS-U A4 M12x160 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)

Coppia di serraggio: 40 Nm

Diametro del foro nel materiale base: 14,0 mm

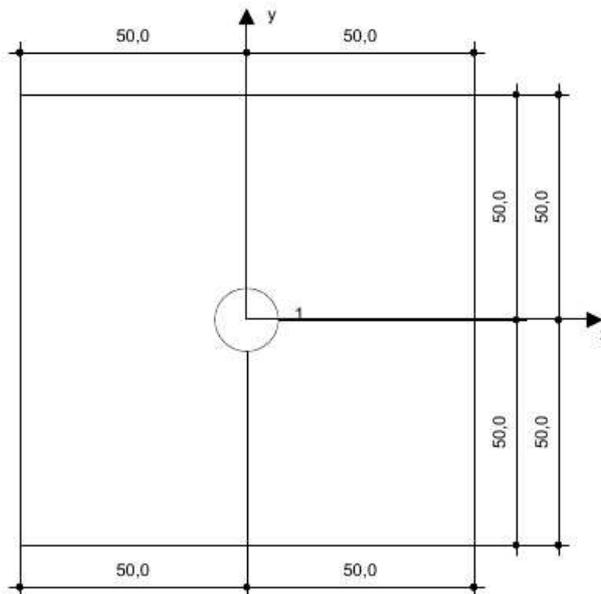
Profondità del foro nel materiale base: 100,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 130,0 mm

Hilti HAS-U barra filettata con HIT-HY 200 Resina ad iniezione, profondità di posa 100 mm, M12, Acciaio INOX, Foro eseguito con roto-percussione installazione come da istruzioni per l'uso

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Pompetta soffiante manuale • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	c _x	c _{xx}	c _y	c _{yy}
1	0,0	0,0	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

In alternativa, come tassello ad ancoraggio meccanico, si considera un tassello tipo Hilti HSA-R, in acciaio inox A4 70. Anche in questo caso le verifiche dell'ancoraggio risultano tutte soddisfatte:



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	1
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

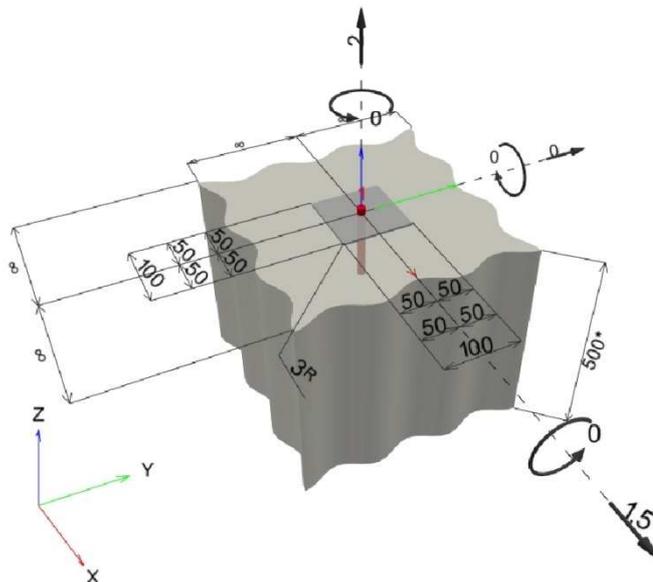
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HSA-R M12 hnom3	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2004210 HSA-R M12x145 65/50/15	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 100,0$ mm, $h_{nom} = 114,0$ mm	
Materiale:	A4	
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti	
Emesso Valido:	- -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, meccanica	
Fissaggio distanziato:	$e_y = 0,0$ mm (Senza distanziamento); $t = 3,0$ mm	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 100,0$ mm \times $100,0$ mm \times $3,0$ mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C12/15, $f_{c,cyl} = 12,00$ N/mm ² ; $h = 500,0$ mm	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: saturo d'acqua	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	2
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 2,000; V _x = 1,500; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000;	no	no	12

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

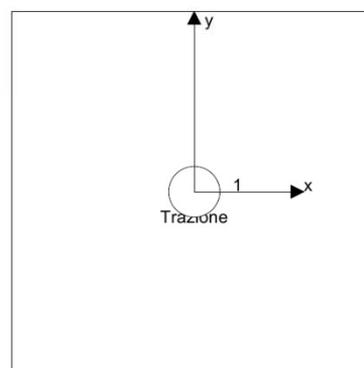
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	2,000	1,500	1,500	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 2,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	3
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2,000	31,857	7	OK
Rottura per sfilamento*	2,000	16,667	12	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	2,000	25,403	8	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
44,600	1,400	31,857	2,000

3.2 Rottura per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{\psi_c \cdot N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
25,000	1,000	1,500	16,667	2,000

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	4
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
90.000	90.000	150,0	300,0	12,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0,0	1,000	11,000	38,105	1,500	25,403	2,000

ID gruppo ancoranti
1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	5
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1,500	23,440	7	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	1,500	50,807	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
29,300	1,000	29,300	1,250	23,440	1,500

4.2 Rottura per pryout

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39a)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
90.000	90.000	150,0	300,0	2,000	12,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	38,105	1,500	50,807	1,500		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	6
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,063	0,064	2,000	1	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,120	0,030	1,500	5	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	1,481 [kN]	δ_N	=	0,1992 [mm]
V_{Sk}	=	1,111 [kN]	δ_V	=	0,1597 [mm]
			δ_{NV}	=	0,2553 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	1,481 [kN]	δ_N	=	0,2365 [mm]
V_{Sk}	=	1,111 [kN]	δ_V	=	0,2395 [mm]
			δ_{NV}	=	0,3366 [mm]

Comments: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria conformemente a EN 1992-A, allegato A!
- La progettazione è valida solamente se il foro passante non è più largo rispetto al valore riportato nella tabella 6.1 of EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro passante vedere paragrafo 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione del grezzo $\{\psi_{re}, v\}$ (fallimento bordo calcestruzzo) il rinforzo del coprifermo di bordo si assume $c = 30$ mm
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	7
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	MECCANICO	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

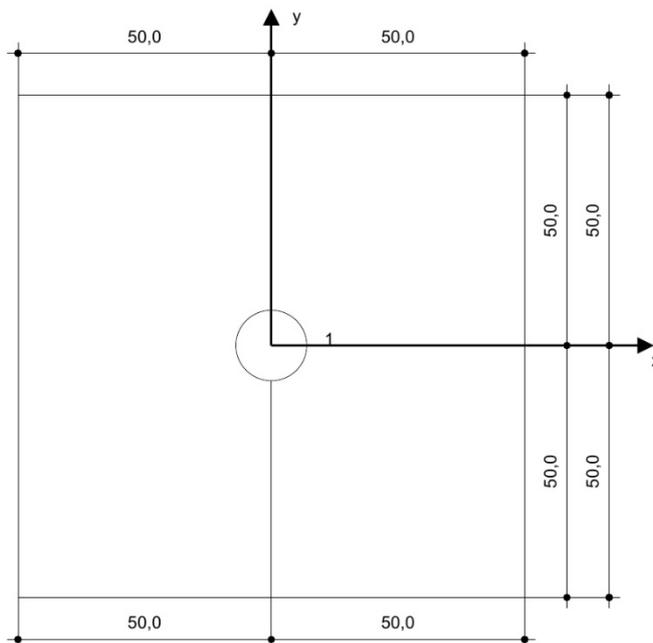
8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm ² ; f _{yk} = 235,00 N/mm ²	Tipo e dimensione dell'ancorante: HSA-R M12 hnom3
Profilo: nessun profilo	Codice articolo: 2004210 HSA-R M12x145 65/50/15
Diametro del foro nella piastra: d _f = 14,0 mm	Coppia di serraggio: 50 Nm
Spessore della piastra (input): 3,0 mm	Diametro del foro nel materiale base: 12,0 mm
Spessore della piastra raccomandato: non calcolato	Profondità del foro nel materiale base: 122,0 mm
Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione	Spessore minimo del materiale base: 180,0 mm
Pulizia: E' necessaria la pulizia manuale del foro in conformità alle istruzioni di posa.	

Hilti HSA ancorante a filetto esterno, profondità di posa 114 mm, M12 hnom3, Acciaio INOX, installazione come da istruzioni per l'uso

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Pompetta soffiante manuale 	<ul style="list-style-type: none"> • -

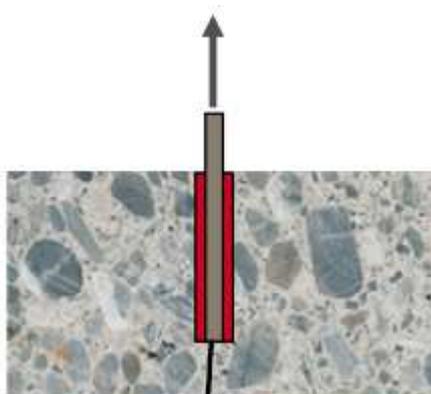


Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}
1	0,0	0,0	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

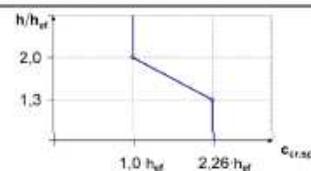
Nel caso di tasselli meccanici ad ancoraggio puntuale deve essere verificato il possibile splitting del calcestruzzo, così come richiesto nell' Eurocodice 2 Parte 4 (EN 1992-4). Nel software di calcolo la verifica viene chiamata di "Fessurazione/ spacco" e nel risultato viene riportato N/A, in quanto non è necessario eseguirla, come esplicitato nel seguito.



La Norma afferma che non è richiesta alcuna verifica se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- la distanza dal bordo in tutte le direzioni è $c \geq 1.2c_{cr,sp}$ per gruppi di ancoranti;
- lo spessore dell'elemento è $h \geq h_{min}$, con h_{min} corrispondente a $c_{cr,sp}$.

Splitting failure		
Edge distance $c_{cr,sp}$ [mm] for	$h / h_{ef} \geq 2,0$	$1,0 \cdot h_{ef}$
	$2,0 > h / h_{ef} > 1,3$	$4,6 \cdot h_{ef} - 1,8 \cdot h$
	$h / h_{ef} \leq 1,3$	$2,26 \cdot h_{ef}$
Spacing	$s_{cr,sp}$ [mm]	$2 \cdot c_{cr,sp}$



Per il tassello meccanico in esame, $h_{ef}=10\text{cm}$ ed il rapporto h/h_{ef} è sempre maggiore di 2: $c_{cr,sp}$ risulta quindi pari a 10cm e c pari a 12cm.

La prima condizione è sempre soddisfatta, in quanto i tasselli sono installati sull'intradosso della calotta e risultano ad almeno 20cm dai giunti strutturali. La seconda condizione è anch'essa verificata, essendo lo spessore dei rivestimenti definitivi delle gallerie in esame di almeno 50 cm di spessore, quindi con più di 10cm dietro al tassello.

7.1.2 Verifica della rete in acciaio

Si esegue la verifica della rete $\varnothing 5\text{mm}$ con maglia $50 \times 50\text{mm}$ del tipo AISI 304 corrispondente alla EN 1.4301 ($f_{yk} = 300\text{MPa}$, $f_{tk} = 600\text{MPa}$; $E = 200\text{GPa}$). Il blocco di calcestruzzo ammalorato che potrebbe staccarsi tra i tasselli con piano di inclinazione α , su un tratto di rete o calotta con inclinazione β , risulterebbe spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale e orizzontale tra i tasselli e , stante il caso in esame di distacco corticale, $\alpha = 90^\circ$. Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema:

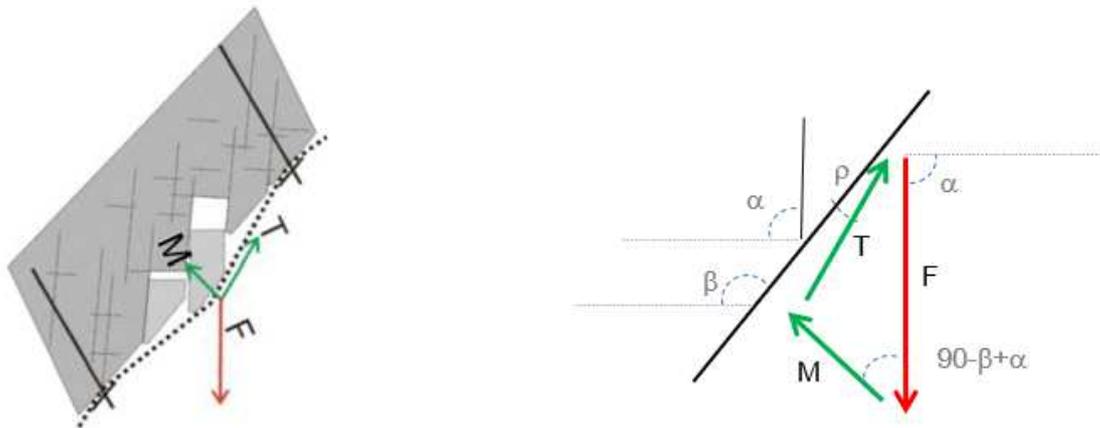


Figura 7-2 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M, che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis:

$$M = F \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x = (M_{\text{bdrv}} - M_{\text{bstb}}) \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x$$

dove:

$$M_{\text{bdrv}} = (M_b \operatorname{sen} \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{Dw} \quad (\text{sommatoria delle forze destabilizzanti})$$

$$M_{\text{bstb}} = (M_b \operatorname{sen} \alpha (1 - c)) / \gamma_{Rw} \quad (\text{sommatoria delle forze stabilizzanti})$$

M_b (peso massa instabile agente sulla rete)

c (incremento dinamico)

γ_{Dw} (coefficiente amplificativo delle forze destabilizzanti)

γ_{Rw} (coefficiente riduttivo delle forze stabilizzanti)

Quindi in carico agente sulla rete T è il valore massimo tra:

$$T = M / i_x / \operatorname{sen}(\beta - \alpha - \rho)$$

$$T = M_b \operatorname{sen} \beta$$

con

ρ (angolo della deformazione della rete)

L'incremento dinamico dovuto al sisma viene assegnato pari a zero in quanto le opere sono provvisorie e non necessitano di verifiche in condizioni sismiche.

Cautelativamente le formulazioni sono state implementate con coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) derivanti da esperienza maturata dalla pratica progettuale dei produttori di reti, che dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della materiale su cui viene posizionata la rete influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile. Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.

- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario del materiale su cui viene posizionata la rete. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento del materiale su cui viene posizionata la rete. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o il materiale è soggetto ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia parete da trattare. Se la superficie è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie della parete è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sulla parete. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

L'area di influenza viene calcolata graficamente: la condizione peggiore si ha nel caso di intervento in corrispondenza di un giunto, con difettosità di ampiezza tra 1m e 2m. In questo caso l'area è pari a 0.8075m² (0.95m x 0.85m); pertanto, considerando un distacco di 10cm di calcestruzzo, il carico massimo agente su una rete interna ai tasselli è di:

$$W = 25 \times 0.95\text{m} \times 0.85 \times 0.10 = 2.02 \text{ kN} \quad \text{e agli SLU} \quad W_{SLU} = 1.3 \times 2.02 = 2.63 \text{ kN}$$

ovvero

$$M_b = 2.02 / 0.95 = 2.375 \text{ kN/m} \quad \text{e agli SLU} \quad M_{bSLU} = 1.3 \times 2.375 = 3.09 \text{ kN/m}$$

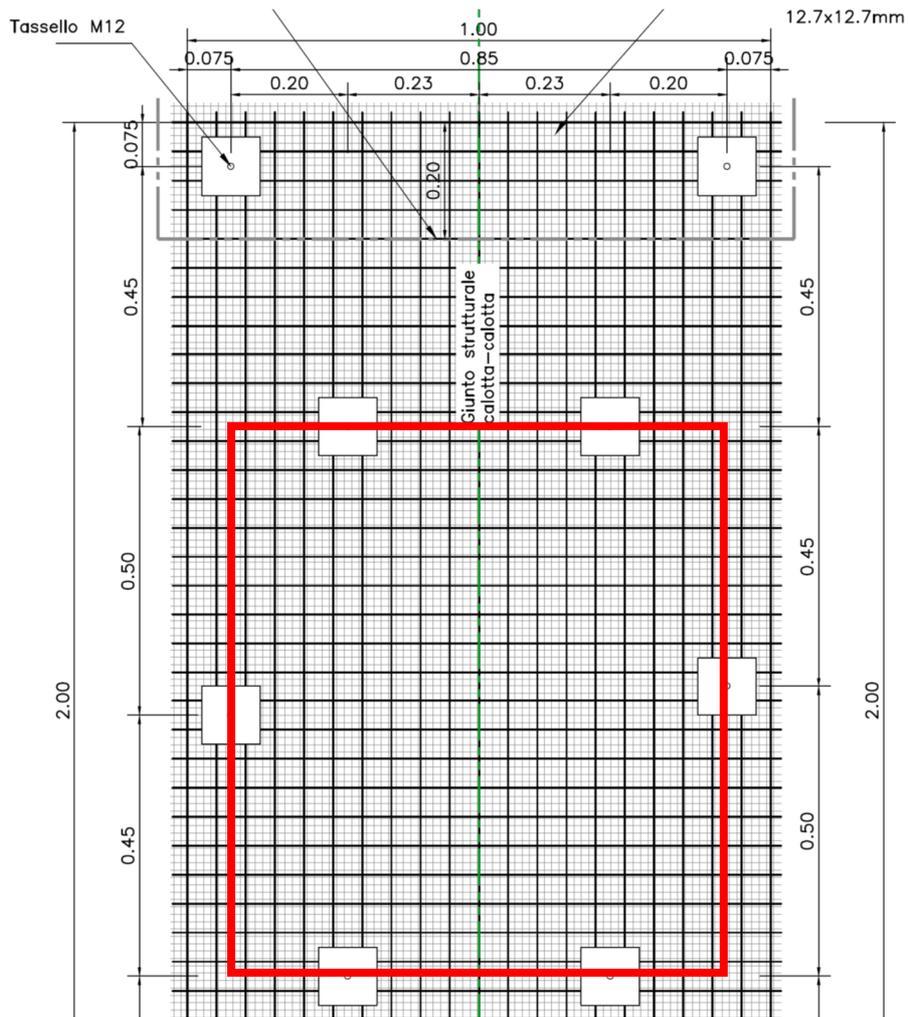


Figura 7-3 – Valutazione area di influenza delle reti - Stralcio planimetrico

Si riporta di seguito la verifica della rete alle reni e in calotta

VERIFICA RETE ALLE RENI		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	135 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.1 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro	$=$	5 mm
Rete passo	$=$	5 cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione	$f_{yk} =$	300 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione	$f_{fd} =$	260.87 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare	$T_R =$	102.44 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.95 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.85 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2
Coeff. parziali per azioni permanenti instabili - NTC18	$\gamma_G =$	1.3
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$\gamma_a =$	1.15
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	3.09 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	4.82 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	2.15 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	1.60 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	4.81 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	2.92 kN/m
	$T =$	2.18 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	2.92 kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	40.98 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA

INPUT

OUTPUT

Figura 7-4 – Verifica della rete alle reni

VERIFICA RETE IN CALOTTA		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	180 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.1 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro	$=$	5 mm
Rete passo	$=$	5 cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione	$f_{yk} =$	300 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione	$f_{fd} =$	260.87 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare	$T_R =$	102.44 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.95 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.85 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2
Coeff. parziali per azioni permanenti instabili - NTC18	$\gamma_G =$	1.3
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$\gamma_a =$	1.15
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	3.09 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	4.82 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	2.15 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	2.26 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	4.81 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	2.67 kN/m
	$T =$	0.00 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	2.67 kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	40.98 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA

INPUT

OUTPUT

Figura 7-5 – Verifica della rete in calotta

7.1.4 Verifica della rete in VTR

Si esegue la verifica della rete GWN-FRP con pannello di dimensioni 1mx2m con diametri Ø8-10mm con maglia 150x77mm di caratteristiche meccaniche conformi alle CNR-DT 203 – Appendice B. Per determinare la resistenza di progetto della barra della fibra occorre considerare, oltre al consueto coefficiente parziale del materiale $\gamma_f=1.5$, anche il fattore di conversione ambientale η_a che dipende dalle condizioni di esposizione della struttura.

In considerazione del fatto che la rete in VTR è esposta direttamente all'aria in un ambiente sicuramente umido, ma d'altro canto vi è inconsistenza del rischio di aggressione di questo materiale da parte dei gas di scarico vista la limitata durata temporale dell'intervento, in conformità alla tabella 4-1 delle CNR DT-203 si attribuisce al fattore di conversione ambientale il valore $\eta_a = 0.7$; pertanto si ha per la resistenza di progetto della barra:

$$f_{fd-long} = f_{fk-long} \times \eta_a / \gamma_f = 550 \times 0.7 / 1.5 = 256.66 \text{ MPa}$$

$$f_{fd-trasv} = f_{fk-trasv} \times \eta_a / \gamma_f = 800 \times 0.7 / 1.5 = 373.33 \text{ MPa}$$

Il blocco di calcestruzzo ammalorato che potrebbe staccarsi tra i tasselli con piano di inclinazione α , su un tratto di rete o calotta con inclinazione β , risulterebbe spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale e orizzontale tra i tasselli e , stante il caso in esame di distacco corticale, $\alpha = 90^\circ$. Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema:

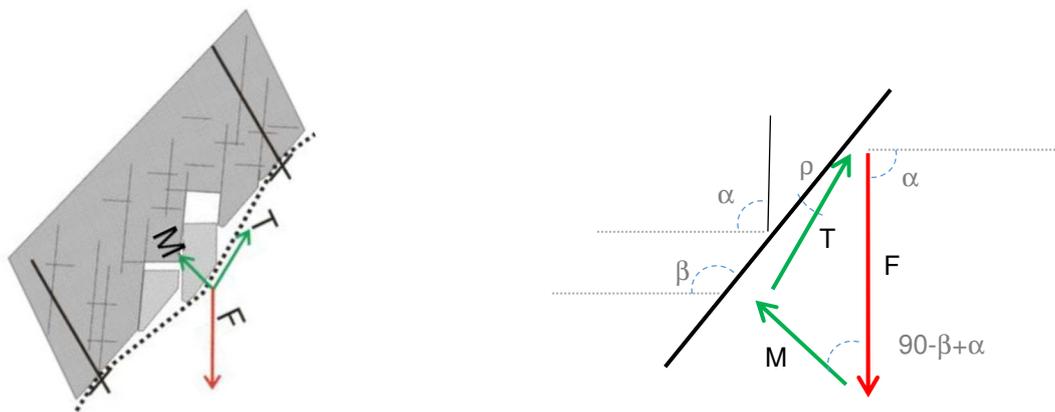


Figura 7.7 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M, che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis:

$$M = F \text{ sen } (\beta - \alpha) i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \text{ sen } (\beta - \alpha) i_x$$

dove:

$$M_{bdrv} = (M_b \text{ sen } \alpha + c \text{ cos } \alpha) \gamma_{Dw} \quad (\text{sommatore delle forze destabilizzanti})$$

$$M_{bstb} = (M_b \text{ sen } \alpha (1-c)) / \gamma_{Rw} \quad (\text{sommatore delle forze stabilizzanti})$$

M_b (peso massa instabile agente sulla rete)

c (incremento dinamico massa instabile)

γ_{Dw} (coefficiente amplificativo delle forze destabilizzanti)

γ_{Rw} (coefficiente riduttivo delle forze stabilizzanti)

Quindi in carico agente sulla rete T è il valore massimo tra:

$$T = M / i_x / \text{sen } (\beta - \alpha - \rho)$$

$$T = M_b \text{ sen } \beta$$

con ρ (angolo della deformazione della rete)

L'incremento dinamico dovuto al sisma viene assegnato pari a zero in quanto le opere sono provvisoriale e non necessitano di verifiche in condizioni sismiche.

Cautelativamente le formulazioni sono state implementate con coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) derivanti da esperienza maturate dalla pratica progettuale dei produttori di reti, che dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della materiale su cui viene posizionata la rete influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile. Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario del materiale su cui viene posizionata la rete. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento del materiale su cui viene posizionata la rete. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o il materiale è soggetto ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia parete da trattare. Se la superficie è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie della parete è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.

γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sulla parete. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

L'area di influenza viene calcolata graficamente: la condizione peggiore si ha nel caso di intervento in corrispondenza di un giunto, con difettosità di ampiezza tra 1m e 2m. In questo caso l'area è pari a 0.9m² (0.98m x 0.92m); pertanto, considerando un distacco di 10cm di calcestruzzo, si ottiene:

$$W = 25 \times 0.98 \times 0.92 \times 0.10 = 2.25 \text{ kN} \quad \text{e agli SLU} \quad W_{SLU} = 1.3 \times 2.25 = 2.93 \text{ kN}$$

Ovvero

$$M_b = 2.25 / 0.92 = 2.45 \text{ kN/m} \quad \text{e agli SLU} \quad M_{bSLU} = 1.3 \times 2.5 = 3.25 \text{ kN/m}$$

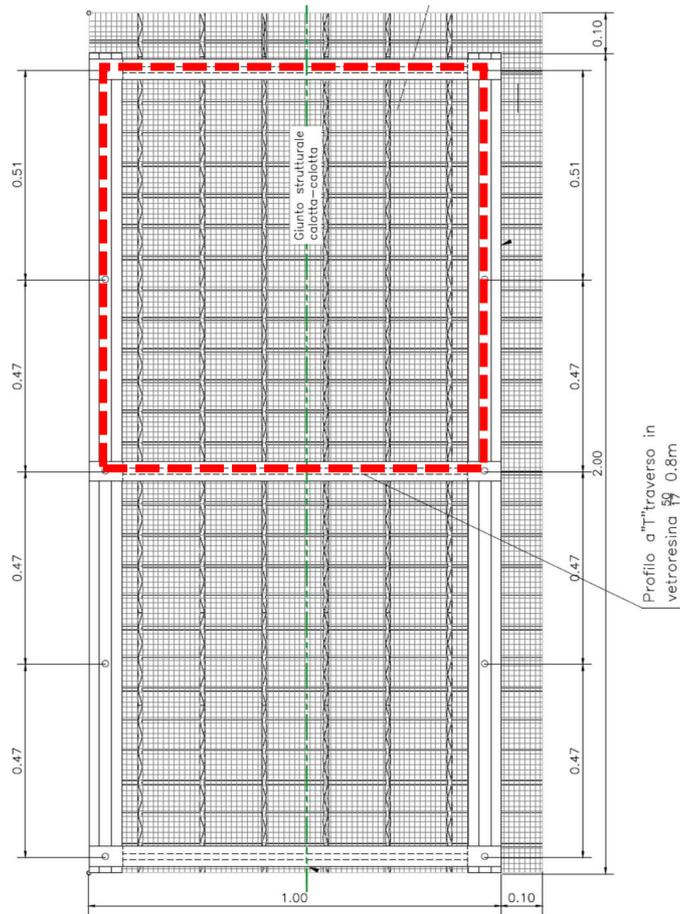


Figura 7.8 – Valutazione area di influenza delle reti - Stralcio planimetrico

Si riporta di seguito la verifica della rete in VTR in corrispondenza delle reni e in corrispondenza della calotta.

VERIFICA RETE ALLE RENI		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	135 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.1 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro (trasversale)	=	8 mm
Rete diametro (longitudinale)	=	10 mm
Rete passo (trasversale)	=	7.7 cm
Rete passo (longitudinale)	=	10 cm
Rete modulo elastico (trasversale)	$E =$	40000 MPa
Rete modulo elastico (longitudinale)	$E =$	25000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione (trasversale)	$f_{rk} =$	800 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione (longitudinale)	$f_{rk} =$	550 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione (trasversale)	$f_{rd} =$	373.33 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione (longitudinale)	$f_{rd} =$	256.67 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.01 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare (trasversale)	$T_R =$	243.71 kN/m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare (longitudinale)	$T_R =$	201.59 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.98 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.755 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{Dw} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	=	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	=	1.2
Coefficienti parziali per azioni permanenti instab. - NTC18	$\gamma_G =$	1.30
Fatt. di conversione ambientale (tab4.1 - CNR DT203)	$\eta_a =$	0.7
Coeff. della resist. a traz. della barra in VTR (CNR DT203)	$\gamma_f =$	1.5
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0.00
Massimo peso che può agire sulla maglia di chiodi	$M_b =$	3.19 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	4.97 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	2.22 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	3.84 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	1.17 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	7.34 kN/m
	$T =$	3.51 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-s} =$	7.34 kN/m
Massima resistenza a trazione della rete (trasversale)	$T_{max-R} =$	97.48 kN/m
Massima resistenza a trazione della rete (longitudinale)	$T_{max-R} =$	80.63 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA
 INPUT
 OUTPUT

Figura 7.9 – Verifica della rete alle reni

VERIFICA RETE IN CALOTTA		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	180 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.1 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro (trasversale)	=	8 mm
Rete diametro (longitudinale)	=	10 mm
Rete passo (trasversale)	=	7.7 cm
Rete passo (longitudinale)	=	10 cm
Rete modulo elastico (trasversale)	$E =$	40000 MPa
Rete modulo elastico (longitudinale)	$E =$	25000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione (trasversale)	$f_{fk} =$	800 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione (longitudinale)	$f_{fk} =$	550 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione (trasversale)	$f_{fd} =$	373.33 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione (longitudinale)	$f_{fd} =$	256.67 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.01 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare (trasversale)	$T_R =$	243.71 kN/m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare (longitudinale)	$T_R =$	201.59 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.98 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.755 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	=	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	=	1.2
Coefficienti parziali per azioni permanenti instab. - NTC18	$\gamma_G =$	1.30
Fatt. di conversione ambientale (tab4.1 - CNR DT203)	$\eta_a =$	0.7
Coeff. della resist. a traz. della barra in VTR (CNR DT203)	$\gamma_f =$	1.5
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0.00
Massimo peso che può agire sulla maglia di chiodi	$M_b =$	3.19 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	4.97 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	2.22 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	5.43 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	1.17 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	7.19 kN/m
	$T =$	0.00 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	7.19 kN/m
Massima resistenza a trazione della rete (trasversale)	$T_{max-R} =$	97.48 kN/m
Massima resistenza a trazione della rete (longitudinale)	$T_{max-R} =$	80.63 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA
 INPUT
 OUTPUT

Figura 7.10 – Verifica della rete in calotta

7.1.5 Verifica del profilo di fissaggio centrale della rete in VTR

Il sistema di reti in VTR viene posizionato prevedendo che i profili di fissaggio laterali di due fogli di dimensioni 1m x 2m siano accostati. Si ottiene così che l'area di influenza del singolo tassello in corrispondenza del profilo trasversale centrale risulta essere pari a 0.46m x 0.47m (0.217 m²).

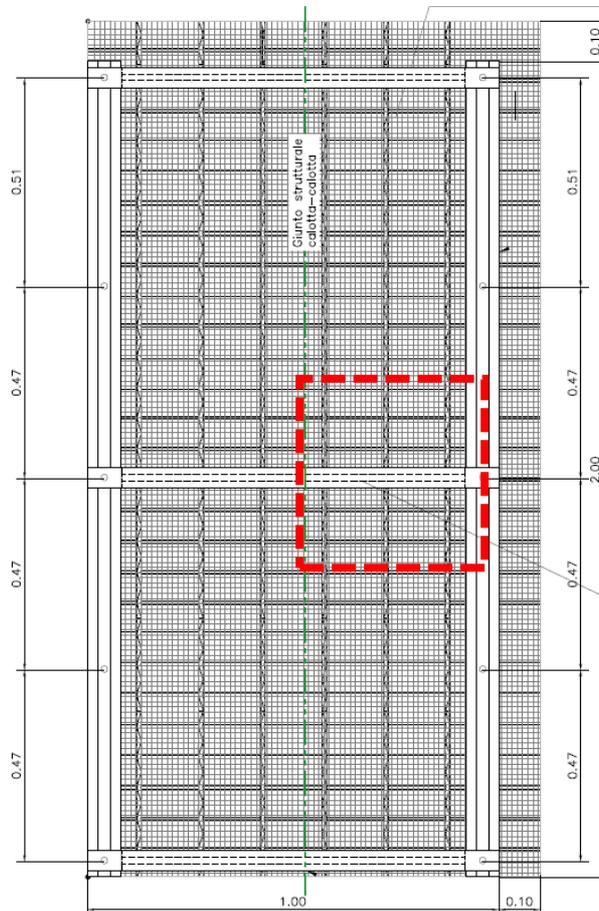


Figura 7.11 – Area di influenza tasselli

Tra i carichi da tenere in conto nelle analisi, il principale è il peso proprio del rivestimento definitivo assunto cautelativamente pari a 25kN/mc.

Per le verifiche si considera un carico, amplificato per eccesso allo SLU, di 1 kN/mq per quanto riguarda il peso proprio della rete ed il carico determinato da un possibile distacco di rivestimento di spessore pari a 0.1 ottenendo per il singolo tassello il seguente carico (amplificato allo SLU per 1.3):

$$Q \text{ per tassello} = [25 \times 1.3 \times 0.1 + 1] \times 0.217 = 0.93 \text{ kN}$$

Schematizzando il traverso centrale come un elemento incastrato-incastrato con luce di calcolo di 0.92 m con carico uniformemente distribuito, la reazione vincolare per carico massimo del singolo tassello determinato in precedenza sarà:

$$V_{sd} = p \times L / 2 = 0.93 \text{ kN}$$

Da cui si ottiene:

$$p = 2.03 \text{ kN/m}$$

ovvero un momento pari a:

$$M_{max} = p \times L^2 / 12 = 2.03 \times 0.92^2 / 12 = 0.144 \text{ kNm}$$

Ai fini della verifica il riferimento normativo è il CNR-DT 205/2007 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)".

Parametri di interesse utilizzati per la verifica allo SLU del profilo in GFRP:

$f_{t,k} = 600 \text{ MPa}$ - Resistenza a trazione

$f_{c,k} = 400 \text{ MPa}$ - Resistenza a compressione

$f_{v,k} = 35 \text{ MPa}$ - Resistenza a taglio

$\eta_a = 0.7$ - Fattore di conversione ambientale pari a 0.7 per esposizione ad ambiente umido;

$\eta_l = 1$ - Fattore di conversione per effetti di lunga durata pari a 1.0 per verifiche allo SLU;

γ_{f1} - Fattore che tiene conto del livello di incertezza nella determinazione delle proprietà del materiale;

γ_{f2} - Fattore che tiene conto dell'esigenza di cautelarsi nei confronti del comportamento fragile del composito. La norma suggerisce di attribuire il valore 1,30;

γ_m - Coefficiente parziale per materiali o prodotti determinato come segue:

$$\gamma_m = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} = 1.15 \cdot 1.3 = 1.495$$

$$f_{t,d} = \eta_a \eta_l \frac{f_{t,k}}{\gamma_m} = 0.7 \cdot 1.0 \cdot \frac{600}{1.495} = 280.9 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = \eta_a \eta_l \frac{f_{c,k}}{\gamma_m} = 0.7 \cdot 1.0 \cdot \frac{400}{1.495} = 187.3 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = \eta_a \eta_l \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0.7 \cdot 1.0 \cdot \frac{35}{1.495} = 16.4 \text{ MPa}$$

$A_{GFRP} = 535 \text{ mm}^2$ - Area del traverso

$W_{GFRP} = 952.28 \text{ mm}^3$ - Modulo di resistenza del traverso

Verifica a taglio

Viene riportata nel seguito la verifica a taglio del traverso che risulta soddisfatta:

$$V_{Rd} = \frac{f_{v,d} \cdot A}{2} = \frac{16.4 \cdot 535}{2} = 4.4 \text{ kN} > V_{Ed} = 0.93 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

Viene riportata nel seguito la verifica a flessione del traverso. La verifica risulta soddisfatta

$$M_{Rd} = \min (f_{t,d} \cdot W_{GFRP} ; f_{c,d} \cdot W_{GFRP})$$

$$M_{Rd} = \min (280.9 \cdot 952.28 ; 187.3 \cdot 952.28)$$

$$M_{Rd} = f_{c,d} \cdot W_{GFRP} = 187.3 \cdot 952.28 = 0.178 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0.144 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione e taglio

Ai sensi del Paragrafo 4.5 del CNR-DT 205/2007 la verifica di profili soggetti a sollecitazioni di flessione retta, M_{Ed} , e taglio, V_{Ed} , risulta soddisfatta se è rispettata la seguente limitazione:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{0.144}{0.178}\right)^2 + \left(\frac{0.93}{4.4}\right)^2 = 0.70 \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta

7.2 TIPO B1

Questo tipo di intervento è previsto in caso di venute d'acqua diffuse o concentrate in assenza di ammaloramenti superficiali e si prevede la posa di una lamiera grecata per deviare l'acqua ai bordi della galleria, fino al recapito idraulico.

La lamiera grecata ha un peso inferiore ai 2kN per m², quindi allo SLU 3kN/m² per eccesso. I tasselli M12 previsto per fissare la lamiera al rivestimento della galleria sono disposti a maglia 0.45m x 0.5m e sono caricati ognuno da meno di 1kN, tenuto conto della loro area di influenza (0.225m²).

Dato che i tasselli previsti per questo intervento sono quelli ad ancoraggio meccanico o chimico verificati per l'intervento tipo A, si rimanda alle verifiche riportate in precedenza, in quanto i tasselli dell'intervento tipo B1 risultano meno sollecitati.

Per quanto riguarda il carico dovuto a turbolenze aereodinamiche in galleria, si osserva che in progetti di gallerie ferroviarie, con il treno che fa effetto pistone, la pressione di aspirazione è stimata in valori che non raggiungono i 10kN/m². Nel caso di galleria autostradale, dove i veicoli occupano solo una parte ridotta della sezione di galleria, il disturbo arrecato alla lamiera grecata è sicuramente inferiore. Ne è una riprova il fatto che normalmente queste lamiere sono montate prevedendo un sostegno con maglia di 2m x 0.5m, superiore a quella adottata in questo intervento di ripristino.

Inoltre, si esamina la condizione di carico dovuta alla formazione di ghiaccio all'interno della lamiera grecata. Supponendo uno spessore dello strato di ghiaccio pari a 10 cm e considerando il suo peso specifico di 9 KN/m³, si ha un carico di 0.9 KN/m² che amplificato allo SLU si assume per eccesso pari a 1.5 KN/m². Anche questa condizione risulta essere meno gravosa e dunque si rimanda alle verifiche riportate in precedenza per l'intervento A.

7.3 TIPO B2

Questo tipo di intervento è previsto in caso di venute d'acqua diffuse o concentrate in presenza di ammaloramenti superficiali con spessore fino a 2 cm, nel caso si registrino alcuni ammaloramenti superficiali.

Dopo una scarifica superficiale delle parti pericolanti, senza che vi sia una modifica sostanziale del comportamento globale del rivestimento, al di sotto della lamiera greca, già verificata per l'intervento B1, si pone la rete elettrosaldata leggera dell'intervento A, a cui si rimanda, al fine di intercettare piccoli frammenti di calcestruzzo che si potrebbero distaccare nel tempo.

Come nel caso dell'intervento tipo 1, la causa principale di degrado del calcestruzzo, ossia l'acqua che passa e si infiltra nella struttura, viene trattata prevedendo dei dreni al contorno. Il carico idraulico al contorno e l'attacco chimico e meccanico nel tempo all'interno della struttura vengono rimossi, comportando quindi un miglior mantenimento della struttura nel tempo, assicurandone la funzionalità.

Dato che i tasselli previsti per questo intervento sono quelli ad ancoraggio meccanico o chimico verificati per l'intervento tipo A, si rimanda alle verifiche riportate in precedenza, in quanto i tasselli dell'intervento tipo B2 risultano meno sollecitati.

Inoltre, si esamina la condizione di carico dovuta alla formazione di ghiaccio all'interno della lamiera grecata. Supponendo uno spessore dello strato di ghiaccio pari a 10 cm e considerando il suo peso specifico di 9 KN/m³, si ha un carico di 0.9 KN/m² che amplificato allo SLU si assume per eccesso pari a 1.5 KN/m². Anche questa condizione risulta essere meno gravosa e dunque si rimanda alle verifiche riportate in precedenza per l'intervento A.

7.4 TIPO C1

Con questo intervento si trattano distacchi e/o ammaloramenti estesi fino a 20cm di profondità. Il rivestimento ha trovato un suo nuovo equilibrio, con gli sforzi deviati nella parte restante di calcestruzzo.

Nel caso di distacchi, la parte mancante di rivestimento viene riempita con Mapegrout Gunite di Mapei, una malta fibrorinforzata di classe R4 con resistenza a compressione maggiore di 45MPa a 28 giorni.

Viene inoltre posata una rete elettrosaldata a 5 cm dall'intradosso, per mezzo di appositi connettori, al fine di migliorarne le caratteristiche in trazione.

Dall'analisi della documentazione di AS-BUILT del patrimonio gestito, risulta che il calcestruzzo in opera delle gallerie è di classe C20/25. Pertanto l'intervento integrativo risulta sicuramente almeno pari alle condizioni iniziali, se non migliorativo. Qualora in sede di ispezione delle singole gallerie siano riscontrati valori di Rck differenti alla classe sopra indicata, verranno eseguite apposite analisi per la verifica della compatibilità della soluzione adottata.

In fase di posa la gunite risulterà praticamente scarica e nel tempo, tra cicli di alterazioni termiche stagionali, assestamenti del terreno circostante, azioni sismiche, ... andrà a collaborare con la parte rimanente di rivestimento esistente, assicurando la prestazione originale di design.

Lo spessore di ripristino è ancorato al rivestimento esistente per mezzo di barre filettate M12, di lunghezza minima incrementata a 45 cm, tenuto conto dello spessore della gunite. La medesima tipologia di tasselli viene adottata anche in presenza di ammaloramenti profondi che non richiedono disaggio e posa di gunite.

É prevista inoltre la posa in intradosso di una rete elettrosaldata $\varnothing 5$ maglia 50mm x 50 mm e di una rete elettrosaldata $\varnothing 1.6$ maglia 12.7mm x 12.7mm, di peso trascurabile. Qualora sia presente un distacco e la successiva posa di gunite, le due componenti, tenute in posizione dai tasselli, permettono di intercettare e deviare i possibili piccoli splaccaggi, evitando che cadano in corsia. Per la verifica di questi casi si rimanda all'intervento tipo A. In caso invece di ammaloramento che non richiede disaggio e riempimento con gunite, la rete viene verificata nel seguito soggetta ad un possibile carico pari al distacco di 20 cm di cls.

7.4.1 Verifica tasselli di ancoraggio

La maglia dei tasselli è 0.7m x 0.7m e l'area di influenza di ogni tassello è pari a 0.5m².

Considerando i 20cm di Gunite gravanti sui tasselli, il carico risulta pari a 2.5kN per ogni tassello, meno di 4kN allo SLU. Come descritto per l'intervento tipo A, in corrispondenza dei reni il tassello risulta caricato anche a taglio ed in fase di verifica si considera la condizione di involuppo $N_{ed}=4kN$ e $V_{ed}=3kN$.

Come tassello ad ancoraggio chimico si considera una barra filettata AM 8.8 HDG, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8. Considerando 24cm di ancoraggio (la massima h_{eff} testata dal produttore, compatibile con la lunghezza della barra - 45 cm - decurtata dei 20cm nella gunite), le verifiche dell'ancoraggio risultano tutte soddisfatte come mostrato nel seguito.



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	1
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

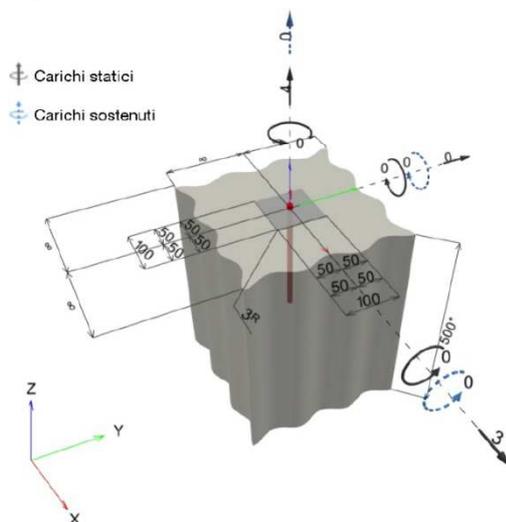
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + AM-HDG (8.8) M12	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	419103 AM 8.8 12x1000 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 240,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti	
Emesso Valido:	- -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_o = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 3,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 100,0 \text{ mm} \times 100,0 \text{ mm} \times 3,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C12/15, $f_{c,cyl} = 12,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: saturo d'acqua	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	2
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 4,000; V _x = 3,000; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000; N _{SUS} = 0,000; M _{x,SUS} = 0,000; M _{y,SUS} = 0,000;	no	no	12

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

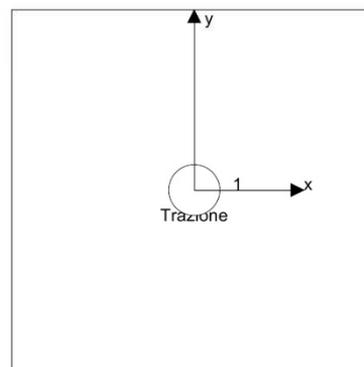
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	4,000	3,000	3,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 4,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	3
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	4,000	44,667	9	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	4,000	102,641	4	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	4,000	94,452	5	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
67,000	1,500	44,667	4,000

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	4
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{\bar{n}} - (\sqrt{\bar{n}} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
138.128	138.128	18,00	371,7	185,8	∞	12,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
0,945	17,02	11,000	15,66	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
153,961	153,961	1,500	102,641	4,000		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	5
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
518.400	518.400	360,0	720,0	12,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\Psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0,0	1,000	11,000	141,677	1,500	94,452	4,000

ID gruppo ancoranti
1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	6
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3,000	27,200	12	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	3,000	188,903	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
34,000	1,000	34,000	1,250	27,200	3,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
518.400	518.400	360,0	720,0	2,000	12,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	141,677	1,500	188,903	3,000		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	7
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,090	0,110	2,000	3	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,042	0,016	1,500	2	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	2,963 [kN]	δ_N	=	0,0098 [mm]
V_{Sk}	=	2,222 [kN]	δ_V	=	0,1111 [mm]
			δ_{NV}	=	0,1115 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	2,963 [kN]	δ_N	=	0,0196 [mm]
V_{Sk}	=	2,222 [kN]	δ_V	=	0,1778 [mm]
			δ_{NV}	=	0,1789 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria conformemente a EN 1992-A, allegato A!
- La progettazione è valida solamente se il foro passante non è più largo rispetto al valore riportato nella tabella 6.1 of EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro passante vedere paragrafo 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione del grezzo $\{\psi_{re}, v\}$ (fallimento bordo calcestruzzo) il rinforzo del copriferro di bordo si assume $c = 30$ mm
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.60

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	9
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	CHIMICO-45	Data:	04/06/2020
Contratto N°:			

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm²; f_{yk} = 235,00 N/mm²

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: d_f = 14,0 mm

Spessore della piastra (input): 3,0 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + AM-HDG (8.8) M12

Codice articolo: 419103 AM 8.8 12x1000 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)

Coppia di serraggio: 40 Nm

Diametro del foro nel materiale base: 14,0 mm

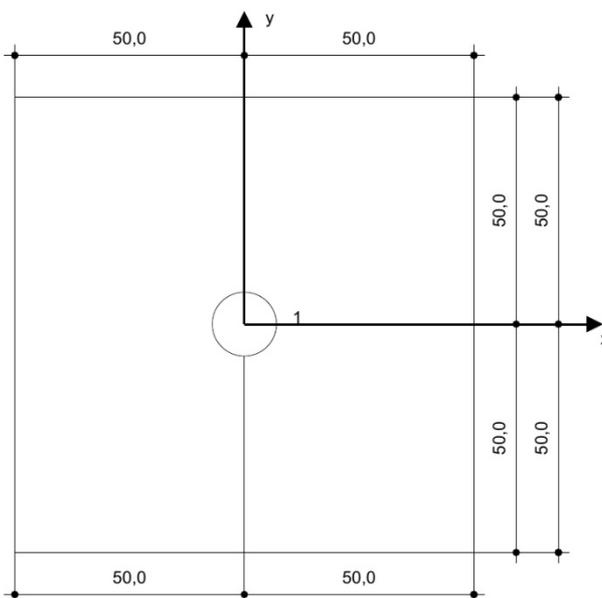
Profondità del foro nel materiale base: 240,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 270,0 mm

Hilti AM barra filettata con HIT-HY 200 Resina ad iniezione, profondità di posa 240 mm, M12, Zincato, Foro eseguito con roto-percussione installazione come da istruzioni per l'uso

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}
1	0,0	0,0	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2019 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

7.4.2 Verifica della rete in acciaio

Si esegue la verifica della rete $\varnothing 5\text{mm}$ con maglia $50 \times 50\text{mm}$ del tipo AISI 304 corrispondente alla EN 1.4301 ($f_{yk} = 300\text{MPa}$, $f_{tk} = 600\text{MPa}$; $E = 200\text{GPa}$). Il blocco di calcestruzzo ammalorato che potrebbe staccarsi tra i tasselli con piano di inclinazione α , su un tratto di rete o calotta con inclinazione β , risulterebbe spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale e orizzontale tra i tasselli e , stante il caso in esame di distacco corticale, $\alpha = 90^\circ$. Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema:

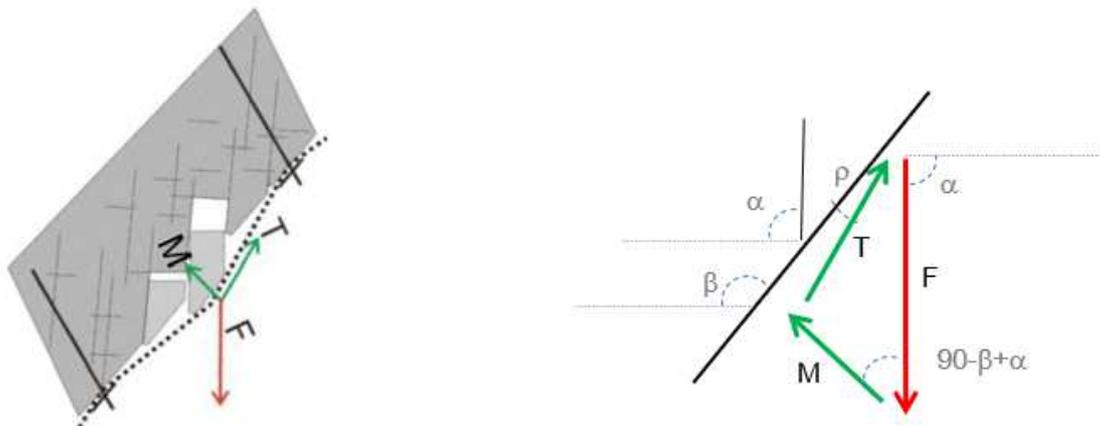


Figura 7-12 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M , che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis:

$$M = F \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x = (M_{\text{drv}} - M_{\text{stb}}) \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x$$

dove:

$$M_{\text{drv}} = (M_b \operatorname{sen} \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{\text{Dw}} \quad (\text{sommatore delle forze destabilizzanti})$$

$$M_{\text{stb}} = (M_b \operatorname{sen} \alpha (1 - c)) / \gamma_{\text{Rw}} \quad (\text{sommatore delle forze stabilizzanti})$$

M_b (peso massa instabile agente sulla rete)

c (incremento dinamico)

γ_{Dw} (coefficiente amplificativo delle forze destabilizzanti)

γ_{Rw} (coefficiente riduttivo delle forze stabilizzanti)

Quindi in carico agente sulla rete T è il valore massimo tra:

$$T = M / i_x / \operatorname{sen}(\beta - \alpha - \rho)$$

$$T = M_b \operatorname{sen} \beta$$

con

ρ (angolo della deformazione della rete)

L'incremento dinamico dovuto al sisma viene assegnato pari a zero in quanto le opere sono provvisorie e non necessitano di verifiche in condizioni sismiche.

Cautelativamente le formulazioni sono state implementate con coefficienti di sicurezza (γ_{Rw} , γ_{Dw}) derivanti da esperienza maturata dalla pratica progettuale dei produttori di reti, che dipendono da diversi fattori. Le

caratteristiche della materiale su cui viene posizionata la rete influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile. Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario del materiale su cui viene posizionata la rete. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento del materiale su cui viene posizionata la rete. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o il materiale è soggetto ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia parete da trattare. Se la superficie è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie della parete è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sulla parete. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

L'area di influenza viene calcolata graficamente: la condizione peggiore si ha nel caso di intervento in corrispondenza di un giunto, con difettosità di ampiezza tra 1m e 2m. In questo caso l'area è pari a 0.49m² (0.7m x 0.7m); pertanto, considerando un distacco di 10cm di calcestruzzo, il carico massimo agente su una rete interna ai tasselli è di:

$$W = 25 \times 0.7\text{m} \times 0.7 \times 0.20 = 2.45 \text{ kN} \quad \text{e agli SLU} \quad W_{SLU} = 1.3 \times 2.45 = 3.2 \text{ kN}$$

ovvero

$$M_b = 3.2 / 0.7 = 4.6 \text{ kN/m} \quad \text{e agli SLU} \quad M_{bSLU} = 1.3 \times 4.6 = 6 \text{ kN/m}$$

Si riporta di seguito la verifica della rete alle reni e in calotta

VERIFICA RETE ALLE RENI		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	135 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.2 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro	$=$	5 mm
Rete passo	$=$	5 cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione	$f_{yk} =$	300 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione	$f_{fd} =$	260.87 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare	$T_R =$	102.44 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.70 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.70 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2
Coeff. parziali per azioni permanenti instabili - NTC18	$\gamma_G =$	1.3
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$\gamma_a =$	1.15
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	4.55 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	7.10 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	3.17 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	1.94 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	6.52 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	4.46 kN/m
	$T =$	3.22 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	4.46 kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	40.98 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA

INPUT

OUTPUT

Figura 7-13 – Verifica della rete alle reni

VERIFICA RETE IN CALOTTA		
Intradosso rivestimento		
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	180 °
Spessore massa instabile	$s =$	0.2 m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25 kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90 °
Rete		
Rete diametro	$=$	5 mm
Rete passo	$=$	5 cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000 MPa
Resistenza caratteristica barra a trazione	$f_{yk} =$	300 MPa
Resistenza di progetto della barra a trazione	$f_{fd} =$	260.87 MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04 m
Resistenza a trazione di progetto a metro lineare	$T_R =$	102.44 kN/m
Maglia tasselli		
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	0.70 m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	0.70 m
FS Fattore di sicurezza		
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$\gamma_{THI} =$	1.30
Incertezza sul peso del rivestimento	$\gamma_{WG} =$	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$\gamma_{BH} =$	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.43
Geometria del rivestimento	$\gamma_{MO} =$	1.30
Sovraccarichi esterni	$\gamma_{OL} =$	1.20
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.56
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2
Coeff. parziali per azioni permanenti instabili - NTC18	$\gamma_G =$	1.3
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$\gamma_a =$	1.15
Progettazione della rete		
Incremento dinamico	$c =$	0
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	4.55 kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	7.10 kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	3.17 kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	2.75 kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	6.52 °
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	3.95 kN/m
	$T =$	0.00 kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	3.95 kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	40.98 kN/m
VERIFICA SODDISFATTA		

LEGENDA
 INPUT
 OUTPUT

Figura 7-14 – Verifica della rete in calotta

Si osserva infine che per quanto riguarda la rete $\phi 1.6$ a maglia 12.7×12.7 mm non strutturale l'obiettivo è quello di fungere da "filtro" per trattenere materiale fino in distacco che può arrecare danno all'utenza che transita in carreggiata. Si considera che il frammento che potrebbe attraversare la maglia 12.7×12.7 mm (con diametro $\phi 1.6$ mm) dovrebbe avere dimensione di circa 10 mm, volume di circa $1-2 \text{ cm}^3$ e massa non superiore a 5 grammi. Dal momento che i test di resistenza dei parabrezza delle auto vengono condotti facendo cadere da un'altezza di 9 m una sfera di acciaio del peso di 227 grammi, si ritiene che l'eventuale caduta in carreggiata del suddetto frammento, passato attraverso la rete fine prevista in progetto, non possa quindi arrecare danno.

7.5 TIPO C2

Con questo intervento si trattano distacchi profondi da 20cm a 40cm di profondità.

Come per l'intervento C1, la parte mancante viene riempita con Gunite, prevedendo la posa di una rete elettrosaldata a metà spessore. La gunite risulta solidarizzata al rivestimento esistente tramite tasselli disposti a maglia 0.7×0.7 m.

Dato che la condizione rilevata è più gravosa rispetto a quella trattata per la tipologia C1, con lo spessore del rivestimento che si è quasi dimezzato, la Gunite non viene lasciata appesa al rivestimento esistente, ma si prevede la disposizione di una maglia di bulloni autoperforanti $\phi 38$, lunghi 3m e a maglia $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$.

L'intervento di chiodatura serve ad assicurare la completa collaborazione tra il rivestimento definitivo esistente ed il getto integrativo, esercitando una pressione (data dal serraggio dei bulloni) che mantiene in contatto le 2 parti e bilancia il possibile ritiro in futuro della malta.

È prevista inoltre la posa in intradosso di una rete elettrosaldata $\phi 5$ maglia $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ e di una rete elettrosaldata $\phi 1.6$ maglia $12.7 \text{ mm} \times 12.7 \text{ mm}$, di peso trascurabile: le due componenti, tenute in posizione dai bulloni, permettono di intercettare e deviare i possibili piccoli splaccaggi, evitando che cadano in corsia. Per la verifica di queste reti si rimanda all'intervento tipo A.

7.5.1 Verifica dei tasselli

La maglia dei tasselli è $0.7 \text{ m} \times 0.7 \text{ m}$ e l'area di influenza di ogni tassello è pari a 0.5 m^2 .

Considerando lo spessore massimo pari a 40cm di Gunite gravanti sui tasselli, il carico risulta pari a 5kN per ogni tassello, ovvero 6.5kN allo SLU. Come descritto per l'intervento tipo A, in corrispondenza dei reni il tassello risulta caricato anche a taglio ed in fase di verifica si considera la condizione di involuppo $N_{ed}=6.5 \text{ kN}$ e $V_{ed}=4.6 \text{ kN}$.

Come tassello ad ancoraggio chimico si considera una barra filettata AM 8.8 HDG, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8. Considerando 20cm di ancoraggio (la massima h_{eff} testata dal produttore, compatibile con la lunghezza della barra - 60 cm - decurtata dei 40cm nella gunite), le verifiche dell'ancoraggio risultano tutte soddisfatte:



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	1
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

Commenti del progettista:

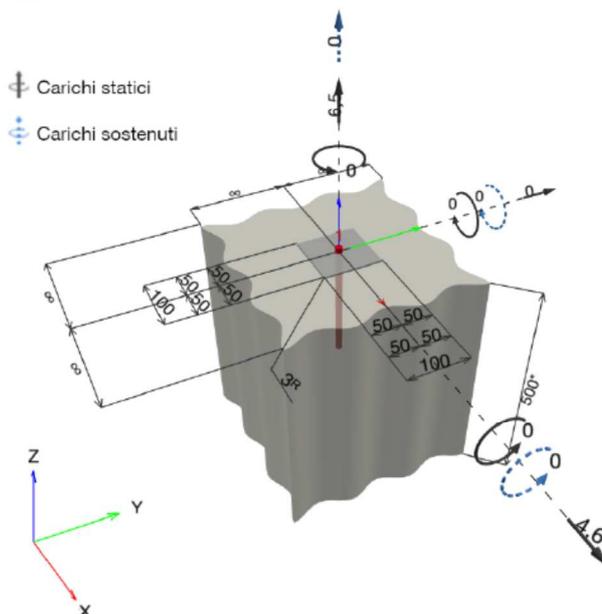
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + AM-HDG (8.8) M12
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	419103 AM 8.8 M12x1000 HDG (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti
Emesso / Valido:	- -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 3,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 100,0 \text{ mm} \times 100,0 \text{ mm} \times 3,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C12/15, $f_{c,oyl} = 12,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: saturo d'acqua
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	2
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 6,500; V_x = 4,600; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	no	no	17

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

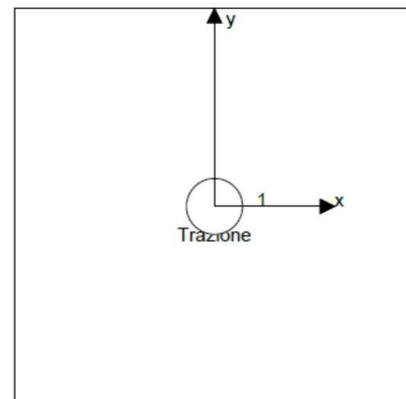
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	6,500	4,600	4,600	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 6,500 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.





Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	3
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	6,500	44,667	15	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	6,500	85,534	8	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	6,500	71,852	10	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
67,000	1,500	44,667	6,500

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	4
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
138.128	138.128	18,00	371,7	185,8	∞	12,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
0,945	17,02	11,000	14,29	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
128,301	128,301	1,500	85,534	6,500		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	5
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{or,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]		
360.000	360.000	300,0	600,0	12,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0,0	1,000	11,000	107,778	1,500	71,852	6,500

ID gruppo ancoranti

1



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	6
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	4,600	27,200	17	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	4,600	143,703	4	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
34,000	1,000	34,000	1,250	27,200	4,600

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,op} = \frac{V_{Rk,op}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,op} = k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
360.000	360.000	300,0	600,0	2,000	12,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	107,778	1,500	143,703	4,600		

ID gruppo ancoranti

1

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	7
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,146	0,169	2,000	5	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,090	0,032	1,500	4	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 4,815 [kN]	δ_N = 0,0192 [mm]
V_{Sk} = 3,407 [kN]	δ_V = 0,1704 [mm]
	δ_{NV} = 0,1714 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 4,815 [kN]	δ_N = 0,0383 [mm]
V_{Sk} = 3,407 [kN]	δ_V = 0,2726 [mm]
	δ_{NV} = 0,2753 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria conformemente a EN 1992-A, allegato A!
- La progettazione è valida solamente se il foro passante non è più largo rispetto al valore riportato nella tabella 6.1 of EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro passante vedere paragrafo 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione del $\psi_{re,v}$ (fallimento bordo calcestruzzo) il rinforzo del copriferro di bordo si assume $c = 30$ mm
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	8
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

L'ancoraggio risulta verificato!



Hilti PROFIS Engineering 3.0.64

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	9
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	test_CHIMICO-45	Data:	17/09/2020
Contratto N°:			

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm²; f_{yk} = 235,00 N/mm²

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: d_f = 14,0 mm

Spessore della piastra (input): 3,0 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + AM-HDG (8.8) M12

Codice articolo: 419103 AM 8.8 M12x1000 HDG (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)

Coppia di serraggio: 40 Nm

Diametro del foro nel materiale base: 14,0 mm

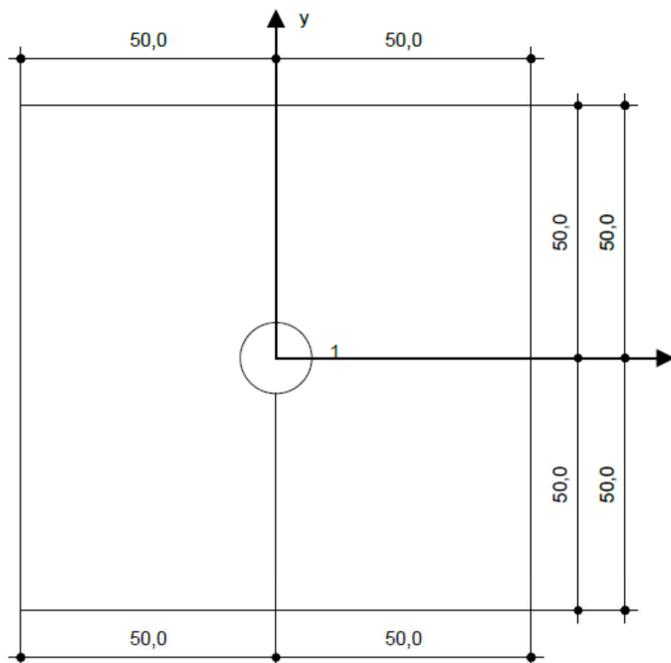
Profondità del foro nel materiale base: 200,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 230,0 mm

Hilti AM barra filettata con HIT-HY 200 Resina ad iniezione, profondità di posa 200 mm, M12, Zincato, Foro eseguito con roto-percussione installazione come da istruzioni per l'uso

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}
1	0,0	0,0	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Engineering (c) 2003-2020 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

7.5.2 Verifica della chiodatura

Per la definizione del carico agente sui singoli chiodi, si analizza in pianta l'area d'influenza del bullone, tenendo conto della disposizione dei giunti strutturali tra un concio di galleria ed il successivo, con più frequenza registrati a 3m, 4,5m e 9m di distanza.

Con il primo chiodo a non meno di 20cm dal giunto strutturale, la condizione peggiore si registra a fine concio, dove l'area di influenza sale da 1m x 1m (la maglia) a 1,3m x 1m: la condizione si ritrova per le 3 interassi tra i giunti.

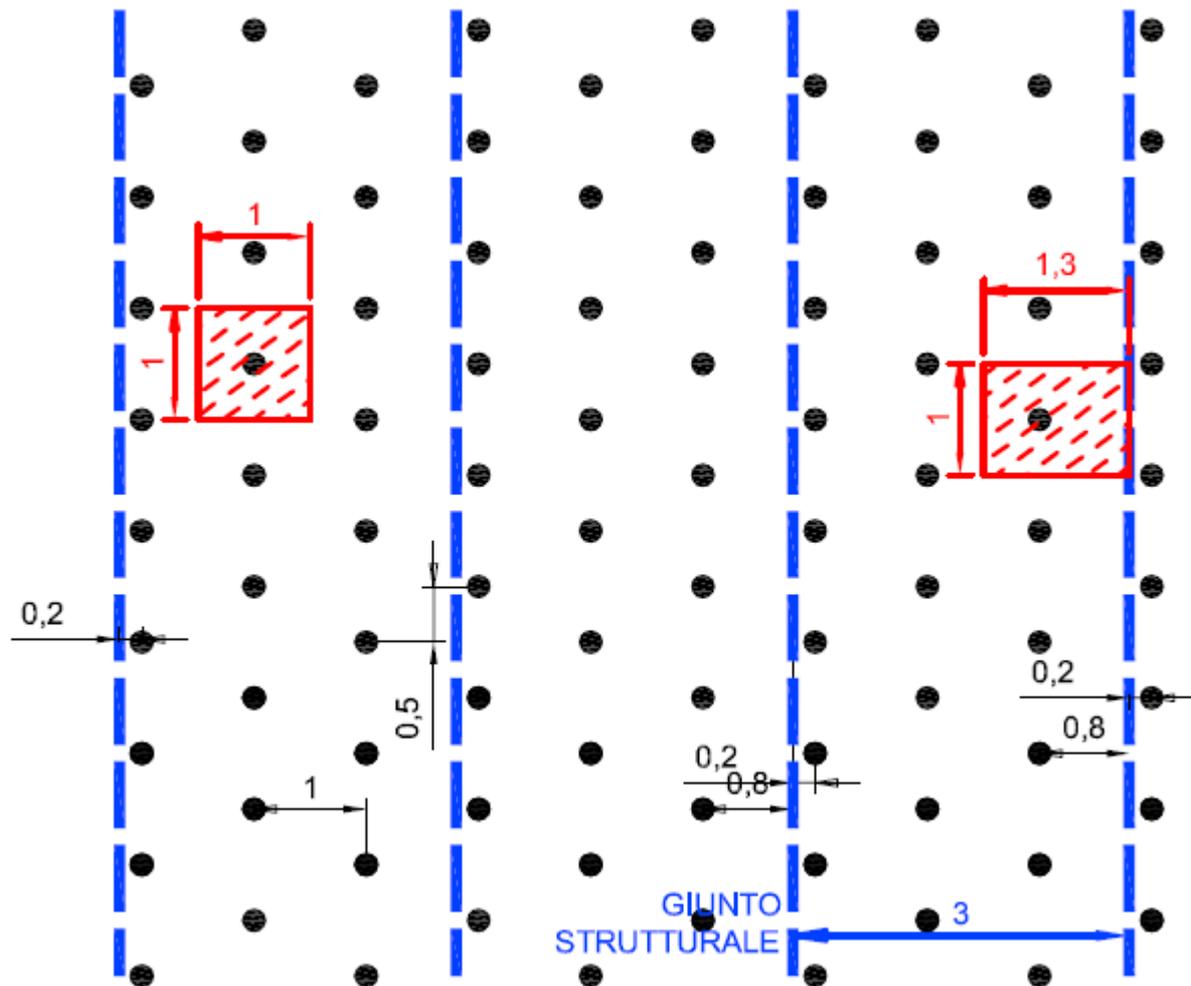


Figura 7-15 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 3m di interasse

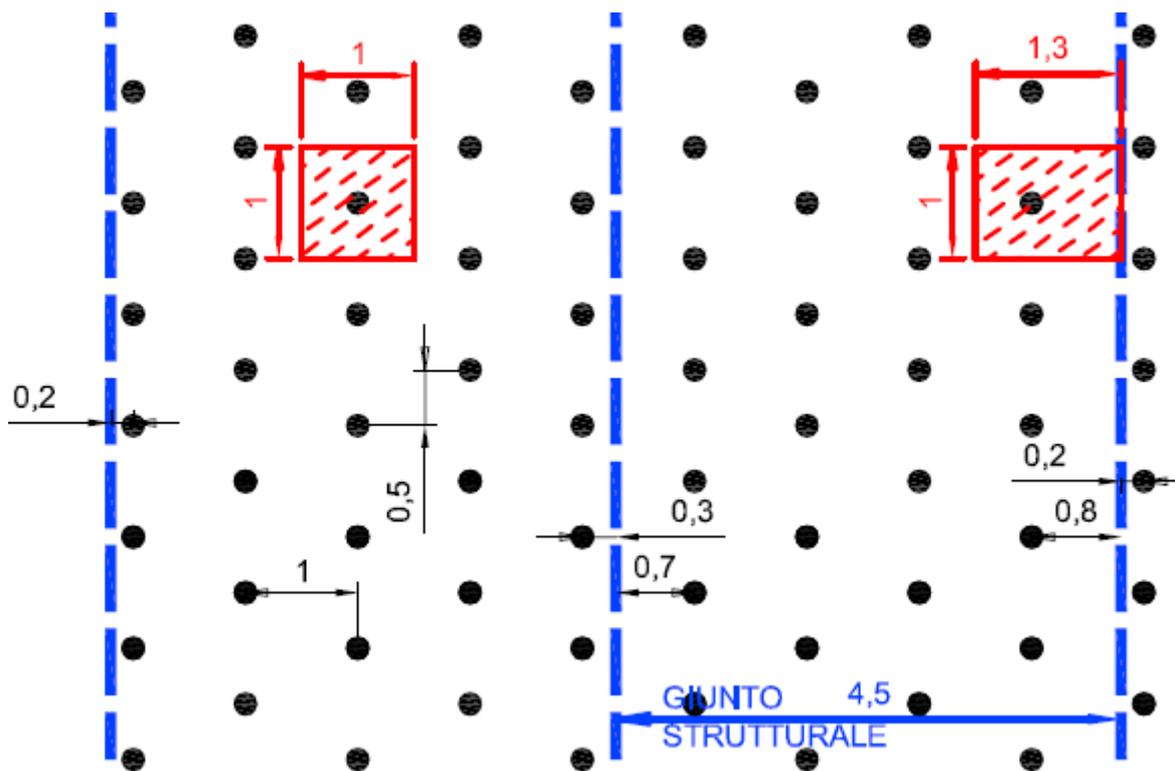


Figura 7-16 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 4.5m di interasse

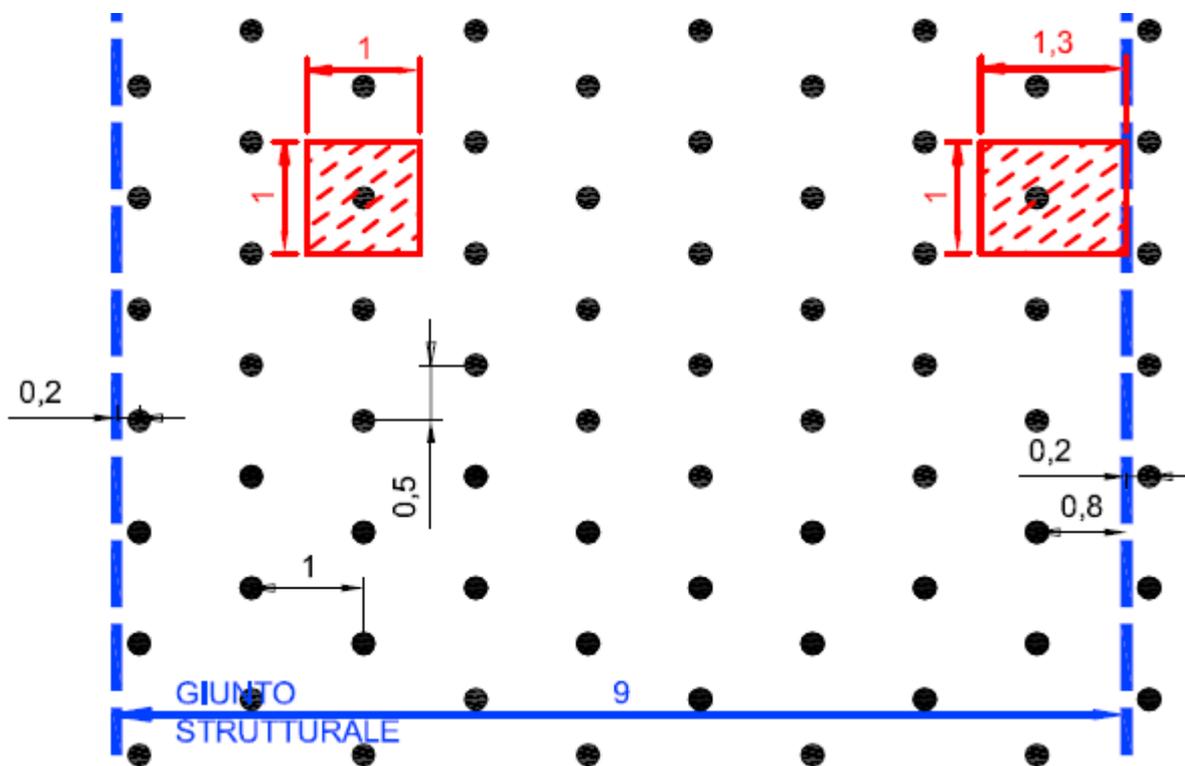


Figura 7-17 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 9m di interasse

Tenendo conto dello stato di alterazione del rivestimento, si ipotizza che i primi 50cm di roccia soprastante gravino direttamente sul rivestimento: il carico può essere stato concausa dello splaccaggio o può essersi attivato in conseguenza della riduzione locale di rigidità del rivestimento e quindi di una maggiore flessibilità.

Definita l'intensità dei carichi agenti, si procede alla verifica dell'ancoraggio.

Secondo il par. 8.4 delle NTC2018, l'inserimento di nuovi elementi che richiedono apposite fondazioni (i chiodi), sono verificate con i criteri generali esposti al Capitolo 6, così come richiesto per le nuove costruzioni.

La resistenza caratteristica R_{ak} è definitiva come:

$$R_{ak} = L_{anc} \cdot \pi \cdot (D \cdot \alpha) \cdot \frac{\tau_{lim}}{\xi}$$

dove:

- L_{anc} = lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- D = diametro di perforazione, pari a 76mm;
- α = coefficiente di sbulbamento, assunto pari a 1.1 (cautelativo, in quanto pari al minimo consigliato da letteratura);
- τ_{lim} = tensione limite di aderenza fra la malta del bulbo ed il mezzo circostante, assunta pari a 500kPa per ancoraggio in roccia (anche in questo caso, in assenza di dati diretti, si è operata una scelta cautelativa);
- ξ = fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da correlazioni analitiche, assunto pari a 1.8, ovvero il massimo proposto nel DM2018.

Per la valutazione di α e τ_{lim} , si è fatto riferimento alla pubblicazione di Bustamante e Doix (1985) per il dimensionamenti dei tiranti di ancoraggio. Il metodo proposto dagli Autori si applica ad ancoraggi realizzati mediante iniezione semplice (in un'unica fase) o ripetuta e non si applica pertanto a tiranti per i quali la fondazione viene colata a gravità.

I valori di α possono essere ricavati dalla tabella riportata nella figura che segue, in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione. Si è scelto il fattore 1.1 relativo ad iniezioni in roccia con modalità non ripetuta (iniezioni semplici).

TIPO DI TERRENO	COEFFICIENTE α		QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA
	INIEZIONI RIPETUTE	INIEZIONI SEMPLICI	
Ghiaia	1.8	1.3 ÷ 1.4	1.5 Vp
Ghiaia sabbiosa	1.6 ÷ 1.8	1.2 ÷ 1.4	1.5 Vp
Sabbia ghiaiosa	1.5 ÷ 1.6	1.2 ÷ 1.3	1.5 Vp
Sabbia (grossolana media o fine)	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 Vp
Sabbia limosa	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ 2 Vp per iniezioni ripetute 1.5 Vp per iniezione semplice
Limo	1.4 ÷ 1.6	1.1 ÷ 1.2	2 Vp per iniezione ripetute 1.5 Vs per iniezione semplice
Argilla	1.8 ÷ 2.0	1.2	2.5 ÷ 3 Vp per iniezione ripetute 1.5 ÷ 2 Vp per iniezione semplice
Marna, marna calcarea arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ Vp per strati compatti 2 ÷ 6 Vp per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1 ÷ 1.5 Vp per roccia poco fessurata ≥ 2 Vp per roccia fratturata

Vp = volume di perforazione

Figura 7-18 – Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute)

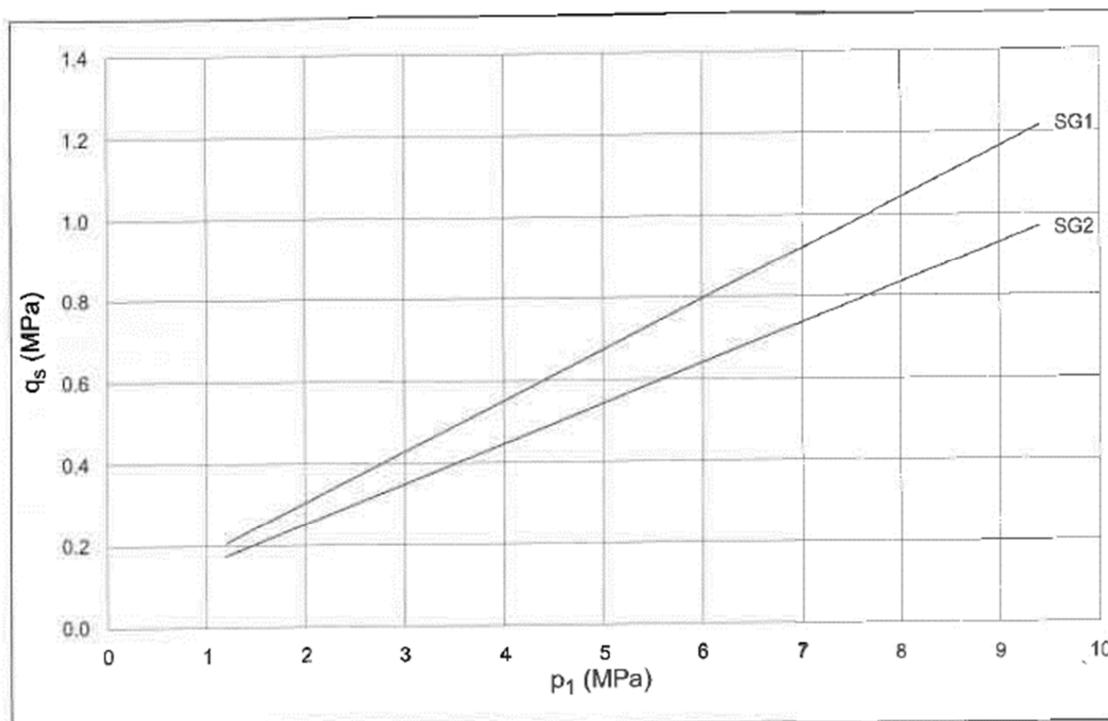


Fig. 6.9 - Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

Figura 7-19 – Diagramma per il calcolo del valore di T_{lim} per rocce alterate e fratturate [la curva SG1 è per fondazioni realizzate mediante iniezioni ripetute; SG2 per fondazioni mediante iniezione semplice]

Si riporta quindi la verifica del chiodo, che risulta soddisfatta, considerando come lunghezza di ancoraggio 1.5m ed escludendo il primo metro, nel rivestimento definitivo, ed i 50cm di roccia gravante:

VERIFICA ANCORAGGIO
secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		ROCCIA GRAVANTE		Carico su un chiodo	
b [m]	1.3	b [m]	1.3	E [kN]	49
d [m]	1	d [m]	1	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	0.5	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	25	E_d [kN]	63
W [kN]	32.5	W [kN]	16.3		

CHIEDO AUTOPERF Ø38		Lancoraggio [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	3	Lancoraggio [m]	1.5	R _{ak} MIN [kN]	109
F _{yk} [kN]	400	Ø perforazione [cm]	7.6	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	τ [kPa]	500	R_{ad} [kN]	91
R _{ak} [kN]	348	Coeff. Sbulb	1.1		> E_d
		ξ	1.8		
		R _{ak} [kN]	109		

Tabella 7-1 – Verifica della bullonatura

7.5.3 Verifica dello spessore ripristinato

Come ulteriore verifica per assicurare la continuità strutturale del rivestimento definitivo, si controlla che lo strato di gunite sia in grado di sostenere il carico del rivestimento definitivo tra un chiodo e l'altro, evitando inaspettate rotture per taglio. Lo strato di gunite diventa collaborante con il resto del rivestimento, quindi questa verifica considera un improbabile distaccamento tra le 2 parti, oltretutto impedito dalla presenza di inghisaggi (6 a m²) della rete elettrosaldata nel retrostante rivestimento definitivo.

Si considera l'intervento di ripristino dove ha spessore minimo (20cm) e quindi resistenza minima.

Sebbene lo strato di gunite lavori a piastra tra le varie chiodature, cautelativamente si schematizza come trave doppiamente appoggiata, al fine di massimizzare il momento flettente, dovuto quindi al peso proprio del rivestimento, per un'altezza complessiva di 1m, su una luce di 1m.

Considerando la rete elettrosaldata a metà spessore e ignorando il fatto che la malta è fibrorinforzata, risultano soddisfatte sia la verifica a flessione che quella a taglio:

VERIFICA GUNITE + RETE ELETTROSALDATA Ø6, maglia 15x15			
RIVESTIMENTO DEFINITIVO		VERIFICHE	
l [m]	1	FLESSIONE: $M=pl^2/8$	
h [m]	1	M_{ed} [kNm/m]	4.1
γ [kN/m ³]	25	M_{rd} [kNm/m]	7.2
p [kN/m ²]	25	TAGLIO: $p/2$	
Y _{G1/G2}	1.3	V_{ed} [kN/m]	16.3
E_d [kN]	33	V_{rd} [kN/m]	58.6

Tabella 7-2 – Verifica dello strato ripristinato

In aggiunta, in intradosso è prevista inoltre la posa di una rete elettrosaldata Ø5 maglia 50mm x 50 mm, di peso trascurabile, tenuta in posizione dai bulloni, che permette di trattenere possibili piccoli splaccaggi, evitando che cadano in corsia, soprattutto nella parte chiodata esterna al trattamento di ripristino con gunite. Per la verifica di questa rete si rimanda a quanto già descritto per l'intervento tipo A.

7.6 TIPO D1

L'intervento di tipo D riguarda i presidi per presenza di cavità al contorno in assenza di venute di acqua, con rivestimento in calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Le fasi realizzative prevedono che una volta riempita la cavità con geomix o con calcestruzzi alleggeriti con peso di volume comunque inferiore a 11kN/m³, si assicura la stabilità del rivestimento per mezzo di chiodi lunghi 6m, con maglia di 1m x 1m.

7.6.1 Verifica della chiodatura

Per la definizione del carico agente sui singoli chiodi, si analizza in pianta l'area d'influenza del bullone, tenendo conto della disposizione dei giunti strutturali tra un concio di galleria ed il successivo, con più frequenza registrati a 3m, 4,5m e 9m di distanza.

Come verificato per l'intervento tipo C2, la condizione peggiore si registra a fine concio, in corrispondenza del giunto strutturale, dove l'area di influenza è di 1,3m x 1m.

Oltre al peso proprio della struttura, in corrispondenza della cavità preesistente si considera il carico dell'argilla espansa iniettata (γ pari a 11kN/m³) **per uno spessore massimo di 1.5m.**

Definita l'intensità dei carichi agenti, si procede alla verifica dell'ancoraggio secondo Normativa, considerando i parametri descritti per la verifica della sezione tipo C2: in questo caso, dei 6m di lunghezza del chiodo, solo 3,5 sono di ancoraggio, escludendo il primo metro, nel rivestimento definitivo, e 1,5m massimi di cavità.

VERIFICA ANCORAGGIO

secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		RIEMPIMENTO CAVITÀ		Carico su un chiodo	
b [m]	1.3	b [m]	1.3	E [kN]	54
d [m]	1	d [m]	1	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	1.5	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	11	E_d [kN]	70
W [kN]	32.5	W [kN]	21.5		

CHIODO AUTOPERF Ø38		Lancoraggio [m]		Verifica a sfilamento	
L_{tot} [m]	6	$\phi_{perforazione}$ [cm]	7.6	$R_{ak MIN}$ [kN]	255
F_{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	213
R_{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E_d
		R_{ak} [kN]	255		

Tabella 7-3 – Verifica della bullonatura

Dato che il rivestimento definitivo non presenta danni significativi, non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche sulla struttura presente, in grado di reggere il carico e di scaricarlo sui piedritti e sulle murette. In aggiunta, in intradosso è prevista inoltre la posa di una rete elettrosaldata Ø5 maglia 50mm x 50 mm, di peso trascurabile, tenuta in posizione dai bulloni, che permette di trattenere possibili piccoli splaccaggi, evitando che cadano in corsia, soprattutto nella parte chiodata esterna al trattamento di ripristino con gunite. Per la verifica di questa rete si rimanda a quanto già descritto per l'intervento tipo A.

7.7 TIPO D2

L'intervento di tipo D2, come gli interventi tipo D1 a cui si rimanda per le verifiche delle chiodature, riguarda i presidi per presenza di cavità con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Nel caso dell'intervento D2 sono presenti anche venute d'acqua concentrate o diffuse e per questo motivo è prevista la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12 di lunghezza ≥ 20 cm, che si ancorano nella gunite, di caratteristiche migliori rispetto al rivestimento definitivo retrostante.

7.8 TIPO E1

Con questo intervento si trattano distacchi e/o ammaloramenti profondi fino a 20cm di profondità, come con la tipologia C1, a cui si rimanda per le verifiche.

In questo caso sono presente anche venute d'acqua concentrate o diffuse e per questo motivo è prevista la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12 di lunghezza ≥ 20 cm, che si ancorano nella gunite, di caratteristiche migliori rispetto al rivestimento definitivo retrostante.

7.9 TIPO E2

Con questo intervento si trattano distacchi profondi tra 20cm e 40cm di profondità, come con la tipologia C2, a cui si rimanda per la verifica strutturale dello spessore di gunite.

In questo caso sono presenti anche venute d'acqua concentrate o diffuse e per questo motivo è prevista la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12, di lunghezza ≥ 30 cm invece che 20 cm.

In questo caso, data la maggiore lunghezza dei tasselli dovuta all'interferenza tra i bulloni autoperforanti e la lamiera grecata, è possibile utilizzare:

- tasselli ad ancoraggio meccanico tipo HSA-LW, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8;
- tasselli ad ancoraggio chimico tipo HAS-U 8.8, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8

Entrambe le soluzioni offrono resistenza almeno pari a quella dei tasselli da 20cm precedentemente verificati.

A fronte di un aumento di pochi centimetri della profondità della testa del tassello, rispetto a quello da 20cm, valgono ancora le considerazioni che escludono la necessità della verifica di splitting nel calcestruzzo.

7.10 TIPO F1

L'intervento di tipo F1 riguarda i presidi per distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno in assenza di venute di acqua, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Le fasi realizzative prevedono che una volta riempita la cavità con geomix o con calcestruzzi alleggeriti con peso di volume comunque inferiore a 11kN/m^3 , si assicura la stabilità del rivestimento per mezzo di chiodi lunghi 6m, con maglia di $1\text{m} \times 1\text{m}$. A differenza dell'intervento tipo D1, in questo caso il rivestimento definitivo presenta ammaloramento significativo, con splaccaggi in intradosso che arrivano a 40cm.

Come per la sezione tipo C2, a cui si rimanda per la verifica dei tasselli e dello spessore ripristinato, la parte mancante è ripristinata mediante Gunite: in questo modo la struttura torna a funzionare correttamente come un arco, andando a scaricare il carico geostatico sui piedritti e allontanandosi dalle due condizioni critiche di splaccaggio completo della calotta, con conseguente caduta, e di rottura per flessione o instabilità dello spessore ridotto sotto i carichi preesistenti.

7.10.1 Verifica della chiodatura

Per la definizione del carico agente sui singoli chiodi, si analizza in pianta l'area d'influenza del bullone, tenendo conto della disposizione dei giunti strutturali tra un concio di galleria ed il successivo, con più frequenza registrati a 3m, 4,5m e 9m di distanza.

Come verificato per l'intervento tipo C2, la condizione peggiore si registra a fine concio, in corrispondenza del giunto strutturale, dove l'area di influenza è di $1,3\text{m} \times 1\text{m}$.

Oltre al peso proprio della struttura, in corrispondenza della cavità preesistente si considera il carico dell'argilla espansa iniettata (γ pari a 11kN/m^3) **per uno spessore massimo di 1.5m.**

Definita l'intensità dei carichi agenti, si procede alla verifica dell'ancoraggio secondo Normativa, considerando i parametri descritti per la verifica della sezione tipo C2: in questo caso, dei 6m di lunghezza del chiodo, solo 3,5 sono di ancoraggio, escludendo il primo metro, nel rivestimento definitivo, e 1,5m massimi di cavità.

VERIFICA ANCORAGGIO

secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		RIEMPIMENTO CAVITÀ		Carico su un chiodo	
b [m]	1.3	b [m]	1.3	E [kN]	54
d [m]	1	d [m]	1	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	1.5	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	11	E_d [kN]	70
W [kN]	32.5	W [kN]	21.5		

CHIODO AUTOPERF Ø38		Lancoraggio [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	6	$\phi_{\text{perforazione}}$ [cm]	7.6	R _{ak MIN} [kN]	255
F _{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	213
R _{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E _d
		R _{ak} [kN]	255		

Tabella 7-4 – Verifica della bullonatura

In aggiunta, in intradosso è prevista inoltre la posa di una rete elettrosaldata Ø5 maglia 50mm x 50 mm, di peso trascurabile, tenuta in posizione dai bulloni, che permette di trattenere possibili piccoli splaccaggi, evitando che cadano in corsia, soprattutto nella parte chiodata esterna al trattamento di ripristino con gunite. Per la verifica di questa rete si rimanda a quanto già descritto per l'intervento tipo A.

7.11 TIPO F2

L'intervento di tipo F2, come gli interventi tipo F1 a cui si rimanda per le verifiche delle chiodature, dei tasselli e dello spessore ripristinato, riguarda i presidi distacchi profondi fino a 40 cm e cavità al contorno, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Nel caso dell'intervento F2 sono presenti anche venute d'acqua concentrate o diffuse e per questo motivo è prevista la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12, di lunghezza ≥ 30 cm invece che 20 cm.

In questo caso, data la maggiore lunghezza dei tasselli dovuta all'interferenza tra i bulloni autopercoranti e la lamiera grecata, è possibile utilizzare:

- tasselli ad ancoraggio meccanico tipo HSA-LW, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8;
- tasselli ad ancoraggio chimico tipo HAS-U 8.8, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8

Entrambe le soluzioni offrono resistenza almeno pari a quella dei tasselli da 20cm precedentemente verificati.

A fronte di un aumento di pochi centimetri della profondità della testa del tassello, rispetto a quello da 20cm, valgono ancora le considerazioni che escludono la necessità della verifica di splitting nel calcestruzzo.

7.12 TIPO G1

L'intervento tipo G1 riguarda i presidi nei confronti della presenza di reticolo di fessure che individua cunei potenzialmente instabili - vol. > 1 mc – in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

Nel caso del rilievo di un reticolo di fessure nel rivestimento esistente che evidenzia cunei potenzialmente instabili di volume maggiore al m², l'intervento tipo G1 prevede un intervento di chiodatura, con bulloni autopercoranti lunghi 3m, a maglia 1.5m x 1.5m.

Per la verifica della tassellatura della lamiera grecata, uguale a quella dell'intervento E2, si rimanda alle tipologie precedenti.

7.12.1 Verifica della chiodatura

Per la definizione del carico agente sui singoli chiodi, si analizza in pianta l'area d'influenza del bullone, tenendo conto della disposizione dei giunti strutturali tra un concio di galleria ed il successivo, con più frequenza registrati a 3m, 4,5m e 9m di distanza.

In questo caso, in aggiunta a quanto fatto per la sezione tipo C2, si considera la presenza delle fessure longitudinali che portano alla creazione di possibili cunei instabili.

Per individuare la condizione più gravosa, si considera la presenza di 2 fessure passanti e parallele distanti 3m: in via cautelativa si ipotizza che le 2 fratture passino proprio in corrispondenza dei chiodi, andandone a neutralizzare il contributo, ma in realtà i chiodi verranno posizionati in modo tale da rimanere almeno a 20cm dalle fratture. Inoltre le fratture sono studiate come ortogonali alla pianta, ma in realtà possono essere inclinate e di fatto il chiodo va a cucire le due parti.

Inoltre nell'analisi non si tiene conto dell'attrito tra le due parti di calcestruzzo lungo le discontinuità: questo contributo, combinato con l'azione assiale presente nel rivestimento, ha assicurato la stabilità dei cunei potenzialmente instabili fino ad ora e questo equilibrio potrebbe perdurare, in mancanza di altre azioni come l'ammaloramento nel tempo del calcestruzzo.

In questo caso, il reticolo di discontinuità evidenzia diverse condizioni di carico: per ogni interasse dei giunti è stata retinata l'area più estesa in funzione del numero di chiodi attivati. La condizione peggiore si registra nel caso di giunto a 4,5m, con 4 chiodi su un'area di 3m x 4,5m:

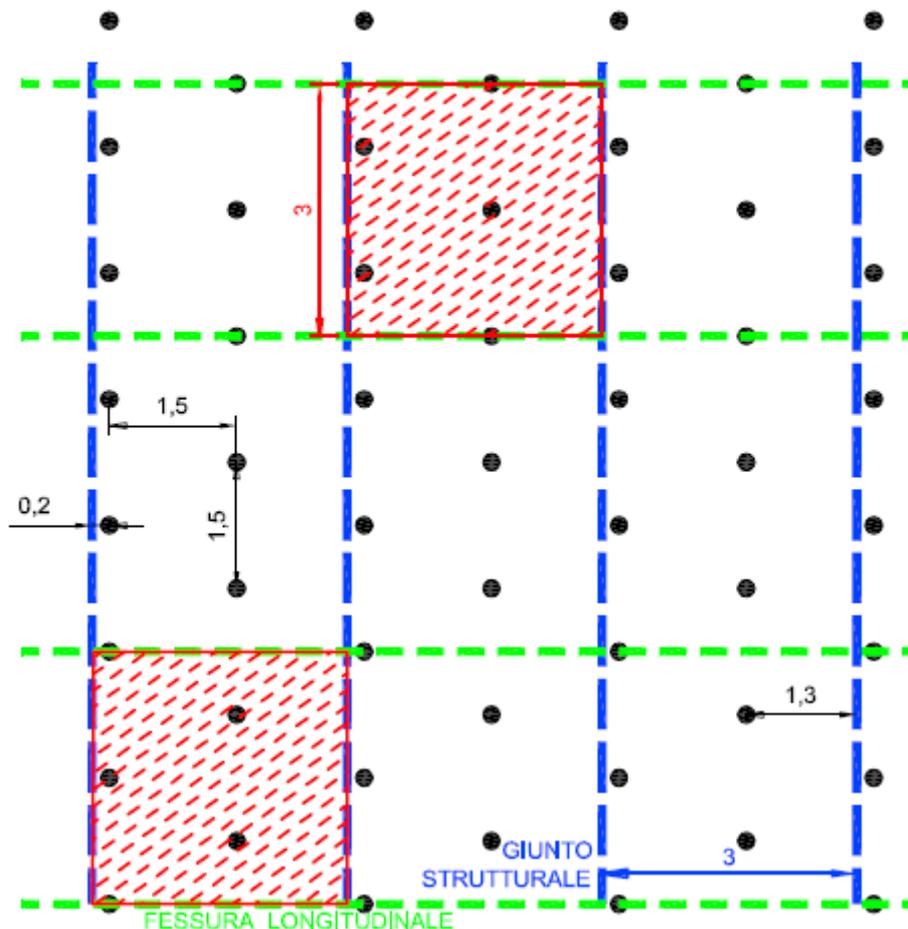


Figura 7-20 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 3m di interasse

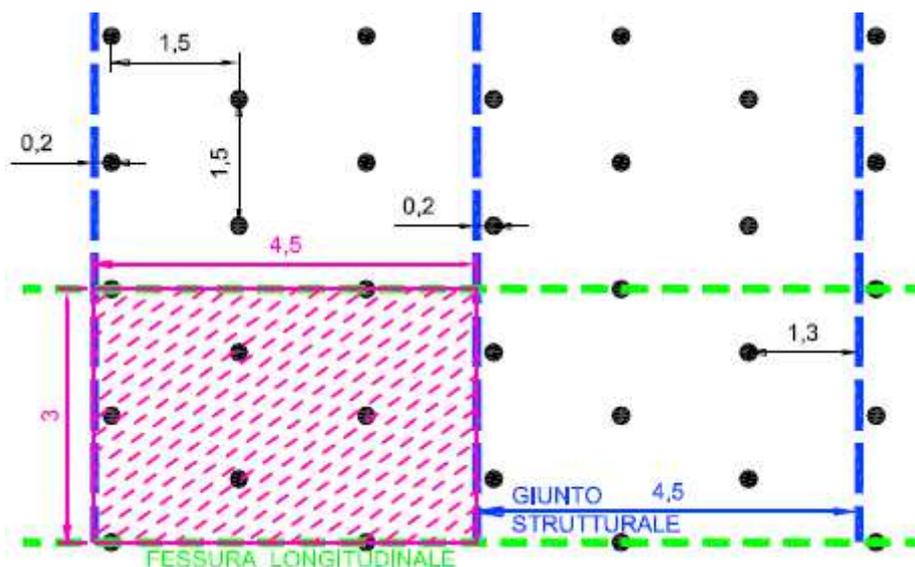


Figura 7-21 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 4.5m di interasse

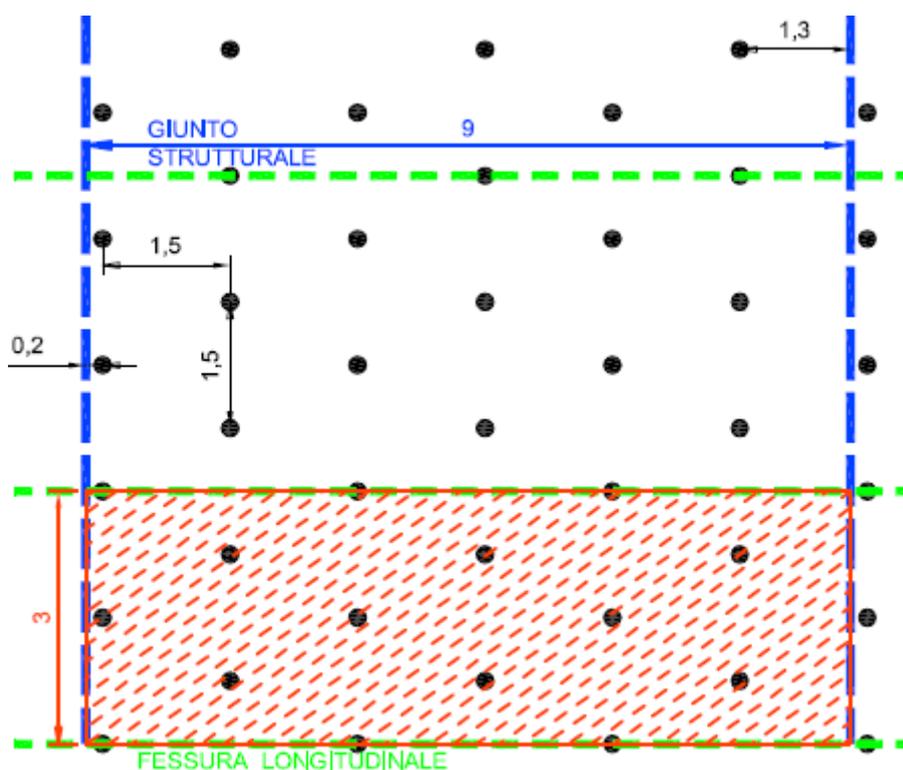


Figura 7-22 – Valutazione area di influenza con i giunti strutturali a 9m di interasse

Non essendo presenti splaccaggi significativi in intradosso, lo stato fessurativo tende a quello di una struttura abbastanza scarica e per questo motivo non si considerano per le verifiche carichi esterni gravanti sul rivestimento. L'intervento di cucitura previsto consente di ripristinare continuità e integrità del rivestimento, evitando dislocamenti e permettendo il corretto funzionamento ad arco sotto i carichi geostatici presenti, tenuto conto anche delle assunzioni molto cautelative introdotte in questa analisi del discontinuo e descritte in precedenza. Inoltre si fa notare che nella verifica non si tiene conto dell'attrito tra le due parti di calcestruzzo lungo le discontinuità: questo contributo, combinato con l'azione assiale presente nel rivestimento, ha assicurato la stabilità dei cunei potenzialmente instabili fino ad ora e questo equilibrio potrebbe perdurare, in

mancanza di altre azioni come l'ammaloramento nel tempo del calcestruzzo. Si osserva infine che nelle verifiche non si considera la posizione del potenziale cuneo lungo lo sviluppo della volta: si osserva infatti che più ci si sposta dalla chiave calotta verso i piedritti, i potenziali cunei non gravano più completamente sulle sole chiodature ma una quota parte del carico viene trasferita alla porzione di calcestruzzo adiacente. Questo contribuito a favore di sicurezza non viene considerato andando quindi a verificare gli interventi con il pieno carico gravitativo mobilitato dal cuneo.

L'intervento di cucitura previsto consente di ripristinare continuità e integrità del rivestimento, evitando dislocamenti e permettendo il corretto funzionamento ad arco sotto i carichi geostatici presenti, tenuto conto anche delle assunzioni molto cautelative introdotte in questa analisi del discontinuo e descritte in precedenza.

Definita l'intensità dei carichi agenti, si procede alla verifica dell'ancoraggio secondo Normativa, considerando i parametri descritti per la verifica della sezione tipo C2: in questo caso, dei 3m di lunghezza del chiodo, solo i 2m esterni al rivestimento sono di ancoraggio.

Poiché l'area di carico trovata è di 3m x 4,5m per 4 chiodi, per il singolo chiodo $d[m]$ è pari a $4.5m / 4$.

VERIFICA ANCORAGGIO
secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		ALTRI CARICHI		Carico su un chiodo	
b [m]	3	b [m]	0	E [kN]	84
d [m]	1.125	d [m]	0	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	0	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	0	E_d [kN]	110
W [kN]	84.4	W [kN]	0.0		

CHIODO AUTOPERF Ø38		Lancoraggio [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	3	$\phi_{\text{perforazione}}$ [cm]	7.6	R _{ak MIN} [kN]	146
F _{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	122
R _{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E _d
		R _{ak} [kN]	146		

Tabella 7-5 – Verifica della bullonatura

È prevista inoltre la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12, di lunghezza ≥ 30 cm invece che 20cm.

In questo caso, data la maggiore lunghezza dei tasselli dovuta all'interferenza tra i bulloni autoperforanti e la lamiera grecata, è possibile utilizzare:

- tasselli ad ancoraggio meccanico tipo HSA-LW, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8;
- tasselli ad ancoraggio chimico tipo HAS-U 8.8, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8

Entrambe le soluzioni offrono resistenza almeno pari a quella dei tasselli da 20cm precedentemente verificati.

A fronte di un aumento di pochi centimetri della profondità della testa del tassello, rispetto a quello da 20cm, valgono ancora le considerazioni che escludono la necessità della verifica di splitting nel calcestruzzo.

7.13 TIPO G2

L'intervento tipo G2 riguarda i presidi nei confronti della presenza di un reticolo di fessure diffuse che individua cunei potenzialmente instabili - vol. < 1 mc – in presenza di venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

L'intervento tipo G2 prevede la posa di due reti elettrosaldate con 2 maglie diverse solidarizzate al rivestimento per mezzo di tasselli, al fine di intercettare i distacchi di calcestruzzo più piccoli come già previsto per l'intervento A a cui si rimanda per le verifiche.

Per evitare che si dislochino parti del rivestimento, in intradosso sono posizionati pannelli di rete in un'unica fune $\varnothing 8$ in acciaio ad alta resistenza ($f_{yk} > 1770 \text{MPa}$), fissati al rivestimento per mezzo di chiodi di 3m di lunghezza, a maglia 3m x 1.5m.

Per la verifica della tassellatura della lamiera grecata, uguale a quella dell'intervento G1, si rimanda alle tipologie precedenti.

7.13.1 Verifica della chiodatura

Per la definizione del carico agente sui singoli chiodi, si analizza in pianta l'area d'influenza del bullone: in questo caso, data la presenza delle 2 reti elettrosaldate e dei pannelli di rete, la presenza dei giunti non costituisce vincolo sull'area di influenza, in quanto tutta la struttura risulta collaborante.

Quindi, per ogni chiodo, l'area di influenza viene ricavata direttamente dalla maglia prevista a passo 3.0x1.5m

Dato che in questo caso si considera la struttura collaborante, si ipotizza che sul chiodo gravi solo metà del peso del rivestimento, in quanto il pannello di rete ed i chiodi aiutano a mantenere compatto il rivestimento. Quale lunghezza di ancoraggio del chiodo si considera una $L = 2.00\text{m}$ ricavata dalla lunghezza del chiodo, 3m, a cui viene sottratto spessore del rivestimento pari a 1m.

Quindi, per ogni chiodo, l'area di influenza è pari ad un quadrato di 2.12m per lato:

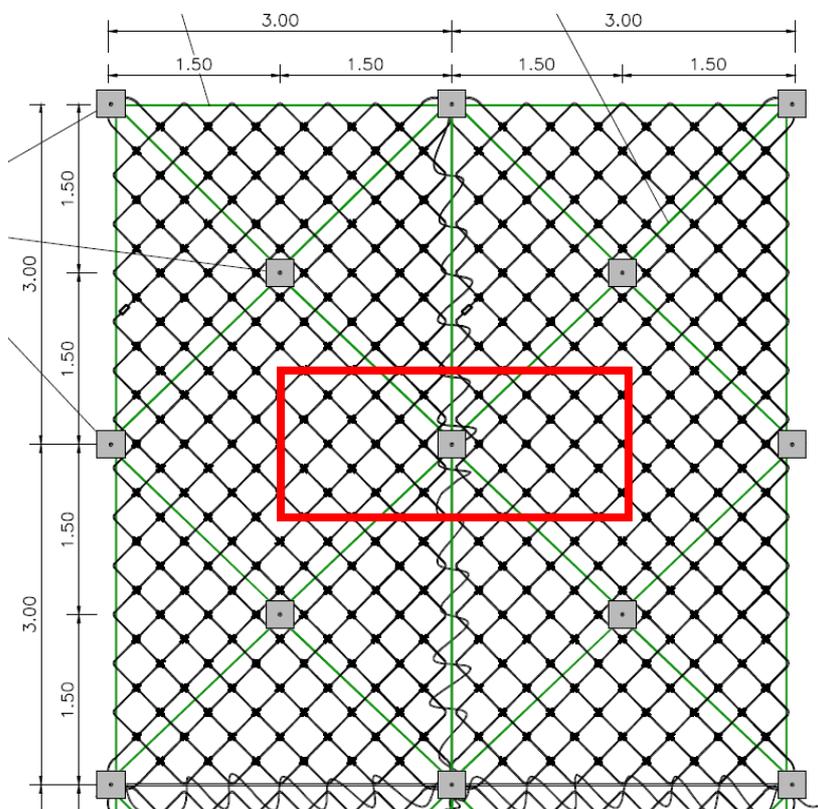


Figura 7-23 – Valutazione area di influenza (giunti strutturali non più da considerare)

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA ANCORAGGIO
secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		ALTRI CARICHI		Carico su un chiodo	
b [m]	1.5	b [m]		E [kN]	56
d [m]	3.00	d [m]		$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]		Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	12.5	γ [kN/m ³]		E_d [kN]	73
W [kN]	56.3	W [kN]	0.0		

CHIODO AUTOPERF Ø38		Lancoraggio [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	3	$\phi_{\text{perforazione}}$ [cm]	7.6	R _{ak MIN} [kN]	146
F _{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	122
R _{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E _d
		R _{ak} [kN]	146		

Tabella 7-6 – Verifica della bullonatura

7.13.2 Verifica del pannello di rete

Si esegue la verifica della rete $\varnothing 5\text{mm}$ con maglia $50 \times 50\text{mm}$ del tipo AISI 304 corrispondente alla EN 1.4301 ($f_{yk} = 300\text{MPa}$, $f_{tk} = 600\text{MPa}$; $E = 200\text{GPa}$).

Per la verifica del pannello valgono le medesime considerazioni fatte per l'intervento tipo A a cui si rimanda per la teoria adottata.

L'area di influenza viene calcolata graficamente: l'area è pari a 4.49m^2 ($2.12\text{m} \times 2.12\text{m}$);

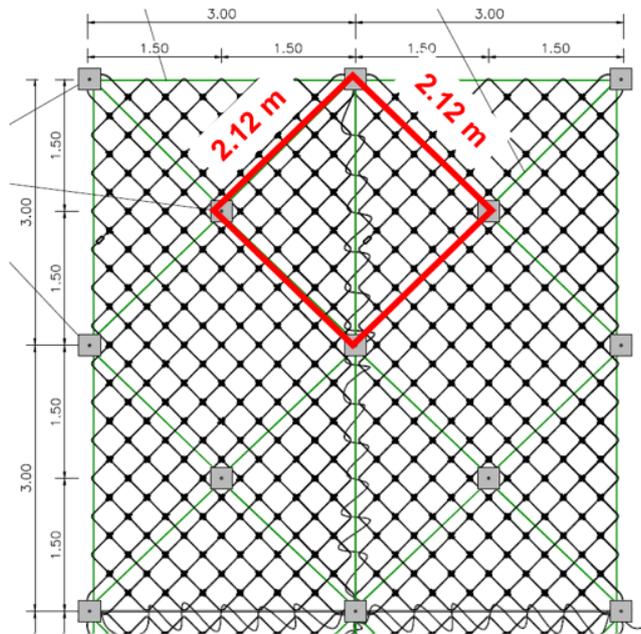


Figura 7-24 – Valutazione area di influenza delle reti - Stralcio planimetrico

pertanto, considerando a favore di sicurezza che si mobiliti un distacco pari allo spessore del calcestruzzo, 1 m, il carico massimo agente su una rete interna ai tasselli è di:

$$W = 25 \times 2.12\text{m} \times 2.12 \times 1.0 = 112.36 \text{ kN} \quad \text{e agli SLU} \quad W_{\text{SLU}} = 1.3 \times 112.36 = 146 \text{ kN}$$

ovvero

$$M_b = 112.36 / 2.12 = 52.97\text{kN/m} \quad \text{e agli SLU} \quad M_{b\text{SLU}} = 1.3 \times 52.97 = 68.9 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifica della rete alle reni e in calotta

VERIFICA RETE ALLE RENI			
Intradosso rivestimento			
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	135	°
Spessore massa instabile	$s =$	1	m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25	kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90	°
Rete			
Rete diametro	$=$	8	mm
Rete passo	$=$	25	cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000	MPa
Resistenza ultima rete a trazione	$f_{yk} =$	1771	MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04	m
Resistenza a trazione nominale a metro lineare	$T_R =$	356.08	kN/m
Maglia tasselli			
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	2.12	m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	2.12	m
FS Fattore di sicurezza			
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$=$	1.20	
Incertezza sul peso del rivestimento	$=$	1.01	
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$=$	1.02	
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.24	
Geometria del rivestimento	$=$	1.10	
Sovraccarichi esterni	$=$	1.02	
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{Dw} =$	1.12	
Fattore di riduzione globale	$=$	1.39	
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5	
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2	
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$=$	1.15	
Progettazione della rete			
Incremento dinamico	$c =$	0.12	
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	68.90	kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	77.31	kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	49.05	kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	42.36	kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	2.16	°
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	29.39	kN/m
	$T =$	48.72	kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	48.72	kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	123.85	kN/m
VERIFICA SODDISFATTA			

LEGENDA

 INPUT
 OUTPUT

Figura 7-25 – Verifica della rete alle reni

VERIFICA RETE IN CALOTTA			
Intradosso rivestimento			
Inclinazione sull'orizzontale rivestimento	$\beta =$	180	°
Spessore massa instabile	$s =$	1	m
Peso specifico rivestimento	$\gamma =$	25	kN/mc
Direzione di caduta della massa instabile	$\alpha =$	90	°
Rete			
Rete diametro	$=$	8	mm
Rete passo	$=$	25	cm
Rete modulo elastico	$E =$	200000	MPa
Resistenza ultima rete a trazione	$f_{yk} =$	1771	MPa
Massima deformazione	$f =$	0.04	m
Resistenza a trazione nominale a metro lineare	$T_R =$	356.08	kN/m
Maglia tasselli			
interasse verticale (trasversale)	$i_y =$	2.12	m
interasse orizzontale (longitudinale)	$i_x =$	2.12	m
FS Fattore di sicurezza			
Incertezza sul valore medio della zona instabile	$=$	1.20	
Incertezza sul peso del rivestimento	$=$	1.01	
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	$=$	1.02	
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	$\gamma_{RW} =$	1.24	
Geometria del rivestimento	$=$	1.10	
Sovraccarichi esterni	$=$	1.02	
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	$\gamma_{DW} =$	1.12	
Fattore di riduzione globale	$=$	1.39	
Coeff. della resistenza a trazione della rete	$=$	2.5	
Coeff. della deformazione massima ammissibile	$=$	1.2	
Coeff. della resistenza a trazione dell'acciaio	$=$	1.15	
Progettazione della rete			
Incremento dinamico	$c =$	0.12	
Massimo peso che può agire sulla tra la maglia di chiodi	$M_b =$	68.90	kN/m
Sommatoria forze destabilizzanti	$M_{bdrv} =$	77.31	kN/m
Sommatoria forze stabilizzanti	$M_{bstb} =$	49.05	kN/m
Forze di punzonamento agenti sulla rete	$M =$	59.91	kN
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio)	$\rho =$	2.16	°
Carico di trazione agente sulla rete	$T =$	28.28	kN/m
	$T =$	0.00	kN/m
Massimo carico di trazione agente sulla rete	$T_{max-S} =$	28.28	kN/m
Massimo carico di trazione resistente sulla rete	$T_{max-R} =$	123.85	kN/m
VERIFICA SODDISFATTA			

LEGENDA
 INPUT
 OUTPUT

Figura 7-26 – Verifica della rete in calotta

7.14 TIPO G3

L'intervento tipo G3 riguarda i presidi nei confronti di un quadro fessurativo persistente in presenza di significativi stati tensionali nei rivestimenti e con venute d'acqua diffuse o concentrate, con rivestimento di calcestruzzo, senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi.

L'intervento prevede in corrispondenza di una fessura continua vengano posati in opera chiodi di 6m di lunghezza, a maglia 1m x 1m, e chiodi con maglia 1.5m x 1.5m più esternamente.

Questo intervento permette di ripristinare la continuità strutturale della calotta, assicurandone il corretto funzionamento ad arco, con ripartizione dei carichi sui piedritti.

7.14.1 Verifica della chiodatura

A cavallo della lesione si considera l'area di carico individuata dall'area di influenza di ciascun chiodo posto a maglia 1.0x1.0m che risulta pari a 1m² mentre per i chiodi nella parte esterna, si considera l'area di carico individuata dall'area di influenza di ciascun chiodo posto a maglia 1.5x1.5m che risulta in un'area di 2.25m².

Nel seguito vengono riportate le verifiche dell'intervento dove, a favore di sicurezza, non si tiene conto dell'attrito tra le due parti di calcestruzzo lungo le discontinuità: questo contributo, combinato con l'azione assiale presente nel rivestimento, ha assicurato la stabilità dei cunei potenzialmente instabili fino ad ora e questo equilibrio potrebbe perdurare, in mancanza di altre azioni come l'ammaloramento nel tempo del calcestruzzo. Si osserva inoltre che nelle verifiche non si considera la posizione della lesione lungo lo sviluppo della volta: si osserva infatti che più ci si sposta dalla chiave calotta verso i piedritti, i carichi non gravano più completamente sulle sole chiodature ma una quota parte del carico viene trasferita alla porzione di calcestruzzo adiacente.

Per le verifiche si considera agente sul singolo chiodo il carico derivante dal peso del rivestimento definitivo di spessore pari a 1.0m e, a favore di sicurezza, da uno spessore pari a 1m di roccia detensionata.

Definita l'intensità dei carichi agenti, si procede alla verifica dell'ancoraggio.

Secondo il par. 8.4 delle NTC2018, l'inserimento di nuovi elementi che richiedono apposite fondazioni (i chiodi), sono verificate con i criteri generali esposti al Capitolo 6, così come richiesto per le nuove costruzioni.

La resistenza caratteristica R_{ak} è definitiva come:

$$R_{ak} = L_{anc} \cdot \pi \cdot (D \cdot \alpha) \cdot \frac{\tau_{lim}}{\xi}$$

dove:

- L_{anc} = lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- D = diametro di perforazione, pari a 76mm;
- α = coefficiente di sbulbamento, assunto pari a 1.1 (cautelativo, in quanto pari al minimo consigliato da letteratura);
- τ_{lim} = tensione limite di aderenza fra la malta del bulbo ed il mezzo circostante, assunta pari a 500kPa per ancoraggio in roccia (anche in questo caso, in assenza di dati diretti, si è operata una scelta cautelativa);
- ξ = fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da correlazioni analitiche, assunto pari a 1.8, ovvero il massimo proposto nel DM2018.

Per la valutazione di α e τ_{lim} , si è fatto riferimento alla pubblicazione di Bustamante e Doix (1985) per il dimensionamento dei tiranti di ancoraggio. Il metodo proposto dagli Autori si applica ad ancoraggi realizzati mediante iniezione semplice (in un'unica fase) o ripetuta e non si applica pertanto a tiranti per i quali la fondazione viene colata a gravità. I valori di α possono essere ricavati dalla tabella riportata nella figura che segue, in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione. Si è scelto il fattore 1.1 relativo ad iniezioni in roccia con modalità non ripetuta (iniezioni semplici).

TIPO DI TERRENO	COEFFICIENTE α		QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA
	INIEZIONI RIPETUTE	INIEZIONI SEMPLICI	
Ghiaia	1.8	1.3 ÷ 1.4	1.5 Vp
Ghiaia sabbiosa	1.6 ÷ 1.8	1.2 ÷ 1.4	1.5 Vp
Sabbia ghiaiosa	1.5 ÷ 1.6	1.2 ÷ 1.3	1.5 Vp
Sabbia (grossolana media o fine)	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 Vp
Sabbia limosa	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ 2 Vp per iniezioni ripetute 1.5 Vp per iniezione semplice
Limo	1.4 ÷ 1.6	1.1 ÷ 1.2	2 Vp per iniezione ripetute 1.5 Vs per iniezione semplice
Argilla	1.8 ÷ 2.0	1.2	2.5 ÷ 3 Vp per iniezione ripetute 1.5 ÷ 2 Vp per iniezione semplice
Marna, marna calcarea arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ Vp per strati compatti 2 ÷ 6 Vp per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1 ÷ 1.5 Vp per roccia poco fessurata ≥ 2 Vp per roccia fratturata

Vp = volume di perforazione

Figura 7-27 – Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute)

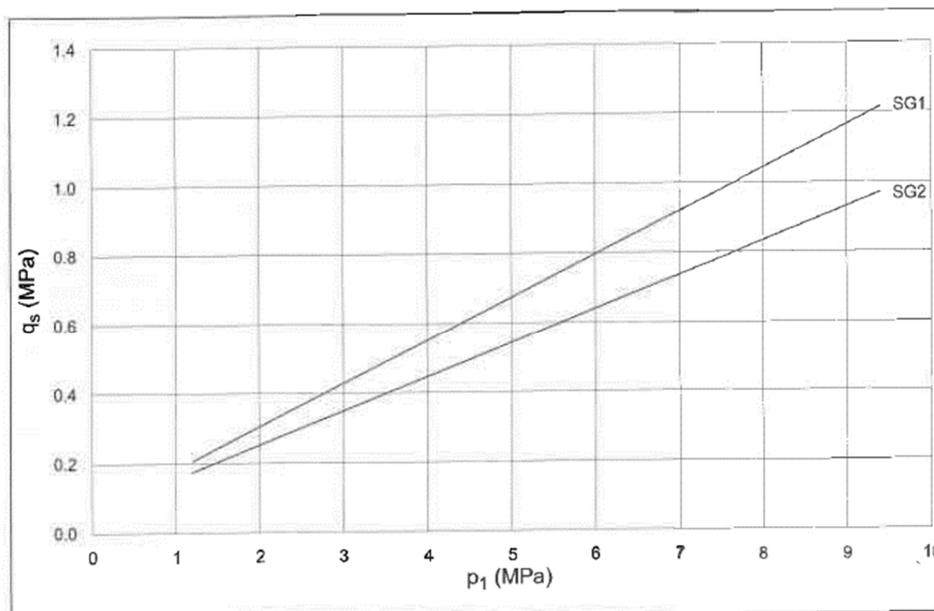


Fig. 6.9 - Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

Figura 7-28 – Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per rocce alterate e fratturate [la curva SG1 è per fondazioni realizzate mediante iniezioni ripetute; SG2 per fondazioni mediante iniezione semplice]

In fase di verifica, dei 6m di lunghezza del chiodo, solo i 4m esterni al rivestimento sono di ancoraggio, tenuto conto di 1 metro di roccia detensionata.

Per i chiodi posti a maglia 1.0m x 1.0m le verifiche risultano soddisfatte:

VERIFICA ANCORAGGIO

secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		ALTRI CARICHI		Carico su un chiodo	
b [m]	1	b [m]	1	E [kN]	51
d [m]	1	d [m]	1	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	1	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	26	E_d [kN]	66
W [kN]	25.0	W [kN]	26.0		

CHIODO AUTOPERF Ø38		L _{ancoraggio} [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	6	$\phi_{\text{perforazione}}$ [cm]	7.6	R _{ak MIN} [kN]	292
F _{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	243
R _{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E _d
		R _{ak} [kN]	292		

Tabella 7-7 – Verifica della bullonatura

Per i chiodi della maglia esterna (1.5m x 1.5m) le verifiche risultano soddisfatte:

VERIFICA ANCORAGGIO

secondo NTC 2018 par. 6.6 - Combinazione A1+M1+R3 (1.3 - 1.0 - 1.3)

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		ALTRI CARICHI		Carico su un chiodo	
b [m]	1.5	b [m]	1.5	E [kN]	115
d [m]	1.5	d [m]	1.5	$\gamma_{G1/G2}$	1.3
h [m]	1	h [m]	1	Carico di progetto	
γ [kN/m ³]	25	γ [kN/m ³]	26	E_d [kN]	149
W [kN]	56.3	W [kN]	58.5		

CHIODO AUTOPERF Ø38		L _{ancoraggio} [m]		Verifica a sfilamento	
L _{tot} [m]	6	$\phi_{\text{perforazione}}$ [cm]	7.6	R _{ak MIN} [kN]	292
F _{yk} [kN]	400	τ [kPa]	500	γ_{R3}	1.2
γ_M	1.15	Coeff. Sbulb	1.1	R_{ad} [kN]	243
R _{ak} [kN]	348	ξ	1.8		> E _d
		R _{ak} [kN]	292		

Tabella 7-8 – Verifica della bullonatura

È prevista inoltre la posa della lamiera grecata in intradosso, con lo scopo di deviare l'acqua a bordo strada. Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12, di lunghezza ≥ 30 cm invece che 20 cm.

In questo caso, data la maggiore lunghezza dei tasselli dovuta all'interferenza tra i bulloni autopercoranti e la lamiera grecata, è possibile utilizzare:

- tasselli ad ancoraggio meccanico tipo HSA-LW, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8;
- tasselli ad ancoraggio chimico tipo HAS-U 8.8, in acciaio al carbonio, zincato, di classe 8.8

Entrambe le soluzioni offrono resistenza almeno pari a quella dei tasselli da 20cm precedentemente verificati.

A fronte di un aumento di pochi centimetri della profondità della testa del tassello, rispetto a quello da 20cm, valgono ancora le considerazioni che escludono la necessità della verifica di splitting nel calcestruzzo.

7.15 TIPO H1

L'intervento tipo H1 riguarda i presidi nei confronti di un ammaloramento delle armature e del calcestruzzo fino a 20 cm in assenza di venute di acqua, con rilevamento in calcestruzzo armato, con/senza impermeabilizzazione, in ammassi rocciosi/terrosi. La zona disgiunta va riempita con Gunite, come prescritto per l'intervento C1 a cui si rimanda per le verifiche.

In base al grado di ruggine presente sulle armature si provvederà alla pulizia o alla sostituzione dove possibile, rispettando la lunghezza di sovrapposizione di 60ϕ (riducibile, se necessario, nelle zone in cui il ferro è nella zona compressa). La continuità dei ferri con le zone attorno verrà assicurata dagli inghisaggi, anch'essi di lunghezza adeguata in base alle zone di trazione e compressione.

7.16 TIPO H2

Questa tipologia risulta la medesima degli interventi strutturali della tipo H1, andando ad includere anche drenaggi e la posa della lamiera grecata in intradosso, di peso trascurabile, necessari alla deviazione dell'acqua percolante dal rivestimento esistente.

Come per la tipologia B1, il supporto della lamiera è fornito dai tasselli M12, di lunghezza ≥ 20 cm, che si ancorano nella gunite, di caratteristiche migliori rispetto al rivestimento definitivo retrostante.

7.17 TIPO I

L'intervento tipo I riguarda i presidi nei confronti di un ammaloramento profondo del calcestruzzo e delle armature, ove presenti, nella zona dei piedritti, con rivestimento armato, senza impermeabilizzazione, in ammassi terrosi/rocciosi.

In questo caso, a differenza degli interventi tipo H1 e H2, la zona trattata è quella dell'intradosso dei piedritti. Di norma, il momento flettente sui piedritti tende a comprimere l'intradosso: la compressione derivante, combinata con la pressione espansiva delle barre di acciaio arrugginite, porta all'espulsione del calcestruzzo. L'intervento permette quindi di ripristinare la sezione di calcestruzzo, sostituendo le barre di armatura principale danneggiate ed anche la staffatura/spilli, importanti alla base dei piedritti, dove il taglio nel rivestimento di calotta di solito registra i valori di picco.

Dove necessario, sono previsti anche dei drenaggi per allontanare l'acqua dalla calotta.

7.18 SUPERIFICIE MINIMA DA TRATTARE

Ogni intervento descritto prevede un'applicazione che dovrà garantire un'eccedenza minima di superficie da trattare rispetto a quella interessata dalla difettosità. Nella seguente tabella si riportano i valori minimi da rispettare di tale eccedenza.

Tipologico	Estensione intervento oltre il contorno della zona ammalorata
A	≥ 30cm
B1	-
B2	≥ 30cm
C1	1m circa
C2	≥ 2m
D1	≥ 2m
D2	≥ 2m
E1	1m circa
E2	≥ 2m
F1	≥ 2m
F2	≥ 2m
G1	≥ 1m
G2	≥ 2m
G3	2m circa
H1	≥ 1m
H2	≥ 1m
I	≥ 0,5m

8 GIUDIZIO CONCLUSIVO SULLA SICUREZZA DELL'OPERA

Come sopra descritto, per la verifica dei singoli interventi, in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, gli interventi analizzati si classificano come "interventi di riparazione o locali" in quanto, in accordo al par. 8.4.1, riguardano una singola parte della struttura, senza cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e ripristinando sostanzialmente le condizioni per le quali la struttura era stata originariamente progettata.

Come verificato, gli interventi tipologici permettono di ricondurre la porzione di struttura in cui si interviene a condizioni di sicurezza strutturale, eliminando le potenziali criticità rilevate in sede di ispezione.

Inoltre, gli interventi offrono i seguenti ulteriori vantaggi:

- Gli interventi di chiodatura mantengono il rivestimento compatto, evitando meccanismi di rottura fragile nel calcestruzzo non armato (e non solo) e bloccando assestamenti e possibili evoluzioni tensionali della roccia ammalorata a contatto con il rivestimento.
- In aggiunta, impediscono meccanismi di collasso locale, poiché bloccando o riducendo significativamente il fenomeno di eventuali distacchi futuri, assicurano nel tempo un miglior mantenimento della prestazione iniziale del rivestimento definitivo, non alterando la configurazione di carico, soprattutto verso disposizioni asimmetriche, mal tollerate da rivestimento non armato (e non solo).

Si fa presente che le analisi numeriche eseguite nel dimensionare gli interventi, in termini di caratteristiche dei materiali (utilizzati ed in loco), carichi assunti, coefficienti amplificativi del carico e relativi coefficienti di sicurezza, sono state condotte con l'approccio usuale di dimensionamento a lungo termine dell'intervento proposto.

In via del tutto cautelativa si individua il periodo di validità dell'intervento in 3 anni (con le prescrizioni a seguire riportate), essenzialmente per le possibili mutevoli condizioni di alcuni elementi strutturali, quali, principalmente:

- Il degrado nel tempo della resistenza del calcestruzzo del rivestimento esistente della galleria, con riferimento segnatamente ai tasselli di ancoraggio della rete
- il mantenimento delle attuali caratteristiche meccaniche dell'iniezione dei bulloni autoproforanti
- il mantenimento delle attuali caratteristiche dell'ammasso
- la possibile circolazione di acqua a tergo del rivestimento

Gli interventi previsti dovranno essere attentamente ispezionati, monitorati e mantenuti nel tempo, allo scopo di valutare l'eventuale evoluzione del difetto (nell'ambito delle successive visite trimestrali, dando specifico riscontro dell'avvenuta verifica) per il quale sono stati previsti.

Si raccomanda, in particolare, il controllo nel tempo del distacco di materiale in corrispondenza di lamiere e reti che, gravando sulle stesse, potrebbe provocarne il distacco o la rottura. Le azioni necessarie preventive in questi casi consisteranno nella pulizia del materiale, nel distacco di ulteriori porzioni ammalorate fino alla sostituzione del presidio con un nuovo intervento dello stesso tipo o con una diversa tipologia, in ragione dell'evoluzione del difetto che andrà attentamente valutata.

Gli interventi proposti permettono di ripristinare la funzionalità locale del rivestimento definitivo e dovranno essere quindi inoltre oggetto, nei successivi 3 anni dalla posa in opera, di verifiche puntuali durante le ispezioni trimestrali e annuali, con prove sui materiali, secondo quanto descritto nel piano di manutenzione delle gallerie, elaborato 00.00.0000.0.0-ASSGAL-MES-TUN-PMT-R-0200.