





**S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)**

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),  
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b></p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incecchi</b></p>
	<p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	<p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>
<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: <b>GA&amp;M</b></p> <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p><b>SETAC</b> Srl Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE'</b> INGEGNERIA s.r.l. Via Immacolata Conc. Trapani n. 2 - 70124 Bari</p> <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
	<p><b>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</b></p> <p><b>Dott. Geol. Danilo Gallo</b> Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>		

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
			
Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	Ing. Valerio BAJETTI	Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI	Ing. Gaetano RANIERI

<b>HC04</b>	<b>OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE NATURALI</b>		
	GN01 - GALLERIA NATURALE IL DOSSO Sezioni tipo GD-C - Relazione di calcolo		

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.	HC04_P01GN01OSTRE04_A.dwg		
<b>M</b>   <b>3</b>   <b>2</b>   <b>4</b> <b>E</b> <b>1</b>   <b>8</b>   <b>0</b>   <b>1</b>	CODICE ELAB. <b>P</b>   <b>0</b>   <b>1</b>   <b>G</b>   <b>N</b>   <b>0</b>   <b>1</b>   <b>O</b>   <b>S</b>   <b>T</b>   <b>R</b>   <b>E</b>   <b>0</b>   <b>4</b>	<b>A</b>	

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. G. SODERO	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normative raccomandazioni linee guida .....	5
2.2	Bibliografia .....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilita' .....	9
3.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure.....	10
3.3	Copriferro .....	10
4	FASE CONOSCITIVA.....	11
4.1	Inquadramento geologico e idrologico .....	11
4.2	Parametri geotecnici di progetto .....	11
4.2.1	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso .....	11
5	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI). 13	
5.1	Classi di comportamento del fronte di scavo .....	13
5.2	Metodi per la determinazione delle classi di comportamento .....	14
5.2.1	Metodo delle linee caratteristiche.....	14
5.2.2	Metodi semi-empirici-Criterio di Panet .....	15
5.2.3	Metodi semiempirici-Criterio di Tamez .....	17
5.3	Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo.....	19
5.3.1	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche.....	20
5.3.2	Analisi della stabilit� del cavo con il Criterio di Panet .....	20
5.3.3	Analisi della stabilit� del fronte con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte.....	21
5.3.4	Commento alle analisi .....	23
5.3.5	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in morena. 23	
6	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA).....	29
6.1	Sezione tipo GD-C1 .....	29
6.2	Sezione tipo GD-C2 .....	30
6.3	Sezione tipo GD-C3 CONCIO D'ATTACCO .....	32
6.4	Sezione tipo GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO-GNEISS .....	34
7	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	36
7.1	Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente .....	36
7.2	Valutazione del deconfinamento.....	39
7.3	Valutazione degli interventi di consolidamento al contorno .....	39
7.4	Verifica del priverstimento.....	39
7.5	Verifica dei rivestimenti definitivi.....	41
8	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C1 CAMPO DA 10 M.....	43
8.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine.....	44
8.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul priverstimento.....	46
8.3	Fase 5 – Verifiche sul priverstimento e arco rovescio .....	47
8.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	52
8.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	61

8.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	69
9	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C2 CAMPO DA 6.0 IN CORRISPONDENZA EDIFICI .....	90
9.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine.....	91
9.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento.....	93
9.3	Fase 5 – Verifiche sul pririvestimento e arco rovescio .....	95
9.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	100
9.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	109
9.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	117
10	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C3 CONCIO D’ATTACCO .....	136
10.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine .....	137
10.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento .....	139
10.3	Fase 5 – Verifiche sul pririvestimento e arco rovescio .....	141
10.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	146
10.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	154
10.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	162
11	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO GNEISS.....	182
11.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine .....	183
11.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento .....	185
11.3	Fase 5 – Verifiche sul pririvestimento e arco rovescio .....	187
11.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	192
11.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	199
11.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	206
12	SEZIONE TIPO GD-C1 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	224
13	SEZIONE TIPO GD-C2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	236
14	SEZIONE TIPO GD-C3 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	248
15	SEZIONE TIPO GD-C4 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	260

## 1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

La Galleria stradale Il Dosso è ubicata a SE del Comune di Tirano al piede del versante orografico sinistro del Fiume Adda ed è compresa fra le progressive km 5+055.00 (inizio portale lato Sondrio) e km 6+170.26 (inizio portale lato Bormio).

Lo sviluppo longitudinale dell'opera (SW-NE), parallelo alla direzione della valle, è complessivamente di circa 1115.26 m (comprensivo delle tratte in artificiale).

Il tracciato in galleria presenta coperture massime, riferite in chiave di calotta, pari a circa 91.50 m. La sezione stradale prevista è ad un'unica carreggiata (due corsie di marcia) e corrisponde ad una sezione tipo C1 secondo il D.M. del 05/11/2001.

La larghezza della piattaforma pavimentata è pari a 10.50 m complessivi ed è costituita da due corsie da 3.75 m, da due banchine di 1.50 m, per entrambi i lati è presente un ridirettivo distanziato dalla struttura con funzione di passacavi.

Come richiesto dalla normativa vigente, in presenza della massima pendenza trasversale sono confermati i franchi minimi pari a 4.80 m a margine banchina e 5.00 m a margine carreggiata.

La carpenteria della sagoma interna della galleria presenta un raggio interno in calotta pari a 6.45 m, mentre è stato introdotto un raggio interno dell'arco rovescio pari a 9.46 m molto ridotto tale da portare inserire al di sopra dell'arco rovescio un cunicolo pedonale di emergenza.

La galleria risulta composta da un tratto in naturale, da due tratti in artificiale e da portali di imbocco a becco di flauto.

La galleria naturale viene realizzata fra le progressive km 5+140.00 e km 6+118.26 per una lunghezza complessiva di scavo pari a 978.26 m.

La galleria Il Dosso, tenuto conto delle tratte in artificiale e naturale, consta pertanto di uno sviluppo complessivo di 1115.26 m.

Il suo tracciato si trova, prevalentemente, all'interno di formazioni metamorfiche costituite da gneiss e micascisti, a tetto delle quali si trova un esteso terrazzo morfologico ricoperto da depositi morenici. In corrispondenza dei due tratti iniziali dopo entrambi gli imbocchi è previsto lo scavo all'interno dei depositi morenici, prima di raggiungere il substrato roccioso metamorfico.

La galleria presenta al di sotto del piano stradale un cunicolo pedonale di fuga finalizzato alla sicurezza in casi di emergenza.

Sono previste tre piazzole di emergenza alle seguenti progressive:

- Piazzola di emergenza 1 in sinistra tra Pk 5286.17 e Pk 5338.54;
- Piazzola di emergenza 2 in destra tra Pk 5586.60 e Pk 5638.33;
- Piazzola di emergenza 3 in sinistra tra Pk 5891.20 e Pk 5943.58.

All'interno della piazzola di emergenza sono inserite le scale che permettono di raggiungere il cunicolo pedonale posizionato al di sopra dell'arco rovescio.

Facendo riferimento alle problematiche evidenziate nella relazione geomeccanica e nella relazione di predimensionamento e applicazione delle linee guida delle sezioni tipo, vengono di seguito presentate le verifiche strutturali delle seguenti singole tipologie di classi di scavo:

- Sezione di scavo tipo GD-C1 Campo da 10.0 m;
- Sezione di scavo tipo GD-C2 Campo da 6.0 m;

- Sezione di scavo tipo GD-C3 Concio d'attacco;
- Sezione di scavo tipo GD-C4 Transizione Detrito Gneiss.

La metodologia di lavoro si è sviluppata secondo l'approccio del metodo ADECO-RS, con i seguenti steps progettuali:

- a) **Fase conoscitiva:** in tale fase si sono raccolte le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in esame e sono stati definiti i parametri geotecnici di progetto;
- b) **Fase di diagnosi:** è stato valutato il comportamento allo scavo nei terreni attraversati;
- c) **Fase di terapia:** si sono individuati gli interventi idonei per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVE RACCOMANDAZIONI LINEE GUIDA

1. DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
3. Decreto Ministeriale LL.PP. 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.
4. Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
5. Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
6. Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
7. Decreto Ministeriale LL.PP. 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
8. Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.
9. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche e integrazioni.
10. A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – “Recommendations for use of convergence – confinement method”.
11. Raccomandazioni AICAP 1993 “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

### 2.2 BIBLIOGRAFIA

12. LOMBARDI G., AMBERG W.A. (1974): “Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine”. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.
13. BIENIAWSKI Z.T. (1989): “Engineering rock mass classifications”. J. Wiley & Sons.
14. PANET M., GUENOT A. (1982): “Analysis of convergence behind the face of a tunnel”. Tunnel-ing '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): “Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement”. Presses de l'ecole national des Ponts et Chaussees, Paris.
16. A.F.T.E.S. (1993): Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.
17. HOEK E., BROWN E.T. (1982): “Underground excavation in rock”. Institution of Mining and Metallurgy, London.
18. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002): “Hoek-Brown failure criterion” – 2002 Edition.
19. HOEK E. (2004): “Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock”. Rocscience, April 2004.

20. LUNARDI P. (2000): "The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils". Tunnels & Tunnelling International, May.
21. PECK R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290.
22. MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996): "Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage due to Bored Tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London.
23. CORNEJO L. (1989): "Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology". Tunnels & Tunnelling, April.
24. ORESTE P.P. (1999) "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie at-traverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto di seguito riportate.

#### Calcestruzzo rivestimento definitivo e arco rovescio:

- Calcestruzzo:	C25/30
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 31475.8 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo tensioni in esercizio:	$E_a/E_c = 15$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo ampiezza fessure:	$E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$
	$\alpha_{acc} = 0.85$

#### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 21.25 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 15.00 \text{ MPa}$
	per comb. Rara
	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$
	per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 1.79 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLU:	$f_{ctfd} = 1.44 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLE:	$f_{ctfd} = 2.15 \text{ MPa}$

#### Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
- modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.0 \text{ per SLE}$

#### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}</math></b>
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	<b><math>f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}</math></b>
con limiti di compressione pari a:	<b><math>\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}</math></b>

#### Spritz-beton fibrinforzato:



- Calcestruzzo:	C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità (a 28gg):	$E_{ck} = 32308.3 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- quantità fibre di acciaio:	30 kg/m <sup>3</sup>
- fibre metalliche a basso tenore di carbonio:	$f_{tk} > 700 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 18.67 \text{ MPa}</math></b>
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	<b><math>f_{ctd} = 0</math></b>

#### Acciaio da carpenteria per centine metalliche:

- Profilati in acciaio S 275 (Fe430):	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}</math></b>

#### Acciaio da carpenteria per infilaggi metallici:

- Profilati in acciaio S 355 H (Fe510):	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}</math></b>

#### Bulloni ad aderenza continua per espansione meccanica del profilato tipo Swellex Mn24:

- Tipo di acciaio:	EN10 025-S355JR
- Modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- Diametro profilo:	$D_p = 36 \text{ mm}$
- Diametro profilo espanso:	$D_e = 54 \text{ mm}$
- Diametro perforazione raccomandato:	$D_{pr} = 43-52 \text{ mm}$
- Diametro perforazione ottimale:	$D_{po} = 45-51 \text{ mm}$
- Sezione resistente:	$A_s = 480.66 \text{ mm}^2$
- Pressione di iniezione:	$p = 30 \text{ MPa}$
- Carico di rottura tipico (profilo espanso):	$F_t = 240 \text{ kN}$
- Carico di rottura minimo (profilo espanso):	$F_t = 200 \text{ kN}$

- Carico di snervamento minimo (profilo espanso):  $F_y = 190 \text{ kN}$
- Allungamento minimo (profilo espanso):  $A_l = 20\%$
- Resistenza di calcolo  $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con:  $\gamma_s = 1.05$  per SLU
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$**

#### Tubi in vetroresina 60/40:

- Tubi 60/40 (diametro esterno 60 mm/diametro interno 40 mm)
- Peso specifico  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di elasticità:  $E = 30000 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione:  $f_{fk} = 750 \text{ MPa}$
- Resistenza al taglio:  $f_{tk} = 150 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo  $\eta_{ffd} = \eta_x f_{fk} / \gamma_m$
- con:  $\gamma_m = 1.5$  per SLU
- $\eta = \eta_x \eta_l$
- $\eta_x = 1.0$  (opera provvisoria)
- $\eta_l = 1.0$  per SLU
- Stati limite:
- resistenza caratteristica a trazione di calcolo SLU:  **$f_{fd} = 500.00 \text{ MPa}$**
- resistenza caratteristica a taglio di calcolo SLU:  **$f_{td} = 100.00 \text{ MPa}$**

#### Tiranti-ancoraggi autoperforanti tipo R38N:

- Tiranti-ancoraggi autoperforanti in acciaio tipo R38N:
- Diametro esterno:  $D_e = 38 \text{ mm}$
- Diametro interno:  $D_i = 19 \text{ mm}$
- Sezione resistente:  $A_s = 800 \text{ mm}^2$
- Carico di rottura:  $F_t = 500 \text{ kN}$
- Carico di snervamento:  $F_y = 400 \text{ kN}$
- Resistenza di calcolo  $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con:  $\gamma_s = 1.05$  per SLU
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$F_{yd} = 380.95 \text{ kN}$**

### 3.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AL FINE DELLA DURABILITA'

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma EN 206-1 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, la dimensione massima degli aggregati, la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera  $V_N = 100$  anni:

#### Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

Classe di esposizione XC2 per le parti a contatto con il terreno e XC3 per le restanti parti

Classe di resistenza caratteristica a compressione: C25/30

Dimensione max aggregati: 32 - 25 mm

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro minimo: 50 mm

### 3.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

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

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Parti di elementi a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Parti di elementi non a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3

Pertanto, nel caso in esame si ha:

Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali ordinarie – armatura poco sensibile:

Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

### 3.3 COPRIFERRO

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale è somma di due contributi, il copriferro minimo e la tolleranza di posizionamento.

Nel caso in oggetto le strutture si trovano tutte in condizioni ordinarie e si hanno i seguenti parametri:

- Classe di esposizione XC2-XC3
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C25/30
- Dimensione max aggregati: 25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.7. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è ordinaria e si pone, come da tabella C4.1.IV un copriferro minimo pari a 20 mm. La tolleranza di posizionamento è pari a 10 mm. Inoltre, data la vita nominale della struttura pari a 100 anni, come da normativa, deve aggiungersi un copriferro aggiuntivo pari a 10 mm. Si ottiene pertanto un copriferro nominale minimo pari a 40 mm. A favore di sicurezza si assume un copriferro pari a 50 mm.

## 4 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si sono acquisiti gli elementi geologici e geotecnici necessari alla ricostruzione di un profilo geologico di previsione ed alla caratterizzazione dei terreni interessati dagli scavi, in termini di parametri di resistenza e di deformabilità. Tali dati appaiono indispensabili al fine di analizzare gli equilibri naturali preesistenti e la loro evoluzione a seguito dello scavo, operando correttamente nella successiva fase di diagnosi.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica, alla Relazione di caratterizzazione geotecnica e al Profilo geomeccanico. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e, per ciascuna litologia, una sintesi della caratterizzazione geotecnica.

### 4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROLOGICO

Il tracciato della galleria naturale interesserà, prevalentemente, le litologie gneissiche appartenenti alla formazione degli Gneiss del Monte Tonale. A partire dall'imbocco naturale lato Sondrio per un tratto di circa 130 m ed a partire dall'imbocco naturale lato Bormio per un tratto di circa 70 m, il tracciato si svilupperà all'interno della formazione delle Morene.

Per quanto riguarda la situazione idrogeologica la copertura della galleria è interessata da due sistemi di circolazione delle acque, il primo acquifero, più superficiale, interessa solo i depositi morenici di copertura, mentre il secondo, più profondo e presente all'interno dell'ammasso roccioso, si manifesta in prossimità di zone altamente fratturate o in presenza di piani di faglia. All'interno della galleria regnerà pertanto una situazione limitata localmente di stillicidi.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato della galleria si rimanda al Profilo geomeccanico.

### 4.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I dati delle prove in situ e di laboratorio, congiuntamente ai rilievi effettuati nel corso delle perforazioni, permettono di distinguere, dal punto di vista applicativo, le seguenti unità geotecniche:

- **Gneiss del Monte Tonale:** formazione costituita da gneiss a grana media a biotite e sillimanite e localmente granatiferi; presentano una scistosità mediamente pervasiva e, al di fuori dalla zone di faglia, sono generalmente compatti con sistemi di giunti prevalentemente chiusi e con superfici poco alterate.
- **Morene:** depositi caotici misti a detrito di versante costituiti da un accumulo caotico di diverse facies granulometriche rappresentate da sabbie, ghiaie e trovanti di dimensioni variabili in matrice limo-sabbiosa.

Si rimanda alla Relazione di caratterizzazione geotecnica per l'esame dettagliato delle proprietà indice e delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati.

#### 4.2.1 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Da un punto di vista geomeccanico, la qualità degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento della faglia.

L'ammasso roccioso gneissico è stato modellato con un modello di "continuo equivalente" descritto da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

I parametri dell'inviluppo di rottura equivalente di Mohr-Coulomb sono stati determinati da quelli dell'inviluppo di rottura curvilineo di Hoek-Brown.

I parametri geotecnici ricavati per l'ammasso roccioso sono relativi alle tre classi geomeccaniche (classi III, IV e V) secondo cui è stato classificato l'ammasso stesso.

I depositi morenici sono stati modellati come un materiale a comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati nelle successive analisi di calcolo.

PK	Classe	H (m)	GSI	C (MPa)	$\Phi$ (°)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	Ed (MPa)
5270 - 5420	IV	37.50	58	0.453	61	3.045	13.283	6491
5420 - 5480	III	41.50	70	1.129	65	11.182	29.685	19077
5480-5490	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5490 - 5510	V	42.50	40	0.191	45	0.287	3.371	803
5510 - 5520	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5520 - 6010	III	91.50	70	1.700	63	14.806	39.308	22176
6010 – 6048.26	IV	30.50	58	0.371	61	2.508	10.939	5343

Tabella 4.1 – Parametri di progetto dell'ammasso ricavati da inviluppi di rottura di HOEK-BROWN.

Per le differenti classi di scavo si considera:

PK	Classe	GSI	C (MPa)	$\Phi$ (°)	Ed (MPa)	$\nu$	$\alpha$ (°)
5270 - 5420	IV	58	0.453	61	6491	0.25	7
5420 - 5480	III	70	1.129	65	19077	0.25	8
5480-5490	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5490 - 5510	V	40	0.191	45	803	0.25	6
5510 - 5520	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5520 - 6010	III	70	1.700	63	22176	0.25	8
6010 – 6048.26	IV	58	0.371	61	5343	0.25	7

Tabella 4.2 – Parametri di progetto - Coefficiente di Poisson e Dilatanza.

Per i depositi morenici si assumono i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume:	21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	34°
Coesione efficace:	10 kPa
Modulo Elastico (Young):	30.0 MPa
Modulo Edometrico:	12.5 MPa
Coefficiente di Poisson:	0.3.

## 5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti in fase conoscitiva, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del metodo ADECO-RS [20] descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nel Profilo geomeccanico.

### 5.1 CLASSI DI COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve ed a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo.

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento [20]:

#### **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. 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 geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui. La decompressione indotta dallo scavo 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 tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. 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 un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta 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.

## **5.2 METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLE CLASSI DI COMPORTAMENTO**

L'individuazione delle classi di comportamento del fronte è stata condotta utilizzando il metodo delle linee caratteristiche e i metodi di analisi della stabilità del fronte.

Il metodo delle linee caratteristiche consente di valutare la risposta deformativa del fronte e della cavità nelle ipotesi di stato di sforzo costante ed isotropo e galleria a sezione circolare; è pertanto applicabile nel caso di galleria profonda (indicativamente con copertura in chiave di calotta  $> 2.5\div 3$  volte il diametro della galleria).

Per coperture inferiori a  $2.5\div 3$  volte il diametro della galleria (condizione di galleria superficiale) occorre portare in conto la natura tridimensionale del problema e valutare i possibili meccanismi di rottura del terreno che possono propagarsi fino al piano campagna.

Le soluzioni presentate in letteratura che consentono di valutare la stabilità del fronte fanno riferimento ad una galleria realizzata in un terreno omogeneo.

Le due metodologie di analisi sono state applicate in relazione alle coperture di progetto, individuando, anche in funzione delle caratteristiche geotecniche, il comportamento del fronte fra i tre precedentemente illustrati:

- Categoria A – “Fronte stabile”
- Categoria B – “Fronte stabile a breve termine”
- Categoria C – “Fronte instabile”.

### **5.2.1 Metodo delle linee caratteristiche**

Il metodo delle linee caratteristiche permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo, le quali, per effetto dello scavo, dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi oltre il raggio di azione del fronte di scavo. È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi [12], in base al quale si sono determinate:

1. **la linea caratteristica del fronte**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte;

2. **la linea caratteristica della cavità**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in lontananza dal raggio di influenza del fronte;
3. **la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte** ( $R_{1/2nucleo}$ ), definita a partire dal valore di coesione  $c$  del terreno e dal suo angolo di attrito  $\varphi$  secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

con

$$k_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e con leggi di flusso non associato.

L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare lo spostamento radiale del cavo nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo ( $u_f$ ).

Altre due curve ricavate dal metodo e che contribuiscono ad analizzare il comportamento dell'ammasso allo scavo sono:

4. la curva che rappresenta l'andamento del **raggio plastico al fronte** in funzione della pressione interna di contenimento;
5. la curva che esprime l'andamento del **raggio plastico della cavità** in funzione della pressione interna di contenimento.

Nel modello adottato per le linee caratteristiche, **i parametri di resistenza del terreno non vengono abbattuti (cioè si applicano i parametri caratteristici del terreno)** in quanto le analisi in oggetto sono mirate alla conoscenza della risposta tensio-deformativa della cavità in assenza di strutture di confinamento.

L'attribuzione delle classi di comportamento viene effettuata secondo le seguenti modalità:

- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è minore di 0.3 il comportamento è di tipo A, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è inferiore a 1.2;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è compreso tra 0.3 e 0.5 il comportamento è di tipo B, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è compreso tra 1.2 e 1.5;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è maggiore di 0.5 il comportamento è di tipo C, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è maggiore a 1.5.

## 5.2.2 Metodi semi-empirici-Criterio di Panet

### Criterio di Panet in relazione al tasso di deconfinamento critico $\lambda_e$

Questo criterio [15] consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale interessato dalla cavità (valore cui si hanno le prime plasticizzazioni).

Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb) è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso  $c$  e  $\varphi$  e del fattore di stabilità  $N_s$  secondo la seguente relazione:



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

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove  $\sigma_z$  rappresenta la tensione litostatica agente in calotta,  $\sigma_{cm}$  la resistenza a compressione dell'ammasso e  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- $\lambda_e > 0.6$  **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0.3 < \lambda_e < 0.6$  **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0.3$  **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Questo criterio è stato ricavato in contesti di galleria profonda.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_R$ )	EQU	(A1) STR	(A2) CEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{c1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{c2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{o1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 5.2.3 Metodi semiempirici-Criterio di Tamez

#### Criterio di Tamez in relazione al fattore di sicurezza FSF

Nel caso delle gallerie superficiali il problema della stabilità del fronte viene affrontato ricorrendo ad un metodo all'equilibrio limite che simuli i reali meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo.

Il metodo di Tamez [23] consente di valutare le condizioni di stabilità del fronte di scavo adottando un approccio all'equilibrio limite del solido prismatico gravante davanti al fronte, attraverso il calcolo di un fattore di sicurezza globale denominato FSF.

L'espressione del fattore di sicurezza si basa sulla definizione del paraboloide di Protodyakonov che delimita l'area del materiale potenzialmente instabile.

Per semplificare il calcolo, il paraboloide viene schematizzato con un solido composto da tre elementi prismatici, secondo quanto rappresentato nella Figura seguente, del quale se ne valutano le condizioni di equilibrio.

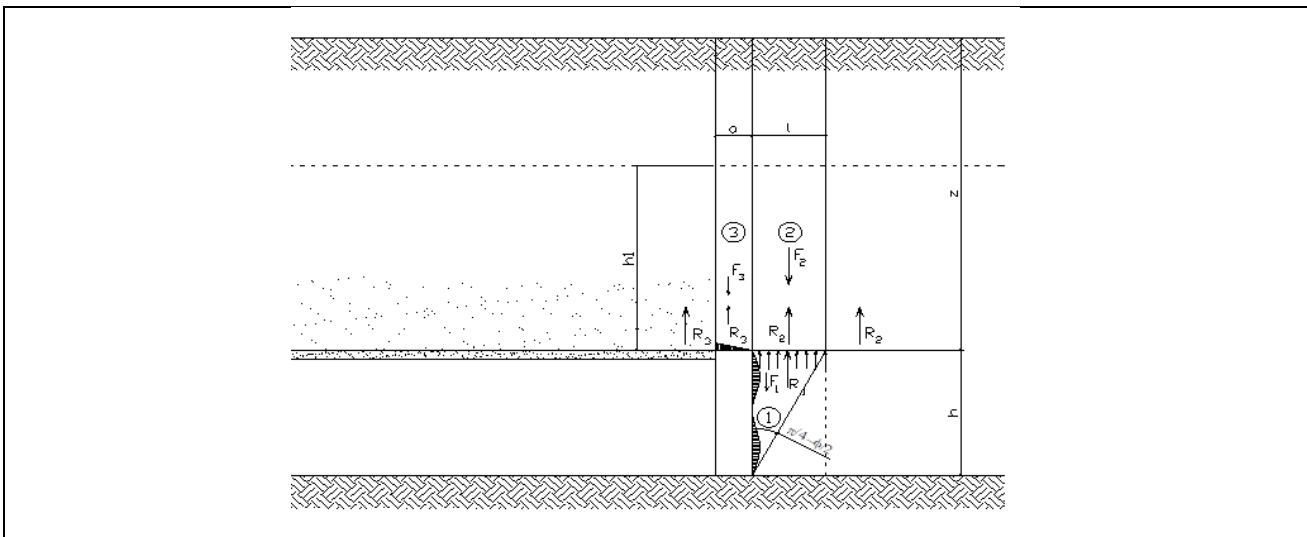


Figura 5.1 Schema di rottura dei blocchi al fronte di scavo secondo Tamez [23].

Il metodo determina le massime 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 del momento delle forze resistenti su quello delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor), secondo la relazione seguente.

$$FSF = \frac{\left[ \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[ 1 + \frac{2h}{3z \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - P_i]}$$

Nella relazione precedente, i coefficienti  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  dipendono dalla profondità della galleria; più precisamente, se la galleria è profonda (cioè per un rapporto tra copertura e diametro di scavo superiore a 3), valgono le seguenti uguaglianze.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + 3,4 \cdot \frac{c}{k_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c + \{0,25 \cdot [w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u]\} \operatorname{tg} \varphi$$

Nel caso, invece, di galleria superficiale (e quindi per  $z/D \leq 3$ ),  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  vengono calcolati con le relazioni seguenti.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ 3,4 \cdot \frac{c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c$$

Per valutare la stabilità è altresì necessario calcolare il fattore di sicurezza del prisma 3 (Figura 1) secondo la formula seguente.

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_i} \left( \frac{h_1}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right)$$

Perché sia garantita la stabilità, si deve considerare il minore tra FSF e FS3.

Dato che i meccanismi di rottura considerati nel metodo si riferiscono a situazioni potenzialmente valide per terreni o rocce tenere, l'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata negli attraversamenti nella zona in faglia, in cui il materiale di scavo risulta intensamente fratturato e detensionato, oltre che alle situazioni di galleria nelle Morene.

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza =  $\min(FSF; FS3) > 1.1$ , ovvero utilizzando  $\gamma_R = 1.1$  come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC "Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo".

### 5.3 DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO DELLO SCAVO

Le categorie di comportamento sono state individuate sulla base dei risultati delle analisi condotte con i metodi descritti nel paragrafo precedente.

Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche sono state eseguite nelle sezioni di copertura massima per le diverse classi in cui è stato classificato l'ammasso roccioso e nella sezione di copertura massima in corrispondenza della piazzola di sosta.

A scopo prudenziale l'analisi con le curve caratteristiche è stata eseguita anche per la sezione nelle Morene, pur trattandosi di un contesto di galleria superficiale.

La seguente Tabella riassume le sezioni di studio analizzate con le linee caratteristiche.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo
1-SEZIONE B1	5270 - 5420	37.50	Gneiss	IV
2-SEZIONE PS-B2	PIAZZOLA 1	30.00	Gneiss	IV
3-SEZIONE TIPO A1	5420 - 5480	41.50	Gneiss	III
4-SEZIONE TIPO A2	5480-5490	42.50	Gneiss	IV
5-SEZIONE TIPO B1	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V
6-SEZIONE TIPO A2	5520 - 6010	91.50	Gneiss	III
7-SEZIONE TIPO PS-A1	PIAZZOLA 2-3	77.00	Gneiss	III
8-SEZIONE TIPO B1	6010 – 6048.26	30.50	Gneiss	IV
<b>9-SEZIONE TIPO C1-C2-C3-C4</b>	<b>6048.26 – 6118.26</b>	<b>25.00</b>	<b>Morena</b>	<b>V</b>

Tabella 5.1 – Sezioni analizzate con le linee caratteristiche

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Panet sono state effettuate per le sezioni ad alta copertura.

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Tamez sono state effettuate nella zona in faglia (classe V) e nella sezione nelle Morene.

Tutte le analisi svolte si riferiscono al cavo libero, senza alcun intervento di preconsolidamento, precontenimento e contenimento.

### 5.3.1 Analisi con il metodo delle linee caratteristiche

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella, in cui  $R_o$  è il raggio equivalente di scavo,  $u_f$  rappresenta lo spostamento radiale del cavo in corrispondenza del fronte di scavo,  $R_{pl,f}$  è il raggio plastico della fascia plasticizzata al fronte,  $u_{inf}$  lo spostamento radiale del cavo a grande distanza dal fronte e  $R_{pl,inf}$  il raggio plastico della fascia plasticizzata lontano dal fronte:

Sezione di studio	Formazione	H (m)	$R_o$ (m)	$u_f$ (cm)	$R_{pl,f}/R_o$	$u_{inf}$ (cm)	$R_{pl,inf}/R_o$	Categoria
9	Gneiss V	25.00	6.85	25.21	2.18	105.6	2.98	C

Tabella 5.2 – Risultati delle analisi con le linee caratteristiche

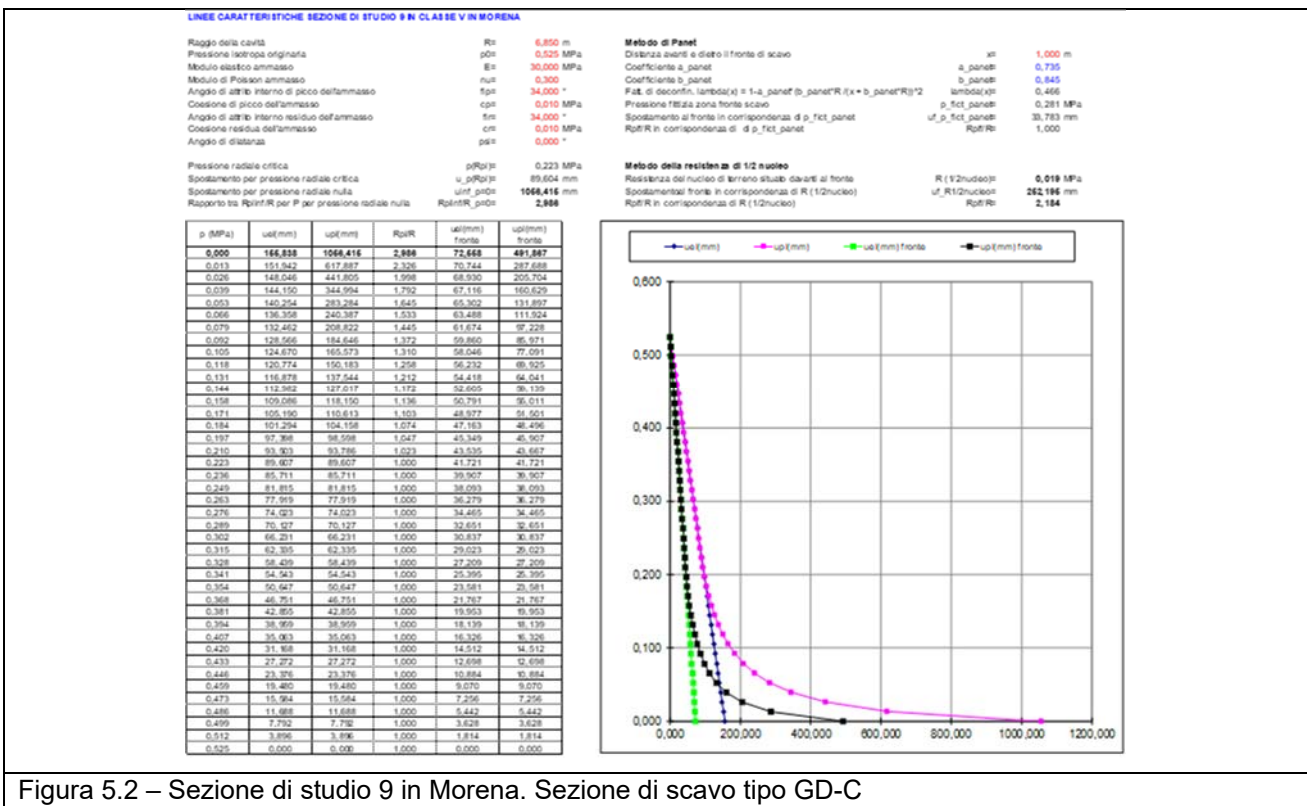


Figura 5.2 – Sezione di studio 9 in Morena. Sezione di scavo tipo GD-C

### 5.3.2 Analisi della stabilità del cavo con il Criterio di Panet

Questo criterio consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale interessato dalla cavità. Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb), è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso  $c$  e  $\varphi$  e del fattore di stabilità  $N_s$  secondo la seguente relazione:

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

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove  $\sigma_z$  rappresenta la tensione litostatica agente in calotta,  $\sigma_{cm}$  la resistenza a compressione dell'ammasso e  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- $\lambda_e > 0.6$  **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0.3 < \lambda_e < 0.6$  **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0.3$  **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Il calcolo del tasso di deconfinamento critico  $\lambda_e$  con il criterio di Panet è stato eseguito con riferimento alle sezioni di studio solo per alta copertura.

### 5.3.3 Analisi della stabilità del fronte con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte.

L'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata nella Formazione Morenica, oltre che alle situazioni di galleria negli attraversamenti nella zona in faglia.

I valori geometrici per le verifiche eseguite risultano:

Tipologia	Larghezza scavo (m)	Altezza scavo (m)	Copertura (m)	Lunghezza di scavo (m)
<b>Sezione tipo C</b>	<b>15.20</b>	<b>10.95</b>	<b>25.00</b>	<b>1.0</b>

Tabella 5.3 – Caratteristiche geometriche per verifiche con criterio di Tamez

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

I parametri geotecnici utilizzati risultano:

Tipologia	Peso specifico (kN/mc)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (°)	K0 (-)
<b>Sezione tipo C</b>	<b>21</b>	<b>8</b>	<b>28.35</b>	<b>0.525</b>

Tabella 5.4 – Caratteristiche geotecniche per verifiche con criterio di Tamez

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza = min (FSF; FS3) > 1.1, ovvero utilizzando  $\gamma_R = 1.1$  come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC "Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo".

Nella Tabella seguente viene riportato il calcolo del coefficiente di sicurezza FSF determinato con il metodo di Tamez (in assenza di interventi di stabilizzazione del fronte) per il tratto a bassa copertura in morena.

Il fattore minimo di sicurezza per la stabilità del fronte è pari a 1.1.

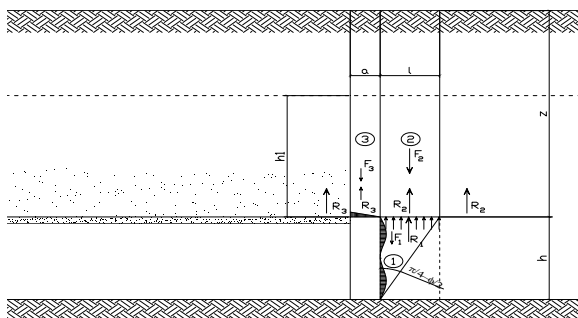
Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	FSF
9	6048.26 – 6118.26	25.00	Morena	V	0.14

Tabella 5.5 – Sezioni analizzate della stabilità del fronte con Tamez in assenza di interventi

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO  
 TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA  
 NESSUN CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

GEOMETRIA:	NOM.	VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b		m	15,20
Altezza dello scavo	h		m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z		m	25,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a		m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w		m	100,00
Diametro equivalente	D		m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:				
Peso specifico del terreno	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>		21,00
Peso specifico dell'acqua	$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>		10,00
Coazione drenata del terreno da scavare	$c_1$	kPa		8,00
Coazione drenata del terreno da scavare con vr	$c_1$	kPa		8,00
Coazione drenata del terreno sopra la calotta	$c_2$	kPa		8,00
Angolo d'attrito del terreno	$\phi$	°		28,35
Pressione di sostegno al fronte	$p$	kPa		0,00
Coefficiente di spinta attiva	$k_a = \sigma_H / \sigma_V$			0,525
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 = \sigma_H / \sigma_{V0}$			0,356
Pressione interstiziale	u	kPa		0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria: (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per $z/D \geq 3$				
	$z/D = 1,84$	=====>	$h_1$	m	25,00
Tunnel superficiali	per $z/D < 3$		<b>TUNNEL SUPERFICIALE</b>		
Profondità del cono frontale			l	m	6,53
	$l = h \cdot \tan(\pi/4 - \phi/2)$				

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[ w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_1 \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot h}{\sqrt{k_0}} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u] \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[ \frac{3,4 \cdot c_1 \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot h}{\sqrt{k_0}} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

Nel caso in oggetto:

$\tau_{m2}$	kPa	3,96
$\tau_{m3}$	kPa	8,00

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3}) + 2 \cdot \tau_{m3} \cdot \left[ \frac{h}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h}{h} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \right]}{\left[ 1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})} \right] \cdot [\gamma \cdot z - \rho]} = 0,14$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3} \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right)}{\gamma \cdot z - P_1} = 0,81$$

### 5.3.4 Commento alle analisi

Le analisi effettuate in **Classe III e in Classe IV**, sia per sezione corrente e sia per sezione in piazzola di sosta, mostrano chiaramente un comportamento assimilabile alla **categoria A**.

L'analisi in **zona di faglia** (Classe V) mostra una situazione di sostanziale stabilità sia con riferimento al fronte che al cavo. Tuttavia, dato che lo scavo intercetterà un ammasso intensamente fratturato ed alterato, al fine di evitare il detensionamento del fronte di scavo e conseguentemente eccessivi fenomeni di decompressione del cavo, si classifica tale sezione con un comportamento assimilabile alla **categoria B**.

L'analisi nella zona in **morena** ha mostrato che la stabilità dello scavo non è compatibile in assenza di interventi in grado di ricreare in modo artificiale l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile. Il comportamento della sezione allo scavo è quindi assimilabile alla **categoria C**.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	Categoria
1	5270 - 5420	37.50	Gneiss	IV	A
2	PIAZZOLA 1	30.00	Gneiss	IV	A
3	5420 - 5480	41.50	Gneiss	III	A
4	5480-5490	42.50	Gneiss	IV	A
5	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V	B
6	5520 - 6010	91.50	Gneiss	III	A
7	PIAZZOLA 2-3	77.00	Gneiss	III	A
8	6010 – 6048.26	30.50	Gneiss	IV	A
<b>9</b>	<b>6048.26 – 6118.26</b>	<b>25.00</b>	<b>Morena</b>	<b>V</b>	<b>C</b>

Tabella 5.6 – Categoria di comportamento per le sezioni di studio

Si ritiene pertanto necessario adottare nelle zone in cui il comportamento allo scavo è di tipo B o C interventi di consolidamento del fronte allo scopo di controllare la risposta deformativa del fronte e il detensionamento dell'ammasso.

Per la Sezione in Classe V in morena si prevede un intervento di preconsolidamento del fronte di scavo mediante colonne in jet-grouting armate con tubi in VTR.

Nel seguito si riportano i calcoli per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte di scavo.

### 5.3.5 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in morena.

I preconsolidamenti al contorno del cavo e sul fronte saranno eseguiti mediante jet grouting.

Mediante tale tecnologia è possibile creare al contorno della sezione di scavo una fascia di terreno consolidato di modesto spessore (60÷80 cm) in grado di assorbire per le elevate caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione monoassiale compresa tra 4,0 e 8,0 MPa), i flussi di tensione generati dallo scavo a prezzo di modeste deformazioni.

L'impiego di tale tecnologia è ormai largamente diffusa e risulta particolarmente appropriata nella situazione tipica che sarà incontrata durante lo scavo della galleria vista la presenza di materiale granulare pronto a franare e la contemporanea vicinanza, in particolare modo nelle zone prospicienti gli imbocchi a bassa copertura, di manufatti ed edifici, con la conseguente necessità di limitare al minimo i cedimenti.



Le colonne saranno eseguite mediante il sistema monofluido che consiste nella fratturazione del terreno mediante getti di miscela di cemento ad alta pressione (fino a 50 MPa) con contemporanea miscelazione in posto.

Tenendo conto del fuso granulometrico dei terreni interessati dallo scavo si è ipotizzato un diametro delle colonne pari a 60 cm, da verificarsi prima dell'inizio dei lavori con un apposito campo prove.

Per quanto riguarda la resistenza delle colonne il valore solitamente preso a riferimento per caratterizzare la resistenza del terreno trattato è la resistenza alla compressione non confinata ( $\sigma_c$ ), facilmente correlabile al modulo di deformazione secondo valori sperimentali reperibili in letteratura.

Per le colonne consolidate si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico:  $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
- resistenza a compressione non confinata:  $\sigma_c = 7.0 \text{ MPa}$
- coesione:  $c' = 200 \text{ kPa}$
- angolo di attrito:  $\varphi' = 45^\circ$
- modulo di deformazione:  $E' = 150 \times \sigma_c = 1050 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$

L'intervento di jet-grouting al fronte di scavo viene simulato calcolando un aumento di coesione.

L'incremento di coesione del materiale consolidato viene valutato come media pesata fra l'ammasso non interessato dal jet-grouting e la porzione di ammasso trattata con il jetting (trascurando, cautelativamente, gli elementi strutturali inseriti).

$$(c_{\text{amm}} \cdot A_{\text{amm}}) + (c_{\text{jet-grouting}} \cdot A_{\text{jet-grouting}}) = c^* \cdot A^* \quad \text{dove:}$$

- $c_{\text{amm}}$  = coesione dell'ammasso originario pari a 10 kPa;
- $A_{\text{amm}}$  = area dell'ammasso non interessata dal jetting;
- $c_{\text{jet-grouting}}$  = coesione dell'ammasso interessato dal jet-grouting pari a 200 kPa;
- $A_{\text{jet-grouting}}$  = area del fronte di scavo interessata dal trattamento di jet-grouting;
- $c^*$  = coesione equivalente;
- $A^*$  = area totale del fronte di scavo, pari a circa 145 m<sup>2</sup>.

Si considerano quindi delle colonne in jet-grouting caratterizzate da un diametro nominale pari a 600 mm e risolvendo l'equazione si ricava la coesione equivalente  $c^*$  che verrà inserita nel metodo di Tamez per valutare la stabilità del fronte di scavo.

- per 45 colonne consolidate sul fronte  $c^* = 26.66 \text{ kPa}$ ;
- per 55 colonne consolidate sul fronte  $c^* = 30.37 \text{ kPa}$ ;
- Per 65 colonne consolidate sul fronte  $c^* = 34.07 \text{ kPa}$ .

Gli elementi strutturali (Tubi 60/40) in questo caso saranno inseriti con riperforazione baricentrica alle colonne consolidate sul fronte di scavo per conferire al consolidamento una resistenza a trazione, al terreno un incremento di coesione, funzione della resistenza al taglio del materiale, e una contemporanea azione di contenimento sul volume da scavare schematizzabile attraverso una **“pressione di contenimento al fronte”**, funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione degli elementi utilizzati (Grasso, Peila e Blondeau, Christiansen, Guilloux, Schlöner).

La forza di taglio limite dell'elemento è pari a:

$$T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1 \quad \text{dove:}$$

B = diametro esterno delle colonne consolidate (0.60m);

$L_o = (4 \times E_{vtr} \times I / Et)^{0,25}$  lunghezza libera d'inflessione:

$p_1$  = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

$$T_t = A_{vtr} \times \sigma_y \quad \text{dove:}$$

$A_{vtr}$  = area dell'elemento strutturale:

$\sigma_y$  = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 MPa.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra malta e terreno risulta:

$$T_{c1} = \pi \times B \times L \times \tau_{c1}$$

$\tau_{c1}$  = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente per terreni incoerenti con  $N_{spt} = 30$  e ottenendo un valore di aderenza pari a 0.15 MPa.

L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra vtr e malta risulta:

$$T_{c2} = \pi \times D \times L \times \tau_{c2}$$

$\tau_{c2}$  = aderenza tra barra in vtr e colonna consolidata assunta pari a 1.290 MPa pari al valore dell'aderenza  $f_{bd}$  del jet grouting con  $R_{ck} = 10$  MPa:

D = diametro del tubo in vtr (0.06m):

L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La pressione di contenimento equivalente esercitata dagli "N" elementi strutturali sul fronte di scavo risulta:

$$p_c = \frac{\min T_t, T_{c1,2}}{\text{Area influenza}}$$

I calcoli di verifica hanno portato ai seguenti coefficienti di sicurezza FSF:

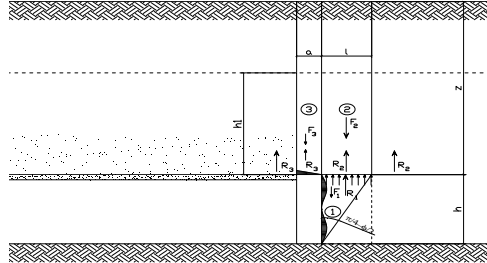
- Per ricoprimenti sino a 15.0 m con 45 colonne consolidate FSF= 1.38 > 1.1;
- Per ricoprimenti sino a 20.0 m con 55 colonne consolidate FSF= 1.20 > 1.1;
- Per ricoprimenti sino a 25.0 m con 65 colonne consolidate FSF= 1.17 > 1.1.

**TITOLO:** S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO  
**TITOLO1:** GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA  
 FINO A 15.0 M CON 45 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vr	A	m <sup>2</sup>	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vr	J	m <sup>4</sup>	5,200E-07
Modulo di elasticità del tubo in vr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vr	s <sub>y</sub>	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E <sub>t</sub>	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p <sub>1</sub>	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ <sub>c1</sub>	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ <sub>c2</sub>	kPa	1290
Area di scavo	A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	145,00
Numero di vr al fronte	N <sub>v</sub>		45
Area d'influenza del consolidamento	A <sub>k</sub>	m <sup>2</sup>	3,22
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione:			
L <sub>0</sub> =(4E <sub>t</sub> J/E) <sup>0,25</sup>	L <sub>0</sub>	m <sup>4</sup>	0,21
Reazione limite di taglio:			
T <sub>n</sub> = 0.5 x B x L <sub>0</sub> x p <sub>1</sub>	T <sub>n</sub>	kN	96,10
Reazione limite di trazione:			
T <sub>t</sub> = A x s <sub>y</sub>	T <sub>t</sub>	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno:			
T <sub>c1</sub> = π x B x τ <sub>c1</sub> x L	T <sub>c1</sub>	kN	2261,95
Reazione allo sfilamento vtr-guaina:			
T <sub>c2</sub> = π x D x τ <sub>c2</sub> x L	T <sub>c2</sub>	kN	1945,27
Incremento di pressione equivalente:	D <sub>e</sub>	kPa	29,82
Pressione equivalente di contenimento:	p	kPa	243,62

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	15,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m <sup>3</sup>	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' <sub>1</sub>	kPa	34,66
Coesione drenata del terreno da scavare con vr	c <sub>1</sub>	kPa	64,48
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c <sub>2</sub>	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	243,62
Coefficiente di spinta attiva	k <sub>a</sub> =σ <sub>v</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>a</sub>	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k <sub>0</sub> =σ <sub>h</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>0</sub>	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



**Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:**  
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3	z/D = 1,10	h <sub>1</sub>	m	15,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3		<b>TUNNEL SUPERFICIALE</b>		
Profondità del cono frontale			l	m	6,53
l = h x tan(π(4-φ)/2)					

**Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:**

$$\begin{aligned}
 \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u \cdot \tan \phi \\
 \tau_{m3} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ \frac{3,4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2
 \end{aligned}$$

<b>Nel caso in oggetto:</b>	τ <sub>m2</sub>	kPa	51,14
	τ <sub>m3</sub>	kPa	8,00

**Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:**

$$FSF = \frac{\left[ \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + \frac{a}{l})} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_a}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 1,38$$

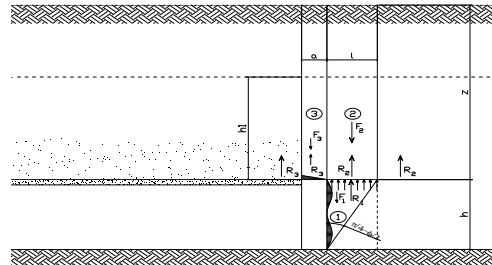
$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left( \frac{h_1}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right) = 3,58$$

**TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO**  
**TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA**  
**FINO A 20.0 M CON 55 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE**

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vtr	A	m <sup>2</sup>	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m <sup>4</sup>	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s <sub>y</sub>	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E <sub>t</sub>	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p <sub>t</sub>	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ <sub>c1</sub>	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ <sub>c2</sub>	kPa	1290
Area di scavo	A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	145,00
Numero di vtr al fronte	N <sub>t</sub>		55
Area d'influenza del consolidamento	A <sub>i</sub>	m <sup>2</sup>	2,64
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
<b>Lunghezza d'inflessione:</b>			
L <sub>0</sub> =(4E <sub>t</sub> J/E <sub>t</sub> ) <sup>1/2</sup>	L <sub>0</sub>	m <sup>4</sup>	0,21
<b>Reazione limite di taglio:</b>			
T <sub>n</sub> = 0.5 x B x L <sub>0</sub> x p <sub>t</sub> =	T <sub>n</sub>	kN	96,10
<b>Reazione limite di trazione:</b>			
T <sub>t</sub> = A x s <sub>y</sub> =	T <sub>t</sub>	kN	785,00
<b>Reazione allo sfilamento guaina terreno:</b>			
T <sub>c1</sub> = π x B x τ <sub>c1</sub> x L =	T <sub>c1</sub>	kN	2261,95
<b>Reazione allo sfilamento vtr-guaina:</b>			
T <sub>c2</sub> = π x D x τ <sub>c2</sub> x L =	T <sub>c2</sub>	kN	1945,27
<b>Incremento di pressione equivalente:</b>	D <sub>e</sub>	kPa	36,45
<b>Pressione equivalente di contenimento:</b>	p	kPa	297,76

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m <sup>3</sup>	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' <sub>1</sub>	kPa	38,37
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c <sub>1</sub>	kPa	74,82
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c <sub>2</sub>	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	297,76
Coefficiente di spinta attiva	k <sub>a</sub> =σ <sub>h</sub> /σ <sub>v</sub>	k <sub>a</sub>	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k <sub>0</sub> =σ <sub>h</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>0</sub>	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



**Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:**  
**(secondo Protodyakonov)**

Tunnel profondi	per z/D >= 3	z/D = 1,47	h <sub>1</sub>	m	20,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3				<b>TUNNEL SUPERFICIALE</b>
Profondità del cuneo frontale			l	m	6,53
l = h x tan(π/4 - φ/2)					

**Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:**

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u] \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

**Nel caso in oggetto:**

σ <sub>m2</sub>	kPa	59,78
σ <sub>m3</sub>	kPa	8,00

**Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:**

$$FSF = \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3}) + 2 \cdot \tau_{m3} \cdot \frac{h}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{\theta}{\gamma}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h}{b} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{\theta}{\gamma}) \cdot \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{\theta}{\gamma})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 1,20$$

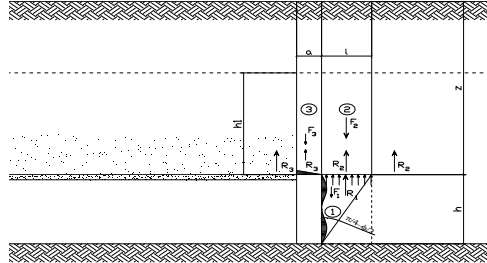
$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{\theta}{\gamma} \right) = 2,79$$

**TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO**  
**TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA**  
**FINO A 25.0 M CON 65 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE**

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vr	A	m <sup>2</sup>	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vr	J	m <sup>4</sup>	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vr	s <sub>y</sub>	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E <sub>t</sub>	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p <sub>1</sub>	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ <sub>c1</sub>	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ <sub>c2</sub>	kPa	1290
Area di scavo	A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	145,00
Numero di vr al fronte	N <sub>v</sub>		65
Area d'influenza del consolidamento	A <sub>k</sub>	m <sup>2</sup>	2,23
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
<b>Lunghezza d'inflessione:</b>			
L <sub>0</sub> =(4E <sub>t</sub> J/E) <sup>0,25</sup>	L <sub>0</sub>	m <sup>4</sup>	0,21
<b>Reazione limite di taglio:</b>			
T <sub>n</sub> = 0.5 x B x L <sub>0</sub> x p <sub>1</sub>	T <sub>n</sub>	kN	96,10
<b>Reazione limite di trazione:</b>			
T <sub>t</sub> = A x s <sub>y</sub>	T <sub>t</sub>	kN	785,00
<b>Reazione allo sfilamento guaina terreno:</b>			
T <sub>c1</sub> = π x B x τ <sub>c1</sub> x L	T <sub>c1</sub>	kN	2261,95
<b>Reazione allo sfilamento vtr-guaina:</b>			
T <sub>c2</sub> = π x D x τ <sub>c2</sub> x L	T <sub>c2</sub>	kN	1945,27
<b>Incremento di pressione equivalente:</b>	D <sub>e</sub>	kPa	43,08
<b>Pressione equivalente di contenimento:</b>	p	kPa	351,90

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	25,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m <sup>3</sup>	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' <sub>1</sub>	kPa	42,07
Coesione drenata del terreno da scavare con vr	c <sub>1</sub>	kPa	85,15
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c <sub>2</sub>	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	351,90
Coefficiente di spinta attiva	k <sub>a</sub> =σ <sub>v</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>a</sub>	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k <sub>0</sub> =σ <sub>h</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>0</sub>	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



**Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:**  
**(secondo Protodyakonov)**

Tunnel profondi	per z/D >= 3	z/D = 1,84	h <sub>1</sub>	m	25,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3		<b>TUNNEL SUPERFICIALE</b>		
Profondità del cono frontale			l	m	6,53
l = h x tan(π(4-φ)/2)					

**Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:**

$$\begin{aligned}
 \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] \cdot \tan \phi \\
 \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ \frac{3,4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2
 \end{aligned}$$

<b>Nel caso in oggetto:</b>	τ <sub>m2</sub>	kPa	68,40
	τ <sub>m3</sub>	kPa	8,00

**Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:**

$$FSF = \frac{\left[ \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + \frac{a}{l})} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_a}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = \mathbf{1,17}$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \left( \frac{h_1}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right) = \mathbf{2,46}$$

## 6 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA)

Nel presente capitolo verranno definiti gli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi). Sono descritte le sezioni tipo di avanzamento e la successione delle fasi esecutive ed i campi di applicazione.

### 6.1 SEZIONE TIPO GD-C1

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V e in corrispondenza dell'edificio 12 e 14).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm interasse trasversale 0.60 m L=18.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.60 m, L=18.00 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 sino a 15.0m di copertura, di n. 55 sino a 20m di copertura e n. 65 sino a 25m di copertura colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm L=18.00 m, armate con tubi in VTR  $\Phi 60/40$  cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte in corrispondenza dell'edificio 12 è prevista una perforazione a vuoto dal fronte di scavo di 10.0m di lunghezza atto a stabilire un alto controllo deformativo del cavo e a salvaguardia dell'edificio;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato  $sp=25$  cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

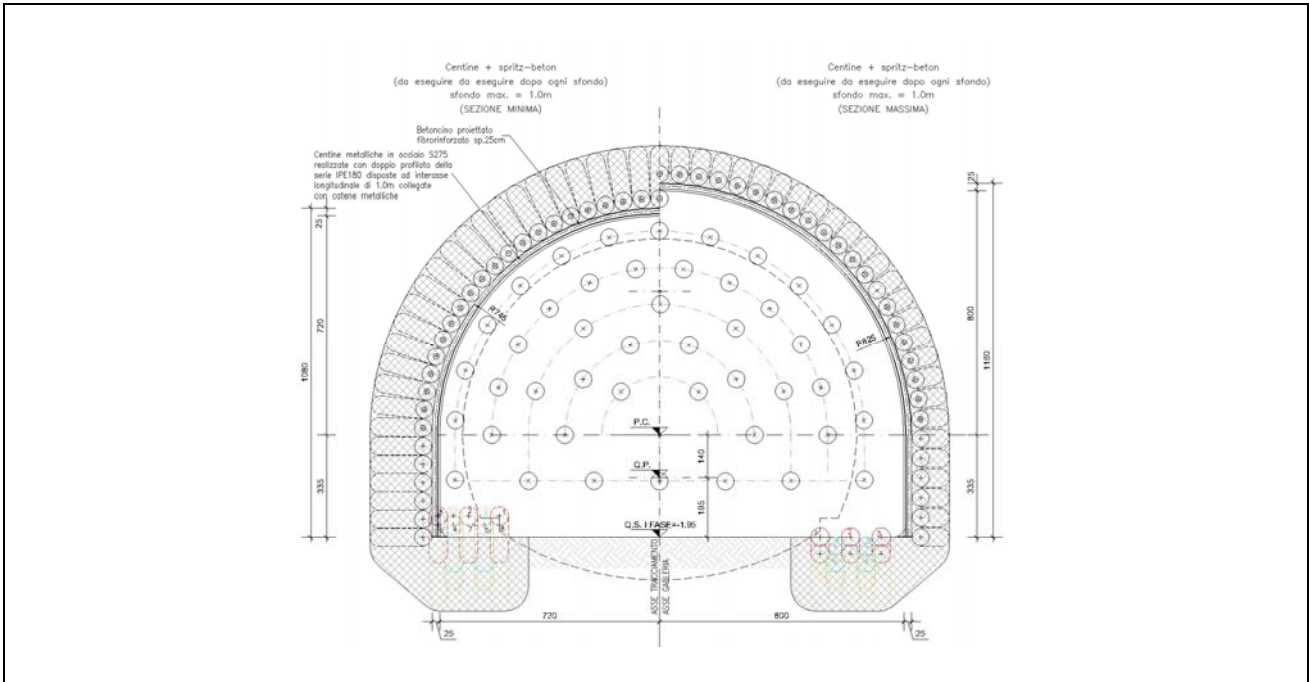


Figura 6.1 – Sezione di scavo tipo GD-C1 - Sezione trasversale

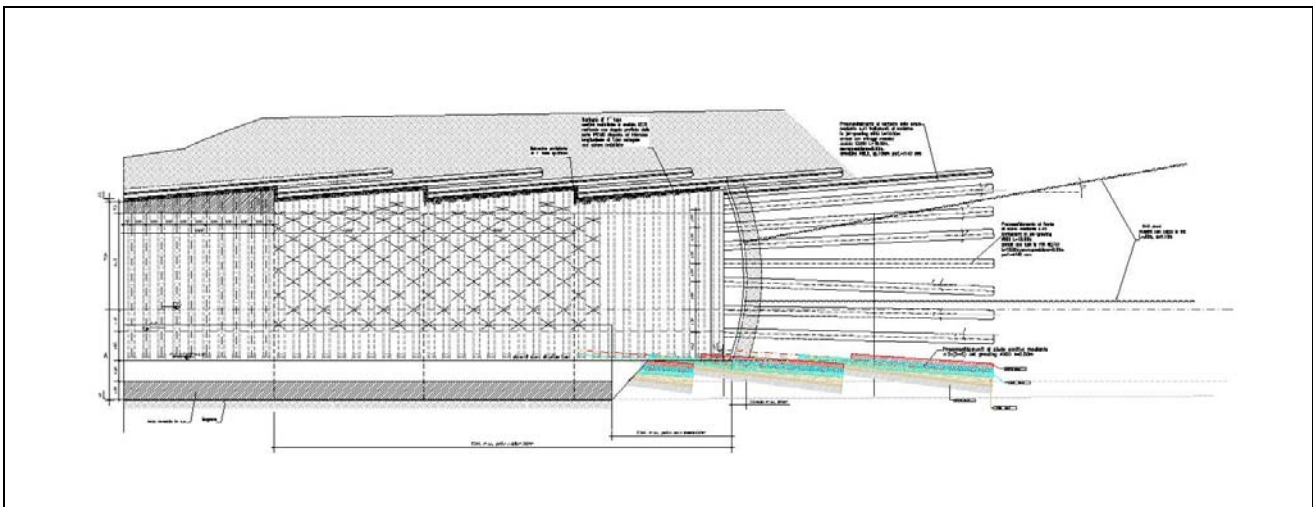


Figura 6.2 – Sezione di scavo tipo GD-C1 - Sezione longitudinale

## 6.2 SEZIONE TIPO GD-C2

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V e in corrispondenza dell'edificio 12).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm interasse trasversale 0.60 m L=15.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e

- spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=15.00 m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.60 m, L=15.00 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm L=15.00 m, armate con tubi in VTR  $\Phi 60/40$  cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=15.00 m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte in corrispondenza dell'edificio 12 è prevista dal fronte di scavo una perforazione a vuoto di 6.0m di lunghezza atto a stabilire un alto controllo deformativo del cavo e a salvaguardia dell'edificio;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

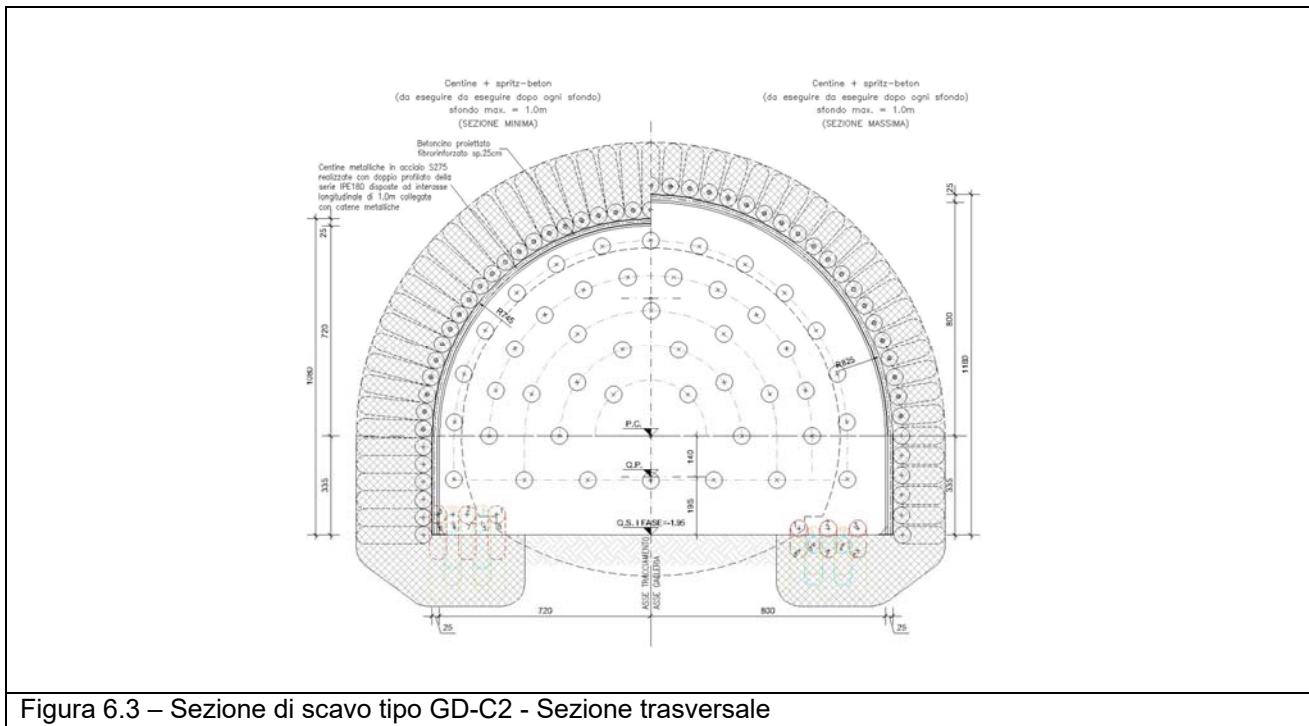


Figura 6.3 – Sezione di scavo tipo GD-C2 - Sezione trasversale



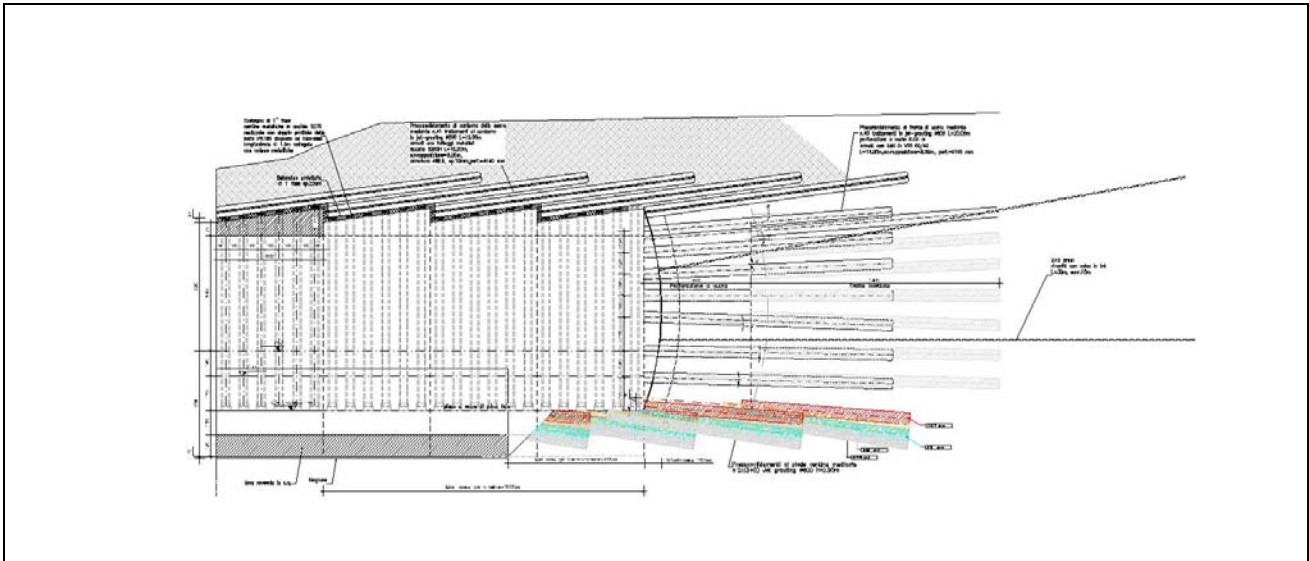


Figura 6.4 – Sezione di scavo tipo GD-C2 - Sezione longitudinale

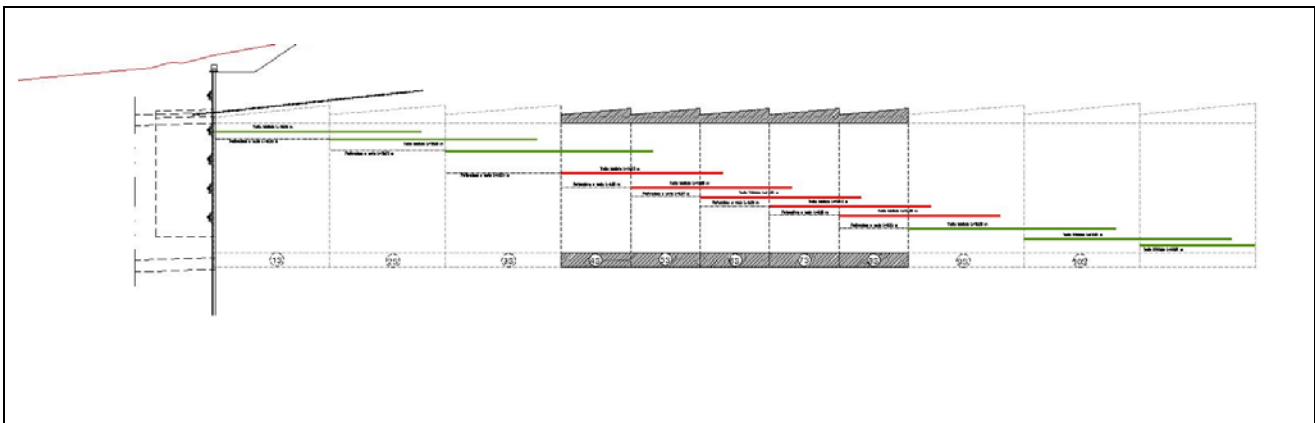


Figura 6.5 – Sezione di scavo tipo GD-C2 – Schema delle fasi di consolidamento del fronte in corrispondenza degli edifici 12 e 14.

### 6.3 SEZIONE TIPO GD-C3 CONCIO D'ATTACCO

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V in corrispondenza dei due imbocchi).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm interasse trasversale 0.60 m L=18.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=20.00 m (2.0m per preanello), campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.60 m, L=18.00 m e sovrapposizione 8.00 m;

- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm L=18.00 m, armate con tubi in VTR  $\Phi 60/40$  cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte è prevista una perforazione a vuoto di 10.0m di lunghezza a partire dal concio d'attacco per il consolidamento del secondo campo della sezione tipo C1;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrinforzato  $sp=25$  cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.50 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

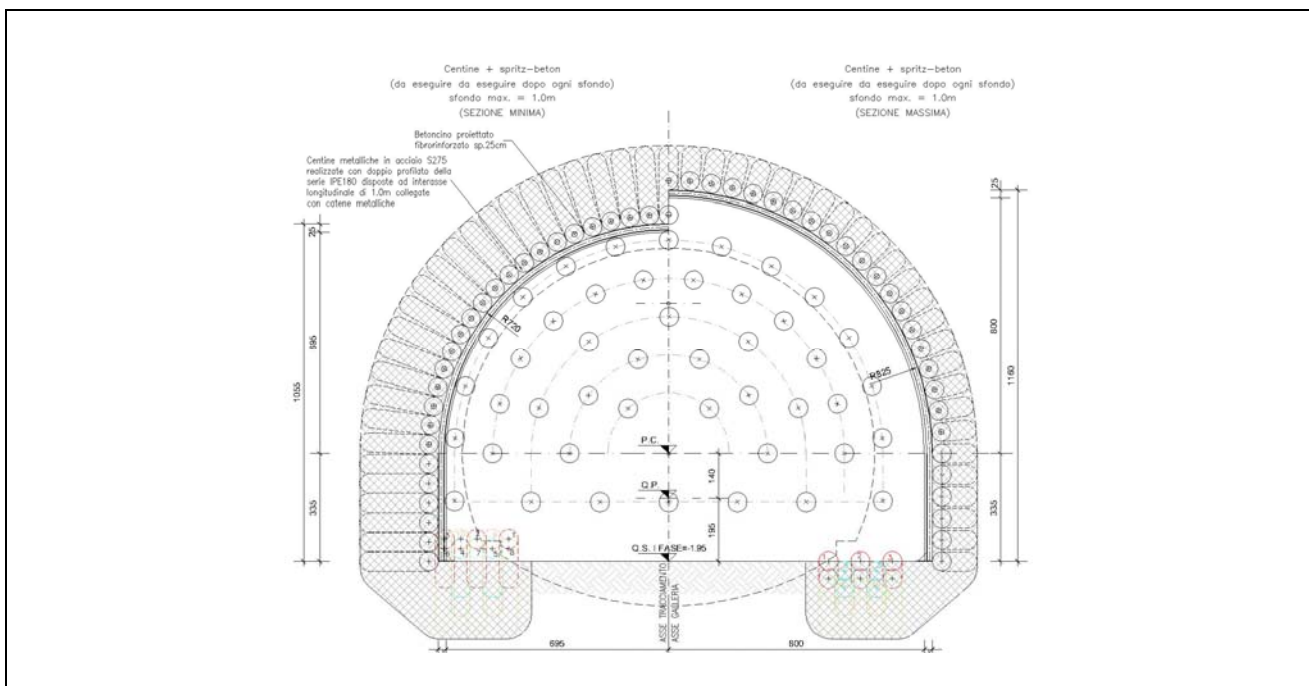


Figura 6.6 – Sezione di scavo tipo GD-C3 Concio d'attacco - Sezione trasversale

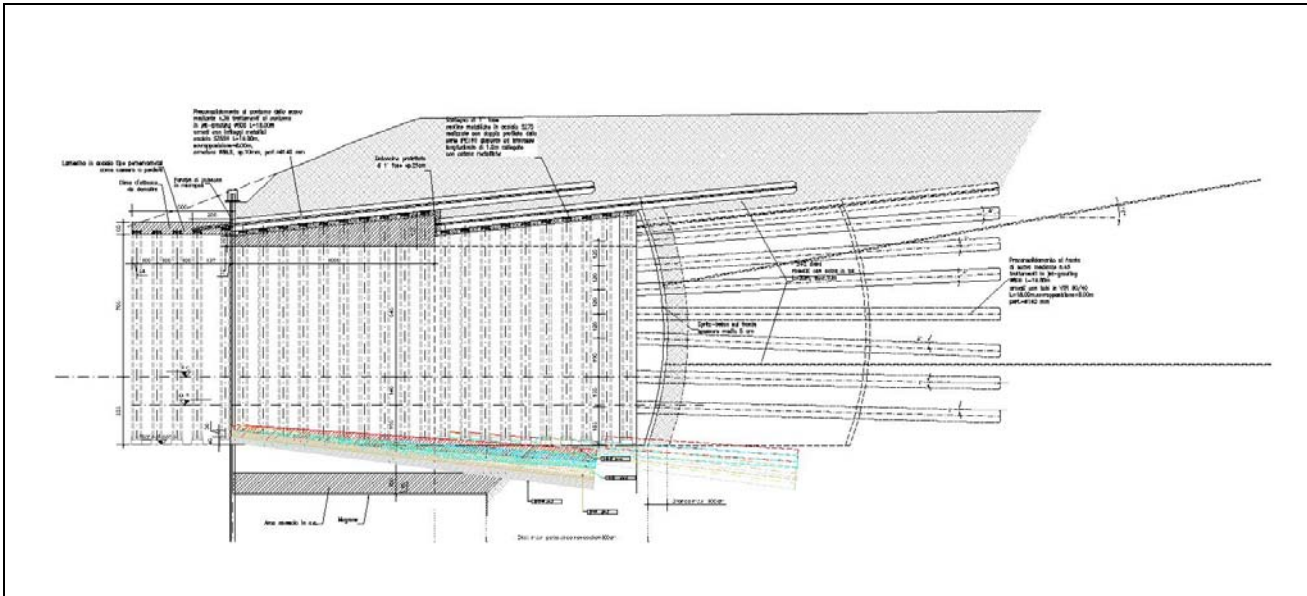


Figura 6.7 – Sezione di scavo tipo GD-C3 Concio d'attacco - Sezione longitudinale

#### 6.4 SEZIONE TIPO GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO-GNEISS

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso caratterizzato da depositi morenici in calotta e nella fascia di alterazione dello Gneiss al di sotto della calotta).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento  $L=30.00$  m, sovrapposizione  $10.00$  m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm interasse trasversale  $0.60$  m  $L=18.00$  m, armate con tubi metallici diametro esterno  $88.9$  mm e spessore  $10.0$  mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione  $140$ mm), lunghezza  $L=18.00$  m, campo utile  $10.0$ m e sovrapposizione  $8.00$ ;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 40 colonne in jet-grouting  $\Phi=600$  mm  $L=18.00$  m, armate con tubi in VTR  $\Phi 60/40$  cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione  $140$ mm) lunghezza  $L=18.00$  m, campo utile  $10.0$ m e sovrapposizione  $8.00$  m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di  $1.00$  m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato  $sp=25$  cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo  $1.00$  m;
- getto dell'arco rovescio di  $100$  cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di  $8.0$  m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra  $0.50$  m e  $1.55$  m in calotta da eseguirsi a una distanza di  $30.0$  m rispetto al fronte di scavo.

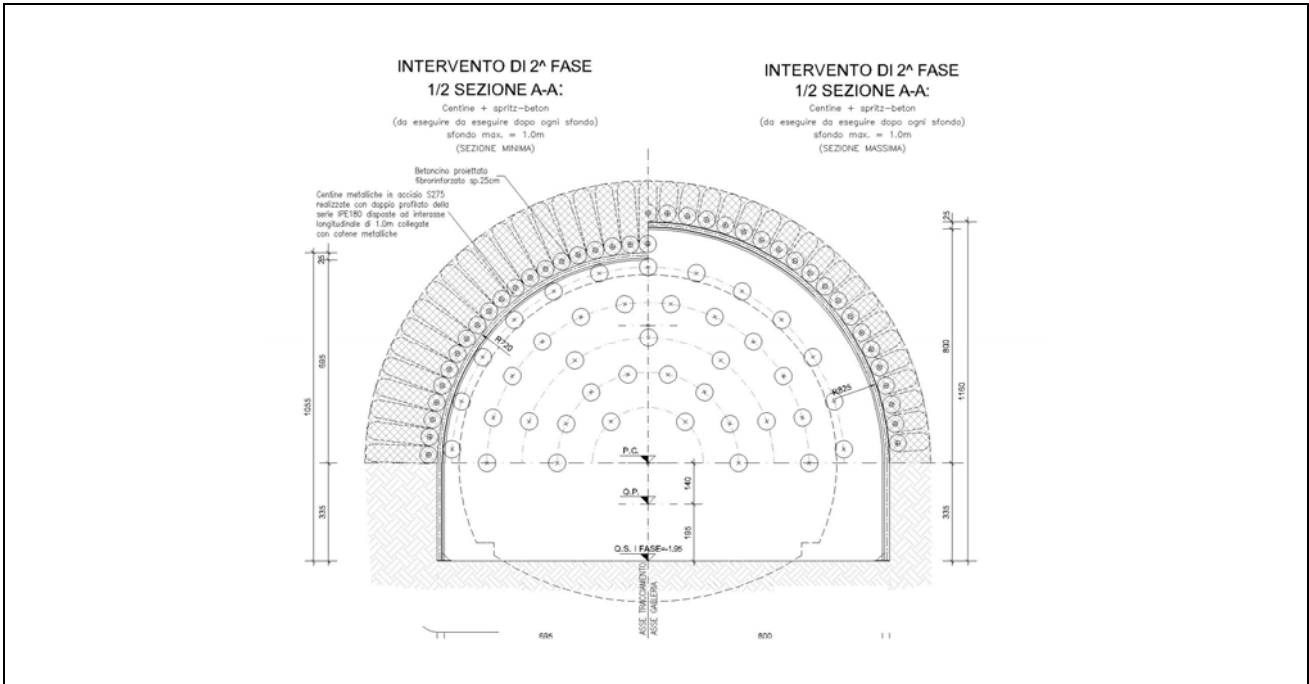


Figura 6.8 – Sezione di scavo tipo GD-C4 Transizione Detritite-Gneiss - Sezione trasversale

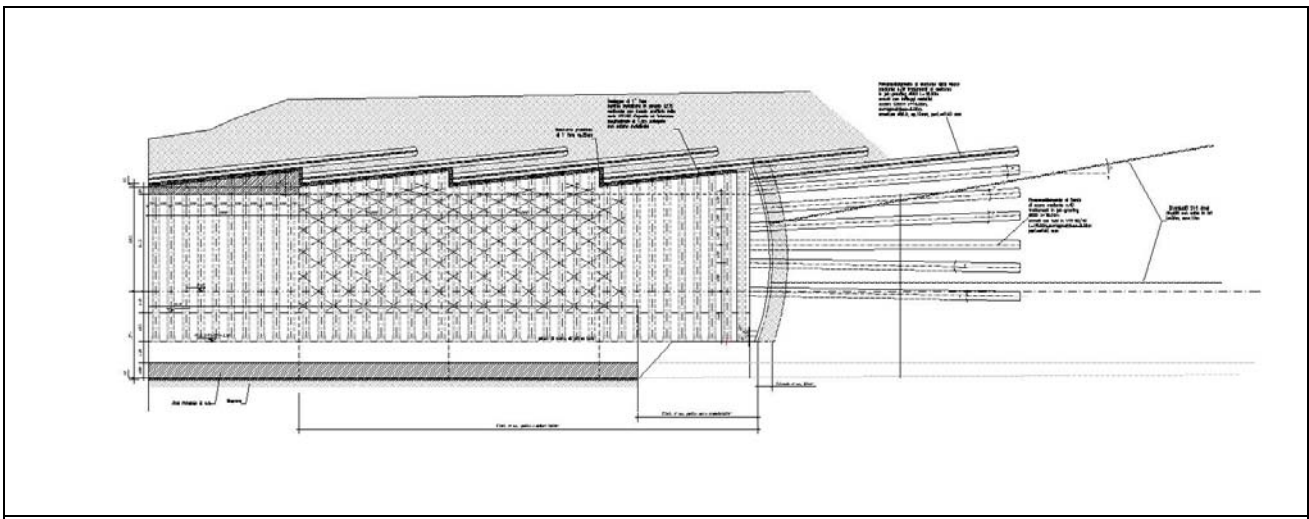


Figura 6.9 – Sezione di scavo tipo GD-C4 Transizione Detritite-Gneiss - Sezione longitudinale

## 7 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La successione delle fasi esecutive, lo stato tensionale e deformativo indotto nell'ammasso dallo scavo della galleria e le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti di prima fase e sui rivestimenti definitivi per le differenti fasi di maturazione sono state analizzate con il metodo delle differenze finite, utilizzando il codice di calcolo **FLAC**.

Il programma consente di studiare problemi di ingegneria geotecnica in condizioni di deformazione piana o assialsimmetrica, riproducendo la storia di carico del terreno e dei sostegni, e fornendo al termine di ogni fase di carico il quadro tensio-deformativo nell'ammasso e negli elementi di sostegno.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piana modellando l'effetto della distanza dal fronte con le curve di deconfinamento.

Per il terreno è stato assunto un modello costitutivo elasto-plastico perfetto con **criterio di resistenza di Mohr-Coulomb** e legge di flusso non associata.

Dato che la galleria verrà realizzata al disotto di un pendio, si è cercato di ricostruire lo stato di sforzo preesistente allo scavo che è condizionato dalla presenza del pendio stesso, utilizzando la metodologia di analisi proposta da Hoek [19].

Nei modelli di calcolo più superficiali si è generato in una prima fase lo stato di sforzo con il piano di campagna orizzontale e quindi si è scavato il pendio per ottenere la distribuzione delle tensioni preesistenti alla realizzazione della galleria. Gli spostamenti vengono contestualmente azzerati da questa fase di calcolo in poi.

Gli elementi di sostegno possono essere introdotti nel modello di calcolo come di seguito indicato:

- **Bulloni:** sono stati simulati per mezzo di elementi Bolts di lunghezza e disposizione prescelta ai quali viene assegnata la tipologia di barra utilizzata, lo spessore e le caratteristiche di resistenza desiderate;
- **Spritz-beton:** è stato simulato per mezzo di elementi Beam (assegnati legge costitutiva e parametri caratteristici del materiale);
- **Spritz-beton e centine:** è stato simulato per mezzo di elementi Beam considerando uno spessore ed un modulo elastico equivalente in modo da simulare l'effetto stabilizzante di un rivestimento integrato.

Lo spritz-beton e le centine sono stati simulati come materiali a comportamento elastico-lineare, mentre per la valutazione dello spessore equivalente e del modulo elastico equivalente del sostegno integrato spritz-beton+centine si è utilizzato il metodo proposto da Oreste [24].

Le verifiche dei rivestimenti di prima fase sono state eseguite allo SLU secondo la Combinazione A1+M1+R1, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono quelli caratteristici (coefficienti parziali del gruppo M1), mentre i coefficienti parziali amplificativi delle azioni (A1) sono applicati direttamente alle sollecitazioni in output al modello di calcolo.

La verifica strutturale del rivestimento definitivo è stata anche condotta utilizzando "il metodo delle reazioni iperstatiche", perché maggiormente cautelativo in termini di sollecitazioni.

### 7.1 MODELLO DI CALCOLO PER LE ANALISI AL CONTINUO EQUIVALENTE

Al fine di individuare il comportamento statico e deformativo sono state effettuate una serie di verifiche condotte con il codice di calcolo FLAC, messe a punto per lo studio delle fasi di scavo della galleria e per la determinazione delle sollecitazioni sui rivestimenti.

Nelle analisi numeriche condotte, lo scavo viene simulato grazie all’impiego delle “**forze di scavo**”, ovvero riducendo progressivamente un sistema di forze applicate in direzione radiale al profilo di scavo, atte a simulare il concetto di “effetto fronte”. In tal modo è possibile simulare il progressivo incremento dei carichi sulle strutture di rivestimento di prima e seconda fase con il progredire degli avanzamenti.

La riduzione è svolta sulla base delle raccomandazioni dell’AFTES (cfr. Recommendation for use of convergence confinement method) che consente di valutare la variazione del tasso di confinamento  $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_o$  in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo.

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo **FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua)**, sviluppato da ITASCA Consulting, 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, in genere di maglie quadrilatera (elementi quadrilateri e/o triangolari), 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.

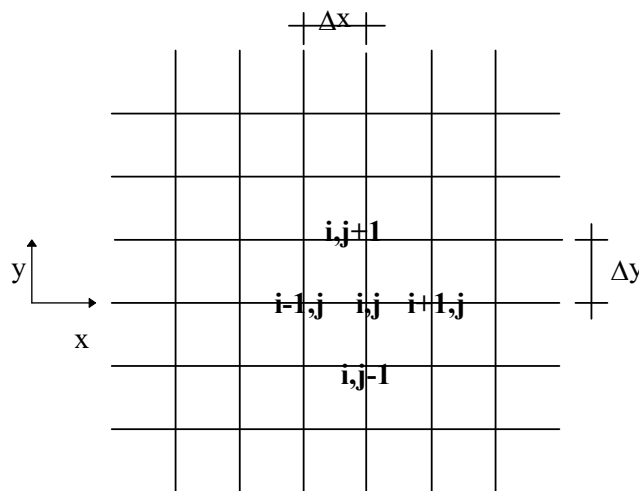
Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante  $t$  una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y, e per le derivate di ordine superiore.



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, illustrata schematicamente nella figura seguente, 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 gridpoint 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.

## 7.2 VALUTAZIONE DEL DECONFINAMENTO

Il deconfinamento è stato valutato adottando la tecnica del “softening”, ovvero considerando il materiale all’interno del cavo come mezzo elastico a rigidità nulla e riducendo progressivamente lo stato di sforzo interno così da simulare lo scarico tensionale secondo la curva di deconfinamento.

La curva di deconfinamento, esprimendo l’influenza della distanza della sezione piana di analisi dal fronte mediante una pressione fittizia, permette di modellare in analisi piane il comportamento del rivestimento nelle sue varie fasi di messa in opera rispetto alla posizione del fronte di scavo.

Nelle analisi delle sezioni ad alta copertura è stata considerata la curva di deconfinamento di Panet [15] per mezzo elastico-lineare, in quanto la risposta del mezzo allo scavo in queste condizioni di copertura e di ammasso è di tipo elastico.

Anche nelle analisi delle sezioni a bassa copertura è stata assunta la curva di deconfinamento di Panet [15] per mezzo elastico-lineare, poiché ritenuta cautelativa ai fini della determinazione delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

## 7.3 VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO

I preconsolidamenti al contorno del cavo e sul fronte saranno eseguiti mediante jet grouting.

Mediante tale tecnologia è possibile creare al contorno della sezione di scavo una fascia di terreno consolidato di modesto spessore (60÷80 cm) in grado di assorbire per le elevate caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione monoassiale compresa tra 4,0 e 8,0 MPa), i flussi di tensione generati dallo scavo a prezzo di modeste deformazioni.

Le colonne saranno eseguite mediante il sistema monofluido che consiste nella fratturazione del terreno mediante getti di miscela di cemento ad alta pressione (fino a 50 MPa) con contemporanea miscelazione in posto.

Tenendo conto del fuso granulometrico dei terreni interessati dallo scavo si è ipotizzato un diametro delle colonne pari a 60 cm, da verificarsi prima dell’inizio dei lavori con un apposito campo prove.

Per quanto riguarda la resistenza delle colonne il valore solitamente preso a riferimento per caratterizzare la resistenza del terreno trattato è la resistenza alla compressione non confinata ( $\sigma_c$ ), facilmente correlabile al modulo di deformazione secondo valori sperimentali reperibili in letteratura.

Per le colonne consolidate si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico:  $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
- resistenza a compressione non confinata:  $\sigma_c = 7.0 \text{ MPa}$
- coesione:  $c' = 200 \text{ kPa}$
- angolo di attrito:  $\varphi' = 45^\circ$
- modulo di deformazione:  $E' = 150 \times \sigma_c = 1050 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$

L’intervento di jet-grouting al fronte di scavo viene simulato calcolando un aumento di coesione.

## 7.4 VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono assegnate attribuendo agli elementi trave valori di spessore e di modulo elastico ricavati uguagliando rigidità normale e tangenziale del sistema reale, composto da centine e spritz, con rigidità normale e tangenziale di un



sostegno equivalente (Oreste, “Aspetti notevoli dell’analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici”, 2001).

$$\bar{E} \cdot \bar{s} = E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d}$$

$$\left| \frac{\bar{E} \cdot \bar{s}^3}{12} \right| = E_{cls} \cdot \frac{s^3}{12} + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d}$$

dove:

- $E_{cls}, E_{acc}$  = modulo elastico del calcestruzzo e dell’acciaio;
- $s$  = spessore del calcestruzzo proiettato;
- $\bar{s}$  = spessore equivalente;
- $\bar{E}$  = modulo equivalente.

Invertendo le precedenti relazioni si ottiene:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right|}{\left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right|}}$$

$$\bar{E} = \frac{\left( \left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right| \right)^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right|}}$$

L’area e l’inerzia equivalenti sono state ricavate con riferimento allo spessore equivalente secondo le precedenti formulazioni, ed avendo assunto per lo spritz un modulo elastico pari a 5000 MPa (Ribacchi, lembo-Fazio, “Il calcestruzzo proiettato come elemento strutturale nell’esecuzione degli scavi in sotterraneo” Milano 1994).

Ottenuto lo stato di sollecitazione nel sostegno equivalente ( $N_{tot}$ ,  $M_{tot}$ , e  $T_{tot}$ ), le sollecitazioni nelle centine e nel calcestruzzo proiettato sono ricavate nell’ipotesi che il momento flettente ed il taglio siano interamente assorbiti dalle centine metalliche, mentre lo sforzo normale  $N$  venga ripartito tra centine e spritz sulla base alle rigidezze normali:

$$N_{cen} = M_{tot} \cdot d$$

$$T_{cen} = T_{tot} \cdot d$$

$$N_{cen} = \frac{E_{acc}}{\bar{E}} \cdot \frac{A_{cen}}{\bar{s}} \cdot N_{tot}$$

$$N_{spritz} = N_{tot} - \frac{N_{cen}}{d}$$

essendo  $d$  il passo tra le centine.

Le verifiche statiche del rivestimento vengono condotte per le coppie ordinate (Msdu, Nsdu) rappresentanti lo stato di sollecitazione.

La verifica viene eseguita allo SLU, verificando che le sollecitazioni di calcolo siano interne al dominio di resistenza di progetto delle sezioni strutturali e cioè che risulti un coefficiente di sicurezza  $F_s \geq 1$ .

Le sollecitazioni di calcolo si ottengono amplificando quelle in output al programma con i coefficienti amplificativi A1, ovvero per 1.3 con riferimento alle azioni permanenti.

Si sottolinea che per lo spritz-beton, pur essendo fibrorinforzato, si è trascurata cautelativamente la resistenza alla trazione.

## 7.5 VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI

Per il calcolo a lungo termine del sistema di carichi verticali ed orizzontali gravanti sui rivestimenti definitivi, si impiega il metodo delle reazioni iperstatiche perché maggiormente cautelativo, in termini di sollecitazioni massime sul rivestimento definitivo, rispetto alle analisi FEM.

### Carichi verticali

I criteri impiegati per la determinazione dei carichi verticali agenti sul rivestimento della galleria sono i seguenti:

- **formazioni rocciose:** correlazione di Bieniawski, in funzione dell'indice RMR;
- **rocce tenere e terreni:** correlazione di Terzaghi, in funzione di  $c$  e  $\Phi$ .

#### **Correlazione di Bieniawski per formazioni rocciose**

- Per  $H \leq D$  ( $H$  = copertura e  $D$  = diametro equivalente della galleria)  
 $P_v = \gamma H$
- Per  $H > D$  ( $H$  = copertura e  $D$  = diametro equivalente della galleria)  
 $P_v = \gamma b (100 - RMR)/100$

Con:

$\gamma$  = peso di volume dell'ammasso;

$b$  = larghezza della galleria;

RMR = Rock Mass Rating di Bieniawski.

#### **Correlazione di Terzaghi per rocce tenere e terreni**

- Per  $H \leq B$  ( $H$  = copertura e  $B$  = dimensione caratteristica della galleria)  
 $P_v = \gamma H$
- Per  $B < H \leq 2.5 B$  ( $H$  = copertura e  $B$  = dimensione caratteristica della galleria)

$$P_v = \frac{B \cdot \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{\left( \frac{-2H \operatorname{tg} \phi}{B} \right)} \right)$$

assumendo come valore minimo  $P_v = \gamma B$ .

- Per  $H > 2.5 B$  ( $H$  = copertura e  $B$  = dimensione caratteristica della galleria)

$$P_v = \frac{B \cdot \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{\left( \frac{-2H \operatorname{tg} \phi}{B} \right)} \right)$$

Con:

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

h = altezza della galleria;  
 b = larghezza della galleria;  
 c = coesione;  
 $\Phi$  = angolo di attrito del terreno.

### **Carichi orizzontali**

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno;  
 $K_o$  = coefficiente di spinta a riposo;  
 z = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

### **Modello di calcolo**

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo non armato un peso di volume di 24 kN/m<sup>3</sup> ed a quello armato di 25 kN/m<sup>3</sup>.

Allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [Req \cdot (1+\nu)] \quad [F/L^3]$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso;  
 $\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso;  
 Req = raggio di curvatura equivalente della galleria.

Nella sezione tipo GD-C, ai fini della determinazione del modulo di reazione K ai piedritti ed al di sotto delle murette, si è tenuto conto della presenza dell'intervento di consolidamento al contorno del cavo.

Le analisi sono state svolte ipotizzando che su ciascuna asta del modello agiscano i carichi distribuiti indicati nel capitolo relativo alle ipotesi di carico. Per mezzo delle analisi così impostate sono state calcolate le caratteristiche di sollecitazione agenti su ciascun elemento monodimensionale che schematizza la struttura di rivestimento.

## 8 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C1 CAMPO DA 10 M

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe V di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 31.60 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

peso specifico	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\phi = 34^\circ$
coesione drenata	$c = 10 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 30 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

### - FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo attribuendo all'ammasso le caratteristiche geomeccaniche equivalenti delle colonne consolidate e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

I parametri geotecnici attribuiti al terreno consolidato risultano:

peso specifico:	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito:	$\phi' = 45^\circ$
coesione drenata:	$c' = 200 \text{ kPa}$
modulo di deformazione:	$E' = 1050 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.2$

### - FASE 3 – Posa centine a 1.0 m

Si prevede l'inserimento della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

### - FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del priverivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ) e centine.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
--------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

### - FASE 5 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 8.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 120 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=1.20 \text{ m}^2$	$J=0.144 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 84% del carico litostatico.

**- FASE 6 – Getto della calotta a 30 m e maturazione dell'arco rovescio.**

E' simulato il getto della calotta (E=15 GPa) a campo variabile da 75 a 155 cm e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=31 GPa).

Arco rovescio:	A=1.20 m <sup>2</sup>	J=0.144 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
Calotta.	A=1.15 m <sup>2</sup>	J=0.126 m <sup>4</sup>	E=15 GPa

Si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

**- FASE 7 – Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.	A=1.15 m <sup>2</sup>	J=0.126 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
----------	-----------------------	------------------------	----------

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

**8.1 FASE 3 - VERIFICHE TENSIONALI SULLE CENTINE**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 1:	N <sub>k</sub> = 205 kN	M <sub>k</sub> = 1.22 kNm	T <sub>k</sub> = 2.59 kN
-------------	-------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 62.47 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 10:26  
 FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C1-Posa centine a 1.0m  
 From File : dos53.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1	beam	-2.210E+00	2.138E+02	-1.039E+00	-1.130E-03
63	1	63	64	1	beam	1.390E+00	2.139E+02	-3.491E-01	1.036E+00
62	1	62	63	1	beam	-2.753E+00	2.163E+02	-1.179E+00	3.484E-01
61	1	61	62	1	beam	1.275E+00	2.133E+02	-7.951E-01	1.180E+00
60	1	60	61	1	beam	2.400E-01	2.178E+02	-6.814E-01	7.977E-01
59	1	59	60	1	beam	1.904E-01	2.224E+02	-5.873E-01	6.806E-01
58	1	58	59	1	beam	1.748E-01	2.278E+02	-5.022E-01	5.879E-01
57	1	57	58	1	beam	-2.680E-01	2.394E+02	-6.344E-01	5.045E-01
56	1	56	57	1	beam	8.868E-01	2.593E+02	-3.682E-01	6.357E-01
55	1	55	56	1	beam	1.907E+00	2.432E+02	2.039E-01	3.714E-01
54	1	54	55	1	beam	-1.426E+00	2.467E+02	-5.004E-01	-2.046E-01
53	1	53	54	1	beam	6.807E-01	2.663E+02	-1.791E-01	4.994E-01
52	1	52	53	1	beam	4.678E-01	2.737E+02	-2.215E-02	1.797E-01
51	1	51	52	1	beam	-5.012E-01	2.584E+02	-1.927E-01	2.392E-02
50	1	50	51	1	beam	6.937E-01	2.631E+02	1.098E-01	1.912E-01
49	1	49	50	1	beam	-7.732E-01	2.663E+02	-1.445E-01	-1.244E-01
48	1	48	49	1	beam	4.112E-01	2.699E+02	8.873E-03	1.342E-01
47	1	47	48	1	beam	6.687E-01	2.712E+02	2.472E-01	-8.812E-03
46	1	46	47	1	beam	-1.353E+00	2.724E+02	-2.309E-01	-2.514E-01
45	1	45	46	1	beam	1.548E+00	2.746E+02	3.270E-01	2.248E-01
44	1	44	45	1	beam	-6.560E-01	2.771E+02	1.006E-01	-3.344E-01
43	1	43	44	1	beam	-3.920E-01	2.797E+02	-3.927E-02	-9.708E-02
42	1	42	43	1	beam	1.138E+00	2.800E+02	3.566E-01	3.934E-02
41	1	41	42	1	beam	-1.177E+00	2.807E+02	-1.490E-01	-3.617E-01
40	1	40	41	1	beam	1.735E+00	2.807E+02	4.327E-01	1.514E-01
39	1	39	40	1	beam	-6.247E-01	2.821E+02	2.185E-01	-4.289E-01
38	1	38	39	1	beam	-3.493E-01	2.838E+02	6.735E-02	-2.317E-01
37	1	37	38	1	beam	-3.889E-02	2.843E+02	5.769E-02	-7.692E-02
36	1	36	37	1	beam	1.438E+00	2.819E+02	4.831E-01	-4.886E-02
35	1	35	36	1	beam	-7.701E-01	2.848E+02	2.421E-01	-4.746E-01

34	1	34	35	1	beam	-1.821E-01	2.830E+02	1.532E-01	-2.414E-01	-2
33	1	33	34	1	beam	5.132E-02	2.833E+02	1.797E-01	-1.546E-01	-2
32	1	32	33	1	beam	-5.470E-02	2.831E+02	1.549E-01	-1.817E-01	-2
31	1	31	32	1	beam	9.473E-02	2.829E+02	1.996E-01	-1.537E-01	-2
30	1	30	31	1	beam	6.669E-01	2.851E+02	3.954E-01	-1.941E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	-1.066E+00	2.812E+02	6.863E-02	-3.905E-01	-2
28	1	28	29	1	beam	-1.606E-02	2.838E+02	6.271E-02	-7.065E-02	-2
27	1	27	28	1	beam	3.318E-01	2.833E+02	2.197E-01	-6.362E-02	-2
26	1	26	27	1	beam	5.802E-01	2.814E+02	4.122E-01	-2.168E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-1.677E+00	2.799E+02	-1.488E-01	-4.161E-01	-2
24	1	24	25	1	beam	1.085E+00	2.797E+02	3.235E-01	1.473E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-1.099E+00	2.786E+02	-5.494E-02	-3.275E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	3.499E-01	2.779E+02	6.803E-02	5.368E-02	-2
21	1	21	22	1	beam	5.784E-01	2.751E+02	2.791E-01	-7.298E-02	-2
20	1	20	21	1	beam	-1.401E+00	2.723E+02	-2.294E-01	-2.699E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	1.127E+00	2.698E+02	1.601E-01	2.415E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	-5.239E-01	2.682E+02	-2.670E-02	-1.600E-01	-2
17	1	17	18	1	beam	-4.617E-01	2.662E+02	-1.925E-01	3.191E-02	-2
16	1	16	17	1	beam	5.546E-01	2.620E+02	-1.566E-03	1.945E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-4.704E-01	2.582E+02	-2.118E-01	7.634E-03	-2
14	1	14	15	1	beam	2.863E-02	2.528E+02	-2.106E-01	2.202E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	-4.239E-01	2.703E+02	-3.524E-01	2.097E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-1.033E+00	2.597E+02	-8.479E-01	3.618E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	1.987E+00	2.368E+02	1.322E-01	8.502E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	-2.181E+00	2.346E+02	-5.288E-01	-1.290E-01	-2
9	1	9	10	1	beam	2.660E+00	2.425E+02	2.746E-01	5.278E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	-7.588E-01	2.361E+02	-9.108E-02	-2.765E-01	-2
7	1	7	8	1	beam	-2.302E+00	2.192E+02	-1.217E+00	8.926E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	1.835E+00	2.136E+02	-3.171E-01	1.217E+00	-2
5	1	5	6	1	beam	7.178E-01	2.201E+02	3.011E-02	3.177E-01	-2
4	1	4	5	1	beam	-2.869E+00	2.209E+02	-8.346E-01	-3.091E-02	-2
3	1	3	4	1	beam	1.321E+00	2.084E+02	-4.325E-01	8.309E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	-1.598E+00	2.051E+02	-1.222E+00	4.322E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	2.596E+00	2.056E+02	-1.792E-03	1.223E+00	-2

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C1-FASE3**

**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	1,58 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	266,50 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	3,36 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,257 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	3.822.598 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	1,58 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	273,00 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	3,36 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	62,39 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	1,76 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	62,47 Mpa

## 8.2 FASE 4 – VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 1:  $N_k = 317 \text{ kN}$   $M_k = 1.84 \text{ kNm}$   $T_k = 3.93 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 47.16 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.91 \text{ MPa} < f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 10:43

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C1-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos54.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1 beam	-3.304E+00	3.324E+02	-1.551E+00	-3.070E-03
63	1	63	64	1 beam	2.217E+00	3.299E+02	-4.523E-01	1.548E+00
62	1	62	63	1 beam	-4.786E+00	3.326E+02	-1.895E+00	4.505E-01
61	1	61	62	1 beam	2.239E+00	3.258E+02	-1.215E+00	1.890E+00
60	1	60	61	1 beam	5.112E-01	3.336E+02	-9.644E-01	1.212E+00
59	1	59	60	1 beam	1.565E-04	3.438E+02	-9.622E-01	9.622E-01
58	1	58	59	1 beam	4.335E-01	3.775E+02	-7.496E-01	9.620E-01
57	1	57	58	1 beam	-1.664E-01	4.033E+02	-8.320E-01	7.514E-01
56	1	56	57	1 beam	6.747E-01	4.265E+02	-6.306E-01	8.342E-01
55	1	55	56	1 beam	4.814E+00	3.822E+02	8.225E-01	6.299E-01
54	1	54	55	1 beam	-3.838E+00	3.962E+02	-1.073E+00	-8.248E-01
53	1	53	54	1 beam	2.039E+00	4.283E+02	-1.182E-01	1.077E+00
52	1	52	53	1 beam	3.075E-01	4.423E+02	-1.473E-02	1.183E-01
51	1	51	52	1 beam	-9.037E-01	3.994E+02	-3.145E-01	1.017E-02
50	1	50	51	1 beam	1.111E+00	4.080E+02	1.666E-01	3.155E-01
49	1	49	50	1 beam	-1.245E+00	4.130E+02	-2.718E-01	-1.611E-01
48	1	48	49	1 beam	8.045E-01	4.194E+02	5.708E-03	2.742E-01
47	1	47	48	1 beam	1.065E+00	4.216E+02	3.647E-01	1.496E-02
46	1	46	47	1 beam	-2.200E+00	4.233E+02	-4.250E-01	-3.592E-01
45	1	45	46	1 beam	2.565E+00	4.271E+02	4.898E-01	4.244E-01
44	1	44	45	1 beam	-1.066E+00	4.313E+02	1.122E-01	-4.921E-01
43	1	43	44	1 beam	-6.878E-01	4.359E+02	-1.254E-01	-1.139E-01
42	1	42	43	1 beam	1.970E+00	4.365E+02	5.565E-01	1.288E-01
41	1	41	42	1 beam	-1.997E+00	4.379E+02	-3.097E-01	-5.571E-01
40	1	40	41	1 beam	2.845E+00	4.379E+02	6.568E-01	3.014E-01
39	1	39	40	1 beam	-1.096E+00	4.403E+02	2.990E-01	-6.682E-01
38	1	38	39	1 beam	-4.433E-01	4.436E+02	9.119E-02	-2.997E-01
37	1	37	38	1 beam	-8.012E-02	4.449E+02	5.399E-02	-9.360E-02
36	1	36	37	1 beam	2.059E+00	4.406E+02	6.876E-01	-6.597E-02
35	1	35	36	1 beam	-1.209E+00	4.464E+02	3.190E-01	-6.841E-01
34	1	34	35	1 beam	-2.175E-01	4.429E+02	2.109E-01	-3.163E-01
33	1	33	34	1 beam	6.032E-02	4.434E+02	2.475E-01	-2.179E-01
32	1	32	33	1 beam	-8.292E-02	4.434E+02	2.155E-01	-2.561E-01
31	1	31	32	1 beam	1.103E-01	4.430E+02	2.669E-01	-2.135E-01
30	1	30	31	1 beam	1.126E+00	4.469E+02	6.077E-01	-2.678E-01
29	1	29	30	1 beam	-1.759E+00	4.404E+02	7.626E-02	-6.073E-01
28	1	28	29	1 beam	1.233E-02	4.450E+02	7.990E-02	-7.380E-02
27	1	27	28	1 beam	4.706E-01	4.439E+02	3.017E-01	-8.029E-02
26	1	26	27	1 beam	1.050E+00	4.405E+02	6.548E-01	-3.013E-01
25	1	25	26	1 beam	-2.870E+00	4.379E+02	-3.092E-01	-6.572E-01
24	1	24	25	1 beam	1.926E+00	4.376E+02	5.332E-01	3.027E-01
23	1	23	24	1 beam	-1.924E+00	4.359E+02	-1.344E-01	-5.350E-01
22	1	22	23	1 beam	7.031E-01	4.347E+02	1.046E-01	1.399E-01

21	1	21	22	1	beam	9.638E-01	4.297E+02	4.313E-01	-8.779E-02	-5
20	1	20	21	1	beam	-2.373E+00	4.251E+02	-4.275E-01	-4.182E-01	-5
19	1	19	20	1	beam	1.877E+00	4.205E+02	2.395E-01	4.296E-01	-5
18	1	18	19	1	beam	-8.686E-01	4.179E+02	-6.570E-02	-2.439E-01	-5
17	1	17	18	1	beam	-8.197E-01	4.149E+02	-3.407E-01	5.552E-02	-5
16	1	16	17	1	beam	9.483E-01	4.075E+02	-5.163E-03	3.350E-01	-5
15	1	15	16	1	beam	-7.589E-01	4.014E+02	-3.391E-01	9.710E-03	-5
14	1	14	15	1	beam	3.018E-01	3.916E+02	-2.392E-01	3.408E-01	-5
13	1	13	14	1	beam	-5.029E-01	4.345E+02	-3.967E-01	2.273E-01	-6
12	1	12	13	1	beam	-2.507E+00	4.143E+02	-1.564E+00	3.844E-01	-5
11	1	11	12	1	beam	4.480E+00	3.808E+02	6.528E-01	1.562E+00	-5
10	1	10	11	1	beam	-4.320E+00	3.654E+02	-6.510E-01	-6.522E-01	-5
9	1	9	10	1	beam	3.063E+00	4.154E+02	2.687E-01	6.552E-01	-5
8	1	8	9	1	beam	-8.146E-01	3.835E+02	-1.238E-01	-2.709E-01	-5
7	1	7	8	1	beam	-3.521E+00	3.378E+02	-1.848E+00	1.226E-01	-4
6	1	6	7	1	beam	2.855E+00	3.270E+02	-4.500E-01	1.849E+00	-4
5	1	5	6	1	beam	1.147E+00	3.395E+02	1.052E-01	4.504E-01	-4
4	1	4	5	1	beam	-4.865E+00	3.412E+02	-1.367E+00	-1.004E-01	-4
3	1	3	4	1	beam	2.533E+00	3.194E+02	-5.985E-01	1.363E+00	-4
2	1	2	3	1	beam	-2.539E+00	3.147E+02	-1.846E+00	5.906E-01	-4
1	1	1	2	1	beam	3.939E+00	3.179E+02	3.510E-03	1.849E+00	-4

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C1-FASE4  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$At_{prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	2,39 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	412,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	5,10 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	2,39 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	185,68 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	5,10 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	46,93 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	2,67 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	47,16 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	226,32 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,91 Mpa

### 8.3 FASE 5 – VERIFICHE SUL PRERIVESTIMENTO E ARCO ROVESCIO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti il prerivestimento  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 1:                       $N_k = 853 \text{ kN}$                        $M_k = 3.05 \text{ kNm}$                        $T_k = 48.84 \text{ kN}$



La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 131.13 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 2.43 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	$N_k = 845 \text{ kN}$	$M_k = 70 \text{ kN m}$	$T_k = 214.2 \text{ kN}$
mezzeria elemento 81:	$N_k = 437 \text{ kN}$	$M_k = 751.3 \text{ kN m}$	$T_k = 14.01 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	1098	91	1098	2345	25.77
MEZZERIA	120	1+1 $\Phi$ 24/20	568	976.69	568	2123	2.17

Tabella 8.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	278.46	2363	8.48
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	18.21	363	19.91

Tabella 8.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 10:47

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C1-Maturazione s.b.-Scavo e getto a.r. a 8.0m  
From File : dos55.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 1.830E+02	7.324E+02	6.838E+01	-1.996E+01 -3
95	2	95	96	2 beam -1.672E+02	8.541E+02	-5.327E+00	-6.832E+01 -3
94	2	94	95	2 beam -2.714E+02	7.748E+02	-8.744E+01	5.325E+00 -3
93	2	93	94	2 beam -2.343E+02	7.541E+02	-1.776E+02	8.743E+01 -3
92	2	92	93	2 beam -2.026E+02	7.405E+02	-2.649E+02	1.776E+02 -3
91	2	91	92	2 beam -1.850E+02	7.045E+02	-3.269E+02	2.649E+02 -2
90	2	90	91	2 beam -1.745E+02	6.703E+02	-3.853E+02	3.269E+02 -2
89	2	89	90	2 beam -1.550E+02	6.388E+02	-4.562E+02	3.853E+02 -2
88	2	88	89	2 beam -1.443E+02	6.031E+02	-5.021E+02	4.563E+02 -2
87	2	87	88	2 beam -1.375E+02	5.770E+02	-5.456E+02	5.020E+02 -2
86	2	86	87	2 beam -1.185E+02	5.470E+02	-6.014E+02	5.456E+02 -2
85	2	85	86	2 beam -1.027E+02	5.126E+02	-6.511E+02	6.014E+02 -2
84	2	84	85	2 beam -8.407E+01	4.840E+02	-6.927E+02	6.510E+02 -2
83	2	83	84	2 beam -6.293E+01	4.615E+02	-7.243E+02	6.926E+02 -1
82	2	82	83	2 beam -3.903E+01	4.456E+02	-7.441E+02	7.242E+02 -1
81	2	81	82	2 beam -1.401E+01	4.374E+02	-7.513E+02	7.441E+02 -1
80	2	80	81	2 beam 1.149E+01	4.373E+02	-7.454E+02	7.513E+02 -1
79	2	79	80	2 beam 3.685E+01	4.452E+02	-7.266E+02	7.454E+02 -1
78	2	78	79	2 beam 6.094E+01	4.609E+02	-6.959E+02	7.266E+02 -1
77	2	77	78	2 beam 8.250E+01	4.832E+02	-6.551E+02	6.960E+02 -2
76	2	76	77	2 beam 1.014E+02	5.116E+02	-6.061E+02	6.551E+02 -2
75	2	75	76	2 beam 1.171E+02	5.458E+02	-5.509E+02	6.061E+02 -2
74	2	74	75	2 beam 1.367E+02	5.755E+02	-5.075E+02	5.509E+02 -2

73	2	73	74	2	beam	1.437E+02	6.016E+02	-4.620E+02	5.076E+02	-2
72	2	72	73	2	beam	1.553E+02	6.375E+02	-3.909E+02	4.619E+02	-2
71	2	71	72	2	beam	1.757E+02	6.697E+02	-3.320E+02	3.908E+02	-2
70	2	70	71	2	beam	1.870E+02	7.043E+02	-2.693E+02	3.320E+02	-2
69	2	69	70	2	beam	2.057E+02	7.419E+02	-1.806E+02	2.693E+02	-3
68	2	68	69	2	beam	2.377E+02	7.567E+02	-9.901E+01	1.806E+02	-3
67	2	67	68	2	beam	2.178E+02	7.937E+02	-2.424E+01	9.897E+01	-3
66	2	66	67	2	beam	2.142E+02	8.455E+02	7.000E+01	2.416E+01	-3
65	2	65	66	2	beam	-1.894E+02	7.372E+02	1.990E+01	-7.002E+01	-3
64	1	64	65	1	beam	-4.802E+01	8.708E+02	-2.654E+00	-1.993E+01	-1
63	1	63	64	1	beam	3.868E+00	8.236E+02	-7.417E-01	2.654E+00	-1
62	1	62	63	1	beam	7.872E+00	7.702E+02	1.634E+00	7.416E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-4.810E+00	7.752E+02	1.826E-01	-1.634E+00	-1
60	1	60	61	1	beam	-1.130E+00	7.909E+02	-3.644E-01	-1.828E-01	-1
59	1	59	60	1	beam	3.117E-01	8.287E+02	-2.117E-01	3.644E-01	-1
58	1	58	59	1	beam	-1.881E-01	8.507E+02	-3.041E-01	2.119E-01	-1
57	1	57	58	1	beam	-9.575E-02	8.534E+02	-3.506E-01	3.042E-01	-1
56	1	56	57	1	beam	7.060E+00	8.669E+02	1.779E+00	3.513E-01	-1
55	1	55	56	1	beam	-9.055E+00	8.187E+02	-9.538E-01	-1.778E+00	-1
54	1	54	55	1	beam	-4.505E-01	8.090E+02	-1.177E+00	9.544E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	2.933E+00	8.306E+02	2.029E-01	1.177E+00	-1
52	1	52	53	1	beam	2.584E+00	8.230E+02	1.073E+00	-2.030E-01	-1
51	1	51	52	1	beam	-8.764E+00	7.485E+02	-1.879E+00	-1.072E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	6.571E+00	7.491E+02	9.728E-01	1.879E+00	-1
49	1	49	50	1	beam	-7.229E+00	7.466E+02	-1.542E+00	-9.726E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	4.253E+00	7.396E+02	-6.280E-02	1.542E+00	-9
47	1	47	48	1	beam	3.534E-01	7.340E+02	6.299E-02	6.298E-02	-9
46	1	46	47	1	beam	-2.503E+00	7.280E+02	-8.292E-01	-6.297E-02	-9
45	1	45	46	1	beam	2.223E+00	7.308E+02	-3.690E-02	8.293E-01	-9
44	1	44	45	1	beam	-4.045E-01	7.339E+02	-1.811E-01	3.689E-02	-9
43	1	43	44	1	beam	-1.273E+00	7.384E+02	-6.239E-01	1.812E-01	-9
42	1	42	43	1	beam	2.093E+00	7.381E+02	1.041E-01	6.239E-01	-9
41	1	41	42	1	beam	-1.834E+00	7.387E+02	-6.917E-01	-1.042E-01	-9
40	1	40	41	1	beam	2.966E+00	7.383E+02	3.071E-01	6.917E-01	-9
39	1	39	40	1	beam	-1.371E+00	7.404E+02	-1.545E-01	-3.071E-01	-9
38	1	38	39	1	beam	-7.059E-01	7.427E+02	-4.864E-01	1.544E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	8.658E-01	7.440E+02	-5.819E-02	4.863E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	3.952E-01	7.397E+02	6.098E-02	5.832E-02	-9
35	1	35	36	1	beam	-6.387E-01	7.432E+02	-1.318E-01	-6.099E-02	-1
34	1	34	35	1	beam	-1.947E-01	7.395E+02	-2.261E-01	1.318E-01	-9
33	1	33	34	1	beam	6.670E-02	7.398E+02	-1.934E-01	2.261E-01	-9
32	1	32	33	1	beam	-6.657E-02	7.396E+02	-2.259E-01	1.933E-01	-9
31	1	31	32	1	beam	9.514E-02	7.393E+02	-1.797E-01	2.258E-01	-9
30	1	30	31	1	beam	4.875E-01	7.432E+02	-3.266E-02	1.798E-01	-1
29	1	29	30	1	beam	-4.682E-02	7.388E+02	-4.660E-02	3.247E-02	-9
28	1	28	29	1	beam	-9.325E-01	7.431E+02	-5.077E-01	4.658E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	7.023E-01	7.416E+02	-1.770E-01	5.074E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	1.301E+00	7.389E+02	2.616E-01	1.766E-01	-9
25	1	25	26	1	beam	-2.841E+00	7.366E+02	-6.949E-01	-2.617E-01	-9
24	1	24	25	1	beam	1.661E+00	7.364E+02	2.578E-02	6.950E-01	-9
23	1	23	24	1	beam	-1.981E+00	7.352E+02	-6.631E-01	-2.620E-02	-9
22	1	22	23	1	beam	1.259E+00	7.347E+02	-2.248E-01	6.627E-01	-9
21	1	21	22	1	beam	1.412E-01	7.298E+02	-1.744E-01	2.247E-01	-9
20	1	20	21	1	beam	-1.822E+00	7.263E+02	-8.239E-01	1.746E-01	-9
19	1	19	20	1	beam	2.379E+00	7.223E+02	2.401E-02	8.238E-01	-9
18	1	18	19	1	beam	-6.863E-01	7.315E+02	-2.204E-01	-2.416E-02	-9
17	1	17	18	1	beam	-4.710E+00	7.365E+02	-1.859E+00	2.206E-01	-9
16	1	16	17	1	beam	8.195E+00	7.441E+02	9.922E-01	1.859E+00	-9
15	1	15	16	1	beam	-7.195E+00	7.432E+02	-2.130E+00	-9.923E-01	-9
14	1	14	15	1	beam	9.263E+00	7.426E+02	9.891E-01	2.130E+00	-9
13	1	13	14	1	beam	-3.607E+00	8.098E+02	-2.256E-01	-9.890E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-3.618E+00	8.114E+02	-1.928E+00	2.255E-01	-1
11	1	11	12	1	beam	2.389E+00	7.838E+02	-7.462E-01	1.928E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	1.080E+01	7.841E+02	2.513E+00	7.453E-01	-1

9	1	9	10	1	beam	-4.122E+00	8.812E+02	1.269E+00	-2.513E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	-2.736E+00	8.425E+02	-5.621E-02	-1.269E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	-2.433E+00	7.797E+02	-1.249E+00	5.605E-02	-1
6	1	6	7	1	beam	3.410E+00	7.521E+02	4.231E-01	1.248E+00	-9
5	1	5	6	1	beam	2.484E+00	7.797E+02	1.627E+00	-4.231E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	1.606E-01	8.246E+02	1.675E+00	-1.627E+00	-1
3	1	3	4	1	beam	-8.511E+00	7.516E+02	-8.932E-01	-1.674E+00	-9
2	1	2	3	1	beam	-4.372E+00	8.040E+02	-3.055E+00	8.932E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	4.884E+01	8.532E+02	1.992E+01	3.055E+00	-1

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C1-FASE5  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		YPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	A <sub>tprof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	3,96 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	1108,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	63,49 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	8.820.192 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	3,96 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	499,36 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	63,49 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	117,78 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	33,28 Mpa
Sigma ideale sulla centina	S <sub>id, cen</sub>	131,13 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N <sub>spritz</sub>	608,64 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S <sub>spritz</sub>	2,43 Mpa

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,228		
Altezza totale della sezione	h =	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	26,23 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00296	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01056		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-1098,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	3003,80 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-1098,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	2345,00 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-1098,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	91,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>25,77</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01056	-0,00296	0,00	-14,11	-2866,68	3136,45
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00296	-0,00296	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00296	-0,00296	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2866,68	3136,45

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00944	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65			

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,198		
Altezza totale della sezione	h =	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	22,71 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00246	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01054		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-568,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	2464,53 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-568,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	2123,73 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-568,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	976,69 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>2,17</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01054	-0,00246	0,00	-14,11	-2336,68	2597,18
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00246	-0,00246	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00246	-0,00246	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2336,68	2597,18

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00946	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01054	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfa <sub>c</sub> =	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>tr</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1098,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sdu</sub> =	278,46 kN
Tensione media di compressione nella sezione: s <sub>cp</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	s <sub>cp</sub> =	0,915 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>1</sub> =	0,348 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,117 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	2,966
Coefficiente alfa <sub>c</sub>	alfa <sub>c</sub> =	1,065
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)=	2,97
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	2363 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2691 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l) = min(Asl / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00087
Coefficiente k <sub>tr</sub> = min(1 + (200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k <sub>tr</sub> =	1,417
Coefficiente v <sub>tr</sub> = min(0,035 * (k <sub>tr</sub> * 1,5) * (f <sub>ck</sub> / 0,5)	v <sub>tr</sub> =	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>mac</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	tau <sub>1,cal</sub> =	0,358 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>tr</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,432 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>V<sub>rd</sub>=</b>	<b>497,31 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(V<sub>rd</sub>)=</b>	<b>0,48 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sdu</sub>=</b>	<b>1,786</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	2,97
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	18,632 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione (V <sub>rcd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * alfa <sub>c</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> )	V <sub>rcd</sub> =	2363 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rsd</sub> = 0,9 * d * A <sub>sw</sub> * s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	V <sub>rsd</sub> =	6793 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min(V<sub>rcd</sub> ; V<sub>rsd</sub>)</b>	<b>V<sub>rd</sub> =</b>	<b>2363 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	<b>tau(V<sub>rd</sub>)=</b>	<b>2,28 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sdu</sub>=</b>	<b>8,486</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfa <sub>c</sub> =	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>tr</sub> =	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	3,927 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	568,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sdu</sub> =	18,21 kN
Tensione media di compressione nella sezione: s <sub>cp</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	s <sub>cp</sub> =	0,473 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>1</sub> =	0,023 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	20,842
Coefficiente alfa <sub>c</sub>	alfa <sub>c</sub> =	1,033
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)=	20,84
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	363 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2612 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l) = min(Asl / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00087
Coefficiente k <sub>tr</sub> = min(1 + (200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k <sub>tr</sub> =	1,417
Coefficiente v <sub>tr</sub> = min(0,035 * (k <sub>tr</sub> * 1,5) * (f <sub>ck</sub> / 0,5)	v <sub>tr</sub> =	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>mac</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	tau <sub>1,cal</sub> =	0,292 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>tr</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,366 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>V<sub>rd</sub>=</b>	<b>421,12 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(V<sub>rd</sub>)=</b>	<b>0,41 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sdu</sub>=</b>	<b>23,126</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	20,84
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	2,747 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione (V <sub>rcd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * alfa <sub>c</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> )	V <sub>rcd</sub> =	363 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rsd</sub> = 0,9 * d * A <sub>sw</sub> * s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	V <sub>rsd</sub> =	33148 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min(V<sub>rcd</sub> ; V<sub>rsd</sub>)</b>	<b>V<sub>rd</sub> =</b>	<b>363 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	<b>tau(V<sub>rd</sub>)=</b>	<b>0,35 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sdu</sub>=</b>	<b>19,916</b>

**8.4 FASE 6 - VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64

rappresentanti la calotta

elementi beam da 65 a 96

rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	$N_k = 1197 \text{ kN}$	$M_k = 231.2 \text{ kN m}$	$T_k = 326 \text{ kN}$
mezzeria elemento 81:	$N_k = 741 \text{ kN}$	$M_k = 933.7 \text{ kN m}$	$T_k = 16.68 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	1556	300.56	1556	2520	8.38
MEZZERIA	120	1+1 $\Phi$ 24/20	963	1213.81	963	2290	1.89

Tabella 8.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	423.8	2532	5.97
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	21.68	261	12.03

Tabella 8.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	$N_k = 1241 \text{ kN}$	$M_k = 165.9 \text{ kN m}$	$T_k = 99.15 \text{ kN}$
max neg. elemento 58:	$N_k = 1216 \text{ kN}$	$M_k = 43.92 \text{ kN m}$	$T_k = 227.3 \text{ kN}$
max pos. elemento 33:	$N_k = 1069 \text{ kN}$	$M_k = 30.74 \text{ kN m}$	$T_k = 0.21 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 $\Phi$ 24/20	1613	215.67	1613	3939	18.27
MAX NEG	115	1 $\Phi$ 20/20	1580	57.09	1580	1401	24.55
MAX POS	115	1 $\Phi$ 20/20	1389	39.96	1389	1319	3302

Tabella 8.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 Φ 20/20/20	128.89	1345	10.49
CALOTTA	115	1 Φ 20/20/40	295.49	1711	5.79

Tabella 8.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:03

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C1-Getto calotta a 30m e maturazione a.r.  
 From File :dos56.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	2.385E+02	1.106E+03	2.262E+02	-1.631E+02 -4
95	2	95	96	2 beam	-2.642E+02	1.212E+03	1.098E+02	-2.262E+02 -4
94	2	94	95	2 beam	-4.006E+02	1.111E+03	-1.093E+01	-1.103E+02 -4
93	2	93	94	2 beam	-3.362E+02	1.090E+03	-1.399E+02	1.056E+01 -4
92	2	92	93	2 beam	-2.959E+02	1.073E+03	-2.676E+02	1.400E+02 -3
91	2	91	92	2 beam	-2.683E+02	1.032E+03	-3.574E+02	2.676E+02 -3
90	2	90	91	2 beam	-2.501E+02	9.937E+02	-4.411E+02	3.573E+02 -3
89	2	89	90	2 beam	-2.206E+02	9.577E+02	-5.420E+02	4.411E+02 -3
88	2	88	89	2 beam	-2.003E+02	9.185E+02	-6.057E+02	5.421E+02 -3
87	2	87	88	2 beam	-1.869E+02	8.908E+02	-6.649E+02	6.055E+02 -3
86	2	86	87	2 beam	-1.594E+02	8.587E+02	-7.399E+02	6.648E+02 -3
85	2	85	86	2 beam	-1.356E+02	8.216E+02	-8.055E+02	7.399E+02 -2
84	2	84	85	2 beam	-1.096E+02	7.912E+02	-8.597E+02	8.055E+02 -2
83	2	83	84	2 beam	-8.055E+01	7.670E+02	-9.004E+02	8.598E+02 -2
82	2	82	83	2 beam	-4.944E+01	7.500E+02	-9.254E+02	9.002E+02 -2
81	2	81	82	2 beam	-1.668E+01	7.415E+02	-9.337E+02	9.252E+02 -2
80	2	80	81	2 beam	1.638E+01	7.415E+02	-9.254E+02	9.338E+02 -2
79	2	79	80	2 beam	4.883E+01	7.502E+02	-9.005E+02	9.253E+02 -2
78	2	78	79	2 beam	7.975E+01	7.672E+02	-8.603E+02	9.005E+02 -2
77	2	77	78	2 beam	1.084E+02	7.909E+02	-8.066E+02	8.603E+02 -2
76	2	76	77	2 beam	1.349E+02	8.217E+02	-7.413E+02	8.066E+02 -2
75	2	75	76	2 beam	1.597E+02	8.589E+02	-6.661E+02	7.413E+02 -3
74	2	74	75	2 beam	1.874E+02	8.913E+02	-6.068E+02	6.662E+02 -3
73	2	73	74	2 beam	2.004E+02	9.189E+02	-5.429E+02	6.066E+02 -3
72	2	72	73	2 beam	2.212E+02	9.581E+02	-4.417E+02	5.429E+02 -3
71	2	71	72	2 beam	2.510E+02	9.940E+02	-3.578E+02	4.418E+02 -3
70	2	70	71	2 beam	2.710E+02	1.033E+03	-2.670E+02	3.578E+02 -3
69	2	69	70	2 beam	2.984E+02	1.074E+03	-1.384E+02	2.670E+02 -3
68	2	68	69	2 beam	3.377E+02	1.092E+03	-2.276E+01	1.386E+02 -4
67	2	67	68	2 beam	3.225E+02	1.137E+03	8.783E+01	2.281E+01 -4
66	2	66	67	2 beam	3.263E+02	1.197E+03	2.312E+02	-8.778E+01 -4
65	2	65	66	2 beam	-2.456E+02	1.109E+03	1.660E+02	-2.310E+02 -4
64	1	64	65	1 beam	-9.915E+01	1.241E+03	1.193E+02	-1.659E+02 -1
63	1	63	64	1 beam	-3.780E+01	1.194E+03	1.005E+02	-1.192E+02 -1
62	1	62	63	1 beam	-2.393E+01	1.139E+03	9.316E+01	-1.004E+02 -1
61	1	61	62	1 beam	-3.714E+01	1.148E+03	8.158E+01	-9.279E+01 -1
60	1	60	61	1 beam	-2.971E+01	1.162E+03	6.718E+01	-8.157E+01 -1
59	1	59	60	1 beam	-2.481E+01	1.197E+03	5.506E+01	-6.722E+01 -1
58	1	58	59	1 beam	-2.273E+01	1.216E+03	4.392E+01	-5.506E+01 -1
57	1	57	58	1 beam	-2.055E+01	1.215E+03	3.398E+01	-4.394E+01 -1
56	1	56	57	1 beam	-1.184E+01	1.227E+03	3.041E+01	-3.398E+01 -1
55	1	55	56	1 beam	-2.625E+01	1.176E+03	2.253E+01	-3.045E+01 -1
54	1	54	55	1 beam	-1.542E+01	1.165E+03	1.493E+01	-2.255E+01 -1
53	1	53	54	1 beam	-1.001E+01	1.183E+03	1.023E+01	-1.494E+01 -1

52	1	52	53	1	beam	-9.545E+00	1.172E+03	7.132E+00	-1.035E+01	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.059E+01	1.092E+03	2.000E-01	-7.134E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	-4.044E+00	1.091E+03	-1.556E+00	-1.995E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	-1.740E+01	1.086E+03	-7.622E+00	1.570E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	-4.961E+00	1.078E+03	-9.352E+00	7.626E+00	-1
47	1	47	48	1	beam	-7.274E+00	1.072E+03	-1.189E+01	9.302E+00	-1
46	1	46	47	1	beam	-9.709E+00	1.063E+03	-1.527E+01	1.181E+01	-9
45	1	45	46	1	beam	-4.493E+00	1.065E+03	-1.688E+01	1.528E+01	-1
44	1	44	45	1	beam	-6.492E+00	1.067E+03	-1.931E+01	1.699E+01	-1
43	1	43	44	1	beam	-6.654E+00	1.071E+03	-2.169E+01	1.938E+01	-1
42	1	42	43	1	beam	-2.629E+00	1.070E+03	-2.259E+01	2.168E+01	-1
41	1	41	42	1	beam	-5.735E+00	1.070E+03	-2.510E+01	2.261E+01	-1
40	1	40	41	1	beam	-8.502E-01	1.070E+03	-2.547E+01	2.518E+01	-1
39	1	39	40	1	beam	-4.486E+00	1.071E+03	-2.695E+01	2.544E+01	-1
38	1	38	39	1	beam	-3.194E+00	1.073E+03	-2.848E+01	2.697E+01	-1
37	1	37	38	1	beam	-7.772E-01	1.074E+03	-2.891E+01	2.853E+01	-1
36	1	36	37	1	beam	-1.605E+00	1.069E+03	-2.943E+01	2.894E+01	-1
35	1	35	36	1	beam	-1.975E+00	1.072E+03	-3.010E+01	2.951E+01	-1
34	1	34	35	1	beam	-9.719E-01	1.068E+03	-3.061E+01	3.014E+01	-1
33	1	33	34	1	beam	-2.147E-01	1.069E+03	-3.074E+01	3.063E+01	-1
32	1	32	33	1	beam	3.560E-01	1.068E+03	-3.056E+01	3.074E+01	-1
31	1	31	32	1	beam	1.035E+00	1.068E+03	-3.004E+01	3.054E+01	-1
30	1	30	31	1	beam	2.004E+00	1.072E+03	-2.938E+01	2.998E+01	-1
29	1	29	30	1	beam	2.565E+00	1.069E+03	-2.850E+01	2.927E+01	-1
28	1	28	29	1	beam	1.421E+00	1.073E+03	-2.778E+01	2.848E+01	-1
27	1	27	28	1	beam	3.795E+00	1.072E+03	-2.595E+01	2.773E+01	-1
26	1	26	27	1	beam	4.781E+00	1.070E+03	-2.433E+01	2.594E+01	-1
25	1	25	26	1	beam	8.343E-01	1.068E+03	-2.401E+01	2.429E+01	-1
24	1	24	25	1	beam	5.621E+00	1.068E+03	-2.153E+01	2.397E+01	-1
23	1	23	24	1	beam	2.996E+00	1.068E+03	-2.050E+01	2.154E+01	-1
22	1	22	23	1	beam	6.835E+00	1.068E+03	-1.807E+01	2.044E+01	-1
21	1	21	22	1	beam	6.478E+00	1.064E+03	-1.564E+01	1.795E+01	-1
20	1	20	21	1	beam	5.230E+00	1.062E+03	-1.371E+01	1.557E+01	-9
19	1	19	20	1	beam	1.016E+01	1.059E+03	-1.011E+01	1.373E+01	-9
18	1	18	19	1	beam	7.832E+00	1.070E+03	-7.314E+00	1.011E+01	-1
17	1	17	18	1	beam	4.426E+00	1.076E+03	-5.757E+00	7.297E+00	-1
16	1	16	17	1	beam	1.808E+01	1.085E+03	4.765E-01	5.813E+00	-1
15	1	15	16	1	beam	3.216E+00	1.086E+03	1.871E+00	-4.754E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	2.084E+01	1.087E+03	8.924E+00	-1.908E+00	-1
13	1	13	14	1	beam	8.646E+00	1.160E+03	1.186E+01	-8.944E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	9.077E+00	1.164E+03	1.608E+01	-1.181E+01	-1
11	1	11	12	1	beam	1.697E+01	1.141E+03	2.449E+01	-1.610E+01	-1
10	1	10	11	1	beam	2.797E+01	1.143E+03	3.296E+01	-2.453E+01	-1
9	1	9	10	1	beam	1.297E+01	1.245E+03	3.682E+01	-3.291E+01	-1
8	1	8	9	1	beam	1.573E+01	1.208E+03	4.427E+01	-3.665E+01	-1
7	1	7	8	1	beam	1.910E+01	1.146E+03	5.363E+01	-4.427E+01	-1
6	1	6	7	1	beam	2.639E+01	1.121E+03	6.641E+01	-5.347E+01	-1
5	1	5	6	1	beam	3.038E+01	1.152E+03	8.099E+01	-6.628E+01	-1
4	1	4	5	1	beam	3.219E+01	1.200E+03	9.071E+01	-8.100E+01	-1
3	1	3	4	1	beam	2.338E+01	1.122E+03	9.805E+01	-9.100E+01	-1
2	1	2	3	1	beam	3.664E+01	1.176E+03	1.164E+02	-9.824E+01	-1
1	1	1	2	1	beam	9.867E+01	1.224E+03	1.630E+02	-1.165E+02	-1

\* FLAC log-file closed

9-Apr-1



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,255		
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	29,28 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
			<b>RISOLVI</b>	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00342	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ y)	$\lambda =$	0,01058		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ y)	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1556,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3453,75 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1556,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2520,15 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1556,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	300,56 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>8,38</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01058	-0,00342	0,00	-14,11	-3324,68	3586,40
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00342	-0,00342	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00342	-0,00342	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-3324,68	3586,40

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00942	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01058	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,220		
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	25,34 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
			<b>RISOLVI</b>	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00283	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ y)	$\lambda =$	0,01056		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ y)	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-963,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2868,33 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-963,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2290,53 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-963,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1213,81 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,89</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01056	-0,00283	0,00	-14,11	-2731,68	3000,98
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00283	-0,00283	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00283	-0,00283	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2731,68	3000,98

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00944	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> = 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 1556,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 423,80 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> = 1,297 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,530 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 0,189 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 2,804
Coefficiente alfa	alfac= 1,092
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 2,80
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 2532 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2759 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00087
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,417
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,415 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,490 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 563,16 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,54 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 1,329
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 2,80
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 19,626 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * alfa <sub>c</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd,c</sub> = 2532 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd,s</sub> = 6422 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd,c</sub> ; V<sub>rd,s</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 2532 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )= 2,45 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 5,974

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> = 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 963,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 21,58 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> = 0,803 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,027 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 29,646
Coefficiente alfa	alfac= 1,057
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 29,65
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 261 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2671 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00087
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,417
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,341 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,416 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 477,90 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,46 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 22,044
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 29,65
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 1,932 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * alfa <sub>c</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd,c</sub> = 261 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd,s</sub> = 47150 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd,c</sub> ; V<sub>rd,s</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 261 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,25 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 12,039

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,195		
Altezza totale della sezione	$h =$	175,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	170,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	33,09 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00242	in y =	175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01037		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1613,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5350,66 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y <sub>soll</sub> =	87,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nrd(y=y <sub>soll</sub> )=	-1613,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Mrd(y=y <sub>soll</sub> )=	3939,29 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nsd(y=y <sub>soll</sub> )=	-1613,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Msd(y=y <sub>soll</sub> )=	215,67 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nsd(y=y <sub>soll</sub> )-Nrd(y=y <sub>soll</sub> )=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=y<sub>soll</sub>)/Msd(y=y<sub>soll</sub>)=</b>	<b>18,27</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,01037	-0,00242	0,00	-14,11	-3381,68	5483,31
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00242	-0,00242	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00242	-0,00242	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				175,00		0,00	175,00					-3381,68	5483,31

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22					
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00963	391,30	884,34	-88,43					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			1768,68	-132,65					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,195		
Altezza totale della sezione	$h =$	115,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	21,45 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00242	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01056		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1580,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2309,85 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y <sub>soll</sub> =	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nrd(y=y <sub>soll</sub> )=	-1580,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Mrd(y=y <sub>soll</sub> )=	1401,35 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nsd(y=y <sub>soll</sub> )=	-1580,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Msd(y=y <sub>soll</sub> )=	57,09 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	Nsd(y=y <sub>soll</sub> )-Nrd(y=y <sub>soll</sub> )=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=y<sub>soll</sub>)/Msd(y=y<sub>soll</sub>)=</b>	<b>24,55</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01056	-0,00242	0,00	-14,11	-2194,34	2340,57
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00242	-0,00242	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00242	-0,00242	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				115,00		0,00	115,00					-2194,34	2340,57

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,184	
Altezza totale della sezione	h=	115,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	110,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	20,19 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,045	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl s=	-0,00225	in y=	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01056		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1389,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2118,26 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1389,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1319,59 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1389,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	39,96 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>33,02</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01056	-0,00225	0,00	-14,11	-2003,34	2148,98
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00225	-0,00225	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00225	-0,00225	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-2003,34	2148,98

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa

Caratteristiche della sezione			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1750	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1700	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854	mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1613,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	128,89	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwd)) * 0,2 * fcd	scp=	0,922	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,110	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,013	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	8,461	
Coefficiente alfac	alfac=	1,065	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	8,46	
Limite superiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrd,max=	1345	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrd,min=	3980	kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00059	
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,343	
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,272	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18x k x (100 x ro(l) x fck ) / gammac + 0,15xscp)	tau_1,calc=	0,322	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15x scp)	tau_2,min=	0,411	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>698,06</b>	<b>kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,46	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>5,416</b>	

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	8,46	
Inclinazione puntori calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	6,740	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrd=	1345	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	39786	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>1345</b>	<b>kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,88	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>10,438</b>	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1580,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	295,49 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	1,374 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,385 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,101 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	3,826
Coefficiente alfac	alfac=	1,097
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	3,83
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrdd,max=	1711 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrdd,min=	2411 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00101
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,447
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck^0,5)$	vmin=	0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $Vrdd = 0,9 \cdot k \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_{fac} \cdot f_{cd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	tau_1,calc=	0,442 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,511 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	510,76 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,57 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	1,729
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	3,83
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	14,647 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrdd = 0,9 \cdot k \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_{fac} \cdot f_{cd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrdd=	1711 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrds = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) \cdot \sin(\alpha)$ )	Vrds=	5291 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrds )</b>	Vrd =	1711 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	1,90 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	5,790

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1389,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	0,27 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	1,208 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	3429,630
Coefficiente alfac	alfac=	1,085
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	3429,63
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrdd,max=	2 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrdd,min=	2624 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00091
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,426
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck^0,5)$	vmin=	0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $Vrdd = 0,9 \cdot k \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_{fac} \cdot f_{cd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	tau_1,calc=	0,407 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,479 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	527,23 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,53 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	1952,706
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	3429,63
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	0,017 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrdd = 0,9 \cdot k \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_{fac} \cdot f_{cd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrdd=	2 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrds = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (cot(\alpha) + cot(teta)) \cdot \sin(\alpha)$ )	Vrds=	5217435 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrds )</b>	Vrd =	2 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,00 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	8,219

### 8.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 1356 \text{ kN}$              $M_k = 308 \text{ kN m}$              $T_k = 375 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:            $N_k = 880 \text{ kN}$              $M_k = 991.5 \text{ kN m}$             $T_k = 17.66 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	1762	400.4	1762	2593	6.48
MEZZERIA	120	1+1 $\Phi$ 24/20	1144	1288.95	1144	2363	1.83

Tabella 8.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	487.5	2584	5.30
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	22.95	235	10.24

Tabella 8.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 1405 \text{ kN}$              $M_k = 236 \text{ kN m}$              $T_k = 120 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 60:            $N_k = 1323 \text{ kN}$              $M_k = 101 \text{ kN m}$              $T_k = 44.75 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 36:            $N_k = 1220 \text{ kN}$              $M_k = 38.87 \text{ kN m}$             $T_k = 0.64 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 $\Phi$ 24/20	1826	306.8	1826	4073	13.28
MAX NEG	115	1 $\Phi$ 20/20	1719	131.3	1719	1459	11.11
MAX POS	115	1 $\Phi$ 20/20	1586	50.53	1586	1403	27.78

Tabella 8.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 Φ 20/20/20	156	1444	9.25
CALOTTA	115	1 Φ 20/20/40	58.17	356	6.11

Tabella 8.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:05  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C1-Maturazione calotta  
 From File :dos57.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	2.634E+02	1.271E+03	3.038E+02	-2.341E+02 -4
95	2	95	96	2 beam	-3.062E+02	1.372E+03	1.689E+02	-3.038E+02 -4
94	2	94	95	2 beam	-4.561E+02	1.263E+03	3.099E+01	-1.690E+02 -4
93	2	93	94	2 beam	-3.780E+02	1.242E+03	-1.144E+02	-3.101E+01 -4
92	2	92	93	2 beam	-3.337E+02	1.223E+03	-2.582E+02	1.144E+02 -4
91	2	91	92	2 beam	-3.019E+02	1.181E+03	-3.593E+02	2.582E+02 -4
90	2	90	91	2 beam	-2.785E+02	1.142E+03	-4.525E+02	3.592E+02 -4
89	2	89	90	2 beam	-2.450E+02	1.105E+03	-5.646E+02	4.525E+02 -3
88	2	88	89	2 beam	-2.216E+02	1.064E+03	-6.349E+02	5.645E+02 -3
87	2	87	88	2 beam	-2.053E+02	1.035E+03	-6.999E+02	6.347E+02 -3
86	2	86	87	2 beam	-1.758E+02	1.002E+03	-7.826E+02	6.998E+02 -3
85	2	85	86	2 beam	-1.480E+02	9.637E+02	-8.541E+02	7.824E+02 -3
84	2	84	85	2 beam	-1.182E+02	9.320E+02	-9.124E+02	8.539E+02 -3
83	2	83	84	2 beam	-8.608E+01	9.072E+02	-9.557E+02	9.124E+02 -3
82	2	82	83	2 beam	-5.256E+01	8.899E+02	-9.824E+02	9.556E+02 -3
81	2	81	82	2 beam	-1.766E+01	8.808E+02	-9.915E+02	9.824E+02 -3
80	2	80	81	2 beam	1.712E+01	8.807E+02	-9.827E+02	9.915E+02 -3
79	2	79	80	2 beam	5.228E+01	8.896E+02	-9.561E+02	9.827E+02 -3
78	2	78	79	2 beam	8.567E+01	9.070E+02	-9.130E+02	9.561E+02 -3
77	2	77	78	2 beam	1.177E+02	9.318E+02	-8.547E+02	9.130E+02 -3
76	2	76	77	2 beam	1.476E+02	9.633E+02	-7.834E+02	8.549E+02 -3
75	2	75	76	2 beam	1.754E+02	1.002E+03	-7.009E+02	7.836E+02 -3
74	2	74	75	2 beam	2.051E+02	1.034E+03	-6.361E+02	7.012E+02 -3
73	2	73	74	2 beam	2.213E+02	1.064E+03	-5.660E+02	6.362E+02 -3
72	2	72	73	2 beam	2.453E+02	1.104E+03	-4.537E+02	5.660E+02 -3
71	2	71	72	2 beam	2.793E+02	1.141E+03	-3.603E+02	4.538E+02 -4
70	2	70	71	2 beam	3.037E+02	1.181E+03	-2.585E+02	3.603E+02 -4
69	2	69	70	2 beam	3.362E+02	1.225E+03	-1.137E+02	2.586E+02 -4
68	2	68	69	2 beam	3.798E+02	1.244E+03	1.662E+01	1.137E+02 -4
67	2	67	68	2 beam	3.681E+02	1.293E+03	1.427E+02	-1.644E+01 -4
66	2	66	67	2 beam	3.759E+02	1.356E+03	3.080E+02	-1.428E+02 -4
65	2	65	66	2 beam	-2.707E+02	1.274E+03	2.362E+02	-3.079E+02 -4
64	1	64	65	1 beam	-1.209E+02	1.405E+03	1.791E+02	-2.360E+02 -1
63	1	63	64	1 beam	-5.723E+01	1.357E+03	1.508E+02	-1.791E+02 -1
62	1	62	63	1 beam	-3.999E+01	1.301E+03	1.386E+02	-1.507E+02 -1
61	1	61	62	1 beam	-5.241E+01	1.310E+03	1.228E+02	-1.386E+02 -1
60	1	60	61	1 beam	-4.475E+01	1.323E+03	1.010E+02	-1.227E+02 -1
59	1	59	60	1 beam	-3.913E+01	1.357E+03	8.184E+01	-1.010E+02 -1
58	1	58	59	1 beam	-3.556E+01	1.374E+03	6.431E+01	-8.174E+01 -1
57	1	57	58	1 beam	-3.191E+01	1.372E+03	4.889E+01	-6.435E+01 -1
56	1	56	57	1 beam	-2.160E+01	1.383E+03	4.236E+01	-4.888E+01 -1
55	1	55	56	1 beam	-3.573E+01	1.331E+03	3.160E+01	-4.238E+01 -1
54	1	54	55	1 beam	-2.402E+01	1.318E+03	1.973E+01	-3.161E+01 -1
53	1	53	54	1 beam	-1.766E+01	1.335E+03	1.143E+01	-1.974E+01 -1

52	1	52	53	1	beam	-1.682E+01	1.325E+03	5.613E+00	-1.128E+01	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.703E+01	1.243E+03	-3.611E+00	-5.491E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	-9.949E+00	1.241E+03	-7.911E+00	3.593E+00	-1
49	1	49	50	1	beam	-2.271E+01	1.236E+03	-1.583E+01	7.933E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	-9.617E+00	1.226E+03	-1.918E+01	1.584E+01	-1
47	1	47	48	1	beam	-1.156E+01	1.220E+03	-2.328E+01	1.916E+01	-1
46	1	46	47	1	beam	-1.294E+01	1.211E+03	-2.795E+01	2.334E+01	-1
45	1	45	46	1	beam	-6.543E+00	1.213E+03	-3.033E+01	2.800E+01	-1
44	1	44	45	1	beam	-6.988E+00	1.215E+03	-3.264E+01	3.015E+01	-1
43	1	43	44	1	beam	-5.881E+00	1.219E+03	-3.460E+01	3.255E+01	-1
42	1	42	43	1	beam	-1.096E+00	1.218E+03	-3.492E+01	3.454E+01	-1
41	1	41	42	1	beam	-3.509E+00	1.218E+03	-3.631E+01	3.479E+01	-1
40	1	40	41	1	beam	1.722E+00	1.218E+03	-3.549E+01	3.607E+01	-1
39	1	39	40	1	beam	-2.942E+00	1.220E+03	-3.637E+01	3.538E+01	-1
38	1	38	39	1	beam	-1.424E+00	1.222E+03	-3.701E+01	3.634E+01	-1
37	1	37	38	1	beam	1.093E+00	1.223E+03	-3.648E+01	3.702E+01	-1
36	1	36	37	1	beam	-1.082E+00	1.220E+03	-3.671E+01	3.638E+01	-1
35	1	35	36	1	beam	-2.698E+00	1.223E+03	-3.747E+01	3.666E+01	-1
34	1	34	35	1	beam	-2.212E+00	1.219E+03	-3.855E+01	3.748E+01	-1
33	1	33	34	1	beam	-6.492E-01	1.220E+03	-3.887E+01	3.855E+01	-1
32	1	32	33	1	beam	6.940E-01	1.219E+03	-3.851E+01	3.885E+01	-1
31	1	31	32	1	beam	2.236E+00	1.220E+03	-3.741E+01	3.850E+01	-1
30	1	30	31	1	beam	3.471E+00	1.224E+03	-3.634E+01	3.739E+01	-1
29	1	29	30	1	beam	2.625E+00	1.220E+03	-3.550E+01	3.630E+01	-1
28	1	28	29	1	beam	-4.981E-01	1.224E+03	-3.570E+01	3.545E+01	-1
27	1	27	28	1	beam	1.892E+00	1.222E+03	-3.478E+01	3.567E+01	-1
26	1	26	27	1	beam	3.039E+00	1.220E+03	-3.374E+01	3.476E+01	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.791E+00	1.218E+03	-3.448E+01	3.387E+01	-1
24	1	24	25	1	beam	3.159E+00	1.218E+03	-3.311E+01	3.448E+01	-1
23	1	23	24	1	beam	1.084E+00	1.217E+03	-3.290E+01	3.327E+01	-1
22	1	22	23	1	beam	5.933E+00	1.217E+03	-3.095E+01	3.301E+01	-1
21	1	21	22	1	beam	6.599E+00	1.212E+03	-2.864E+01	3.099E+01	-1
20	1	20	21	1	beam	6.633E+00	1.210E+03	-2.626E+01	2.863E+01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.259E+01	1.207E+03	-2.175E+01	2.624E+01	-9
18	1	18	19	1	beam	1.158E+01	1.218E+03	-1.774E+01	2.187E+01	-1
17	1	17	18	1	beam	9.132E+00	1.225E+03	-1.454E+01	1.772E+01	-1
16	1	16	17	1	beam	2.370E+01	1.234E+03	-6.387E+00	1.463E+01	-1
15	1	15	16	1	beam	9.370E+00	1.236E+03	-2.295E+00	6.362E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	2.761E+01	1.238E+03	6.998E+00	2.300E+00	-1
13	1	13	14	1	beam	1.533E+01	1.312E+03	1.219E+01	-7.024E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	1.655E+01	1.317E+03	1.999E+01	-1.221E+01	-1
11	1	11	12	1	beam	2.509E+01	1.295E+03	3.237E+01	-1.996E+01	-1
10	1	10	11	1	beam	3.693E+01	1.298E+03	4.350E+01	-3.236E+01	-1
9	1	9	10	1	beam	2.295E+01	1.400E+03	5.044E+01	-4.351E+01	-1
8	1	8	9	1	beam	2.763E+01	1.364E+03	6.388E+01	-5.049E+01	-1
7	1	7	8	1	beam	3.239E+01	1.304E+03	7.975E+01	-6.387E+01	-1
6	1	6	7	1	beam	4.044E+01	1.281E+03	9.962E+01	-7.980E+01	-1
5	1	5	6	1	beam	4.562E+01	1.313E+03	1.217E+02	-9.958E+01	-1
4	1	4	5	1	beam	4.908E+01	1.363E+03	1.365E+02	-1.217E+02	-1
3	1	3	4	1	beam	4.054E+01	1.284E+03	1.488E+02	-1.365E+02	-1
2	1	2	3	1	beam	5.674E+01	1.339E+03	1.769E+02	-1.488E+02	-1
1	1	1	2	1	beam	1.210E+02	1.388E+03	2.339E+02	-1.769E+02	-1

\* FLAC log-file closed

9-Apr-1



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,269		
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	30,91 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
			<b>RISOLVI</b>	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00952	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01009		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1762,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3650,20 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1762,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2593,00 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1762,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	400,40 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>6,48</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01009	-0,00350	0,00	-14,11	-3530,68	3782,85
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-3530,68	3782,85

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00952	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00896	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01009	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,231		
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	26,54 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
			<b>RISOLVI</b>	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00300	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01057		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1144,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3049,67 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1144,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2363,27 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1144,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1288,95 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,83</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01057	-0,00300	0,00	-14,11	-2912,68	3182,32
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00300	-0,00300	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00300	-0,00300	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2912,68	3182,32

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00943	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01057	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1762,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	487,50 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> =	1,468 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,609 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,220 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	2,771
Coefficiente alfa	alfac=	1,104
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,000
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	2,77
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	2584 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2790 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l) = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0.02)	rho(l)=	0,00087
Coefficiente k = min( 1 + (200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,417
Coefficiente v <sub>min</sub> = 0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,441 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,515 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	592,76 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	1,216
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	2,77
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	19,847 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rcd</sub> =	2584 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rsd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rsd</sub> =	6345 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rcd</sub> ; V<sub>rsd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	2584 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	2,50 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	5,300

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> =	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1144,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	22,95 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> =	0,953 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,029 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	33,262
Coefficiente alfa	alfac=	1,067
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,000
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	33,26
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	235 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2698 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l) = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0.02)	rho(l)=	0,00087
Coefficiente k = min( 1 + (200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,417
Coefficiente v <sub>min</sub> = 0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,364 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,438 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	503,92 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,49 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	21,957
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	33,26
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	1,722 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rcd</sub> =	235 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rsd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rsd</sub> =	52900 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rcd</sub> ; V<sub>rsd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	235 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	10,241

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,203	
Altezza totale della sezione	h =	175,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	170,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	34,51 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00255	in y =	175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01037		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-1826,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	5671,36 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	87,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-1826,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	4073,61 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-1826,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	306,80 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>13,28</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,01037	-0,00255	0,00	-14,11	-3594,68	5804,01
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				175,00		0,00	175,00					-3594,68	5804,01

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00963	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,203	
Altezza totale della sezione	h =	115,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	110,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	22,38 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00255	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01057		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-1719,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	2447,66 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-1719,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1459,23 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-1719,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	131,30 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>11,11</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01057	-0,00255	0,00	-14,11	-2333,34	2478,38
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-2333,34	2478,38

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01057	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01057	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi_c =$	0,195
Altezza totale della sezione	$h =$	115,00 [cm]
Copri ferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	$d =$	110,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	$x =$	21,49 [cm]
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00243	in y=	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01056		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-1586,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	2315,83 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$ysoll =$	57,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	$Nrd(y=ysoll) =$	-1586,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	$Mrd(y=ysoll) =$	1403,88 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) =$	-1586,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Msd(y=ysoll) =$	50,53 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) - Nrd(y=ysoll) =$	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</math></b>	<b>27,78</b>

Elementi	CALCESTRUZZO		Trave										
	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01056	-0,00243	0,00	-14,11	-2200,34	2346,55
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00243	-0,00243	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00243	-0,00243	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				115,00		0,00	115,00					-2200,34	2346,55

Armature	ACCIAIO		Armatura lenta									
	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>st</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1750 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1700 mm
Area armature longitudinali tese	As <sub>t</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	As <sub>w</sub> =	1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> =	7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1826,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sdu</sub> =	156,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = \min(N_{sd}/(b \cdot w \cdot h)) \cdot 0,2 \cdot f_{cd}$	$\sigma_{cp}$ =	1,043 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	$\tau_{u,b}$ =	0,134 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	$\sigma_{mai}$ =	0,017 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	7,930
Coefficiente alfac	alfac=	1,074
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	7,93
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	1444 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	4012 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(As_l / (b \cdot w \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00059
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,343
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck} \cdot 0,5)$	v <sub>min</sub> =	0,272 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18x k x (100 x ro(l) x f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15x s <sub>cp</sub> )	$\tau_{u,1,calc}$ =	0,340 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15x s <sub>cp</sub> )	$\tau_{u,2,min}$ =	0,429 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	729,09 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	$\tau_{u}(V_{rd})$ =	0,48 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd}/V<sub>sdu</sub>=</sub>	4,674
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	7,93
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	7,188 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta))) / ((1 + cot(teta))^2)	V <sub>rd</sub> =	1444 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0,9 d As <sub>w</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	V <sub>rd</sub> =	37286 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min (V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub>)</b>	V <sub>rd</sub> =	1444 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	$\tau_{u}(V_{rd})$ =	0,94 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd}/V<sub>sdu</sub>=</sub>	9,259

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica	
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1719,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	58,17 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp=	1,495 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,076 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,004 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	19,752
Coefficiente alfa	alfac=	1,106
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	19,75
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	356 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2430 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00101
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,447
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	v <sub>min</sub> =	0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,460 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,529 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	528,89 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,59 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	9,092
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	19,75
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	2,898 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	356 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	27316 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd =	356 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,40 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	6,118

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica	
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1586,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	0,83 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp=	1,379 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	1273,896
Coefficiente alfa	alfac=	1,097
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	1273,90
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	6 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2654 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,426
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	v <sub>min</sub> =	0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,432 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,505 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	555,50 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,56 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	669,272
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	1273,90
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,045 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	6 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	1937956 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd =	6 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,01 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	7,278

## 8.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

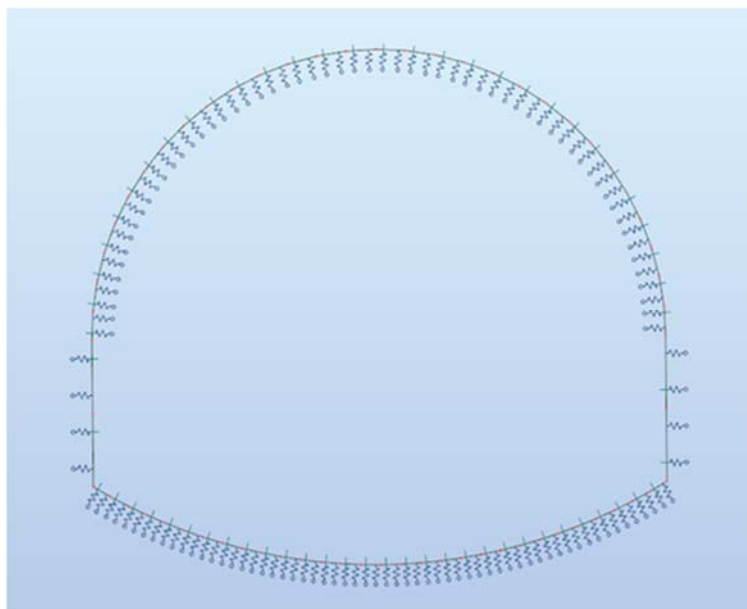
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K_{calotta} = E / [Req.(1+\nu)] = 30 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.30)) = 3368 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 30 MPa;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.30;

$R_{eq}$  = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

Per i vincoli sotto l'arco rovescio viene attribuito un valore di rigidezza pari a 5 volte quello stimato con la formula di Galerkin come conseguenza dello stato di ricomprensione in cui si trova il terreno alla base della struttura.

$$K_{arco\ rovescio} = 5 K_{calotta} = 16840 \text{ kN/m}$$

Tenendo conto della presenza dell'intervento di consolidamento al contorno della galleria, in corrispondenza dei piedritti e al di sotto delle murette si considera un Modulo di deformazione comparabile a quelle delle colonne consolidate ottenendo:

$$K_{piedritti} = 1050 \times 1000 / (6.85 \times (1 + 0.30)) = 117911 \text{ kN/m}$$

### Analisi dei carichi

**Peso proprio:** Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Terzaghi in presenza della Formazione Morenica per rocce tenere e terreni attraverso la seguente formulazione valida per  $B < H \leq 2.5 B$  ( $H$  = copertura e  $B$  = dimensione caratteristica della galleria):

$$P_v = \frac{B \cdot \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{\left( \frac{-2H \operatorname{tg} \phi}{B} \right)} \right)$$

Con :

$H$  = ricoprimento di terreno = 25 m

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$h$  = altezza della galleria = 10.60 m;

$b$  = larghezza della galleria = 14.70 m;

$c$  = coesione = 10 kPa;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno = 34°.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $1 - \sin 34 = 0.440$

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-C1	21	283.18	124.59	245.64

Tabella 8.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico

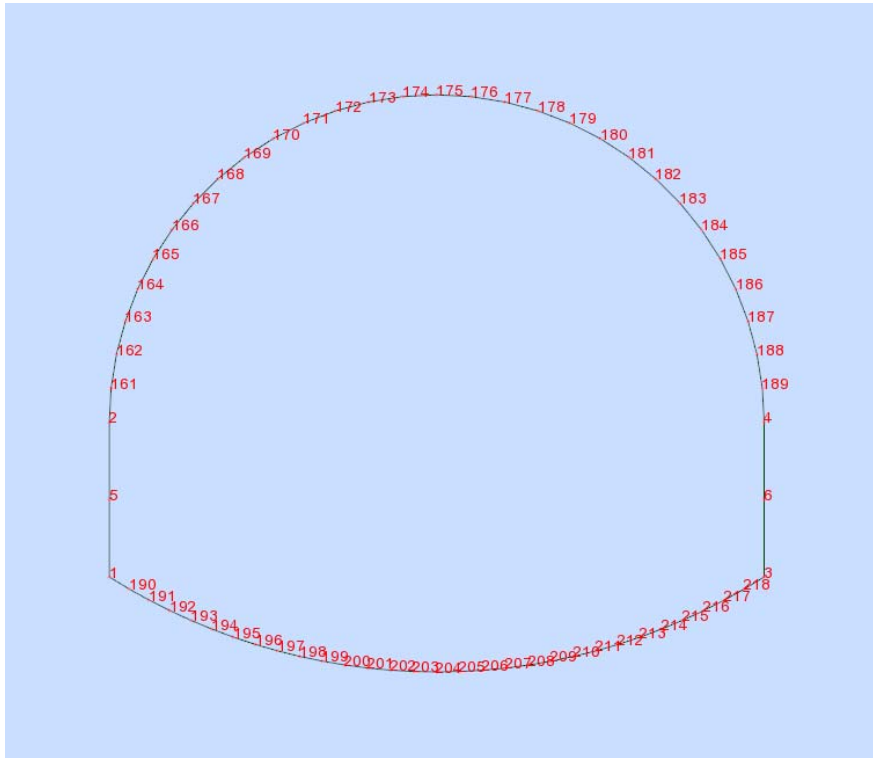
DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

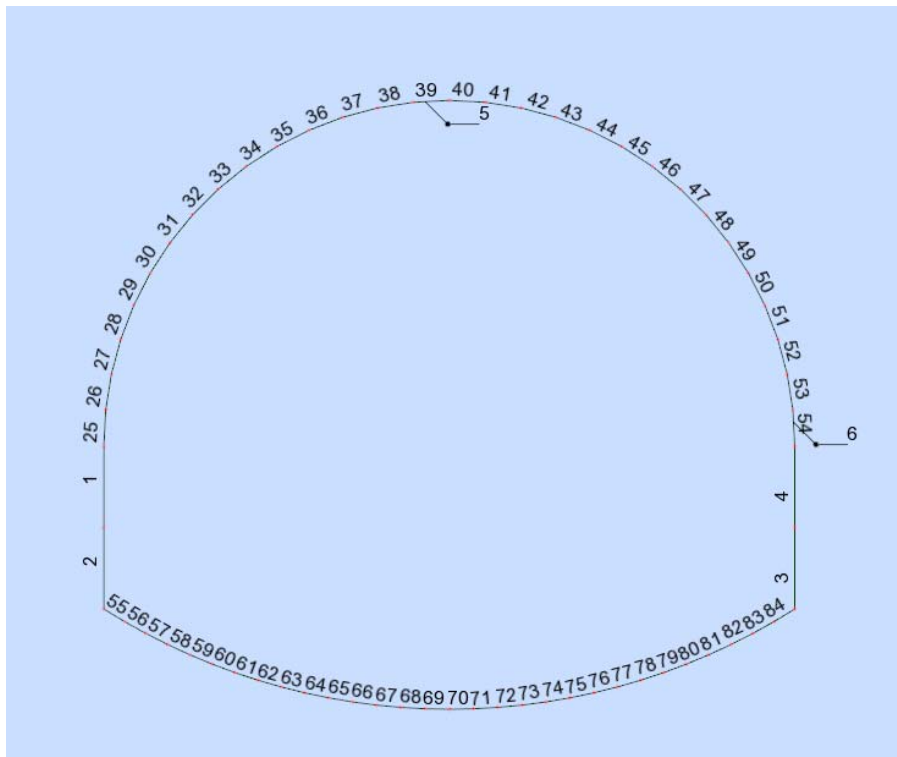
Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50





**Numerazione nodi**



**Numerazione elementi**

### Verifiche strutturali allo SLU

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	4100	2970	4100	3195	1.08
MEZZERIA	120	1+1 $\Phi$ 24/20	3671	2765	3671	3114	1.13

Tabella 8.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	2708	3860	1.42
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	49	190	3.87

Tabella 8.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 $\Phi$ 24/20	5183	4495	5183	5737	1.28
MAX NEG	115	1 $\Phi$ 20/20	4704	2067	4704	2350	1.14
MAX POS	115	1 $\Phi$ 20/20	2894	1493	2894	1891	1.27

Tabella 8.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 $\Phi$ 20/20/20	1639	4579	2.79
CALOTTA	115	1 $\Phi$ 20/20/40	163	568	3.48

Tabella 8.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### **Verifiche a fessurazione allo SLE**

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	$N_k$ (kN)	$M_k$ (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	$W_m$
INCASTRO	55	120	1+1 $\Phi$ 24/20	3153	2284	-13.95	2427.84	0.166
MEZZERIA	69	120	1+1 $\Phi$ 24/20	2823	2126	-12.97	220.19	0.159

Tabella 8.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	$N_k$ (kN)	$M_k$ (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	$W_m$
INCASTRO	2	175	1+1 $\Phi$ 24/20	3986	3457	-11.37	176.14	0.124
MAX NEG	25	115	1 $\Phi$ 20/20	3618	1590	-12.95	163.16	0.119
MAX POS	39	115	1 $\Phi$ 20/20	2226	1148	-9.76	169.03	0.124

Tabella 8.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

### **Diagrammi di sollecitazione**

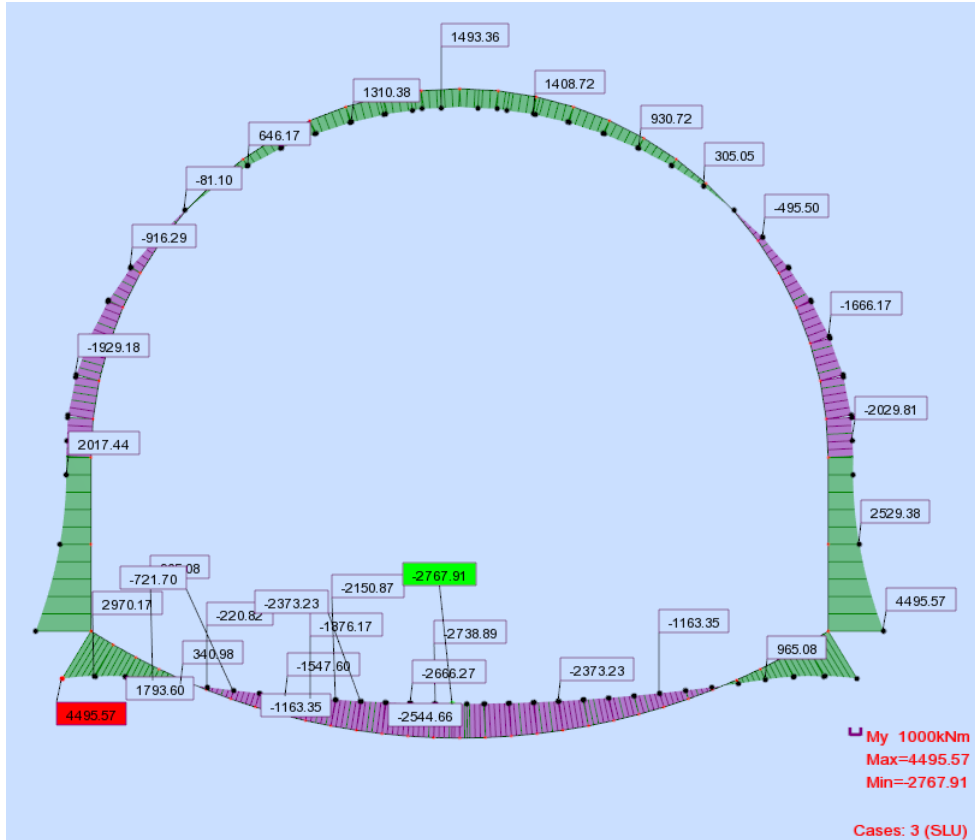


Diagramma momento flettente

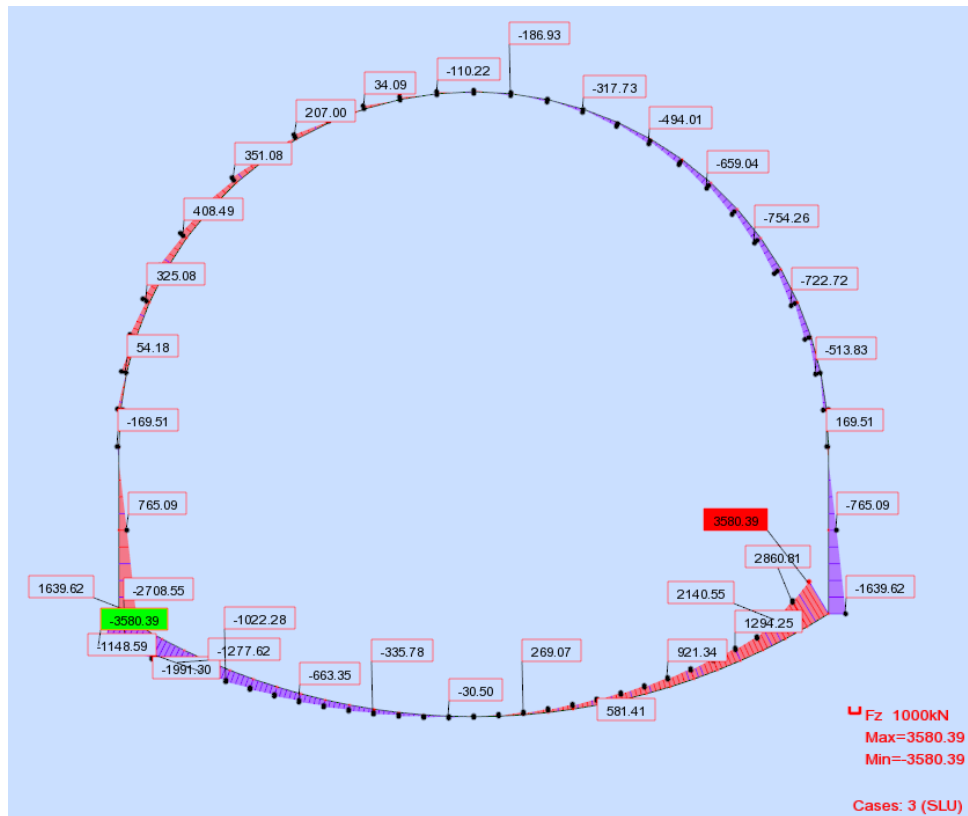


Diagramma taglio

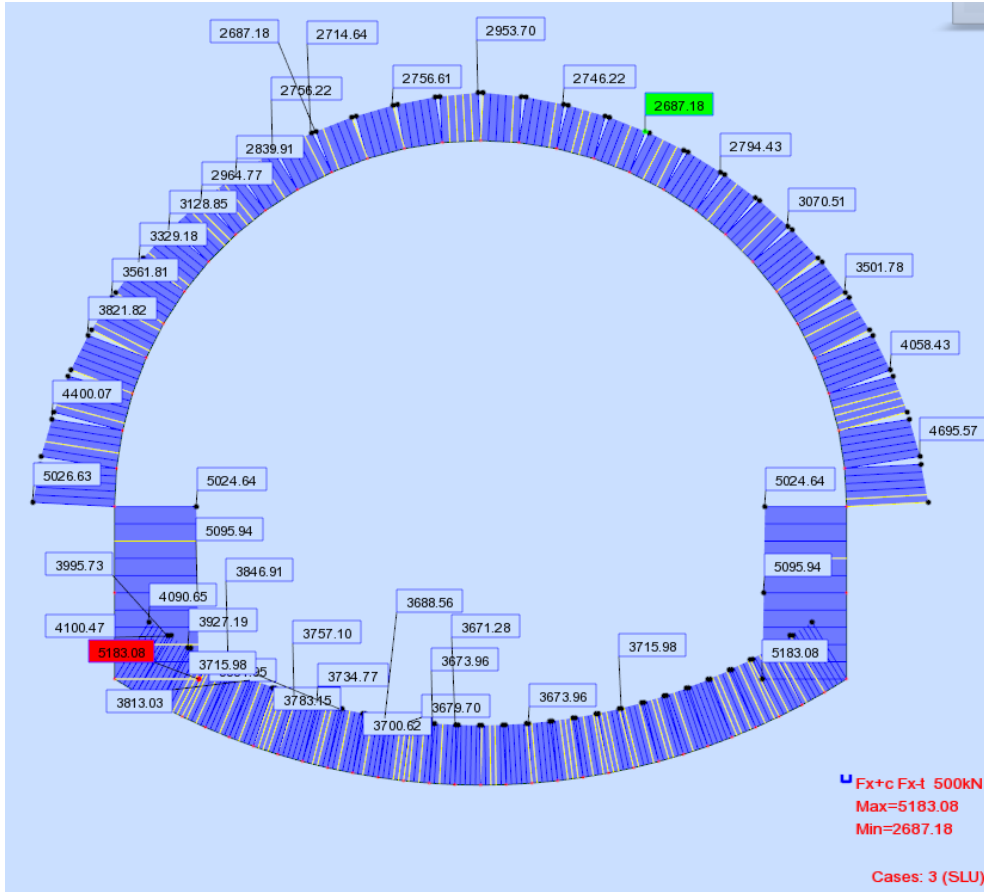


Diagramma sforzo normale

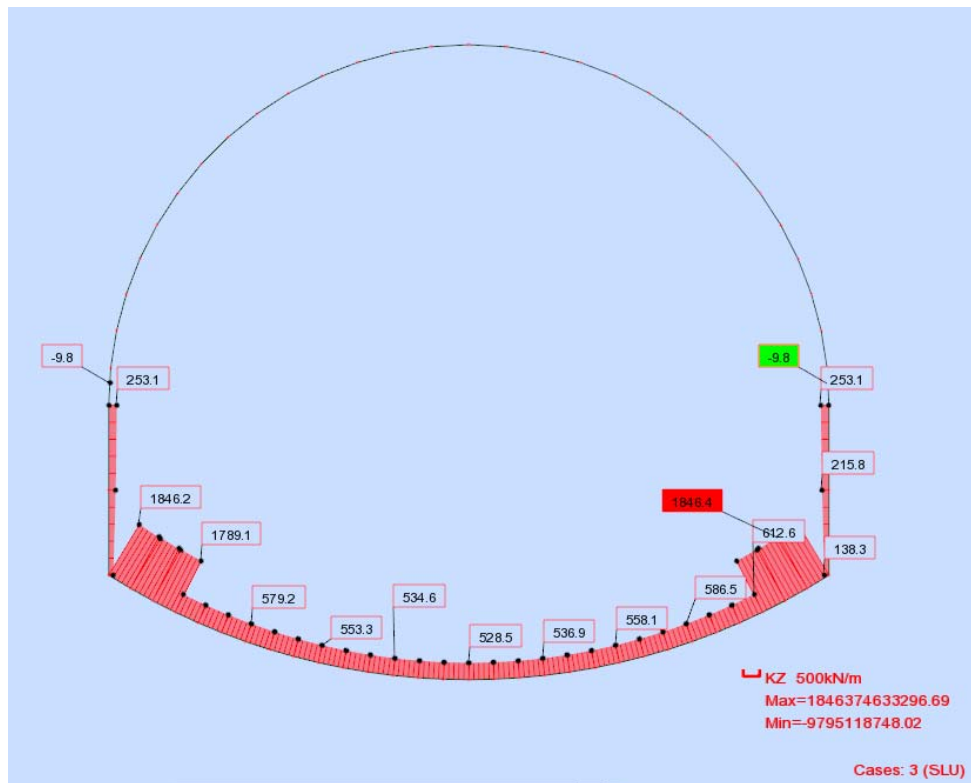
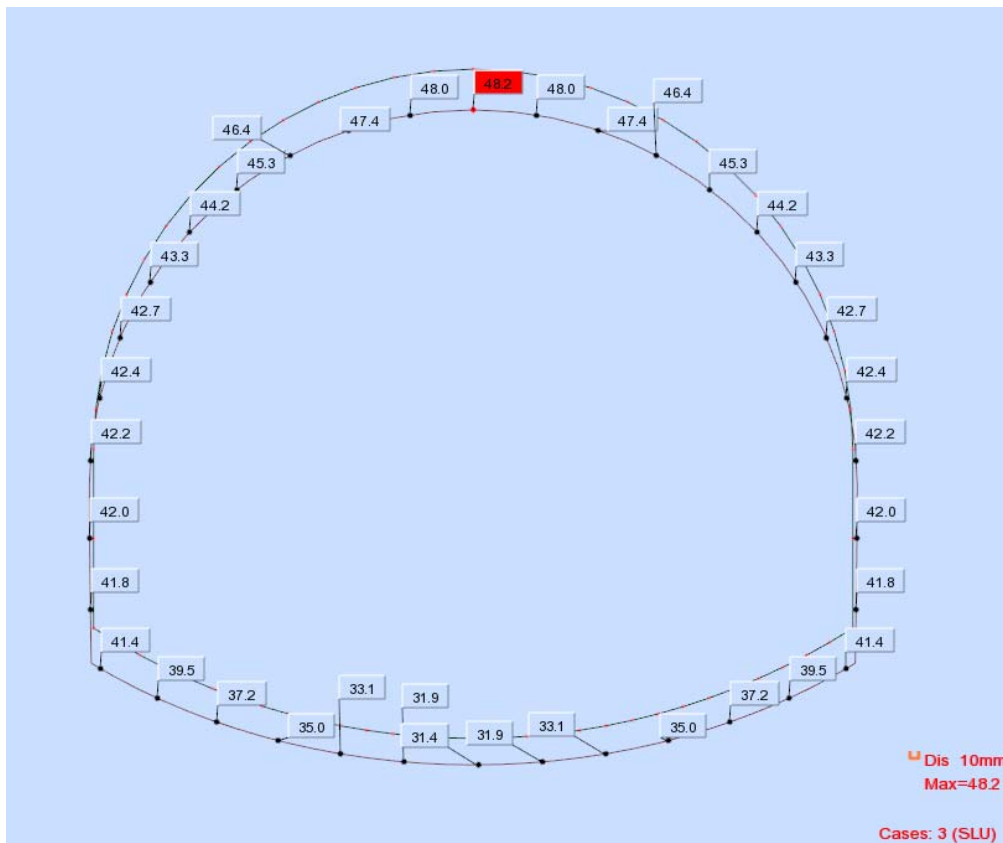


Diagramma reazioni mole



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	5024.64	-169.51	2041.9
1/2/3/3	5060.29	301.08	2095.5
1/5/3	5095.94	765.09	2529.38
2/5/3	5095.94	765.09	2529.38
2/2/3/3	5139.51	1213.75	3334.58
2/1/3	5183.08	1639.62	4495.57
3/3/3	5183.08	-1639.62	4495.57
3/2/3/3	5139.51	-1213.75	3334.58
3/6/3	5095.94	-765.09	2529.38
4/6/3	5095.94	-765.09	2529.38
4/2/3/3	5060.29	-301.08	2095.5
4/4/3	5024.64	169.51	2041.9
25/2/3	5026.63	93.7	-2041.9
25/2/3/3	4865.51	-35.51	-2031.44
25/161/3	4704.3	-163.05	-2067.35
26/161/3	4695.57	329.56	-2067.35
26/2/3/3	4547.95	191.04	-1973.4
26/162/3	4400.07	54.18	-1929.18
27/162/3	4370.3	513.83	-1929.18

27/2/3/3	4237.09	363.88	-1770.75
27/163/3	4103.45	215.56	-1666.17
28/163/3	4058.43	643.33	-1666.17
28/2/3/3	3940.43	483.42	-1462.78
28/164/3	3821.82	325.08	-1316.84
29/164/3	3766.92	722.72	-1316.84
29/2/3/3	3664.74	554.34	-1086.3
29/165/3	3561.81	387.47	-916.29
30/165/3	3501.78	757.71	-916.29
30/2/3/3	3415.94	582.4	-674.37
30/166/3	3329.18	408.49	-495.5
31/166/3	3268.24	754.26	-495.5
31/2/3/3	3199.07	573.55	-255.79
31/167/3	3128.85	394.15	-81.1
32/167/3	3070.51	719.03	-81.1
32/2/3/3	3018.24	534.46	145.2
32/168/3	2964.77	351.08	305.05
33/168/3	2911.84	659.04	305.05
33/2/3/3	2876.53	472.13	509.26
33/169/3	2839.91	286.28	646.17
34/169/3	2794.43	581.58	646.17
34/2/3/3	2776.03	393.83	822.26
34/170/3	2756.22	207	930.72
35/170/3	2719.48	494.01	930.72
35/2/3/3	2717.81	306.9	1075.31
35/171/3	2714.64	120.55	1152.47
36/171/3	2687.18	403.59	1152.47
36/2/3/3	2701.94	218.54	1264.78
36/172/3	2715.13	34.09	1310.38
37/172/3	2696.69	317.73	1310.38
37/2/3/3	2727.46	136.09	1392.31
37/173/3	2756.61	-45.1	1408.72
38/173/3	2746.22	243.3	1408.72
38/2/3/3	2792.49	66.41	1464.64
38/174/3	2837.1	-110.22	1456.72
39/174/3	2833.08	186.93	1456.72
39/2/3/3	2894.23	16.02	1493.36
39/175/3	2953.7	-154.8	1468.3
40/175/3	2953.7	154.8	1468.3
40/2/3/3	2894.23	-16.02	1493.36
40/176/3	2833.08	-186.93	1456.72
41/176/3	2837.1	110.22	1456.72
41/2/3/3	2792.49	-66.41	1464.64
41/177/3	2746.22	-243.3	1408.72
42/177/3	2756.61	45.1	1408.72

42/2/3/3	2727.46	-136.09	1392.31
42/178/3	2696.69	-317.73	1310.38
43/178/3	2715.13	-34.09	1310.38
43/2/3/3	2701.94	-218.54	1264.78
43/179/3	2687.18	-403.59	1152.47
44/179/3	2714.64	-120.55	1152.47
44/2/3/3	2717.81	-306.9	1075.31
44/180/3	2719.48	-494.01	930.72
45/180/3	2756.22	-207	930.72
45/2/3/3	2776.03	-393.83	822.26
45/181/3	2794.43	-581.58	646.17
46/181/3	2839.91	-286.28	646.17
46/2/3/3	2876.53	-472.13	509.26
46/182/3	2911.84	-659.04	305.05
47/182/3	2964.77	-351.08	305.05
47/2/3/3	3018.24	-534.46	145.2
47/183/3	3070.51	-719.03	-81.1
48/183/3	3128.85	-394.15	-81.1
48/2/3/3	3199.07	-573.55	-255.79
48/184/3	3268.24	-754.26	-495.5
49/184/3	3329.18	-408.49	-495.5
49/2/3/3	3415.94	-582.4	-674.37
49/185/3	3501.78	-757.71	-916.29
50/185/3	3561.81	-387.47	-916.29
50/2/3/3	3664.74	-554.34	-1086.3
50/186/3	3766.92	-722.72	-1316.84
51/186/3	3821.82	-325.08	-1316.84
51/2/3/3	3940.43	-483.42	-1462.78
51/187/3	4058.43	-643.33	-1666.17
52/187/3	4103.45	-215.56	-1666.17
52/2/3/3	4237.09	-363.88	-1770.75
52/188/3	4370.3	-513.83	-1929.18
53/188/3	4400.07	-54.18	-1929.18
53/2/3/3	4547.95	-191.04	-1973.4
53/189/3	4695.57	-329.56	-2067.35
54/189/3	4704.3	163.05	-2067.35
54/2/3/3	4865.51	35.51	-2031.44
54/4/3	5026.63	-93.7	-2041.9
55/1/3	4090.65	-3580.39	4495.57
55/2/3/3	4095.56	-3142.38	3679.98
55/190/3	4100.47	-2708.55	2970.17
56/190/3	3995.73	-2860.81	2970.17
56/2/3/3	4000.33	-2423.49	2329.14
56/191/3	4004.94	-1991.3	1793.6
57/191/3	3927.19	-2140.55	1793.6



57/2/3/3	3931.47	-1706.23	1326.99
57/192/3	3935.76	-1277.62	965.08
58/192/3	3884.95	-1424.67	965.08
58/2/3/3	3888.92	-1285.62	636.28
58/193/3	3892.89	-1148.59	340.98
59/193/3	3846.91	-1294.25	340.98
59/2/3/3	3850.55	-1157.24	43.58
59/194/3	3854.19	-1022.28	-220.82
60/194/3	3813.03	-1166.47	-220.82
60/2/3/3	3816.34	-1031.74	-487.48
60/195/3	3819.65	-899.05	-721.7
61/195/3	3783.15	-1042.02	-721.7
61/2/3/3	3786.13	-909.69	-958.46
61/196/3	3789.1	-779.33	-1163.35
62/196/3	3757.1	-921.34	-1163.35
62/2/3/3	3759.73	-791.43	-1371.13
62/197/3	3762.37	-663.35	-1547.6
63/197/3	3734.77	-804.31	-1547.6
63/2/3/3	3737.06	-676.74	-1727.26
63/198/3	3739.35	-550.85	-1876.17
64/198/3	3715.98	-691.16	-1876.17
64/2/3/3	3717.92	-565.77	-2028.64
64/199/3	3719.87	-441.85	-2150.87
65/199/3	3700.62	-581.41	-2150.87
65/2/3/3	3702.22	-457.97	-2276.95
65/200/3	3703.81	-335.78	-2373.23
66/200/3	3688.56	-474.84	-2373.23
66/2/3/3	3689.81	-353.06	-2473.66
66/201/3	3691.05	-232.27	-2544.66
67/201/3	3679.7	-370.92	-2544.66
67/2/3/3	3680.59	-250.47	-2620.03
67/202/3	3681.48	-130.73	-2666.27
68/202/3	3673.96	-269.07	-2666.27
68/2/3/3	3674.49	-149.56	-2717.05
68/203/3	3675.03	-30.5	-2738.89
69/203/3	3671.28	-168.67	-2738.89
69/2/3/3	3671.46	-49.72	-2765.39
69/204/3	3671.64	69.08	-2763.03
70/204/3	3671.64	-69.08	-2763.03
70/2/3/3	3671.46	49.72	-2765.39
70/205/3	3671.28	168.67	-2738.89
71/205/3	3675.03	30.5	-2738.89
71/2/3/3	3674.49	149.56	-2717.05
71/206/3	3673.96	269.07	-2666.27
72/206/3	3681.48	130.73	-2666.27

72/2/3/3	3680.59	250.47	-2620.03
72/207/3	3679.7	370.92	-2544.66
73/207/3	3691.05	232.27	-2544.66
73/2/3/3	3689.81	353.06	-2473.66
73/208/3	3688.56	474.84	-2373.23
74/208/3	3703.81	335.78	-2373.23
74/2/3/3	3702.22	457.97	-2276.95
74/209/3	3700.62	581.41	-2150.87
75/209/3	3719.87	441.85	-2150.87
75/2/3/3	3717.92	565.77	-2028.64
75/210/3	3715.98	691.16	-1876.17
76/210/3	3739.35	550.85	-1876.17
76/2/3/3	3737.06	676.74	-1727.26
76/211/3	3734.77	804.31	-1547.6
77/211/3	3762.37	663.35	-1547.6
77/2/3/3	3759.73	791.43	-1371.13
77/212/3	3757.1	921.34	-1163.35
78/212/3	3789.1	779.33	-1163.35
78/2/3/3	3786.13	909.69	-958.46
78/213/3	3783.15	1042.02	-721.7
79/213/3	3819.65	899.05	-721.7
79/2/3/3	3816.34	1031.74	-487.48
79/214/3	3813.03	1166.47	-220.82
80/214/3	3854.19	1022.28	-220.82
80/2/3/3	3850.55	1157.24	43.58
80/215/3	3846.91	1294.25	340.98
81/215/3	3892.89	1148.59	340.98
81/2/3/3	3888.92	1285.62	636.28
81/216/3	3884.95	1424.67	965.08
82/216/3	3935.76	1277.62	965.08
82/2/3/3	3931.47	1706.23	1326.99
82/217/3	3927.19	2140.55	1793.6
83/217/3	4004.94	1991.3	1793.6
83/2/3/3	4000.33	2423.49	2329.14
83/218/3	3995.73	2860.81	2970.17
84/218/3	4100.47	2708.55	2970.17
84/2/3/3	4095.56	3142.38	3679.98
84/3/3	4090.65	3580.39	4495.57

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,447		
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	51,38 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y=	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00433	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00467		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4100,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5655,52 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4100,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	3195,52 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4100,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	2970,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,08</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,00467	-0,00350	0,00	-14,11	-5868,68	5788,17
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-5868,68	5788,17

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00433	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00399	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00467	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,414		
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	47,62 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y=	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00495	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00532		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-3671,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5317,39 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-3671,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	3114,79 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-3671,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	2765,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,13</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,00532	-0,00350	0,00	-14,11	-5439,68	5450,04
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-5439,68	5450,04

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00495	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00458	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00532	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1200	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655	mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	4100,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	2708,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh), 0,2 * fcd)$	scp=	2,833	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	3,985	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	2,253	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,503	
Coefficiente alfac	alfac=	1,200	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	1,50	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrzd,max=	4058	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrzd,min=	3034	kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw * d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00087	
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,417	
Coefficiente $v_{min} = 0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)$	vmin=	0,295	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / \text{gammac} + 0,15 * scp$ )	tau_1,calc=	0,646	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 * scp$ )	tau_2,min=	0,720	N/mm <sup>2</sup>

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,80	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	0,306	

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	1,69	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	30,679	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrzd = 0,90 * d * bw * \text{alfac} * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrzd=	3860	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrzd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa)$ )	Vrzd=	3860	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>3860</b>	<b>kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	3,73	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1,426	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1200	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927	mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	3671,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	49,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh), 0,2 * fcd)$	scp=	2,833	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,061	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,001	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	46,280	
Coefficiente alfac	alfac=	1,200	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	46,28	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrzd,max=	190	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrzd,min=	3034	kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw * d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00087	
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,417	
Coefficiente $v_{min} = 0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)$	vmin=	0,295	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / \text{gammac} + 0,15 * scp$ )	tau_1,calc=	0,646	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 * scp$ )	tau_2,min=	0,720	N/mm <sup>2</sup>

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,80	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	16,902	

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	46,28	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	1,238	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrzd = 0,90 * d * bw * \text{alfac} * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrzd=	190	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrzd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa)$ )	Vrzd=	73605	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>190</b>	<b>kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,18	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	3,878	

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,358		
Altezza totale della sezione	$h =$	175,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	170,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	60,86 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00628	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00656		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00006 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-5183,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	10272,91 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	87,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-5183,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	5737,79 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-5183,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	4495,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,28</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,00656	-0,00350	0,00	-14,11	-6951,68	10405,56
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				175,00		0,00	175,00					-6951,68	10405,56

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00628	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00599	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00656	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,423		
Altezza totale della sezione	$h =$	115,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	46,56 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00477	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00514		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4704,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5055,34 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4704,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2350,54 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4704,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	2067,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,14</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,00514	-0,00350	0,00	0,00	-5318,34	5086,05
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				115,00		0,00	115,00					-5318,34	5086,05

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00477	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00514	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00514	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,279
Altezza totale della sezione	h=	115,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d=	110,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x=	30,71 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,045

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y=	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00903	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00960		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2894,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3555,64 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2894,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1891,59 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2894,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1493,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,27</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,00960	-0,00350	0,00	-14,11	-3508,34	3586,36
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-3508,34	3586,36

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00903	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00960	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00960	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1750	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1700	mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>fas</sub> =	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	7,854	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	5183,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	1639,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	2,833	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	1,405	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,578	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,429	
Coefficiente α <sub>fas</sub>	α <sub>fas</sub> =	1,200	
Cotangente α <sub>fas</sub>	cot(α <sub>fas</sub> )=	0,300	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	2,43	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	4579	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	4484	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d) ; 0.02)	ro(l)=	0,00059	
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,343	
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,272	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,609	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,697	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	1185,52	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,77	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	0,723	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)=	2,43	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta=	22,380	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>fas</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>fas</sub> )+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rcd</sub> =	4579	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rsd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>fas</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>fas</sub> ) )	V <sub>rsd</sub> =	11420	kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rcd</sub> ; V <sub>rsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	4579	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	2,98	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	2,794	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 4704,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 163,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,213 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,016 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 13,401
Coefficiente alfac	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 13,40
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 568 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2638 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00101
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k= 1,447
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	v <sub>min</sub> = 0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,661 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,730 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 729,68 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 4,477
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 13,40
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 4,268 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 568 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 18534 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 568 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,63 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 3,483

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 3671,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 49,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,064 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 44,354
Coefficiente alfac	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 44,35
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 190 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2902 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k= 1,426
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	v <sub>min</sub> = 0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,650 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,723 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 795,44 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,80 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 16,233
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 44,35
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 1,292 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 190 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 67474 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 190 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,19 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 3,870

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento» delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctfk = fctm\*1.2 ) fctfk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 5,598 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 227,842 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 23,000 cm  
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 18,750 cm  
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 431,250 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 45,239 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kt= 0,6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000986  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000664

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (int - fi) s1= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese fi= 24 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 3,800 cm  
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+fi/2)) b= 25,000 cm  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,005228  
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps2= 0,000000  
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) k1= 0,800  
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k2= 0,500  
 Coefficiente k3= 3,400  
 Coefficiente k4= 0,425  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 9,888 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000986  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 9,888 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,166 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,400 mm  
 La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento» delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctfk = fctm\*1.2 ) fctfk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 5,291 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 220,190 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 23,000 cm  
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 18,750 cm  
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 431,250 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 45,239 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kt= 0,6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000949  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000641

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (int - fi) s1= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese fi= 24 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 3,800 cm  
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+fi/2)) b= 25,000 cm  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,005046  
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps2= 0,000000  
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) k1= 0,800  
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k2= 0,500  
 Coefficiente k3= 3,400  
 Coefficiente k4= 0,425  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 9,888 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000949  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 9,888 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,159 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,400 mm  
 La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure



**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento» delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctfk = fctm\*1.2 ) fctfk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 3,995 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 176,138 N/mm<sup>2</sup>  
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 23,000 cm  
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 18,750 cm  
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 431,250 cm<sup>2</sup>  
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 45,239 cm<sup>2</sup>  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kt= 0,6  
Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000735  
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000513

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (int - fi) s1= 20,000 cm  
Diametro equivalente delle barre tese fi= 24 mm  
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 3,600 cm  
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+fi/2)) b= 26,000 cm  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,104902  
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,003947  
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps2= 0,000000  
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) k1= 0,800  
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k2= 0,500  
Coefficiente k3= 3,400  
Coefficiente k4= 0,425  
Distanza media tra le fessure Dsm= 9,688 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000735  
Distanza media tra le fessure Dsm= 9,688 cm  
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,124 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile  
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,300 mm  
La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento» delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctfk = fctm\*1.2 ) fctfk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 3,822 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 163,162 N/mm<sup>2</sup>  
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 20,000 cm  
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 12,500 cm  
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 250,000 cm<sup>2</sup>  
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 15,708 cm<sup>2</sup>  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,062832  
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kt= 0,6  
Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000624  
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000475

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (int - fi) s1= 20,000 cm  
Diametro equivalente delle barre tese fi= 20 mm  
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 4,000 cm  
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+fi/2)) b= 25,000 cm  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,062832  
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,003800  
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps2= 0,000000  
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) k1= 0,800  
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k2= 0,500  
Coefficiente k3= 3,400  
Coefficiente k4= 0,425  
Distanza media tra le fessure Dsm= 11,183 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000624  
Distanza media tra le fessure Dsm= 11,183 cm  
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,119 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile  
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,300 mm  
La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$   
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{cm,eff} = 3,071 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{ps,rm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 203000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{s,t} = 169,029 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[mn(2,5(h-d));(h-x)/3;h/2]$   $h_{eff} = 12,500 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_c,eff = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250,000 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s,eff = 15,708 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c,eff$   $\rho_{s,eff} = A_s/A_c,eff = 0,062832$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0,6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{ps,rm} = 0,000653$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{ps,rm,lim} = 0,6 \sigma_{s,t}/E_s$ )  $\epsilon_{ps,rm,lim} = 0,000492$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $n \cdot l - f$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f = 20 \text{ mm}$   
Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y \cdot f/2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f/2)$ )  $b = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c,eff$   $\rho_{s,eff} = A_s/A_c,eff = 0,062832$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,003884$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{ps,rm} = 0,000653$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{ps,rm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,124 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

## 9 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C2 CAMPO DA 6.0 IN CORRISPONDENZA EDIFICI

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe V di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 16 m in asse galleria.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

peso specifico	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\phi = 34^\circ$
coesione drenata	$c = 10 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 30 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

### - FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo attribuendo all'ammasso le caratteristiche geomeccaniche equivalenti delle colonne consolidate e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

I parametri geotecnici attribuiti al terreno consolidato risultano:

peso specifico:	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito:	$\phi' = 45^\circ$
coesione drenata:	$c' = 200 \text{ kPa}$
modulo di deformazione:	$E' = 1050 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.2$

### - FASE 3 – Posa centine a 1.0 m

Si prevede l'inserimento della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

### - FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del priverivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ) e centine.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
--------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

### - FASE 5 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 8.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 120 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=1.20 \text{ m}^2$	$J=0.144 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 84% del carico litostatico.

**- FASE 6 – Getto della calotta a 30 m e maturazione dell'arco rovescio.**

E' simulato il getto della calotta (E=15 GPa) a campo variabile da 75 a 155 cm e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=31 GPa).

Arco rovescio:	A=1.20 m <sup>2</sup>	J=0.144 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
Calotta.	A=1.15 m <sup>2</sup>	J=0.126 m <sup>4</sup>	E=15 GPa

Si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

**- FASE 7 – Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.	A=1.15 m <sup>2</sup>	J=0.126 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
----------	-----------------------	------------------------	----------

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

**9.1 FASE 3 - VERIFICHE TENSIONALI SULLE CENTINE**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 1:	N <sub>k</sub> = 200 kN	M <sub>k</sub> = 1.26 kNm	T <sub>k</sub> = 2.68 kN
-------------	-------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 61.26 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

\* FLAC log-file opened 10-Apr-19 18:12

FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C2 EDIFICIO 12-Posa centine a 1.0m

From File :dos63.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1 beam	-2.490E+00	1.994E+02	-1.170E+00	-1.129E-03
63	1	63	64	1 beam	1.499E+00	2.017E+02	-4.279E-01	1.169E+00
62	1	62	63	1 beam	-3.531E+00	2.071E+02	-1.494E+00	4.289E-01
61	1	61	62	1 beam	1.828E+00	2.042E+02	-9.447E-01	1.496E+00
60	1	60	61	1 beam	3.763E-01	2.115E+02	-7.623E-01	9.446E-01
59	1	59	60	1 beam	1.981E-01	2.185E+02	-6.643E-01	7.614E-01
58	1	58	59	1 beam	3.653E-01	2.260E+02	-4.844E-01	6.634E-01
57	1	57	58	1 beam	-1.128E-01	2.335E+02	-5.378E-01	4.832E-01
56	1	56	57	1 beam	1.929E-01	2.436E+02	-4.789E-01	5.371E-01
55	1	55	56	1 beam	2.312E+00	2.457E+02	2.179E-01	4.795E-01
54	1	54	55	1 beam	-1.286E+00	2.501E+02	-4.193E-01	-2.167E-01
53	1	53	54	1 beam	5.695E-01	2.589E+02	-1.513E-01	4.192E-01
52	1	52	53	1 beam	7.168E-01	2.659E+02	8.524E-02	1.562E-01
51	1	51	52	1 beam	-7.256E-01	2.626E+02	-1.618E-01	-8.254E-02
50	1	50	51	1 beam	8.573E-01	2.675E+02	2.137E-01	1.584E-01
49	1	49	50	1 beam	-8.513E-01	2.706E+02	-8.232E-02	-2.138E-01
48	1	48	49	1 beam	4.342E-01	2.742E+02	6.764E-02	8.340E-02
47	1	47	48	1 beam	7.536E-01	2.752E+02	3.382E-01	-6.965E-02
46	1	46	47	1 beam	-1.552E+00	2.757E+02	-2.138E-01	-3.392E-01
45	1	45	46	1 beam	1.721E+00	2.774E+02	3.977E-01	2.156E-01
44	1	44	45	1 beam	-7.843E-01	2.797E+02	1.178E-01	-3.974E-01
43	1	43	44	1 beam	-3.710E-01	2.819E+02	-1.305E-02	-1.160E-01
42	1	42	43	1 beam	1.129E+00	2.815E+02	3.768E-01	1.599E-02
41	1	41	42	1 beam	-1.200E+00	2.816E+02	-1.489E-01	-3.720E-01
40	1	40	41	1 beam	1.670E+00	2.808E+02	4.091E-01	1.532E-01
39	1	39	40	1 beam	-5.221E-01	2.813E+02	2.287E-01	-4.045E-01
38	1	38	39	1 beam	-4.696E-01	2.807E+02	8.704E-03	-2.296E-01
37	1	37	38	1 beam	1.093E-01	2.787E+02	6.037E-02	-6.333E-03
36	1	36	37	1 beam	1.204E+00	2.749E+02	4.176E-01	-5.410E-02

35	1	35	36	1	beam	-5.862E-01	2.812E+02	2.389E-01	-4.159E-01	-2
34	1	34	35	1	beam	-3.626E-01	2.772E+02	6.238E-02	-2.380E-01	-2
33	1	33	34	1	beam	1.597E-01	2.772E+02	1.383E-01	-6.009E-02	-2
32	1	32	33	1	beam	-2.132E-01	2.770E+02	3.184E-02	-1.363E-01	-2
31	1	31	32	1	beam	3.504E-01	2.759E+02	2.030E-01	-3.330E-02	-2
30	1	30	31	1	beam	9.636E-01	2.782E+02	4.918E-01	-2.009E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	-1.491E+00	2.780E+02	3.976E-02	-4.898E-01	-2
28	1	28	29	1	beam	-8.182E-02	2.804E+02	-3.425E-03	-3.703E-02	-2
27	1	27	28	1	beam	2.792E-01	2.802E+02	1.304E-01	8.844E-04	-2
26	1	26	27	1	beam	5.636E-01	2.789E+02	3.265E-01	-1.367E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-1.516E+00	2.780E+02	-1.799E-01	-3.306E-01	-2
24	1	24	25	1	beam	1.028E+00	2.783E+02	2.724E-01	1.737E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-9.907E-01	2.780E+02	-6.759E-02	-2.770E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	4.210E-01	2.779E+02	8.015E-02	6.632E-02	-2
21	1	21	22	1	beam	5.929E-01	2.757E+02	2.913E-01	-7.999E-02	-2
20	1	20	21	1	beam	-1.487E+00	2.732E+02	-2.374E-01	-2.927E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	1.191E+00	2.712E+02	1.871E-01	2.372E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	-5.373E-01	2.702E+02	2.012E-03	-1.935E-01	-2
17	1	17	18	1	beam	-4.511E-01	2.688E+02	-1.509E-01	-6.037E-03	-2
16	1	16	17	1	beam	7.569E-01	2.651E+02	1.116E-01	1.517E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-5.676E-01	2.617E+02	-1.366E-01	-1.097E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	6.909E-02	2.560E+02	-1.132E-01	1.365E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	-1.010E+00	2.633E+02	-4.588E-01	1.188E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-5.301E-01	2.613E+02	-7.080E-01	4.586E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	1.914E+00	2.442E+02	2.354E-01	7.111E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	-2.518E+00	2.389E+02	-5.280E-01	-2.316E-01	-2
9	1	9	10	1	beam	2.690E+00	2.475E+02	2.842E-01	5.272E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	-4.794E-01	2.394E+02	5.131E-02	-2.836E-01	-2
7	1	7	8	1	beam	-2.557E+00	2.223E+02	-1.204E+00	-4.873E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	1.770E+00	2.147E+02	-3.351E-01	1.203E+00	-2
5	1	5	6	1	beam	7.223E-01	2.199E+02	1.431E-02	3.357E-01	-2
4	1	4	5	1	beam	-3.054E+00	2.197E+02	-9.096E-01	-1.158E-02	-2
3	1	3	4	1	beam	1.491E+00	2.064E+02	-4.611E-01	9.108E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	-1.625E+00	2.016E+02	-1.263E+00	4.597E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	2.689E+00	2.007E+02	1.123E-03	1.264E+00	-2

\* FLAC log-file closed

10-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C2-FASE3**

**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	1,63 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	260,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	3,48 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$s_{eq}$	0,257 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	3.822.598 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	1,63 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	266,34 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	3,48 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	61,17 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	1,82 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	61,26 Mpa

## 9.2 FASE 4 – VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:  $N_k = 226$  kN  $M_k = 1.55$  kNm  $T_k = 3.31$  kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 34.54$  MPa < 261.90 MPa

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.64$  MPa <  $f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 10-Apr-19 18:16

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C2 EDIFICIO 12-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos64.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1	beam	-3.311E+00	2.262E+02	-1.557E+00	-2.150E-04
63	1	63	64	1	beam	2.145E+00	2.307E+02	-4.956E-01	1.556E+00
62	1	62	63	1	beam	-5.387E+00	2.406E+02	-2.119E+00	4.940E-01
61	1	61	62	1	beam	2.935E+00	2.354E+02	-1.233E+00	2.119E+00
60	1	60	61	1	beam	4.889E-01	2.476E+02	-9.974E-01	1.234E+00
59	1	59	60	1	beam	2.766E-01	2.583E+02	-8.636E-01	9.991E-01
58	1	58	59	1	beam	4.864E-01	2.693E+02	-6.279E-01	8.663E-01
57	1	57	58	1	beam	-8.802E-02	2.801E+02	-6.731E-01	6.304E-01
56	1	56	57	1	beam	8.891E-02	2.940E+02	-6.455E-01	6.723E-01
55	1	55	56	1	beam	3.216E+00	2.973E+02	3.283E-01	6.419E-01
54	1	54	55	1	beam	-1.900E+00	3.029E+02	-6.112E-01	-3.284E-01
53	1	53	54	1	beam	1.020E+00	3.199E+02	-1.308E-01	6.106E-01

52	1	52	53	1	beam	7.270E-01	3.240E+02	1.106E-01	1.342E-01	-3
51	1	51	52	1	beam	-9.531E-01	3.200E+02	-2.131E-01	-1.079E-01	-3
50	1	50	51	1	beam	1.114E+00	3.267E+02	2.685E-01	2.148E-01	-3
49	1	49	50	1	beam	-1.127E+00	3.306E+02	-1.201E-01	-2.719E-01	-4
48	1	48	49	1	beam	5.725E-01	3.354E+02	7.889E-02	1.203E-01	-4
47	1	47	48	1	beam	9.731E-01	3.366E+02	4.228E-01	-7.600E-02	-4
46	1	46	47	1	beam	-2.022E+00	3.373E+02	-2.938E-01	-4.270E-01	-4
45	1	45	46	1	beam	2.241E+00	3.396E+02	5.025E-01	2.961E-01	-4
44	1	44	45	1	beam	-1.013E+00	3.426E+02	1.377E-01	-4.987E-01	-4
43	1	43	44	1	beam	-5.184E-01	3.457E+02	-3.952E-02	-1.408E-01	-4
42	1	42	43	1	beam	1.495E+00	3.454E+02	4.845E-01	3.552E-02	-4
41	1	41	42	1	beam	-1.612E+00	3.456E+02	-2.139E-01	-4.857E-01	-4
40	1	40	41	1	beam	2.204E+00	3.448E+02	5.288E-01	2.133E-01	-4
39	1	39	40	1	beam	-7.447E-01	3.456E+02	2.784E-01	-5.292E-01	-4
38	1	38	39	1	beam	-5.275E-01	3.456E+02	3.018E-02	-2.783E-01	-4
37	1	37	38	1	beam	7.001E-02	3.438E+02	6.338E-02	-2.876E-02	-4
36	1	36	37	1	beam	1.529E+00	3.390E+02	5.239E-01	-6.244E-02	-4
35	1	35	36	1	beam	-8.325E-01	3.465E+02	2.750E-01	-5.263E-01	-4
34	1	34	35	1	beam	-3.770E-01	3.416E+02	9.464E-02	-2.772E-01	-4
33	1	33	34	1	beam	1.653E-01	3.418E+02	1.752E-01	-9.422E-02	-4
32	1	32	33	1	beam	-2.271E-01	3.415E+02	6.431E-02	-1.756E-01	-4
31	1	31	32	1	beam	3.582E-01	3.403E+02	2.394E-01	-6.592E-02	-4
30	1	30	31	1	beam	1.172E+00	3.432E+02	5.927E-01	-2.388E-01	-4
29	1	29	30	1	beam	-1.828E+00	3.419E+02	3.920E-02	-5.911E-01	-4
28	1	28	29	1	beam	-5.676E-02	3.451E+02	1.199E-02	-4.006E-02	-4
27	1	27	28	1	beam	3.509E-01	3.446E+02	1.756E-01	-1.049E-02	-4
26	1	26	27	1	beam	7.738E-01	3.426E+02	4.329E-01	-1.723E-01	-4
25	1	25	26	1	beam	-1.977E+00	3.412E+02	-2.373E-01	-4.285E-01	-4
24	1	24	25	1	beam	1.385E+00	3.414E+02	3.598E-01	2.413E-01	-4
23	1	23	24	1	beam	-1.326E+00	3.408E+02	-1.003E-01	-3.611E-01	-4
22	1	22	23	1	beam	5.707E-01	3.407E+02	9.233E-02	1.062E-01	-4
21	1	21	22	1	beam	7.389E-01	3.377E+02	3.593E-01	-9.597E-02	-4
20	1	20	21	1	beam	-1.877E+00	3.346E+02	-3.115E-01	-3.576E-01	-4
19	1	19	20	1	beam	1.554E+00	3.319E+02	2.417E-01	3.121E-01	-4
18	1	18	19	1	beam	-6.640E-01	3.306E+02	2.665E-03	-2.393E-01	-4
17	1	17	18	1	beam	-5.799E-01	3.289E+02	-2.019E-01	1.263E-04	-4
16	1	16	17	1	beam	9.309E-01	3.240E+02	1.242E-01	1.997E-01	-3
15	1	15	16	1	beam	-7.171E-01	3.197E+02	-1.879E-01	-1.233E-01	-3
14	1	14	15	1	beam	2.392E-01	3.123E+02	-1.083E-01	1.889E-01	-3
13	1	13	14	1	beam	-9.196E-01	3.251E+02	-4.172E-01	1.075E-01	-3
12	1	12	13	1	beam	-1.319E+00	3.234E+02	-1.032E+00	4.118E-01	-3
11	1	11	12	1	beam	2.987E+00	3.032E+02	4.514E-01	1.026E+00	-3
10	1	10	11	1	beam	-3.375E+00	2.902E+02	-5.667E-01	-4.515E-01	-3
9	1	9	10	1	beam	2.578E+00	3.118E+02	2.088E-01	5.688E-01	-3
8	1	8	9	1	beam	-2.189E-01	2.931E+02	1.020E-01	-2.080E-01	-3
7	1	7	8	1	beam	-3.260E+00	2.684E+02	-1.492E+00	-1.062E-01	-3
6	1	6	7	1	beam	2.231E+00	2.587E+02	-3.989E-01	1.493E+00	-3
5	1	5	6	1	beam	8.870E-01	2.657E+02	3.102E-02	3.987E-01	-3
4	1	4	5	1	beam	-4.013E+00	2.651E+02	-1.180E+00	-3.084E-02	-3
3	1	3	4	1	beam	2.125E+00	2.478E+02	-5.388E-01	1.180E+00	-2
2	1	2	3	1	beam	-1.929E+00	2.412E+02	-1.491E+00	5.376E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	3.172E+00	2.404E+02	5.724E-04	1.492E+00	-2

\* FLAC log-file closed

10-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C2-FASE4**
**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**
**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	2,01 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	293,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	3,00 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	2,01 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	132,05 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	3,00 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	34,44 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	1,57 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	34,54 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	160,95 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,64 Mpa

### 9.3 FASE 5 – VERIFICHE SUL PRERIVESTIMENTO E ARCO ROVESCIO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64                                  rappresentanti il prerivestimento  
 elementi beam da 65 a 96                                rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:                                   $N_k = 456$  kN                                   $M_k = 1.79$  kNm                                   $T_k = 21.85$  kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 68.65$  MPa < 261.90 MPa

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 1.30$  MPa <  $f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:                                   $N_k = 370$  kN                                   $M_k = 32.16$  kN m                                   $T_k = 104$  kN  
 mezzeria elemento 81:                                   $N_k = 207$  kN                                   $M_k = 394$  kN m                                   $T_k = 4.25$  kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	481	41.80	481	2085	49.89
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 24/20+ 1 $\Phi$ 24/10	269	512	269	2714	5.30

Tabella 9.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio



Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 Φ 24/20/40	135.2	2430	17.97
MEZZERIA	120	1 Φ 20/20/40	5.52	229	41.44

Tabella 9.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 10-Apr-19 18:18

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C2 EDIFICIO 12-Maturazione s.b.-Scavo/getto a.  
 From File :dos65.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	7.305E+01	3.210E+02	2.777E+01	-8.439E+00 -1
95	2	95	96	2 beam	-8.706E+01	3.500E+02	-1.056E+01	-2.778E+01 -1
94	2	94	95	2 beam	-1.320E+02	3.337E+02	-5.044E+01	1.053E+01 -1
93	2	93	94	2 beam	-1.264E+02	3.173E+02	-9.904E+01	5.043E+01 -1
92	2	92	93	2 beam	-1.036E+02	3.343E+02	-1.437E+02	9.902E+01 -1
91	2	91	92	2 beam	-9.265E+01	3.212E+02	-1.747E+02	1.437E+02 -1
90	2	90	91	2 beam	-8.768E+01	3.030E+02	-2.041E+02	1.747E+02 -1
89	2	89	90	2 beam	-7.870E+01	2.881E+02	-2.401E+02	2.041E+02 -1
88	2	88	89	2 beam	-7.508E+01	2.708E+02	-2.639E+02	2.401E+02 -1
87	2	87	88	2 beam	-7.337E+01	2.595E+02	-2.872E+02	2.639E+02 -1
86	2	86	87	2 beam	-6.351E+01	2.458E+02	-3.171E+02	2.872E+02 -1
85	2	85	86	2 beam	-5.509E+01	2.312E+02	-3.438E+02	3.171E+02 -9
84	2	84	85	2 beam	-4.482E+01	2.200E+02	-3.659E+02	3.437E+02 -9
83	2	83	84	2 beam	-3.261E+01	2.124E+02	-3.823E+02	3.659E+02 -8
82	2	82	83	2 beam	-1.875E+01	2.081E+02	-3.919E+02	3.823E+02 -8
81	2	81	82	2 beam	-4.258E+00	2.078E+02	-3.940E+02	3.919E+02 -8
80	2	80	81	2 beam	1.023E+01	2.115E+02	-3.888E+02	3.940E+02 -8
79	2	79	80	2 beam	2.416E+01	2.191E+02	-3.765E+02	3.888E+02 -9
78	2	78	79	2 beam	3.674E+01	2.304E+02	-3.580E+02	3.765E+02 -9
77	2	77	78	2 beam	4.710E+01	2.447E+02	-3.347E+02	3.580E+02 -1
76	2	76	77	2 beam	5.512E+01	2.618E+02	-3.080E+02	3.347E+02 -1
75	2	75	76	2 beam	6.075E+01	2.815E+02	-2.794E+02	3.080E+02 -1
74	2	74	75	2 beam	6.861E+01	2.971E+02	-2.577E+02	2.795E+02 -1
73	2	73	74	2 beam	7.049E+01	3.111E+02	-2.353E+02	2.577E+02 -1
72	2	72	73	2 beam	7.576E+01	3.291E+02	-2.006E+02	2.353E+02 -1
71	2	71	72	2 beam	8.851E+01	3.486E+02	-1.710E+02	2.006E+02 -1
70	2	70	71	2 beam	9.253E+01	3.670E+02	-1.401E+02	1.710E+02 -1
69	2	69	70	2 beam	1.048E+02	3.817E+02	-9.489E+01	1.401E+02 -1
68	2	68	69	2 beam	1.293E+02	3.495E+02	-5.055E+01	9.491E+01 -1
67	2	67	68	2 beam	1.073E+02	3.703E+02	-1.382E+01	5.063E+01 -1
66	2	66	67	2 beam	1.046E+02	3.703E+02	3.216E+01	1.382E+01 -1
65	2	65	66	2 beam	-8.951E+01	3.238E+02	8.488E+00	-3.218E+01 -1
64	1	64	65	1 beam	-2.185E+01	4.566E+02	-1.799E+00	-8.481E+00 -5
63	1	63	64	1 beam	2.483E+00	4.440E+02	-5.711E-01	1.799E+00 -5
62	1	62	63	1 beam	3.727E-01	4.306E+02	-4.589E-01	5.713E-01 -5
61	1	61	62	1 beam	-3.241E-01	4.299E+02	-5.568E-01	4.590E-01 -5
60	1	60	61	1 beam	1.724E-01	4.283E+02	-4.733E-01	5.568E-01 -5
59	1	59	60	1 beam	7.585E-03	4.328E+02	-4.696E-01	4.734E-01 -5
58	1	58	59	1 beam	1.414E-01	4.501E+02	-4.003E-01	4.696E-01 -5
57	1	57	58	1 beam	-2.943E-01	4.618E+02	-5.428E-01	4.002E-01 -5
56	1	56	57	1 beam	1.080E+00	4.802E+02	-2.167E-01	5.427E-01 -5
55	1	55	56	1 beam	3.898E+00	4.494E+02	9.594E-01	2.166E-01 -5
54	1	54	55	1 beam	-4.117E+00	4.632E+02	-1.076E+00	-9.596E-01 -5
53	1	53	54	1 beam	2.408E+00	4.787E+02	5.684E-02	1.076E+00 -5
52	1	52	53	1 beam	5.863E-01	4.801E+02	2.543E-01	-5.682E-02 -5

51	1	51	52	1	beam	-1.692E+00	4.520E+02	-3.154E-01	-2.542E-01	-5
50	1	50	51	1	beam	1.251E+00	4.567E+02	2.277E-01	3.153E-01	-5
49	1	49	50	1	beam	-1.484E+00	4.587E+02	-2.884E-01	-2.277E-01	-5
48	1	48	49	1	beam	7.785E-01	4.617E+02	-1.758E-02	2.884E-01	-5
47	1	47	48	1	beam	7.928E-01	4.609E+02	2.650E-01	1.753E-02	-5
46	1	46	47	1	beam	-2.043E+00	4.603E+02	-4.631E-01	-2.651E-01	-5
45	1	45	46	1	beam	2.129E+00	4.610E+02	2.959E-01	4.630E-01	-5
44	1	44	45	1	beam	-8.054E-01	4.627E+02	8.966E-03	-2.960E-01	-5
43	1	43	44	1	beam	-7.586E-01	4.647E+02	-2.549E-01	-9.044E-03	-5
42	1	42	43	1	beam	1.479E+00	4.630E+02	2.599E-01	2.548E-01	-5
41	1	41	42	1	beam	-1.484E+00	4.622E+02	-3.840E-01	-2.599E-01	-5
40	1	40	41	1	beam	2.082E+00	4.603E+02	3.172E-01	3.838E-01	-5
39	1	39	40	1	beam	-8.630E-01	4.603E+02	2.670E-02	-3.173E-01	-5
38	1	38	39	1	beam	-6.354E-01	4.590E+02	-2.723E-01	-2.664E-02	-5
37	1	37	38	1	beam	5.311E-01	4.566E+02	-9.723E-03	2.723E-01	-5
36	1	36	37	1	beam	4.946E-01	4.517E+02	1.397E-01	9.576E-03	-5
35	1	35	36	1	beam	-4.248E-01	4.571E+02	1.160E-02	-1.398E-01	-5
34	1	34	35	1	beam	-3.708E-01	4.522E+02	-1.680E-01	-1.156E-02	-5
33	1	33	34	1	beam	1.456E-01	4.519E+02	-9.649E-02	1.678E-01	-5
32	1	32	33	1	beam	-2.124E-01	4.515E+02	-2.005E-01	9.646E-02	-5
31	1	31	32	1	beam	3.395E-01	4.504E+02	-3.603E-02	2.005E-01	-5
30	1	30	31	1	beam	7.282E-01	4.531E+02	1.839E-01	3.590E-02	-5
29	1	29	30	1	beam	-7.221E-01	4.537E+02	-3.391E-02	-1.841E-01	-5
28	1	28	29	1	beam	-5.507E-01	4.568E+02	-3.062E-01	3.391E-02	-5
27	1	27	28	1	beam	4.451E-01	4.568E+02	-9.676E-02	3.062E-01	-5
26	1	26	27	1	beam	8.709E-01	4.560E+02	1.965E-01	9.680E-02	-5
25	1	25	26	1	beam	-1.806E+00	4.555E+02	-4.116E-01	-1.964E-01	-5
24	1	24	25	1	beam	1.192E+00	4.566E+02	1.059E-01	4.116E-01	-5
23	1	23	24	1	beam	-1.248E+00	4.571E+02	-3.282E-01	-1.059E-01	-5
22	1	22	23	1	beam	7.967E-01	4.582E+02	-5.105E-02	3.282E-01	-5
21	1	21	22	1	beam	4.683E-01	4.562E+02	1.156E-01	5.135E-02	-5
20	1	20	21	1	beam	-1.682E+00	4.543E+02	-4.838E-01	-1.156E-01	-5
19	1	19	20	1	beam	1.467E+00	4.532E+02	3.887E-02	4.838E-01	-5
18	1	18	19	1	beam	-1.347E-01	4.531E+02	-9.106E-03	-3.889E-02	-5
17	1	17	18	1	beam	-1.540E+00	4.533E+02	-5.450E-01	9.183E-03	-5
16	1	16	17	1	beam	2.120E+00	4.550E+02	1.921E-01	5.452E-01	-5
15	1	15	16	1	beam	-1.377E+00	4.540E+02	-4.056E-01	-1.922E-01	-5
14	1	14	15	1	beam	1.707E+00	4.454E+02	1.694E-01	4.055E-01	-5
13	1	13	14	1	beam	-1.360E+00	4.814E+02	-2.885E-01	-1.694E-01	-6
12	1	12	13	1	beam	-2.416E+00	4.849E+02	-1.425E+00	2.884E-01	-6
11	1	11	12	1	beam	4.742E+00	4.660E+02	9.191E-01	1.425E+00	-5
10	1	10	11	1	beam	-1.588E+00	4.456E+02	4.399E-01	-9.190E-01	-5
9	1	9	10	1	beam	3.368E-01	5.089E+02	5.415E-01	-4.399E-01	-6
8	1	8	9	1	beam	-1.053E+00	4.812E+02	3.123E-02	-5.413E-01	-6
7	1	7	8	1	beam	-2.002E+00	4.424E+02	-9.499E-01	-3.119E-02	-5
6	1	6	7	1	beam	2.102E+00	4.275E+02	8.029E-02	9.499E-01	-5
5	1	5	6	1	beam	1.286E+00	4.449E+02	7.033E-01	-8.032E-02	-5
4	1	4	5	1	beam	-1.005E+00	4.582E+02	4.000E-01	-7.033E-01	-5
3	1	3	4	1	beam	-3.413E+00	4.363E+02	-6.293E-01	-4.001E-01	-5
2	1	2	3	1	beam	-2.263E+00	4.536E+02	-1.748E+00	6.293E-01	-5
1	1	1	2	1	beam	2.167E+01	4.708E+02	8.445E+00	1.748E+00	-5

\* FLAC log-file closed

10-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C2-FASE5  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cis}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	2,32 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	592,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	28,40 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	2,32 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	266,80 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	28,40 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	63,63 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	14,88 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{id,cen}$	68,65 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	325,20 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	1,30 Mpa

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,192	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	22,13 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00238		in y= 120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01054		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$N_{rd}(y=0) =$	-481,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$M_{rd}(y=0) =$	2374,10 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y <sub>sol</sub> =	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>sol</sub> )	$N_{rd}(y=y_{sol}) =$	-481,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y <sub>sol</sub> )	$M_{rd}(y=y_{sol}) =$	2085,50 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>sol</sub> )	$N_{sd}(y=y_{sol}) =$	-481,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>sol</sub> )	$M_{sd}(y=y_{sol}) =$	41,80 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>sol</sub> )	$N_{sd}(y=y_{sol}) - N_{rd}(y=y_{sol}) =$	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>M_{rd}(y=y_{sol})/M_{sd}(y=y_{sol}) =</math></b>	<b>49,89</b>		

Elementi	CALCESTRUZZO		Trave										
	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01054	-0,00238	0,00	-14,11	-2249,68	2506,75
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00238	-0,00238	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00238	-0,00238	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-2249,68	2506,75

Armature	Es		fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
1	210000	391,30		22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22
2	210000	391,30		22,60	10,00	0,00946	391,30	884,34	-88,43
3	0	0,00		0,00	0,00	0,01054	0,00	0,00	0,00
totali					5,00			1768,68	-132,65

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCOIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,225		
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	25,90 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
			<b>RISOLVI</b>	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00291	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01056		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-269,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2875,60 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoil=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoil)	Nrd(y=ysoil)=	-269,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoil)	Mrd(y=ysoil)=	2714,20 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoil)	Nsd(y=ysoil)=	-269,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoil)	Msd(y=ysoil)=	512,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoil)	Nsd(y=ysoil)-Nrd(y=ysoil)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoil)/Msd(y=ysoil)=</b>	<b>5,30</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01056	-0,00291	0,00	-14,11	-2816,36	3086,12
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00291	-0,00291	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00291	-0,00291	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-2816,36	3086,12

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	42,50	10,00	0,00944	391,30	1663,03	-166,30			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01056	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			2547,36	-210,52			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCOIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1150 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> = 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 5,855 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 481,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsd <sub>u</sub> = 135,20 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = \min(Ned/(b \cdot w \cdot h) \cdot 0,2 \cdot f_{cd})$	$\sigma_{cp}$ = 0,401 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	$\tau_{au}$ = 0,169 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	$\sigma_{max}$ = 0,062 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 2,737
Coefficiente alfa <sub>1</sub>	alfac= 1,028
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)= 2,74
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 2430 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2600 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho(l) = \min(A_{sl} / (b \cdot w \cdot d) ; 0,02)$	$\rho(l)$ = 0,0087
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k= 1,417
Coefficiente $\nu_{min} = 0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck}/0,5)$	$\nu_{min}$ = 0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo $(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho(l) \cdot f_{ck}) / \gamma_{mac} + 0,15 \cdot \sigma_{cp})$	$\tau_{au,1,calc}$ = 0,281 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $\nu_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}$ )	$\tau_{au,2,min}$ = 0,355 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 408,62 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	$\tau_{au}(V_{rd})$ = 0,39 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /Vsd= 3,022
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)= 2,74
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta= 20,070 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione (V <sub>rd</sub> = 0,90 · d · bw · alfa <sub>1</sub> · f <sub>cd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ))	V <sub>rd,c</sub> = 2430 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0,9 · d · A <sub>sw</sub> · s · f <sub>yd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) · sen(alfa))	V <sub>rd,s</sub> = 6269 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min(V <sub>rd,c</sub> ; V <sub>rd,s</sub> )	V <sub>rd</sub> = 2430 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	$\tau_{au}(V_{rd})$ = 2,35 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /Vsd= 17,973

GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO		Verifica	
VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE			
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfat=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fccd=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammas=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1200	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	269,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	5,53	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	0,224	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,007	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	32,460	
Coefficiente alfa	alfac=	1,016	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo cot(teta1) = max(1,00, cot(teta1))	cot(teta1)=	32,46	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo cot(teta2), normalmente 2,50	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile cot(teta)=cot(teta1)	Vrzd,max=	229	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima cot(teta)=cot(teta2)	Vrzd,min=	2568	kN
<b>Verifica elementi senza armatura trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l) = min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00087	
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,417	
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,295	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * x (100 * ro(l) * fck ) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,254	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,329	N/mm <sup>2</sup>
Sforzo di taglio resistente	Vrzd=	378,14	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrzd)=	0,37	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrzd/Vsdu=	68,380	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2)	cot(teta)=	32,46	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2)	teta=	1,765	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrzd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrzd=	229	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrzd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrzd=	51625	kN
Resistenza di calcolo Vrzd = min ( Vrzd ; Vrzd )	Vrzd=	229	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrzd	tau(Vrzd)=	0,22	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrzd/Vsdu=	41,449	

### 9.4 FASE 6 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64                                  rappresentanti la calotta
- elementi beam da 65 a 96                                rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

- incastro elemento 66:                                   $N_k = 510$  kN                                   $M_k = 93.64$  kN m                                   $T_k = 150$  kN
- mezzeria elemento 81:                                  $N_k = 327$  kN                                   $M_k = 465$  kN m                                   $T_k = 5.05$  kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 Φ 24/20	663	121.73	663	2164	16.95
MEZZERIA	120	1 Φ 24/20+ 1 Φ 24/10	425	604.5	425	2776	4.59

Tabella 9.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 Φ 24/20/40	195	2520	12.92
MEZZERIA	120	1 Φ 20/20/40	6.56	174	26.49

Tabella 9.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	N <sub>k</sub> = 604 kN	M <sub>k</sub> = 64.19 kN m	T <sub>k</sub> = 40.35 kN
max neg. elemento 59:	N <sub>k</sub> = 576 kN	M <sub>k</sub> = 22.98 kN m	T <sub>k</sub> = 8.83 kN
max pos. elemento 32:	N <sub>k</sub> = 577 kN	M <sub>k</sub> = 14.10 kN m	T <sub>k</sub> = 33.13 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 Φ 24/20	785	83.44	785	3386	40.59
MAX NEG	115	1 Φ 20/20	748	29.87	748	1026	34.37
MAX POS	115	1 Φ 20/20	750	18.33	750	1027	56.06

Tabella 9.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 Φ 20/20/20	52.44	1099	20.94
CALOTTA	115	1 Φ 20/20/40	43.06	623	14.45

Tabella 9.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 10-Apr-19 18:20

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C2 EDIFICIO 12-Getto calotta 30m e maturazione  
 From File :dos66.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	9.452E+01	4.700E+02	9.069E+01	-6.567E+01
95	2	95	96	2 beam	-1.266E+02	4.927E+02	3.504E+01	-9.079E+01
94	2	94	95	2 beam	-1.843E+02	4.676E+02	-2.073E+01	-3.502E+01
93	2	93	94	2 beam	-1.671E+02	4.511E+02	-8.502E+01	2.076E+01
92	2	92	93	2 beam	-1.416E+02	4.667E+02	-1.460E+02	8.492E+01
91	2	91	92	2 beam	-1.267E+02	4.520E+02	-1.884E+02	1.459E+02
90	2	90	91	2 beam	-1.177E+02	4.318E+02	-2.278E+02	1.884E+02
89	2	89	90	2 beam	-1.048E+02	4.153E+02	-2.757E+02	2.278E+02
88	2	88	89	2 beam	-9.756E+01	3.965E+02	-3.067E+02	2.758E+02
87	2	87	88	2 beam	-9.257E+01	3.843E+02	-3.360E+02	3.067E+02
86	2	86	87	2 beam	-7.920E+01	3.692E+02	-3.733E+02	3.360E+02

85	2	85	86	2	beam	-6.743E+01	3.532E+02	-4.058E+02	3.732E+02	-1
84	2	84	85	2	beam	-5.397E+01	3.410E+02	-4.324E+02	4.057E+02	-1
83	2	83	84	2	beam	-3.871E+01	3.325E+02	-4.519E+02	4.324E+02	-1
82	2	82	83	2	beam	-2.224E+01	3.277E+02	-4.631E+02	4.518E+02	-1
81	2	81	82	2	beam	-5.057E+00	3.271E+02	-4.656E+02	4.630E+02	-1
80	2	80	81	2	beam	1.150E+01	3.308E+02	-4.596E+02	4.655E+02	-1
79	2	79	80	2	beam	2.750E+01	3.388E+02	-4.456E+02	4.596E+02	-1
78	2	78	79	2	beam	4.273E+01	3.506E+02	-4.242E+02	4.457E+02	-1
77	2	77	78	2	beam	5.616E+01	3.655E+02	-3.964E+02	4.242E+02	-1
76	2	76	77	2	beam	6.738E+01	3.837E+02	-3.639E+02	3.965E+02	-1
75	2	75	76	2	beam	7.629E+01	4.046E+02	-3.281E+02	3.640E+02	-1
74	2	74	75	2	beam	8.741E+01	4.216E+02	-3.005E+02	3.283E+02	-1
73	2	73	74	2	beam	9.288E+01	4.367E+02	-2.712E+02	3.007E+02	-1
72	2	72	73	2	beam	1.018E+02	4.563E+02	-2.247E+02	2.713E+02	-1
71	2	71	72	2	beam	1.184E+02	4.771E+02	-1.850E+02	2.247E+02	-1
70	2	70	71	2	beam	1.260E+02	4.970E+02	-1.429E+02	1.851E+02	-1
69	2	69	70	2	beam	1.418E+02	5.137E+02	-8.172E+01	1.429E+02	-1
68	2	68	69	2	beam	1.692E+02	4.824E+02	-2.372E+01	8.176E+01	-1
67	2	67	68	2	beam	1.499E+02	5.065E+02	2.769E+01	2.373E+01	-1
66	2	66	67	2	beam	1.503E+02	5.100E+02	9.364E+01	-2.760E+01	-1
65	2	65	66	2	beam	-1.106E+02	4.722E+02	6.424E+01	-9.352E+01	-1
64	1	64	65	1	beam	-4.035E+01	6.041E+02	4.520E+01	-6.419E+01	-5
63	1	63	64	1	beam	-1.290E+01	5.914E+02	3.886E+01	-4.524E+01	-5
62	1	62	63	1	beam	-1.106E+01	5.770E+02	3.552E+01	-3.886E+01	-5
61	1	61	62	1	beam	-1.160E+01	5.770E+02	3.203E+01	-3.552E+01	-5
60	1	60	61	1	beam	-9.828E+00	5.739E+02	2.727E+01	-3.203E+01	-5
59	1	59	60	1	beam	-8.835E+00	5.769E+02	2.298E+01	-2.731E+01	-5
58	1	58	59	1	beam	-7.869E+00	5.927E+02	1.909E+01	-2.295E+01	-5
57	1	57	58	1	beam	-7.637E+00	6.031E+02	1.546E+01	-1.916E+01	-5
56	1	56	57	1	beam	-5.406E+00	6.210E+02	1.386E+01	-1.549E+01	-6
55	1	55	56	1	beam	-3.560E+00	5.903E+02	1.279E+01	-1.386E+01	-5
54	1	54	55	1	beam	-9.955E+00	6.031E+02	7.925E+00	-1.285E+01	-5
53	1	53	54	1	beam	-3.019E+00	6.170E+02	6.556E+00	-7.976E+00	-6
52	1	52	53	1	beam	-4.521E+00	6.171E+02	5.041E+00	-6.564E+00	-6
51	1	51	52	1	beam	-7.173E+00	5.867E+02	2.598E+00	-5.013E+00	-5
50	1	50	51	1	beam	-3.725E+00	5.906E+02	9.960E-01	-2.613E+00	-5
49	1	49	50	1	beam	-5.978E+00	5.919E+02	-1.103E+00	-9.760E-01	-5
48	1	48	49	1	beam	-3.225E+00	5.944E+02	-2.211E+00	1.089E+00	-5
47	1	47	48	1	beam	-2.812E+00	5.931E+02	-3.216E+00	2.214E+00	-5
46	1	46	47	1	beam	-5.477E+00	5.921E+02	-5.116E+00	3.164E+00	-5
45	1	45	46	1	beam	-1.129E+00	5.923E+02	-5.482E+00	5.079E+00	-5
44	1	44	45	1	beam	-4.131E+00	5.934E+02	-6.866E+00	5.394E+00	-5
43	1	43	44	1	beam	-3.779E+00	5.948E+02	-8.185E+00	6.870E+00	-5
42	1	42	43	1	beam	-1.431E+00	5.924E+02	-8.668E+00	8.170E+00	-5
41	1	41	42	1	beam	-3.982E+00	5.909E+02	-1.042E+01	8.689E+00	-5
40	1	40	41	1	beam	-3.448E-01	5.884E+02	-1.053E+01	1.042E+01	-5
39	1	39	40	1	beam	-3.061E+00	5.878E+02	-1.157E+01	1.054E+01	-5
38	1	38	39	1	beam	-2.341E+00	5.860E+02	-1.268E+01	1.158E+01	-5
37	1	37	38	1	beam	-7.708E-01	5.833E+02	-1.304E+01	1.266E+01	-5
36	1	36	37	1	beam	-9.672E-01	5.783E+02	-1.329E+01	1.299E+01	-5
35	1	35	36	1	beam	-1.180E+00	5.833E+02	-1.359E+01	1.324E+01	-5
34	1	34	35	1	beam	-7.953E-01	5.782E+02	-1.386E+01	1.347E+01	-5
33	1	33	34	1	beam	-1.542E-01	5.778E+02	-1.392E+01	1.384E+01	-5
32	1	32	33	1	beam	-3.313E-01	5.774E+02	-1.410E+01	1.394E+01	-5
31	1	31	32	1	beam	5.907E-01	5.764E+02	-1.385E+01	1.414E+01	-5
30	1	30	31	1	beam	1.257E+00	5.792E+02	-1.347E+01	1.385E+01	-5
29	1	29	30	1	beam	6.497E-01	5.803E+02	-1.332E+01	1.351E+01	-5
28	1	28	29	1	beam	7.607E-01	5.833E+02	-1.297E+01	1.335E+01	-5
27	1	27	28	1	beam	2.250E+00	5.837E+02	-1.196E+01	1.302E+01	-5
26	1	26	27	1	beam	3.037E+00	5.835E+02	-1.094E+01	1.197E+01	-5
25	1	25	26	1	beam	7.383E-01	5.836E+02	-1.072E+01	1.097E+01	-5
24	1	24	25	1	beam	3.899E+00	5.852E+02	-9.011E+00	1.070E+01	-5
23	1	23	24	1	beam	1.604E+00	5.864E+02	-8.427E+00	8.985E+00	-5
22	1	22	23	1	beam	3.880E+00	5.883E+02	-7.094E+00	8.444E+00	-5

21	1	21	22	1	beam	3.615E+00	5.868E+02	-5.787E+00	7.075E+00	-5
20	1	20	21	1	beam	1.479E+00	5.853E+02	-5.274E+00	5.802E+00	-5
19	1	19	20	1	beam	4.828E+00	5.843E+02	-3.600E+00	5.321E+00	-5
18	1	18	19	1	beam	3.366E+00	5.846E+02	-2.484E+00	3.683E+00	-5
17	1	17	18	1	beam	2.212E+00	5.854E+02	-1.754E+00	2.523E+00	-5
16	1	16	17	1	beam	6.504E+00	5.876E+02	5.225E-01	1.740E+00	-5
15	1	15	16	1	beam	3.398E+00	5.875E+02	1.987E+00	-5.117E-01	-5
14	1	14	15	1	beam	7.345E+00	5.803E+02	4.462E+00	-1.988E+00	-5
13	1	13	14	1	beam	4.228E+00	6.177E+02	5.905E+00	-4.481E+00	-6
12	1	12	13	1	beam	3.048E+00	6.225E+02	7.348E+00	-5.914E+00	-6
11	1	11	12	1	beam	1.071E+01	6.053E+02	1.265E+01	-7.355E+00	-5
10	1	10	11	1	beam	5.723E+00	5.862E+02	1.437E+01	-1.264E+01	-5
9	1	9	10	1	beam	6.557E+00	6.502E+02	1.632E+01	-1.434E+01	-6
8	1	8	9	1	beam	5.834E+00	6.236E+02	1.914E+01	-1.632E+01	-6
7	1	7	8	1	beam	6.148E+00	5.853E+02	2.210E+01	-1.909E+01	-5
6	1	6	7	1	beam	1.086E+01	5.716E+02	2.742E+01	-2.209E+01	-5
5	1	5	6	1	beam	1.170E+01	5.901E+02	3.309E+01	-2.742E+01	-5
4	1	4	5	1	beam	1.137E+01	6.051E+02	3.650E+01	-3.307E+01	-5
3	1	3	4	1	beam	9.527E+00	5.830E+02	3.937E+01	-3.650E+01	-5
2	1	2	3	1	beam	1.414E+01	6.013E+02	4.630E+01	-3.931E+01	-5
1	1	1	2	1	beam	4.111E+01	6.183E+02	6.564E+01	-4.630E+01	-5

\* FLAC log-file closed

10-Apr-1



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,203	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]	
Copri ferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	23,34 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00255	in y= 120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01055	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-663,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2562,66 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-663,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2164,86 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-663,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	127,73 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>16,95</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01055	-0,00255	0,00	-14,11	-2431,68	2695,31
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00255	-0,00255	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2431,68	2695,31

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00945	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01055	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,234	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]	
Copri ferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	26,94 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00306	in y= 120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01057	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-425,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3031,08 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-425,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2776,08 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-425,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	604,50 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>4,59</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01057	-0,00306	0,00	-14,11	-2972,36	3241,60
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00306	-0,00306	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00306	-0,00306	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-2972,36	3241,60

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	42,50	10,00	0,00943	391,30	1663,03	-166,30				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01057	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			2547,36	-210,52				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fccd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	663,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	195,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(b*wh) ; 0.2 * fcd)	scp=	0,563 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,244 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,092 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,645
Coefficiente alfa	alfac=	1,039
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	2,64
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	2520 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2627 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00087
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,417
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2))	tau_1,calc=	0,304 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0.15* scp)	tau_2,min=	0,378 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	434,78 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,42 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	2,230
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	2,64
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	20,712 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2))	Vrcd=	2520 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (Vrtd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	Vrtd=	6057 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrtd )	Vrd =	2520 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	2,43 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	12,922

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fccd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	425,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	6,55 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(b*wh) ; 0.2 * fcd)	scp=	0,354 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,008 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	43,280
Coefficiente alfa	alfac=	1,025
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	43,28
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	174 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2591 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00087
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,417
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2))	tau_1,calc=	0,274 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0.15* scp)	tau_2,min=	0,348 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	400,57 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,39 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	61,155
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	43,28
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	1,324 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2))	Vrcd=	174 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (Vrtd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	Vrtd=	68034 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrtd )	Vrd =	174 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,17 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	26,494

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,162
Altezza totale della sezione	h =	175,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d =	170,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x =	27,59 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029



Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00194	in y =	175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01035		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-785,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	4073,41 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	87,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-785,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	3386,53 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-785,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	83,44 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>40,59</b>

Elementi	CALCESTRUZZO		Trave										
	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fc,d [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,01035	-0,00194	0,00	-14,10	-2553,68	4206,06
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00194	-0,00194	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00194	-0,00194	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				175,00		0,00	175,00					-2553,68	4206,06

Armature	ACCAIO		Armatura lenta						$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fy,d [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]								
1	210000	391,30		22,60	5,00			0,01000	391,30	884,34	-44,22	
2	210000	391,30		22,60	10,00			0,00965	391,30	884,34	-88,43	
3	0	0,00		0,00	0,00			0,01035	0,00	0,00	0,00	
totali					5,00					1768,68	-132,65	

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,145
Altezza totale della sezione	h =	115,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d =	110,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x =	15,90 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045



Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00169	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01053		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-748,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1456,67 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	57,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-748,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1026,57 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-748,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	29,87 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>34,37</b>

Elementi	CALCESTRUZZO		Trave										
	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fc,d [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01053	-0,00169	0,00	-13,77	-1362,34	1487,38
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00169	-0,00169	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00169	-0,00169	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				115,00		0,00	115,00					-1362,34	1487,38

Armature	ACCAIO		Armatura lenta						$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fy,d [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]								
1	210000	391,30		15,70	5,00			0,01000	391,30	614,34	-30,72	
2	0	0,00		0,00	0,00			0,01053	0,00	0,00	0,00	
3	0	0,00		0,00	0,00			0,01053	0,00	0,00	0,00	
totali					5,00					614,34	-30,72	

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,145		
Altezza totale della sezione	$h =$	115,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	15,92 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045		
				<b>RISOLVI</b>
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00169	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01053		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-750,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1458,77 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-750,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1027,52 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-750,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	18,33 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>56,06</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01053	-0,00169	0,00	-13,78	-1364,34	1489,49
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00169	-0,00169	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00169	-0,00169	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-1364,34	1489,49

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica	
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammas=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1750	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1700	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	785,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	52,44	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h) ; 0,2 * fcd)	scp=	0,449	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,045	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,004	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	10,079	
Coefficiente alfa	alfac=	1,032	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	10,08	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrd,max=	1099	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrd,min=	3855	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l) = min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00059	
Coefficiente k = min( 1 + (200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,343	
Coefficiente v_min = 0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	v_min=	0,272	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (Vrd = 0,90 * d^3 * bw * alfac * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2))	tau_1,calc=	0,251	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v_min + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,340	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	577,41	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,38	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	11,011	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	10,08	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	5,666	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (Vrd = 0,90 * d^3 * bw * alfac * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2))	Vrd=	1099	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (Vrd = 0,9 * d * Asw * s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	Vrd=	47392	kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrd ; Vrd )	Vrd =	1099	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,72	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	20,948	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfaccp=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>s</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	748,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	43,06 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp=	0,650 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,056 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,005 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	11,666
Coefficiente alfac	alfac=	1,046
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	11,67
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	567 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2299 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00101
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,447
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k^1,5) * (f <sub>ck</sub> /0,5)	v <sub>min</sub> =	0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * x (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,334 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,402 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	402,24 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,45 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	9,341
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	11,67
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	4,899 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	V <sub>rcd</sub> =	567 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>tsd</sub> = 0,9 d Asw s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>tsd</sub> =	16135 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rcd</sub> ; V <sub>tsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	567 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,63 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	13,176

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfaccp=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>s</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	750,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	43,06 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp=	0,652 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,056 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,005 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	11,697
Coefficiente alfac	alfac=	1,046
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	11,70
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	623 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2529 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,426
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k^1,5) * (f <sub>ck</sub> /0,5)	v <sub>min</sub> =	0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * x (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,323 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,396 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	435,55 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,44 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	10,115
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	11,70
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	4,896 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	V <sub>rcd</sub> =	623 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>tsd</sub> = 0,9 d Asw s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>tsd</sub> =	17795 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rcd</sub> ; V <sub>tsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	623 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,63 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	14,458

### 9.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 571 \text{ kN}$                        $M_k = 127.8 \text{ kN m}$              $T_k = 169 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:         $N_k = 378 \text{ kN}$                        $M_k = 490 \text{ kN m}$              $T_k = 6.12 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	742	166.14	742	2198	13.19
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 24/20+ 1 $\Phi$ 24/10	491	637	491	2801	4.40

Tabella 9.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	219	2536	11.58
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	7.95	183	23.01

Tabella 9.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 669 \text{ kN}$                        $M_k = 95.79 \text{ kN m}$              $T_k = 50.51 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 59:         $N_k = 639 \text{ kN}$                        $M_k = 31.35 \text{ kN m}$              $T_k = 16.84 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 33:         $N_k = 640 \text{ kN}$                        $M_k = 15.14 \text{ kN m}$              $T_k = 0.13 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 $\Phi$ 24/20	869	124.52	869	3444	27.66
MAX NEG	115	1 $\Phi$ 20/20	830	40.75	830	1065	26.15
MAX POS	115	1 $\Phi$ 20/20	832	19.68	832	1066	54.19

Tabella 9.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 Φ 20/20/20	65.66	1240	18.88
CALOTTA	115	1 Φ 20/20/40	21.89	264	12.07

Tabella 9.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 10-Apr-19 18:22

FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C2 EDIFICIO 12-Maturazione calotta  
 From File :dos67.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
96	2	96	1	2	beam	1.050E+02	5.354E+02	1.242E+02	-9.640E+01	-1
95	2	95	96	2	beam	-1.429E+02	5.553E+02	6.130E+01	-1.242E+02	-2
94	2	94	95	2	beam	-2.060E+02	5.265E+02	-9.594E-01	-6.135E+01	-1
93	2	93	94	2	beam	-1.831E+02	5.095E+02	-7.140E+01	9.608E-01	-1
92	2	92	93	2	beam	-1.563E+02	5.246E+02	-1.388E+02	7.142E+01	-1
91	2	91	92	2	beam	-1.399E+02	5.084E+02	-1.857E+02	1.388E+02	-1
90	2	90	91	2	beam	-1.302E+02	4.874E+02	-2.293E+02	1.857E+02	-1
89	2	89	90	2	beam	-1.158E+02	4.698E+02	-2.823E+02	2.293E+02	-1
88	2	88	89	2	beam	-1.074E+02	4.505E+02	-3.163E+02	2.822E+02	-1
87	2	87	88	2	beam	-1.015E+02	4.373E+02	-3.485E+02	3.163E+02	-1
86	2	86	87	2	beam	-8.707E+01	4.219E+02	-3.895E+02	3.485E+02	-1
85	2	85	86	2	beam	-7.389E+01	4.055E+02	-4.252E+02	3.895E+02	-1
84	2	84	85	2	beam	-5.871E+01	3.929E+02	-4.542E+02	4.252E+02	-1
83	2	83	84	2	beam	-4.226E+01	3.843E+02	-4.755E+02	4.542E+02	-1
82	2	82	83	2	beam	-2.437E+01	3.794E+02	-4.878E+02	4.754E+02	-1
81	2	81	82	2	beam	-6.126E+00	3.787E+02	-4.909E+02	4.878E+02	-1
80	2	80	81	2	beam	1.183E+01	3.825E+02	-4.848E+02	4.909E+02	-1
79	2	79	80	2	beam	2.948E+01	3.904E+02	-4.698E+02	4.848E+02	-1
78	2	78	79	2	beam	4.624E+01	4.023E+02	-4.466E+02	4.699E+02	-1
77	2	77	78	2	beam	6.091E+01	4.175E+02	-4.165E+02	4.466E+02	-1
76	2	76	77	2	beam	7.344E+01	4.359E+02	-3.810E+02	4.165E+02	-1
75	2	75	76	2	beam	8.395E+01	4.573E+02	-3.415E+02	3.811E+02	-1
74	2	74	75	2	beam	9.657E+01	4.745E+02	-3.109E+02	3.416E+02	-1
73	2	73	74	2	beam	1.028E+02	4.904E+02	-2.783E+02	3.109E+02	-1
72	2	72	73	2	beam	1.129E+02	5.107E+02	-2.266E+02	2.783E+02	-1
71	2	71	72	2	beam	1.307E+02	5.326E+02	-1.829E+02	2.266E+02	-1
70	2	70	71	2	beam	1.397E+02	5.538E+02	-1.361E+02	1.829E+02	-2
69	2	69	70	2	beam	1.573E+02	5.715E+02	-6.824E+01	1.360E+02	-2
68	2	68	69	2	beam	1.860E+02	5.414E+02	-4.392E+00	6.821E+01	-1
67	2	67	68	2	beam	1.680E+02	5.671E+02	5.325E+01	4.404E+00	-2
66	2	66	67	2	beam	1.697E+02	5.718E+02	1.278E+02	-5.326E+01	-2
65	2	65	66	2	beam	-1.210E+02	5.377E+02	9.581E+01	-1.278E+02	-1
64	1	64	65	1	beam	-5.051E+01	6.694E+02	7.202E+01	-9.579E+01	-5
63	1	63	64	1	beam	-2.220E+01	6.564E+02	6.107E+01	-7.204E+01	-5
62	1	62	63	1	beam	-1.982E+01	6.415E+02	5.501E+01	-6.098E+01	-5
61	1	61	62	1	beam	-2.068E+01	6.413E+02	4.864E+01	-5.488E+01	-5
60	1	60	61	1	beam	-1.837E+01	6.373E+02	3.970E+01	-4.860E+01	-5
59	1	59	60	1	beam	-1.684E+01	6.394E+02	3.135E+01	-3.961E+01	-5
58	1	58	59	1	beam	-1.522E+01	6.544E+02	2.380E+01	-3.126E+01	-5
57	1	57	58	1	beam	-1.433E+01	6.642E+02	1.684E+01	-2.379E+01	-5
56	1	56	57	1	beam	-1.121E+01	6.815E+02	1.346E+01	-1.684E+01	-6
55	1	55	56	1	beam	-8.004E+00	6.501E+02	1.104E+01	-1.346E+01	-5
54	1	54	55	1	beam	-1.353E+01	6.625E+02	4.349E+00	-1.104E+01	-5
53	1	53	54	1	beam	-5.902E+00	6.759E+02	1.563E+00	-4.340E+00	-6

52	1	52	53	1	beam	-6.890E+00	6.760E+02	-7.479E-01	-1.572E+00	-6
51	1	51	52	1	beam	-8.000E+00	6.458E+02	-3.394E+00	6.999E-01	-5
50	1	50	51	1	beam	-3.840E+00	6.499E+02	-5.044E+00	3.377E+00	-5
49	1	49	50	1	beam	-5.736E+00	6.512E+02	-6.953E+00	4.957E+00	-5
48	1	48	49	1	beam	-2.666E+00	6.538E+02	-7.836E+00	6.908E+00	-5
47	1	47	48	1	beam	-2.109E+00	6.524E+02	-8.563E+00	7.811E+00	-5
46	1	46	47	1	beam	-4.427E+00	6.513E+02	-1.010E+01	8.520E+00	-5
45	1	45	46	1	beam	1.787E-01	6.517E+02	-9.983E+00	1.005E+01	-5
44	1	44	45	1	beam	-2.304E+00	6.528E+02	-1.073E+01	9.907E+00	-5
43	1	43	44	1	beam	-2.148E+00	6.548E+02	-1.146E+01	1.072E+01	-5
42	1	42	43	1	beam	2.708E-01	6.530E+02	-1.134E+01	1.144E+01	-5
41	1	41	42	1	beam	-2.328E+00	6.517E+02	-1.231E+01	1.130E+01	-5
40	1	40	41	1	beam	9.105E-01	6.500E+02	-1.199E+01	1.230E+01	-5
39	1	39	40	1	beam	-2.193E+00	6.500E+02	-1.275E+01	1.201E+01	-5
38	1	38	39	1	beam	-1.940E+00	6.485E+02	-1.365E+01	1.274E+01	-5
37	1	37	38	1	beam	-4.977E-01	6.459E+02	-1.395E+01	1.371E+01	-5
36	1	36	37	1	beam	-8.709E-01	6.410E+02	-1.424E+01	1.398E+01	-5
35	1	35	36	1	beam	-1.258E+00	6.460E+02	-1.463E+01	1.425E+01	-5
34	1	34	35	1	beam	-8.428E-01	6.410E+02	-1.509E+01	1.468E+01	-5
33	1	33	34	1	beam	-3.136E-02	6.406E+02	-1.514E+01	1.513E+01	-5
32	1	32	33	1	beam	2.777E-02	6.402E+02	-1.513E+01	1.514E+01	-5
31	1	31	32	1	beam	9.260E-01	6.392E+02	-1.467E+01	1.512E+01	-5
30	1	30	31	1	beam	1.654E+00	6.420E+02	-1.416E+01	1.466E+01	-5
29	1	29	30	1	beam	6.697E-01	6.430E+02	-1.396E+01	1.417E+01	-5
28	1	28	29	1	beam	5.998E-01	6.460E+02	-1.366E+01	1.395E+01	-5
27	1	27	28	1	beam	1.771E+00	6.461E+02	-1.283E+01	1.366E+01	-5
26	1	26	27	1	beam	2.139E+00	6.456E+02	-1.207E+01	1.279E+01	-5
25	1	25	26	1	beam	-8.710E-01	6.450E+02	-1.238E+01	1.209E+01	-5
24	1	24	25	1	beam	2.015E+00	6.461E+02	-1.147E+01	1.234E+01	-5
23	1	23	24	1	beam	-2.128E-01	6.468E+02	-1.156E+01	1.149E+01	-5
22	1	22	23	1	beam	2.024E+00	6.482E+02	-1.092E+01	1.162E+01	-5
21	1	21	22	1	beam	1.804E+00	6.463E+02	-1.026E+01	1.091E+01	-5
20	1	20	21	1	beam	1.268E-01	6.450E+02	-1.024E+01	1.029E+01	-5
19	1	19	20	1	beam	3.849E+00	6.440E+02	-8.899E+00	1.027E+01	-5
18	1	18	19	1	beam	2.741E+00	6.443E+02	-7.926E+00	8.903E+00	-5
17	1	17	18	1	beam	1.916E+00	6.450E+02	-7.348E+00	8.014E+00	-5
16	1	16	17	1	beam	6.397E+00	6.472E+02	-5.158E+00	7.384E+00	-5
15	1	15	16	1	beam	3.424E+00	6.472E+02	-3.732E+00	5.218E+00	-5
14	1	14	15	1	beam	8.286E+00	6.397E+02	-9.616E-01	3.752E+00	-5
13	1	13	14	1	beam	6.041E+00	6.771E+02	1.079E+00	9.558E-01	-6
12	1	12	13	1	beam	5.845E+00	6.818E+02	3.841E+00	-1.091E+00	-6
11	1	11	12	1	beam	1.396E+01	6.649E+02	1.071E+01	-3.803E+00	-5
10	1	10	11	1	beam	1.020E+01	6.464E+02	1.377E+01	-1.070E+01	-5
9	1	9	10	1	beam	1.229E+01	7.107E+02	1.749E+01	-1.378E+01	-6
8	1	8	9	1	beam	1.253E+01	6.845E+02	2.363E+01	-1.756E+01	-6
7	1	7	8	1	beam	1.347E+01	6.471E+02	3.029E+01	-2.369E+01	-5
6	1	6	7	1	beam	1.860E+01	6.342E+02	3.941E+01	-3.030E+01	-5
5	1	5	6	1	beam	2.002E+01	6.536E+02	4.922E+01	-3.952E+01	-5
4	1	4	5	1	beam	1.991E+01	6.695E+02	5.530E+01	-4.930E+01	-5
3	1	3	4	1	beam	1.781E+01	6.476E+02	6.069E+01	-5.532E+01	-5
2	1	2	3	1	beam	2.333E+01	6.664E+02	7.229E+01	-6.075E+01	-5
1	1	1	2	1	beam	5.102E+01	6.839E+02	9.634E+01	-7.234E+01	-5

\* FLAC log-file closed

10-Apr-1



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,208		
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	23,87 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00262	in y=	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01055		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-742,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2643,77 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-742,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2198,57 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-742,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	166,74 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>13,19</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01055	-0,00262	0,00	-14,11	-2510,68	2776,42
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00262	-0,00262	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00262	-0,00262	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-2510,68	2776,42

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00945	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01055	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			1768,68	-132,65			

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,238		
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	27,38 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00312	in y=	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01057		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-491,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3096,35 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-491,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2801,75 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-491,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	637,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>4,40</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01057	-0,00312	0,00	-14,11	-3038,36	3306,87
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00312	-0,00312	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00312	-0,00312	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-3038,36	3306,87

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	42,50	10,00	0,00943	391,30	1663,03	-166,30			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01057	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			2547,36	-210,52			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	sp=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	742,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	219,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	0,618 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,274 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,104 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,638
Coefficiente alfac	alfac=	1,044
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	2,64
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	2536 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2638 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00087
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,417
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 1,5) \cdot (fck/0,5)$	vmin=	0,295 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot \cot(alfa) \cdot fcd / (gammac + 0,15 \cdot scp)$ )	tau_1,calc=	0,313 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,388 N/mm2

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,43 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	2,037

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	2,64
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	20,762 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (\cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	2536 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (\cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	6041 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )	Vrd =	2536 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	2,45 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	11,580

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	sp=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	491,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	7,95 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	0,409 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,010 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,000 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	41,198
Coefficiente alfac	alfac=	1,029
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	41,20
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	183 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2601 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00087
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,417
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 1,5) \cdot (fck/0,5)$	vmin=	0,295 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (\cot(alfa) + cot(teta)) / (gammac + 0,15 \cdot scp)$ )	tau_1,calc=	0,282 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,357 N/mm2

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd=	410,05 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,40 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	51,579

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	41,20
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	1,390 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (\cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	183 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (\cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	65523 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )	Vrd =	183 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,18 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	23,017

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,166		
Altezza totale della sezione	h =	175,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	170,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	28,15 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00198	in y =	175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01035		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-869,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	4205,20 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	87,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-869,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	3444,82 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-869,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	124,52 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>27,66</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,01035	-0,00198	0,00	-14,11	-2637,68	4337,85
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00198	-0,00198	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00198	-0,00198	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				175,00		0,00	175,00					-2637,68	4337,85

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00965	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01035	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,150		
Altezza totale della sezione	h =	115,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	16,46 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00176	in y =	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01053		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-830,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1542,80 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-830,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1065,55 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-830,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	40,75 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>26,15</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01053	-0,00176	0,00	-13,91	-1444,34	1573,52
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00176	-0,00176	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00176	-0,00176	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-1444,34	1573,52

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,150	
Altezza totale della sezione	h=	115,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	110,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	16,47 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,045	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00176	in y=	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01053		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-832,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1544,89 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-832,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1066,49 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-832,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	19,68 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>54,19</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,01053	-0,00176	0,00	-13,91	-1446,34	1575,61
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00176	-0,00176	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00176	-0,00176	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-1446,34	1575,61

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**  
**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3	MPa

Caratteristiche della sezione			
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1750	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1700	mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>inf</sub> =	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	7,854	mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	869,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo S.L.U.	V <sub>sd</sub> =	65,66	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	0,497	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,056	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> =	0,006	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	8,935	
Coefficiente α <sub>fac</sub>	α <sub>fac</sub> =	1,035	
Cotangente α <sub>fa</sub>	cot(α <sub>fa</sub> )=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	8,94	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compresione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	1240	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compresione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	3868	kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d) ; 0.02)	ro(l)=	0,00059	
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,343	
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,272	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,258	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,347	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>V<sub>rd</sub>=</b>	<b>589,65</b>	<b>kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,39	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	8,980	

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)=	8,94	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta=	6,386	°
Resistenza di calcolo a taglio-compresione ( V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>fac</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> )+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> =	1240	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>fa</sub> ) )	V <sub>rd</sub> =	42014	kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rd</sub> ; V <sub>rd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	1240	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,81	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	18,884	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	830,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	21,89 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	0,722 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,029 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,001 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	25,317
Coefficiente alfac	alfac=	1,051
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	25,32
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	264 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2310 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00101
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,447
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 1,5) \cdot (fck/0,5)$	vmin=	0,305 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,344 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,413 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>412,94 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,46 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>18,864</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	25,32
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	2,262 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	264 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	35014 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>264 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,29 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>12,070</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	832,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	0,16 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	0,723 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,000 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,000 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	3466,667
Coefficiente alfac	alfac=	1,051
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	3466,67
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	2 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2542 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00091
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,426
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 1,5) \cdot (fck/0,5)$	vmin=	0,298 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,334 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,407 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>447,31 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,45 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>2795,707</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	3466,67
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	0,017 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	2 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	5273778 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>2 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,00 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>13,288</b>

## 9.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

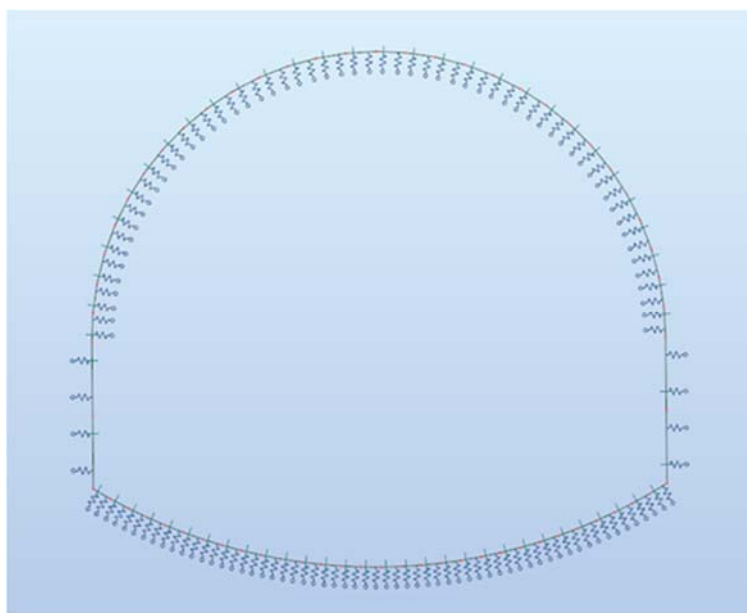
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K_{calotta} = E / [Req.(1+v)] = 30 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.30)) = 3368 \text{ kN/m}$$

essendo:

$E$  = modulo di deformabilità dell'ammasso = 30 MPa;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.30;

$R_{eq}$  = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

Per i vincoli sotto l'arco rovescio viene attribuito un valore di rigidezza pari a 5 volte quello stimato con la formula di Galerkin come conseguenza dello stato di ricomprensione in cui si trova il terreno alla base della struttura.

$$K_{arco\ rovescio} = 5 K_{calotta} = 16840 \text{ kN/m}$$

Tenendo conto della presenza dell'intervento di consolidamento al contorno della galleria, in corrispondenza dei piedritti e al di sotto delle murette si considera un Modulo di deformazione comparabile a quelle delle colonne consolidate ottenendo:

$$K_{piedritti} = 1050 \times 1000 / (6.85 \times (1 + 0.30)) = 117911 \text{ kN/m}$$

### Analisi dei carichi

**Peso proprio:** Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Terzaghi in presenza della Formazione Morenica per rocce tenere e terreni attraverso la seguente formulazione valida per  $H \leq B$  ( $H$  = copertura e  $B$  = dimensione caratteristica della galleria):

$$P_v = \gamma H$$

Con :

$H$  = ricoprimento di terreno = 15 m

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$h$  = altezza della galleria = 10.60 m;

$b$  = larghezza della galleria = 14.70 m;

$c$  = coesione = 10 kPa;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno = 34°.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $1 - \sin 34 = 0.440$

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-C2	21	315	138.60	259.64

Tabella 9.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

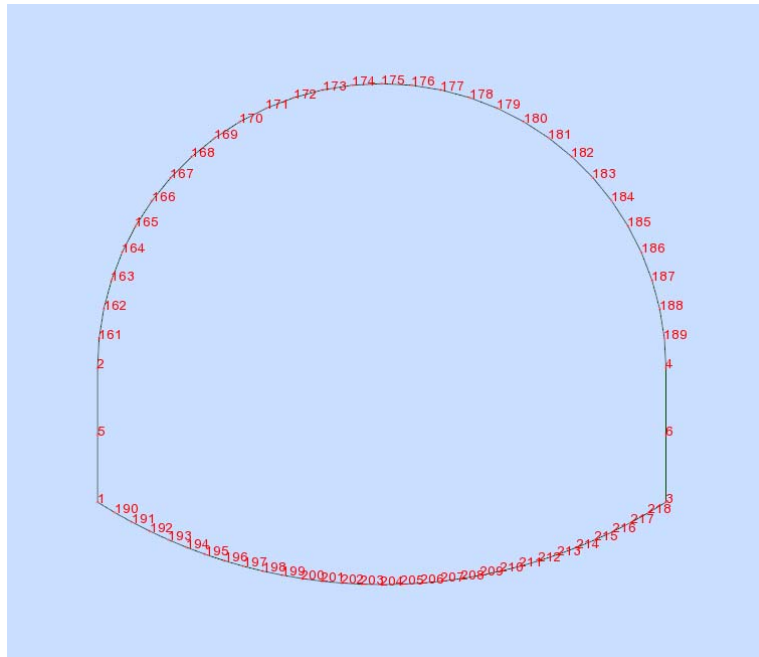
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

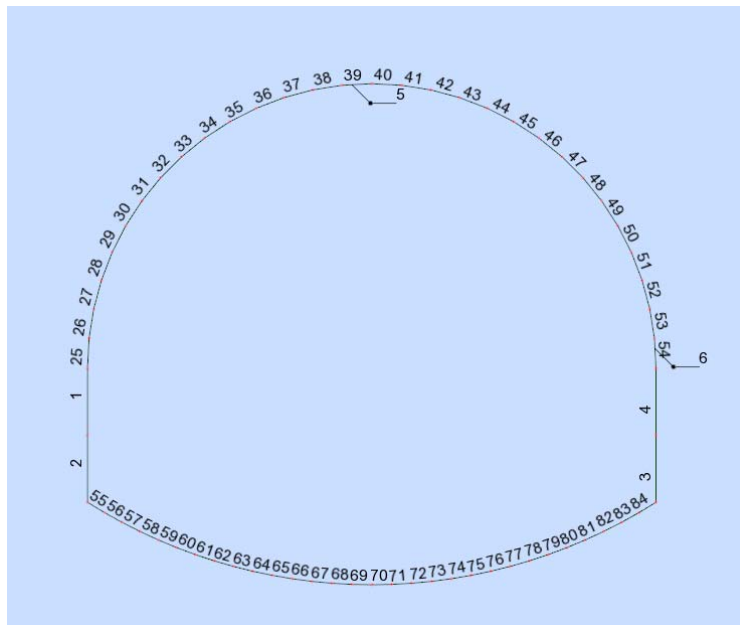
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti  $1*1.30+2*1.50$



Numerazione nodi



Numerazione elementi



### Verifiche strutturali allo SLU

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	120	1+1 $\Phi$ 24/20	4487	2715	4487	3256	1.20
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 24/20+ 1 $\Phi$ 24/10	4040	3200	4040	3690	1.15

Tabella 9.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 24/20/40	2882	3860	1.34
MEZZERIA	120	1 $\Phi$ 20/20/40	49	190	3.87

Tabella 9.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	175	1+1 $\Phi$ 24/20	5608	4346	5608	5887	1.35
MAX NEG	115	1 $\Phi$ 20/20	5132	1861	5132	2424	1.30
MAX POS	115	1 $\Phi$ 20/20	3261	1334	3261	2003	1.50

Tabella 9.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	175	1 $\Phi$ 20/20/20	1833	4829	2.63
CALOTTA	115	1 $\Phi$ 20/20/40	234	806	3.44

Tabella 9.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	55	120	1+1 $\Phi$ 24/20	3451	2088	-12.80	169.98	0.119
MEZZERIA	69	120	1 $\Phi$ 24/20 + 1 $\Phi$ 24/10	3107	2461	-13.82	197.73	0.135

Tabella 9.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	175	1+1 $\Phi$ 20/20	4313	3343	-10.93	144.34	0.098
MAX NEG	26	115	1 $\Phi$ 20/20	3947	1431	-11.24	86.80	0.048
MAX POS	39	15	1 $\Phi$ 20/20	2508	1026	8.22	87.54	0.049

Tabella 9.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

### Diagrammi di sollecitazione

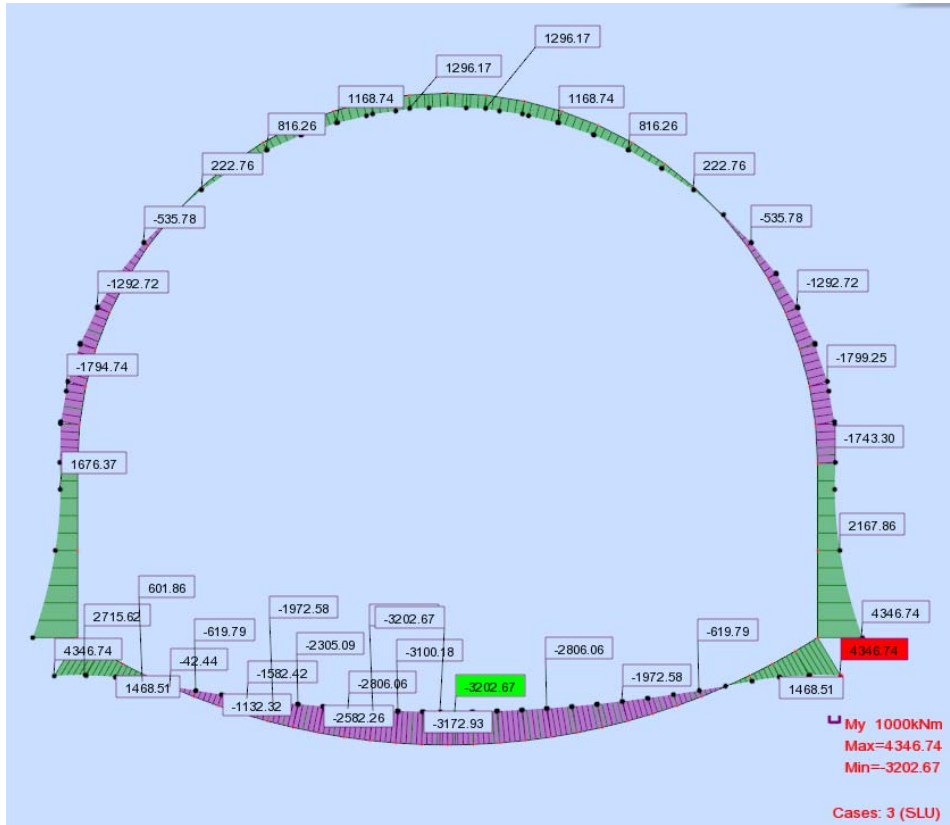


Diagramma momento flettente

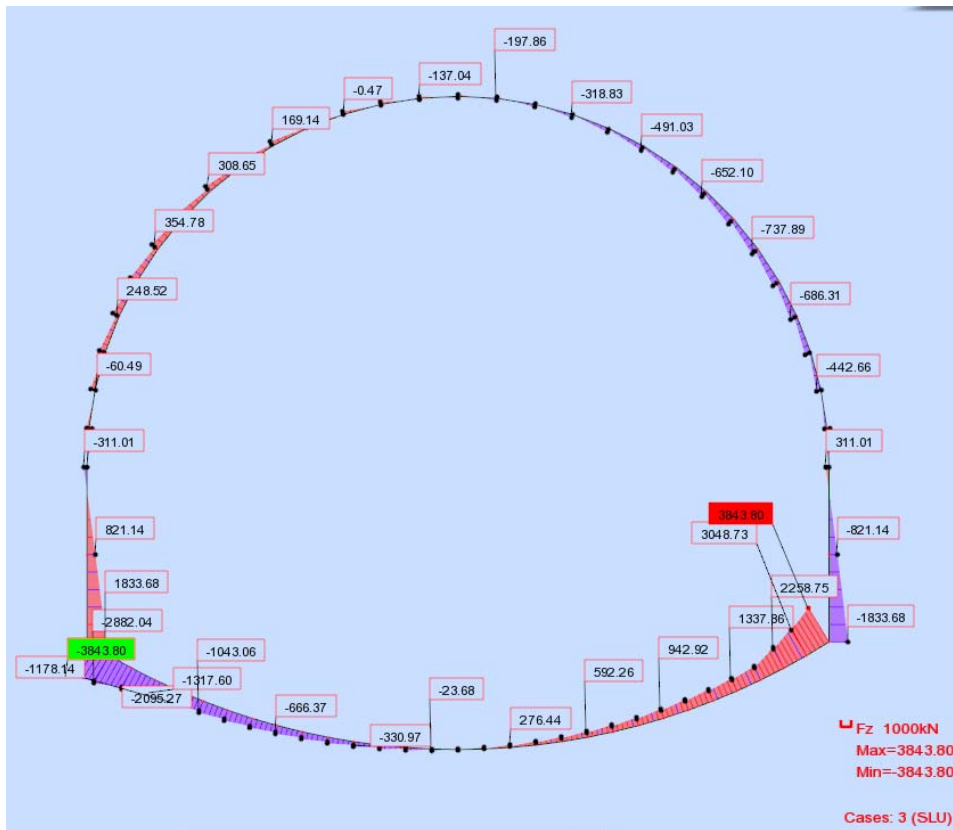


Diagramma taglio

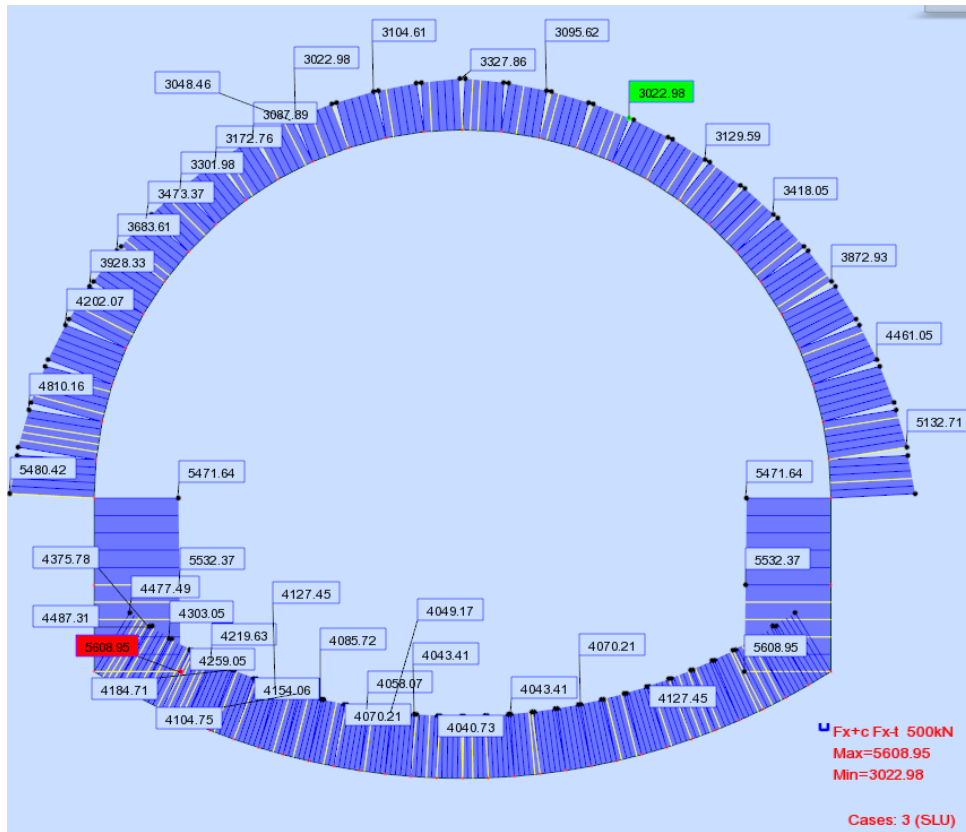


Diagramma sforzo normale

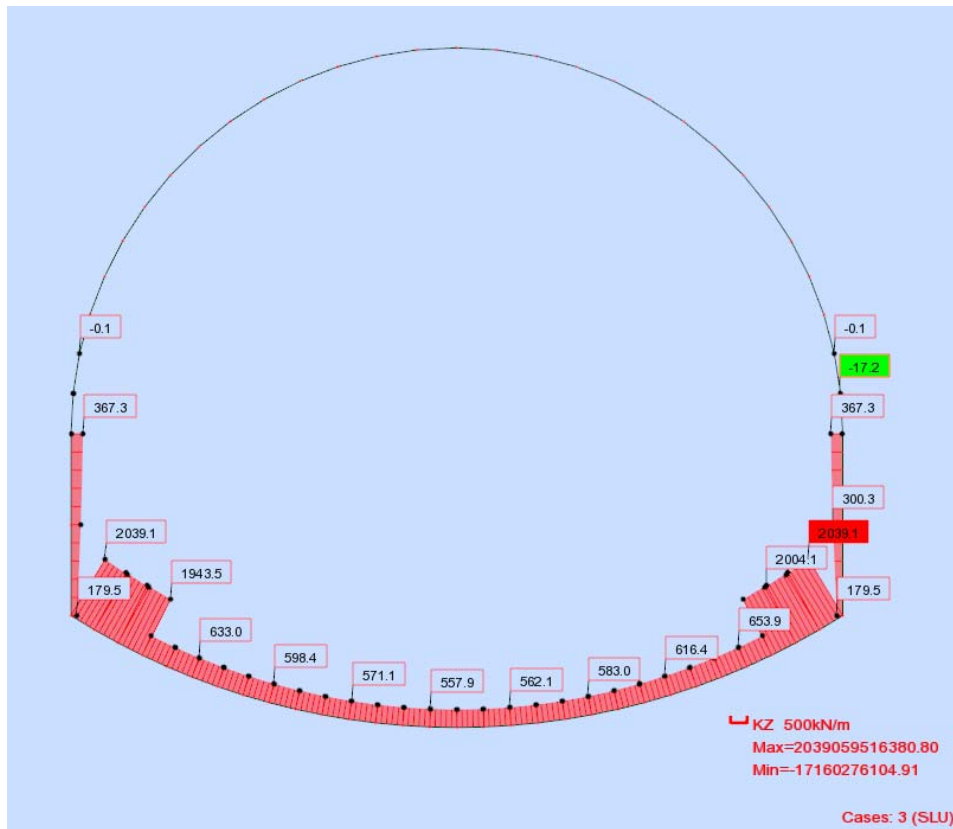
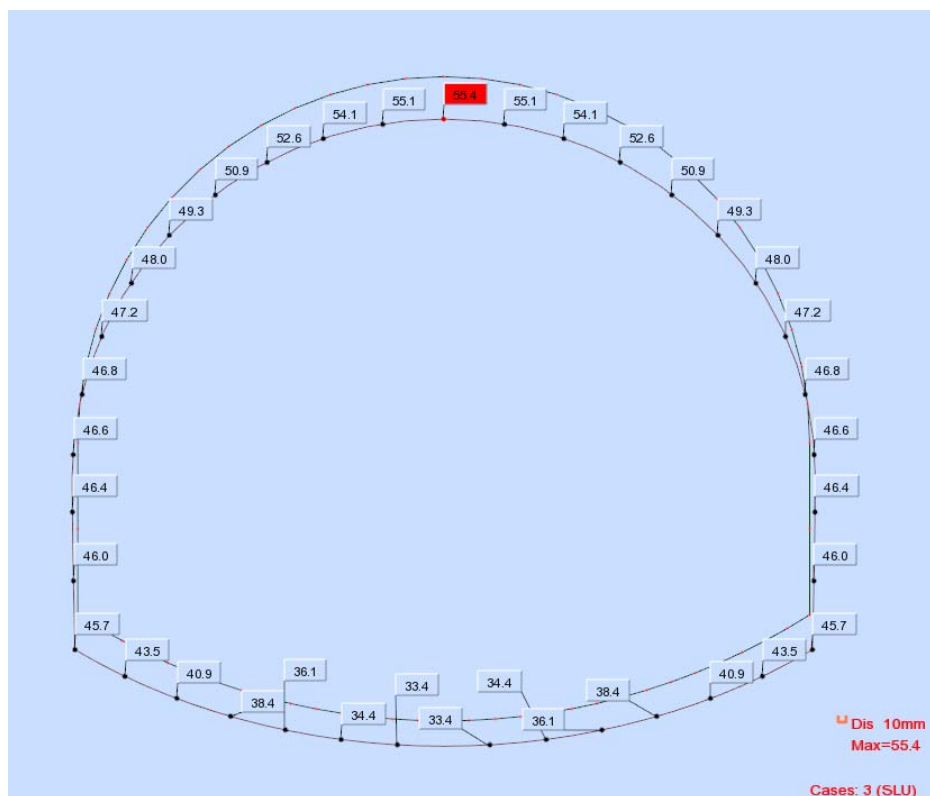


Diagramma reazioni mole



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	5471.64	-311.01	1743.3
1/2/3/3	5502.01	264.36	1725.21
1/5/3	5532.37	821.14	2167.86
2/5/3	5532.37	821.14	2167.86
2/2/3/3	5570.66	1347.54	3051.28
2/1/3	5608.95	1833.68	4346.74
3/3/3	5608.95	-1833.68	4346.74
3/2/3/3	5570.66	-1347.54	3051.28
3/6/3	5532.37	-821.14	2167.86
4/6/3	5532.37	-821.14	2167.86
4/2/3/3	5502.01	-264.36	1725.21
4/4/3	5471.64	311.01	1743.3
25/2/3	5480.42	-24.22	-1743.3
25/2/3/3	5304.83	-164.34	-1777.39
25/161/3	5129.15	-302.89	-1861.8
26/161/3	5132.71	234.89	-1861.8
26/2/3/3	4971.57	86.31	-1803.86
26/162/3	4810.16	-60.49	-1799.25
27/162/3	4790.13	442.66	-1799.25

27/2/3/3	4644.51	281.53	-1668.54
27/163/3	4498.45	122.03	-1595.72
28/163/3	4461.05	591.6	-1595.72
28/2/3/3	4331.86	419.28	-1413.25
28/164/3	4202.07	248.52	-1292.72
29/164/3	4153.09	686.31	-1292.72
29/2/3/3	4041.09	504.42	-1077.77
29/165/3	3928.33	324.03	-928.23
30/165/3	3872.93	732.93	-928.23
30/2/3/3	3778.73	543.15	-697.86
30/166/3	3683.61	354.78	-535.78
31/166/3	3626.35	737.89	-535.78
31/2/3/3	3550.39	541.91	-304.74
31/167/3	3473.37	347.24	-144.23
32/167/3	3418.05	708.39	-144.23
32/2/3/3	3360.61	507.93	75.35
32/168/3	3301.98	308.65	222.76
33/168/3	3251.63	652.1	222.76
33/2/3/3	3212.85	448.84	421.51
33/169/3	3172.76	246.65	547.06
34/169/3	3129.59	576.95	547.06
34/2/3/3	3109.45	372.59	718.48
34/170/3	3087.89	169.14	816.26
35/170/3	3053.29	491.03	816.26
35/2/3/3	3051.63	287.2	956.76
35/171/3	3048.46	84.14	1023.78
36/171/3	3022.98	402.28	1023.78
36/2/3/3	3039.48	200.6	1132.62
36/172/3	3054.42	-0.47	1168.74
37/172/3	3037.73	318.83	1168.74
37/2/3/3	3071.98	120.85	1248.11
37/173/3	3104.61	-76.69	1256.07
38/173/3	3095.62	248.26	1256.07
38/2/3/3	3147.05	55.48	1310.91
38/174/3	3196.83	-137.04	1296.17
39/174/3	3193.64	197.86	1296.17
39/2/3/3	3261.59	11.68	1334
39/175/3	3327.86	-174.41	1304.62
40/175/3	3327.86	174.41	1304.62
40/2/3/3	3261.59	-11.68	1334
40/176/3	3193.64	-197.86	1296.17
41/176/3	3196.83	137.04	1296.17
41/2/3/3	3147.05	-55.48	1310.91
41/177/3	3095.62	-248.26	1256.07
42/177/3	3104.61	76.69	1256.07

42/2/3/3	3071.98	-120.85	1248.11
42/178/3	3037.73	-318.83	1168.74
43/178/3	3054.42	0.47	1168.74
43/2/3/3	3039.48	-200.6	1132.62
43/179/3	3022.98	-402.28	1023.78
44/179/3	3048.46	-84.14	1023.78
44/2/3/3	3051.63	-287.2	956.76
44/180/3	3053.29	-491.03	816.26
45/180/3	3087.89	-169.14	816.26
45/2/3/3	3109.45	-372.59	718.48
45/181/3	3129.59	-576.95	547.06
46/181/3	3172.76	-246.65	547.06
46/2/3/3	3212.85	-448.84	421.51
46/182/3	3251.63	-652.1	222.76
47/182/3	3301.98	-308.65	222.76
47/2/3/3	3360.61	-507.93	75.35
47/183/3	3418.05	-708.39	-144.23
48/183/3	3473.37	-347.24	-144.23
48/2/3/3	3550.39	-541.91	-304.74
48/184/3	3626.35	-737.89	-535.78
49/184/3	3683.61	-354.78	-535.78
49/2/3/3	3778.73	-543.15	-697.86
49/185/3	3872.93	-732.93	-928.23
50/185/3	3928.33	-324.03	-928.23
50/2/3/3	4041.09	-504.42	-1077.77
50/186/3	4153.09	-686.31	-1292.72
51/186/3	4202.07	-248.52	-1292.72
51/2/3/3	4331.86	-419.28	-1413.25
51/187/3	4461.05	-591.6	-1595.72
52/187/3	4498.45	-122.03	-1595.72
52/2/3/3	4644.51	-281.53	-1668.54
52/188/3	4790.13	-442.66	-1799.25
53/188/3	4810.16	60.49	-1799.25
53/2/3/3	4971.57	-86.31	-1803.86
53/189/3	5132.71	-234.89	-1861.8
54/189/3	5129.15	302.89	-1861.8
54/2/3/3	5304.83	164.34	-1777.39
54/4/3	5480.42	24.22	-1743.3
55/1/3	4477.49	-3843.8	4346.74
55/2/3/3	4482.4	-3359.91	3472.83
55/190/3	4487.31	-2882.04	2715.62
56/190/3	4375.78	-3048.73	2715.62
56/2/3/3	4380.38	-2568.55	2034.22
56/191/3	4384.98	-2095.27	1468.51
57/191/3	4303.05	-2258.75	1468.51

57/2/3/3	4307.34	-1784.5	978.09
57/192/3	4311.63	-1317.6	601.86
58/192/3	4259.05	-1478.75	601.86
58/2/3/3	4263.01	-1327.18	261.47
58/193/3	4266.98	-1178.14	-42.44
59/193/3	4219.63	-1337.86	-42.44
59/2/3/3	4223.27	-1189.19	-349
59/194/3	4226.91	-1043.06	-619.79
60/194/3	4184.71	-1201.25	-619.79
60/2/3/3	4188.02	-1055.67	-893.57
60/195/3	4191.33	-912.56	-1132.32
61/195/3	4154.06	-1069.49	-1132.32
61/2/3/3	4157.03	-927.05	-1374.51
61/196/3	4160.01	-786.96	-1582.42
62/196/3	4127.45	-942.92	-1582.42
62/2/3/3	4130.09	-803.55	-1794.28
62/197/3	4132.72	-666.37	-1972.58
63/197/3	4104.75	-821.25	-1972.58
63/2/3/3	4107.04	-684.81	-2155.27
63/198/3	4109.33	-550.35	-2305.09
64/198/3	4085.72	-704.58	-2305.09
64/2/3/3	4087.66	-570.82	-2459.8
64/199/3	4089.6	-438.8	-2582.26
65/199/3	4070.21	-592.26	-2582.26
65/2/3/3	4071.81	-460.89	-2710.01
65/200/3	4073.4	-330.97	-2806.06
66/200/3	4058.07	-483.94	-2806.06
66/2/3/3	4059.31	-354.57	-2907.77
66/201/3	4060.56	-226.36	-2978.23
67/201/3	4049.17	-378.92	-2978.23
67/2/3/3	4050.06	-251.14	-3054.66
67/202/3	4050.95	-124.21	-3100.18
68/202/3	4043.41	-276.44	-3100.18
68/2/3/3	4043.95	-149.8	-3151.89
68/203/3	4044.48	-23.68	-3172.93
69/203/3	4040.73	-175.74	-3172.93
69/2/3/3	4040.91	-49.77	-3200.29
69/204/3	4041.09	76.04	-3197.1
70/204/3	4041.09	-76.04	-3197.1
70/2/3/3	4040.91	49.77	-3200.29
70/205/3	4040.73	175.74	-3172.93
71/205/3	4044.48	23.68	-3172.93
71/2/3/3	4043.95	149.8	-3151.89
71/206/3	4043.41	276.44	-3100.18
72/206/3	4050.95	124.21	-3100.18



72/2/3/3	4050.06	251.14	-3054.66
72/207/3	4049.17	378.92	-2978.23
73/207/3	4060.56	226.36	-2978.23
73/2/3/3	4059.31	354.57	-2907.77
73/208/3	4058.07	483.94	-2806.06
74/208/3	4073.4	330.97	-2806.06
74/2/3/3	4071.81	460.89	-2710.01
74/209/3	4070.21	592.26	-2582.26
75/209/3	4089.6	438.8	-2582.26
75/2/3/3	4087.66	570.82	-2459.8
75/210/3	4085.72	704.58	-2305.09
76/210/3	4109.33	550.35	-2305.09
76/2/3/3	4107.04	684.81	-2155.27
76/211/3	4104.75	821.25	-1972.58
77/211/3	4132.72	666.37	-1972.58
77/2/3/3	4130.09	803.55	-1794.28
77/212/3	4127.45	942.92	-1582.42
78/212/3	4160.01	786.96	-1582.42
78/2/3/3	4157.03	927.05	-1374.51
78/213/3	4154.06	1069.49	-1132.32
79/213/3	4191.33	912.56	-1132.32
79/2/3/3	4188.02	1055.67	-893.57
79/214/3	4184.71	1201.25	-619.79
80/214/3	4226.91	1043.06	-619.79
80/2/3/3	4223.27	1189.19	-349
80/215/3	4219.63	1337.86	-42.44
81/215/3	4266.98	1178.14	-42.44
81/2/3/3	4263.01	1327.18	261.47
81/216/3	4259.05	1478.75	601.86
82/216/3	4311.63	1317.6	601.86
82/2/3/3	4307.34	1784.5	978.09
82/217/3	4303.05	2258.75	1468.51
83/217/3	4384.98	2095.27	1468.51
83/2/3/3	4380.38	2568.55	2034.22
83/218/3	4375.78	3048.73	2715.62
84/218/3	4487.31	2882.04	2715.62
84/2/3/3	4482.4	3359.91	3472.83
84/3/3	4477.49	3843.8	4346.74

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,476			<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]			
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]			
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]			
Profondità dell'asse neutro	x=	54,77 [cm]			
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043			
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y=	120,00 [cm]	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00385	in y=	5,00 [cm]	
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00417			
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00006 [1/cm]			
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4487,00 [kN]			
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5949,04 [kNm]			
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]			
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4487,00 [kN]			
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	3256,84 [kNm]			
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4487,00 [kN]			
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	2715,00 [kNm]			
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]			
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,20</b>			

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,00417	-0,00350	0,00	-14,11	-6255,68	6081,70
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-6255,68	6081,70

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00385	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00353	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00417	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,501			<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]			
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]			
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]			
Profondità dell'asse neutro	x=	57,67 [cm]			
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043			
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y=	120,00 [cm]	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00348	in y=	5,00 [cm]	
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00378			
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00006 [1/cm]			
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4040,00 [kN]			
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	6114,07 [kNm]			
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	60,00 [cm]			
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4040,00 [kN]			
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	3690,07 [kNm]			
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4040,00 [kN]			
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	3200,00 [kNm]			
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]			
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,15</b>			

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,00378	-0,00350	0,00	-14,11	-6587,36	6324,59
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				120,00		0,00	120,00					-6587,36	6324,59

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00348	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	42,50	10,00	0,00318	391,30	1663,03	-166,30				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00378	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			2547,36	-210,52				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	4487,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	2882,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	3,603 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	2,454 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,468
Coefficiente alfac	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	1,47
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrzd,max=	4094 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrzd,min=	3034 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00087
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,417
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck^0,5)$	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,646 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,720 N/mm <sup>2</sup>

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,80 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	0,287

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	1,69
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	30,679 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrzd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrzd=	3860 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrzd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrzd=	3860 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>3860 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	3,73 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1,340

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	4040,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	49,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,061 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	46,280
Coefficiente alfac	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	46,28
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrzd,max=	190 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrzd,min=	3034 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,02$	ro(l)=	0,00087
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,417
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck^0,5)$	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,646 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,720 N/mm <sup>2</sup>

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,80 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	16,902

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	46,28
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	1,238 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrzd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrzd=	190 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrzd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrzd=	73605 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>190 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,18 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	3,878

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,380	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	175,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	170,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	64,58 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,029		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y= 175,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00571		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00598		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00005 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-5608,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	10794,90 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	87,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-5608,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	5887,90 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-5608,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	4346,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,35</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	175,00	100,00	0,00	175,00	0,00598	-0,00350	0,00	-14,11	-7376,68	10927,55
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	175,00	175,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				175,00		0,00	175,00					-7376,68	10927,55

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00571	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00544	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00598	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,457	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	115,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	50,31 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,045		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y= 115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00415		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00450		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-5132,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	5375,08 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-5132,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2424,18 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-5132,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1861,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,30</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,00450	-0,00350	0,00	-14,11	-5746,34	5405,79
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-5746,34	5405,79

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00415	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00450	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00450	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,308		
Altezza totale della sezione	h=	115,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	110,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	33,93 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,045		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y=	115,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00785	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00836		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00010 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-3261,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3879,01 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	57,50 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-3261,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2003,93 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-3261,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1334,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,50</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	115,00	100,00	0,00	115,00	0,00836	-0,00350	0,00	-14,11	-3875,34	3909,73
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	115,00	115,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				115,00		0,00	115,00					-3875,34	3909,73

ACCIAIO		Armatura lenta											
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00785	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00836	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00836	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali	Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> = 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> = 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa

Caratteristiche della sezione	Verifica
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1750 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1700 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> = 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>inf</sub> = 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 7,854 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni	Verifica
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 5608,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 1833,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: σ <sub>cp</sub> = min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d)) ; 0.2 * f <sub>cd</sub>	σ <sub>cp</sub> = 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	τ <sub>u</sub> = 1,571 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> = 0,699 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(α <sub>inf</sub> )= 2,248
Coefficiente α <sub>inf</sub>	α <sub>inf</sub> = 1,200
Cotangente α <sub>inf</sub>	cot(α <sub>inf</sub> )= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(α <sub>inf</sub> ) = max(1,00; cot(α <sub>inf</sub> )))	cot(α <sub>inf</sub> )= 2,25
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(α <sub>sup</sub> ), normalmente 2,50)	cot(α <sub>sup</sub> )= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(α <sub>inf</sub> )=cot(α <sub>sup</sub> ))	V <sub>rd,max</sub> = 4829 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(α <sub>inf</sub> )=cot(α <sub>sup</sub> ))	V <sub>rd,min</sub> = 4484 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	Verifica
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d)) ; 0.02	ρ <sub>l</sub> = 0,00059
Coefficiente k = min(1 + (200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k = 1,343
Coefficiente v <sub>min</sub> = 0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> ) <sup>0.5</sup>	v <sub>min</sub> = 0,272 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 * σ <sub>cp</sub>	τ <sub>u,1,calc</sub> = 0,609 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * σ <sub>cp</sub> )	τ <sub>u,2,min</sub> = 0,697 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>V<sub>rd</sub> = 1185,52 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	τ <sub>u(V<sub>rd</sub>)</sub> = 0,77 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 0,647

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio	Verifica
Cotangente tela ottimale (cot(α <sub>inf</sub> ) < cot(α <sub>sup</sub> ) < cot(α <sub>sup</sub> ))	cot(α <sub>opt</sub> ) = 2,25
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(α <sub>inf</sub> ) < cot(α <sub>opt</sub> ) < cot(α <sub>sup</sub> ))	α <sub>opt</sub> = 23,980 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione (V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>acc</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>inf</sub> ) + cot(α <sub>opt</sub> )) / (1 + cot(α <sub>opt</sub> ) <sup>2</sup> ))	V <sub>rd,calc</sub> = 4829 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yk</sub> * (cot(α <sub>inf</sub> ) + cot(α <sub>opt</sub> )) * sen(α <sub>opt</sub> ))	V <sub>rd</sub> = 10571 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min(V <sub>rd,calc</sub> ; V <sub>rd</sub> )	V <sub>rd</sub> = 4829 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	τ <sub>u(V<sub>rd</sub>)</sub> = 3,16 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 2,635

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1000 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	5132,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	234,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	2,833 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,305 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,033 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	9,390
Coefficiente alfac	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	9,39
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrzd,max=	806 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrzd,min=	2638 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00101
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,447
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,305 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,661 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,730 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>729,68 kN</b>

**Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente**

<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,81 N/mm2</b>
	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>3,118</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	9,39
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	6,079 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrzd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrzd=	806 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrzd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrzd=	12986 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>806 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,90 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>3,443</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	3261,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	11,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	2,833 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,014 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,000 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	197,480
Coefficiente alfac	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	197,48
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrzd,max=	43 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrzd,min=	2902 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,426
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,298 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,650 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,723 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>795,44 kN</b>

**Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente**

<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,80 N/mm2</b>
	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>72,313</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	197,48
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,290 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrzd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrzd=	43 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrzd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrzd=	300423 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrzd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>43 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,04 N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>3,874</b>

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2\_VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio Sensibilità armatura Condizioni ambientali Combinazione di azioni	<b>Aderenza migliorata</b> <b>Poco sensibile</b> Ordinaria <b>Frequenti</b>
--	--

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	$f_{ck} =$	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )	$f_{ctm} =$	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )	$f_{ctk} =$	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	$\sigma_{cm} =$	4,712 N/mm <sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo	$E_c =$	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	$E_s =$	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_{st} =$	169,983 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	$b_{eff} =$	23,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[\min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$	$h_{eff} =$	18,750 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	$A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} =$	431,250 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace $A_s$	$A_s =$	45,239 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio $A_s$ e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$	$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,104902
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)	$k_t =$	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{psm} =$	0,000705
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psm,lim} = 0.6 \sigma_{st} / E_s$ )	$\epsilon_{psm,lim} =$	0,000496

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $int - fi$ )	$s_1 =$	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	$f_i =$	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura ( $Yf-fi/2$ )	$c =$	3,800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c+fi/2)$ )	$b =$	25,000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio $A_s$ e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$	$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,104902
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	$\epsilon_{ps1} =$	0,003934
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	$\epsilon_{ps2} =$	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)	$k_1 =$	0,800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	$k_2 =$	0,500
Coefficiente	$k_3 =$	3,400
Coefficiente	$k_4 =$	0,425
Distanza media tra le fessure	$D_{sm} =$	9,888 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{psm} =$	0,000705
Distanza media tra le fessure	$D_{sm} =$	9,888 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \epsilon_{psm} D_{sm}$ )	$w_m =$	6,119 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
 Condizioni ambiente: Ordinaria  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k =$  0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2\_VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio Sensibilità armatura Condizioni ambientali Combinazione di azioni	<b>Aderenza migliorata</b> <b>Poco sensibile</b> Ordinaria <b>Frequenti</b>
--	--

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	$f_{ck} =$	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )	$f_{ctm} =$	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )	$f_{ctk} =$	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	$\sigma_{cm} =$	5,874 N/mm <sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo	$E_c =$	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	$E_s =$	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_{st} =$	197,730 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	$b_{eff} =$	23,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[\min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$	$h_{eff} =$	20,374 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	$A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} =$	468,613 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace $A_s$	$A_s =$	67,858 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio $A_s$ e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$	$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,144807
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)	$k_t =$	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{psm} =$	0,000859
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psm,lim} = 0.6 \sigma_{st} / E_s$ )	$\epsilon_{psm,lim} =$	0,000576

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $int - fi$ )	$s_1 =$	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	$f_i =$	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura ( $Yf-fi/2$ )	$c =$	3,800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c+fi/2)$ )	$b =$	25,000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio $A_s$ e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$	$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,144807
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	$\epsilon_{ps1} =$	0,004561
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	$\epsilon_{ps2} =$	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)	$k_1 =$	0,800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	$k_2 =$	0,500
Coefficiente	$k_3 =$	3,400
Coefficiente	$k_4 =$	0,425
Distanza media tra le fessure	$D_{sm} =$	9,257 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{psm} =$	0,000859
Distanza media tra le fessure	$D_{sm} =$	9,257 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \epsilon_{psm} D_{sm}$ )	$w_m =$	0,135 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
 Condizioni ambiente: Ordinaria  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k =$  0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{cm} = 3,634 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 144,344 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 23,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$   $h_{eff} = 18,750 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_c, eff = b_{eff} \cdot h_{eff} = 431,250 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 45,239 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c, eff$   $\rho_s, eff = A_s / A_c, eff = 0,104002$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_t = 0,6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000581$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm, lim} = 0,6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm, lim} = 0,000420$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_i$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f_i = 24 \text{ mm}$   
Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y_f - f_{i2}$ )  $c = 3,800 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_i / 2)$ )  $b = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c, eff$   $\rho_s, eff = A_s / A_c, eff = 0,104002$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,003249$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9,888 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000581$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9,888 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,098 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{cm} = 2,882 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 86,305 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$   $h_{eff} = 12,500 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_c, eff = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250,000 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15,708 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c, eff$   $\rho_s, eff = A_s / A_c, eff = 0,062832$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_t = 0,6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000254$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm, lim} = 0,6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm, lim} = 0,000253$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_i$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f_i = 20 \text{ mm}$   
Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y_f - f_{i2}$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_i / 2)$ )  $b = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_c, eff$   $\rho_s, eff = A_s / A_c, eff = 0,062832$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,002085$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000254$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,046 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$



**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C2 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2.565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )  $f_{ctk} = 2.137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{smax} = 2.326 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{st} = 87.544 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace ( $\min(2.5 \cdot h-d); (h \cdot x) / 3; h/2$ )  $h_{eff} = 12,500 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250,000 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15,708 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 sezioni di breve durata, 0.4 sezioni di lunga durata)  $k_1 = 0.6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm} = 0.000257$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psm,lim} = 0.6 \cdot \sigma_{st} / E_s$ )  $\epsilon_{psm,lim} = 0.000255$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_l$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f_l = 20 \text{ mm}$   
Ripartimento netto dell'armatura ( $l_{nt} - f_l / 2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = S^*(c + f_l / 2)$ )  $l_{nt} = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0.000257$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0.000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)  $k_2 = 0.800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_3 = 0.500$   
Coefficiente  $k_4 = 3.400$   
Coefficiente  $k_5 = 0.425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm} = 0.000257$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,183 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \cdot \epsilon_{psm} \cdot D_{sm}$ )  $w_m = 0.049 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
Condizioni ambientali: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile  
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0.300 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

## 10 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C3 CONCIO D'ATTACCO

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe V di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 6.0 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

peso specifico	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\phi = 34^\circ$
coesione drenata	$c = 10 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 30 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

### - FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo attribuendo all'ammasso le caratteristiche geomeccaniche equivalenti delle colonne consolidate e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

I parametri geotecnici attribuiti al terreno consolidato risultano:

peso specifico:	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito:	$\phi' = 45^\circ$
coesione drenata:	$c' = 200 \text{ kPa}$

modulo di deformazione:  $E' = 1050 \text{ MPa}$   
 coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$

**- FASE 3 – Posa centine a 1.0 m**

Si prevede l'inserimento della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:  $A=47.8e-4 \text{ m}^2$   $J=2634e-8 \text{ m}^4$   $E=200 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

**- FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.**

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del prerivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ) e centine.

Prerivestimento:  $A=0.25 \text{ m}^2$   $J=1.30e-3 \text{ m}^4$   $E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

**- FASE 5 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 8.0 m.**

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 100 cm di spessore.

Prerivestimento:  $A=0.25 \text{ m}^2$   $J=1.30e-3 \text{ m}^4$   $E=31 \text{ GPa}$

Arco rovescio:  $A=1.00 \text{ m}^2$   $J=0.083 \text{ m}^4$   $E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 84% del carico litostatico.

**- FASE 6 – Getto della calotta a 30 m e maturazione dell'arco rovescio.**

E' simulato il getto della calotta ( $E=15 \text{ GPa}$ ) a campo variabile da 50 a 155 cm e la completa maturazione dell'arco rovescio ( $E=31 \text{ GPa}$ ).

Arco rovescio:  $A=1.00 \text{ m}^2$   $J=0.083 \text{ m}^4$   $E=31 \text{ GPa}$

Calotta.  $A=1.00 \text{ m}^2$   $J=0.083 \text{ m}^4$   $E=15 \text{ GPa}$

Si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

**- FASE 7 – Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta ( $E=31 \text{ GPa}$ ).

Calotta.  $A=1.00 \text{ m}^2$   $J=0.083 \text{ m}^4$   $E=31 \text{ GPa}$

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

**10.1 FASE 3 - VERIFICHE TENSIONALI SULLE CENTINE**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 64:  $N_k = 37 \text{ kN}$   $M_k = 0.39 \text{ kNm}$   $T_k = 0.82 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 12.01 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:22  
 FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C3-Posa centine a 1.0m  
 From File :dos83.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
64	1	64	65	1	beam	-8.321E-01	3.736E+01	-3.900E-01	-1.488E-03	-3
63	1	63	64	1	beam	4.421E-01	3.866E+01	-1.693E-01	3.879E-01	-4
62	1	62	63	1	beam	-1.416E+00	4.143E+01	-5.949E-01	1.675E-01	-4
61	1	61	62	1	beam	8.069E-01	4.027E+01	-3.485E-01	5.920E-01	-4
60	1	60	61	1	beam	2.488E-01	4.370E+01	-2.282E-01	3.487E-01	-4
59	1	59	60	1	beam	6.294E-02	4.671E+01	-1.984E-01	2.292E-01	-4
58	1	58	59	1	beam	3.041E-02	5.193E+01	-1.833E-01	1.982E-01	-5
57	1	57	58	1	beam	1.228E-01	5.616E+01	-1.301E-01	1.896E-01	-5
56	1	56	57	1	beam	-4.716E-01	6.085E+01	-2.728E-01	1.305E-01	-6
55	1	55	56	1	beam	1.688E+00	5.771E+01	2.365E-01	2.729E-01	-6
54	1	54	55	1	beam	-8.147E-01	6.427E+01	-1.633E-01	-2.396E-01	-6
53	1	53	54	1	beam	3.968E-01	6.593E+01	1.363E-02	1.730E-01	-6
52	1	52	53	1	beam	-1.056E-04	6.531E+01	1.530E-02	-1.533E-02	-6
51	1	51	52	1	beam	-1.144E-01	6.266E+01	-2.467E-02	-1.385E-02	-6
50	1	50	51	1	beam	2.281E-01	6.427E+01	7.418E-02	2.481E-02	-6
49	1	49	50	1	beam	-2.356E-01	6.522E+01	-9.674E-03	-7.227E-02	-6
48	1	48	49	1	beam	1.150E-01	6.634E+01	2.629E-02	1.373E-02	-6
47	1	47	48	1	beam	2.142E-01	6.680E+01	1.027E-01	-2.636E-02	-6
46	1	46	47	1	beam	-4.568E-01	6.706E+01	-5.165E-02	-1.112E-01	-7
45	1	45	46	1	beam	4.951E-01	6.775E+01	1.286E-01	4.780E-02	-7
44	1	44	45	1	beam	-2.520E-01	6.859E+01	4.903E-02	-1.389E-01	-7
43	1	43	44	1	beam	-7.702E-02	6.946E+01	1.761E-02	-4.441E-02	-7
42	1	42	43	1	beam	3.210E-01	6.969E+01	1.367E-01	-2.501E-02	-7
41	1	41	42	1	beam	-3.960E-01	7.006E+01	-2.515E-02	-1.467E-01	-7
40	1	40	41	1	beam	5.633E-01	7.019E+01	1.711E-01	1.860E-02	-7
39	1	39	40	1	beam	-1.267E-01	7.088E+01	1.306E-01	-1.733E-01	-7
38	1	38	39	1	beam	4.962E-02	7.142E+01	1.538E-01	-1.305E-01	-7
37	1	37	38	1	beam	-1.835E-01	7.058E+01	6.963E-02	-1.603E-01	-7
36	1	36	37	1	beam	-4.125E-01	6.819E+01	-5.146E-02	-7.307E-02	-7
35	1	35	36	1	beam	-1.189E-01	6.653E+01	-8.743E-02	5.154E-02	-6
34	1	34	35	1	beam	5.754E-02	6.499E+01	-6.184E-02	8.971E-02	-6
33	1	33	34	1	beam	-1.925E-03	6.452E+01	-6.335E-02	6.241E-02	-6
32	1	32	33	1	beam	8.995E-03	6.466E+01	-5.831E-02	6.272E-02	-6
31	1	31	32	1	beam	-6.917E-02	6.528E+01	-9.330E-02	5.980E-02	-6
30	1	30	31	1	beam	3.527E-01	6.668E+01	1.488E-02	9.159E-02	-6
29	1	29	30	1	beam	2.767E-01	6.908E+01	9.302E-02	-9.499E-03	-7
28	1	28	29	1	beam	1.365E-01	7.107E+01	1.576E-01	-9.010E-02	-7
27	1	27	28	1	beam	-9.039E-02	7.114E+01	1.116E-01	-1.541E-01	-7
26	1	26	27	1	beam	1.648E-01	7.038E+01	1.606E-01	-1.051E-01	-7
25	1	25	26	1	beam	-5.306E-01	6.969E+01	-2.458E-02	-1.541E-01	-7
24	1	24	25	1	beam	3.515E-01	6.949E+01	1.250E-01	2.756E-02	-7
23	1	23	24	1	beam	-3.185E-01	6.906E+01	9.542E-03	-1.203E-01	-7
22	1	22	23	1	beam	9.960E-02	6.876E+01	4.429E-02	-9.642E-03	-7
21	1	21	22	1	beam	2.208E-01	6.786E+01	1.101E-01	-3.136E-02	-7
20	1	20	21	1	beam	-4.110E-01	6.699E+01	-5.053E-02	-9.596E-02	-7
19	1	19	20	1	beam	3.568E-01	6.623E+01	7.494E-02	5.223E-02	-6
18	1	18	19	1	beam	-1.777E-01	6.579E+01	8.385E-03	-7.172E-02	-6
17	1	17	18	1	beam	-1.166E-01	6.526E+01	-3.170E-02	-8.873E-03	-6
16	1	16	17	1	beam	1.151E-01	6.407E+01	1.411E-02	2.593E-02	-6
15	1	15	16	1	beam	-1.574E-01	6.293E+01	-5.023E-02	-1.810E-02	-6
14	1	14	15	1	beam	2.353E-01	6.138E+01	2.736E-02	5.189E-02	-6
13	1	13	14	1	beam	-1.420E-01	6.349E+01	-2.118E-02	-2.665E-02	-6
12	1	12	13	1	beam	-5.622E-01	6.416E+01	-2.857E-01	2.125E-02	-6
11	1	11	12	1	beam	9.563E-01	6.196E+01	1.913E-01	2.816E-01	-6
10	1	10	11	1	beam	-1.203E+00	5.618E+01	-1.730E-01	-1.899E-01	-5
9	1	9	10	1	beam	7.802E-01	6.768E+01	6.485E-02	1.705E-01	-7
8	1	8	9	1	beam	-3.460E-01	6.038E+01	-1.039E-01	-6.371E-02	-6
7	1	7	8	1	beam	-5.072E-01	5.456E+01	-3.519E-01	1.033E-01	-5
6	1	6	7	1	beam	6.253E-01	4.741E+01	-4.727E-02	3.537E-01	-4
5	1	5	6	1	beam	-8.505E-03	4.787E+01	-4.924E-02	4.512E-02	-5
4	1	4	5	1	beam	-1.050E+00	4.673E+01	-3.649E-01	4.818E-02	-4
3	1	3	4	1	beam	6.948E-01	4.317E+01	-1.581E-01	3.677E-01	-4
2	1	2	3	1	beam	-4.501E-01	4.075E+01	-3.810E-01	1.585E-01	-4

1 1 1 2 1 beam 8.234E-01 3.980E+01 2.807E-03 3.846E-01 -4

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C3-FASE3  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	A <sub>tprof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	0,50 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	48,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	1,07 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,257 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	3.822.598 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	0,50 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	49,17 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	1,07 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	11,97 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	0,56 Mpa
Sigma ideale sulla centina	Sid <sub>cen</sub>	12,01 Mpa

## 10.2 FASE 4 - VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64: N<sub>k</sub> = 55 kN M<sub>k</sub> = 0.61 kNm T<sub>k</sub> = 1.30 kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 9.55 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.16 \text{ MPa} < f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:29

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C3-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos84.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1 beam	-1.302E+00	5.559E+01	-6.119E-01	-5.875E-04
63	1	63	64	1 beam	7.786E-01	5.699E+01	-2.262E-01	6.111E-01
62	1	62	63	1 beam	-2.458E+00	6.170E+01	-9.673E-01	2.256E-01
61	1	61	62	1 beam	1.452E+00	5.914E+01	-5.288E-01	9.670E-01
60	1	60	61	1 beam	3.504E-01	6.554E+01	-3.598E-01	5.295E-01
59	1	59	60	1 beam	1.107E-01	7.089E+01	-3.081E-01	3.623E-01
58	1	58	59	1 beam	5.747E-02	8.110E+01	-2.807E-01	3.088E-01
57	1	57	58	1 beam	1.957E-01	9.163E+01	-1.870E-01	2.818E-01
56	1	56	57	1 beam	-7.554E-01	1.009E+02	-4.171E-01	1.892E-01

55	1	55	56	1	beam	2.992E+00	8.966E+01	4.781E-01	4.245E-01	-1
54	1	54	55	1	beam	-1.697E+00	1.030E+02	-3.624E-01	-4.769E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	9.399E-01	1.065E+02	7.952E-02	3.627E-01	-1
52	1	52	53	1	beam	-9.291E-02	1.079E+02	4.295E-02	-7.424E-02	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.435E-01	9.810E+01	-4.620E-02	-3.581E-02	-1
50	1	50	51	1	beam	4.011E-01	1.010E+02	1.254E-01	4.869E-02	-1
49	1	49	50	1	beam	-4.473E-01	1.025E+02	-3.039E-02	-1.252E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	1.905E-01	1.045E+02	3.404E-02	3.222E-02	-1
47	1	47	48	1	beam	3.722E-01	1.052E+02	1.684E-01	-3.573E-02	-1
46	1	46	47	1	beam	-7.592E-01	1.055E+02	-9.692E-02	-1.737E-01	-1
45	1	45	46	1	beam	8.613E-01	1.066E+02	2.089E-01	9.809E-02	-1
44	1	44	45	1	beam	-4.277E-01	1.080E+02	6.257E-02	-2.150E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-1.640E-01	1.093E+02	1.001E-02	-6.705E-02	-1
42	1	42	43	1	beam	5.972E-01	1.095E+02	2.195E-01	-1.176E-02	-1
41	1	41	42	1	beam	-6.526E-01	1.099E+02	-6.042E-02	-2.228E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	9.272E-01	1.099E+02	2.537E-01	5.858E-02	-1
39	1	39	40	1	beam	-2.626E-01	1.107E+02	1.634E-01	-2.519E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	2.174E-02	1.116E+02	1.740E-01	-1.638E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	-1.918E-01	1.107E+02	7.864E-02	-1.735E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	-3.020E-01	1.076E+02	-1.122E-02	-7.995E-02	-1
35	1	35	36	1	beam	-2.306E-01	1.061E+02	-7.738E-02	7.762E-03	-1
34	1	34	35	1	beam	6.942E-02	1.046E+02	-4.152E-02	7.514E-02	-1
33	1	33	34	1	beam	-2.115E-02	1.039E+02	-5.237E-02	4.201E-02	-1
32	1	32	33	1	beam	1.497E-02	1.039E+02	-4.500E-02	5.233E-02	-1
31	1	31	32	1	beam	-7.891E-02	1.047E+02	-8.356E-02	4.534E-02	-1
30	1	30	31	1	beam	4.970E-01	1.064E+02	6.623E-02	8.381E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	9.822E-02	1.086E+02	9.693E-02	-6.728E-02	-1
28	1	28	29	1	beam	1.589E-01	1.114E+02	1.751E-01	-9.648E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	-7.879E-02	1.114E+02	1.384E-01	-1.755E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	2.793E-01	1.103E+02	2.328E-01	-1.387E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-8.781E-01	1.094E+02	-6.386E-02	-2.319E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	6.020E-01	1.094E+02	1.969E-01	6.437E-02	-1
23	1	23	24	1	beam	-5.560E-01	1.088E+02	6.608E-04	-1.941E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	1.708E-01	1.085E+02	5.468E-02	4.739E-03	-1
21	1	21	22	1	beam	3.344E-01	1.071E+02	1.724E-01	-5.317E-02	-1
20	1	20	21	1	beam	-7.551E-01	1.058E+02	-1.002E-01	-1.689E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	6.081E-01	1.044E+02	1.191E-01	9.761E-02	-1
18	1	18	19	1	beam	-3.115E-01	1.037E+02	1.024E-02	-1.213E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-1.803E-01	1.028E+02	-5.432E-02	-8.387E-03	-1
16	1	16	17	1	beam	2.479E-01	1.006E+02	2.890E-02	5.734E-02	-1
15	1	15	16	1	beam	-2.457E-01	9.862E+01	-7.898E-02	-2.768E-02	-1
14	1	14	15	1	beam	3.525E-01	9.565E+01	3.750E-02	8.121E-02	-1
13	1	13	14	1	beam	-1.135E-01	1.036E+02	-3.514E-03	-3.472E-02	-1
12	1	12	13	1	beam	-1.085E+00	1.027E+02	-5.118E-01	1.270E-03	-1
11	1	11	12	1	beam	1.778E+00	9.873E+01	3.675E-01	5.116E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	-2.065E+00	8.740E+01	-2.535E-01	-3.693E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	1.196E+00	1.124E+02	1.120E-01	2.487E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	-5.392E-01	1.024E+02	-1.455E-01	-1.158E-01	-1
7	1	7	8	1	beam	-8.402E-01	8.695E+01	-5.554E-01	1.436E-01	-1
6	1	6	7	1	beam	9.738E-01	7.283E+01	-7.292E-02	5.502E-01	-1
5	1	5	6	1	beam	6.782E-03	7.270E+01	-6.737E-02	7.065E-02	-9
4	1	4	5	1	beam	-1.845E+00	7.113E+01	-6.246E-01	6.800E-02	-9
3	1	3	4	1	beam	1.344E+00	6.441E+01	-2.211E-01	6.265E-01	-8
2	1	2	3	1	beam	-7.621E-01	6.024E+01	-5.956E-01	2.188E-01	-8
1	1	1	2	1	beam	1.263E+00	5.926E+01	-3.649E-04	5.947E-01	-8

\* FLAC log-file closed

9-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C3-FASE4**

**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	0,79 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	71,50 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	1,69 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	0,79 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	32,22 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	1,69 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	9,43 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	0,89 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	9,55 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritzz}$	39,28 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritzz}$	0,16 Mpa

**10.3 FASE 5 – VERIFICHE SUL PRERIVESTIMENTO E ARCO ROVESCIO**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti il prerivestimento  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:               $N_k = 206$  kN                       $M_k = 0.75$  kNm                       $T_k = 16.38$  kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 34.38$  MPa < 261.90 MPa

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.59$  MPa <  $f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:               $N_k = 246$  kN                       $M_k = 25.80$  kN m                       $T_k = 61.21$  kN  
 mezzeria elemento 81:               $N_k = 161$  kN                       $M_k = 202$  kN m                       $T_k = 2.38$  kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	319	33.54	319	2269	67.67
MEZZERIA	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	209	262	209	2238	8.54

Tabella 10.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20/40	79.57	1855	28.31
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20/40	3.09	136	44.06

Tabella 10.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 22-May-19 17:22

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C3-Maturazione s.b.-Scavo e getto a.r. a 8.0m  
 From File :dos85.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	6.360E+01	2.084E+02	2.390E+01	-7.066E+00
95	2	95	96	2 beam	-4.932E+01	2.445E+02	2.188E+00	-2.391E+01
94	2	94	95	2 beam	-8.418E+01	2.357E+02	-2.327E+01	-2.191E+00
93	2	93	94	2 beam	-8.219E+01	2.243E+02	-5.489E+01	2.327E+01
92	2	92	93	2 beam	-5.926E+01	2.555E+02	-8.044E+01	5.489E+01
91	2	91	92	2 beam	-4.946E+01	2.490E+02	-9.701E+01	8.044E+01
90	2	90	91	2 beam	-4.638E+01	2.382E+02	-1.125E+02	9.699E+01
89	2	89	90	2 beam	-3.689E+01	2.256E+02	-1.294E+02	1.125E+02
88	2	88	89	2 beam	-3.264E+01	2.144E+02	-1.398E+02	1.294E+02
87	2	87	88	2 beam	-3.200E+01	2.038E+02	-1.499E+02	1.398E+02
86	2	86	87	2 beam	-2.837E+01	1.927E+02	-1.633E+02	1.499E+02
85	2	85	86	2 beam	-2.636E+01	1.810E+02	-1.760E+02	1.633E+02
84	2	84	85	2 beam	-2.248E+01	1.720E+02	-1.872E+02	1.760E+02
83	2	83	84	2 beam	-1.698E+01	1.659E+02	-1.957E+02	1.872E+02
82	2	82	83	2 beam	-1.004E+01	1.622E+02	-2.008E+02	1.957E+02
81	2	81	82	2 beam	-2.386E+00	1.615E+02	-2.020E+02	2.008E+02
80	2	80	81	2 beam	5.339E+00	1.638E+02	-1.993E+02	2.020E+02
79	2	79	80	2 beam	1.265E+01	1.691E+02	-1.929E+02	1.993E+02
78	2	78	79	2 beam	1.884E+01	1.773E+02	-1.834E+02	1.929E+02
77	2	77	78	2 beam	2.302E+01	1.880E+02	-1.720E+02	1.834E+02
76	2	76	77	2 beam	2.509E+01	2.012E+02	-1.598E+02	1.720E+02
75	2	75	76	2 beam	2.682E+01	2.162E+02	-1.472E+02	1.598E+02
74	2	74	75	2 beam	3.133E+01	2.277E+02	-1.373E+02	1.472E+02
73	2	73	74	2 beam	3.314E+01	2.403E+02	-1.268E+02	1.373E+02
72	2	72	73	2 beam	3.902E+01	2.525E+02	-1.089E+02	1.268E+02
71	2	71	72	2 beam	4.863E+01	2.673E+02	-9.263E+01	1.089E+02
70	2	70	71	2 beam	4.991E+01	2.779E+02	-7.592E+01	9.264E+01
69	2	69	70	2 beam	5.922E+01	2.831E+02	-5.040E+01	7.593E+01

68	2	68	69	2	beam	8.020E+01	2.408E+02	-2.288E+01	5.040E+01	-1
67	2	67	68	2	beam	6.353E+01	2.571E+02	-1.090E+00	2.289E+01	-1
66	2	66	67	2	beam	6.121E+01	2.463E+02	2.580E+01	1.103E+00	-1
65	2	65	66	2	beam	-7.113E+01	2.127E+02	6.961E+00	-2.579E+01	-1
64	1	64	65	1	beam	-1.638E+01	2.066E+02	-7.518E-01	-6.956E+00	-2
63	1	63	64	1	beam	9.599E-01	1.966E+02	-2.772E-01	7.518E-01	-2
62	1	62	63	1	beam	1.951E+00	1.845E+02	3.114E-01	2.772E-01	-2
61	1	61	62	1	beam	-8.230E-01	1.855E+02	6.292E-02	-3.112E-01	-2
60	1	60	61	1	beam	3.274E-02	1.820E+02	7.859E-02	-6.273E-02	-2
59	1	59	60	1	beam	-1.941E-01	1.983E+02	-1.663E-02	-7.851E-02	-2
58	1	58	59	1	beam	-8.078E-03	2.126E+02	-2.040E-02	1.644E-02	-2
57	1	57	58	1	beam	2.350E-01	2.160E+02	9.340E-02	2.046E-02	-2
56	1	56	57	1	beam	1.159E+00	2.225E+02	4.432E-01	-9.339E-02	-3
55	1	55	56	1	beam	-1.476E+00	2.031E+02	-2.023E-03	-4.434E-01	-2
54	1	54	55	1	beam	-5.818E-01	2.085E+02	-2.896E-01	1.952E-03	-2
53	1	53	54	1	beam	1.289E+00	2.058E+02	3.170E-01	2.896E-01	-2
52	1	52	53	1	beam	2.529E-02	2.018E+02	3.257E-01	-3.171E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-2.299E+00	1.833E+02	-4.485E-01	-3.257E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	1.818E+00	1.770E+02	3.410E-01	4.481E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	-1.911E+00	1.813E+02	-3.237E-01	-3.411E-01	-2
48	1	48	49	1	beam	1.104E+00	1.774E+02	6.025E-02	3.237E-01	-2
47	1	47	48	1	beam	-4.632E-02	1.766E+02	4.384E-02	-6.035E-02	-2
46	1	46	47	1	beam	-6.804E-01	1.760E+02	-1.984E-01	-4.406E-02	-2
45	1	45	46	1	beam	6.978E-01	1.758E+02	5.027E-02	1.984E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	-2.157E-01	1.762E+02	-2.655E-02	-5.030E-02	-2
43	1	43	44	1	beam	-3.115E-01	1.767E+02	-1.349E-01	2.652E-02	-2
42	1	42	43	1	beam	5.294E-01	1.758E+02	4.926E-02	1.349E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	-4.945E-01	1.755E+02	-1.652E-01	-4.939E-02	-2
40	1	40	41	1	beam	7.646E-01	1.747E+02	9.227E-02	1.652E-01	-2
39	1	39	40	1	beam	-2.648E-01	1.749E+02	3.136E-03	-9.231E-02	-2
38	1	38	39	1	beam	1.511E-02	1.746E+02	1.029E-02	-3.184E-03	-2
37	1	37	38	1	beam	9.211E-02	1.724E+02	5.602E-02	-1.048E-02	-2
36	1	36	37	1	beam	-1.772E+00	1.679E+02	-4.789E-01	-5.593E-02	-2
35	1	35	36	1	beam	2.749E-01	1.623E+02	-3.958E-01	4.788E-01	-2
34	1	34	35	1	beam	1.874E-01	1.610E+02	-3.049E-01	3.957E-01	-2
33	1	33	34	1	beam	-2.963E-02	1.601E+02	-3.194E-01	3.049E-01	-2
32	1	32	33	1	beam	2.176E-02	1.602E+02	-3.088E-01	3.195E-01	-2
31	1	31	32	1	beam	-1.963E-01	1.611E+02	-4.039E-01	3.089E-01	-2
30	1	30	31	1	beam	9.134E-03	1.624E+02	-4.011E-01	4.039E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	1.624E+00	1.687E+02	8.914E-02	4.010E-01	-2
28	1	28	29	1	beam	-1.571E-01	1.727E+02	1.140E-02	-8.908E-02	-2
27	1	27	28	1	beam	-1.130E-01	1.737E+02	-4.175E-02	-1.140E-02	-2
26	1	26	27	1	beam	2.898E-01	1.737E+02	5.588E-02	4.173E-02	-2
25	1	25	26	1	beam	-6.780E-01	1.733E+02	-1.723E-01	-5.595E-02	-2
24	1	24	25	1	beam	4.148E-01	1.739E+02	7.532E-03	1.725E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-4.639E-01	1.742E+02	-1.540E-01	-7.379E-03	-2
22	1	22	23	1	beam	3.136E-01	1.749E+02	-4.483E-02	1.539E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	1.148E-01	1.744E+02	-3.888E-03	4.481E-02	-2
20	1	20	21	1	beam	-5.484E-01	1.741E+02	-1.994E-01	4.006E-03	-2
19	1	19	20	1	beam	5.211E-01	1.742E+02	-1.402E-02	1.997E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	1.621E-01	1.745E+02	4.359E-02	1.419E-02	-2
17	1	17	18	1	beam	-1.187E+00	1.751E+02	-3.697E-01	-4.335E-02	-2
16	1	16	17	1	beam	1.640E+00	1.794E+02	2.009E-01	3.697E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-1.385E+00	1.739E+02	-4.003E-01	-2.007E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	2.115E+00	1.785E+02	3.121E-01	4.002E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	-1.746E-01	1.964E+02	2.530E-01	-3.118E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-1.469E+00	2.035E+02	-4.379E-01	-2.530E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	7.049E-01	2.076E+02	-8.948E-02	4.380E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	2.657E+00	2.055E+02	7.123E-01	8.942E-02	-2
9	1	9	10	1	beam	-6.484E-01	2.421E+02	5.166E-01	-7.122E-01	-3
8	1	8	9	1	beam	-1.040E+00	2.270E+02	1.262E-02	-5.164E-01	-3
7	1	7	8	1	beam	-1.813E-01	2.105E+02	-7.635E-02	-1.250E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	7.676E-01	1.961E+02	2.998E-01	7.636E-02	-2
5	1	5	6	1	beam	2.219E-01	2.030E+02	4.074E-01	-2.999E-01	-2



4	1	4	5	1	beam	5.791E-02	2.138E+02	4.249E-01	-4.075E-01	-2
3	1	3	4	1	beam	-2.211E+00	1.842E+02	-2.417E-01	-4.251E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	-9.635E-01	1.980E+02	-7.181E-01	2.417E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	1.652E+01	2.089E+02	7.056E+00	7.181E-01	-2

\* FLAC log-file closed 22-May-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C3-FASE5  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	0,97 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	267,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	21,29 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	0,97 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	120,33 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	21,29 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	28,44 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	11,16 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	34,38 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	146,67 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,59 Mpa

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,274	RISOLVI
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	26,02 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00928	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00995	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-319,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	2429,26 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y <sub>soll</sub> =	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nrd(y=y_{soll}) =$	-319,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Mrd(y=y_{soll}) =$	2269,76 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) =$	-319,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Msd(y=y_{soll}) =$	33,54 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) - Nrd(y=y_{soll}) =$	0,00 [kN]	
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	$Mrd(y=y_{soll}) / Msd(y=y_{soll}) =$	67,67	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00995	-0,00350	0,00	-14,11	-2972,01	2650,35
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-2972,01	2650,35

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00928	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00861	391,30	1768,68	-176,87			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00995	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			2653,01	-221,08			

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,264	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	25,06 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00977	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01047	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00014 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-209,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2342,64 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-209,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2238,14 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-209,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	262,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>8,54</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01047	-0,00350	0,00	-14,11	-2862,01	2563,72
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-2862,01	2563,72

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00977	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00907	391,30	1768,68	-176,87			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01047	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1000	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950	mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	24	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>1</sub> =	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	319,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	79,57	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	0,319	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	τ <sub>u</sub> =	0,119	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> =	0,040	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(τ <sub>u</sub> )=	3,005	
Coefficiente α <sub>1</sub> fic	α <sub>1</sub> fic=	1,023	
Cotangente α <sub>1</sub>	cot(α <sub>1</sub> )=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(τ <sub>u</sub> )= max(1,00; cot(τ <sub>u</sub> )))	cot(τ <sub>u</sub> )=	3,01	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(τ <sub>u</sub> )= max(2,50; cot(τ <sub>u</sub> )))	cot(τ <sub>u</sub> )=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(τ <sub>u</sub> )=cot(τ <sub>u</sub> 1))	V <sub>rd,max</sub> =	1855	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(τ <sub>u</sub> )=cot(τ <sub>u</sub> 2))	V <sub>rd,min</sub> =	2135	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d) ; 0.02)	ρ <sub>l</sub> =	0,00106	
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,459	
Coefficiente ν <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> /0.5)	ν <sub>min</sub> =	0,308	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0.15 * scp)	τ <sub>u,1,calc</sub> =	0,290	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (ν <sub>min</sub> + 0.15 * scp)	τ <sub>u,2,min</sub> =	0,356	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	338,39	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	τ <sub>u</sub> (V <sub>rd</sub> )=	0,40	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	4,253	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente tela ottimale (cot(τ <sub>u</sub> 1)=cot(τ <sub>u</sub> 2)=cot(τ <sub>u</sub> 2))	cot(τ <sub>u</sub> )=	3,01	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(τ <sub>u</sub> 1)=cot(τ <sub>u</sub> 2)=cot(τ <sub>u</sub> 2))	τ <sub>u</sub> =	18,404	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>1</sub> fic * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>1</sub> )+cot(τ <sub>u</sub> )) / (1+cot(τ <sub>u</sub> 2) <sup>2</sup> )	V <sub>rd</sub> =	1855	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>1</sub> ) + cot(τ <sub>u</sub> )) * sen(α <sub>1</sub> ))	V <sub>rd</sub> =	5686	kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min (V <sub>rd</sub> ; V <sub>rd</sub> 1)	V <sub>rd</sub> =	1855	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	τ <sub>u</sub> (V <sub>rd</sub> )=	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	23,314	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASES VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>c</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>s</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 209,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 3,09 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> = 0,209 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,005 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>mai</sub> = 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 45,114
Coefficiente alfa	alfac= 1,015
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 45,11
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 136 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2119 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02 )	rho(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>c</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,273 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,340 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 322,72 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,38 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 104,439
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 45,11
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 1,270 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 136 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rsd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rsd</sub> = 59272 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rsd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 136 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,16 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 44,064

**10.4 FASE 6 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64 rappresentanti la calotta
- elementi beam da 65 a 96 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	N <sub>k</sub> = 329 kN	M <sub>k</sub> = 60.17 kN m	T <sub>k</sub> = 85.18 kN
mezzeria elemento 81:	N <sub>k</sub> = 231 kN	M <sub>k</sub> = 234 kN m	T <sub>k</sub> = 3.02 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	427	78.22	427	2299	29.43
MEZZERIA	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	555	304	555	2334	7.68

Tabella 10.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	110.73	1915	17.29
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	3.92	67	17

Tabella 10.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	$N_k = 294$ kN	$M_k = 37.26$ kN m	$T_k = 29.64$ kN
max neg. elemento 59:	$N_k = 283$ kN	$M_k = 9.51$ kN m	$T_k = 5.02$ kN
max pos. elemento 33:	$N_k = 237$ kN	$M_k = 6.09$ kN m	$T_k = 0.11$ kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	160	1+1 $\Phi$ 24/20	382	48.43	382	2812	58.07
MAX NEG	100	1 $\Phi$ 20/20	367	12.36	367	723	58.52
MAX POS	100	1 $\Phi$ 20/20	308	7.91	308	697	88.24

Tabella 10.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	160	1 $\Phi$ 20/20/20	38.53	1455	37.76
CALOTTA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	60.52	1378	22.76

Tabella 10.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:33

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C3-Getto calotta a 30m e maturazione a.r.  
 From File :dos86.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 7.847E+01	2.963E+02	5.807E+01	-3.730E+01 -1
95	2	95	96	2 beam -6.980E+01	3.288E+02	2.733E+01	-5.807E+01 -1
94	2	94	95	2 beam -1.117E+02	3.147E+02	-6.428E+00	-2.736E+01 -1
93	2	93	94	2 beam -1.025E+02	3.023E+02	-4.583E+01	6.403E+00 -1
92	2	92	93	2 beam -7.783E+01	3.329E+02	-7.939E+01	4.583E+01 -1
91	2	91	92	2 beam -6.583E+01	3.251E+02	-1.014E+02	7.938E+01 -1
90	2	90	91	2 beam -6.070E+01	3.133E+02	-1.217E+02	1.014E+02 -1
89	2	89	90	2 beam -4.927E+01	2.998E+02	-1.442E+02	1.216E+02 -1
88	2	88	89	2 beam -4.311E+01	2.877E+02	-1.578E+02	1.441E+02 -1
87	2	87	88	2 beam -4.093E+01	2.764E+02	-1.708E+02	1.578E+02 -1
86	2	86	87	2 beam -3.585E+01	2.647E+02	-1.876E+02	1.707E+02 -1

85	2	85	86	2	beam	-3.255E+01	2.523E+02	-2.033E+02	1.875E+02	-1
84	2	84	85	2	beam	-2.726E+01	2.429E+02	-2.168E+02	2.033E+02	-1
83	2	83	84	2	beam	-2.032E+01	2.364E+02	-2.270E+02	2.168E+02	-1
82	2	82	83	2	beam	-1.207E+01	2.325E+02	-2.332E+02	2.271E+02	-1
81	2	81	82	2	beam	-3.023E+00	2.317E+02	-2.348E+02	2.332E+02	-1
80	2	80	81	2	beam	6.056E+00	2.340E+02	-2.316E+02	2.347E+02	-1
79	2	79	80	2	beam	1.476E+01	2.395E+02	-2.241E+02	2.316E+02	-1
78	2	78	79	2	beam	2.233E+01	2.480E+02	-2.129E+02	2.241E+02	-1
77	2	77	78	2	beam	2.790E+01	2.591E+02	-1.991E+02	2.129E+02	-1
76	2	76	77	2	beam	3.140E+01	2.728E+02	-1.839E+02	1.991E+02	-1
75	2	75	76	2	beam	3.458E+01	2.884E+02	-1.676E+02	1.839E+02	-1
74	2	74	75	2	beam	4.037E+01	3.005E+02	-1.549E+02	1.677E+02	-1
73	2	73	74	2	beam	4.366E+01	3.138E+02	-1.411E+02	1.549E+02	-1
72	2	72	73	2	beam	5.132E+01	3.268E+02	-1.176E+02	1.411E+02	-1
71	2	71	72	2	beam	6.294E+01	3.426E+02	-9.653E+01	1.176E+02	-1
70	2	70	71	2	beam	6.623E+01	3.542E+02	-7.441E+01	9.659E+01	-1
69	2	69	70	2	beam	7.780E+01	3.605E+02	-4.086E+01	7.440E+01	-1
68	2	68	69	2	beam	1.004E+02	3.188E+02	-6.495E+00	4.093E+01	-1
67	2	67	68	2	beam	8.532E+01	3.375E+02	2.278E+01	6.493E+00	-1
66	2	66	67	2	beam	8.518E+01	3.293E+02	6.017E+01	-2.273E+01	-1
65	2	65	66	2	beam	-8.631E+01	3.005E+02	3.733E+01	-6.017E+01	-1
64	1	64	65	1	beam	-2.964E+01	2.941E+02	2.332E+01	-3.726E+01	-2
63	1	63	64	1	beam	-9.310E+00	2.841E+02	1.872E+01	-2.333E+01	-2
62	1	62	63	1	beam	-5.230E+00	2.713E+02	1.711E+01	-1.869E+01	-2
61	1	61	62	1	beam	-7.716E+00	2.728E+02	1.476E+01	-1.709E+01	-2
60	1	60	61	1	beam	-5.627E+00	2.683E+02	1.199E+01	-1.472E+01	-2
59	1	59	60	1	beam	-5.029E+00	2.837E+02	9.510E+00	-1.197E+01	-2
58	1	58	59	1	beam	-4.106E+00	2.971E+02	7.475E+00	-9.487E+00	-2
57	1	57	58	1	beam	-3.271E+00	2.996E+02	5.886E+00	-7.471E+00	-2
56	1	56	57	1	beam	-2.061E+00	3.060E+02	5.275E+00	-5.896E+00	-3
55	1	55	56	1	beam	-4.767E+00	2.871E+02	3.833E+00	-5.271E+00	-2
54	1	54	55	1	beam	-2.932E+00	2.919E+02	2.391E+00	-3.840E+00	-2
53	1	53	54	1	beam	-6.169E-01	2.881E+02	2.085E+00	-2.375E+00	-2
52	1	52	53	1	beam	-1.902E+00	2.832E+02	1.465E+00	-2.106E+00	-2
51	1	51	52	1	beam	-4.534E+00	2.639E+02	-3.507E-02	-1.492E+00	-2
50	1	50	51	1	beam	-1.222E-02	2.569E+02	-2.217E-02	1.687E-02	-2
49	1	49	50	1	beam	-3.724E+00	2.607E+02	-1.305E+00	9.807E-03	-2
48	1	48	49	1	beam	-6.587E-01	2.566E+02	-1.543E+00	1.314E+00	-2
47	1	47	48	1	beam	-1.797E+00	2.554E+02	-2.195E+00	1.555E+00	-2
46	1	46	47	1	beam	-2.344E+00	2.543E+02	-3.031E+00	2.195E+00	-2
45	1	45	46	1	beam	-4.991E-01	2.542E+02	-3.174E+00	2.996E+00	-2
44	1	44	45	1	beam	-1.026E+00	2.544E+02	-3.502E+00	3.136E+00	-2
43	1	43	44	1	beam	-8.823E-01	2.549E+02	-3.748E+00	3.441E+00	-2
42	1	42	43	1	beam	-2.312E-01	2.540E+02	-3.799E+00	3.718E+00	-2
41	1	41	42	1	beam	-1.268E+00	2.536E+02	-4.336E+00	3.786E+00	-2
40	1	40	41	1	beam	-1.638E-01	2.528E+02	-4.388E+00	4.333E+00	-2
39	1	39	40	1	beam	-1.045E+00	2.529E+02	-4.757E+00	4.405E+00	-2
38	1	38	39	1	beam	-6.698E-01	2.524E+02	-5.079E+00	4.764E+00	-2
37	1	37	38	1	beam	-3.533E-01	2.501E+02	-5.254E+00	5.080E+00	-2
36	1	36	37	1	beam	-2.410E+00	2.457E+02	-5.955E+00	5.228E+00	-2
35	1	35	36	1	beam	-1.812E-01	2.398E+02	-6.007E+00	5.953E+00	-2
34	1	34	35	1	beam	-5.385E-02	2.384E+02	-6.036E+00	6.010E+00	-2
33	1	33	34	1	beam	-1.134E-01	2.375E+02	-6.091E+00	6.036E+00	-2
32	1	32	33	1	beam	7.321E-02	2.376E+02	-6.053E+00	6.089E+00	-2
31	1	31	32	1	beam	-4.349E-04	2.385E+02	-6.063E+00	6.063E+00	-2
30	1	30	31	1	beam	2.823E-01	2.399E+02	-5.968E+00	6.053E+00	-2
29	1	29	30	1	beam	2.313E+00	2.464E+02	-5.279E+00	5.977E+00	-2
28	1	28	29	1	beam	4.020E-01	2.504E+02	-5.094E+00	5.293E+00	-2
27	1	27	28	1	beam	6.722E-01	2.516E+02	-4.791E+00	5.107E+00	-2
26	1	26	27	1	beam	1.317E+00	2.517E+02	-4.345E+00	4.788E+00	-2
25	1	25	26	1	beam	2.101E-01	2.514E+02	-4.267E+00	4.337E+00	-2
24	1	24	25	1	beam	1.124E+00	2.521E+02	-3.785E+00	4.273E+00	-2
23	1	23	24	1	beam	2.558E-01	2.526E+02	-3.713E+00	3.802E+00	-2
22	1	22	23	1	beam	1.093E+00	2.532E+02	-3.362E+00	3.743E+00	-2

21	1	21	22	1	beam	9.040E-01	2.529E+02	-3.103E+00	3.425E+00	-2
20	1	20	21	1	beam	6.100E-01	2.528E+02	-2.893E+00	3.110E+00	-2
19	1	19	20	1	beam	2.126E+00	2.529E+02	-2.141E+00	2.899E+00	-2
18	1	18	19	1	beam	1.907E+00	2.537E+02	-1.457E+00	2.137E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	7.167E-01	2.547E+02	-1.192E+00	1.441E+00	-2
16	1	16	17	1	beam	3.599E+00	2.593E+02	7.034E-02	1.182E+00	-2
15	1	15	16	1	beam	4.928E-01	2.542E+02	2.758E-01	-6.195E-02	-2
14	1	14	15	1	beam	4.321E+00	2.597E+02	1.723E+00	-2.680E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	1.763E+00	2.784E+02	2.304E+00	-1.710E+00	-2
12	1	12	13	1	beam	4.167E-01	2.861E+02	2.452E+00	-2.256E+00	-2
11	1	11	12	1	beam	2.731E+00	2.912E+02	3.808E+00	-2.458E+00	-2
10	1	10	11	1	beam	6.073E+00	2.901E+02	5.642E+00	-3.810E+00	-2
9	1	9	10	1	beam	1.993E+00	3.266E+02	6.234E+00	-5.632E+00	-3
8	1	8	9	1	beam	2.381E+00	3.118E+02	7.375E+00	-6.221E+00	-3
7	1	7	8	1	beam	3.939E+00	2.955E+02	9.304E+00	-7.373E+00	-2
6	1	6	7	1	beam	5.360E+00	2.818E+02	1.193E+01	-9.306E+00	-2
5	1	5	6	1	beam	5.989E+00	2.894E+02	1.486E+01	-1.196E+01	-2
4	1	4	5	1	beam	7.178E+00	3.013E+02	1.707E+01	-1.491E+01	-2
3	1	3	4	1	beam	5.186E+00	2.716E+02	1.865E+01	-1.709E+01	-2
2	1	2	3	1	beam	9.366E+00	2.859E+02	2.331E+01	-1.868E+01	-2
1	1	1	2	1	beam	2.966E+01	2.967E+02	3.725E+01	-2.329E+01	-2

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,284	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	26,96 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε c ls=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00883	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00948	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-427,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2513,46 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-427,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2299,96 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-427,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	78,22 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>29,40</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00948	-0,00350	0,00	0,00	-3080,01	2734,55
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>						100,00	100,00					-3080,01	2734,55

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00883	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00818	391,30	1768,68	-176,87				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00948	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,296	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	28,09 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00834	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00896	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-555,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2612,15 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-555,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2334,65 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-555,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	304,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>7,68</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00896	-0,00350	0,00	-14,11	-3208,01	2833,24
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-3208,01	2833,24

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00834	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00772	391,30	1768,68	-176,87			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00896	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>inf</sub> =	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	427,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	110,73 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> d)) · 0,2 · f <sub>cd</sub>	scp=	0,427 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,166 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,057 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,914
Coefficiente α <sub>fac</sub>	α <sub>fac</sub> =	1,030
Cotangente α <sub>fa</sub>	cot(α <sub>fa</sub> )=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	2,91
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	1915 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2151 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> · d) ; 0,02)	ρ <sub>l</sub> =	0,00106
Coefficiente k=min(1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k=	1,459
Coefficiente ν <sub>min</sub> =0,035 · (k <sup>1,5</sup> ) · (f <sub>ck</sub> /0,5)	ν <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 · k × (100 × ρ <sub>l</sub> ) × f <sub>ck</sub> / γ <sub>mac</sub> + 0,15 × scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,306 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (ν <sub>min</sub> + 0,15 × scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,372 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	353,78 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,41 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	3,195
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)=	2,91
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta=	18,941 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rcd</sub> = 0,90 · d · b <sub>w</sub> · α <sub>fac</sub> · f <sub>cd</sub> · (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ))	V <sub>rcd</sub> =	1915 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rsd</sub> = 0,9 · d · A <sub>sw</sub> · s · f <sub>yd</sub> · (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) · sen(α <sub>fa</sub> ))	V <sub>rsd</sub> =	5513 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min(V <sub>rcd</sub> ; V <sub>rsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	1915 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	2,24 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	17,298

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	si=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	555,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	3,92 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h) ; 0,2 * fcd)	scp=	0,555 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,006 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	94,398
Coefficiente alfac	alfac=	1,039
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	94,40
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	67 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2170 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,325 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,392 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	372,02 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,44 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu=	94,903
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	94,40
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,607 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	67 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	124024 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd=	67 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,08 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu=	17,006

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,155	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	160,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	155,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	23,97 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta=	0,032	
Deformazione massima nel calcestruzzo	epsilon_cls=	-0,00183	in y= 160,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	epsilon_acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda=	0,01038	
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu=	-0,00008 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-382,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3117,73 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	80,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-382,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2812,13 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-382,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	48,43 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>58,07</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcid	b inf	h	b sup	y inf	y sup	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf	sigma sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,01038	-0,00183	0,00	-14,01	-2150,68	3250,38
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00183	-0,00183	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00183	-0,00183	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-2150,68	3250,38

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	epsilon acc	sigma acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00962	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01038	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65			



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,130	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	12,38 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00150	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01061	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-367,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	906,77 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-367,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	723,27 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-367,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	12,36 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>58,52</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01061	-0,00150	0,00	-13,22	-981,34	937,49
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00150	-0,00150	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00150	-0,00150	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>													

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>							614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,126	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	11,95 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00144	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01060	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-308,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	851,98 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-308,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	697,98 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-308,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	7,91 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>88,24</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01060	-0,00144	0,00	-13,00	-922,34	882,70
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00144	-0,00144	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00144	-0,00144	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>													

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01060	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01060	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>							614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 382,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 38,53 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh)) · 0,2 · fcd	scp= 0,239 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,036 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,005 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 6,758
Coefficiente alfa	alfac= 1,017
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 6,76
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 1455 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 3465 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00065
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,359
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k*1,5) * (fck/0,5)	v <sub>min</sub> = 0,277 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,227 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,313 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 485,34 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,35 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 12,596
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 6,76
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 8,418 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 1455 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 28971 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 1455 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 1,04 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 37,764

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 367,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 60,52 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh)) · 0,2 · fcd	scp= 0,367 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,091 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,021 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 4,277
Coefficiente alfa	alfac= 1,026
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 4,28
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 1378 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2142 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k*1,5) * (fck/0,5)	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,297 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,363 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 345,23 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,40 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 5,704
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 4,28
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 13,161 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 1378 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 5619 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 1378 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 1,61 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 22,761

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma_c= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma_s= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	sp= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 308,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 7,91 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) , 0,2 * fcd)	scp= 0,268 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,010 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 25,997
Coefficiente alfac	alfac= 1,019
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 26,00
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 274 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2464 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,426
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin= 0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18* k * (100 * ro(l) * fck ) / gamma_c + 0,15*scp)	tau_1,calc= 0,266 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15* scp)	tau_2,min= 0,338 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 372,13 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,38 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu= 47,046
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 26,00
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 2,203 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,9 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 274 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 39549 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd= 274 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 0,28 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu= 34,695

**10.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64 rappresentanti la calotta
- elementi beam da 65 a 96 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	N <sub>k</sub> = 365 kN	M <sub>k</sub> = 79.18 kN m	T <sub>k</sub> = 96.74 kN
mezzeria elemento 81:	N <sub>k</sub> = 262 kN	M <sub>k</sub> = 248 kN m	T <sub>k</sub> = 3.30 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	474	102.93	474	2312	22.47
MEZZERIA	100	1 Φ 24/20 + 1 Φ 24/10	340	322	340	2275	7.07

Tabella 10.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20/40	125.76	1949	15.49
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20/40	4.29	117	27.34

Tabella 10.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	N <sub>k</sub> = 332 kN	M <sub>k</sub> = 54.93 kN m	T <sub>k</sub> = 34.13 kN
max neg. elemento 59:	N <sub>k</sub> = 321 kN	M <sub>k</sub> = 17.52 kN m	T <sub>k</sub> = 8.79 kN
max pos. elemento 43:	N <sub>k</sub> = 289 kN	M <sub>k</sub> = 7.27 kN m	T <sub>k</sub> = 0.42 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	150	1+1 Φ 24/20	431	71.40	431	2843	39.83
MAX NEG	100	1 Φ 20/20	417	22.77	417	744	32.70
MAX POS	100	1 Φ 20/20	375	9.45	375	726	76.90

Tabella 10.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	150	1 Φ 20/20/20	44.36	1485	33.48
CALOTTA	100	1 Φ 20/20/40	11.42	255	22.35

Tabella 10.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 12:35  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C3-Maturazione calotta  
 From File :dos87.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 8.398E+01	3.347E+02	7.701E+01	-5.479E+01 -1
95	2	95	96	2 beam -7.953E+01	3.655E+02	4.197E+01	-7.701E+01 -1
94	2	94	95	2 beam -1.247E+02	3.492E+02	4.257E+00	-4.197E+01 -1
93	2	93	94	2 beam -1.124E+02	3.367E+02	-3.897E+01	-4.255E+00 -1
92	2	92	93	2 beam -8.699E+01	3.670E+02	-7.648E+01	3.897E+01 -1
91	2	91	92	2 beam -7.387E+01	3.589E+02	-1.012E+02	7.646E+01 -1
90	2	90	91	2 beam -6.788E+01	3.468E+02	-1.239E+02	1.012E+02 -1
89	2	89	90	2 beam -5.541E+01	3.330E+02	-1.492E+02	1.239E+02 -1
88	2	88	89	2 beam -4.850E+01	3.205E+02	-1.646E+02	1.492E+02 -1
87	2	87	88	2 beam -4.581E+01	3.089E+02	-1.791E+02	1.646E+02 -1
86	2	86	87	2 beam -3.986E+01	2.969E+02	-1.979E+02	1.791E+02 -1

85	2	85	86	2	beam	-3.542E+01	2.842E+02	-2.150E+02	1.979E+02	-1
84	2	84	85	2	beam	-2.938E+01	2.745E+02	-2.295E+02	2.150E+02	-1
83	2	83	84	2	beam	-2.188E+01	2.677E+02	-2.406E+02	2.296E+02	-1
82	2	82	83	2	beam	-1.292E+01	2.636E+02	-2.472E+02	2.406E+02	-1
81	2	81	82	2	beam	-3.308E+00	2.627E+02	-2.489E+02	2.472E+02	-1
80	2	80	81	2	beam	6.417E+00	2.650E+02	-2.456E+02	2.489E+02	-1
79	2	79	80	2	beam	1.570E+01	2.705E+02	-2.376E+02	2.456E+02	-1
78	2	78	79	2	beam	2.387E+01	2.792E+02	-2.255E+02	2.376E+02	-1
77	2	77	78	2	beam	3.006E+01	2.905E+02	-2.107E+02	2.255E+02	-1
76	2	76	77	2	beam	3.432E+01	3.045E+02	-1.940E+02	2.107E+02	-1
75	2	75	76	2	beam	3.831E+01	3.205E+02	-1.760E+02	1.941E+02	-1
74	2	74	75	2	beam	4.512E+01	3.329E+02	-1.617E+02	1.760E+02	-1
73	2	73	74	2	beam	4.904E+01	3.465E+02	-1.462E+02	1.617E+02	-1
72	2	72	73	2	beam	5.760E+01	3.601E+02	-1.199E+02	1.462E+02	-1
71	2	71	72	2	beam	7.004E+01	3.761E+02	-9.644E+01	1.199E+02	-1
70	2	70	71	2	beam	7.430E+01	3.881E+02	-7.158E+01	9.646E+01	-1
69	2	69	70	2	beam	8.693E+01	3.947E+02	-3.410E+01	7.158E+01	-1
68	2	68	69	2	beam	1.102E+02	3.532E+02	3.677E+00	3.412E+01	-1
67	2	67	68	2	beam	9.600E+01	3.729E+02	3.664E+01	-3.702E+00	-1
66	2	66	67	2	beam	9.674E+01	3.654E+02	7.918E+01	-3.666E+01	-1
65	2	65	66	2	beam	-9.155E+01	3.388E+02	5.494E+01	-7.918E+01	-1
64	1	64	65	1	beam	-3.413E+01	3.325E+02	3.887E+01	-5.493E+01	-2
63	1	63	64	1	beam	-1.307E+01	3.228E+02	3.240E+01	-3.886E+01	-2
62	1	62	63	1	beam	-8.346E+00	3.099E+02	2.987E+01	-3.239E+01	-2
61	1	61	62	1	beam	-1.137E+01	3.118E+02	2.644E+01	-2.987E+01	-2
60	1	60	61	1	beam	-9.534E+00	3.069E+02	2.183E+01	-2.644E+01	-2
59	1	59	60	1	beam	-8.799E+00	3.219E+02	1.752E+01	-2.183E+01	-2
58	1	58	59	1	beam	-7.854E+00	3.347E+02	1.368E+01	-1.752E+01	-2
57	1	57	58	1	beam	-7.051E+00	3.367E+02	1.025E+01	-1.367E+01	-2
56	1	56	57	1	beam	-5.875E+00	3.427E+02	8.487E+00	-1.026E+01	-3
55	1	55	56	1	beam	-8.713E+00	3.230E+02	5.853E+00	-8.482E+00	-2
54	1	54	55	1	beam	-6.653E+00	3.272E+02	2.556E+00	-5.845E+00	-2
53	1	53	54	1	beam	-4.053E+00	3.229E+02	6.632E-01	-2.570E+00	-2
52	1	52	53	1	beam	-4.699E+00	3.178E+02	-9.100E-01	-6.725E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-6.578E+00	2.982E+02	-3.127E+00	9.120E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	-1.481E+00	2.911E+02	-3.778E+00	3.135E+00	-2
49	1	49	50	1	beam	-4.673E+00	2.947E+02	-5.392E+00	3.766E+00	-2
48	1	48	49	1	beam	-1.008E+00	2.907E+02	-5.757E+00	5.407E+00	-2
47	1	47	48	1	beam	-1.796E+00	2.896E+02	-6.400E+00	5.760E+00	-2
46	1	46	47	1	beam	-1.718E+00	2.889E+02	-7.006E+00	6.393E+00	-2
45	1	45	46	1	beam	2.869E-03	2.886E+02	-7.001E+00	7.002E+00	-2
44	1	44	45	1	beam	-4.264E-01	2.888E+02	-7.157E+00	7.005E+00	-2
43	1	43	44	1	beam	-4.295E-01	2.893E+02	-7.275E+00	7.125E+00	-2
42	1	42	43	1	beam	4.854E-01	2.885E+02	-7.110E+00	7.279E+00	-2
41	1	41	42	1	beam	-3.006E-01	2.881E+02	-7.205E+00	7.074E+00	-2
40	1	40	41	1	beam	9.699E-01	2.875E+02	-6.846E+00	7.173E+00	-2
39	1	39	40	1	beam	-3.540E-02	2.877E+02	-6.850E+00	6.838E+00	-2
38	1	38	39	1	beam	4.067E-01	2.874E+02	-6.643E+00	6.835E+00	-2
37	1	37	38	1	beam	6.500E-01	2.852E+02	-6.323E+00	6.644E+00	-2
36	1	36	37	1	beam	-1.576E+00	2.809E+02	-6.813E+00	6.338E+00	-2
35	1	35	36	1	beam	4.058E-01	2.752E+02	-6.679E+00	6.802E+00	-2
34	1	34	35	1	beam	1.708E-01	2.740E+02	-6.591E+00	6.674E+00	-2
33	1	33	34	1	beam	-1.457E-02	2.731E+02	-6.589E+00	6.582E+00	-2
32	1	32	33	1	beam	-6.163E-03	2.732E+02	-6.587E+00	6.584E+00	-2
31	1	31	32	1	beam	-1.033E-01	2.741E+02	-6.667E+00	6.617E+00	-2
30	1	30	31	1	beam	-1.566E-02	2.753E+02	-6.682E+00	6.677E+00	-2
29	1	29	30	1	beam	1.570E+00	2.819E+02	-6.219E+00	6.693E+00	-2
28	1	28	29	1	beam	-6.904E-01	2.856E+02	-6.561E+00	6.219E+00	-2
27	1	27	28	1	beam	-5.344E-01	2.866E+02	-6.827E+00	6.576E+00	-2
26	1	26	27	1	beam	1.409E-01	2.866E+02	-6.809E+00	6.857E+00	-2
25	1	25	26	1	beam	-7.443E-01	2.863E+02	-7.072E+00	6.822E+00	-2
24	1	24	25	1	beam	3.128E-01	2.869E+02	-6.936E+00	7.072E+00	-2
23	1	23	24	1	beam	-2.784E-01	2.872E+02	-7.050E+00	6.953E+00	-2
22	1	22	23	1	beam	5.823E-01	2.880E+02	-6.856E+00	7.059E+00	-2

21	1	21	22	1	beam	4.220E-01	2.876E+02	-6.758E+00	6.909E+00	-2
20	1	20	21	1	beam	1.226E-01	2.874E+02	-6.738E+00	6.782E+00	-2
19	1	19	20	1	beam	1.508E+00	2.875E+02	-6.196E+00	6.734E+00	-2
18	1	18	19	1	beam	1.769E+00	2.880E+02	-5.585E+00	6.216E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	9.468E-01	2.887E+02	-5.244E+00	5.573E+00	-2
16	1	16	17	1	beam	4.430E+00	2.933E+02	-3.700E+00	5.241E+00	-2
15	1	15	16	1	beam	1.951E+00	2.884E+02	-2.841E+00	3.688E+00	-2
14	1	14	15	1	beam	6.262E+00	2.939E+02	-7.345E-01	2.843E+00	-2
13	1	13	14	1	beam	4.555E+00	3.129E+02	7.806E-01	7.532E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	3.812E+00	3.209E+02	2.583E+00	-7.896E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	6.601E+00	3.265E+02	5.832E+00	-2.568E+00	-2
10	1	10	11	1	beam	1.003E+01	3.260E+02	8.850E+00	-5.826E+00	-2
9	1	9	10	1	beam	5.900E+00	3.631E+02	1.062E+01	-8.840E+00	-3
8	1	8	9	1	beam	5.873E+00	3.488E+02	1.348E+01	-1.063E+01	-3
7	1	7	8	1	beam	7.637E+00	3.333E+02	1.724E+01	-1.350E+01	-2
6	1	6	7	1	beam	8.901E+00	3.201E+02	2.160E+01	-1.723E+01	-2
5	1	5	6	1	beam	9.756E+00	3.281E+02	2.632E+01	-2.159E+01	-2
4	1	4	5	1	beam	1.093E+01	3.403E+02	2.964E+01	-2.634E+01	-2
3	1	3	4	1	beam	8.338E+00	3.103E+02	3.215E+01	-2.964E+01	-2
2	1	2	3	1	beam	1.325E+01	3.246E+02	3.869E+01	-3.214E+01	-2
1	1	1	2	1	beam	3.426E+01	3.351E+02	5.480E+01	-3.869E+01	-2

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,288	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copri ferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	27,38 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε c ls=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00865	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00928	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-474,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2549,84 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-474,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2312,84 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-474,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	102,93 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>22,47</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00928	-0,00350	0,00	-14,11	-3127,01	2770,92
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-3127,01	2770,92

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm²]	[cm]		[N/mm²]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00865	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00801	391,30	1768,68	-176,87				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00928	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			2653,01	-221,08				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,276	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	26,20 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00919	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00986	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-340,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2445,70 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-340,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2275,70 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-340,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	322,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>7,07</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00986	-0,00350	0,00	-14,11	-2993,01	2666,79
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-2993,01	2666,79

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00919	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00852	391,30	1768,68	-176,87			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00986	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1000	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950	mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	24	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>1</sub> =	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	474,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	125,76	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> d)) · 0,2 · f <sub>cd</sub>	scp=	0,474	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,189	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,066	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,862	
Coefficiente α <sub>1</sub> fic	α <sub>1</sub> fic=	1,033	
Cotangente α <sub>1</sub>	cot(α <sub>1</sub> )=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	2,86	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	1949	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2158	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> · d) ; 0,02)	ro(l)=	0,00106	
Coefficiente k=min(1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k=	1,459	
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 · (k <sup>1,5</sup> ) · (f <sub>ck</sub> <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,308	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 · k × (100 × ro(l) × f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 × scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,313	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 × scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,379	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	360,48	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,42	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	2,866	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)=	2,86	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta=	19,259	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rcd</sub> = 0,90 · d · b <sub>w</sub> · α <sub>1</sub> · f <sub>cd</sub> · (cot(α <sub>1</sub> ) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> )	V <sub>rcd</sub> =	1949	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rsd</sub> = 0,9 · d · A <sub>sw</sub> · s · f <sub>yd</sub> · (cot(α <sub>1</sub> ) + cot(teta)) · sen(α <sub>1</sub> ))	V <sub>rsd</sub> =	5415	kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min(V <sub>rcd</sub> ; V <sub>rsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	1949	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	2,28	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	15,497	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	si=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	340,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	4,29 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	0,340 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,008 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	52,855
Coefficiente alfac	alfac=	1,024
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	52,85
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	117 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2138 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,308 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,293 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,359 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	341,38 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,40 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	79,577
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	52,85
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	1,084 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	117 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	69443 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd=	117 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,14 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	27,340

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,157	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	160,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	155,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	24,30 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta=	0,032	
<b>Deformazione massima nel calcestruzzo</b>			
	epsilon_sl=	-0,00186	in y= 160,00 [cm]
<b>Deformazione massima nell'acciaio teso</b>			
	epsilon_acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda=	0,01038	
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu=	-0,00008 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-431,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3188,66 [kNm]	
<b>Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni</b>			
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	ysoll=	80,00 [cm]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-431,00 [kN]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2843,86 [kNm]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-431,00 [kN]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	71,40 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>39,83</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcid	b inf	h	b sup	y inf	y sup	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf	sigma sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm²]	[N/mm2]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,01038	-0,00186	0,00	-14,04	-2199,68	3321,31
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00186	-0,00186	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00186	-0,00186	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-2199,68	3321,31

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	epsilon acc	sigma acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm²]	[cm]		[N/mm²]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00962	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01038	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65			



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,134	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	12,73 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00155	in y = 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01061	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-417,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	953,06 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-417,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	744,56 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-417,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	22,77 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>32,70</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01061	-0,00155	0,00	-13,39	-1031,34	983,77
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00155	-0,00155	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00155	-0,00155	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-1031,34	983,77

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,131	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	12,43 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00151	in y = 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01061	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-375,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	914,19 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-375,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	726,69 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-375,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	9,45 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>76,90</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01061	-0,00151	0,00	-13,25	-989,34	944,90
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00151	-0,00151	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00151	-0,00151	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-989,34	944,90

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 431,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 44,36 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 0,269 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,042 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 0,006 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 6,628
Coefficiente alfa	alfac= 1,019
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 6,63
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 1485 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 3472 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00065
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,359
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (fck <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,277 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> = 0,232 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> = 0,318 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 492,46 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= 0,35 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd= 11,102
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 6,63
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 8,580 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfa <sub>c</sub> * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 1485 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 28417 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 1485 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 1,06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 33,484

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 417,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 11,42 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 0,417 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,017 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 24,384
Coefficiente alfa	alfac= 1,029
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 24,38
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 255 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2150 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (fck <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> = 0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> = 0,371 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 352,36 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= 0,41 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd= 30,854
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 24,38
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 2,348 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfa <sub>c</sub> * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 255 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 32037 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 255 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,30 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 22,351

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1100 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 375,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 0,54 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> = 0,326 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,001 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>mai</sub> = 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 462,965
Coefficiente alfac	alfac= 1,023
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 462,97
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 15 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2474 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02 )	rho(l)= 0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,426
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,274 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,347 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 381,74 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,39 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 706,933
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 462,97
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,124 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 15 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> = 704301 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 15 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,02 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 28,695

## 10.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

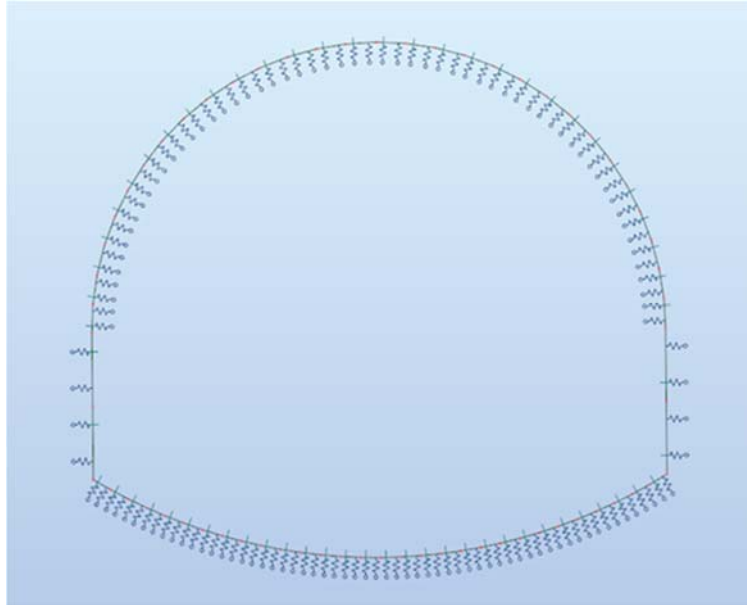
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidezza è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K_{calotta} = E / [Req \cdot (1+\nu)] = 30 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.30)) = 3368 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 30 MPa;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.30;

Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

Per i vincoli sotto l'arco rovescio viene attribuito un valore di rigidezza pari a 5 volte quello stimato con la formula di Galerkin come conseguenza dello stato di ricompressione in cui si trova il terreno alla base della struttura.

$$K_{arco \text{ rovescio}} = 5 K_{calotta} = 16840 \text{ kN/m}$$

Tenendo conto della presenza dell'intervento di consolidamento al contorno della galleria, in corrispondenza dei piedritti e al di sotto delle murette si considera un Modulo di deformazione comparabile a quelle delle colonne consolidate ottenendo:

$$K_{piedritti} = 1050 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.30)) = 117911 \text{ kN/m}$$

### **Analisi dei carichi**

**Peso proprio:** Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Terzaghi in presenza della Formazione Morenica per rocce tenere e terreni attraverso la seguente formulazione valida per  $H \leq B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria):

$$- \quad P_v = \gamma H$$

Con :

H = ricoprimento di terreno = 6 m

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

h = altezza della galleria = 10.60 m;

b = larghezza della galleria = 14.70 m;

c = coesione = 10 kPa;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno = 34°.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo = 1-sin34 = 0.440

z = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-C3	21	126	55.44	176.48

Tabella 10.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

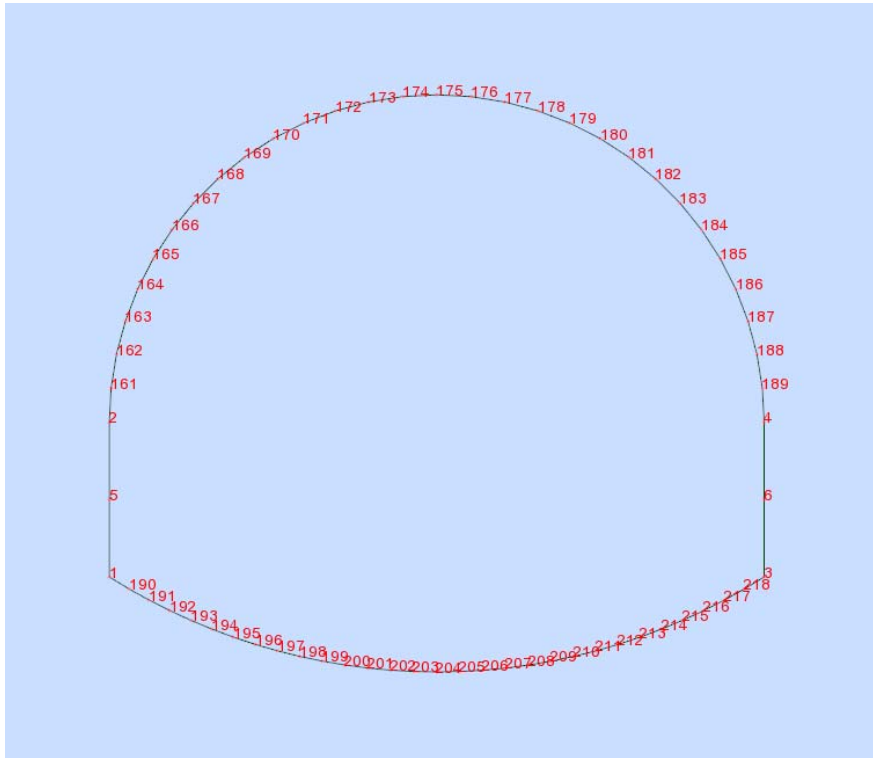
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

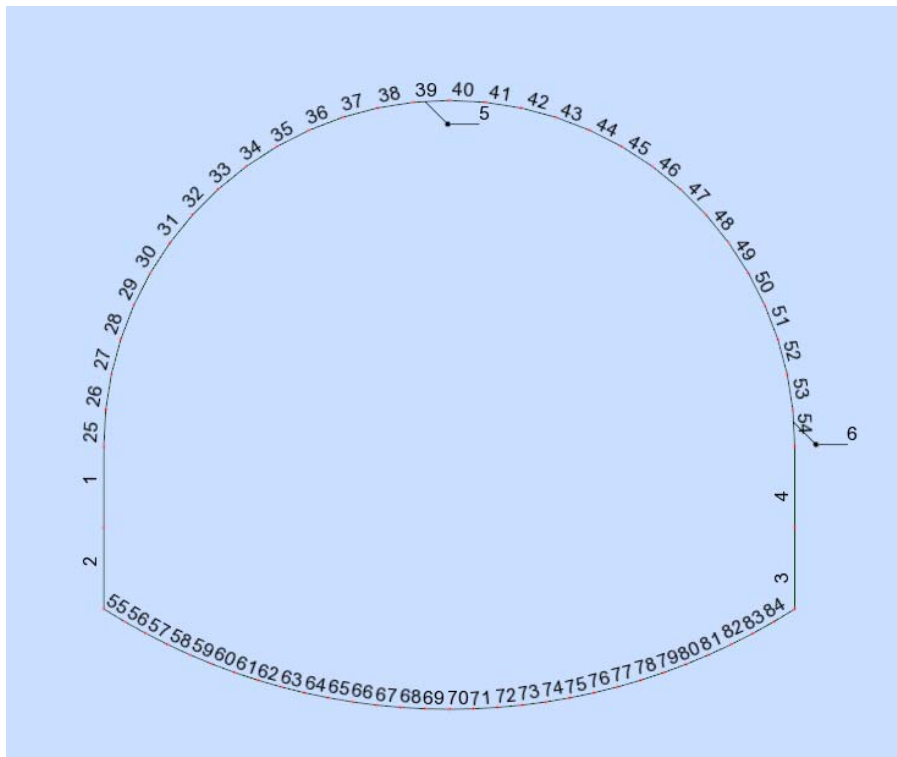
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



**Numerazione nodi**



**Numerazione elementi**

### Verifiche strutturali allo SLU

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20 + 1 $\Phi$ 24/10	2295	2358	2295	3068	2.25
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 24/20 + 1 $\Phi$ 24/10	1996	1891	1996	2642	1.40

Tabella 10.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	1362	3068	2.25
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	37	192	5.18

Tabella 10.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	160	1+1 $\Phi$ 24/20	2537	3072	2537	4048	1.32
MAX NEG	100	1 $\Phi$ 20/20	2391	1066	2391	1450	1.36
MAX POS	100	1 $\Phi$ 20/20	1528	596	1528	1176	1.97

Tabella 10.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20/20	1136	4407	3.87
CALOTTA	90	1 $\Phi$ 20/20/40	232	989	4.26

Tabella 10.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	55	100	1 $\Phi$ 24/20 + 1 $\Phi$ 24/10	1765	1813	-13.60	237.13	0.164
MEZZERIA	69	100	1 $\Phi$ 24/20 + 1 $\Phi$ 24/10	1535	1454	-11.92	190.62	0.128

Tabella 10.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

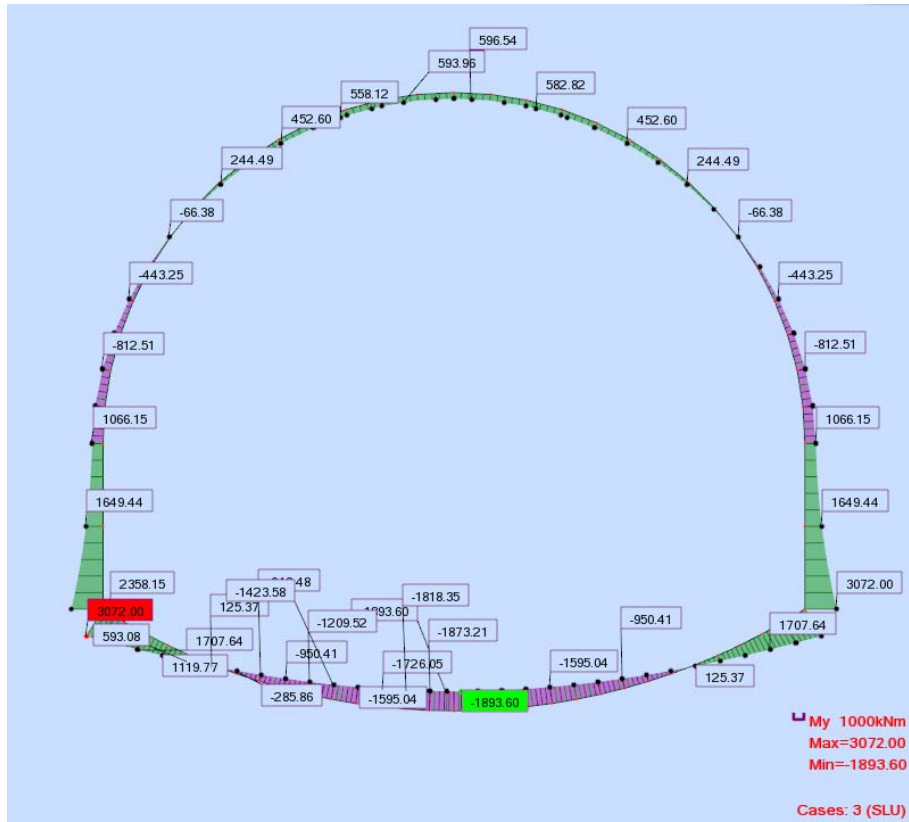
Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	160	1+1 $\Phi$ 24/20	1951	2363	-9.23	207.65	0.149
MAX NEG	25	100	1 $\Phi$ 20/20	1839	820	-9.01	144.98	0.120
MAX POS	39	100	1 $\Phi$ 20/20	1175	458	-4.88	60.70	0.034

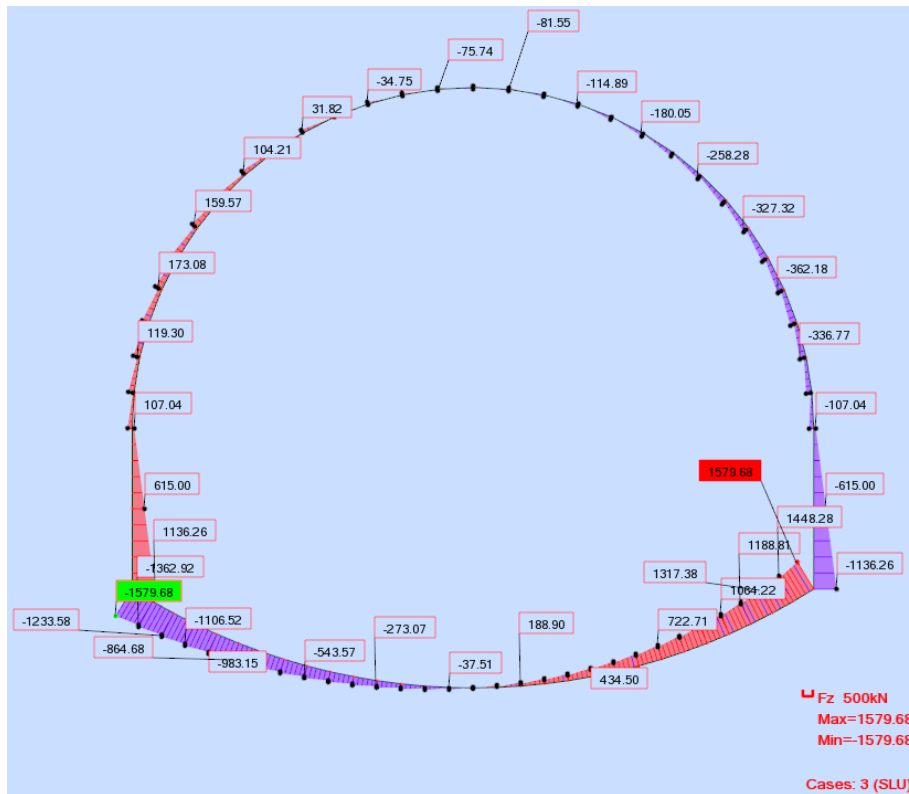
Tabella 10.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta



**Diagrammi di sollecitazione**



**Diagramma momento flettente**



**Diagramma taglio**

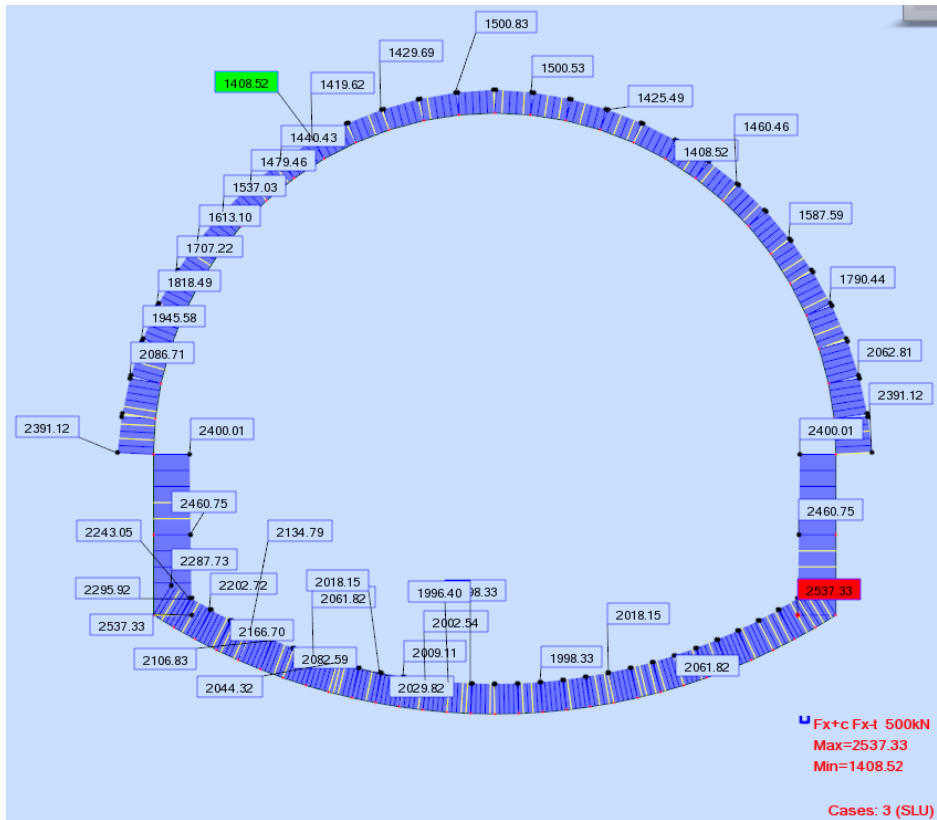


Diagramma sforzo normale

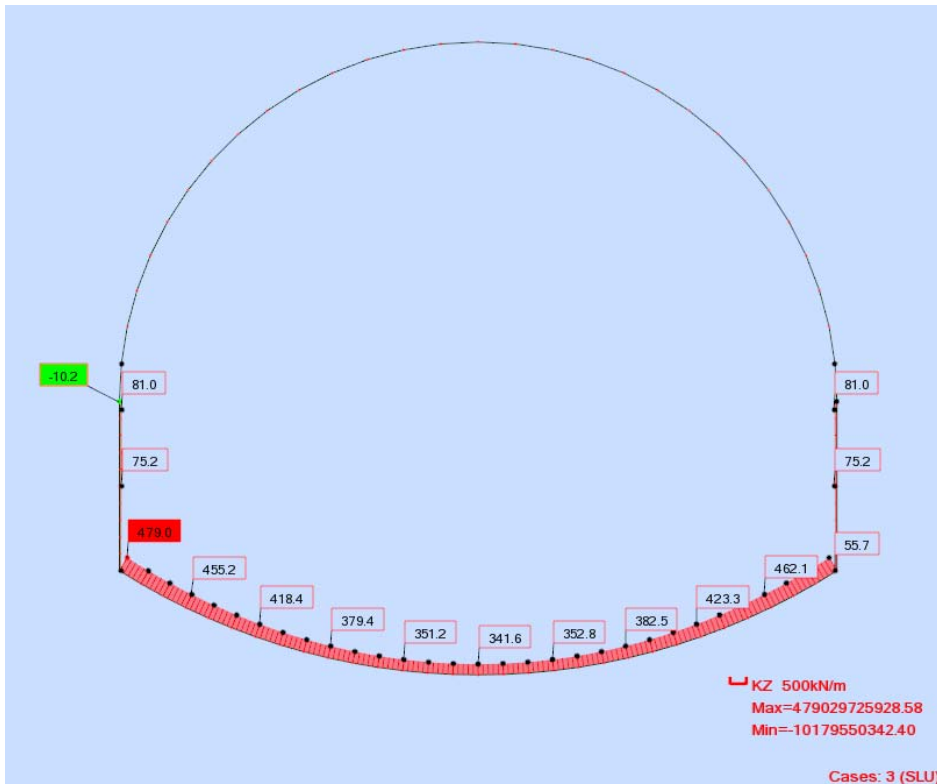
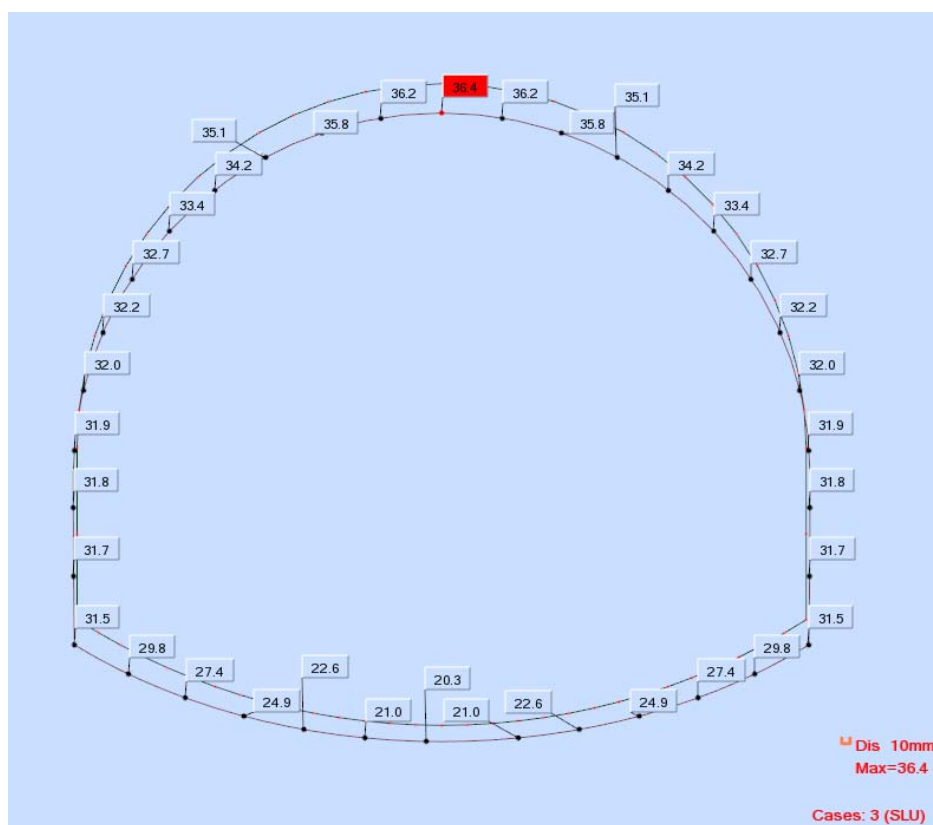


Diagramma reazioni mole



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	2400.01	107.04	1066.15
1/2/3/3	2430.38	357.9	1254.51
1/5/3	2460.75	615	1649.44
2/5/3	2460.75	615	1649.44
2/2/3/3	2499.04	875.31	2254.75
2/1/3	2537.33	1136.26	3072
3/3/3	2537.33	-1136.26	3072
3/2/3/3	2499.04	-875.31	2254.75
3/6/3	2460.75	-615	1649.44
4/6/3	2460.75	-615	1649.44
4/2/3/3	2430.38	-357.9	1254.51
4/4/3	2400.01	-107.04	1066.15
25/2/3	2391.12	232.5	-1066.15
25/2/3/3	2315.41	145.14	-998.01
25/161/3	2239.61	59.54	-961.11
26/161/3	2221.12	293.31	-961.11
26/2/3/3	2154.04	205.47	-871.1
26/162/3	2086.71	119.3	-812.51

27/162/3	2062.81	336.77	-812.51
27/2/3/3	2004.41	245.65	-707.4
27/163/3	1945.58	156.16	-634.9
28/163/3	1918.6	358.68	-634.9
28/2/3/3	1868.84	265.1	-522.31
28/164/3	1818.49	173.08	-443.25
29/164/3	1790.44	362.18	-443.25
29/2/3/3	1749.21	266.91	-329.7
29/165/3	1707.22	173.13	-250.3
30/165/3	1679.77	350.65	-250.3
30/2/3/3	1646.89	254.41	-141.09
30/166/3	1613.1	159.57	-66.38
31/166/3	1587.59	327.32	-66.38
31/2/3/3	1562.84	230.78	34.35
31/167/3	1537.03	135.55	100.45
32/167/3	1514.44	295.46	100.45
32/2/3/3	1497.54	199.24	189.74
32/168/3	1479.46	104.21	244.49
33/168/3	1460.46	258.28	244.49
33/2/3/3	1451.1	162.93	320.52
33/169/3	1440.43	68.65	362.3
34/169/3	1425.36	218.84	362.3
34/2/3/3	1423.2	124.87	424.33
34/170/3	1419.62	31.82	452.6
35/170/3	1408.52	180.05	452.6
35/2/3/3	1413.19	87.9	500.95
35/171/3	1416.37	-3.49	516.17
36/171/3	1408.98	144.55	516.17
36/2/3/3	1420.12	54.6	552.11
36/172/3	1429.69	-34.75	555.68
37/172/3	1425.49	114.89	555.68
37/2/3/3	1442.73	27.46	581.37
37/173/3	1458.34	-59.53	575.57
38/173/3	1456.57	93.24	575.57
38/2/3/3	1479.53	8.62	593.95
38/174/3	1500.83	-75.74	581.82
39/174/3	1500.53	81.55	581.82
39/2/3/3	1528.85	-0.03	596.54
39/175/3	1555.49	-81.52	581.81
40/175/3	1555.49	81.52	581.81
40/2/3/3	1528.85	0.03	596.54
40/176/3	1500.53	-81.55	581.82
41/176/3	1500.83	75.74	581.82
41/2/3/3	1479.53	-8.62	593.95
41/177/3	1456.57	-93.24	575.57

42/177/3	1458.34	59.53	575.57
42/2/3/3	1442.73	-27.46	581.37
42/178/3	1425.49	-114.89	555.68
43/178/3	1429.69	34.75	555.68
43/2/3/3	1420.12	-54.6	552.11
43/179/3	1408.98	-144.55	516.17
44/179/3	1416.37	3.49	516.17
44/2/3/3	1413.19	-87.9	500.95
44/180/3	1408.52	-180.05	452.6
45/180/3	1419.62	-31.82	452.6
45/2/3/3	1423.2	-124.87	424.33
45/181/3	1425.36	-218.84	362.3
46/181/3	1440.43	-68.65	362.3
46/2/3/3	1451.1	-162.93	320.52
46/182/3	1460.46	-258.28	244.49
47/182/3	1479.46	-104.21	244.49
47/2/3/3	1497.54	-199.24	189.74
47/183/3	1514.44	-295.46	100.45
48/183/3	1537.03	-135.55	100.45
48/2/3/3	1562.84	-230.78	34.35
48/184/3	1587.59	-327.32	-66.38
49/184/3	1613.1	-159.57	-66.38
49/2/3/3	1646.89	-254.41	-141.09
49/185/3	1679.77	-350.65	-250.3
50/185/3	1707.22	-173.13	-250.3
50/2/3/3	1749.21	-266.91	-329.7
50/186/3	1790.44	-362.18	-443.25
51/186/3	1818.49	-173.08	-443.25
51/2/3/3	1868.84	-265.1	-522.31
51/187/3	1918.6	-358.68	-634.9
52/187/3	1945.58	-156.16	-634.9
52/2/3/3	2004.41	-245.65	-707.4
52/188/3	2062.81	-336.77	-812.51
53/188/3	2086.71	-119.3	-812.51
53/2/3/3	2154.04	-205.47	-871.1
53/189/3	2221.12	-293.31	-961.11
54/189/3	2239.61	-59.54	-961.11
54/2/3/3	2315.41	-145.14	-998.01
54/4/3	2391.12	-232.5	-1066.15
55/1/3	2287.73	-1579.68	3072
55/2/3/3	2291.83	-1470.7	2701.92
55/190/3	2295.92	-1362.92	2358.15
56/190/3	2243.05	-1448.28	2358.15
56/2/3/3	2246.88	-1340.11	2019.86
56/191/3	2250.72	-1233.58	1707.64

57/191/3	2202.72	-1317.38	1707.64
57/2/3/3	2206.29	-1210.97	1400.91
57/192/3	2209.86	-1106.52	1119.77
58/192/3	2166.7	-1188.81	1119.77
58/2/3/3	2170.01	-1084.9	843.95
58/193/3	2173.32	-983.15	593.08
59/193/3	2134.79	-1064.22	593.08
59/2/3/3	2137.82	-963.32	347.12
59/194/3	2140.85	-864.68	125.37
60/194/3	2106.83	-944.56	125.37
60/2/3/3	2109.59	-846.99	-91.94
60/195/3	2112.35	-751.7	-285.86
61/195/3	2082.59	-830.59	-285.86
61/2/3/3	2085.07	-736.49	-475.95
61/196/3	2087.55	-644.63	-643.48
62/196/3	2061.82	-722.71	-643.48
62/2/3/3	2064.02	-632.08	-807.81
62/197/3	2066.21	-543.57	-950.41
63/197/3	2044.32	-620.86	-950.41
63/2/3/3	2046.23	-533.57	-1090.44
63/198/3	2048.14	-448.23	-1209.52
64/198/3	2029.82	-524.97	-1209.52
64/2/3/3	2031.44	-440.78	-1326.66
64/199/3	2033.06	-358.31	-1423.58
65/199/3	2018.15	-434.5	-1423.58
65/2/3/3	2019.48	-353.05	-1519.1
65/200/3	2020.81	-273.07	-1595.04
66/200/3	2009.11	-348.88	-1595.04
66/2/3/3	2010.14	-269.76	-1670.07
66/201/3	2011.18	-191.81	-1726.05
67/201/3	2002.54	-267.32	-1726.05
67/2/3/3	2003.28	-190.05	-1781.53
67/202/3	2004.02	-113.63	-1818.35
68/202/3	1998.33	-188.9	-1818.35
68/2/3/3	1998.78	-112.95	-1854.97
68/203/3	1999.22	-37.51	-1873.21
69/203/3	1996.4	-112.66	-1873.21
69/2/3/3	1996.55	-37.46	-1891.42
69/204/3	1996.69	37.57	-1891.4
70/204/3	1996.69	-37.57	-1891.4
70/2/3/3	1996.55	37.46	-1891.42
70/205/3	1996.4	112.66	-1873.21
71/205/3	1999.22	37.51	-1873.21
71/2/3/3	1998.78	112.95	-1854.97
71/206/3	1998.33	188.9	-1818.35

72/206/3	2004.02	113.63	-1818.35
72/2/3/3	2003.28	190.05	-1781.53
72/207/3	2002.54	267.32	-1726.05
73/207/3	2011.18	191.81	-1726.05
73/2/3/3	2010.14	269.76	-1670.07
73/208/3	2009.11	348.88	-1595.04
74/208/3	2020.81	273.07	-1595.04
74/2/3/3	2019.48	353.05	-1519.1
74/209/3	2018.15	434.5	-1423.58
75/209/3	2033.06	358.31	-1423.58
75/2/3/3	2031.44	440.78	-1326.66
75/210/3	2029.82	524.97	-1209.52
76/210/3	2048.14	448.23	-1209.52
76/2/3/3	2046.23	533.57	-1090.44
76/211/3	2044.32	620.86	-950.41
77/211/3	2066.21	543.57	-950.41
77/2/3/3	2064.02	632.08	-807.81
77/212/3	2061.82	722.71	-643.48
78/212/3	2087.55	644.63	-643.48
78/2/3/3	2085.07	736.49	-475.95
78/213/3	2082.59	830.59	-285.86
79/213/3	2112.35	751.7	-285.86
79/2/3/3	2109.59	846.99	-91.94
79/214/3	2106.83	944.56	125.37
80/214/3	2140.85	864.68	125.37
80/2/3/3	2137.82	963.32	347.12
80/215/3	2134.79	1064.22	593.08
81/215/3	2173.32	983.15	593.08
81/2/3/3	2170.01	1084.9	843.95
81/216/3	2166.7	1188.81	1119.77
82/216/3	2209.86	1106.52	1119.77
82/2/3/3	2206.29	1210.97	1400.91
82/217/3	2202.72	1317.38	1707.64
83/217/3	2250.72	1233.58	1707.64
83/2/3/3	2246.88	1340.11	2019.86
83/218/3	2243.05	1448.28	2358.15
84/218/3	2295.92	1362.92	2358.15
84/2/3/3	2291.83	1470.7	2701.92
84/3/3	2287.73	1579.68	3072

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,456		<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	43,32 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 100,00 [cm]	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00418	in y = 5,00 [cm]	
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00458		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-2295,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	3835,34 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-2295,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	2687,84 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-2295,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	2358,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>1,14</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00458	-0,00350	0,00	0,00	-4948,01	4056,43
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-4948,01	4056,43

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00418	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00377	391,30	1768,68	-176,87				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00458	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,428		<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	40,70 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 100,00 [cm]	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00467	in y = 5,00 [cm]	
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00510		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00009 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-1996,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	3640,84 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-1996,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	2642,84 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-1996,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	1891,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =</b>	<b>1,40</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00510	-0,00350	0,00	-14,11	-4649,01	3861,93
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-4649,01	3861,93

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00467	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	45,20	10,00	0,00424	391,30	1768,68	-176,87				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00510	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			2653,01	-221,08				



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	sp=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	2295,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	1362,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	2,295 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	2,043 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	1,198 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,709
Coefficiente alfac	alfac=	1,162
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	1,71
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	3068 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2427 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00106
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,459
Coefficiente $vm = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck/0,5)$	vm=	0,308 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,586 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $vm + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,653 N/mm2

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,73 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	0,455

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	1,71
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	30,339 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	3068 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	3233 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>3068 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	3,59 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	2,252

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	sp=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1996,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	37,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	1,996 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,056 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,002 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	35,992
Coefficiente alfac	alfac=	1,141
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	35,99
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	192 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	2383 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00106
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,459
Coefficiente $vm = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck/0,5)$	vm=	0,308 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,542 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $vm + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,608 N/mm2

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	577,36 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	15,604

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	35,99
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	1,592 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	192 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	47287 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>192 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,22 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	5,185

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,247	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	160,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	155,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	38,30 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,032		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00328		in y= 160,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01043		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00009 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2537,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	6078,14 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	80,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2537,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	4048,54 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2537,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	3072,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,32</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,01043	-0,00328	0,00	-14,11	-4305,68	6210,79
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00328	-0,00328	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00328	-0,00328	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-4305,68	6210,79

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,01000	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00957	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01043	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,277	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	26,31 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00914		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00980		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00013 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2391,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2645,70 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2391,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1450,20 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2391,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	1066,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,36</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc'd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00980	-0,00350	0,00	0,00	-3005,34	2676,42
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-3005,34	2676,42

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00914	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00980	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00980	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,212
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x=	20,17 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl s=	-0,00270	in y=	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01067		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1528,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1940,21 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1528,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1176,21 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1528,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	596,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,97</b>		

CALCESTRUZZO		Trave												
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]	
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01067	-0,00270	0,00	-14,11	-2142,34	1970,93	
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00270	-0,00270	0,00	0,00	0,00	0,00	
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00270	-0,00270	0,00	0,00	0,00	0,00	
<b>totali</b>														
				100,00		0,00	100,00					-2142,34	1970,93	

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01067	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01067	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>acc</sub> =	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>ft1</sub> =	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>fcc</sub> =	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>acc</sub> =	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1600	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1550	mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	φ <sub>t</sub> =	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>fa</sub> =	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	7,854	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	2537,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	1136,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione: s <sub>cp</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h), 0,2 * f <sub>cd</sub> )	s <sub>cp</sub> =	1,586	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	τ <sub>u,b</sub> =	1,065	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> =	0,535	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,991	
Coefficiente α <sub>fac</sub>	α <sub>fac</sub> =	1,112	
Cotangente alfa	cot(α <sub>fa</sub> )=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	1,99	
Limite superiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	4407	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	3789	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0,02)	ρ <sub>l</sub> (l)=	0,00065	
Coefficiente k = min( 1 + (200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k=	1,359	
Coefficiente v <sub>min</sub> = 0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,277	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>acc</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	τ <sub>u,1,calc</sub> =	0,429	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * s <sub>cp</sub> )	τ <sub>u,2,min</sub> =	0,515	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	796,49	kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	τ <sub>u(Vrd)</sub> =	0,57	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	0,703	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	1,99	
Inclinazione puntori calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	26,668	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>fac</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> =	4407	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>fa</sub> ) )	V <sub>rd</sub> =	8536	kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	4407	kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	τ <sub>u(Vrd)</sub> =	3,16	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	3,879	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 2391,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 232,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd)	scp= 2,391 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,345 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,050 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 7,013
Coefficiente alfac	alfac= 1,169
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 7,01
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 989 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2441 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin= 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,601 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,667 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 633,65 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,74 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 2,731
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 7,01
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 8,115 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 989 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 9214 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd= 989 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 1,16 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 4,264

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1150 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1100 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 1528,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 0,03 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd)	scp= 1,329 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 33955,553
Coefficiente alfac	alfac= 1,094
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 33955,55
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 0 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2645 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00091
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,426
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin= 0,298 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,425 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,497 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 547,17 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,55 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 18239,134
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 33955,55
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,002 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 0 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 51655976 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )	Vrd= 0,23 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 0,00 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 7,530

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3\_VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	f <sub>ck</sub> =	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f <sub>ctm</sub> = 0,30 (f <sub>ck</sub> ) <sup>2/3</sup> )	f <sub>ctm</sub> =	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f <sub>ctk</sub> = f <sub>ctm</sub> 1,2 )	f <sub>ctk</sub> =	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):		
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	σ <sub>cm,ax</sub> =	6,803 N/mm <sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo	E <sub>c</sub> =	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	E <sub>s</sub> =	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	σ <sub>sm</sub> =	237,132 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b <sub>eff</sub> =	23,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2)]	h <sub>eff</sub> =	18,686 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	A <sub>c,eff</sub> = b <sub>eff</sub> h <sub>eff</sub> =	429,788 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace A <sub>c,eff</sub>	A <sub>s</sub> =	67,858 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A <sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace A <sub>c,eff</sub>	ρ <sub>o,eff</sub> =A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub> =	0,157888
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)	k <sub>f</sub> =	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε <sub>psrm</sub> =	0,001055
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (ε <sub>psrm,lim</sub> = 0,6 σ <sub>sm</sub> /E <sub>s</sub> )	ε <sub>psrm,lim</sub> =	0,000691

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (l <sub>nt</sub> - fi)	s <sub>1</sub> =	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	f <sub>i</sub> =	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Y <sub>f</sub> -fi/2)	c=	3,800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5'(c+fi/2))	b=	25,000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A <sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace A <sub>c,eff</sub>	ρ <sub>o,eff</sub> =A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub> =	0,157888
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	ε <sub>ps1</sub> =	0,005514
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	ε <sub>ps2</sub> =	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)	k <sub>1</sub> =	0,800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	k <sub>2</sub> =	0,500
Coefficiente	k <sub>3</sub> =	3,400
Coefficiente	k <sub>4</sub> =	0,425
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	9,120 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura	ε <sub>psrm</sub> =	0,001055
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	9,120 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1,7 ε <sub>psrm</sub> D <sub>sm</sub> )	w <sub>m</sub> =	0,164 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :		
Condizioni ambiente:	Ordinarie	
Combinazioni di azioni:	Frequenti	
Tipo di armatura:	Poco sensibile	
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata	w <sub>k</sub> =	0,400 mm

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3\_VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	f <sub>ck</sub> =	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f <sub>ctm</sub> = 0,30 (f <sub>ck</sub> ) <sup>2/3</sup> )	f <sub>ctm</sub> =	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f <sub>ctk</sub> = f <sub>ctm</sub> 1,2 )	f <sub>ctk</sub> =	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):		
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	σ <sub>cm,ax</sub> =	5,630 N/mm <sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo	E <sub>c</sub> =	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	E <sub>s</sub> =	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	σ <sub>sm</sub> =	190,617 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b <sub>eff</sub> =	23,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2)]	h <sub>eff</sub> =	18,000 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	A <sub>c,eff</sub> = b <sub>eff</sub> h <sub>eff</sub> =	414,145 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace A <sub>c,eff</sub>	A <sub>s</sub> =	67,858 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A <sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace A <sub>c,eff</sub>	ρ <sub>o,eff</sub> =A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub> =	0,163852
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)	k <sub>f</sub> =	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε <sub>psrm</sub> =	0,000831
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (ε <sub>psrm,lim</sub> = 0,6 σ <sub>sm</sub> /E <sub>s</sub> )	ε <sub>psrm,lim</sub> =	0,000555

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (l <sub>nt</sub> - fi)	s <sub>1</sub> =	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	f <sub>i</sub> =	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Y <sub>f</sub> -fi/2)	c=	3,800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5'(c+fi/2))	b=	25,000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A <sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace A <sub>c,eff</sub>	ρ <sub>o,eff</sub> =A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub> =	0,163852
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	ε <sub>ps1</sub> =	0,004449
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	ε <sub>ps2</sub> =	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)	k <sub>1</sub> =	0,800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	k <sub>2</sub> =	0,500
Coefficiente	k <sub>3</sub> =	3,400
Coefficiente	k <sub>4</sub> =	0,425
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	9,065 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk**

Deformazione unitaria media dell'armatura	ε <sub>psrm</sub> =	0,000831
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	9,065 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1,7 ε <sub>psrm</sub> D <sub>sm</sub> )	w <sub>m</sub> =	0,128 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :		
Condizioni ambiente:	Ordinarie	
Combinazioni di azioni:	Frequenti	
Tipo di armatura:	Poco sensibile	
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata	w <sub>k</sub> =	0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3 VERIFICA NCASTRO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio f<sub>ck</sub>= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f<sub>ctm</sub> = 0.30 (f<sub>ck</sub>)<sup>(2/3)</sup> ) f<sub>ctm</sub>= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f<sub>ctk</sub> = f<sub>ctm</sub>·1.2 ) f<sub>ctk</sub>= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):

Tensione di trazione massima nel calcestruzzo sc<sub>max</sub>= 3,796 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>**

Modulo elastico del calcestruzzo E<sub>c</sub>= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
Modulo elastico delle armature E<sub>s</sub>= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigma<sub>s</sub>= 207,647 N/mm<sup>2</sup>  
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b, e<sub>eff</sub>= 23,000 cm  
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h, e<sub>eff</sub>= 18,750 cm  
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac, e<sub>eff</sub> = b, e<sub>eff</sub> h, e<sub>eff</sub> = 431,250 cm<sup>2</sup>  
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac, eff A<sub>s</sub>= 45,239 cm<sup>2</sup>  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, e<sub>eff</sub> ro, e<sub>eff</sub>=A<sub>s</sub>/Ac, e<sub>eff</sub>= 0,104902  
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata) k<sub>t</sub>= 0,6  
Deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>= 0,000888  
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (e<sub>psrm</sub>, lim = 0,6 sigma<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) e<sub>psrm</sub>, lim= 0,000605

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>**

Distanza tra le barre (l<sub>nt</sub> - f<sub>i</sub>) s<sub>1</sub>= 20,000 cm  
Diametro equivalente delle barre tese f<sub>i</sub>= 24 mm  
Ricoprimento netto dell'armatura (Y<sub>f</sub>-f<sub>i</sub>/2) c= 3,600 cm  
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+f<sub>i</sub>/2)) b= 26,000 cm  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, e<sub>eff</sub> ro, e<sub>eff</sub>=A<sub>s</sub>/Ac, e<sub>eff</sub>= 0,104902  
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps<sub>1</sub>= 0,004635  
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps<sub>2</sub>= 0,000000  
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce) k<sub>1</sub>= 0,800  
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k<sub>2</sub>= 0,500  
Coefficiente k<sub>3</sub>= 3,400  
Coefficiente k<sub>4</sub>= 0,425  
Distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>= 9,888 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w<sub>k</sub>**

Deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>= 0,000888  
Distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>= 9,888 cm  
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( w<sub>k</sub> = 1,7 e<sub>psrm</sub> D<sub>sm</sub>) w<sub>m</sub>= 0,149 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata w<sub>k</sub>= 0,300 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Riferimento :  
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio f<sub>ck</sub>= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f<sub>ctm</sub> = 0.30 (f<sub>ck</sub>)<sup>(2/3)</sup> ) f<sub>ctm</sub>= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f<sub>ctk</sub> = f<sub>ctm</sub>·1.2 ) f<sub>ctk</sub>= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):

Tensione di trazione massima nel calcestruzzo sc<sub>max</sub>= 2,872 N/mm<sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>**

Modulo elastico del calcestruzzo E<sub>c</sub>= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
Modulo elastico delle armature E<sub>s</sub>= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigma<sub>s</sub>= 144,382 N/mm<sup>2</sup>  
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b, e<sub>eff</sub>= 20,000 cm  
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h, e<sub>eff</sub>= 12,500 cm  
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac, e<sub>eff</sub> = b, e<sub>eff</sub> h, e<sub>eff</sub> = 250,000 cm<sup>2</sup>  
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac, eff A<sub>s</sub>= 15,708 cm<sup>2</sup>  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, e<sub>eff</sub> ro, e<sub>eff</sub>=A<sub>s</sub>/Ac, e<sub>eff</sub>= 0,062832  
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata) k<sub>t</sub>= 0,6  
Deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>= 0,000536  
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (e<sub>psrm</sub>, lim = 0,6 sigma<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) e<sub>psrm</sub>, lim= 0,000422

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>**

Distanza tra le barre (l<sub>nt</sub> - f<sub>i</sub>) s<sub>1</sub>= 20,000 cm  
Diametro equivalente delle barre tese f<sub>i</sub>= 20 mm  
Ricoprimento netto dell'armatura (Y<sub>f</sub>-f<sub>i</sub>/2) c= 4,000 cm  
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+f<sub>i</sub>/2)) b= 25,000 cm  
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, e<sub>eff</sub> ro, e<sub>eff</sub>=A<sub>s</sub>/Ac, e<sub>eff</sub>= 0,062832  
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps<sub>1</sub>= 0,003383  
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps<sub>2</sub>= 0,000000  
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce) k<sub>1</sub>= 0,800  
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k<sub>2</sub>= 0,500  
Coefficiente k<sub>3</sub>= 3,400  
Coefficiente k<sub>4</sub>= 0,425  
Distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>= 11,183 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w<sub>k</sub>**

Deformazione unitaria media dell'armatura e<sub>psrm</sub>= 0,000536  
Distanza media tra le fessure D<sub>sm</sub>= 11,183 cm  
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( w<sub>k</sub> = 1,7 e<sub>psrm</sub> D<sub>sm</sub>) w<sub>m</sub>= 0,102 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata w<sub>k</sub>= 0,300 mm

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3\_VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento» delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2.565 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )  $f_{ctk} = 2.137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{cm,ax} = 1.468 \text{ N/mm}^2$

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione nell'armatura lesa in sezione fessurata  $\sigma_{s,eff} = 60.702 \text{ N/mm}^2$   
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20.000 \text{ cm}$   
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[ \min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$   $h_{eff} = 12.500 \text{ cm}$   
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250.000 \text{ cm}^2$   
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15.708 \text{ cm}^2$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0.6$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000127$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm,lim} = 0.6 \sigma_{s,eff} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm,lim} = 0.000177$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{n1} - f_1$ )  $s_1 = 20.000 \text{ cm}$   
 Diametro equivalente delle barre lese  $f_1 = 20 \text{ mm}$   
 Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y_1 - f_1/2$ )  $c = 4.000 \text{ cm}$   
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5' (c + f_1/2)$ )  $b = 25.000 \text{ cm}$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0.001435$   
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0.000000$   
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)  $k_1 = 0.800$   
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0.500$   
 Coefficiente  $k_3 = 3.400$   
 Coefficiente  $k_4 = 0.425$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11.183 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000177$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11.183 \text{ cm}$   
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0.034 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
 Condizioni ambientali: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0.300 \text{ mm}$

## 11 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO GNEISS

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe V di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 34.60 m. la presenza della Formazione Morenica sino al piano dei centri della galleria e lo Gneiss come base.

Si considera a favore di sicurezza

I parametri geotecnici della Formazione Morenica presentano i seguenti valori:

peso specifico  $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$   
 angolo di attrito  $\phi = 34^\circ$   
 coesione drenata  $c = 10 \text{ kPa}$   
 modulo di deformazione  $E = 30 \text{ MPa}$   
 coefficiente di Poisson  $\nu = 0.30$

I parametri geotecnici dello Gneiss presentano i seguenti valori:

peso specifico  $\gamma = 27.0 \text{ kN/m}^3$   
 angolo di attrito  $\phi = 61^\circ$   
 coesione drenata  $c = 453 \text{ kPa}$   
 modulo di deformazione  $E = 6491 \text{ MPa}$   
 coefficiente di Poisson  $\nu = 0.25$

### - FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo sino al piano dei centri attribuendo all'ammasso le caratteristiche geomeccaniche equivalenti delle colonne consolidate e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

I parametri geotecnici attribuiti al terreno consolidato risultano:

peso specifico:	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito:	$\varphi' = 45^\circ$
coesione drenata:	$c' = 200 \text{ kPa}$
modulo di deformazione:	$E' = 1050 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.2$

### - FASE 3 – Posa centine a 1.0 m

Si prevede l'inserimento della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

### - FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del priverivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ) e centine.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
--------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

### - FASE 5 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 8.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 100 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 84% del carico litostatico.

### - FASE 6 – Getto della calotta a 30 m e maturazione dell'arco rovescio.

E' simulato il getto della calotta ( $E=15 \text{ GPa}$ ) a campo variabile da 50 a 155 cm e la completa maturazione dell'arco rovescio ( $E=31 \text{ GPa}$ ).

Arco rovescio:	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Calotta.	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=15 \text{ GPa}$

Si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

### - FASE 7 – Maturazione della calotta.

Si considera la completa maturazione della calotta ( $E=31 \text{ GPa}$ ).

Calotta.	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
----------	----------------------	-----------------------	--------------------

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

## 11.1 FASE 3 - VERIFICHE TENSIONALI SULLE CENTINE

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:



elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 64:  $N_k = 85 \text{ kN}$   $M_k = 0.18 \text{ kNm}$   $T_k = 0.40 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 24.32 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 18:12

FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C4-Posa centine a 1.0m

From File :dos93.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
64	1	64	65	1	beam	-4.005E-01	8.575E+01	-1.884E-01	-4.117E-05	-8
63	1	63	64	1	beam	1.299E-01	8.518E+01	-1.244E-01	1.886E-01	-8
62	1	62	63	1	beam	2.444E+00	8.831E+01	6.127E-01	1.246E-01	-9
61	1	61	62	1	beam	-5.716E-01	1.060E+02	4.402E-01	-6.126E-01	-1
60	1	60	61	1	beam	2.480E-01	1.153E+02	5.602E-01	-4.400E-01	-1
59	1	59	60	1	beam	3.679E+00	1.313E+02	2.364E+00	-5.605E-01	-1
58	1	58	59	1	beam	-1.145E+01	3.230E+02	-3.246E+00	-2.364E+00	-3
57	1	57	58	1	beam	1.023E+01	3.611E+02	1.710E+00	3.245E+00	-3
56	1	56	57	1	beam	-1.849E-01	3.700E+02	1.655E+00	-1.710E+00	-3
55	1	55	56	1	beam	-1.984E+00	3.186E+02	1.055E+00	-1.654E+00	-3
54	1	54	55	1	beam	-3.315E+00	3.346E+02	-5.847E-01	-1.054E+00	-3
53	1	53	54	1	beam	1.654E+00	3.278E+02	1.936E-01	5.845E-01	-3
52	1	52	53	1	beam	9.246E-02	3.265E+02	2.237E-01	-1.925E-01	-3
51	1	51	52	1	beam	-1.336E+00	2.861E+02	-2.258E-01	-2.242E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	3.849E-01	2.845E+02	-6.080E-02	2.279E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	-7.849E-01	2.825E+02	-3.340E-01	6.098E-02	-2
48	1	48	49	1	beam	4.442E-01	2.811E+02	-1.796E-01	3.341E-01	-2
47	1	47	48	1	beam	-1.055E-01	2.789E+02	-2.168E-01	1.792E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	-4.509E-01	2.777E+02	-3.760E-01	2.153E-01	-2
45	1	45	46	1	beam	3.533E-01	2.766E+02	-2.492E-01	3.751E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	1.130E-01	2.762E+02	-2.070E-01	2.472E-01	-2
43	1	43	44	1	beam	-4.726E-01	2.763E+02	-3.673E-01	2.029E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	3.682E-01	2.754E+02	-2.385E-01	3.665E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	-2.116E-01	2.749E+02	-3.294E-01	2.375E-01	-2
40	1	40	41	1	beam	4.933E-01	2.746E+02	-1.621E-01	3.282E-01	-2
39	1	39	40	1	beam	-3.714E-01	2.746E+02	-2.856E-01	1.605E-01	-2
38	1	38	39	1	beam	-2.244E-01	2.746E+02	-3.884E-01	2.828E-01	-2
37	1	37	38	1	beam	5.836E-01	2.748E+02	-1.014E-01	3.900E-01	-2
36	1	36	37	1	beam	-7.099E-01	2.744E+02	-3.163E-01	1.021E-01	-2
35	1	35	36	1	beam	2.790E-01	2.739E+02	-2.327E-01	3.169E-01	-2
34	1	34	35	1	beam	-1.003E-01	2.726E+02	-2.816E-01	2.330E-01	-2
33	1	33	34	1	beam	-2.100E-01	2.676E+02	-3.850E-01	2.821E-01	-2
32	1	32	33	1	beam	2.770E-01	2.681E+02	-2.508E-01	3.865E-01	-2
31	1	31	32	1	beam	7.257E-02	2.716E+02	-2.163E-01	2.514E-01	-2
30	1	30	31	1	beam	-2.159E-01	2.738E+02	-2.833E-01	2.182E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	6.474E-01	2.755E+02	-8.999E-02	2.854E-01	-2
28	1	28	29	1	beam	-5.540E-01	2.764E+02	-3.687E-01	9.471E-02	-2
27	1	27	28	1	beam	2.341E-01	2.765E+02	-2.612E-01	3.714E-01	-2
26	1	26	27	1	beam	3.976E-01	2.767E+02	-1.255E-01	2.594E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-5.666E-01	2.769E+02	-3.161E-01	1.253E-01	-2
24	1	24	25	1	beam	2.874E-01	2.776E+02	-1.930E-01	3.177E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-4.191E-01	2.783E+02	-3.398E-01	1.941E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	4.688E-01	2.793E+02	-1.770E-01	3.401E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	-4.499E-02	2.792E+02	-1.955E-01	1.794E-01	-2
20	1	20	21	1	beam	-4.516E-01	2.795E+02	-3.599E-01	1.990E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	5.075E-01	2.804E+02	-1.792E-01	3.601E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	4.212E-02	2.815E+02	-1.650E-01	1.800E-01	-2
17	1	17	18	1	beam	-4.461E-01	2.833E+02	-3.211E-01	1.659E-01	-2
16	1	16	17	1	beam	5.996E-01	2.842E+02	-1.121E-01	3.207E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-4.140E-01	2.855E+02	-2.915E-01	1.118E-01	-2

14	1	14	15	1	beam	1.157E+00	2.871E+02	9.832E-02	2.912E-01	-3
13	1	13	14	1	beam	-1.019E+00	2.975E+02	-2.449E-01	-9.838E-02	-3
12	1	12	13	1	beam	2.020E-01	2.954E+02	-1.499E-01	2.449E-01	-3
11	1	11	12	1	beam	3.895E-01	2.986E+02	4.273E-02	1.498E-01	-3
10	1	10	11	1	beam	2.420E+00	3.001E+02	7.725E-01	-4.253E-02	-3
9	1	9	10	1	beam	2.991E-01	3.190E+02	8.625E-01	-7.723E-01	-3
8	1	8	9	1	beam	-2.729E+00	3.131E+02	-4.595E-01	-8.627E-01	-3
7	1	7	8	1	beam	4.765E+00	3.155E+02	1.876E+00	4.595E-01	-3
6	1	6	7	1	beam	-2.762E+00	1.317E+02	5.215E-01	-1.875E+00	-1
5	1	5	6	1	beam	-4.151E-01	1.085E+02	3.204E-01	-5.215E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	6.992E-01	9.988E+01	5.310E-01	-3.201E-01	-1
3	1	3	4	1	beam	-2.124E+00	8.464E+01	-1.102E-01	-5.307E-01	-8
2	1	2	3	1	beam	-1.573E-01	8.211E+01	-1.880E-01	1.102E-01	-8
1	1	1	2	1	beam	3.997E-01	8.299E+01	5.093E-05	1.880E-01	-8

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C4-FASE3**  
**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cds</sub>	5.000.000	kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000	kPa
n° profili		2	
Tipo profilo		IPE180	
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180	m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053	m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03	m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05	m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04	m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	A <sub>tprof</sub>	9,54E-04	m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00	m
Passo delle centine	d	1,00	m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	0,23	kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	110,00	kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	0,52	kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,257	m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	3.822.598	kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,57E-01	m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,41E-03	m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	0,23	kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	112,68	kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	0,52	kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	24,31	Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	0,27	Mpa
Sigma ideale sulla centina	Sid <sub>cen</sub>	24,32	Mpa

## 11.2 FASE 4 – VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64: N<sub>k</sub> = 127 kN M<sub>k</sub> = 0.25 kNm T<sub>k</sub> = 0.55 kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

σ<sub>id</sub> = 16.63 MPa < 261.90 MPa

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

σ<sub>sb</sub> = 0.36 MPa < f<sub>cd</sub>

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 18:14

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C4-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos94.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
64	1	64	65	1	beam	-5.508E-01	1.275E+02	-2.590E-01	-1.057E-04	-1
63	1	63	64	1	beam	1.495E-01	1.256E+02	-1.850E-01	2.590E-01	-1
62	1	62	63	1	beam	3.533E+00	1.295E+02	8.808E-01	1.851E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-7.597E-01	1.561E+02	6.516E-01	-8.808E-01	-2
60	1	60	61	1	beam	-7.439E-03	1.693E+02	6.480E-01	-6.516E-01	-2
59	1	59	60	1	beam	6.962E+00	1.970E+02	4.060E+00	-6.480E-01	-2
58	1	58	59	1	beam	-1.945E+01	5.124E+02	-5.470E+00	-4.059E+00	-7
57	1	57	58	1	beam	1.764E+01	5.983E+02	3.075E+00	5.470E+00	-8
56	1	56	57	1	beam	-2.675E+00	6.163E+02	2.267E+00	-3.075E+00	-8
55	1	55	56	1	beam	-5.342E-01	5.124E+02	2.106E+00	-2.267E+00	-7
54	1	54	55	1	beam	-6.778E+00	5.449E+02	-1.246E+00	-2.105E+00	-7
53	1	53	54	1	beam	3.926E+00	5.340E+02	5.993E-01	1.247E+00	-7
52	1	52	53	1	beam	-2.193E-01	5.281E+02	5.250E-01	-5.988E-01	-7
51	1	51	52	1	beam	-3.781E+00	4.592E+02	-7.483E-01	-5.250E-01	-6
50	1	50	51	1	beam	2.605E+00	4.519E+02	3.820E-01	7.487E-01	-6
49	1	49	50	1	beam	-4.177E+00	4.552E+02	-1.071E+00	-3.823E-01	-6
48	1	48	49	1	beam	3.075E+00	4.382E+02	-3.320E-04	1.070E+00	-6
47	1	47	48	1	beam	-1.103E+00	4.347E+02	-3.941E-01	9.946E-04	-6
46	1	46	47	1	beam	-5.282E-01	4.326E+02	-5.815E-01	3.933E-01	-6
45	1	45	46	1	beam	4.445E-01	4.309E+02	-4.229E-01	5.813E-01	-5
44	1	44	45	1	beam	3.195E-01	4.302E+02	-3.093E-01	4.232E-01	-5
43	1	43	44	1	beam	-8.310E-01	4.305E+02	-5.975E-01	3.085E-01	-5
42	1	42	43	1	beam	6.304E-01	4.292E+02	-3.778E-01	5.971E-01	-5
41	1	41	42	1	beam	-3.243E-01	4.286E+02	-5.189E-01	3.781E-01	-5
40	1	40	41	1	beam	7.876E-01	4.281E+02	-2.530E-01	5.182E-01	-5
39	1	39	40	1	beam	-5.845E-01	4.284E+02	-4.475E-01	2.506E-01	-5
38	1	38	39	1	beam	-3.788E-01	4.284E+02	-6.238E-01	4.456E-01	-5
37	1	37	38	1	beam	1.006E+00	4.292E+02	-1.250E-01	6.225E-01	-5
36	1	36	37	1	beam	-1.329E+00	4.285E+02	-5.232E-01	1.221E-01	-5
35	1	35	36	1	beam	4.579E-01	4.276E+02	-3.824E-01	5.205E-01	-5
34	1	34	35	1	beam	-1.104E-01	4.260E+02	-4.354E-01	3.820E-01	-5
33	1	33	34	1	beam	-2.065E-01	4.211E+02	-5.369E-01	4.357E-01	-5
32	1	32	33	1	beam	2.745E-01	4.218E+02	-4.022E-01	5.367E-01	-5
31	1	31	32	1	beam	8.532E-02	4.254E+02	-3.611E-01	4.024E-01	-5
30	1	30	31	1	beam	-3.900E-01	4.283E+02	-4.796E-01	3.619E-01	-5
29	1	29	30	1	beam	1.212E+00	4.303E+02	-1.149E-01	4.805E-01	-5
28	1	28	29	1	beam	-9.652E-01	4.319E+02	-5.931E-01	1.158E-01	-6
27	1	27	28	1	beam	3.955E-01	4.318E+02	-4.075E-01	5.935E-01	-5
26	1	26	27	1	beam	6.538E-01	4.322E+02	-1.879E-01	4.080E-01	-6
25	1	25	26	1	beam	-9.353E-01	4.322E+02	-5.052E-01	1.902E-01	-6
24	1	24	25	1	beam	4.648E-01	4.332E+02	-3.033E-01	5.051E-01	-6
23	1	23	24	1	beam	-7.245E-01	4.342E+02	-5.564E-01	3.044E-01	-6
22	1	22	23	1	beam	8.334E-01	4.358E+02	-2.681E-01	5.580E-01	-6
21	1	21	22	1	beam	-2.043E-01	4.354E+02	-3.422E-01	2.694E-01	-6
20	1	20	21	1	beam	-6.128E-01	4.358E+02	-5.618E-01	3.434E-01	-6
19	1	19	20	1	beam	6.463E-01	4.372E+02	-3.340E-01	5.643E-01	-6
18	1	18	19	1	beam	9.104E-01	4.388E+02	-1.046E-02	3.349E-01	-6
17	1	17	18	1	beam	-2.833E+00	4.428E+02	-9.953E-01	9.826E-03	-6
16	1	16	17	1	beam	3.246E+00	4.560E+02	1.337E-01	9.955E-01	-6
15	1	15	16	1	beam	-1.459E+00	4.522E+02	-4.998E-01	-1.334E-01	-6
14	1	14	15	1	beam	2.293E+00	4.502E+02	2.725E-01	4.995E-01	-6
13	1	13	14	1	beam	-1.295E+00	4.946E+02	-1.637E-01	-2.724E-01	-7
12	1	12	13	1	beam	-1.190E+00	4.840E+02	-7.240E-01	1.640E-01	-6
11	1	11	12	1	beam	2.724E+00	4.927E+02	6.225E-01	7.243E-01	-7
10	1	10	11	1	beam	2.170E+00	4.745E+02	1.277E+00	-6.226E-01	-6
9	1	9	10	1	beam	-6.074E-01	5.173E+02	1.094E+00	-1.277E+00	-7
8	1	8	9	1	beam	-3.481E+00	4.984E+02	-5.925E-01	-1.094E+00	-6
7	1	7	8	1	beam	7.411E+00	5.021E+02	3.040E+00	5.925E-01	-7
6	1	6	7	1	beam	-4.892E+00	1.926E+02	6.421E-01	-3.040E+00	-2
5	1	5	6	1	beam	-3.335E-01	1.589E+02	4.805E-01	-6.421E-01	-2

4	1	4	5	1	beam	9.503E-01	1.466E+02	7.669E-01	-4.802E-01	-1
3	1	3	4	1	beam	-3.084E+00	1.239E+02	-1.634E-01	-7.669E-01	-1
2	1	2	3	1	beam	-1.905E-01	1.210E+02	-2.575E-01	1.632E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	5.475E-01	1.234E+02	5.402E-05	2.575E-01	-1

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C4-FASE4  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	$E_{cls}$	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acc}$	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{tprof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	2,01 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	293,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	3,00 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	2,01 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	132,05 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	3,00 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	34,44 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	1,57 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	34,54 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	160,95 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,64 Mpa

### 11.3 FASE 5 – VERIFICHE SUL PRERIVESTIMENTO E ARCO ROVESCIO

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento
- elementi beam da 65 a 96 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 56:  $N_k = 1174 \text{ kN}$   $M_k = 7.09 \text{ kNm}$   $T_k = 9.25 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 175.39 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 3.35 \text{ MPa} < f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:  $N_k = 639 \text{ kN}$   $M_k = 56.14 \text{ kN m}$   $T_k = 46.51 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:  $N_k = 30 \text{ kN}$   $M_k = 23.67 \text{ kN m}$   $T_k = 0.07 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 20/20	830	72.98	830	914	12.53
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20	39	30.77	39	580	18.86

Tabella 11.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20/40	59.16	670	11.33
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20/40	0.09	21	233

Tabella 11.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 18:16

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C4-Maturazione s.b.-Scavo e getto a.r. a 8.0m  
 From File :dos95.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 1.963E+02	5.435E+02	5.450E+01	-2.552E+00 -2
95	2	95	96	2 beam -1.850E+01	6.491E+02	4.639E+01	-5.454E+01 -3
94	2	94	95	2 beam -8.022E+01	5.612E+02	2.215E+01	-4.642E+01 -2
93	2	93	94	2 beam -4.314E+01	4.855E+02	5.566E+00	-2.216E+01 -2
92	2	92	93	2 beam -2.135E+01	4.261E+02	-3.642E+00	-5.566E+00 -2
91	2	91	92	2 beam -1.875E+01	3.490E+02	-9.925E+00	3.644E+00 -1
90	2	90	91	2 beam -1.665E+01	2.873E+02	-1.551E+01	9.936E+00 -1
89	2	89	90	2 beam -6.342E+00	2.324E+02	-1.841E+01	1.551E+01 -1
88	2	88	89	2 beam -6.703E+00	1.776E+02	-2.054E+01	1.841E+01 -8
87	2	87	88	2 beam -7.232E+00	1.389E+02	-2.281E+01	2.052E+01 -6
86	2	86	87	2 beam 1.361E+00	1.024E+02	-2.215E+01	2.279E+01 -5
85	2	85	86	2 beam -6.708E-01	5.846E+01	-2.246E+01	2.214E+01 -2
84	2	84	85	2 beam -1.248E+00	2.351E+01	-2.308E+01	2.246E+01 -1
83	2	83	84	2 beam -8.357E-01	-3.221E+00	-2.350E+01	2.308E+01 1
82	2	82	83	2 beam -2.778E-01	-2.144E+01	-2.364E+01	2.350E+01 1
81	2	81	82	2 beam -7.572E-02	-3.057E+01	-2.367E+01	2.363E+01 1
80	2	80	81	2 beam 8.399E-03	-3.037E+01	-2.367E+01	2.367E+01 1
79	2	79	80	2 beam 2.198E-01	-2.086E+01	-2.356E+01	2.367E+01 1
78	2	78	79	2 beam 8.048E-01	-2.282E+00	-2.317E+01	2.357E+01 1
77	2	77	78	2 beam 1.180E+00	2.485E+01	-2.258E+01	2.317E+01 -1
76	2	76	77	2 beam 5.658E-01	6.023E+01	-2.230E+01	2.258E+01 -3
75	2	75	76	2 beam -1.506E+00	1.047E+02	-2.302E+01	2.231E+01 -5
74	2	74	75	2 beam 7.003E+00	1.415E+02	-2.081E+01	2.304E+01 -7
73	2	73	74	2 beam 7.225E+00	1.809E+02	-1.851E+01	2.080E+01 -9
72	2	72	73	2 beam 6.576E+00	2.366E+02	-1.550E+01	1.850E+01 -1
71	2	71	72	2 beam 1.748E+01	2.926E+02	-9.634E+00	1.549E+01 -1
70	2	70	71	2 beam 1.884E+01	3.553E+02	-3.311E+00	9.620E+00 -1
69	2	69	70	2 beam 2.331E+01	4.330E+02	6.760E+00	3.290E+00 -2
68	2	68	69	2 beam 4.506E+01	4.899E+02	2.223E+01	-6.774E+00 -2
67	2	67	68	2 beam 3.924E+01	5.685E+02	3.570E+01	-2.224E+01 -2
66	2	66	67	2 beam 4.651E+01	6.392E+02	5.614E+01	-3.570E+01 -3
65	2	65	66	2 beam -2.023E+02	5.746E+02	2.595E+00	-5.615E+01 -2

64	1	64	65	1	beam	-7.643E+00	2.562E+02	-9.890E-01	-2.607E+00	-3
63	1	63	64	1	beam	1.574E+00	2.420E+02	-2.114E-01	9.898E-01	-3
62	1	62	63	1	beam	6.136E+00	2.377E+02	1.641E+00	2.104E-01	-3
61	1	61	62	1	beam	-1.959E+00	2.935E+02	1.050E+00	-1.642E+00	-3
60	1	60	61	1	beam	4.714E-01	3.160E+02	1.279E+00	-1.050E+00	-4
59	1	59	60	1	beam	1.259E+01	3.739E+02	7.450E+00	-1.279E+00	-4
58	1	58	59	1	beam	-3.477E+01	9.324E+02	-9.589E+00	-7.450E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	2.868E+01	1.101E+03	4.306E+00	9.591E+00	-1
56	1	56	57	1	beam	9.256E+00	1.174E+03	7.096E+00	-4.304E+00	-1
55	1	55	56	1	beam	-2.218E+01	1.053E+03	4.016E-01	-7.094E+00	-1
54	1	54	55	1	beam	-4.070E+00	1.056E+03	-1.614E+00	-3.986E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	7.692E+00	1.027E+03	2.004E+00	1.615E+00	-1
52	1	52	53	1	beam	2.818E+00	1.007E+03	2.951E+00	-2.002E+00	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.145E+01	9.294E+02	-4.274E+00	-2.949E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	1.736E+01	8.916E+02	3.261E+00	4.273E+00	-1
49	1	49	50	1	beam	-2.003E+01	8.904E+02	-3.707E+00	-3.260E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	9.010E+00	8.578E+02	-5.789E-01	3.713E+00	-1
47	1	47	48	1	beam	4.998E+00	8.341E+02	1.199E+00	5.818E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	-8.318E+00	7.993E+02	-1.766E+00	-1.199E+00	-1
45	1	45	46	1	beam	3.409E+00	7.749E+02	-5.515E-01	1.767E+00	-1
44	1	44	45	1	beam	-1.218E-01	7.740E+02	-5.921E-01	5.487E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-1.841E+00	7.799E+02	-1.227E+00	5.861E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	1.487E+00	7.724E+02	-7.045E-01	1.222E+00	-1
41	1	41	42	1	beam	-5.228E-01	7.707E+02	-9.281E-01	7.013E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	1.148E+00	7.704E+02	-5.374E-01	9.241E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-9.680E-01	7.708E+02	-8.595E-01	5.335E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-6.583E-01	7.708E+02	-1.170E+00	8.602E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	1.886E+00	7.723E+02	-2.318E-01	1.164E+00	-1
36	1	36	37	1	beam	-2.696E+00	7.716E+02	-1.043E+00	2.298E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	9.314E-01	7.697E+02	-7.626E-01	1.044E+00	-1
34	1	34	35	1	beam	-1.064E-01	7.677E+02	-8.162E-01	7.647E-01	-1
33	1	33	34	1	beam	-1.943E-01	7.632E+02	-9.136E-01	8.184E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	2.721E-01	7.641E+02	-7.802E-01	9.135E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	1.034E-01	7.680E+02	-7.307E-01	7.807E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	-7.838E-01	7.717E+02	-9.707E-01	7.341E-01	-1
29	1	29	30	1	beam	2.532E+00	7.749E+02	-2.132E-01	9.772E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	-1.821E+00	7.770E+02	-1.116E+00	2.156E-01	-1
27	1	27	28	1	beam	6.801E-01	7.765E+02	-7.975E-01	1.117E+00	-1
26	1	26	27	1	beam	1.060E+00	7.771E+02	-4.435E-01	8.005E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.356E+00	7.771E+02	-9.012E-01	4.447E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	7.729E-01	7.780E+02	-5.641E-01	8.995E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	-1.812E+00	7.803E+02	-1.196E+00	5.651E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	1.665E+00	7.903E+02	-6.141E-01	1.193E+00	-1
21	1	21	22	1	beam	6.868E-01	7.845E+02	-3.695E-01	6.143E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	-3.931E+00	7.817E+02	-1.771E+00	3.706E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	8.539E+00	8.075E+02	1.267E+00	1.776E+00	-1
18	1	18	19	1	beam	-5.053E+00	8.375E+02	-5.397E-01	-1.261E+00	-1
17	1	17	18	1	beam	-9.115E+00	8.637E+02	-3.712E+00	5.416E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.916E+01	8.900E+02	2.950E+00	3.716E+00	-1
15	1	15	16	1	beam	-1.571E+01	8.870E+02	-3.868E+00	-2.951E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	1.917E+01	9.130E+02	2.587E+00	3.869E+00	-1
13	1	13	14	1	beam	-5.449E+00	9.541E+02	7.509E-01	-2.586E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-7.087E+00	9.428E+02	-2.583E+00	-7.514E-01	-1
11	1	11	12	1	beam	7.628E+00	9.543E+02	1.189E+00	2.583E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	1.162E+01	9.203E+02	4.695E+00	-1.189E+00	-1
9	1	9	10	1	beam	-1.520E+01	1.020E+03	1.107E-01	-4.695E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	-1.880E+00	9.034E+02	-8.005E-01	-1.102E-01	-1
7	1	7	8	1	beam	1.340E+01	9.115E+02	5.768E+00	8.001E-01	-1
6	1	6	7	1	beam	-9.615E+00	3.517E+02	1.057E+00	-5.769E+00	-4
5	1	5	6	1	beam	-4.383E-01	2.896E+02	8.438E-01	-1.056E+00	-3
4	1	4	5	1	beam	1.790E+00	2.695E+02	1.384E+00	-8.439E-01	-3
3	1	3	4	1	beam	-5.215E+00	2.277E+02	-1.892E-01	-1.384E+00	-3
2	1	2	3	1	beam	-1.719E+00	2.325E+02	-1.040E+00	1.900E-01	-3
1	1	1	2	1	beam	7.612E+00	2.482E+02	2.541E+00	1.040E+00	-3

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-C4-FASE5  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	A <sub>tprof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	9,21 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	1526,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	12,02 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	8.820.192 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	9,21 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	687,74 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	12,02 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	175,05 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	6,30 Mpa
Sigma ideale sulla centina	S <sub>idcen</sub>	175,39 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N <sub>spritz</sub>	838,26 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S <sub>spritz</sub>	3,35 Mpa

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
 GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,164	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	15,53 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε <sub>cls</sub> =	-0,00195	in y=	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε <sub>acc</sub> =	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01063		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	N <sub>rd</sub> (y=0)=	-830,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	M <sub>rd</sub> (y=0)=	1329,80 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y <sub>soll</sub> =	50,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	N <sub>rd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )=	-830,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	M <sub>rd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )=	914,80 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	N <sub>sd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )=	-830,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	M <sub>sd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )=	72,98 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	N <sub>sd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )-N <sub>rd</sub> (y=y <sub>soll</sub> )=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>M<sub>rd</sub>(y=y<sub>soll</sub>)/M<sub>sd</sub>(y=y<sub>soll</sub>)=</b>	<b>12,53</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01063	-0,00195	0,00	-14,10	-1444,34	1360,52
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00195	-0,00195	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00195	-0,00195	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-1444,34	1360,52

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01063	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01063	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi=$	0,104	
Altezza totale della sezione	$h=$	100,00 [cm]	
Copri ferro armatura tesa	$c=$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d=$	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x=$	9,89 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta=$	0,053	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls}=$	-0,00116	in y=	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc}=$	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon=\lambda+\mu y$ )	$\lambda=$	0,01059		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon=\lambda+\mu y$ )	$\mu=$	-0,00012 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0)=$	-39,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0)=$	599,80 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$ysoll=$	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	$Nrd(y=ysoll)=$	-39,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	$Mrd(y=ysoll)=$	580,30 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll)=$	-39,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Msd(y=ysoll)=$	30,77 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=$	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</math></b>	<b>18,86</b>	

Elementi	CALCESTRUZZO		Trave								Nrd(y=0)	Mrd(y=0)	
	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]			$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01059	-0,00116	0,00	-11,63	-653,34	630,52
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00116	-0,00116	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00116	-0,00116	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>						100,00	0,00	100,00				-653,34	630,52

Armature	ACCIAIO		Armadura lenta		area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]								
1	210000	391,30			15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72
2	0	0,00			0,00	0,00	0,01059	0,00	0,00	0,00
3	0	0,00			0,00	0,00	0,01059	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>						5,00			614,34	-30,72

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

Caratteristiche della sezione		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	As <sub>t</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	830,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sdu</sub> =	59,16 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = \min(N_{sd}/(b \cdot w) \cdot 0,2 \cdot f_{cd})$	$\sigma_{cp}$ =	0,830 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,089 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,009 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta) <sub>1</sub> =	9,459
Cotangente alfa	alfacc=	1,059
Cotangente alfa	cot(alfa) <sub>2</sub> =	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta) <sub>1</sub> = max(1,00; cot(teta) <sub>1</sub> )	cot(teta) <sub>1</sub> =	9,46
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta) <sub>2</sub> , normalmente 2,50)	cot(teta) <sub>2</sub> =	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compresione massima possibile (cot(teta)=cot(teta) <sub>1</sub> )	V <sub>rd,max</sub> =	670 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compresione minima (cot(teta)=cot(teta) <sub>2</sub> )	V <sub>rd,min</sub> =	2211 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(As_t / (b \cdot w \cdot d) \cdot 0,02)$	ro(l)=	0,00106
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,459
Coefficiente $\nu_{min} = 0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck}/0,5)$	$\nu_{min}$ =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * $\sigma_{cp}$ )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,367 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $\nu_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}$ )	tau <sub>2,min</sub> =	0,433 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	411,21 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,48 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	6,951

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio		
Cotangente teta ottimale (cot(teta) <sub>1</sub> < cot(teta) < cot(teta) <sub>2</sub> )	cot(teta)=	9,46
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta) <sub>1</sub> < cot(teta) < cot(teta) <sub>2</sub> )	teta=	6,035 °
Resistenza di calcolo a taglio-compresione (V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * bw * alfacc * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> )	V <sub>rd</sub> =	670 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0,9 * d * Asw * s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	V <sub>rd</sub> =	17895 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min(V <sub>rd</sub> ; V <sub>rd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	670 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,78 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	11,330



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcc= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammas= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,00 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 39,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 0,09 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bw*d) ; 0.2 * fcd)	scp= 0,039 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 288,892
Coefficiente alfa	alfac= 1,003
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)= 288,89
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 21 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2094 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente vmin=0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (fck <sup>0.5</sup> )	vmin= 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18* k * (100 * ro(l) * fck ) / gammac + 0,15*scp)	tau_1,calc= 0,248 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15* scp)	tau_2,min= 0,314 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 298,49 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,35 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 3316,569
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 288,89
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,198 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 21 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 379557 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 21 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,02 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 233,568

**11.4 FASE 6 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64 rappresentanti la calotta
- elementi beam da 65 a 96 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 65:	N <sub>k</sub> = 873 kN	M <sub>k</sub> = 109.3 kN m	T <sub>k</sub> = 255.8 kN
mezzeria elemento 74:	N <sub>k</sub> = 324 kN	M <sub>k</sub> = 37.04 kN m	T <sub>k</sub> = 0.66 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 20/20	1134	142.09	1134	1032	7.27
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20	421	48.15	421	743	15.50

Tabella 11.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	332.54	2160	6.49
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	0.85	19	22.21

Tabella 11.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	$N_k = 544$ kN	$M_k = 41.46$ kN m	$T_k = 44.54$ kN
max neg. elemento 59:	$N_k = 723$ kN	$M_k = 8.13$ kN m	$T_k = 3.77$ kN
max pos. elemento 51:	$N_k = 1320$ kN	$M_k = 8.48$ kN m	$T_k = 21.52$ kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	160	1 $\Phi$ 20/20	707	53.89	707	1432	26.58
MAX NEG	100	-	939	10.56	13792	-	14.68
MAX POS	100	-	1716	11.02	13928	-	8.11

Tabella 11.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	160	1 $\Phi$ 20/20/20	57.90	1216	20.99
CALOTTA	100	-	27.98	1101	39.34

Tabella 11.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 18:18

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C4-Getto calotta a 30m e maturazione a.r.  
 From File :dos96.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	2.492E+02	8.391E+02	1.049E+02	-3.894E+01
95	2	95	96	2 beam	-7.183E+01	9.226E+02	7.340E+01	-1.050E+02
94	2	94	95	2 beam	-1.417E+02	8.100E+02	3.057E+01	-7.344E+01
93	2	93	94	2 beam	-7.053E+01	7.192E+02	3.381E+00	-3.051E+01
92	2	92	93	2 beam	-4.120E+01	6.443E+02	-1.443E+01	-3.331E+00
91	2	91	92	2 beam	-3.044E+01	5.599E+02	-2.466E+01	1.447E+01
90	2	90	91	2 beam	-1.755E+01	4.829E+02	-3.055E+01	2.467E+01
89	2	89	90	2 beam	-9.874E+00	4.204E+02	-3.512E+01	3.060E+01
88	2	88	89	2 beam	-5.107E+00	3.668E+02	-3.680E+01	3.518E+01
87	2	87	88	2 beam	7.589E-01	3.211E+02	-3.667E+01	3.691E+01
86	2	86	87	2 beam	6.077E+00	2.790E+02	-3.401E+01	3.688E+01

85	2	85	86	2	beam	5.796E+00	2.341E+02	-3.124E+01	3.404E+01	-8
84	2	84	85	2	beam	4.103E+00	1.980E+02	-2.922E+01	3.125E+01	-6
83	2	83	84	2	beam	2.765E+00	1.696E+02	-2.782E+01	2.921E+01	-5
82	2	82	83	2	beam	1.915E+00	1.500E+02	-2.680E+01	2.777E+01	-4
81	2	81	82	2	beam	3.344E-01	1.390E+02	-2.660E+01	2.677E+01	-3
80	2	80	81	2	beam	-3.431E-01	1.393E+02	-2.676E+01	2.659E+01	-3
79	2	79	80	2	beam	-1.720E+00	1.507E+02	-2.763E+01	2.675E+01	-4
78	2	78	79	2	beam	-2.984E+00	1.712E+02	-2.911E+01	2.761E+01	-5
77	2	77	78	2	beam	-4.430E+00	1.999E+02	-3.121E+01	2.902E+01	-6
76	2	76	77	2	beam	-6.008E+00	2.366E+02	-3.414E+01	3.123E+01	-8
75	2	75	76	2	beam	-5.892E+00	2.820E+02	-3.686E+01	3.408E+01	-1
74	2	74	75	2	beam	-6.633E-01	3.245E+02	-3.704E+01	3.683E+01	-1
73	2	73	74	2	beam	5.520E+00	3.709E+02	-3.524E+01	3.699E+01	-1
72	2	72	73	2	beam	1.041E+01	4.253E+02	-3.045E+01	3.521E+01	-1
71	2	71	72	2	beam	1.862E+01	4.887E+02	-2.418E+01	3.042E+01	-2
70	2	70	71	2	beam	3.185E+01	5.669E+02	-1.344E+01	2.411E+01	-2
69	2	69	70	2	beam	4.346E+01	6.524E+02	5.305E+00	1.343E+01	-2
68	2	68	69	2	beam	7.330E+01	7.246E+02	3.045E+01	-5.299E+00	-3
67	2	67	68	2	beam	8.334E+01	8.216E+02	5.906E+01	-3.046E+01	-3
66	2	66	67	2	beam	1.141E+02	9.097E+02	1.093E+02	-5.913E+01	-4
65	2	65	66	2	beam	-2.558E+02	8.735E+02	4.155E+01	-1.093E+02	-3
64	1	64	65	1	beam	-4.454E+01	5.448E+02	2.050E+01	-4.146E+01	-3
63	1	63	64	1	beam	-1.661E+01	5.366E+02	1.225E+01	-2.046E+01	-3
62	1	62	63	1	beam	5.250E+00	5.336E+02	1.382E+01	-1.224E+01	-3
61	1	61	62	1	beam	-6.719E+00	6.129E+02	1.177E+01	-1.379E+01	-4
60	1	60	61	1	beam	-3.781E+00	6.452E+02	9.966E+00	-1.180E+01	-4
59	1	59	60	1	beam	-3.778E+00	7.238E+02	8.132E+00	-9.984E+00	-5
58	1	58	59	1	beam	-3.944E+01	1.320E+03	-1.119E+01	-8.137E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	2.771E+01	1.492E+03	2.216E+00	1.121E+01	-1
56	1	56	57	1	beam	8.906E+00	1.570E+03	4.859E+00	-2.172E+00	-1
55	1	55	56	1	beam	-2.228E+01	1.447E+03	-1.844E+00	-4.878E+00	-1
54	1	54	55	1	beam	-6.125E+00	1.451E+03	-5.037E+00	2.008E+00	-1
53	1	53	54	1	beam	6.559E+00	1.421E+03	-2.001E+00	5.086E+00	-1
52	1	52	53	1	beam	2.023E+00	1.402E+03	-1.228E+00	1.910E+00	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.152E+01	1.320E+03	-8.488E+00	1.242E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	1.730E+01	1.282E+03	-9.619E-01	8.471E+00	-1
49	1	49	50	1	beam	-1.964E+01	1.280E+03	-7.769E+00	9.378E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	9.651E+00	1.247E+03	-4.395E+00	7.753E+00	-1
47	1	47	48	1	beam	5.271E+00	1.224E+03	-2.510E+00	4.389E+00	-1
46	1	46	47	1	beam	-7.871E+00	1.189E+03	-5.295E+00	2.490E+00	-1
45	1	45	46	1	beam	4.066E+00	1.165E+03	-3.759E+00	5.208E+00	-1
44	1	44	45	1	beam	4.276E-01	1.164E+03	-3.522E+00	3.674E+00	-1
43	1	43	44	1	beam	-1.349E+00	1.170E+03	-3.996E+00	3.527E+00	-1
42	1	42	43	1	beam	1.869E+00	1.163E+03	-3.354E+00	4.004E+00	-1
41	1	41	42	1	beam	-5.774E-01	1.161E+03	-3.592E+00	3.342E+00	-1
40	1	40	41	1	beam	1.587E+00	1.161E+03	-3.080E+00	3.614E+00	-1
39	1	39	40	1	beam	-9.571E-01	1.162E+03	-3.439E+00	3.117E+00	-1
38	1	38	39	1	beam	-4.538E-01	1.162E+03	-3.629E+00	3.416E+00	-1
37	1	37	38	1	beam	2.370E+00	1.164E+03	-2.469E+00	3.641E+00	-1
36	1	36	37	1	beam	-2.215E+00	1.163E+03	-3.065E+00	2.397E+00	-1
35	1	35	36	1	beam	1.382E+00	1.161E+03	-2.536E+00	2.953E+00	-1
34	1	34	35	1	beam	-6.964E-02	1.159E+03	-2.534E+00	2.501E+00	-1
33	1	33	34	1	beam	-3.558E-01	1.155E+03	-2.622E+00	2.448E+00	-1
32	1	32	33	1	beam	-2.372E-01	1.155E+03	-2.744E+00	2.628E+00	-1
31	1	31	32	1	beam	-6.558E-01	1.159E+03	-3.081E+00	2.763E+00	-1
30	1	30	31	1	beam	-1.739E+00	1.163E+03	-3.588E+00	3.064E+00	-1
29	1	29	30	1	beam	1.460E+00	1.166E+03	-3.226E+00	3.667E+00	-1
28	1	28	29	1	beam	-2.847E+00	1.168E+03	-4.705E+00	3.297E+00	-1
27	1	27	28	1	beam	-2.589E-02	1.167E+03	-4.750E+00	4.738E+00	-1
26	1	26	27	1	beam	2.805E-01	1.167E+03	-4.737E+00	4.831E+00	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.861E+00	1.167E+03	-5.473E+00	4.846E+00	-1
24	1	24	25	1	beam	3.740E-01	1.168E+03	-5.339E+00	5.501E+00	-1
23	1	23	24	1	beam	-2.361E+00	1.169E+03	-6.198E+00	5.377E+00	-1
22	1	22	23	1	beam	1.168E+00	1.179E+03	-5.832E+00	6.238E+00	-1

21	1	21	22	1	beam	3.725E-01	1.173E+03	-5.773E+00	5.906E+00	-1
20	1	20	21	1	beam	-4.653E+00	1.169E+03	-7.586E+00	5.927E+00	-1
19	1	19	20	1	beam	7.902E+00	1.195E+03	-4.737E+00	7.554E+00	-1
18	1	18	19	1	beam	-5.285E+00	1.225E+03	-6.764E+00	4.880E+00	-1
17	1	17	18	1	beam	-9.307E+00	1.251E+03	-1.005E+01	6.815E+00	-1
16	1	16	17	1	beam	1.955E+01	1.277E+03	-3.274E+00	1.007E+01	-1
15	1	15	16	1	beam	-1.483E+01	1.275E+03	-9.870E+00	3.435E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	2.056E+01	1.300E+03	-3.005E+00	9.927E+00	-1
13	1	13	14	1	beam	-3.605E+00	1.343E+03	-4.264E+00	3.050E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-4.458E+00	1.331E+03	-6.370E+00	4.273E+00	-1
11	1	11	12	1	beam	1.211E+01	1.342E+03	-4.083E-01	6.396E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	1.617E+01	1.306E+03	4.520E+00	3.574E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-1.058E+01	1.406E+03	1.530E+00	-4.723E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	2.509E+00	1.288E+03	2.783E+00	-1.567E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	1.969E+01	1.293E+03	1.248E+01	-2.827E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	2.470E+00	6.890E+02	1.375E+01	-1.254E+01	-4
5	1	5	6	1	beam	4.130E-01	6.059E+02	1.393E+01	-1.373E+01	-4
4	1	4	5	1	beam	9.541E-01	5.770E+02	1.427E+01	-1.398E+01	-3
3	1	3	4	1	beam	-9.262E+00	5.201E+02	1.146E+01	-1.426E+01	-3
2	1	2	3	1	beam	1.360E+01	5.231E+02	1.825E+01	-1.153E+01	-3
1	1	1	2	1	beam	4.358E+01	5.331E+02	3.879E+01	-1.829E+01	-3

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,185	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	17,55 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε <sub>cls</sub> =	-0,00227	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε <sub>acc</sub> =	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01065	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1134,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1599,90 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1134,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1032,90 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1134,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	142,09 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>7,27</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01065	-0,00227	0,00	-14,11	-1748,34	1630,62
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00227	-0,00227	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00227	-0,00227	0,00	0,00	0,00	0,00
totali						100,00	100,00					-1748,34	1630,62

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01065	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01065	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,134	
Altezza totale della sezione	$h =$	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	12,76 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00155	in y =	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01061		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00012 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-421,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	956,75 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	50,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nrd(y=y_{soll}) =$	-421,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Mrd(y=y_{soll}) =$	746,25 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) =$	-421,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Msd(y=y_{soll}) =$	48,15 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) - Nrd(y=y_{soll}) =$	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=y_{soll})/Msd(y=y_{soll}) =</math></b>	<b>15,50</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01061	-0,00155	0,00	-13,40	-1035,34	987,47
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00155	-0,00155	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00155	-0,00155	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>							100,00	0,00				-1035,34	987,47

ACCIAIO		Armatura lenta											
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

<b>Caratteristiche dei materiali</b>		<b>Verifica</b>
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	As <sub>t</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	As <sub>w</sub> =	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> =	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1134,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	332,54 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = \min(N_{sd}/(b \cdot w \cdot h)) \cdot 0,2 \cdot f_{cd}$	$\sigma_{cp}$ =	1,134 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	$\tau_{u,b}$ =	0,498 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	$\sigma_{max}$ =	0,188 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	2,651
Coefficiente alfac	alfac=	1,080
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	2,65
Limite superiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	2160 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	2256 kN

<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(As_l / (b \cdot w \cdot d)) ; 0,02$	ro(l)=	0,00106
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,459
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck} / 0,5)$	v <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18x k x (100 x ro(l) x f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15x s <sub>cp</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,412 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15x s <sub>cp</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,478 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	454,53 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,53 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	1,367

<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	2,65
Inclinazione puntori calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	20,670 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta))) / ((1 + cot(teta))^2)	V <sub>rd</sub> =	2160 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rd</sub> = 0,9 d As <sub>w</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa))	V <sub>rd</sub> =	5015 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min (V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub>)</b>	<b>V<sub>rd</sub> =</b>	<b>2160 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	2,53 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sd</sub> =</b>	<b>6,496</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	si=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	421,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	0,85 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h) ; 0,2 * fcd)	scp=	0,421 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	330,199
Coefficiente alfac	alfac=	1,030
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	330,20
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	19 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2150 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,305 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,372 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	352,93 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,41 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	415,207
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	330,20
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,174 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	19 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	433827 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd=	19 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,02 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	22,219

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,117	
Altezza totale della sezione	h=	160,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	155,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	18,14 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta=	0,032	
Deformazione massima nel calcestruzzo	epsilon_csl=	-0,00133	in y= 160,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	epsilon_acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda=	0,01037	
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu=	-0,00007 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-707,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1997,88 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	80,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-707,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1432,28 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-707,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	53,89 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>26,58</b>	



CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcid	b inf	h	b sup	y inf	y sup	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf	sigma sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,01037	-0,00133	0,00	-12,50	-1321,34	2028,59
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00133	-0,00133	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00133	-0,00133	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-1321,34	2028,59

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	epsilon acc	sigma acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-FASE6 VERIFICA MASSIMO MOMENTO NEGATIVO CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	100,00 cm
Ned	939,00 kN
Med	10,56 kNm
e=	1,12 cm
x=	97,75 cm
Nrd	13792,64 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	9,61 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-53,03 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	14,19 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	14,19 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	4,90 kN
Vrd	924,49 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-FASE6 VERIFICA MOMENTO POSITIVO CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	100,00 cm
Ned	1716,00 kN
Med	11,02 kNm
e=	0,64 cm
x=	98,72 cm
Nrd	13928,77 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	17,38 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-45,25 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	16,74 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	16,74 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	27,98 kN
Vrd	1101,97 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm2/mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	707,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	57,90 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	0,442 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,054 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,007 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	8,262
Coefficiente alfac	alfac=	1,031
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	8,26
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	1216 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	3514 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	rho(l)=	0,00065
Coefficiente k=min( 1+(200d)/0,5 ; 2 )	k=	1,359
Coefficiente vmin=0,035 * (k*1,5) * (fck/0,5)	vmin=	0,277 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,258 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,344 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	532,57 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,38 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	9,198
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	8,26
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	6,902 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,9 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2) )	Vrcd=	1216 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 * d * Asw * s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	35419 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd=	1216 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,87 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	20,994

**11.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 64 rappresentanti la calotta
- elementi beam da 65 a 96 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	N <sub>k</sub> = 1029 kN	M <sub>k</sub> = 134.1 kN m	T <sub>k</sub> = 146 kN
mezzeria elemento 74:	N <sub>k</sub> = 403 kN	M <sub>k</sub> = 42.40 kN m	T <sub>k</sub> = 1.13 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 20/20	1337	174.33	1337	1108	6.36
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20	523	55.12	523	789	14.32

Tabella 11.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio



Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 Φ 24/20/40	189.8	1298	6.84
MEZZERIA	100	1 Φ 20/20/40	1.46	26	18.01

Tabella 11.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	N <sub>k</sub> = 683 kN	M <sub>k</sub> = 60.68 kN m	T <sub>k</sub> = 60.07 kN
max neg. elemento 59:	N <sub>k</sub> = 884 kN	M <sub>k</sub> = 13.63 kN m	T <sub>k</sub> = 10.49 kN
max pos. elemento 45:	N <sub>k</sub> = 1336 kN	M <sub>k</sub> = 7.32 kN m	T <sub>k</sub> = 4.61 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	160	1 Φ 20/20	887	78.88	887	1556	19.74
MAX NEG	100	-	1149	17.71	13675	-	11.90
MAX POS	100	-	1736	9.51	13955	-	8.03

Tabella 11.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	160	1 Φ 20/20/20	78.09	1311	16.78
CALOTTA	100	-	13.63	967	70.94

Tabella 11.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 9-Apr-19 18:19  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-C4-Maturazione calotta  
 From File :dos97.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 2.711E+02	9.743E+02	1.298E+02	-5.801E+01 -4
95	2	95	96	2 beam -9.862E+01	1.044E+03	8.631E+01	-1.297E+02 -4
94	2	94	95	2 beam -1.707E+02	9.204E+02	3.459E+01	-8.624E+01 -3
93	2	93	94	2 beam -8.330E+01	8.229E+02	2.517E+00	-3.456E+01 -3
92	2	92	93	2 beam -4.962E+01	7.420E+02	-1.887E+01	-2.519E+00 -3
91	2	91	92	2 beam -3.487E+01	6.522E+02	-3.053E+01	1.885E+01 -2
90	2	90	91	2 beam -1.873E+01	5.711E+02	-3.688E+01	3.061E+01 -2
89	2	89	90	2 beam -9.669E+00	5.044E+02	-4.130E+01	3.687E+01 -2
88	2	88	89	2 beam -3.982E+00	4.474E+02	-4.256E+01	4.130E+01 -1
87	2	87	88	2 beam 1.834E+00	3.998E+02	-4.196E+01	4.254E+01 -1
86	2	86	87	2 beam 5.878E+00	3.544E+02	-3.907E+01	4.184E+01 -1

85	2	85	86	2	beam	6.597E+00	3.082E+02	-3.580E+01	3.899E+01	-1
84	2	84	85	2	beam	6.139E+00	2.713E+02	-3.271E+01	3.575E+01	-9
83	2	83	84	2	beam	4.747E+00	2.428E+02	-3.029E+01	3.268E+01	-7
82	2	82	83	2	beam	3.507E+00	2.232E+02	-2.843E+01	3.021E+01	-6
81	2	81	82	2	beam	1.241E+00	2.123E+02	-2.774E+01	2.837E+01	-6
80	2	80	81	2	beam	-1.445E+00	2.126E+02	-2.849E+01	2.775E+01	-6
79	2	79	80	2	beam	-3.666E+00	2.239E+02	-3.037E+01	2.850E+01	-6
78	2	78	79	2	beam	-4.913E+00	2.441E+02	-3.286E+01	3.039E+01	-7
77	2	77	78	2	beam	-6.299E+00	2.731E+02	-3.594E+01	3.283E+01	-9
76	2	76	77	2	beam	-6.672E+00	3.105E+02	-3.924E+01	3.601E+01	-1
75	2	75	76	2	beam	-5.877E+00	3.572E+02	-4.204E+01	3.928E+01	-1
74	2	74	75	2	beam	-1.138E+00	4.032E+02	-4.240E+01	4.204E+01	-1
73	2	73	74	2	beam	4.568E+00	4.518E+02	-4.111E+01	4.256E+01	-1
72	2	72	73	2	beam	1.002E+01	5.095E+02	-3.654E+01	4.112E+01	-2
71	2	71	72	2	beam	1.989E+01	5.770E+02	-2.985E+01	3.651E+01	-2
70	2	70	71	2	beam	3.671E+01	6.598E+02	-1.753E+01	2.983E+01	-2
69	2	69	70	2	beam	5.163E+01	7.507E+02	4.796E+00	1.747E+01	-3
68	2	68	69	2	beam	8.506E+01	8.279E+02	3.409E+01	-4.902E+00	-3
67	2	67	68	2	beam	1.038E+02	9.330E+02	6.969E+01	-3.407E+01	-4
66	2	66	67	2	beam	1.465E+02	1.029E+03	1.341E+02	-6.972E+01	-4
65	2	65	66	2	beam	-2.776E+02	1.009E+03	6.071E+01	-1.342E+02	-4
64	1	64	65	1	beam	-6.007E+01	6.834E+02	3.241E+01	-6.068E+01	-3
63	1	63	64	1	beam	-2.458E+01	6.795E+02	2.032E+01	-3.248E+01	-3
62	1	62	63	1	beam	2.144E+00	6.791E+02	2.099E+01	-2.034E+01	-3
61	1	61	62	1	beam	-1.058E+01	7.639E+02	1.780E+01	-2.100E+01	-4
60	1	60	61	1	beam	-8.127E+00	7.997E+02	1.383E+01	-1.776E+01	-4
59	1	59	60	1	beam	-1.049E+01	8.848E+02	8.491E+00	-1.363E+01	-5
58	1	58	59	1	beam	-4.222E+01	1.491E+03	-1.214E+01	-8.553E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	2.672E+01	1.665E+03	6.943E-01	1.225E+01	-1
56	1	56	57	1	beam	9.074E+00	1.744E+03	3.448E+00	-7.106E-01	-1
55	1	55	56	1	beam	-2.292E+01	1.620E+03	-3.448E+00	-3.468E+00	-1
54	1	54	55	1	beam	-7.403E+00	1.623E+03	-7.104E+00	3.444E+00	-1
53	1	53	54	1	beam	5.517E+00	1.593E+03	-4.453E+00	7.048E+00	-1
52	1	52	53	1	beam	6.136E-01	1.574E+03	-4.296E+00	4.503E+00	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.268E+01	1.492E+03	-1.185E+01	4.216E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	1.650E+01	1.453E+03	-4.638E+00	1.180E+01	-1
49	1	49	50	1	beam	-2.038E+01	1.452E+03	-1.174E+01	4.652E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	9.597E+00	1.418E+03	-8.453E+00	1.179E+01	-1
47	1	47	48	1	beam	5.708E+00	1.394E+03	-6.425E+00	8.459E+00	-1
46	1	46	47	1	beam	-7.266E+00	1.359E+03	-8.956E+00	6.366E+00	-1
45	1	45	46	1	beam	4.610E+00	1.336E+03	-7.327E+00	8.970E+00	-1
44	1	44	45	1	beam	8.648E-01	1.335E+03	-6.869E+00	7.178E+00	-1
43	1	43	44	1	beam	-9.871E-01	1.341E+03	-7.182E+00	6.839E+00	-1
42	1	42	43	1	beam	2.934E+00	1.333E+03	-6.054E+00	7.075E+00	-1
41	1	41	42	1	beam	9.273E-01	1.331E+03	-5.667E+00	6.069E+00	-1
40	1	40	41	1	beam	3.108E+00	1.331E+03	-4.598E+00	5.645E+00	-1
39	1	39	40	1	beam	1.042E+00	1.331E+03	-4.279E+00	4.630E+00	-1
38	1	38	39	1	beam	1.734E+00	1.332E+03	-3.385E+00	4.201E+00	-1
37	1	37	38	1	beam	5.245E+00	1.333E+03	-6.441E-01	3.238E+00	-1
36	1	36	37	1	beam	4.433E-01	1.333E+03	-5.416E-01	6.754E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	2.647E+00	1.331E+03	1.993E-01	5.996E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	-1.038E-01	1.329E+03	1.814E-01	-2.317E-01	-1
33	1	33	34	1	beam	-6.029E-01	1.324E+03	-1.222E-01	-1.732E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	-4.662E-01	1.325E+03	-3.373E-01	1.088E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	-5.688E-01	1.329E+03	-5.666E-01	2.911E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	-3.095E+00	1.333E+03	-1.374E+00	4.403E-01	-1
29	1	29	30	1	beam	-1.378E+00	1.335E+03	-1.736E+00	1.321E+00	-1
28	1	28	29	1	beam	-5.923E+00	1.337E+03	-4.659E+00	1.731E+00	-1
27	1	27	28	1	beam	-2.279E+00	1.336E+03	-5.918E+00	4.846E+00	-1
26	1	26	27	1	beam	-1.628E+00	1.336E+03	-6.703E+00	6.155E+00	-1
25	1	25	26	1	beam	-4.114E+00	1.336E+03	-8.021E+00	6.636E+00	-1
24	1	24	25	1	beam	-1.279E+00	1.336E+03	-8.658E+00	8.103E+00	-1
23	1	23	24	1	beam	-3.383E+00	1.338E+03	-9.793E+00	8.616E+00	-1
22	1	22	23	1	beam	5.896E-01	1.348E+03	-9.559E+00	9.764E+00	-1

21	1	21	22	1	beam	-3.746E-01	1.343E+03	-9.847E+00	9.713E+00	-1
20	1	20	21	1	beam	-5.132E+00	1.340E+03	-1.177E+01	9.939E+00	-1
19	1	19	20	1	beam	7.578E+00	1.366E+03	-9.117E+00	1.182E+01	-1
18	1	18	19	1	beam	-5.493E+00	1.396E+03	-1.113E+01	9.173E+00	-1
17	1	17	18	1	beam	-9.321E+00	1.422E+03	-1.439E+01	1.115E+01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.962E+01	1.448E+03	-7.540E+00	1.436E+01	-1
15	1	15	16	1	beam	-1.437E+01	1.446E+03	-1.377E+01	7.530E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	2.132E+01	1.471E+03	-6.554E+00	1.374E+01	-1
13	1	13	14	1	beam	-2.491E+00	1.514E+03	-7.448E+00	6.609E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-2.667E+00	1.502E+03	-8.718E+00	7.463E+00	-1
11	1	11	12	1	beam	1.413E+01	1.513E+03	-1.595E+00	8.581E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	1.787E+01	1.478E+03	3.749E+00	1.643E+00	-1
9	1	9	10	1	beam	-9.210E+00	1.578E+03	9.830E-01	-3.761E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	4.225E+00	1.460E+03	3.066E+00	-1.019E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	2.217E+01	1.463E+03	1.403E+01	-3.162E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	7.921E+00	8.484E+02	1.797E+01	-1.409E+01	-4
5	1	5	6	1	beam	3.684E+00	7.590E+02	1.983E+01	-1.804E+01	-4
4	1	4	5	1	beam	4.232E+00	7.267E+02	2.125E+01	-1.997E+01	-3
3	1	3	4	1	beam	-6.742E+00	6.650E+02	1.927E+01	-2.131E+01	-3
2	1	2	3	1	beam	2.194E+01	6.654E+02	3.000E+01	-1.915E+01	-3
1	1	1	2	1	beam	5.962E+01	6.716E+02	5.800E+01	-2.995E+01	-3

\* FLAC log-file closed 9-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,199	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	18,90 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cls=	-0,00248	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01066	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1337,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1776,61 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1337,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1108,11 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1337,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	174,33 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>6,36</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01066	-0,00248	0,00	-14,11	-1951,34	1807,33
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00248	-0,00248	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00248	-0,00248	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-1951,34	1807,33

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm²]	[cm]		[N/mm²]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01066	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01066	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,142	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	13,47 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00165	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ + μ y)	λ=	0,01061	
Parametro di deformazione μ (ε=λ + μ y)	μ=	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-523,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1050,72 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-523,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	789,22 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-523,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	55,12 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>14,32</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01061	-0,00165	0,00	-13,68	-1137,34	1081,44
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00165	-0,00165	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00165	-0,00165	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-1137,34	1081,44

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01061	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> = 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> = 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> = 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>1</sub> = 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 1337,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 189,80 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d)) ; 0.2 * f <sub>cd</sub>	scp= 1,337 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	τ <sub>u, b</sub> = 0,285 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> = 0,058 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 4,900
Coefficiente α <sub>1</sub> fic	α <sub>1</sub> fic= 1,094
Cotangente α <sub>1</sub>	cot(α <sub>1</sub> )= 0,000
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1)= max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)= 4,900
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,500
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd, max</sub> = 1298 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd, min</sub> = 2285 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d)) ; 0.02 )	ρ <sub>l</sub> = 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente ν <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	ν <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	τ <sub>u, 1, calc</sub> = 0,443 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (ν <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	τ <sub>u, 2, min</sub> = 0,509 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 483,46 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	τ <sub>u</sub> (V <sub>rd</sub> )= 0,57 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 2,547
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)= 4,90
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta= 11,534 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>1</sub> fic * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>1</sub> )+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 1298 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>1</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>1</sub> ) )	V <sub>rd</sub> = 9271 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rd</sub> ; V <sub>rd</sub> )	V <sub>rd</sub> = 1298 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	τ <sub>u</sub> (V <sub>rd</sub> )= 1,52 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 6,841

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1000	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm2
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	si=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785	mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927	mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	523,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	1,46	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd	scp=	0,523	N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,002	N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000	N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	238,817	
Coefficiente alfa	alfac=	1,037	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	238,82	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	26	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2165	kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	rho(l)=	0,00106	
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,459	
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,308	N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,321	N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,387	N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>367,46</b>	<b>kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,43</b>	<b>N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsdu=</b>	<b>251,686</b>	

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	238,82	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,240	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	26	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	313766	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>26</b>	<b>kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,03</b>	<b>N/mm2</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsdu=</b>	<b>18,010</b>	

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,126	
Altezza totale della sezione	h=	160,00	[cm]
Copriferro armatura tesa	c=	5,00	[cm]
Altezza utile (h-c)	d=	155,00	[cm]
Profondità dell'asse neutro	x=	19,47	[cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta=	0,032	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	epsilon_cls=	-0,00144		in y=	160,00	[cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	epsilon_acc=	0,01000		in y=	5,00	[cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda=	0,01037				
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu=	-0,00007	[1/cm]			
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-887,00	[kN]			
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2266,30	[kNm]			

**Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni**

Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=soll)=	-887,00	[kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=soll)=	1556,70	[kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=soll)=	-887,00	[kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=soll)=	78,88	[kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=soll)-Nrd(y=soll)=	0,00	[kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=soll)/Msd(y=soll)=</b>	<b>19,74</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcid	b inf	h	b sup	y inf	y sup	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf	sigma sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm²]	[N/mm2]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,01037	-0,00144	0,00	-12,99	-1501,34	2297,02
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00144	-0,00144	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00144	-0,00144	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-1501,34	2297,02

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	epsilon acc	sigma acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm²]	[cm]		[N/mm²]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01037	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-FASE7 VERIFICA MASSIMO MOMENTO NEGATIVO CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	100,00 cm
Ned	1149,00 kN
Med	17,71 kNm
e=	1,54 cm
x=	96,92 cm
Nrd	13675,03 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	11,86 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-50,78 daN/cm2
fcdv_1	14,97 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	14,97 daN/cm2
Ved	13,63 kN
Vrd	967,32 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-FASE7 VERIFICA MOMENTO POSITIVO CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	100,00 cm
Ned	1736,00 kN
Med	9,51 kNm
e=	0,55 cm
x=	98,90 cm
Nrd	13955,41 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	17,55 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-45,08 daN/cm2
fcdv_1	16,80 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	16,80 daN/cm2
Ved	5,99 kN
Vrd	1107,46 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica	
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm2
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	si=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm2/mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	887,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	78,09 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bw \cdot d)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	0,554 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,073 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,010 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	7,702
Coefficiente alfac	alfac=	1,039
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = \max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	7,70
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	1311 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	3541 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) ; 0,02$	ro(l)=	0,00065
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,359
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^1 \cdot 5) \cdot (fck^0,5)$	vmin=	0,277 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gammac} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_1,calc=	0,275 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau_2,min=	0,360 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	558,73 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,40 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	7,155
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	7,70
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	7,397 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2)$ )	Vrcd=	1311 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa)$ )	Vrsd=	33022 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd =	1311 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,94 N/mm2
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	16,788

## 11.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

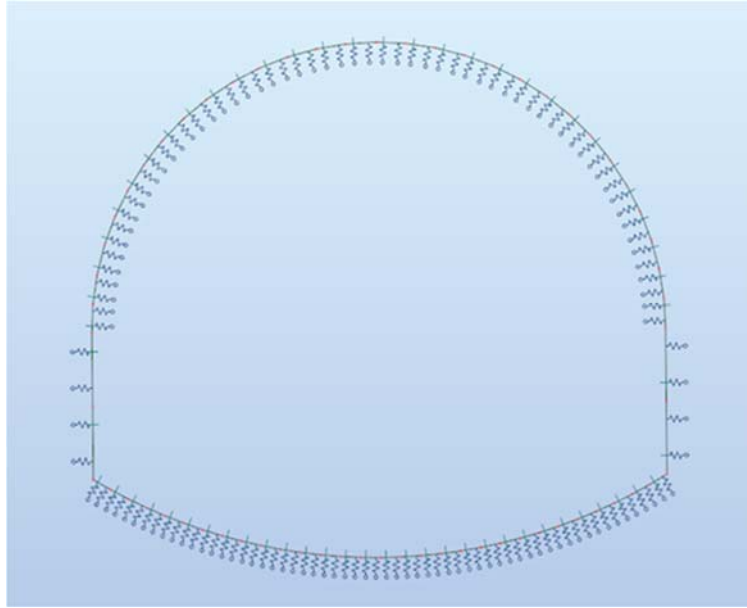
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin, valida per la calotta sino al piano dei centri:

$$K_{calotta} = E / [Req.(1+v)] = 30 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.30)) = 3368 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 30 MPa;

v = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.30;

Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

Il modulo di reazione per la calotta al di sotto del piano dei centri e in fondazione è pari a:

$$K_{calotta} = E / [Req.(1+v)] = 6491 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.25)) = 758072 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 6491 MPa;

v = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.25;

Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

### Analisi dei carichi

**Peso proprio:** Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Terzaghi in presenza della Formazione Morenica per rocce tenere e terreni attraverso la seguente formulazione valida per  $B < H \leq 2.5 B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria):

$$P_v = \frac{B \cdot \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{\left( \frac{-2H \operatorname{tg} \phi}{B} \right)} \right)$$

Con :

H = ricoprimento di terreno = 30 m



$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$h$  = altezza della galleria = 10.60 m;

$b$  = larghezza della galleria = 14.70 m;

$c$  = coesione = 10 kPa;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno = 34°.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Per la Formazione Morenica con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $1 - \sin 34 = 0.440$

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Per lo Gneiss sotto il piano di centri con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 27 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo = 0.330

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-C4	21/27	307.49	135.29	254.89

Tabella 11.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### **Condizioni e combinazioni di carico**

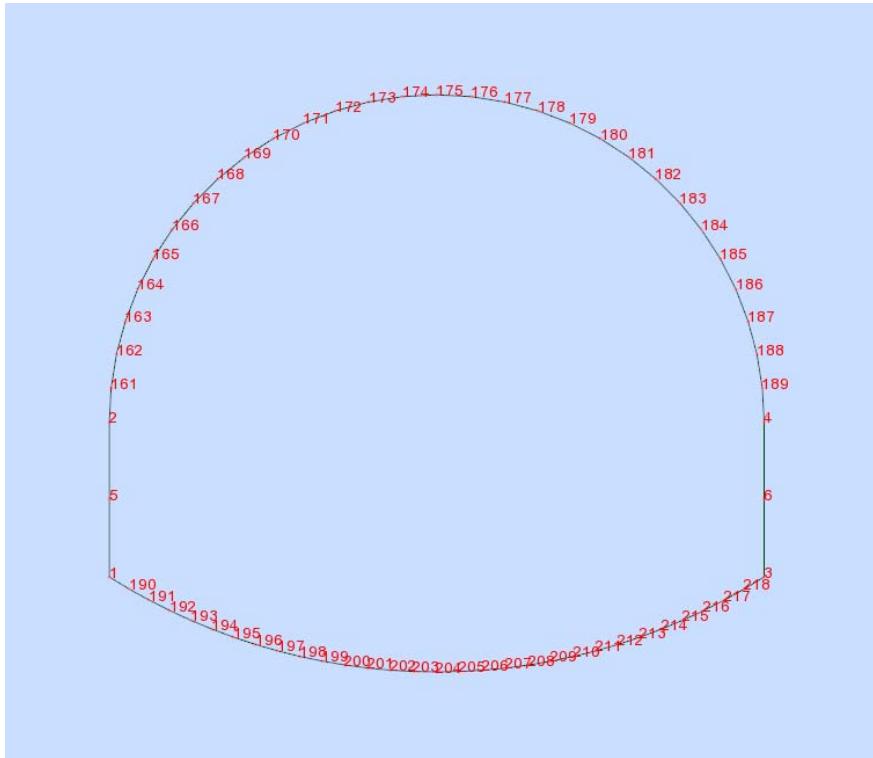
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

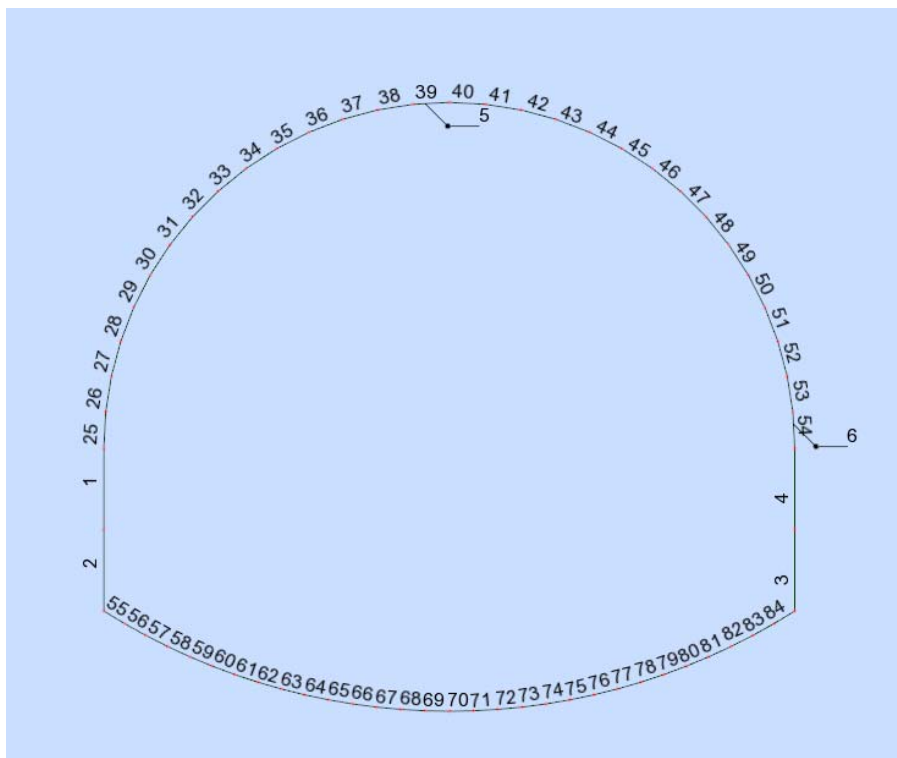
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



**Numerazione nodi**



**Numerazione elementi**

### Verifiche strutturali allo SLU

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 20/20	4754	1345	4754	1911	1.42
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20	4504	857	4504	1889	2.20

Tabella 11.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	2411	3189	1.32
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	21	81	3.84

Tabella 11.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	160	1 $\Phi$ 20/20	5486	2784	5486	3985	1.43
MAX NEG	100	-	4502	741	9465	-	2.10
MAX POS	100	-	3468	509	9968	-	2.87

Tabella 11.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	160	1 $\Phi$ 20/20/20	2222	4902	2.20
CALOTTA	100	-	270	1250	4.62

Tabella 11.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	55	100	1 Φ 20/20	3656	1034	-10.64	56.04	0.029
MEZZERIA	60	100	1 Φ 20/20	3510	659	-7.48	1.44	0.001

Tabella 11.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	160	1 Φ 20/20	4220	2141	-8.83	76.56	0.042

Tabella 11.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

### Diagrammi di sollecitazione

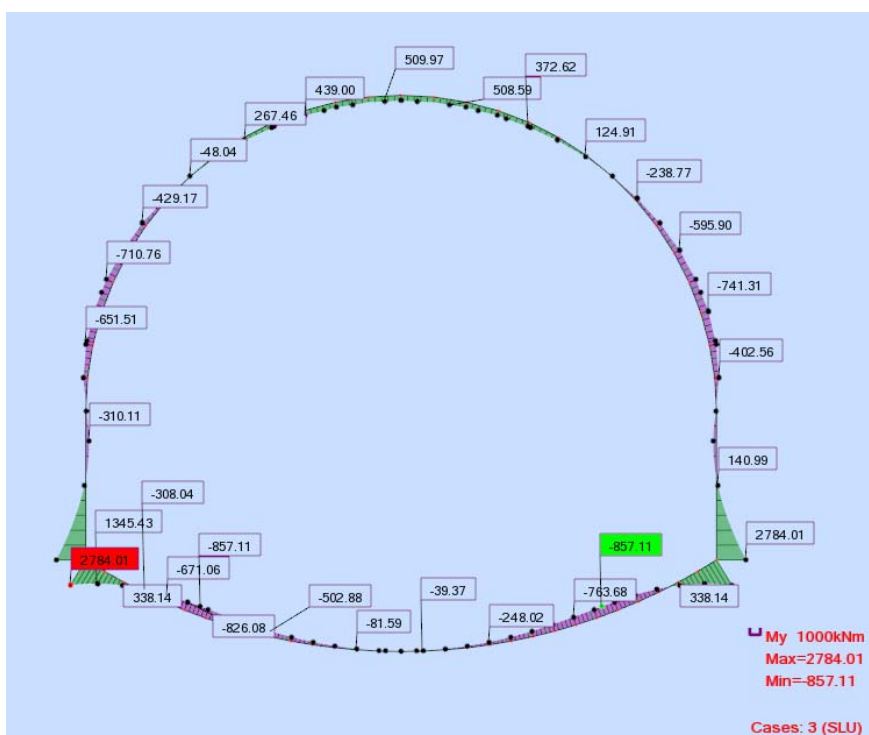


Diagramma momento flettente

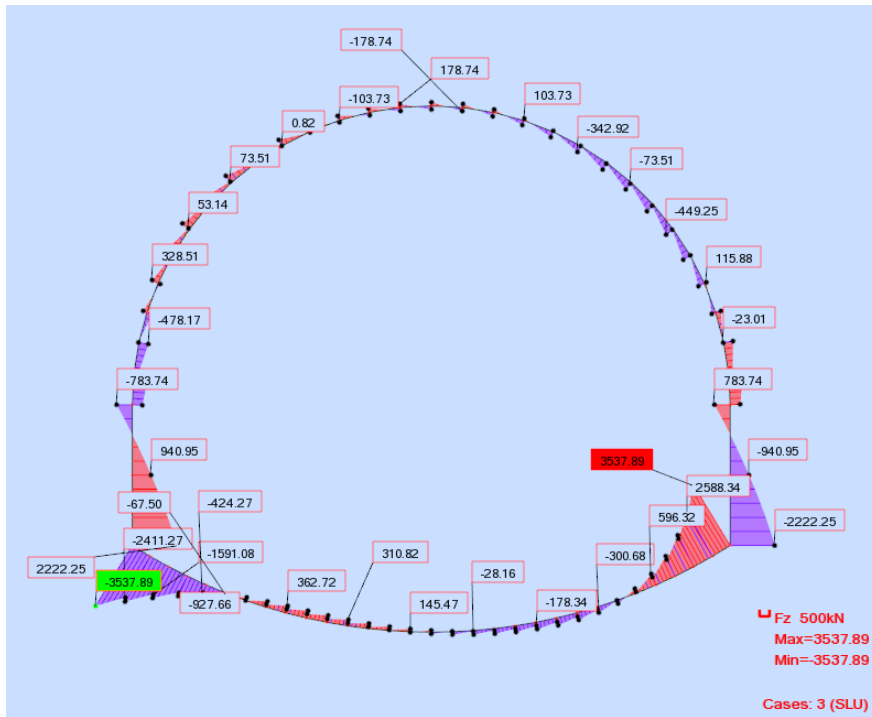


Diagramma taglio

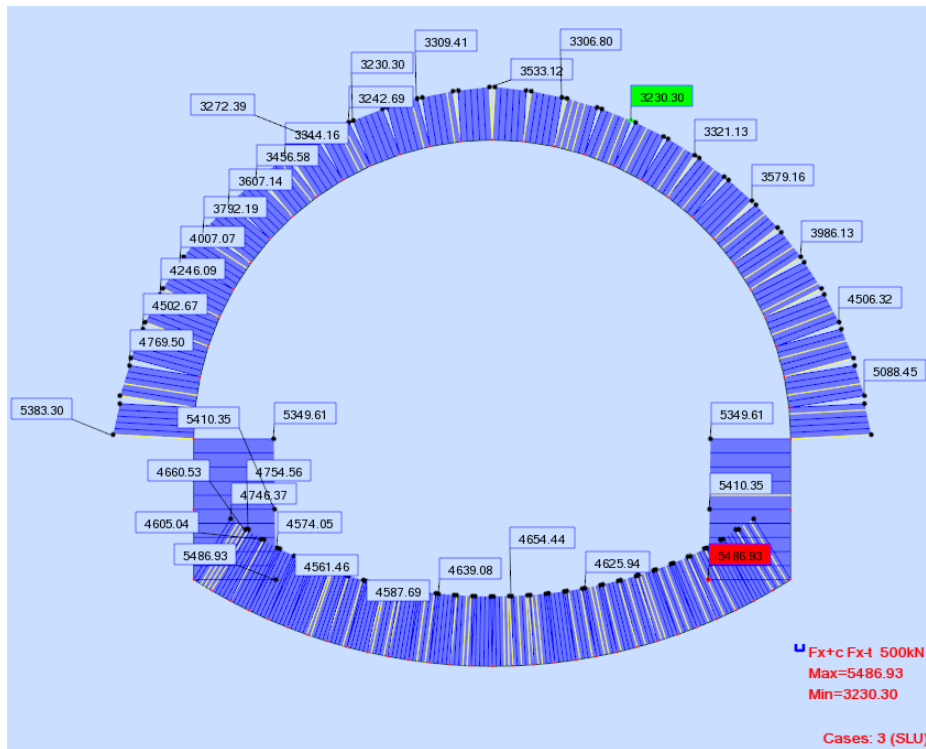
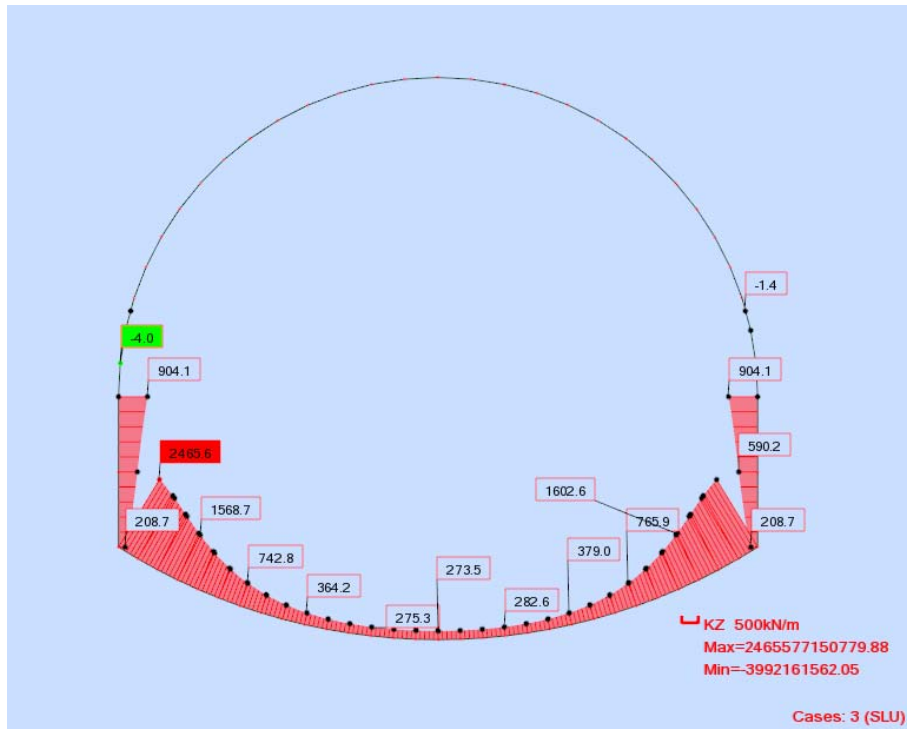
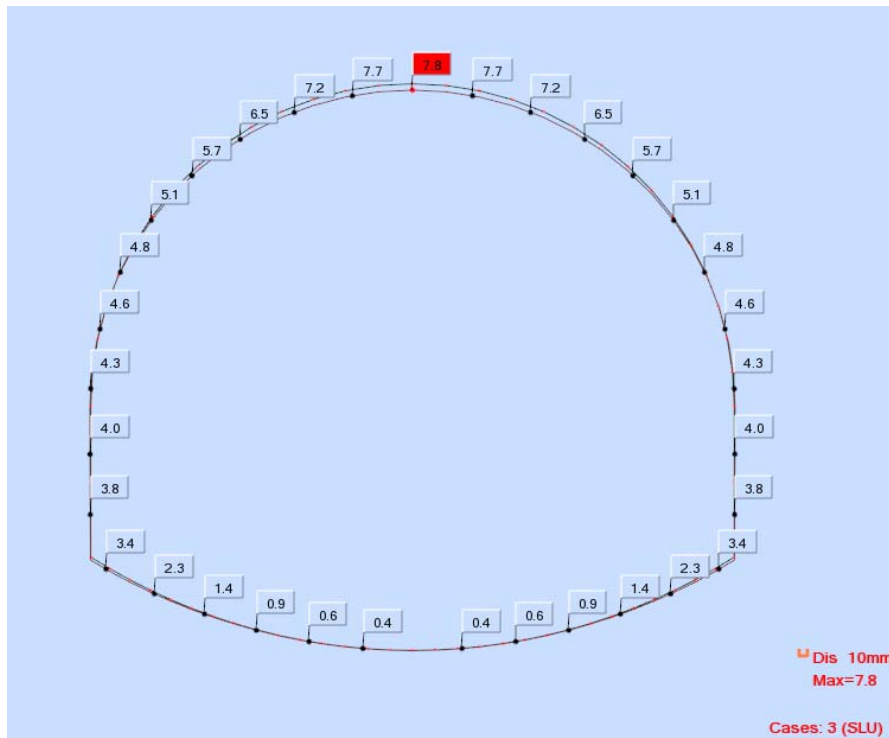


Diagramma sforzo normale



**Diagramma reazioni molle**



**Deformata**

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	5349.61	-783.74	-46.88
1/2/3/3	5379.98	134.03	-302.39
1/5/3	5410.35	940.95	140.99
2/5/3	5410.35	940.95	140.99
2/2/3/3	5448.64	1648.34	1200.11
2/1/3	5486.93	2222.25	2784.01
3/3/3	5486.93	-2222.25	2784.01
3/2/3/3	5448.64	-1648.34	1200.11
3/6/3	5410.35	-940.95	140.99
4/6/3	5410.35	-940.95	140.99
4/2/3/3	5379.98	-134.03	-302.39
4/4/3	5349.61	783.74	-46.88
25/2/3	5383.3	-502.68	46.88
25/2/3/3	5210.97	-622.47	-156.31
25/161/3	5038.58	-741.16	-402.56
26/161/3	5088.45	-210.45	-402.56
26/2/3/3	4929.07	-344.87	-502.86
26/162/3	4769.5	-478.17	-651.51
27/162/3	4793.35	23.01	-651.51
27/2/3/3	4648.17	-124.54	-669.87
27/163/3	4502.67	-270.92	-741.31
28/163/3	4506.32	201.25	-741.31
28/2/3/3	4376.42	42.12	-697.41
28/164/3	4246.09	-115.88	-710.76
29/164/3	4234.95	328.51	-710.76
29/2/3/3	4121.29	158.85	-622.79
29/165/3	4007.07	-9.72	-595.9
30/165/3	3986.13	409.24	-595.9
30/2/3/3	3889.49	230.68	-480.39
30/166/3	3792.19	53.14	-429.17
31/166/3	3765.86	449.25	-429.17
31/2/3/3	3686.88	263.47	-300.51
31/167/3	3607.14	78.63	-238.77
32/167/3	3579.16	455.24	-238.77
32/2/3/3	3518.3	263.94	-108.94
32/168/3	3456.58	73.51	-48.04
33/168/3	3429.96	434.4	-48.04
33/2/3/3	3387.54	239.34	73.59
33/169/3	3344.16	45.04	124.91
34/169/3	3321.13	394.36	124.91
34/2/3/3	3297.27	197.26	231.72

34/170/3	3272.39	0.82	267.46
35/170/3	3254.38	342.92	267.46
35/2/3/3	3249.08	145.51	355.63
35/171/3	3242.69	-51.34	372.62
36/171/3	3230.3	287.83	372.62
36/2/3/3	3243.38	91.83	441.16
36/172/3	3255.32	-103.73	439
37/172/3	3248.32	237.13	439
37/2/3/3	3279.46	44.2	489.79
37/173/3	3309.41	-148.41	470.96
38/173/3	3306.8	198.34	470.96
38/2/3/3	3355.51	10.11	508.59
38/174/3	3403.02	-177.94	478.28
39/174/3	3402.98	178.74	478.28
39/2/3/3	3468.66	-3.25	509.97
39/175/3	3533.12	-185.17	475.94
40/175/3	3533.12	185.17	475.94
40/2/3/3	3468.66	3.25	509.97
40/176/3	3402.98	-178.74	478.28
41/176/3	3403.02	177.94	478.28
41/2/3/3	3355.51	-10.11	508.59
41/177/3	3306.8	-198.34	470.96
42/177/3	3309.41	148.41	470.96
42/2/3/3	3279.46	-44.2	489.79
42/178/3	3248.32	-237.13	439
43/178/3	3255.32	103.73	439
43/2/3/3	3243.38	-91.83	441.16
43/179/3	3230.3	-287.83	372.62
44/179/3	3242.69	51.34	372.62
44/2/3/3	3249.08	-145.51	355.63
44/180/3	3254.38	-342.92	267.46
45/180/3	3272.39	-0.82	267.46
45/2/3/3	3297.27	-197.26	231.72
45/181/3	3321.13	-394.36	124.91
46/181/3	3344.16	-45.04	124.91
46/2/3/3	3387.54	-239.34	73.59
46/182/3	3429.96	-434.4	-48.04
47/182/3	3456.58	-73.51	-48.04
47/2/3/3	3518.3	-263.94	-108.94
47/183/3	3579.16	-455.24	-238.77
48/183/3	3607.14	-78.63	-238.77
48/2/3/3	3686.88	-263.47	-300.51
48/184/3	3765.86	-449.25	-429.17
49/184/3	3792.19	-53.14	-429.17
49/2/3/3	3889.49	-230.68	-480.39



49/185/3	3986.13	-409.24	-595.9
50/185/3	4007.07	9.72	-595.9
50/2/3/3	4121.29	-158.85	-622.79
50/186/3	4234.95	-328.51	-710.76
51/186/3	4246.09	115.88	-710.76
51/2/3/3	4376.42	-42.12	-697.41
51/187/3	4506.32	-201.25	-741.31
52/187/3	4502.67	270.92	-741.31
52/2/3/3	4648.17	124.54	-669.87
52/188/3	4793.35	-23.01	-651.51
53/188/3	4769.5	478.17	-651.51
53/2/3/3	4929.07	344.87	-502.86
53/189/3	5088.45	210.45	-402.56
54/189/3	5038.58	741.16	-402.56
54/2/3/3	5210.97	622.47	-156.31
54/4/3	5383.3	502.68	46.88
55/1/3	4746.37	-3537.89	2784.01
55/2/3/3	4750.46	-2958.95	1996.29
55/190/3	4754.56	-2411.27	1345.43
56/190/3	4660.53	-2588.34	1345.43
56/2/3/3	4664.37	-2068.44	781.26
56/191/3	4668.2	-1591.08	338.14
57/191/3	4605.04	-1765.58	338.14
57/2/3/3	4608.61	-1323.88	-35.78
57/192/3	4612.18	-927.66	-308.04
58/192/3	4574.05	-1100.39	-308.04
58/2/3/3	4577.36	-740.82	-530.55
58/193/3	4580.66	-424.27	-671.06
59/193/3	4561.46	-596.32	-671.06
59/2/3/3	4564.49	-313.15	-780.62
59/194/3	4567.52	-67.5	-826.08
60/194/3	4561.76	-239.18	-826.08
60/2/3/3	4564.52	-21.45	-857.04
60/195/3	4567.27	165.58	-838.97
61/195/3	4570.27	-6.25	-838.97
61/2/3/3	4572.75	159.09	-819.91
61/196/3	4575.23	300.68	-763.68
62/196/3	4583.3	128.33	-763.68
62/2/3/3	4585.5	254.23	-716.88
62/197/3	4587.69	362.72	-641.7
63/197/3	4598.09	190.02	-641.7
63/2/3/3	4599.99	288.05	-583.43
63/198/3	4601.9	374.02	-502.88
64/198/3	4612.72	200.61	-502.88
64/2/3/3	4614.34	280.3	-444.36

64/199/3	4615.96	352.15	-367.48
65/199/3	4625.94	178.34	-367.48
65/2/3/3	4627.26	246.94	-315.77
65/200/3	4628.59	310.82	-248.02
66/200/3	4637.01	136.51	-248.02
66/2/3/3	4638.04	199.15	-207.23
66/201/3	4639.08	259.18	-151.58
67/201/3	4645.54	84.52	-151.58
67/2/3/3	4646.28	144.43	-123.77
67/202/3	4647.02	203.04	-81.59
68/202/3	4651.37	28.16	-81.59
68/2/3/3	4651.82	87.08	-67.59
68/203/3	4652.26	145.47	-39.37
69/203/3	4654.44	-29.58	-39.37
69/2/3/3	4654.59	29.07	-39.42
69/204/3	4654.74	87.58	-25.27
70/204/3	4654.74	-87.58	-25.27
70/2/3/3	4654.59	-29.07	-39.42
70/205/3	4654.44	29.58	-39.37
71/205/3	4652.26	-145.47	-39.37
71/2/3/3	4651.82	-87.08	-67.59
71/206/3	4651.37	-28.16	-81.59
72/206/3	4647.02	-203.04	-81.59
72/2/3/3	4646.28	-144.43	-123.77
72/207/3	4645.54	-84.52	-151.58
73/207/3	4639.08	-259.18	-151.58
73/2/3/3	4638.04	-199.15	-207.23
73/208/3	4637.01	-136.51	-248.02
74/208/3	4628.59	-310.82	-248.02
74/2/3/3	4627.26	-246.94	-315.77
74/209/3	4625.94	-178.34	-367.48
75/209/3	4615.96	-352.15	-367.48
75/2/3/3	4614.34	-280.3	-444.36
75/210/3	4612.72	-200.61	-502.88
76/210/3	4601.9	-374.02	-502.88
76/2/3/3	4599.99	-288.05	-583.43
76/211/3	4598.09	-190.02	-641.7
77/211/3	4587.69	-362.72	-641.7
77/2/3/3	4585.5	-254.23	-716.88
77/212/3	4583.3	-128.33	-763.68
78/212/3	4575.23	-300.68	-763.68
78/2/3/3	4572.75	-159.09	-819.91
78/213/3	4570.27	6.25	-838.97
79/213/3	4567.27	-165.58	-838.97
79/2/3/3	4564.52	21.45	-857.04

79/214/3	4561.76	239.18	-826.08
80/214/3	4567.52	67.5	-826.08
80/2/3/3	4564.49	313.15	-780.62
80/215/3	4561.46	596.32	-671.06
81/215/3	4580.66	424.27	-671.06
81/2/3/3	4577.36	740.82	-530.55
81/216/3	4574.05	1100.39	-308.04
82/216/3	4612.18	927.66	-308.04
82/2/3/3	4608.61	1323.88	-35.78
82/217/3	4605.04	1765.58	338.14
83/217/3	4668.2	1591.08	338.14
83/2/3/3	4664.37	2068.44	781.26
83/218/3	4660.53	2588.34	1345.43
84/218/3	4754.56	2411.27	1345.43
84/2/3/3	4750.46	2958.95	1996.29
84/3/3	4746.37	3537.89	2784.01

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi_s =$	0,495
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x =	47,00 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053



Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'facciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00357	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00395		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-4754,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	4288,13 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-4754,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1911,13 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-4754,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	1345,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =	1,42

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00395	-0,00350	0,00	-14,11	-5368,34	4318,84
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-5368,34	4318,84

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00357	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00395	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00395	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,477	<b>RISOLVI</b>
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	45,34 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl=	-0,00350	in y=	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00383	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00422		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4564,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	4171,10 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4564,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1889,10 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4564,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	857,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>2,20</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00422	-0,00350	0,00	-14,11	-5178,34	4201,82
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-5178,34	4201,82

ACCIAIO		Armatura lenta											
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00383	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00422	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00422	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mac</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>1</sub> =	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>acc</sub> =	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>inf</sub> =	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> =	5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	4754,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	2411,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> *d) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	3,617 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	2,467 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,466
Coefficiente α <sub>acc</sub>	α <sub>acc</sub> =	1,200
Cotangente α <sub>acc</sub>	cot(α <sub>acc</sub> )=	0,900
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	1,47
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rcd,max</sub> =	3383 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rcd,min</sub> =	2506 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> *d) ; 0.02)	ρ <sub>l</sub> =	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2)	k=	1,459
Coefficiente ν <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	ν <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,667 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (ν <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,733 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	696,68 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	0,289
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	cot(teta)=	1,69
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)-cot(teta)-cot(teta2))	teta=	30,679 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rcd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>acc</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>acc</sub> )+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rcd</sub> =	3189 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rsd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>acc</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>acc</sub> ) )	V <sub>rsd</sub> =	3189 kN
Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub> = min ( V <sub>rcd</sub> ; V <sub>rsd</sub> )	V <sub>rd</sub> =	3189 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	3,73 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	1,323

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> =	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> =	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> =	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,00 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> =	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> =	3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	4564,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	21,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h) ; 0.2 * f <sub>cd</sub> )	sc <sub>p</sub> =	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,032 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sig <sub>mai</sub> =	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	89,958
Coefficiente alfa	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)=	89,96
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	81 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	2506 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l) = min(A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ; 0.02 )	rho(l)=	0,00106
Coefficiente k = min( 1 + (200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> = 0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * rho(l) * f <sub>ck</sub> / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,667 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> =	0,733 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	696,68 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	33,175
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	89,96
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	0,637 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( V <sub>rd</sub> = 0.90 * d * b <sub>w</sub> * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> =	81 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0.9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> =	118190 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	81 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,09 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	3,847

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi =	0,345	RISOLVI	
Altezza totale della sezione	h =	160,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	155,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	53,41 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta =	0,032		
Deformazione massima nel calcestruzzo	epsilon <sub>cls</sub> =	-0,00350		in y = 160,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	epsilon <sub>acc</sub> =	0,00666		in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda =	0,00699		
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu =	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	N <sub>rd</sub> (y=0) =	-5486,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	M <sub>rd</sub> (y=0) =	8374,61 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	80,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	N <sub>rd</sub> (y=ysoll) =	-5486,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	M <sub>rd</sub> (y=ysoll) =	3985,81 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	N <sub>sd</sub> (y=ysoll) =	-5486,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	M <sub>sd</sub> (y=ysoll) =	2784,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	N <sub>sd</sub> (y=ysoll) - N <sub>rd</sub> (y=ysoll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>M<sub>rd</sub>(y=ysoll)/M<sub>sd</sub>(y=ysoll) =</b>	<b>1,43</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf [N/mm <sup>2</sup> ]	sigma sup [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>rd</sub> (y=0) [kN]	M <sub>rd</sub> (y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	160,00	100,00	0,00	160,00	0,00699	-0,00350	0,00	-14,11	-6100,34	8405,33
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	160,00	160,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				160,00		0,00	160,00					-6100,34	8405,33

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	epsilon acc	sigma acc [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>rd</sub> (y=0) [kN]	M <sub>rd</sub> (y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00666	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00699	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00699	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-VERIFICA MASSIMO MOMENTO NEGATIVO CALOTTA**

fcd	<b>141,10</b> daN/cm <sup>2</sup>
b	<b>100,00</b> cm
a	<b>100,00</b> cm
Ned	<b>4502,00</b> kN
Med	<b>741,00</b> kNm
e=	16,46 cm
x=	67,08 cm
Nrd	<b>9465,17</b> kN
ver	<b>Ok</b>
fctd	<b>11,97</b> daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	67,11 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	4,48 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	28,04 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	27,95 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	27,95 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	<b>270,00</b> kN
Vrd	<b>1250,06</b> kN
ver	<b>Ok</b>

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi se per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{f_{ct1d} + f_{ct1d}}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A4-VERIFICA MOMENTO POSITIVO CALOTTA**

fcd	<b>141,10</b> daN/cm <sup>2</sup>
b	<b>100,00</b> cm
a	<b>100,00</b> cm
Ned	<b>3468,00</b> kN
Med	<b>509,00</b> kNm
e=	14,68 cm
x=	70,65 cm
Nrd	<b>9968,14</b> kN
ver	<b>Ok</b>
fctd	<b>11,97</b> daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	49,09 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-13,55 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	24,56 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	23,60 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	24,56 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	<b>3,00</b> kN
Vrd	<b>1156,50</b> kN
ver	<b>Ok</b>

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{f_{ct1d} + f_{ct1d}}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

VERIFICA A TAGLIO A S.L.U. PER SEZIONE RETTANGOLARE		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>st</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	sp=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	5486,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	2222,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	2,083 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	1,103 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,889
Coefficiente alfac	alfac=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	1,89
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $cot(teta)=cot(teta1)$ )	Vrcd,max=	4902 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $cot(teta)=cot(teta2)$ )	Vrcd,min=	4089 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,2$	ro(l)=	0,00065
Coefficiente $k = min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,359
Coefficiente $vmin = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 1,5) \cdot (fck/0,5)$	vmin=	0,277 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / gamma_{cc} + 0,15 \cdot scp$ )	tau <sub>1,calc</sub> =	0,617 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $vmin + 0,15 \cdot scp$ )	tau <sub>2,min</sub> =	0,702 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>1088,58 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,78 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>0,490</b>
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	cot(teta)=	1,89
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2)$ )	teta=	27,891 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot alfac \cdot fcd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) / ((1 + cot(teta))^2)$ )	Vrcd=	4902 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $Vrds = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (cot(alfa) + cot(teta)) \cdot sen(alfa)$ )	Vrds=	8100 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrds )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>4902 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>3,51 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>2,206</b>

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO  
 Riferimento: Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $fctm = 0,30 \cdot (fck)^{2/3}$ )	fctm=	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $fctk = fctm \cdot 1,2$ )	fctk=	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	2,393 N/mm <sup>2</sup>

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo	Ec=	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	Es=	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	sigma <sub>st</sub> =	56,048 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b <sub>eff</sub> =	20,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$	h <sub>eff</sub> =	9,892 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	Ac <sub>eff</sub> = b <sub>eff</sub> · h <sub>eff</sub> =	197,848 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac <sub>eff</sub>	As <sub>eff</sub> =	15,708 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac <sub>eff</sub>	ro <sub>eff</sub> =As/Ac <sub>eff</sub> =	0,079394
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)	kt=	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	eps <sub>sm</sub> =	0,000129
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psm,lim} = 0,6 \cdot sigma_{st}/Es$ )	eps <sub>sm,lim</sub> =	0,000163

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre (int - fi)	s1=	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	fi=	20 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2)	c=	4,000 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c+fi/2)$ )	b=	25,000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac <sub>eff</sub>	ro <sub>eff</sub> =As/Ac <sub>eff</sub> =	0,079394
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	eps1=	0,001428
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	eps2=	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)	kt1=	0,800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	kd2=	0,500
Coefficiente	ks=	3,400
Coefficiente	kd4=	0,425
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	10,519 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura	eps <sub>sm</sub> =	0,000163
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	10,519 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \cdot eps_{sm} \cdot D_{sm}$ )	w <sub>k</sub> =	0,029 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa:		
Condizioni ambientali:	Ordinarie	
Combinazioni di azioni:	Frequenti	
Tipo di armatura:	Poco sensibile	
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata	w <sub>k</sub> =	0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C3 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCOIO  
 Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cmax} = 0,440 \text{ N/mm}^2$

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 1,439 \text{ N/mm}^2$   
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b, \text{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$   $h, \text{eff} = 2,067 \text{ cm}$   
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c, \text{eff}} = b, \text{eff} \cdot h, \text{eff} = 41,344 \text{ cm}^2$   
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s, \text{eff} = 15,708 \text{ cm}^2$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c, \text{eff}}$   $\rho_s, \text{eff} = A_s / A_{c, \text{eff}} = 0,379930$   
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0,6$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = -0,000062$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm, \text{lim}} = 0,6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm, \text{lim}} = 0,000004$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_l$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
 Diametro equivalente delle barre tese  $f_l = 20 \text{ mm}$   
 Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y_l - f_l/2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_l/2)$ )  $b = 26,000 \text{ cm}$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c, \text{eff}}$   $\rho_s, \text{eff} = A_s / A_{c, \text{eff}} = 0,379930$   
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,000157$   
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
 Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
 Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 8,526 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000004$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 8,526 \text{ cm}$   
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,001 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,400 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE C4 VERIFICA INCASTRO CALOTTA

Riferimento :  
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cmax} = 2,270 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

**a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 76,556 \text{ N/mm}^2$   
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b, \text{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$   $h, \text{eff} = 12,500 \text{ cm}$   
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c, \text{eff}} = b, \text{eff} \cdot h, \text{eff} = 250,000 \text{ cm}^2$   
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s, \text{eff} = 15,708 \text{ cm}^2$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c, \text{eff}}$   $\rho_s, \text{eff} = A_s / A_{c, \text{eff}} = 0,062832$   
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0,6$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000204$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm, \text{lim}} = 0,6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm, \text{lim}} = 0,000223$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_l$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
 Diametro equivalente delle barre tese  $f_l = 20 \text{ mm}$   
 Ricoprimento netto dell'armatura ( $Y_l - f_l/2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_l/2)$ )  $b = 26,000 \text{ cm}$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c, \text{eff}}$   $\rho_s, \text{eff} = A_s / A_{c, \text{eff}} = 0,062832$   
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,001764$   
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
 Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
 Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,163 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000223$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11,163 \text{ cm}$   
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,042 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$

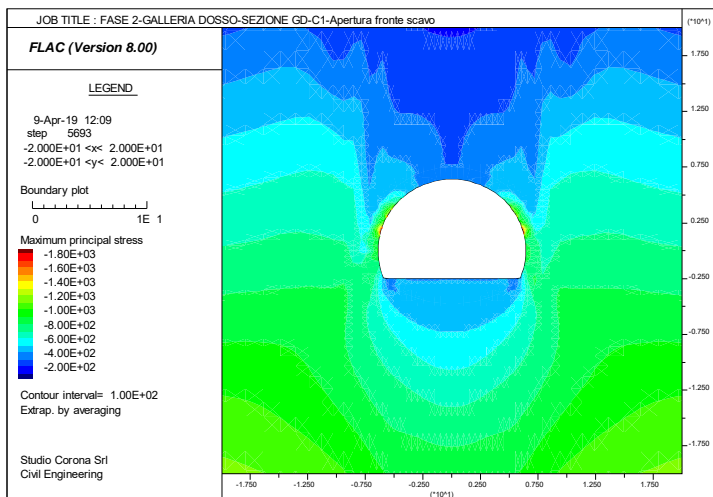
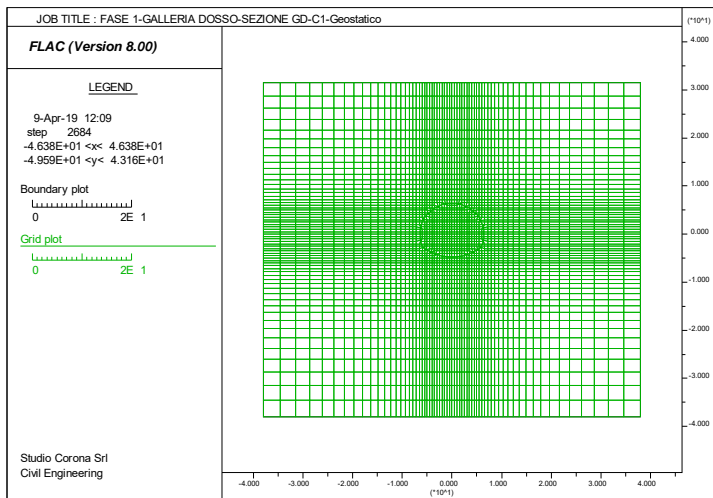
La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

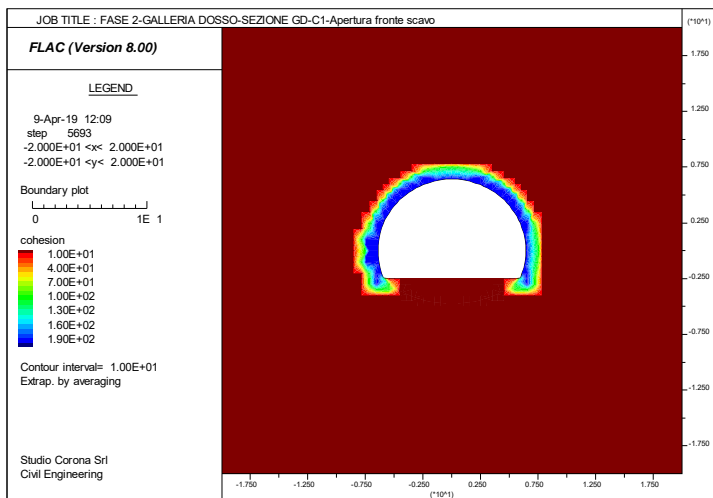
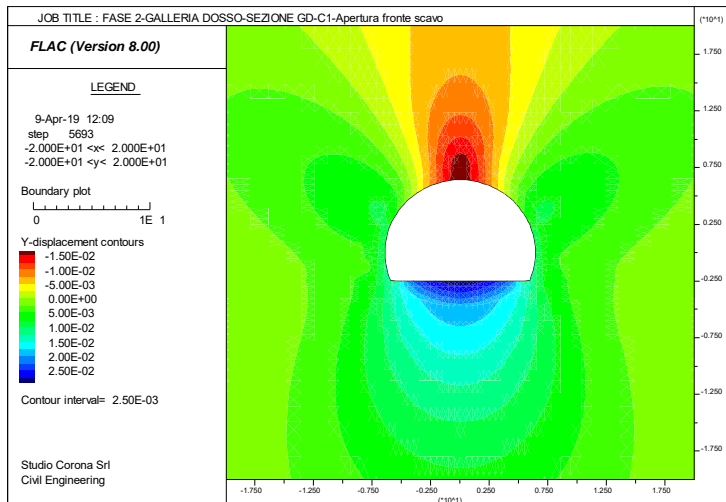
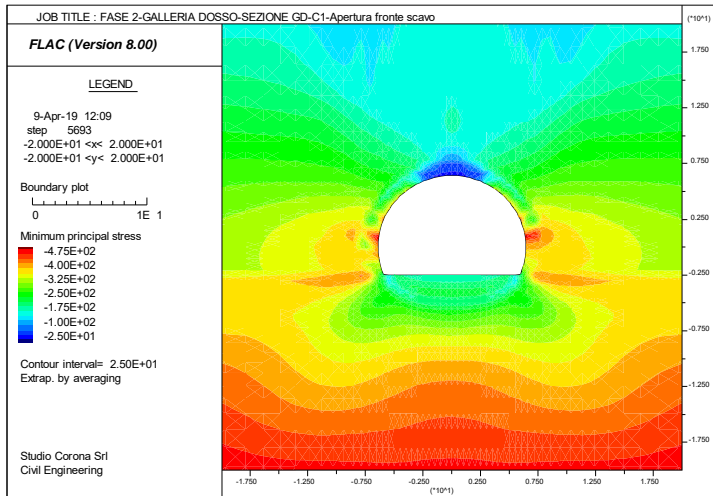


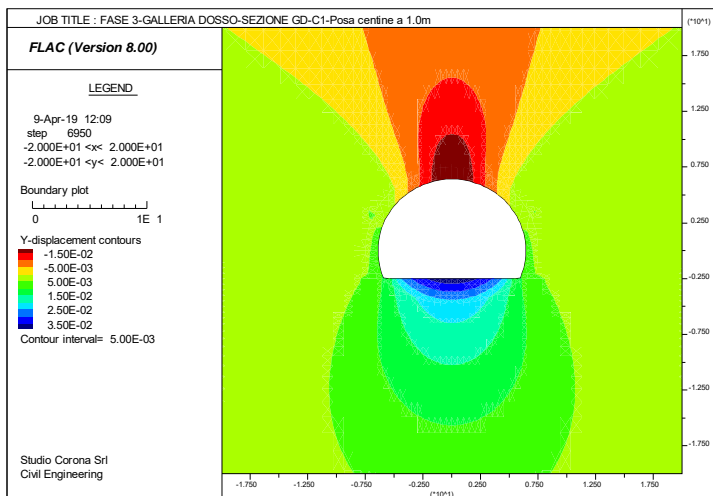
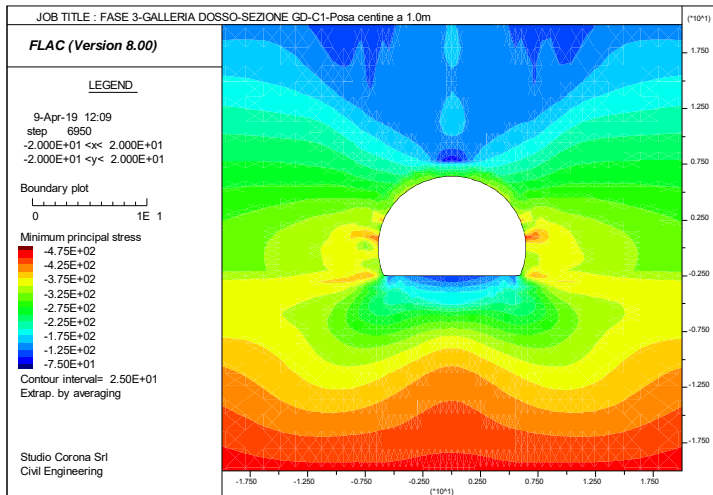
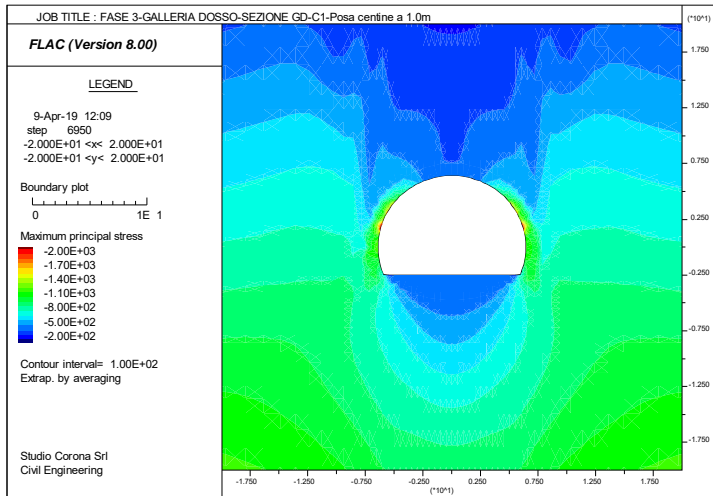
## 12 SEZIONE TIPO GD-C1 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

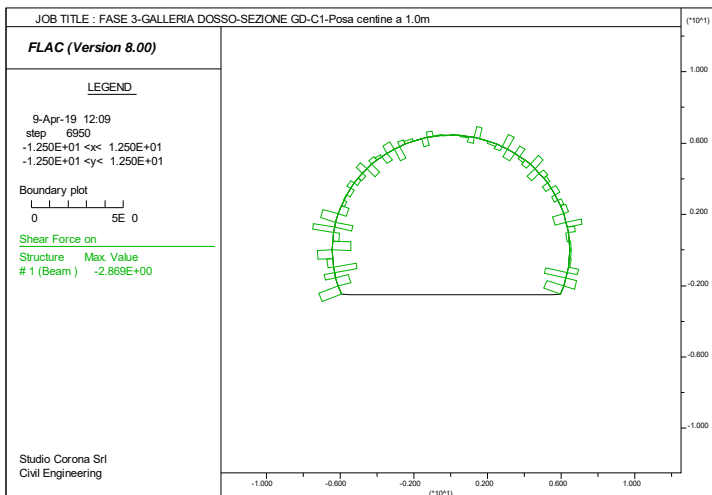
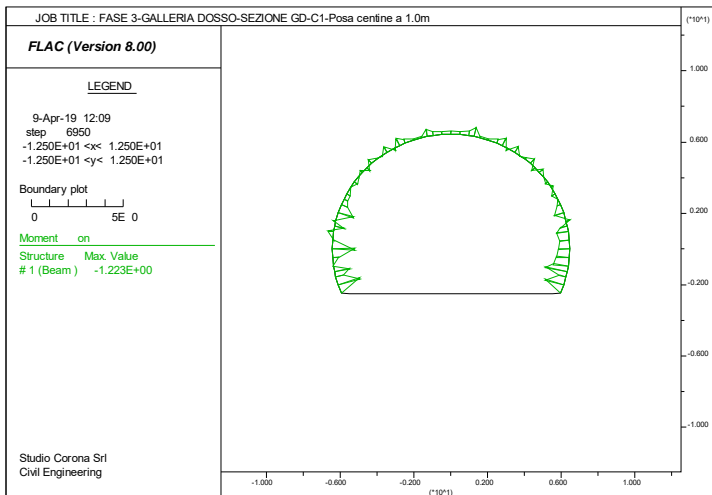
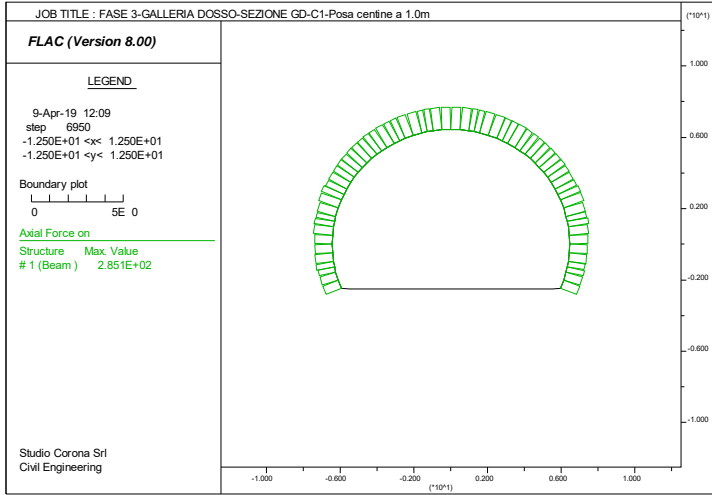
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

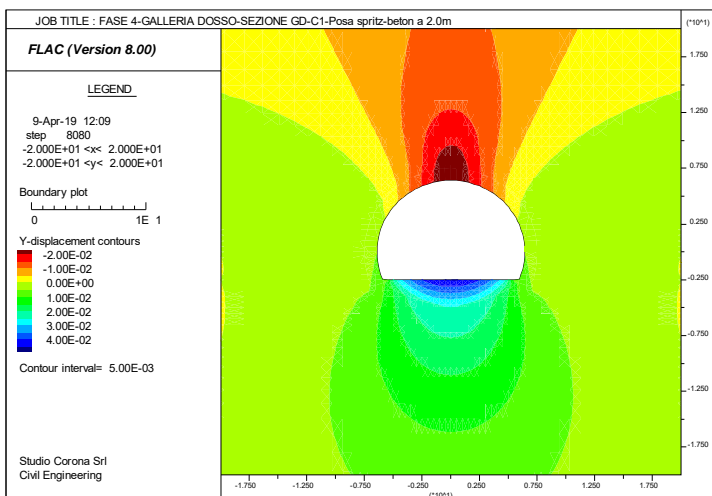
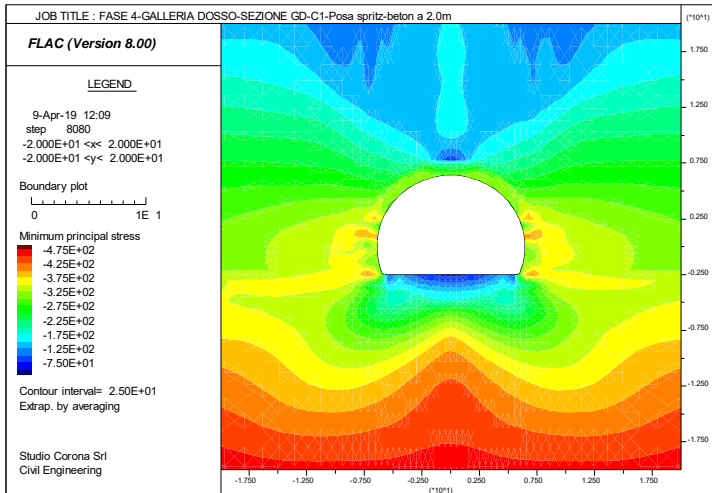
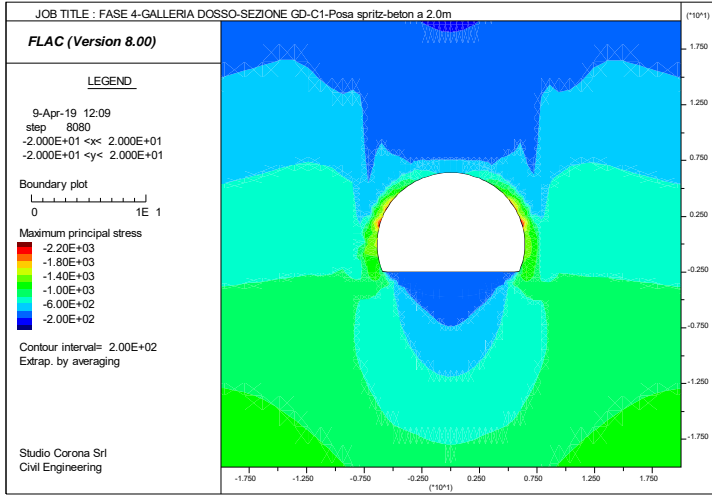
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale ydis nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

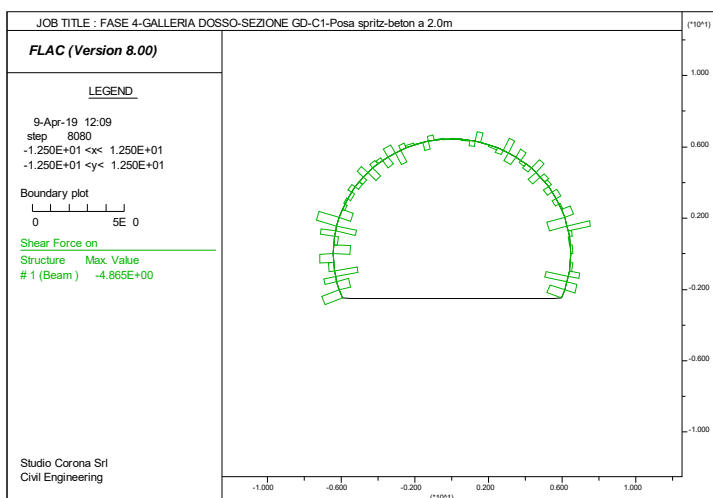
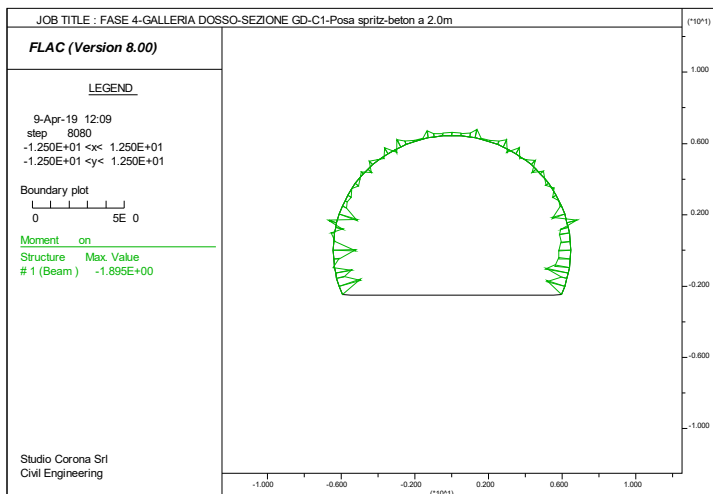
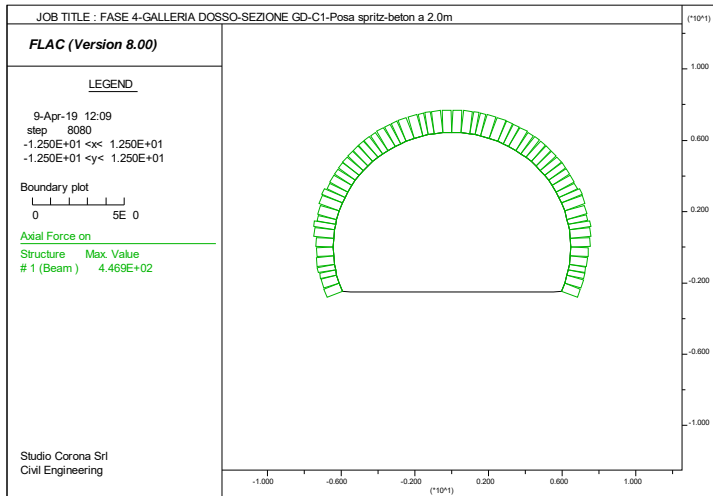


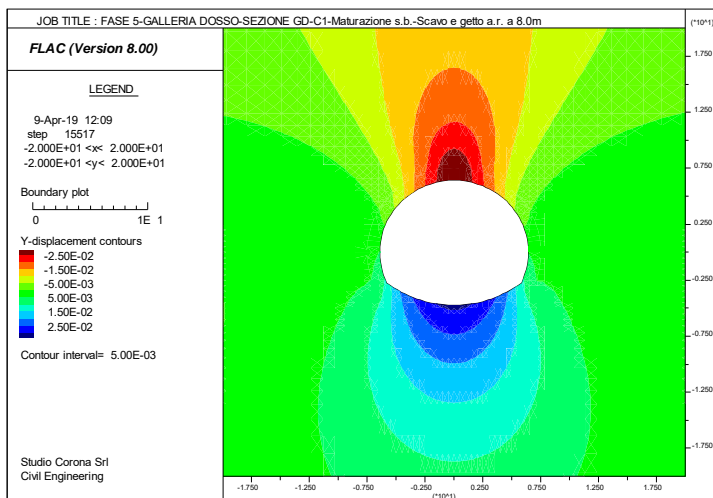
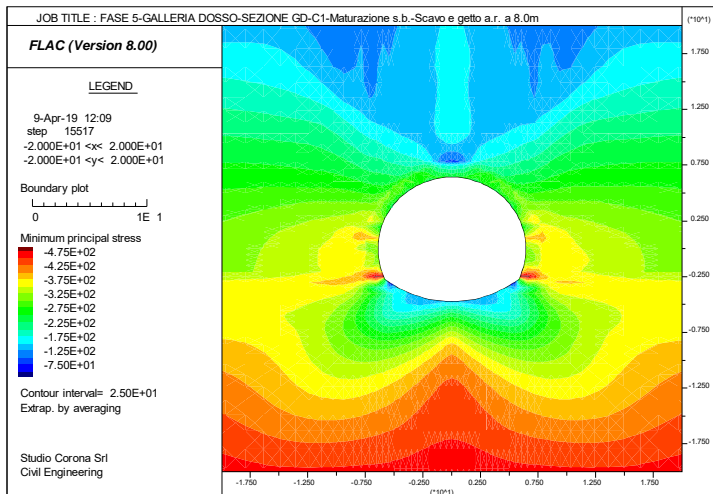
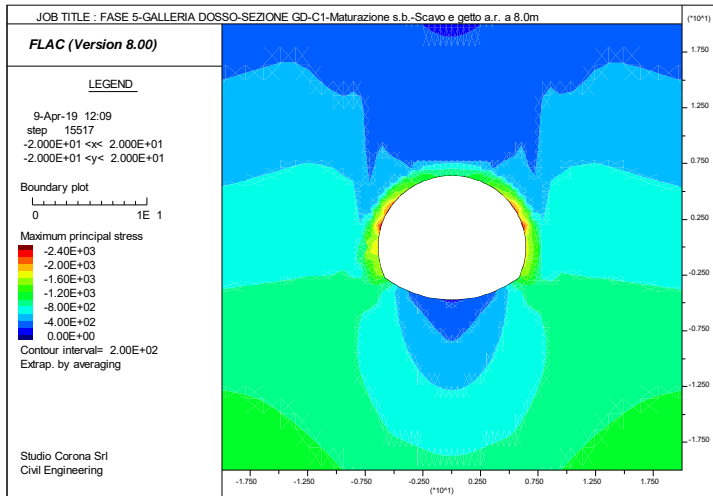


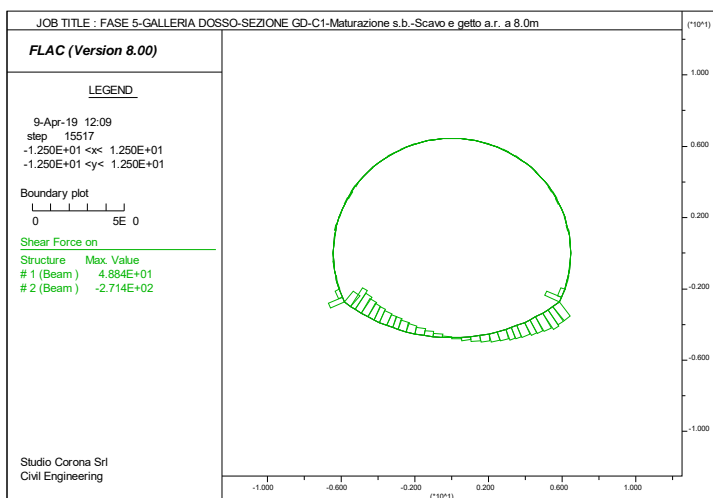
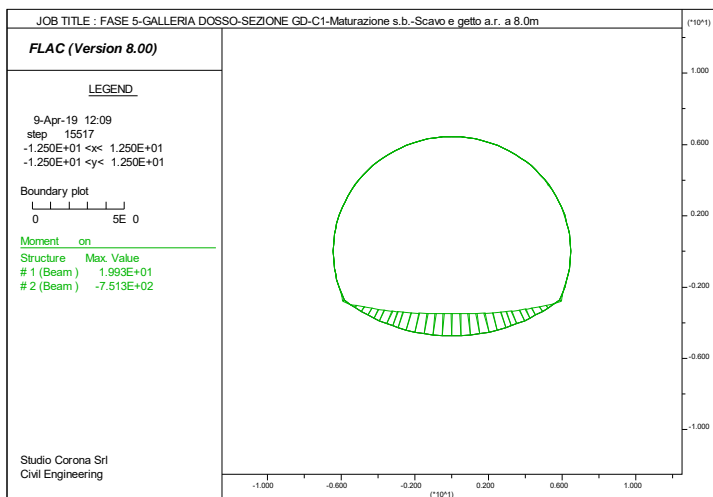
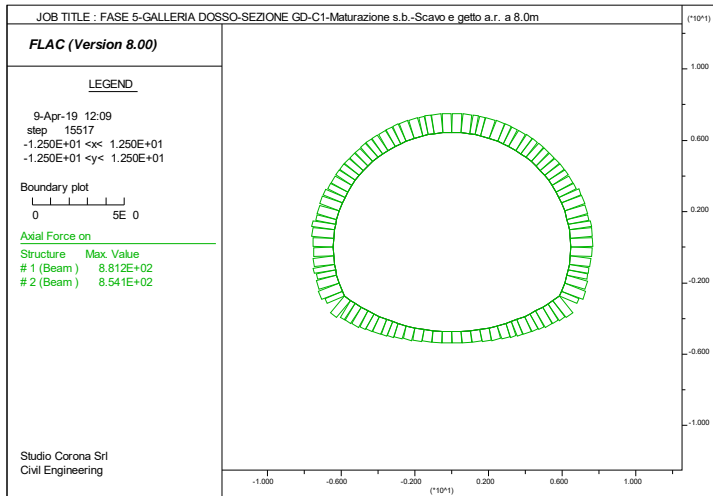




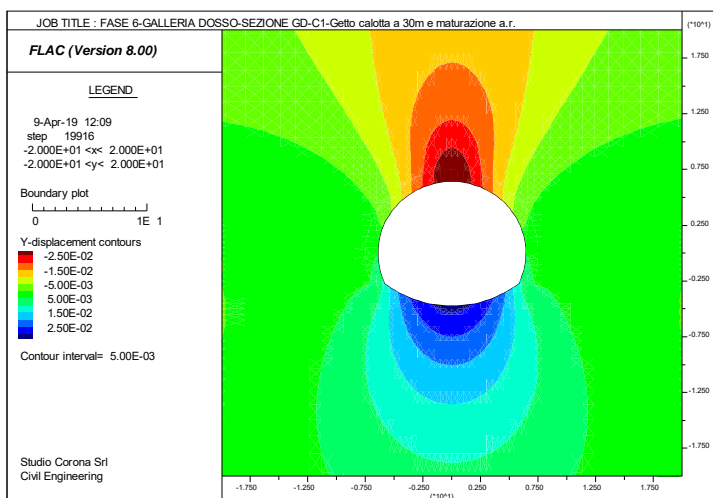
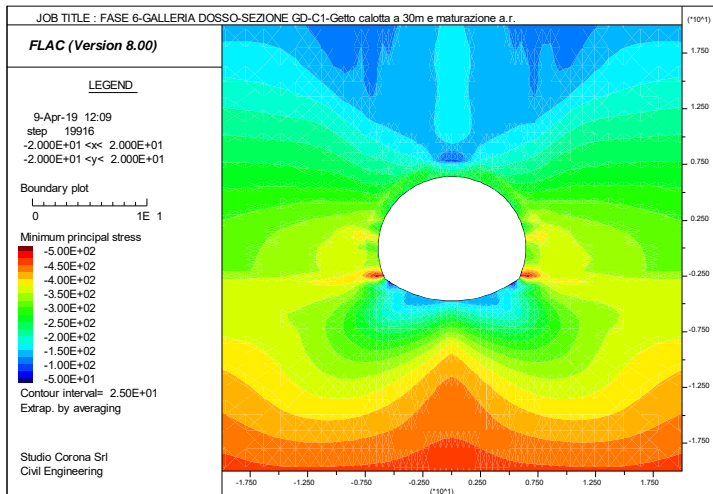
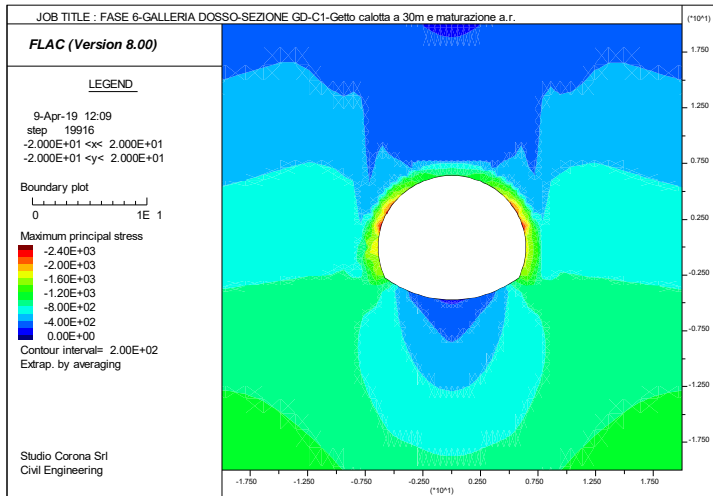


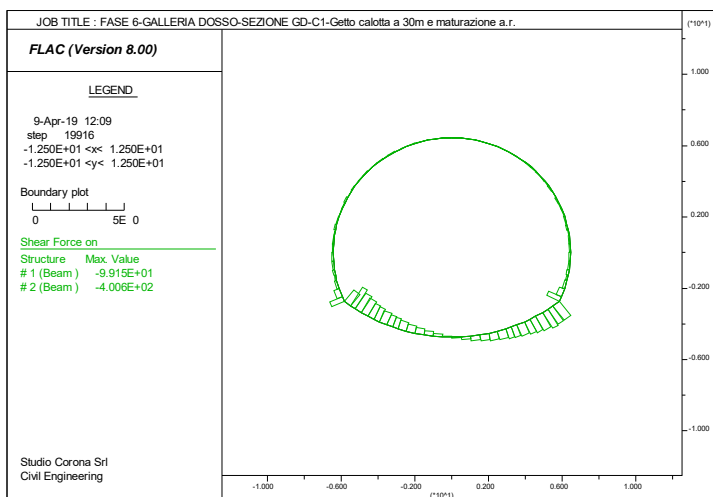
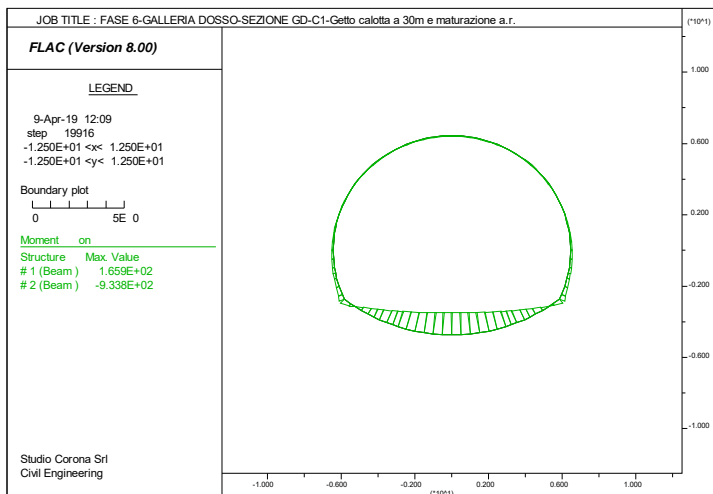
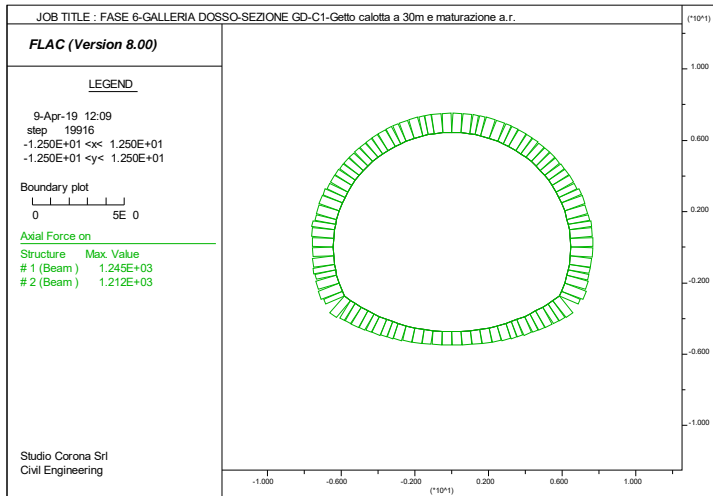


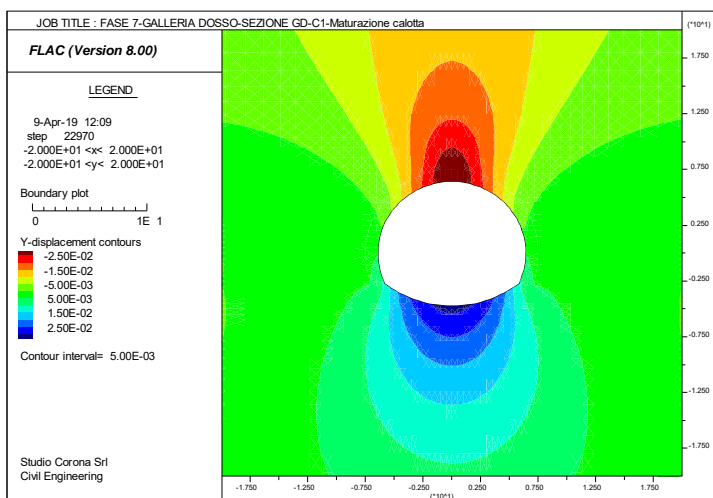
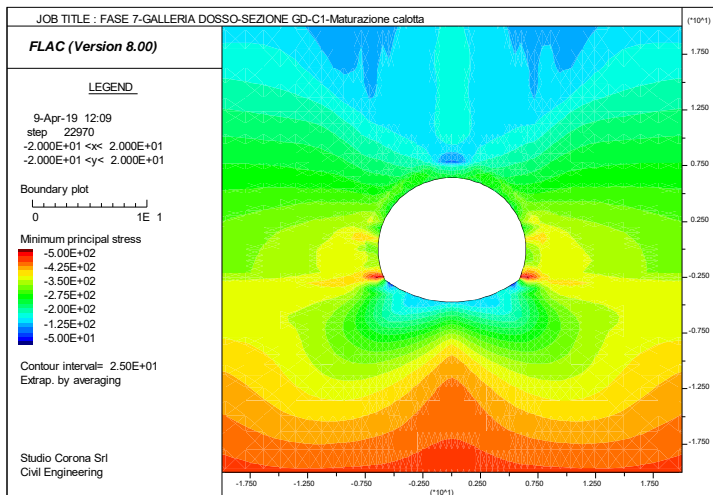
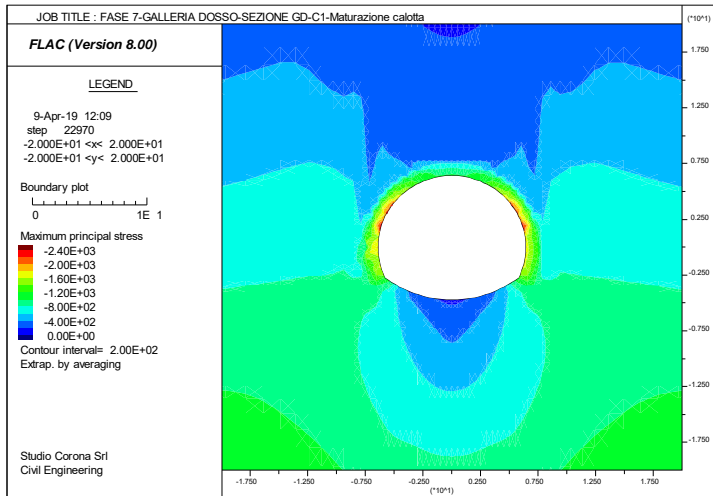


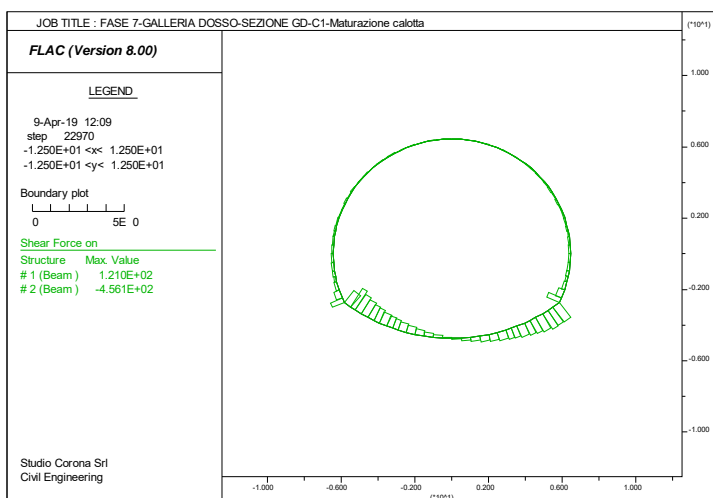
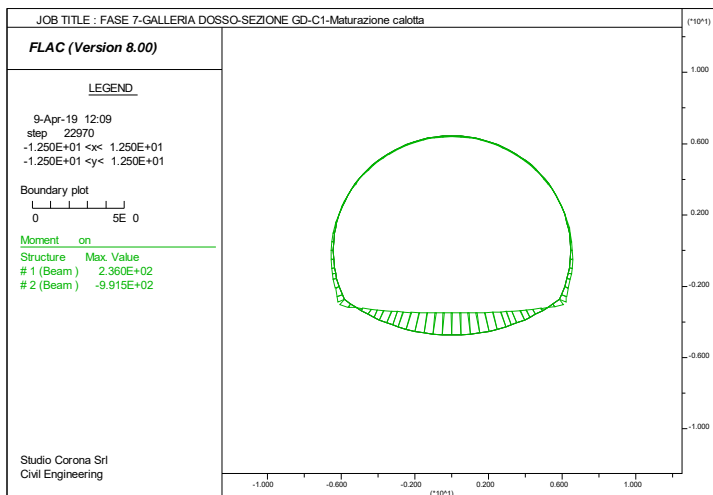
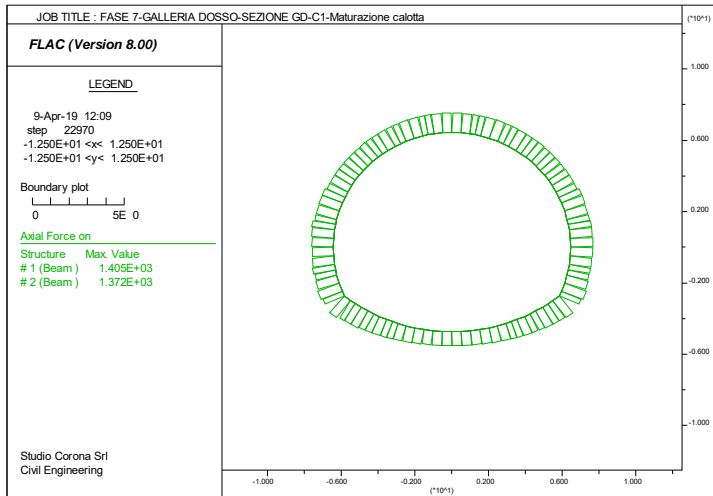








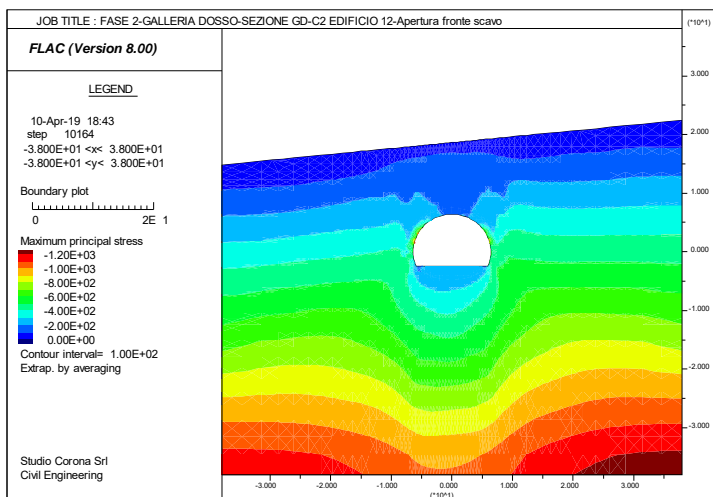
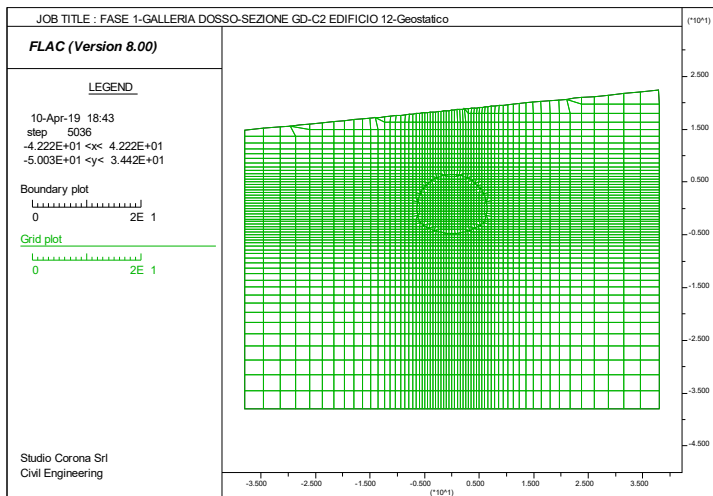


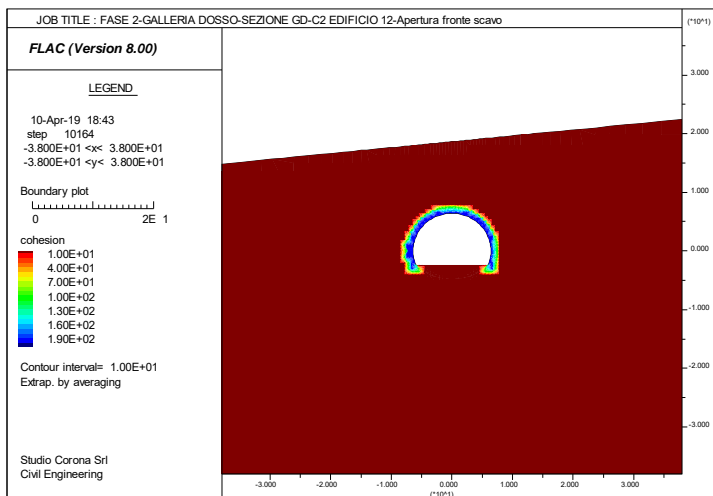
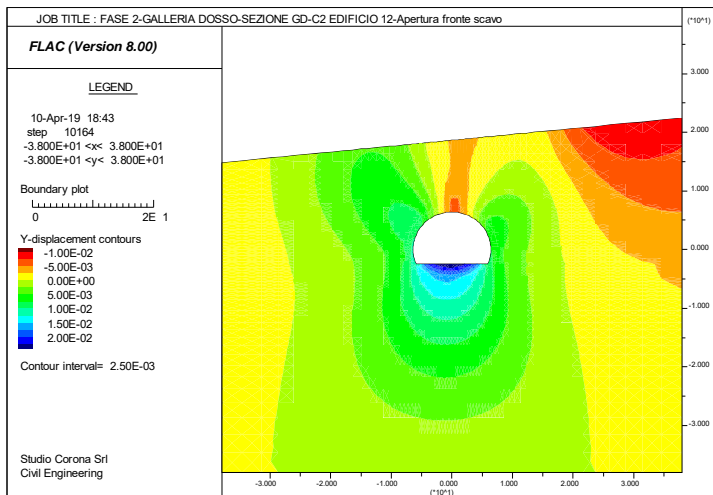
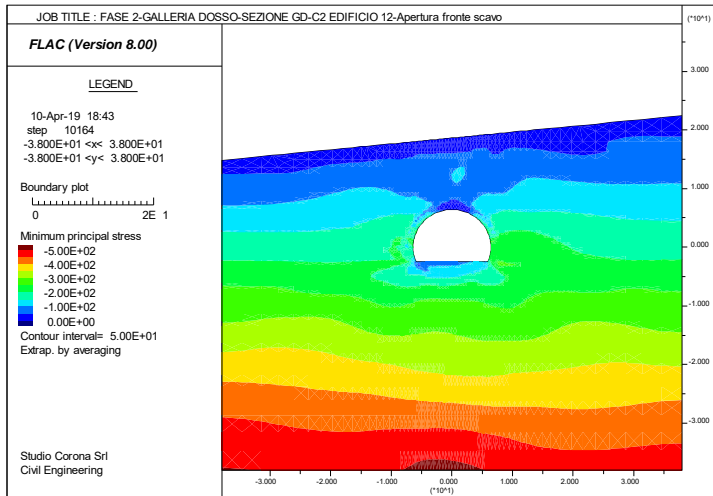


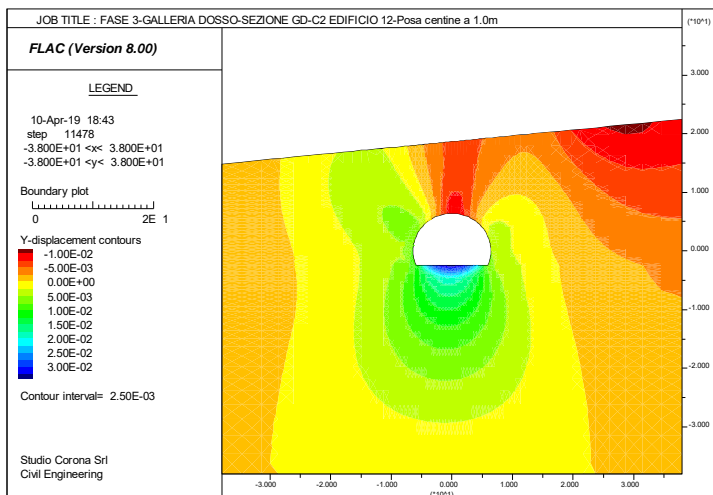
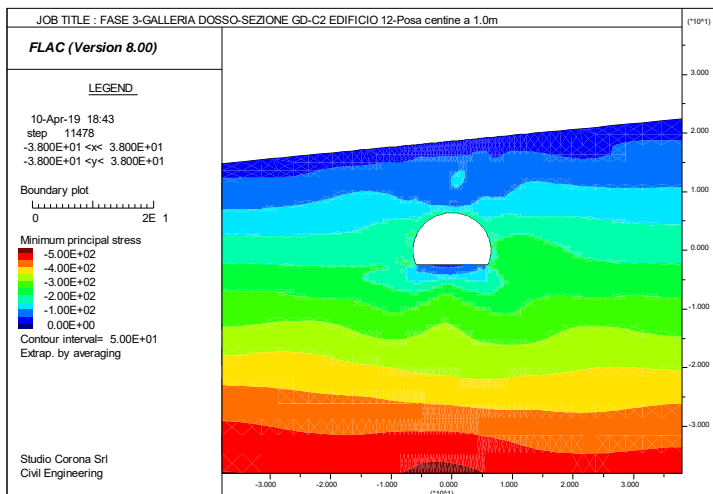
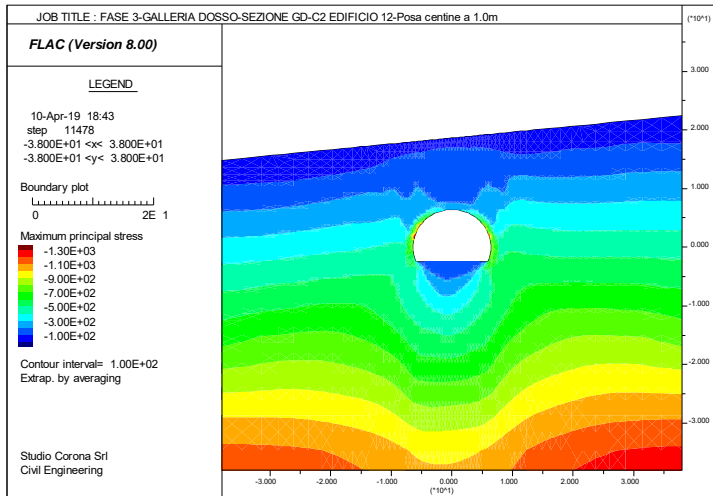
### 13 SEZIONE TIPO GD-C2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

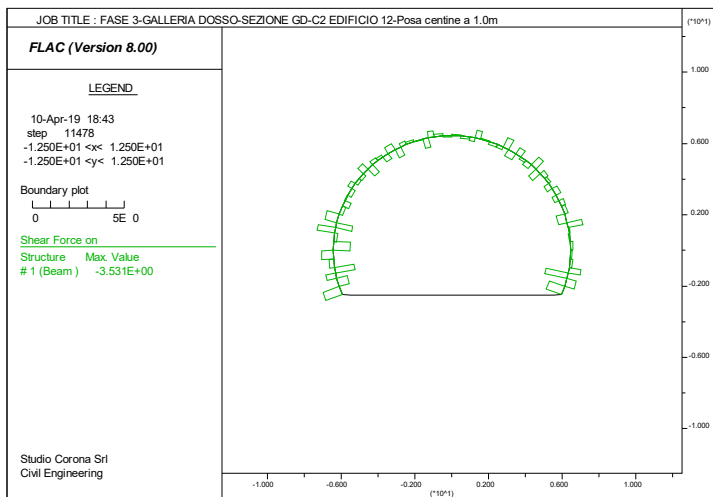
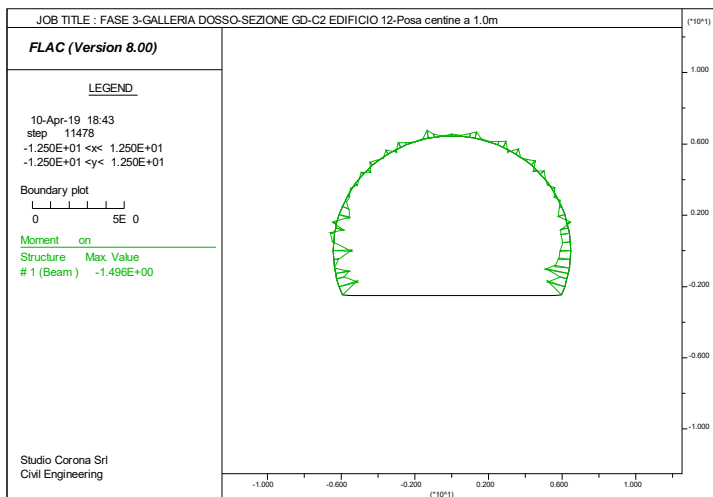
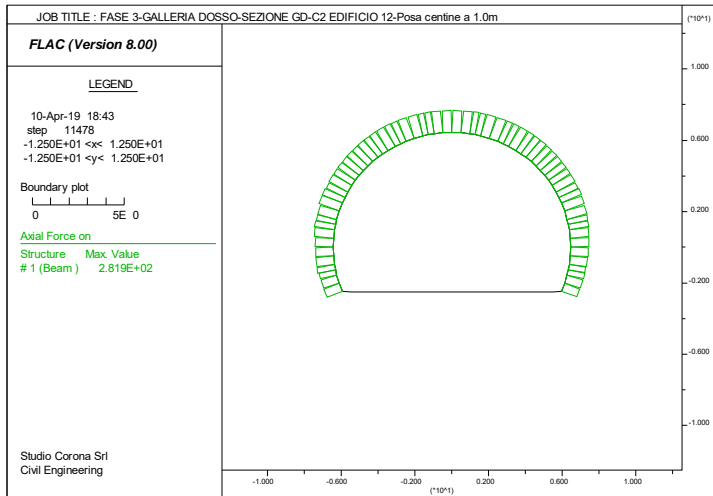
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale ydis nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

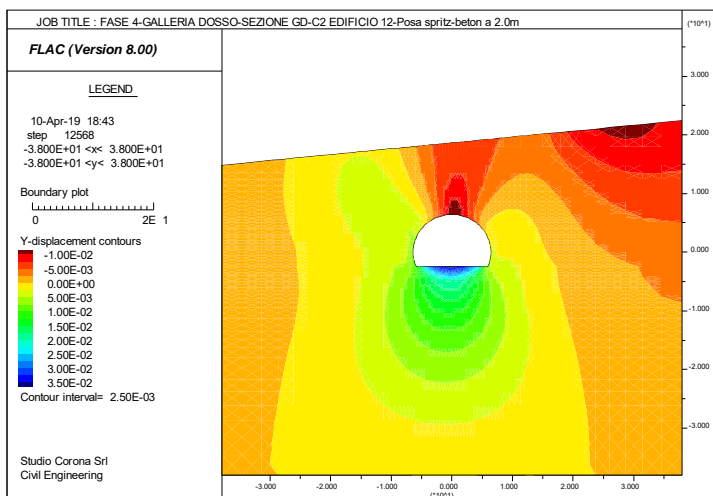
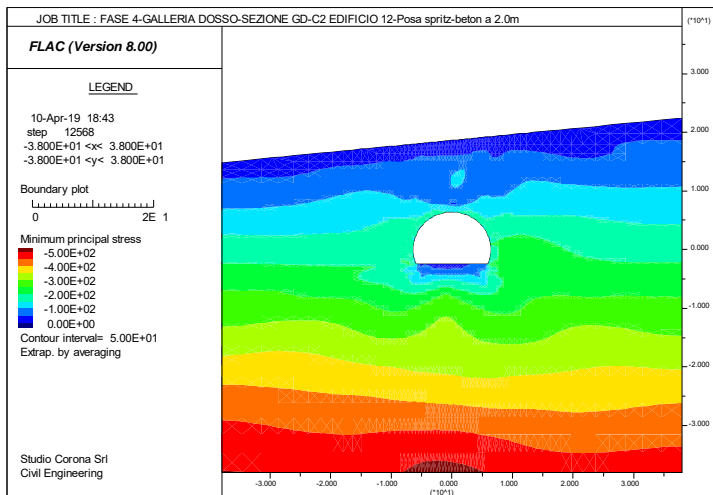
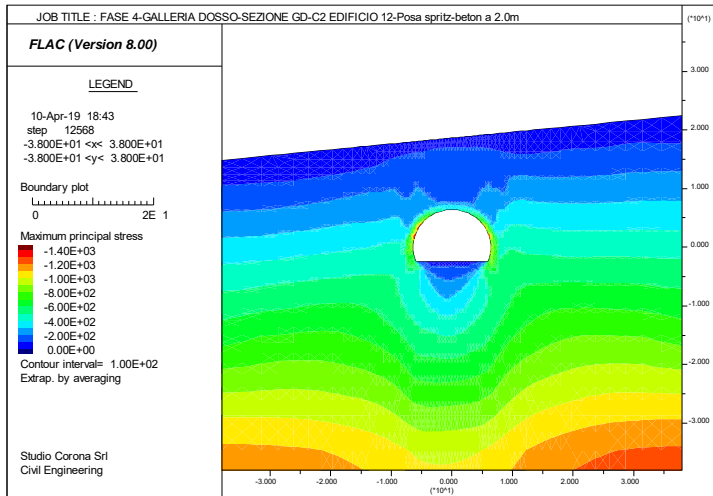


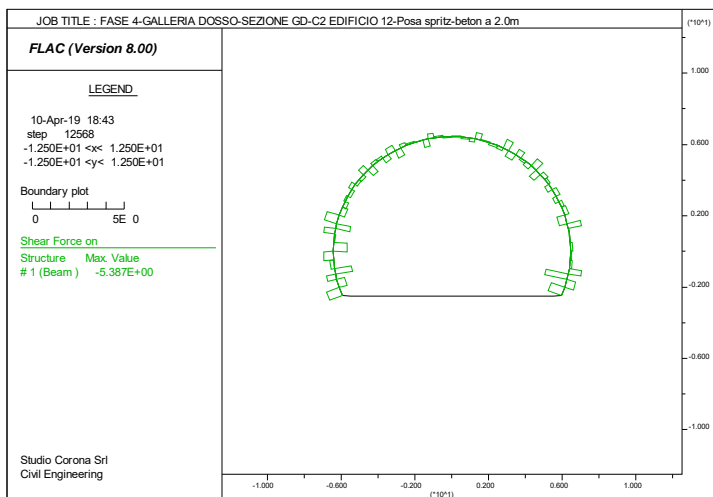
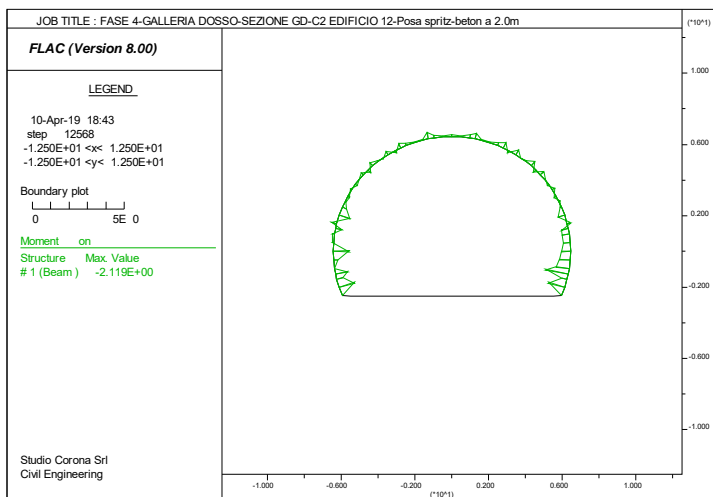
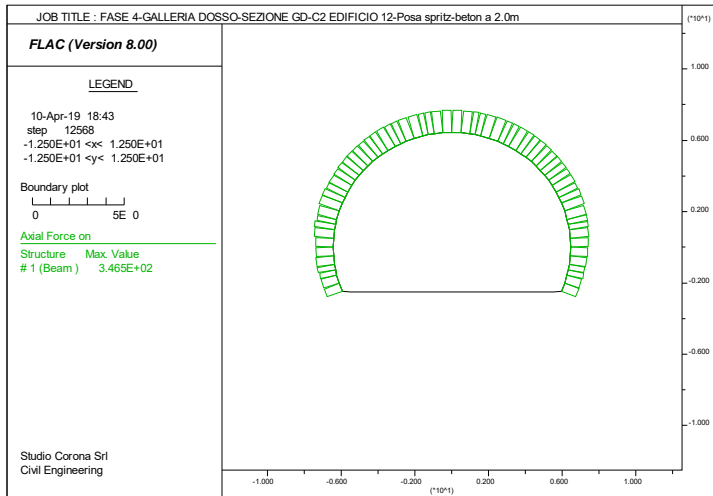


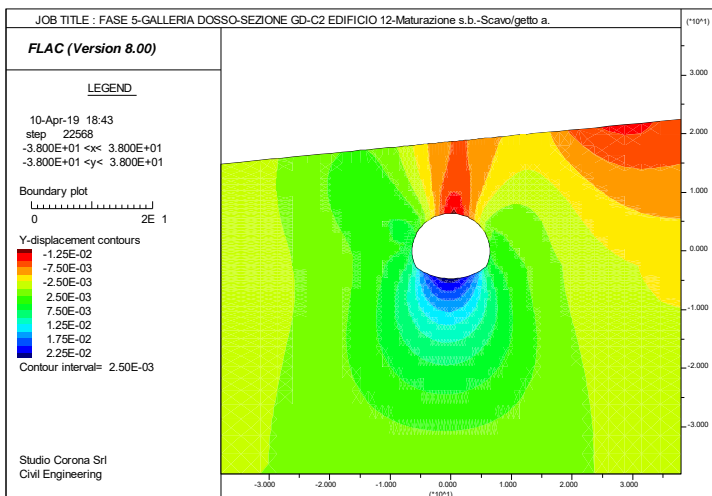
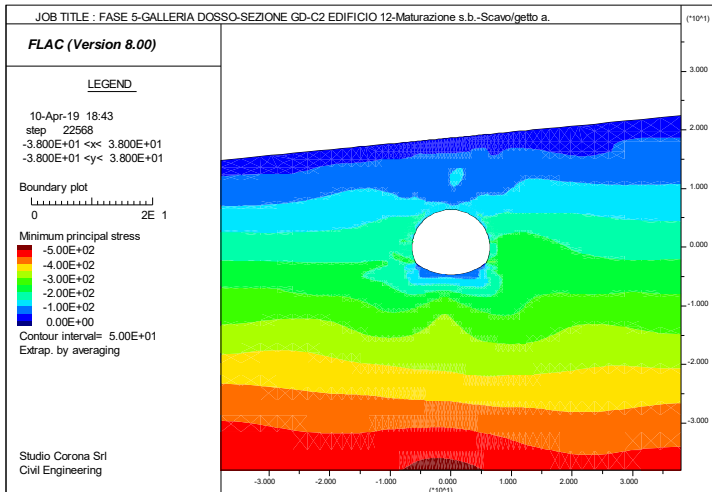
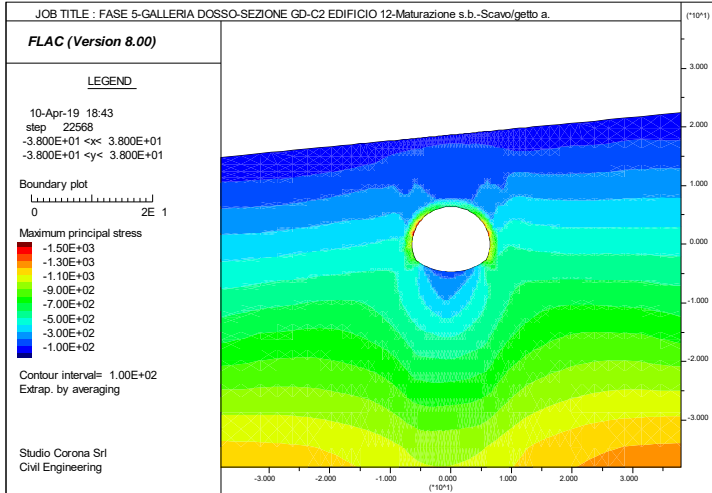


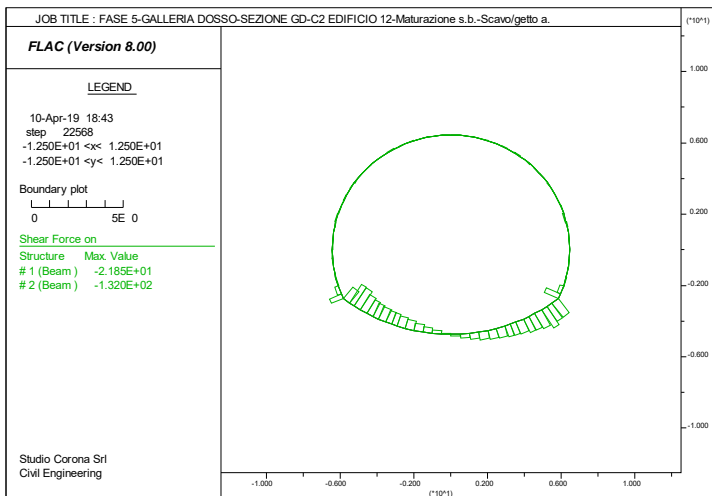
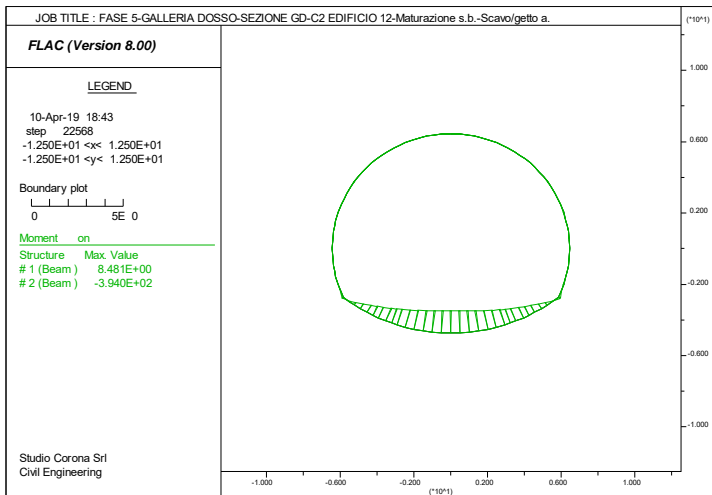
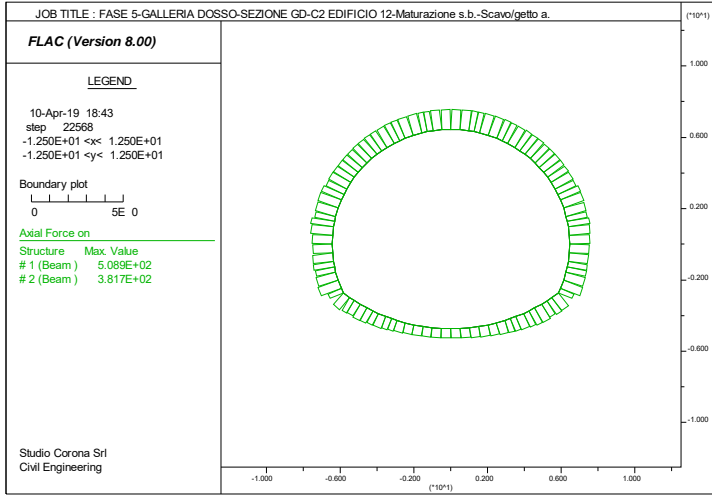


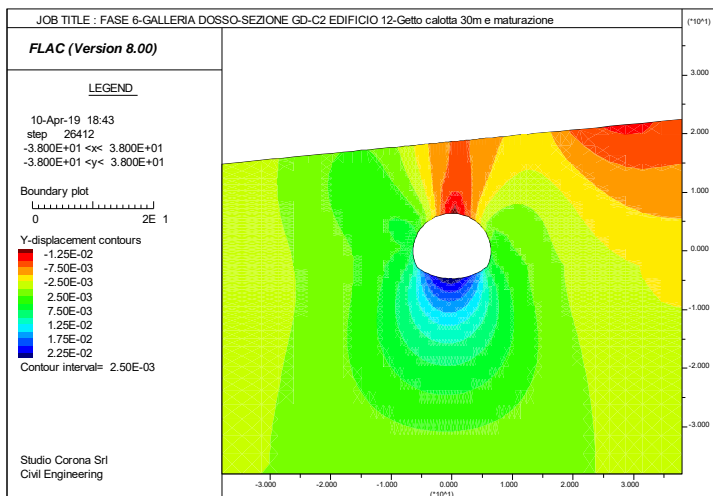
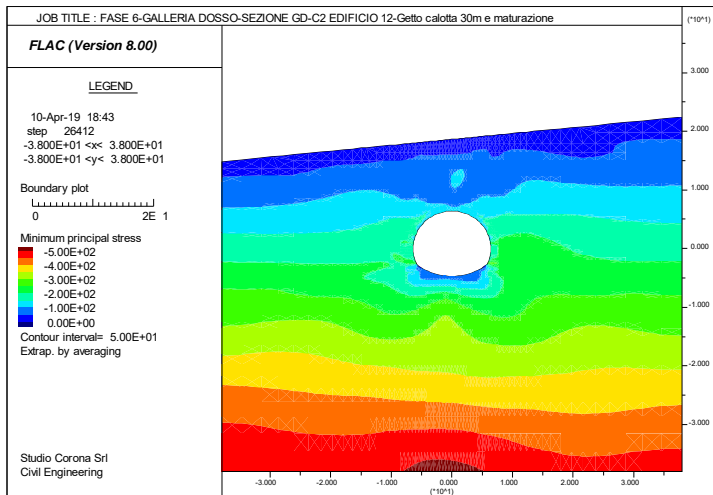
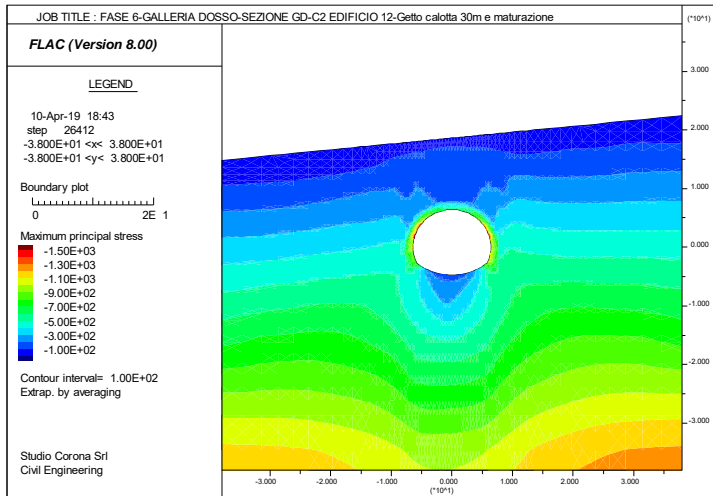


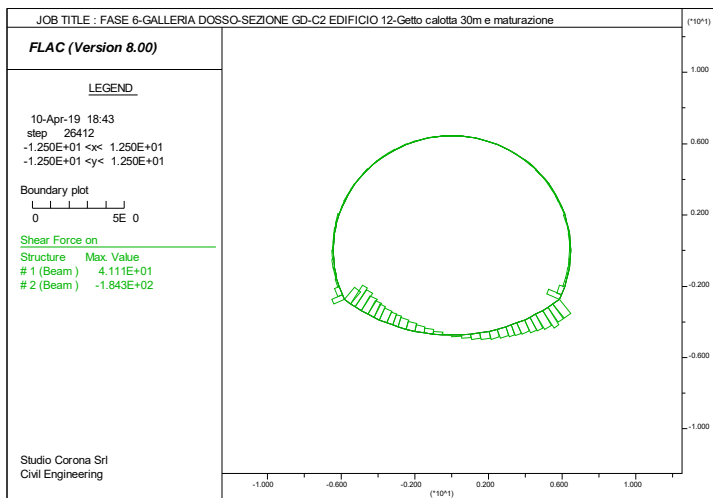
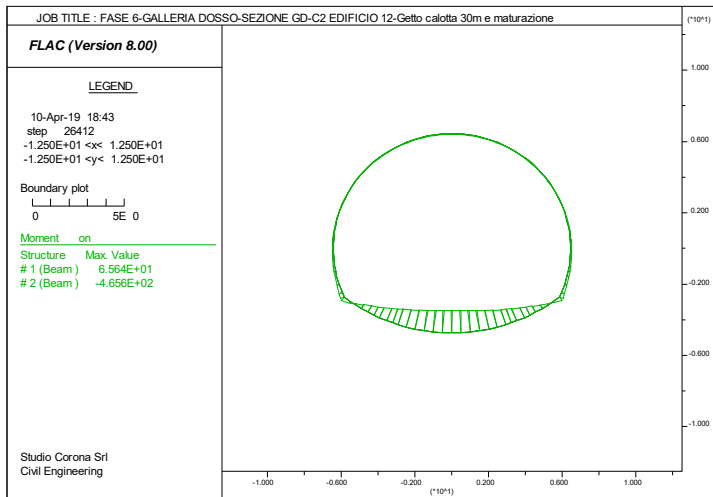
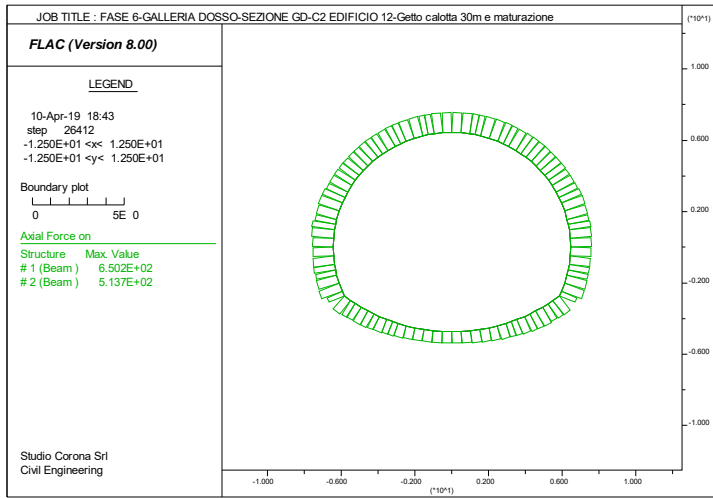


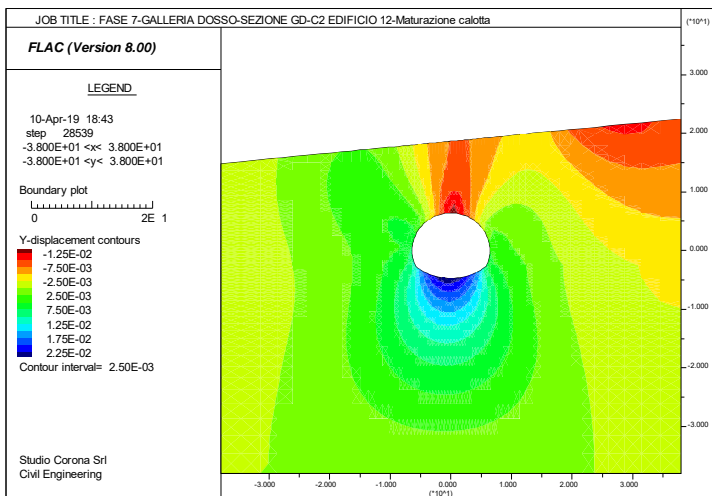
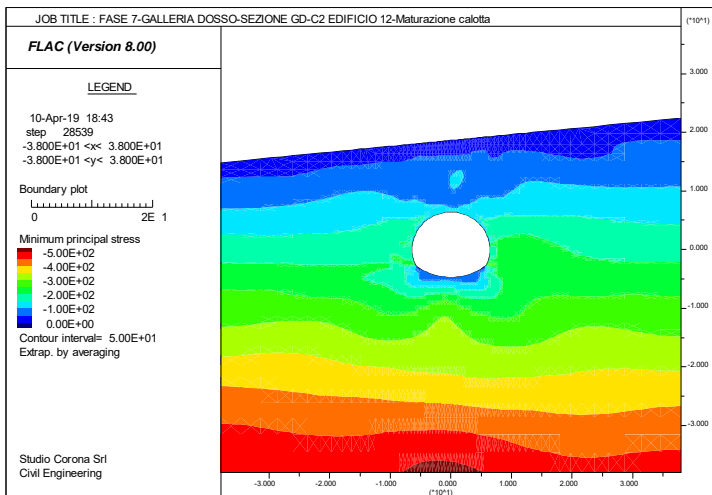
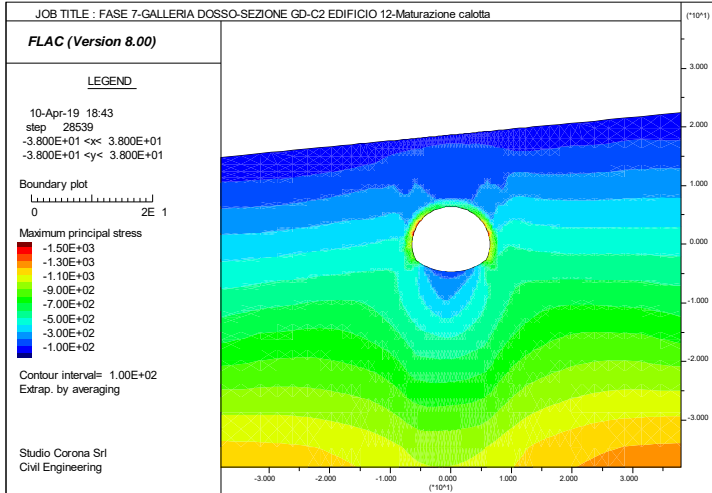


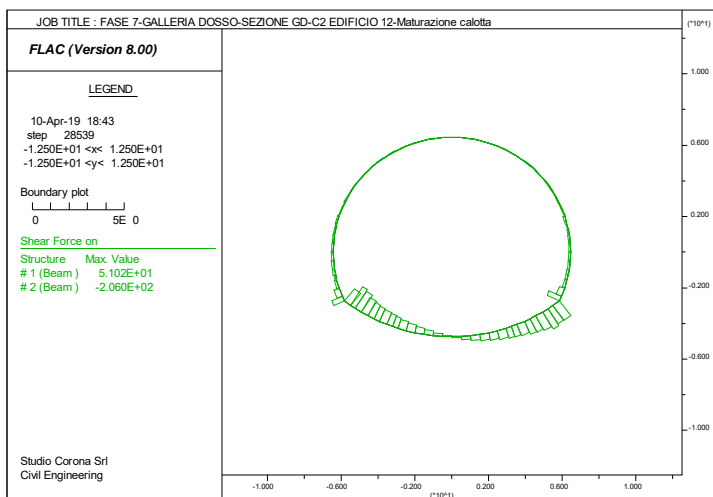
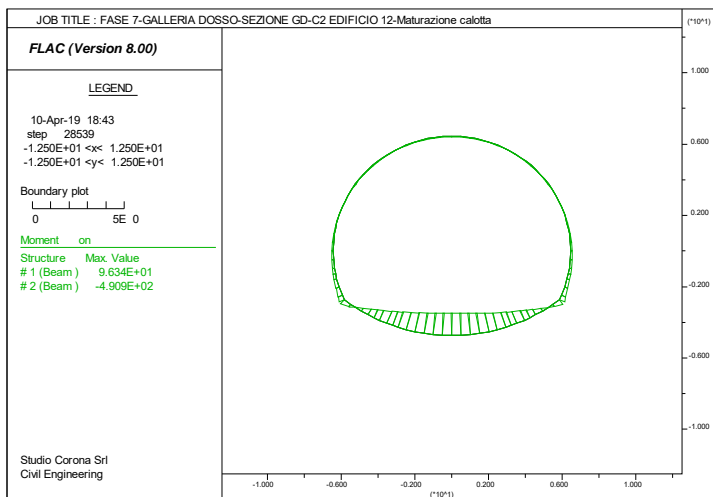
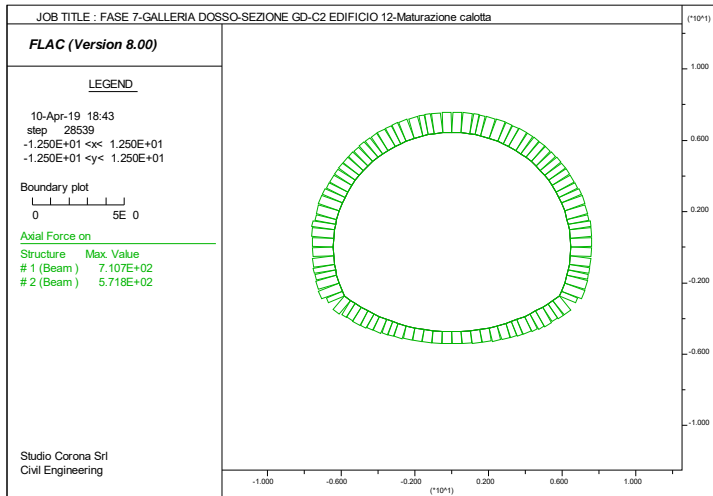










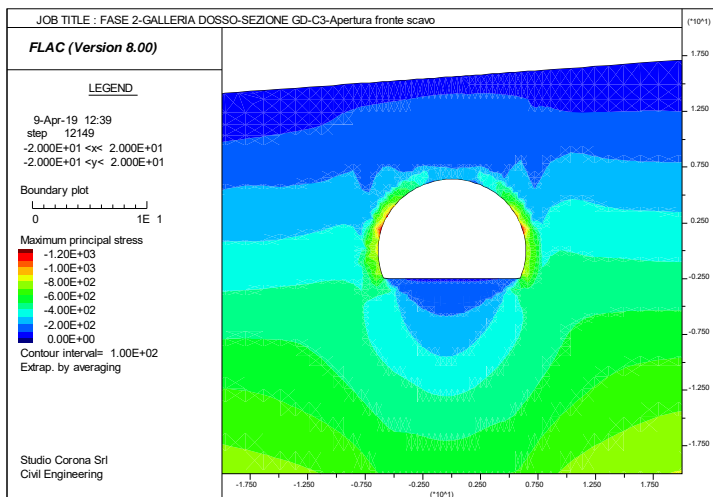
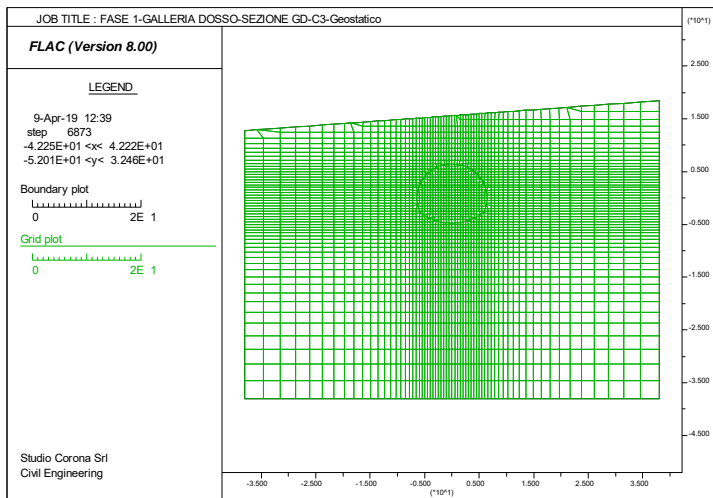


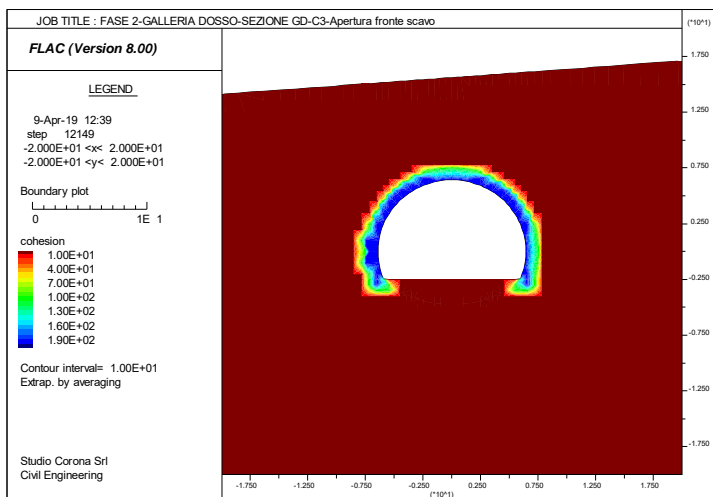
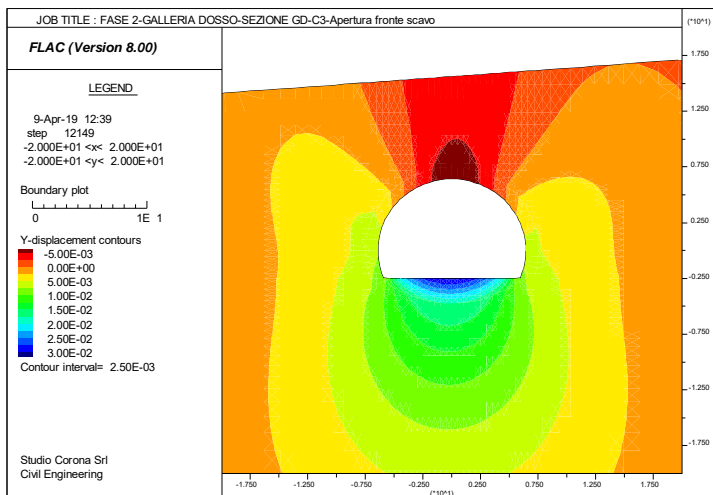
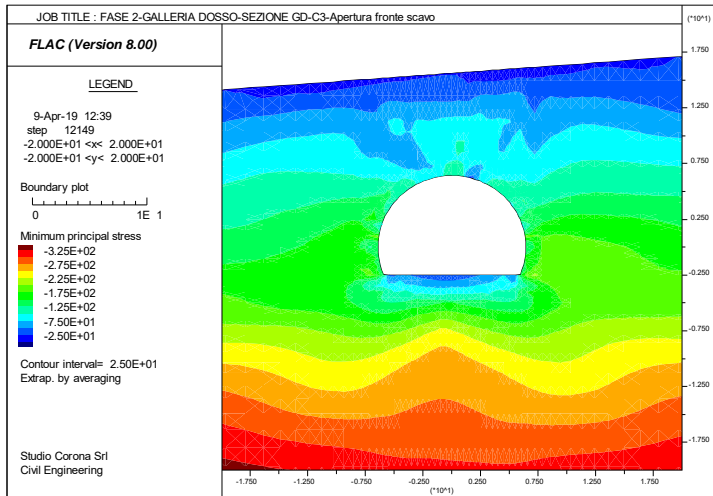


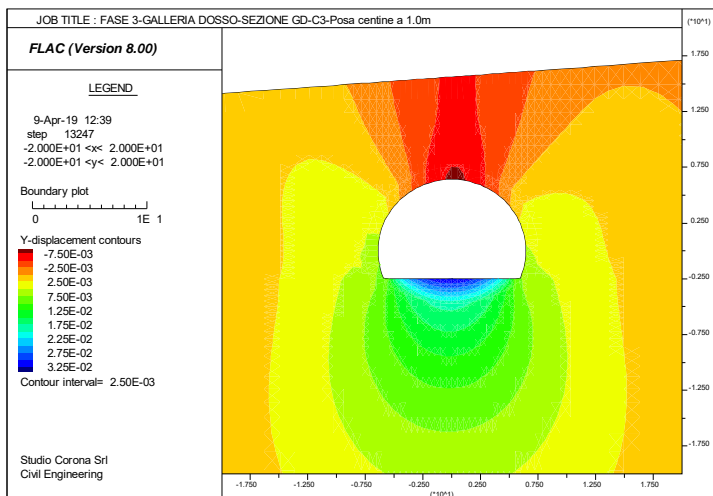
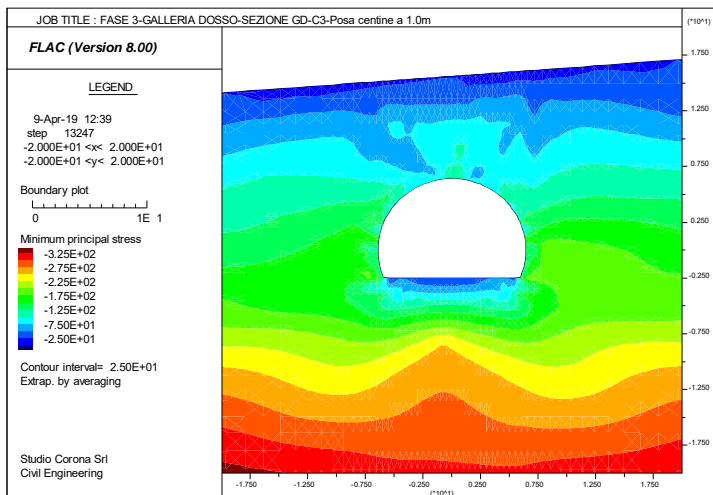
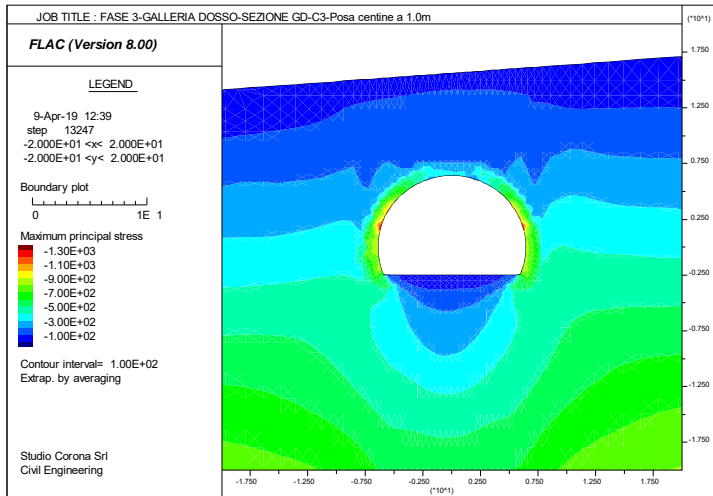
## 14 SEZIONE TIPO GD-C3 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

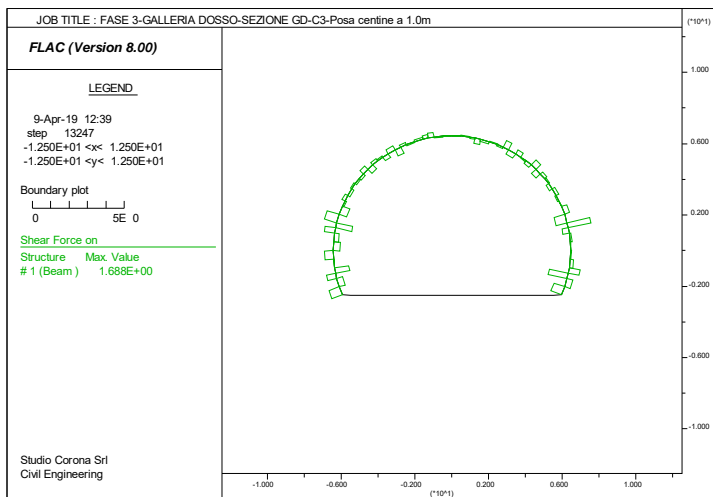
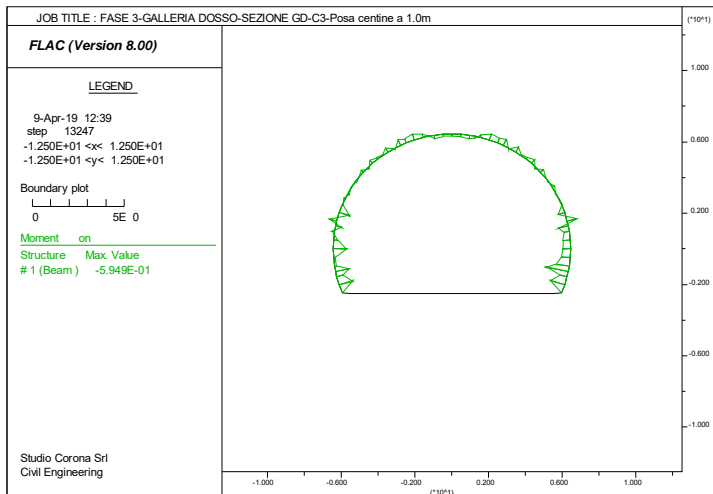
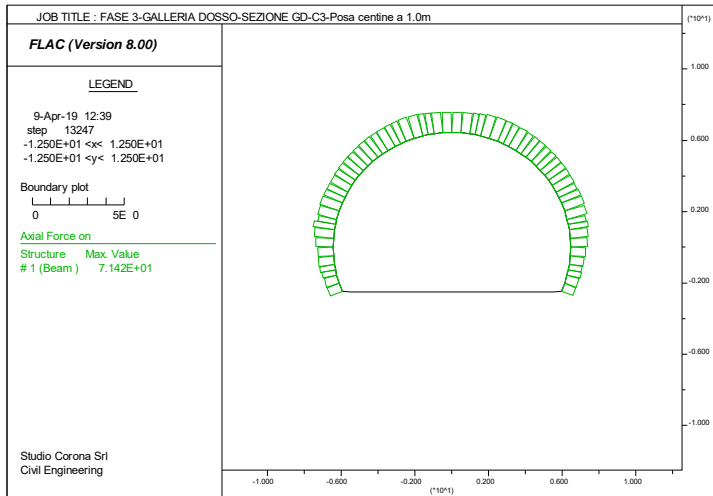
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

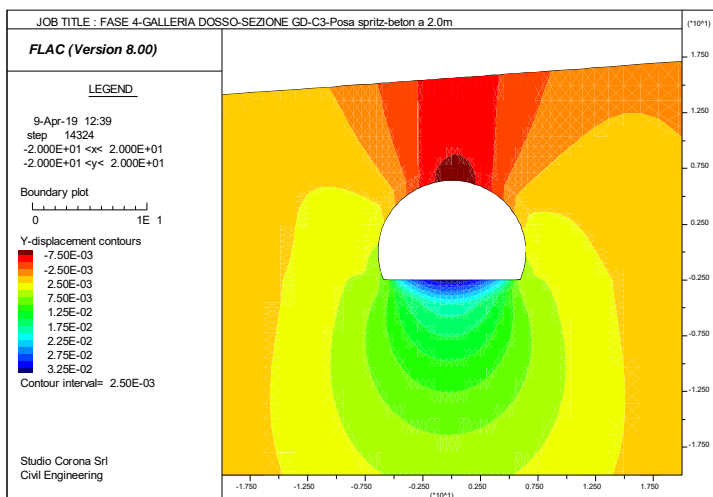
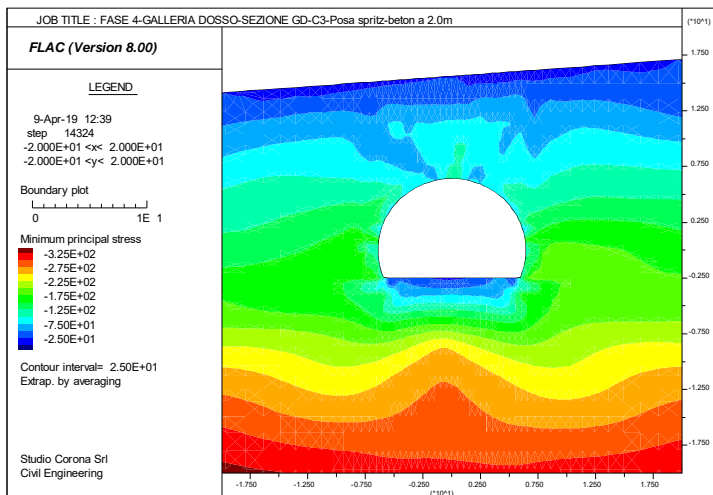
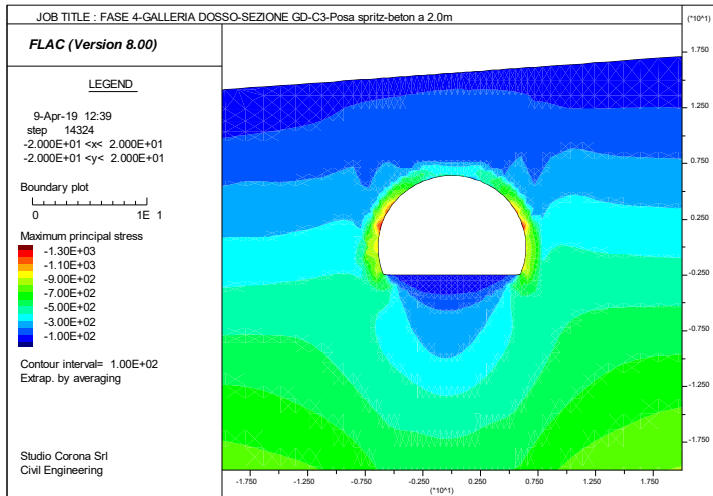
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale  $y_{dis}$  nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

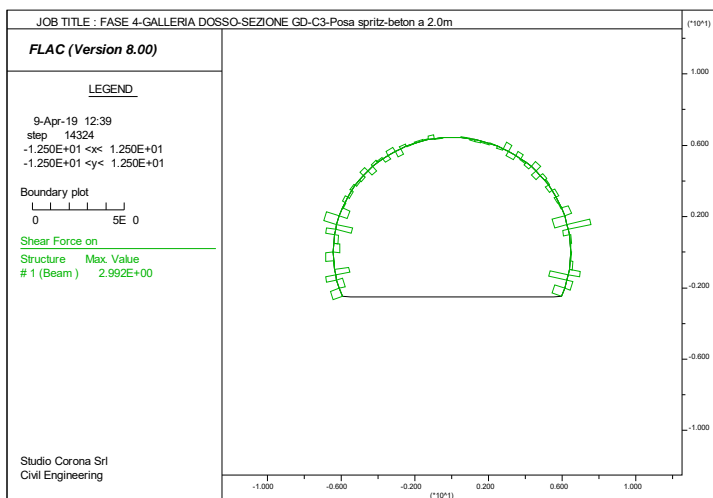
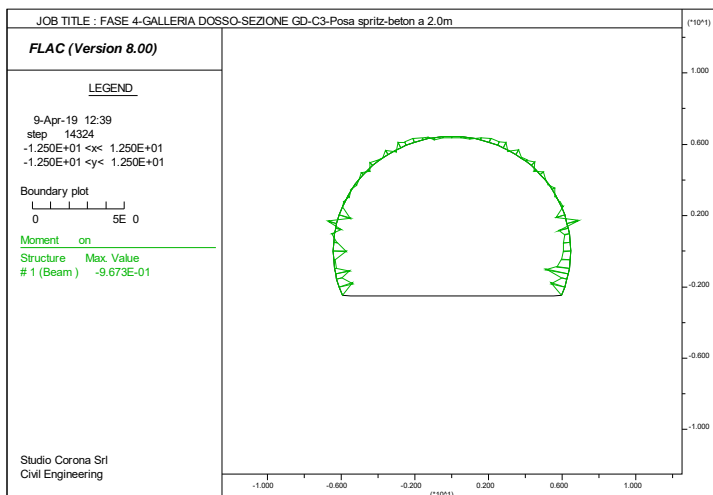
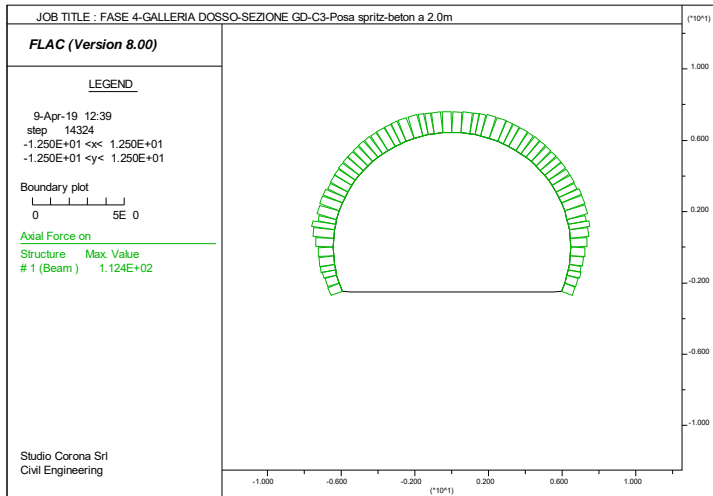


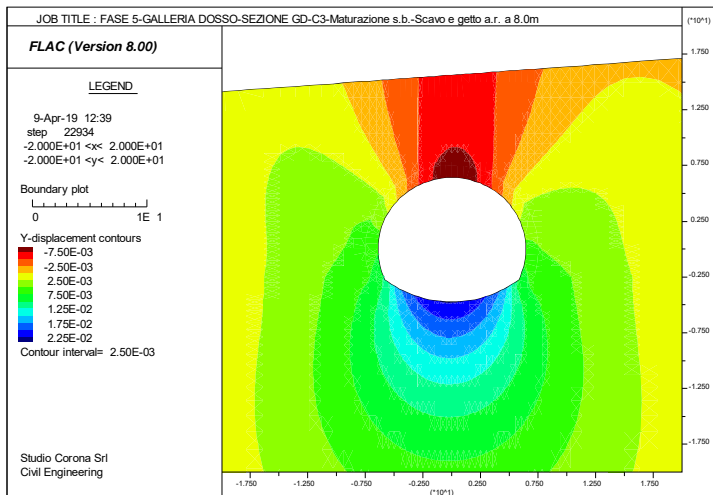
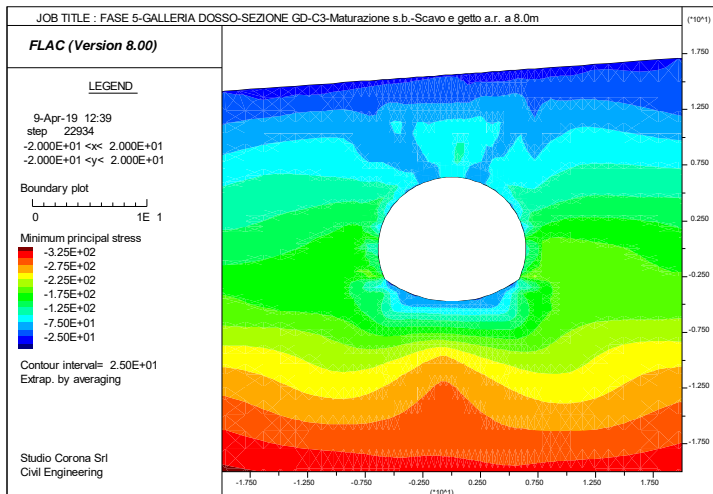
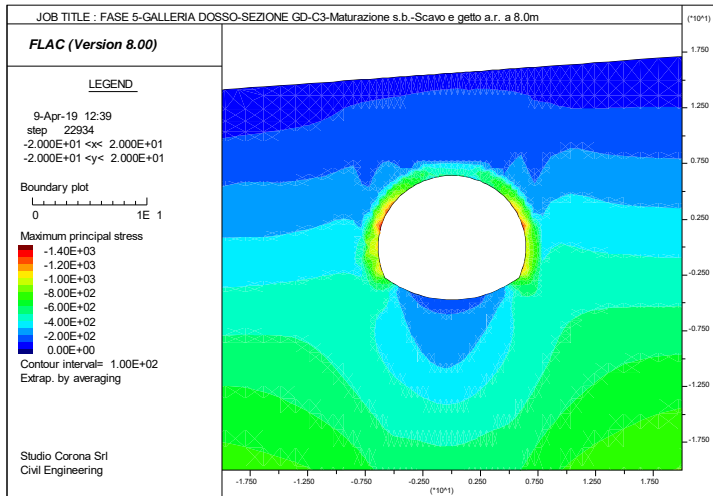


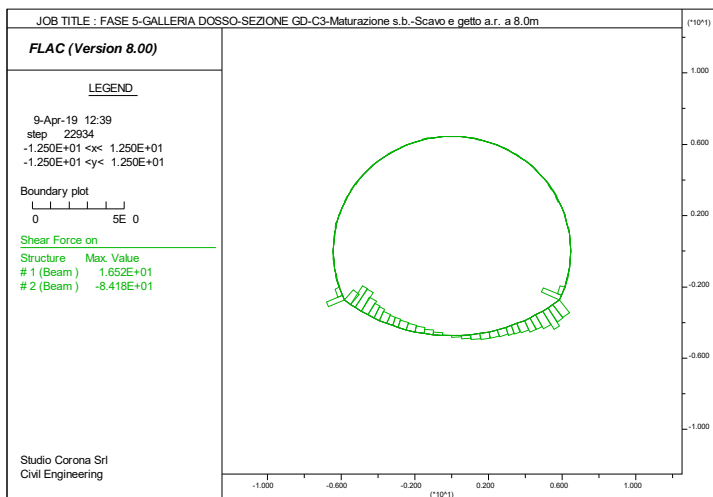
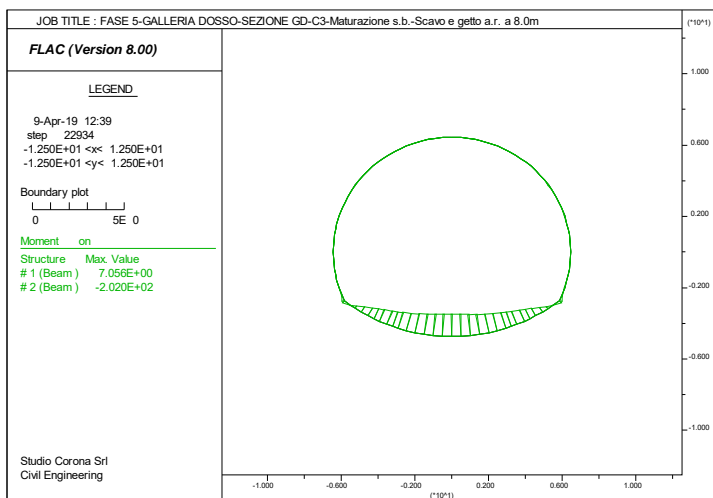
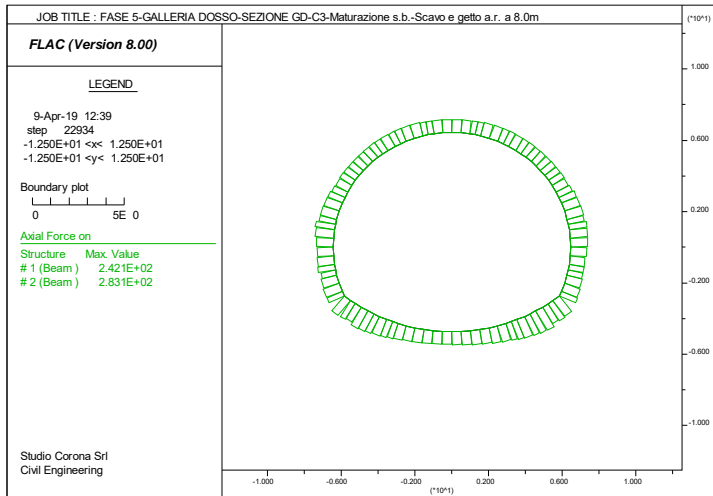




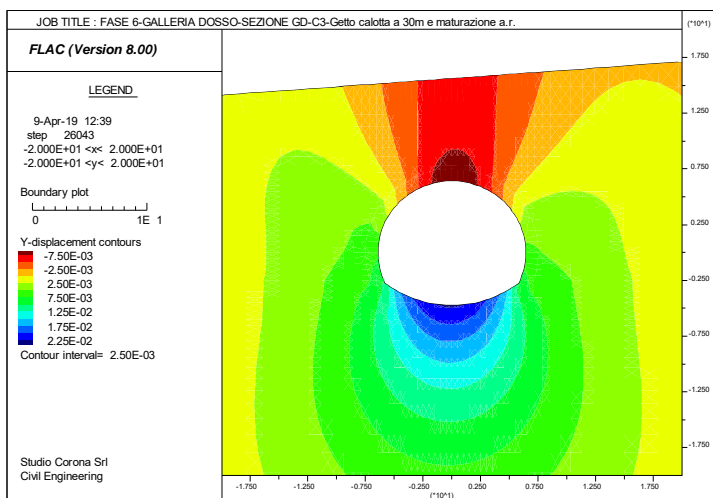
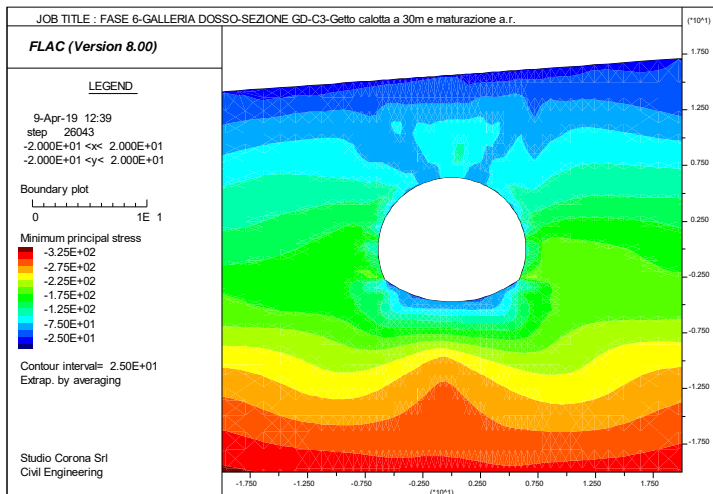
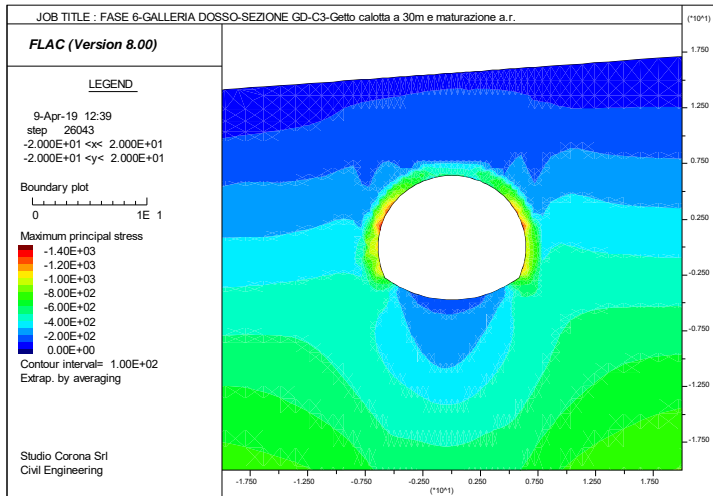


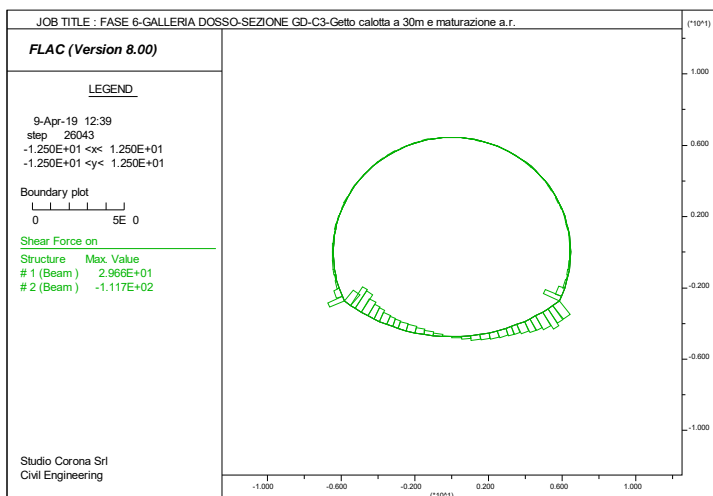
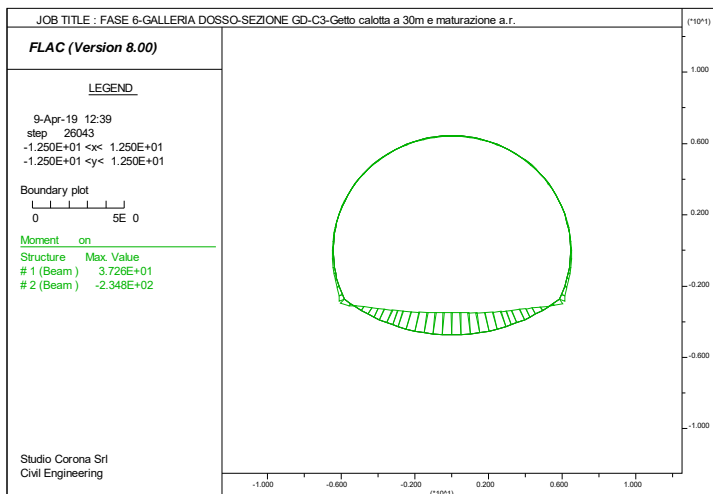
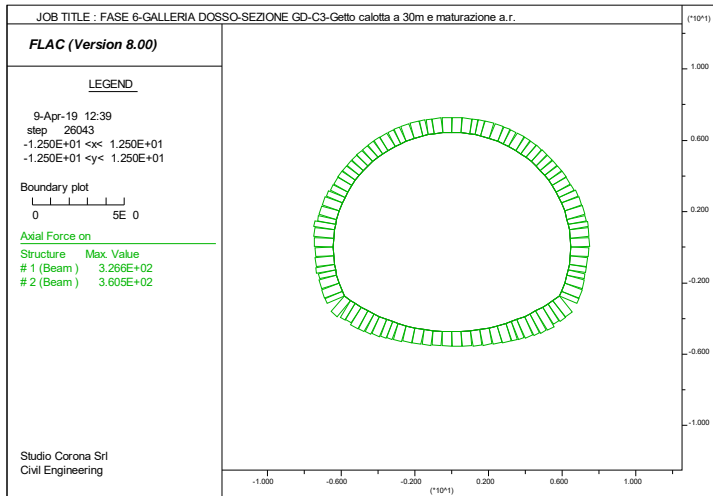


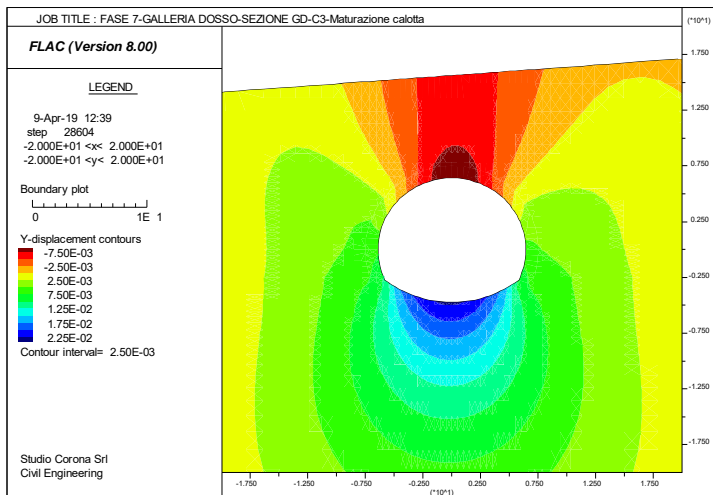
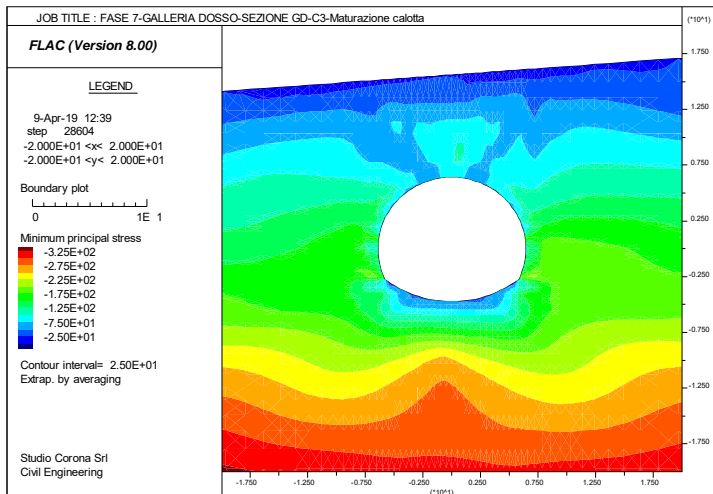
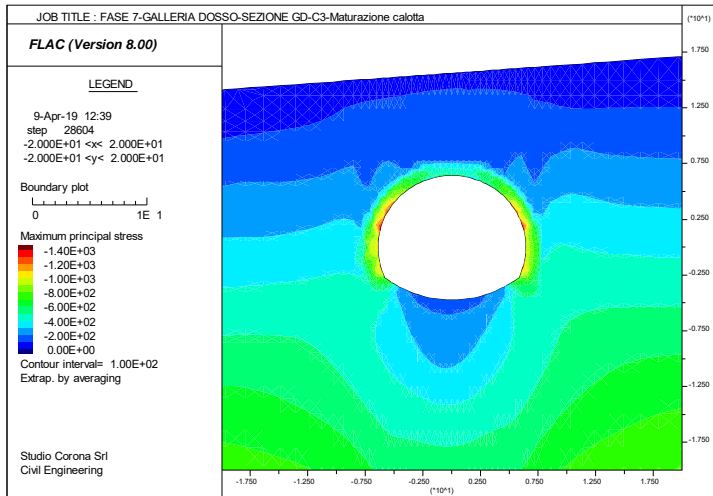


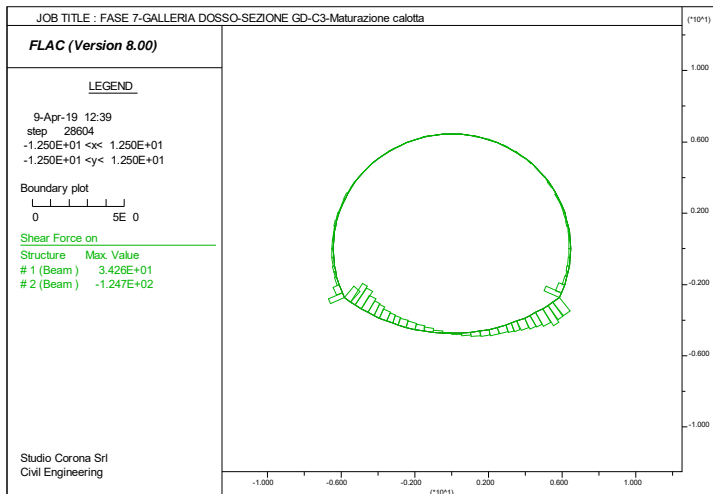
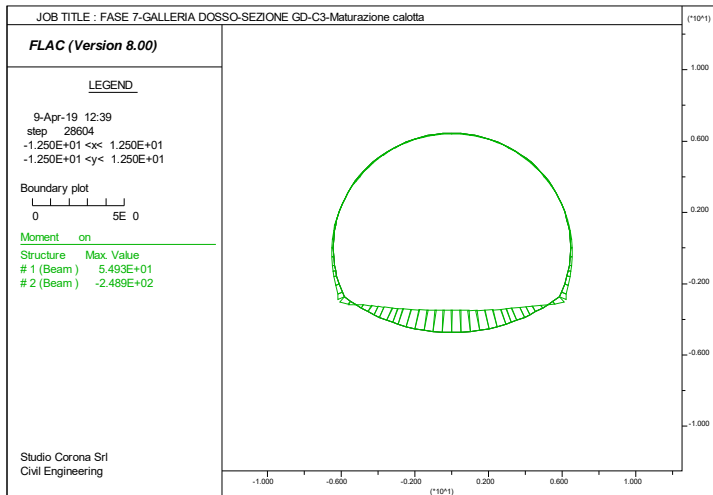
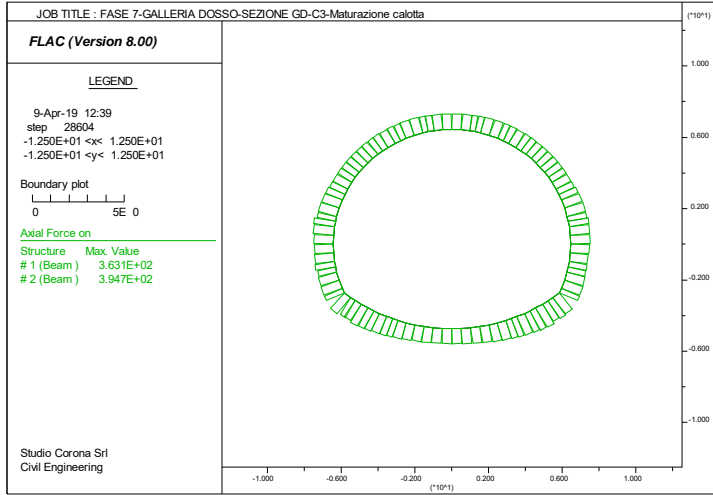












## 15 SEZIONE TIPO GD-C4 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale ydis nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

