

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Svincolo di Mulargia-Macomer. Cavalcavia al km 148+500 - CV02 SU V02

Relazione di calcolo spalle

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S Q E 1 9 0 1

NOME FILE
T00CV02STRRE02B.pdf

CODICE ELAB. T 0 0 C V 0 2 S T R R E 0 2

REVISIONE

SCALA:

B

1:50

D

C

B

A

REV.

REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS.35/11

Aprile 2021

Scaperrotta

Donelli

Formichi

EMISSIONE

Marzo 2020

Parisi

Rivoltini

Formichi

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	8
3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	8
4	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	9
4.1	CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO E MOTIVAZIONE DELLA SCELTA	9
4.2	AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
6.1	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI	13
6.2	PROFILI STRATIGRAFICI DELL'AREA	13
6.3	UNITÀ GEOTECNICA C – COLTRI ELUVIO COLLUVIALI	14
6.4	UNITÀ GEOTECNICA PA – PIROCLASTITI ALTERATE.....	14
6.5	UNITÀ GEOTECNICA P – PIROCLASTITI	15
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE.....	18
8	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	18
9	CRITERI DI VERIFICA	19
9.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	19
9.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione	19
9.1.2	Verifica per sollecitazione tagliante.....	19
9.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	20
9.2.1	Premessa.....	20
9.2.1.1	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).....	21
9.2.1.2	Ampiezza delle fessure	21
10	CRITERI DI VERIFICA E CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	23
11	MODELLO DI CALCOLO	34
12	ANALISI DEI CARICHI	35
12.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	35
12.2	PESO PROPRIO DEL TERRENO	35
12.3	SPINTA DEL TERRENO	35
12.4	CARICO ACCIDENTALE	37
12.5	SOVRASPINTA DOVUTA AL CARICO ACCIDENTALE.....	37
12.6	FRENATURA	38
12.7	CARICHI DERIVANTI DALL'IMPALCATO.....	38
12.8	AZIONI SISMICHE	43
12.8.1	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	44
13	COMBINAZIONI DI CARICO	45
14	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI	47
15	VERIFICHE STRUTTURALI	53

15.1	FONDAZIONE	53
15.1.1	Verifiche strutturali a Stati Limite	53
15.1.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	53
15.1.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	54
15.1.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	55
15.2	MURO FRONTALE.....	57
15.2.1	Verifiche strutturali a Stati Limite	57
15.2.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale	57
15.2.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale.....	58
15.2.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria.....	59
15.2.1.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria	60
15.2.1.5	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	62
15.3	PARAGHIAIA.....	64
15.3.1	Verifiche strutturali a Stati Limite	64
15.3.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale	64
15.3.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale.....	65
15.3.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria.....	66
15.3.1.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria	67
15.3.1.5	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	70
15.4	MURI D'ALA LATERALI	72
15.4.1	Verifiche strutturali a Stati Limite	72
15.4.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale	72
15.4.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale.....	73
15.4.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria.....	74
15.4.1.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria	75
15.4.1.5	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	77
15.5	BAGGIOLI	78
16	VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI.....	80
17	FONDAZIONI SU PALI	81
17.1	AZIONI.....	81
17.1.1	Azioni nel baricentro della fondazione.....	81
17.1.2	Sollecitazioni nei pali.....	82
17.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	86
17.2.1	Capacità portante Verticale	86
17.2.2	Capacità portante orizzontale.....	87
17.2.3	Cedimenti e spostamenti orizzontali.....	89
17.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	91
17.3.1	Verifiche strutturali agli Stati limite Ultimi	91
17.3.2	Verifiche strutturali agli Stati limite di Esercizio	98

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli eseguiti sulle sottostrutture del cavalcavia dello svincolo Muralgia-Macomer al km 148+500 da realizzarsi nell'ambito dei lavori di adeguamento e messa in sicurezza della s.s. 131 dal km 108+000 al km 158+000, risoluzione dei nodi critici 2° stralcio.

1.1 Descrizione dell'opera

Il tracciato si sviluppa planimetricamente in corrispondenza di un rettilo mentre altimetricamente la livelletta si compone da un raccordo verticale di raggio 2000 m.

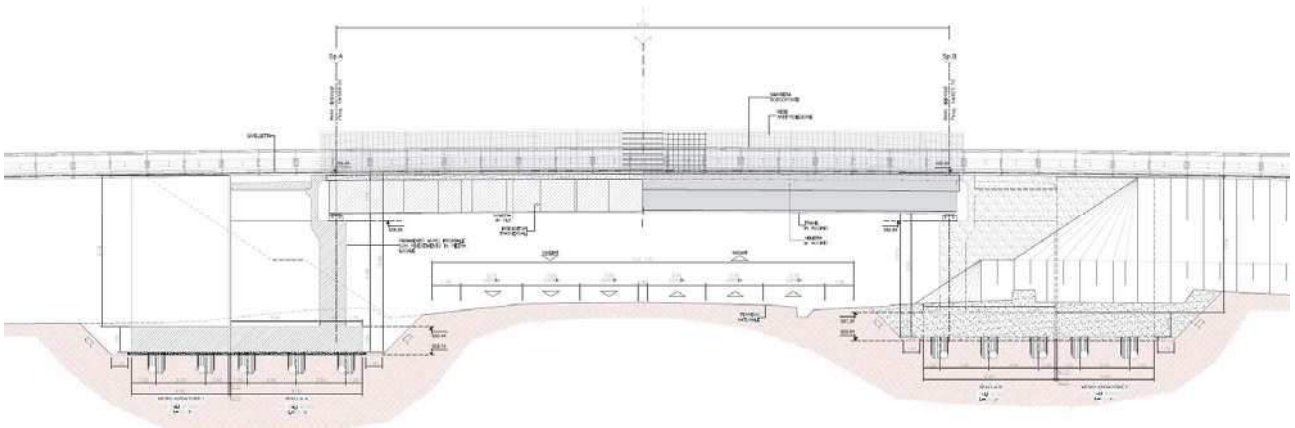


Figura 1: Profilo longitudinale del cavalcavia

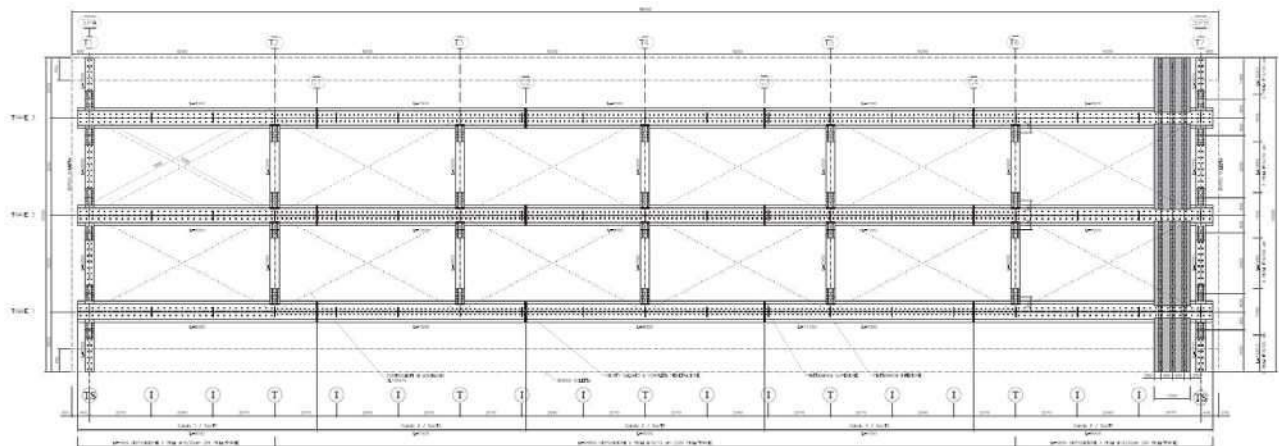


Figura 2: Pianta impalcato

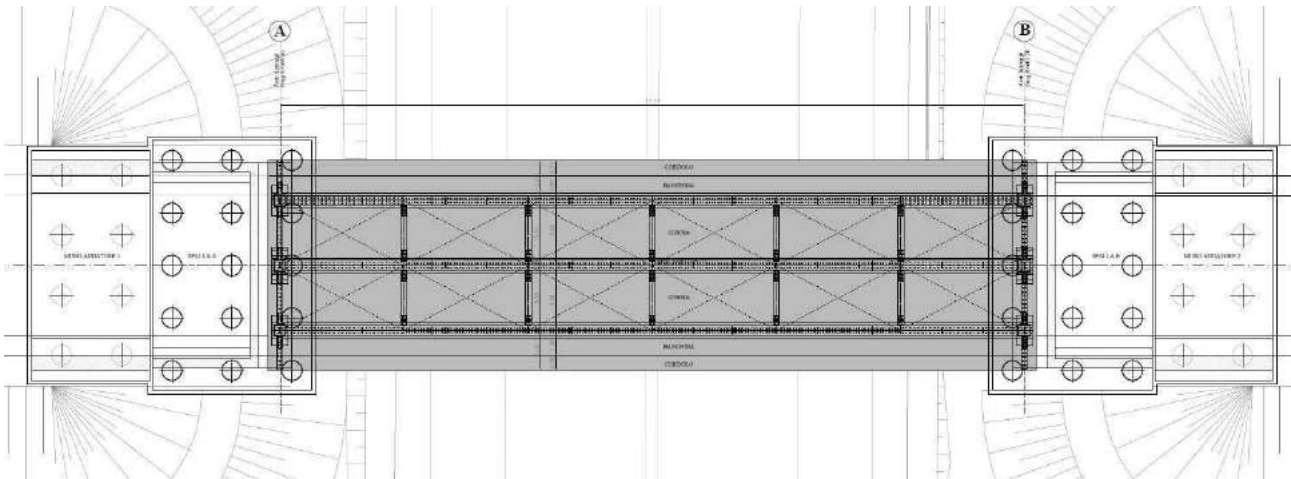


Figura 3: Pianta delle fondazioni

L'impalcato è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave appoggiata ad una campata di luce pari a 37.2 metri.

La struttura metallica è composta da tre travi saldate adoppio T di altezza pari a 2.0 m ad interasse di 3.25 m. La ripartizione trasversale dei carichi sulle travi principali è resa possibile tramite traversi metallici a parete piena disposti ad interasse di 6.20 m e realizzati con profili saldati a doppio T imbullonati alle nervature verticali delle travi stesse.

La soletta misura una larghezza pari a 10.5 m di cui 9.00 m costituiscono la sede stradale mentre due cordoli esterni di larghezza 75 cm, che ospitano le barriere bordo ponte e una rete antiproiezione di 2.0 m di altezza, ne completano l'arredo; la soletta è resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori tipo Nelson elettrosaldati sulle piattabande superiori delle travi.

Lo spessore della soletta è pari a 30 cm ed è realizzata con predalles prefabbricate autoportanti di spessore 7.0 cm su cui viene successivamente eseguito il getto di completamento della soletta.

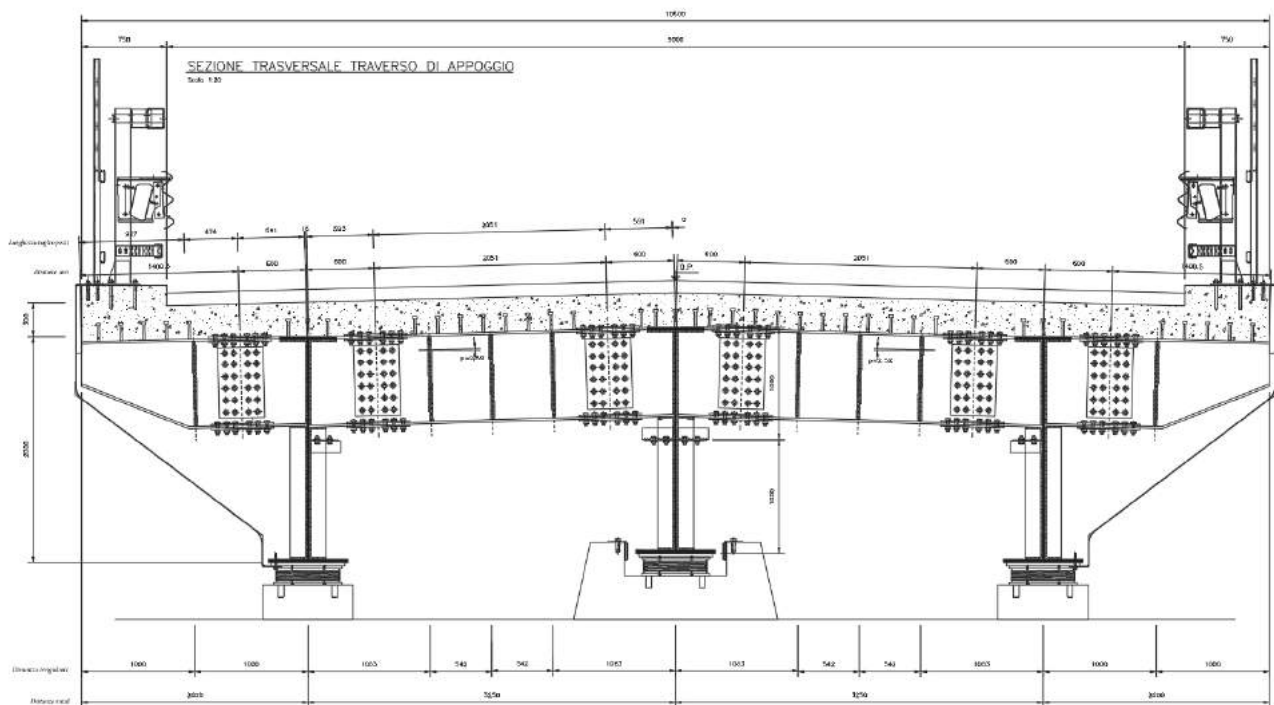


Figura 4: Sezione trasversale dell'impalcato

L'impalcato è vincolato alle sottostrutture mediante apparecchi di appoggio in elastomero armato.

Entrambe le spalle sono costituite da un muro paraghiaia di spessore pari a 0.40 m e altezza massima pari a circa 3.0 m, da un paramento frontale di spessore pari a 1.60 m e altezza massima pari a 6.40 m e da una zattera di fondazione su pali, di dimensioni in pianta 8.00 m x 12.50 m e altezza pari a 1.50 m.

Le fondazioni di ciascuna spalla sono caratterizzate da 13 pali di grande diametro \varnothing 1000 mm di lunghezza $L=30$ m ed interasse $\geq 3\varnothing$. I tre pali adiacenti ai muri andatori si trovano ad una distanza leggermente inferiore a $3\varnothing$ rispetto ai pali dei muri; la possibile interazione è stata opportunamente tenuta in conto nel dimensionamento della palificata.

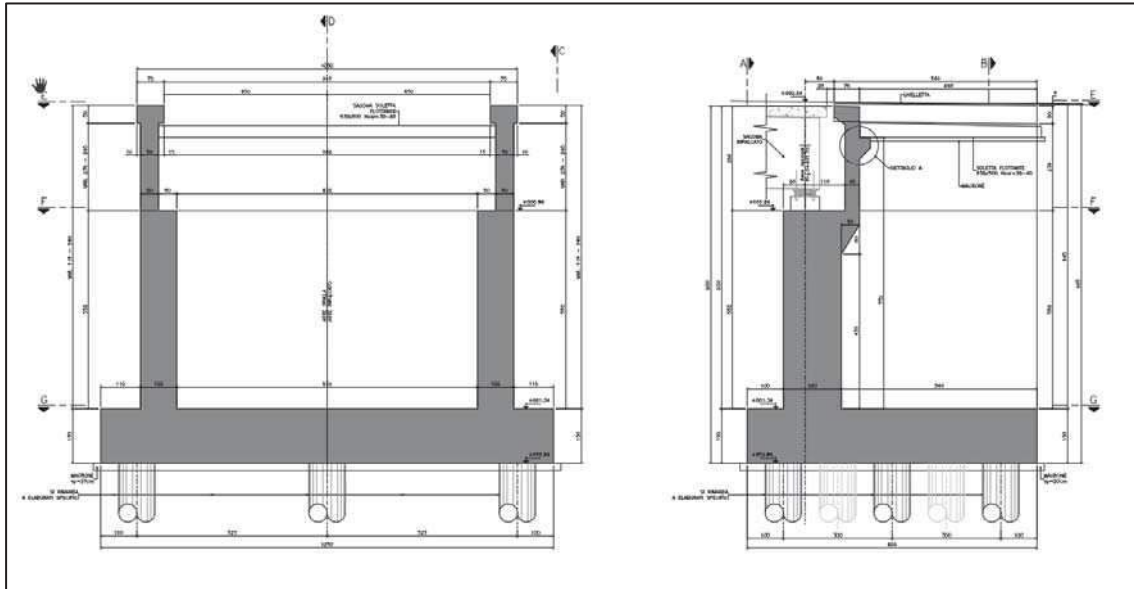


Figura 5: Sezioni trasversale Spalla

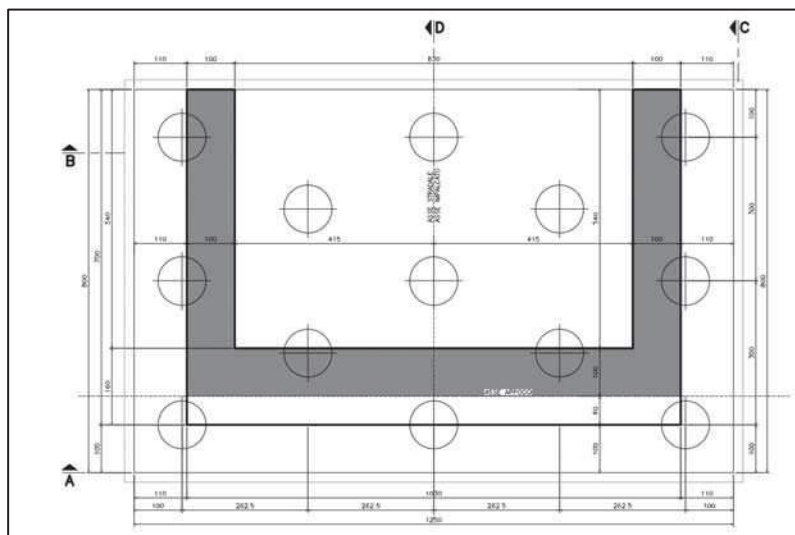


Figura 6. Vista in pianta della fondazione della spalla

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 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 del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «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 decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 – Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 25 febbraio 1991, n. 34233 – Istruzioni relative alla normativa dei ponti stradali.
- D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2008”.
- Circolare 2 Febbraio 2009., n. 617 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).
- Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego” riferito al punto 4.6 delle Norme tecniche per le costruzioni, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori pubblici, con voto n.116/2009.

3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.** – Masson Italia Editori 1985.

4 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Il software di calcolo utilizzato per l'analisi strutturale è SAP200 prodotto da Computers and Structures Inc., Berkley California, licenza nr *1MB68WA7FTWJVPU.

4.1 Caratteristiche del codice di calcolo e motivazione della scelta

SAP2000 è un programma di calcolo agli elementi finiti pensato per l'ingegneria civile che permette l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Ha caratteristiche molto versatili, tanto da rientrare nella categoria dei programmi cosiddetti "generalisti", capaci cioè di analizzare strutture con caratteristiche molto diverse tra loro.

Permette infatti:

- di effettuare analisi statiche o dinamiche lineari e non lineari, analisi modali e con spettro di risposta.
- di modellare le strutture con elementi tipo "beam", "shell" o "solid";
- di assegnare ai materiali legami costitutivi lineari o generici;
- di definire carichi in termini di forze e spostamenti;
- di assegnare carichi ai nodi o distribuiti sugli elementi;
- di definire carichi mobili;
- di utilizzare elementi "link" o di assegnare molle, lineari e non, a nodi o elementi;
- di definire svariate opzioni di vincolo interno ed esterno;
- di rappresentare graficamente le deformate, le sollecitazioni e gli stati tensionali della struttura;
- di estrarre in forma tabellare i risultati dell'analisi.

È possibile avere accesso a tutti i dati di SAP2000, incluse le informazioni sul modello, i risultati dell'analisi e i risultati delle verifiche, attraverso un archivio a struttura tabulare. I dati tabulari possono essere rappresentati e editati direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica oppure esportati a un archivio Microsoft Access o a un foglio di lavoro Microsoft Excel o anche ad un semplice file di testo. È possibile utilizzare i dati così esportati per creare relazioni o per eseguire calcoli autonomi. Questi medesimi dati tabulari possono a loro volta essere creati autonomamente e quindi importati all'interno di SAP2000, consentendo così all'utente di generare o modificare i propri modelli all'esterno del programma stesso.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni. Una volta acquisiti i dati, il software effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input (controllo di eventuali labilità del modello), calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni negli elementi strutturali. I carichi vengono applicati alla struttura mediante una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Load Case, che il software utilizza nell'analisi della struttura. Le sollecitazioni utilizzate dal programma nella verifica/progetto delle sezioni (Load Combinations) sono a loro volta delle combinazioni lineari dei Load Case. Tali combinazioni possono essere definite dall'utente, ovvero in modo automatico dal software in funzione della normativa selezionata.

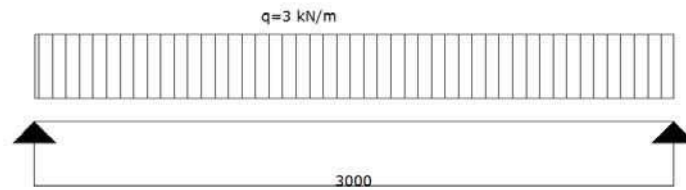
Per le caratteristiche del software, alcune delle quali appena descritte, si ritiene che SAP2000 fornisca gli strumenti per una corretta analisi del comportamento della struttura in esame.

4.2 Affidabilità e validazione del codice di calcolo

Per l'affidabilità si rimanda al manuale "Analysis Verification Examples for SAP2000 e CSI Bridge", fornito assieme al software e consultabile online all'indirizzo www.csiamerica.com; viene fornita un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con analisi di calcolo manuali.

In aggiunta, per validare in maniera semplificata il codice di calcolo, viene eseguito un confronto tra i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave semplicemente appoggiata e i risultati dell'analisi della stessa struttura, con stesse caratteristiche geometriche e carichi, ottenute con il programma di calcolo.

SOLUZIONE MANUALE



- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = q \cdot L^2 / 8 = 3.38 \text{ kNm}$
- $V = q \cdot L / 2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI

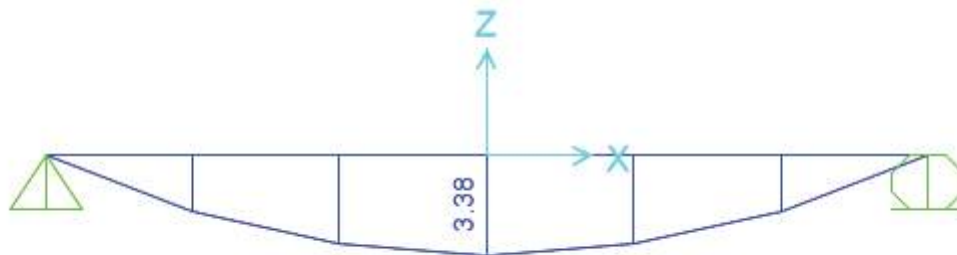


Diagramma del Momento Flettente [kNm]

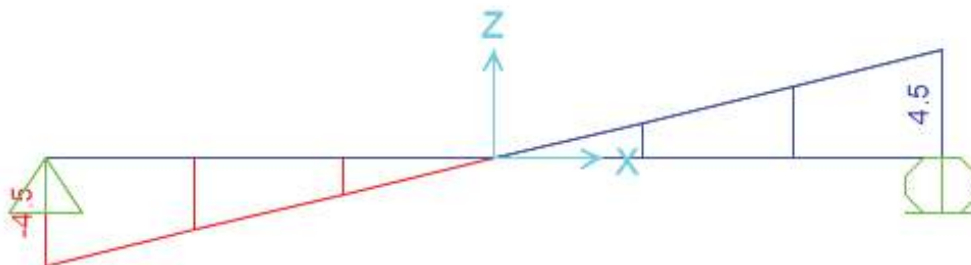


Diagramma del Taglio [kN]

I risultati sono coincidenti, il programma può di conseguenza considerarsi valido.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per getto in opera elevazioni spalle e baggioli:

• Caratteristica di resistenza minima		C32/40
• Classe di esposizione		XD1 – XC4
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	40.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	3.100 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	33642 MPa
• Classe di consistenza		S4
• Copriferro		45 mm

Stato Limite Ultimo

• Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	18.81 MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.45 MPa

Stato Limite di Esercizio

• Tensione max di compressione – Comb.rara	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	19.92 MPa
• Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente	$= 0.45 f_{ck}$	14.94 MPa

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni spalle:

• Caratteristica di resistenza minima		C28/35
• Classe di esposizione		XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	35.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2.835 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	32588 MPa
• Classe di consistenza		S4
• Copriferro		35 mm

Stato Limite Ultimo

• Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	16.46 MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.32 MPa

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di compressione – Comb.rara $\sigma_c = 0.60 f_{ck}$ 17.43 MPa
- Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente $= 0.45 f_{ck}$ 13.07 MPa

Calcestruzzo per getto in opera pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ 24.90 MPa
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} =$ 30.00 MPa
- Valore medio resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8$ 32.90 MPa
- Valore medio resistenza a trazione assiale $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ 2.56 MPa
- Modulo di elasticità secante $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$ 31447MPa
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 75 mm

Stato Limite Ultimo

- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_C =$ 1.50
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} =$ 0.85
- Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ 14.11 MPa
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$ 1.19 MPa

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di compressione – Comb.rara $\sigma_c = 0.60 f_{ck}$ 14.94 MPa
- Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente $= 0.45 f_{ck}$ 11.21 MPa

Calcestruzzo magro per sottofondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15
- Classe di esposizione X0
- Classe di consistenza -

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate per cemento armato **B450C**
- Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%) $f_{tk} =$ 540 MPa
- Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%) $f_{yk} =$ 450 MPa

Stato Limite Ultimo

- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s =$ 1.15
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ 391.30 MPa

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di trazione $\sigma_s = 0.80 f_{yk}$ 360 MPa

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Descrizione delle indagini

Nel corso della progettazione l'area in oggetto è stata indagata con due stese sismiche a rifrazione e con di sondaggi limitrofi interessanti unità geotecniche simile. Dall'interpretazione delle risultanze delle campagne geognostiche eseguite si sono ricavati i parametri geotecnici dei litotipi incontrati nella tratta in esame. L'ubicazione di tutte le indagini è riportata negli elaborati **V02GE00GEOPU01A** e **V02GE00GEOPU02A**.

Nello specifico, le campagne di indagine condotte nell'area sono:

- Campagna di indagine geognostica del 1997 eseguita da Soiltecnica s.r.l.;
- Campagna di indagine geosismica del 2015 eseguita da Progeo s.r.l.;
- Campagna di indagine geognostica integrativa ANAS del 2015-2016 .

Complessivamente, sono state eseguite le seguenti indagini:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati e in roccia sui quali sono state eseguite le prove geotecniche di laboratorio;
- esecuzione di prove down-hole in sito;
- esecuzione di prospezioni geofisiche;
- realizzazione di pozzetti esplorativi.

INDAGINI ANAS DEL 2015- 2016

La campagna di indagine geognostica eseguita nel 2015 - 2016 è stata condotta dalla società Sondedile s.r.l.. Le prospezioni sismiche sono state realizzate invece dalla società Progeo s.r.l.

Nel dettaglio le indagini eseguite consistono in:

- 1 sondaggio geotecnico a carotaggio continuo (*S4_DH*), di lunghezza pari a 35 m dal p.c., con prelievo di campioni di terreno e di roccia, sui quali sono state eseguite analisi e prove di laboratorio. Nel corso delle perforazioni sono state eseguite prove penetrometriche in foro SPT con campionatore Raymond (*a punta aperta*), per il prelievo di campioni rimaneggiati di terreno. All'interno del sondaggio S4DH è stata eseguita una prova dinamica in foro di tipo *Down Hole* che ha consentito di misurare la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_S) e di compressione (V_P) fino alla profondità di 30 m. Anche i sondaggi S25 e S26, realizzati in prossimità dello svincolo Macomer, mostrano stratigrafie analoghe;
- 2 profili sismici a rifrazione (*LS1 e LS2*) elaborato con tecnica tomografica, di lunghezza di circa 115 m, per una profondità di investigazione media di circa 20-30 m, con la registrazione delle onde S e P;
- 3 pozzetti esplorativi PZ23, PZ24, PZ26 e PZ27.

6.2 Profili stratigrafici dell'area

Dall'interpretazione geologica dei sondaggi delle diverse campagne di indagine eseguite e dall'esame dei risultati delle prove di laboratorio e delle prove in sito, è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. Di seguito si riportano le unità geotecniche individuate:

- Coltre eluvio-colluviale (*C*) delle piroclastiti sottostanti costituita prevalentemente da sabbia e argilla immersi in clasti eterometrici con spessore di circa 2,5 m;
- Piroclastiti alterate (*Pa*), costituite dall'alterazione dei depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Macomer*) avente spessore di circa 5m;
- Piroclastiti (*P*), costituite da depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Macomer*).

6.3 Unità geotecnica C – Coltri eluvio colluviali

Le analisi granulometriche per i terreni in esame indicano una prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa per una buona parte dei campioni. In assenza di dati sperimentali specifici per tale unità geotecnica si è assunto un valore di $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$. I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati assunti pari a $c' = 0-10 \text{ kPa}$ e Φ' compreso tra 25° e 28° .

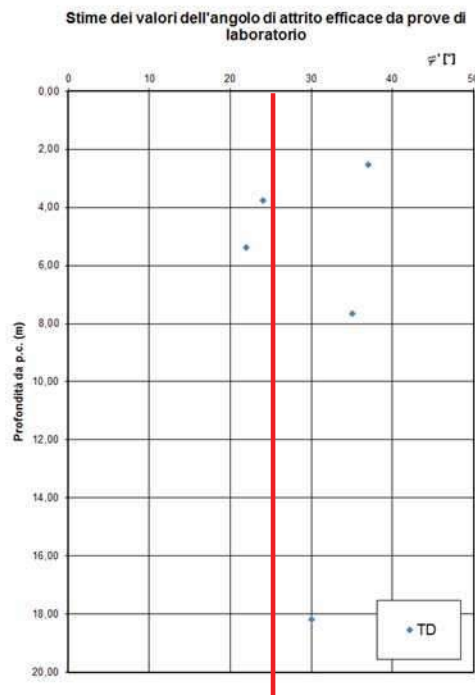
Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova geofisica Down-Hole eseguita nel sondaggio *S4_DH*. In particolare, tenuto conto dei risultati delle prove sismiche, riportate nell'elaborato **T00GE00GEORE06A** – "Documentazione indagini geofisiche – 2015/2016", è stato stimato un modulo elastico di Young variabile tra 15 e 20 MPa.

In considerazione della modestia delle informazioni disponibili, ai fini della presente caratterizzazione si è fatto comunque riferimento a dati di letteratura.

6.4 Unità geotecnica Pa – Piroclastiti alterate

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica **PA** (*piroclastiti alterate*) sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso del sondaggio *S4_DH* relativo alla campagna di indagine 2015-16 (Sondedile s.r.l.). In particolare per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, condotte su campioni indisturbati, di taglio diretto (*TD*). Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova Down-Hole eseguita nel sondaggio *S4_DH*.

Nelle Figure 4 e 5 sono rappresentati i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame.



Unita PA – Angolo di resistenza al taglio.

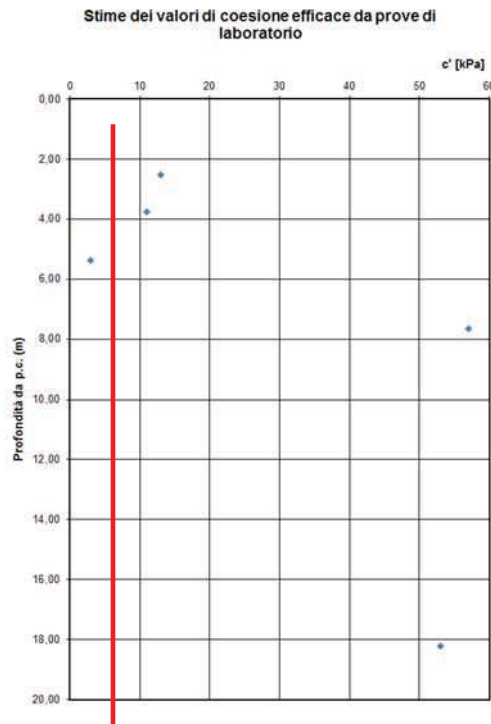


Figura 5. Unità PA – Coesione efficace.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche caratteristiche assunte nelle verifiche:

- peso di volume naturale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28^\circ \div 30^\circ$;
- coesione drenata $c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$;
- Modulo elastico di Young $E' = 20 \div 100 \text{ MPa}$.

6.5 Unità geotecnica P – Piroclastiti

La caratterizzazione geomeccanica dell'unità geotecnica **P** (*piroclastiti*) è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici. Nella Figure 6 e 7 si riportano i risultati della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC*) e l'indice GSI con la profondità.

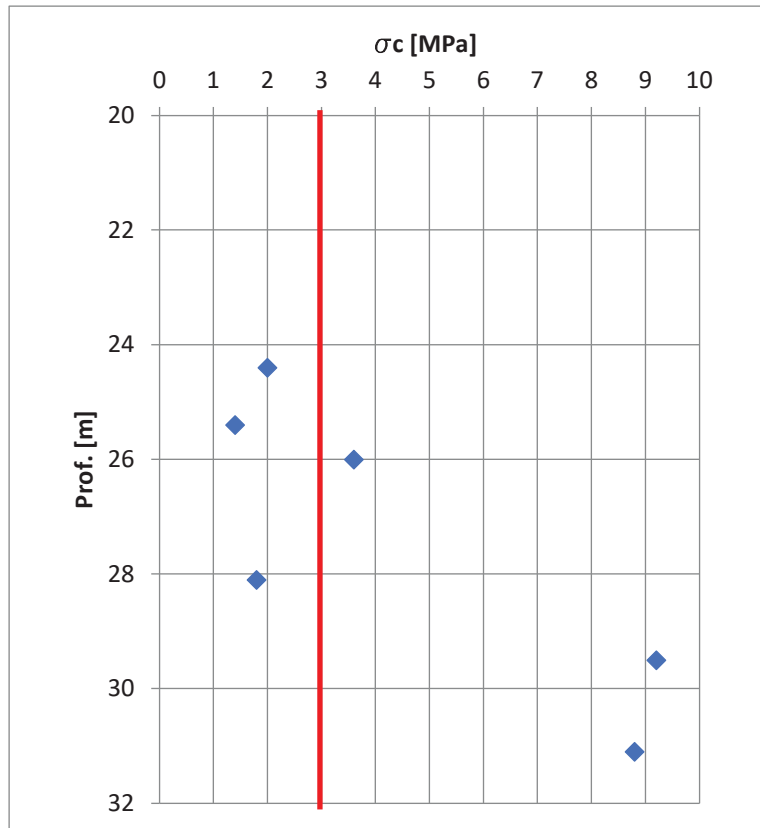


Figura 6. Unità P – Resistenza a compressione uniaassiale da PL e UxDC.

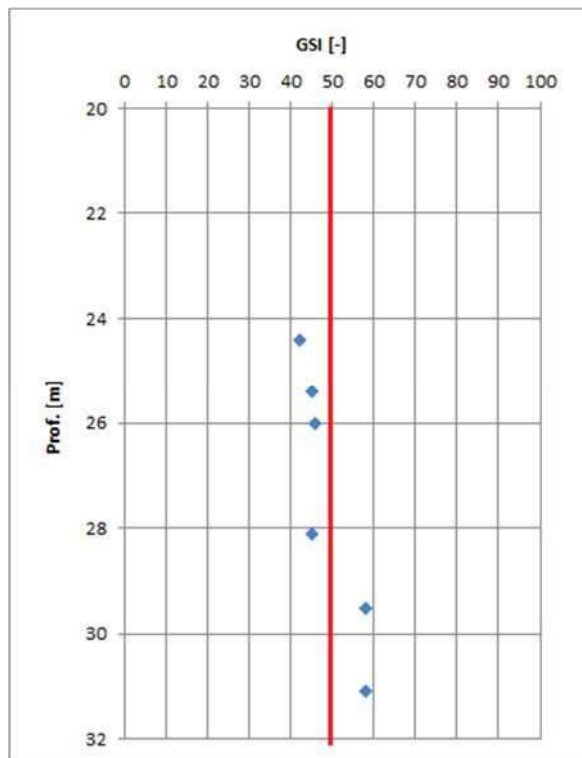


Figura 7. Unità P - Indice GSI.

La stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Figura 6) è stata eseguita mediante il criterio di *Hoek Brown* considerando:

GSI = 49;
 $m_i = 13$;
 $\sigma_{ci} = 2$ MPa resistenza a compressione uniaassiale;
 $D = 0$ fattore di disturbo.

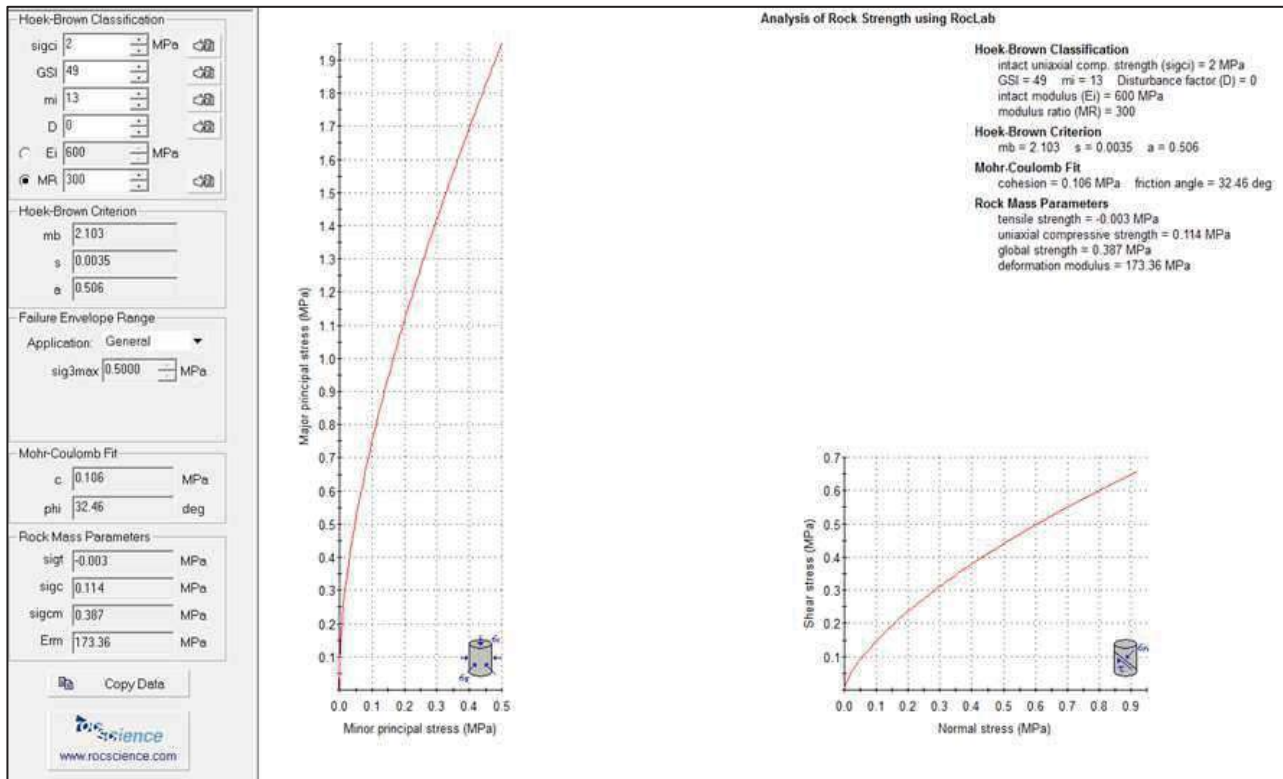


Figura 8. Unità P - Stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Hoek-Brown).

Per l'unità geotecnica P (*Piroclastiti*), si considerano i seguenti parametri geotecnici operativi:

$\gamma = 20$ kN/m³ peso dell'unità di volume;
 $c' = 30 \div 50$ kPa coesione in condizioni drenate;
 $\phi = 30^\circ \div 33^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
 $E > 100$ MPa modulo elastico.

7 CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE

Dall'analisi della stratigrafia del sondaggio **S4_DH** e della relativa prospezione sismica down-hole, si può constatare che il bedrock sismico ($V_s \geq 800$ m/s) è presente ad una profondità di oltre 30 m dal piano di posa delle fondazioni. In tale contesto, come indicato al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2008, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{seq} è definita dal parametro V_{s30} .

In particolare, il calcolo della V_{s30} ha fornito un valore di 245 m/s, che ha consentito di attribuire all'opera in oggetto una **categoria di sottosuolo di tipo C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*.

In base alla categoria di sottosuolo determinata con la prospezione sismica down-hole e con i due stendimenti sismici a rifrazione (categoria C), il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08), può essere calcolato con la seguente espressione:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T_1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{max} [g]
SLO	60	0.025	0.038
SLD	101	0.031	0.047
SLV	949	0.060	0.090
SLC	1950	0.071	0.106

8 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Nella Tabella 1 sono riassunti i valori caratteristici dell'azione sismica di riferimento per l'opera in progetto. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica di progetto.

Tabella 1 – Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica dei muri.

Opera	Stato limite	V_N (anni)	C_u	T_R (anni)	Cat. terreno	S	a_{max}	β_m	K_v	K_v
Cavalcavia al km 145+600	SLV	50	2.0	949	C	1.5	0,09	0,18	0,0162	$\pm 0,008$

9 CRITERI DI VERIFICA

9.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

9.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14.01.2008 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

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.

9.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 14.01.2008 al punto 4.1.2.1.3.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M. 14.01.2008

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

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

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

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

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Per la verifica a taglio dei pali, per semplicità, si assimila la sezione circolare a una sezione rettangolare equivalente le cui dimensioni sono calcolate tramite le formule seguenti:

$$B = 0.9 \cdot D$$

$$d_e = 0.45 \cdot D + 0.64 \cdot (d - D/2)$$

Dove:

B è la base della sezione rettangolare equivalente;

D è il diametro del palo;

d_e è l'altezza utile della sezione rettangolare equivalente;

d è l'altezza utile della sezione circolare del palo, calcolata come differenza fra i valori del diametro del palo e del copriferro baricentrico.

Per il caso in esame, per tutte le tipologie di palo, si ottiene:

$$B = 0.9 \text{ m};$$

$$d_e = 0.7 \text{ m}.$$

9.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2008).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$
- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$

9.2.1 Premessa

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi (riportati nella tabella 4.1.II del D.M. 14.01.2008):

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente;
 - Quasi Permanente.
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi	Condizioni	Combinazione	Armatura
--------	------------	--------------	----------

Relazione di Calcolo Impalcato

20

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

di esigenze	ambientali	di azioni	Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi perman.	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$w_1 = 0.2\text{mm};$$

$$w_2 = 0.3\text{mm};$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}.$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d, confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ε_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ε_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°617 del 02/02/2009 ("Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008").

In alternativa, la verifica a fessurazione è stata eseguita seguendo l'approccio *senza calcolo diretto* descritto al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare del 02.02.2009 secondo cui è possibile limitare l'ampiezza delle fessure limitando il valore della tensione nell'acciaio teso nella combinazione di carico SLE considerata.

9.2.1.1 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm}:

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

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w₁, w₂ e w₃ riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

9.2.1.2 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 14.01.2008, la classe di esposizione individuata per l'opera in esame riconduce a condizioni ambientali del tipo "Aggressive" per le elevazioni e "Ordinarie" per le fondazioni. Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elevazioni				
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w _d
B	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	≤ w ₂ = 0.3mm
		Quasi permanente	Apertura fessure	≤ w ₁ = 0.2mm

Fondazione				
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w _d
A	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4\text{mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$

10 CRITERI DI VERIFICA E CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

Le metodologie di calcolo e di verifica dei pali di fondazione sono ampiamente illustrate nella relazione Geotecnica generale nel capitolo "Fondazioni su pali" al quale si rimanda.

Nel seguito si riportano i grafici con l'andamento in funzione della profondità di:

- Capacità portante di progetto verticale del palo [kN], in condizioni sismiche e statiche.
- Coefficiente di reazione k_h [kN/m³] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Pressione limite p_u [kPa] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Capacità portante di progetto orizzontale del palo [kN].

I diagrammi sono stati ricavati in accordo con quanto definito nella Relazione Geotecnica Generale considerando:

- $z = 0$ in testa al palo;
- il diametro del palo pari a 1 m;
- la stratigrafia e la caratterizzazione geomeccanica definita al Par. 13.
- la posizione della falda, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa del palo;
- La quota della testa del palo a -2.0 m da piano campagna.
- I coefficienti parziali da NTC 2008: γ_A e γ_R per l'Approccio 2 e ξ che tiene conto di tre verticali indagate.

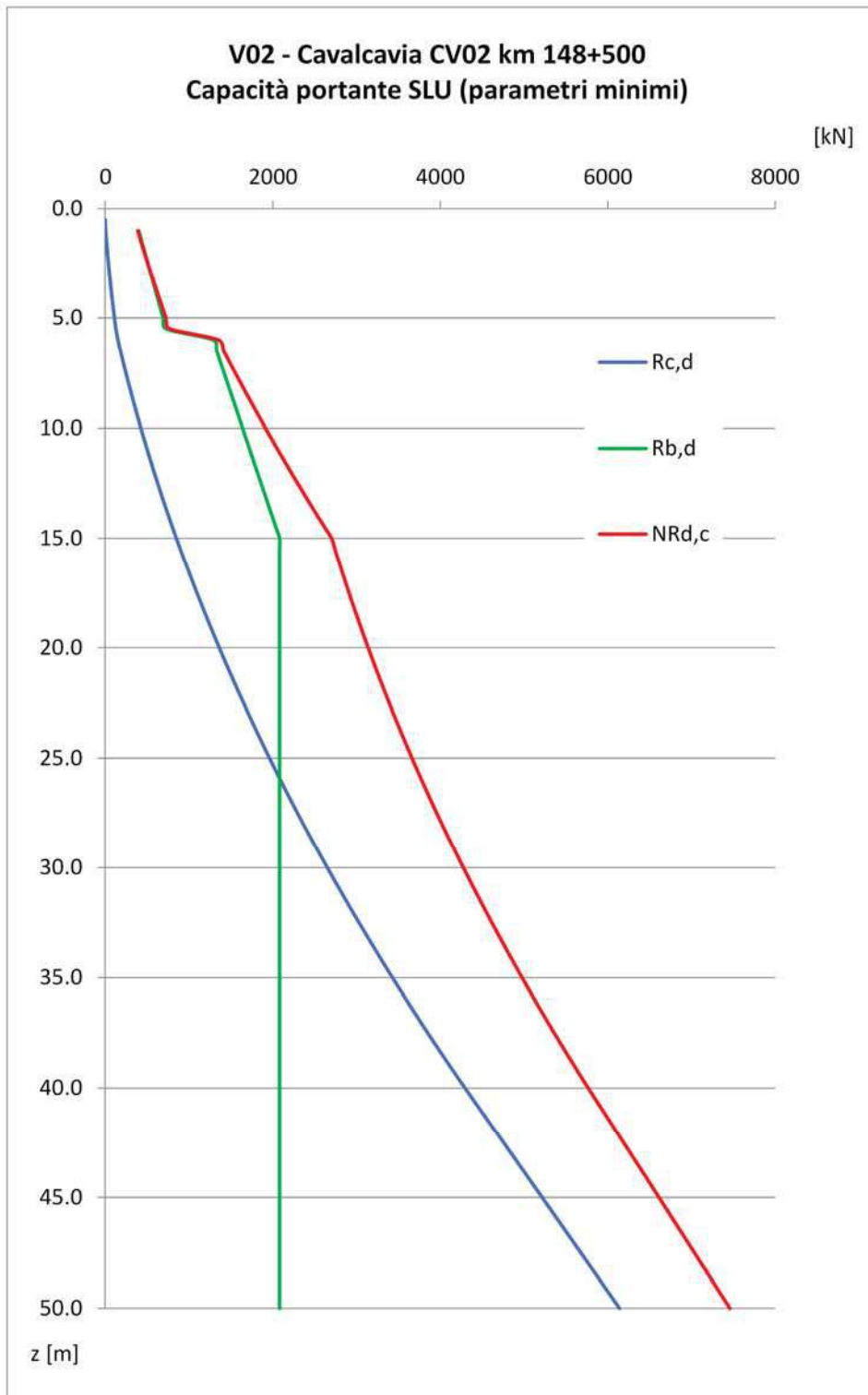


Figura 7. Curva di capacità portante verticale – Condizioni statiche – Parametri minimi

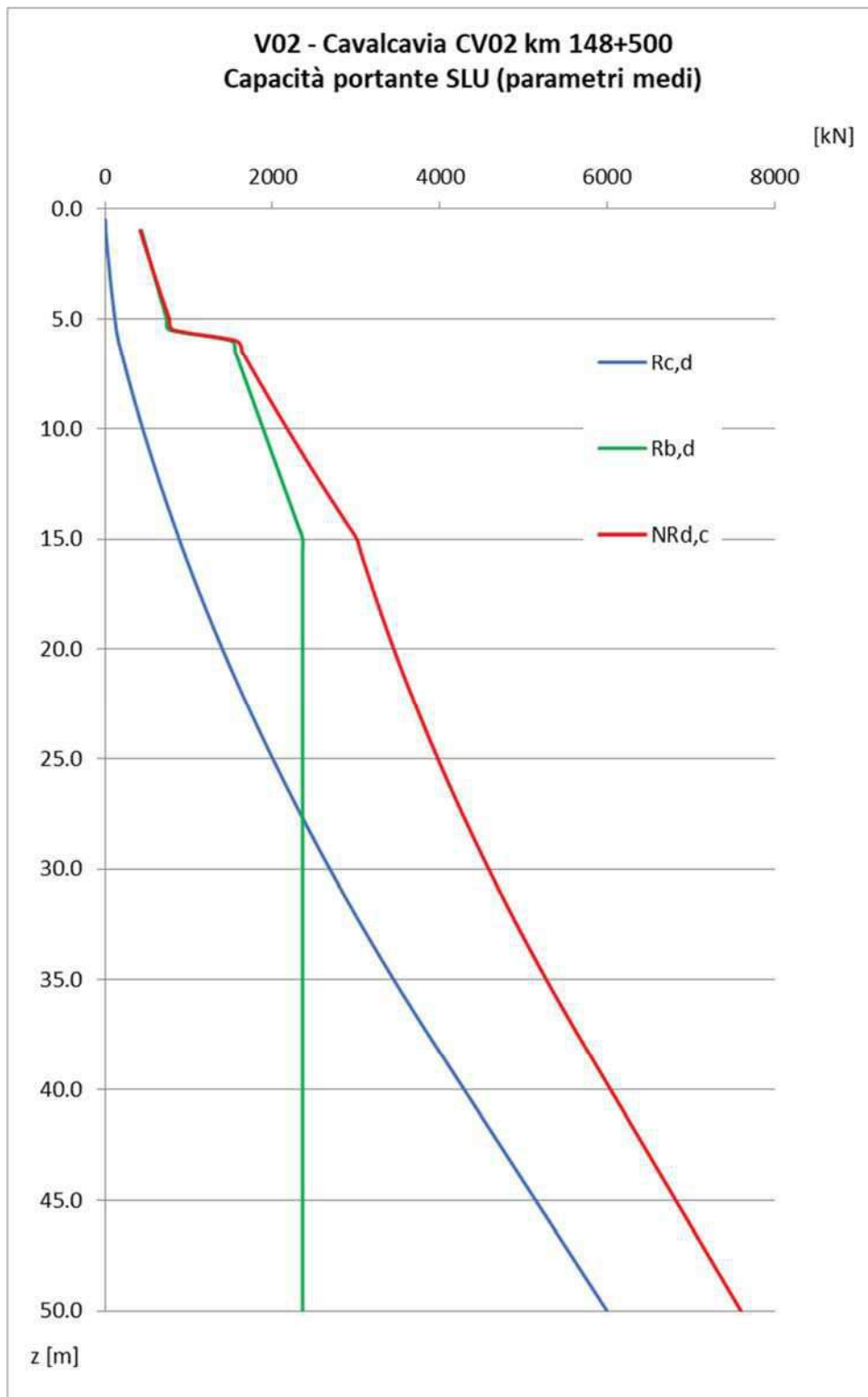


Figura 8. Curva di capacità portante verticale – Condizioni statiche – Parametri medi

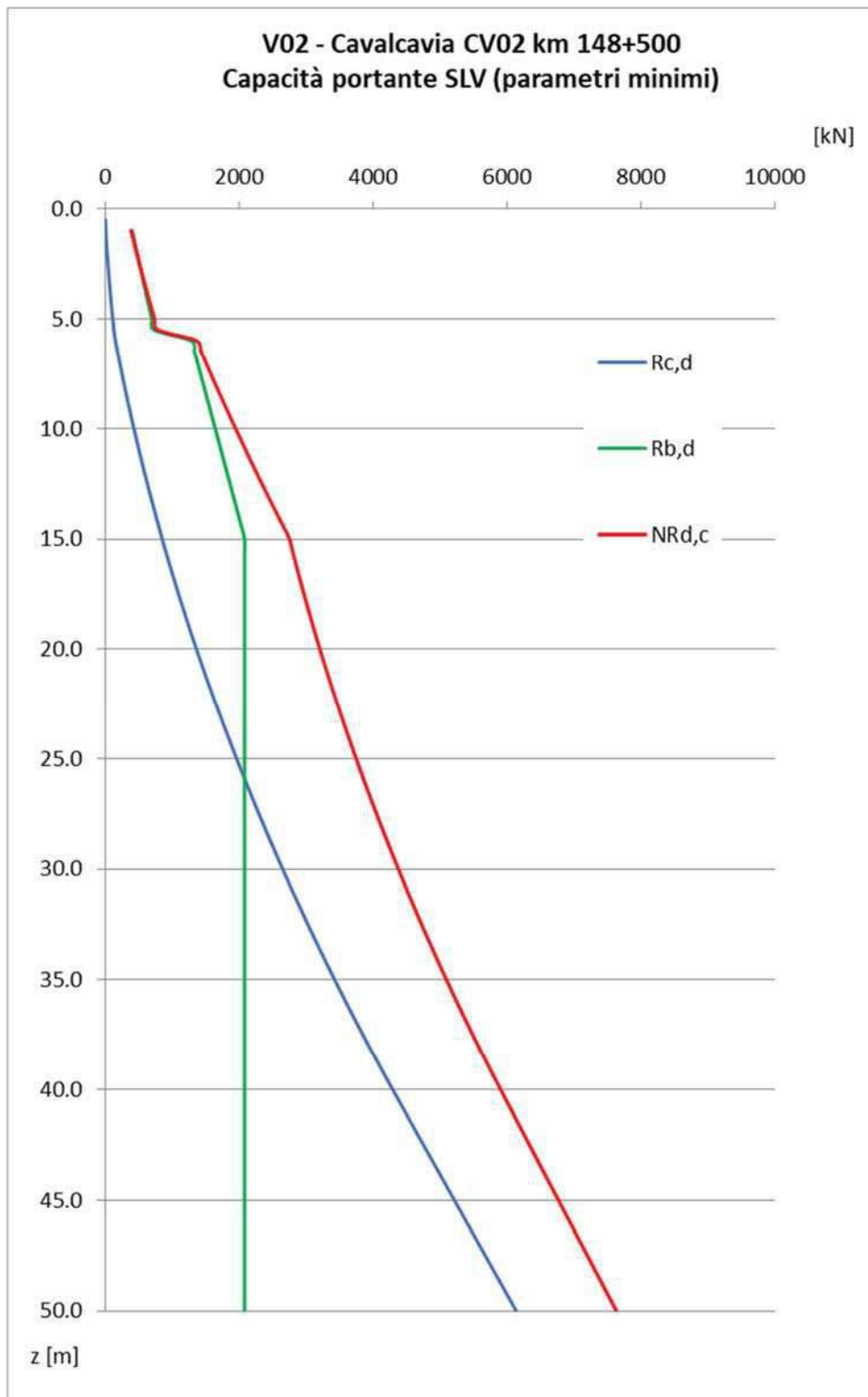


Figura 9. Curva di capacità portante verticale – Condizioni sismiche – Parametri minimi

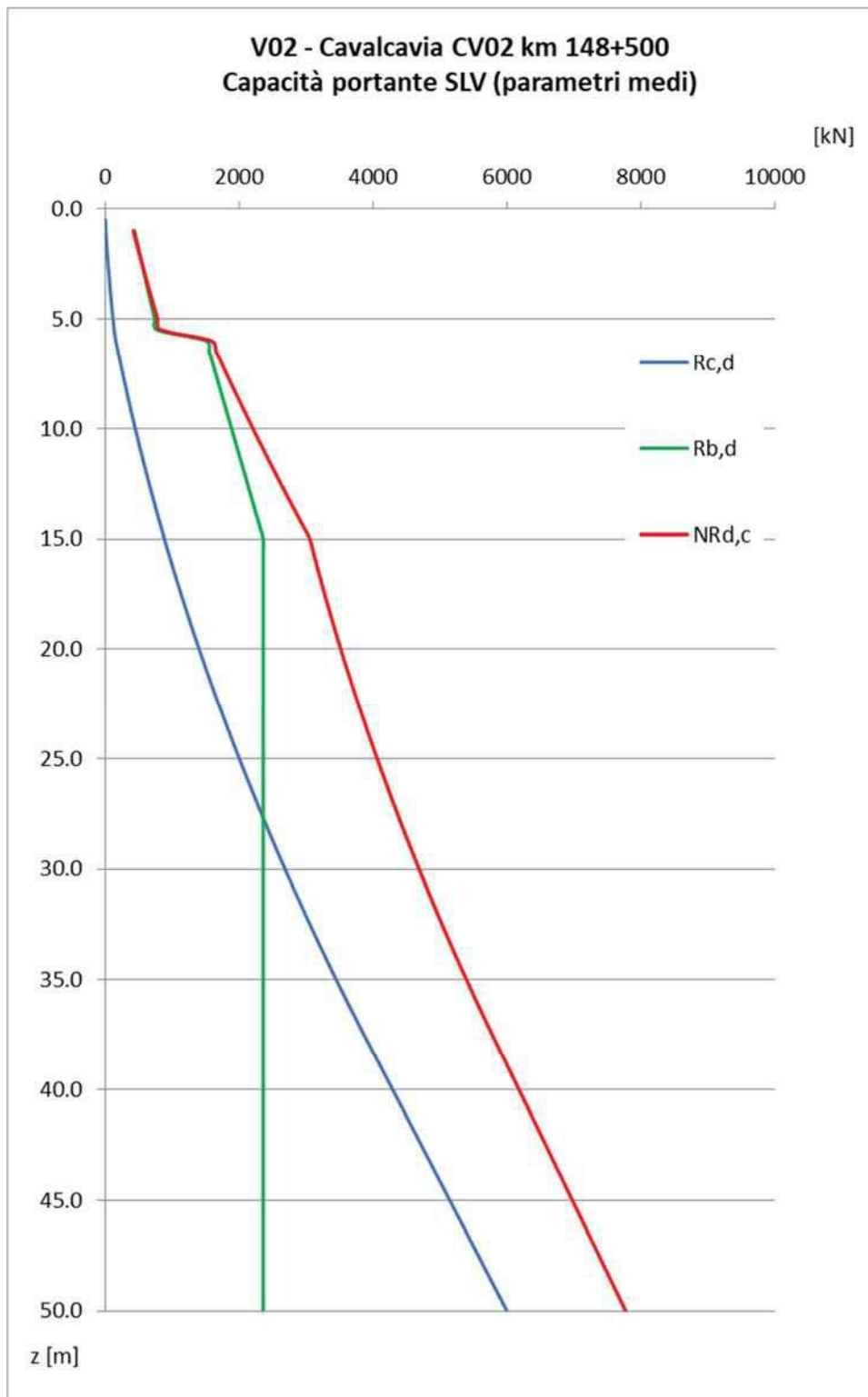


Figura 10. Curva di capacità portante verticale – Condizioni sismiche – Parametri medi

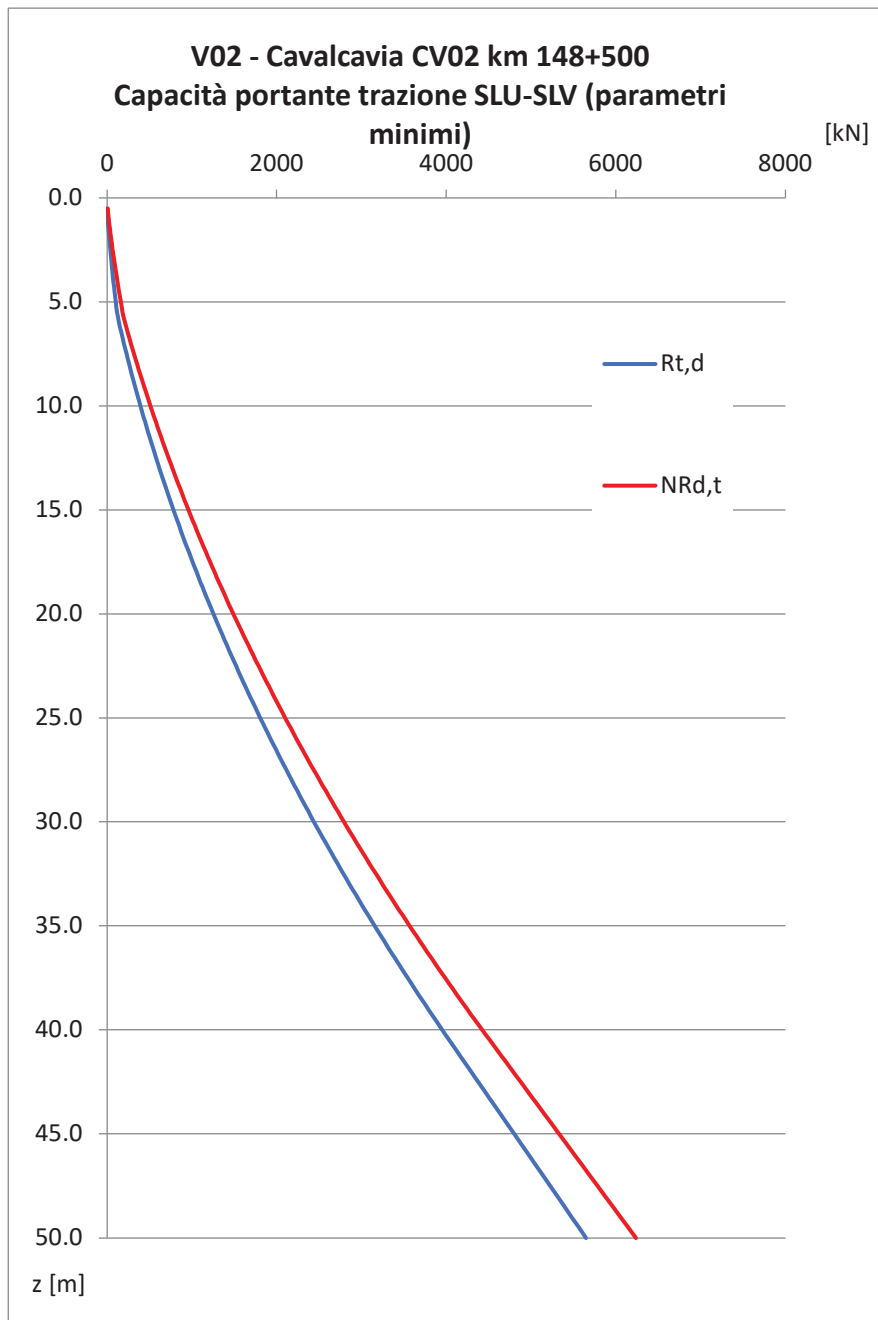


Figura 11. Curva di capacità portante verticale - trazione – Condizioni statiche e sismiche – Parametri minimi

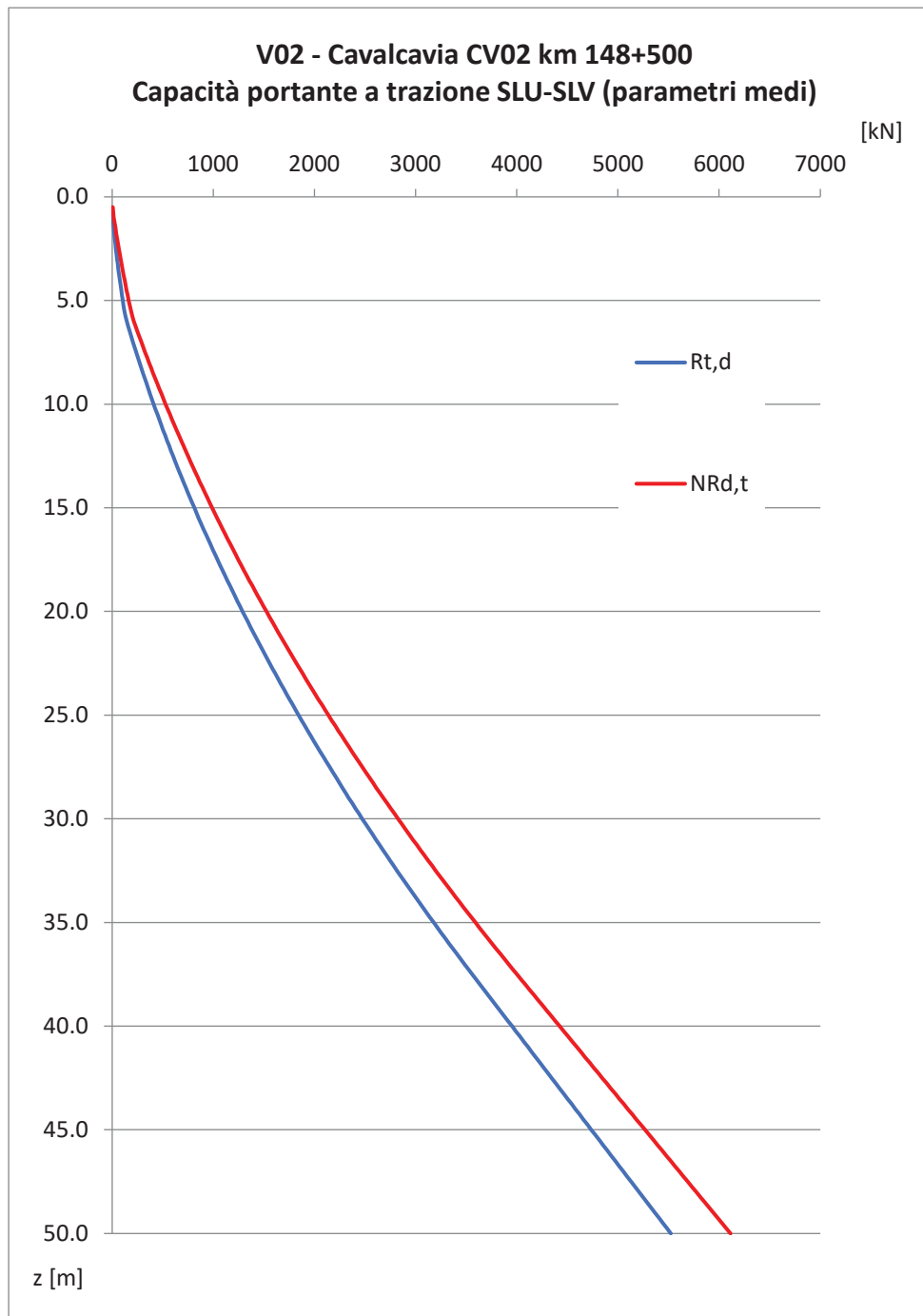


Figura 12. Curva di capacità portante verticale - trazione – Condizioni statiche e sismiche – Parametri medi

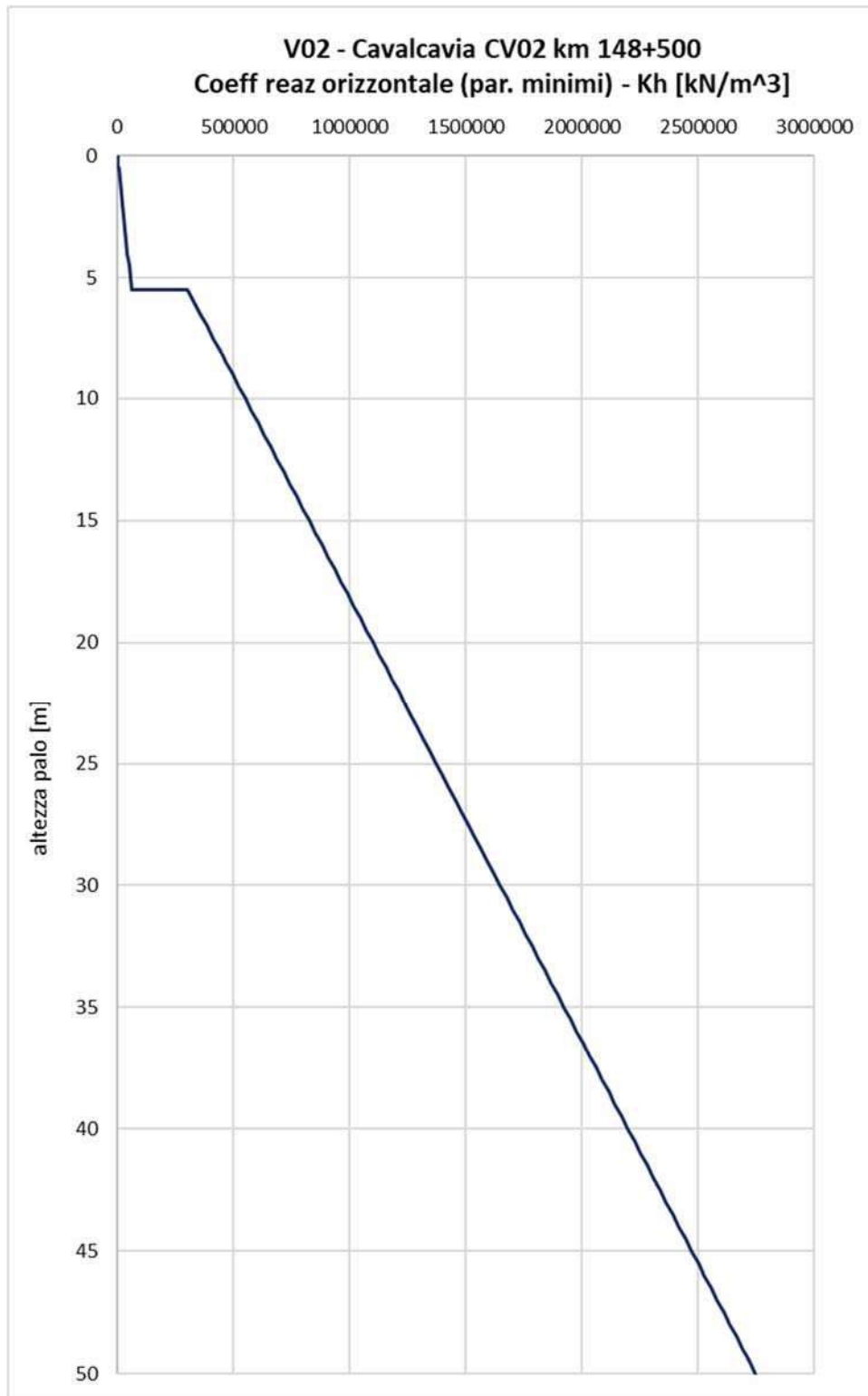


Figura 13. Coefficiente di reazione k_h [kN/m³]

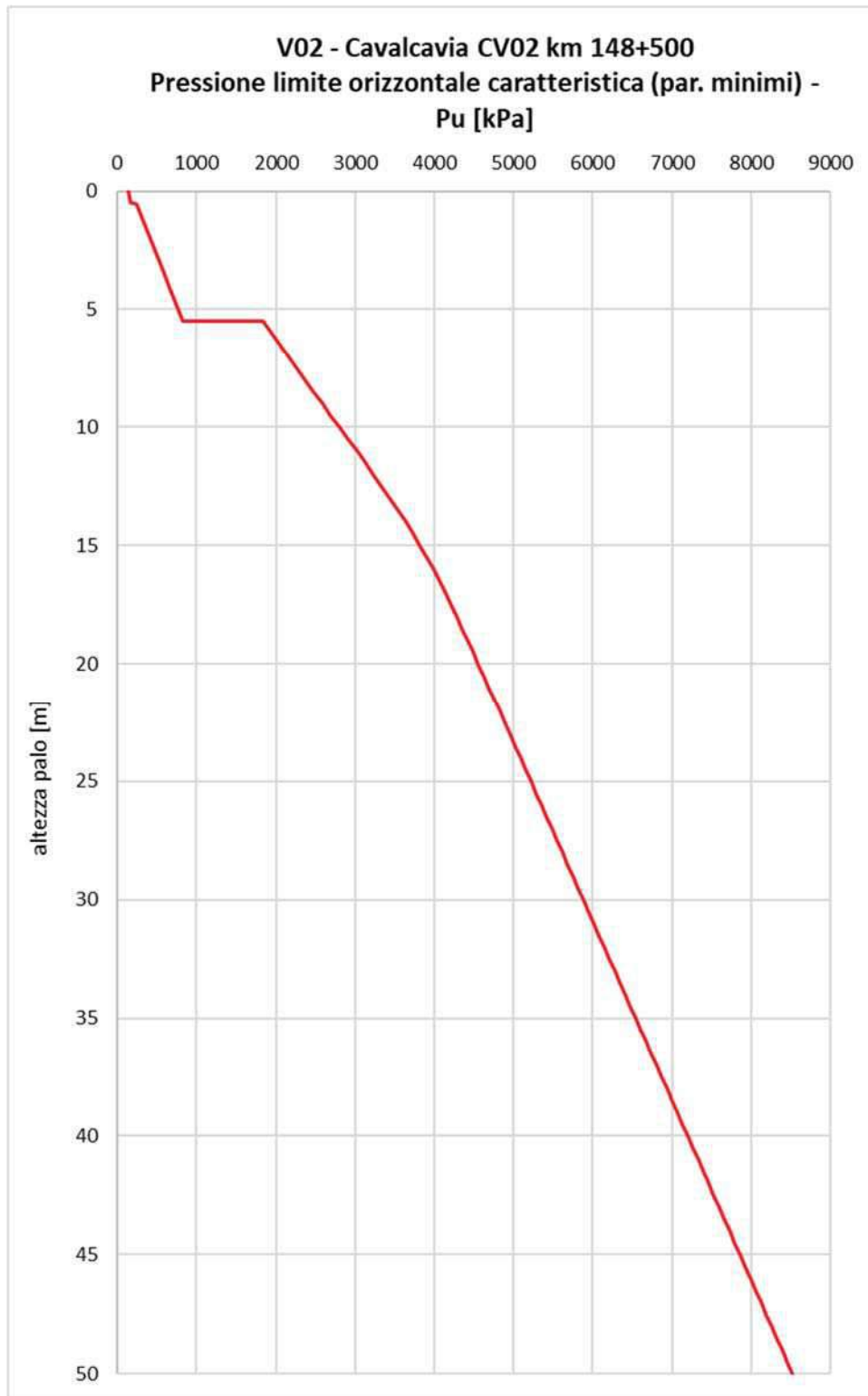


Figura 14. Pressione limite p_u [kPa]

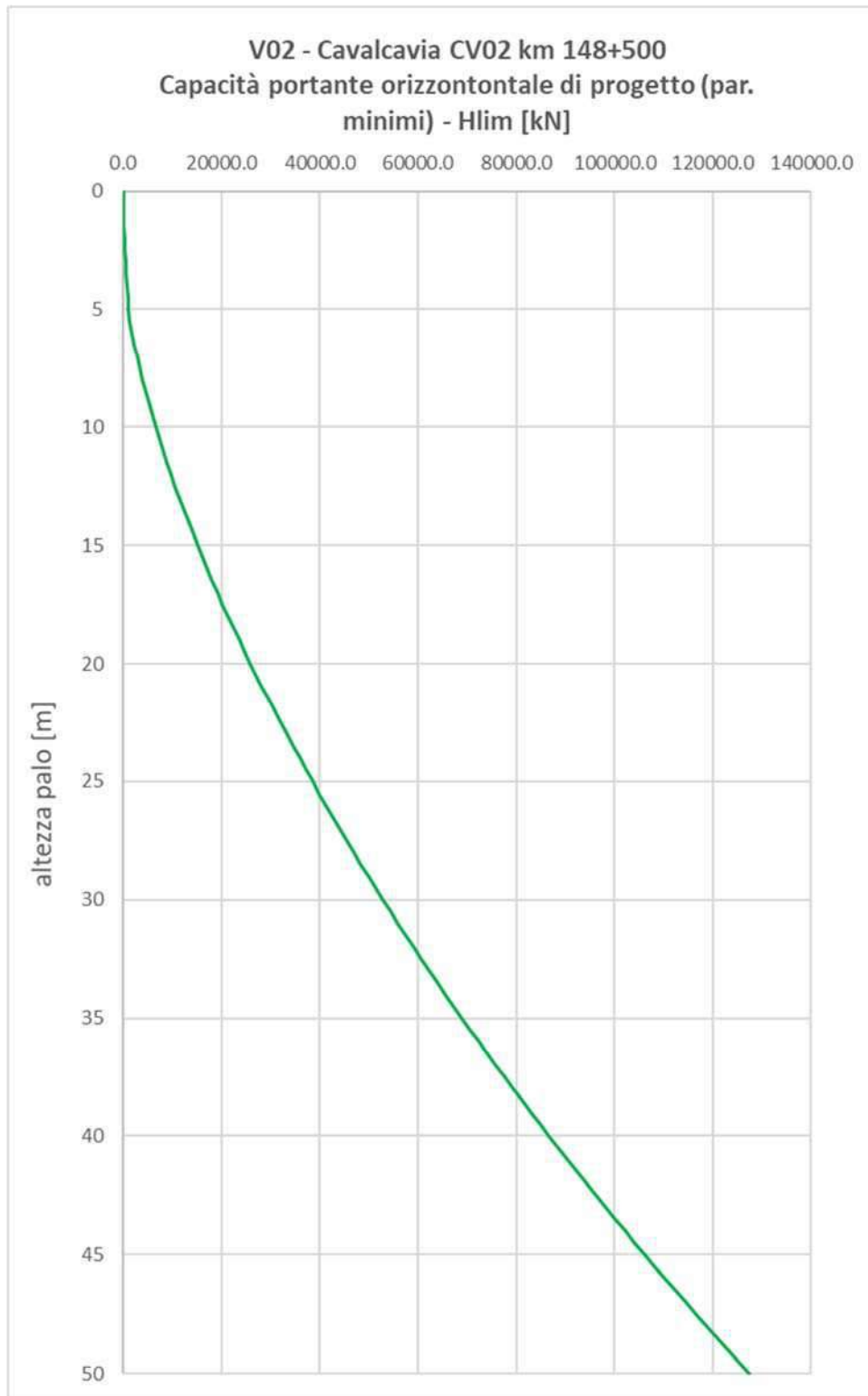


Figura 15. Curva di capacità portante orizzontale - Parametri minimi

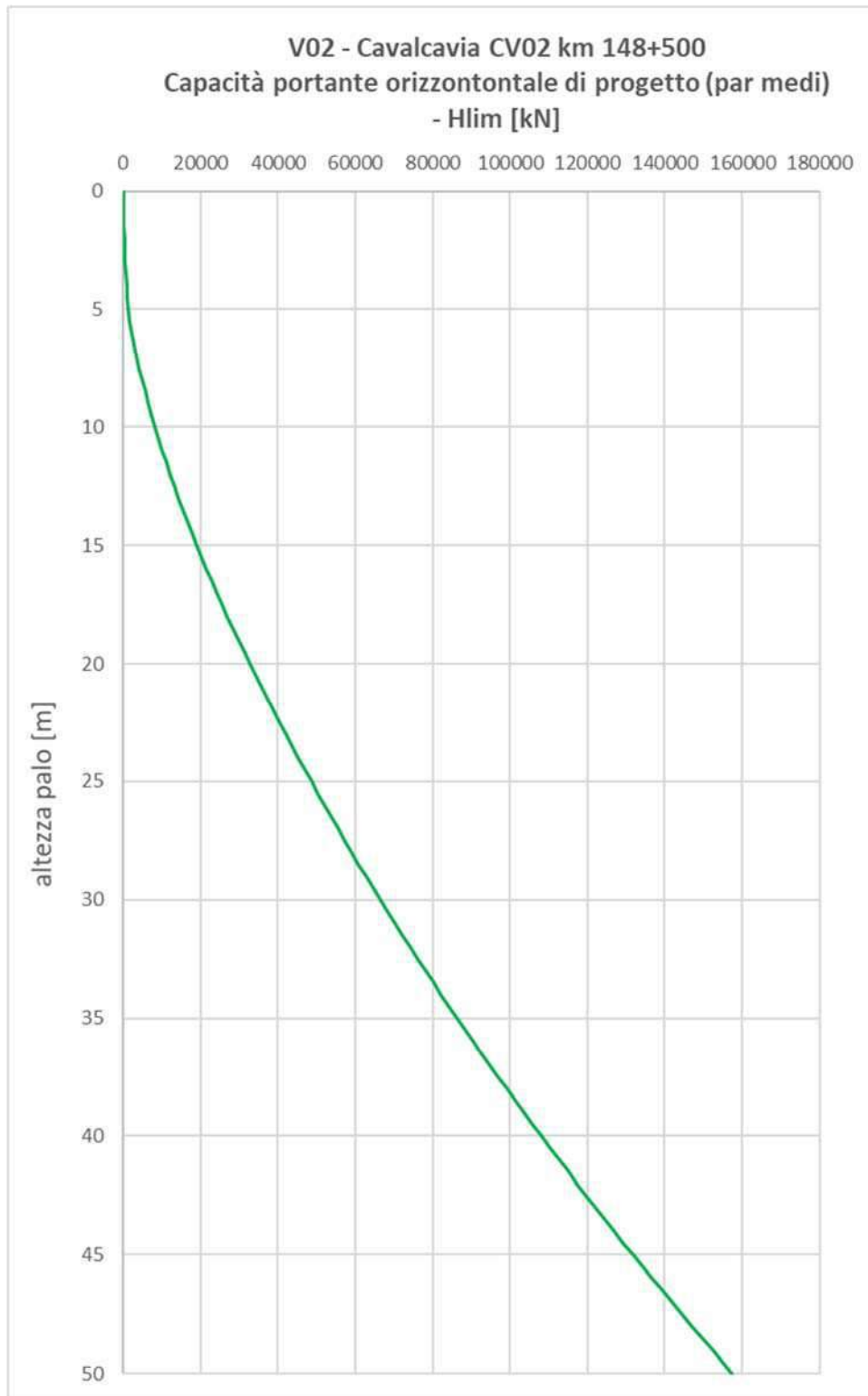


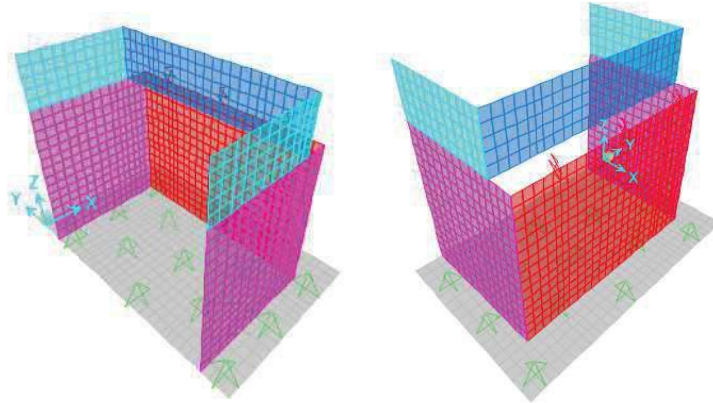
Figura 16. Curva di capacità portante orizzontale - Parametri medi

11 MODELLO DI CALCOLO

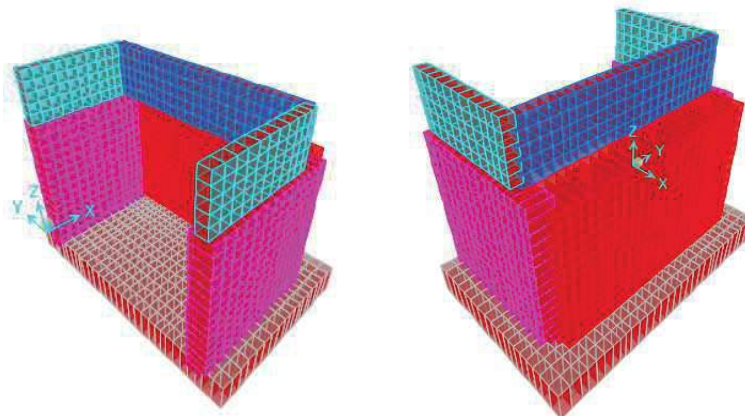
Lo studio del comportamento strutturale delle spalle viene effettuato tramite un modello tridimensionale realizzato con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti *SAP2000 Advanced*.

Gli elementi costituenti la spalla vengono schematizzati mediante elementi bidimensionali di tipo "Shell".

Si riporta di seguito una immagine illustrativa della modellazione tridimensionale realizzata.



Viste 3d del modello di calcolo



Viste 3d estrusa del modello di calcolo

Gli elementi *Shell* della spalla hanno i seguenti spessori:

- *Shell* muri laterali di base: 100 cm
- *Shell* paraghiaia laterali: 50 cm
- *Shell* muro frontale: 160 cm
- *Shell* paraghiaia frontale: 40 cm
- *Shell* fondazione: 150 cm

I nodi superiori delle *Shell* dell'estremità superiore del muro frontale sono collegati ai nodi inferiori del paraghiaia attraverso *Constraint di tipo body* che ne vincola rigidamente gli spostamenti.

Gli appoggi del ponte sono schematizzati tramite elementi 3 *Link* alle cui estremità sono applicati i carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato che vengono scaricati sulla spalla oggetto di dimensionamento e verifica.

La fondazione poggia su 13 vincoli di appoggio in corrispondenza dei pali di fondazione. I nodi circostanti al nodo vincolato tramite il *Restraint* che schematizza il palo di fondazione sono vincolati rigidamente tra loro con *Constraint di tipo body* in modo da evitare localizzazione non realistica degli sforzi.

12 ANALISI DEI CARICHI

12.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi della spalla è valutato in ragione di 25.0 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

12.2 Peso proprio del terreno

Il peso proprio del terreno è valutato in ragione di 20.0 kN/m³ e grava sulla fondazione della spalla.

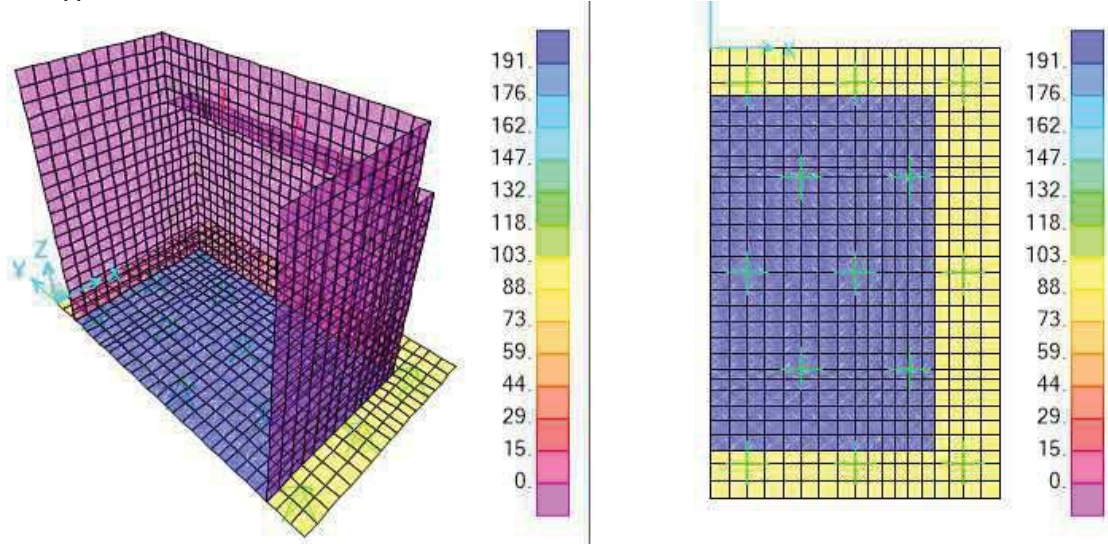
All'interno dei muri della spalla si ha un ricoprimento di terreno pari all'intera altezza della spalla stessa, il carico applicato sugli elementi "interni" della fondazione è dunque pari a:

$$q_{\text{terr}} = 20 \text{ kN/mc} \cdot 9.55 \text{ m} = 191 \text{ kN/m}^2$$

All'esterno dei muri della spalla si ha un ricoprimento medio di terreno pari a circa 4.5m, il carico applicato sugli "elementi esterni della fondazione" è dunque pari a:

$$q_{\text{terr}} = 20 \text{ kN/mc} \cdot 4.50 \text{ m} = 90 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico è applicato sotto la condizione di carico **PP_TERR**.



Termografia carico PP_TERR [kN/m²]

12.3 Spinta del terreno

La spinta dovuta al peso proprio del terreno sugli elementi verticali della spalla è calcolato secondo la seguente formula:

$$S_{\text{terr}} = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi_d)$$

dove:

$\gamma_k = 20.0 \text{ kN/m}^3$ peso caratteristico terreno per unità di volume

$\gamma_d = 20.0 \text{ kN/m}^3$ peso di progetto terreno per unità di volume

$\phi_k = 35^\circ$ angolo di attrito interno caratteristico del terreno

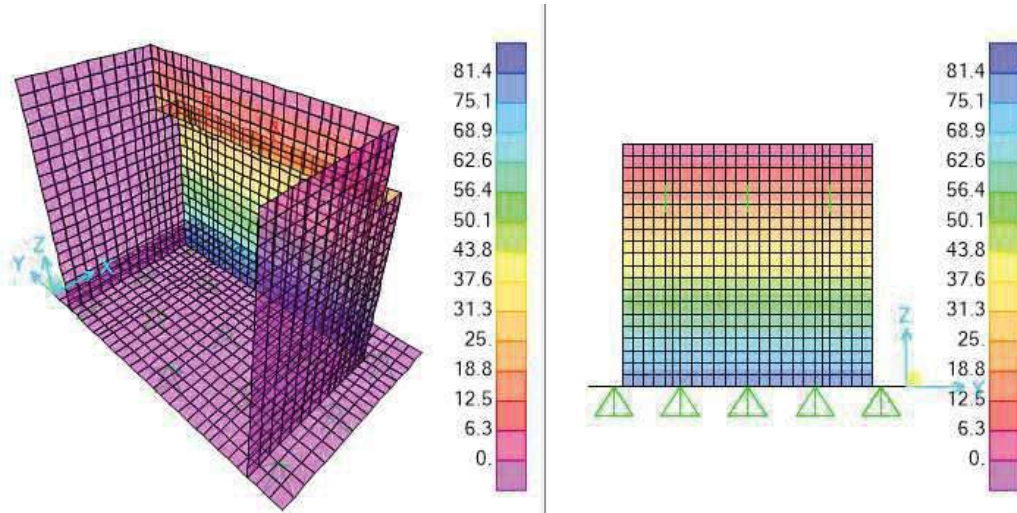
$\phi_d = 35^\circ$ angolo di attrito interno di progetto del terreno

$K_0 = 0.426$ coefficiente di spinta a riposo

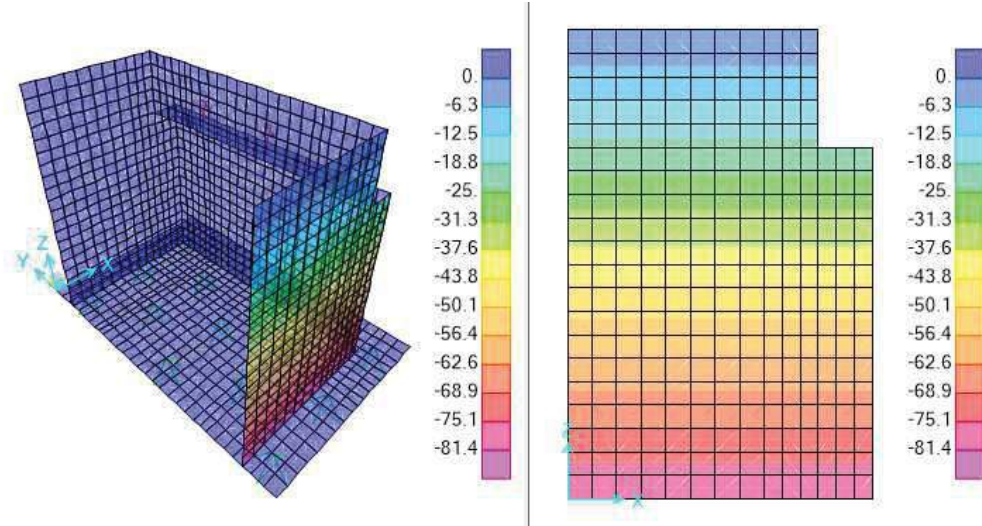
$H = 0.00 - 9.55 \text{ m}$ altezza di spinta

$$S_{\text{terr}} \text{ massima (H = 9.55m)} = 81.4 \text{ kN/m}^2$$

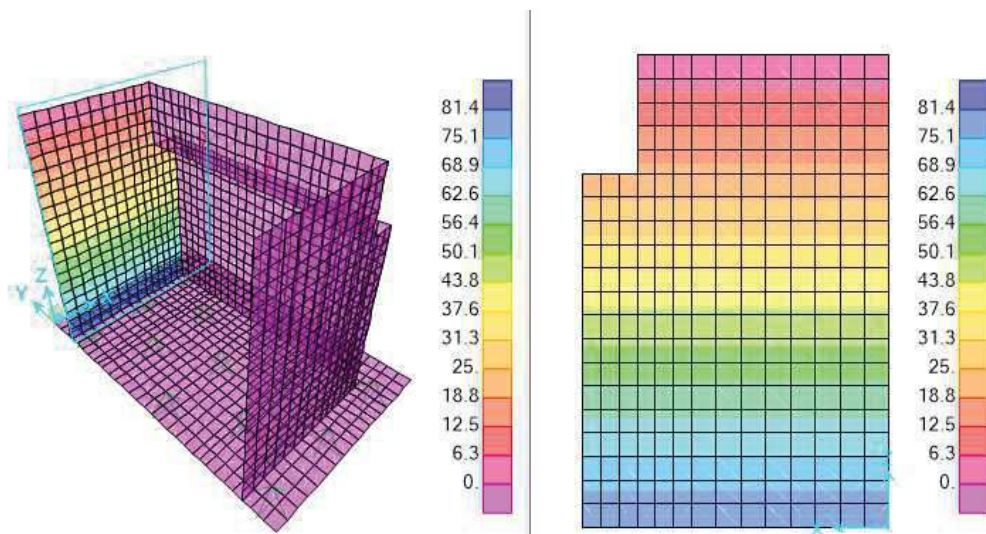
La spinta del terreno è applicata alle elevazioni laterali e frontale attraverso i casi di carico **SP_TERR_X**, **SP_TERR_Y_sx** e **SP_TERR_Y_d**



Termografia carico SP_TERR_X [kN/m²]



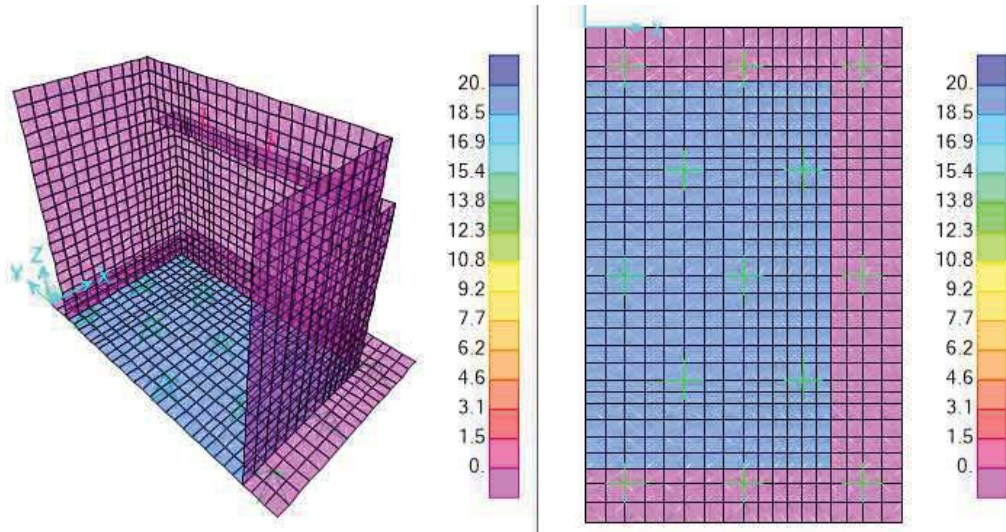
Termografia carico SP_TERR_Y_dx [kN/m²]



Termografia carico SP_TERR_Y_sx [kN/m²]

12.4 Carico accidentale

Il carico accidentale gravante sul terreno dovuto ai mezzi è valutato in ragione di 20kN/m² ed è applicato tramite il *Load Pattern* denominato **ACC_TERR**.



Termografia carico ACC_TERR [kN/m²]

12.5 Sovrappinta dovuta al carico accidentale

La spinta dovuta al carico accidentale è calcolata secondo la seguente formula:

$$S_{acc} = k_0 \cdot q_{acc} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi_d)$$

dove:

$$q_0 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

$$\phi_d = 35^\circ$$

$$K_0 = 0.426$$

carico accidentale

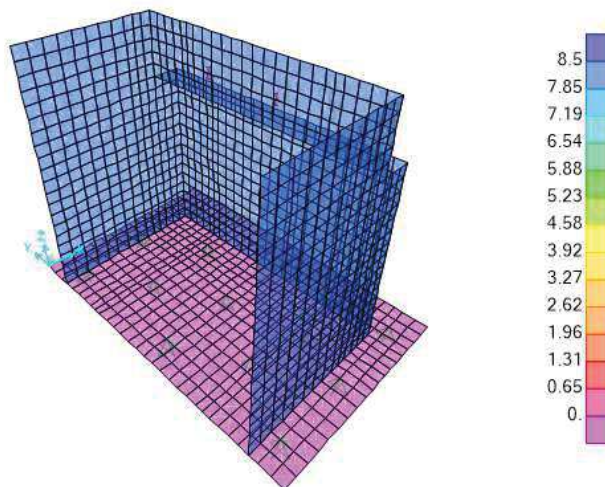
angolo di attrito interno caratteristico del terreno

angolo di attrito interno di progetto del terreno

coefficiente di spinta a riposo

$$S_{acc} = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

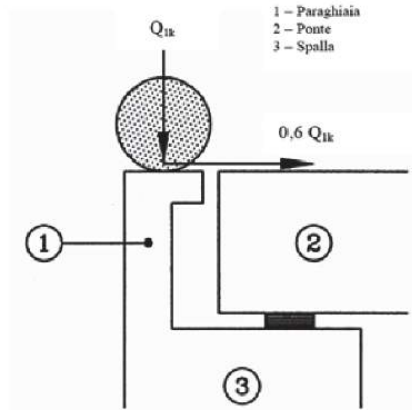
La spinta dovuta al carico accidentale è costante ed è applicata alle elevazioni laterali e frontale attraverso i casi di carico **SP_ACC_TERR**.



Termografia carico SP_ACC_TERR [kN/m²]

12.6 Frenatura

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, la spinta del terreno, il peso della parete, le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista. In ottemperanza al pto C.5.1.3.3.5.2 delle NTC 2008 verrà inoltre considerata l'azione longitudinale di frenamento applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari a $F_h = 180 \text{ kN}$, concomitante ad un carico assiale $N = 300 \text{ kN}$, considerato diffuso su una larghezza a base paraghiaia uguale a 5.00 m.



Le sollecitazioni caratteristiche a base paraghiaia (altezza media paraghiaia = 2.50m) dovute alla frenatura diffuse su una lunghezza di 5m, sono pari a:

azione assiale: $N = 300 \text{ kN} / 5 \text{ m} = 60 \text{ kN/m}$
momento: $M = 180 \text{ kN} \cdot 2.5 \text{ m} / 5 \text{ m} = 40 \text{ kNm/m}$
taglio: $V = 180 \text{ kN} / 5 \text{ m} = 36 \text{ kN/m}$

12.7 Carichi derivanti dall'impalcato

Le azioni derivanti dall'impalcato che si scaricano sui tre appoggi della spalla sono riassunte nelle seguenti tabelle, per maggiori informazioni si rimanda alla relazione dell'impalcato.

Joint	OutputCase	FORZE		
		Fvert	Flong	Ftrasv
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
10001	G1-ACCIAIO	-132.53	-5.10	-0.02
10001	G2-SOLETTA	-491.66	-18.28	0.01
10001	G1-PILA	0.00	0.00	0.00
10001	G2-PERMANENTI	-264.94	-4.23	0.01
10001	E1-DISTORSIONI	0.00	0.00	0.00
10001	E2-RITIRO	0.00	-4.00	0.00
10001	E3-TERMICA-INV_max	0.00	0.00	0.00
10001	E3-TERMICA-INV_min	0.00	28.17	0.00
10001	E4-CEDIMENTI	0.00	-28.17	0.00
10001	Q1-MOBILI-KK-INV_max	33.80	0.22	0.10
10001	Q1-MOBILI-KK-INV_min	-1066.17	-10.35	-0.46
10001	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	19.96	0.14	0.06
10001	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	-643.13	-5.98	-0.33
10001	Q3-FRENATURA	3.34	76.74	0.00
10001	Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00
10001	Q5-VENTO-S-INV_max	0.00	0.00	0.00
10001	Q5-VENTO-S-INV_min	0.00	0.00	0.00
10001	Q5-VENTO-C-INV_max	26.16	0.17	46.62
10001	Q5-VENTO-C-INV_min	-26.16	-0.17	-46.62
10001	Q6-SISMA_L	12.52	102.84	0.00
10001	Q6-SISMA_T	107.09	0.29	101.99
10001	Q6-SISMA_V	18.30	0.59	0.00

Joint	OutputCase	FORZE		
		Fvert	Flong	Ftrasv
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
10002	G1-ACCIAIO	-138.65	-5.12	0.00
10002	G2-SOLETTA	-481.42	-18.19	0.00
10002	G1-PILA	0.00	0.00	0.00
10002	G2-PERMANENTI	-246.66	-4.18	0.00
10002	E1-DISTORSIONI	0.00	0.00	0.00
10002	E2-RITIRO	0.00	-4.00	0.00
10002	E3-TERMICA-INV_max	0.00	0.00	0.00
10002	E3-TERMICA-INV_min	0.00	28.17	0.00
10002	E4-CEDIMENTI	0.00	-28.17	0.00
10002	Q1-MOBILI-KK-INV_max	0.02	0.03	0.25
10002	Q1-MOBILI-KK-INV_min	-969.49	-7.17	-0.19
10002	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	0.01	0.02	0.18
10002	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	-620.58	-4.18	-0.13
10002	Q3-FRENATURA	3.34	76.74	0.00
10002	Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00
10002	Q5-VENTO-S-INV_max	0.00	0.00	0.00
10002	Q5-VENTO-S-INV_min	0.00	0.00	0.00
10002	Q5-VENTO-C-INV_max	0.00	0.00	46.70
10002	Q5-VENTO-C-INV_min	0.00	0.00	-46.70
10002	Q6-SISMA_L	12.01	102.84	0.00
10002	Q6-SISMA_T	0.00	0.00	102.24
10002	Q6-SISMA_V	18.25	0.59	0.00

Joint	OutputCase	FORZE		
		Fvert	Flong	Ftrasv
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
10003	G1-ACCIAIO	-132.53	-5.10	0.02
10003	G2-SOLETTA	-491.66	-18.28	-0.01
10003	G1-PILA	0.00	0.00	0.00
10003	G2-PERMANENTI	-264.94	-4.23	-0.01
10003	E1-DISTORSIONI	0.00	0.00	0.00
10003	E2-RITIRO	0.00	-4.00	0.00
10003	E3-TERMICA-INV_max	0.00	0.00	0.00
10003	E3-TERMICA-INV_min	0.00	28.17	0.00
10003	E4-CEDIMENTI	0.00	-28.17	0.00
10003	Q1-MOBILI-KK-INV_max	110.58	0.68	0.36
10003	Q1-MOBILI-KK-INV_min	-570.89	-6.64	-0.08
10003	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	63.54	0.42	0.24
10003	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	-339.34	-3.81	-0.05
10003	Q3-FRENATURA	3.34	76.74	0.00
10003	Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00
10003	Q5-VENTO-S-INV_max	0.00	0.00	0.00
10003	Q5-VENTO-S-INV_min	0.00	0.00	0.00
10003	Q5-VENTO-C-INV_max	26.16	0.17	46.62
10003	Q5-VENTO-C-INV_min	-26.16	-0.17	-46.62
10003	Q6-SISMA_L	12.52	102.84	0.00
10003	Q6-SISMA_T	107.09	0.29	101.99
10003	Q6-SISMA_V	18.30	0.59	0.00

Tali azioni vengono combinate ai vari Stati Limite e inserite nel modello di calcolo nelle combinazioni corrispondenti. Le combinazioni di carico delle azioni derivanti dall'impalcato sono le seguenti:

SLU_STR	G1-ACCIAIO	G2-SOLETTA	G2-PERMANENTI	E1-DISTORSIONI	E2-RITIRO	E3-TERMICA-INV_max	E3-TERMICA-INV_min	E4-CEDIMENTI	Q1-MOBILI-KK-INV_max	Q1-MOBILI-KK-INV_min	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	Q3-FRENA TURA	Q4-CENTRIFUGA	Q5-VENTO-S-INV_max	Q5-VENTO-S-INV_min	Q5-VENTO-C-INV_max	Q5-VENTO-C-INV_min
SLU_P	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_T_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	1,20	0,00	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_T_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_VS_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
SLU_VS_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,72	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
SLU_VC_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	1,20	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
SLU_VC_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,72	1,20	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
SLU_1_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	1,20	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00
SLU_1_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,72	1,20	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00
SLU_2a_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	1,20	0,00	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00
SLU_2a_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,72	1,20	0,00	0,00	0,00	1,35	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90
SLU_2b_min	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	1,20	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,90	0,00
SLU_2b_max	1,35	1,35	1,50	1,20	1,20	0,00	0,72	1,20	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	0,00	0,90	0,00

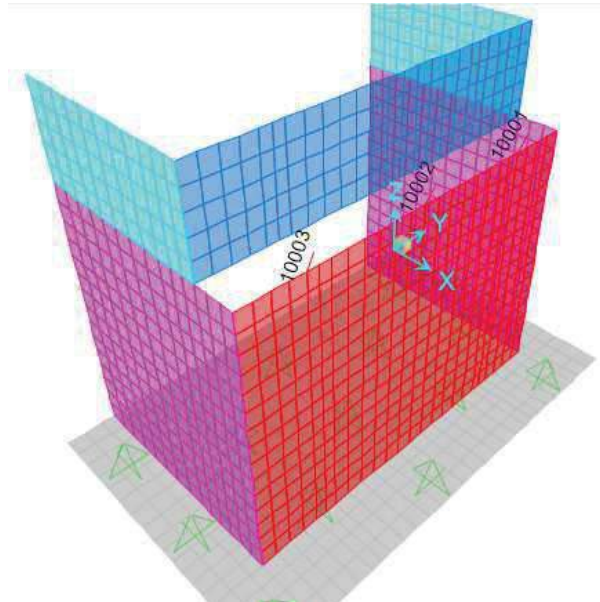
SLV	G1-ACCIAIO	G2-SOLETTA	G2-PERMANENTI	E1-DISTORSIONI	E2-RITIRO	E3-TERMICA-INV_max	E3-TERMICA-INV_min	E4-CEDIMENTI	Q1-MOBILI-KK-INV_max	Q1-MOBILI-KK-INV_min	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	Q3-FRENA TURA	Q4-CENTRIFUGA	Q5-VENTO-S-INV_max	Q5-VENTO-S-INV_min	Q5-VENTO-C-INV_max	Q5-VENTO-C-INV_min	Q6-SISMA_L	Q6-SISMA_T	Q6-SISMA_V
SLU_SL1_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,30	
SLU_SL1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,30	
SLU_SL2_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	-0,30	-0,30	
SLU_SL2_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	-0,30	-0,30	
SLU_ST1_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,30	
SLU_ST1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,30	
SLU_ST2_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	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
SLU_ST2_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	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
SLU_V1_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	1,00
SLU_V1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	1,00
SLU_V2_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,30	-0,30	-1,00
SLU_V2_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,30	-0,30	-1,00

SLE	G1-ACCIAIO	G2-SOLETTA	G1-PILA	G2-PERMANENTI	E1-DISTORSIONI	E2-RITIRO	E3-TERMICA-INV_max	E3-TERMICA-INV_min	E4-CEDIMENTI	Q1-MOBILI-KK-INV_max	Q1-MOBILI-KK-INV_min	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	Q3-FRENA TURA	Q4-CENTRIFUGA	Q5-VENTO-S-INV_max	Q5-VENTO-S-INV_min	Q5-VENTO-C-INV_max	Q5-VENTO-C-INV_min	
SLE_R_P	1,00	1,00	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	0,00	0,00	0,00
SLE_T	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	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
SLE_R_VS_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_R_VS_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
SLE_R_VC_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
SLE_R_VC_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
SLE_R_1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
SLE_R_1_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,60
SLE_R_2a_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
SLE_R_2a_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,60
SLE_R_2b_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
SLE_R_2b_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,60

SLE_FR SLE_QP	G1-ACCIAIO	G2-SOLETTA	G1-PILA	G2-PERMANENTI	E1-DISTORSIONI	E2-RITIRO	E3-TERMICA-INV_max	E3-TERMICA-INV_min	E4-CEDIMENTI	Q1-MOBILI-KK-INV_max	Q1-MOBILI-KK-INV_min	Q1-MOBILI-FQ-INV_max	Q1-MOBILI-FQ-INV_min	Q3-FRENA TURA	Q4-CENTRIFUGA	Q5-VENTO-S-INV_max	Q5-VENTO-S-INV_min	Q5-VENTO-C-INV_max	Q5-VENTO-C-INV_min	
SLE_F_P	1,00	1,00	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	0,00	0,00	0,00
SLE_F_VS_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_F_VS_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
SLE_F_VC_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00
SLE_F_VC_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20
SLE_F_1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
SLE_F_1_max	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,60

Le azioni combinate sono applicate al modello di calcolo della spalla attraverso i casi di carico **IMP_STR_X+**, **IMP_STR_X-**, **IMP_STR_Y**, **IMP_STR_Z**, **IMP_SISM_X+**, **IMP_SISM_X-**, **IMP_SISM_Y**, **IMP_SISM_Z**, **IMP_SLE_X+**, **IMP_SLE_X-**, **IMP_SLE_Y**, **IMP_SLE_Z**, **IMP_SLEFRQP_X+**, **IMP_SLEFRQP_X-**, **IMP_SLEFRQP_Y**, **IMP_SFRQP_Z**.

Le suddette azioni combinate ai vari Stati Limite sono riassunte nelle tabelle seguenti suddivise per ogni appoggio:



Label appoggi

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10001 - IMP_STR						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10001	SLU_1_max	10001	2703	-70	-43	Max_Fvert
10001	SLU_SL1_min	10001	889	-46	0	Min_Fvert
10001	SLU_2a_max	10001	2127	39	-42	Max_Flong
10001	SLU_P	10001	1240	-77	0	Min_Flong
10001	SLU_VC_max	10001	1174	-76	70	Max_Ftrasv
10001	SLU_VC_min	10001	2148	-65	-70	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10002 - IMP_STR						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10002	SLU_1_max	10002	2516	-66	-42	Max_Fvert
10002	SLU_2a_min	10002	1203	27	42	Min_Fvert
10002	SLU_2a_max	10002	2040	42	-42	Max_Flong
10002	SLU_P	10002	1207	-76	0	Min_Flong
10002	SLU_VC_max	10002	1207	-76	70	Max_Ftrasv
10002	SLU_VC_min	10002	2045	-62	-70	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10003 - IMP_STR						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10003	SLU_1_max	10003	2034	-65	-42	Max_Fvert
10003	SLU_1_min	10003	1067	-75	42	Min_Fvert
10003	SLU_2a_max	10003	1717	42	-42	Max_Flong
10003	SLU_P	10003	1240	-77	0	Min_Flong
10003	SLU_VC_max	10003	1115	-76	70	Max_Ftrasv
10003	SLU_VC_min	10003	1737	-62	-70	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10001 - IMP_SISM						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10001	SLU_ST2_max	10001	1005	-91	-102	Max_Fvert
10001	SLU_ST1_min	10001	773	-14	102	Min_Fvert
10001	SLU_SL1_min	10001	839	57	31	Max_Flong
10001	SLU_SL2_max	10001	939	-163	-31	Min_Flong
10001	SLU_ST1_min	10001	773	-14	102	Max_Ftrasv
10001	SLU_ST2_max	10001	1005	-91	-102	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10002 - IMP_SISM						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10002	SLU_V2_max	10002	889	-91	-31	Max_Fvert
10002	SLU_V1_min	10002	845	-14	31	Min_Fvert
10002	SLU_SL1_min	10002	849	57	31	Max_Flong
10002	SLU_SL2_max	10002	884	-163	-31	Min_Flong
10002	SLU_ST1_min	10002	858	-15	102	Max_Ftrasv
10002	SLU_ST2_max	10002	876	-91	-102	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10003 - IMP_SISM						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10003	SLU_ST2_max	10003	1005	-91	-102	Max_Fvert
10003	SLU_ST1_min	10003	773	-14	102	Min_Fvert
10003	SLU_SL1_min	10003	839	57	31	Max_Flong
10003	SLU_SL2_max	10003	939	-163	-31	Min_Flong
10003	SLU_ST1_min	10003	773	-14	102	Max_Ftrasv
10003	SLU_ST2_max	10003	1005	-91	-102	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.						
APPOGGIO 10001 - IMP_SLE						
Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	F _{vert} [kN]	F _{long} [kN]	F _{trasv} [kN]	Note [-]
10001	SLE_R_1_max	10001	1971	-53	-28	Max_Fvert

10001	SLE_R_1_min	10001	840	-59	28	Min_Fvert
10001	SLE_R_2a_max	10001	1545	28	-28	Max_Flong
10001	SLE_R_VS_max	10001	889	-60	0	Min_Flong
10001	SLE_R_VC_max	10001	843	-59	47	Max_Ftrasv
10001	SLE_R_VC_min	10001	1558	-49	-47	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.

APPOGGIO 10002 - IMP_SLE

Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Note [-]
10002	SLE_R_1_max	10002	1836	-50	-28	Max_Fvert
10002	SLE_R_2a_min	10002	863	17	28	Min_Fvert
10002	SLE_R_2a_max	10002	1484	30	-28	Max_Flong
10002	SLE_R_VS_max	10002	867	-60	0	Min_Flong
10002	SLE_R_VC_max	10002	867	-60	47	Max_Ftrasv
10002	SLE_R_VC_min	10002	1487	-47	-47	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.

APPOGGIO 10003 - IMP_SLE

Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Note [-]
10003	SLE_R_1_max	10003	1476	-50	-28	Max_Fvert
10003	SLE_R_1_min	10003	763	-59	28	Min_Fvert
10003	SLE_R_2a_max	10003	1241	30	-28	Max_Flong
10003	SLE_R_VS_max	10003	889	-60	0	Min_Flong
10003	SLE_R_VC_max	10003	799	-59	47	Max_Ftrasv
10003	SLE_R_VC_min	10003	1255	-47	-47	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.

APPOGGIO 10001 - IMP_SLE_FRQP

Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Note [-]
10001	SLE_F_1_max	10001	1955	-53	0	Max_Fvert
10001	SLE_F_1_min	10001	855	-60	0	Min_Fvert
10001	SLE_F_P	10001	889	-32	0	Max_Flong
10001	SLE_F_VS_max	10001	889	-60	0	Min_Flong
10001	SLE_F_VC_max	10001	884	-60	9	Max_Ftrasv
10001	SLE_F_VC_min	10001	894	-46	-9	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.

APPOGGIO 10002 - IMP_SLE_FRQP

Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Note [-]
10002	SLE_F_1_max	10002	1836	-50	0	Max_Fvert
10002	SLE_F_1_min	10002	867	-60	0	Min_Fvert
10002	SLE_F_P	10002	867	-31	0	Max_Flong
10002	SLE_F_VS_max	10002	867	-60	0	Min_Flong
10002	SLE_F_VC_max	10002	867	-60	9	Max_Ftrasv
10002	SLE_F_VC_min	10002	867	-46	-9	Min_Ftrasv

TABELLA DI RIEPILOGO DEI MASSIMI E MINIMI SCARICHI A S.L.U.

APPOGGIO 10003 - IMP_SLE_FRQP

Joint [-]	Combo [-]	Tipo [-]	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Note [-]
10003	SLE_F_1_max	10003	1460	-50	0	Max_Fvert
10003	SLE_F_1_min	10003	779	-59	0	Min_Fvert
10003	SLE_F_P	10003	889	-32	0	Max_Flong
10003	SLE_F_VS_max	10003	889	-60	0	Min_Flong
10003	SLE_F_VC_max	10003	884	-60	9	Max_Ftrasv
10003	SLE_F_VC_min	10003	894	-46	-9	Min_Ftrasv

12.8 Azioni sismiche

In accordo al § 7.9.5.4 delle NTC2008, per determinare le sollecitazioni sismiche di progetto sulle sottostrutture del cavalcavia viene eseguita un'analisi sismica "lineare statica", assumendo un comportamento strutturale non dissipativo (considerando, a favore di sicurezza, il coefficiente di struttura pari a 1.00).

Secondo quanto prescritto al §7.9.5.4 delle NTC2008, il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono. Nel caso in esame, per il tipo di appoggi presenti, si fa riferimento al caso di spalle con "Collegamento mediante apparecchi di appoggio di tipo fisso" (c.f.r §7.9.5.4.2 delle NTC 2008). Pertanto, per calcolare le sollecitazioni di progetto nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale), si considerano i seguenti contributi:

Direzione Longitudinale (dir. x)

- Incremento di spinta del terreno dovuta all'azione sismica
- Forze d'inerzia ottenute moltiplicando le masse dei carichi permanenti (parte di impalcato di competenza della spalla, spalla, fondazione e terreno al di sopra della fondazione) per l'accelerazione $S_e(T_B)$, ordinata massima dello spettro elastico allo SLV

Direzione Trasversale (dir. y) e Verticale (dir. z)

- Forze d'inerzia ottenute moltiplicando le masse dei carichi permanenti (parte di impalcato di competenza della spalla, spalla, fondazione e terreno al di sopra della fondazione) per l'accelerazione $a_{g,SLV} \times S$

L'incremento sismico sulla spinta del terreno è valutato secondo la formulazione di Wood:

$$\Delta P_{terr.} = \frac{a_{g,or} \cdot S_S \cdot S_T}{g} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot L$$

dove:

γ_t	=	20.00	kN/m ²	peso specifico del terreno da rilevato
$a_{g-or-SLV}$	=	0.06g	m/s ²	accelerazione orizzontale massima a SLV
S_S	=	1.20	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	=	1.00	-	coefficiente di amplificazione topografica
g	=	9.81	m/s ²	accelerazione di gravità
H	=	9.55	m	altezza massima di spinta (m)
L	=	9.80	m	larghezza totale di spinta

Il punto di applicazione di tale forza va considerato a metà altezza.

In tabella si riassumono i casi di carico utilizzati e la forza sismica risultante:

Caso di carico [-]	Peso		Accelerazione		Forza statica eq. SISMA SLV		Tot [kN]
	Elementi [-]	Valore [kN]	Direzione [-]	Valore [1/g]	Direzione [-]		
IMP_SISM_X	Peso proprio e PNS metà impalcato	2640	x	$S_{e,max}$	0.214	x	566
IMP_SISM_Y	Peso proprio e PNS metà impalcato	2640	y	$a_g \times S$	0.072	y	190
IMP_SISM_Z	Peso proprio e PNS metà impalcato	2640	z	$a_g \times S$	0.072	y	190
G1_SISM_X	Peso proprio elevazione	9367	x	$S_{e,max}$	0.214	x	2007
G1_SISM_Y	Peso proprio elevazione	9367	y	$a_g \times S$	0.072	y	674
G1_SISM_Z	Peso proprio elevazione	9367	z	$a_g \times S$	0.072	y	674
TER_SISM_X	Terreno di riempimento	11605	x	$S_{e,max}$	0.214	x	2487
TER_SISM_Y+	Terreno di riempimento	11605	y+	$a_g \times S$	0.072	y+	836
TER_SISM_Y-	Terreno di riempimento	11605	y-	$a_g \times S$	0.072	y-	836
TER_SISM_Z	Terreno di riempimento	11605	z	$a_g \times S$	0.072	y	836
SP_SISM_X	Sovrappinta sismica					x	1287

Per le verifiche della struttura si opererà sommando gli effetti delle tre componenti E_x , E_y e E_z ponendo alternativamente una al 100% e le due restanti al 30%, secondo le seguenti espressioni:

$$\text{Caso 1 (Sisma X al 100%): } E = \pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_z$$

$$\text{Caso 2 (Sisma Y al 100%): } E = \pm 0.30 \cdot E_x \pm 1.00 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_z$$

$$\text{Caso 3 (Sisma Z al 100%): } E = \pm 0.30 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y \pm 1.00 \cdot E_z$$

12.8.1 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In accordo con il D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.5.3, i carichi sismici vanno combinati con le altre azioni secondo la seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- G_1 peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- G_2 carichi permanenti portati;
- E azioni derivanti dai terremoti;
- Q_{kj} azioni variabili sulla struttura.

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

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

13 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella seguente tabella vengono riportate le combinazioni di carico statiche a Stato Limite Ultimo (SLU), a Stato Limite di Esercizio in combinazione caratteristica, frequente e quasi permanente (SLE, SLEFR, SLEQP) e sismiche a Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) utilizzate per i dimensionamenti della struttura in esame.

Le combinazioni di carico sono state determinate in base a quanto riportato nel D.M. 14/01/2008 al paragrafo 2.5.3.

	PP	PP_TERR	SP_TERR_X	SP_TERR_Y_sx	SP_TERR_Y_dx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	FRENATURA	IMP_STR_X+	IMP_STR_X-	IMP_STR_Y	IMP_STR_Z
SLU_01	1.35	1.35	1.35	0.95	0.95	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_02	1.35	1.35	0.95	1.35	0.95	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_03	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLU_04	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_05	1.35	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	1.35	1.35	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_06	1.35	1.35	0.95	1.35	0.95	1.35	1.35	1.35	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_07	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLU_08	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	0.00	1.00	1.00
SLU_09	1.35	1.35	1.35	0.95	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLU_10	1.35	1.35	0.95	1.35	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLU_11	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLU_12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLU_13	1.35	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	1.35	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00
SLU_14	1.35	1.35	0.95	1.35	0.95	1.35	1.35	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00
SLU_15	1.35	1.35	0.95	0.95	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLU_16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00

	PP	PP_TERR	SP_TERR_X	SP_TERR_Y_sx	SP_TERR_Y_dx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	FRENATURA	IMP_SLE_X+	IMP_SLE_X-	IMP_SLE_Y	IMP_SLE_Z
SLE_01	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_02	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_03	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLE_04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_05	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_06	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_07	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLE_08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_09	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_10	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_11	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLE_12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_13	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_14	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_15	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLE_16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00

	PP	PP_TERR	SP_TERR_X	SP_TERR_Y_sx	SP_TERR_Y_dx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	FRENATURA	IMP_SLEFRQP_X+	IMP_SLEFRQP_X-	IMP_SLEFRQP_Y	IMP_SLEFRQP_Z
SLE_FRQP_01	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_02	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_03	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLE_FRQP_04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00

Relazione di Calcolo Impalcato

45

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

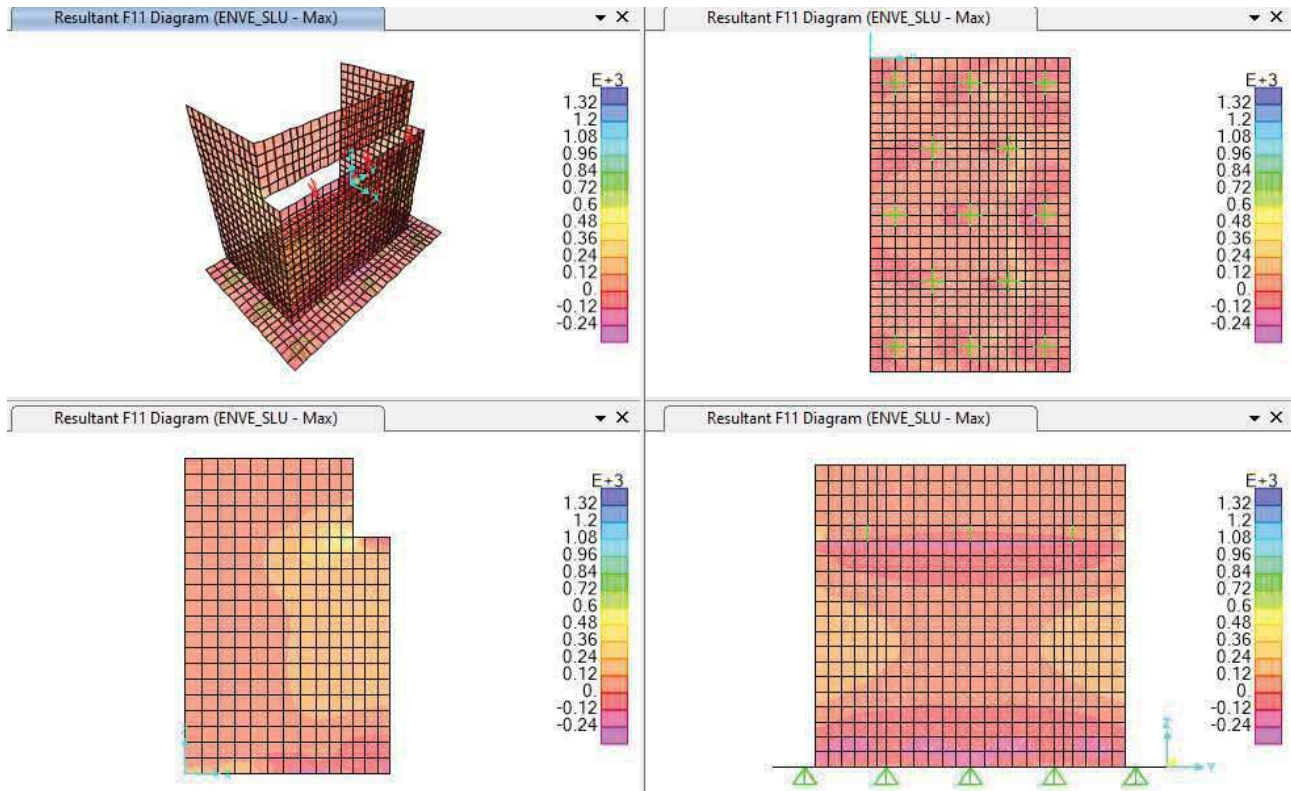
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

SLE_FRQP_05	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_06	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_07	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00
SLE_FRQP_08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_09	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_10	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_11	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLE_FRQP_12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_13	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_14	1.00	1.00	0.70	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SLE_FRQP_15	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
SLE_FRQP_16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00

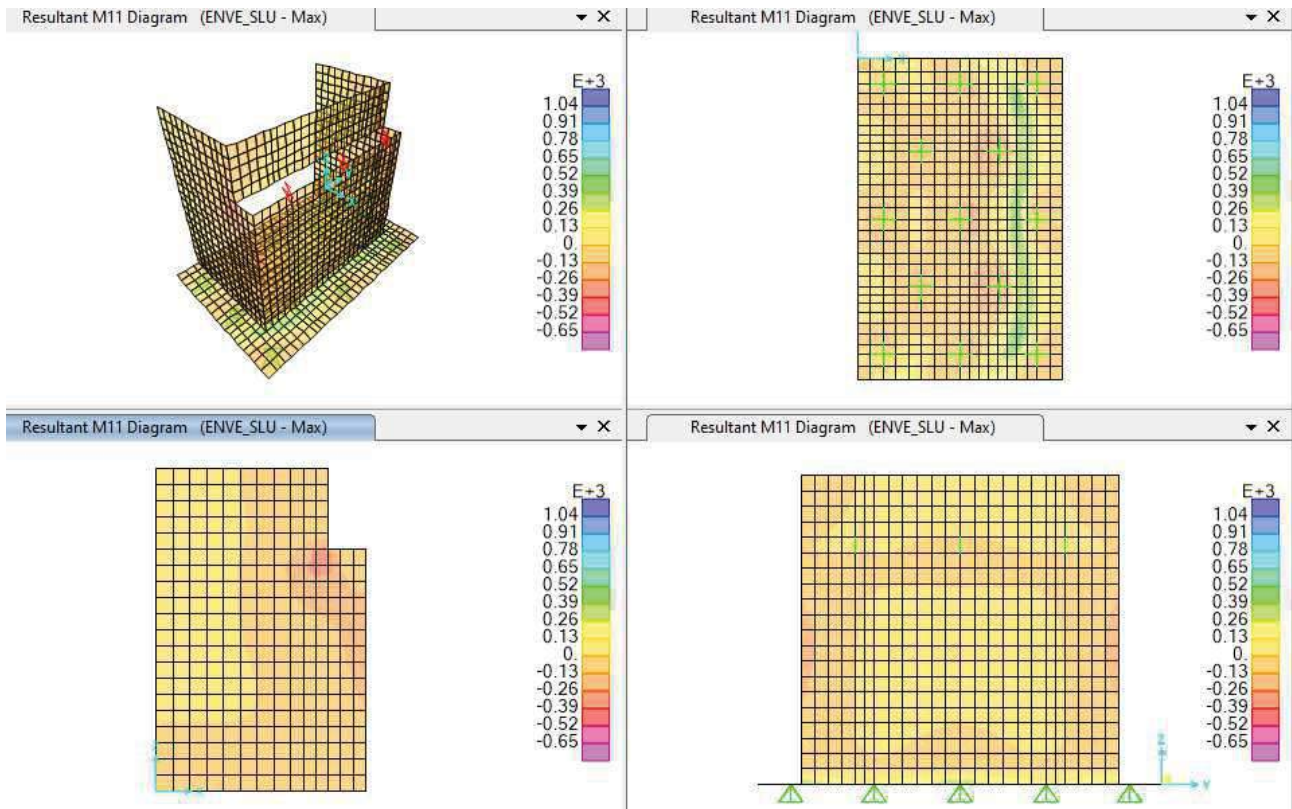
	PP	PP_TERR	SP_TERR_X	SP_TERR_Y_sx	SP_TERR_Y_dx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	IMP_SISM_X	IMP_SISM_Y1	IMP_SISM_Z1	G1_SISM_X	G1_SISM_Y	G1_SISM_Z	TERR_SISM_X	TERR_SISM_Y+	TERR_SISM_Y-	TERR_SISM_Z	SP_SISM_X
SLU_SISM_01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.3	0.3	1.00	0.30	0.3	0.30	0.30	0.00	0.30	1.00
SLU_SISM_02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.30	-0.3	1.00	0.30	-0.3	1.00	0.30	0.00	-0.30	1.00
SLU_SISM_03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	0.3	1.00	-0.30	0.3	0.30	0.00	0.30	0.30	1.00
SLU_SISM_04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	-0.3	1.00	-0.30	-0.3	0.30	0.00	0.30	-0.30	1.00
SLU_SISM_05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.3	0.30	1.00	0.3	-1.00	1.00	0.00	0.30	0.30
SLU_SISM_06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	1.00	-0.3	0.30	1.00	-0.3	0.30	1.00	0.00	-0.30	0.30
SLU_SISM_07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	0.3	0.30	-1.00	0.3	-0.30	0.00	1.00	0.30	0.30
SLU_SISM_08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	-0.3	0.30	-1.00	-0.3	1.00	0.00	1.00	-0.30	0.30

14 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

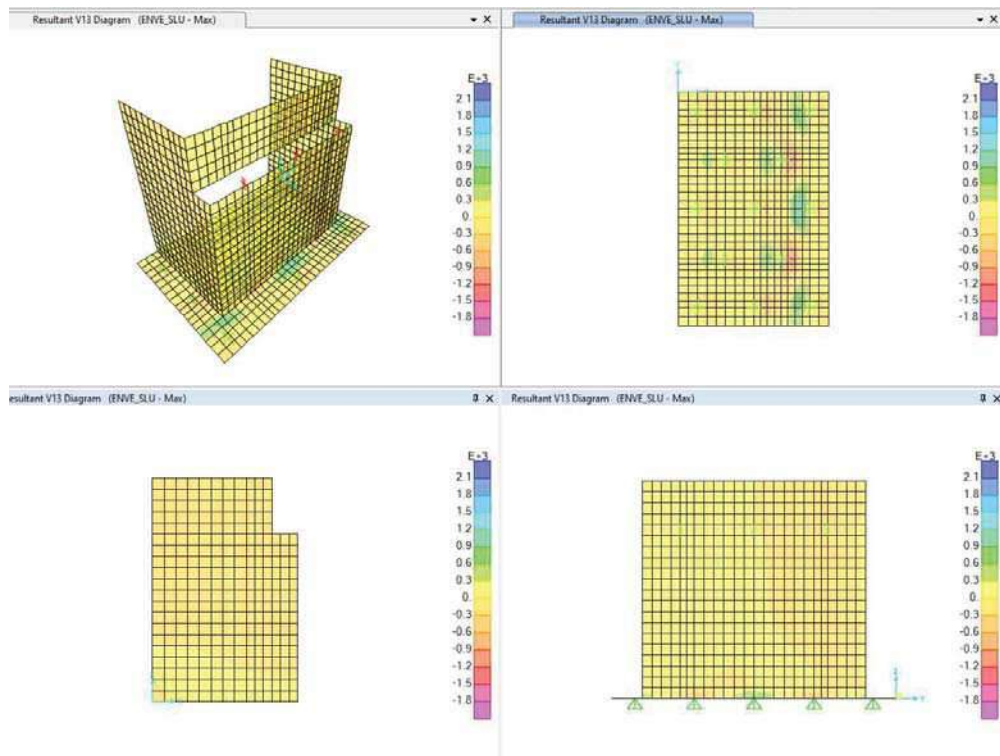
Si riportano le sollecitazioni massime e minime nella fondazione e nei muri della spalla, nelle varie combinazioni di carico agli Stati Limite. Per brevità di notazione si riportano le termografie delle sole azioni massime nella condizione di inviluppo delle combinazioni a SLU.



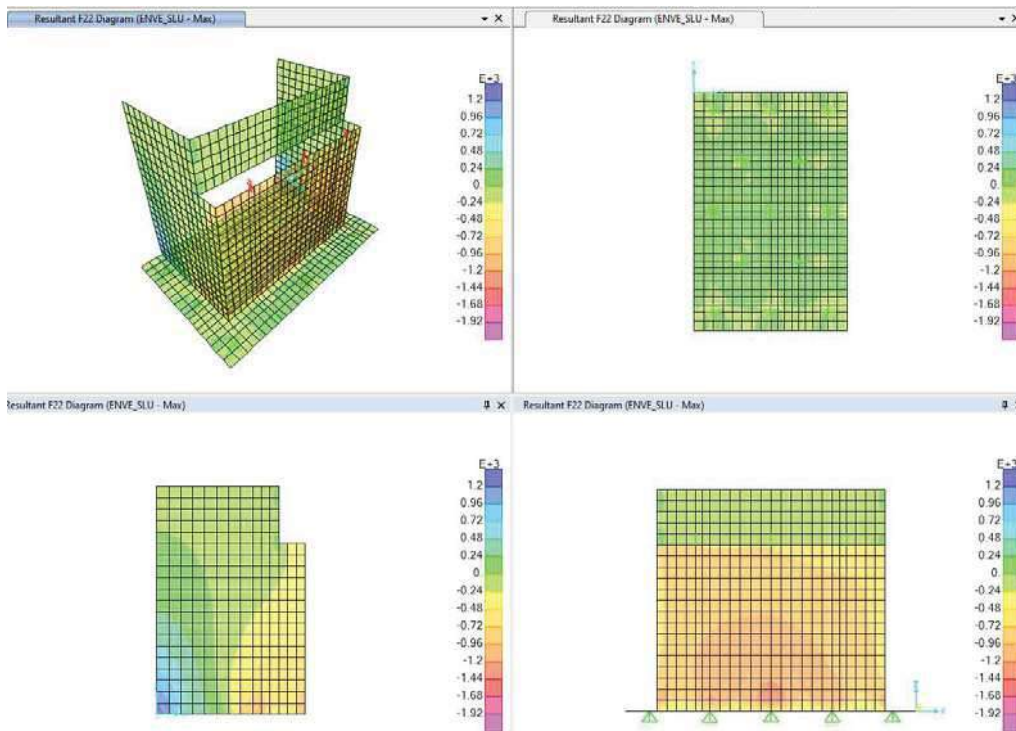
Vista 3d – Vista fondazione – Vista laterale - Vista frontale – ENVE_SLU F11 [kN/m²]



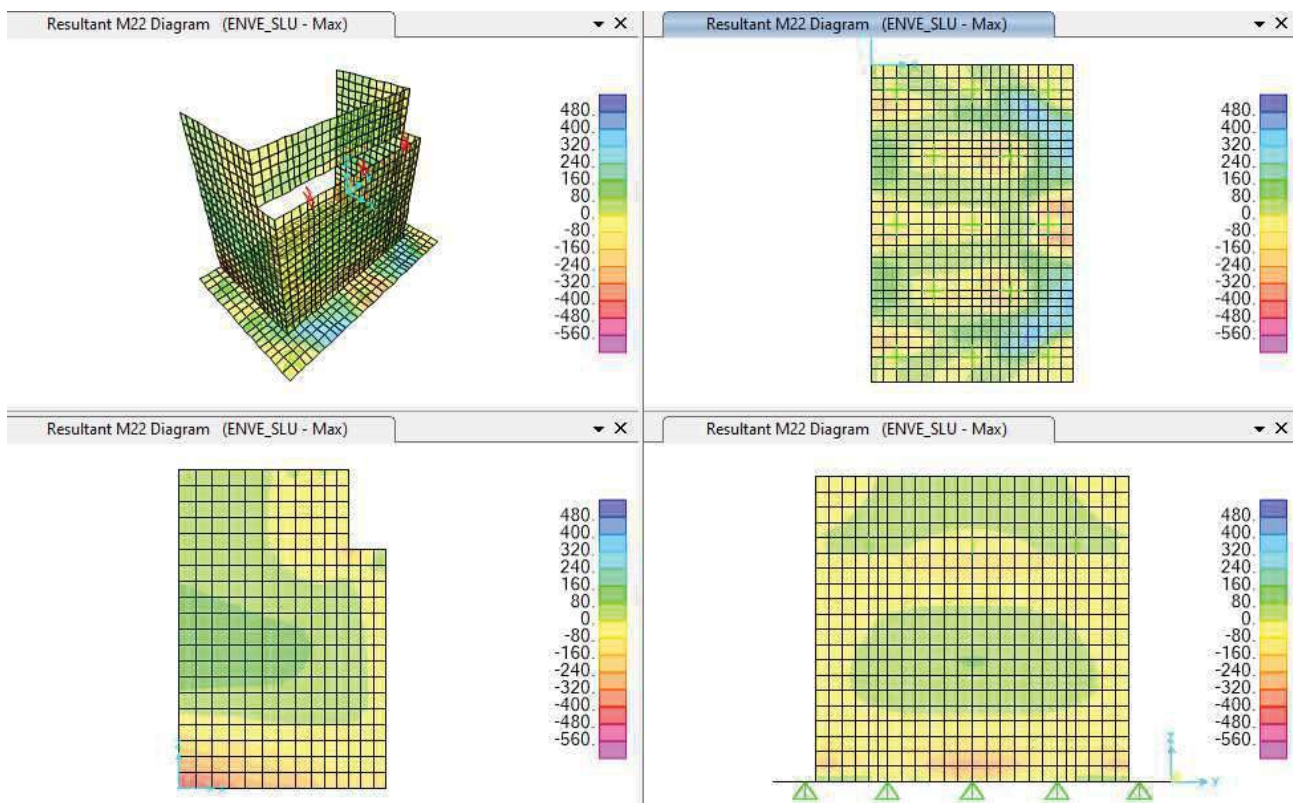
Vista 3d – Vista fondazione – Vista laterale - Vista frontale – ENVE_SLU M11 [kN/m²]



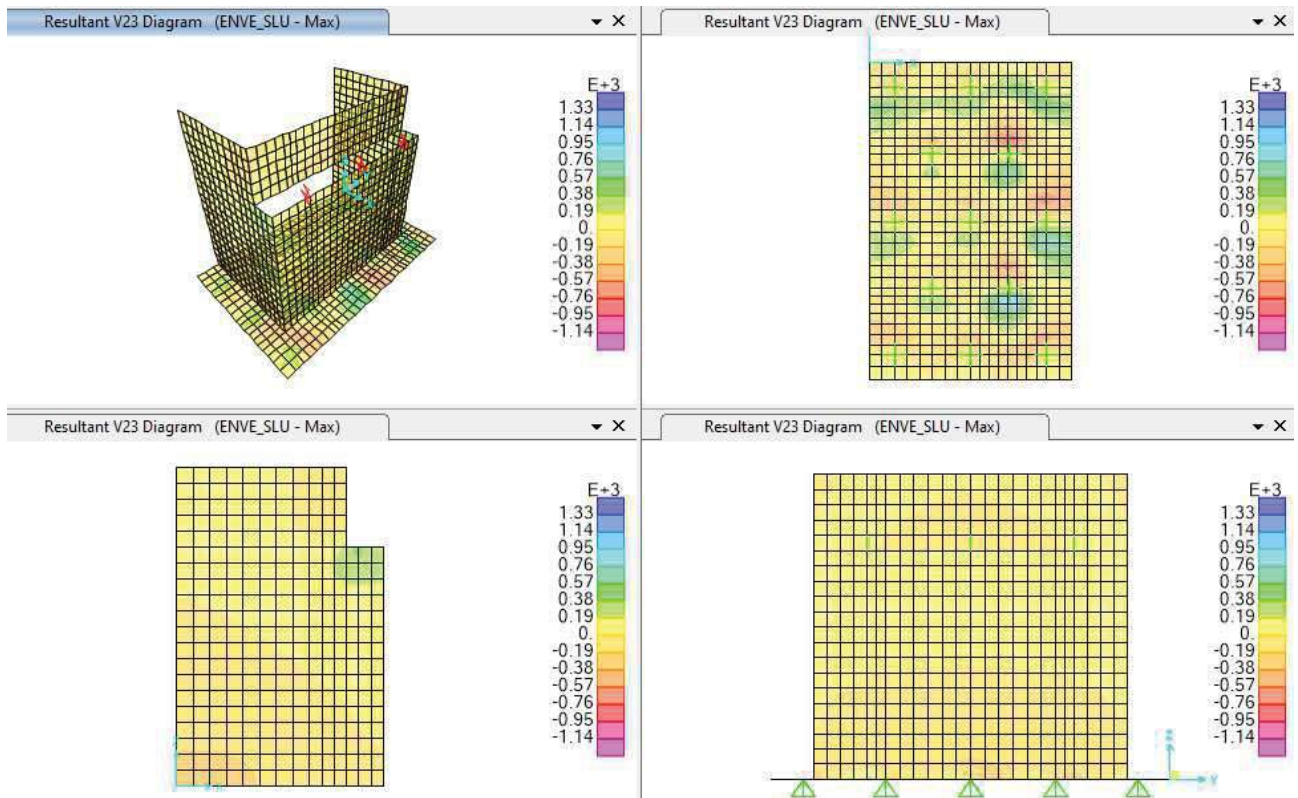
Vista 3d – Vista fondazione – Vista laterale - Vista frontale – ENVE_SLU V13 [kN/m²]



Vista 3d – Vista fondazione – Vista laterale – Vista frontale – ENVE_SLU F22 [kN/m²]



Vista 3d – Vista fondazione – Vista laterale – Vista frontale – ENVE_SLU M22 [kN/m²]



Vista 3d – Vista fondazione – Vista frontale – ENVE_SLU V23 [kN/m²]

Fondazione

SLU							SLE						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_392	SLU_05	349	-177	-1983	DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_392	SLE_05	259	-133	-1459
	Min_F11	Fond_267	SLU_05	-446	515	2142		Min_F11	Fond_267	SLE_05	-330	380	1579
	Max_M11	Fond_069	SLU_07	-292	522	142		Max_M11	Fond_069	SLE_07	-216	384	1040
	Min_M11	Fond_137	SLU_05	-25	-426	659		Min_M11	Fond_137	SLE_05	-10	-315	487
	Max_V13	Fond_267	SLU_05	-446	515	2142		Max_V13	Fond_267	SLE_05	-330	380	1579
	Min_V13	Fond_158	SLU_07	213	-112	-2118		Min_V13	Fond_158	SLE_07	157	-84	-1558
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_158	SLU_SISM_03	548	-330	-1212	DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_392	SLE_FRQP_05	258	-134	-1437
	Min_F11	Fond_267	SLU_SISM_02	-545	451	1694		Min_F11	Fond_267	SLE_FRQP_05	-330	379	1577
	Max_M11	Fond_069	SLU_SISM_04	-430	488	1223		Max_M11	Fond_267	SLE_FRQP_05	-330	379	1577
	Min_M11	Fond_371	SLU_SISM_02	-52	-399	677		Min_M11	Fond_137	SLE_FRQP_05	-20	-316	490
	Max_V13	Fond_267	SLU_SISM_04	-542	455	1695		Max_V13	Fond_267	SLE_FRQP_05	-330	379	1577
	Min_V13	Fond_158	SLU_SISM_04	547	-330	-1256		Min_V13	Fond_158	SLE_FRQP_07	156	-85	-1537
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_473	SLU_SISM_05	147	-323	288	DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_059	SLE_FRQP_07	129	-196	-164
	Min_F22	Fond_491	SLU_SISM_05	-162	11	-22		Min_F22	Fond_041	SLE_FRQP_15	-140	73	-84
	Max_M22	Fond_483	SLU_SISM_02	-12	318	524		Max_M22	Fond_069	SLE_FRQP_05	-29	266	-441
	Min_M22	Fond_469	SLU_SISM_05	34	-539	530		Min_M22	Fond_469	SLE_FRQP_08	70	-397	428
	Max_V23	Fond_250	SLU_SISM_04	14	-278	948		Max_V23	Fond_139	SLE_FRQP_07	81	-156	1067
	Min_V23	Fond_304	SLU_SISM_02	14	-278	-948		Min_V23	Fond_409	SLE_FRQP_06	79	-151	-1018

Muro frontale

SLU							SLE						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTmuro_216	SLU_08	239	-286	-197	DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTmuro_216	SLE_08	177	-212	-146
	Min_F11	FRONTmuro_007	SLU_07	-257	-61	6		Min_F11	FRONTmuro_007	SLE_07	-189	-45	5
	Max_M11	FRONTmuro_180	SLU_13	46	54	5		Max_M11	FRONTmuro_180	SLE_13	35	40	3
	Min_M11	FRONTmuro_193	SLU_08	239	-287	201		Min_M11	FRONTmuro_193	SLE_08	177	-212	149
	Max_V13	FRONTmuro_193	SLU_16	239	-286	202		Max_V13	FRONTmuro_193	SLE_16	177	-212	150
	Min_V13	FRONTmuro_216	SLU_16	239	-286	-198		Min_V13	FRONTmuro_216	SLE_16	177	-212	-147
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTmuro_022	SLU_11	-534	-141	-122	DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTmuro_022	SLE_11	-391	-104	-90
	Min_F22	FRONTmuro_001	SLU_07	-1962	-589	-330		Min_F22	FRONTmuro_001	SLE_07	-1443	-435	-244
	Max_M22	FRONTmuro_181	SLU_13	-1035	96	-12		Max_M22	FRONTmuro_181	SLE_13	-759	72	-9
	Min_M22	FRONTmuro_001	SLU_08	-1809	-598	-336		Min_M22	FRONTmuro_001	SLE_08	-1337	-443	-249
	Max_V23	FRONTmuro_349	SLU_13	-722	-84	148		Max_V23	FRONTmuro_349	SLE_13	-527	-134	109
	Min_V23	FRONTmuro_012	SLU_05	-1555	-526	-389		Min_V23	FRONTmuro_012	SLE_05	-144	-389	-289
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTmuro_216	SLU_SISM_05	211	-257	-251	DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTmuro_192	SLE_FRQP_08	178	-201	-143
	Min_F11	FRONTmuro_006	SLU_SISM_04	-216	-105	-27		Min_F11	FRONTmuro_007	SLE_FRQP_05	-189	-49	-14
	Max_M11	FRONTmuro_205	SLU_SISM_01	104	84	-8		Max_M11	FRONTmuro_179	SLE_FRQP_13	36	40	9
	Min_M11	FRONTmuro_216	SLU_SISM_05	211	-257	-251		Min_M11	FRONTmuro_216	SLE_FRQP_08	177	-213	-146
	Max_V13	FRONTmuro_241	SLU_SISM_03	143	-94	270		Max_V13	FRONTmuro_193	SLE_FRQP_16	177	-212	150
	Min_V13	FRONTmuro_264	SLU_SISM_01	143	-94	-270		Min_V13	FRONTmuro_216	SLE_FRQP_16	177	-212	-146
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTmuro_360	SLU_SISM_05	229	237	-197	DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTmuro_022	SLE_FRQP_11	-411	-111	-93
	Min_F22	FRONTmuro_024	SLU_SISM_05	-1634	-665	-379		Min_F22	FRONTmuro_001	SLE_FRQP_07	-1406	-429	-240
	Max_M22	FRONTmuro_360	SLU_SISM_01	203	246	-214		Max_M22	FRONTmuro_181	SLE_FRQP_13	-764	70	-10
	Min_M22	FRONTmuro_024	SLU_SISM_02	-1625	-707	-395		Min_M22	FRONTmuro_001	SLE_FRQP_08	-1367	-448	-252
	Max_V23	FRONTmuro_348	SLU_SISM_02	-307	-101	158		Max_V23	FRONTmuro_349	SLE_FRQP_13	-531	-135	108
	Min_V23	FRONTmuro_012	SLU_SISM_02	-1093	-635	-473		Min_V23	FRONTmuro_012	SLE_FRQP_05	-142	-389	-288

Paragliaia

SLU							SLE						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTparag_048	SLU_06	84	58	-75	DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTparag_048	SLE_06	62	43	-56
	Min_F11	FRONTparag_012	SLU_08	-6	-126	0		Min_F11	FRONTparag_012	SLE_08	-5	-93	0
	Max_M11	FRONTparag_120	SLU_06	55	74	-28		Max_M11	FRONTparag_120	SLE_06	41	55	-21
	Min_M11	FRONTparag_020	SLU_05	-1	-128	-2		Min_M11	FRONTparag_020	SLE_05	-1	-95	-2
	Max_V13	FRONTparag_025	SLU_08	83	57	119		Max_V13	FRONTparag_025	SLE_08	62	42	88
	Min_V13	FRONTparag_048	SLU_07	69	47	-78		Min_V13	FRONTparag_048	SLE_07	51	35	-58
DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTparag_001	SLU_08	113	-5	-62	DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTparag_001	SLE_08	84	-3	-45
	Min_F22	FRONTparag_024	SLU_07	-76	-18	-115		Min_F22	FRONTparag_024	SLE_07	-57	-13	-85
	Max_M22	FRONTparag_072	SLU_06	-16	14	-6		Max_M22	FRONTparag_072	SLE_06	-12	10	-4
	Min_M22	FRONTparag_022	SLU_08	-32	-36	-47		Min_M22	FRONTparag_022	SLE_08	-24	-26	-35
	Max_V23	FRONTparag_097	SLU_08	88	5	25		Max_V23	FRONTparag_097	SLE_08	65	4	18
	Min_V23	FRONTparag_024	SLU_08	-58	-10	-116		Min_V23	FRONTparag_024	SLE_08	-44	-7	-86
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTparag_048	SLU_SISM_05	84	-53	-80	DIREZIONE 1	Max_F11	FRONTparag_048	SLE_FRQP_06	62	43	-56
	Min_F11	FRONTparag_011	SLU_SISM_02	-4	-2	14		Min_F11	FRONTparag_012	SLE_FRQP_08	-5	-93	0
	Max_M11	FRONTparag_072	SLU_SISM_02	40	17	28		Max_M11	FRONTparag_120	SLE_FRQP_06	41	55	-21
	Min_M11	FRONTparag_022	SLU_SISM_05	75	-91	-98		Min_M11	FRONTparag_020	SLE_FRQP_05	-1	-95	-2
	Max_V13	FRONTparag_025	SLU_SISM_04	35	-74	123		Max_V13	FRONTparag_025	SLE_FRQP_08	61	42	87
	Min_V13	FRONTparag_048	SLU_SISM_02	35	-74	-123		Min_V13	FRONTparag_048	SLE_FRQP_06	62	43	-56
DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTparag_024	SLU_SISM_07	4	-6	-14	DIREZIONE 2	Max_F22	FRONTparag_001	SLE_FRQP_08	84	-4	-48
	Min_F22	FRONTparag_002	SLU_SISM_02	-148	12	89		Min_F22	FRONTparag_024	SLE_FRQP_07	-55	-13	-83
	Max_M22	FRONTparag_024	SLU_SISM_04	-147	17	89		Max_M22	FRONTparag_072	SLE_FRQP_06	-13	10	-4
	Min_M22	FRONTparag_022	SLU_SISM_01	-17	-98	-101		Min_M22	FRONTparag_022	SLE_FRQP_08	-25	-27	-35
	Max_V23	FRONTparag_120	SLU_SISM_02	-148	12	89		Max_V23	FRONTparag_097	SLE_FRQP_08	65	4	18
	Min_V23	FRONTparag_024	SLU_SISM_01	-17	-98	-101		Min_V23	FRONTparag_024	SLE_FRQP_08	-47	-8	-87

Muro laterale

SLU							SLE						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_207	SLU_05	479	886	-480	DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_207	SLE_05	355	654	-354
	Min_F11	LATmuro_007	SLU_07	-186	141	52		Min_F11	LATmuro_007	SLE_07	-137	105	39
	Max_M11	LATmuro_207	SLU_16	292	758	-617		Max_M11	LATmuro_207	SLE_16	213	650	-457
	Min_M11	LATmuro_199	SLU_15	17	-65	-62		Min_M11	LATmuro_199	SLE_15	13	-48	-46
	Max_V13	LATmuro_004	SLU_16	126	29	153		Max_V13	LATmuro_004	SLE_16	93	22	113
	Min_V13	LATmuro_207	SLU_16	292	758	-617		Min_V13	LATmuro_207	SLE_16	213	650	-457
DIREZIONE 2	Max_F22	LATmuro_001	SLU_05	955	559	308	DIREZIONE 2	Max_F22	LATmuro_001	SLE_08	707	541	307
	Min_F22	LATmuro_009	SLU_07	-1285	233	278		Min_F22	LATmuro_009	SLE_07	-946	172	206
	Max_M22	LATmuro_001	SLU_15	762	742	419		Max_M22	LATmuro_001	SLE_15	561	550	310
	Min_M22	LATmuro_127	SLU_08	18	-135	42		Min_M22	LATmuro_127	SLE_08	87	-100	31
	Max_V23	LATmuro_003	SLU_15	85	576	483		Max_V23	LATmuro_003	SLE_15	61	427	358
	Min_V23	LATmuro_208	SLU_08	-274	261	-500		Min_V23	LATmuro_208	SLE_08	-202	193	-370
SLV							SLEFRQP						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M 11 [kNm/m]	V 13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_417	SLU_SISM_04	1001	-577	316	DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_207	SLE_FRQP_05	347	652	-353
	Min_F11	LATmuro_224	SLU_SISM_02	-184	-51	5		Min_F11	LATmuro_007	SLE_FRQP_08	-135	104	40
	Max_M11	LATmuro_199	SLU_SISM_08	17	61	-57		Max_M11	LATmuro_207	SLE_FRQP_16	242	548	-455
	Min_M11	LATmuro_207	SLU_SISM_07	344	-1025	-537		Min_M11	LATmuro_199	SLE_FRQP_15	14	-48	-46
	Max_V13	LATmuro_417	SLU_SISM_06	347	-1025	537		Max_V13	LATmuro_004	SLE_FRQP_15	82	25	113
	Min_V13	LATmuro_207	SLU_SISM_07	344	-1025	-537		Min_V13	LATmuro_207	SLE_FRQP_16	242	848	-455
DIREZIONE 2	Max_F22	LATmuro_211	SLU_SISM_01	1742	-486	-277	DIREZIONE 2	Max_F22	LATmuro_001	SLE_FRQP_08	710	542	307
	Min_F22	LATmuro_014	SLU_SISM_04	-1077	-145	-95		Min_F22	LATmuro_009	SLE_FRQP_07	-926	170	204
	Max_M22	LATmuro_337	SLU_SISM_05	197	109	-42		Max_M22	LATmuro_001	SLE_FRQP_15	587	548	310
	Min_M22	LATmuro_001	SLU_SISM_08	938	-639	-349		Min_M22	LATmuro_127	SLE_FRQP_08	88	-100	32
	Max_V23	LATmuro_208	SLU_SISM_08	-87	-89	422		Max_V23	LATmuro_003	SLE_FRQP_15	83	425	357
	Min_V23	LATmuro_213	SLU_SISM_06	349	-484	-402		Min_V23	LATmuro_208	SLE_FRQP_08	-214	190	-368

15 VERIFICHE STRUTTURALI

15.1 FONDAZIONE

15.1.1 Verifiche strutturali a Stati Limite

Si verifica una sezione in c.a. 100cmx150cm armata simmetricamente in entrambi i lati e in entrambe le direzioni con \emptyset 26/20.

Il copriferro netto è pari a 3.50cm.

15.1.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \emptyset 26 mm posizionati a 4.8 cm da intradosso
5 \emptyset 26 mm posizionati a 145.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 5309.3 (mm²) a 75.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 32588.1 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 35.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 16.46 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = -539.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.3 (cm)
Momento di Rottura M_r = -1738.9 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -0.7 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = 3.225

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.1.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 26 mm posizionati a 4.8 cm da intradosso
5 ϕ 26 mm posizionati a 145.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 5309.3 (mm²) a 75.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -397.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.70 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 109.23 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.5 (cm)
Braccio di leva interno = 136.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -395.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.70 (N/mm²)

Relazione di Calcolo Impalcato

54

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Trazione massima nell'acciaio	=	108.68 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	27.5 (cm)
Braccio di leva interno	=	136.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento	=	-395.0 (KN.m)
Sforzo normale	=	0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-1.70 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	108.68 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	27.5 (cm)
Braccio di leva interno	=	136.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.83 (N/mm ²)
tensione di formazione della fessura	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	2.36 (N/mm ²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_3$)

Momento di progetto	M =	-395.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	15743.30 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	423840.20 (cm ³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale	$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} =$	0.00 (N/mm ²)			
	($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} =$	-1001.32 (KN.m)			> -395.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto	M =	-395.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	15743.30 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	423840.20 (cm ³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale	$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} =$	0.00 (N/mm ²)			
	($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} =$	-1001.32 (KN.m)			> -395.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.1.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 14/01/2008 § 4.1.2.3.5

Per la fondazione il valore massimo della sollecitazione tagliante di progetto è pari a: $V_{Ed} = 951$ kN/m. Viene disposta un'armatura minima a taglio nella fondazione composta da cavallotti $\phi 20/80 \times 40$

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	951.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	-446.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	515.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Relazione di Calcolo Impalcato

55

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Altezza della sezione	h	=	1500	mm
Copriferro netto	c	=	35	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	20	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1432	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2655	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0019	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.37	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.30	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.31	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	368.04	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	368.04	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.5	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	400	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	785	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	-0.31	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	989.71	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5303.95	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	989.71	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

15.2 MURO FRONTALE

15.2.1 Verifiche strutturali a Stati Limite

Si verifica una sezione in c.a. 100cmx160cm armata simmetricamente su entrambi i lati con \varnothing 24/20 in direzione principale e \varnothing 16/10 in direzione secondaria.
Il copriferro netto è pari a 4.50cm.

15.2.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \varnothing 24 mm posizionati a 5.7 cm da intradosso
5 \varnothing 24 mm posizionati a 154.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 4523.9 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

57

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = -707.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = -1625.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.4 (cm)
Momento di Rottura M_r = -2795.0 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -1625.0 (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto M_r/M_d = 3.953

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 24 mm posizionati a 5.7 cm da intradosso
5 ϕ 24 mm posizionati a 154.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 4523.9 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -443.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1337.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.74 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 1.21 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 147.5 (cm)
Braccio di leva interno = 102.7 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -430.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1315.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.71 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 1.18 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 147.5 (cm)
Braccio di leva interno = 102.7 (cm)

Relazione di Calcolo Impalcato

58

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Condizione di carico 3

Momento = -430.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1315.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.71 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 1.18 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 147.5 (cm)
Braccio di leva interno = 102.7 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₂)

Momento di progetto M = -430.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -1315.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16633.35$ (cm²) ; $W_{omog} = 470371.30$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -0.79$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1586.58$ (KN.m) > -430.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₁)

Momento di progetto M = -430.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -1315.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16633.35$ (cm²) ; $W_{omog} = 470371.30$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -0.79$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1586.58$ (KN.m) > -430.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 Ø16 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso
10 Ø16 mm posizionati a 154.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)

Relazione di Calcolo Impalcato

59

Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	=	40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	=	450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	=	540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	=	18.81 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} =$	$391.30 (N/mm^2) - k f_{yd} = 469.57 (N/mm^2)$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	=	-287.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	=	239.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	=	5.2 (cm)
Momento di Rottura M_r	=	-1230.9 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	=	239.1 (KN)
Rottura nel Dominio	2	
Rapporto M_r/M_d	=	4.289

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.1.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1	100.0
b2	160.0
b3	100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 \emptyset 16 mm posizionati a	5.3 cm da intradosso
10 \emptyset 16 mm posizionati a	154.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Relazione di Calcolo Impalcato

60

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -212.0 (KN.m)
Sforzo normale = 177.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 114.44 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.4 (cm)
Braccio di leva interno = 104.4 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -212.0 (KN.m)
Sforzo normale = 177.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 114.44 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.4 (cm)
Braccio di leva interno = 104.4 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -212.0 (KN.m)
Sforzo normale = 177.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 114.44 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.4 (cm)
Braccio di leva interno = 104.4 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = -212.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 177.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 465934.60$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.11$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1153.46$ (KN.m) > -212.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = -212.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 177.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 465934.60$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.11$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1153.46$ (KN.m) > -212.00

Relazione di Calcolo Impalcato

61

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.1.5 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 14.01.2008 § 4.1.2.3.5

Per il muro frontale il valore massimo della sollecitazione tagliante di progetto è pari a: $V_{Ed} = 389 \text{ kN/m}$. Viene disposta un'armatura minima a taglio nel muro composta da pendini $\phi 12/20 \times 40$

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	473.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	-1093.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	-635.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	1600	mm
Copriferro netto	c	=	45	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	20	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1523	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0015	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.36	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.32	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.72	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	324.46	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	324.46	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.5	--

Relazione di Calcolo Impalcato

62

Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	283	mm ²
Fattori di resistenza a compressione:				
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'cd	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	-0.72	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	757.61	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	6446.86	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	757.61	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



15.3 PARAGHIAIA

15.3.1 Verifiche strutturali a Stati Limite

Si verifica una sezione in c.a. 100cmx40cm armata simmetricamente su entrambi i lati con \varnothing 20/20 in direzione principale mentre nella direzione secondaria con \varnothing 16/10 interni (lato spalla) e \varnothing 16/25 esterni (lato impalcato). Il copriferro netto è pari a 4.50cm.

15.3.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \varnothing 20 mm posizionati a 5.5 cm da intradosso
5 \varnothing 20 mm posizionati a 34.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

64

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = -98.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 17.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.2 (cm)
Momento di Rottura M_r = -237.0 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 17.0 (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto M_r/M_d = 2.412

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.3.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 20 mm posizionati a 5.5 cm da intradosso
5 ϕ 20 mm posizionati a 34.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -26.0 (KN.m)
Sforzo normale = -24.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.45 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 46.23 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.0 (cm)
Braccio di leva interno = 30.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -25.0 (KN.m)
Sforzo normale = -23.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.39 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 44.47 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.0 (cm)
Braccio di leva interno = 30.6 (cm)

Relazione di Calcolo Impalcato

65

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Condizione di carico 3

Momento = -25.0 (KN.m)
Sforzo normale = -23.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.39 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 44.47 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.0 (cm)
Braccio di leva interno = 30.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto M = -25.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -23.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4439.82$ (cm²) ; $W_{omog} = 31290.30$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -0.05$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -82.43$ (KN.m) > -25.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto M = -25.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -23.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4439.82$ (cm²) ; $W_{omog} = 31290.30$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -0.05$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -82.43$ (KN.m) > -25.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.3.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 ϕ 16 mm posizionati a 34.7 cm da intradosso
4 ϕ 16 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 2814.9 (mm²) a 26.3 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)

Relazione di Calcolo Impalcato

66

Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = -128.0$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = -1.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.4 (cm)
Momento di Rottura $M_r = -267.4$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = -1.0$ (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto $M_r/M_d = 2.089$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = 74.0$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = 55.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.2 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 113.2$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = 55.0$ (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto $M_r/M_d = 1.529$
Verifiche pertanto soddisfatte.

15.3.1.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

Relazione di Calcolo Impalcato

67

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

b1 100.0
h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 ϕ 16 mm posizionati a 34.7 cm da intradosso
4 ϕ 16 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 2814.9 (mm²) a 26.3 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -95.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.92 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 153.19 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.3 (cm)
Braccio di leva interno = 30.8 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -94.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.87 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 151.57 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.3 (cm)
Braccio di leva interno = 30.8 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -94.0 (KN.m)
Sforzo normale = -1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.87 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 151.57 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.3 (cm)
Braccio di leva interno = 30.8 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = 55.0 (KN.m)
Sforzo normale = 41.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.85 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 241.37 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
Braccio di leva interno = 31.5 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = 54.0 (KN.m)

Relazione di Calcolo Impalcato

68

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sforzo normale = 40.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.78 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 236.84 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
Braccio di leva interno = 31.5 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = 54.0 (KN.m)
Sforzo normale = 40.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.78 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 236.84 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
Braccio di leva interno = 31.5 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 6.24$
 $k_t = 0.6/0.4$ (carichi di breve/lunga durata)
 $k_1 = 0.8$ (barre ad aderenza migliorata)
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (0.5 nel caso di flessione)
 $k_3 = 3.4$
 $k_4 = 0.425$

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = -94.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = -1.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4394.08$ (cm²) ; $W_{omog} = 31751.38$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -2.098E-03$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.57$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -82.06$ (KN.m) < -94.00

altezza sezione $h = 40.00$ (cm)
distanza bar. armatura tesa da lembo comp. $d = 34.70$ (cm)
area armatura tesa $A_s = 2010.62$ (mm²)
distanza asse neutro da lembo compresso $X = 11.29$ (cm)
altezza tirante teso $h_{c,eff} = 9.57$ (cm) (<(h-Y)/3, <h/2)
area tirante teso $A_{c,eff} = 957.03$ (cm²) (tirante teso ad estradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.02101$
ricoprimento armature tese $c = 4.50$ (cm)
diametro (equivalente) armature $\phi_{eq} = 16.00$ (mm)
tensione armatura tesa in sezione fessurata $\sigma_s = 151.57$ (N/mm²)
deformazione media unitaria barre (carichi di breve - lunga durata) $\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00043306 - 0.00043306$
distanza massima fra le fessure $\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 282.47$ (mm ; $\epsilon_1 = 0.000885$, $\epsilon_2 = 0.000000$, $k_2 = 0.50$)
ampiezza teorica delle fessure $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.122 - 0.122$ (mm ; carichi di breve - lunga durata)

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = -94.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = -1.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4394.08$ (cm²) ; $W_{omog} = 31751.38$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -2.098E-03$ (N/mm²)

Relazione di Calcolo Impalcato

momento di formazione della fessura	$(e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = -0.57 \text{ cm})$ $M_{\text{fess}} = (\sigma_t - \sigma_{\text{estr}}) \cdot W_{\text{omog}} = -82.06 \text{ (KN.m)} < -94.00$
altezza sezione	$h = 40.00 \text{ (cm)}$
distanza bar. armatura tesa da lembo comp.	$d = 34.70 \text{ (cm)}$
area armatura tesa	$A_s = 2010.62 \text{ (mm}^2\text{)}$
distanza asse neutro da lembo compresso	$X = 11.29 \text{ (cm)}$
altezza tirante tesato	$h_{c,\text{eff}} = 9.57 \text{ (cm)} < (h-Y)/3, < h/2$
area tirante tesato	$A_{c,\text{eff}} = 957.03 \text{ (cm}^2\text{)}$ (tirante tesato ad estradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa	$\rho_{\text{eff}} = A_s / A_{c,\text{eff}} = 0.02101$
ricoprimento armature tese	$c = 4.50 \text{ (cm)}$
diametro (equivalente) armature	$\phi_{\text{eq}} = 16.00 \text{ (mm)}$
tensione armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_s = 151.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
deformazione media unitaria barre (carichi di breve - lunga durata)	$\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{\text{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{eff}})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00043306 - 0.00043306$
distanza massima fra le fessure	$\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{\text{eq}} / \rho_{\text{eff}} = 282.47 \text{ (mm ; } \epsilon_1 = 0.000885, \epsilon_2 = 0.000000, k_2 = 0.50)$
ampiezza teorica delle fessure	$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.122 - 0.122 \text{ (mm ; carichi di breve - lunga durata)}$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto	$M = 54.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto	$N = 40.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase	$A_{\text{omog}} = 4394.08 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{\text{omog}} = 30006.68 \text{ (cm}^3\text{)}$
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{\text{intr}} = N / A_{\text{omog}} - N \cdot e / W_{\text{omog}} = 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $(e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = -0.57 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura	$M_{\text{fess}} = (\sigma_t - \sigma_{\text{intr}}) \cdot W_{\text{omog}} = 74.53 \text{ (KN.m)} > 54.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto	$M = 54.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto	$N = 40.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase	$A_{\text{omog}} = 4394.08 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{\text{omog}} = 30006.68 \text{ (cm}^3\text{)}$
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{\text{intr}} = N / A_{\text{omog}} - N \cdot e / W_{\text{omog}} = 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $(e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = -0.57 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura	$M_{\text{fess}} = (\sigma_t - \sigma_{\text{intr}}) \cdot W_{\text{omog}} = 74.53 \text{ (KN.m)} > 54.00$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.3.1.5 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 14.01.2008 § 4.1.2.3.5

Per il paraghiaia il valore massimo della sollecitazione tagliante di progetto è pari a: $V_{Ed} = 119 \text{ kN/m}$. Viene disposta un'armatura minima a taglio nel paraghiaia composta da pendini $\phi 12/25 \times 40$

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 119.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = -58.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 10.00 \text{ kNm}$

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	1600	mm
Copriferro netto	c	=	45	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	20	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1525	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	1570	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0010	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.36	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.32	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.04	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	480.22	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	480.22	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

15.4 MURI D'ALA LATERALI

15.4.1 Verifiche strutturali a Stati Limite

Si verifica una sezione in c.a. 100cmx100cm armata simmetricamente con \varnothing 20/20 in direzione principale e con \varnothing 16/10 in direzione secondaria.

Il copriferro netto è pari a 4.50cm.

15.4.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione principale

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 100.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \varnothing 20 mm posizionati a 5.5 cm da intradosso
5 \varnothing 20 mm posizionati a 94.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 50.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

72

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 417.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 285.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.5 (cm)
Momento di Rottura M_r = 543.2 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 284.9 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = 1.303

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.4.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione principale

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 100.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 20 mm posizionati a 5.5 cm da intradosso
5 ϕ 20 mm posizionati a 94.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 50.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 394.0 (KN.m)
Sforzo normale = 216.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.98 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 348.84 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.8 (cm)
Braccio di leva interno = 85.2 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 357.0 (KN.m)
Sforzo normale = 210.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.58 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 320.51 (N/mm²)

Relazione di Calcolo Impalcato

73

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.6 (cm)
Braccio di leva interno = 84.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 357.0 (KN.m)
Sforzo normale = 210.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.58 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 320.51 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.6 (cm)
Braccio di leva interno = 84.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 357.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 210.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 10439.82$ (cm²) ; $W_{omog} = 184085.90$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.20$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 438.36$ (KN.m) > 357.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 357.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 210.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 10439.82$ (cm²) ; $W_{omog} = 184085.90$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.20$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 438.36$ (KN.m) > 357.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.4.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione secondaria

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 100.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 Ø16 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso
10 Ø16 mm posizionati a 94.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 50.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	=	210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	=	33642.8 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	=	40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	=	450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	=	540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	=	18.81 (N/mm ²)	
Acciaio normale	$f_{yd} =$	391.30 (N/mm ²) - $k f_{yd} =$	469.57 (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	=	399.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	=	154.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	=	5.2 (cm)
Momento di Rottura M_r	=	771.9 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	=	154.0 (KN)
Rottura nel Dominio	3	
Rapporto M_r/M_d	=	1.935

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.4.1.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione secondaria

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1	100.0		
b2	100.0	b3	100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 \emptyset 16 mm posizionati a	5.3 cm da intradosso
10 \emptyset 16 mm posizionati a	94.7 cm da intradosso

Relazione di Calcolo Impalcato

75

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 50.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 342.0 (KN.m)
Sforzo normale = 196.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.00 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 238.61 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 15.0 (cm)
Braccio di leva interno = 84.8 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 288.0 (KN.m)
Sforzo normale = 187.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.49 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 206.25 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 14.5 (cm)
Braccio di leva interno = 83.7 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 288.0 (KN.m)
Sforzo normale = 187.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.49 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 206.25 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 14.5 (cm)
Braccio di leva interno = 83.7 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₂)

Momento di progetto M = 288.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 187.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 10562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 189164.10$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.18$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 455.02$ (KN.m) > 288.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₁)

Momento di progetto M = 288.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 187.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 10562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 189164.10$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.18$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)

Relazione di Calcolo Impalcato

momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 455.02 \text{ (KN.m)} > 288.00$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.4.1.5 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 14.01.2008 § 4.1.2.3.5

Per il muro laterale il valore massimo della sollecitazione tagliante di progetto è pari a: $V_{Ed} = 271 \text{ kN/m}$. Viene disposta un armatura minima a taglio composta da pendini $\phi 12/40 \times 40$

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	271.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	-44.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	185.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	1000	mm
Copriferro netto	c	=	45	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	20	mm
Altezza utile della sezione	d	=	925	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	1570	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_t	=	0.0017	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.46	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.36	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.05	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	324.17	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	324.17	kN

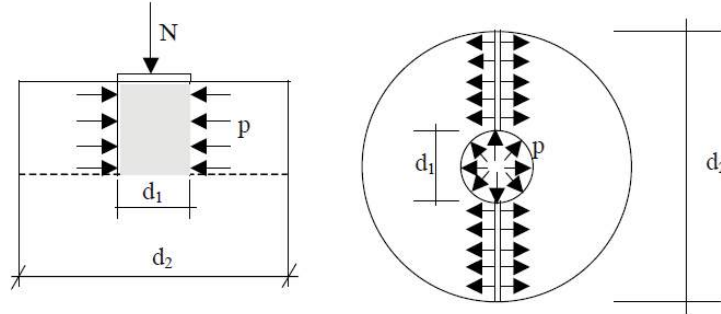
VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

15.5 BAGGIOLI

Le dimensioni dei baggioli in pianta sono 0.80 x 1.50 m con altezza pari a circa 30cm per i 2 baggioli laterali e 38cm per il baggiolo centrale.

La verifica dei baggioli è stata eseguita sulla base delle forze di *Spalling* che si sviluppano nella zona sommitale del baggiolo. Tali forze nascono per effetto del confinamento che esercita il calcestruzzo adiacente all'area direttamente caricata e che di fatto contrasta la libera espansione del calcestruzzo sottoposto all'azione verticale.



Espansione trasversale nel calcestruzzo

Il cilindro di diametro d_1 è soggetto alla pressione $\sigma = N/A_{car}$, nasce quindi una pressione radiale "p" pari a $\nu\sigma$ (con ν coefficiente di Poisson del calcestruzzo), supponendo l'espansione trasversale completamente impedita. Trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo, la pressione che insorge deve essere interamente equilibrata dalla sola armatura trasversale, che va disposta nella zona in cui si sviluppano trazioni di *Spalling*, pari a $d_2/3$. L'armatura da disporre può essere calcolata attraverso la seguente equazione di equilibrio.

$$\frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} = \nu \cdot \frac{N}{A_{app}} \cdot d_1 = \nu \cdot \frac{N}{d_1^2 \cdot \pi/4} \cdot d_1 = 0.25 \cdot \frac{N}{d_1}$$

L'armatura da disporre va posizionata nel solo tratto fino ad una distanza $d_2/3$ dalla superficie caricata, risultando di fatto pari a:

$$A_s = 0.25 \cdot \frac{N}{d_1 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_2}{3}$$

Si riportano le quantità minime di armatura per i baggioli nel caso appena descritto e le azioni verticali N_{SLU} massime derivanti dall'analisi dell'impalcato agenti sui baggioli.

Appoggio	N
	[kN]
10001	2703
10002	2516
10003	2034

Azioni verticale massima

Appoggio	Armature minime verticale baggioli	
	[cm2]	
10001	14.39	st. 10 ϕ 10 (2br) +spilli 20 ϕ 10
10002	13.40	st. 10 ϕ 10 (2br) +spilli 20 ϕ 10
10003	10.83	st. 10 ϕ 10 (2br) +spilli 20 ϕ 10

Armatura minima trasversale per i baggioli

L'armatura disposta è costituita da staffe $\phi 10/5$ ed in aggiunta 20 spilli $\phi 20$ in direzione trasversale e 50 spilli $\phi 20$ in

direzione trasversale all'impalcato, si rimanda agli elaborati grafici per maggiori informazioni sulla disposizione dell'armatura.

Nella situazione più gravosa (combinazione sismica) si hanno le seguenti sollecitazioni taglianti:

$$V_{sd} = \sqrt{T_L^2 + T_T^2}$$

Considerando le dimensioni planimetriche del baggiolo, la tensione tangenziale sollecitante di progetto, agente sull'ipotetica superficie di rottura (Interfaccia estradosso piano appoggi - intradosso baggiolo) risulta:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_{baggiolo}}$$

La tensione tangenziale resistente di progetto risulta:

$$\tau_{rd} = \beta_{fctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_{cd})$$

in cui:

- β_{fctd} = contributo resistenza a trazione del calcestruzzo;
- μ = coefficiente d'attrito tra superficie intradosso baggiolo ed estradosso struttura;
- ρ = percentuale d'armatura verticale;
- f_{yd} = tensione di progetto relativa allo snervamento dell'acciaio;
- σ_{cd} = compressione nel calcestruzzo del baggiolo.

Nell'ipotesi che il baggiolo venga gettato in seconda fase e che non vengano adottati particolari accorgimenti per la preparazione della superficie di contatto si annullerà, a favore di sicurezza, il contributo β_{fctd} . Si ipotizza una superficie di contatto con rugosità di categoria "1" - liscia e si porrà, cautelativamente, $\mu=0.6$.

Si deve verificare che:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Da ciò, l'area minima di acciaio necessaria a soddisfare la verifica sarà:

$$A_{s,min} = \left(\frac{\tau_{sd}}{\mu} - \sigma_{cd} \right) \cdot \frac{A_{baggiolo}}{f_{yd}}$$

Si riportano le azioni massime agenti sui dispositivi di ritegno nel caso sismico e le quantità minime di armatura per i baggioli nel caso appena descritto.

Appoggio	N	R_Tmax	R_Lmax	R_tot,max
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
10001	773	102	163	192
10002	773	102	163	192
10003	773	102	163	192

Azioni in condizione sismiche agenti sui baggioli

Appoggio	Armate minime verticale baggioli
	[cm ²]
10001	-11.56
10002	-11.56
10003	-11.56

Azioni in condizione di sisma agenti su baggioli

Si dispone un'armatura minima composta da 8 ϕ 20 (direzione longitudinali) e 12 ϕ 20 (direzione trasversale). La verifica in questo modo risulta soddisfatta.

16 VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI

I risultati ottenuti a seguito di analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo devono essere sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti.

In particolare, si verificheranno i risultati in termini di reazioni vincolari in funzione dei carichi applicati.

Controllo delle reazioni vincolari

Con riferimento al peso proprio della spalla, si confronterà il valore totale di tale carico con la somma delle reazioni vincolari verticali ottenute dal programma di calcolo. Tale somma ha un valore di 9366 kN, come si osserva dalla tabella seguente estrapolata dal programma.

Per prima cosa, si noti che solo la somma delle reazioni vincolari in direzione verticale restituisce un valore non nullo, in accordo con il fatto che il carico applicato agisce solo in quella direzione.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pali_01	PP	LinStatic	33.378	1.44	657.459	0	0	0
Pali_02	PP	LinStatic	7.872	29.618	923.526	0	0	0
Pali_03	PP	LinStatic	-24.5	48.1	522.6	0.0	0.0	0.0
Pali_04	PP	LinStatic	-3.3	-0.3	433.0	0.0	0.0	0.0
Pali_05	PP	LinStatic	4.1	21.0	1221.6	0.0	0.0	0.0
Pali_06	PP	LinStatic	-0.4	0.0	334.1	0.0	0.0	0.0
Pali_07	PP	LinStatic	-6.1	0.0	350.9	0.0	0.0	0.0
Pali_08	PP	LinStatic	-28.5	0.0	1165.0	0.0	0.0	0.0
Pali_09	PP	LinStatic	-3.3	0.3	433.0	0.0	0.0	0.0
Pali_10	PP	LinStatic	4.1	-21.0	1221.7	0.0	0.0	0.0
Pali_11	PP	LinStatic	33.4	-1.4	657.5	0.0	0.0	0.0
Pali_12	PP	LinStatic	7.9	-29.6	923.5	0.0	0.0	0.0
Pali_13	PP	LinStatic	-24.5	-48.1	522.6	0.0	0.0	0.0
Totale			0.0	0.0	9366.5	0.0	0.0	0.0

Il calcolo semplificato del peso totale della spalla viene riportata di seguito:

- Paramento frontale: $(1.60 \text{ m} \cdot 7.15 \text{ m} \cdot 9.80 \text{ m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2802.3 \text{ kN}$;
- Paraghaia: $(0.4 \text{ m} \cdot 2.40 \text{ m} \cdot 9.80 \text{ m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 235.2 \text{ kN}$;
- Muro andatore: $2 \cdot [(1.0 \text{ m} \cdot 7.15 \text{ m} \cdot 6.2 \text{ m}) + (0.5 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot 6.2 \text{ m})] \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2588.5 \text{ kN}$;
- Platea di fondazione: $(1.5 \text{ m} \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 8.0 \text{ m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3750 \text{ kN}$;

Il peso totale della spalla, ottenuto sommando i vari contributi degli elementi che la costituiscono, vale: 9376 kN. Per i valori adottati nel calcolo semplificato relativi alla geometria dell'opera si rimanda agli elaborati grafici.

La differenza tra i due valori, quello ottenuto tramite codice di calcolo e quello valutato da un conto semplificato, è trascurabile ($\Delta = -0.1\%$), e pertanto l'affidabilità del codice risulta soddisfatta.

17 FONDAZIONI SU PALI

Le verifiche relative alle opere di fondazione sono state condotte considerando le azioni all'intradosso della fondazione e determinando le azioni assiali, trasversali, i momenti e gli spostamenti lungo il fusto dei pali attraverso una modellazione della fondazione mediante il software Group v.11 2019 (Ensoft, Inc.), programma di calcolo per lo studio del comportamento di una palificata sotto carichi assiali e laterali

Sulla base di queste azioni sono state condotte le verifiche dei pali.

17.1 AZIONI

17.1.1 Azioni nel baricentro della fondazione

Nella tabella sottostante si riportano le reazioni risultanti nel baricentro all'intradosso della platea di fondazione ottenute dal modello di calcolo SAP2000 ampiamente descritto nei paragrafi precedenti.

OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU_01	-5372	-198	40332	-454	-37577	-515
SLU_02	-3849	-1163	40332	3290	-31584	381
SLU_03	-3849	1163	40332	-7633	-31584	-381
SLU_04	-5372	-210	40332	-408	-37577	-504
SLU_05	-6446	-198	41973	-454	-42034	-515
SLU_06	-4923	-1163	41973	3290	-36041	381
SLU_07	-4923	1163	41973	-7633	-36041	-381
SLU_08	-6446	-210	41973	-408	-42034	-504
SLU_09	-5019	-198	40332	-454	-34611	-525
SLU_10	-3496	-1163	40332	3290	-28618	372
SLU_11	-3496	1163	40332	-7633	-28618	-391
SLU_12	-5019	-210	40332	-408	-34611	-514
SLU_13	-6093	-198	41973	-454	-39069	-525
SLU_14	-4570	-1163	41973	3290	-33076	372
SLU_15	-4570	1163	41973	-7633	-33076	-391
SLU_16	-6093	-210	41973	-408	-39069	-514
SLE_01	-3989	-141	29786	-423	-27700	-338
SLE_02	-2846	-856	29786	2351	-23206	326
SLE_03	-2846	856	29786	-5565	-23206	-326
SLE_04	-3989	-141	29786	-423	-27700	-338
SLE_05	-4785	-141	31001	-423	-31002	-338
SLE_06	-3642	-856	31001	2351	-26507	326
SLE_07	-3642	856	31001	-5565	-26507	-326
SLE_08	-4785	-141	31001	-423	-31002	-338
SLE_09	-3721	-141	29786	-423	-25449	-345
SLE_10	-2578	-856	29786	2351	-20954	319
SLE_11	-2578	856	29786	-5565	-20954	-332
SLE_12	-3721	-141	29786	-423	-25449	-345
SLE_13	-4517	-141	31001	-423	-28751	-345
SLE_14	-3374	-856	31001	2351	-24256	319

OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_15	-3374	856	31001	-5565	-24256	-332
SLE_16	-4517	-141	31001	-423	-28751	-345
SLE_FRQP_01	-3989	-27	29754	-1380	-27624	-65
SLE_FRQP_02	-2846	-742	29754	1393	-23129	599
SLE_FRQP_03	-2846	742	29754	-4607	-23129	-599
SLE_FRQP_04	-3989	-27	29754	-1380	-27624	-65
SLE_FRQP_05	-4785	-27	30969	-1380	-30925	-65
SLE_FRQP_06	-3642	-742	30969	1393	-26430	599
SLE_FRQP_07	-3642	742	30969	-4607	-26430	-599
SLE_FRQP_08	-4785	-27	30969	-1380	-30925	-65
SLE_FRQP_09	-3809	-27	29754	-1380	-26112	-65
SLE_FRQP_10	-2666	-742	29754	1393	-21617	599
SLE_FRQP_11	-2666	742	29754	-4607	-21617	-599
SLE_FRQP_12	-3809	-27	29754	-1380	-26112	-65
SLE_FRQP_13	-4605	-27	30969	-1380	-29413	-65
SLE_FRQP_14	-3462	-742	30969	1393	-24918	599
SLE_FRQP_15	-3462	742	30969	-4607	-24918	-599
SLE_FRQP_16	-4605	-27	30969	-1380	-29413	-65
SLU_SISM_01	-10153	-510	23993	2469	-45526	31
SLU_SISM_02	-10153	-510	25013	2470	-45523	31
SLU_SISM_03	-10153	510	23993	-2470	-45526	-31
SLU_SISM_04	-10153	510	25013	-2469	-45523	-31
SLU_SISM_05	-5712	-1700	23993	8232	-23115	104
SLU_SISM_06	-5712	-1700	25013	8232	-23113	104
SLU_SISM_07	-5712	1700	23993	-8232	-23115	-104
SLU_SISM_08	-5712	1700	25013	-8232	-23113	-104

Tabella 2: Reazioni a intradosso e baricentro zattera di fondazione spalla

17.1.2 Sollecitazioni nei pali

Note le azioni agenti a intradosso plinto di fondazione sono state calcolate le sollecitazioni agenti in testa a ciascun palo mediante il software Group.

Per la sola verifica della palificata si considera il sistema di riferimento indicato dal programma di calcolo in cui l'asse Z è diretto lungo l'asse dell'impalcato, l'asse Y perpendicolarmente ad esso e l'asse X positivo verso il basso.

Da cui rispetto quanto riportato nella Tabella 2:

- $F_1 = - F_z$
- $F_2 = - F_y$
- $F_3 = F_x$
- $M_1 = - M_z$
- $M_2 = - M_y$
- $M_3 = M_x$

In Figura 17 è riportato il modello 3D della palificata.

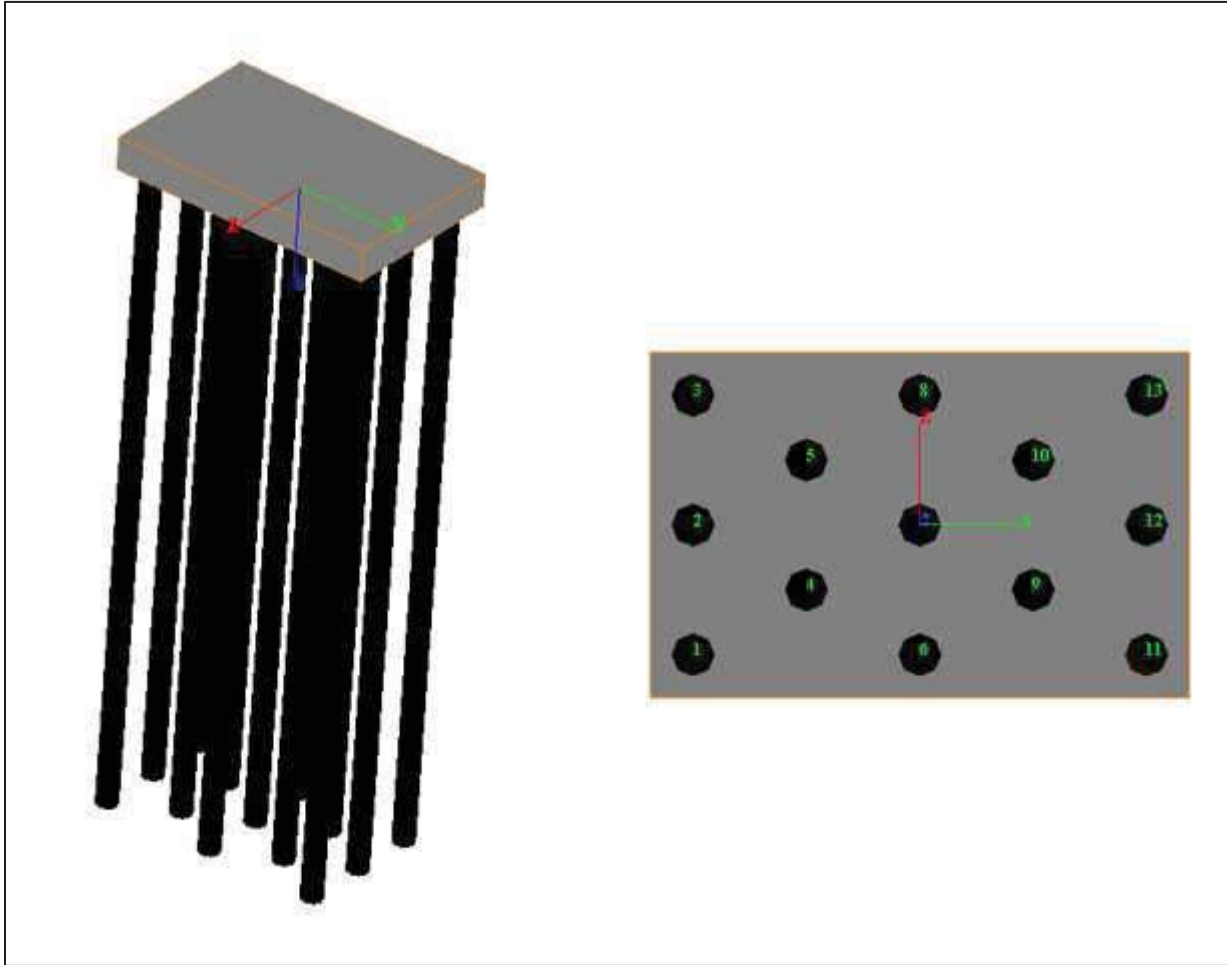


Figura 17 – Modello 3D palificata - Group (Ensoft)

Il terreno è stato simulato attraverso delle molle elastoplastiche le cui caratteristiche sono riportate al Par.10.

Per tenere conto di una possibile interazione con i pali dei muri andatori adiacenti alla spalla, le caratteristiche delle molle orizzontali e verticali dei pali 1, 6 e 11 sono state cautelativamente ridotte.

Di seguito si riassumono le sollecitazioni dimensionanti agenti sui pali, ovvero il valore del carico assiale massimo in testa al palo (in compressione e in trazione se presente), del momento flettente e del taglio massimo nelle condizioni più gravose.

SLU/SLV:

- N max= 4236kN (comb SLU_05)
- N min= 307kN (comb SLU_07)
- N max = 3781 kN (comb SLU_SISM_02)
- N min = -2122 kN (comb SLU_SISM_01)
- M max= 1707 kNm (comb SLU_08)
- M max= 1174 kNm (comb SLU_SISM_01)
- T max= 552 kN (comb SLU_08)
- T max= 836 kNm (comb SLU_SISM_03)

SLE:

- N max = 3553 kN (comb SLE_05)
- N min = -32 kN (comb SLE_FRQP_05)
- M max= 625 kNm (comb SLE_08)
- T max= 399 kN (comb SLE_05)

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni massime per le combinazioni SLU/SLV.

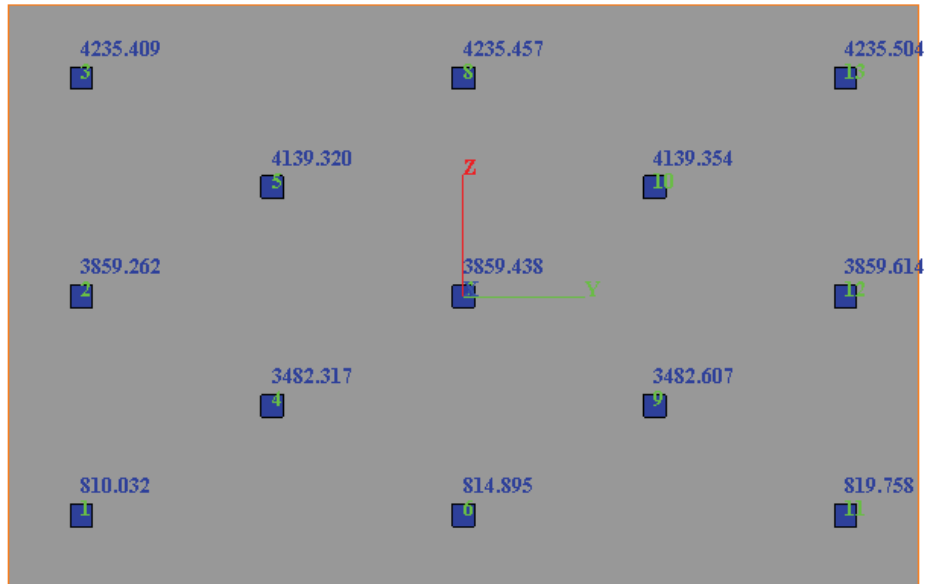


Figura 18 – N max in testa ai pali (comb SLU_05)

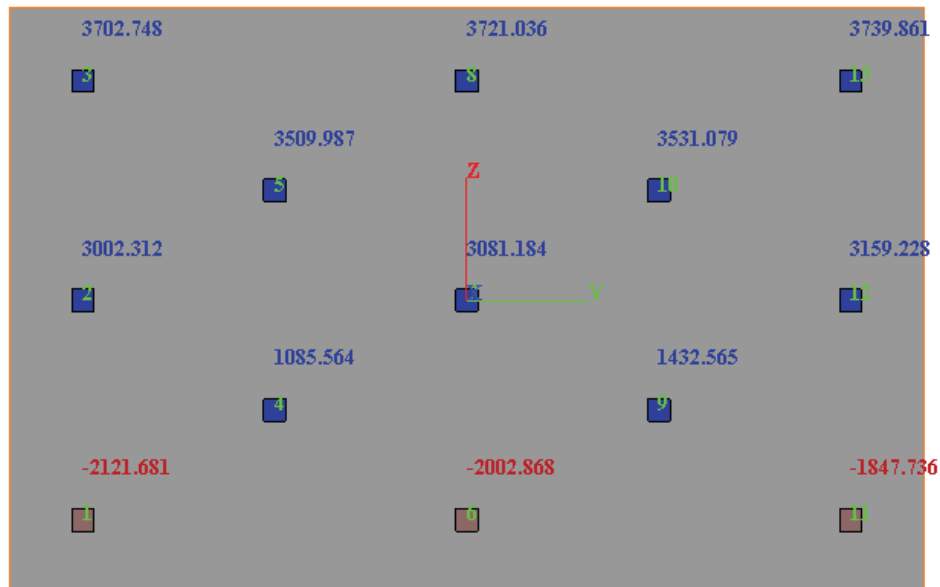
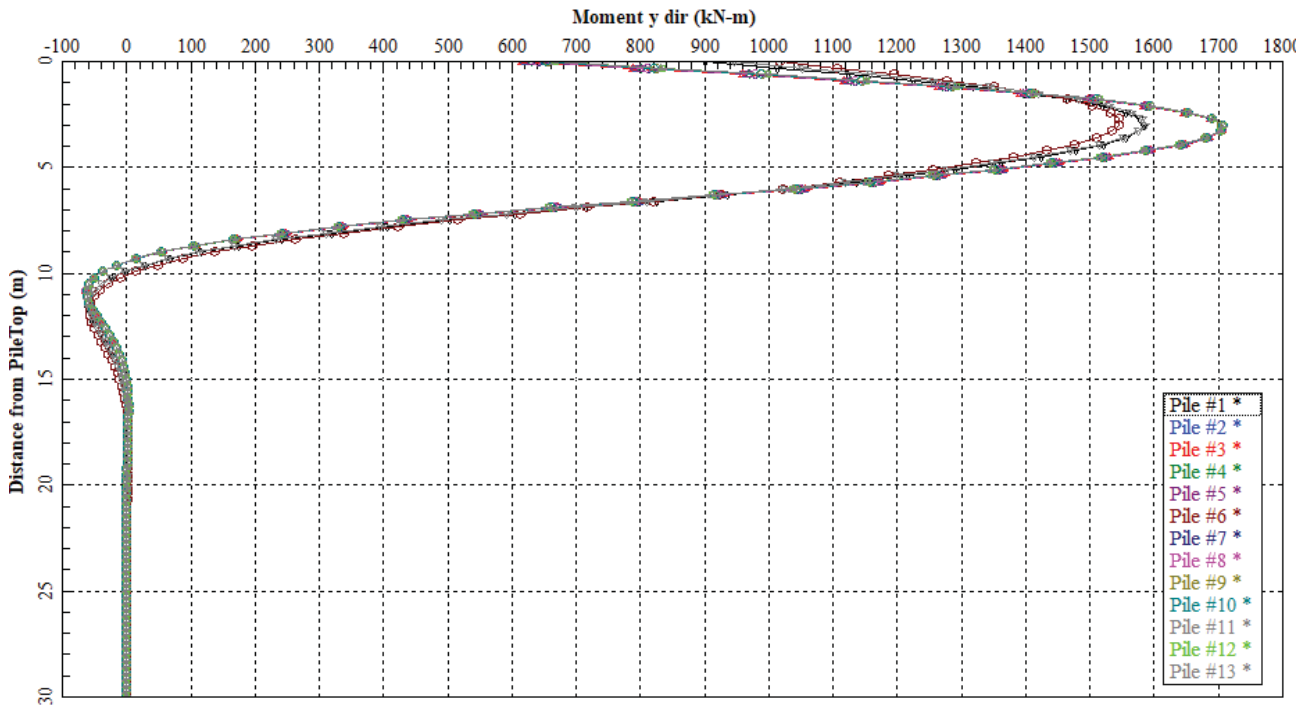
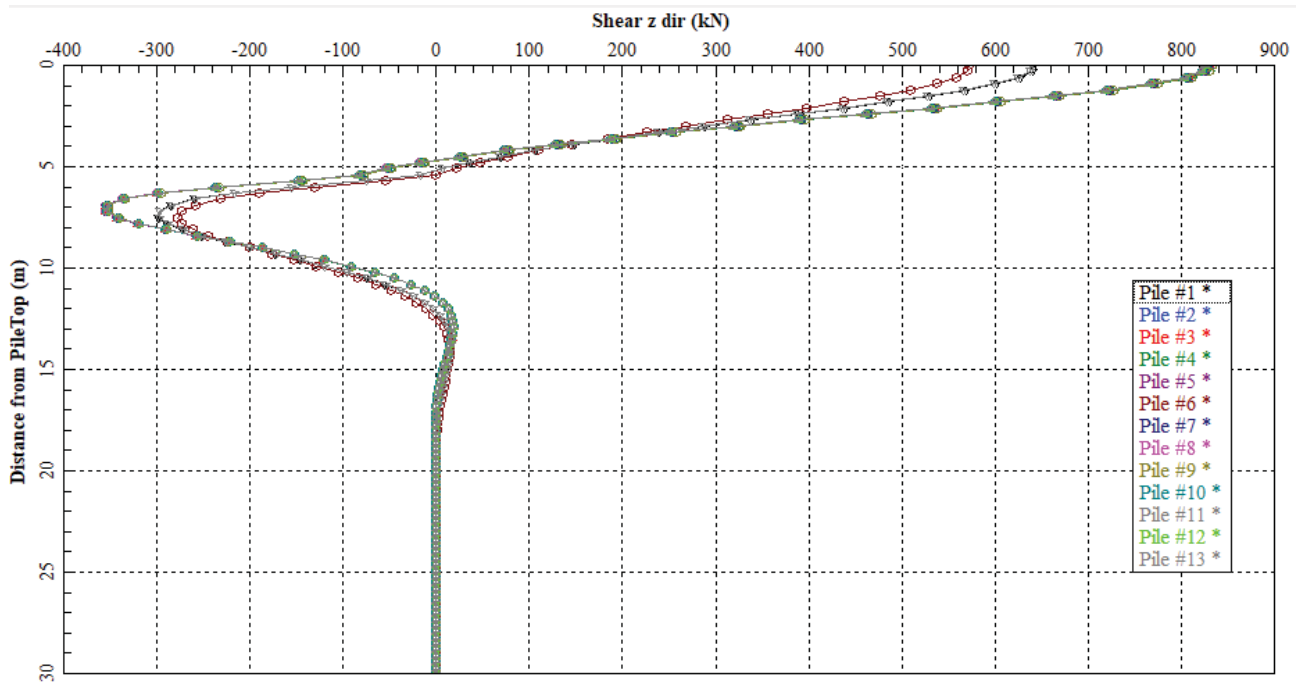


Figura 19 – N min in testa ai pali (comb SLU_SISM_01)



Load Case 8

Figura 20 – Andamento dei momenti M_y (comb SLU_08)



Load Case 3

Figura 21 – Andamento dei tagli T_z (comb SLU_SISM_03)

17.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

17.2.1 Capacità portante Verticale

Cautelativamente la verifica di capacità portate verticale dei pali in compressione è stata condotta considerando la curva SLU (parametri minimi) in quanto risultava la peggiore tra quelle presentate al Par. 10. e la sollecitazione di compressione massima tra tutte le combinazioni e tutti i pali (come riportato al Par. 17.1.2).

La Figura 22 mostra che la verifica di capacità portante a compressione è soddisfatta per la lunghezza dei pali in progetto in quanto la $R_{c,d} = 4276 \text{ kN} > N_{Ed,c} = 4236$ per $L=30\text{m}$.

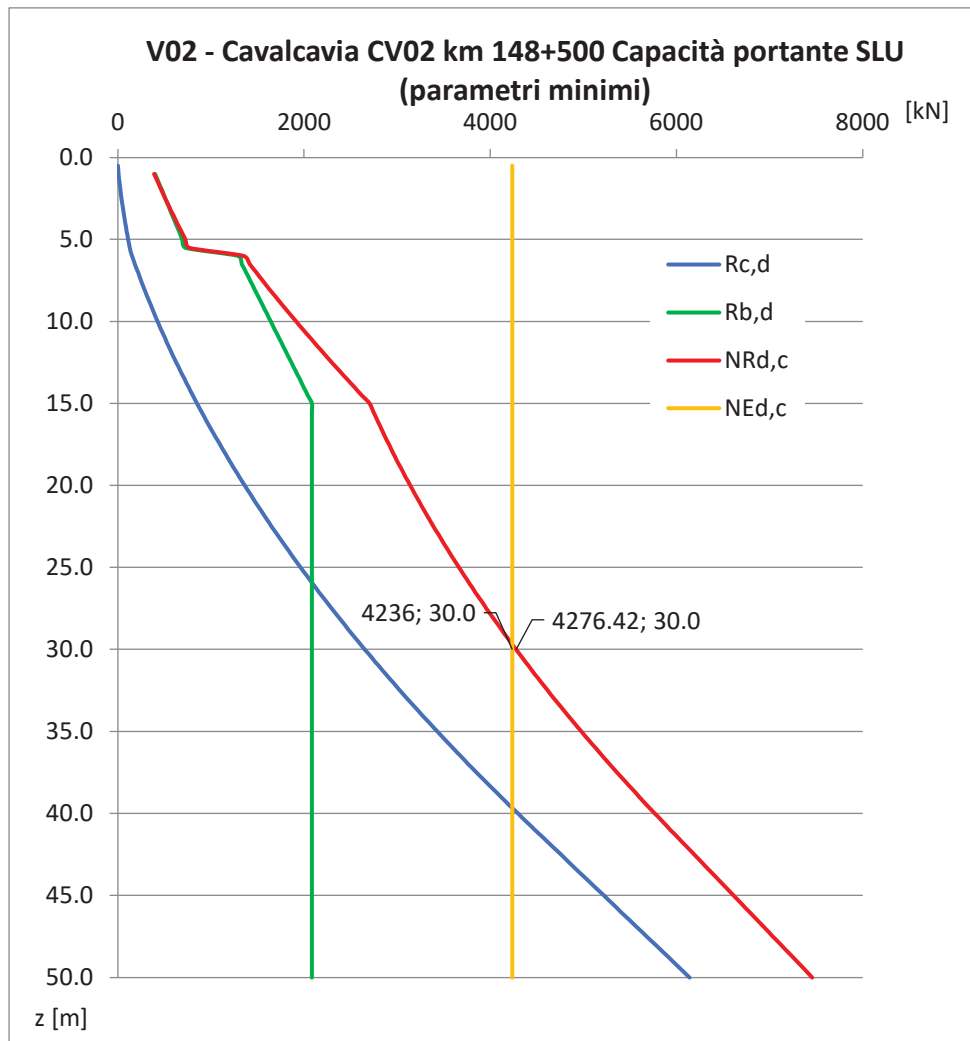


Figura 22 – Verifica di capacità portante verticale -compressione

Cautelativamente la verifica di capacità portate verticale dei pali in trazione è stata condotta considerando la curva relativa ai parametri minimi in quanto risultava la peggiore tra quelle presentate al Par. 10. e la sollecitazione di trazione massima tra tutte le combinazioni e tutti i pali (come riportato al Par. 17.1.2).

La Figura 23 mostra che la verifica di capacità portante a trazione è soddisfatta per la lunghezza dei pali in progetto in quanto la $R_{c,d} = 2793 \text{ kN} > N_{Ed,c} = 2122$ per $L=30\text{m}$.

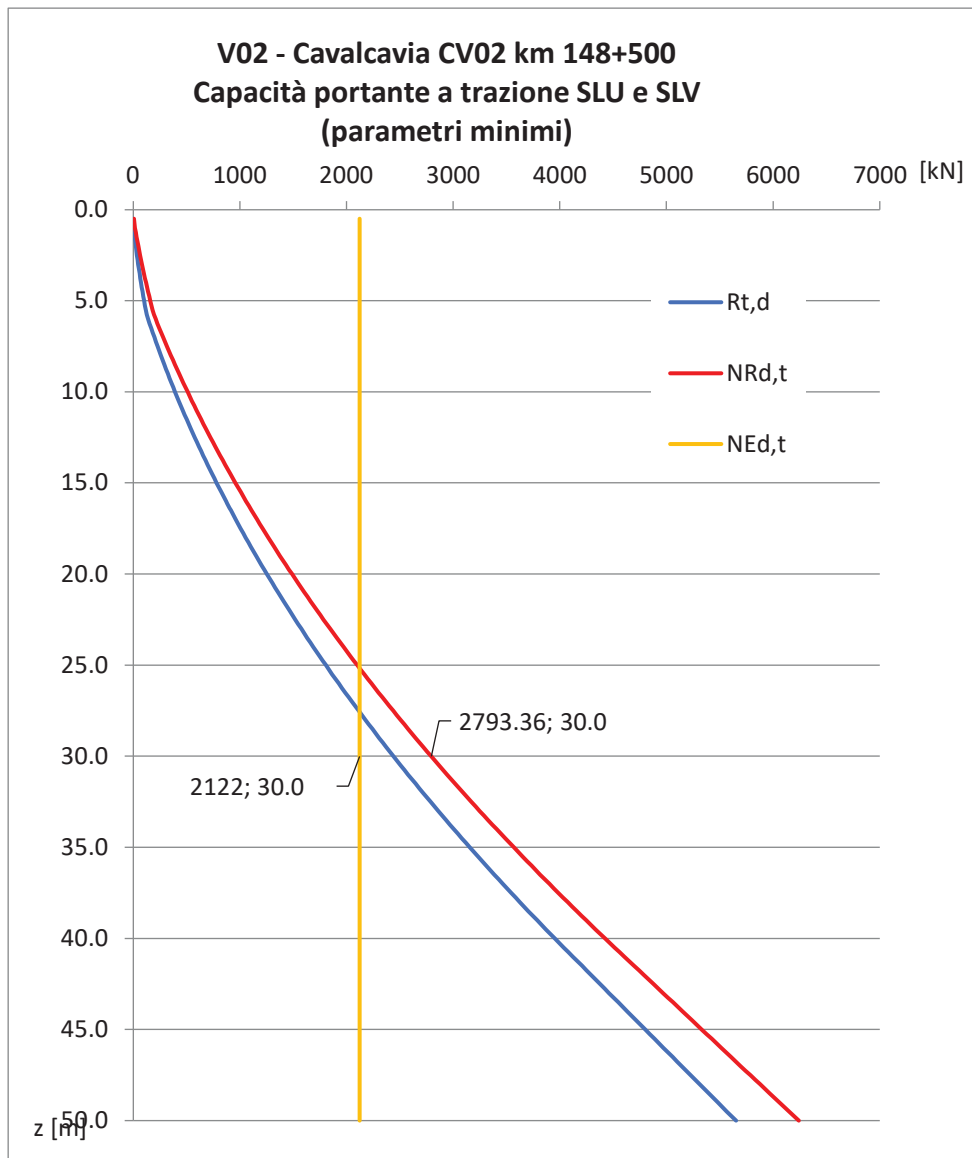


Figura 23 – Verifica di capacità portante verticale - trazione

17.2.2 Capacità portante orizzontale

Affinché la verifica allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico nei riguardi di carichi orizzontali sia soddisfatta deve risultare che la sommatoria delle pressioni esercitate dal terreno a contatto con il palo ($p_{sollecitante}$), sia inferiore alla resistenza trasversale di progetto H_{lim} .

$$H_{lim} \geq \sum p_{sollecitante}$$

Si evidenzia che le pressioni dovute alla reazione del terreno possono svilupparsi, in funzione del comportamento del palo alle azioni orizzontali, o lungo tutto il fusto del palo (comportamento di palo corto) o interessando principalmente una sola porzione dello stesso (comportamento di palo lungo). In quest'ultimo caso l'altezza \bar{H} da considerare per il calcolo sia delle azioni resistenti che delle azioni sollecitanti, risulta minore dell'altezza H totale del palo.

Noto l'andamento delle curve $p-y$ e quindi anche della resistenza ultima del terreno p_u con la profondità (si veda Par. 10), H_{lim} risulta uguale alla sommatoria delle p_u , per un'altezza \bar{H} minore o uguale all'altezza totale del palo H , divisa per i coefficienti ξ_i e γ_T forniti dalla normativa.

$$H_{lim} = \frac{\sum p_u}{\xi_i \cdot \gamma_T}$$

L'altezza \bar{H} ($\leq H$) da considerare sia per il calcolo dell'azione sollecitante ($\sum p_{sollecitante}$) che per la definizione della resistenza di progetto H_{lim} può essere ricavata dall'osservazione dell'andamento delle pressioni che si sviluppano nel terreno a contatto con il palo.

In Figura 24 si riporta il grafico delle pressioni espresse in kN per metro di profondità per la combinazione di carico più gravosa.

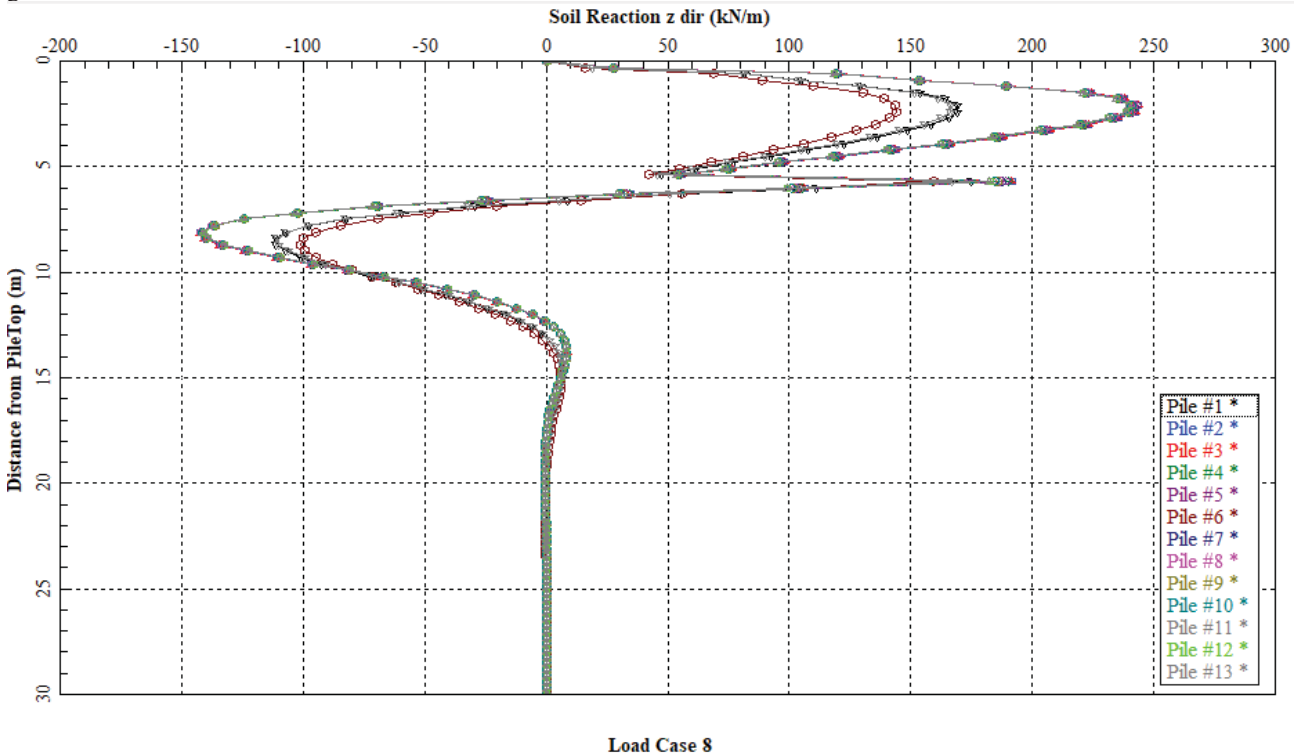


Figura 24: Andamento delle pressioni nel terreno a contatto con il palo

Il grafico di Figura 24 mostra che il terreno a contatto con il palo si mobilita in modo significativo non lungo tutta l'altezza del palo, bensì solo per i primi 15 m di profondità, pertanto il valore di \bar{H} , cioè il valore di altezza da utilizzare per definire H_{lim} , può essere assunto pari a 15 m.

Di conseguenza, la verifica di capacità portante trasversale è soddisfatta se vale la seguente disequazione:

$$H_{lim} = \frac{1}{\xi_i \cdot \gamma_T} \sum_0^{\bar{H}=15\text{ m}} p_u \geq \sum_0^{\bar{H}=15\text{ m}} p_{sollecitanti} = H_{soll}$$

Ancora con riferimento alla Figura 24, la sollecitazione H_{soll} da considerare per la verifica geotecnica di capacità portante trasversale vale 4811 kN. Si precisa che a favore di sicurezza, i valori di pressione tra circa 7m e 13m sono stati sommati in valore assoluto.

In Figura 25 si riporta la curva di capacità portante orizzontale che fornisce il valore di H_{lim} al variare dell'altezza \bar{H} ; è stata considerata la curva con i parametri minimi in quanto risultava la peggiore tra quelle presentate al Par. 2310.

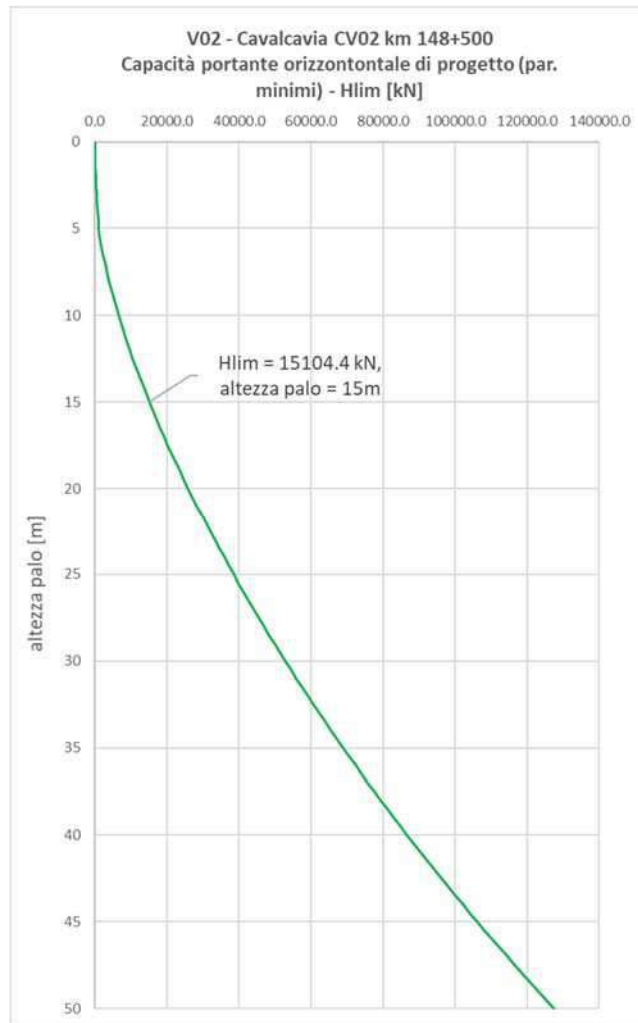


Figura 25: Andamento della H_{lim} con la profondità

Dalla curva di capacità portante orizzontale in Figura 25 il valore di H_{lim} , per un'altezza utile del palo \bar{H} di 15 m, risulta pari a 15104 kN.

Pertanto, nell'esempio studiato, la verifica di capacità portante orizzontale del palo risulta soddisfatta in quanto:

$$H_{lim} = 15104 \text{ kN} \geq H_{soll} = 4811 \text{ kN}$$

17.2.3 Cedimenti e spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali massimi sono calcolati automaticamente dal programma e riportati rispettivamente in Figura 26 e Figura 27.

Il cedimento e lo spostamento orizzontale massimi stimati tra le combinazioni SLE sopra riportate sono pari a circa 1 cm. Tali valori si riducono del 20% se non si tiene in conto dell'interazione che è stata considerata cautelativamente per i pali 1, 6 e 11 con i pali del muro andatore. Tali valori si ritengono accettabili dal momento che risultano essere una stima per eccesso dei valori reali in quanto il programma Group non tiene conto della reazione fornita dal terreno sotto la platea di fondazione ma solo lungo i pali.

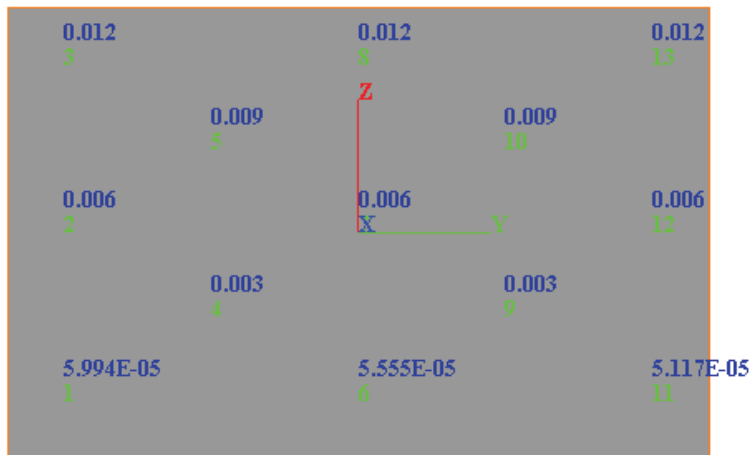
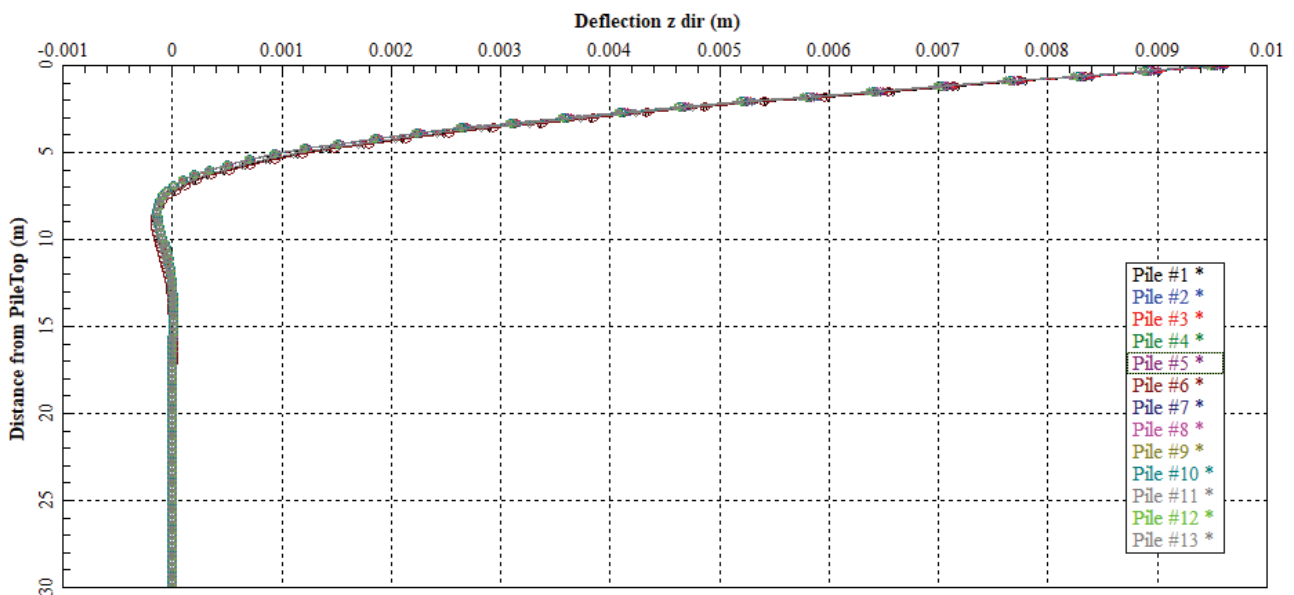


Figura 26 – Cedimenti massimi (comb SLE_05)



Load Case 5

Figura 27 – Spostamenti orizzontali massimi (comb SLE_05)

17.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Nella Tabella 3 è riassunta l'armatura prevista nei pali dove si distinguono il tratto 1, 2 e 3 che coprono rispettivamente la parte alta, la parte centrale e la parte inferiore del palo.

	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
Tratto 1	22 Φ 24 +11 Φ 24 – L=12m	Φ 12/10
Tratto 2	22 Φ 20 – L=12m	Φ 12/15
Tratto 3	22 Φ 20 – L=10m	Φ 12/15

Tabella 3: Armatura pali

17.3.1 Verifiche strutturali agli Stati limite Ultimi

Nelle figure seguenti si riporta il calcolo del momento resistente per i diversi tratti del palo considerando le armature riportate in Tabella 3 e un copriferro di 7.5cm A favore di sicurezza si considera il momento flettente massimo e l'azione di trazione massima per le combinazioni SLU e SLV come riportate nel Par. 17.1.2.

Figura 28 – Calcolo Mrd – Tratto 1 – SLU

Titolo: Pali CV02 - SLV

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 33
Diametro barre: 2,4 [cm]
Copriferro (baric.): 11,1 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -2122 0 [kN]
M_{xEd}: 1174 0 [kNm]
M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

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}: 1.346 [kNm]

σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 11,36 ‰
d: 88,72 [cm]
x: 20,9 x/d: 0,2356
δ: 0,7344

Figura 29 – Calcolo MRd – Tratto 1 – SLV

Titolo: Pali CV02 - SLU

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 22
Diametro barre: 2,0 [cm]
Copriferro (baric.): 9,7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 307 0 [kN]
M_{xEd}: 1707 0 [kNm]
M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

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}: 1.088 [kNm]

σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 9,53 ‰
d: 90,3 [cm]
x: 24,26 x/d: 0,2686
δ: 0,7758

Figura 30 – Calcolo MRd – Tratto 2 e Tratto 3 – SLU

Titolo: Pali CV02 - SLV

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 22
Diametro barre: 2,0 [cm]
Copriferro [baric.]: 9,7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6
	τ_{cl} 1,829

M xRd: 251,5 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 32,19 ‰
d: 90,3 cm
x: 8,854 x/d: 0,09806
 δ : 0,7

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

Precompresso

Figura 31 – Calcolo Mrd – Tratto 2 e Tratto 3 – SLV

La Figura 32 e la Figura 33 mostrano rispettivamente l'involuppo dei momenti flettenti per le combinazioni di carico SLU e SLV di Tabella 2 e il valore del momento resistente lungo il fusto dei pali. Il momento resistente calcolato in Figura 28, Figura 29, Figura 30 e Figura 31 risulta sempre maggiore di quello sollecitante: la verifica è dunque soddisfatta.

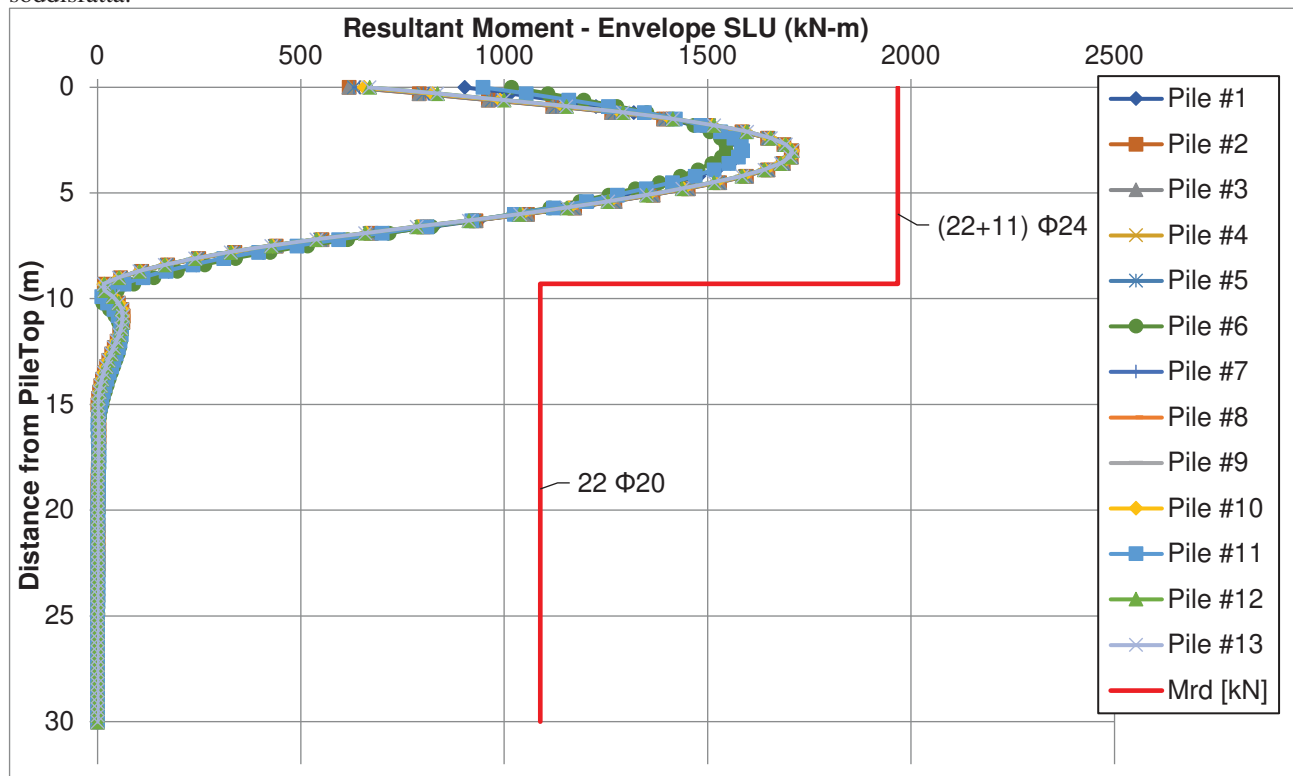


Figura 32 – Verifica a presso/tenso-flessione – SLU – involuppi

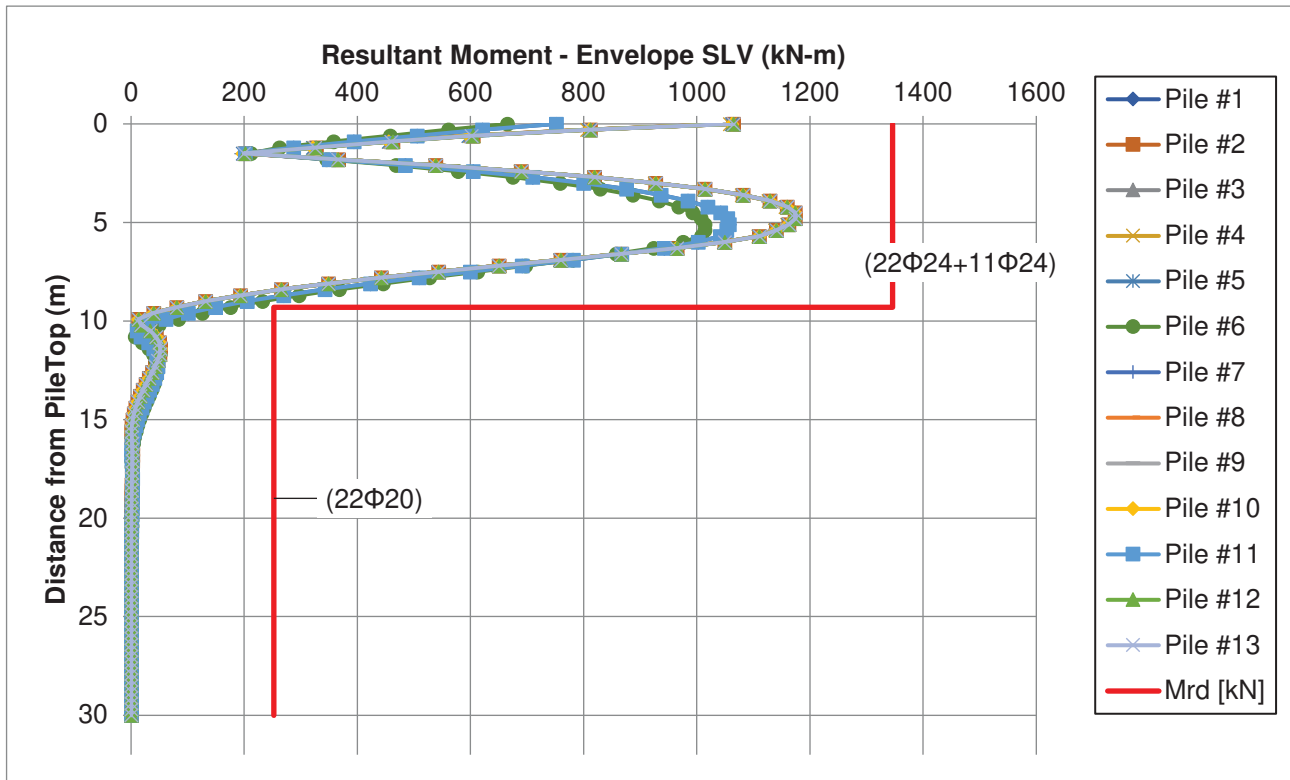


Figura 33 – Verifica a presso/tenso-flessione – SLV – involuipi

Nelle tabelle sottostanti si riporta il calcolo del taglio resistente per i diversi tratti del palo considerando la massima azione di taglio e il minima azione assiale tra le combinazioni SLU e SLV di Tabella 2.

Tratto1:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	25	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	14,11	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391,30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	836	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	-2122,00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0,00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	707	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	900	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	24	mm
------------------------------	-------------	---	----	----

Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	17	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	7458	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0,0117	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.2)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1,53	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0,33	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-3,34	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	-107,68	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	41,73	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	100	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	226	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'cd	=	7,06	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	-3,34	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1,00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	1392,05	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1402,56	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	1392,05	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Tratto 2 e tratto 3:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	25	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	14,11	N/mm ²

Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391,30	N/mm ²
---	----------	---	--------	-------------------

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	836	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	-2122	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0,00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	707	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	900	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	11	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	4180	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0,0066	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.2)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1,53	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0,33	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-3,33	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	-107,54	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	-21,32	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	226	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	7,06	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	-3,33	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1,00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls
Resistenza ultima a taglio

V_{Rsd}	=	928,87 kN
V_{Rcd}	=	1403,83 kN
V_{Rd}	=	928,87 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

La Figura 34 e Figura 35 mostrano rispettivamente l'involuppo del taglio sollecitante di tutte le combinazioni di carico SLU e SLV di Tabella 2 e il valore del taglio resistente lungo il fusto dei pali. Il taglio resistente risulta sempre maggiore di quello sollecitante: la verifica è dunque soddisfatta.

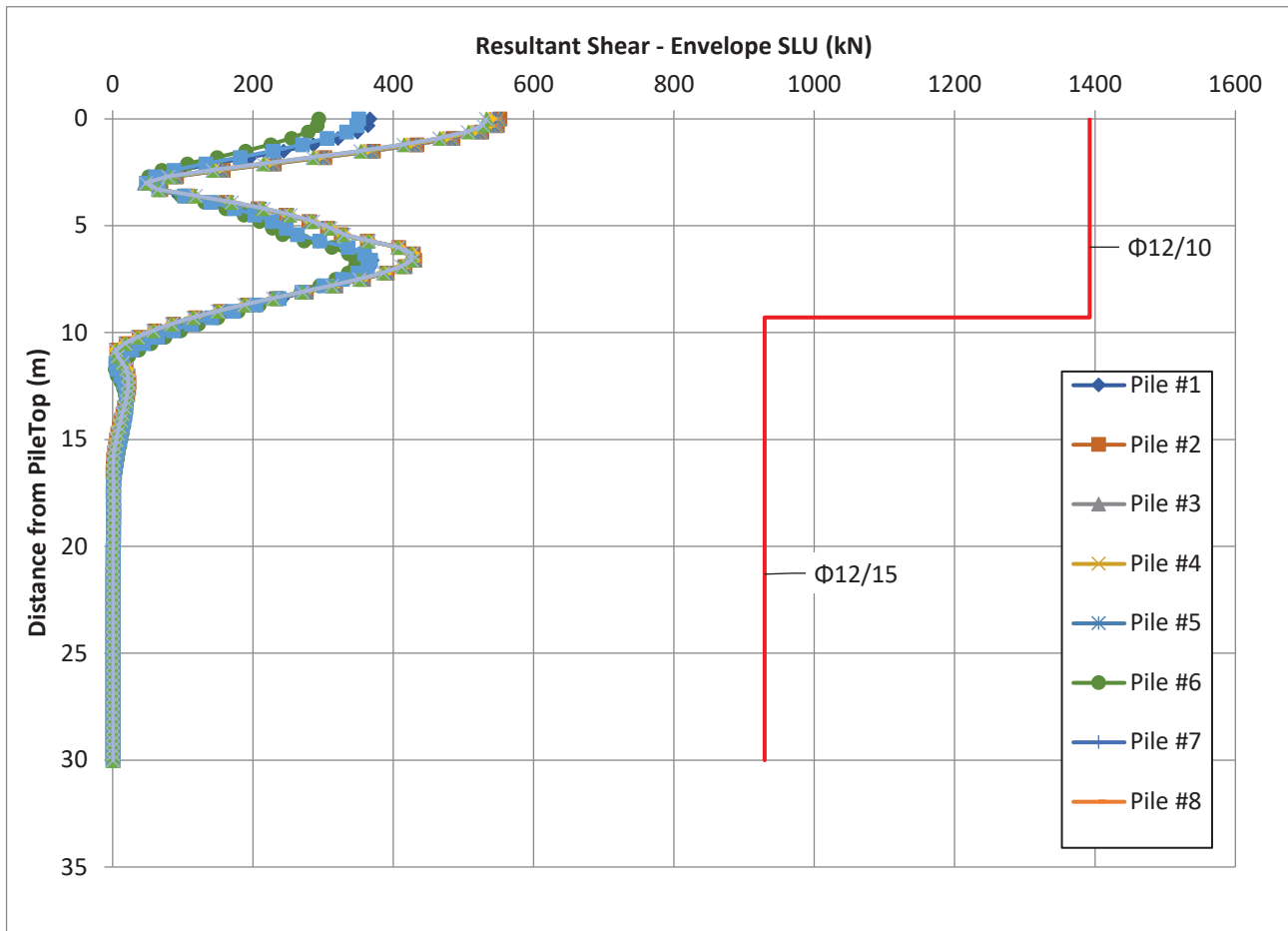


Figura 34 – Verifica a taglio – SLU – involuppi

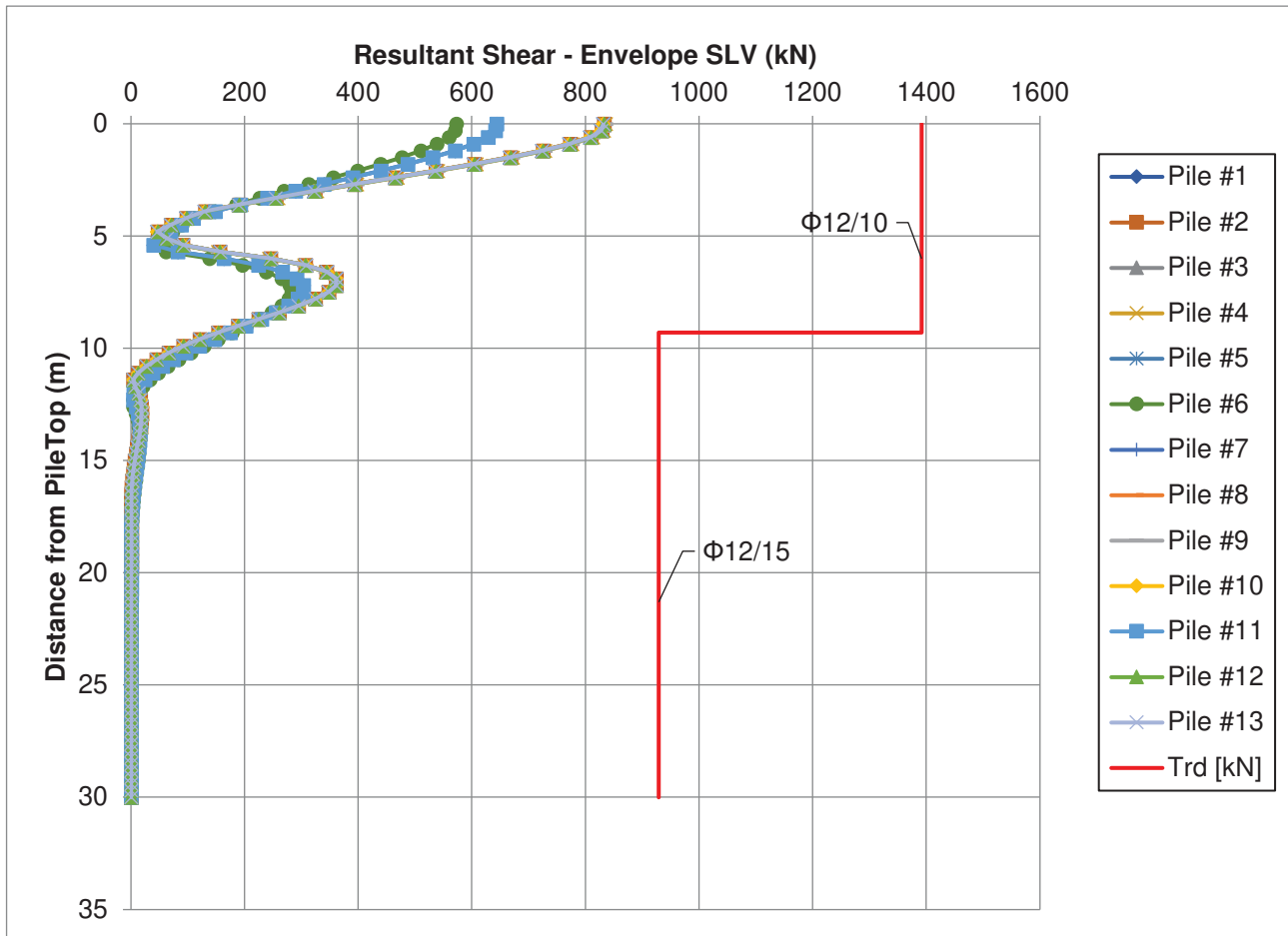


Figura 35 – Verifica a taglio – SLV - involupi

17.3.2 Verifiche strutturali agli Stati limite di Esercizio

Nella figura seguente si riporta il calcolo delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo considerando il massimo momento flettente e la minima azione assiale tra tutte le combinazioni SLE come riportato nel Par. 17.1.2.

Le verifiche sono soddisfatte in quanto le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo risultano inferiori al limite da normativa:

$$\sigma_{c,max} = 7.4 \text{ Mpa} < \sigma_{c,lim} = 11.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 176.2 \text{ Mpa} < \sigma_{s,lim} = 360 \text{ Mpa}$$

Titolo: Pali CV02 - SLE

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 33
Diametro barre: 2,4 [cm]
Copriferro (baric.): 11,1 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 -32 [kN]
M_{xEd}: 0 625 [kNm]
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C **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 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² T_{co} : 0,6
 T_{c1} : 1,829

σ_c : -7,4 N/mm²
 σ_s : 176,2 N/mm²
 ϵ_s : 0,8812 ‰
d: 88,72 cm
x: 34,29 x/d: 0,3865
 δ : 0,9231

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

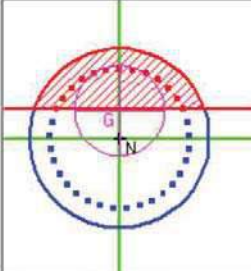


Figura 36 – Calcolo tensioni – Tratto 1 – SLE

La verifica a fessurazione è stata eseguita seguendo l'approccio *senza calcolo diretto* descritto al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare del 02.02.2009 secondo cui è possibile limitare l'ampiezza delle fessure limitando il valore della tensione nell'acciaio teso nella combinazione di carico SLE considerata.

Dal confronto delle tensioni nell'acciaio con le tabelle della normativa che definiscono i diametri massimi e la spaziatura massima delle barre in funzione della tensione dell'acciaio per il controllo della fessurazione, si deduce che l'apertura delle fessure rientra nel limite di 0.3mm.