



Anas S.p.A. – Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
 Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e
 coordinamento di Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A. e
 concessionaria ai sensi del D.L. 138/2002 (convertito con
 L. 178/2002)

Struttura Territoriale Emilia Romagna
 Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970
 Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI: FRANCHETTI S.P.A. Direttore Tecnico: Ing. Paolo Franchetti		GRUPPO DI PROGETTAZIONE  BRIDGE DIAGNOSTICS AND PREDICTIVE MAINTENANCE Ing. Michele Frizzarin Ing. Francesco Zaccaro Ing. Matteo Nicolodi Ing. Antonio Sbordonì	
IL GEOLOGO Geol. Matteo Scalzotto			
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Paolo Franchetti			
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO Ing. Francesco Pisani			
PROTOCOLLO	DATA		

SOTTOVIA VIA QUARONI PK 151+900
 RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO DEL	N. PROG.	P00-VI03-STR-RE01			
240117	8813	CODICE ELAB. P00VI03STRRE01		A	-
A	EMISSIONE	Gennaio 2021	Ing. Nicolodi	Ing. Frizzarin	Ing. Franchetti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di RAVENNA (RA)

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16
"Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea".

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA VIA QUARONI

PK 151+900

INDICE	
PARTE 1	6
PREMESSA	6
PARTE 2	7
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
PARTE 3	8
MATERIALI	8
CALCESTRUZZO PALI: C25/30	8
CALCESTRUZZO ELEVAZIONE: C32/40	8
ACCIAIO DA C.A.: B450C	9
PARTE 4	10
INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
PARTE 5	11
MODELLO DI CALCOLO	11
PARTE 6	12
ANALISI DEI CARICHI	12
1 PESO PROPRIO (CONDIZIONE PP)	12
2 CARICHI PERMANENTI (CONDIZIONE PERM)	12
3 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SP-T-SX E SP-T-DX)	12
4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	12
5 URTO DI VEICOLO IN SVIO (CONDIZIONE AD)	14
6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONI TERM-UNIF E TERM-VAR)	15
7 RITIRO (CONDIZIONE RITIRO)	15
8 AZIONE SISMICA	15
8.1 FORZE D'INERZIA	15
8.2 SPINTA SISMICA TERRENO (CONDIZIONE EX-T-SX)	16
PARTE 7	17
COMBINAZIONI DI CARICO	17
PARTE 7	25
CRITERI DI VERIFICA	25
9 VERIFICHE GEOTECNICHE	25
9.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI	25
9.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	26
10 VERIFICHE STRUTTURALI	29
10.1 VERIFICHE SLU	29
10.2 VERIFICHE SLE	31

PARTE 8	33
VERIFICHE	33
1 PALI DI FONDAZIONE	33
1.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE	33
1.2 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE	35
1.3 VERIFICHE STRUTTURALI	37
2 PIEDRITTI E SOLETTA	40
2.1 VERIFICHE SLU	40
2.2 VERIFICHE SLE	43
3 CORDOLO	47

PARTE 1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16 "Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea", i quali hanno lo scopo di migliorare il livello di servizio dell'infrastruttura esistente, le condizioni di sicurezza e il *comfort* degli utenti. La presente relazione riguarda la progettazione strutturale del sottovia di Via Quaroni al km 151+900.

L'opera in esame è costituita da un portale gettato in opera di larghezza e altezza interne pari rispettivamente a 14.0 m e 6.3 m. Lo spessore dei piedritti e della soletta è pari a 150 cm. L'opera è fondata su pali $\phi 1000/120$ di lunghezza pari a 18 m.

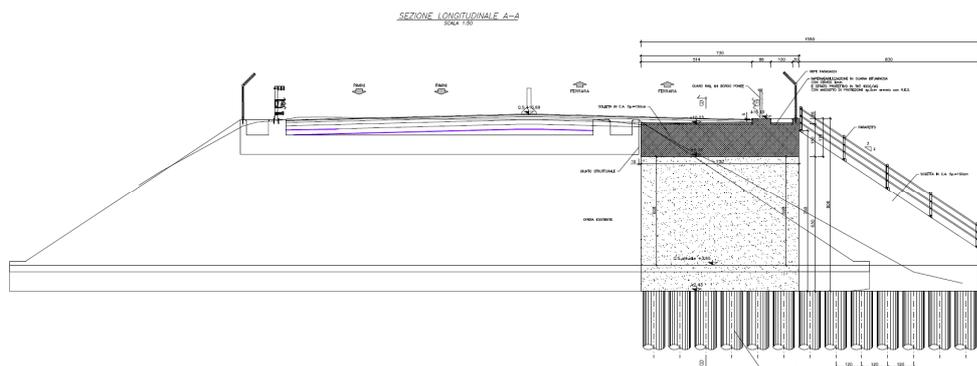


Figura 1: sezione longitudinale sottopasso

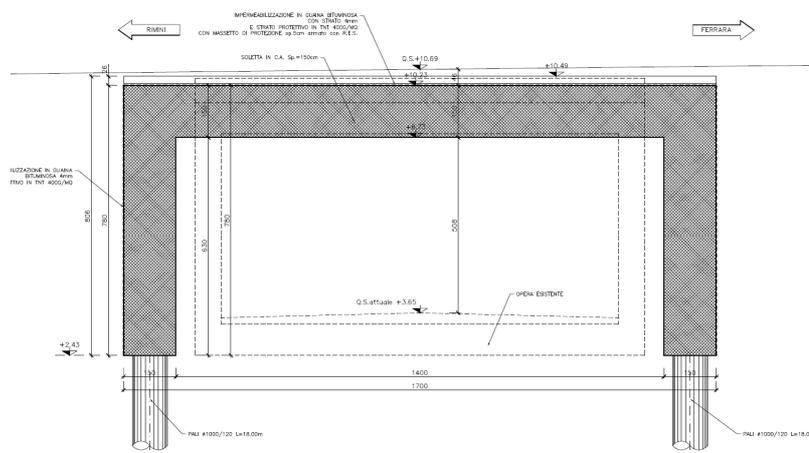


Figura 2: sezione trasversale sottopasso

PARTE 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le normative adottate per l'elaborazione del progetto sono le seguenti:

- 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;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di 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;
- D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- D.P.R. n. 327/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per pubblica utilità" come modificato dal D.Lgs. n. 302/2002;
- D.P.R. n. 207/10 art. 31;
- L.R. 29/12/2003 n. 67 "Ordinamento del sistema regionale della protezione civile e disciplina della relativa attività";
- Circolare n.7/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

PARTE 3 MATERIALI

CALCESTRUZZO PALI: C25/30

CONDIZIONI AMBIENTALI

- | | |
|--|--|
| • Condizioni ambientali: | ordinarie |
| • Classe di esposizione: | XC2 |
| • Armatura: | lenta (poco sensibile alla corrosione) |
| • Apertura delle fessure SLE frequente: | $\leq w_3 = 0.4\text{mm}$ |
| • Apertura delle fessure SLE quasi permanente: | $\leq w_2 = 0.3\text{mm}$ |
| • Copriferro minimo | 60 mm |

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- | | | |
|---|-----------------|--------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica a compressione | R_{ck} | 30 N/mm ² |
| • Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | f_{ck} | 25 N/mm ² |
| • Resistenza caratteristica a trazione | $f_{ctk,0.05}$ | 1,79 N/mm ² |
| • Modulo di elasticità secante | E_{cm} | 31.447 N/mm ² |
| • Resistenza a compressione di calcolo | f_{cd} | 14,11 N/mm ² |
| • Deformazione massima a rottura per flessione | ε_c | 0,35% |
| • Deformazione massima a rottura per compressione | ε_c | 0,20% |
| • Deformazione massima a rottura per trazione | ε_t | 0,015% |
| • Resistenza a trazione | f_{ctd} | 1,19 N/mm ² |

CALCESTRUZZO ELEVAZIONE: C32/40

CONDIZIONI AMBIENTALI

- | | |
|--|--|
| • Condizioni ambientali: | aggressive |
| • Classe di esposizione: | XC4 |
| • Armatura: | lenta (poco sensibile alla corrosione) |
| • Apertura delle fessure SLE frequente: | $\leq w_2 = 0.3\text{mm}$ |
| • Apertura delle fessure SLE quasi permanente: | $\leq w_1 = 0.2\text{mm}$ |
| • Copriferro minimo | 50 mm |

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- | | | |
|---|----------------|------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica a compressione | R_{ck} | 40 N/mm ² |
| • Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | f_{ck} | 32 N/mm ² |
| • Resistenza caratteristica a trazione | $f_{ctk,0.05}$ | 2,17 N/mm ² |

• Modulo di elasticità secante	E_{cm}	33.643 N/mm ²
• Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	18,81 N/mm ²
• Deformazione massima a rottura per flessione	ε_c	0,35%
• Deformazione massima a rottura per compressione	ε_c	0,20%
• Deformazione massima a rottura per trazione	ε_t	0,015%
• Resistenza a trazione	f_{ctd}	1,45 N/mm ²

ACCIAIO DA C.A.: B450C

BARRE DI ACCIAIO CONTROLLATE IN STABILIMENTO

• Tipo	B450C
• Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
• Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
• Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$
• Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ e $< 1,35$
• Rapporto $(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$
• Sovrapposizioni barre	≥ 50 diametri

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

• Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
• Tensione caratteristica di rottura convenzionale	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
• Modulo di elasticità	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$
• Deformazione massima a snervamento	$\varepsilon_{yd} = 0,2\%$
• Deformazione massima a rottura	$\varepsilon_{ys} = 1,0\%$

PARTE 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I parametri geotecnici del terreno utilizzati nell'analisi derivano dalla Relazione geologica e geotecnica di progetto e sono di seguito riportati:

n° strato	Descrizione	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
1	Terreni coesivi	0.0	12	18.0	18.8	16	8	50
2	Sabbie medio fini	12	30	19.5	19.6	30	3	-

La falda si colloca ad una profondità di 3.1 m dal piano campagna.

Per il terreno da rilevato si assumono le seguenti caratteristiche:

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

Per la valutazione della rigidezza palo-terreno, e quindi per il calcolo della rigidezza da assegnare alle molle dei pali di fondazioni, si è fatto riferimento alla teoria sviluppata da Matlock e Reese. La rigidezza viene valutata nel seguente modo:

$$k_h = n_h z/d$$

dove:

- z è la profondità dello strato di interesse;
- d è il diametro del palo;
- $n_h = 1.5 \text{ N/cm}^3$ (valore di letteratura per terreni coesivi, preso come riferimento per lo strato 1);
- $n_h = 5.0 \text{ N/cm}^3$ (valore di letteratura per terreni incoerenti, preso come riferimento per lo strato 2).

PARTE 5 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi del comportamento globale dell'opera è stata effettuata con l'ausilio del software MIDAS. L'opera è stata modellata per mezzo di elementi finiti in grado di descrivere il comportamento di ciascun elemento. Al fine di determinare correttamente le sollecitazioni e le deformazioni indotte dai carichi il modello è così realizzato:

- i pali vengono schematizzati attraverso elementi *beam*, ai cui nodi sono state applicate molle, conformemente a quanto illustrato al capitolo precedente;
- le pareti e la soletta del portale vengono modellati con elementi *plate*.

Gli assi globali X, Y, Z sono orientati nel seguente modo:

- X: asse longitudinale (in direzione longitudinale alla S.S. 16);
- Y: asse trasversale (in direzione trasversale alla S.S. 16)
- Z: asse verticale

Nella figura seguente è riportata la vista del modello di calcolo.

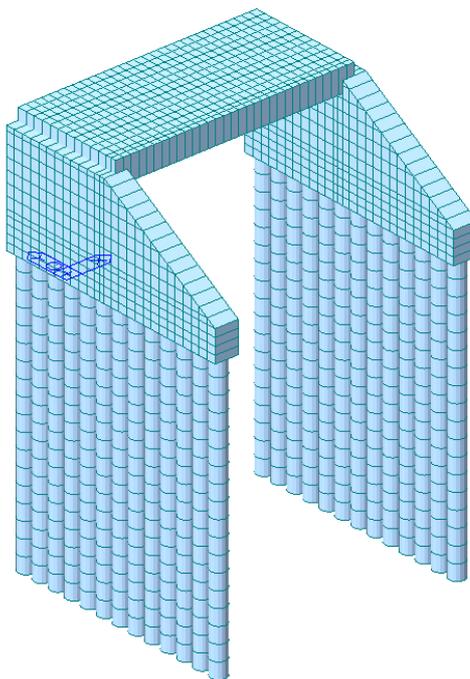


Figura 3: modello di calcolo sottopasso

Di seguito si riportano i principali dati geometrici:

- luce di calcolo portale: 15.50 m;
- spessore pareti: 150 cm;
- spessore soletta: 150 cm;
- diametro/interasse e lunghezza pali: $\phi 1000/120$, L=18 m.

PARTE 6 ANALISI DEI CARICHI

1 PESO PROPRIO (CONDIZIONE PP)

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

2 CARICHI PERMANENTI (CONDIZIONE PERM)

I pesi propri degli elementi non strutturali sono valutati in funzione del proprio peso specifico.

Il peso specifico di riferimento per il conglomerato bituminoso è $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, mentre per le barriere si considera un peso al metro lineare pari a 1 kN/m .

3 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SP-T-SX E SP-T-DX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula

$$k_0 = 1 - \sin\phi'$$

per cui si ottiene il valore $k_0 = 0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$p(z) = \gamma * z * k_0$$

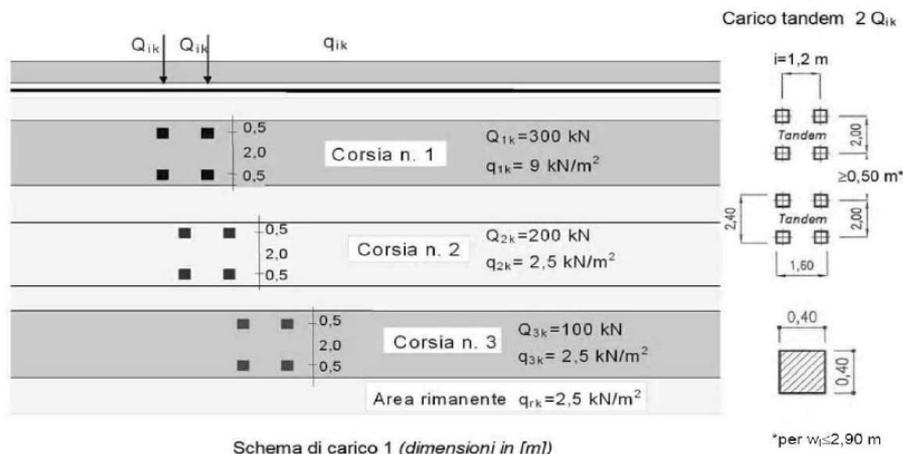
4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Per le azioni variabili da traffico, in accordo con le NTC2018, sono stati considerati i seguenti carichi:

- schema di carico 1 (condizioni SC1-Distr, SC1-Conc-Ap, SC1-Conc-Ca, Sp-Acc-sx e Sp-Acc-dx);
- schema di carico 5 (condizione SC5);
- azione longitudinale di frenamento o accelerazione (condizione Avv).

Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato $0,40 \text{ m}$, e da carichi uniformemente distribuiti.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Figura 4: schema di carico 1

Nel caso in esame sono state considerate n° 2 corsie; i carichi applicati al sottopasso sono quindi quelli relativi alle corsie n. 1 e n. 2.

Per i carichi concentrati Q_{1k} e Q_{2k} sono state considerate due disposizioni:

- carichi in corrispondenza del piedritto (condizione SC1-Conc-Ap), che massimizzano il taglio sulla soletta;
- carichi in corrispondenza della mezzeria (condizione SC1-Conc-Ca), che massimizzano il momento flettente sulla soletta.

I carichi concentrati sono stati diffusi fino all'asse della soletta secondo un angolo di 45°, come indicato al §5.1.3.3.6 delle NTC2018.

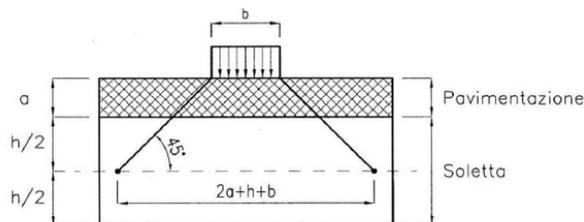


Figura 5: diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Inoltre, alle pareti del sottopasso è stata applicata la spinta del terreno dovuta ai carichi da traffico (condizioni Sp-Acc-sx e Sp-Acc-dx), calcolata come

$$p = q \cdot k_0$$

dove q è la pressione dovuta ai carichi dello schema di carico 1.

Schema di carico 5

Lo schema di carico 5 è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Tale carico è stato applicato in corrispondenza del marciapiede.



Schema di carico 5

Figura 6: schema di carico 5

Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame tale forza è pari a

$$0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 17 = 405.9 \text{ kN}$$

5 URTO DI VEICOLO IN SVIO (CONDIZIONE AD)

Ai sensi del §3.6.3.3.2 delle NTC2018 *"In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo."*

Inoltre nel §5.1.3.10 delle NTC2018 è riportato: *"nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa"*.

Si considera quindi il seguente sistema di forze equivalenti:

- forze trasversali: si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50 kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100 kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato;
- carichi verticali: oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezzzeria della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

Lo schema di carico equivalente sopra descritto può rappresentarsi come mostrato nella figura seguente.

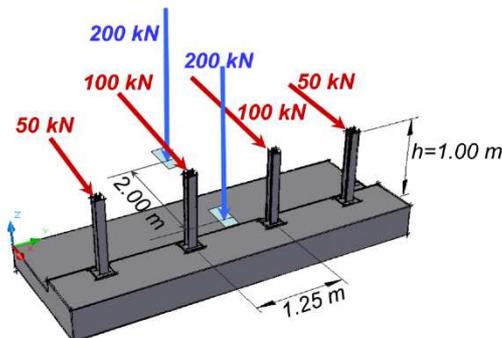


Figura 7: schema di carico azione eccezionale

6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONI TERM-UNIF E TERM-VAR)

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ (Condizione Term-Unif) ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$ (Condizione Term-Var).

7 RITIRO (CONDIZIONE RITIRO)

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a: $\Delta T_{\text{ritiro}} = -10.0^\circ\text{C}$.

8 AZIONE SISMICA

8.1 FORZE D'INERZIA

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

- forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
- forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\text{max}}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N = 50$ anni ed una classe d'uso II ($C_u = 1.0$), che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Ravenna), della categoria di sottosuolo (cat. C) e della categoria topografica (cat. T1), i seguenti parametri sismici:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.161 g
F_0	2.552
T_c	0.280 s
S_s	1.453
C_c	1.599
S_T	1.000
q	1.000

Figura 8: parametri sismici

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\text{max}} = S \cdot a = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.453 \cdot 1 \cdot 0.161 = 0.234 \text{ g}$$

ne deriva che:

$$k_h = a_{\text{max}}/g = 0.234$$

$$k_v = \pm 0,5 \quad k_h = 0.117$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove nel caso specifico si assumerà per i carichi da traffico $\psi_{2j} = 0,0$.

Pertanto avremo che:

Sisma H (Condizione Ex-sx)

- Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = (G_1 + G_2) k_h$$

- Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = G_1 k_h$$

Sisma V (Condizione Ez)

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = (G_1 + G_2) k_v$$

8.2 SPINTA SISMICA TERRENO (CONDIZIONE EX-T-SX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \gamma H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

PARTE 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dei carichi da traffico vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti adottando i gruppi di carico di cui alla Tabella 5.1.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata. Nelle tabelle successive sono riportati i coefficienti parziali delle azioni e i coefficienti ψ .

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	PP
Carichi permanenti	Perm
Spinta del terreno sulla parete sinistra	Sp-T-sx
Spinta del terreno sulla parete destra	Sp-T-dx
Carico da traffico (Schema di carico 1, distribuito)	SC1-Distr
Carico da traffico (Schema di carico 1, carichi tandem, appoggio)	SC1-Conc-Ap
Carico da traffico (Schema di carico 1, carichi tandem, campata)	SC1-Conc-Ca
Carico da traffico (Schema di carico 5, folla)	SC5
Spinta del carico da traffico sulla parete sx	Sp-Acc-sx
Spinta del carico da traffico sulla parete dx	Sp-Acc-dx
Avviamento e frenatura	Avv
Urto di veicolo in svio	Ad
Variazione termica uniforme sulla soletta superiore	Term-Unif
Variazione termica variabile sulla soletta superiore	Term-Var
Ritiro	Ritiro
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da sinistra	Ex-sx
Azione sismica verticale	Ez
Incremento sismico della spinta sul terreno	Ex-T-sx

Si riportano di seguito le combinazioni adottate.

SLU:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLU-01	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-02	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-03	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-04	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-05	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-06	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-07	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-08	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-09	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-10	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-11	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-12	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-13	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-14	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-15	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-16	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-17	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-18	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-19	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-20	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-21	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-22	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-23	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-24	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-25	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-26	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-27	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-28	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-29	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-30	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-31	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-32	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-33	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-34	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-35	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-36	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-37	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-38	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-39	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-40	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-41	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-42	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-43	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-44	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-45	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-46	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-47	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-48	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00

SLU-49	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-50	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-51	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-52	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-53	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-54	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-55	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-56	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00

SLV:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SIS-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30

Combinazione eccezionale:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
ECC-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SLE comb. caratteristica:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEr-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

SLEr-52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

SLE comb. frequente:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEf-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00

SLE comb. quasi permanente:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEqp-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00

SLEqp-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00

PARTE 7 CRITERI DI VERIFICA

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

La capacità portante di un palo è valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T , portanza totale del palo;
- Q_P , portanza di base del palo;
- Q_L , portanza per attrito laterale del palo;
- W_P , peso proprio del palo.

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta è calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (cN_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tenere conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno: angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2) \operatorname{tg}(\phi)}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

Capacità portante per resistenza laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int_S \tau_a \, dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite un coefficiente di spinta K_s .

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

in definitiva, indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$Q_L = \int_0^L C(c_a + K_s \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz$$

Il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \operatorname{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \operatorname{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione permette di assumere in sede di calcolo dei fattori di correlazione pari a $\xi_3 = 1.65$ e $\xi_4 = 1.55$.

9.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

Il carico orizzontale limite H_{lim} è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione

caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;

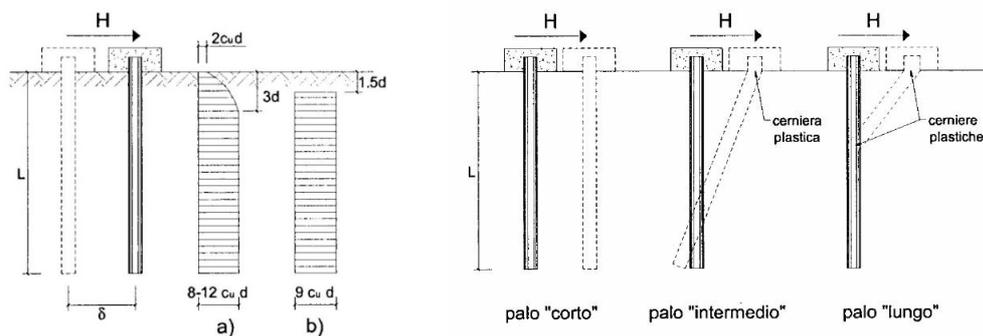
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in Figura (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 \varnothing$ e costante con valore $9 \cdot c_u \cdot \varnothing$ per profondità maggiori.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H_{lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;
- d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge: $p = 3 k_p \gamma z D$

essendo:

- k_p il coefficiente di spinta passiva;
- z la profondità da piano campagna;
- γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D}\right)^2$	palo corto
$H_{lim} = \frac{1}{2}k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$	palo intermedio
$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4}\right)^2}$	palo lungo

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D}\right) = 0$$

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;
- d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

Il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione permette di assumere in sede di calcolo dei fattori di correlazione pari a $\xi_3 = 1.65$ e $\xi_4 = 1.55$.

10 VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti dal DM 17/01/2018.

10.1 VERIFICHE SLU

Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui alle NTC2018, 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:

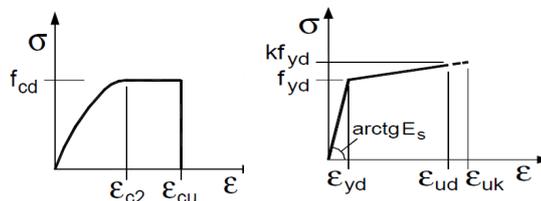


Figura 9: legami costitutivi calcestruzzo e acciaio

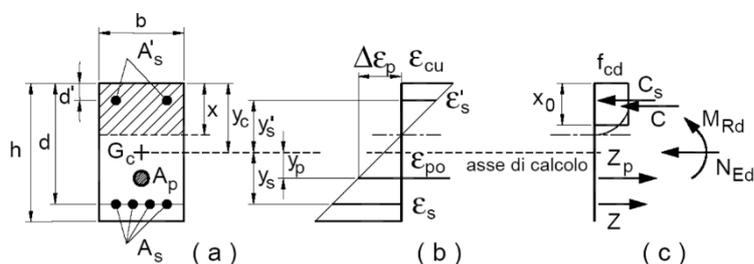


Figura 10: schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

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.

Taglio

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

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

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;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

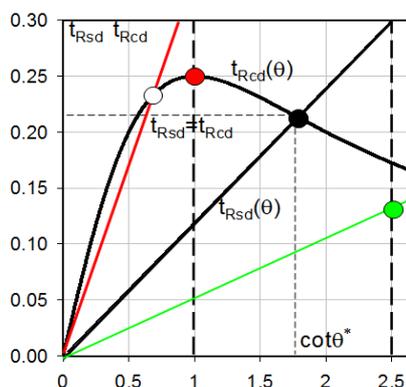
In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

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

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

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 NTC08, 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 la resistenza $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio 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 e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sulle 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:

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

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.

10.2 VERIFICHE SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle combinazioni di esercizio, il tasso di lavoro nei materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato.

Verifica delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento quelli indicati nelle NTC2018, ovvero:

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di esercizio i cui valori limite sono stabiliti nelle NTC2018.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure w dovrà rispettare i seguenti limiti:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

PARTE 8 VERIFICHE

1 PALI DI FONDAZIONE

1.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE

Di seguito si riporta l'azione massima verticale agente sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente la valutazione della capacità portante.

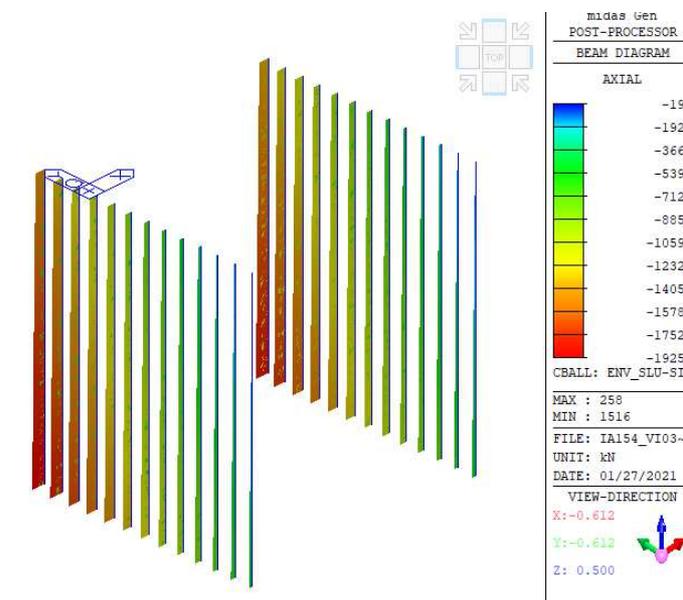


Figura 11: Involuppo sforzo normale (SLU-SIS)

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

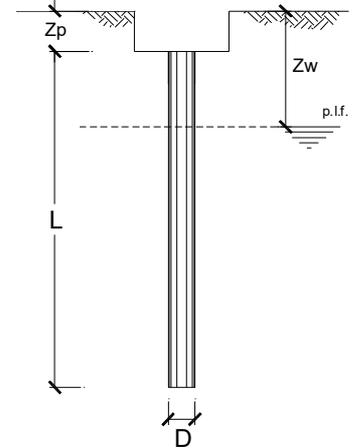
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 3.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1925 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 L_{palo} = 18.00 (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 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

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	11.00		18.80	8.0	16.0	
2	7.00		19.60	3.0	30.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.72	0.29	0.80	
0.50	0.58	0.80	

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ min (°)	C _u min (kPa)
1	11.00		18.80	8.0	16.0	
2	7.00		19.60	3.0	30.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.72	0.29	0.80	
0.50	0.58	0.80	

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	11.00		834.0					834.0					
2	7.00		1126.9	16.75	27.28	3478.7	2732.2	1126.9	16.75	27.28	3478.7	2732.2	

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 1925.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 2732.2 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 1960.9 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 4693.1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 2732.2 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 1960.9 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 4693.1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1655.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1188.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2844.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 2260.0 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 1.17$$

1.2 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE

Di seguito si riporta l'azione massima orizzontale agente sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente la valutazione della capacità portante.

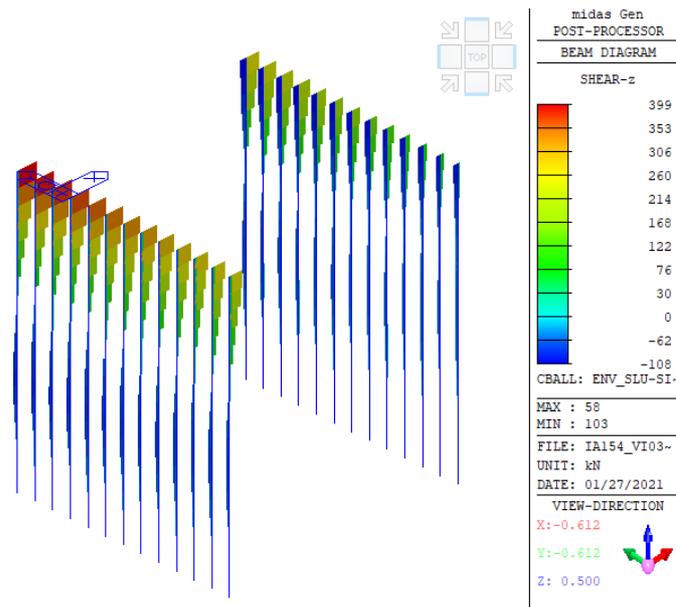


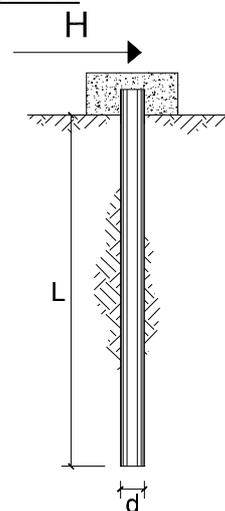
Figura 12: Involuppo taglio (SLU-SIS)

**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	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SUD	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 =	18.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1350.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	16.00	(°)	ϕ'_{min} =	16.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	16.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	16.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$)	$k_{p,med}$ =	1.76	(-)	$k_{p,min}$ =	1.76 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.80	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	399	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 16090.34 \quad (\text{kN})$$

$$H1_{min} = 16090.34 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 5438.45 \quad (\text{kN})$$

$$H2_{min} = 5438.45 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 934.22 \quad (\text{kN})$$

$$H3_{min} = 934.22 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 934.22 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_{min} = 934.22 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 566.19 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 435.53 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 399.00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.09$$

1.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente le verifiche strutturali.

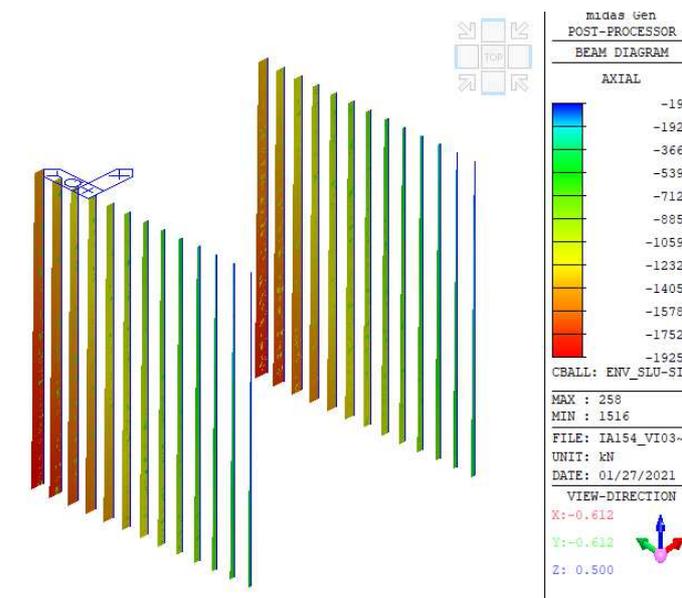


Figura 13: Involuppo sforzo normale (SLU-SIS)

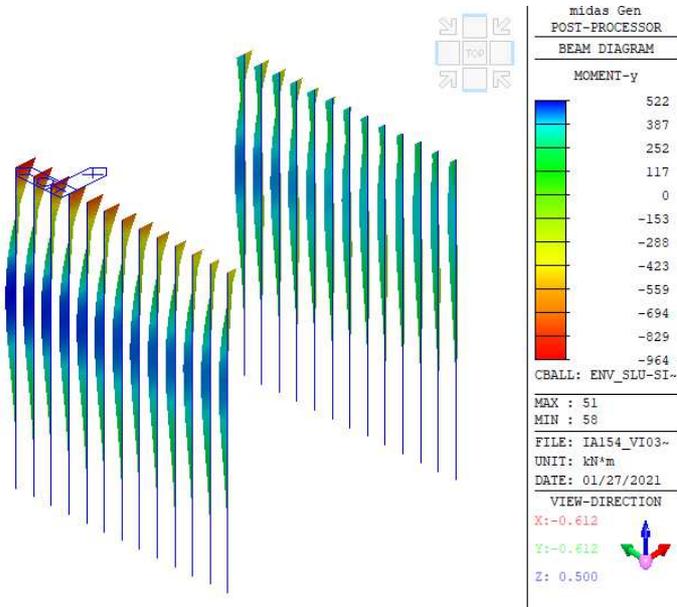


Figura 14: Involuppo momento flettente (SLU-SIS)

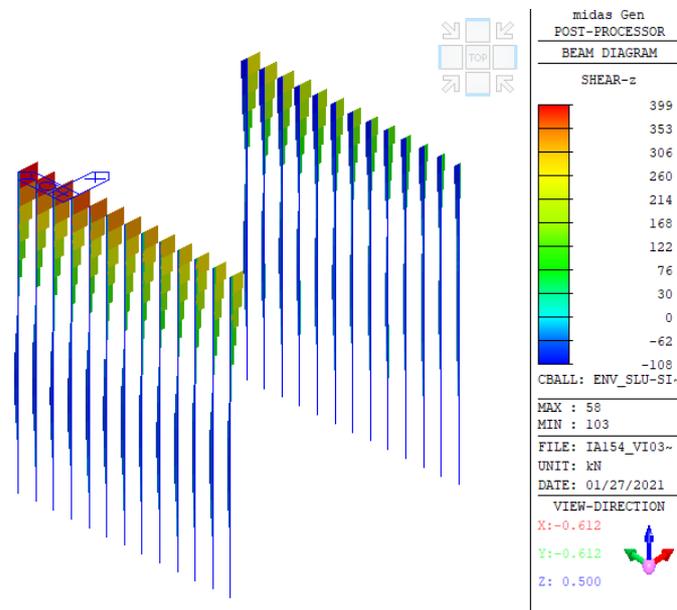


Figura 15: Involuppo taglio (SLU-SIS)

Di seguito sono riportate le verifiche a presso-flessione e taglio del palo di fondazione avente diametro pari a 100 cm. Il palo è armato con 12φ30; l'armatura trasversale è costituita da ferri φ12/20.

Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 12
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 525 kN
 M_{xEd}: 964 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

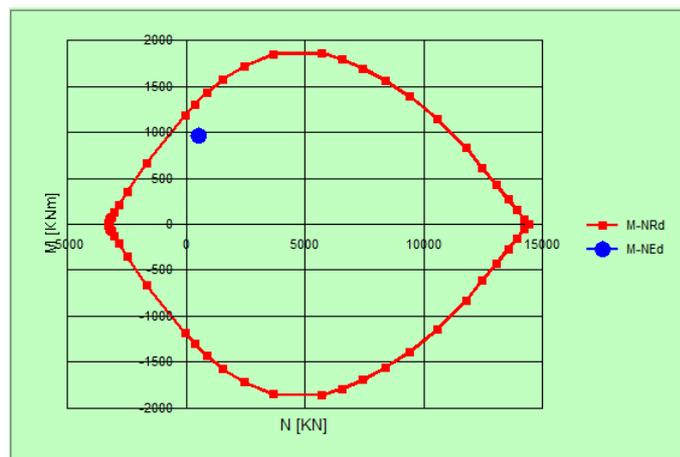
M_{xRd}: 1'350 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 8.348 ‰
 d: 91.3 cm
 x: 26.97 x/d: 0.2954
 δ: 0.8093

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



$M_{Ed} = 964 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1350 \text{ kNm}$ Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

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:

$b_e = 0.9 D = 90$ cm	base equivalente
$d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2) = 72.5$ cm	altezza utile equivalente
$h_e = d_e/0.9 = 80.6$ 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	$n_b =$	2	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	2.26	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	20	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione $f(N_{ed})$	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	74.6	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	70.55	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	742.24	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	9188.45	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	742.24	kN

$$V_{Ed} = 399 \text{ kN} < V_{Rd} = 742 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

2 PIEDRITTI E SOLETTA

2.1 VERIFICHE SLU

Verifica a flessione

Per le verifiche di elementi bidimensionali soggetti a flessione, risulta particolarmente agevole riportare le verifiche in forma grafica. Calcolato il valore del momento resistente M_{Rd} , trascurando, cautelativamente, lo sforzo normale agente, vengono mostrate le mappe cromatiche delle sollecitazioni in cui sono escluse (riportate in bianco) le zone dove il momento sollecitante supera il momento resistente.

Si precisa, ad ogni modo, che i valori riportati sulle mappe cromatiche sono espressi per metro lineare di sezione, per cui le armature sono state scelte in funzione di sollecitazioni che mediano eventuali

concentrazioni nodali e/o di elemento. Inoltre, come detto, il valore di momento resistente sopra riportato è stato ricavato in assenza del contributo dello sforzo normale agente.

I piedritti e la soletta sono armati con $2\phi 30/20$ (sia superiormente che inferiormente). In corrispondenza degli incastri tra la soletta e i piedritti l'armatura superiore è stata infittita con l'aggiunta di $1\phi 20/20$.

Stato limite	B [cm]	H [cm]	Armatura	M_{Rd} [kNm/m]
SLU	100	150	sup: $2\phi 30/20$ inf: $2\phi 30/20$	3893
SLU	100	150	sup: $2\phi 30/20 + 1\phi 20/20$ inf: $2\phi 30/20$	4750

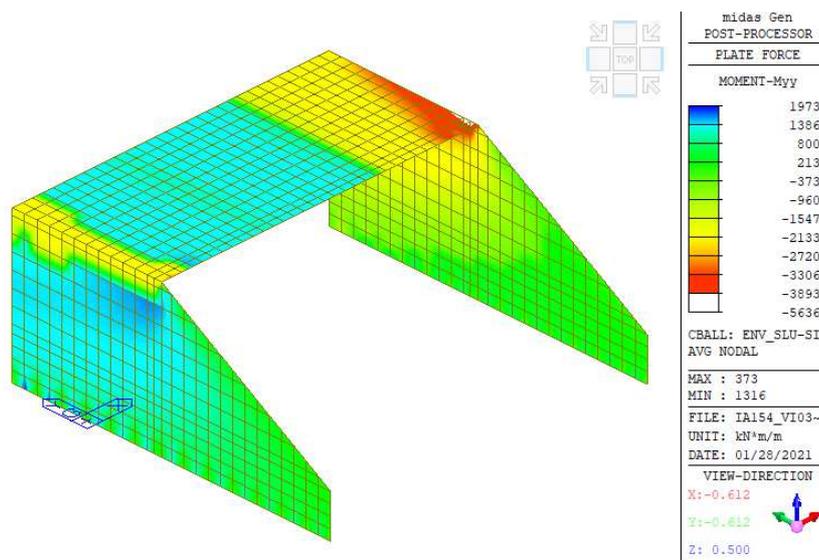


Figura 16: Verifica a flessione per armatura: sup. $2\phi 30/20$, inf. $2\phi 30/20$

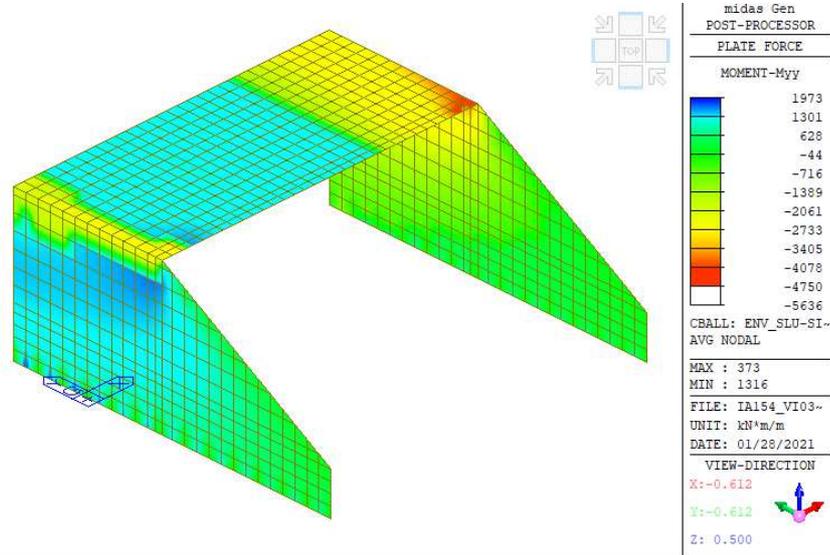


Figura 17: Verifica a flessione per armatura: sup. 2 ϕ 30/20+1 ϕ 20/20, inf. 2 ϕ 30/20

Verifica a taglio

Nel presente paragrafo le verifiche a taglio vengono riportate mostrando prima il valore di taglio resistente e successivamente, in analogia a quanto riportato per le verifiche a flessione, le mappe cromatiche per una rappresentazione grafica delle verifiche.

Stato limite	B [cm]	H [cm]	Armatura	As [mm ²]	n° bracci [-]	s [cm]	ctg θ [-]	α [°]	α_c [-]	V _{Rd} [kN/m]
SLU	100	150	sp. ϕ 14/40x40	154	2.5	40	2.50	90	1.00	1229
SLU	100	150	sp. ϕ 14/20x40	154	2.5	20	2.50	90	1.00	2458

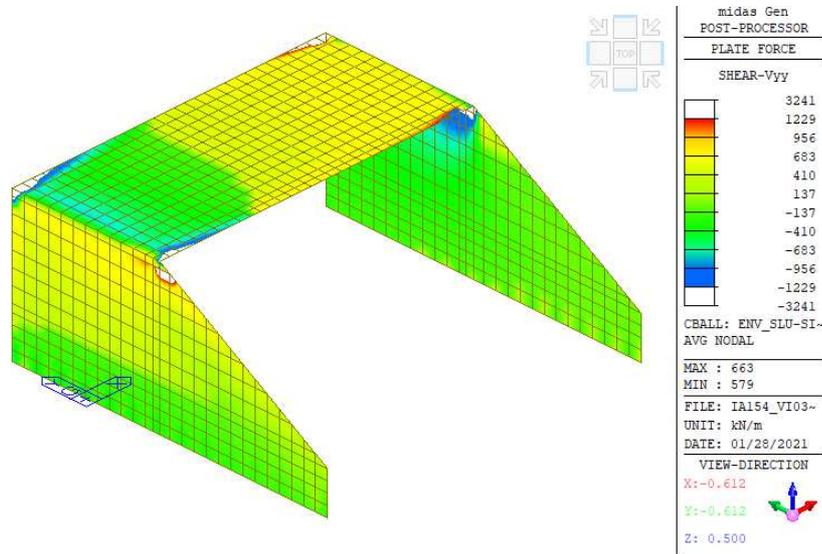


Figura 18: Verifica a taglio per armatura: 1φ14/40x40

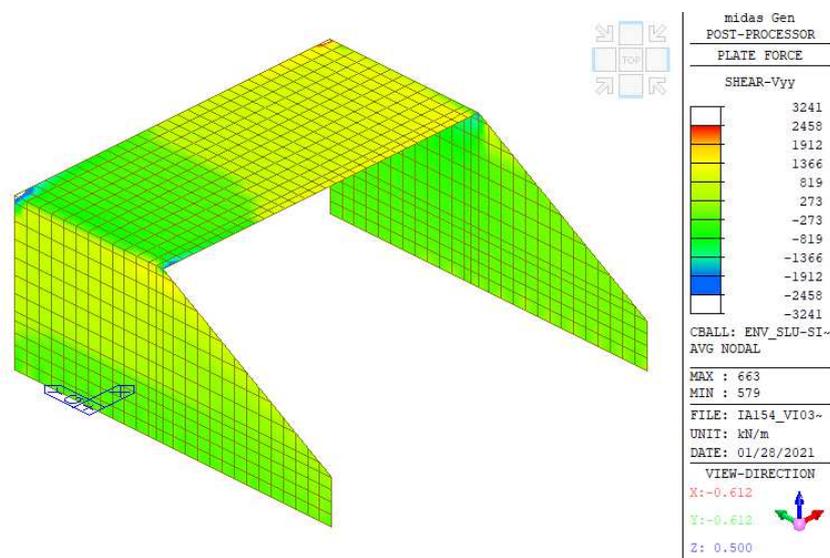


Figura 19: Verifica a taglio per armatura: 1φ14/20x40

2.2 VERIFICHE SLE

In maniera simile a quanto effettuato per le verifiche agli stati limite ultimi, in ipotesi di flessione semplice e di comportamento elastico lineare, per i tre diversi stati limite di esercizio, è stato valutato il momento sollecitante che provoca il raggiungimento delle tensioni limite o dell'apertura delle fessure limite.

Stato limite	B [cm]	H [cm]	Armatura	M [kNm/m]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	w [mm]
SLE rara	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 inf: 2 ϕ 30/20	3425	360	-8.85	-
SLE rara	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 + ϕ 20/20 inf: 2 ϕ 30/20	4153	360	-10.10	-
SLE freq.	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 inf: 2 ϕ 30/20	2435	-	-	0.30
SLE freq.	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 + ϕ 20/20 inf: 2 ϕ 30/20	3161	-	-	0.30
SLE q. perm.	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 inf: 2 ϕ 30/20	1703	-	-4.40	0.20
SLE q. perm.	100	150	sup: 2 ϕ 30/20 + ϕ 20/20 inf: 2 ϕ 30/20	2180	-	-5.30	0.20

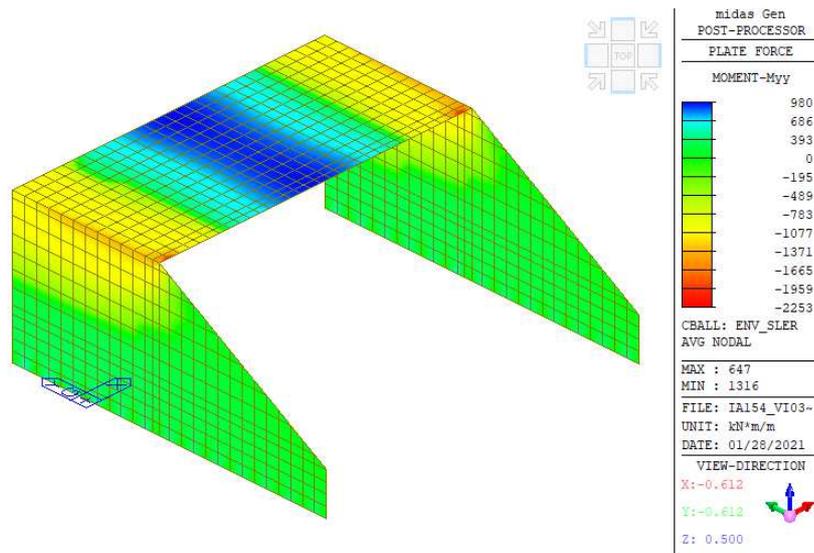


Figura 20: Verifica SLE rara per armatura: sup. 2 ϕ 30/20, inf. 2 ϕ 30/20

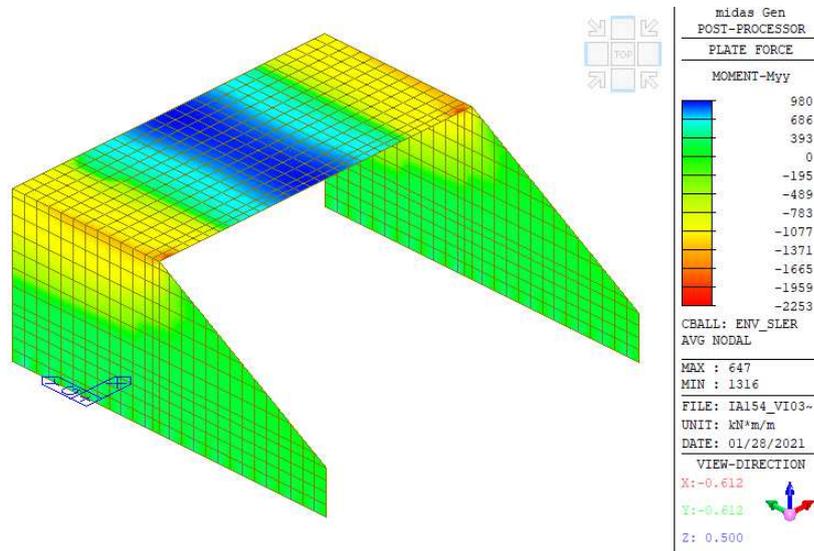


Figura 21: Verifica SLE rara per armatura: sup. 2φ30/20+1φ20/20, inf. 2φ30/20

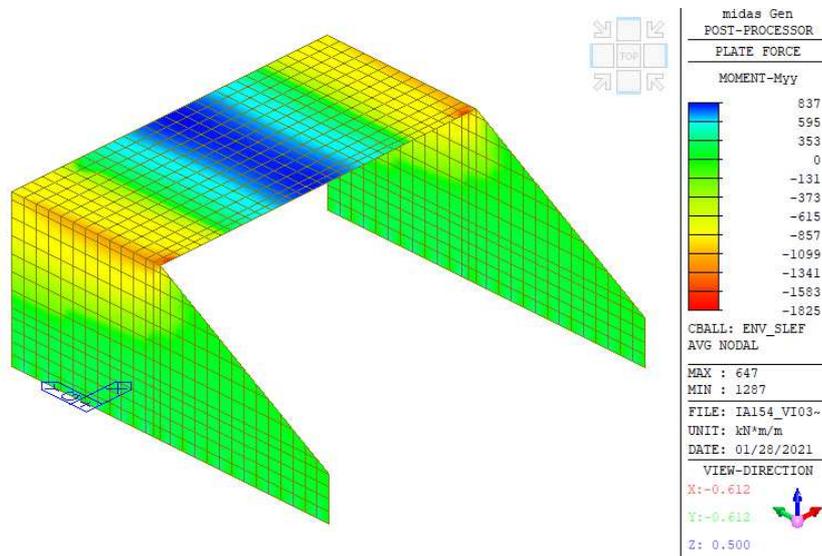


Figura 22: Verifica SLE frequente per armatura: sup. 2φ30/20, inf. 2φ30/20

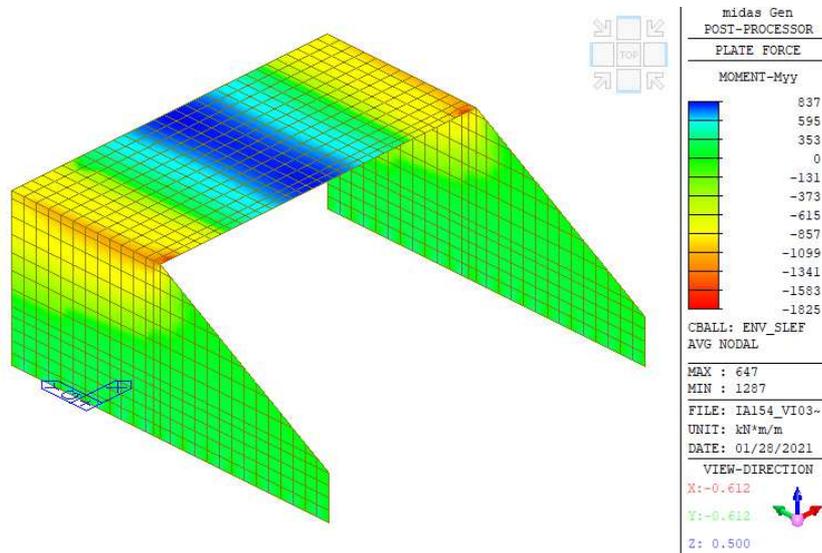


Figura 23: Verifica SLE frequente per armatura: sup. 2 ϕ 30/20+1 ϕ 20/20, inf. 2 ϕ 30/20

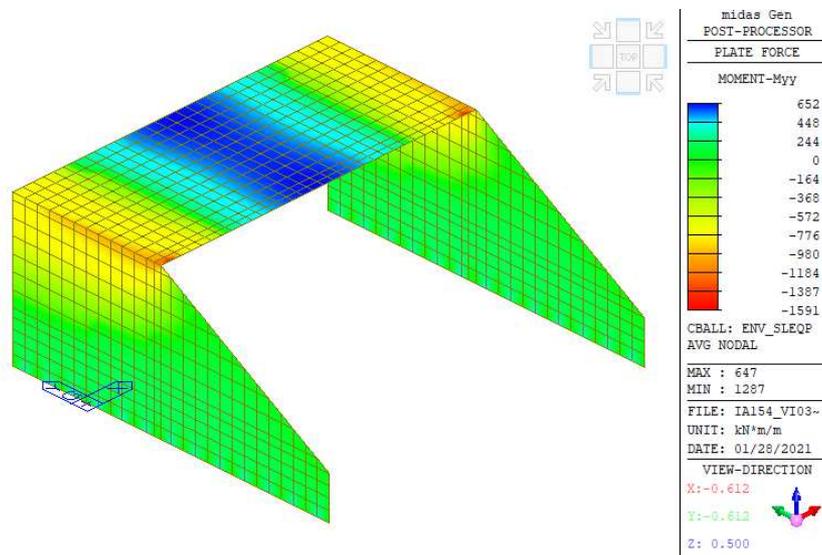


Figura 24: Verifica SLE quasi permanente per armatura: sup. 2 ϕ 30/20, inf. 2 ϕ 30/20

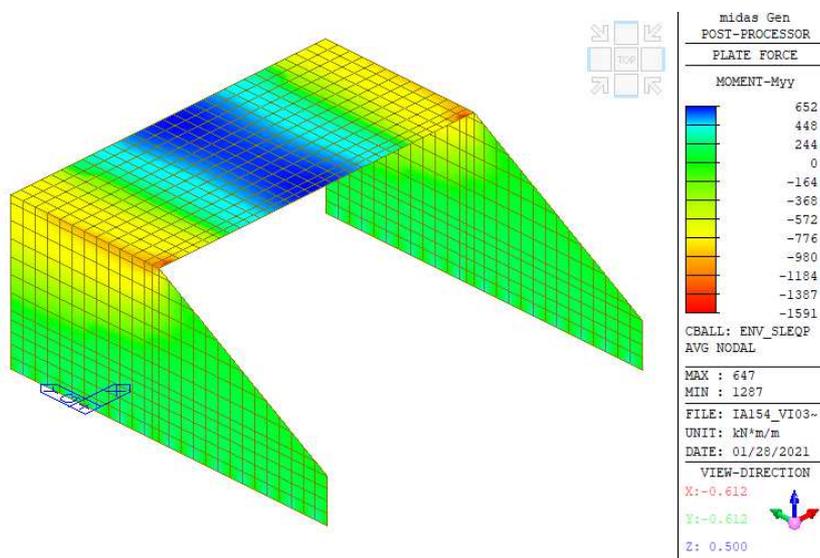


Figura 25: Verifica SLE quasi permanente per armatura: sup. 2φ30/20+1φ20/20, inf. 2φ30/20

3 CORDOLO

La verifica del cordolo è condotta in combinazione eccezionale in corrispondenza della sezione di base A-A.

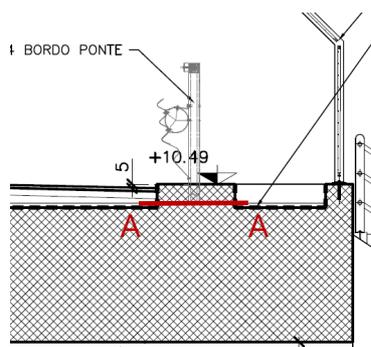


Figura 26: sezione di verifica

La sezione di verifica, ottenuta diffondendo la forza dovuta all'urto lungo la verticale con un angolo di 45°, è pari a:

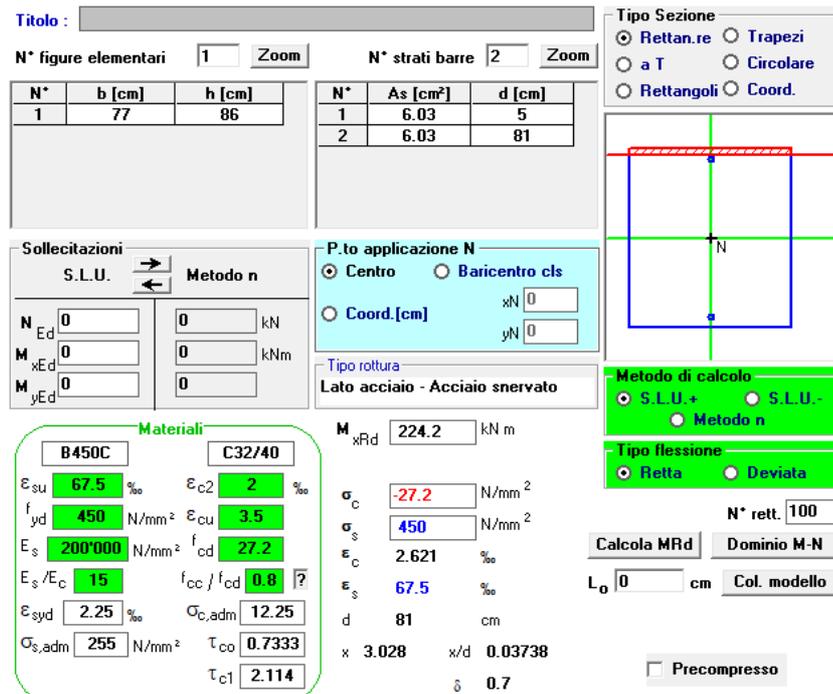
- $B = 0.25 + 2 \cdot 0.26 = 0.77 \text{ m}$
- $H = 0.86 \text{ m}$

Le sollecitazioni in corrispondenza della sezione sono pari a:

- $V_{Ed} = 100 \text{ kN}$
- $M_{Ed} = 100 \cdot (1.00 + 0.21) = 121 \text{ kNm}$

Nel cordolo si dispongono staffe $\phi 16/20$.

Verifica a flessione



Titolo: []

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	77	86	1	6.03	5
			2	6.03	81

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 27.2 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd}: 224.2 **kN m**
 σ_c -27.2 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 2.621 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 81 cm
 x 3.028 x/d 0.03738
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

$M_{Ed} = 121 \text{ kNm} < M_{Rd} = 224 \text{ kNm}$ Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	77.0	cm
Altezza sezione	h =	86.0	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Braccio delle armature	d =	81.0	cm
Armatura longitudinale	A_{s1} =	6.0	cm ²
Sforzo di compressione agente (+)	N_{ed} =	0.00	kN
Rapporto geometrico arm. longitudinale	ρ_l =	0.001	
	k =	1.50	
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	332.0	daN/cm ²
Tensione di compressione	σ_{cp} =	0.0	daN/cm ²
	v_{min} =	3.69	daN/cm ²
		230.3	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	6	kN

$V_{Ed} = 100 \text{ kN} < V_{Rd} = 230 \text{ kN}$ Verifica soddisfatta

