

S.S. 45bis - Gardesana Occidentale

Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

PROGETTO DEFINITIVO

COD. MI92

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

*Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena Majetta
Ordine Geol. di Roma n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Ing. Laura Troiani
Ordine Ing. di Roma n. 31890*

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

GALLERIE NATURALI

GALLERIA NATURALE MUSLONE

Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

DPM10092 D 18

NOME FILE

T00GA01OSTRE02A

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB.

T00GA01OSTRE02

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

Gen 2020

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
4.1 CALCESTRUZZI.....	6
4.1.1 Galleria artificiale.....	6
4.2 ACCIAI.....	6
4.2.1 Acciaio da c.a.....	6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
6. ANALISI.....	10
6.1 METODOLOGIA DI CALCOLO.....	10
6.2 INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA.....	11
6.3 CONDIZIONI DI CARICO	13
6.3.1 Peso proprio (G ₁).....	13
6.3.2 Sovraccarico permanente (G ₂) e spinta del terreno (G ₃).....	13
6.3.3 Azioni sismiche (E).....	14
6.3.4 Combinazioni di carico.....	15
6.4 RISULTATI DELL'ANALISI.....	16
6.4.1 Combinazione 1 (SLU STATICO).....	16
6.4.2 Combinazione 2 (SLU SISMICO vert positivo).....	19
6.4.3 Combinazione 3 (SLU SISMICO vert negativo).....	22
6.4.4 Combinazione 4 (SLE OP).....	25
6.5 VERIFICHE STRUTTURALI	26
6.5.1 Verifiche a pressoflessione	27
6.5.2 Verifiche a taglio.....	28
7. ALLEGATI	30
7.1 ALLEGATO 1 – TABULATI DI CALCOLO SCAT	30
7.2 ALLEGATO 2 – TABULATI DI CALCOLO SAX.....	54

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

7.2.1 Sezione 1	54
7.2.2 Sezione 2	64
7.2.3 Sezione 3	74
7.2.4 Sezione 4	84
7.2.5 Sezione 5	94
7.2.6 Sezione 6	104
7.2.7 Sezione 7	114
7.2.8 Sezione 8	124

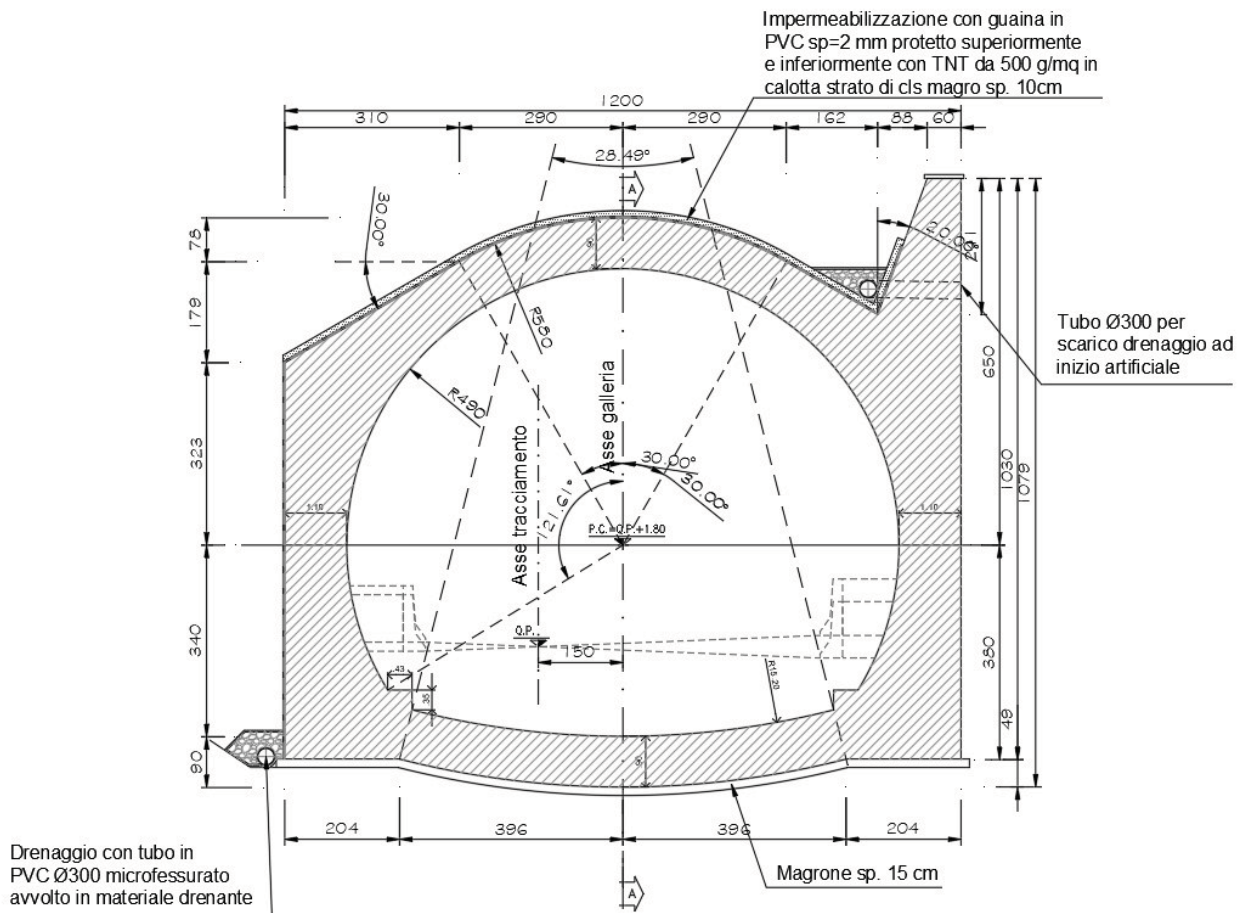
**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto definitivo per la costruzione della *Galleria in variante tra il km 86+576 e il km 88+800, finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta.*

Nel dettaglio si riportano le principali verifiche statiche e sismiche della *galleria artificiale d'imbocco sud della Galleria Muslone.*

Di seguito si riporta rappresentazione grafica della sezione trasversale dell'opera:



Nei paragrafi che seguono sono riportati i riferimenti normativi, le caratteristiche dei materiali impiegati, le ipotesi adottate alla base dei calcoli e le verifiche statiche eseguite.

2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La progettazione della galleria è stata effettuata con riferimento ai seguenti parametri:

Vita nominale V_N :	50 anni
Classe d'uso:	IV
Coefficiente d'uso C_U :	2
Periodo di riferimento $V_R = 50 \times 2 = 100$ anni, per cui:	100 anni

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutti i calcoli riportati nella presente relazione sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa vigente:

1 – D.M. 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

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZI

4.1.1 Galleria artificiale

GALLERIA ARTIFICIALE, DIMA E PORTALE DI IMBOCCO

- CLASSE DI RESISTENZA A 28gg : C30/37
- CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP : S4
- MAX DIMENSIONE AGGREGATO : 30 mm
- CONTENUTO MIN. CEMENTO : 320 kg/mc
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC3
- COPRIFERRO : C = 50 mm

4.2 ACCIAI

4.2.1 Acciaio da c.a.

ACCIAIO D'ARMATURA

- ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450 C SALDABILE
- TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO (f_{yk}) : 450 MPa
- TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA (f_{tk}) : 540 MPa
- $f_{yk} \geq f_{ynom}$ frattile 5%
- $f_{tk} \geq f_{tnom}$ frattile 5%
- $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$ frattile 10%
- $(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$ frattile 10%

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

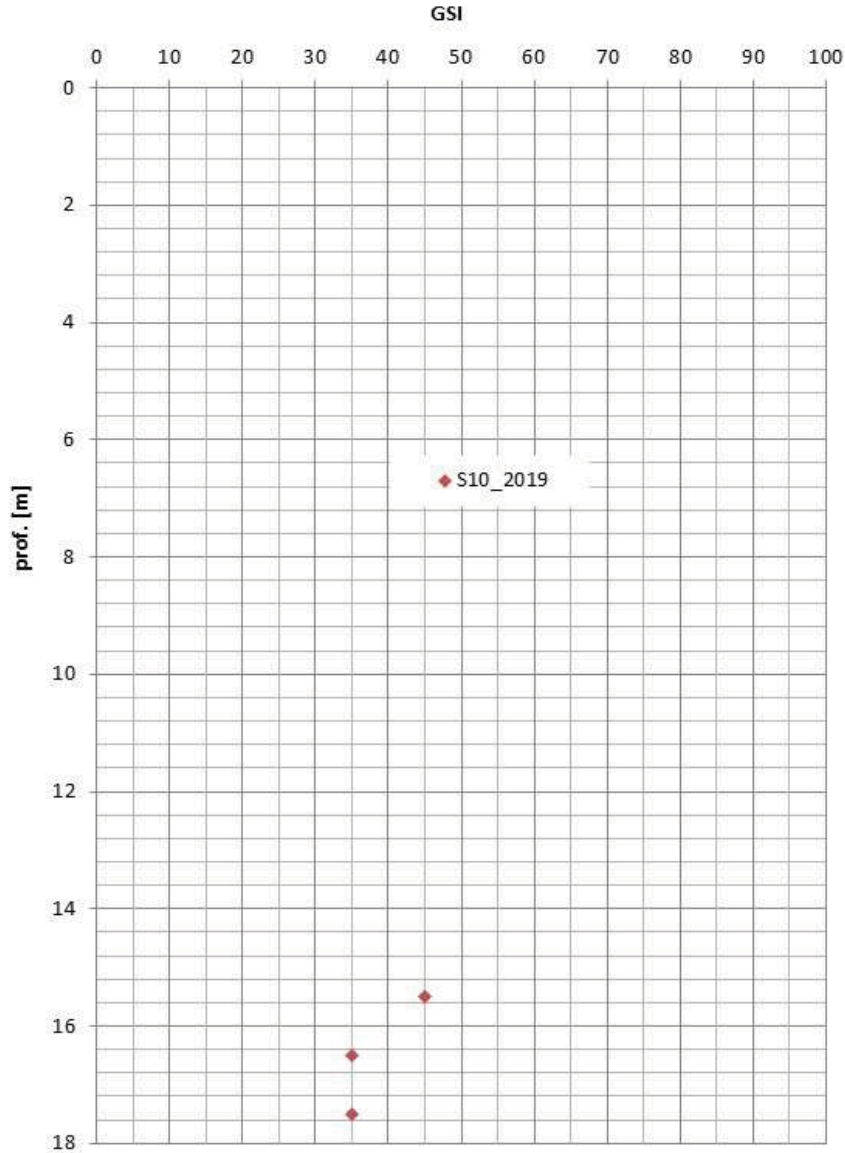
Nel seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici e ridotti delle varie unità assunti nei calcoli.

STRATO	PESO	RESISTENZA (parametri caratteristici)		RIGIDEZZA
		γ	c'	ϕ'
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
TERRENO DI RICOPRIMENTO	20.0	0	32	-
TERRENO DI SPINTA - Unità A (Coltre eluvio-colluviale)	20.0	0	32	35
TERRENO DI FONDAZIONE - Unità C (Calcere)	26.0	135	45	500

Alla luce della presenza della paratia provvisoria a tergo dei piedritti della galleria, si assume che il terreno di spinta sia costituito dal terreno in sito.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dell'unità C si è fatto riferimento al sondaggio S10_2019, ubicato in corrispondenza dell'imbocco. Dall'analisi di questo sondaggio si è ricavato un GSI per l'ammasso di base pari a 35.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**



La resistenza a compressione uniassiale determinata da una prova di schiacciamento su un campione estratto a quota -15.60 m è risultata essere pari a 46.8 MPa.

Il calcolo dei parametri di resistenza del criterio di Mohr-Coulomb equivalenti è stato condotto assumendo i seguenti parametri:

- Fattore di disturbo D = 0.5
- Resistenza a compressione uniassiale $\sigma_c = 46$ MPa
- GSI = 35
- Costante materiale mi = 8
- Peso dell'unità di volume $\gamma = 26$ kN/m³

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

- Applicazione Stabilità pendii
- Altezza pendio H = 14.5 m

Dall'analisi con RocLab si ottiene quanto sotto.

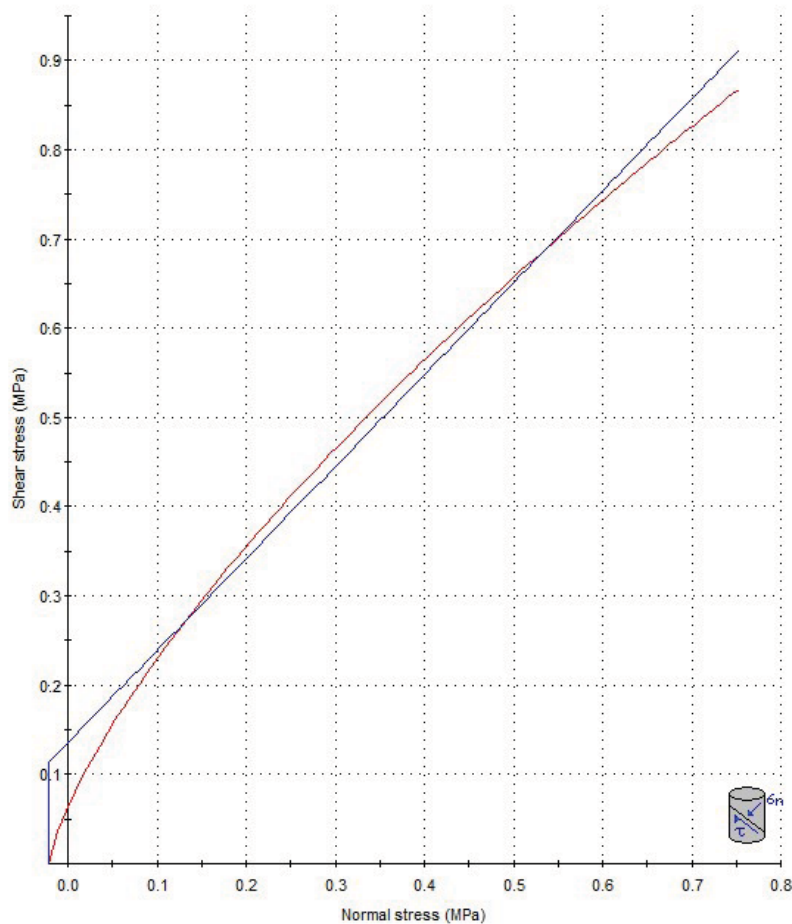
Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 46 MPa
 GSI = 35 m_i = 8 Disturbance factor (D) = 0.5
 intact modulus (E_i) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 0.362 s = 0.0002 a = 0.516

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.136 MPa friction angle = 45.84 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.022 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.526 MPa
 global strength = 3.405 MPa
 deformation modulus = 685.70 MPa

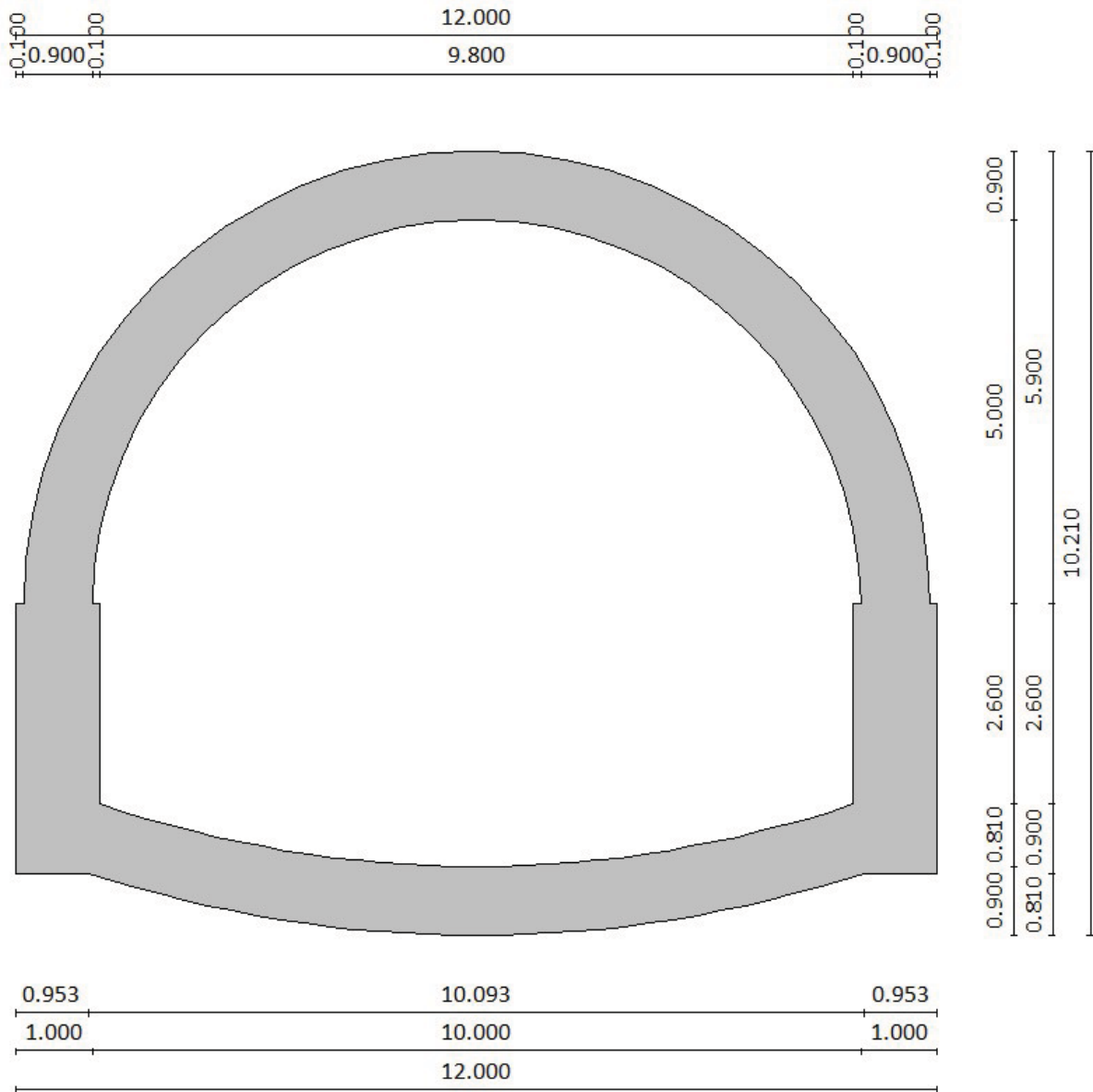


6. ANALISI

6.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Si adotta il modello “delle reazioni iperstatiche” attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali, effettuata con il programma di calcolo SCAT 14, prodotto da Aztec Informatica.

Di seguito le caratteristiche geometriche del modello implementato.



**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Alla struttura viene applicato un sistema di carichi esterni assegnati (attivi) e di carichi di reazione del terreno indotti dalla deformazione del rivestimento stesso (passivi).

Il carico attivo (di entità prefissata) deriva dal peso proprio della struttura, dal carico verticale esercitato dal terreno gravante in calotta, dai sovraccarichi accidentali, dalle spinte ai lati della galleria esercitate dal terreno stesso e da eventuali sovraccarichi e carichi sismici.

L'azione di contenimento del terreno alla deformazione della struttura viene schematicamente considerata nel modello mediante una serie di molle orizzontali applicate ai piedritti della galleria di costante K_h e di molle verticali applicate in corrispondenza dell'arco rovescio, con coefficiente di reazione K_r .

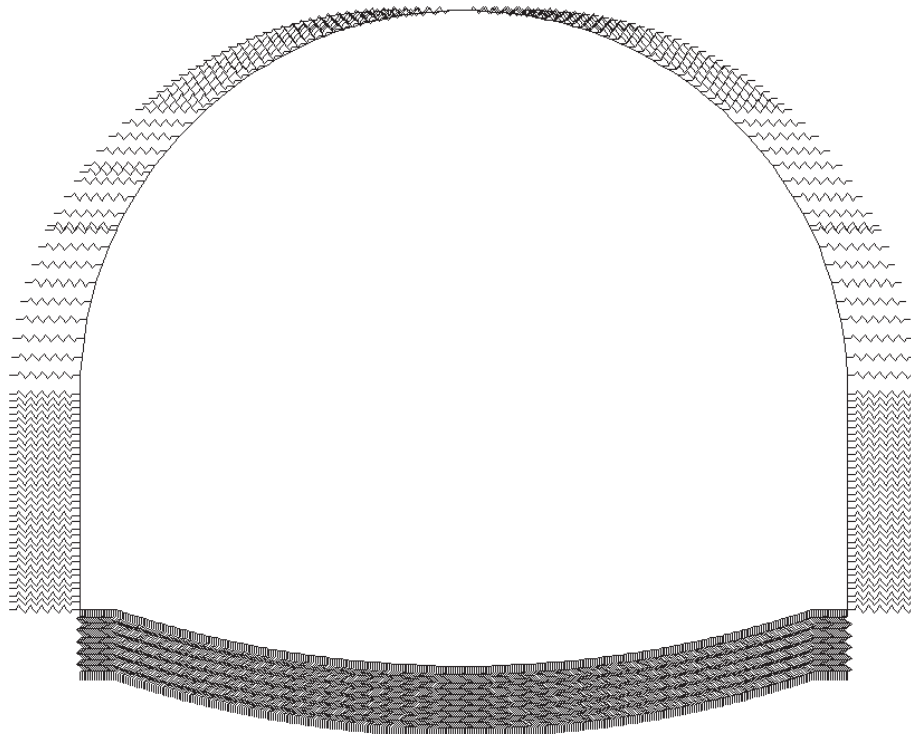


Figura 1 – Modello di calcolo FEM

La sezione analizzata ha lunghezza unitaria in direzione longitudinale.

Il software indicato è stato utilizzato solo per la determinazione delle sollecitazioni sulla struttura indotte dai carichi e dalle reazioni delle molle, mentre le verifiche strutturali sono state condotte con apposito programma di calcolo.

6.2 INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura è stata schematizzata attraverso l'imposizione di vincoli elastici, soggetti a sola compressione, posti in corrispondenza dei nodi della struttura.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Le costanti di reazione delle molle poste sotto l'arco rovescio sono state determinate secondo la formula di Boussinesq:

$$k = E' / [(1 - \nu^2) \times B \times f]$$

con:

E': Modulo di rigidezza "drenato" del terreno in sito

ν : Coefficiente di Poisson del terreno in sito

B: semilarghezza dell'arco rovescio

f = 2.25 fattore di forma (caso di fondazione nastriforme)

Di seguito il dettaglio del calcolo.

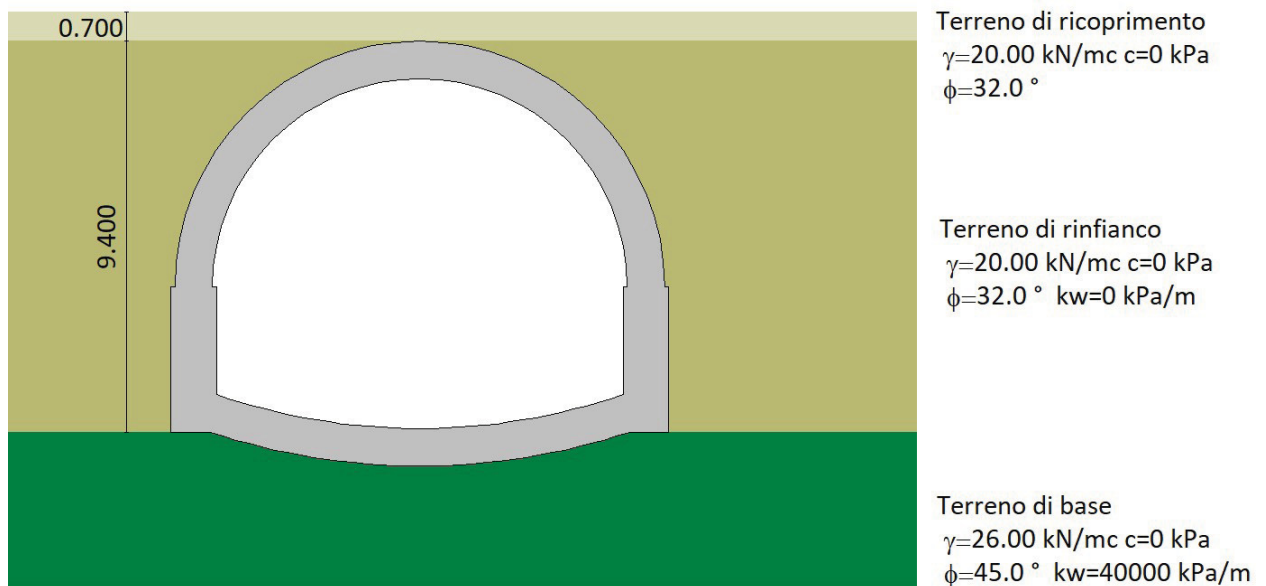
CALCOLO RIGIDEZZA MOLLE

Molle verticali sotto AR

Modulo elastico terreno	<i>E</i>	500	MPa
Modulo di Poisson terreno	ν	0.25	-
Semilarghezza dell'arco	<i>B</i>	6	m
fattore f (2.25 per fondazione nastriforme; 1 per arco lungo 2B)	<i>f</i>	2.25	-
Rigidezza molle	<i>k</i>	40	MPa

In via cautelativa si è assunto valore nullo per la rigidezza delle molle sui piedritti.

Di seguito il modello di calcolo con la sintesi delle ipotesi sulle caratteristiche dei terreni e sulle molle d'interazione.



GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

6.3 CONDIZIONI DI CARICO

Si considerano le seguenti condizioni di carico:

1. Peso proprio (G1);
2. Sovraccarico permanente (G2);
3. Spinta del terreno (G3);
4. Azioni sismiche (E);

6.3.1 Peso proprio (G1)

Computato automaticamente dal codice di calcolo considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

6.3.2 Sovraccarico permanente (G2) e spinta del terreno (G3)

Il carico verticale agente sui nodi è determinato considerando l'altezza di terreno effettivamente gravante:

$$p_{vi} = h_i \times \gamma_r$$

essendo γ_r il peso specifico del materiale di ritombamento e h_i pari all'altezza di terreno di ritombamento al di sopra dell'*i*-esimo nodo.

Si considerano le spinte orizzontali variabili con la profondità calcolate secondo la formula:

$$P_h = \gamma H K_o$$

con $K_o = 1 - \sin\phi$ pari al coefficiente di spinta a riposo.

La spinta del terreno è calcolata in automatico dal software, mentre è inserita manualmente la sovraspinta indotta dal sovraccarico a tergo del piedritto, calcolata considerando il coefficiente di spinta a riposo.

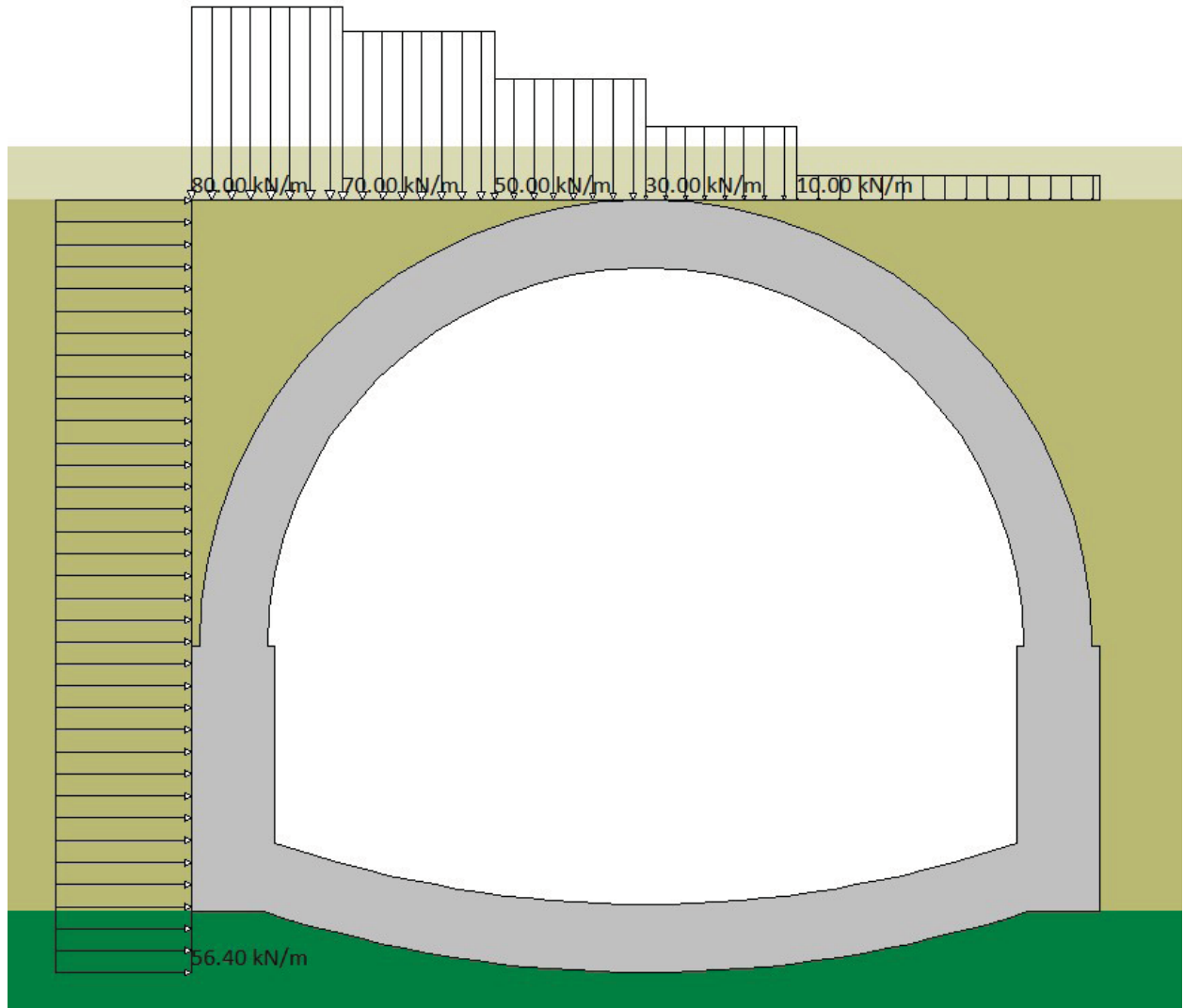


Figura 2 – Modello di calcolo galleria con sovraccarichi applicati

6.3.3 Azioni sismiche (E)

L'incremento di spinta delle terre in fase sismica è stato valutato in accordo alla teoria di Wood valida per manufatti di elevata rigidezza. In accordo alla teoria di Wood l'incremento dinamico di spinta del terreno risulta pari a:

$$\Delta P = \gamma H^2 k_h / g$$

Essendo γ il peso specifico "medio" del terreno, ponderato sull'intera altezza di scavo del manufatto.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

SLU	
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	1.985
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0.202
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0	2.495
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0.277
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S _s	Tipo E 1.445
Coefficiente di riduzione (β _m)	C 1.000
Coeff. amplificazione topografica S _T	T2 1.200
$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta_m$	
Coeff. di intensità sismica orizzontale K_h [%]	35.075
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0.50
Forma diagramma incremento sismico <input type="radio"/> Triangolare <input checked="" type="radio"/> Rettangolare	
Calcolo incremento sismico <input type="radio"/> Mononobe-Okabe <input checked="" type="radio"/> Wood	

6.3.4 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche sono state implementate le seguenti combinazioni di carico:

1. SLU: $1.3 \times G_1 + 1.5 \times G_2 + 1.3 \times G_3$
2. SLV+: $G_1 + G_2 + G_3 + E_h + E_v$
3. SLV-: $G_1 + G_2 + G_3 + E_h - E_v$
4. SLE-QP: $G_1 + G_2 + G_3$

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

6.4 RISULTATI DELL'ANALISI

Di seguito i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni allo SLE e allo SLU per le 4 combinazioni considerate.

6.4.1 Combinazione 1 (SLU STATICO)

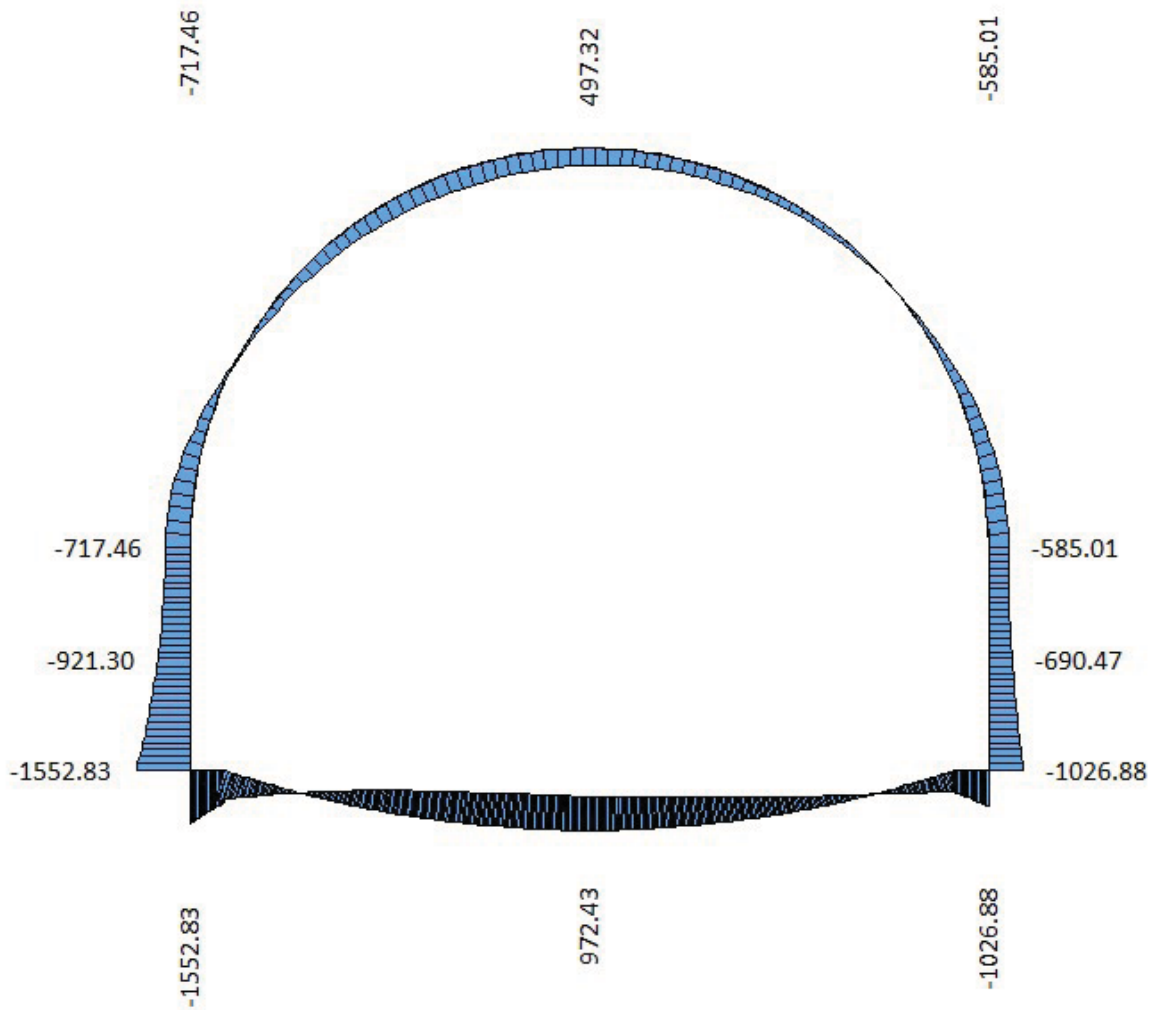


Figura 3 – Momento flettente

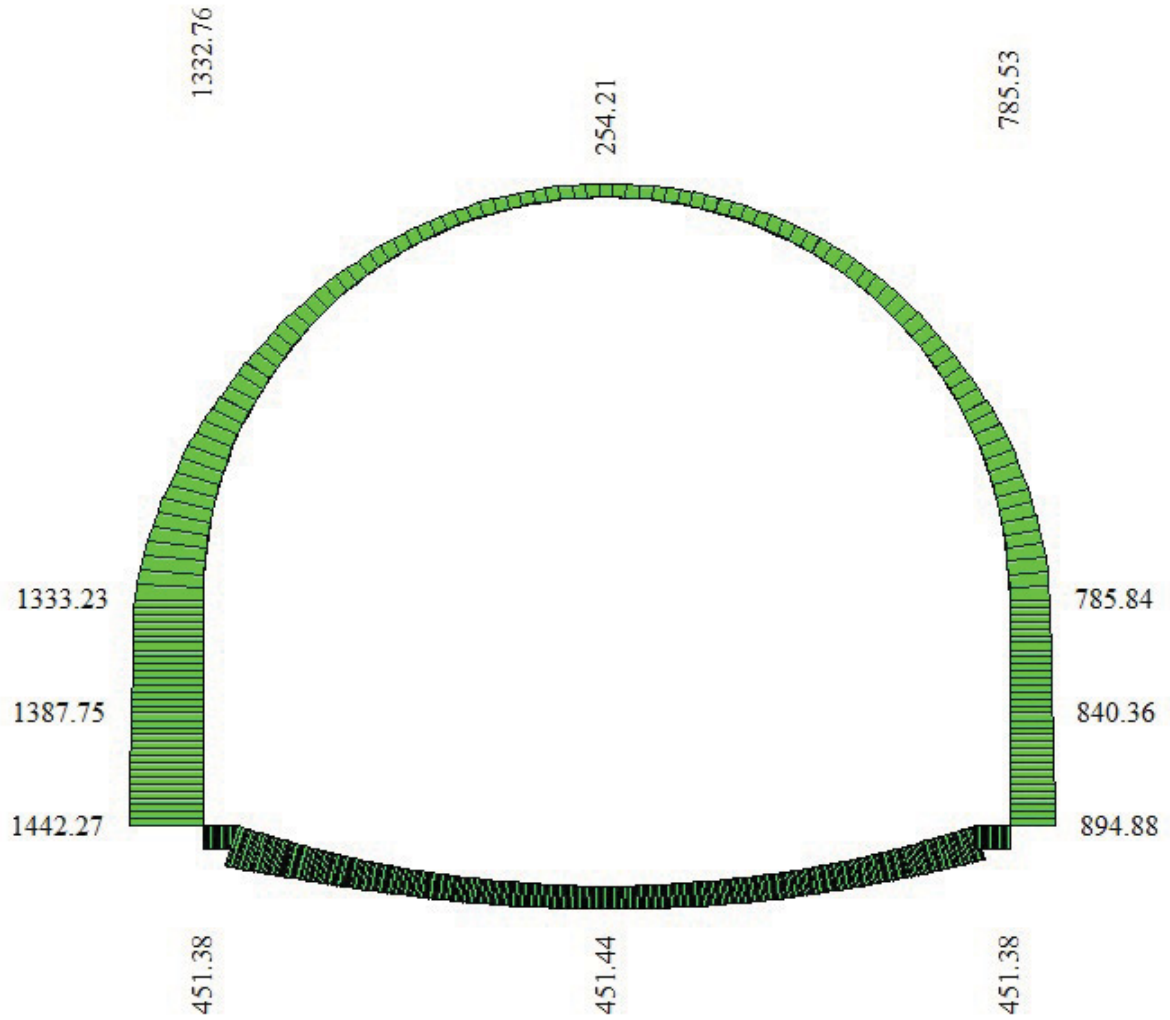


Figura 4 - Sforzo normale

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

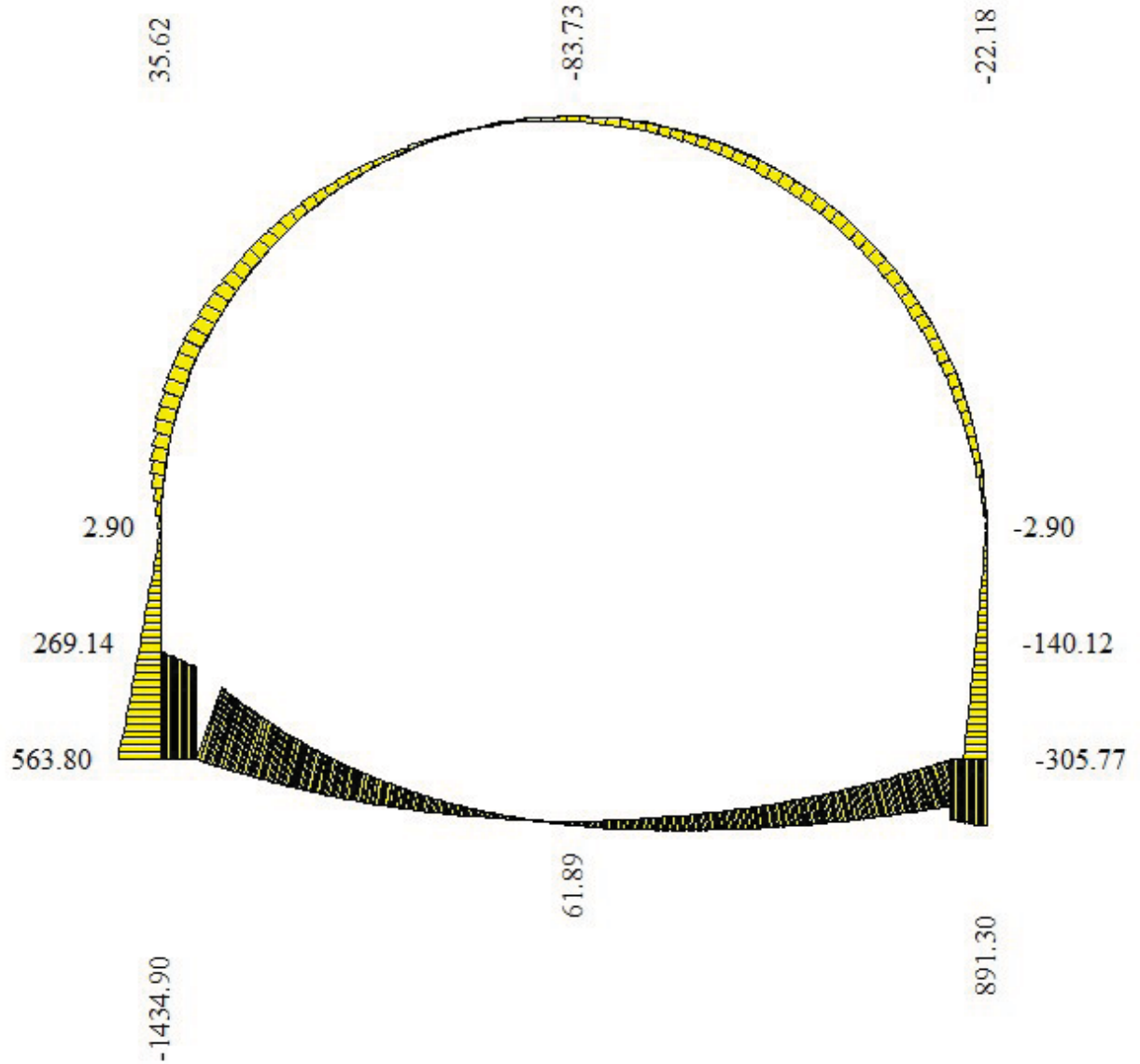


Figura 5 - Taglio

6.4.2 Combinazione 2 (SLU SISMICO vert positivo)

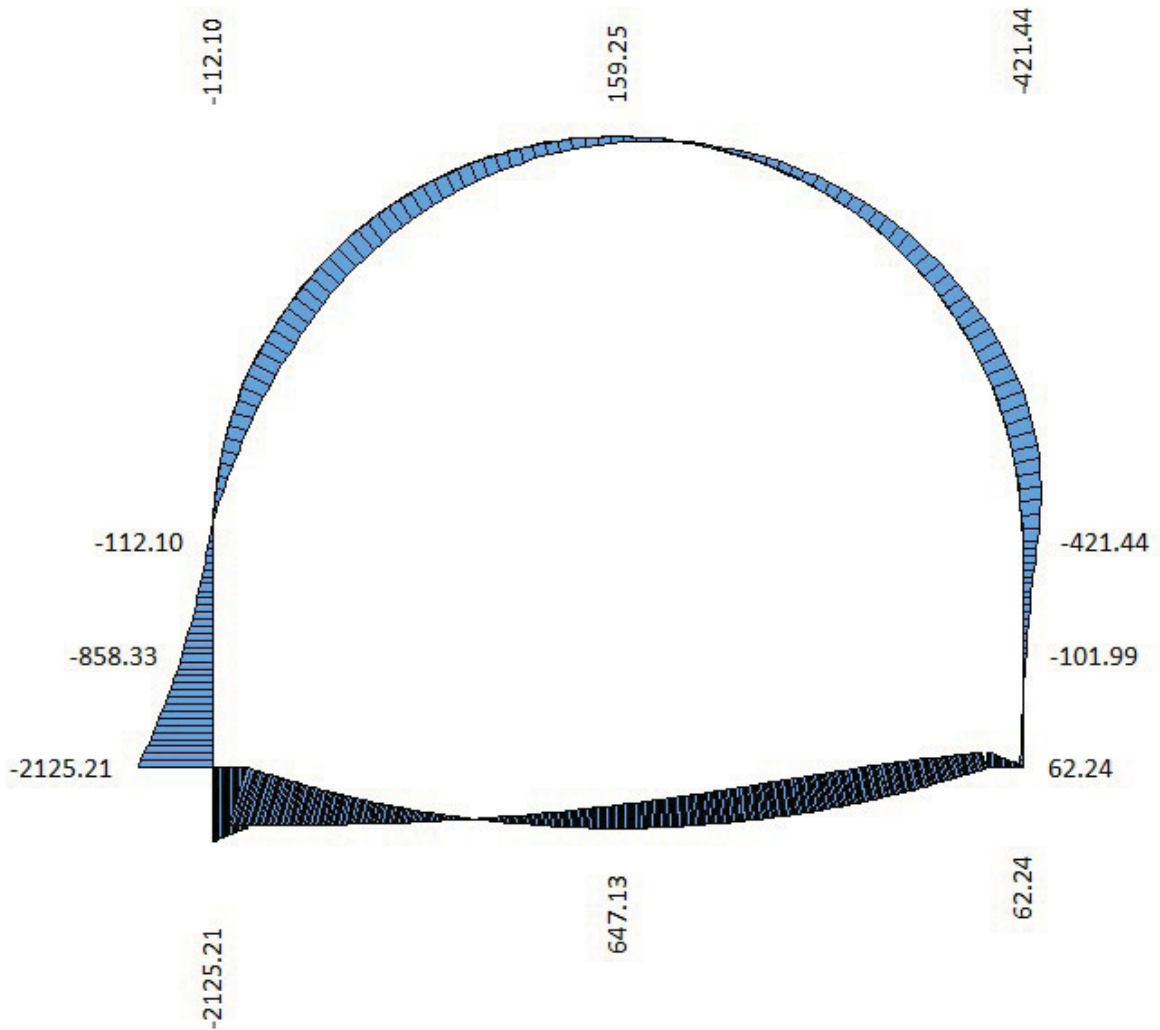


Figura 6 – Momento flettente

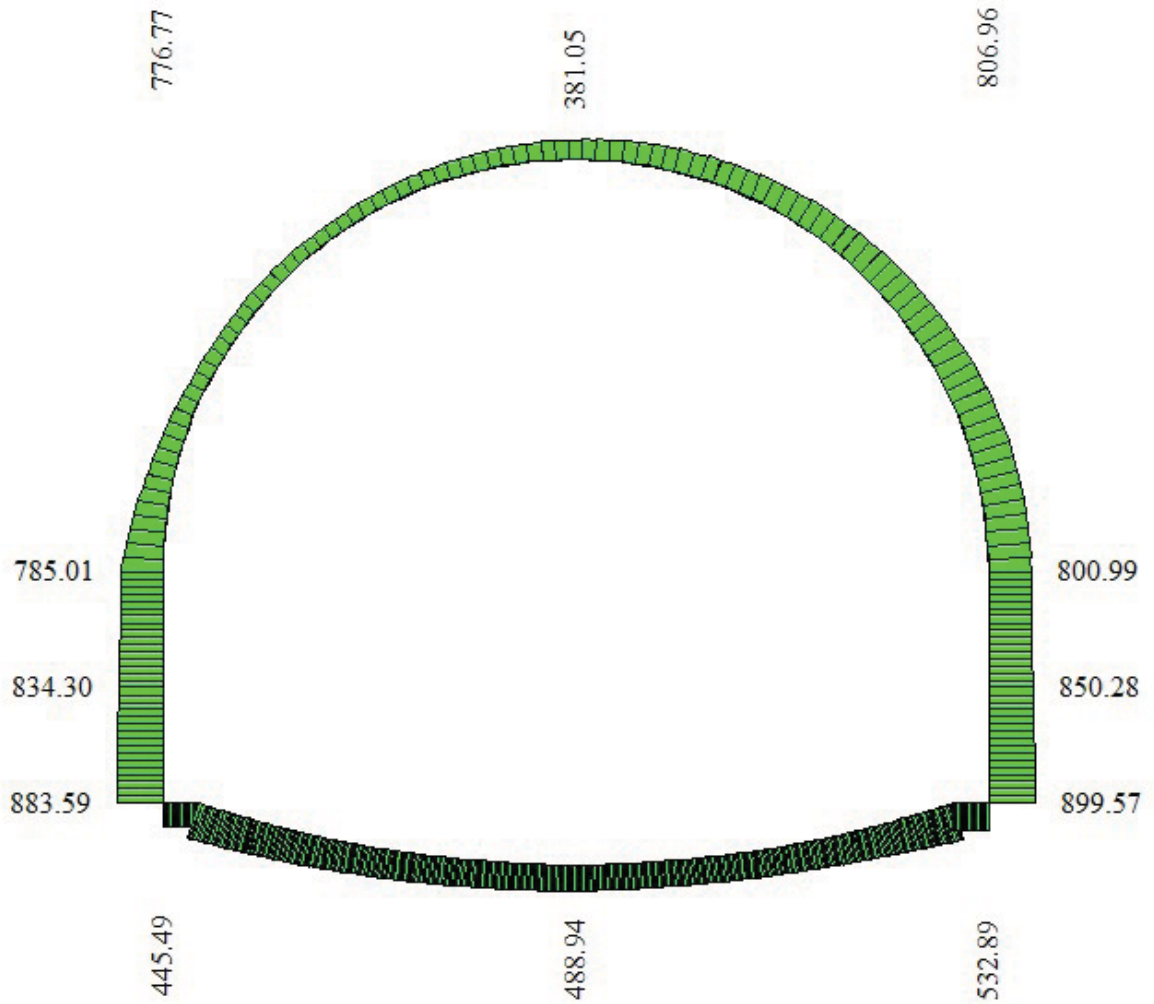


Figura 7 - Sforzo normale

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

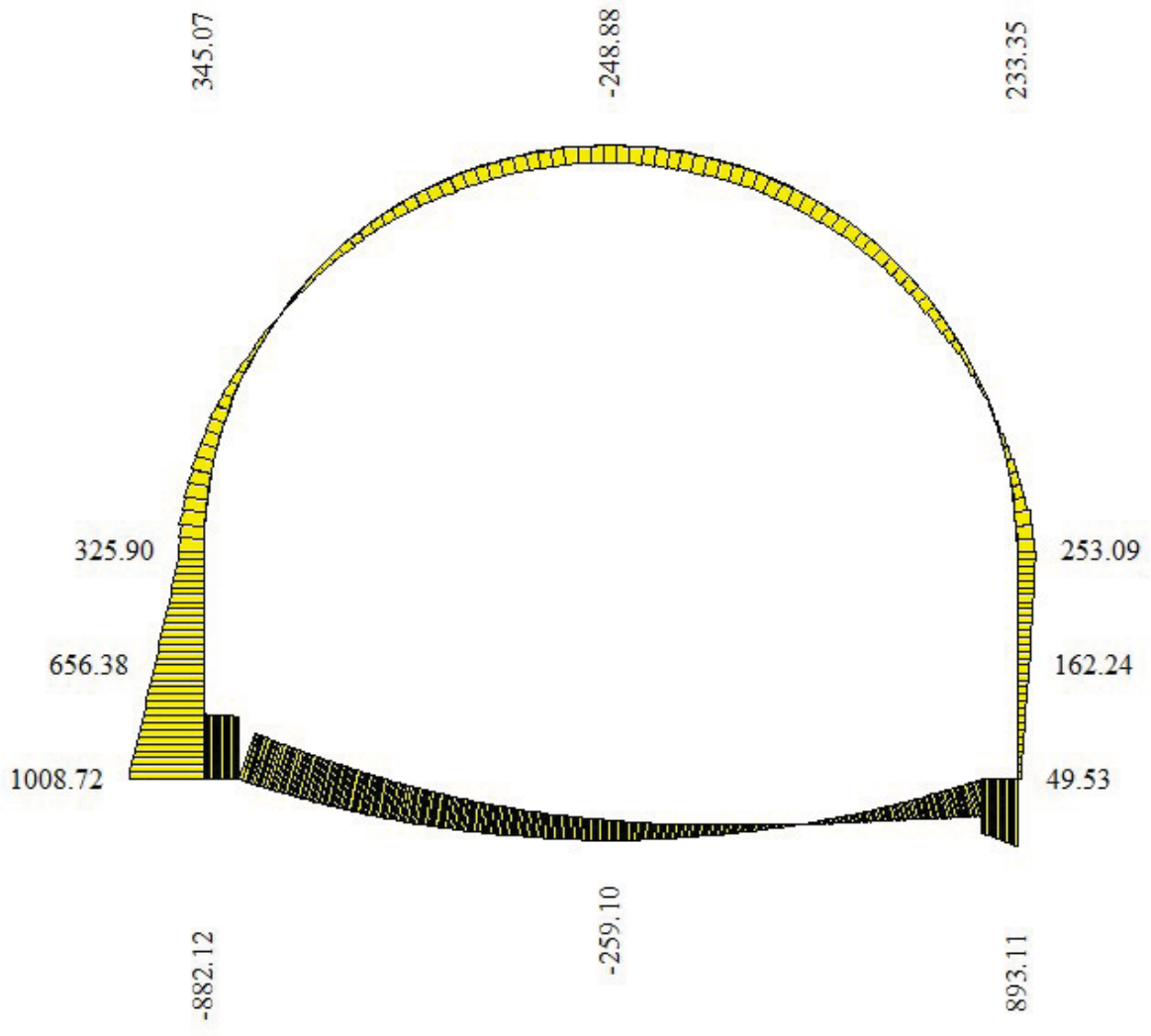


Figura 8 - Taglio

6.4.3 Combinazione 3 (SLU SISMICO vert negativo)

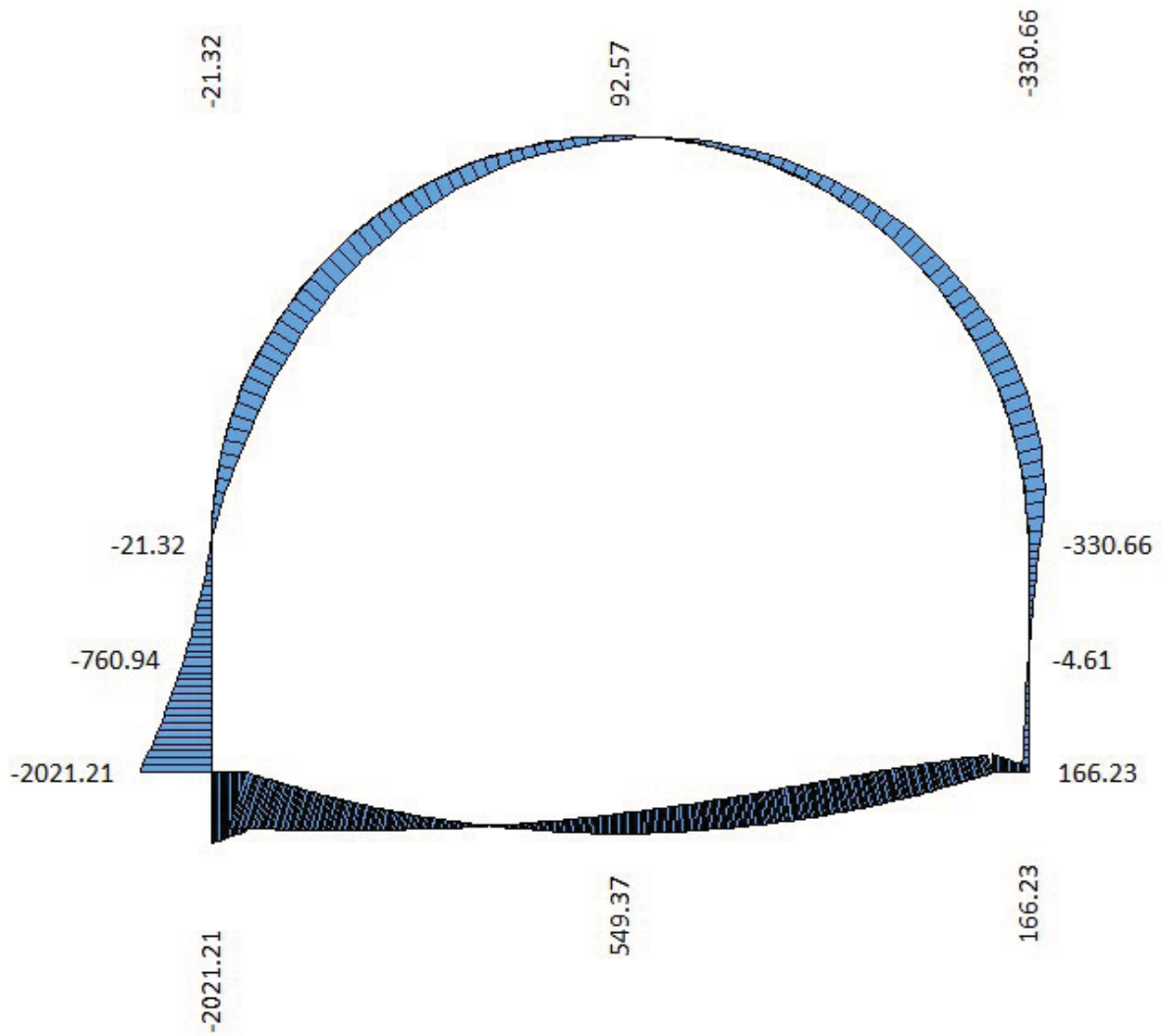


Figura 9 – Momento flettente

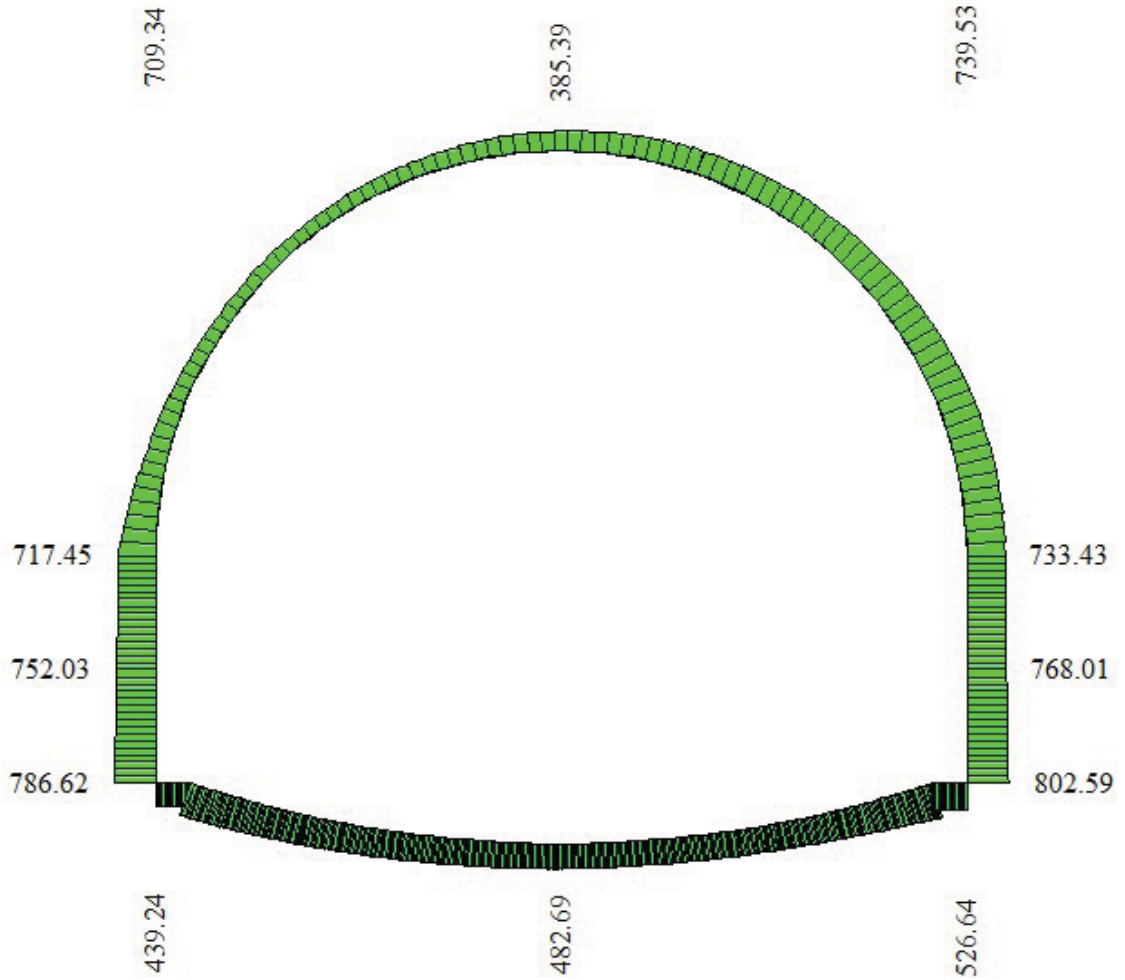


Figura 10 - Sforzo normale

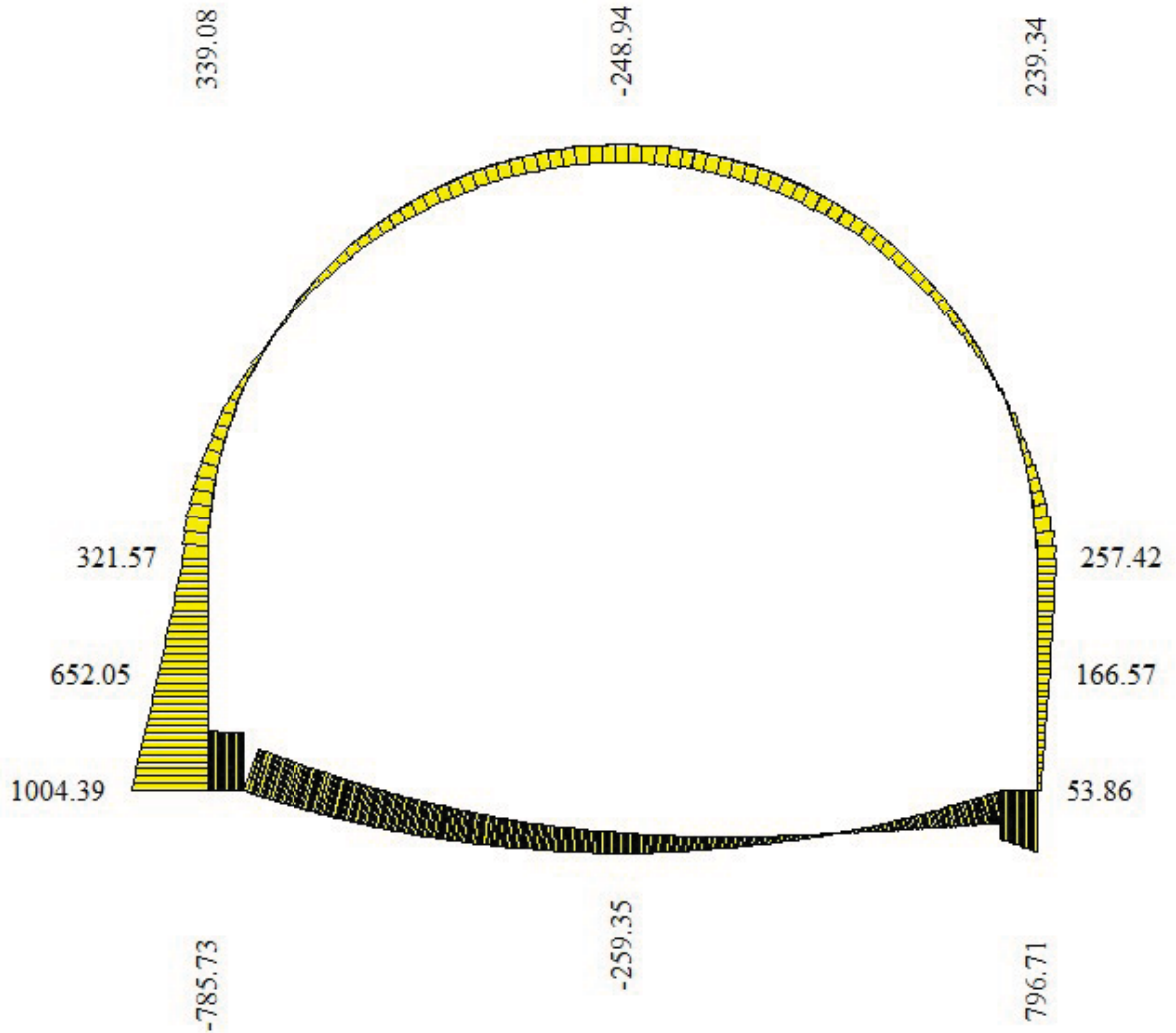


Figura 11 - Taglio

6.4.4 Combinazione 4 (SLE QP)

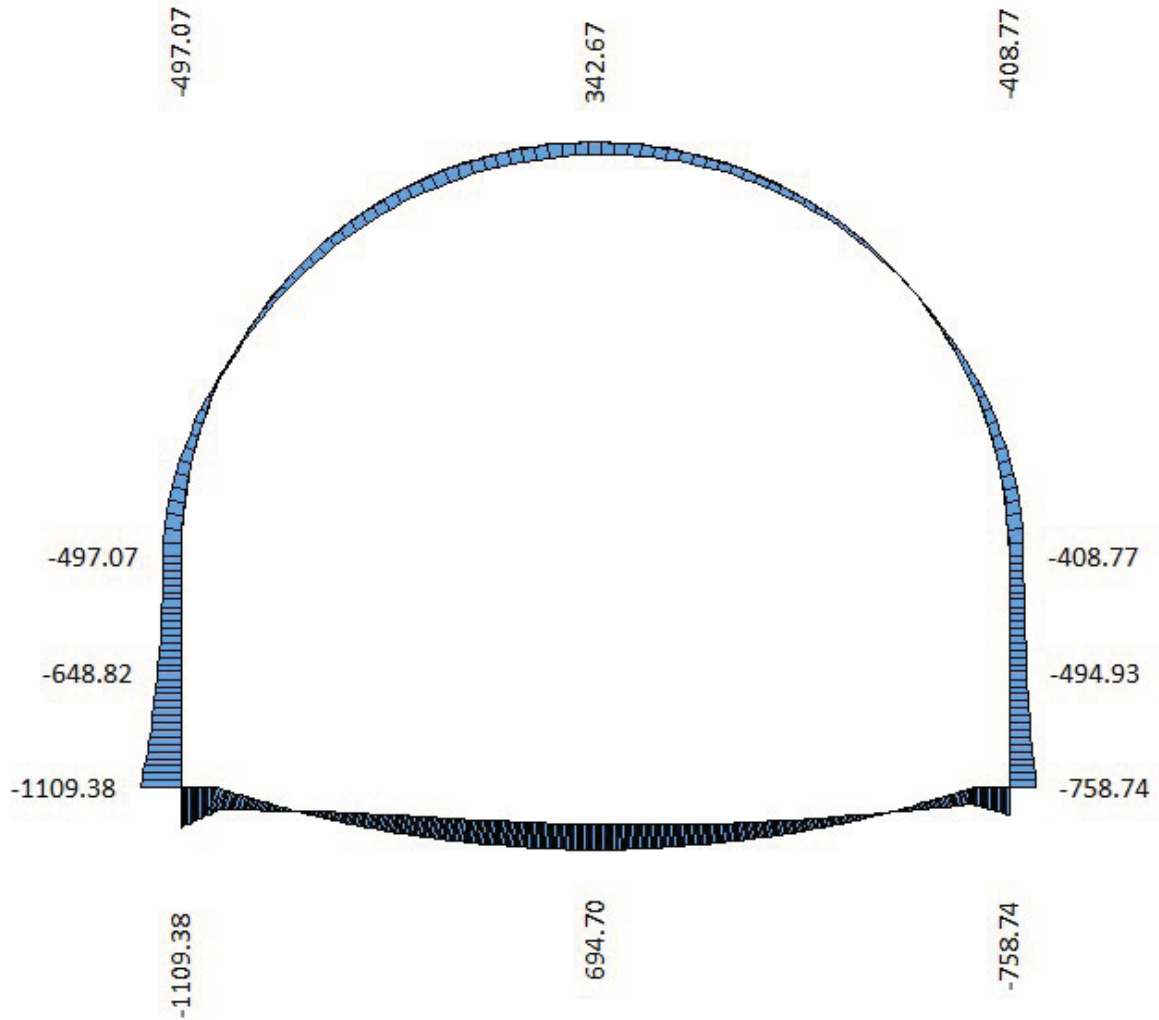


Figura 12 – Momento flettente

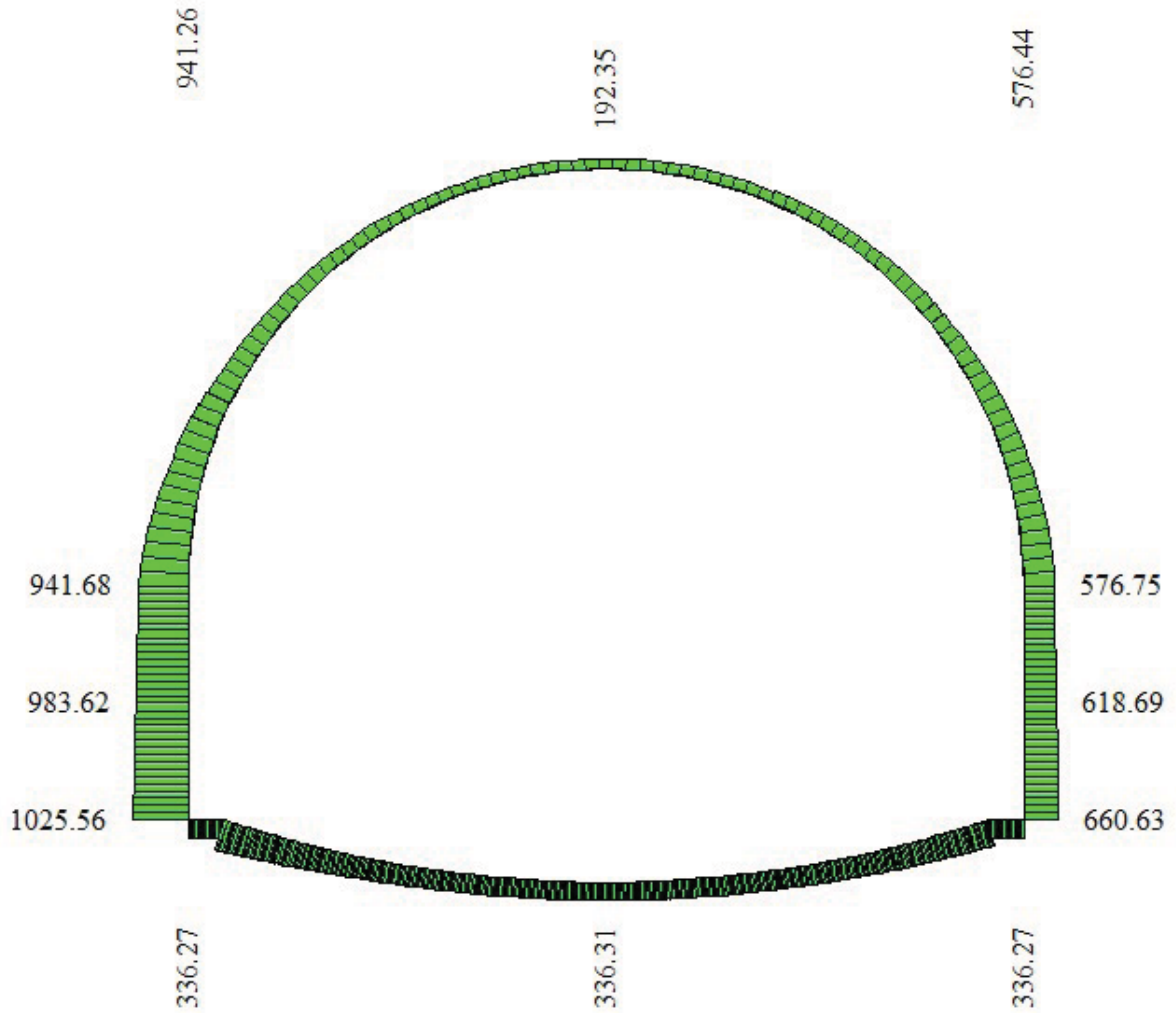


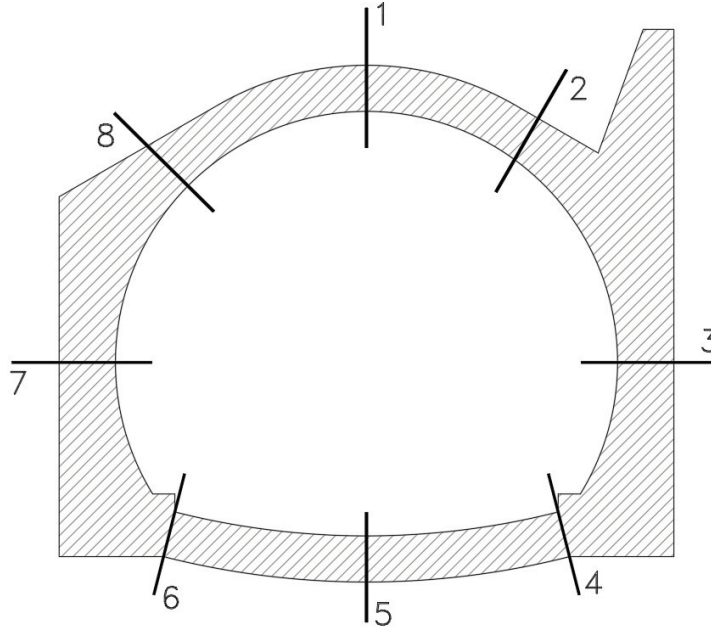
Figura 13 - Sforzo normale

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. sono state effettuate con l'ausilio del software SAX 10, prodotto da Aztec Informatica.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Le verifiche a pressoflessione sono condotte nelle 7 sezioni riportate sotto.



Le verifiche a taglio sono condotte solo nelle sezioni 1-3-4-6-7.

6.5.1 Verifiche a pressoflessione

Nella tabella sotto si riporta la sintesi dell'esito delle verifiche a **pressoflessione** condotte allo SLU e allo SLE.

Per tutte le sezioni, l'armatura compressa è costituita da barre $\phi 26/20$. I ripartitori sono in primo strato e sono costituiti da barre $\phi 16/25$.

Sezione	Parte struttura	Spess. (m)	Armatura tesa	Momento SLU (kNm)	Sforzo Normale SLU (kN)	Fattore di sicurezza	Momento SLE-QP (kNm)	Sforzo Normale SLE QP (kN)	Apertura fessure (mm)
1	Calotta	0.90	$\phi 26/20$	497.00	-	1.60	343.00	-	0.245
2	Calotta	0.90	$\phi 26/20 + \phi 26/40$	770.00	-	1.43	283.00	-	-
3	Piedritto	1.10	$\phi 26/20$	690.00	840.00	3.23	495.00	619.00	-
4	Arco rovescio	0.90	$\phi 26/10$	605.00	679.00	3.97	448.00	504.00	0.068
5	Arco rovescio	0.90	$\phi 26/10$	972.00	451.00	1.94	695.00	336.00	0.218
6	Arco rovescio	0.90	$\phi 26/10$	1714.00	692.00	1.08	657.00	594.00	0.170
7	Piedritto	1.10	$\phi 26/20$	921.00	1388.00	2.93	649.00	984.00	-
8	Calotta	0.90	$\phi 26/20 + \phi 26/40$	779.00	-	1.42	135.00	-	-

Per il dettaglio delle verifiche si rimanda all'Allegato 2.

6.5.2 Verifiche a taglio

Nella tabella sotto si riporta la sintesi dell'esito delle verifiche a taglio condotte allo SLU

Sezione	Parte struttura	Spess. (m)	Armatura a taglio	Taglio SLU (kNm)	Fattore di sicurezza
1	Calotta	0.90	–	249.00	1.27
3	Piedritto	1.10	φ14/50x40	257.00	2.69
4	Arco rovescio	0.90	φ14/25x40	610.00	1.82
6	Arco rovescio	0.90	φ14/25x40	1015.00	1.10
7	Piedritto	1.10	φ14/50x40	656.00	1.05

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Di seguito il dettaglio del calcolo dei valori di Taglio resistente.

Dati	Var	unità	Sezione 1 Calotta	Sezione 3 Piedritto	Sezione 4 Arco rovescio	Sezione 6 Arco rovescio	Sezione 7 Piedritto
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	37	37	37	37	37
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	17.4	17.4	17.4	17.4	17.4
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3
Caratteristiche geometriche sezione							
Altezza	H	m	0.90	1.10	0.90	0.90	1.10
Larghezza	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0.90	1.10	0.90	0.90	1.10
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
altezza utile della sezione	d	m	0.82	1.02	0.82	0.82	1.02
Compressione agente nella sezione							
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio							
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata	Asl	mmq	2655	2655	5310	5310	2655
Coefficiente k	k	m	1.49	1.44	1.49	1.49	1.44
v _{min}	v _{min}		0.4	0.3	0.4	0.4	0.3
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0.00323	0.00260	0.00647	0.00647	0.00260
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	316.3	353.3	398.5	398.5	353.3
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio							
<i>Verifica del conglomerato</i>							
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	-	5330	4286	4286	5330
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>							
diametro staffe 1	fsw1	mm	-	14	14	14	14
passo staffe 1	scp1	m	-	0.50	0.25	0.25	0.50
numero di bracci 1	nb1	-	-	2.5	2.5	2.5	2.5
Armatura a taglio (staffe) 1	Asw1	mmq	-	385	385	385	385
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	-	90	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	-	21.8	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	-	0	0	0	0
coefficiente alpha	α_c		-	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rsd}	kN	-	691.9	1112.8	1112.8	691.9
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	-	2756.9	2216.9	2216.9	2756.9
Taglio agente	V	kN	249	257	610	1015	656
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	-	691.9	1112.8	1112.8	691.9
FATTORE DI SICUREZZA			1.27	2.69	1.82	1.10	1.05

7. ALLEGATI

7.1 ALLEGATO 1 – TABULATI DI CALCOLO SCAT

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 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.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 32.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.
Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_o + p_v K_o$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_o + p_v K_o H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo galleria	
Altezza esterna	10.21	[m]
Larghezza esterna	12.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritti	1.10	[m]
Altezza piedritti	2.60	[m]
Spessore arco rovescio	0.90	[m]
Freccia arco rovescio	0.81	[m]
Spessore calotta	0.90	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0.70	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	32.00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	32.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	21.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/m]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	26.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	26.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	45.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	45.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	40000	[kPa/m]
Tensione limite	250	[kPa]

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiali calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	35000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	25.0000	[kN/mc]
Modulo elastico E	32105823	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato
F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{bi} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{bf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{bi} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°7 (Condizione 1)

Distr	Traverso	X _i = 0.00	X _f = 2.00	V _{ni} = 80.00	V _{nf} = 80.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Traverso	X _i = 2.00	X _f = 4.00	V _{ni} = 70.00	V _{nf} = 70.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Traverso	X _i = 4.00	X _f = 6.00	V _{ni} = 50.00	V _{nf} = 50.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Traverso	X _i = 6.00	X _f = 8.00	V _{ni} = 30.00	V _{nf} = 30.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Traverso	X _i = 8.00	X _f = 12.00	V _{ni} = 10.00	V _{nf} = 10.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Pied_S	Y _i = 0.00	Y _f = 10.21	V _{ni} = 56.40	V _{nf} = 56.40	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b _w	larghezza minima sezione [mm]
σ _{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ _l	rapporto geometrico di armatura
A _{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α _c	coefficiente maggiorativo, funzione di f _{cd} e σ _{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$



S.S. 45bis – GARDESANA OCCIDENTALE
Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+576 e il km 88+800
finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$v_{min}=0.035*k^{3/2}*f_{ck}^{1/2}$$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 0.0740 [m]

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{Gzsfav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gzsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Ofav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Osfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{t'fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{t'sfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.00
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

Effetto	γ	Ψ	C
----------------	----------------------------	--------------------------	----------

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in m

uy spostamento direzione Y espresso in m

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]

a Riposo [combinazione 2]

a Riposo [combinazione 3]

a Riposo [combinazione 4]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 45.700000

Longitudine 10.700000

Comune

Provincia

Regione

Punti di interpolazione del reticolo 11394 - 11393 - 11615 - 11616

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose

Vita di riferimento 100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$ 1.98 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.44

Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.20

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 35.08$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 17.54$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.79 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 15.48$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 7.74$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood

Angolo diffusione sovraccarico	32.00 [°]
--------------------------------	-----------

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.470	0.000
2	0.470	1.009
3	0.470	1.009
4	0.470	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	364
Numero elementi trasverso	97
Numero elementi piedritto sinistro	32
Numero elementi piedritto destro	32
Numero molle fondazione	365
Numero molle piedritto sinistro	33
Numero molle piedritto destro	33

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 18.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Xi	Xj	Q[kPa]
-15.16	27.16	18.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 8.5555 [kPa]	Pressione inf. 133.3431 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 8.5555 [kPa]	Pressione inf. 133.3431 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 14.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15.16	27.16	14.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.5811 [kPa]	Pressione inf. 102.5716 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.5811 [kPa]	Pressione inf. 102.5716 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 81.4442 [kPa]	Pressione inf. 81.4442 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 14.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15.16	27.16	14.0000

Spinte sui piedritti

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.5811 [kPa] Pressione inf. 102.5716 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 6.5811 [kPa] Pressione inf. 102.5716 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 81.4442 [kPa] Pressione inf. 81.4442 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 14.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15.16	27.16	14.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.5811 [kPa] Pressione inf. 102.5716 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 6.5811 [kPa] Pressione inf. 102.5716 [kPa]

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1552.8278	-1434.9036	451.3792
1.33	-612.8165	-910.7426	756.2461
2.10	26.0747	-661.5053	634.8741
2.88	471.2904	-449.3890	551.1741
3.66	758.7196	-275.5886	497.6935
4.44	921.0275	-136.8606	467.1199
5.22	985.4257	-27.0011	453.2339
6.00	972.4254	61.8936	451.4385
6.78	895.3418	138.3637	458.9767
7.56	760.3819	210.6824	474.9179
8.34	567.2137	286.0616	499.9608
9.12	309.9756	369.9166	536.0686
9.90	-21.2609	465.1499	585.9245
10.67	-438.5089	571.4288	652.1736
11.45	-1026.8777	891.3012	451.3792

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-717.4610	35.6151	1332.7594
1.33	-208.8390	284.4384	776.5495
2.15	135.4725	250.3443	538.2606
2.86	334.7882	188.3977	414.4658
3.67	471.7176	110.2223	321.2553
4.42	528.8971	43.9519	274.6895
5.20	537.5175	-16.3942	254.4767
6.00	497.3158	-77.4661	256.1883
6.80	418.2137	-112.7563	275.7785
7.58	311.6753	-144.9753	309.8224
8.33	182.3914	-162.8660	353.4135
9.14	24.4885	-164.5680	409.1355
9.85	-133.2766	-153.8831	476.6369
10.67	-342.2049	-128.4706	582.1160
11.45	-585.0067	-22.1814	785.5310

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
-------	---------	--------	--------

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

1.26	-1552.8278	563.7999	1442.2695
1.64	-1352.4808	487.4772	1428.6398
1.93	-1221.1316	431.3973	1418.4176
2.31	-1070.6724	358.1733	1404.7879
2.59	-975.9637	304.4174	1394.5656
2.98	-873.3225	234.3096	1380.9359
3.26	-813.6963	182.8951	1370.7137
3.64	-756.7928	115.8919	1357.0840
3.93	-730.6945	66.8014	1346.8617
4.31	-717.4610	2.8968	1333.2320

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	-1026.8777	-305.7699	894.8763
1.64	-918.7563	-261.7010	881.2466
1.93	-848.5065	-229.8113	871.0243
2.31	-768.7536	-188.8411	857.3946
2.59	-719.0049	-159.2755	847.1724
2.98	-665.5506	-121.4215	833.5427
3.26	-634.7449	-94.1973	823.3204
3.64	-605.5091	-59.4478	809.6907
3.93	-592.0918	-34.5476	799.4685
4.31	-585.0067	-2.8968	785.8388

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2125.2085	-882.1234	445.4855
1.33	-1509.2060	-639.7547	672.2570
2.10	-1011.2272	-584.1878	622.0800
2.88	-568.9248	-518.0817	578.3512
3.66	-184.7241	-449.7569	543.2911
4.44	143.5883	-383.6720	517.1494
5.22	419.8739	-320.8004	499.2657
6.00	647.1282	-259.0978	488.9396
6.78	825.3912	-194.0310	486.1336
7.56	950.0393	-119.1671	492.0289
8.34	1010.4481	-26.8445	509.4396
9.12	989.0544	91.0341	543.0708
9.90	860.8986	242.0405	599.5784
10.67	593.7894	432.0422	687.3556
11.45	62.2361	893.1094	532.8885

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 2)

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-112.0964	345.0670	776.7739
1.33	660.7346	164.3102	376.2434
2.15	778.6828	27.5077	289.9882
2.86	755.9943	-64.4440	272.7811
3.67	655.0961	-142.5847	281.7311
4.42	516.3368	-190.3820	308.6959
5.20	347.7513	-219.8858	345.8436
6.00	159.2494	-239.4586	387.0454
6.80	-35.7523	-235.2510	432.6156
7.58	-224.8981	-223.6575	484.0817
8.33	-401.0150	-197.8873	537.3477
9.14	-570.9517	-150.2491	596.0147
9.85	-693.5126	-86.3103	654.2499
10.67	-769.5735	9.7566	726.9827
11.45	-421.4354	233.3523	806.9556

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	-2125.2085	1008.7236	883.5930
1.64	-1757.8542	918.5939	871.2700
1.93	-1504.7464	851.8905	862.0276
2.31	-1196.7303	764.1444	849.7045
2.59	-987.5299	699.2288	840.4622
2.98	-737.2598	613.8797	828.1391
3.26	-570.7682	550.7652	818.8968
3.64	-376.6440	467.8042	806.5737
3.93	-251.6653	406.4774	797.3314
4.31	-112.0964	325.9000	785.0083

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	62.2361	49.5258	899.5705
1.64	37.5528	79.7475	887.2475
1.93	11.6210	101.5199	878.0051
2.31	-32.4307	129.3580	865.6821
2.59	-72.2924	149.3428	856.4397
2.98	-134.1202	174.7838	844.1167
3.26	-186.7134	192.9674	834.8743
3.64	-264.7173	216.0204	822.5512
3.93	-328.8459	232.4163	813.3089

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

4.31 -421.4354 253.0857 800.9858

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2021.2137	-785.7274	439.2363
1.33	-1470.8528	-571.0879	644.3368
2.10	-1021.7169	-532.7756	602.4955
2.88	-614.8242	-481.2761	564.5479
3.66	-255.1234	-424.9300	533.2534
4.44	57.3988	-368.5713	509.3759
5.22	324.9160	-313.7991	492.6673
6.00	549.3672	-259.3530	482.6901
6.78	730.4334	-201.5595	479.4945
7.56	863.8500	-134.8438	484.1668
8.34	940.0491	-52.3237	499.2520
9.12	943.1554	53.4801	529.0378
9.90	850.4093	189.7759	579.6629
10.67	632.1429	362.4269	658.9831
11.45	166.2312	796.7136	526.6392

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-21.3203	339.0763	709.3431
1.33	698.9066	136.9293	341.1052
2.15	780.4530	0.0543	269.8346
2.86	733.6600	-88.6510	261.4326
3.67	612.4597	-161.6652	277.7601
4.42	460.6254	-203.7553	309.3308
5.20	283.8587	-226.7452	349.2859
6.00	92.5730	-239.4055	391.3791
6.80	-99.6450	-228.3093	435.8886
7.58	-280.6097	-210.2727	484.3884
8.33	-443.6515	-178.9101	532.9098
9.14	-593.2862	-126.3279	584.0755
9.85	-691.7426	-59.8789	632.7735
10.67	-731.4011	35.3803	690.5434
11.45	-330.6590	239.3429	739.5250

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
-------	---------	--------	--------

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

1.26	-2021.2137	1004.3896	786.6161
1.64	-1655.5117	914.2599	777.9705
1.93	-1403.6433	847.5565	771.4862
2.31	-1097.2795	759.8104	762.8406
2.59	-889.3184	694.8947	756.3563
2.98	-640.7006	609.5457	747.7106
3.26	-475.4483	546.4312	741.2264
3.64	-282.9764	463.4702	732.5807
3.93	-159.2369	402.1434	726.0965
4.31	-21.3203	321.5660	717.4508

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	166.2312	53.8598	802.5938
1.64	139.8956	84.0815	793.9481
1.93	112.7245	105.8540	787.4639
2.31	67.0205	133.6921	778.8182
2.59	25.9195	153.6768	772.3340
2.98	-37.5607	179.1179	763.6883
3.26	-91.3931	197.3014	757.2041
3.64	-171.0494	220.3544	748.5584
3.93	-236.4173	236.7503	742.0742
4.31	-330.6590	257.4197	733.4285

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1109.3754	-1020.3462	336.2678
1.33	-441.5034	-645.2714	553.0485
2.10	11.8793	-470.3856	467.2394
2.88	329.1773	-321.2479	407.8808
3.66	535.3743	-198.7424	369.7876
4.44	653.2146	-100.5970	347.8596
5.22	701.6030	-22.4228	337.7621
6.00	694.6993	41.3938	336.3075
6.78	641.5468	96.9350	341.6162
7.56	546.1171	150.1040	353.1127
8.34	407.7031	206.0505	371.3887
9.12	221.6334	268.6332	397.9435
9.90	-19.6784	339.8903	434.7918
10.67	-325.2989	419.5037	483.9122
11.45	-758.7423	657.9441	336.2678

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 4)

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-497.0737	28.6385	941.2637
1.33	-143.0213	196.0878	555.3097
2.15	93.2540	172.0156	389.9158
2.86	229.6745	129.1152	303.9742
3.67	323.3914	75.8319	239.3872
4.42	362.8060	30.8100	206.9923
5.20	369.2530	-10.0921	192.7613
6.00	342.6703	-51.3634	193.6650
6.80	289.7173	-75.4409	206.9760
7.58	217.9916	-97.5729	230.4440
8.33	130.5075	-110.3083	260.8760
9.14	22.8084	-112.5487	300.4986
9.85	-85.9117	-106.1771	349.0471
10.67	-231.9325	-90.2558	425.9588
11.45	-408.7711	-19.6827	576.4443

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	-1109.3754	410.5294	1025.5580
1.64	-963.4626	355.1277	1015.0737
1.93	-867.7472	314.4704	1007.2104
2.31	-758.0025	261.4523	996.7260
2.59	-688.8169	222.5827	988.8627
2.98	-613.6481	171.9617	978.3784
3.26	-569.7937	134.8931	970.5151
3.64	-527.6006	86.6602	960.0307
3.93	-507.8815	51.3794	952.1674
4.31	-497.0737	5.5301	941.6830

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.26	-758.7423	-238.5094	660.6287
1.64	-674.3132	-204.6102	650.1443
1.93	-619.3308	-180.0797	642.2811
2.31	-556.7236	-148.5642	631.7967
2.59	-517.5113	-125.8214	623.9334
2.98	-475.1338	-96.7029	613.4490
3.26	-450.4930	-75.7613	605.5857
3.64	-426.7451	-49.0308	595.1014
3.93	-415.4800	-29.8769	587.2381



S.S. 45bis – GARDESANA OCCIDENTALE
Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+576 e il km 88+800
finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

4.31

-408.7711

-5.5301

576.7537

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.55	-2125.21	-1109.38	-1434.90	-785.73	336.27	451.38
1.33	-1509.21	-441.50	-910.74	-571.09	553.05	756.25
2.10	-1021.72	26.07	-661.51	-470.39	467.24	634.87
2.88	-614.82	471.29	-518.08	-321.25	407.88	578.35
3.66	-255.12	758.72	-449.76	-198.74	369.79	543.29
4.44	57.40	921.03	-383.67	-100.60	347.86	517.15
5.22	324.92	985.43	-320.80	-22.42	337.76	499.27
6.00	549.37	972.43	-259.35	61.89	336.31	488.94
6.78	641.55	895.34	-201.56	138.36	341.62	486.13
7.56	546.12	950.04	-134.84	210.68	353.11	492.03
8.34	407.70	1010.45	-52.32	286.06	371.39	509.44
9.12	221.63	989.05	53.48	369.92	397.94	543.07
9.90	-21.26	860.90	189.78	465.15	434.79	599.58
10.67	-438.51	632.14	362.43	571.43	483.91	687.36
11.45	-1026.88	166.23	657.94	893.11	336.27	532.89

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.55	-717.46	-21.32	28.64	345.07	709.34	1332.76
1.33	-208.84	698.91	136.93	284.44	341.11	776.55
2.15	93.25	780.45	0.05	250.34	269.83	538.26
2.86	229.67	755.99	-88.65	188.40	261.43	414.47
3.67	323.39	655.10	-161.67	110.22	239.39	321.26
4.42	362.81	528.90	-203.76	43.95	206.99	309.33
5.20	283.86	537.52	-226.75	-10.09	192.76	349.29
6.00	92.57	497.32	-239.46	-51.36	193.66	391.38
6.80	-99.64	418.21	-235.25	-75.44	206.98	435.89
7.58	-280.61	311.68	-223.66	-97.57	230.44	484.39
8.33	-443.65	182.39	-197.89	-110.31	260.88	537.35
9.14	-593.29	24.49	-164.57	-112.55	300.50	596.01
9.85	-693.51	-85.91	-153.88	-59.88	349.05	654.25
10.67	-769.57	-231.93	-128.47	35.38	425.96	726.98
11.45	-585.01	-330.66	-22.18	239.34	576.44	806.96

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.26	-2125.21	-1109.38	410.53	1008.72	786.62	1442.27
1.64	-1757.85	-963.46	355.13	918.59	777.97	1428.64
1.93	-1504.75	-867.75	314.47	851.89	771.49	1418.42
2.31	-1196.73	-758.00	261.45	764.14	762.84	1404.79
2.59	-987.53	-688.82	222.58	699.23	756.36	1394.57
2.98	-873.32	-613.65	171.96	613.88	747.71	1380.94
3.26	-813.70	-475.45	134.89	550.77	741.23	1370.71
3.64	-756.79	-282.98	86.66	467.80	732.58	1357.08
3.93	-730.69	-159.24	51.38	406.48	726.10	1346.86
4.31	-717.46	-21.32	2.90	325.90	717.45	1333.23

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.26	-1026.88	166.23	-305.77	53.86	660.63	899.57
1.64	-918.76	139.90	-261.70	84.08	650.14	887.25
1.93	-848.51	112.72	-229.81	105.85	642.28	878.01
2.31	-768.75	67.02	-188.84	133.69	631.80	865.68
2.59	-719.00	25.92	-159.28	153.68	623.93	856.44
2.98	-665.55	-37.56	-121.42	179.12	613.45	844.12
3.26	-634.74	-91.39	-94.20	197.30	605.59	834.87
3.64	-605.51	-171.05	-59.45	220.35	595.10	822.55
3.93	-592.09	-236.42	-34.55	236.75	587.24	813.31
4.31	-585.01	-330.66	-5.53	257.42	576.75	800.99

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

7.2 ALLEGATO 2 – TABULATI DI CALCOLO SAX

7.2.1 Sezione 1

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidezza della sezione, K (matrice di dimensioni 3×3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K^{-1} rappresenta la matrice inversa di K .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y) , la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C_1 - C_2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ε_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ε_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (Mx, My, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

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

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

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} \operatorname{ctg} \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c / u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg } \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave e la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^o Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0420	0.0910	0.026	0.000531
7	0.2710	0.0910	0.026	0.000531
8	0.5000	0.0910	0.026	0.000531
9	0.7290	0.0910	0.026	0.000531
10	0.9580	0.0910	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in[kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	497.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	343.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.1980	0.00	(0.0000; 0.7020)	(1.0000; 0.7020)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	3769	0	0	33971	-174492

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
0.0000	0.0000	796.4265	1.60

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

σ_f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A_{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S_{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
2	0.0000	317.3473	-161442	-12366	0.286000	0.0485	0.297	0.0002451

7.2.2 Sezione 2

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3×3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K^{-1} rappresenta la matrice inversa di K .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y) , la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C1-C2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 60 + (R_{bk} - 150) / 4 \\ \tau_{co} &= 4 + (R_{bk} - 150) / 75 \\ \tau_{ca} &= 14 + (R_{bk} - 150) / 35\end{aligned}$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengono utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ε_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ε_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ε_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ε_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (M_x , M_y , N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (M_x, M_y, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N , M_x , M_y ;
2. per aumento contemporaneo di N , M_x ($M_y = \text{cost}$);
3. per aumento contemporaneo di N , M_y ($M_x = \text{cost}$);
4. per aumento della sola componente N ($M_x = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
5. per aumento della sola componente del momento M_x ($N = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
6. per aumento contemporaneo di M_x , M_y ($N = \text{cost}$);
7. per l'aumento della sola componente M_y ($N = \text{cost}$, $M_x = \text{cost}$).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c / u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque . 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^a Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0430	0.0920	0.026	0.000531
7	0.1953	0.0920	0.026	0.000531
8	0.3477	0.0920	0.026	0.000531
9	0.5000	0.0920	0.026	0.000531
10	0.6523	0.0920	0.026	0.000531
11	0.8047	0.0920	0.026	0.000531
12	0.9570	0.0920	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in[kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	770.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	283.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.2293	0.00	(0.0000; 0.6707)	(1.0000; 0.6707)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	2751	0	0	27042	-104154

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>1102.4162</u>	1.43

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

σ_f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A_{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S_{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
2	0.0000	330.3559	-121582	-9394	0.287000	0.0000	0.000	0.0000000

7.2.3 Sezione 3

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3×3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K^{-1} rappresenta la matrice inversa di K .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y) , la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C1-C2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 60 + (R_{bk} - 150) / 4 \\ \tau_{co} &= 4 + (R_{bk} - 150) / 75 \\ \tau_{ca} &= 14 + (R_{bk} - 150) / 35\end{aligned}$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ε_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ε_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ε_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ε_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (M_x , M_y , N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (M_x, M_y, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N , M_x , M_y ;
2. per aumento contemporaneo di N , M_x ($M_y = \text{cost}$);
3. per aumento contemporaneo di N , M_y ($M_x = \text{cost}$);
4. per aumento della sola componente N ($M_x = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
5. per aumento della sola componente del momento M_x ($N = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
6. per aumento contemporaneo di M_x , M_y ($N = \text{cost}$);
7. per l'aumento della sola componente M_y ($N = \text{cost}$, $M_x = \text{cost}$).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} ctg^2 \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c / u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque . 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^o Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp110	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	1.100	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	1.100000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.091666667	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.110916667	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 0.5000	[m]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 0.5500	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	1.0210	0.026	0.000531
2	0.7185	1.0210	0.026	0.000531
3	0.5000	1.0210	0.026	0.000531
4	0.2815	1.0210	0.026	0.000531
5	0.0630	1.0210	0.026	0.000531
6	0.0630	0.0790	0.026	0.000531
7	0.2815	0.0790	0.026	0.000531
8	0.5000	0.0790	0.026	0.000531
9	0.7185	0.0790	0.026	0.000531
10	0.9370	0.0790	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in[kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	840.0000	690.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	619.0000	495.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.3857	0.00	(0.0000; 0.7143)	(1.0000; 0.7143)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	3895	0	0	46460	-96246

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
2716.6268	0.0000	2231.5149	3.23
18619.0021	0.0000	690.0000	22.17
840.0000	0.0000	1411.1978	2.05

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
2	0.0000	622.6692	-121069	-9075	0.274000	0.0000	0.000	0.0000000

7.2.4 Sezione 4

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e φ_x e φ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K⁻¹ rappresenta la matrice inversa di K.

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C1-C2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C1-C2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ε_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ε_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ε_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ε_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d e l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ e il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ e la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w e la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^a Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0630	0.0790	0.026	0.000531
7	0.1601	0.0790	0.026	0.000531
8	0.2572	0.0790	0.026	0.000531
9	0.3543	0.0790	0.026	0.000531
10	0.4514	0.0790	0.026	0.000531
11	0.5486	0.0790	0.026	0.000531
12	0.6457	0.0790	0.026	0.000531
13	0.7428	0.0790	0.026	0.000531
14	0.8399	0.0790	0.026	0.000531
15	0.9370	0.0790	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
N sforzo normale espresso in[kN]
M_y momento lungo Y espresso in [kNm]
M_x momento lungo X espresso in [kNm]
M_t momento torcente espresso in [kNm]
T_y taglio lungo Y espresso in [kN]
T_x taglio lungo X espresso in [kN]
VD verifica di dominio
VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	679.0000	605.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	504.0000	448.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.3722	0.00	(0.0000; 0.5278)	(1.0000; 0.5278)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	4151	0	0	49050	-75091

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
2694.8572	0.0000	2401.1614	3.97
15117.1044	0.0000	605.0000	22.26
679.0000	0.0000	1821.0603	3.01

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
2	0.0000	431.1659	-72270	-5666	0.263913	0.0196	0.204	0.0000680

7.2.5 Sezione 5

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e φ_x e φ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K⁻¹ rappresenta la matrice inversa di K.

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C_1 - C_2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% - \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d e l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ e il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ e la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w e la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$a_s = A_s / s$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^a Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0630	0.0790	0.026	0.000531
7	0.1601	0.0790	0.026	0.000531
8	0.2572	0.0790	0.026	0.000531
9	0.3543	0.0790	0.026	0.000531
10	0.4514	0.0790	0.026	0.000531
11	0.5486	0.0790	0.026	0.000531
12	0.6457	0.0790	0.026	0.000531
13	0.7428	0.0790	0.026	0.000531
14	0.8399	0.0790	0.026	0.000531
15	0.9370	0.0790	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Modulo elastico E 205942924 [kPa]
 Fattore di incrudimento acciaio 1.00

Combinazioni

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 N sforzo normale espresso in[kN]
 M_y momento lungo Y espresso in [kNm]
 M_x momento lungo X espresso in [kNm]
 M_t momento torcente espresso in [kNm]
 T_y taglio lungo Y espresso in [kN]
 T_x taglio lungo X espresso in [kN]
 VD verifica di dominio
 VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	451.0000	972.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	336.0000	695.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.3111	0.00	(0.0000; 0.5889)	(1.0000; 0.5889)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	6134	0	0	68644	-150762

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

	N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
	876.1406	0.0000	1888.2675	1.94
	13985.5907	0.0000	972.0000	31.01
	451.0000	0.0000	1742.1399	1.79

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
2	0.0000	383.5577	-83203	-6406	0.274000	0.0621	0.207	0.0002183

7.2.6 Sezione 6

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e φ_x e φ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K⁻¹ rappresenta la matrice inversa di K.

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C_1 - C_2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{cu} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% - \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d e l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ e il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ e la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w e la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^o Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0630	0.0790	0.026	0.000531
7	0.1601	0.0790	0.026	0.000531
8	0.2572	0.0790	0.026	0.000531
9	0.3543	0.0790	0.026	0.000531
10	0.4514	0.0790	0.026	0.000531
11	0.5486	0.0790	0.026	0.000531
12	0.6457	0.0790	0.026	0.000531
13	0.7428	0.0790	0.026	0.000531
14	0.8399	0.0790	0.026	0.000531
15	0.9370	0.0790	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in[kN]
M _y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _x	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _x	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	692.0000	1714.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	594.0000	657.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.3503	0.00	(0.0000; 0.5497)	(1.0000; 0.5497)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	6000	0	0	69700	-120910

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
744.2464	0.0000	1843.4081	1.08
11436.0810	0.0000	1714.0000	16.53
692.0000	0.0000	1825.5213	1.07

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
2	0.0000	413.4945	-76097	-5925	0.274000	0.0471	0.207	0.0001656

7.2.7 Sezione 7

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e φ_x e φ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K⁻¹ rappresenta la matrice inversa di K.

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C_1 - C_2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% - \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^a Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp110	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	1.100	[m]

Caratteristiche geometriche

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Area sezione	1.100000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.091666667	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.110916667	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 0.5000	[m]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 0.5500	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	1.0210	0.026	0.000531
2	0.7185	1.0210	0.026	0.000531
3	0.5000	1.0210	0.026	0.000531
4	0.2815	1.0210	0.026	0.000531
5	0.0630	1.0210	0.026	0.000531
6	0.0630	0.0790	0.026	0.000531
7	0.2815	0.0790	0.026	0.000531
8	0.5000	0.0790	0.026	0.000531
9	0.7185	0.0790	0.026	0.000531
10	0.9370	0.0790	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo tesoro/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in[kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	1388.0000	921.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	984.0000	649.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.4331	0.00	(0.0000; 0.6669)	(1.0000; 0.6669)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	5045	0	0	61876	-102747

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

	N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
	<u>4068.1922</u>	0.0000	<u>2699.4273</u>	2.93
	<u>18051.0221</u>	0.0000	921.0000	13.01
	1388.0000	0.0000	<u>1661.2416</u>	1.80

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [mq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
2	0.0000	669.5381	-105998	-8016	0.274000	0.0000	0.000	0.0000000

7.2.8 Sezione 8

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e φ_x e φ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K⁻¹ rappresenta la matrice inversa di K.

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C_1 - C_2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C_1 - C_2 rispetto all'asse X .

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{co} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{ca} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Indicate con R^*_c la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R^*_c è data da:

$$R^*_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% - \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R^*_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R^*_s \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pressoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (ctg \alpha + ctg \theta) \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

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

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f_{cd} ctg^2 \theta$$

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

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

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
 Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I^o Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:	sp90	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	1.000	[m]
Altezza	0.900	[m]

Caratteristiche geometriche

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Area sezione	0.900000	[mq]
Inerzia in direzione X	0.075000000	[m ⁴]
Inerzia in direzione Y	0.060750000	[m ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.000000000	[m ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 0.5000$	[m]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 0.4500$	[m]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [m]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [m]
d	Diametro ferro espresso in [m]
ω	Area del ferro espresso in [mq]

N°	X	Y	d	ω
1	0.9370	0.8210	0.026	0.000531
2	0.7185	0.8210	0.026	0.000531
3	0.5000	0.8210	0.026	0.000531
4	0.2815	0.8210	0.026	0.000531
5	0.0630	0.8210	0.026	0.000531
6	0.0430	0.0920	0.026	0.000531
7	0.1953	0.0920	0.026	0.000531
8	0.3477	0.0920	0.026	0.000531
9	0.5000	0.0920	0.026	0.000531
10	0.6523	0.0920	0.026	0.000531
11	0.8047	0.0920	0.026	0.000531
12	0.9570	0.0920	0.026	0.000531

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in[kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	779.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	135.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

**GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale**

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [m]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [m]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	0.2293	0.00	(0.0000; 0.6707)	(1.0000; 0.6707)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	1312	0	0	12900	-49685

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>1102.4162</u>	1.42

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

GALLERIE NATURALI – Galleria naturale Muslone
Imbocco sud - Relazione di calcolo galleria artificiale

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [kPa]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kPa]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [mq]
 ε Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [m]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [m]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
2	0.0000	330.3559	-121582	-9394	0.287000	0.0000	0.000	0.0000000