

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri Dott. Ing. F. Durastanti Dott. Ing. V. Truffini Dott. Arch. A. Bracchini Dott. Ing. L. Nani	Dott. Ing. M. Abram Dott. Ing. F. Pambianco Dott. Ing. M. Briganti Botta Dott. Ing. L. Gagliardini Dott. Geol. G. Cerquiglini
---	--	---

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci Dott. Ing. A. Signorelli Dott. Ing. E. Moscatelli Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Lucibello Dott. Arch. G. Guastella Dott. Geol. M. Leonardi Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi Dott. Ing. M. Panfili Dott. Arch. P. Ghirelli Dott. Ing. D. Pelle	Dott. Ing. L. Ragnacci Dott. Arch. A. Strati Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Carlacchini Dott. Ing. S. Sacconi Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. F. Aloe Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. V. Rotisciani Dott. Ing. G. Pulli Dott. Ing. F. Macchioni	Dott. Ing. G. Verini Supplizi Dott. Ing. V. Piunno Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**LOTTO 4
CAVALCAVIA
CAVALCAVIA SVINCOLO 10 AL KM 16+605
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE**

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04CV06STRRE03C				
L0408Z	E	2101	T04CV06STRRE03			C	-
C	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA			NOV 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS - SET 2021			SET 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
A	EMISSIONE			GIU 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3	MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
	3.1.1 Magrone	8
	3.1.2 Fondazione.....	8
	3.1.3 Elevazione	8
3.2	ACCIAIO.....	8
	3.2.1 Acciaio di armatura	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	9
4.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	9
5	SPALLA SCATOLARE.....	11
5.1	TERRENI.....	11
5.2	GEOMETRIA.....	12
5.3	METODI DI CALCOLO	13
	5.3.1 Calcolo del carico sulla calotta: pressione geostatica	13
	5.3.2 Spinta sui piedritti	13
	5.3.3 Strategia di soluzione	15
5.4	CONDIZIONI DI CARICO	15
5.5	AZIONE SISMICA	19
5.6	COMBINAZIONI DI CARICO	21
5.7	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO	24
	5.7.1 Stato limite ultimo	24
	5.7.2 Stato limite di esercizio	26

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.8	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	26
5.9	INVILUPPO REAZIONI VINCOLARI.....	28
5.10	VERIFICHE GEOTECNICHE	29
5.11	SCHEMA ARMATURE	35
5.12	VERIFICHE STRUTTURALI	35
	5.12.1Fondazione.....	36
	5.12.2Traverso	37
	5.12.3Piedritto sinistro.....	39
	5.12.4Piedritto destro	41
	5.12.5Pali	43
6	MURO TIPO 1	45
6.1	TERRENI.....	45
6.2	GEOMETRIA.....	46
6.3	METODI DI CALCOLO	47
	6.3.1 Metodo di Culmann	47
	6.3.2 Spinta in presenza di sisma	48
	6.3.3 Verifica a ribaltamento	48
	6.3.4 Verifica a scorrimento.....	49
	6.3.5 Verifica al carico limite	50
	6.3.6 Verifica alla stabilità globale	51
6.4	NORMATIVA.....	52
6.5	CONDIZIONI DI CARICO	53
6.6	AZIONE SISMICA	54
6.7	COMBINAZIONI DI CARICO	54
6.8	IMPOSTAZIONI DI ANALISI.....	57

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

6.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	58
6.9.1 Paramento	58
6.9.2 Fondazione.....	60
6.10 SCHEMA ARMATURE	62
6.11 VERIFICHE STRUTTURALI	62
6.11.1Paramento	62
6.11.2Fondazione.....	65
6.12 VERIFICHE GEOTECNICHE	68
7 MURO TIPO 2 E 3.....	70
7.1 TERRENI.....	70
7.2 GEOMETRIA.....	71
7.3 METODI DI CALCOLO	72
7.3.1 Metodo di Culmann	72
7.3.2 Spinta in presenza di sisma	73
7.3.3 Verifica a ribaltamento	74
7.3.4 Verifica a scorrimento.....	74
7.3.5 Verifica al carico limite.....	75
7.3.6 Verifica alla stabilità globale	76
7.4 NORMATIVA.....	77
7.5 CONDIZIONI DI CARICO	78
7.6 AZIONE SISMICA	79
7.7 COMBINAZIONI DI CARICO	79
7.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI.....	82
7.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	83
7.9.1 Paramento	83

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

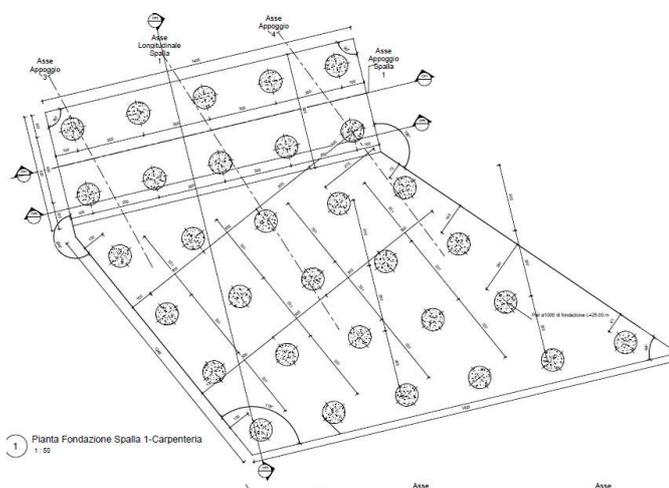
7.9.2 Fondazione.....	85
7.10 SCHEMA ARMATURE.....	87
7.11 VERIFICHE STRUTTURALI	87
7.11.1Paramento	87
7.11.2Fondazione.....	90
7.12 VERIFICHE GEOTECNICHE	93
8 INCIDENZE.....	95
9 DICHIARAZIONI SECONDO §10.2 DELLE NTC2008.....	96
10 ALLEGATI.....	98
10.1 SPALLA SCATOLARE.....	98
10.2 MURO TIPO 1.....	146
10.3 MURO TIPO 2 E 3	169

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

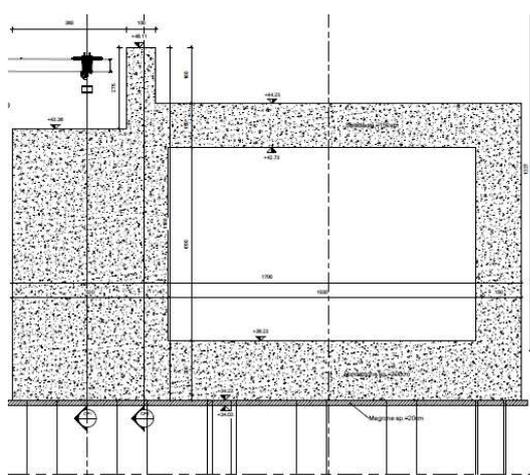
1 PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo «*Itinerario Ragusa - Catania, Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 di "Chiaromonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della "Ragusana"*».

In particolare questo documento riguarda la progettazione strutturale della spalla scatolare (spalla 1) del Cavalcavia svincolo 10 al km 16+605. L'opera in esame è costituita da uno scatolare gettato in opera di larghezza interna pari a 10.30 m ed altezza interna 6.50 m. Lo spessore della fondazione è pari a 200 cm mentre quella del piedritto destro e della soletta superiore a 150 cm. Il piedritto sinistro, di spessore 400 cm, sostiene l'impalcato del cavalcavia. L'opera è fondata su pali $\phi 1000$ di lunghezza 25 m. Completano l'opera tre tipologie di muri andatori.

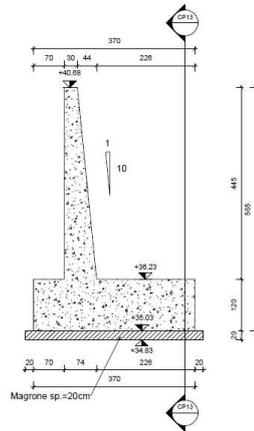


Pianta fondazione spalla

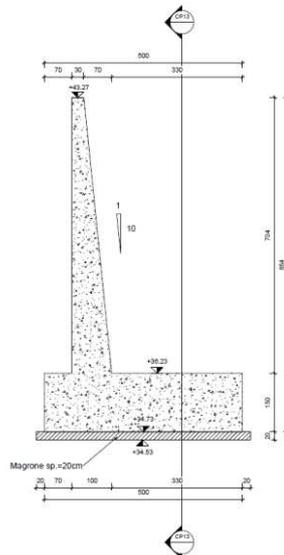


Sezione trasversale spalla

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



Sezione trasversale muro ad L tipo 1



Sezione trasversale muro ad L tipo 2 e 3

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le normative assunte come riferimento per la progettazione.

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- 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";
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- UNI EN 206: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie;
- EC 7: Progettazione geotecnica;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003 "Normativa sismica";
- OPCM 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per le opere in progetto.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza C12/15

3.1.2 Fondazione

Classe di resistenza C32/40
Resistenza cubica caratteristica, R_{ck} 40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica, f_{ck} 33.20 MPa
Resistenza di calcolo, f_{cd} 18.81 MPa
Classe di consistenza Slump S4
Max dimensione aggregato 30 mm
Classe di esposizione XA2
Copriferro 40 mm

3.1.3 Elevazione

Classe di resistenza C32/40
Resistenza cubica caratteristica, R_{ck} 40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica, f_{ck} 33.20 MPa
Resistenza di calcolo, f_{cd} 18.81 MPa
Classe di consistenza Slump S4
Max dimensione aggregato 25 mm
Classe di esposizione XA2
Copriferro 40 mm

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Acciaio di armatura

Tipo B450C
Resistenza caratteristica, f_{yk} 450.0 MPa
Resistenza di calcolo, f_{yd} 391.3 MPa

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I dati relativi ai terreni e alla falda sono stati desunti dalla relazione geotecnica. Di seguito viene riportata la caratterizzazione geotecnica in corrispondenza dell'opera.

Strato	Unità geotecnica	z [m da p.c.]	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	E (MPa)
1	Qa - argille	0 – 21	17-19	20-25	10-20	150	10-35
2	Qc(a) – sabbia/calcareniti	21 – 35	17.5-18.5	38-42	0	-	80-300

Per il terreno da rilevato si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

4.1 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

La schematizzazione dei pali di fondazione nel modello di calcolo è stata effettuata tramite vincoli elastici. Per la determinazione delle rigidità da assegnare alle molle è stato realizzato un modello ausiliario di calcolo con il software Midas Gen.

In particolare, per la rigidità verticale del palo si è assunto un valore $K_v = 1056895 \text{ kN/m}$, circa pari alla rigidità estensionale $K_v = EA/L$. Il valore della rigidità orizzontale è stato desunto considerando il palo elastico immerso in un sottosuolo elastico schematizzato come mezzo alla Winkler. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di rigidità K_h , stimata mediante la trattazione di Reese e Matlock.

Nella pratica per terreni uniformi si considera K_h costante con la profondità e K_h linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di Reese e Matlock (1956):

$$K_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove d è il diametro del palo e z la profondità

I coefficienti di reazione orizzontale utilizzati per i due strati di terreno interessati dai pali sono ottenuti da letteratura:

Unità Qa $k_h = 2500 \text{ kN/m}^3$

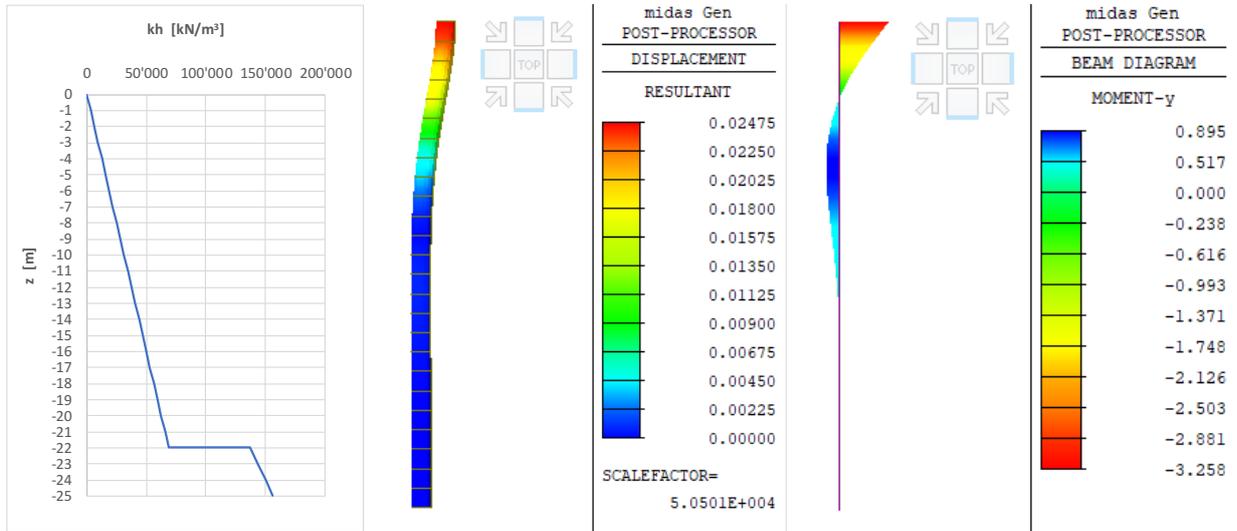
Unità Qca $k_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Applicando una forza unitaria (1 kN) alla schematizzazione del complesso palo-terreno appena descritta e leggendo lo spostamento in testa al palo, è possibile ricavare la rigidità orizzontale da assegnare ai vincoli orizzontali nel modello di calcolo come segue:

$$K_H = F/s = 1/0.00002475 = 40401 \text{ kN/m}$$

Tale metodo consente anche di ricavare il valore del momento flettente in testa al palo. Nel caso in esame, il rapporto momento/taglio ($\alpha=M/V$) applicato in testa risulta pari a circa 3.26.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

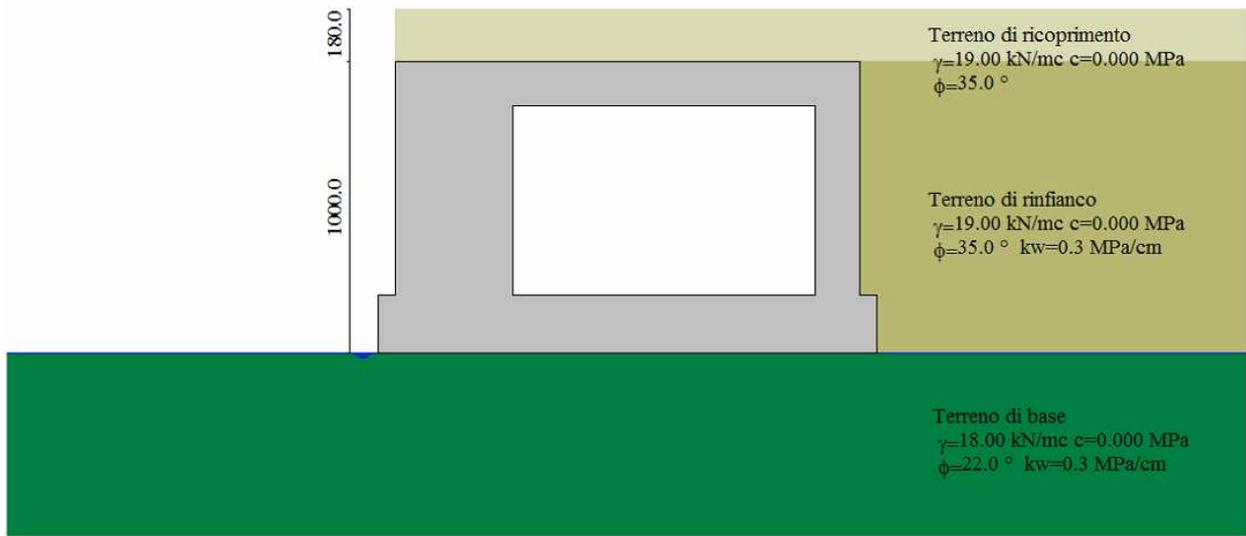


Rigidezza, spostamenti palo/terreno (mm) e momento flettente (kNm)

5 SPALLA SCATOLARE

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software SCAT 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di scatolare della lunghezza di 1 m.

5.1 TERRENI



Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.80	[m]
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[MPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.300	[MPa/cm]

Terreno a sinistra dello scatolare non considerato

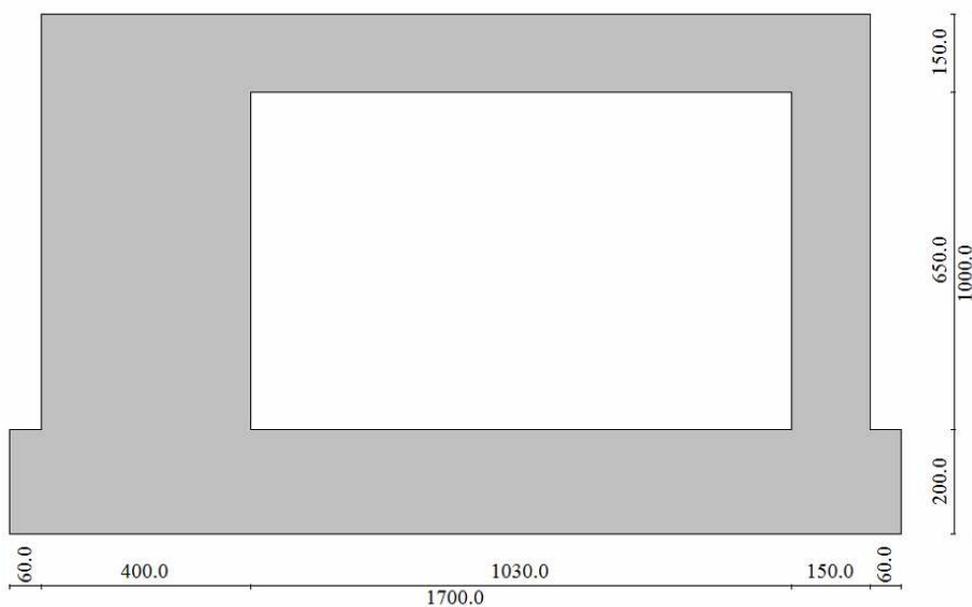
Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso di volume saturo	18.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	22.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	14.67	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.300	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	0.800	[MPa]

5.2 GEOMETRIA



Altezza esterna	10.00	[m]
Larghezza esterna	15.80	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.60	[m]
Spessore piedritto sinistro	4.00	[m]
Spessore piedritto destro	1.50	[m]
Spessore fondazione	2.00	[m]
Spessore traverso	1.50	[m]

Per schematizzare i pali di fondazione sono stati utilizzati dei vincoli elastici aventi rigidità coerente con quanto riportato al paragrafo 4.1.

In particolare, considerando l'interasse dei pali pari a 3.0 m e la larghezza di calcolo dello scatolare (1 m), nel modello vengono assegnate le seguenti rigidità:

$$k_{\text{vert}} = 1056895/3 = 352298 \text{ kN/m} = 3522.98 \text{ kN/cm}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$k_{orizz} = 40401/3.0 = 13466 \text{ kN/m} = 134.67 \text{ kN/cm}$$

Si fa presente che il vincolo numero 1 (X=2 m) schematizza due file di pali.

Simbologia adottata

X	Ascissa del vincolo espressa in m
V _x	Grado di libertà in direzione X
V _y	Grado di libertà in direzione Y
V _r	Grado di libertà rotazionale
K	Rigidezza traslazionale espressa in kN/cm

Nr.	X [m]	V _x	V _y	V _r
1	2.50	K= 269.3400	K= 7045.9600	LIBERO
2	7.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
3	10.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
4	13.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
5	16.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO

5.3 METODI DI CALCOLO

5.3.1 Calcolo del carico sulla calotta: pressione geostatica

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:

$$P_v = \gamma H$$

5.3.2 Spinta sui piedritti

5.3.2.1 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.

5.3.2.2 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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

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

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

5.3.2.3 Spinta in presenza di sisma: Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

5.3.3 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 rinfiacco 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.

5.4 CONDIZIONI DI CARICO

Si riportano, di seguito, le reazioni in corrispondenza del baricentro degli appoggi della spalla, distinti per casi di carico. Si fa presente che l'asse x corrisponde all'asse longitudinale del ponte, l'asse y a quello trasversale e l'asse z è diretto verso l'alto.

Loadcase	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kN.m]	My[kN.m]	Mz[kN.m]
1:PPacc	2	0	-342	162	0	0
2:PPsoletta	6	1	-926	365	0	-1

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

3:Permanenti	2	0	-554	282	0	3
4:Ritiro	-5	-1	220	-223	0	7
5:Cedim_SpA	0	0	12	-18	0	0
6:Cedim_P1	1	0	-24	35	0	1
7:Cedim_SpB	0	0	12	-18	0	0
8:Vento	21	-194	-1	442	0	0
9:DTN_Contraction	-9	-1	-4	12	0	-1
10:DTN_expansion	22	3	9	-29	0	2
11:DT_M_Heat	5	1	-169	192	0	-2
12:DT_M_Cool	-5	-1	203	-231	0	3
13:Frenamento	172	39	-12	14	0	57
472:Traffico_k (Max)(Fz)	0	0	168	-491	0	-5
473:Traffico_k (Min)(Fz)	3	0	-1'785	2'819	0	17
472:Traffico_k (Max)(Mx)	3	0	-1'379	5'038	0	27
473:Traffico_k (Min)(Mx)	0	0	-214	-1'285	0	-7
474:Traffico_freq (Max)(Fz)	0	0	103	-297	0	-3
475:Traffico_freq (Min)(Fz)	1	0	-1'114	1'866	0	11
474:Traffico_freq (Max)(Mx)	1	0	-874	3'081	0	14
475:Traffico_freq (Min)(Mx)	0	0	-123	-737	0	-3
549:SISMA_SLV_X	905	80	56	335	0	82
550:SISMA_SLV_Y	59	988	5	1'454	0	95
551:SISMA_SLV_Z	9	1	476	1'052	0	13

Le azioni massime allo SLE, SLU e SLV in corrispondenza del baricentro degli appoggi risultano pari a:

	Fx[kN]	Fz[kN]
SLE	225	-2'882
SLU	304	-3'891
SLV	1'026	-1'792

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

Carichi

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 (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese 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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

- 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_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

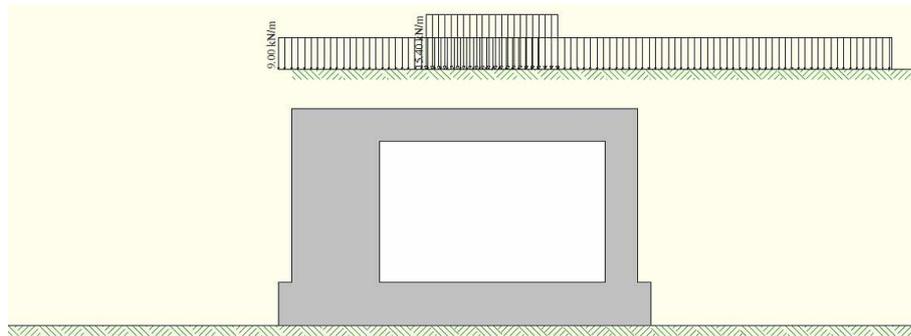
Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Per il carico stradale è stato considerato lo schema di carico 1 delle NTC2008, e nel dettaglio i carichi relativi alla corsia n° 1, ovvero la più caricata. Il carico è stato ricavato distribuendo il carico tandem ($2Q_{1k} = 600$ kN) attraverso la pavimentazione (con una pendenza di 45°), poi attraverso il ricoprimento (con pendenza pari all'angolo di attrito del terreno) e infine attraverso la soletta di copertura, fino all'asse dell'elemento (con una pendenza di 45°). A tale pressione è stato aggiunto il carico distribuito q_{1k} pari a 9 kN/m². Di tale carico stradale sono state considerate tre posizioni in modo tale da massimizzare le sollecitazioni sui vari elementi costituenti la struttura.

Condizione di carico n° 7 (Stradale 1)

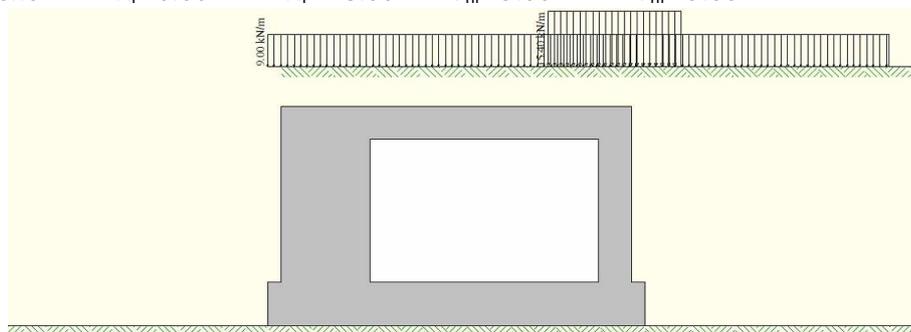
Distr	Terreno	$X_i = 6.75$	$X_f = 12.75$	$V_{ni} = 15.40$	$V_{nf} = 15.40$
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 28.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



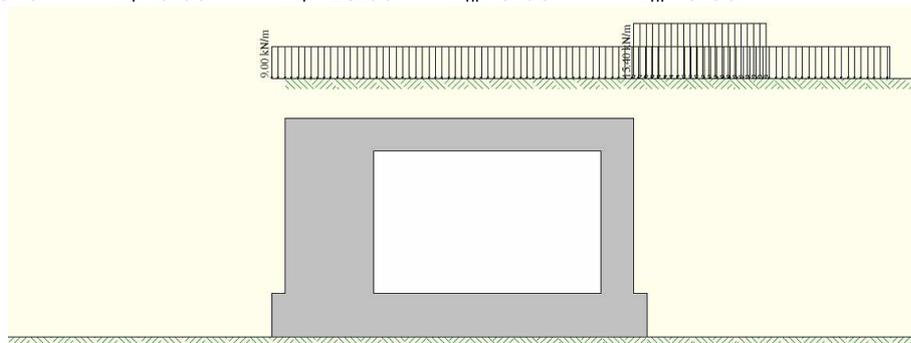
Condizione di carico n° 8 (Stradale 2)

Distr	Terreno	$X_i = 12.65$	$X_f = 18.65$	$V_{ni} = 15.40$	$V_{nf} = 15.40$
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 28.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$



Condizione di carico n° 9 (Stradale 3)

Distr	Terreno	$X_i = 16.40$	$X_f = 22.40$	$V_{ni} = 15.40$	$V_{nf} = 15.40$
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 28.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$

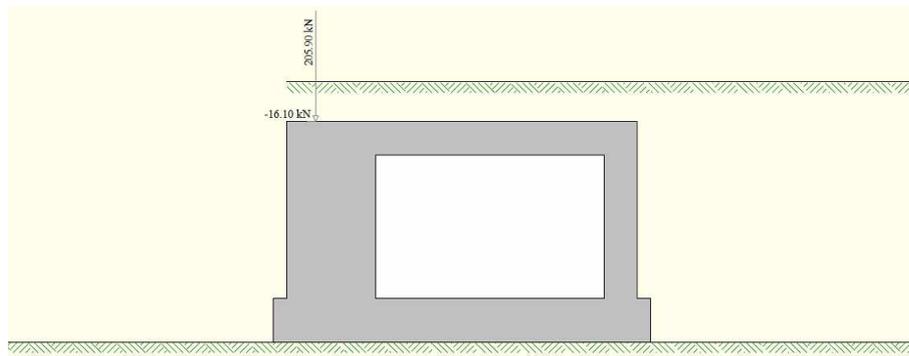


Condizione di carico n° 10 (Reazioni appoggi)

Il carico dovuto alla reazione degli appoggi in condizioni SLE viene diviso per la larghezza della spalla (14 m) in modo tale da avere un carico al metro lineare.

Conc Traverso	$X = 1.30$	$F_y = 205.90$	$F_x = -16.10$	$M = 0.00$
---------------	------------	----------------	----------------	------------

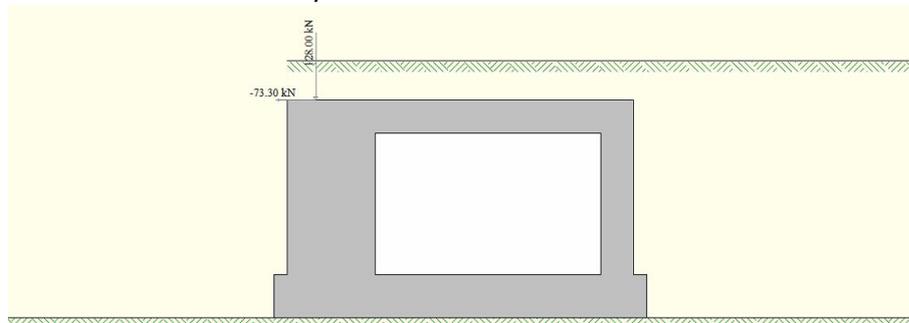
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



Condizione di carico n° 11 (Reazioni appoggi SLV)

Il carico dovuto alla reazione degli appoggi in condizioni SLV viene diviso per la larghezza della spalla (14 m) in modo tale da avere un carico al metro lineare.

Conc Trasverso X= 1.30 Fy= 128.00 Fx= -73.30 M= 0.00



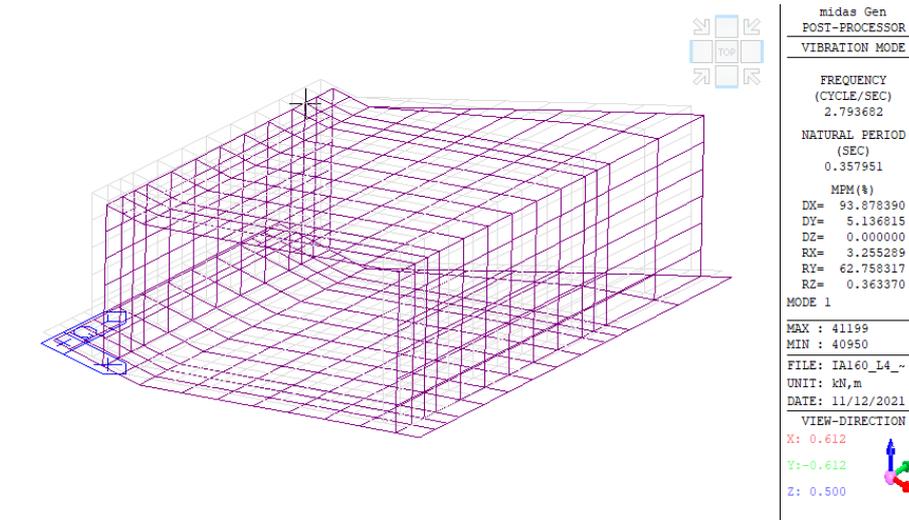
5.5 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.307312; Longitudine: 14.999373
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	C
Categoria topografica	T1

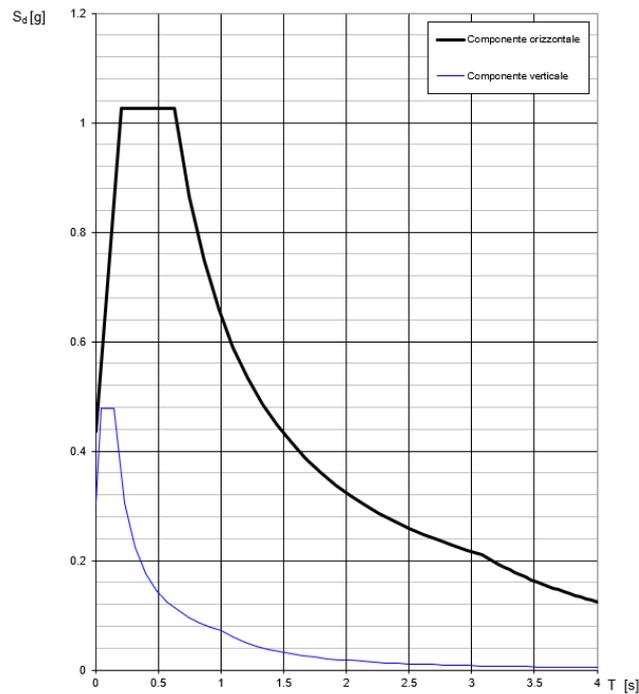
Per la determinazione del periodo di vibrazione dell'opera è stato realizzato un modello ausiliario di calcolo con il software Midas Gen.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



Primo modo di vibrare – $T_1 = 0.36 s$

In corrispondenza del periodo $T=0.36 s$ l'accelerazione di progetto risulta massima, ovvero 1.025 g.



Spettri elastici allo SLV

Accelerazione al suolo $a_g =$	3.63 [m/s ²]
Fattore di amplificazione spettrale massima (F0)	2.35
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss*F_0) = 31.76$
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v=0.50 * k_h = 15.88$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Spinta sismica	Mononobe-Okabe

5.6 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 2008 – Approccio 2 (A1+M1+R3)

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
- $\gamma_{c'}$ 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 parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi SLV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi SLV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	---

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	1.00	1.00

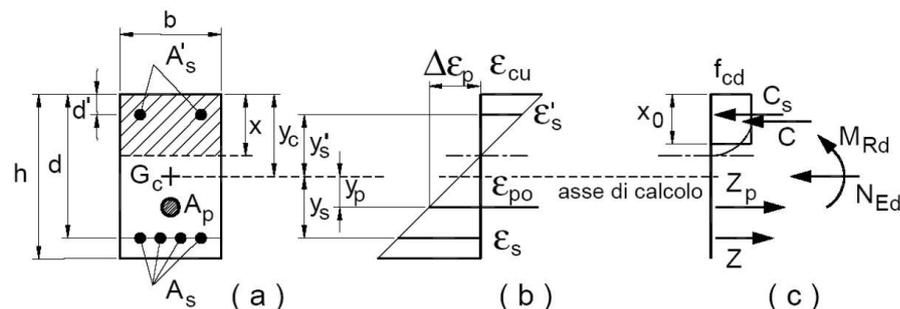
5.7 IMPOSTAZIONI DI PROGETTO

5.7.1 Stato limite ultimo

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

5.7.1.1 Verifica a pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC2008, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.7.1.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

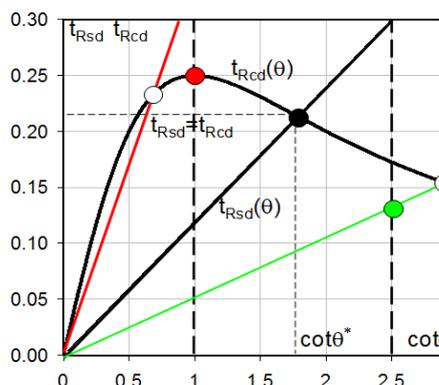
In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

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

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

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

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC2008, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione. $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$ $45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$.



- Se la $\text{cot}\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot}\theta = 2,5$.
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot}\theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

con

θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature;

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

α_c = coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'eventuale compressione del calcestruzzo;

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

5.7.2 Stato limite di esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) $0.60 f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) $0.45 f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) $0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

SLE frequente: $w < w_2$

SLE quasi permanente: $w < w_1$

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

5.8 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	2.52	6.13	54.79	831.31
4.30	-437.90	3118.99	-550.81	386.94	-8.34	463.17
8.50	831.98	1245.55	-109.84	601.54	18.88	753.04
12.71	-1715.41	853.47	122.76	728.63	43.94	1043.22
17.00	0.00	0.00	-2.97	0.00	-837.03	-55.08

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
-------	------------------------	------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

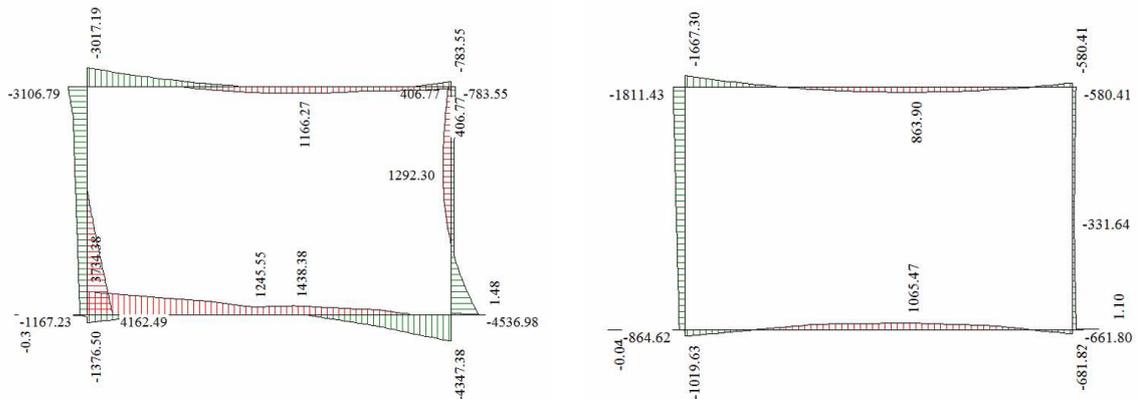
2.60	-3017.19	-1355.97	538.96	879.70	73.09	676.83
5.77	-974.26	-6.03	311.48	534.05	73.09	639.05
9.09	254.48	1107.44	73.43	262.89	73.09	599.52
12.45	474.17	790.65	-312.22	17.90	73.09	559.51
15.65	-783.55	406.77	-666.77	-192.33	73.09	521.43

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.00	-1167.23	4162.49	-1012.11	-89.19	1487.67	2271.41
5.13	-1806.33	320.28	-881.12	-89.19	1140.66	1714.54
9.25	-3106.79	-1500.10	-750.13	-89.19	744.86	1157.66

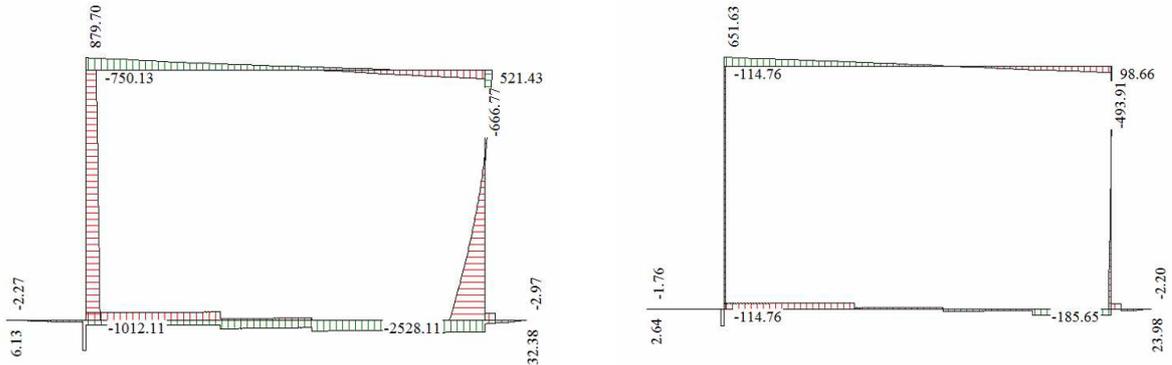
Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.00	-4536.98	-593.97	-2528.11	-152.82	452.58	1084.43
5.13	-449.57	1066.86	-392.42	12.42	322.45	875.60
9.25	-783.55	406.77	73.09	521.43	192.33	666.77

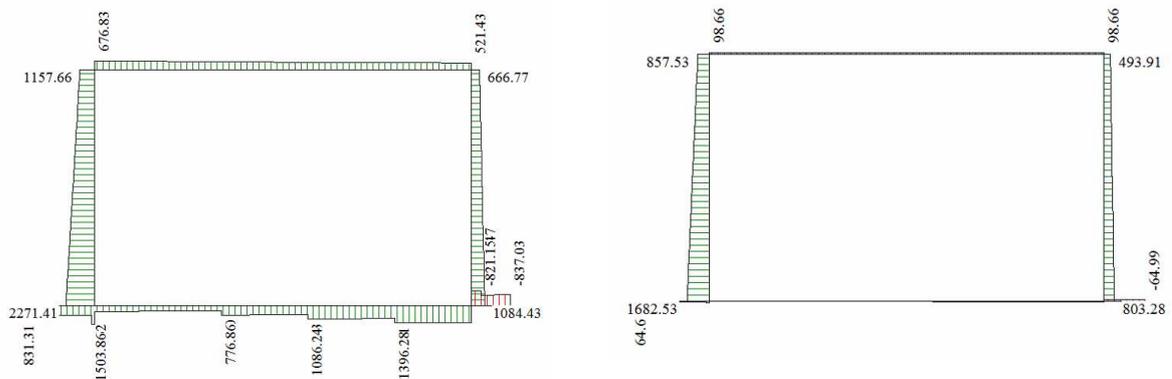


Inviluppo momento flettente (a sinistra SLU, a destra SLE)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



Inviluppo taglio (a sinistra SLU, a destra SLE)



Inviluppo sforzo normale (a sinistra SLU, a destra SLE)

5.9 INVILUPPO REAZIONI VINCOLARI

Dest	H _{min} [kN]	V _{min} [kN]	M _{min} [kNm]	H _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
FOND	-712.2425	1192.9833	0.0000	-46.9410	2053.4769	0.0000
FOND	-356.5586	243.5494	0.0000	-23.4838	521.5871	0.0000
FOND	-357.0175	198.8555	0.0000	-23.5057	416.4501	0.0000
FOND	-357.6650	177.0023	0.0000	-23.5420	491.9455	0.0000
FOND	-358.3216	-110.3010	0.0000	-23.5811	649.6291	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguente paragrafo si riporta la verifica di capacità portante dei pali di fondazione.

Come riportato nel paragrafo precedente, il massimo sforzo di compressione agente sui pali si verifica per il palo nr. 1 (X=2m), che schematizza due file di pali. Tenendo conto di ciò e dell'interasse tra i pali, il carico massimo agente sul singolo palo è pari a:

$$N_{Ed,comp} = 2053.5 \cdot 3/2 = 3080.3 \text{ kN}$$

Il massimo sforzo di trazione si verifica per il palo nr. 6; considerando l'interasse si ha:

$$N_{Ed,traz} = -110.3 \cdot 3.0 = -330.9 \text{ kN}$$

Compressione

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

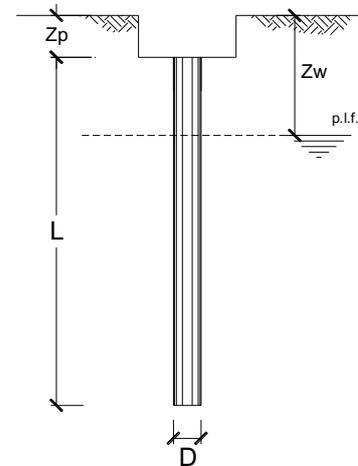
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (Ap):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.30	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	30.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	3080.3	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	25.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
		γ _G	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	21.00		18.00		22.0	
2	4.00		18.00		38.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		
0.38	0.78		

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)		
1	21.00		3840.7					3840.7						
2	4.00		1718.4	42.38	0.00	20823.1	16354.4	1718.4	42.38	0.00	20823.1	16354.4		

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 3080.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 16354.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 5559.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 21913.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 16354.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 5559.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 21913.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 9620.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 3270.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 12890.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 9969.7 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 3.24$$

Trazione

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

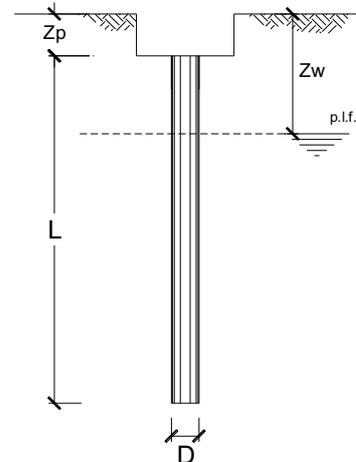
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00 (m)	Area del Palo (A _p):	0.785 (m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.30 (m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	30.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	-330.9 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	(kN)
Numero di strati	2	L _{palo} =	25.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_b	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI				Coefficienti di Calcolo			
			Parametri del terreno				Coefficients of Calculation			
			γ (kN/m ³)	c_{med} (kPa)	ϕ_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)	k	μ	a	α
(-)	(m)					(-)	(-)	(-)	(-)	
1	21.00		18.00		22.0	0.63	0.40			
2	4.00		18.00		38.0	0.38	0.78			

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm		
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)		
(-)	(m)													
1	21.00		3840.7				3840.7							
2	4.00		1718.4	42.38	0.00	20823.1	16354.4	1718.4	42.38	0.00	20823.1	16354.4		

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = -330.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal med} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 5559.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 5559.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal min} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 5559.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 5559.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = .0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 3270.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3270.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 2616.1 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 7.91$$

La verifica di capacità portante verticale risulta dunque soddisfatta.

Come riportato nel paragrafo precedente, la massima forza orizzontale agente sui pali è pari a:

$$V_{Ed} = 358.3 \cdot 3.0 = 1074.9 \text{ kN}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

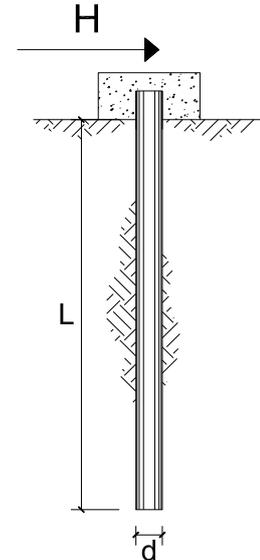
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	5158.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	22.00	(°)	ϕ'_{min} =	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	22.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$)	$k_{p,med}$ =	2.20	(-)	$k_{p,min}$ =	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1074.9	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Palo corto:

$$H1_{med} = 37091.03 \quad (\text{kN})$$

$$H1_{min} = 37091.03 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 12570.00 \quad (\text{kN})$$

$$H2_{min} = 12570.00 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 2422.91 \quad (\text{kN})$$

$$H3_{min} = 2422.91 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 2422.91 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 2422.91 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1425.24 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 1096.34 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1074.90 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.02$$

La verifica di capacità portante orizzontale risulta dunque soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio.

Il valore del cedimento atteso per il palo in esercizio viene determinato attraverso il metodo AGI per il quale il cedimento presenta la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot \frac{N}{EL}$$

In cui β è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo.

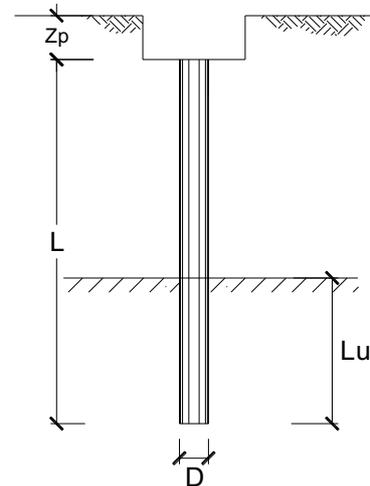
I cedimenti attesi del singolo palo vengono calcolati per una lunghezza di ammorsamento (Lu) considerando un mezzo omogeneo con rigidezza mediata sullo spessore dei diversi strati del terreno di fondazione.

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Carico sul palo (P):	1880.6	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	25.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	25.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	49.30	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	30	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3.0	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.90 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = \quad 2.90 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = \quad 1.897$$

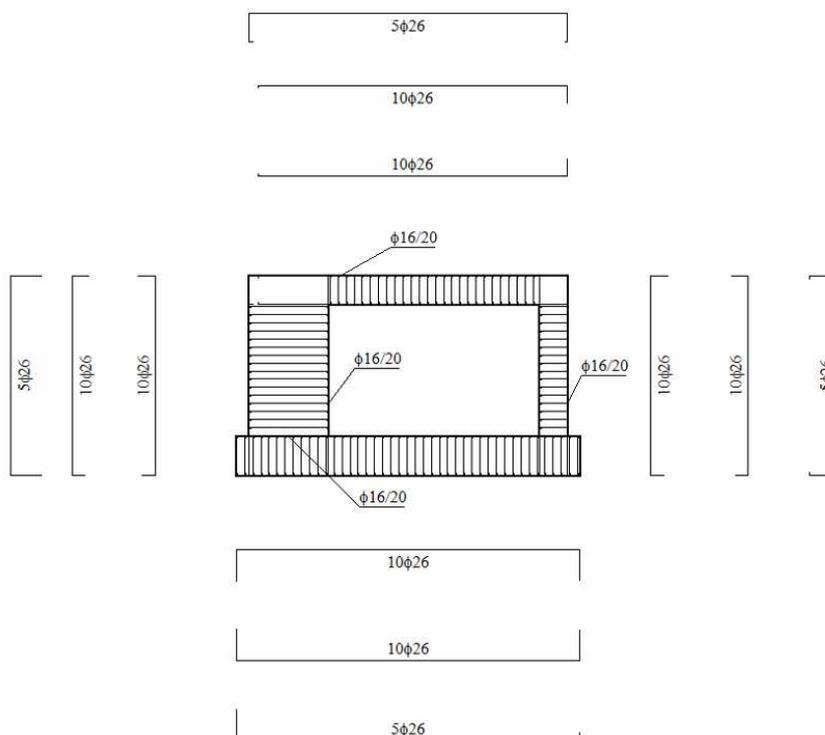
Cedimento della palificata

$$\delta p = n \cdot R_g \cdot \delta = \quad 30 \quad * \quad 0.30 \quad * \quad 2.90 \quad = \quad 26.03 \quad (\text{mm})$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.11 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio della fondazione, della soletta e dei piedritti è costituita da spilli $\phi 16/20 \times 40$.



5.12 VERIFICHE STRUTTURALI

Simbologia adottata ed unità di misura

X Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm

A_{fi} Area armatura inferiore, espresse in cmq

A_{fs} Area armatura superiore, espresse in cmq

CS Coeff. di sicurezza sezione

A_{fi} Area armatura inferiore, espressa in cmq

A_{fs} Area armatura superiore, espressa in cmq

σ_{fi} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in MPa

σ_{fs} Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in MPa

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espresse in MPa

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.12.1 Fondazione

5.12.1.1 Inviluppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 200.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	79.64	53.09	42.48
4.30	79.64	53.09	1.19
8.50	79.64	53.09	2.42
12.71	79.64	53.09	2.75
17.00	53.09	53.09	4.71

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	200 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	2.01 cm ²
Numero bracci	nb =	5
As x nb =	A _{sw} =	10.05 cm ²
Passo delle staffe	p =	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	α =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	α _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	195 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	4313.89 kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	35582.33 kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	4313.89 kN

V_{Rd} = 4313.9 kN > V_{Ed} = 2201.2 kN Verifica soddisfatta

5.12.1.2 Inviluppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione	B = 100 cm
Altezza sezione	H = 200.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.00	79.64	53.09	0.031	0.422	0.461
4.30	79.64	53.09	0.540	22.913	7.305
8.50	79.64	53.09	1.634	21.524	91.904
12.71	79.64	53.09	1.145	15.176	60.804
17.00	53.09	53.09	0.000	6.011	6.229

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} (%)	s _m [mm]	w[mm]
1	0.05	79.64	53.09	1350.8716	0.0326	0.0000	0.00	0.000
2	0.09	79.64	53.09	1350.8716	0.0326	0.0000	0.00	0.000
3	0.17	79.64	53.09	1350.8716	0.1286	0.0000	0.00	0.000
4	0.26	79.64	53.09	1350.8716	0.2857	0.0000	0.00	0.000
5	0.34	79.64	53.09	1350.8716	0.5020	0.0000	0.00	0.000
6	0.43	79.64	53.09	1350.8716	0.7755	0.0000	0.00	0.000
7	0.51	79.64	53.09	1350.8716	1.1041	0.0000	0.00	0.000
8	0.60	79.64	53.09	1350.8716	1.4858	0.0000	0.00	0.000
9	0.70	79.64	53.09	1350.8716	1.9684	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
6 SLEQ
w max = 0.000 mm
w lim = 0.200 mm



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} (%)	s _m [mm]	w[mm]
1	0.05	79.64	53.09	1350.8716	0.0402	0.0000	0.00	0.000
2	0.09	79.64	53.09	1350.8716	0.0402	0.0000	0.00	0.000
3	0.17	79.64	53.09	1350.8716	0.1586	0.0000	0.00	0.000
4	0.26	79.64	53.09	1350.8716	0.3532	0.0000	0.00	0.000
5	0.34	79.64	53.09	1350.8716	0.6220	0.0000	0.00	0.000
6	0.43	79.64	53.09	1350.8716	0.9628	0.0000	0.00	0.000
7	0.51	79.64	53.09	1350.8716	1.3737	0.0000	0.00	0.000
8	0.60	79.64	53.09	1350.8716	1.8525	0.0000	0.00	0.000
9	0.70	79.64	53.09	1350.8716	2.4602	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
7 SLEF
w max = 0.000 mm
w lim = 0.300 mm

5.12.2 Traverso

5.12.2.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 150.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
2.60	53.09	79.64	1.66

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.77	53.09	79.64	3.42
9.09	53.09	79.64	2.70
12.45	53.09	79.64	2.70
15.65	53.09	79.64	2.75

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	150	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	2.01	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	10.05	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	α =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	α _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	145	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	3207.76	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	26458.66	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	3207.76	kN

V_{Rd} = 3207.8 kN > V_{Ed} = 881.1 kN Verifica soddisfatta

5.12.2.2 Involuppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione	B = 100 cm				
Altezza sezione	H = 150.00 cm				
X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2.60	53.09	79.64	4.475	59.568	152.079
5.77	53.09	79.64	0.090	1.315	0.664
9.09	53.09	79.64	2.317	105.017	29.940
12.45	53.09	79.64	1.672	72.603	21.712
15.65	53.09	79.64	1.601	21.480	49.528

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica a fessurazione

SLE (Quasi Permanente)

N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	2.60	53.09	79.64	-794.7082	-1355.9750	0.0497	90.81	0.077
2	2.78	53.09	79.64	-794.7082	-1259.1665	0.0444	90.81	0.069
3	2.96	53.09	79.64	-794.7082	-1164.7283	0.0391	90.81	0.060
4	3.15	53.09	79.64	-794.7082	-1072.6604	0.0338	90.81	0.052
5	3.33	53.09	79.64	-794.7082	-982.9627	0.0284	90.81	0.044
6	3.51	53.09	79.64	-794.7082	-895.6352	0.0229	90.81	0.035
7	3.63	53.09	79.64	-794.7082	-810.6780	0.0172	90.81	0.027
8	3.87	53.09	79.64	-794.7082	-728.0910	0.0000	0.00	0.000
9	4.05	53.09	79.64	-794.7082	-647.8743	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

6 SLEQ

w max = 0.077 mm
w lim = 0.200 mm

SLE (Frequente)

N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	2.60	53.09	79.64	-794.7082	-1589.4652	0.0614	90.81	0.095
2	2.78	53.09	79.64	-794.7082	-1477.4050	0.0555	90.81	0.086
3	2.96	53.09	79.64	-794.7082	-1367.9383	0.0497	90.81	0.077
4	3.15	53.09	79.64	-794.7082	-1261.0649	0.0439	90.81	0.068
5	3.33	53.09	79.64	-794.7082	-1156.7849	0.0380	90.81	0.059
6	3.51	53.09	79.64	-794.7082	-1055.0983	0.0321	90.81	0.050
7	3.63	53.09	79.64	-794.7082	-956.0050	0.0260	90.81	0.040
8	3.87	53.09	79.64	-794.7082	-859.5052	0.0198	90.81	0.031
9	4.05	53.09	79.64	-794.7082	-765.5987	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile

7 SLEF

w max = 0.095 mm
w lim = 0.300 mm

5.12.3 Piedritto sinistro

5.12.3.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 400.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
1.00	53.09	79.64	6.13
5.13	53.09	79.64	6.82
9.25	53.09	79.64	7.61

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	400 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	2.01 cm ²

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Numero bracci	$nb =$	5
As x nb =	$A_{sw} =$	10.05 cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00
Braccio delle armature	$d =$	395 cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	8738.39 kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	72077.03 kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	8738.39 kN

$V_{Rd} = 8738.4 \text{ kN} > V_{Ed} = 1015.6 \text{ kN}$ Verifica soddisfatta

5.12.3.2 Inviluppo verifiche SLE

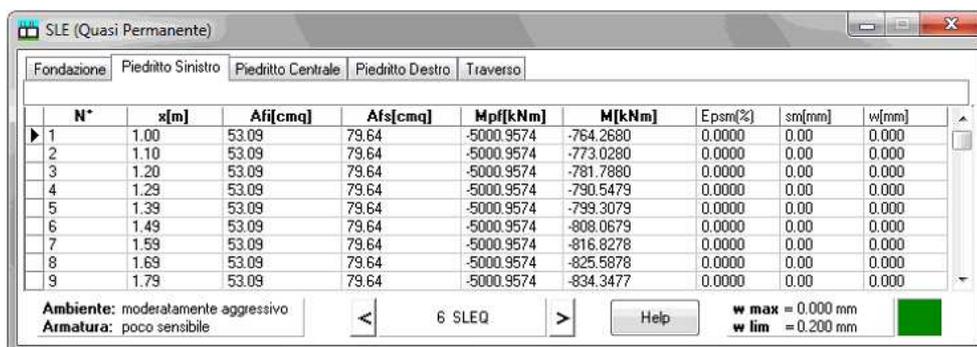
Verifica delle tensioni

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
Altezza sezione $H = 400.00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1.00	53.09	79.64	0.698	10.354	2.070
5.13	53.09	79.64	0.783	11.560	2.994
9.25	53.09	79.64	1.077	15.688	20.491

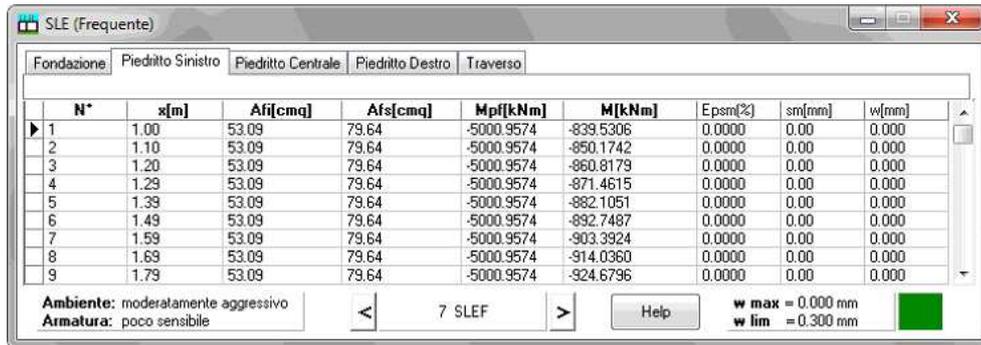
Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N*	x[m]	Af[cmq]	AfS[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]
1	1.00	53.09	79.64	-5000.9574	-764.2680	0.0000	0.00	0.000
2	1.10	53.09	79.64	-5000.9574	-773.0280	0.0000	0.00	0.000
3	1.20	53.09	79.64	-5000.9574	-781.7880	0.0000	0.00	0.000
4	1.29	53.09	79.64	-5000.9574	-790.5479	0.0000	0.00	0.000
5	1.39	53.09	79.64	-5000.9574	-799.3079	0.0000	0.00	0.000
6	1.49	53.09	79.64	-5000.9574	-808.0679	0.0000	0.00	0.000
7	1.59	53.09	79.64	-5000.9574	-816.8278	0.0000	0.00	0.000
8	1.69	53.09	79.64	-5000.9574	-825.5878	0.0000	0.00	0.000
9	1.79	53.09	79.64	-5000.9574	-834.3477	0.0000	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



N°	x[m]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} [%]	s _m [mm]	w[mm]
1	1.00	53.09	79.64	-5000.9574	-839.5306	0.0000	0.00	0.000
2	1.10	53.09	79.64	-5000.9574	-850.1742	0.0000	0.00	0.000
3	1.20	53.09	79.64	-5000.9574	-860.8179	0.0000	0.00	0.000
4	1.29	53.09	79.64	-5000.9574	-871.4615	0.0000	0.00	0.000
5	1.39	53.09	79.64	-5000.9574	-882.1051	0.0000	0.00	0.000
6	1.49	53.09	79.64	-5000.9574	-892.7487	0.0000	0.00	0.000
7	1.59	53.09	79.64	-5000.9574	-903.3924	0.0000	0.00	0.000
8	1.69	53.09	79.64	-5000.9574	-914.0360	0.0000	0.00	0.000
9	1.79	53.09	79.64	-5000.9574	-924.6796	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo
Armatura: poco sensibile
7 SLEF
w max = 0.000 mm
w lim = 0.300 mm

5.12.4 Piedritto destro

5.12.4.1 Involuppo verifiche SLU

Verifica a presso-flessione

Base sezione	B = 100 cm		
Altezza sezione	H = 150.00 cm		
X	A _{fi}	A _{fs}	CS
1.00	53.09	79.64	1.04
5.13	53.09	79.64	2.88
9.25	53.09	79.64	3.24

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	150	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A _s =	2.01	cm ²
Numero bracci	nb =	5	
As x nb =	A _{sw} =	10.05	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	α =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{cd} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(N _{ed})	α _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	145	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	3207.76	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	26458.66	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	3207.76	kN

V_{Rd} = 3207.8 kN > V_{Ed} = 2524.7 kN Verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.12.4.2 Inviluppo verifiche SLE

Verifica delle tensioni

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1.00	53.09	79.64	2.099	29.461	27.222
5.13	53.09	79.64	1.137	16.255	5.984
9.25	53.09	79.64	1.788	24.845	30.597

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

Verifica a fessurazione



N*	x[m]	Af[cmq]	Afs[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm[%]	sm[mm]	w[mm]
1	1.00	53.09	79.64	-794.7082	-593.9713	0.0000	0.00	0.000
2	1.10	53.09	79.64	-794.7082	-578.3079	0.0000	0.00	0.000
3	1.20	53.09	79.64	-794.7082	-563.0846	0.0000	0.00	0.000
4	1.29	53.09	79.64	-794.7082	-548.2975	0.0000	0.00	0.000
5	1.39	53.09	79.64	-794.7082	-533.9425	0.0000	0.00	0.000
6	1.49	53.09	79.64	-794.7082	-520.0157	0.0000	0.00	0.000
7	1.59	53.09	79.64	-794.7082	-506.5129	0.0000	0.00	0.000
8	1.69	53.09	79.64	-794.7082	-493.4302	0.0000	0.00	0.000
9	1.79	53.09	79.64	-794.7082	-480.7632	0.0000	0.00	0.000



N*	x[m]	Af[cmq]	Afs[cmq]	Mp[kNm]	M[kNm]	Epsm[%]	sm[mm]	w[mm]
1	1.00	53.09	79.64	-794.7082	-644.8404	0.0000	0.00	0.000
2	1.10	53.09	79.64	-794.7082	-627.4349	0.0000	0.00	0.000
3	1.20	53.09	79.64	-794.7082	-610.5092	0.0000	0.00	0.000
4	1.29	53.09	79.64	-794.7082	-594.0592	0.0000	0.00	0.000
5	1.39	53.09	79.64	-794.7082	-578.0810	0.0000	0.00	0.000
6	1.49	53.09	79.64	-794.7082	-562.5706	0.0000	0.00	0.000
7	1.59	53.09	79.64	-794.7082	-547.5239	0.0000	0.00	0.000
8	1.69	53.09	79.64	-794.7082	-532.9367	0.0000	0.00	0.000
9	1.79	53.09	79.64	-794.7082	-518.8050	0.0000	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.12.5 Pali

5.12.5.1 Inviluppo verifiche SLU

Come riportato nel paragrafo 5.10 la massima forza orizzontale agente sui pali è pari a

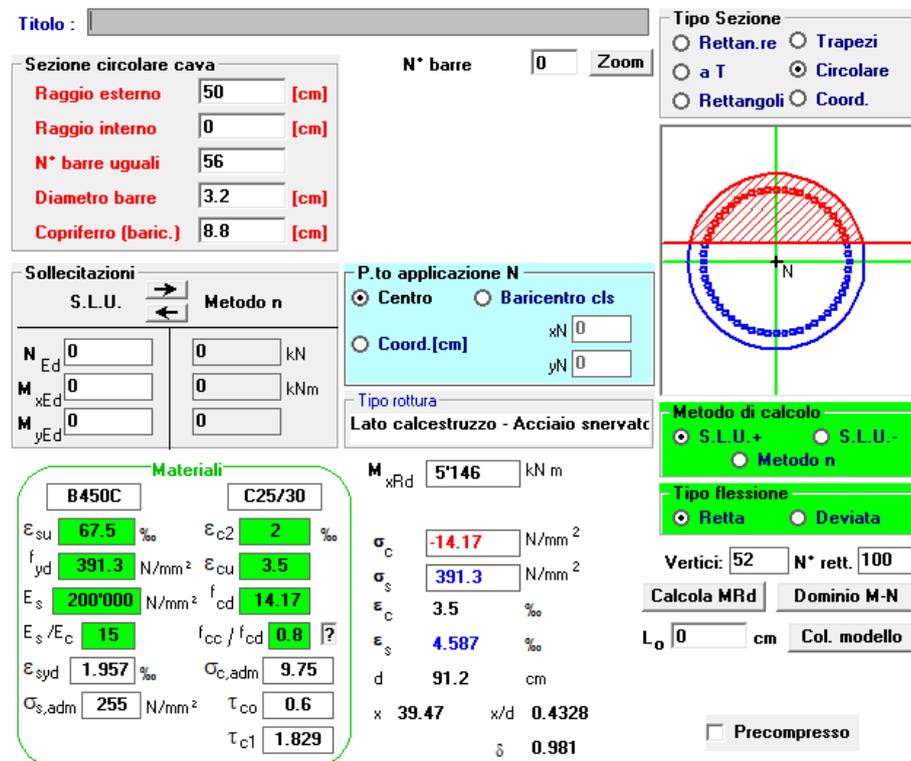
$$V_{Ed} = 358.3 \cdot 3.0 = 1074.9 \text{ kN}$$

Da tale forza, per quanto detto nel paragrafo 4.1, si può ricavare il momento sollecitante, che risulta pari a:

$$M_{Ed} = 1074.9 \cdot 3.26 = 3504.2 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione

La sezione di testa del palo è armata con 56 ϕ 32 longitudinali.



Titolo : []

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 56
Diametro barre: 3.2 [cm]
Copriferro (baric.): 8.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 5146 kNm
σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.587 ‰
d: 91.2 cm
x: 39.47 x/d: 0.4328
δ: 0.981

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

$M_{Rd} = 5146 \text{ kNm} > M_{Ed} = 3504.2 \text{ kNm}$ Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da una spirale ϕ 12/10.

Per la verifica a taglio si utilizza una procedura indicata nel Bollettino CEB nr. 137, allegato 5, studio di Paul Regan. Si analizza una sezione rettangolare equivalente con le seguenti caratteristiche:

$b_e = 0.9 D = 90 \text{ cm}$ base equivalente
 $d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2) = 72.5 \text{ cm}$ altezza utile equivalente

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$h_e = d_e/0.9 = 80.6 \text{ cm}$$

altezza equivalente

Larghezza sezione	b =	90 cm
Altezza sezione	h =	80.6 cm
Copriferro di calcolo	c =	6.0 cm
Area di una staffa	A _s =	1.13 cm ²
Numero bracci	nb =	2
As x nb =	A _{sw} =	2.26 cm ²
Passo delle staffe	p =	10 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	α =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	α _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	74.6 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	1484.48 kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	12251.27 kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	1484.48 kN

$$V_{Rd} = 1484.5 \text{ kN} > V_{Ed} = 1074.9 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

5.12.5.2 Inviluppo verifiche SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali in condizioni di esercizio.

Combinazione	V _{Ed} [kN/m]	N _{Ed} [kN/m]	V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	w [mm]
SLEquasi perm	23.6	291.7	70.8	875.1	230.8	-1.7	-	0.00
SLE freq	26.8	299.1	80.4	897.3	262.1	-	-	0.00
SLE rara	27.8	301.6	83.4	904.8	271.9	-2.0	8.6	-

Le tensioni del calcestruzzo, dell'acciaio e l'apertura delle fessure sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

6 MURO TIPO 1

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software MAX 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di muro della lunghezza di 1 m.

I muri andatori presentano altezze variabili; per questo motivo come sezione di calcolo si considera la sezione in corrispondenza di $2/3h'$, dove $h'=h_{max}-h_{min}$.

6.1 TERRENI

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [MPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	18.00	19.00	22.50	22.50	0.0150	0.0000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.03	-0.30	-84.29
2	20.00	-0.30	0.00

Terreno a valle del muro

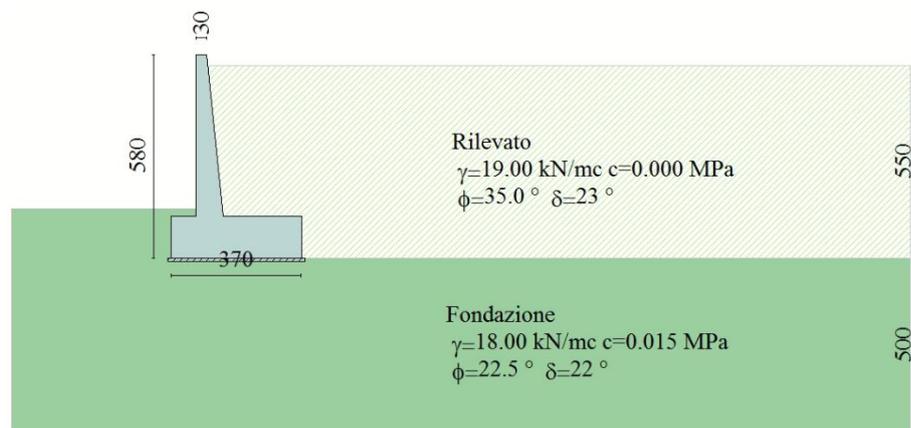
Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz. valle-paramento	0.20	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

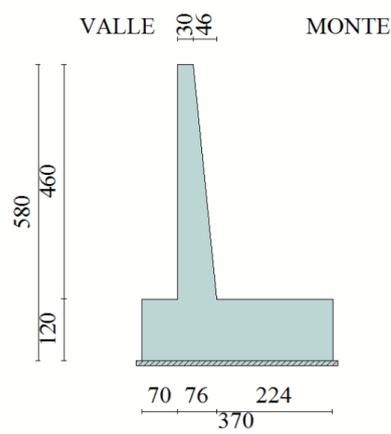
Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato				
H	Spessore dello strato espresso in [m]				
a	Inclinazione espressa in [°]				
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm				
Ks	Coefficiente di spinta				
Terreno	Terreno dello strato				
Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5.80	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	3.06	0.00	Fondazione



6.2 GEOMETRIA



Paramento

Altezza del paramento	4.60 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Spessore all'attacco con la fondazione	0.76 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.70 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.24 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

6.3 METODI DI CALCOLO

6.3.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

6.3.2 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

6.3.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione EQU+M2: $\eta_r \geq 1.0$;

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

6.3.4 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_s \geq 1.10$;

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

6.3.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite e R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_q \geq 1.40$;

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma e i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono dati dalle espressioni seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi)$$

Per i fattori di forma (s_c , s_q e s_γ), di profondità (d_c , d_q e d_γ) di inclinazione (i_c , i_q e i_γ) abbiamo

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_y = 1$	$d_q = d_y = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di inclinazione

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$

Nelle espressioni dei fattori di inclinazione θ rappresenta l'angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale.

6.3.6 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A2+M2+R2: $\eta_g \geq 1.10$;

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

6.4 NORMATIVA

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	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>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

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	$\gamma_{c'}$	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

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>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	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

Fondazione superficiale

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO
Coefficienti di partecipazione

Verifica	Coefficienti parziali	
	R2	R3
Capacità portante della fondazione	--	1.40
Scorrimento	--	1.10
Ribaltamento	--	1.00
Resistenza del terreno a valle	--	1.40
Stabilità globale	1.10	--

6.5 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

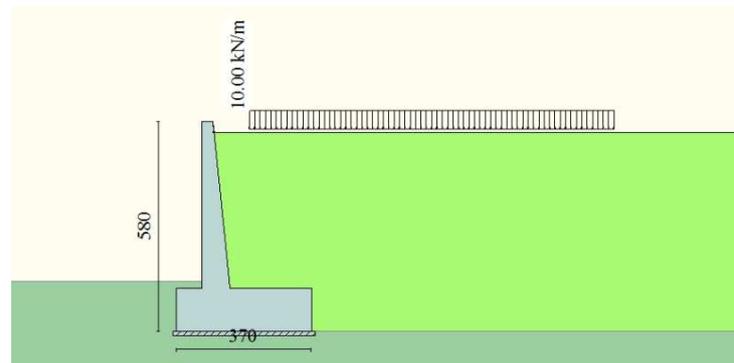
D / C Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

Per il calcolo della struttura è stato considerato un carico da cantiere di 10 kN/m².

Condizione n° 1 (Carico)

D Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=11.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
-----------	------------	-------------	---------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



6.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.307312; Longitudine: 14.999373
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	C
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo a_g	3.63 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S) = 13.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 6.76$

6.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

6.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

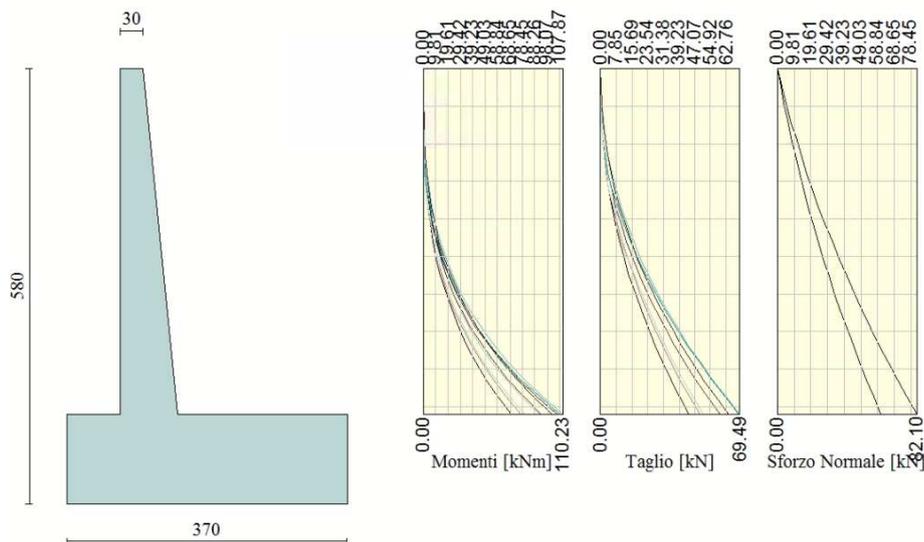
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	E.C. 2
<u>Verifica delle tensioni</u>	
Combinazione di carico	Rara: $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente: $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

6.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

6.9.1 Paramento



L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

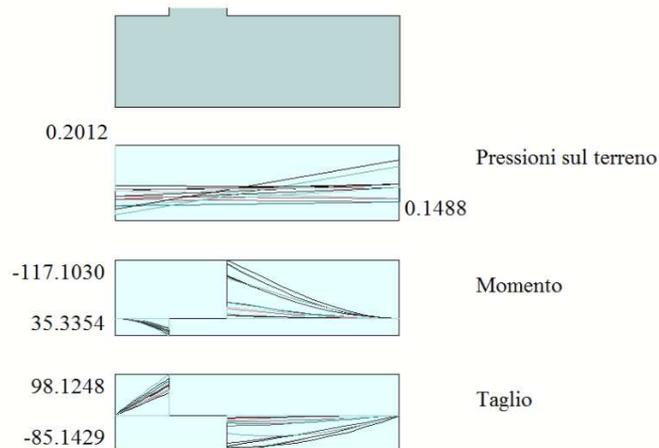
Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	2.4176	0.0107	0.0382	0.0085	0.2508
3	0.46	3.7131	5.0127	0.0548	0.1678	0.1342	0.6400
4	0.69	5.7671	7.7855	0.1810	0.4431	0.5443	1.3396
5	0.92	7.9525	10.7359	0.4645	0.9456	1.2922	2.4047
6	1.15	10.2696	13.8639	0.9853	1.7613	2.3809	3.8382
7	1.38	12.7182	17.1696	1.8230	2.9766	3.8102	5.6401
8	1.61	15.2984	20.6528	3.0577	4.6776	5.5802	7.8103
9	1.84	18.0102	24.3137	4.7692	6.9507	7.6909	10.3489
10	2.07	20.8535	28.1522	7.0373	9.8820	10.1422	13.2558
11	2.30	23.8284	32.1683	9.9419	13.5578	12.9342	16.5311
12	2.53	26.9348	36.3620	13.5630	18.0643	16.0669	20.1747
13	2.76	30.1728	40.7333	17.9803	23.4879	19.5402	24.1867
14	2.99	33.5424	45.2823	23.2738	29.9147	23.3542	28.5671
15	3.22	37.0436	50.0089	29.5233	37.4309	27.5089	33.3158
16	3.45	40.6763	54.9130	36.8087	46.1229	32.0043	38.4329
17	3.68	44.4406	59.9948	45.2099	56.0768	36.8403	43.9184
18	3.91	48.3365	65.2542	54.8067	67.3790	42.0169	49.7722
19	4.14	52.3639	70.6913	65.6791	80.1155	47.5343	55.9943
20	4.37	56.5229	76.3059	77.9068	94.3728	53.3923	62.5848
21	4.60	60.8135	82.0982	91.5665	110.2335	59.5365	69.4876

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	1.7908	0.0105	0.0105	0.0063	0.0063
3	0.46	3.7131	3.7131	0.0514	0.0514	0.0994	0.0994
4	0.69	5.7671	5.7671	0.1590	0.1590	0.4032	0.4032
5	0.92	7.9525	7.9525	0.3895	0.3895	0.9572	0.9572
6	1.15	10.2696	10.2696	0.8024	0.8024	1.7636	1.7636
7	1.38	12.7182	12.7182	1.4573	1.4577	2.8224	2.8369
8	1.61	15.2984	15.2984	2.4137	2.4337	4.1335	4.3308
9	1.84	18.0102	18.0102	3.7312	3.8409	5.6970	6.3032
10	2.07	20.8535	20.8535	5.4693	5.7741	7.5128	8.6074
11	2.30	23.8284	23.8284	7.6876	8.3026	9.5809	11.1875
12	2.53	26.9348	26.9348	10.4457	11.4907	11.9014	14.0358
13	2.76	30.1728	30.1728	13.8031	15.4008	14.4742	17.1477
14	2.99	33.5424	33.5424	17.8194	20.0948	17.2994	20.5199
15	3.22	37.0436	37.0436	22.5541	25.6337	20.3770	24.1504
16	3.45	40.6763	40.6763	28.0668	32.0784	23.7069	28.0378
17	3.68	44.4406	44.4406	34.4171	39.4892	27.2891	32.1809
18	3.91	48.3365	48.3365	41.6645	47.9265	31.1237	36.5791
19	4.14	52.3639	52.3639	49.8686	57.4504	35.2106	41.2318
20	4.37	56.5229	56.5229	59.0890	68.1208	39.5499	46.1385
21	4.60	60.8135	60.8135	69.3826	79.9952	44.1011	51.2584

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

6.9.2 Fondazione



6.9.2.1 Fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.2181	0.3712	6.2271	10.5775
3	0.14	0.8713	1.4769	12.4323	20.9850
4	0.21	1.9581	3.3051	18.6154	31.2225
5	0.28	3.4769	5.8441	24.7766	41.2900
6	0.35	5.4263	9.0818	30.9159	51.1875
7	0.42	7.8046	13.0063	37.0331	60.9149
8	0.49	10.6104	17.6059	43.1284	70.4724
9	0.56	13.8421	22.8685	49.2017	79.8599
10	0.63	17.4981	28.7823	55.2530	89.0773
11	0.70	21.5770	35.3354	61.2823	98.1248

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.1868	0.2160	5.3388	6.1695
3	0.14	0.7475	0.8635	10.6827	12.3285
4	0.21	1.6825	1.9417	16.0319	18.4769

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5	0.28	2.9921	3.4500	21.3862	24.6147
6	0.35	4.6767	5.3876	26.7458	30.7420
7	0.42	6.7367	7.7536	32.1105	36.8587
8	0.49	9.1723	10.5475	37.4804	42.9648
9	0.56	11.9840	13.7685	42.8555	49.0604
10	0.63	15.1722	17.4157	48.2358	55.1454
11	0.70	18.7372	21.4886	53.6213	61.2198

6.9.2.2 Fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.22	-1.7605	-0.0044	-15.4266	-0.0876
3	0.45	-6.7801	-0.0610	-29.0987	-0.4671
4	0.67	-14.6658	-0.2354	-41.0164	-1.1385
5	0.90	-25.0245	-0.5929	-51.1796	-2.1019
6	1.12	-37.4632	-1.1989	-59.5884	-3.2399
7	1.34	-51.5891	-2.1187	-66.2427	-4.1032
8	1.57	-67.0090	-3.4177	-71.1425	-5.0383
9	1.79	-83.3299	-4.7305	-76.2450	-6.0452
10	2.02	-100.1590	-6.2041	-80.9154	-7.1238
11	2.24	-117.1030	-7.9273	-85.1429	-8.2742

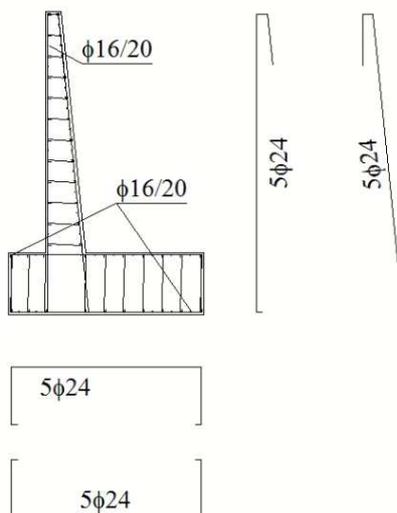
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.22	-0.2836	-0.0409	-2.5141	-0.3737
3	0.45	-1.1182	-0.1714	-4.9200	-0.8005
4	0.67	-2.4797	-0.4034	-7.2178	-1.2805
5	0.90	-4.3437	-0.7490	-9.4073	-1.8136
6	1.12	-6.6861	-1.2199	-11.4886	-2.3999
7	1.34	-9.4825	-1.8281	-13.4617	-3.0394
8	1.57	-12.7088	-2.5856	-15.3266	-3.7321
9	1.79	-16.2977	-3.5041	-16.1547	-4.4779
10	2.02	-19.8521	-4.5956	-15.5633	-5.2769
11	2.24	-23.2619	-5.8721	-14.8636	-6.1290

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

6.10 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio, sia per la fondazione che per il paramento, è costituita da spilli $\phi 12/40 \times 40$.



6.11 VERIFICHE STRUTTURALI

6.11.1 Paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	6316.71	-38.53	2705.57
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	6029.99	-93.78	1351.91
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	5312.74	-191.53	892.33
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	4527.82	-331.62	569.36
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	3832.73	-479.54	373.21
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	3030.51	-623.10	238.28
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	2305.20	-704.83	150.68
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	1760.41	-679.40	97.75
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	1369.25	-648.86	65.66
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	1110.46	-631.83	46.60
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	930.55	-624.09	34.55
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	802.05	-624.35	26.58
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	706.08	-629.71	21.05
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	631.91	-638.52	17.06
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	573.03	-649.76	14.09
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	525.25	-662.78	11.82
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	485.77	-677.14	10.05
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	452.65	-692.54	8.64
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	424.50	-708.76	7.51
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	400.32	-725.64	6.58

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	76 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	1.13 cm ²
Numero bracci	nb =	2.5
As x nb =	A _{sw} =	2.825 cm ²
Passo delle staffe	p =	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	a =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	71 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	441.51 kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	12955.62 kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	441.51 kN

$V_{Rd} = 441.5 \text{ kN} > V_{Ed} = 69.5 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

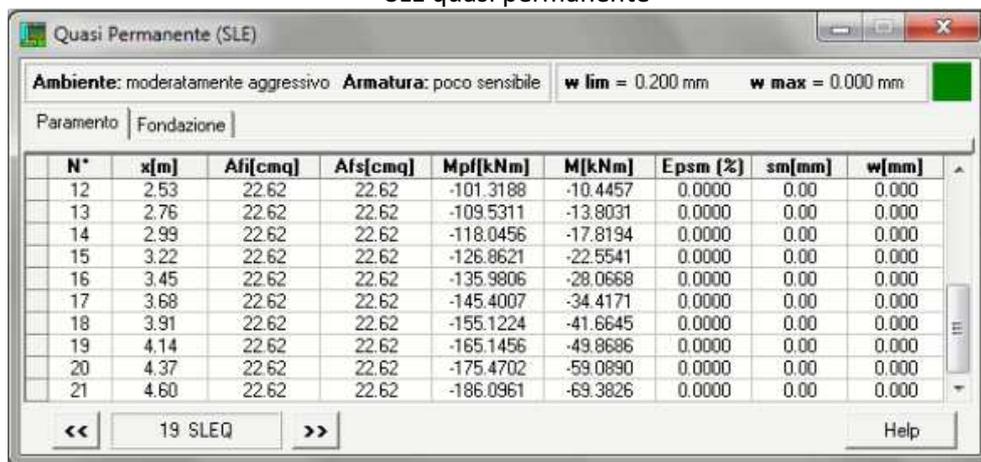
Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	0.005	0.000	-0.064	-0.074
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	0.011	0.000	-0.113	-0.156
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	0.019	0.001	-0.139	-0.257
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	0.029	0.003	-0.127	-0.392
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	0.043	0.006	-0.071	-0.568
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	0.063	0.009	0.087	-0.806
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	0.091	0.012	0.473	-1.136
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	0.129	0.017	1.214	-1.573
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	0.178	0.022	2.378	-2.114
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	0.235	0.027	3.969	-2.750
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	0.301	0.033	5.976	-3.475
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	0.375	0.038	8.392	-4.285
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	0.455	0.044	11.211	-5.178
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	0.542	0.050	14.427	-6.152
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	0.635	0.055	18.038	-7.204
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	0.734	0.061	22.040	-8.331
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	0.839	0.067	26.431	-9.532
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	0.949	0.073	31.209	-10.804
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	1.064	0.079	36.372	-12.146
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	1.184	0.085	41.917	-13.555

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

SLE - Fessurazione

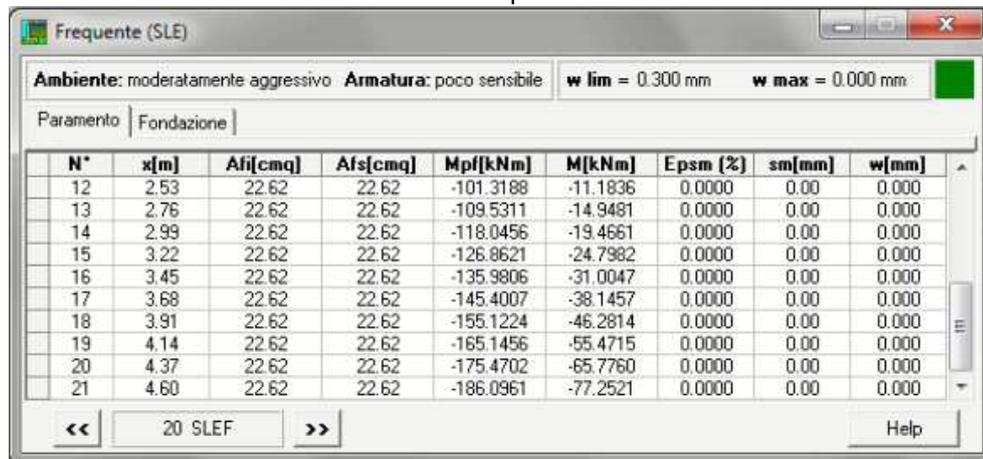
SLE quasi permanente



N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpl[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	2.53	22.62	22.62	-101.3188	-10.4457	0.0000	0.00	0.000
13	2.76	22.62	22.62	-109.5311	-13.8031	0.0000	0.00	0.000
14	2.99	22.62	22.62	-118.0456	-17.8194	0.0000	0.00	0.000
15	3.22	22.62	22.62	-126.8621	-22.5541	0.0000	0.00	0.000
16	3.45	22.62	22.62	-135.9806	-28.0668	0.0000	0.00	0.000
17	3.68	22.62	22.62	-145.4007	-34.4171	0.0000	0.00	0.000
18	3.91	22.62	22.62	-155.1224	-41.6645	0.0000	0.00	0.000
19	4.14	22.62	22.62	-165.1456	-49.8686	0.0000	0.00	0.000
20	4.37	22.62	22.62	-175.4702	-59.0890	0.0000	0.00	0.000
21	4.60	22.62	22.62	-186.0961	-69.3826	0.0000	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

SLE frequente



N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	2.53	22.62	22.62	-101.3188	-11.1836	0.0000	0.00	0.000
13	2.76	22.62	22.62	-109.5311	-14.9481	0.0000	0.00	0.000
14	2.99	22.62	22.62	-118.0456	-19.4661	0.0000	0.00	0.000
15	3.22	22.62	22.62	-126.8621	-24.7982	0.0000	0.00	0.000
16	3.45	22.62	22.62	-135.9806	-31.0047	0.0000	0.00	0.000
17	3.68	22.62	22.62	-145.4007	-38.1457	0.0000	0.00	0.000
18	3.91	22.62	22.62	-155.1224	-46.2814	0.0000	0.00	0.000
19	4.14	22.62	22.62	-165.1456	-55.4715	0.0000	0.00	0.000
20	4.37	22.62	22.62	-175.4702	-65.7760	0.0000	0.00	0.000
21	4.60	22.62	22.62	-186.0961	-77.2521	0.0000	0.00	0.000

6.11.2 Fondazione

Simbologia adottata

- B base della sezione espressa in [cm]
- H altezza della sezione espressa in [cm]
- A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
- A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
- σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione

6.11.2.1 Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	2653.69
3	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	666.99
4	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	298.04
5	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	168.56
6	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	108.47
7	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	75.74

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

8	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	55.95
9	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	43.08
10	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	34.22
11	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	27.88

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	120	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	As =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	2.5	
As x nb =	Asw =	2.825	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	115	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	715.13	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	20984.45	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	715.13	kN

$V_{Rd} = 715.1 \text{ kN} > V_{Ed} = 98.1 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.001	0.006	0.088	-0.017
14	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.006	0.013	0.354	-0.067
15	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.013	0.019	0.795	-0.151
16	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.023	0.025	1.413	-0.268
17	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.036	0.031	2.206	-0.419
18	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.052	0.038	3.175	-0.603
19	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.070	0.044	4.319	-0.820
20	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.092	0.050	5.638	-1.070
21	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.116	0.056	7.132	-1.353
22	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.143	0.063	8.799	-1.670

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

6.11.2.2 Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	559.53
3	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	145.29
4	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	67.17
5	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	39.36
6	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	26.29
7	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	19.09
8	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	14.70
9	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	11.82
10	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	9.83
11	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	8.41

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	120 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	1.13 cm ²
Numero bracci	nb =	2.5
As x nb =	A _{sw} =	2.825 cm ²
Passo delle staffe	p =	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	a =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	115 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	715.13 kN
Resistenza a taglio-comprensione	V _{Rcd} =	20984.45 kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	715.13 kN

$V_{Rd} = 715.1 \text{ kN} > V_{Ed} = 98.1 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.002	-0.003	-0.022	0.116
14	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.007	-0.005	-0.087	0.458
15	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.017	-0.007	-0.193	1.015
16	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.029	-0.010	-0.338	1.779
17	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.045	-0.012	-0.520	2.738
18	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.063	-0.014	-0.737	3.883
19	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.085	-0.016	-0.988	5.204
20	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.108	-0.017	-1.267	6.674
21	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.132	-0.016	-1.543	8.129
22	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.155	-0.015	-1.808	9.526

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente

Quasi Permanente (SLE)

Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile $w_{lim} = 0.200$ mm $w_{max} = 0.000$ mm

Paramento Fondazione

N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
6	-0.65	22.62	22.62	448.5354	4.6767	0.0000	0.00	0.000
7	-0.58	22.62	22.62	448.5354	6.7367	0.0000	0.00	0.000
8	-0.51	22.62	22.62	448.5354	9.1723	0.0000	0.00	0.000
9	-0.44	22.62	22.62	448.5354	11.9840	0.0000	0.00	0.000
10	-0.37	22.62	22.62	448.5354	15.1722	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	22.62	22.62	448.5354	18.7372	0.0000	0.00	0.000
12	0.46	22.62	22.62	-448.5354	-5.8721	0.0000	0.00	0.000
13	0.68	22.62	22.62	-448.5354	-4.5956	0.0000	0.00	0.000
14	0.91	22.62	22.62	-448.5354	-3.5041	0.0000	0.00	0.000
15	1.13	22.62	22.62	-448.5354	-2.5856	0.0000	0.00	0.000

<< 19 SLEQ >> Help

SLE frequente

Frequente (SLE)

Ambiente: moderatamente aggressivo Armatura: poco sensibile $w_{lim} = 0.300$ mm $w_{max} = 0.000$ mm

Paramento Fondazione

N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
7	-0.58	22.62	22.62	448.5354	7.4994	0.0000	0.00	0.000
8	-0.51	22.62	22.62	448.5354	10.2037	0.0000	0.00	0.000
9	-0.44	22.62	22.62	448.5354	13.3224	0.0000	0.00	0.000
10	-0.37	22.62	22.62	448.5354	16.8549	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	22.62	22.62	448.5354	20.8007	0.0000	0.00	0.000
12	0.46	22.62	22.62	-448.5354	-18.9145	0.0000	0.00	0.000
13	0.68	22.62	22.62	-448.5354	-16.0380	0.0000	0.00	0.000
14	0.91	22.62	22.62	-448.5354	-13.0993	0.0000	0.00	0.000
15	1.13	22.62	22.62	-448.5354	-10.1780	0.0000	0.00	0.000
16	1.36	22.62	22.62	-448.5354	-7.5689	0.0000	0.00	0.000

<< 20 SLEF >> Help

6.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

- C Identificativo della combinazione
- Tipo Tipo combinazione
- Sisma Combinazione sismica
- CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.95	--	3.76	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.57	--	3.24	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.29	--	3.42	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.24	--	3.41	--
5	EQU - [1]	--	--	4.77	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.95
7	A1-M1 - [2]	--	2.04	--	3.13	--
8	A1-M1 - [2]	--	2.00	--	3.00	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.76	--	3.26	--
10	A1-M1 - [2]	--	2.28	--	2.92	--
11	EQU - [2]	--	--	3.90	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.79
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.28	--	2.36	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.19	--	2.50	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.83	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.41	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.47
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.46
19	SLEQ - [1]	--	2.57	--	4.38	--
20	SLEF - [1]	--	2.34	--	4.06	--
21	SLER - [1]	--	2.28	--	3.94	--

Verifica	FS min	FS richiesto	Verifica
Scorrimento	1.19	1.10	ok
Ribaltamento	2.41	1.00	ok
Carico limite	2.36	1.40	ok
Stabilità globale	1.46	1.10	ok

7 MURO TIPO 2 E 3

Il calcolo dell'opera è stato effettuato tramite il software MAX 10.0 distribuito dalla Aztec Informatica. È stata analizzata una striscia di muro della lunghezza di 1 m.

I muri andatori presentano altezze variabili; per questo motivo come sezione di calcolo si considera la sezione in corrispondenza di $2/3h'$, dove $h'=h_{max}-h_{min}$.

7.1 TERRENI

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [MPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	18.00	19.00	22.50	22.50	0.0150	0.0000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.03	-0.30	-84.29
2	20.00	-0.30	0.00

Terreno a valle del muro

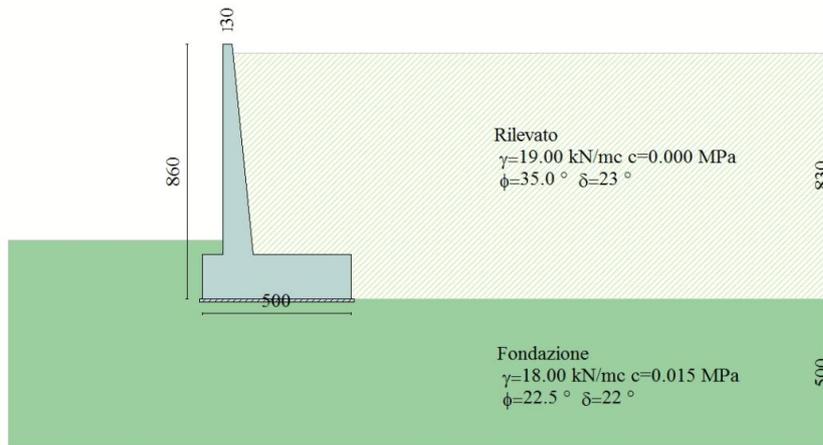
Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz. valle-paramento	0.50	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

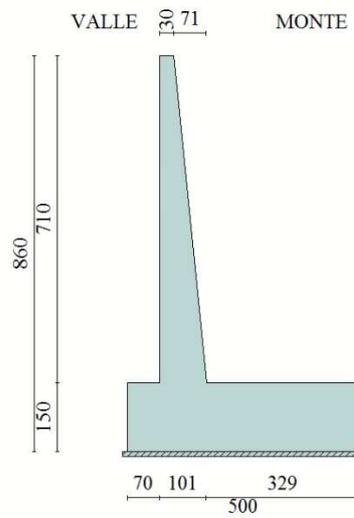
Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato				
H	Spessore dello strato espresso in [m]				
a	Inclinazione espressa in [°]				
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm				
Ks	Coefficiente di spinta				
Terreno	Terreno dello strato				
Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	8.60	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	3.83	0.00	Fondazione



7.2 GEOMETRIA



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Paramento

Altezza del paramento	7.10 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.01 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.70 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.29 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

7.3 METODI DI CALCOLO

7.3.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

7.3.2 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

7.3.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione EQU+M2: $\eta_r \geq 1.0$;

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

7.3.4 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_s \geq 1.10$;

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.3.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite e R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A1+M1+R3: $\eta_q \geq 1.40$;

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma e i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono dati dalle espressioni seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi)$$

Per i fattori di forma (s_c , s_q e s_γ), di profondità (d_c , d_q e d_γ) di inclinazione (i_c , i_q e i_γ) abbiamo

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_y = 1$	$d_q = d_y = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di inclinazione

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$

Nelle espressioni dei fattori di inclinazione θ rappresenta l'angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale.

7.3.6 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Eseguendo il calcolo mediante le NTC2008 si ha:

- Combinazione A2+M2+R2: $\eta_g \geq 1.10$;

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.4 NORMATIVA

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	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>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

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	$\gamma_{c'}$	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

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>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	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

Fondazione superficiale

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO
Coefficienti di partecipazione

Verifica	Coefficienti parziali	
	R2	R3
Capacità portante della fondazione	--	1.40
Scorrimento	--	1.10
Ribaltamento	--	1.00
Resistenza del terreno a valle	--	1.40
Stabilità globale	1.10	--

7.5 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

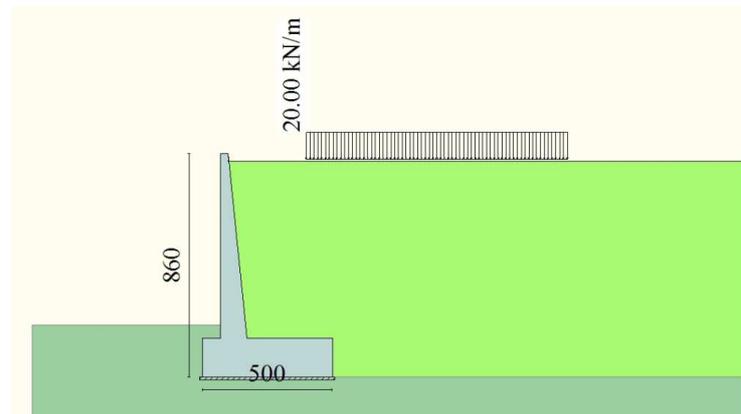
D / C Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

Per il calcolo della struttura è stato considerato un carico stradale di 20 kN/m².

Condizione n° 1 (Carico)

D	Profilo	$X_i=3.00$	$X_f=13.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06



7.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Sito	Latitudine: 37.307312; Longitudine: 14.999373
Vita nominale, V_N	50 anni
Coefficiente d'uso, C_U	2.00
Categoria stratigrafica	C
Categoria topografica	T1

Accelerazione al suolo a_g	3.63 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 13.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v = 0.50 * k_h = 6.76$

7.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

7.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

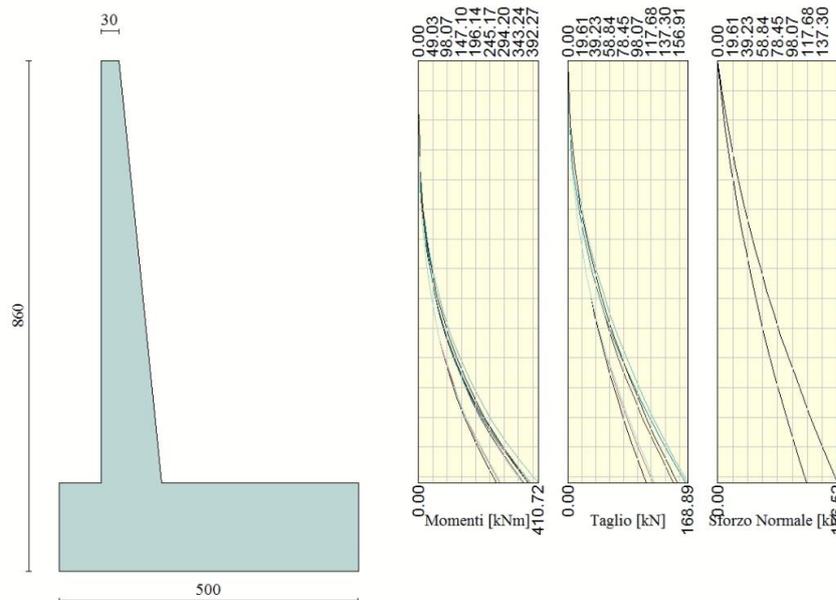
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	E.C. 2
<u>Verifica delle tensioni</u>	
Combinazione di carico	Rara: $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente: $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

7.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

7.9.1 Paramento



L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

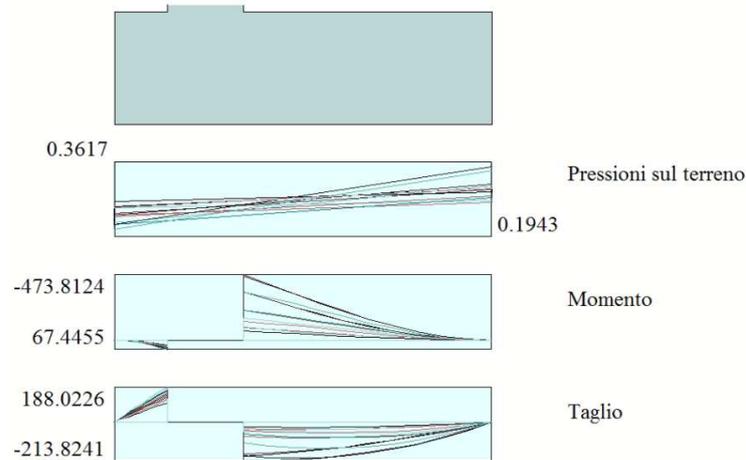
Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	3.8059	0.0355	0.1022	0.0984	0.4824
3	0.71	5.9519	8.0350	0.2299	0.5092	0.6711	1.4951
4	1.06	9.3980	12.6872	0.8186	1.4780	2.0142	3.3431
5	1.42	13.1575	17.7626	2.0922	3.3227	4.1689	6.0686
6	1.77	17.2305	23.2611	4.3445	6.3605	7.1352	9.6716
7	2.13	21.6168	29.1827	7.8691	10.9083	10.9131	14.1522
8	2.48	26.3167	35.5275	12.9598	17.2834	15.5025	19.5104
9	2.84	31.3300	42.2954	19.9103	25.8029	20.9036	25.7461
10	3.19	36.6567	49.4865	29.0142	36.7838	27.1162	32.8594
11	3.55	42.2968	57.1007	40.5653	50.5434	34.1404	40.8502
12	3.90	48.2504	65.1380	54.8573	67.3987	41.9761	49.7185
13	4.26	54.5174	73.5985	72.1838	87.6668	50.6235	59.4644
14	4.62	61.0978	82.4821	92.8386	111.6649	60.0824	70.0879
15	4.97	67.9917	91.7888	117.1154	139.7101	70.3530	81.5889
16	5.32	75.1991	101.5187	145.3079	172.1194	81.4351	93.9674
17	5.68	82.7198	111.6717	177.7097	209.2101	93.3288	107.2235
18	6.04	90.5540	122.2479	214.6146	251.2993	106.0341	121.3572
19	6.39	98.7016	133.2472	256.3164	298.7040	119.5509	136.3684
20	6.74	107.1627	144.6697	303.1086	351.7414	133.8794	152.2571
21	7.10	115.9372	156.5152	355.2726	410.7160	148.8895	168.8898

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	2.8192	0.0327	0.0327	0.0729	0.0729
3	0.71	5.9519	5.9519	0.1968	0.1968	0.4971	0.4971
4	1.06	9.3980	9.3980	0.6681	0.6681	1.4920	1.4920
5	1.42	13.1575	13.1575	1.6634	1.6634	3.0881	3.0881
6	1.77	17.2305	17.2305	3.4017	3.4017	5.2853	5.2853
7	2.13	21.6168	21.6168	6.1020	6.1020	8.0838	8.0838
8	2.48	26.3167	26.3167	9.9833	9.9833	11.4833	11.4833
9	2.84	31.3300	31.3300	15.2646	15.2646	15.4841	15.4841
10	3.19	36.6567	36.6567	22.1650	22.1650	20.0860	20.0860
11	3.55	42.2968	42.2968	30.9034	30.9034	25.2892	25.2892
12	3.90	48.2504	48.2504	41.6988	41.6988	31.0934	31.0934
13	4.26	54.5174	54.5174	54.7703	54.7956	37.4989	37.7659
14	4.62	61.0978	61.0978	70.3368	70.6294	44.5055	45.8836
15	4.97	67.9917	67.9917	88.6174	89.6586	52.1133	54.9680
16	5.32	75.1991	75.1991	109.8310	112.1569	60.3223	64.7127
17	5.68	82.7198	82.7198	134.1967	138.3598	69.1324	75.0981
18	6.04	90.5540	90.5540	161.9335	168.4987	78.5437	86.1159
19	6.39	98.7016	98.7016	193.2603	202.8026	88.5562	97.7602
20	6.74	107.1627	107.1627	228.3962	241.4988	99.1699	110.0265
21	7.10	115.9372	115.9372	267.5512	284.8035	110.2886	122.8126

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

7.9.2 Fondazione



7.9.2.1 Fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.4357	0.7039	12.4337	20.0655
3	0.14	1.7387	2.8026	24.7810	39.8503
4	0.21	3.9030	6.2764	37.0419	59.3543
5	0.28	6.9225	11.1057	49.2162	78.5777
6	0.35	10.7913	17.2707	61.3041	97.5203
7	0.42	15.5031	24.7520	73.3055	116.1822
8	0.49	21.0520	33.5297	85.2205	134.5634
9	0.56	27.4320	43.5843	97.0490	152.6639
10	0.63	34.6369	54.8961	108.7910	170.4836
11	0.70	42.6607	67.4455	120.4466	188.0226

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.3742	0.4506	10.6842	12.8602

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

3	0.14	1.4947	1.7983	21.3228	25.6273
4	0.21	3.3583	4.0363	31.9159	38.3014
5	0.28	5.9619	7.1583	42.4634	50.8824
6	0.35	9.3022	11.1577	52.9652	63.3704
7	0.42	13.3760	16.0280	63.4215	75.7653
8	0.49	18.1801	21.7626	73.8323	88.0671
9	0.56	23.7114	28.3552	84.1974	100.2759
10	0.63	29.9667	35.7991	94.5169	112.3917
11	0.70	36.9427	44.0878	104.7909	124.4144

7.9.2.2 Fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.33	-7.6086	-1.2998	-45.2385	-7.7765
3	0.66	-29.0996	-5.0346	-84.4252	-14.8025
4	0.99	-62.4958	-10.9575	-120.7360	-21.0779
5	1.32	-106.2923	-18.8216	-144.5445	-26.6029
6	1.65	-157.1727	-28.3799	-165.3351	-31.3774
7	1.97	-213.8428	-39.3856	-180.1448	-35.4013
8	2.30	-275.0019	-51.5917	-192.6861	-37.4058
9	2.63	-339.3617	-64.7513	-203.0578	-37.3121
10	2.96	-405.6257	-78.6175	-210.1038	-35.8591
11	3.29	-473.8124	-91.6304	-213.8241	-33.0468

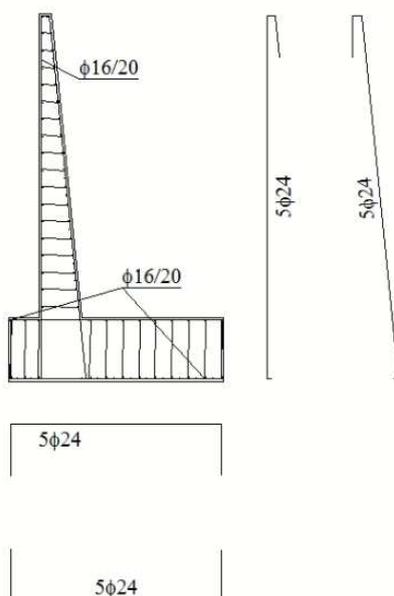
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.33	-3.1208	-1.1757	-18.6290	-6.9790
3	0.66	-12.0325	-4.4818	-35.2025	-12.9511
4	0.99	-26.0586	-9.5871	-49.7203	-17.9163
5	1.32	-43.5161	-16.1603	-55.8361	-21.8746
6	1.65	-62.5720	-23.8701	-59.6628	-24.8260
7	1.97	-82.5487	-32.3854	-61.4339	-26.7704
8	2.30	-102.7700	-41.3747	-61.1494	-27.7080
9	2.63	-122.5596	-50.5068	-58.8094	-27.6386
10	2.96	-141.2412	-59.4504	-54.4138	-26.5623
11	3.29	-158.1385	-67.8744	-47.9626	-24.4791

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

7.10 SCHEMA ARMATURE

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio, sia per la fondazione che per il paramento, è costituita da spilli $\phi 12/40 \times 40$.



7.11 VERIFICHE STRUTTURALI

7.11.1 Paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	6188.51	-77.00	1746.71
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	5068.68	-228.39	851.61
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	3953.27	-442.43	420.65
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	2797.26	-656.67	212.60
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	1841.44	-679.75	106.87
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	1268.17	-639.95	58.67
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	946.72	-621.76	35.97
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	757.43	-623.81	24.18
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	633.91	-636.11	17.29
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	547.52	-654.27	12.94
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	484.01	-676.10	10.03
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	435.53	-700.35	7.99
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	397.39	-726.29	6.50
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	366.69	-753.47	5.39
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	341.46	-781.56	4.54
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	320.41	-810.36	3.87
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	302.58	-839.71	3.34
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	287.31	-869.50	2.91
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	274.09	-899.65	2.56
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	262.55	-930.10	2.26

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	101 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	1.13 cm ²
Numero bracci	nb =	2.5
As x nb =	A _{sw} =	2.825 cm ²
Passo delle staffe	p =	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	a =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	96 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f ^l _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	596.98 kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	17517.46 kN
Resistenza a taglio della sezione	V_{Rd} =	596.98 kN

$V_{Rd} = 597.0 \text{ kN} > V_{Ed} = 168.9 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	0.008	0.000	-0.091	-0.119
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	0.020	0.002	-0.131	-0.276
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	0.039	0.005	-0.084	-0.511
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	0.069	0.009	0.171	-0.878
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	0.117	0.015	0.971	-1.441
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	0.184	0.021	2.499	-2.190
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	0.266	0.027	4.790	-3.110
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	0.363	0.034	7.858	-4.197
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	0.473	0.042	11.716	-5.448
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	0.597	0.049	16.377	-6.863
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	0.734	0.057	21.854	-8.437
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	0.883	0.066	28.174	-10.171
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	1.046	0.076	35.487	-12.094
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	1.227	0.087	43.927	-14.229
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	1.424	0.097	53.495	-16.567
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	1.635	0.108	64.165	-19.096
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	1.860	0.119	75.915	-21.804
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	2.097	0.130	88.725	-24.682
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	2.345	0.140	102.578	-27.720
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	2.605	0.151	117.452	-30.910

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

SLE - Fessurazione

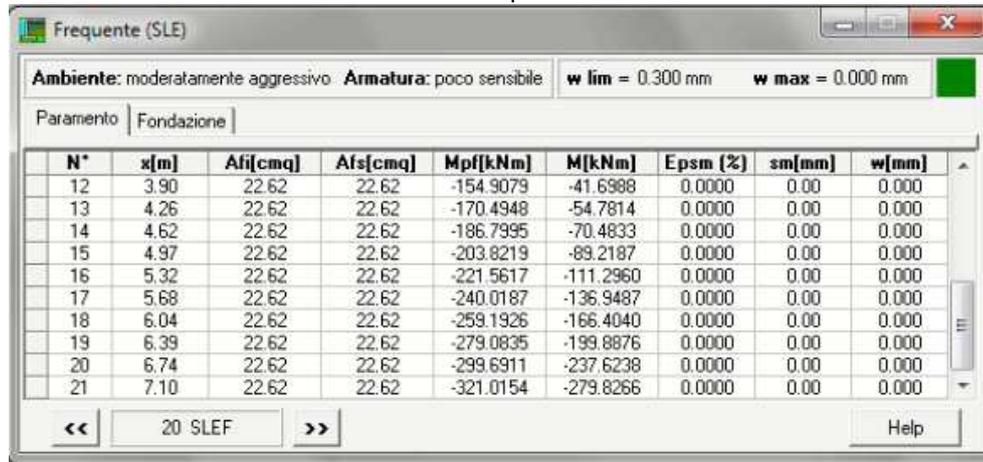
SLE quasi permanente



N°	x[m]	A _{fs} [cmq]	A _{fi} [cmq]	M _{pf} [kNm]	M[kNm]	E _{psm} [%]	s _m [mm]	w[mm]
12	3.90	22.62	22.62	-154.9079	-41.6988	0.0000	0.00	0.000
13	4.26	22.62	22.62	-170.4948	-54.7703	0.0000	0.00	0.000
14	4.62	22.62	22.62	-186.7995	-70.3368	0.0000	0.00	0.000
15	4.97	22.62	22.62	-203.8219	-88.6174	0.0000	0.00	0.000
16	5.32	22.62	22.62	-221.5617	-109.8310	0.0000	0.00	0.000
17	5.68	22.62	22.62	-240.0187	-134.1967	0.0000	0.00	0.000
18	6.04	22.62	22.62	-259.1926	-161.9335	0.0000	0.00	0.000
19	6.39	22.62	22.62	-279.0835	-193.2603	0.0000	0.00	0.000
20	6.74	22.62	22.62	-299.6911	-228.3962	0.0000	0.00	0.000
21	7.10	22.62	22.62	-321.0154	-267.5512	0.0000	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

SLE frequente



N°	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
12	3.90	22.62	22.62	-154.9079	-41.6988	0.0000	0.00	0.000
13	4.26	22.62	22.62	-170.4948	-54.7814	0.0000	0.00	0.000
14	4.62	22.62	22.62	-186.7995	-70.4833	0.0000	0.00	0.000
15	4.97	22.62	22.62	-203.8219	-89.2187	0.0000	0.00	0.000
16	5.32	22.62	22.62	-221.5617	-111.2960	0.0000	0.00	0.000
17	5.68	22.62	22.62	-240.0187	-136.9487	0.0000	0.00	0.000
18	6.04	22.62	22.62	-259.1926	-166.4040	0.0000	0.00	0.000
19	6.39	22.62	22.62	-279.0835	-199.8876	0.0000	0.00	0.000
20	6.74	22.62	22.62	-299.6911	-237.6238	0.0000	0.00	0.000
21	7.10	22.62	22.62	-321.0154	-279.8266	0.0000	0.00	0.000

7.11.2 Fondazione

Simbologia adottata

- B base della sezione espressa in [cm]
- H altezza della sezione espressa in [cm]
- A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
- A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
- σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione

7.11.2.1 Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	1772.97
3	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	445.31
4	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	198.85
5	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	112.38
6	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	72.26
7	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	50.42
8	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	37.22

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

9	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	28.64
10	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	22.73
11	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	18.50

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	150	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	As =	1.13	cm ²
Numero bracci	nb =	2.5	
As x nb =	Asw =	2.825	cm ²
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	a =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00	
Braccio delle armature	d =	145	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	901.68	kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	26458.66	kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	901.68	kN

$V_{Rd} = 901.7 \text{ kN} > V_{Ed} = 213.8 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.002	0.010	0.145	-0.025
14	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.008	0.021	0.580	-0.101
15	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.019	0.031	1.302	-0.228
16	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.033	0.041	2.310	-0.404
17	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.052	0.051	3.600	-0.629
18	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.075	0.061	5.171	-0.904
19	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.101	0.071	7.022	-1.227
20	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.132	0.081	9.149	-1.599
21	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.167	0.091	11.551	-2.019
22	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.206	0.101	14.225	-2.487

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

7.11.2.2 Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00
2	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	164.03
3	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	42.89
4	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	19.97
5	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	11.74
6	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	7.94
7	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	5.84
8	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	4.54
9	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.68
10	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.08
11	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	2.63

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100 cm
Altezza sezione	h =	150 cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0 cm
Area di una staffa	A _s =	1.13 cm ²
Numero bracci	nb =	2.5
As x nb =	A _{sw} =	2.825 cm ²
Passo delle staffe	p =	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	a =	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	N _{ed} =	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	a _c =	1.00
Braccio delle armature	d =	145 cm
Resistenza di calcolo a compressione	f' _{cd} =	94.07 daN/cm ²
Tensione di compressione	σ _{cp} =	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd} =	901.68 kN
Resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd} =	26458.66 kN
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} =	901.68 kN

$V_{Rd} = 901.7 \text{ kN} > V_{Ed} = 213.8 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

Inviluppo SLE - Tensioni

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.015	-0.015	-0.176	1.007
14	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.056	-0.029	-0.679	3.882
15	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.122	-0.040	-1.470	8.408
16	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.203	-0.045	-2.454	14.040
17	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.292	-0.048	-3.529	20.189
18	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.385	-0.050	-4.656	26.634
19	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.479	-0.050	-5.797	33.159
20	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.571	-0.048	-6.913	39.544
21	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.659	-0.044	-7.966	45.572
22	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.737	-0.039	-8.920	51.023

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono sotto i limiti previsti dalla normativa.

SLE - Fessurazione

SLE quasi permanente

N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
9	-0.44	22.62	22.62	690.5300	23.7114	0.0000	0.00	0.000
10	-0.37	22.62	22.62	690.5300	29.9667	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	22.62	22.62	690.5300	36.9427	0.0000	0.00	0.000
12	0.71	22.62	22.62	-690.5300	-67.8744	0.0000	0.00	0.000
13	1.04	22.62	22.62	-690.5300	-59.4504	0.0000	0.00	0.000
14	1.37	22.62	22.62	-690.5300	-50.5068	0.0000	0.00	0.000
15	1.70	22.62	22.62	-690.5300	-41.3747	0.0000	0.00	0.000
16	2.02	22.62	22.62	-690.5300	-32.3854	0.0000	0.00	0.000
17	2.35	22.62	22.62	-690.5300	-23.8701	0.0000	0.00	0.000
18	2.68	22.62	22.62	-690.5300	-16.1603	0.0000	0.00	0.000

SLE frequente

N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm [%]	sm[mm]	w[mm]
9	-0.44	22.62	22.62	690.5300	27.1942	0.0000	0.00	0.000
10	-0.37	22.62	22.62	690.5300	34.3410	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	22.62	22.62	690.5300	42.3016	0.0000	0.00	0.000
12	0.71	22.62	22.62	-690.5300	-135.5724	0.0000	0.00	0.000
13	1.04	22.62	22.62	-690.5300	-120.7935	0.0000	0.00	0.000
14	1.37	22.62	22.62	-690.5300	-104.5464	0.0000	0.00	0.000
15	1.70	22.62	22.62	-690.5300	-87.4212	0.0000	0.00	0.000
16	2.02	22.62	22.62	-690.5300	-70.0079	0.0000	0.00	0.000
17	2.35	22.62	22.62	-690.5300	-52.8965	0.0000	0.00	0.000
18	2.68	22.62	22.62	-690.5300	-36.6771	0.0000	0.00	0.000

7.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

- C Identificativo della combinazione
- Tipo Tipo combinazione
- Sisma Combinazione sismica
- CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.79	--	2.64	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.36	--	2.36	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.14	--	2.55	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.02	--	2.44	--
5	EQU - [1]	--	--	3.87	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.76
7	A1-M1 - [2]	--	1.79	--	2.13	--
8	A1-M1 - [2]	--	1.69	--	2.01	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.51	--	2.14	--
10	A1-M1 - [2]	--	1.96	--	2.00	--
11	EQU - [2]	--	--	2.87	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.60
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.21	--	1.60	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.13	--	1.67	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.36	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.07	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.35
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.33
19	SLEQ - [1]	--	2.36	--	3.19	--
20	SLEF - [1]	--	2.05	--	2.81	--
21	SLER - [1]	--	1.96	--	2.69	--

Verifica	FS min	FS richiesto	Verifica
Scorrimento	1.13	1.10	ok
Ribaltamento	2.07	1.00	ok
Carico limite	1.60	1.40	ok
Stabilità globale	1.33	1.10	ok

8 INCIDENZE

Nel presente capitolo si riportano le incidenze delle opere calcolate.

Spalla scatolare:

- soletta di fondazione: 100 kg/mc
- soletta di copertura: 100 kg/mc
- piedritti: 65 kg/mc

Muro tipo 1

- soletta di fondazione: 70 kg/mc
- piedritti: 90 kg/mc

Muro tipo 2 e 3

- soletta di fondazione: 65 kg/mc
- piedritti: 70 kg/mc

9 DICHIARAZIONI SECONDO §10.2 DELLE NTC2008

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiaccio vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo delle eventuali pressioni in calotta (per gli scatolari);
- calcolo della spinta del terreno;
- calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Il codice di calcolo utilizzato è SCAT (Analisi Strutture Scatolari, versione 10.0), prodotto dalla Aztec Informatica srl.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

10 ALLEGATI

10.1 SPALLA SCATOLARE

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	10.00	[m]
Larghezza esterna	15.80	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.60	[m]
Spessore piedritto sinistro	4.00	[m]
Spessore piedritto destro	1.50	[m]
Spessore fondazione	2.00	[m]
Spessore traverso	1.50	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.80	[m]
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[MPa]

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.300	[MPa/cm]

Terreno a sinistra della scatolare non considerato

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	22.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	14.67	[°]
Coesione	0.000	[MPa]
Costante di Winkler	0.300	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	0.800	[MPa]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	40.000	[MPa]
Peso specifico calcestruzzo	25.0000	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149.080	[MPa]
Tensione ammissibile acciaio	391.300	[MPa]
Tensione ammissibile cls (σ _{amm})	12.207	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ _{cl0})	0.729	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ _{cl1})	2.096	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Vincoli

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Simbologia adottata

X Ascissa del vincolo espressa in m
 V_x Grado di libertà in direzione X
 V_y Grado di libertà in direzione Y
 V_r Grado di libertà rotazionale
 δ Cedimento imposto espresso in cm
 Rotazione imposta espressa in °
 K Rigidezza traslazionale espressa in kN/cm
 Rigidezza rotazionale espressa in kNm/°

Nr.	X [m]	V_x	V_y	V_r
1	2.50	K= 269.3400	K= 7045.9600	LIBERO
2	7.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
3	10.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
4	13.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO
5	16.00	K= 134.6700	K= 3522.9800	LIBERO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

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 (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese 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_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

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°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Stradale 1)

Distr	Terreno	X _i = 6.75	X _f = 12.75	V _{ni} = 15.40	V _{nf} = 15.40
Distr	Terreno	X _i = 0.00	X _f = 28.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n° 8 (Stradale 2)

Distr	Terreno	X _i = 12.65	X _f = 18.65	V _{ni} = 15.40	V _{nf} = 15.40
Distr	Terreno	X _i = 0.00	X _f = 28.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n° 9 (Stradale 3)

Distr	Terreno	X _i = 16.40	X _f = 22.40	V _{ni} = 15.40	V _{nf} = 15.40
Distr	Terreno	X _i = 0.00	X _f = 28.00	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Condizione di carico n° 10 (Reazioni appoggi)

Conc	Traverso	X= 1.90	F _y = 205.90	F _x = -16.10	M= 0.00
------	----------	---------	-------------------------	-------------------------	---------

Condizione di carico n° 11 (Reazioni appoggi SLV)

Conc	Traverso	X= 1.90	F _y = 128.00	F _x = -73.30	M= 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

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

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

con:

d altezza utile sezione [mm]
b_w larghezza minima sezione [mm]
 σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]
 ρ_l rapporto geometrico di armatura

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

A_{sw} area armata trasversale [mmq]
 s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
 α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$f_{cd} = 0.5 * f_{cd}$
 $k = 1 + (200/d)^{1/2}$
 $v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo
 Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck}
 Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck}
 Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk}

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile
 Apertura limite fessure espresse in [mm]
 Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

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 2008

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:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
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_r		1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
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_r		1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
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_r		1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	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

Coeff. di combinazione $\Psi_0= 0.75$ $\Psi_1= 0.75$ $\Psi_2= 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 1	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 2	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Stradale 3	1.35	1.00	1.35
Reazioni appoggi	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi SLV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi SLV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Reazioni appoggi	1.00	1.00	1.00
Stradale 3	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

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 cm
uy spostamento direzione Y espresso in cm
 σ_t pressione sul terreno espressa in MPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
Attiva [combinazione 1]
Attiva [combinazione 2]
Attiva [combinazione 3]
Attiva [combinazione 4]
Attiva [combinazione 5]
Attiva [combinazione 6]
Attiva [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]
Attiva [combinazione 11]
Attiva [combinazione 12]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$ 10.05 [m/s²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
Coefficiente riduzione (β_m) 0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 31.76$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v = 0.50 * k_h = 15.88$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$ 1.03 [m/s²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
Coefficiente riduzione (β_m) 0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 4.87$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v = 0.50 * k_h = 2.43$
Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

0.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.244	0.000
2	0.244	0.000
3	0.244	0.000
4	0.244	0.549
5	0.244	0.528
6	0.244	0.000
7	0.244	0.000
8	0.244	0.000
9	0.244	0.000
10	0.244	0.000
11	0.244	0.000
12	0.244	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	179
Numero elementi traverso	68
Numero elementi piedritto sinistro	84
Numero elementi piedritto destro	84
Numero molle fondazione	180
Numero molle piedritto sinistro	85
Numero molle piedritto destro	85

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno)46.1700 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	46.1700
0.00	6.75	58.3200
6.75	12.75	79.1100
12.75	28.00	58.3200
28.00	38.00	46.1700

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 13.0886 [kPa]	Pressione inf. 70.6540 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno)46.1700 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	46.1700
0.00	12.65	58.3200
12.65	18.65	79.1100
18.65	28.00	58.3200
28.00	38.00	46.1700

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 15.6094 [kPa]	Pressione inf. 73.1748 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno)46.1700 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	46.1700
0.00	16.40	58.3200
16.40	22.40	79.1100
22.40	28.00	58.3200
28.00	38.00	46.1700

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 17.7544 [kPa]	Pressione inf. 75.3198 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno)34.2000 [kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 7.6754 [kPa]	Pressione inf. 50.3164 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Terreno assente	
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 675.4265 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 7.6754 [kPa]	Pressione inf. 50.3164 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Terreno assente	
Piedritto destro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 592.8796 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 7.6754 [kPa]	Pressione inf. 50.3164 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

0.00	6.75	40.9500
6.75	12.75	52.5000
12.75	28.00	40.9500
28.00	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 9.1903 [kPa]	Pressione inf. 51.8313 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000
0.00	12.65	40.9500
12.65	18.65	52.5000
18.65	28.00	40.9500
28.00	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 10.5907 [kPa]	Pressione inf. 53.2318 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000
0.00	16.40	40.9500
16.40	22.40	52.5000
22.40	28.00	40.9500
28.00	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 11.7824 [kPa]	Pressione inf. 54.4234 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000
0.00	6.75	43.2000
6.75	12.75	58.6000
12.75	28.00	43.2000
28.00	38.00	34.2000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 9.6952 [kPa]	Pressione inf. 52.3363 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000
0.00	12.65	43.2000
12.65	18.65	58.6000
18.65	28.00	43.2000
28.00	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 11.5625 [kPa]	Pressione inf. 54.2035 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 34.2000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13.56	0.00	34.2000
0.00	16.40	43.2000
16.40	22.40	58.6000
22.40	28.00	43.2000
28.00	38.00	34.2000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.0000 [kPa]	Pressione inf. 0.0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 13.1514 [kPa]	Pressione inf. 55.7924 [kPa]

Falda

Spinta	0.00[kN]
Sottospinta	0.00[kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.251	0.277
4.30	-0.251	0.206
8.50	-0.251	0.127
12.71	-0.251	0.136
17.00	-0.252	0.198

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.344	0.249
5.77	-0.345	0.305
9.09	-0.346	0.372
12.45	-0.347	0.321
15.65	-0.348	0.194

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.251	0.239
5.13	-0.306	0.245
9.25	-0.344	0.249

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.252	0.180
5.13	-0.253	0.188
9.25	-0.348	0.194

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.265	0.274
4.30	-0.265	0.202
8.50	-0.266	0.125
12.71	-0.266	0.136
17.00	-0.266	0.197

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.362	0.245
5.77	-0.363	0.293
9.09	-0.364	0.353
12.45	-0.364	0.310
15.65	-0.365	0.194

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.265	0.235
5.13	-0.322	0.241
9.25	-0.362	0.245

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.267	0.179
5.13	-0.273	0.188
9.25	-0.365	0.194

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.277	0.276
4.30	-0.278	0.202
8.50	-0.278	0.124
12.71	-0.278	0.131
17.00	-0.279	0.187

Spostamenti traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.381	0.246
5.77	-0.382	0.290

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

9.09	-0.382	0.346
12.45	-0.383	0.300
15.65	-0.384	0.185

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.278	0.235
5.13	-0.337	0.241
9.25	-0.381	0.246

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.279	0.171
5.13	-0.291	0.179
9.25	-0.384	0.185

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-2.641	0.477
4.30	-2.646	0.180
8.50	-2.649	0.080
12.71	-2.655	0.074
17.00	-2.659	-0.063

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-3.293	0.292
5.77	-3.297	0.172
9.09	-3.301	0.164
12.45	-3.305	0.124
15.65	-3.309	0.008

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-2.645	0.284
5.13	-2.967	0.289
9.25	-3.293	0.292

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-2.661	0.001
5.13	-3.034	0.005
9.25	-3.309	0.008

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-2.412	0.410
4.30	-2.416	0.142
8.50	-2.419	0.057
12.71	-2.424	0.053
17.00	-2.427	-0.075

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-3.003	0.243
5.77	-3.007	0.131
9.09	-3.011	0.123
12.45	-3.014	0.090
15.65	-3.017	-0.011

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-2.414	0.235
5.13	-2.707	0.240
9.25	-3.003	0.243

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-2.429	-0.016

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.13	-2.769	-0.013
9.25	-3.017	-0.011

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.174	0.196
4.30	-0.174	0.145
8.50	-0.174	0.089
12.71	-0.175	0.093
17.00	-0.175	0.130

Spostamenti traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.245	0.175
5.77	-0.245	0.203
9.09	-0.246	0.239
12.45	-0.246	0.207
15.65	-0.247	0.129

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.174	0.168
5.13	-0.215	0.172
9.25	-0.245	0.175

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.175	0.120
5.13	-0.183	0.125
9.25	-0.247	0.129

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.183	0.203
4.30	-0.183	0.151
8.50	-0.183	0.093
12.71	-0.183	0.099
17.00	-0.184	0.142

Spostamenti traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.252	0.182
5.77	-0.253	0.220
9.09	-0.254	0.266
12.45	-0.254	0.230
15.65	-0.255	0.140

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.183	0.175
5.13	-0.224	0.179
9.25	-0.252	0.182

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.184	0.130
5.13	-0.186	0.136
9.25	-0.255	0.140

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.191	0.201
4.30	-0.191	0.149
8.50	-0.191	0.092
12.71	-0.192	0.099
17.00	-0.192	0.142

Spostamenti traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.262	0.180

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.77	-0.263	0.213
9.09	-0.263	0.256
12.45	-0.264	0.224
15.65	-0.265	0.140

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.191	0.172
5.13	-0.233	0.177
9.25	-0.262	0.180

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.192	0.130
5.13	-0.197	0.135
9.25	-0.265	0.140

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.198	0.203
4.30	-0.198	0.149
8.50	-0.198	0.091
12.71	-0.198	0.096
17.00	-0.199	0.136

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.273	0.180
5.77	-0.273	0.212
9.09	-0.274	0.252
12.45	-0.275	0.218
15.65	-0.275	0.135

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.198	0.173
5.13	-0.241	0.177
9.25	-0.273	0.180

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.199	0.125
5.13	-0.207	0.131
9.25	-0.275	0.135

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.186	0.205
4.30	-0.186	0.153
8.50	-0.186	0.094
12.71	-0.186	0.100
17.00	-0.186	0.147

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.255	0.185
5.77	-0.256	0.226
9.09	-0.256	0.276
12.45	-0.257	0.238
15.65	-0.258	0.144

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.186	0.177
5.13	-0.227	0.181
9.25	-0.255	0.185

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
-------	---------------------	---------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1.00	-0.187	0.133
5.13	-0.188	0.139
9.25	-0.258	0.144

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.196	0.203
4.30	-0.197	0.150
8.50	-0.197	0.093
12.71	-0.197	0.101
17.00	-0.197	0.146

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.268	0.181
5.77	-0.269	0.217
9.09	-0.269	0.262
12.45	-0.270	0.230
15.65	-0.271	0.144

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.197	0.174
5.13	-0.238	0.178
9.25	-0.268	0.181

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.197	0.133
5.13	-0.202	0.139
9.25	-0.271	0.144

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.00	-0.205	0.205
4.30	-0.206	0.150
8.50	-0.206	0.092
12.71	-0.206	0.097
17.00	-0.206	0.138

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
2.60	-0.282	0.182
5.77	-0.283	0.214
9.09	-0.283	0.256
12.45	-0.284	0.222
15.65	-0.285	0.137

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.206	0.174
5.13	-0.250	0.179
9.25	-0.282	0.182

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
1.00	-0.207	0.127
5.13	-0.215	0.132
9.25	-0.285	0.137

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.5648	78.9513
4.30	-437.8963	-550.8102	-8.3360
8.50	1236.4664	-109.8404	25.4819
12.71	853.4727	177.8893	59.3154
17.00	0.0000	-2.9681	-79.2162

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-2250.8486	879.6988	133.1971
5.77	-8.1352	534.0460	133.1971
9.09	1107.4445	123.6265	133.1971
12.45	790.6501	-312.2213	133.1971
15.65	-783.5480	-666.7734	133.1971

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-1167.2345	-154.9321	2271.4138
5.13	-1806.3293	-154.9321	1714.5388
9.25	-2445.4241	-154.9321	1157.6638

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-815.8237	-206.3128	1084.4297
5.13	-449.5654	12.4163	875.6016
9.25	-783.5480	133.1971	666.7734

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.5186	83.4434
4.30	-387.3268	-530.8906	9.3770
8.50	1224.6338	-102.0717	45.1353
12.71	817.3980	182.6700	80.9211
17.00	0.0000	-2.9553	-83.8361

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-2093.9296	825.8776	123.8250
5.77	-21.9761	480.2249	123.8250
9.09	971.9682	118.5133	123.8250
12.45	755.3181	-247.4900	123.8250
15.65	-686.5843	-658.2246	123.8250

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-1087.6353	-145.5600	2217.5926
5.13	-1688.0702	-145.5600	1660.7176
9.25	-2288.5051	-145.5600	1103.8426

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-881.9670	-236.4818	1075.8809
5.13	-412.7084	-7.3543	867.0527
9.25	-686.5843	123.8250	658.2246

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	3.5516	87.2992
4.30	-358.0907	-516.5849	12.9880
8.50	1199.3004	-91.4508	50.4015
12.71	771.1625	183.2443	87.8457
17.00	0.0000	-2.8021	-87.7298

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-2067.1054	819.1255	127.3734
5.77	-16.5746	473.4727	127.3734

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

9.09	954.9517	111.7612	127.3734
12.45	715.6176	-254.2421	127.3734
15.65	-654.3205	-602.6067	127.3734

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-1031.5366	-149.1084	2210.8405
5.13	-1646.6088	-149.1084	1653.9655
9.25	-2261.6809	-149.1084	1097.0905

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-893.4256	-250.6296	1020.2630
5.13	-384.0566	-12.6539	811.4349
9.25	-654.3205	127.3734	602.6067

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	6.1311	831.3144
4.30	3118.9932	369.1420	463.1698
8.50	1245.5460	601.5441	753.0429
12.71	-1715.4111	728.6271	1043.2212
17.00	0.0000	0.0000	-837.0262

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-3017.1906	767.0911	676.8349
5.77	-974.2602	520.7160	639.0536
9.09	326.5839	262.8944	599.5170
12.45	771.5664	2.0137	559.5114
15.65	381.0080	-246.2944	521.4337

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	4162.4853	-1012.1138	1851.0806
5.13	257.6815	-881.1243	1373.0859
9.25	-3106.7906	-750.1349	895.0911

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-4536.9753	-2528.1143	604.7905
5.13	1066.8634	-392.4230	425.5425
9.25	381.0080	521.4337	246.2944

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	5.2710	758.9776
4.30	2925.2989	386.9421	395.0067
8.50	1051.3384	560.6246	653.8274
12.71	-1622.0798	653.7335	912.8928
17.00	0.0000	0.0000	-763.9767

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-2681.7132	665.6577	610.6836
5.77	-900.6687	457.0638	572.9023
9.09	254.4751	238.7788	533.3658
12.45	685.6406	17.9037	493.3601
15.65	406.7715	-192.3267	455.2824

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	3952.2146	-945.9626	1487.6682
5.13	320.2849	-814.9731	1140.6630
9.25	-2771.3132	-683.9836	793.6577

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-4073.6942	-2262.2723	452.5807

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.13	969.0176	-362.8070	322.4537
9.25	406.7715	455.2824	192.3267

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.5237	54.7870
4.30	-281.7958	-367.2838	12.5357
8.50	831.9818	-66.6964	36.0195
12.71	544.8086	122.7638	59.5252
17.00	0.0000	-1.9541	-55.0844

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1355.9750	538.9647	73.0924
5.77	-6.8603	311.4801	73.0924
9.09	632.1102	73.4268	73.0924
12.45	474.1718	-167.4511	73.0924
15.65	-427.8308	-396.7203	73.0924

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-764.2680	-89.1924	1569.8647
5.13	-1132.1865	-89.1924	1157.3647
9.25	-1500.1050	-89.1924	744.8647

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-593.9713	-161.7328	706.0953
5.13	-268.7369	-8.0431	551.4078
9.25	-427.8308	73.0924	396.7203

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.6114	57.5586
4.30	-313.7247	-397.8266	-1.4972
8.50	894.9212	-77.6965	23.1615
12.71	610.3536	129.5184	47.8343
17.00	0.0000	-2.1375	-57.7801

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1589.4652	623.4627	92.2715
5.77	-6.2346	374.5623	92.2715
9.09	773.2745	87.0381	92.2715
12.45	557.7930	-215.3191	92.2715
15.65	-542.2621	-469.6098	92.2715

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-839.5306	-108.3715	1654.3627
5.13	-1286.5629	-108.3715	1241.8627
9.25	-1733.5952	-108.3715	829.3627

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-601.7282	-155.0514	778.9848
5.13	-316.9428	4.8872	624.2973
9.25	-542.2621	92.2715	469.6098

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.5857	60.0542
4.30	-285.6305	-386.7602	8.3434
8.50	888.3475	-73.3806	34.0800
12.71	590.3122	132.1743	59.8375
17.00	0.0000	-2.1304	-60.3467

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1502.2880	593.5621	87.0647

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

5.77	-13.9240	344.6616	87.0647
9.09	698.0099	84.1974	87.0647
12.45	538.1641	-179.3572	87.0647
15.65	-488.3934	-464.8604	87.0647

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-795.3089	-103.1647	1624.4621
5.13	-1220.8634	-103.1647	1211.9621
9.25	-1646.4180	-103.1647	799.4621

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-638.4745	-171.8120	774.2354
5.13	-296.4667	-6.0965	619.5479
9.25	-488.3934	87.0647	464.8604

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.6041	62.1963
4.30	-269.3883	-378.8126	10.3495
8.50	874.2734	-67.4801	37.0057
12.71	564.6258	132.4933	63.6845
17.00	0.0000	-2.0452	-62.5099

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1487.3856	589.8109	89.0361
5.77	-10.9232	340.9104	89.0361
9.09	688.5563	80.4462	89.0361
12.45	516.1083	-183.1084	89.0361
15.65	-470.4691	-433.9616	89.0361

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-764.1429	-105.1361	1620.7109
5.13	-1197.8293	-105.1361	1208.2109
9.25	-1631.5156	-105.1361	795.7109

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-644.8404	-179.6718	743.3366
5.13	-280.5490	-9.0407	588.6491
9.25	-470.4691	89.0361	433.9616

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.6406	58.4825
4.30	-324.3676	-408.0076	-6.1748
8.50	915.9010	-81.3632	18.8755
12.71	632.2020	131.7699	43.9373
17.00	0.0000	-2.1986	-58.6786

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1667.2953	651.6288	98.6645
5.77	-6.0261	395.5897	98.6645
9.09	820.3292	91.5752	98.6645
12.45	585.6667	-231.2751	98.6645
15.65	-580.4059	-493.9062	98.6645

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-864.6181	-114.7645	1682.5288
5.13	-1338.0217	-114.7645	1270.0288
9.25	-1811.4253	-114.7645	857.5288

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1.00	-604.3139	-152.8243	803.2812
5.13	-333.0114	9.1972	648.5937
9.25	-580.4059	98.6645	493.9062

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.6064	61.8099
4.30	-286.9088	-393.2523	6.9459
8.50	907.1361	-75.6087	33.4336
12.71	605.4800	135.3111	59.9416
17.00	0.0000	-2.1891	-62.1008

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1551.0590	611.7612	91.7222
5.77	-16.2786	355.7221	91.7222
9.09	719.9765	87.7876	91.7222
12.45	559.4949	-183.3259	91.7222
15.65	-508.5809	-487.5738	91.7222

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-805.6558	-107.8222	1642.6612
5.13	-1250.4224	-107.8222	1230.1612
9.25	-1695.1890	-107.8222	817.6612

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-653.3089	-175.1717	796.9488
5.13	-305.7099	-5.4476	642.2613
9.25	-508.5809	91.7222	487.5738

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	2.6308	64.6661
4.30	-265.2524	-382.6555	9.6208
8.50	888.3707	-67.7414	37.3345
12.71	571.2315	135.7365	65.0709
17.00	0.0000	-2.0756	-64.9850

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
2.60	-1531.1892	606.7596	94.3507
5.77	-12.2775	350.7205	94.3507
9.09	707.3716	82.7861	94.3507
12.45	530.0871	-188.3275	94.3507
15.65	-484.6819	-446.3754	94.3507

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-764.1012	-110.4507	1637.6596
5.13	-1219.7102	-110.4507	1225.1596
9.25	-1675.3192	-110.4507	812.6596

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
1.00	-661.7967	-185.6515	755.7504
5.13	-284.4864	-9.3733	601.0629
9.25	-484.6819	94.3507	446.3754

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.083
4.30	0.062
8.50	0.038
12.71	0.041
17.00	0.059

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.082
4.30	0.061
8.50	0.038
12.71	0.041
17.00	0.059

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.083
4.30	0.061
8.50	0.037
12.71	0.039
17.00	0.056

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.143
4.30	0.054
8.50	0.024
12.71	0.022
17.00	0.000

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.123
4.30	0.043
8.50	0.017
12.71	0.016
17.00	0.000

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.059
4.30	0.044
8.50	0.027
12.71	0.028
17.00	0.039

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.061
4.30	0.045
8.50	0.028
12.71	0.030
17.00	0.043

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.060
4.30	0.045
8.50	0.028
12.71	0.030
17.00	0.043

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.061
4.30	0.045
8.50	0.027
12.71	0.029
17.00	0.041

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [MPa]
-------	------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

0.00	0.062
4.30	0.046
8.50	0.028
12.71	0.030
17.00	0.044

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.061
4.30	0.045
8.50	0.028
12.71	0.030
17.00	0.044

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_t [MPa]
0.00	0.061
4.30	0.045
8.50	0.028
12.71	0.029
17.00	0.042

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Reazioni vincolari

Reazioni vincolari (Combinazione n° 1)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-67.6448	1692.5236	0.0000
2	Fondazione	7.00	-33.8179	521.5871	0.0000
3	Fondazione	10.00	-33.8334	416.4501	0.0000
4	Fondazione	13.00	-33.8696	491.1926	0.0000
5	Fondazione	16.00	-33.9117	649.6291	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 2)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-71.4936	1663.7676	0.0000
2	Fondazione	7.00	-35.7583	512.9294	0.0000
3	Fondazione	10.00	-35.7858	414.0580	0.0000
4	Fondazione	13.00	-35.8351	491.9455	0.0000
5	Fondazione	16.00	-35.8895	648.1562	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 3)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-74.7972	1669.8504	0.0000
2	Fondazione	7.00	-37.4135	510.0957	0.0000
3	Fondazione	10.00	-37.4442	407.1885	0.0000
4	Fondazione	13.00	-37.4977	475.7439	0.0000
5	Fondazione	16.00	-37.5563	617.2879	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 4)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-712.2425	2053.4769	0.0000
2	Fondazione	7.00	-356.5586	333.5021	0.0000
3	Fondazione	10.00	-357.0175	272.8903	0.0000
4	Fondazione	13.00	-357.6650	251.4679	0.0000
5	Fondazione	16.00	-358.3216	-55.6850	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 5)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-650.2650	1706.9738	0.0000
2	Fondazione	7.00	-325.5062	243.5494	0.0000
3	Fondazione	10.00	-325.9047	198.8555	0.0000
4	Fondazione	13.00	-326.4727	177.0023	0.0000
5	Fondazione	16.00	-327.0498	-110.3010	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 6)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-46.9410	1192.9833	0.0000
2	Fondazione	7.00	-23.4838	367.6744	0.0000
3	Fondazione	10.00	-23.5057	291.7242	0.0000
4	Fondazione	13.00	-23.5420	335.3891	0.0000
5	Fondazione	16.00	-23.5811	431.1803	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 7)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-49.3157	1238.5367	0.0000
2	Fondazione	7.00	-24.6587	381.6892	0.0000
3	Fondazione	10.00	-24.6728	304.2922	0.0000
4	Fondazione	13.00	-24.7019	356.7321	0.0000
5	Fondazione	16.00	-24.7351	468.7001	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 8)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-51.4539	1222.5611	0.0000
2	Fondazione	7.00	-25.7367	376.8794	0.0000
3	Fondazione	10.00	-25.7574	302.9633	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

4	Fondazione	13.00	-25.7939	357.1504	0.0000
5	Fondazione	16.00	-25.8339	467.8818	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 9)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-53.2893	1225.9405	0.0000
2	Fondazione	7.00	-26.6562	375.3051	0.0000
3	Fondazione	10.00	-26.6788	299.1469	0.0000
4	Fondazione	13.00	-26.7176	348.1494	0.0000
5	Fondazione	16.00	-26.7599	450.7328	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 10)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-50.1072	1253.7212	0.0000
2	Fondazione	7.00	-25.0503	386.3608	0.0000
3	Fondazione	10.00	-25.0618	308.4816	0.0000
4	Fondazione	13.00	-25.0886	363.8464	0.0000
5	Fondazione	16.00	-25.1198	481.2067	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 11)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-52.9582	1232.4204	0.0000
2	Fondazione	7.00	-26.4876	379.9477	0.0000
3	Fondazione	10.00	-26.5080	306.7096	0.0000
4	Fondazione	13.00	-26.5445	364.4041	0.0000
5	Fondazione	16.00	-26.5848	480.1157	0.0000

Reazioni vincolari (Combinazione n° 12)

N°	Dest	X[m]	H[kN]	V[kN]	M[kNm]
1	Fondazione	2.50	-55.4053	1236.9262	0.0000
2	Fondazione	7.00	-27.7137	377.8487	0.0000
3	Fondazione	10.00	-27.7365	301.6211	0.0000
4	Fondazione	13.00	-27.7761	352.4029	0.0000
5	Fondazione	16.00	-27.8195	457.2503	0.0000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N^*	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N_u	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
M_u	Momento ultimo, espressa in kNm
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cm ²
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cm ²
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm ²

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.00	0.00 (6.26)	78.95	34691.26	1737.94	79.64	53.09	439.40
2	4.30	437.90 (1376.50)	-8.34	-35.31	5830.94	79.64	53.09	4.24
3	8.50	-1236.47 (-1429.24)	25.48	71.42	-4006.00	79.64	53.09	2.80
4	12.71	-853.47 (-1165.67)	59.32	210.13	-4129.49	79.64	53.09	3.54
5	17.00	0.00 (-5.21)	-79.22	-2411.13	-1651.02	53.09	53.09	30.44

Verifiche taglio

N°	X	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
1	0.00	3.56	753.56	0.00	0.00	0.00
2	4.30	-550.81	740.79	0.00	0.00	0.00
3	8.50	-109.84	651.93	0.00	0.00	0.00
4	12.71	177.89	656.88	0.00	0.00	0.00
5	17.00	-2.97	636.62	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	2.60	-2250.85 (-2250.85)	133.20	265.73	-4490.50	53.09	79.64	2.00
2	5.77	-8.14 (-705.07)	133.20	923.42	-4888.04	53.09	79.64	6.93
3	9.09	1107.44 (1166.27)	133.20	359.86	3150.94	53.09	79.64	2.70
4	12.45	790.65 (1166.27)	133.20	359.86	3150.94	53.09	79.64	2.70
5	15.65	-783.55 (-1653.69)	133.20	366.60	-4551.47	53.09	79.64	2.75

Verifiche taglio

N°	X	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
1	2.60	879.70	651.92	0.00	6075.11	0.00
2	5.77	534.05	651.92	0.00	0.00	0.00
3	9.09	123.63	571.95	0.00	0.00	0.00
4	12.45	-312.22	571.95	0.00	0.00	0.00
5	15.65	-666.77	651.92	0.00	6075.11	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	1.00	-1167.23 (-1718.02)	2271.41	50574.76	-38252.98	53.09	79.64	22.27
2	5.13	-1806.33 (-2357.11)	1714.54	33874.76	-46570.32	53.09	79.64	19.76
3	9.25	-2445.42 (-2445.42)	1157.66	18180.89	-38404.92	53.09	79.64	15.70

Verifiche taglio

N°	X	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
1	1.00	-154.93	1438.68	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-154.93	1356.19	0.00	0.00	0.00
3	9.25	-154.93	1273.70	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Es}	CS
1	1.00	-815.82 (-815.82)	1084.43	11609.62	-8733.99	53.09	79.64	10.71
2	5.13	-449.57 (-465.77)	875.60	15337.80	-8158.81	53.09	79.64	17.52
3	9.25	-783.55 (-815.82)	666.77	6229.86	-7622.48	53.09	79.64	9.34

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-206.31	789.85	0.00	0.00	0.00
2	5.13	12.42	759.57	0.00	0.00	0.00
3	9.25	133.20	729.29	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Es}	CS
1	0.00	0.00 (-6.18)	83.44	34712.28	1677.45	79.64	53.09	416.00
2	4.30	387.33 (1290.21)	9.38	42.88	5899.52	79.64	53.09	4.57
3	8.50	-1224.63 (-1403.77)	45.14	130.50	-4058.59	79.64	53.09	2.89
4	12.71	-817.40 (-1137.98)	80.92	299.29	-4208.86	79.64	53.09	3.70
5	17.00	0.00 (5.19)	-83.84	-2400.38	-1661.20	53.09	53.09	28.63

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	3.52	754.21	0.00	0.00	0.00
2	4.30	-530.89	743.38	0.00	0.00	0.00
3	8.50	-102.07	654.81	0.00	0.00	0.00
4	12.71	182.67	660.04	0.00	0.00	0.00
5	17.00	-2.96	635.95	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Es}	CS
1	2.60	-2093.93 (-2093.93)	123.82	265.54	-4490.38	53.09	79.64	2.14
2	5.77	-21.98 (-648.67)	123.82	934.34	-4894.64	53.09	79.64	7.55
3	9.09	971.97 (1035.91)	123.82	378.09	3163.03	53.09	79.64	3.05
4	12.45	755.32 (1035.91)	123.82	378.09	3163.03	53.09	79.64	3.05
5	15.65	-686.58 (-1545.57)	123.82	364.55	-4550.23	53.09	79.64	2.94

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	2.60	825.88	650.56	0.00	6073.15	0.00
2	5.77	480.22	650.56	0.00	0.00	0.00
3	9.09	118.51	570.59	0.00	0.00	0.00
4	12.45	-247.49	570.59	0.00	0.00	0.00
5	15.65	-658.22	650.56	0.00	6073.15	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Es}	CS
1	1.00	-1087.64 (-1605.10)	2217.59	51620.55	-37363.13	53.09	79.64	23.28
2	5.13	-1688.07 (-2205.54)	1660.72	35149.37	-46680.54	53.09	79.64	21.17
3	9.25	-2288.51 (-2288.51)	1103.84	18773.40	-38921.34	53.09	79.64	17.01

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-145.56	1430.70	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-145.56	1348.22	0.00	0.00	0.00
3	9.25	-145.56	1265.73	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Is}	CS
1	1.00	-881.97 (-881.97)	1075.88	10536.84	-8637.71	53.09	79.64	9.79
2	5.13	-412.71 (-422.31)	867.05	16198.27	-7889.51	53.09	79.64	18.68
3	9.25	-686.58 (-848.18)	658.22	5803.01	-7477.65	53.09	79.64	8.82

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-236.48	788.61	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-7.35	758.33	0.00	0.00	0.00
3	9.25	123.82	728.05	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Is}	CS
1	0.00	0.00 (6.23)	87.30	34745.12	1582.96	79.64	53.09	398.00
2	4.30	358.09 (1236.73)	12.99	62.12	5915.43	79.64	53.09	4.78
3	8.50	-1199.30 (-1359.80)	50.40	151.11	-4076.95	79.64	53.09	3.00
4	12.71	-771.16 (-1092.76)	87.85	341.36	-4246.32	79.64	53.09	3.89
5	17.00	0.00 (4.92)	-87.73	-2441.31	-1622.46	53.09	53.09	27.83

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	3.55	754.78	0.00	0.00	0.00
2	4.30	-516.58	743.91	0.00	0.00	0.00
3	8.50	-91.45	655.58	0.00	0.00	0.00
4	12.71	183.24	661.05	0.00	0.00	0.00
5	17.00	-2.80	635.38	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Is}	CS
1	2.60	-2067.11 (-2067.11)	127.37	277.13	-4497.39	53.09	79.64	2.18
2	5.77	-16.57 (-634.46)	127.37	989.32	-4927.87	53.09	79.64	7.77
3	9.09	954.95 (1012.20)	127.37	399.85	3177.46	53.09	79.64	3.14
4	12.45	715.62 (1012.20)	127.37	399.85	3177.46	53.09	79.64	3.14
5	15.65	-654.32 (-1440.72)	127.37	404.41	-4574.33	53.09	79.64	3.18

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	2.60	819.13	651.08	0.00	6073.89	0.00
2	5.77	473.47	651.08	0.00	0.00	0.00
3	9.09	111.76	571.10	0.00	0.00	0.00
4	12.45	-254.24	571.10	0.00	0.00	0.00
5	15.65	-602.61	651.08	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{Ri}	A _{Is}	CS
1	1.00	-1031.54 (-1561.62)	2210.84	52199.27	-36870.71	53.09	79.64	23.61
2	5.13	-1646.61 (-2176.69)	1653.97	35432.73	-46630.99	53.09	79.64	21.42
3	9.25	-2261.68 (-2261.68)	1097.09	18957.84	-39082.09	53.09	79.64	17.28

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-149.11	1429.70	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-149.11	1347.22	0.00	0.00	0.00
3	9.25	-149.11	1264.73	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.00	-893.43 (-893.43)	1020.26	9739.14	-8528.38	53.09	79.64	9.55
2	5.13	-384.06 (-400.57)	811.43	16065.78	-7930.97	53.09	79.64	19.80
3	9.25	-654.32 (-820.54)	602.61	5368.97	-7310.69	53.09	79.64	8.91

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-250.63	780.55	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-12.65	750.27	0.00	0.00	0.00
3	9.25	127.37	719.99	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-10.76)	831.31	35260.41	100.14	79.64	53.09	42.48
2	4.30	-3118.99 (-3734.38)	463.17	549.67	-4431.77	79.64	53.09	1.19
3	8.50	-1245.55 (-2301.26)	753.04	1820.41	-5563.08	79.64	53.09	2.42
4	12.71	1715.41 (2994.15)	1043.22	2869.06	8234.49	79.64	53.09	2.75
5	17.00	0.00 (0.00)	-837.03	-3935.81	-207.60	53.09	53.09	4.71

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	6.13	863.39	0.00	0.00	0.00
2	4.30	369.14	715.94	0.00	0.00	0.00
3	8.50	601.54	758.34	0.00	0.00	0.00
4	12.71	728.63	894.58	0.00	0.00	0.00
5	17.00	0.00	526.02	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	2.60	-3017.19 (-3017.19)	676.83	1123.67	-5009.08	53.09	79.64	1.66
2	5.77	-974.26 (-1653.79)	639.05	2183.02	-5649.40	53.09	79.64	3.42
3	9.09	326.58 (669.66)	599.52	5933.42	6627.63	53.09	79.64	9.90
4	12.45	771.57 (771.57)	559.51	4033.35	5561.99	53.09	79.64	7.21
5	15.65	381.01 (702.42)	521.43	4202.46	5661.12	53.09	79.64	8.06

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	2.60	767.09	730.75	0.00	6189.28	0.00
2	5.77	520.72	725.27	0.00	0.00	0.00
3	9.09	262.89	639.56	0.00	0.00	0.00
4	12.45	2.01	633.76	0.00	0.00	0.00
5	15.65	-246.29	628.24	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.00	4162.49 (4162.49)	1851.08	13820.22	31077.23	53.09	79.64	7.47
2	5.13	257.68 (3390.08)	1373.09	10876.71	26854.03	53.09	79.64	7.92
3	9.25	-3106.79 (-3106.79)	895.09	6810.31	-23638.03	53.09	79.64	7.61

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-1012.11	1365.59	0.00	0.00	0.00
2	5.13	-881.12	1294.79	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

3 9.25 -750.13 1234.81 0.00 0.00 0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.00	-4536.98 (-4536.98)	604.79	627.77	-4709.33	53.09	79.64	1.04
2	5.13	1066.86 (1292.30)	425.54	1226.96	3726.07	53.09	79.64	2.88
3	9.25	381.01 (1061.48)	246.29	798.64	3441.97	53.09	79.64	3.24

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-2528.11	720.30	0.00	6174.15	0.00
2	5.13	-392.42	614.34	0.00	0.00	0.00
3	9.25	521.43	588.35	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (9.25)	758.98	35243.14	149.82	79.64	53.09	46.52
2	4.30	-2925.30 (-3566.71)	395.01	484.37	-4373.64	79.64	53.09	1.23
3	8.50	-1051.34 (-2035.23)	653.83	1773.84	-5521.62	79.64	53.09	2.71
4	12.71	1622.08 (2769.38)	912.89	2656.51	8058.89	79.64	53.09	2.91
5	17.00	0.00 (0.00)	-763.98	-3930.72	-212.42	53.09	53.09	5.16

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	0.00	5.27	852.81	0.00	0.00	0.00
2	4.30	386.94	705.98	0.00	0.00	0.00
3	8.50	560.62	743.83	0.00	0.00	0.00
4	12.71	653.73	875.52	0.00	0.00	0.00
5	17.00	0.00	536.71	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	2.60	-2681.71 (-2681.71)	610.68	1143.39	-5021.00	53.09	79.64	1.87
2	5.77	-900.67 (-1497.14)	572.90	2155.45	-5632.73	53.09	79.64	3.76
3	9.09	254.48 (566.08)	533.37	6481.93	6879.52	53.09	79.64	12.15
4	12.45	685.64 (688.06)	493.36	3955.35	5516.26	53.09	79.64	8.02
5	15.65	406.77 (657.76)	455.28	3724.58	5380.99	53.09	79.64	8.18

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	2.60	665.66	721.16	0.00	0.00	0.00
2	5.77	457.06	715.68	0.00	0.00	0.00
3	9.09	238.78	629.97	0.00	0.00	0.00
4	12.45	17.90	624.17	0.00	0.00	0.00
5	15.65	-192.33	618.65	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.00	3952.21 (3952.21)	1487.67	9113.76	24212.07	53.09	79.64	6.13
2	5.13	320.28 (3217.51)	1140.66	7779.59	21944.20	53.09	79.64	6.82
3	9.25	-2771.31 (-2771.31)	793.66	6730.53	-23501.84	53.09	79.64	8.48

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1	1.00	-945.96	1311.76	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

2	5.13	-814.97	1260.36	0.00	0.00	0.00
3	9.25	-683.98	1219.78	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{ft}	A _{fs}	CS
1	1.00	-4073.69 (-4073.69)	452.58	515.67	-4641.57	53.09	79.64	1.14
2	5.13	969.02 (1185.86)	322.45	966.13	3553.06	53.09	79.64	3.00
3	9.25	406.77 (1000.92)	192.33	641.33	3337.63	53.09	79.64	3.33

Verifiche taglio

N°	X	V	V _{rd}	V _{rsd}	V _{rcd}	A _{sw}
1	1.00	-2262.27	698.23	0.00	6142.18	0.00
2	5.13	-362.81	599.39	0.00	0.00	0.00
3	9.25	455.28	580.52	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura
N° *Indice sezione*
X *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*
M *Momento flettente, espresso in kNm*
V *Taglio, espresso in kN*
N *Sforzo normale, espresso in kN*
A_{fi} *Area armatura inferiore, espressa in cm²*
A_{fs} *Area armatura superiore, espressa in cm²*
σ_{fi} *Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in MPa*
σ_{fs} *Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in MPa*
σ_c *Tensione nel calcestruzzo, espressa in MPa*
τ_c *Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in MPa*
A_{sw} *Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm²*

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	54.79	79.64	53.09	0.39	0.36	0.03
2	4.30	281.80	12.54	79.64	53.09	6.52	18.93	0.48
3	8.50	-831.98	36.02	79.64	53.09	81.87	19.75	1.50
4	12.71	-544.81	59.53	79.64	53.09	50.57	13.29	1.00
5	17.00	0.00	-55.08	53.09	53.09	5.29	5.09	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.52	-0.001	0.00
2	4.30	-367.28	-0.222	0.00
3	8.50	-66.70	-0.040	0.00
4	12.71	122.76	0.074	0.00
5	17.00	-1.95	0.013	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	2.60	-1355.97	73.09	53.09	79.64	124.07	48.36	3.63
2	5.77	-6.86	73.09	53.09	79.64	0.43	0.87	0.06
3	9.09	632.11	73.09	53.09	79.64	23.03	81.17	1.78
4	12.45	474.17	73.09	53.09	79.64	17.50	59.35	1.35
5	15.65	-427.83	73.09	53.09	79.64	36.49	15.84	1.18

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	2.60	538.96	0.437	0.00
2	5.77	311.48	0.253	0.00
3	9.09	73.43	0.060	0.00
4	12.45	-167.45	-0.136	0.00
5	15.65	-396.72	-0.322	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-764.27	1569.86	53.09	79.64	1.83	9.45	0.64
2	5.13	-1132.19	1157.36	53.09	79.64	1.91	9.96	0.67
3	9.25	-1500.10	744.86	53.09	79.64	15.79	12.95	0.89

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.00	-89.19	-0.027	0.00
2	5.13	-89.19	-0.027	0.00
3	9.25	-89.19	-0.027	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{Ri}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{Ri}	σ _c
1	1.00	-593.97	706.10	53.09	79.64	23.42	26.59	1.89
2	5.13	-268.74	551.41	53.09	79.64	4.26	13.29	0.93
3	9.25	-427.83	396.72	53.09	79.64	21.19	18.52	1.33

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.00	-161.73	-0.131	0.00
2	5.13	-8.04	-0.007	0.00
3	9.25	73.09	0.059	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{Ri}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{Ri}	σ _c
1	0.00	0.00	57.56	79.64	53.09	0.41	0.38	0.03
2	4.30	313.72	-1.50	79.64	53.09	7.11	21.92	0.52
3	8.50	-894.92	23.16	79.64	53.09	89.40	21.08	1.60
4	12.71	-610.35	47.83	79.64	53.09	58.24	14.71	1.11
5	17.00	0.00	-57.78	53.09	53.09	5.54	5.34	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.61	-0.001	0.00
2	4.30	-397.83	-0.240	0.00
3	8.50	-77.70	-0.047	0.00
4	12.71	129.52	0.078	0.00
5	17.00	-2.14	0.013	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{Ri}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{Ri}	σ _c
1	2.60	-1589.47	92.27	53.09	79.64	145.08	56.77	4.26
2	5.77	-6.23	92.27	53.09	79.64	0.60	1.03	0.07
3	9.09	773.27	92.27	53.09	79.64	28.21	99.05	2.18
4	12.45	557.79	92.27	53.09	79.64	20.66	69.29	1.59
5	15.65	-542.26	92.27	53.09	79.64	46.27	20.07	1.50

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	2.60	623.46	0.506	0.00
2	5.77	374.56	0.304	0.00
3	9.09	87.04	0.071	0.00
4	12.45	-215.32	-0.175	0.00
5	15.65	-469.61	-0.381	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{Ri}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{Ri}	σ _c
1	1.00	-839.53	1654.36	53.09	79.64	1.77	10.13	0.68
2	5.13	-1286.56	1241.86	53.09	79.64	2.71	11.16	0.76
3	9.25	-1733.60	829.36	53.09	79.64	19.31	15.00	1.03

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.00	-108.37	-0.032	0.00
2	5.13	-108.37	-0.032	0.00
3	9.25	-108.37	-0.032	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _R	A _S	σ _S	σ _R	σ _C
1	1.00	-601.73	778.98	53.09	79.64	21.50	27.27	1.93
2	5.13	-316.94	624.30	53.09	79.64	5.55	15.51	1.08
3	9.25	-542.26	469.61	53.09	79.64	28.24	23.26	1.67

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _C	A _{sw}
1	1.00	-155.05	-0.126	0.00
2	5.13	4.89	0.004	0.00
3	9.25	92.27	0.075	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _R	A _S	σ _S	σ _R	σ _C
1	0.00	0.00	60.05	79.64	53.09	0.43	0.39	0.03
2	4.30	285.63	8.34	79.64	53.09	6.57	19.43	0.48
3	8.50	-888.35	34.08	79.64	53.09	87.79	21.04	1.59
4	12.71	-590.31	59.84	79.64	53.09	55.19	14.35	1.08
5	17.00	0.00	-60.35	53.09	53.09	5.79	5.58	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _C	A _{sw}
1	0.00	2.59	-0.001	0.00
2	4.30	-386.76	-0.233	0.00
3	8.50	-73.38	-0.044	0.00
4	12.71	132.17	0.080	0.00
5	17.00	-2.13	0.014	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _R	A _S	σ _S	σ _R	σ _C
1	2.60	-1502.29	87.06	53.09	79.64	137.13	53.65	4.03
2	5.77	-13.92	87.06	53.09	79.64	0.35	1.20	0.08
3	9.09	698.01	87.06	53.09	79.64	25.51	89.10	1.97
4	12.45	538.16	87.06	53.09	79.64	19.91	67.02	1.53
5	15.65	-488.39	87.06	53.09	79.64	41.46	18.12	1.35

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _C	A _{sw}
1	2.60	593.56	0.482	0.00
2	5.77	344.66	0.280	0.00
3	9.09	84.20	0.068	0.00
4	12.45	-179.36	-0.146	0.00
5	15.65	-464.86	-0.377	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _R	A _S	σ _S	σ _R	σ _C
1	1.00	-795.31	1624.46	53.09	79.64	1.88	9.81	0.66
2	5.13	-1220.86	1211.96	53.09	79.64	2.32	10.66	0.72
3	9.25	-1646.42	799.46	53.09	79.64	17.94	14.23	0.98

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _C	A _{sw}
1	1.00	-103.16	-0.031	0.00
2	5.13	-103.16	-0.031	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

3 9.25 -103.16 -0.031 0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-638.47	774.24	53.09	79.64	24.63	28.66	2.04
2	5.13	-296.47	619.55	53.09	79.64	4.48	14.73	1.03
3	9.25	-488.39	464.86	53.09	79.64	23.70	21.21	1.52

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.00	-171.81	-0.139	0.00
2	5.13	-6.10	-0.005	0.00
3	9.25	87.06	0.071	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	62.20	79.64	53.09	0.44	0.41	0.03
2	4.30	269.39	10.35	79.64	53.09	6.22	18.19	0.46
3	8.50	-874.27	37.01	79.64	53.09	86.11	20.75	1.57
4	12.71	-564.63	63.68	79.64	53.09	52.24	13.79	1.04
5	17.00	0.00	-62.51	53.09	53.09	5.99	5.78	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.60	-0.001	0.00
2	4.30	-378.81	-0.229	0.00
3	8.50	-67.48	-0.041	0.00
4	12.71	132.49	0.080	0.00
5	17.00	-2.05	0.014	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	2.60	-1487.39	89.04	53.09	79.64	135.61	53.15	3.99
2	5.77	-10.92	89.04	53.09	79.64	0.45	1.14	0.08
3	9.09	688.56	89.04	53.09	79.64	25.21	87.62	1.95
4	12.45	516.11	89.04	53.09	79.64	19.16	63.81	1.47
5	15.65	-470.47	89.04	53.09	79.64	39.67	17.51	1.30

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	2.60	589.81	0.479	0.00
2	5.77	340.91	0.277	0.00
3	9.09	80.45	0.065	0.00
4	12.45	-183.11	-0.149	0.00
5	15.65	-433.96	-0.352	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-764.14	1620.71	53.09	79.64	2.01	9.64	0.65
2	5.13	-1197.83	1208.21	53.09	79.64	2.13	10.50	0.71
3	9.25	-1631.52	795.71	53.09	79.64	17.66	14.10	0.97

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1	1.00	-105.14	-0.031	0.00
2	5.13	-105.14	-0.031	0.00
3	9.25	-105.14	-0.031	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-644.84	743.34	53.09	79.64	26.27	28.74	2.05
2	5.13	-280.55	588.65	53.09	79.64	4.20	13.95	0.97
3	9.25	-470.47	433.96	53.09	79.64	23.39	20.35	1.46

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	1.00	-179.67	-0.146	0.00
2	5.13	-9.04	-0.007	0.00
3	9.25	89.04	0.072	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	58.48	79.64	53.09	0.42	0.38	0.03
2	4.30	324.37	-6.17	79.64	53.09	7.30	22.91	0.54
3	8.50	-915.90	18.88	79.64	53.09	91.90	21.52	1.63
4	12.71	-632.20	43.94	79.64	53.09	60.80	15.18	1.15
5	17.00	0.00	-58.68	53.09	53.09	5.63	5.43	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	0.00	2.64	-0.001	0.00
2	4.30	-408.01	-0.246	0.00
3	8.50	-81.36	-0.049	0.00
4	12.71	131.77	0.079	0.00
5	17.00	-2.20	0.013	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	2.60	-1667.30	98.66	53.09	79.64	152.08	59.57	4.48
2	5.77	-6.03	98.66	53.09	79.64	0.66	1.09	0.07
3	9.09	820.33	98.66	53.09	79.64	29.94	105.02	2.32
4	12.45	585.67	98.66	53.09	79.64	21.71	72.60	1.67
5	15.65	-580.41	98.66	53.09	79.64	49.53	21.48	1.60

Verifiche taglio

N°	X	V	τ _c	A _{sw}
1	2.60	651.63	0.529	0.00
2	5.77	395.59	0.321	0.00
3	9.09	91.58	0.074	0.00
4	12.45	-231.28	-0.188	0.00
5	15.65	-493.91	-0.401	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-864.62	1682.53	53.09	79.64	1.75	10.35	0.70
2	5.13	-1338.02	1270.03	53.09	79.64	2.99	11.56	0.78
3	9.25	-1811.43	857.53	53.09	79.64	20.49	15.69	1.08

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-114.76	-0.034	0.00
2	5.13	-114.76	-0.034	0.00
3	9.25	-114.76	-0.034	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.00	-604.31	803.28	53.09	79.64	20.90	27.50	1.95
2	5.13	-333.01	648.59	53.09	79.64	5.98	16.25	1.14
3	9.25	-580.41	493.91	53.09	79.64	30.60	24.84	1.79

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-152.82	-0.124	0.00
2	5.13	9.20	0.007	0.00
3	9.25	98.66	0.080	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.00	0.00	61.81	79.64	53.09	0.44	0.40	0.03
2	4.30	286.91	6.95	79.64	53.09	6.58	19.59	0.48
3	8.50	-907.14	33.43	79.64	53.09	89.77	21.47	1.63
4	12.71	-605.48	59.94	79.64	53.09	56.72	14.71	1.11
5	17.00	0.00	-62.10	53.09	53.09	5.96	5.74	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.00	2.61	-0.001	0.00
2	4.30	-393.25	-0.237	0.00
3	8.50	-75.61	-0.046	0.00
4	12.71	135.31	0.082	0.00
5	17.00	-2.19	0.014	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	2.60	-1551.06	91.72	53.09	79.64	141.48	55.41	4.16
2	5.77	-16.28	91.72	53.09	79.64	0.33	1.31	0.09
3	9.09	719.98	91.72	53.09	79.64	26.34	91.74	2.04
4	12.45	559.49	91.72	53.09	79.64	20.71	69.57	1.60
5	15.65	-508.58	91.72	53.09	79.64	43.12	18.88	1.41

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	2.60	611.76	0.496	0.00
2	5.77	355.72	0.289	0.00
3	9.09	87.79	0.071	0.00
4	12.45	-183.33	-0.149	0.00
5	15.65	-487.57	-0.396	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.00	-805.66	1642.66	53.09	79.64	1.89	9.92	0.67
2	5.13	-1250.42	1230.16	53.09	79.64	2.46	10.89	0.74
3	9.25	-1695.19	817.66	53.09	79.64	18.65	14.66	1.01

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-107.82	-0.032	0.00
2	5.13	-107.82	-0.032	0.00
3	9.25	-107.82	-0.032	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.00	-653.31	796.95	53.09	79.64	25.03	29.36	2.09
2	5.13	-305.71	642.26	53.09	79.64	4.56	15.21	1.06
3	9.25	-508.58	487.57	53.09	79.64	24.53	22.11	1.59

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-175.17	-0.142	0.00
2	5.13	-5.45	-0.004	0.00
3	9.25	91.72	0.074	0.00

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.00	0.00	64.67	79.64	53.09	0.46	0.42	0.03
2	4.30	265.25	9.62	79.64	53.09	6.12	17.94	0.45
3	8.50	-888.37	37.33	79.64	53.09	87.52	21.08	1.60
4	12.71	-571.23	65.07	79.64	53.09	52.80	13.96	1.05
5	17.00	0.00	-64.99	53.09	53.09	6.23	6.01	0.00

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	0.00	2.63	-0.001	0.00
2	4.30	-382.66	-0.231	0.00
3	8.50	-67.74	-0.041	0.00
4	12.71	135.74	0.082	0.00
5	17.00	-2.08	0.014	0.00

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	2.60	-1531.19	94.35	53.09	79.64	139.46	54.75	4.11
2	5.77	-12.28	94.35	53.09	79.64	0.46	1.23	0.08
3	9.09	707.37	94.35	53.09	79.64	25.93	89.77	2.00
4	12.45	530.09	94.35	53.09	79.64	19.71	65.29	1.52
5	15.65	-484.68	94.35	53.09	79.64	40.73	18.07	1.34

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	2.60	606.76	0.492	0.00
2	5.77	350.72	0.285	0.00
3	9.09	82.79	0.067	0.00
4	12.45	-188.33	-0.153	0.00
5	15.65	-446.38	-0.362	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.00	-764.10	1637.66	53.09	79.64	2.07	9.70	0.65

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

2	5.13	-1219.71	1225.16	53.09	79.64	2.21	10.68	0.72
3	9.25	-1675.32	812.66	53.09	79.64	18.28	14.48	0.99

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-110.45	-0.033	0.00
2	5.13	-110.45	-0.033	0.00
3	9.25	-110.45	-0.033	0.00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{ft}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{ft}	σ_c
1	1.00	-661.80	755.75	53.09	79.64	27.22	29.46	2.10
2	5.13	-284.49	601.06	53.09	79.64	4.18	14.17	0.99
3	9.25	-484.68	446.38	53.09	79.64	24.13	20.96	1.50

Verifiche taglio

N°	X	V	τ_c	A_{sw}
1	1.00	-185.65	-0.151	0.00
2	5.13	-9.37	-0.008	0.00
3	9.25	94.35	0.077	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura
N° *Indice sezione*
X_i *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*
M_p *Momento, espresse in kNm*
M_n *Momento, espresse in kNm*
w_k *Ampiezza fessure, espresse in mm*
w_{lim} *Apertura limite fessure, espresse in mm*
s *Distanza media tra le fessure, espresse in mm*
ε_{sm} *Deformazione nelle fessure, espresse in [%]*

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.03	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	281.80	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-831.98	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-544.81	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-0.99	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1355.97	0.08	0.20	90.81	0.000049
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-6.86	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	632.11	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	474.17	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-427.83	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-764.27	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1132.19	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1500.10	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-593.97	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-268.74	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-427.83	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	313.72	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-894.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-610.35	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1589.47	0.09	0.30	90.81	0.000060
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-6.23	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	773.27	0.04	0.30	111.21	0.000021
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	557.79	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-542.26	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-839.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1286.56	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1733.60	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Frequente)]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-601.73	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-316.94	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-542.26	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	285.63	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-888.35	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-590.31	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.06	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1502.29	0.09	0.30	90.81	0.000056
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-13.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	698.01	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	538.16	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-488.39	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-795.31	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1220.86	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1646.42	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-638.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-296.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-488.39	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	269.39	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-874.27	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-564.63	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.07	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1487.39	0.09	0.30	90.81	0.000055
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-10.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	688.56	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	516.11	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-470.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-764.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1197.83	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1631.52	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-644.84	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-280.55	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-470.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	324.37	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-915.90	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-632.20	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.01	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1667.30	0.10	100.00	90.81	0.000064
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-6.03	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	820.33	0.05	100.00	111.21	0.000025
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	585.67	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-580.41	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-864.62	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1338.02	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1811.43	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-604.31	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-333.01	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-580.41	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	286.91	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-907.14	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-605.48	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.08	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1551.06	0.09	100.00	90.81	0.000058
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-16.28	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	719.98	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	559.49	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-508.58	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-805.66	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1250.42	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1695.19	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-653.31	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-305.71	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-508.58	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.05	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	0.04	0.00	100.00	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

2	4.30	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	265.25	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	8.50	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-888.37	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	12.71	79.64	53.09	1350.87	-1304.80	-571.23	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	16.95	53.09	53.09	1290.36	-1290.36	-1.10	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	2.60	53.09	79.64	760.60	-794.71	-1531.19	0.09	100.00	90.81	0.000057
2	5.77	53.09	79.64	760.60	-794.71	-12.28	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.09	53.09	79.64	760.60	-794.71	707.37	0.00	100.00	0.00	0.000000
4	12.45	53.09	79.64	760.60	-794.71	530.09	0.00	100.00	0.00	0.000000
5	15.65	53.09	79.64	760.60	-794.71	-484.68	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-764.10	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1219.71	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	4907.34	-5000.96	-1675.32	0.00	100.00	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	53.09	79.64	760.60	-794.71	-661.80	0.00	100.00	0.00	0.000000
2	5.13	53.09	79.64	760.60	-794.71	-284.49	0.00	100.00	0.00	0.000000
3	9.25	53.09	79.64	760.60	-794.71	-484.68	0.00	100.00	0.00	0.000000

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.00	-2.6413	-0.1741	0.1963	0.4769
4.30	-2.6458	-0.1743	0.1422	0.2063
8.50	-2.6494	-0.1745	0.0574	0.1268
12.71	-2.6554	-0.1748	0.0528	0.1358
16.90	-2.6595	-0.1750	-0.0752	0.1979

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
2.60	-3.2929	-0.2447	0.1754	0.2925
5.77	-3.2971	-0.2451	0.1311	0.3048
9.09	-3.3012	-0.2456	0.1227	0.3720
12.45	-3.3051	-0.2461	0.0905	0.3211
15.65	-3.3086	-0.2466	-0.0105	0.1943

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
1.00	-2.6446	-0.1743	0.1682	0.2840
5.13	-2.9673	-0.2149	0.1725	0.2890
9.25	-3.2929	-0.2447	0.1754	0.2925

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
1.00	-2.6614	-0.1751	-0.0159	0.1797
5.13	-3.0345	-0.1827	-0.0127	0.1879
9.25	-3.3086	-0.2466	-0.0105	0.1943

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]
0.00	0.00	0.00	2.52	6.13	54.79	831.31
4.30	-437.90	3118.99	-550.81	386.94	-8.34	463.17
8.50	831.98	1245.55	-109.84	601.54	18.88	753.04
12.71	-1715.41	853.47	122.76	728.63	43.94	1043.22
17.00	0.00	0.00	-2.97	0.00	-837.03	-55.08

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
2.60	-3017.19	-1355.97	538.96	879.70	73.09	676.83
5.77	-974.26	-6.03	311.48	534.05	73.09	639.05
9.09	254.48	1107.44	73.43	262.89	73.09	599.52
12.45	474.17	790.65	-312.22	17.90	73.09	559.51
15.65	-783.55	406.77	-666.77	-192.33	73.09	521.43

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.00	-1167.23	4162.49	-1012.11	-89.19	1487.67	2271.41
5.13	-1806.33	320.28	-881.12	-89.19	1140.66	1714.54
9.25	-3106.79	-1500.10	-750.13	-89.19	744.86	1157.66

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.00	-4536.98	-593.97	-2528.11	-152.82	452.58	1084.43
5.13	-449.57	1066.86	-392.42	12.42	322.45	875.60
9.25	-783.55	406.77	73.09	521.43	192.33	666.77

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ _{tmin} [MPa]	σ _{tmax} [MPa]
0.00	0.059	0.143
4.30	0.043	0.062
8.50	0.017	0.038
12.71	0.016	0.041

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

17.00

0.000

0.059

Inviluppo reazioni vincolari

Dest	H _{min} [kN]	V _{min} [kN]	M _{min} [kNm]	H _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
FOND	-712.2425	1192.9833	0.0000	-46.9410	2053.4769	0.0000
FOND	-356.5586	243.5494	0.0000	-23.4838	521.5871	0.0000
FOND	-357.0175	198.8555	0.0000	-23.5057	416.4501	0.0000
FOND	-357.6650	177.0023	0.0000	-23.5420	491.9455	0.0000
FOND	-358.3216	-110.3010	0.0000	-23.5811	649.6291	0.0000

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	79.64	53.09	42.48
4.30	79.64	53.09	1.19
8.50	79.64	53.09	2.42
12.71	79.64	53.09	2.75
17.00	53.09	53.09	4.71

X	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.00	753.56	0.00	0.00	0.00
4.30	740.79	0.00	0.00	0.00
8.50	651.93	0.00	0.00	0.00
12.71	656.88	0.00	0.00	0.00
17.00	636.62	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
2.60	53.09	79.64	1.66
5.77	53.09	79.64	3.42
9.09	53.09	79.64	2.70
12.45	53.09	79.64	2.70
15.65	53.09	79.64	2.75

X	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rcd}	A _{sw}
2.60	651.92	0.00	6075.11	0.00
5.77	651.92	0.00	0.00	0.00
9.09	571.95	0.00	0.00	0.00
12.45	571.95	0.00	0.00	0.00
15.65	651.92	0.00	6075.11	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
1.00	53.09	79.64	6.13
5.13	53.09	79.64	6.82
9.25	53.09	79.64	7.61

Y	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rcd}	A _{sw}
1.00	1438.68	0.00	0.00	0.00
5.13	1356.19	0.00	0.00	0.00
9.25	1273.70	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
---	-----------------	-----------------	----

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1.00	53.09	79.64	1.04
5.13	53.09	79.64	2.88
9.25	53.09	79.64	3.24

Y	V _{rid}	V _{resd}	V _{resd}	A _{sw}
1.00	789.85	0.00	0.00	0.00
5.13	759.57	0.00	0.00	0.00
9.25	729.29	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 200.00 cm

X	A _{ri}	A _{fs}	σ _c	σ _{ri}	σ _{fs}
0.00	79.64	53.09	0.031	0.422	0.461
4.30	79.64	53.09	0.540	22.913	7.305
8.50	79.64	53.09	1.634	21.524	91.904
12.71	79.64	53.09	1.145	15.176	60.804
17.00	53.09	53.09	0.000	6.011	6.229

X	τ _c	A _{sw}
0.00	0.00	0.00
4.30	-0.25	0.00
8.50	-0.05	0.00
12.71	0.08	0.00
17.00	0.01	0.00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

X	A _{ri}	A _{fs}	σ _c	σ _{ri}	σ _{fs}
2.60	53.09	79.64	4.475	59.568	152.079
5.77	53.09	79.64	0.090	1.315	0.664
9.09	53.09	79.64	2.317	105.017	29.940
12.45	53.09	79.64	1.672	72.603	21.712
15.65	53.09	79.64	1.601	21.480	49.528

X	τ _c	A _{sw}
2.60	0.53	0.00
5.77	0.32	0.00
9.09	0.07	0.00
12.45	-0.19	0.00
15.65	-0.40	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 400.00 cm

Y	A _{ri}	A _{fs}	σ _c	σ _{ri}	σ _{fs}
1.00	53.09	79.64	0.698	10.354	2.070
5.13	53.09	79.64	0.783	11.560	2.994
9.25	53.09	79.64	1.077	15.688	20.491

Y	τ _c	A _{sw}
1.00	-0.03	0.00
5.13	-0.03	0.00
9.25	-0.03	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 150.00 cm

Y	A _{ri}	A _{fs}	σ _c	σ _{ri}	σ _{fs}
1.00	53.09	79.64	2.099	29.461	27.222
5.13	53.09	79.64	1.137	16.255	5.984
9.25	53.09	79.64	1.788	24.845	30.597

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Y	τ_c	A_{sw}
1.00	-0.15	0.00
5.13	-0.01	0.00
9.25	0.08	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

10.2 MURO TIPO 1

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gstfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole 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
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO
Verifica

	R1	Coefficienti parziali	
		R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Altezza del paramento	4.60 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.76 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.70 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Muro a mensola in c.a.

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.24 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	40.00 [MPa]
Modulo elastico E	33642.648 [MPa]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{ra}	449.94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.03	-0.30	-84.29
2	20.00	-0.30	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.20	[m]

Falda

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	18.00	19.00	22.50	22.50	0.0150	0.0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5.80	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	3.06	0.00	Fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
 M Momento espresso in [kNm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
 D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Carico)

D	Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=11.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali
Armatura ad aderenza migliorata

Aggressive

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$
E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_t < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.95	--	3.76	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.57	--	3.24	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.29	--	3.42	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.24	--	3.41	--
5	EQU - [1]	--	--	4.77	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.95
7	A1-M1 - [2]	--	2.04	--	3.13	--
8	A1-M1 - [2]	--	2.00	--	3.00	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.76	--	3.26	--
10	A1-M1 - [2]	--	2.28	--	2.92	--
11	EQU - [2]	--	--	3.90	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.79
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.28	--	2.36	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.19	--	2.50	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.83	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.41	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.47
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.46
19	SLEQ - [1]	--	2.57	--	4.38	--
20	SLEF - [1]	--	2.34	--	4.06	--
21	SLER - [1]	--	2.28	--	3.94	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo a_g	3.63 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St^*S) = 13.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.76$

Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g	1.03 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St^*S) = 3.77$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.88$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	171.8748 [kN]
Baricentro del muro	X=0.54 Y=-4.29

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.70	Y = -5.80
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.70	Y = -0.30
Altezza della superficie di spinta	5.50 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	70.1810	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	64.4413	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27.7973	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	29.4712	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.51	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -5.80	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	200.5409	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.47	[m]	Y = -2.39	[m]
Inerzia del muro	23.2312	[kN]		
Inerzia verticale del muro	11.6156	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	27.1058	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	13.5529	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	141.8392	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	437.0544	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	437.0544	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	141.8392	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.33	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Risultante in fondazione	459.4942	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.98	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Momento rispetto al baricentro della fondazione	146.3496	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1033.1317	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.18232	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05398	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 17.45$	$N_q = 8.23$	$N_\gamma = 4.43$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.64$	$i_q = 0.64$	$i_\gamma = 0.04$
Fattori profondità	$d_c = 1.11$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 12.44$	$N'_q = 5.57$	$N'_\gamma = 0.19$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.28
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.36

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	0.0382	0.2508
3	0.46	3.7131	0.1678	0.6400
4	0.69	5.7671	0.4431	1.3396
5	0.92	7.9525	0.9456	2.4047
6	1.15	10.2696	1.7613	3.8382
7	1.38	12.7182	2.9766	5.6401
8	1.61	15.2984	4.6776	7.8103
9	1.84	18.0102	6.9507	10.3489
10	2.07	20.8535	9.8820	13.2558
11	2.30	23.8284	13.5578	16.5311
12	2.53	26.9348	18.0643	20.1747
13	2.76	30.1728	23.4879	24.1867
14	2.99	33.5424	29.9147	28.5671
15	3.22	37.0436	37.4309	33.3158
16	3.45	40.6763	46.1229	38.4329
17	3.68	44.4406	56.0768	43.9184
18	3.91	48.3365	67.3790	49.7722
19	4.14	52.3639	80.1155	55.9943
20	4.37	56.5229	94.3728	62.5848
21	4.60	60.8135	110.2335	69.4876

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.07	0.3712	10.5775
3	0.14	1.4769	20.9850
4	0.21	3.3051	31.2225
5	0.28	5.8441	41.2900
6	0.35	9.0818	51.1875
7	0.42	13.0063	60.9149
8	0.49	17.6059	70.4724
9	0.56	22.8685	79.8599
10	0.63	28.7823	89.0773
11	0.70	35.3354	98.1248

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.22	-1.3831	-12.0591
3	0.45	-5.2725	-22.3773
4	0.67	-11.2782	-30.9547
5	0.90	-19.0102	-37.7911
6	1.12	-28.0786	-42.8868
7	1.34	-38.0935	-46.2415
8	1.57	-48.6648	-47.8554
9	1.79	-59.4027	-47.7284
10	2.02	-69.9172	-45.8605
11	2.24	-79.8182	-42.2518

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{ts}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{ti}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{ts}	A _{ti}	N _u	M _u	CS	VR _d	VR _{cd}	VR _{sd}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	6316.71	-134.68	3527.34	185.08	--	--
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	6029.99	-272.56	1623.96	191.99	--	--
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	5312.74	-408.23	921.22	198.71	--	--
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	4527.82	-538.37	569.36	205.27	--	--
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	3832.73	-657.34	373.21	211.67	--	--
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	3030.51	-709.26	238.28	217.94	--	--
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	2305.20	-704.83	150.68	224.08	--	--
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	1760.41	-679.40	97.75	230.12	--	--
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	1369.25	-648.86	65.66	236.06	--	--
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	1110.46	-631.83	46.60	241.90	--	--
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	930.55	-624.09	34.55	247.66	--	--
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	802.05	-624.35	26.58	253.35	--	--
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	706.08	-629.71	21.05	258.97	--	--
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	631.91	-638.52	17.06	264.52	--	--
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	573.03	-649.76	14.09	270.01	--	--
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	525.25	-662.78	11.82	275.44	--	--
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	485.77	-677.14	10.05	280.82	--	--
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	452.65	-692.54	8.64	286.16	--	--
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	424.50	-708.76	7.51	291.45	--	--
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	400.32	-725.64	6.58	296.70	--	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 13

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	2653.69	395.31	--	--
3	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	666.99	395.31	--	--
4	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	298.04	395.31	--	--
5	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	168.56	395.31	--	--
6	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	108.47	395.31	--	--
7	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	75.74	395.31	--	--
8	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	55.95	395.31	--	--
9	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	43.08	395.31	--	--
10	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	34.22	395.31	--	--
11	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	27.88	395.31	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	712.21	395.31	--	--
3	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	186.83	395.31	--	--
4	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	87.34	395.31	--	--
5	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	51.82	395.31	--	--
6	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	35.08	395.31	--	--
7	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	25.86	395.31	--	--
8	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	20.24	395.31	--	--
9	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	16.58	395.31	--	--
10	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	14.09	395.31	--	--
11	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	12.34	395.31	--	--

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	70.1810	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	64.4413	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27.7973	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	20.5509	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.44	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -5.80	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	200.5409	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.47	[m]	Y = -2.39	[m]
Inerzia del muro	23.2312	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-11.6156	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	27.1058	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-13.5529	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	133.6484	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	383.1843	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	383.1843	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	133.6484	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Risultante in fondazione	405.8227	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	147.4922	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	956.5346	[kN]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.16826	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.03892	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 17.45$	$N_q = 8.23$	$N_\gamma = 4.43$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.62$	$i_q = 0.62$	$i_\gamma = 0.02$
Fattori profondità	$d_c = 1.11$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 12.01$	$N'_q = 5.38$	$N'_\gamma = 0.10$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.19
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.50

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	0.0381	0.2500
3	0.46	3.7131	0.1666	0.6273
4	0.69	5.7671	0.4351	1.2881
5	0.92	7.9525	0.9182	2.2825
6	1.15	10.2696	1.6946	3.6131
7	1.38	12.7182	2.8432	5.2799
8	1.61	15.2984	4.4428	7.2827
9	1.84	18.0102	6.5722	9.6218
10	2.07	20.8535	9.3102	12.2970
11	2.30	23.8284	12.7358	15.3083
12	2.53	26.9348	16.9276	18.6558
13	2.76	30.1728	21.9647	22.3395
14	2.99	33.5424	27.9258	26.3593
15	3.22	37.0436	34.8896	30.7152
16	3.45	40.6763	42.9352	35.4073
17	3.68	44.4406	52.1413	40.4356
18	3.91	48.3365	62.5867	45.8000
19	4.14	52.3639	74.3503	51.5005
20	4.37	56.5229	87.5110	57.5373
21	4.60	60.8135	102.1443	63.8592

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.07	0.3367	9.5925
3	0.14	1.3390	19.0137
4	0.21	2.9947	28.2635
5	0.28	5.2919	37.3420
6	0.35	8.2185	46.2492
7	0.42	11.7627	54.9851
8	0.49	15.9125	63.5496
9	0.56	20.6557	71.9427
10	0.63	25.9804	80.1646
11	0.70	31.8747	88.2151

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.22	-1.7605	-15.4266
3	0.45	-6.7801	-29.0987
4	0.67	-14.6658	-41.0164
5	0.90	-25.0245	-51.1796
6	1.12	-37.4632	-59.5884
7	1.34	-51.5891	-66.2427
8	1.57	-67.0090	-71.1425
9	1.79	-83.3299	-74.2879
10	2.02	-100.1590	-75.6788
11	2.24	-117.1030	-75.3153

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{ts}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{ti}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{ts}	A _{ti}	N _u	M _u	CS	VR _d	VR _{cd}	VR _{sd}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	6317.07	-134.53	3527.54	185.08	--	--
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	6043.92	-271.19	1627.71	191.99	--	--
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	5360.51	-404.46	929.51	198.71	--	--
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	4613.64	-532.71	580.15	205.27	--	--
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	3942.56	-650.58	383.91	211.67	--	--
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	3215.17	-718.76	252.80	217.94	--	--
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	2482.26	-720.87	162.26	224.08	--	--
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	1924.35	-702.22	106.85	230.12	--	--
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	1508.88	-673.65	72.36	236.06	--	--
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	1228.43	-656.57	51.55	241.90	--	--
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	1026.81	-645.31	38.12	247.66	--	--
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	883.55	-643.19	29.28	253.35	--	--
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	776.96	-646.85	23.16	258.97	--	--
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	694.80	-654.40	18.76	264.52	--	--
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	629.70	-664.67	15.48	270.01	--	--
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	576.95	-676.93	12.98	275.44	--	--
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	533.43	-690.69	11.04	280.82	--	--
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	496.94	-705.60	9.49	286.16	--	--
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	465.96	-721.42	8.24	291.45	--	--
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	439.36	-737.97	7.22	296.70	--	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 14

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	2925.31	395.31	--	--
3	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	735.70	395.31	--	--
4	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	328.94	395.31	--	--
5	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	186.15	395.31	--	--
6	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	119.86	395.31	--	--
7	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	83.74	395.31	--	--
8	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	61.91	395.31	--	--
9	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	47.69	395.31	--	--
10	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	37.92	395.31	--	--
11	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	30.90	395.31	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	559.53	395.31	--	--
3	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	145.29	395.31	--	--
4	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	67.17	395.31	--	--
5	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	39.36	395.31	--	--
6	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	26.29	395.31	--	--
7	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	19.09	395.31	--	--
8	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	14.70	395.31	--	--
9	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	11.82	395.31	--	--
10	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	9.83	395.31	--	--
11	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	8.41	395.31	--	--

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	87.9624	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	83.1507	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.6942	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		
Incremento sismico della spinta	22.6338	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -3.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.31	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 2.70	[m]	Y = -5.80	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	200.5409	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.47	[m]	Y = -2.39	[m]
Inerzia del muro	23.2312	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-11.6156	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	27.1058	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-13.5529	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	154.8833	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	383.3248	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	370.7614	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	893.5546	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	383.3248	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	154.8833	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.49	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Risultante in fondazione	413.4328	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.00	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Momento rispetto al baricentro della fondazione	186.1930	[kNm]
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>		
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.41	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 18

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.98 Y[m]= 3.43

Raggio del cerchio R[m]= 9.93

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.11

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 8.23

Larghezza della striscia dx[m]= 0.61

Coefficiente di sicurezza C= 1.46

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	739.57	63.74	663.24	1.39	29.26	0.000	0.000
2	2035.44	56.74	1702.00	1.12	29.26	0.000	0.000
3	3037.78	50.71	2351.22	0.97	29.26	0.000	0.000
4	3853.77	45.40	2743.82	0.87	29.26	0.000	0.000
5	4535.88	40.55	2948.55	0.81	29.26	0.000	0.000
6	5113.39	36.03	3007.50	0.76	29.26	0.000	0.000
7	5604.61	31.76	2949.70	0.72	29.26	0.000	0.000
8	6021.82	27.67	2796.86	0.69	29.26	0.000	0.000
9	6373.68	23.74	2566.18	0.67	29.26	0.000	0.000
10	7102.96	19.93	2420.66	0.65	18.57	0.120	0.000
11	7340.08	16.20	2047.71	0.64	18.33	0.122	0.000
12	7519.28	12.54	1632.89	0.63	18.33	0.122	0.000
13	7780.11	8.94	1208.62	0.62	18.33	0.122	0.000
14	8920.80	5.37	834.42	0.62	18.33	0.122	0.000
15	2924.76	1.82	92.79	0.61	18.33	0.122	0.000
16	2472.05	-1.72	-74.37	0.61	18.33	0.122	0.000
17	2407.48	-5.27	-221.23	0.62	18.33	0.122	0.000
18	2321.81	-8.84	-356.87	0.62	18.33	0.122	0.000
19	2191.74	-12.45	-472.36	0.63	18.33	0.122	0.000
20	2015.67	-16.10	-559.01	0.64	18.33	0.122	0.000
21	1791.26	-19.83	-607.51	0.65	18.33	0.122	0.000
22	1507.03	-23.64	-604.28	0.67	29.19	0.001	0.000
23	1156.82	-27.57	-535.39	0.69	29.26	0.000	0.000
24	741.44	-31.64	-389.00	0.72	29.26	0.000	0.000
25	252.33	-35.91	-148.00	0.76	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 939.1150$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 254.9590$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 403.4239$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.73$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	2.4176	0.0107	0.0382	0.0085	0.2508
3	0.46	3.7131	5.0127	0.0548	0.1678	0.0342	0.6400
4	0.69	5.7671	7.7855	0.1810	0.4431	0.0443	1.3396
5	0.92	7.9525	10.7359	0.4645	0.9456	0.1292	2.4047
6	1.15	10.2696	13.8639	0.9853	1.7613	0.2389	3.8382
7	1.38	12.7182	17.1696	1.8230	2.9766	0.3810	5.6401
8	1.61	15.2984	20.6528	3.0577	4.6776	0.5802	7.8103
9	1.84	18.0102	24.3137	4.7692	6.9507	0.7909	10.3489
10	2.07	20.8535	28.1522	7.0373	9.8820	10.1422	13.2558
11	2.30	23.8284	32.1683	9.9419	13.5578	12.9342	16.5311
12	2.53	26.9348	36.3620	13.5630	18.0643	16.0669	20.1747
13	2.76	30.1728	40.7333	17.9803	23.4879	19.5402	24.1867
14	2.99	33.5424	45.2823	23.2738	29.9147	23.3542	28.5671
15	3.22	37.0436	50.0089	29.5233	37.4309	27.5089	33.3158
16	3.45	40.6763	54.9130	36.8087	46.1229	32.0043	38.4329
17	3.68	44.4406	59.9948	45.2099	56.0768	36.8403	43.9184
18	3.91	48.3365	65.2542	54.8067	67.3790	42.0169	49.7722
19	4.14	52.3639	70.6913	65.6791	80.1155	47.5343	55.9943
20	4.37	56.5229	76.3059	77.9068	94.3728	53.3923	62.5848
21	4.60	60.8135	82.0982	91.5665	110.2335	59.5365	69.4876

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.23	1.7908	1.7908	0.0105	0.0105	0.0063	0.0063
3	0.46	3.7131	3.7131	0.0514	0.0514	0.0094	0.0094
4	0.69	5.7671	5.7671	0.1590	0.1590	0.0432	0.0432
5	0.92	7.9525	7.9525	0.3895	0.3895	0.0952	0.0952
6	1.15	10.2696	10.2696	0.8024	0.8024	0.17636	0.17636
7	1.38	12.7182	12.7182	1.4573	1.4577	0.28224	0.28369
8	1.61	15.2984	15.2984	2.4137	2.4337	0.41335	0.43308
9	1.84	18.0102	18.0102	3.7312	3.8409	0.56970	0.63032
10	2.07	20.8535	20.8535	5.4693	5.7741	0.75128	0.86074
11	2.30	23.8284	23.8284	7.6876	8.3026	0.95809	11.1875
12	2.53	26.9348	26.9348	10.4457	11.4907	1.19014	14.0358
13	2.76	30.1728	30.1728	13.8031	15.4008	14.4742	17.1477
14	2.99	33.5424	33.5424	17.8194	20.0948	17.2994	20.5199
15	3.22	37.0436	37.0436	22.5541	25.6337	20.3770	24.1504
16	3.45	40.6763	40.6763	28.0668	32.0784	23.7069	28.0378
17	3.68	44.4406	44.4406	34.4171	39.4892	27.2891	32.1809
18	3.91	48.3365	48.3365	41.6645	47.9265	31.1237	36.5791
19	4.14	52.3639	52.3639	49.8686	57.4504	35.2106	41.2318
20	4.37	56.5229	56.5229	59.0890	68.1208	39.5499	46.1385
21	4.60	60.8135	60.8135	69.3826	79.9952	44.1011	51.2584

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.2181	0.3712	6.2271	10.5775
3	0.14	0.8713	1.4769	12.4323	20.9850
4	0.21	1.9581	3.3051	18.6154	31.2225
5	0.28	3.4769	5.8441	24.7766	41.2900
6	0.35	5.4263	9.0818	30.9159	51.1875
7	0.42	7.8046	13.0063	37.0331	60.9149
8	0.49	10.6104	17.6059	43.1284	70.4724
9	0.56	13.8421	22.8685	49.2017	79.8599
10	0.63	17.4981	28.7823	55.2530	89.0773
11	0.70	21.5770	35.3354	61.2823	98.1248

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.1868	0.2160	5.3388	6.1695
3	0.14	0.7475	0.8635	10.6827	12.3285
4	0.21	1.6825	1.9417	16.0319	18.4769
5	0.28	2.9921	3.4500	21.3862	24.6147
6	0.35	4.6767	5.3876	26.7458	30.7420
7	0.42	6.7367	7.7536	32.1105	36.8587
8	0.49	9.1723	10.5475	37.4804	42.9648
9	0.56	11.9840	13.7685	42.8555	49.0604
10	0.63	15.1722	17.4157	48.2358	55.1454
11	0.70	18.7372	21.4886	53.6213	61.2198

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.22	-1.7605	-0.0044	-15.4266	-0.0876
3	0.45	-6.7801	-0.0610	-29.0987	-0.4671
4	0.67	-14.6658	-0.2354	-41.0164	-1.1385
5	0.90	-25.0245	-0.5929	-51.1796	-2.1019
6	1.12	-37.4632	-1.1989	-59.5884	-3.2399
7	1.34	-51.5891	-2.1187	-66.2427	-4.1032
8	1.57	-67.0090	-3.4177	-71.1425	-5.0383
9	1.79	-83.3299	-4.7305	-76.2450	-6.0452
10	2.02	-100.1590	-6.2041	-80.9154	-7.1238
11	2.24	-117.1030	-7.9273	-85.1429	-8.2742

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.22	-0.2836	-0.0409	-2.5141	-0.3737
3	0.45	-1.1182	-0.1714	-4.9200	-0.8005
4	0.67	-2.4797	-0.4034	-7.2178	-1.2805
5	0.90	-4.3437	-0.7490	-9.4073	-1.8136
6	1.12	-6.6861	-1.2199	-11.4886	-2.3999
7	1.34	-9.4825	-1.8281	-13.4617	-3.0394
8	1.57	-12.7088	-2.5856	-15.3266	-3.7321
9	1.79	-16.2977	-3.5041	-16.1547	-4.4779
10	2.02	-19.8521	-4.5956	-15.5633	-5.2769
11	2.24	-23.2619	-5.8721	-14.8636	-6.1290

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rcd}	V _{Rsd}	VRd
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	6316.71	-38.53	2705.57	185.08	--	--
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	6029.99	-93.78	1351.91	191.99	--	--
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	5312.74	-191.53	892.33	198.71	--	--
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	4527.82	-331.62	569.36	205.27	--	--
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	3832.73	-479.54	373.21	211.67	--	--
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	3030.51	-623.10	238.28	217.94	--	--
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	2305.20	-704.83	150.68	224.08	--	--
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	1760.41	-679.40	97.75	230.12	--	--
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	1369.25	-648.86	65.66	236.06	--	--
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	1110.46	-631.83	46.60	241.90	--	--
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	930.55	-624.09	34.55	247.66	--	--
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	802.05	-624.35	26.58	253.35	--	--
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	706.08	-629.71	21.05	258.97	--	--
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	631.91	-638.52	17.06	264.52	--	--
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	573.03	-649.76	14.09	270.01	--	--
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	525.25	-662.78	11.82	275.44	--	--
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	485.77	-677.14	10.05	280.82	--	--
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	452.65	-692.54	8.64	286.16	--	--
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	424.50	-708.76	7.51	291.45	--	--
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	400.32	-725.64	6.58	296.70	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.23	100, 32	22.62	22.62	0.005	0.000	-0.064	-0.074
3	0.46	100, 35	22.62	22.62	0.011	0.000	-0.113	-0.156
4	0.69	100, 37	22.62	22.62	0.019	0.001	-0.139	-0.257
5	0.92	100, 39	22.62	22.62	0.029	0.003	-0.127	-0.392
6	1.15	100, 41	22.62	22.62	0.043	0.006	-0.071	-0.568
7	1.38	100, 44	22.62	22.62	0.063	0.009	0.087	-0.806
8	1.61	100, 46	22.62	22.62	0.091	0.012	0.473	-1.136
9	1.84	100, 48	22.62	22.62	0.129	0.017	1.214	-1.573
10	2.07	100, 51	22.62	22.62	0.178	0.022	2.378	-2.114
11	2.30	100, 53	22.62	22.62	0.235	0.027	3.969	-2.750
12	2.53	100, 55	22.62	22.62	0.301	0.033	5.976	-3.475
13	2.76	100, 58	22.62	22.62	0.375	0.038	8.392	-4.285
14	2.99	100, 60	22.62	22.62	0.455	0.044	11.211	-5.178
15	3.22	100, 62	22.62	22.62	0.542	0.050	14.427	-6.152
16	3.45	100, 64	22.62	22.62	0.635	0.055	18.038	-7.204
17	3.68	100, 67	22.62	22.62	0.734	0.061	22.040	-8.331
18	3.91	100, 69	22.62	22.62	0.839	0.067	26.431	-9.532
19	4.14	100, 71	22.62	22.62	0.949	0.073	31.209	-10.804
20	4.37	100, 74	22.62	22.62	1.064	0.079	36.372	-12.146
21	4.60	100, 76	22.62	22.62	1.184	0.085	41.917	-13.555

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	2653.69	395.31	--	--
3	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	666.99	395.31	--	--
4	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	298.04	395.31	--	--
5	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	168.56	395.31	--	--
6	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	108.47	395.31	--	--
7	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	75.74	395.31	--	--
8	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	55.95	395.31	--	--
9	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	43.08	395.31	--	--
10	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	34.22	395.31	--	--
11	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.00	985.06	27.88	395.31	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.07	100, 120	22.62	22.62	0.001	0.006	0.088	-0.017
14	0.14	100, 120	22.62	22.62	0.006	0.013	0.354	-0.067
15	0.21	100, 120	22.62	22.62	0.013	0.019	0.795	-0.151
16	0.28	100, 120	22.62	22.62	0.023	0.025	1.413	-0.268
17	0.35	100, 120	22.62	22.62	0.036	0.031	2.206	-0.419
18	0.42	100, 120	22.62	22.62	0.052	0.038	3.175	-0.603
19	0.49	100, 120	22.62	22.62	0.070	0.044	4.319	-0.820
20	0.56	100, 120	22.62	22.62	0.092	0.050	5.638	-1.070
21	0.63	100, 120	22.62	22.62	0.116	0.056	7.132	-1.353
22	0.70	100, 120	22.62	22.62	0.143	0.063	8.799	-1.670

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	395.31	--	--
2	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	559.53	395.31	--	--
3	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	145.29	395.31	--	--
4	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	67.17	395.31	--	--
5	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	39.36	395.31	--	--
6	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	26.29	395.31	--	--
7	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	19.09	395.31	--	--
8	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	14.70	395.31	--	--
9	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	11.82	395.31	--	--
10	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	9.83	395.31	--	--
11	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.00	-985.06	8.41	395.31	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 120	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.22	100, 120	22.62	22.62	0.002	-0.003	-0.022	0.116
14	0.45	100, 120	22.62	22.62	0.007	-0.005	-0.087	0.458
15	0.67	100, 120	22.62	22.62	0.017	-0.007	-0.193	1.015
16	0.90	100, 120	22.62	22.62	0.029	-0.010	-0.338	1.779
17	1.12	100, 120	22.62	22.62	0.045	-0.012	-0.520	2.738
18	1.34	100, 120	22.62	22.62	0.063	-0.014	-0.737	3.883
19	1.57	100, 120	22.62	22.62	0.085	-0.016	-0.988	5.204
20	1.79	100, 120	22.62	22.62	0.108	-0.017	-1.267	6.674
21	2.02	100, 120	22.62	22.62	0.132	-0.016	-1.543	8.129
22	2.24	100, 120	22.62	22.62	0.155	-0.015	-1.808	9.526

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

10.3 MURO TIPO 2 E 3

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole 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
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0.00	0.00	0.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO
Verifica

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Altezza del paramento	7.10 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.01 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.70 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Muro a mensola in c.a.

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.29 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	40.00 [MPa]
Modulo elastico E	33642.648 [MPa]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{ra}	449.94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.03	-0.30	-84.29
2	20.00	-0.30	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.50	[m]

Falda

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Fondazione	18.00	19.00	22.50	22.50	0.0150	0.0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	8.60	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	3.83	0.00	Fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Carico)

D	Profilo	$X_i=3.00$	$X_f=13.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.35	1.00	1.35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.15	1.00	1.15

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali
Armatura ad aderenza migliorata

Aggressive

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$
E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_t < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.79	--	2.64	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.36	--	2.36	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.14	--	2.55	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.02	--	2.44	--
5	EQU - [1]	--	--	3.87	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.76
7	A1-M1 - [2]	--	1.79	--	2.13	--
8	A1-M1 - [2]	--	1.69	--	2.01	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.51	--	2.14	--
10	A1-M1 - [2]	--	1.96	--	2.00	--
11	EQU - [2]	--	--	2.87	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.60
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.21	--	1.60	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.13	--	1.67	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.36	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.07	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.35
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.33
19	SLEQ - [1]	--	2.36	--	3.19	--
20	SLEF - [1]	--	2.05	--	2.81	--
21	SLER - [1]	--	1.96	--	2.69	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo a_g	3.63 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.76$

Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g	1.03 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.77$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.88$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	303.5951 [kN]
Baricentro del muro	X=0.95 Y=-6.45

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 4.00	Y = -8.60
Punto superiore superficie di spinta	X = 4.00	Y = -0.30
Altezza della superficie di spinta	8.30	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	159.8270	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	146.7558	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	63.3043	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	67.1164	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.51	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.00	[m]	Y = -8.60	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	468.9141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.18	[m]	Y = -3.59	[m]
Inerzia del muro	41.0349	[kN]		
Inerzia verticale del muro	20.5175	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	63.3800	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	31.6900	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	312.7980	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	914.6044	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	914.6044	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	312.7980	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.65	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]
Risultante in fondazione	966.6146	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.88	[°]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Momento rispetto al baricentro della fondazione	596.2907	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1461.1798	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.32616	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.03978	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 17.45$	$N_q = 8.23$	$N_\gamma = 4.43$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.62$	$i_q = 0.62$	$i_\gamma = 0.03$
Fattori profondità	$d_c = 1.12$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 12.20$	$N'_q = 5.45$	$N'_\gamma = 0.12$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.21
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.60

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	0.1022	0.4824
3	0.71	5.9519	0.5092	1.4951
4	1.06	9.3980	1.4780	3.3431
5	1.42	13.1575	3.3227	6.0686
6	1.77	17.2305	6.3605	9.6716
7	2.13	21.6168	10.9083	14.1522
8	2.48	26.3167	17.2834	19.5104
9	2.84	31.3300	25.8029	25.7461
10	3.19	36.6567	36.7838	32.8594
11	3.55	42.2968	50.5434	40.8502
12	3.90	48.2504	67.3987	49.7185
13	4.26	54.5174	87.6668	59.4644
14	4.62	61.0978	111.6649	70.0879
15	4.97	67.9917	139.7101	81.5889
16	5.32	75.1991	172.1194	93.9674
17	5.68	82.7198	209.2101	107.2235
18	6.04	90.5540	251.2993	121.3572
19	6.39	98.7016	298.7040	136.3684
20	6.74	107.1627	351.7414	152.2571
21	7.10	115.9372	410.7160	168.8898

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.07	0.7039	20.0655
3	0.14	2.8026	39.8503
4	0.21	6.2764	59.3543
5	0.28	11.1057	78.5777
6	0.35	17.2707	97.5203
7	0.42	24.7520	116.1822
8	0.49	33.5297	134.5634
9	0.56	43.5843	152.6639
10	0.63	54.8961	170.4836
11	0.70	67.4455	188.0226

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.33	-6.5287	-38.6549
3	0.66	-24.7549	-71.1088
4	0.99	-52.6383	-97.3616
5	1.32	-88.1388	-117.4133
6	1.65	-129.2162	-131.2639
7	1.97	-173.8304	-138.9135
8	2.30	-219.9412	-140.3620
9	2.63	-265.5086	-135.6095
10	2.96	-308.4922	-124.6559
11	3.29	-346.8521	-107.5012

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{ts} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{ti} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{ts}	A _{ti}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	6188.51	-224.29	2195.12	188.86	--	--
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	5068.68	-433.62	851.61	199.29	--	--
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	3953.27	-621.73	420.65	209.32	--	--
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	2797.26	-706.41	212.60	219.01	--	--
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	1841.44	-679.75	106.87	228.42	--	--
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	1268.17	-639.95	58.67	237.59	--	--
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	946.72	-621.76	35.97	246.54	--	--
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	757.43	-623.81	24.18	255.31	--	--
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	633.91	-636.11	17.29	263.92	--	--
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	547.52	-654.27	12.94	272.38	--	--
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	484.01	-676.10	10.03	280.71	--	--
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	435.53	-700.35	7.99	288.93	--	--
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	397.39	-726.29	6.50	297.04	--	--
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	366.69	-753.47	5.39	305.07	--	--
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	341.46	-781.56	4.54	313.01	--	--
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	320.41	-810.36	3.87	320.88	--	--
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	302.58	-839.71	3.34	328.68	--	--
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	287.31	-869.50	2.91	338.00	--	--
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	274.09	-899.65	2.56	349.01	--	--
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	262.55	-930.10	2.26	360.03	--	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 13

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	1772.97	474.55	--	--
3	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	445.31	474.55	--	--
4	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	198.85	474.55	--	--
5	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	112.38	474.55	--	--
6	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	72.26	474.55	--	--
7	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	50.42	474.55	--	--
8	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	37.22	474.55	--	--
9	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	28.64	474.55	--	--
10	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	22.73	474.55	--	--
11	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	18.50	474.55	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	191.16	474.55	--	--
3	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	50.42	474.55	--	--
4	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	23.71	474.55	--	--
5	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	14.16	474.55	--	--
6	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	9.66	474.55	--	--
7	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	7.18	474.55	--	--
8	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	5.67	474.55	--	--
9	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	4.70	474.55	--	--
10	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	4.05	474.55	--	--
11	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.60	474.55	--	--

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	159.8270	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	146.7558	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	63.3043	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	46.8017	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.44	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.00	[m]	Y = -8.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	468.9141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.18	[m]	Y = -3.59	[m]
Inerzia del muro	41.0349	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-20.5175	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	63.3800	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-31.6900	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	294.1447	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	802.1433	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	802.1433	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	294.1447	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]
Risultante in fondazione	854.3740	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.14	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	585.2032	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1340.3422	[kN]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.30099	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.01995	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 17.45$	$N_q = 8.23$	$N_\gamma = 4.43$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.60$	$i_q = 0.60$	$i_\gamma = 0.01$
Fattori profondità	$d_c = 1.12$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 11.78$	$N'_q = 5.26$	$N'_\gamma = 0.05$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.13
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.67

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	0.1011	0.4731
3	0.71	5.9519	0.4971	1.4316
4	1.06	9.3980	1.4231	3.1527
5	1.42	13.1575	3.1664	5.6745
6	1.77	17.2305	6.0167	8.9971
7	2.13	21.6168	10.2639	13.1205
8	2.48	26.3167	16.1981	18.0448
9	2.84	31.3300	24.1089	23.7699
10	3.19	36.6567	34.2863	30.2959
11	3.55	42.2968	47.0202	37.6226
12	3.90	48.2504	62.6005	45.7502
13	4.26	54.5174	81.3170	54.6786
14	4.62	61.0978	103.4597	64.4078
15	4.97	67.9917	129.3184	74.9379
16	5.32	75.1991	159.1830	86.2688
17	5.68	82.7198	193.3433	98.4005
18	6.04	90.5540	232.0894	111.3330
19	6.39	98.7016	275.7110	125.0663
20	6.74	107.1627	324.4980	139.6005
21	7.10	115.9372	378.7288	154.8142

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.07	0.6423	18.3069
3	0.14	2.5565	36.3382
4	0.21	5.7233	54.0941
5	0.28	10.1233	71.5745
6	0.35	15.7373	88.7793
7	0.42	22.5460	105.7087
8	0.49	30.5301	122.3626
9	0.56	39.6703	138.7409
10	0.63	49.9474	154.8438
11	0.70	61.3420	170.6712

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 14

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.33	-7.6086	-45.2385
3	0.66	-29.0996	-84.3913
4	0.99	-62.4707	-117.4583
5	1.32	-105.7197	-144.4396
6	1.65	-156.8445	-165.3351
7	1.97	-213.8428	-180.1448
8	2.30	-274.7124	-188.8688
9	2.63	-337.4511	-191.5070
10	2.96	-400.0566	-188.0594
11	3.29	-460.5267	-178.5260

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	6204.10	-222.59	2200.65	188.86	--	--
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	5131.83	-428.61	862.22	199.29	--	--
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	4062.12	-615.13	432.23	209.32	--	--
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	2975.15	-715.98	226.12	219.01	--	--
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	2004.95	-700.11	116.36	228.42	--	--
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	1396.35	-663.00	64.60	237.59	--	--
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	1045.04	-643.23	39.71	246.54	--	--
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	834.04	-641.81	26.62	255.31	--	--
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	697.06	-651.99	19.02	263.92	--	--
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	601.56	-668.74	14.22	272.38	--	--
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	531.51	-689.59	11.02	280.71	--	--
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	478.11	-713.14	8.77	288.93	--	--
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	436.16	-738.56	7.14	297.04	--	--
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	402.40	-765.35	5.92	305.07	--	--
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	374.69	-793.15	4.98	313.01	--	--
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	351.57	-821.73	4.25	320.88	--	--
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	332.00	-850.92	3.67	328.68	--	--
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	315.24	-880.59	3.19	338.00	--	--
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	300.74	-910.66	2.81	349.01	--	--
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	288.08	-941.05	2.48	360.03	--	--

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 14

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	1942.94	474.55	--	--
3	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	488.18	474.55	--	--
4	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	218.06	474.55	--	--
5	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	123.28	474.55	--	--
6	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	79.30	474.55	--	--
7	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	55.36	474.55	--	--
8	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	40.88	474.55	--	--
9	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	31.46	474.55	--	--
10	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	24.99	474.55	--	--
11	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	20.35	474.55	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	164.03	474.55	--	--
3	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	42.89	474.55	--	--
4	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	19.98	474.55	--	--
5	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	11.81	474.55	--	--
6	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	7.96	474.55	--	--
7	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	5.84	474.55	--	--
8	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	4.54	474.55	--	--
9	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.70	474.55	--	--
10	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.12	474.55	--	--
11	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	2.71	474.55	--	--

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	200.3217	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	189.3636	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	65.3468	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Incremento sismico della spinta	51.5453	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.31	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.00	[m]	Y = -8.60	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	468.9141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.18	[m]	Y = -3.59	[m]
Inerzia del muro	41.0349	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-20.5175	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	63.3800	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-31.6900	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	342.5041	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	802.4631	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1205.4271	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2492.7522	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	802.4631	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	342.5041	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.90	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4.81	[m]		
Risultante in fondazione	872.4999	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23.11	[°]		

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Momento rispetto al baricentro della fondazione	718.3008	[kNm]
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u> Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.07	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 18

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.44 Y[m]= 4.33

Raggio del cerchio R[m]= 14.02

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.25

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 11.81

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 1.33

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	1698.01	66.06	1551.91	2.17	29.26	0.000	0.000
2	4622.53	58.42	3938.05	1.68	29.26	0.000	0.000
3	6815.66	52.05	5374.27	1.43	29.26	0.000	0.000
4	8576.65	46.50	6221.01	1.28	29.26	0.000	0.000
5	10037.41	41.47	6647.44	1.18	29.26	0.000	0.000
6	11268.11	36.82	6752.34	1.10	29.26	0.000	0.000
7	12311.41	32.43	6602.02	1.05	29.26	0.000	0.000
8	13195.44	28.25	6245.13	1.00	29.26	0.000	0.000
9	14059.31	24.22	5768.81	0.97	27.76	0.017	0.000
10	15351.69	20.33	5332.70	0.94	18.33	0.122	0.000
11	15832.56	16.52	4503.17	0.92	18.33	0.122	0.000
12	16209.92	12.80	3590.26	0.90	18.33	0.122	0.000
13	16914.37	9.12	2681.75	0.89	18.33	0.122	0.000
14	16461.93	5.49	1573.99	0.89	18.33	0.122	0.000
15	5617.53	1.87	183.58	0.88	18.33	0.122	0.000
16	5175.26	-1.73	-156.56	0.88	18.33	0.122	0.000
17	5086.80	-5.35	-474.02	0.89	18.33	0.122	0.000
18	4907.06	-8.98	-766.09	0.89	18.33	0.122	0.000
19	4633.81	-12.65	-1015.07	0.90	18.33	0.122	0.000
20	4263.53	-16.38	-1202.30	0.92	18.33	0.122	0.000
21	3791.12	-20.18	-1307.71	0.94	18.33	0.122	0.000
22	3197.43	-24.07	-1304.20	0.97	27.37	0.021	0.000
23	2458.78	-28.09	-1157.72	1.00	29.26	0.000	0.000
24	1580.46	-32.26	-843.68	1.04	29.26	0.000	0.000
25	543.76	-36.64	-324.52	1.10	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2006.5759$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 572.8603$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 861.6935$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.99$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	3.8059	0.0355	0.1022	0.0984	0.4824
3	0.71	5.9519	8.0350	0.2299	0.5092	0.6711	1.4951
4	1.06	9.3980	12.6872	0.8186	1.4780	2.0142	3.3431
5	1.42	13.1575	17.7626	2.0922	3.3227	4.1689	6.0686
6	1.77	17.2305	23.2611	4.3445	6.3605	7.1352	9.6716
7	2.13	21.6168	29.1827	7.8691	10.9083	10.9131	14.1522
8	2.48	26.3167	35.5275	12.9598	17.2834	15.5025	19.5104
9	2.84	31.3300	42.2954	19.9103	25.8029	20.9036	25.7461
10	3.19	36.6567	49.4865	29.0142	36.7838	27.1162	32.8594
11	3.55	42.2968	57.1007	40.5653	50.5434	34.1404	40.8502
12	3.90	48.2504	65.1380	54.8573	67.3987	41.9761	49.7185
13	4.26	54.5174	73.5985	72.1838	87.6668	50.6235	59.4644
14	4.62	61.0978	82.4821	92.8386	111.6649	60.0824	70.0879
15	4.97	67.9917	91.7888	117.1154	139.7101	70.3530	81.5889
16	5.32	75.1991	101.5187	145.3079	172.1194	81.4351	93.9674
17	5.68	82.7198	111.6717	177.7097	209.2101	93.3288	107.2235
18	6.04	90.5540	122.2479	214.6146	251.2993	106.0341	121.3572
19	6.39	98.7016	133.2472	256.3164	298.7040	119.5509	136.3684
20	6.74	107.1627	144.6697	303.1086	351.7414	133.8794	152.2571
21	7.10	115.9372	156.5152	355.2726	410.7160	148.8895	168.8898

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	2.8192	2.8192	0.0327	0.0327	0.0729	0.0729
3	0.71	5.9519	5.9519	0.1968	0.1968	0.4971	0.4971
4	1.06	9.3980	9.3980	0.6681	0.6681	1.4920	1.4920
5	1.42	13.1575	13.1575	1.6634	1.6634	3.0881	3.0881
6	1.77	17.2305	17.2305	3.4017	3.4017	5.2853	5.2853
7	2.13	21.6168	21.6168	6.1020	6.1020	8.0838	8.0838
8	2.48	26.3167	26.3167	9.9833	9.9833	11.4833	11.4833
9	2.84	31.3300	31.3300	15.2646	15.2646	15.4841	15.4841
10	3.19	36.6567	36.6567	22.1650	22.1650	20.0860	20.0860
11	3.55	42.2968	42.2968	30.9034	30.9034	25.2892	25.2892
12	3.90	48.2504	48.2504	41.6988	41.6988	31.0934	31.0934
13	4.26	54.5174	54.5174	54.7703	54.7956	37.4989	37.7659
14	4.62	61.0978	61.0978	70.3368	70.6294	44.5055	45.8836
15	4.97	67.9917	67.9917	88.6174	89.6586	52.1133	54.9680
16	5.32	75.1991	75.1991	109.8310	112.1569	60.3223	64.7127
17	5.68	82.7198	82.7198	134.1967	138.3598	69.1324	75.0981
18	6.04	90.5540	90.5540	161.9335	168.4987	78.5437	86.1159
19	6.39	98.7016	98.7016	193.2603	202.8026	88.5562	97.7602
20	6.74	107.1627	107.1627	228.3962	241.4988	99.1699	110.0265
21	7.10	115.9372	115.9372	267.5512	284.8035	110.2886	122.8126

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.4357	0.7039	12.4337	20.0655
3	0.14	1.7387	2.8026	24.7810	39.8503
4	0.21	3.9030	6.2764	37.0419	59.3543
5	0.28	6.9225	11.1057	49.2162	78.5777
6	0.35	10.7913	17.2707	61.3041	97.5203
7	0.42	15.5031	24.7520	73.3055	116.1822
8	0.49	21.0520	33.5297	85.2205	134.5634
9	0.56	27.4320	43.5843	97.0490	152.6639
10	0.63	34.6369	54.8961	108.7910	170.4836
11	0.70	42.6607	67.4455	120.4466	188.0226

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.07	0.3742	0.4506	10.6842	12.8602
3	0.14	1.4947	1.7983	21.3228	25.6273
4	0.21	3.3583	4.0363	31.9159	38.3014
5	0.28	5.9619	7.1583	42.4634	50.8824
6	0.35	9.3022	11.1577	52.9652	63.3704
7	0.42	13.3760	16.0280	63.4215	75.7653
8	0.49	18.1801	21.7626	73.8323	88.0671
9	0.56	23.7114	28.3552	84.1974	100.2759
10	0.63	29.9667	35.7991	94.5169	112.3917
11	0.70	36.9427	44.0878	104.7909	124.4144

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.33	-7.6086	-1.2998	-45.2385	-7.7765
3	0.66	-29.0996	-5.0346	-84.4252	-14.8025
4	0.99	-62.4958	-10.9575	-120.7360	-21.0779
5	1.32	-106.2923	-18.8216	-144.5445	-26.6029
6	1.65	-157.1727	-28.3799	-165.3351	-31.3774
7	1.97	-213.8428	-39.3856	-180.1448	-35.4013
8	2.30	-275.0019	-51.5917	-192.6861	-37.4058
9	2.63	-339.3617	-64.7513	-203.0578	-37.3121
10	2.96	-405.6257	-78.6175	-210.1038	-35.8591
11	3.29	-473.8124	-91.6304	-213.8241	-33.0468

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.33	-3.1208	-1.1757	-18.6290	-6.9790
3	0.66	-12.0325	-4.4818	-35.2025	-12.9511
4	0.99	-26.0586	-9.5871	-49.7203	-17.9163
5	1.32	-43.5161	-16.1603	-55.8361	-21.8746
6	1.65	-62.5720	-23.8701	-59.6628	-24.8260
7	1.97	-82.5487	-32.3854	-61.4339	-26.7704
8	2.30	-102.7700	-41.3747	-61.1494	-27.7080
9	2.63	-122.5596	-50.5068	-58.8094	-27.6386
10	2.96	-141.2412	-59.4504	-54.4138	-26.5623
11	3.29	-158.1385	-67.8744	-47.9626	-24.4791

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	177.94	--	--
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	6188.51	-77.00	1746.71	188.86	--	--
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	5068.68	-228.39	851.61	199.29	--	--
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	3953.27	-442.43	420.65	209.32	--	--
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	2797.26	-656.67	212.60	219.01	--	--
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	1841.44	-679.75	106.87	228.42	--	--
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	1268.17	-639.95	58.67	237.59	--	--
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	946.72	-621.76	35.97	246.54	--	--
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	757.43	-623.81	24.18	255.31	--	--
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	633.91	-636.11	17.29	263.92	--	--
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	547.52	-654.27	12.94	272.38	--	--
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	484.01	-676.10	10.03	280.71	--	--
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	435.53	-700.35	7.99	288.93	--	--
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	397.39	-726.29	6.50	297.04	--	--
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	366.69	-753.47	5.39	305.07	--	--
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	341.46	-781.56	4.54	313.01	--	--
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	320.41	-810.36	3.87	320.88	--	--
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	302.58	-839.71	3.34	328.68	--	--
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	287.31	-869.50	2.91	338.00	--	--
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	274.09	-899.65	2.56	349.01	--	--
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	262.55	-930.10	2.26	360.03	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 30	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.35	100, 34	22.62	22.62	0.008	0.000	-0.091	-0.119
3	0.71	100, 37	22.62	22.62	0.020	0.002	-0.131	-0.276
4	1.06	100, 41	22.62	22.62	0.039	0.005	-0.084	-0.511
5	1.42	100, 44	22.62	22.62	0.069	0.009	0.171	-0.878
6	1.77	100, 48	22.62	22.62	0.117	0.015	0.971	-1.441
7	2.13	100, 51	22.62	22.62	0.184	0.021	2.499	-2.190
8	2.48	100, 55	22.62	22.62	0.266	0.027	4.790	-3.110
9	2.84	100, 58	22.62	22.62	0.363	0.034	7.858	-4.197
10	3.19	100, 62	22.62	22.62	0.473	0.042	11.716	-5.448
11	3.55	100, 65	22.62	22.62	0.597	0.049	16.377	-6.863
12	3.90	100, 69	22.62	22.62	0.734	0.057	21.854	-8.437
13	4.26	100, 73	22.62	22.62	0.883	0.066	28.174	-10.171
14	4.62	100, 76	22.62	22.62	1.046	0.076	35.487	-12.094
15	4.97	100, 80	22.62	22.62	1.227	0.087	43.927	-14.229
16	5.32	100, 83	22.62	22.62	1.424	0.097	53.495	-16.567
17	5.68	100, 87	22.62	22.62	1.635	0.108	64.165	-19.096
18	6.04	100, 90	22.62	22.62	1.860	0.119	75.915	-21.804
19	6.39	100, 94	22.62	22.62	2.097	0.130	88.725	-24.682
20	6.74	100, 97	22.62	22.62	2.345	0.140	102.578	-27.720
21	7.10	100, 101	22.62	22.62	2.605	0.151	117.452	-30.910

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA SCATOLARE CV06

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	1772.97	474.55	--	--
3	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	445.31	474.55	--	--
4	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	198.85	474.55	--	--
5	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	112.38	474.55	--	--
6	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	72.26	474.55	--	--
7	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	50.42	474.55	--	--
8	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	37.22	474.55	--	--
9	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	28.64	474.55	--	--
10	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	22.73	474.55	--	--
11	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.00	1248.04	18.50	474.55	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.07	100, 150	22.62	22.62	0.002	0.010	0.145	-0.025
14	0.14	100, 150	22.62	22.62	0.008	0.021	0.580	-0.101
15	0.21	100, 150	22.62	22.62	0.019	0.031	1.302	-0.228
16	0.28	100, 150	22.62	22.62	0.033	0.041	2.310	-0.404
17	0.35	100, 150	22.62	22.62	0.052	0.051	3.600	-0.629
18	0.42	100, 150	22.62	22.62	0.075	0.061	5.171	-0.904
19	0.49	100, 150	22.62	22.62	0.101	0.071	7.022	-1.227
20	0.56	100, 150	22.62	22.62	0.132	0.081	9.149	-1.599
21	0.63	100, 150	22.62	22.62	0.167	0.091	11.551	-2.019
22	0.70	100, 150	22.62	22.62	0.206	0.101	14.225	-2.487

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.00	0.00	1000.00	474.55	--	--
2	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	164.03	474.55	--	--
3	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	42.89	474.55	--	--
4	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	19.97	474.55	--	--
5	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	11.74	474.55	--	--
6	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	7.94	474.55	--	--
7	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	5.84	474.55	--	--
8	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	4.54	474.55	--	--
9	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.68	474.55	--	--
10	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	3.08	474.55	--	--
11	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.00	-1248.04	2.63	474.55	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100, 150	22.62	22.62	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.33	100, 150	22.62	22.62	0.015	-0.015	-0.176	1.007
14	0.66	100, 150	22.62	22.62	0.056	-0.029	-0.679	3.882
15	0.99	100, 150	22.62	22.62	0.122	-0.040	-1.470	8.408
16	1.32	100, 150	22.62	22.62	0.203	-0.045	-2.454	14.040
17	1.65	100, 150	22.62	22.62	0.292	-0.048	-3.529	20.189
18	1.97	100, 150	22.62	22.62	0.385	-0.050	-4.656	26.634
19	2.30	100, 150	22.62	22.62	0.479	-0.050	-5.797	33.159
20	2.63	100, 150	22.62	22.62	0.571	-0.048	-6.913	39.544
21	2.96	100, 150	22.62	22.62	0.659	-0.044	-7.966	45.572
22	3.29	100, 150	22.62	22.62	0.737	-0.039	-8.920	51.023