

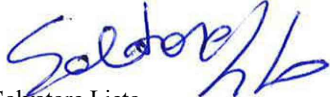


ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
 SS. 318 DI "VALFABBRICA", TRATTO PIANELLO - VALFABBRICA
 SS. 76 "VAL D'ESINO", TRATTI FOSSATO VICO - CANCELLI E ALBACINA - SERRA SAN QUIRICO
 "PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO-MUCCIA-SFERCIA.

PROGETTO ESECUTIVO

CONTRAENTE GENERALE: 	Il responsabile del Contraente Generale:  Ing. Federico Montanari	Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:  Ing. Salvatore Lieto
--	---	--

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese Mandataria: PROGETTAZIONE GRANDI INFRASTRUTTURE PROGIN S.p.A.		Mandanti:  	 SGAI s.r.l. di E. Forlani & C. Studio di Ingegneria e Geologia Applicata <small>Via Marconi, 20 - 47833 Mercatino di Ronagna (RN) - ITALY P.IVA 01194420485 - telefono +39 0541998277 - e-mail: sgai@sgai.com pec: sgai@sgai.pec.com</small> www.sgai.com
--	--	---	---

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'A.T.I. Prof. Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
--	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Iginio Farotti	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE Ing. Vincenzo Pardo	IL DIRETTORE DEI LAVORI Ing. Peppino Marascio
---	--	--

2.1.3 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S.77 a Muccia OPERE D'ARTE MAGGIORI : GALLERIE NATURALI GALLERIA NATURALE S. ANNA Relazione Tecnica e di Calcolo della Galleria Naturale	SCALA: - DATA: Marzo 2020
--	--

Codice Unico di Progetto (CUP) **F12C03000050021** (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 3	G N 3 5 0 0	R E L	0 1	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Marzo 2020	Emissione Progetto Esecutivo	PROGIN	PROGIN	S. Lieto	A. Grimaldi

**ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI
PENETRAZIONE INTERNA**

MAXI LOTTO 2

Pedemontana delle Marche

Terzo Lotto funzionale – Castelraimondo Nord-Castelraimondo Sud

Quarto Lotto funzionale – Castelraimondo Sud-Innesto s.s.77 a Muccia

GALLERIA S. ANNA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO DELLA GALLERIA NATURALE

INDICE

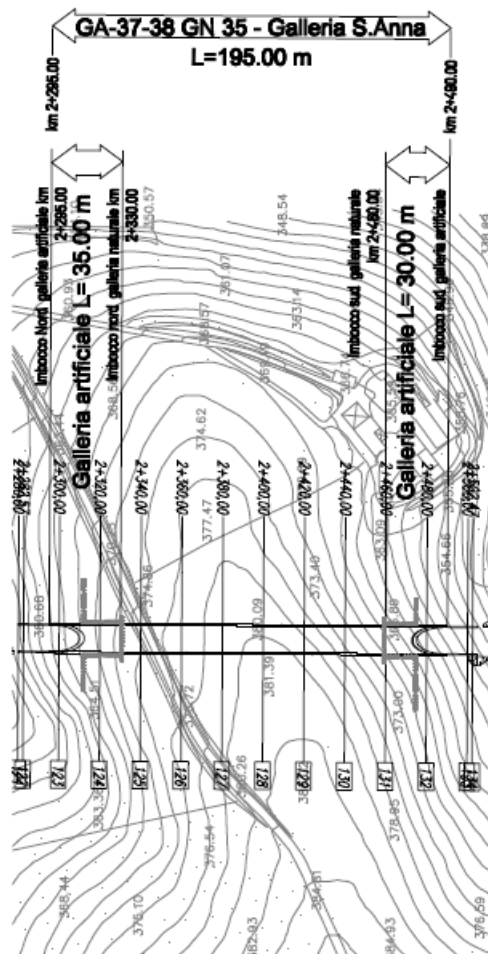
1. INTRODUZIONE.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVE	6
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA	6
2.2 NORMATIVE SULLE STRUTTURE IN C.A, IN C.A.P. E ACCIAIO	6
2.3 NORMATIVA SUI TERRENI, OPERE DI SOSTEGNO, OPERE DI FONDAZIONE	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4. PARAMETRI DI CALCOLO DELLE FORMAZIONI ATTRAVERSATE	9
5. LA PRESENZA DELL'ACQUA E IL LIVELLO DELLA FALDA.....	12
6. DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO E AGGRESSIVITA' DELLE TERRE.....	13
7. METODO DI AVANZAMENTO DELLO SCAVO E SEZIONI TIPO	20
7.1 CRITERI DI APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO	20
8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO	21
8.1 METODO DI TAMEZ	23
8.2 LINEE CARATTERISTICHE	26
9. ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	29
9.1 COPERTURA CON $H < 15$ M	29
9.1.1 Sezione tipo B2V	31
Tabella di sintesi dei risultati.....	32
9.1.2 Verifica degli infilaggi al contorno.....	33
10. MODALITA' DI SCAVO - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	34
10.1 SEZIONI TIPO ADOTTATE IN CONDIZIONI DI SCAVO ORDINARIO	34
10.1.1 Intervento tipo B2 V.....	35
11. MODELLAZIONI E VERIFICHE.....	36
11.1 CARATTERISTICHE GENERALI DEL CODICE DI CALCOLO ALLE DIFFERENZE FINITE UTILIZZATO E DELLE ANALISI CONDOTTE.....	36
11.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI RESISTENTE	39
11.2.1 Verifiche allo SLU	39
11.2.1.1 Domini resistenti rivestimenti definitivi	41
11.2.2 Verifiche allo SLE.....	43

11.2.2.1	Verifiche alle Punte tensionali.....	43
11.2.2.2	Verifiche allo stato limite di fessurazione	43
12.	VERIFICA SEZIONE TIPO - COPERTURA $H < 15 M$	45
12.1	SEZIONE TIPO B2V	46
12.1.1	<i>Fasi di calcolo</i>	50
12.1.1.1	Verifiche statiche dei rivestimenti	51
12.1.1.1.1	Rivestimento di prima fase	51
12.1.1.1.2	Rivestimento definitivo.....	53

1. INTRODUZIONE

In questa relazione sono illustrati i risultati delle verifiche statiche delle strutture di sostegno di prima fase e di rivestimento definitivo della galleria naturale S. Anna prevista nell'ambito del progetto esecutivo del Terzo e Quarto lotto funzionale della Pedemontana delle Marche, in particolare nel tratto Castelraimondo Nord – Castelraimondo Sud.

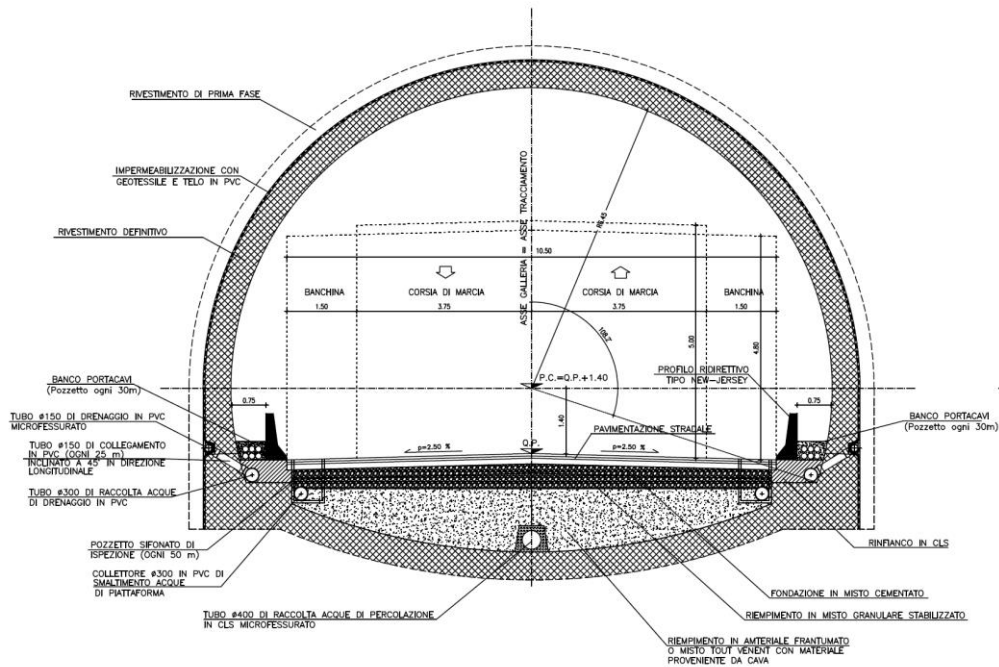
La galleria naturale in progetto presenta una lunghezza di 195,00 m (130,00 m di galleria naturale) m ed è costituita da una canna unica bidirezionale (sezione stradale tipo C1).



La sezione trasversale è caratterizzata da un raggio interno pari a 6.45 m, in modo da contenere la piattaforma stradale di larghezza complessiva pari a 10.50 m (2 corsie di marcia da 3.75 m affiancate da banchine da 1.50 m), delimitata lateralmente da barriere tipo new-jersey. Allo scopo di ospitare un'altezza libera verticale di 5.00 m sulla carreggiata e di 4.80 m sulla piattaforma stradale anche in corrispondenza della pendenza trasversale massima pari al 4.60%, è stato determinato il raggio del profilo d'intradosso della galleria pari a 6.45 m, con

centro ubicato ad una distanza di 1.40 m sopra la quota di progetto in corrispondenza della pavimentazione stradale.

Le sezioni tipo della galleria naturale è riportate nella figura seguente.



Lo studio è stato effettuato secondo le fasi di progettazione basate sul metodo di Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS).

Le verifiche geotecniche e strutturali sono state eseguite in accordo con quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008 e con il supporto degli Eurocodici.

Le verifiche sono state eseguite nei confronti degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVE

2.1 Normative, raccomandazioni, linee guida

- D.M. 14 Gennaio 2008 - *Norme tecniche per le Costruzioni*
- Circolare di applicazione 2 febbraio 2009

2.2 Normative sulle strutture in c.a, in c.a.p. e acciaio

- Legge 05.11.1971, n.1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951).
- D.M. 14.02.1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 09.01.1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996, n. 252 AA.GG./STC).
- D.M. 16.01.1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996, n. 156 AA.GG./STC).

2.3 Normativa sui terreni, opere di sostegno, opere di fondazione

- D.M 11.03.1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988, n. 30483).
- Circ. Min. LL.PP. 09.01.1996, n. 218/24/3 "Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della redazione geotecnica".
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", Giugno 2012.
- AFTES "Recommendations on the Convergence-Confinement Method", Novembre 2001.

Per la stesura della relazione di calcolo si sono infine seguite le indicazioni contenute nel documento:

- CNR-UNI 10024/86: "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo" (Ottobre 1986).

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per gli interventi strutturali sono di seguito elencate:

Calcestruzzo (rivestimento definitivo di calotta)

Classe di resistenza C25/30;

resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$;

resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$;

modulo elastico $E_{cm}=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}=31447 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di Poisson $\nu=0.25$;

Calcestruzzo (rivestimento definitivo Arco rovescio e murette)

Classe di resistenza C35/45;

resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$;

resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$;

modulo elastico $E_{cm}=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}=34625 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di Poisson $\nu=0.25$;

Acciaio per cemento armato

Tipo B450C;

tensione caratteristica di rottura $f_{tk}= 540 \text{ N/mm}^2$;

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}= 450 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s=1.15$;

modulo elastico $E=210000 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio per centine, profilati, calastrelli

Qualità dell'acciaio S 355;

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=355 \text{ N/mm}^2$;

tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=510 \text{ N/mm}^2$;

modulo elastico $E=210000 \text{ N/mm}^2$;

Acciaio per infilaqgi

Qualità dell'acciaio S 355;

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=355 \text{ N/mm}^2$;

tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=490 \text{ N/mm}^2$;

modulo elastico $E=210000 \text{ N/mm}^2$;

Spritz beton

Rck 28 gg $\geq 30 \text{ N/mm}^2$

Elementi strutturali in vetroresina

Elementi strutturali costituiti da n. 3 piatti in VTR 40x6 mm ad aderenza migliorata, una tubazione centrale in PVC, distanziatori in materiale plastico e fascette per il fissaggio dei piatti al tubo centrale.

Resistenza a trazione $f_{yk} \geq 900 \text{ N/mm}^2$

4. PARAMETRI DI CALCOLO DELLE FORMAZIONI ATTRAVERSATE

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite nel periodo aprile - maggio 2017 è stato possibile meglio definire il modello geologico - geotecnico del rilievo collinare attraversato dalle gallerie.

Nelle tre gallerie in progetto sono stati, infatti, eseguiti ulteriori sondaggi geognostici rispetto alle precedenti campagne del definitivo:

- Galleria S. Anna: n.2 sondaggi;
- Galleria Mecciano: n.3 sondaggi;
- Galleria S. Barbara: n.2 sondaggi;

Trattandosi prevalentemente di unità torbiditiche, nelle carote di sondaggio è stata effettuata, oltre all'analisi strutturale, un'analisi di facies con riferimento alla sequenza di Bouma ed è stato calcolato il rapporto sabbia/argilla in riferimento alla classificazione delle sequenze arenaceo-pelitiche pubblicata dall'A.G.I. (1979).

Tale studio ha permesso di individuare livelli e markers diagnostici delle associazioni di facies e quindi di caratterizzare con maggior dettaglio le associazioni presenti nell'ambito della Formazione torbiditica di Camerino e di correlarle stratigraficamente tra loro, consentendo altresì di definire maggiormente anche il locale assetto strutturale che è stato confermato nelle sue linee generali.

Sono state distinte le varie associazioni di litofacies con indicazione del rapporto sabbia/argilla; rapporto che ha permesso di definire la tipologia di complessità strutturale e l'eterogeneità delle associazioni, dovute essenzialmente al processo genetico con la presenza alternata e ritmica di strati con proprietà meccaniche differenti (componente litoide o semilitoide - componente argillosa o marnosa).

E' presumibile che le formazioni in esame siano caratterizzate dalla presenza di minerali argillosi di tipo espandibile (illite/smectite), come emerso dalle analisi diffrattometriche eseguite sulle analoghe formazioni incontrate nei lotti precedenti (I e II lotto Funzionale).

La galleria naturale S. Anna si sviluppa da nord verso sud nella Formazione di Camerino, suddivisa, alla luce dei nuovi dati geognostici, in:

- litofacies Pelitica, con rapporto $A/P \leq 0,2$;
- litofacies Pelitico-Arenacea, con rapporto $0,2 \leq A/P \leq 1$;
- litofacies Arenaceo-Pelitica, con rapporto $A/P \geq 1$.

In riferimento alle coperture colluviali, i nuovi sondaggi hanno evidenziato localmente spessori di poco maggiori rispetto alle precedenti campagne di indagine.

Nel seguito è analizzata in maniera distinta la principale formazione interessata con particolare riferimento alle principali caratteristiche geotecniche:

Formazione di Camerino

Nell'ambito della formazione di Camerino, in accordo alla relazione geologica, sono state distinte le varie associazioni di litofacies in funzione del rapporto sabbia/argilla; tale rapporto ha permesso di definire la tipologia di complessità strutturale e l'eterogeneità delle associazioni, dovute essenzialmente al processo genetico con la presenza alternata e ritmica di strati con proprietà meccaniche differenti (componente litoide o semilitoide - componente argillosa o marnosa). In particolare la Formazione di Camerino è stata suddivisa, alla luce dei nuovi dati geognostici, in:

- litofacies Pelitica, con rapporto $A/P \leq 0,2$;
- litofacies Pelitico-Arenacea, con rapporto $0,2 \leq A/P \leq 1$;
- litofacies Arenaceo-Pelitica, con rapporto $A/P \geq 1$.

Indicazioni circa il valore di detto rapporto sono specificate anche sul profilo geomeccanico della Galleria lungo il quale sono state individuate delle tratte omogenee accumulabili dallo stesso valore di A/P e quindi tali da consentire l'individuazione di porzioni di ammasso più o meno consistenti (*litofacies pelitica piuttosto che pelitica arenacea*).

Il peso di volume naturale è compreso generalmente fra 22.0 e 26.0 kN/m³.

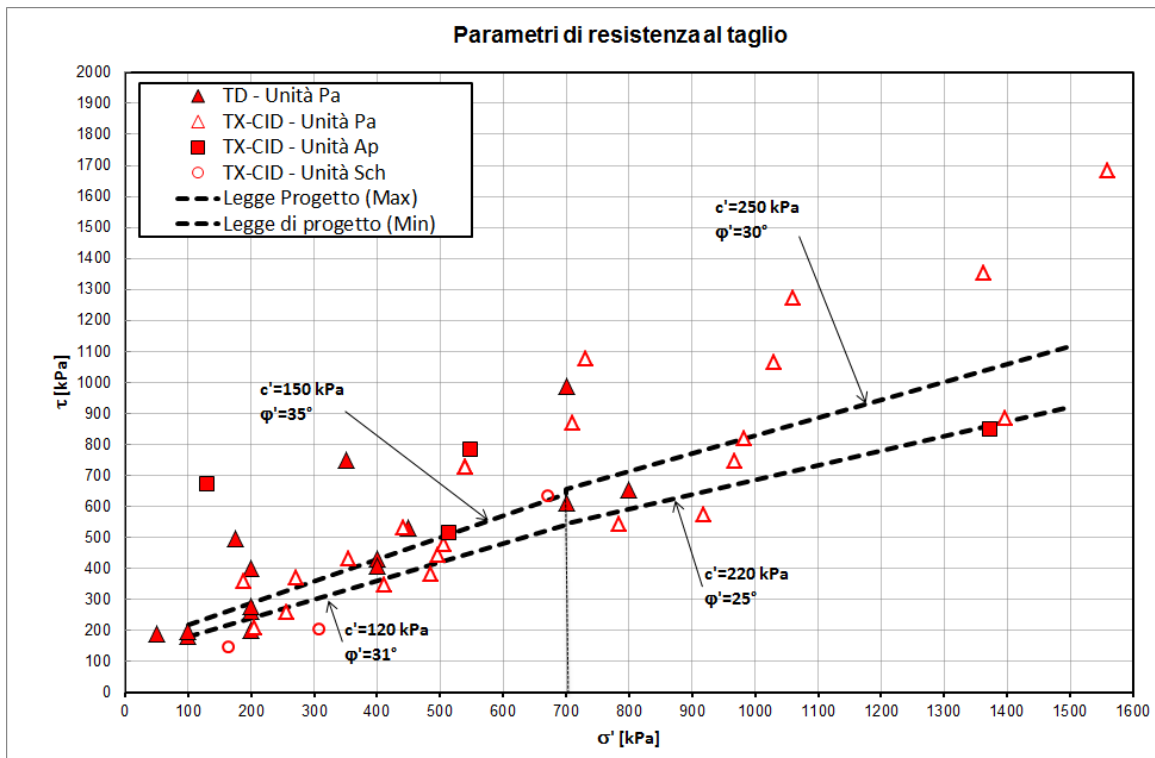
Parametri di resistenza:

Su alcuni campioni indisturbati, prelevati nel corso delle diverse campagne d'indagine svolte su questo lotto e sui precedenti, sono state eseguite prove di resistenza di laboratorio (tagli diretti e triassiali). Dalle analisi di laboratorio si sono ottenuti i seguenti valori dei parametri di resistenza mostrati nelle figure seguenti:

$c' = 3\div 378$ kPa coesione drenata

$\varphi' = 18\div 43$ ° angolo di resistenza al taglio

Nella figura seguente per la formazione di Camerino sono riportati a confronto i risultati delle prove di laboratorio e gli inviluppi di resistenza.



Valori di resistenza di progetto per la formazione di Camerino:

- Per tensioni $\sigma' < 700$ kPa ($z < 30$ m) si assumono:

$\phi' = 31\div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 120\div 150$ kPa coesione drenata

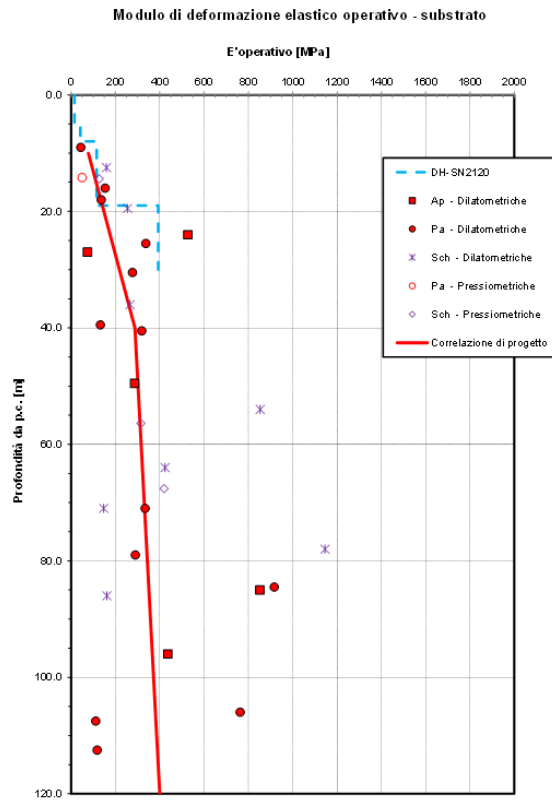
Relativamente alla definizione dei parametri di resistenza occorre precisare che la scelta dei valori di coesione ed angolo di attrito è stata sviluppata adottando un involucro di rottura prossimo ai valori medi ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite individuando, inoltre, un range di variabilità tra valori minimi e massimi.

Come risulta tuttavia evidente dall'analisi dei dati riportati nella figura precedente, il range di variabilità di questi parametri, soprattutto in corrispondenza di bassi stati tensionali, appare ridotto e quindi tale da prefigurare una modesta variabilità degli interventi di consolidamento e delle sezioni tipo adottate in fase di progettazione. Valori dei parametri di resistenza più prossimi al limite superiore sono generalmente associabili a porzioni di ammasso maggiormente consistenti (rapporto $A/P \gg 1$) mentre i valori caratteristici dell'involucro di rottura minimo risultano maggiormente rappresentativi del comportamento di porzioni di ammasso poco consistenti ($0 < A/P < 1$).

Parametri di deformabilità:

In Figura seguente sono riportati i valori del modulo di deformazione elastico operativo $E'_{operativo}$ ottenuti dalle varie prove; in progetto si assume la seguente correlazione in funzione della profondità (riportata anche in figura):

$$E'_{operativo} = 20 + 5.75 \cdot z \text{ MPa per } z < 40\text{m}$$



5. LA PRESENZA DELL'ACQUA E IL LIVELLO DELLA FALDA

La galleria S. Anna consente l'attraversamento del rilievo collinare costituito dalla litofacies pelitica (Pel) e arenaco-pelitica (Ap) della formazione di Camerino.

La circolazione idrica all'interno delle formazioni attraversate è tendenzialmente superficiale, in quanto le formazioni presentano permeabilità primaria medio/bassa - bassa e la presenza d'acqua nell'ammasso è imputabile principalmente alle infiltrazioni che hanno luogo nelle discontinuità presenti nella fascia di alterazione e, in misura minore, in profondità.

A causa delle basse permeabilità, durante la fase di scavo sono da attendersi venute d'acqua trascurabili in galleria, con stillicidi concentrati principalmente nelle zone d'imbocco e nelle fasce fratturate attese in corrispondenza delle faglie e dei passaggi litostratigrafici.

Il livello della falda indicato sul profilo geomeccanico della galleria è ricostruito in base alle letture del livello idrico nei fori di sondaggio in generale segue l'andamento del rilievo attraversato dalla galleria, portandosi in molti casi al contatto tra la formazione di substrato e le coperture eluvio-colluviali, in particolare in prossimità delle zone di imbocco. Tuttavia la struttura dell'ammasso roccioso non consente in generale lo sviluppo di pressioni interstiziali significative al suo interno, che possano considerarsi come azioni spingenti sui rivestimenti della galleria in maniera uniforme e in direzione radiale, così come avviene in un mezzo poroso bifase.

Dalle considerazioni fatte è ragionevole considerare nell'intorno della galleria solo pressioni d'acqua localizzate e puntuali, che troveranno sfogo nelle tubazioni di drenaggio poste al piede dell'impermeabilizzazione della galleria. Ai fini delle verifiche di stabilità nelle fasi di scavo e delle verifiche di resistenza dei rivestimenti provvisori e definitivi delle gallerie in progetto si è quindi ritenuto ragionevole non tener conto della presenza e delle spinte dell'acqua.

6. DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO E AGGRESSIVITA' DELLE TERRE

Il livello di aggressività dei terreni nei riguardi dei calcestruzzi è stato individuato mediante una campagna di analisi di laboratorio effettuate su campioni prelevati alla profondità di scavo della galleria in diversi punti lungo l'asse.

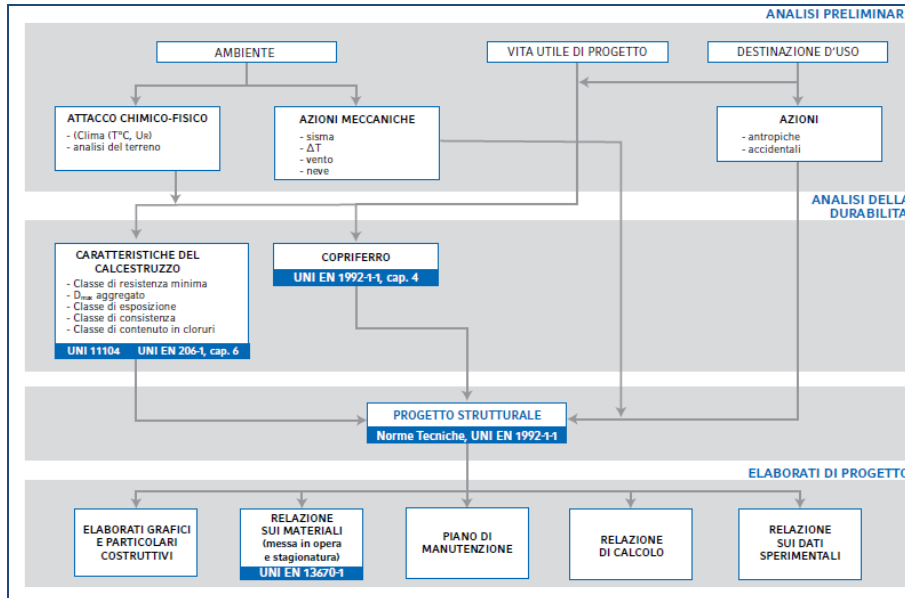
Tale campagna di indagine ha consentito, sulla base delle risultanze nel seguito descritte, una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, al fine di garantire la durabilità dell'opera intesa non solo come il mantenimento dei coefficienti di sicurezza stabiliti in fase di progetto, ma anche come la conservazione dell'efficienza iniziale per tutta la vita di servizio.

Lo schema seguente riassume quanto proposto dalle norme italiane ed europee, e sintetizza il percorso logico che il progettista deve seguire per adempiere alle nuove esigenze di durabilità delle opere.

Tramite le norme UNI EN 1992-1-1 (cap.4), UNI EN 206-1 (cap.6) e UNI 11104 (Norma di recepimento in Italia della EN 206-1) è possibile definire le caratteristiche minime dei materiali e dei copriferri, parametri essenziali per procedere al dimensionamento degli elementi strutturali attraverso la modellazione di calcolo. Il concetto di durabilità riguarda, in modo diretto, il progetto delle strutture verificate allo Stato Limite. L'ambiente, la Vita Utile dell'opera e la Destinazione d'uso definiscono infatti non solo le azioni meccaniche, ed ambientali, gravanti sulla struttura bensì anche le caratteristiche del calcestruzzo e del

copriferro tali per cui sia garantita (come nello spirito degli “Stati Limite”) la “prestazionalità” della stessa azione progettuale con gli adeguati margini di sicurezza.

Lo schema che segue illustra l’interazione di tali parametri indicando la normativa applicabile.



Il prospetto 4 (di norma UNI 11104) consente di individuare le caratteristiche minime che deve possedere il calcestruzzo per preservare le caratteristiche dell’opera, in base alla combinazione di classi di esposizione, al rapporto acqua/cemento massimo, al contenuto minimo di cemento, ed alla classe di resistenza minima. La scelta della combinazione di classi di esposizione/caratteristiche del calcestruzzo va eseguita per ogni famiglia di elementi strutturali, in base alla loro posizione nella costruzione. Vengono riportate di seguito alcune considerazioni di carattere generale per la prescrizione della classe di esposizione di strutture in c.a. realizzate con armature di acciaio tradizionali.

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico						
		XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
						XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3							
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ^{a)}	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45	
Minimo contenuto di cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{b)}					
Altri requisiti														Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}	

^{a)} Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

^{b)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

^{c)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto 4 estratto dalla UNI 11104 in cui vengono elencati i requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione ambientale.

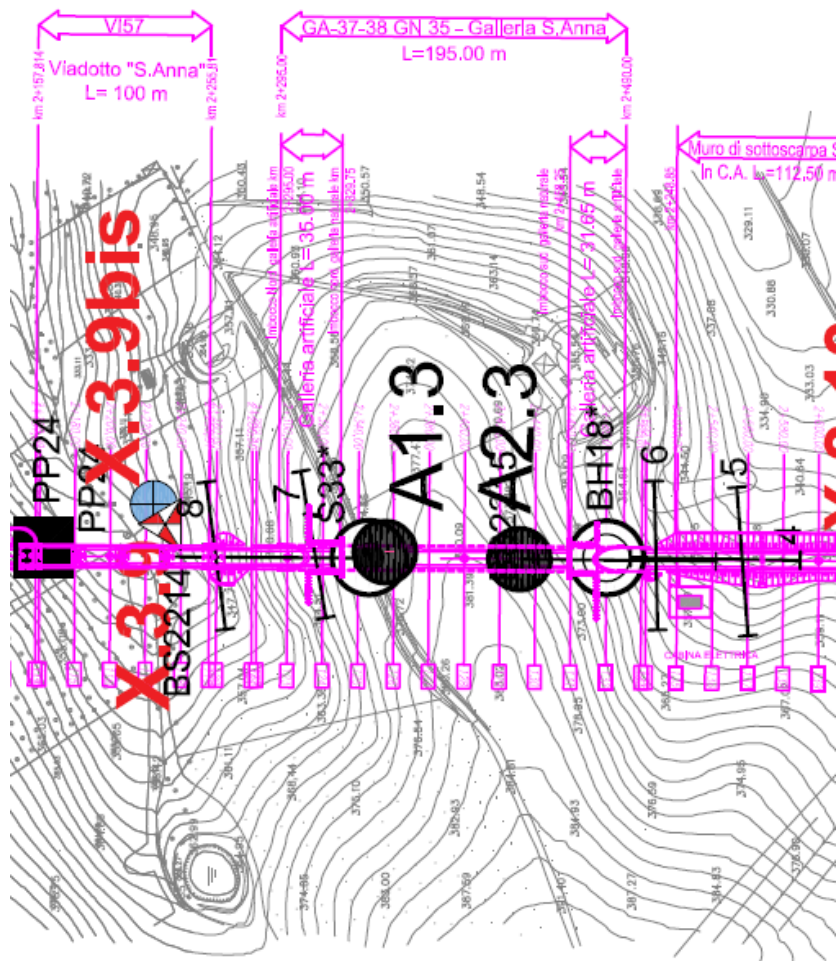
Rileva considerare che per le strutture interrato si è definita una classe di esposizione XA. In seguito ad analisi del terreno o dell'acqua in esso contenuta, in base al prospetto 2, è possibile ricavare l'eventuale classe di aggressione chimica.

Gli ambienti chimicamente aggressivi classificati di seguito sono basati sul suolo naturale e per acqua nel terreno a temperature dell'acqua/terreno comprese tra 5° e 25°C ed una velocità dell'acqua sufficientemente bassa da poter essere approssimata a condizioni statiche. La condizione più gravosa per ognuna delle condizioni chimiche determina la classe di esposizione. Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l'esposizione sarà classificata nella classe più elevata successiva, salvo il caso che uno studio specifico provi che ciò non è necessario.				
Caratteristica chimica	Metodo di prova chimica di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3000	>3000 e ≤6000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO ₂ mg/l aggressiva	prEN 13577:199-9	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO 7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} totale	EN 196-2 ^{b)}	≥2000 e ≤3000 ^{c)}	>3000 ^{a)} e ≤12000	>12000 e ≤24000
Acidità ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Non incontrato in pratica	
^{a)} I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10 ⁻⁴ m/s possono essere classificati in una classe inferiore ^{b)} Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO ₄ ²⁻ mediante acido cloridrico; in alternativa si può usare l'estrazione con acqua se nel luogo di impiego del calcestruzzo c'è questa pratica. ^{c)} Il limite di 3000 mg/kg, deve essere ridotto a 2000 mg/kg se esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura oppure suzione capillare.				

Prospetto 2 estratto dalla norma UNI EN 206-1 in cui vengono elencati i valori limite per ogni agente aggressivo contemplato dalla classe di esposizione XA.

Sulla base dei risultati nel seguito riportati è stato quindi possibile individuare per il calcestruzzo di arco rovescio e murette (considerata l'assenza di protezione dello strato di impermeabilizzazione) una classe di esposizione pari ad **XA3** coerentemente con quanto riscontrato e desumibile dalle analisi chimiche eseguite sulle medesime formazioni presenti sul lotto 3 e 4 e sui precedenti.

Le figure seguenti mostrano i punti di prelievo dei campioni sottoposti ad analisi chimica nel corso della campagna di indagine ed una sintesi dei risultati con le indicazioni sulle quote di prelievo (*i certificati di prova sono consultabili in appendice*).



GN SANT'ANNA

TIPO DI CAMPIONE	Misura	Metodo di Prova	U.M.	A1.3				A2.3			
				Formazione geologica				Formazione geologica			
				Formazione di Camerino		Formazione di Camerino		Formazione di Camerino		Formazione di Camerino	
				CH1		CH2		CH1		CH2	
z camp [m]	Classe esp.	z camp [m]	Classe esp.	z camp [m]	Classe esp.	z camp [m]	Classe esp.				
TERRENO	Umidità	DM 13/09/1999 GU n°248 21/10/1999 SO n° 185 Met II.2	%	14.7	-	25.6	-	7.75	-	18	-
	Terra fine (gran < 2 mm)	DM 13/09/1999 SO n° 185 GU n°248 21/10/1999 Met II.1	%	4.46	-	5.75	-	6.84	-	5.56	-
	Scheletro (gran > 2 mm)	DM 13/09/1999 SO n° 185 GU n°248 21/10/1999 Met II.1	%	100	-	100	-	100	-	100	-
	Acidità (come Baumann - Gully)	DIN 4030 - 2:2008	ml/kg s.s.	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
	Solfati (come SO ₄ ²⁻)	DIN EN 196 - 2:2005	mg/kg s.s.	50	-	50	-	50	-	50	-
				2480	XA1	2210	XA1	2560	XA1	2640	XA1
ACQUA SOTTERRANEA	Ph	ISO 4316	-	21	-	17	-				
	Magnesio	EPA 8010C 2007	mg/l	6.8	-	7.05	-				
	Azoto Ammoniacale (NH ₄ ⁺)	APAT CNR IRSA 4030 A1 Man 29 2003	mg/l	227	-	62	-				
	Solfati (come SO ₄ ²⁻)	DIN EN 196 - 2:2005	mg/l	0.0586	-	1.39	-				
	Anidride Carbonica (CO ₂)	DIN EN 13577:1999	mg/l	128	-	88.9	-				
	Magnesio	UNI EN ISO 7980:2002	mg/l	38.5	XA1	19.8	XA1				
	Azoto Ammoniacale (NH ₄ ⁺)	ISO 7150/1-1984	mg/l	179	-	35	-				
				0.0586	-	1.39	-				

La classe di esposizione sopra definita è stata utilizzata anche per il dimensionamento del copriferro tale per cui si abbia un ricoprimento sopra le barre tale da proteggere le armature contro la corrosione.

In particolare modo per il dimensionamento del copriferro si è adottata la formula seguente:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

dove:

$$c_{\text{min}} = \max \{ c_{\text{min},b} ; c_{\text{min},dur} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur},st} - \Delta c_{\text{dur},add} ; 10\text{mm} \}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10\text{mm} \text{ e } \Delta c_{\text{dur},\gamma} = \Delta c_{\text{dur},st} = \Delta c_{\text{dur},add} = 0_{[N10]}$$

$c_{\text{min},b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature (è pari al diametro delle barre) = 1.6 cm o 2.0 cm a seconda dei casi

$c_{\text{min},dur}$ = copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3 N, 4.4 N e 4.5 N in funzione della classe di esposizione e ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe S4.

In particolare il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- n1 – per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2
- n2 – si riduce la classe di 1 se si utilizzano calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3 N
- n3 – per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1
- n4 – se la produzione del calcestruzzo è sottoposta ad un rigoroso controllo di qualità si riduce la classe strutturale di 1.

Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
	Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C35/45 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Prospetto 4.3N estratto dalla UNI EN 1992-1-1_(N4) che permette di variare la classe strutturale in funzione di alcuni criteri costruttivi.

Dal prospetto 4.3 N si definisce una classe strutturale del calcestruzzo di S4.

Pertanto, entrando nel prospetto 4.4 N con i dati di cui sopra si ottiene un valore di $c_{min,dur}$ pari a 45 mm.

Classe strutturale	Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)						
	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1_(N4) che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

Il valore del copriferro risulta quindi pari a:

$$c_{nom} = 4.5 + 1.0 = 5.5 \text{ cm}$$

7. METODO DI AVANZAMENTO DELLO SCAVO E SEZIONI TIPO

Lo scavo della galleria naturale è previsto con metodo tradizionale.

Sulla base dei parametri geotecnici assegnati a ciascun tratto geotecnicamente omogeneo individuato lungo lo sviluppo della galleria e delle caratteristiche litologiche delle formazioni, è stata predisposta una sezione di progetto, applicata secondo i criteri di progetto descritti nel seguente paragrafo.

7.1 Criteri di applicazione delle sezioni tipo

Con riferimento al profilo geomeccanico, lo scavo della galleria sarà eseguito 1 sezione tipo descritta nei seguenti paragrafi. La sezione tipo prevista per tutta la lunghezza della galleria è stata dimensionata in funzione delle caratteristiche geotecniche, delle coperture, del comportamento tenso-deformativo dei terreni allo scavo ed in ultimo sulla scorta della suddivisione in tratte omogenee (medesimo valore del rapporto A/P) eseguita nel corso della caratterizzazione geologica degli ammassi.

L'attribuzione della sezione di scavo e consolidamento della galleria è stata, pertanto, effettuata principalmente in considerazione delle classi di copertura incontrate lungo lo sviluppo delle tratte in sotterraneo sia per le sezioni interferenti con la Formazione di Camerino, sulla base dei valori del rapporto A/P (*arenaria / pelite*) individuati per le varie tratte di galleria.

In particolare, per la galleria S. Anna, considerando il suo intero sviluppo in una fascia di copertura compresa tra 0 e 15 m si è ritenuto necessario adottare una sezione tipo di avanzamento con consolidamenti al fronte e al contorno (tipicamente utilizzata per le altre gallerie dei lotti nelle tratte di imbocco) al fine di garantire la stabilità del fronte e del cavo anche in presenza di ammassi con particolare stato di alterazione dovuto alla prossimità del piano campagna ed alla presenza in superficie di depositi elluvio colluviali con scadenti caratteristiche meccaniche.

La tabella seguente riporta una sintesi delle principali sezioni tipo applicate e le corrispondenti classi di copertura.

Fascia di Profondità [m]	Camerino Arenaceo Pelitico	Camerino Pelitico
0 < z < 15	B2V	B2V

Applicazione delle sezioni tipo. Tabella riassuntiva

8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO

Lo scavo della galleria viene operato in passi graduali, procedendo a poca distanza dal fronte di scavo alla posa dei rivestimenti provvisori e successivamente alla realizzazione dei rivestimenti definitivi.

Il comportamento deformativo all'avanzamento dello scavo, che si traduce in una ridistribuzione dello stato di sforzo nell'ammasso attraversato, con incrementi tensionali e detensionamenti nelle diverse zone al contorno del cavo, dipende dalle tempistiche esecutive e dalla rigidità dei diversi sistemi di consolidamento e rivestimento.

Nel complesso il fenomeno può essere visto nella singola sezione come una progressiva convergenza, all'allontanarsi del fronte di scavo, delle pareti dello scavo stesso verso il centro, che può avvenire in campo elastico o in campo progressivamente plastico in dipendenza dall'ampiezza dello scavo e delle caratteristiche dell'ammasso; la convergenza viene contrastata mediante la deformazione dei diversi sistemi di contenimento e rivestimento, più o meno rigidi.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto a tre categorie di comportamento:

Categoria A: Galleria a fronte stabile.

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta oppure se si intende limitare le convergenze del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine.

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza caratteristica del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tenso - deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Ancora, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

Categoria C: Galleria a fronte instabile.

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono una decompressione più accentuata dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuto prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

Per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo si usa il Metodo delle Linee Caratteristiche nel caso di coperture elevate, mentre si conducono verifiche con il metodo di Tamez nel caso di coperture modeste.

Una prima valutazione del comportamento allo scavo e la conseguente determinazione delle opere di consolidamento necessarie viene condotta considerando le principali condizioni al contorno, geometria dello scavo e stato dell'ammasso roccioso, e studiando la stabilità del fronte di scavo.

Il metodo di Tamez, di seguito descritto, e la classificazione che ne deriva, è frutto di una teoria che consente di valutare la stabilità del fronte di scavo tenendo conto:

- dell'ampiezza dello scavo (tramite la larghezza ed altezza della sezione);
- dell'entità del passo di avanzamento dello scavo prima della posa di rivestimenti;
- delle caratteristiche fisiche e meccaniche dell'ammasso (parametri di resistenza e peso di volume);
- dello stato tensionale dell'ammasso sottoposto a scavo (profondità dello scavo e stato di sforzo orizzontale).

Il metodo di Tamez, tramite la definizione di un fattore di sicurezza della stabilità, classifica i diversi tratti in scavo in zone stabili, stabili a breve termine, ed instabili, determinando la necessità o meno di un consolidamento in avanzamento del fronte di scavo.

8.1 Metodo di Tamez

Il metodo di Tamez ipotizza una superficie di rottura che dipende dai parametri caratteristici del terreno stesso, e che viene schematizzata attraverso tre prismi (cfr. Cornejo *“El fenomeno de la inestabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles”*, tratto da Tunnels and Water 1968 Balkema).

Il metodo determina le tensioni tangenziali che le facce di ogni prisma possono sopportare senza scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto delle forze agenti su quelle resistenti fornisce un coefficiente di sicurezza denominato FSF (face security factor).

Per stabilire il comportamento del fronte si ritiene stabile un fronte con $FSF \geq 1.1$ (coefficiente $\gamma_R = 1.1$ – rif. Cap. 6.8.2 NTC 2008).

Di seguito si riporta la procedura di calcolo valida per la valutazione del coefficiente di sicurezza all'interno di un mezzo omogeneo dotato di attrito e coesione.

Il volume di roccia che gravita sul colmo della calotta è individuato dal paraboloide definito dalla parabola direttrice nella quale:

$$OO' = a + l; h_1 = \frac{B}{2 \cdot f}$$

e dalla parabola di Protodyakonov (vedi fig.2) nella quale $HI=B$.

i parametri che intervengono sono:

$$l = h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right);$$

b = larghezza dello scavo;

h = altezza dello scavo;

σ_c = resistenza a compressione semplice $2c\sqrt{N_\phi}$;

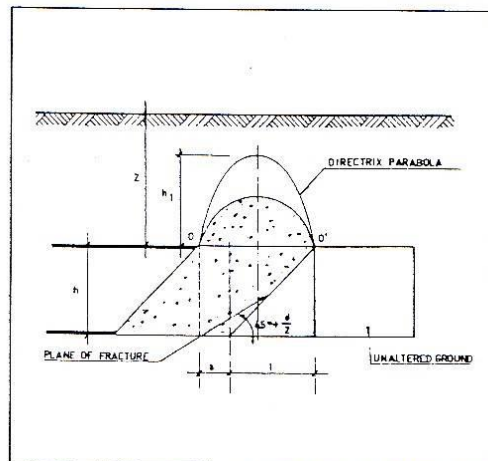
c = coesione;

Z = spessore di terreno gravante sulla calotta della galleria;

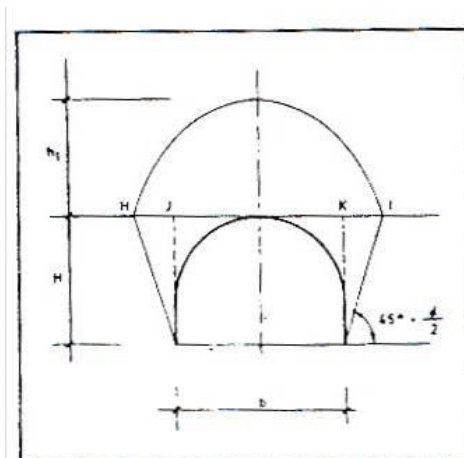
a = passo di avanzamento;

$h_1 = B/2f$ (e comunque $\leq Z$ per gallerie con $Z/D < 3$);

$f = \frac{c}{\sigma_c} + \operatorname{tg} \varphi$ = fattore di Protodyakonov.



Schema del paraboloide



Parabola di Protodyakonov

Per semplificare i calcoli di verifica il paraboloide viene assimilato a tre prismi aventi volume equivalente (vedi fig.3), nel quale definite le forze agenti e le forze resistenti si determina la stabilità del fronte mediante l'espressione generale proposta da Tamez:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{K_A}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3.4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{K_A}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot Z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot Z - P_E]}$$

In alcuni casi risulta più gravosa la condizione di stabilità relativa al solo prisma 3, per cui è necessario calcolare anche il seguente coefficiente di sicurezza:

$$FS_3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \right] \cdot \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

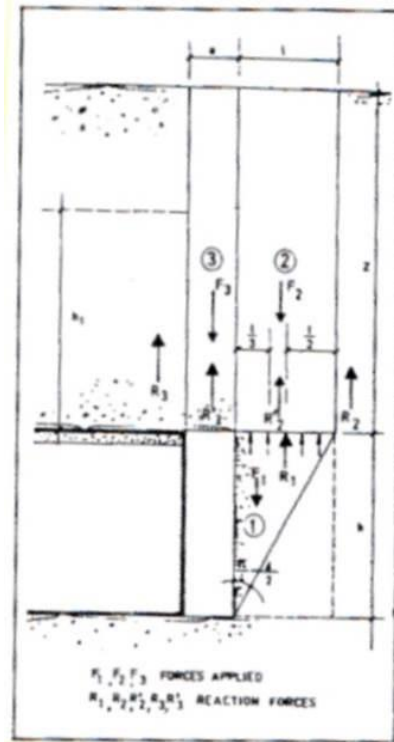
I parametri τ_{m2} e τ_{m3} rappresentano i valori medi delle tensioni di taglio agenti nel terreno lungo le facce dei prismi.

Per gallerie superficiali ($Z/D < 3$) tali parametri sono assunti pari a:

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[\frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h \right];$$

$$\tau_{m3} = c$$

Nei casi in cui si ritiene che il coefficiente di sicurezza non garantisca la stabilità del fronte si può operare nell'espressione generale di FSF su P_E , che esprime una pressione di stabilizzazione applicata sul fronte di scavo. Tale pressione si può ad esempio ottenere mediante il consolidamento del fronte con barre in VTR.



8.2 Linee caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche, ovvero della convergenza-confinamento, consiste nella simulazione dello scavo sotto le ipotesi di simmetria assiale (tanto geometrica quanto dello stato tensionale) e in stato di deformazione piana.

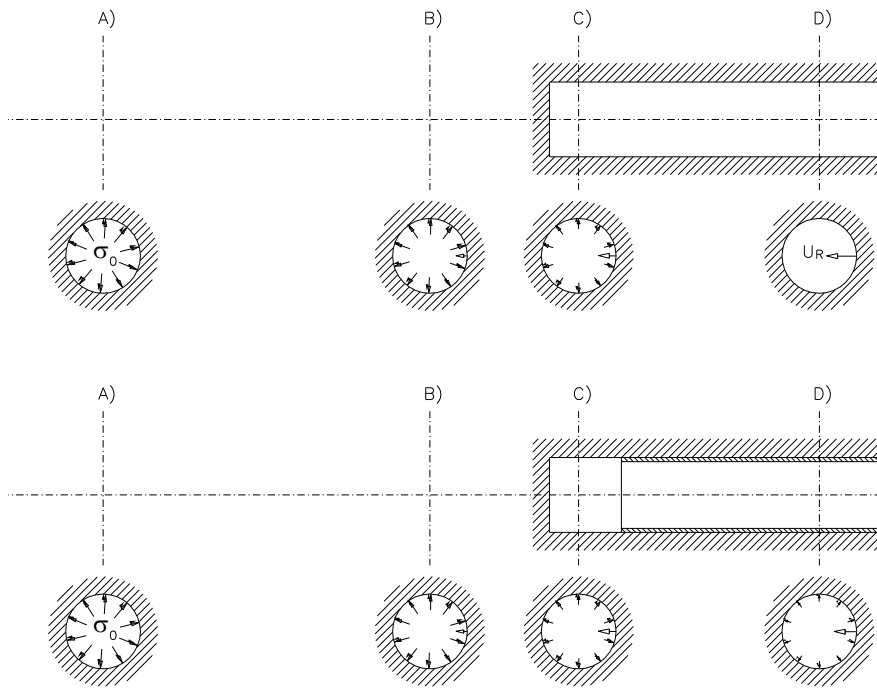
Tale ipotesi è applicabile pertanto in modo soddisfacente solo nel caso di galleria profonda; nel presente caso può assumersi come condizione minima per l'applicabilità del metodo un ricoprimento in calotta superiore ai due diametri.

Lo scavo è rappresentato come una riduzione graduale della pressione di confinamento fittizia σ applicata alla parete della galleria e conseguente alla prossimità del fronte di scavo.

Nella generica sezione, in condizione di cavo non sostenuto, la pressione iniziale σ_0 si riduce via via all'avvicinarsi del fronte di scavo, e successivamente al passaggio di questo attraverso la sezione si porta via via al valore nullo, quando la distanza è tale da essere paragonabile alla condizione con foro di lunghezza indefinita.

Se la galleria è scavata con l'utilizzo di sostegni, applicati prima che la pressione fittizia σ si annulli, il rivestimento esercita al termine dello scavo una pressione, che dipende dal momento in cui il rivestimento è stato eseguito e dalla rigidità dello stesso.

Lo schema generale è mostrato in figura seguente.



Il termine di variazione della pressione in funzione della distanza x del fronte di scavo dalla sezione in esame (assumendo un valore positivo quando il fronte di scavo ha superato la sezione), o ancor meglio in funzione del rapporto adimensionale x/R , essendo R il raggio della galleria in scavo, è stato studiato da Panet, che ha fornito l'espressione:

$$\sigma = (1-\lambda)\sigma_0 = (1-\alpha(x))\sigma_0$$

definendo il valore della funzione $\alpha(x)$

$$\alpha(x) = \alpha_0 + (1 - \alpha_0) \left[1 - \left(\frac{m}{m + x/R} \right)^2 \right]$$

essendo α_0 il valore di α per il passaggio del fronte di scavo nella sezione ($x=0$); i valori delle costanti proposti sono $\alpha_0 = 0.25$ e $m = 0.75$.

Il valore della convergenza (deformazione radiale verso lo scavo) u_R , valutata in corrispondenza della parete dello scavo, è data secondo lo stesso Panet, in accordo ad una definizione del comportamento dell'ammasso di tipo elasto-plastico alla Mohr-Coulomb, dalle espressioni:

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u_R}{R} = \lambda \quad \text{per } \lambda < \lambda_e \quad (\text{in campo elastico})$$

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u_R}{R} = \lambda_e \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p-1} + F_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{k+1} \right] \quad \text{per } \lambda_e \leq \lambda \leq 1 \quad (\text{in campo plastico})$$

dove come anzidetto $\lambda=\alpha(x)$ è una misura della pressione fittizia non più sviluppata dal fronte ($\lambda=1$ per $x \rightarrow \infty$), e λ_e è il valore di λ per il quale avviene la transizione dell'ammasso tra le condizioni elastiche e quelle elasto-plastiche per effetto dello scavo (che dipende dallo stato tensionale e dalle caratteristiche di resistenza dell'ammasso), essendo:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c}$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

coefficiente di spinta passiva

$$F_1 = 1 - (1 - 2\nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1}$$

$$F_2 = 2 \frac{1 + KK_p - \nu(K_p + 1)(K + 1)}{(K_p - 1)(K + K_p)}$$

$$F_3 = 2(1 - \nu) \frac{K_p + 1}{K_p + K}$$

$$K = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

$$R_p = R \left[\frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

raggio dell'area plasticizzata nell'intorno del foro

dove c e φ sono i parametri di resistenza geomeccanica dell'ammasso, ν e G i parametri di deformabilità elastica e ψ l'angolo di dilatanza.

9. ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

Le analisi condotte, con riferimento ai risultati ottenuti dalle verifiche di stabilità condotte con il metodo di Tamez, hanno permesso di assegnare a ciascun contesto geomeccanico uno dei tre comportamenti del fronte allo scavo menzionati nei paragrafi precedenti; verranno nel seguito discusse le principali formazioni geomeccaniche analizzate. Si precisa che si è proceduto alla verifica di stabilità del fronte con la metodologia di TAMEZ per le sezioni applicate a coperture fino a 25 m.

9.1 Copertura con $H < 15$ m

Le formazioni incluse nella tratta di copertura tra 0 e 15 m sono:

- Formazione di Camerino (Associazione Arenaceo - Pelitica)
- Formazione di Camerino (Associazione Pelitica)

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo degli elementi di consolidamento al fronte sono riportati nella tabella seguente. In analogia con quanto indicato sul profilo geomeccanico è stata considerata la condizione più gravosa con un terreno con caratteristiche geomeccaniche scadenti (Unità geologica ECLA) al di sopra del rivestimento definitivo di calotta.

Fascia di Profondità [m]	Parametro	U.M.	Formazione ECLA	
			Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
0 < z < 15	c'	[kPa]	5 – 15	5
	φ'	[°]	24 – 27	24
	E	[MPa]	100	100
	γ	[kN/mc]	18.5 - 20.5	19

Fascia di Profondità [m]	Parametro	U.M.	Formazione di Camerino	
			Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
Substrato	c'	[kPa]	120 – 150	120
	φ'	[°]	31 – 35	31
	E	[MPa]	100	100
	γ	[kN/mc]	23	23

Si precisa che i parametri di resistenza dei materiali sono stati ridotti secondo i fattori riduttivi proposti dalla normativa. Tale particolare cautela si rende infatti necessaria considerato che le sezioni tipo sono applicate in corrispondenza di tratte a bassa copertura della galleria interagenti con contesti particolarmente detensionati. Per tali situazioni sono stati pertanto adottati, in accordo a quanto indicato nel DM 2008 al capitolo relativo alla stabilità dei fronti di scavo (Cap. 6.8.6), i fattori riduttivi (M2) riportati nella tabella seguente:

grandezza alla quale applicare il coefficiente	M1	M2
$\tan \phi'$	1	1.25
c'	1	1.25
γ	1	1

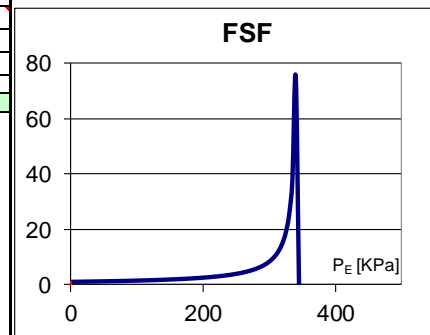
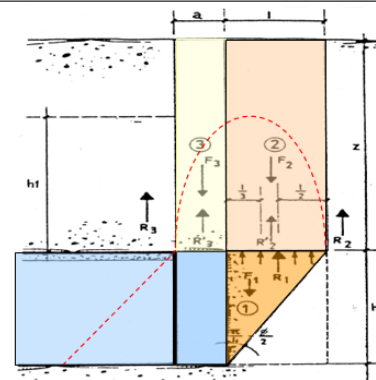
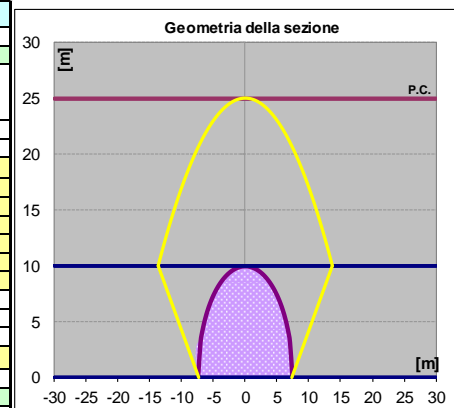
La scheda seguente riporta la verifica di stabilità del fronte in presenza ed in assenza di consolidamenti al fronte ed in corrispondenza della condizioni di calcolo ritenuta più gravosa.

9.1.1 Sezione tipo B2V

La sezione tipo B2V risulta applicata lungo l'intero sviluppo della galleria naturale considerato che questa è sempre caratterizzata da una fascia di copertura compresa tra 0 e 15m..

In considerazione dell'interazione di queste sezioni di avanzamento con contesti particolarmente detensionati il progetto prevede per tali tratte l'applicazione di sezioni tipo maggiormente consolidate. Il dimensionamento degli elementi di sostegno è stato inoltre effettuato utilizzando dei parametri geotecnici ridotti in accordo con quanto indicato nella colonna M2 della tabella sopra riportata.

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo					
STRATIGRAFIA					
N° strati SOPRA la calotta			N° strati SOTTO la calotta		
1 (max 6)			1 (max 6)		
Strati SOPRA la calotta					
Strato	Spessore	γ	c	ϕ	
n°	m	KN/m ³	KPa	°	
1	15	19	4	11	
2					
3					
Strati SOTTO la calotta					
Strato	Spessore	γ	c	ϕ	
n°	m	KN/m ³	KPa	°	
1	10	23	96	25	
Altezza tot da piano campagna ad arco rovescio [m] 25					
Altezza galleria [m] 10					
w profondità falda da piano campagna [m] 1000					
γ_w peso acqua [KN/m ³] 10					
PARAMETRI GEOMETRICI					
b larghezza del tunnel [m] 14,7					
h1 altezza del tunnel [m] 10					
z profondità calotta [m] 15					
a avanzamento senza sostegno [m] 1,2					
Deq diametro equivalente [m] 13,22					
Shallow Tunnel => $Z < 3D$					
PARAMETRI DEL MATERIALE					
γ_1 peso medio fronte (cuneo 1) [KN/m ³] 23,00			γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³] 19,00		
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°] 25,00			ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°] 11,00		
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa] 96,00			c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa] 4,00		
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1) 0,58			K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3) 0,81		
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1) 0,41			K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3) 0,68		
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³] 20,60			$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³] 0,00		
ϕ_m angolo medio (globale) [°] 16,60			$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³] 19,00		
c _m coesione media (globale) [KPa] 40,80			$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³] 10,00		
K _{0 m} spinta a riposo (globale) 0,58			U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa] 0		
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale) 0,41					
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA					
FRONTE STABILE		materiale stratificato			
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		137,90			
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		4,00			
FSF		1,09			
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa] 0					



Con l'introduzione di 80 VTR al fronte ed un sistema di consolidamento al contorno costituito da 40 infillaggi si ottiene:

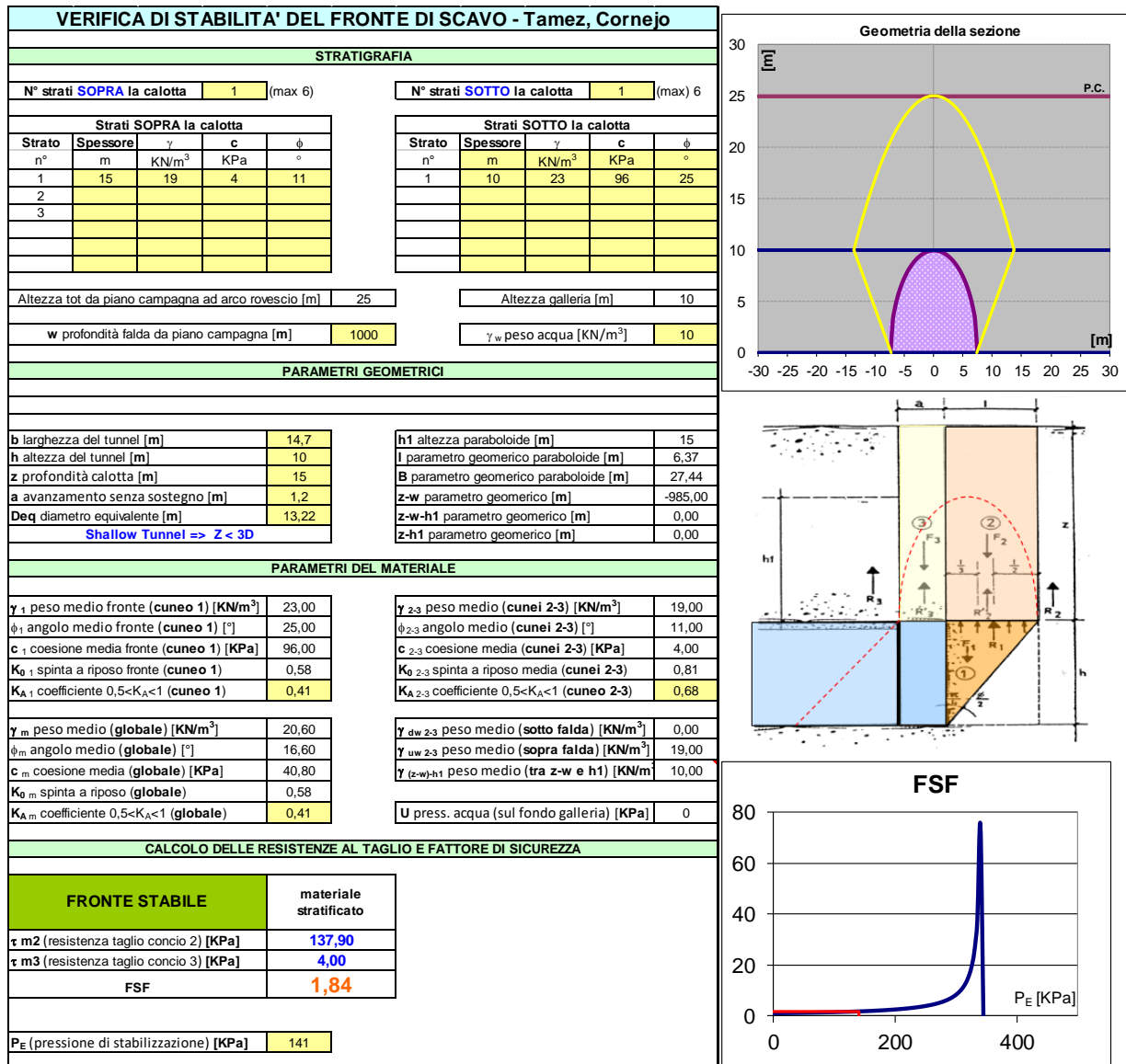


Tabella di sintesi dei risultati

Formazione di calcolo	Copertura di calcolo (m)	Sezione tipo	Parametri di calcolo		FSF assenza Vtr	FSF Presenza VTR	Nvtr	L sovrapp	N infillaggi
			c' (kPa)	ϕ' (°)					
Camerino	15	B2V	96	25	1,09	1,84	80	10	40

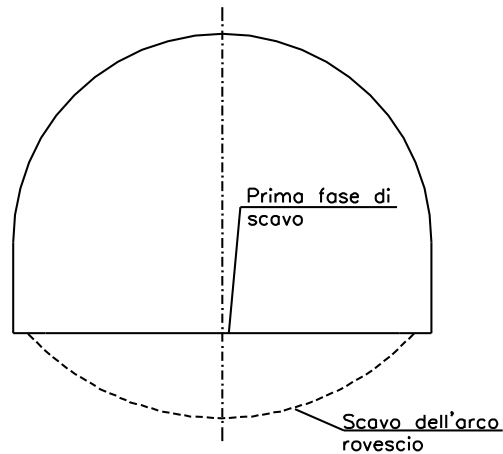
9.1.2 Verifica degli infilaggi al contorno

Nel seguito si riporta la verifica effettuata nei confronti della rottura strutturale degli infilaggi.

DIMENSIONAMENTO INFILAGGI		
$L = \delta + a + \lambda$	1,2	
δ	1,2	interasse centine [m]
a	0	distanza centina fronte [m]
λ	0	lunghezza fittizia immersione (0.5 - 0.7 m)
$q = P_i$	77,625	carico agente su tubo metallico [kPa]
$P = 0.75 P_v$	258,75	[kPa]
$P_v = \gamma H$	345	[kPa]
γ	23	densità [kN/m ³]
H	15	Altezza terreno [m]
i	0,3	interasse tra i tubi [m]
M_{\max} di progetto ($\gamma_a = 1.4$ - DM 2005)	13,041	Momento massimo [kNm]
$W = 3.14 * (R_{est}^4 - R_{in}^4) / 4R_{est}$	8,42692E-05	Momento resistente tubo
ϕ_{est}	0,1397	[m]
R_{est}	0,0699	Raggio esterno tubo [m]
spessore	0,0063	Spessore tubo [m]
R_{in}	0,0636	Raggio interno tubo [m]
σ_{\max}	154,7539843	MPa
tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	338	Mpa
Condizione di verifica	VERIFICA	

10. MODALITA' DI SCAVO - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

La modalità di scavo prevista è a sezione piena, con approfondimento dello scavo nella zona di arco rovescio realizzato successivamente alla posa del rivestimento provvisorio e coerentemente con la distanza di getto prevista in progetto.



Le fasi prevedono il getto dell'arco rovescio, in alcuni casi, a ridosso dei rivestimenti come incremento della capacità portante dei rivestimenti provvisori installati subito dopo l'esecuzione di ogni sfondo. Successivamente viene eseguito il completamento del rivestimento definitivo.

10.1 Sezioni tipo adottate in condizioni di scavo ordinario

Le sezioni tipo adottate sono state progettate sulla base delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso per le diverse formazioni, in funzione delle classi di copertura ed al fine di limitare i valori di convergenza del cavo.

La distribuzione di tali sezioni tipo lungo l'asse della galleria è riportata nel profilo geomeccanico.

10.1.1 Intervento tipo B2 V

La sezione tipo B2 V è composta da:

- Eventuali 3+3 dreni in avanzamento nel caso di presenza d'acqua;
- 80 elementi di consolidamento al fronte costituiti da n. 3 piatti in VTR 40x6 mm ad aderenza migliorata o equivalenti con lunghezza totale pari a 24 m e sovrapposizione 10 m;
- Elementi di consolidamento al contorno costituiti da n. 40 infilaggi metallici ϕ 139.7 sp. 6.3 con lunghezza totale 18 m e sovrapposizione 4;
- Centine metalliche:
 - 2 IPN 200 in acciaio S355 con passo longitudinale pari a 1.00 m (± 20 %);
- Spritz-beton al contorno di spessore 25 cm;
- Rivestimento definitivo dell'arco rovescio di spessore 60 cm armato e gettato ad una distanza massima dal fronte di 3 D;
- Rivestimento definitivo della calotta di spessore 60/140 cm armato e gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata;

11. MODELLAZIONI E VERIFICHE

Nel presente capitolo vengono effettuate, sezione per sezione, le analisi numeriche alle differenze finite condotte per la valutazione del comportamento tenso - deformativo durante lo scavo, e la determinazione del corrispondente stato di sollecitazione dei rivestimenti nelle diverse fasi di lavoro.

Vengono poi eseguite le verifiche agli Stati Limite delle sezioni strutturali utilizzate.

11.1 Caratteristiche generali del Codice di Calcolo alle differenze finite utilizzato e delle analisi condotte

Le analisi tenso - deformative sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo di maglie quadrilatero in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni nodo si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la “unbalanced force” è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

Nell'analisi condotta per l'ammasso si è assunto modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, definito dalle seguente espressione:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} - 2c \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}^{0.5}$$

$$F = \sigma_{\text{traz}} - \sigma_3$$

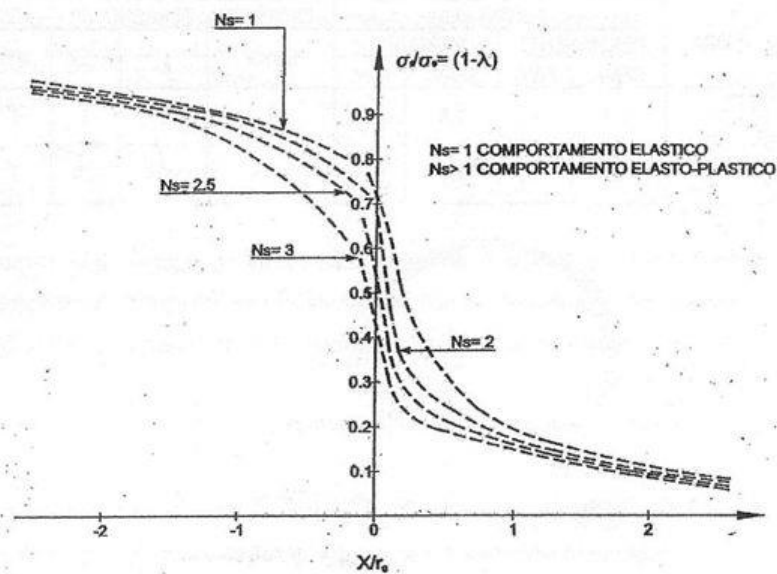
secondo tali ipotesi il comportamento del materiale è elastico per sforzi tali da risultare $F < 0$, oppure plastico per sforzi con $F > 0$.

Nel criterio di Mohr-Coulomb i parametri di resistenza sono coesione e angolo di attrito (c, ϕ) integrati dal valore di trazione ammissibile nel materiale (σ_{traz}).

Gli elementi rappresentativi dei rivestimenti sono attivati "free stress" (senza sforzi inerziali) e sono soggetti al peso proprio e agli spostamenti indotti dalle variazioni di rigidezza e di sollecitazione che intervengono nello stesso step di calcolo e nei successivi.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piane (PLANE STRAIN), ma con accorgimenti tali, da rappresentare il progressivo passaggio dal problema tridimensionale, vicino al fronte, a quello piano, lontano dal fronte. Le modalità con cui è stato affrontato tale passaggio sono descritte nei paragrafi successivi.

Il comportamento tridimensionale legato all'allontanamento del fronte di scavo è stato simulato mediante il differimento in step successivi delle forze di scavo, cioè delle azioni esercitate al contorno della parte in scavo al tempo $t=0$. La percentuale di rilascio delle forze di scavo λ è stata determinata in accordo alla curva proposta da Panet, per comportamento elastico (curva $N_s=1$ del diagramma seguente), funzione di X/r_0 , essendo X la distanza del fronte di scavo dal punto considerato e r_0 il raggio dello scavo.



I terreni (rocce) sono stati caratterizzati mediante il modello elastoplastico di Mohr-Coulomb ed i parametri definiti nei capitoli precedenti. Per i rivestimenti è stato utilizzato un modello costitutivo di tipo elastico.

11.2 Verifiche degli elementi strutturali resistente

Le verifiche sono state condotte sia nei riguardi dello stato limite di esercizio che nei riguardi dello stato limite ultimo mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze.

11.2.1 Verifiche allo SLU

Relativamente alla verifica allo SLU è necessario verificare che:

$$E_d < R_d$$

dove:

E_d = azione di progetto (azione caratteristica maggiorata di un fattore amplificativo (γ_A) pari ad 1.3)

R_d = resistenza di progetto (definita sulla base dei coefficiente di riduzione parziale della resistenza dei materiali).

In particolar modo, per le verifiche nei confronti delle sollecitazioni di presso / tenso flessione si è verificato che i punti rappresentativi delle sollecitazioni degli elementi siano all'interno del dominio resistente calcolato con il programma di calcolo VCA Slu.

Si precisa che i valori della resistenza dell'acciaio e del calcestruzzo sono stati calcolati attraverso le formulazioni seguenti:

- Calcestruzzo (Cap. 4.1.2.1.1.1 – DM 2008):

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

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a $t=28$ giorni

γ_c = fattore riduttivo della resistenza del calcestruzzo = 1.5

α_{cc} = coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata = 0.85

- Acciaio (Cap. 4.1.2.1.1.3 – DM 2008)

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

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio = 1.15 - barre B450C (rif. Cap. 4.1.2 NTC 2008)

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio = 1.05 – Profili metallici (rif. Cap. 4.2.4 NTC 2008)

Le resistenze di progetto dei materiali sono pertanto:

- **Calcestruzzo C 35/45** (Rivestimento definitivo di arco rovescio e murette) =
= $0.85 * 35 / 1.5 = 19.83$ MPa
- **Calcestruzzo C 25/30** (Spritz Beton e rivestimento definitivo di calotta) =
= $0.85 * 25 / 1.5 = 14.17$ MPa
- **Acciaio da carpenteria** (Armatura rivestimento definitivo) = $450 / 1.15 = 391$ MPa
- **Acciaio centine S 355 (Fe 510)** = $355 / 1.05 = 338$ MPa

11.2.1.1 Domini resistenti rivestimenti definitivi

Nel seguito sono riportati gli output del programma di calcolo VCA Slu relativi alla costruzione dei domini resistenti di calotta e arco rovescio per tutte le tipologie di rivestimenti presenti e descritti nel seguito.

Arco rovescio – H = 60 cm

Arco rovescio armato con 4 ϕ 20 per lembo

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	60	1	12,57	5,5
			2	12,57	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 1 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

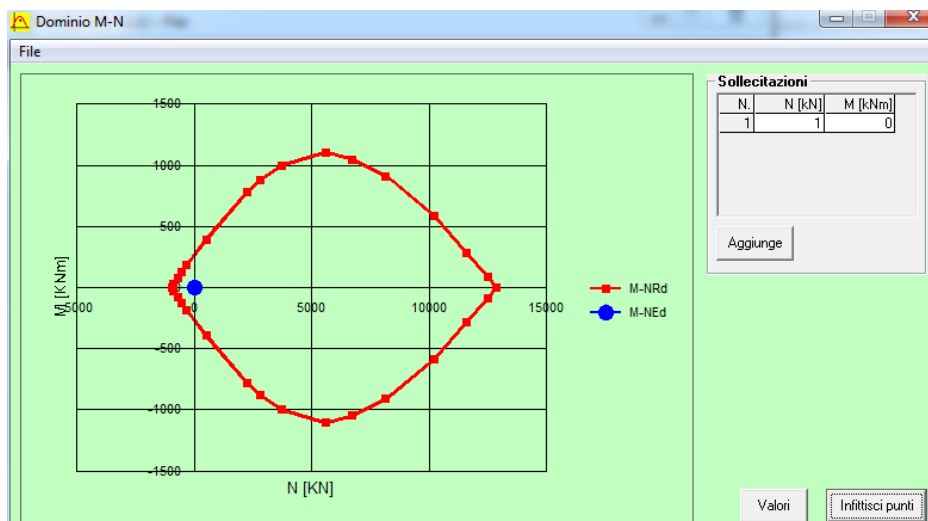
Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 267,2 kN m

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{o2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [?]
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8 ‰
 τ_{c1} 2,257 ‰

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 39,75 ‰
 d 54,5 cm
 x 4,41 x/d 0,08092
 δ 0,7

N* rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Calotta – H = 60 cm

Calotta armata con 4 ϕ 16 per lembo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Cal_60_rck30_4fi16

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	8,04	5,5
			2	8,04	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con dimensioni b=100 cm, h=60 cm, d=54,5 cm e posizione dell'asse neutro N.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

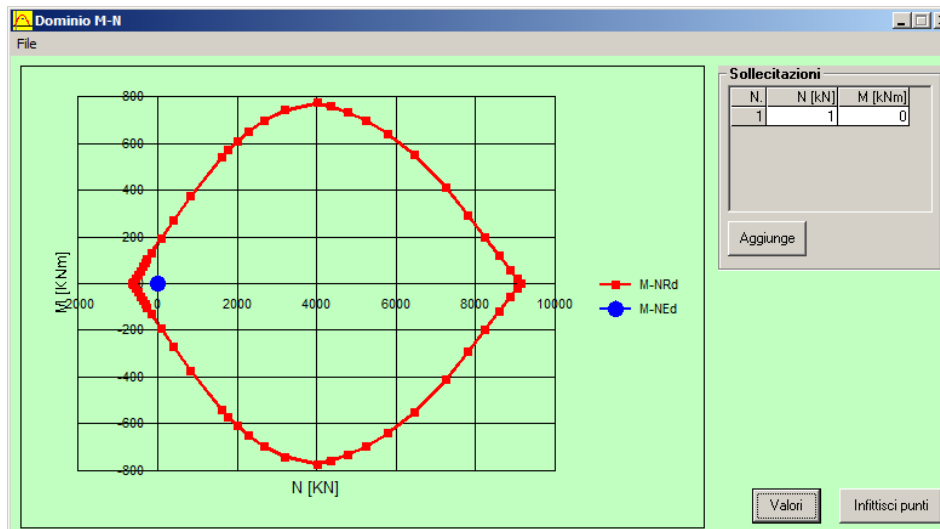
M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett.

L_o cm
 Precompresso



11.2.2 Verifiche allo SLE

Le verifiche da condurre nei confronti dello SLE sono:

- Punte tensionali
- Stato limite di fessurazione

11.2.2.1 Verifiche alle Punte tensionali

Nel caso di sezioni armate, al fine della verifica nei confronti delle tensioni massime di esercizio è necessario verificare che:

- $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) (calcestruzzo)
- $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente (calcestruzzo)

Il valore limite di σ_c è pertanto pari a:

- $\sigma_c = 0.45 * 35 = 15.75$ MPa (Arco rovescio e murette)
- $\sigma_c = 0.45 * 25 = 11.25$ MPa (Calotta)
- $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ (acciaio)

dove f_{yk} per un acciaio di tipo B450 C è pari a 450 MPa.

Il valore limite della tensione sull'acciaio è pertanto pari a $0.8 * 450 = 360$ MPa.

11.2.2.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche allo stato limite di fessurazione si definiscono diversi ordini di severità dello stato tensionale indotto sulle sezioni:

- Stato limite di decompressione (la tensione normale agente sulla sezione è ovunque di compressione o al più uguale a zero)
- Stato limite di formazione delle fessure (la tensione normale agente di trazione sulla fibra più sollecitata è:
 - $f_{ctm} / 1.2 = 0.3 * f_{ck}^{2/3} / 1.2 = 3.21 / 1.2 = 2.67$ MPa (Arco rovescio e murette)
 - $f_{ctm} / 1.2 = 0.3 * f_{ck}^{2/3} / 1.2 = 2.56 / 1.2 = 2.14$ MPa (Calotta)

- Stato limite di apertura delle fessure

Al fine di verificare la sezione nei confronti della fessurazione è necessario definire il valore massimo di apertura delle fessure e confrontarlo con quello imposto da normativa e riportato nella tabella seguente:

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

In particolare, i limiti sull'apertura delle fessure dipendono da:

- Combinazioni di carico
 - Quasi permanenti
 - Frequenti
- Condizioni ambientali (definite in base alle classi di esposizione riportate nella tabella sotto)

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

- Sensibilità delle armature alla corrosione
 - Sensibile – (acciaio da precompresso)
 - Poco sensibile – (acciaio ordinario)

I valori di apertura riportati nella tabella sopra sono:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Il valore di calcolo delle fessure (w_d) è pari a:

$$w_d = 1,7 w_m$$

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il caso in analisi si assume un valore di apertura delle fessure pari a $w_1 = 0.20 \text{ mm}$.

12. VERIFICA SEZIONE TIPO - COPERTURA H < 15 M

Le formazioni incluse nella tratta di copertura tra 0 e 15 m sono:

- Formazione di Camerino (Associazione Arenaceo Pelitica)
- Formazione di Camerino (Associazione Pelitica)

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo sono riportati nella tabella seguente:

Si precisa che i calcoli sono stati effettuati in corrispondenza di una copertura pari a 15 m e adottando un modello costitutivo tipo Mohr – Coulomb. In analogia con quanto indicato sul profilo geomeccanico è stato simulato lo scenario di calcolo rappresentativo della condizione più gravosa caratterizzata da una copertura con terreno dalle caratteristiche geomeccaniche scadenti (Unità geologica ECLA) al di sopra del rivestimento definitivo di calotta.

Fascia di Profondità [m]	Parametro	U.M.	Formazione ECLA	
			Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
0 < z < 15	c'	[kPa]	5 – 15	5
	φ'	[°]	24 – 27	24
	E	[MPa]	100	100
	γ	[kN/mc]	18.5 - 20.5	19

Fascia di Profondità [m]	Parametro	U.M.	Formazione di Camerino	
			Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
Substrato	c'	[kPa]	120 – 150	120
	φ'	[°]	31 – 35	31
	E	[MPa]	100	100
	γ	[kN/mc]	23	23

12.1 Sezione tipo B2V

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate per la sezione tipo B2V.

I rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati simulati mediante elementi tipo zone.

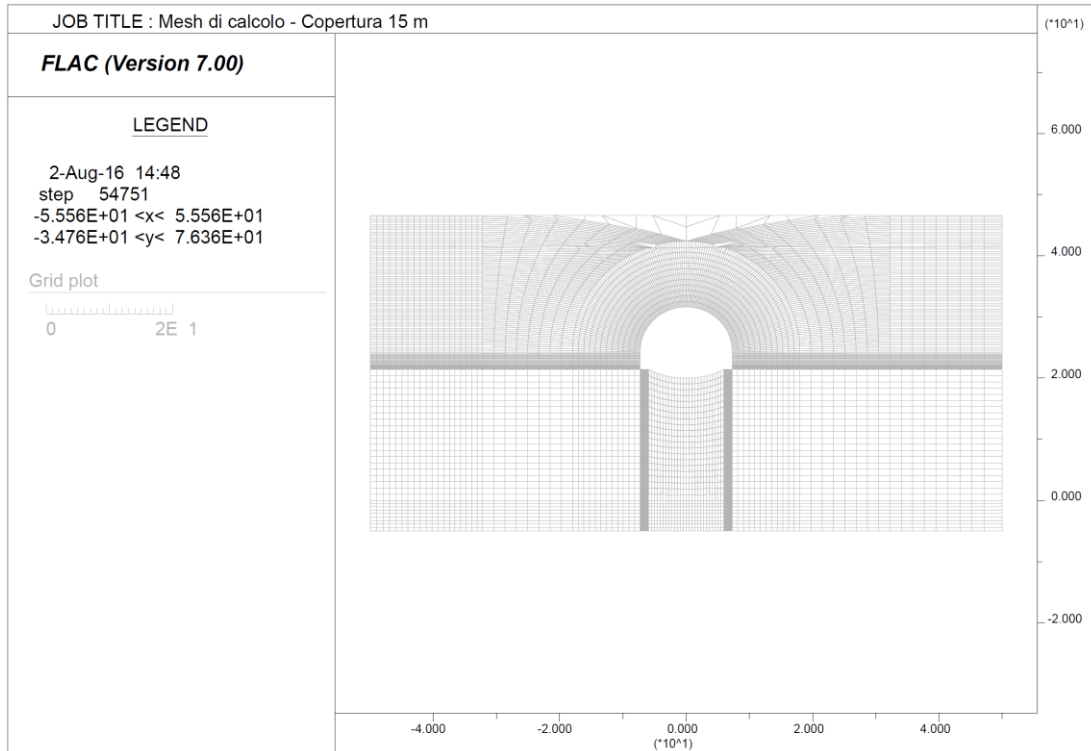
Il prerivestimento, costituito da spritz-beton $R_{ck} \geq 30$ MPa associato a centine di tipo IPN accoppiate, è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare, adottando i seguenti moduli elastici:

- centine $E = 210.0$ GPa;
- spritz-beton (breve termine) $E = 10.0$ GPa;
- spritz-beton (lungo termine) $E = 31$ GPa.

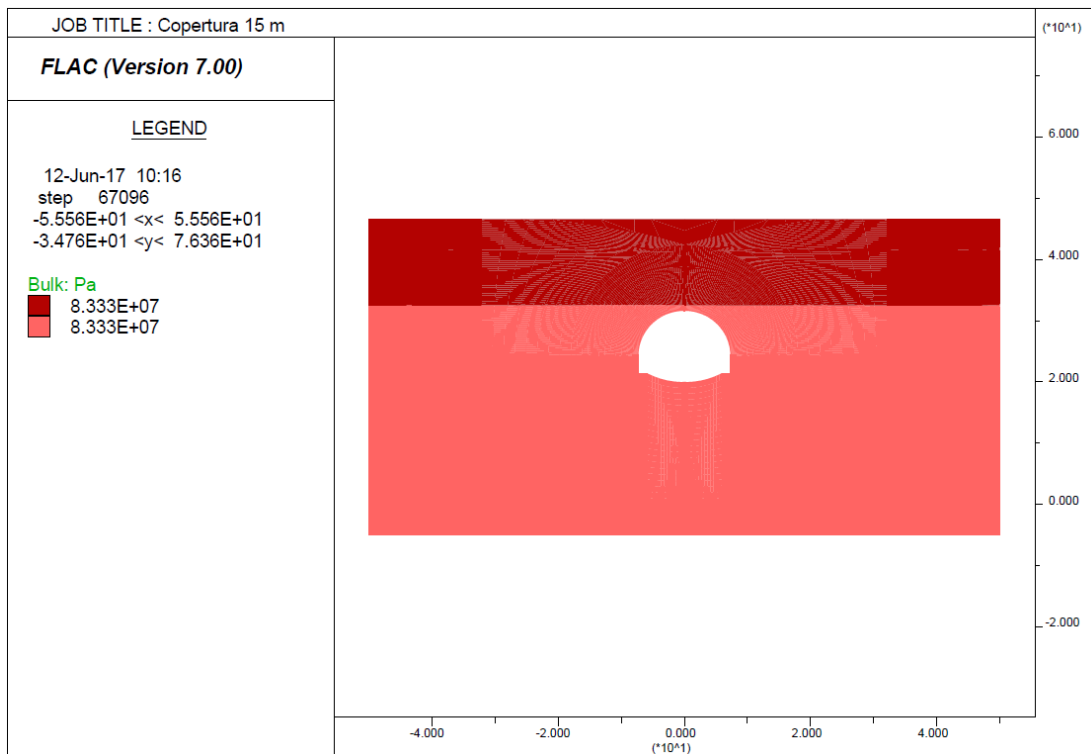
Il rivestimento definitivo di arco rovescio e murette è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico -lineare assumendo un cls con $R_{ck} \geq 45$ MPa e modulo $E = 35$ GPa.

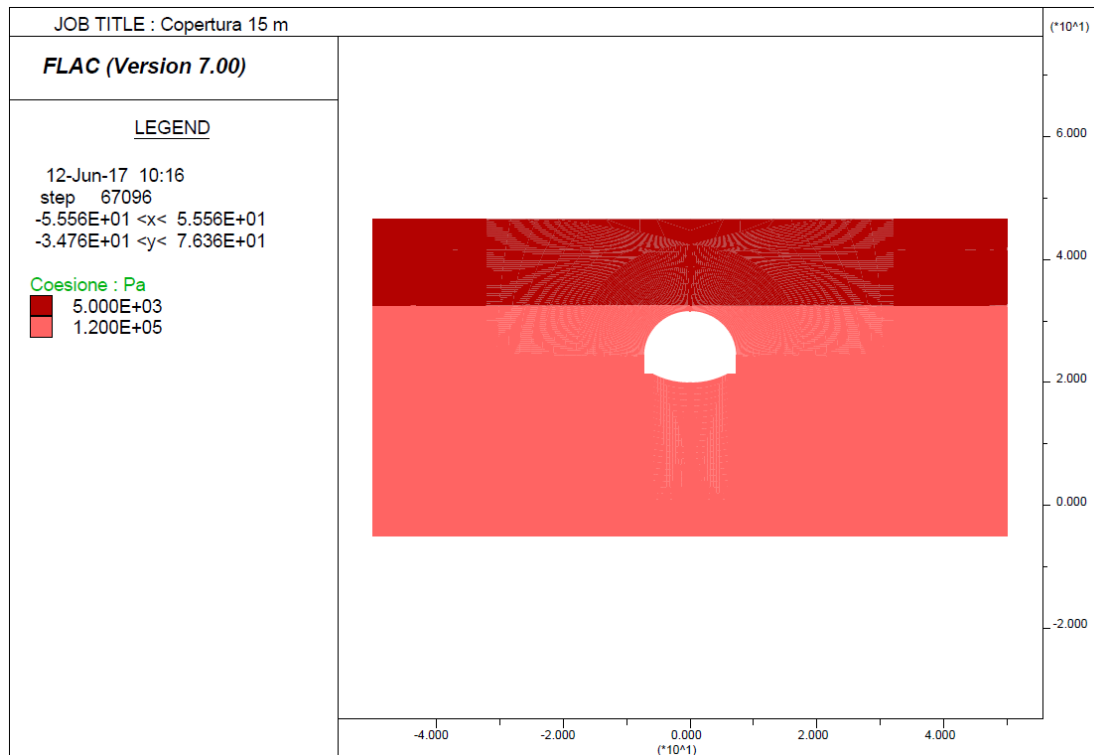
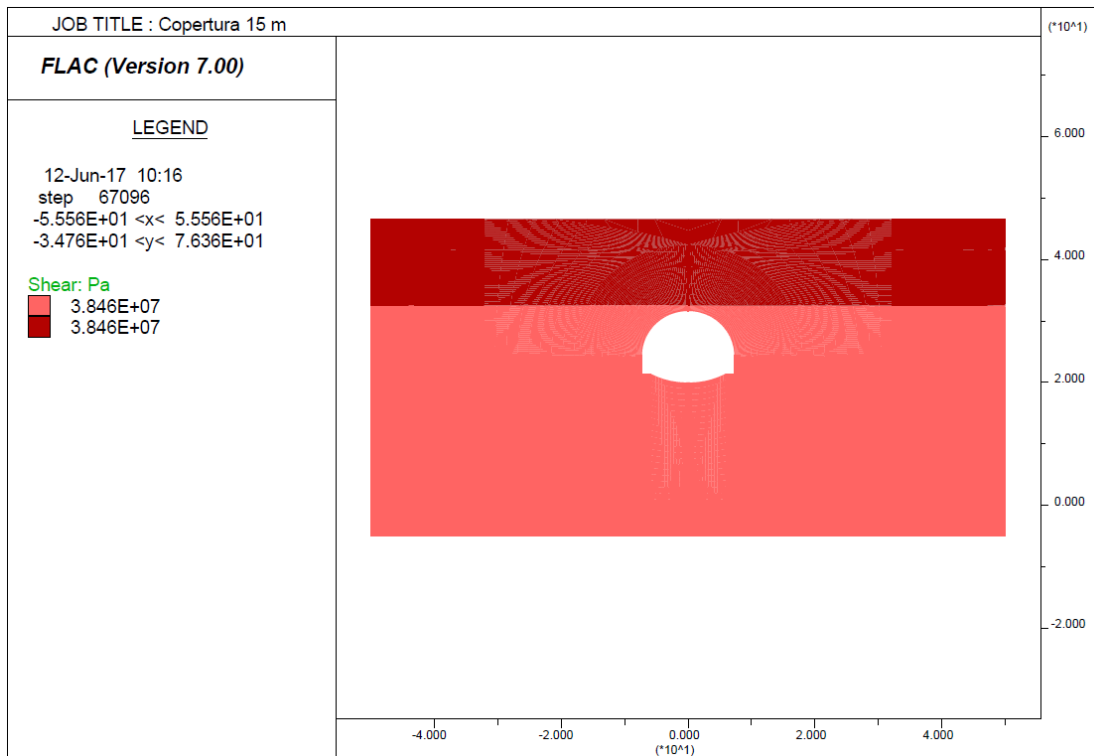
Il rivestimento definitivo di calotta è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico -lineare assumendo un cls con $R_{ck} \geq 30$ MPa e modulo $E = 31$ GPa.

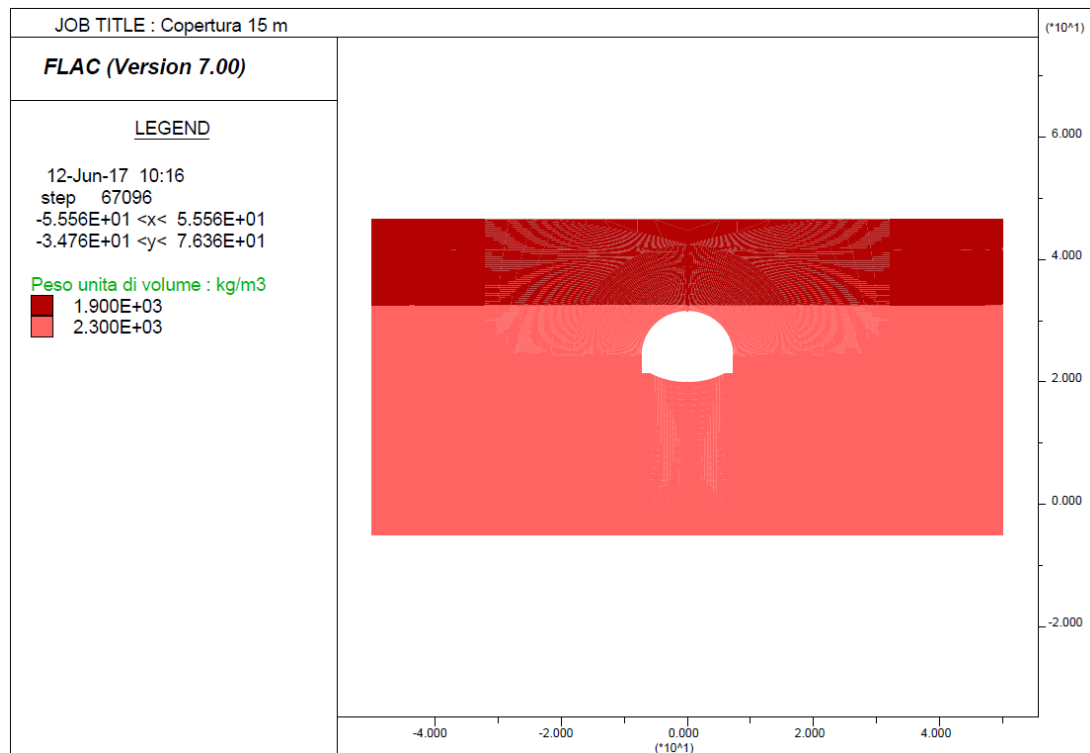
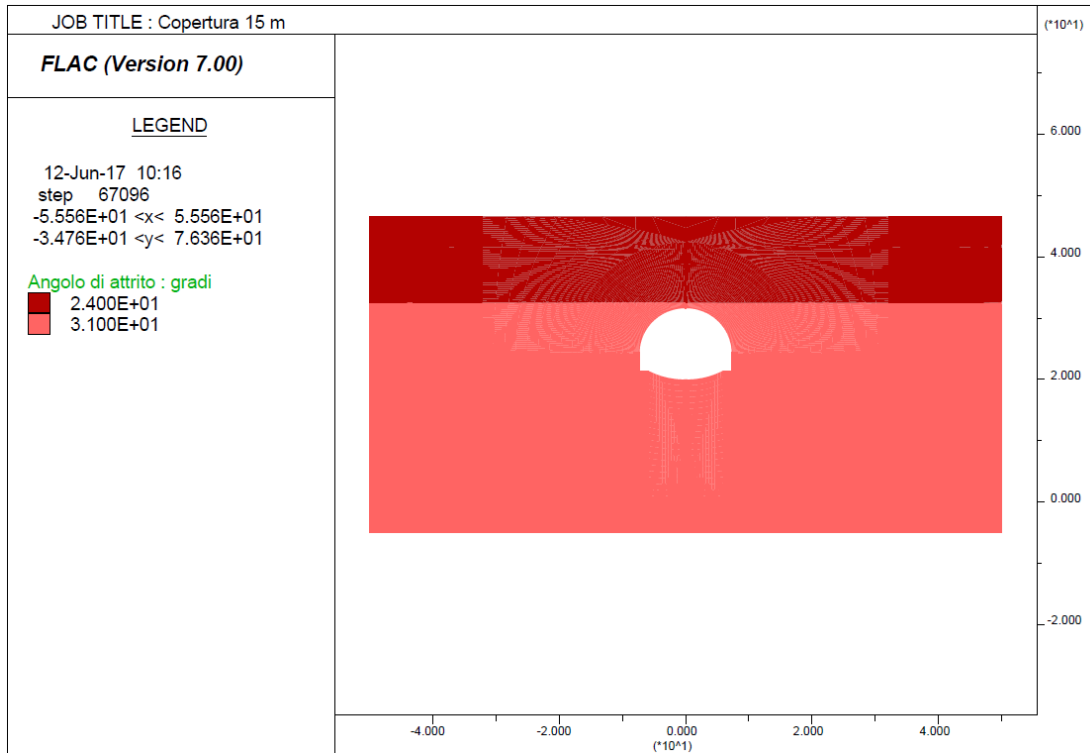
La mesh di calcolo utilizzata è riportata nella figura seguente.



Relativamente ai parametri di deformabilità ed al peso di unità di volume si riporta l'output delle assegnazioni al modello.







La tabella seguente riporta una sintesi delle fasi esecutive simulate nelle analisi riportate nel seguito ed un riepilogo degli spostamenti orizzontali registrati a quota Piano dei centri ai diversi step di calcolo.

Sezione tipo B2V - Riepilogo della fasi di calcolo e degli spostamenti orizzontali a quota Piano dei centri

Step	Fase esecutiva simulata	Distanza dal fronte [m]	Fattore di rilascio	Spostamento Parete Cavo dir orizz [cm]	Spostamento Piedritto Centina dir orizz [cm]
Step 1	Generazione tensioni litostatiche	-	0,0%	-	-
Step 2	Taratura	0	28,0%	0,5	-
Step 3	Scavo	1	37,9%	0,18*	-
Step 4	Posa in opera centina (SB non reagente)	1	37,9%	0,18*	0
Step 5	Avanzamento scavo (E SB = 10 Gpa)	7	77,0%	0,59*	0,41
Step 6	Avanzamento 3 D(E SB = 31 Gpa)	43	94,3%	0,85*	0,67
Step 7	Getto arco rovescio e muretta a 3D e avanzamento fino a deformazioni esaurite	-	100,0%	-	0,67
Step 8	Getto Calotta	-	100,0%	-	0,67
Step 9	Decadimento dei parametri di resistenza del rivestimento provvisorio	-	100,0%	-	0,67

* spostamento al netto della preconvergenza del fronte (step2 - taratura)

12.1.1 Fasi di calcolo

Le analisi sono state organizzate in 9 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il prerivestimento e per il rivestimento definitivo.

Di seguito si elencano le fasi di calcolo considerate.

Fase 1 In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi.

Fase 2 Questa fase consente di simulare la preconvergenza del cavo prima dell'arrivo del fronte di scavo e, classicamente, per classi di copertura fino a 25 m è simulata attraverso l'adozione di un fattore di rilascio pari al 28 %.

Fase 3 Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1.00 m propedeutico alla posa in opera della centina (fattore di rilascio pari a 0.379)

Fase 4 Viene simulata la posa in opera della centina (2 IPN 200 / 100) con spritz beton (25 cm) non reagente (fattore di rilascio pari a 0.379)

Fase 5 Viene simulato l'avanzamento dello scavo fino a $\frac{1}{2}$ D corrispondente alla situazione di parziale maturazione dello Spritz Beton ($E = 10$ GPa) (fattore di rilascio = 0.770)

Fase 6 Viene simulato la completa maturazione dello Spritz beton e l'avanzamento dello scavo fino a 3D (fattore di rilascio = 0.943)

Fase 7 Viene simulato il getto delle murette e dell'arco rovescio a 3D e avanzamento fino ad esaurimento delle deformazioni (fattore di rilascio = 1)

Fase 8 Viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta

Fase 9 Viene simulato il decadimento delle caratteristiche di resistenza del sistema di rivestimento provvisorio.

12.1.1.1 Verifiche statiche dei rivestimenti

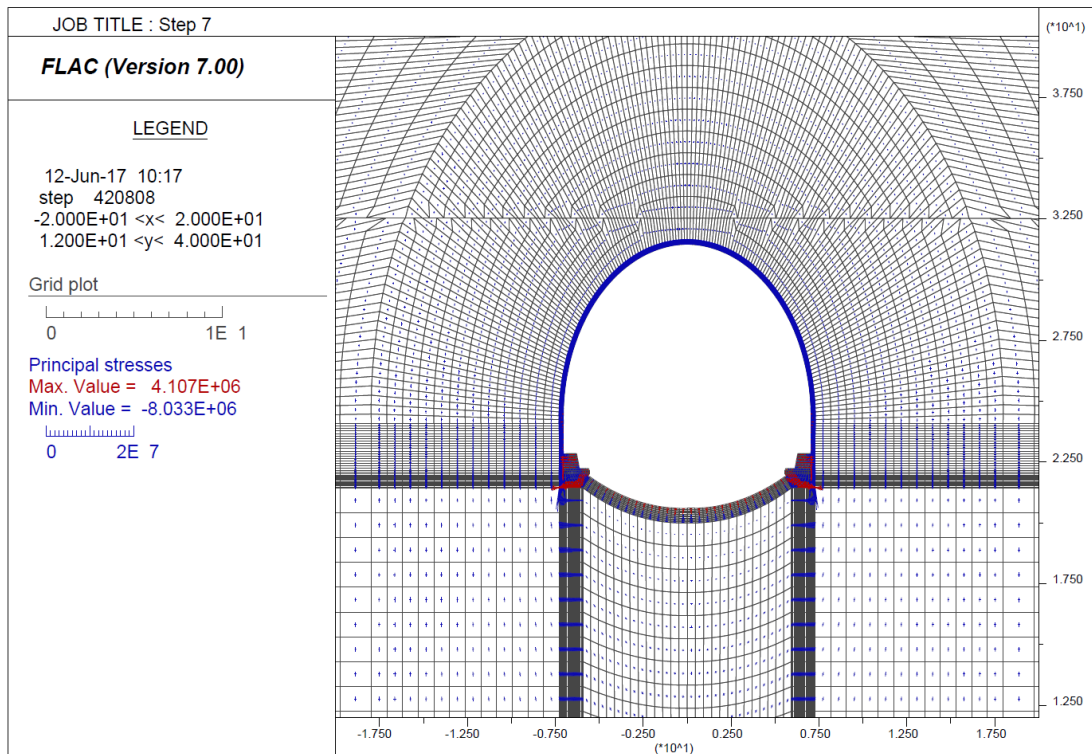
Le verifiche dei rivestimenti provvisori e definitivi sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni resistenti più sollecitate al termine delle fasi di calcolo ritenute più gravose.

Nel seguito sono riportati i diagrammi delle tensioni principali sulle zone rappresentative degli elementi resistenti.

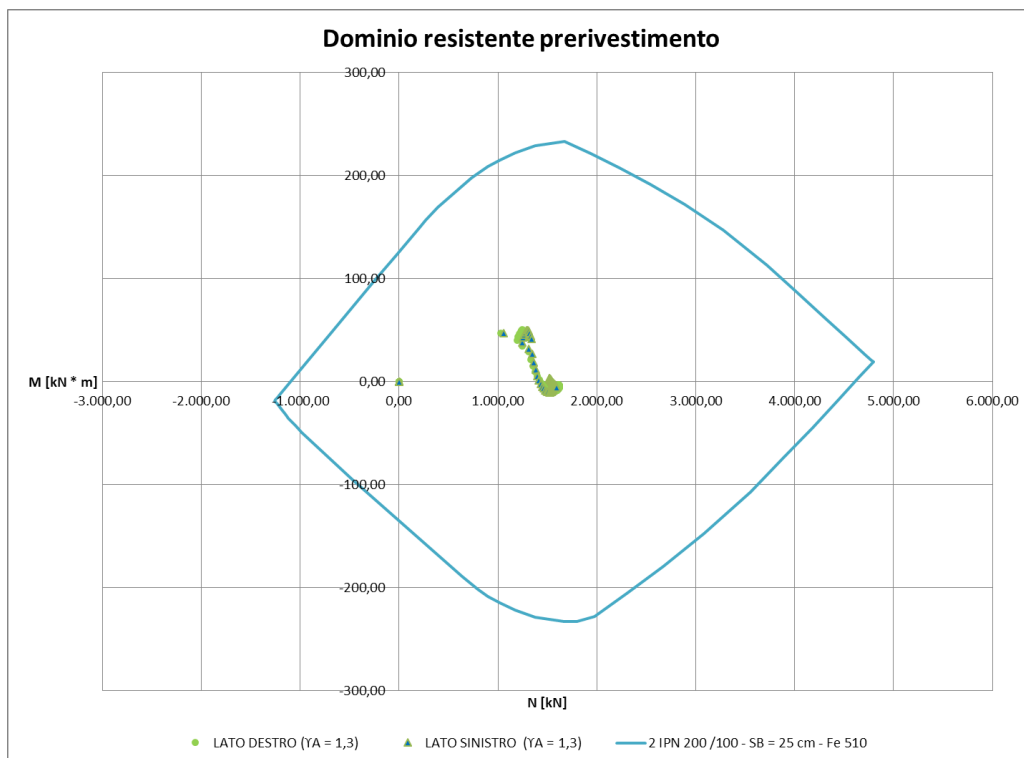
12.1.1.1.1 Rivestimento di prima fase

Le verifiche sul rivestimento di prima fase sono state condotte in corrispondenza della fase di calcolo 7 ritenuta quella più gravosa per l'elemento. Dalla fase successiva, infatti, si assiste al getto della calotta.

I diagrammi delle tensioni principali sono riportati nel seguito.



Nel seguito sono riportate le sollecitazioni agenti ed il dominio resistente della sezione omogeneizzata Centine e Spritz – beton prevista (2 IPN 200 / 100 – SB = 25 cm).



Le figure seguenti mostrano gli output del programma di calcolo VCA Slu con il quale è stato creato il dominio resistente della sezione.

Verifica CA, S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	20,34	1
			2	20,34	21

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

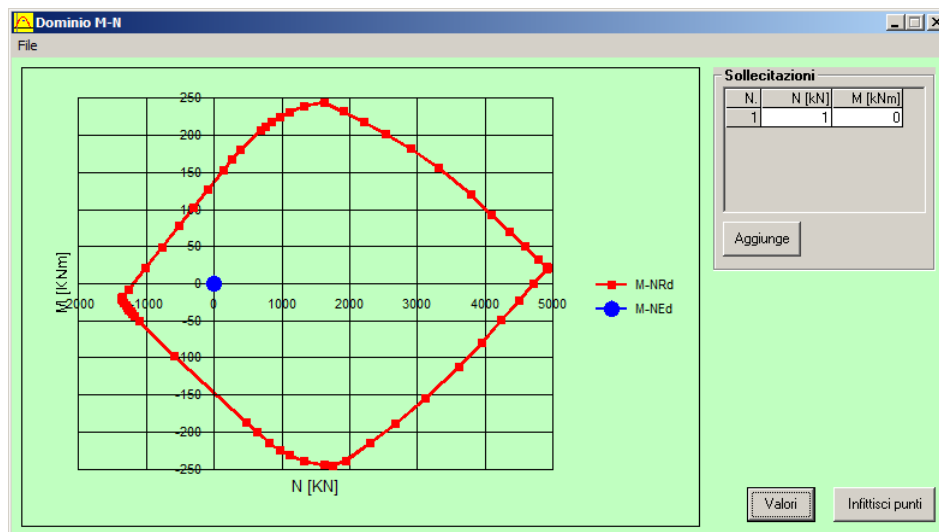
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

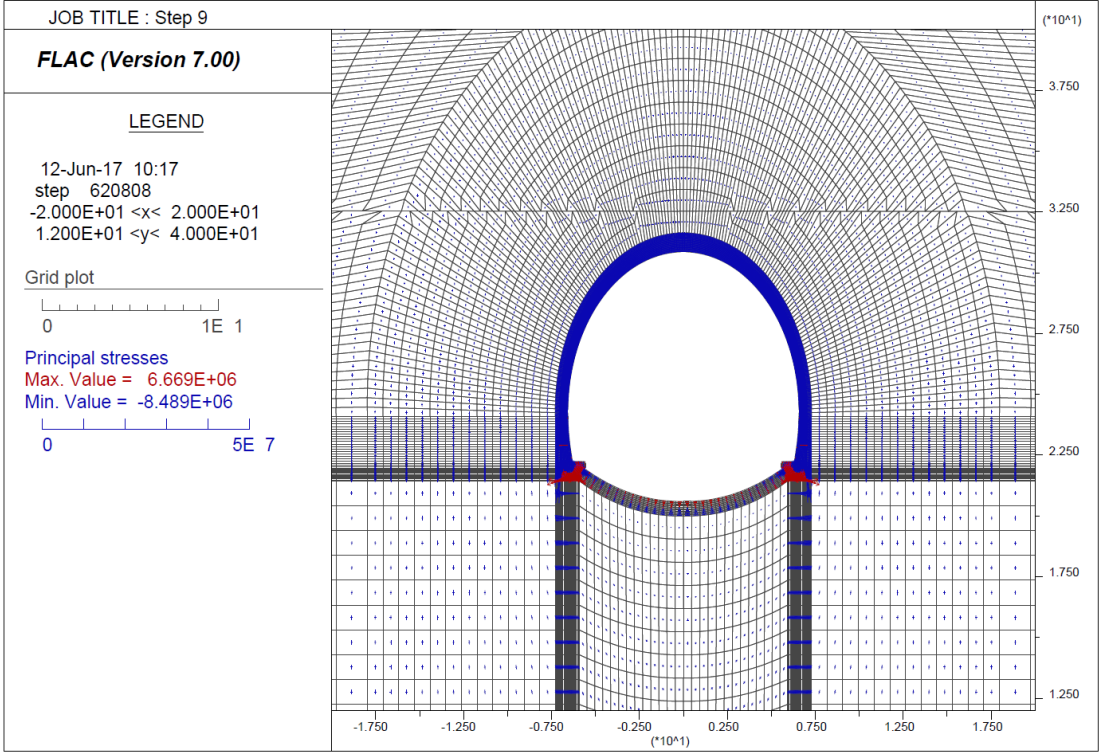
Fe510	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 338,1 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,691 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 240 N/mm ²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 138,3 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 43,71 ‰
 d 21 cm
 x 1,557 x/d 0,07414
 δ 0,7



12.1.1.1.2 Rivestimento definitivo

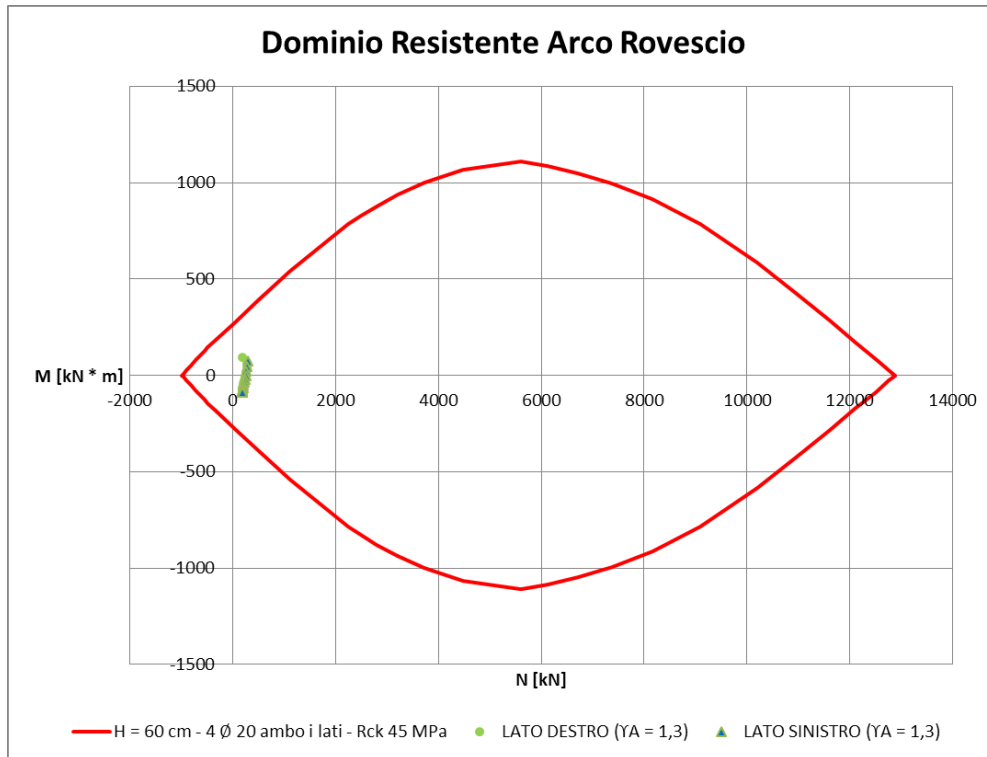
Le verifiche del rivestimento definitivo sono state condotte per le sollecitazioni agenti alla fase di calcolo 9 (decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase). La figura seguente mostra le tensioni principali in corrispondenza di questo step di calcolo



Arco rovescio - H = 60 cm

Verifica SLU

Momento flettente



Verifica SLE

Nel seguito sono descritte le verifiche allo SLE nei confronti di:

- Punta tensionali
- Stato limite di fessurazione

Verifica nei confronti delle Punta tensionali

Nel seguito sono riportati gli output del programma di calcolo per la verifica delle tensioni massime agenti in corrispondenza del punto di attacco muretta sx, della mezzeria dell'arco rovescio e del punto di attacco muretta dx.

Le sollecitazioni di verifica sono:

Elemento	N [kN]	M [kN * m]
<i>Muretta sx</i>	231	56
<i>Muretta dx</i>	217	51
<i>Mezzeria Arco rovescio</i>	145	-66

Verifica C.A. S.L.U. - File: ARCO_60_4FI20_RCK45

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	5,5
2	12,57	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 231 kN
M_{xEd} 0 56 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 19,83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,8
	τ_{c1} 2,257

σ_c -1,483 N/mm²
 σ_s 16,94 N/mm²
 ϵ_s 0,08472 ‰
d 54,5 cm
x 30,93 x/d 0,5676
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: ARCO_60_4FI20_RCK45

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	5,5
2	12,57	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 217 kN
M_{xEd} 0 51 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 19,83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,8
	τ_{c1} 2,257

σ_c -1,343 N/mm²
 σ_s 14,29 N/mm²
 ϵ_s 0,07147 ‰
d 54,5 cm
x 31,88 x/d 0,5849
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: ARCO_60_4F120_RCK45

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	12,57	5,5
			2	12,57	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 145 kN
 M_{xEd} 0 -66 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

σ_c -1,914 N/mm²
 σ_s 52,3 N/mm²

Verifica

ϵ_s 0,2615 ‰
 d 54,5 cm
 x 19,32 w/d 0,3545
 δ 0,8831

N° iterazioni: 5

Precompresso

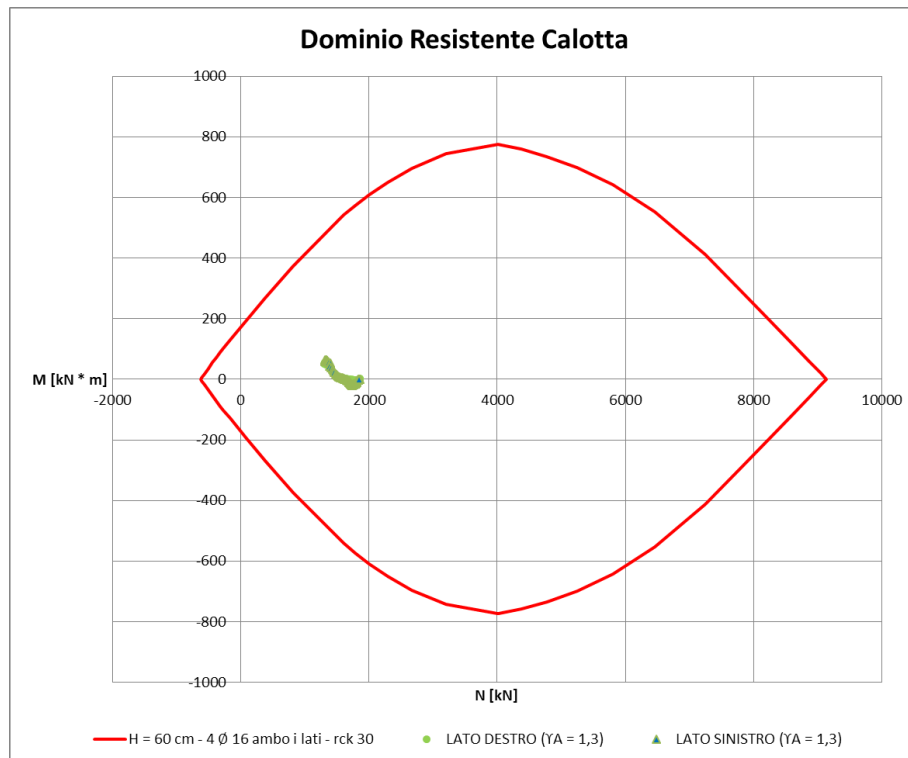
Verifica nei confronti dell'apertura delle fessure

Nel seguito è riportata la scheda relativa alla verifica a fessurazione effettuata per la sezione di mezzeria dell'arco rovescio.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 545 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 545 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 55 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,1}$ = 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 1257 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3,2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 52,3 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 193,2 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 5,87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1257 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 137500 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ = 135600 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ = 300000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ = 135600 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,00927 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3,2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000157 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = -0,000469 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000157 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 250 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 325 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0,800 [-]
	k_2 = 0,500 [-]
	k_3 = 3,400 [-]
	k_4 = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ = 554 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 529 [mm]
	$s_{r,max}$ = 554 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,09 [mm]

Calotta – H = 60 cm

Momento flettente



Verifica SLE

Nel seguito sono descritte le verifiche allo SLE nei confronti di:

- Punta tensionali
- Apertura delle fessure

Verifica nei confronti delle Punta tensionali

Nel seguito sono riportati gli output del programma di calcolo per la verifica delle tensioni massime agenti in corrispondenza del rene sx, della chiave della calotta e del rene dx.

Le sollecitazioni di verifica sono:

Elemento	N [kN]	M [kN * m]
<i>Rene sx</i>	1300	-7
<i>Rene dx</i>	1353	-1
<i>Chiave</i>	1417	-1

Verifica C.A. S.L.U. - File: cal_60_4fi26_rck30

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	8,04	5,5
			2	8,04	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1300 kN
 M_{xEd} -7 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: cal_60_4fi26_rck30

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	8,04	5,5
			2	8,04	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1353 kN
 M_{xEd} -1 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: cal_60_4fi26_rck30

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	8,04	5,5
			2	8,04	54,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1417 kN
 M_{xEd} -1 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰	σ_c <input type="text" value="-2.286"/> N/mm ²
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰	ϵ_s <input type="text" value="-0.1693"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/> ‰	
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?	
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>	
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>	
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>	

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Verifica nei confronti dell'apertura delle fessure

Relativamente alla verifica a fessurazione si segnala che, essendo la sezione interamente compressa, la verifica è soddisfatta nei confronti del limite imposto sulla decompressione della sezione.