



Città
metropolitana
di Milano



WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato :			Cod. Elaborato:
<u>OPERE D'ARTE MAGGIORI</u> CV01 - CAVALCAVIA COLLEGAMENTO SVINCOLO MILANO OLTRE - VIA RUGACESIO Relazione di calcolo sottostrutture			D.02.11
CODICE WM :			Scala:
WM-ERR-TB-00-RP-C-95059			-
	Redatto	Controllato	Approvato
	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI
			Data:
			Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B	MARTIGNONI	VISCHIONI	RINALDI	APR.2019
C				
D				

Progettazione :	<p>errevia S.R.L. RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE</p> <p>Centro operativo: 20090 Trezzano S/N (MI), via Cristoforo Colombo n.23 Tel. 02-48400557 - Fax 02-48400429 - e-mail: info@errevia.com C.F. 01556460184 - P.IVA 12806130154</p>	<p>Il Direttore Tecnico Dott.Ing. Alberto RINALDI</p>
-----------------	--	---

Visto	Visto
<p>WESTFIELD MILAN S.p.a. C.so Giacomo Matteotti, 10 20121 Milano</p> <p>.....</p>	<p>.....</p>

INDICE

1	PREMESSE	4
1.1	Criteri di calcolo	4
2	NORMATIVA.....	5
2.1	Normativa tecnica di riferimento	5
2.1.1	Geotecnica.....	5
2.1.2	Materiali	5
2.1.3	Costruzioni in c.a. e acciaio	5
2.1.4	Ponti stradali	6
2.1.5	Sismica	6
2.2	Normativa tecnica vigente	7
2.3	Bibliografia e altri riferimenti	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.1.1	Calcestruzzo per pali, fondazioni.....	8
3.1.2	Calcestruzzo per elevazioni, cordoli	8
3.2	Acciaio	8
3.2.1	Acciaio in barre per getti	8
3.3	Durabilità dei materiali	9
3.3.1	Conglomerati cementizi	9
3.4	Resistenza al fuoco	10
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
4.1	Stratigrafie di riferimento.....	11
4.2	Stratigrafie di calcolo	14
5	CRITERI DI CALCOLO SPALLE	15
5.1	Combinazioni di carico.....	16
5.1.1	Stati Limite Ultimi	16
5.2	Verifiche degli elementi in cemento armato.....	19
5.2.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	19
5.2.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.....	20
5.2.3	Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione.....	20
5.3	Verifiche delle fondazioni.....	21
5.3.1	Resistenza di progetto a carichi assiali	21
5.3.2	Resistenza di progetto a carichi trasversali.....	27
6	ANALISI DEI CARICHI	28
6.1	Peso proprio	28
6.2	Carichi permanenti.....	28
6.3	Distorsioni applicate.....	28
6.4	Carichi accidentali.....	29
6.4.1	Carichi mobili	29
6.4.2	Azione orizzontale di frenamento q_3	30
6.4.3	Azioni accidentali sul terrapieno	30
6.5	Effetti del vento	30
6.5.1	Velocità di riferimento	30
6.5.2	Pressione di riferimento	32
6.5.3	Coefficiente di esposizione	32

6.5.4	<i>Coefficiente di forma</i>	34
6.5.5	<i>Pressione del vento</i>	34
6.5.6	<i>Azione del vento a ponte carico</i>	35
6.6	<i>Azione sismica</i>	35
6.6.1	<i>Vita nominale</i>	35
6.6.2	<i>Classe d'uso</i>	35
6.6.3	<i>Periodo di riferimento dell'azione sismica</i>	35
6.6.4	<i>Parametri di progetto</i>	36
6.6.5	<i>Classificazione sismica del terreno</i>	38
6.6.6	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione</i>	38
6.6.7	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione – Componenti orizzontali</i>	38
6.6.8	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione – Componenti verticali</i>	39
6.6.9	<i>Spettro di progetto</i>	40
6.6.10	<i>Determinazione della massa partecipante</i>	41
6.6.11	<i>Analisi dinamica modale</i>	41
6.6.12	<i>Variabilità spaziale del moto sismico</i>	41
7	ANALISI SPALLA 2	42
7.1	Azioni	42
7.1.1	<i>Peso proprio delle sottostrutture e della terra</i>	42
7.1.2	<i>Azioni verticali trasmesse dall'impalcato</i>	43
7.1.3	<i>Azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato</i>	46
7.2	Combinazioni	48
7.2.1	<i>Statiche</i>	48
7.2.2	<i>Sismiche</i>	48
7.3	Verifica dei pali di fondazione	49
7.3.1	<i>Calcolo delle azioni sui pali</i>	49
7.3.2	<i>Verifica della capacità portante dei pali</i>	54
7.3.3	<i>Verifica a pressoflessione SLU STR</i>	58
7.3.4	<i>Verifica a taglio SLU STR</i>	63
7.3.5	<i>Verifica SLU a collasso per carichi trasversali</i>	64
7.4	Verifica del muro paraghiaia	69
7.4.1	<i>Sollecitazioni sul paraghiaia</i>	69
7.4.2	<i>Verifiche SLU STR</i>	71
7.4.3	<i>Verifiche SLE</i>	74
7.5	Verifica del muro frontale	77
7.5.1	<i>Sollecitazioni sul muro frontale</i>	77
7.5.2	<i>Verifiche SLU STR</i>	79
7.5.3	<i>Verifiche SLE</i>	81
7.6	Verifica del muro laterale	84
7.6.1	<i>Sollecitazioni sul muro laterale</i>	84
7.6.2	<i>Verifiche SLU STR</i>	86
7.6.3	<i>Verifiche SLE</i>	89
7.7	Verifica della fondazione	92
7.7.1	<i>Sollecitazioni SLU STR sulla fondazione</i>	92
7.7.2	<i>Verifiche SLU STR</i>	94
8	ANALISI SPALLA 1	96
8.1	Azioni	96
8.1.1	<i>Peso proprio delle sottostrutture e della terra</i>	96
8.1.2	<i>Azioni verticali trasmesse dall'impalcato</i>	97
8.1.3	<i>Azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato</i>	100
8.2	Combinazioni	102
8.2.1	<i>Statiche</i>	102

8.2.2	Sismiche	102
8.3	Verifica dei pali di fondazione	103
8.3.1	Calcolo delle azioni sui pali.....	103
8.3.2	Verifica della capacità portante dei pali	108
8.3.3	Verifica a pressoflessione SLU STR	112
8.3.4	Verifica a taglio SLU STR.....	117
8.3.5	Verifica SLU a collasso per carichi trasversali.....	118
8.4	Verifica del muro paraghiaia	123
8.4.1	Sollecitazioni sul paraghiaia	123
8.4.2	Verifiche SLU STR.....	125
8.4.3	Verifiche SLE	128
8.5	Verifica del muro frontale.....	131
8.5.1	Sollecitazioni sul muro frontale	131
8.5.2	Verifiche SLU STR.....	133
8.5.3	Verifiche SLE	135
8.6	Verifica del muro laterale	138
8.6.1	Sollecitazioni sul muro laterale	138
8.6.2	Verifiche SLU STR.....	140
8.6.3	Verifiche SLE	143
8.7	Verifica della fondazione.....	146
8.7.1	Sollecitazioni SLU STR sulla fondazione	146
8.7.2	Verifiche SLU STR.....	148
9	VERIFICA DEI BAGGIOLI	150
9.1	Verifica a pressoflessione	150
9.2	Verifica a taglio	154
9.3	Verifica dei baggioli secondo la teoria di Leonhardt.....	155

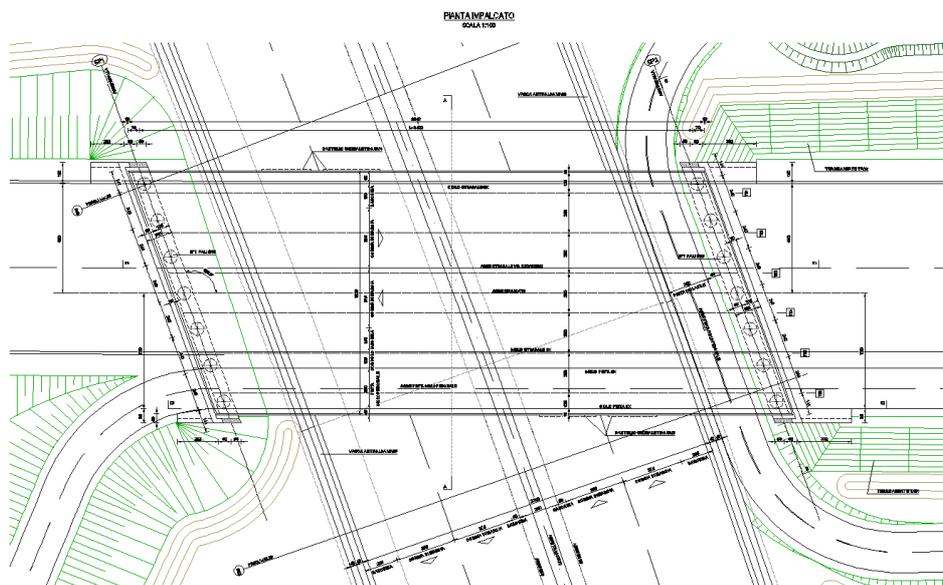
1 PREMESSE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali del ponte di nuova realizzazione Cavalcavia CV01 costituente un'opera d'arte maggiore di Collegamento Svincolo Milano oltre – Via Rugacesio.

L'impalcato è costituito da n° 6 travi in CAP di luce 34,00 m e altezza 1,60 m, collegate da un traverso di campata e collaboranti con una soletta in c.a. di spessore 25 cm gettata su lastre predalles.

Sui cordoli laterali della soletta in c.a. è prevista l'installazione di barriere di sicurezza esterne di tipo bordo ponte.

Sono di seguito esplicitati i calcoli e le verifiche delle sottostrutture.



Pianta di inquadramento generale dell'opera

1.1 Criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Con riferimento alle NTC, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale	$V_N = 50$ anni (§ 2.4.1 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)
Classe d'uso	IV (§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)
Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N * C_U = 100$ anni ≥ 35 anni

2 **NORMATIVA**

Si riporta nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

2.1.1 **Geotecnica**

- 1) Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 "Istruzioni relative alle 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 ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazione".
- 2) D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- 3) Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" ed. maggio 1993.
- 4) Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- 5) UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".

2.1.2 **Materiali**

- 6) UNI EN 206-1 marzo 2006 – "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- 7) UNI EN 197-1 marzo 2006 – "Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni";
- 8) UNI EN 197-2 marzo 2001 – "Cemento - Valutazione della conformità";
- 9) UNI 11104 luglio 2016 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1";
- 10) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 07/02/2003 – "Linee guida per il calcestruzzo strutturale, Linee guida per il calcestruzzo strutturale ad alta resistenza, Linee guida per il calcestruzzo preconfezionato";
- 11) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 05/04/2013 – "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive";
- 12) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 01/09/2017 – "Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera";
- 13) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 01/09/2017 – "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale";
- 14) D.M. 16/02/2007 – "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione";
- 15) "Regolamento UE n°305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9 marzo 2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio"

2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- 16) Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- 17) D.M. 3 Dicembre 1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- 18) D.M. 09.01.1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche"

- 19) Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “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 D.M. 16.01.1996”;
- 20) Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- 21) D.M. 16.01.1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- 22) Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- 23) Istruzioni CNR 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- 24) Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”
- 25) Istruzioni CNR 10018-85 – “Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni”
- 26) UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- 27) UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – “Azioni in generale”;
- 28) UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

2.1.4 Ponti stradali

- 29) D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”;
- 30) Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”;
- 31) Istruzioni CNR-DT 207/2008 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- 32) UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- 33) UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

2.1.5 Sismica

- 34) Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- 35) D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- 36) UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- 37) UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- 38) Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- 39) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- 40) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- 41) Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- 42) UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- 43) UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- 44) UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 Normativa tecnica vigente

- 45) D.M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- 46) Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- 47) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".

2.3 Bibliografia e altri riferimenti

- 48) Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- 49) Migliacci – F. Mola – "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a." - Masson Italia Editori 1985
- 50) C. Cestelli Guidi - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" - Ulrico Hoepli Editore 1987
- 51) R. Lancellotta – "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli 1987
- 52) Bowles J.E.: "Foundations Analysis and Design" 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- 53) Bustamante M., Gianceselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per pali, fondazioni

Classe minima	C25/30		
Classe di esposizione ambientale	XC2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 30	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	24.90	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.79	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	14.11	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.19	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	14.94	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	11.21	MPa

3.1.2 Calcestruzzo per elevazioni, cordoli

Classe minima	C32/40		
Classe di esposizione ambientale	XC4-XD1-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 40	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	33.20	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.10	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio in barre per getti

Classe	B450C		
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	f_{yk}	≥ 450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	200000	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30 MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} =$	10 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 MPa

3.3 Durabilità dei materiali

3.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°617 per l'applicazione delle NTC2008.

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro minimi c_{min} riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione pari a $c_{min} + 10$ mm, per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare pari a $c_{min} + 5$ mm, se i controlli di produzione sono di qualità può essere considerato $c_{min} - 5$ mm.

Le tolleranze di posa sono denominate Δc_{dev} e variano a seconda dei casi (getto controterra, su cassero, ecc...).

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferri minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per i pali di fondazione e le fondazioni, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è immersa nel terreno e a contatto le acque di falda. La zona esposta è immersa in acqua o terreno non aggressivo. Si considera quindi classe XC2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.60
- Classe di resistenza > C25/30
- Dosaggio cemento > 300 kg/m³

Le struttura in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 40$ mm per le fondazioni e $c = 50$ mm per pali (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 20 + 10 + 0 = 35 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 20 + 20 + 0 = 40 \text{ mm} < c = 50 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per le elevazioni delle spalle, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è parzialmente a vista, reinterrato e soggetto a frequenti bagnature in assenza di agente disgelante. Si considera quindi classe XC4-XD1-XF3 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50

- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m³
- Contenuto di aria > 4%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 40$ mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 10 + 0 = 35 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

3.4 Resistenza al fuoco

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, in accordo con le caratteristiche funzionali dell'opera, si assume il seguente livello prestazionale in caso di incendio:

Livello I "Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile".

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta nel seguito la caratterizzazione geotecnica di riferimento dedotta dalle indagini geognostiche e quella utilizzata per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di progetto.

4.1 Stratigrafie di riferimento

“I sondaggi eseguiti hanno messo alla luce la presenza lungo la Traccia A2 e parte della Traccia B, di una coltre di materiale di terreno rimaneggiato con prevalente matrice limoso-sabbiosa, con frammenti lateritici, cls, ed materiale da demolizione, con spessore nell’ordine dei 3,5 e i 4,5 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

In superficie è presente una sottile coltre di terreno di coltivo, l’orizzonte bruno superficiale si esaurisce entro i primi 1.5 m di profondità, solo nel sondaggio S6 eseguito dalla Terra Company tale spessore ha raggiunto i 3 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

Al fine di effettuare una suddivisione del sottosuolo, in funzione della profondità, sono state individuate 4 unità:

- TERRENO RIMANEGGIATO: ove individuato presenta spessori variabili da 1,2 m fino a 4,5 m con valori di N_{SPT} altrettanto variabili;
- STRATO “1”: con valori di $NSPT < 30$ colpi/piede presente a profondità variabile che raggiungono anche i 10 m dal p.c.
- STRATO “2”: con valori di $NSPT$ compresi tra 30 e 50 colpi/piede presenta spessori variabili compresi tra 0 e 7 m, si osserva una tendenza alla riduzione degli spessori in direzione Est (Tratta B) indicativamente fino alla profondità di 15-18 m dal p.c.;
- STRATO “3”: con valori di $NSPT > 50$ colpi/piede presente oltre la profondità di 10-15 m dal p.c. fino a fine indagine;

Nella tabella seguente sono indicati per ciascun carotaggio gli spessori delle singole unità, per quanto concerne la prima unità, i valori di N_{SPT} misurati sono da intendersi significativi per il terreno naturale, per il terreno rimaneggiato, vista l’estrema eterogeneità dello stesso e la scarsità dei dati disponibili, non è stato possibile fornire una parametrizzazione attendibile sulla base delle indagini.

	S13-1 HPC	S13-2 HPC	MW13-1 HPC	S1 TC	S2 TC	S3 TC	S4 TC	S5 TC	S6 TC	S14.1 HPC	S14.2 HPC	S14.3 HPC	MW 14.1 HPC	MW 14.2 HPC	1N RCT	2N RCT	3N RCT
TERRENO RIMANEGGIATO	fino a 4,5 m	fino a 3,5 m	fino a 3,5 m	fino a 1,5 m	fino a 4,2 m	fino a 1,2 m	-	-	-	-	-	-	-	fino a 1,0 m	fino a 3,7 m	fino a 1,9 m	-
1° STRATO N < 30	da 4,5 m a 7,5 m	da 3,5 m a 6,0 m	da 3,5 a 6,0 m	da 1,5 m a 6,0 m	-	da 1,2 m a 7,5 m	fino a 9,0 m	fino a 6,0 m	fino a 6,0 m	fino a 7,5 m	fino a 6,0 m	fino a 3,0 m	fino a 10,5 m	da 1,0 m a 12,0 m	da 3,7 a 4,5 m	da 1,9 a 3,0 m	fino a 3,0 m
2° STRATO 30 < N < 50	da 9,0 m a 15 m	da 7,5 m a 18 m	da 7,5 m a 10,5 m	da 7,5 m a 13,5 m	da 4,2 m a 15 m	da 9,0 m a 16,5 m	da 9,0 m a 12,0 m	-	da 6,0 m a 9,0 m	da 7,5 m a 12,0 m	da 6,0 m a 12,0 m	da 3,0 m a 9,0 m	da 10,5 m a 12,0 m	da 12,0 m a 18,0 m	da 6,0 m a 9,0 m	da 4,5 m a 15,0 m	da 3,0 m a 6,0 m
3° STRATO N > 50	oltre 18,0 m	oltre 21,0 m	-	oltre 15,0 m	oltre 16,5 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 6,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 12,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 16,5 m	oltre 6,0 m

Tabella 1: spessore delle singole unità

All'interno del primo strato è stato inserito anche l'orizzonte di coltivo e lo strato superficiale più marcatamente limoso, il cui spessore mediamente si esaurisce entro 1 – 1.2 m, di questo strato superficiale tuttavia non sono disponibili valori di SPT.

Di seguito vengono riportati i vari parametri geotecnici corrispondenti alle diverse unità litotecniche identificate.

Strato	Terreno Rimaneggiato	1	2	3
N _{SPT}	-	< 30 (media 20)	30 + 50 (media 38)	>50 (media 63)
N ₃₀ (60%)	-	17	36	63
N _{1(60%)}	-	20	30	64
Dr _(k) (%)	20	38	57	85
γ (Kn/m ³)	17	18	19	19
γ' (Kn/m ³)	7	8	9	9
φ _{PC} (k) (°)	30,8	35,87	38,05	41,27
φ _R (k) (°)	26,7	34,25	37,95	40,65
c (kg/cm ²)	0	0	0	0
E (kg/cm ²)	40	185	330	630

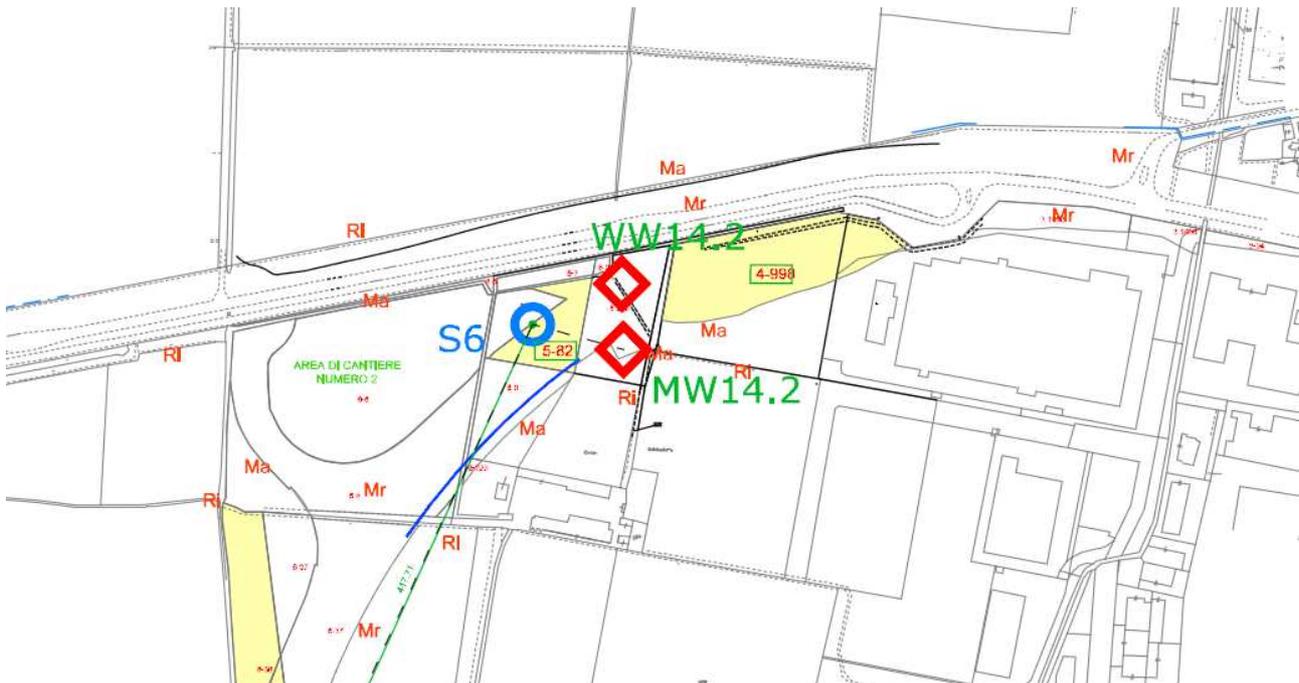
Tabella 2

- N_{SPT} = resistenza penetrometrica misurata dalle prove SPT in foro di sondaggio (colpi/piede);
- $N_{(60\%)}$ = resistenza penetrometrica dinamica corretta rispetto:
 - al rendimento del sistema di battitura (73% per penetrometro dinamico, invece quello del sistema di battitura dell'SPT a sganciamento automatico è del 60%.);
 - alla profondità;
 - al rapporto $N_{SCPT} / N_{SPT} = 0,6$ proposto dallo S.G.I. (Cestari 1996);
- $N_{1(60\%)}$ = $N_{(60\%)}$ normalizzato rispetto alla tensione litostatica efficace secondo la formula $N_1 = N_{SPT} \cdot \sqrt{(\sigma_p / \sigma'_{vo})}$ Liao e Whithman (1986);
- Dr = densità relativa (%), ricavata in base al metodo di Skempton per sabbie fini(65) = $N_{SPT N} / Dr^2$;
- γ = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3), stimato nell'ambito degli usuali intervalli di variazione compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento;
- γ' = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3) γ , in termini di sforzi efficaci;
- φ_{PC} = angolo di attrito di picco è ricavato le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) in funzione di Dr e della litologia;
- φ_R = angolo di attrito ridotto che tiene in considerazione del basso grado di addensamento che può far temere l'insorgere di grandi deformazioni prima ancora del raggiungimento della secondo Vesic (1970);
- c = coesione (kg/cm^2) parametro difficilmente stimabile con le prove penetrometriche, viene assegnato un valore modesto unicamente sulla base della tipologia di materiale presente;
- E = modulo di elasticità (kg/cm^2), calcolato in base alla relazione generica il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometrica dominante (da bowles - fondazioni). Per i valori dei moduli di deformazione E non si applica il 5° percentile, bensì la mediana, poiché non si è in presenza nè di azioni A, nè di resistenze R;
- x_k = i valori contraddistinti dal pedice k sono da intendersi caratteristici, ovvero determinati secondo la seguente formula
$$= x_k = x_{mean} - (1 + k_n \cdot V_x);$$

dove:

- x_{mean} : valore medio;
- V_x : deviazione standard / media;
- k_n : -1.645;

l'EC7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano.



Stralcio planimetrico delle indagini effettuate

4.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+H rilevato	+0 (*)	R	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-12.0	1	Strato 1
-12.0	-18.0	2	Strato 2
> -18.0		3	Strato 3

Formazione	γ [kN/m ³]	Valori medi		Valori minimi	
		c' [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]	Φ' [°]
1	18	-	35.0	-	34.0
2	19	-	38.0	-	37.0
3	19	-	41.0	-	37.0

Stratigrafia di calcolo spalle

(*) La quota di zero coincide con la quota del p.c. esistente

γ = peso di volume naturale

Φ' = angolo di attrito

c' = intercetta di coesione

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ' [°]
Rilevato	19	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di riinterro

La quota di falda di progetto è posta a quota di -2.50 m dal p.c. esistente.

5 CRITERI DI CALCOLO SPALLE

Per le spalle si sono utilizzati fogli elettronici di comprovata validità in grado di determinare le azioni sui pali e sul muro frontale. Le sollecitazioni sui restanti elementi strutturali sono determinate manualmente. In tal modo si analizza il comportamento della struttura sottoposta ad azioni orizzontali (spinta del terreno, spinta dei sovraccarichi, frenamento ect) e verticali (peso proprio delle sottostrutture, peso proprio del terreno e carichi trasmessi dall'impalcato).

In seguito mediante il software AMV Verifiche c.a. e fogli elettronici di comprovata validità si verificano gli elementi strutturali (paragliaia, muro frontale, muri laterali, fondazione e pali) soggetti alla azioni derivanti dall'analisi svolta.

5.1 Combinazioni di carico

Come riportato al § 2.5.3 delle NTC, si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Comb. quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU
G_1	masse dei pesi propri strutturali
G_2	masse dei carichi permanenti non strutturali
P	precompressione e pretensione
Q_{kj}	masse dei carichi accidentali
E	azione sismica
A_d	azione eccezionale

I coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU sono riportati nelle tabelle seguenti.

5.1.1 Stati Limite Ultimi

5.1.1.1 Stati Limite Ultimi strutturali

Come riportato al § 2.3 delle NTC, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$E_d \leq R_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$R_d = R(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$\gamma_F \cdot F_k$	azioni di progetto
X_k / γ_M	proprietà del materiale di progetto
a_d	geometria di progetto
γ_M	coefficiente parziale di sicurezza del materiale

5.1.1.2 Stati Limite di Esercizio strutturali e geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.3 e § 5.1.4.2 delle NTC, La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Si dovrà verificare che sia:

$E_d \leq C_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$C_d = C(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore nominale o funzione di certe proprietà dei materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate

5.1.1.3 Stati Limite Ultimi geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.1 delle NTC, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$E_d \leq R_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$R_d = 1/\gamma_R \cdot R(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$\gamma_F \cdot F_k$	azioni di progetto
X_k / γ_M	parametri di progetto

a_d geometria di progetto
 γ_R coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza di progetto

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

5.1.1.4 Azioni di calcolo

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tipologie di combinazioni di calcolo per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

5.1.1.5 Resistenze di calcolo

Per le verifiche geotecniche si considerano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze del terreno.

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

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

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per i parametri di resistenza del terreno (NTC 2008)

5.2 Verifiche degli elementi in cemento armato

5.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

5.2.1.1 Verifica a presso/tenso-flessione

Come previsto al § 4.1.2.1.2.4 delle NTC con riferimento alla generica sezione, la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

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

5.2.1.2 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 § 4.1.2.1.3.1. delle NTC. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica che risulti:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

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

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

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

d altezza utile della sezione [mm]

b_w larghezza minima della sezione [mm]

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al § 4.1.2.1.3.2 delle NTC. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio è data dalle relazioni seguenti:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad \text{resistenza di calcolo a taglio}$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta} \quad \text{resistenza a taglio-compressione}$$

ϑ inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ($1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$)

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 $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

5.2.2 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 (§ 4.1.2.2.5 delle NTC).

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

5.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al § 4.1.2.2.4 delle NTC. 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:

- Combinazioni di azioni
 - Frequente (FR)
 - Quasi Permanente (QP)
- Condizioni ambientali
 - Ordinarie
 - Aggressive
 - Molto Aggressive
- Sensibilità delle armature alla corrosione
 - Sensibili (acciai da precompresso)
 - Poco sensibili (acciai ordinari)
- Apertura delle fessure
 - $w_1 = 0.20 \text{ mm}$
 - $w_2 = 0.30 \text{ mm}$
 - $w_3 = 0.40 \text{ mm}$

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stati limite di fessurazione

Il calcolo, condotto con riferimento alla procedura analitica prevista al § C4.1.2.2.4 della C.M. 2009 n°617, prevede 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 w_m e valore di calcolo w_d).

Elemento strutturale	Classi di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Stato limite	w_d
Pali, fondazioni	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$
Elevazioni	XC4-XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$

Stati limite di fessurazione degli elementi strutturali

In accordo con il quanto indicato nella C.M. 2009 n°617, il calcolo dell'apertura delle fessure può essere effettuato secondo i metodi riportati nella normativa precedente D.M. 09/01/1996 e relative circolari esplicative.

5.3 Verifiche delle fondazioni

Alla luce delle NTC 2008 le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza dei pali
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali

Le verifiche per ogni stato limite considerato risultano sono superate se:

$$E_d \leq R_d$$

E_d valore di progetto dell'azione

R_d valore di progetto della resistenza

Le verifiche di capacità portante allo SLU devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle NTC 2008 e riportati nelle tabelle seguenti, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1
 Combinazione 2 A2+M1+R2

Approccio 2 A1+M1+R3

In condizioni sismiche le verifiche dei pali agli SLU vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (combinazione A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella tabella seguente e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

5.3.1 Resistenza di progetto a carichi assiali

Le resistenze di progetto R_d sono calcolate in funzione della tipologia di palo e secondo i coefficienti riportati nella tabella seguente.

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

R_k valore caratteristico della resistenza
 γ_R coefficienti parziali di sicurezza

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carichi assiali

I valori caratteristici delle resistenze R_k sono ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative, riportati nella tabella seguente, alle resistenze di calcolo R_{cal} .

$R_{c,k} = \text{Min}((R_{c,cal})_{med}/\xi_3 ; (R_{c,cal})_{min}/\xi_4)$ valore caratteristico della resistenza a compressione

$R_{t,k} = \text{Min}((R_{t,cal})_{med}/\xi_3 ; (R_{t,cal})_{min}/\xi_4)$ valore caratteristico della resistenza a trazione

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

Fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali d'indagine

Oltre ai coefficienti di sicurezza γ_R dei pali a elica continua, con numero di verticali di indagine pari a 2 si considera:

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

5.3.1.1 Calcolo della capacità portante di progetto

La resistenza di progetto di un palo soggetto a carichi assiali può essere espressa dalle seguenti relazioni:

$$R_{d,c} = R_{c,d} + R_{b,d} - W' = \frac{R_{c,cal}}{\xi \cdot \gamma_s} + \frac{R_{b,cal}}{\xi \cdot \gamma_b} - W' \quad \text{resistenza di progetto in compressione}$$

$$R_{d,c} = R_{c,t} + W' = \frac{R_{t,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} + W' \quad \text{resistenza di progetto in trazione}$$

$R_{c,cal}$ resistenza di calcolo laterale a compressione

$R_{t,cal}$ resistenza di calcolo laterale a trazione

$R_{b,cal}$ resistenza di calcolo di base

W' peso efficace del palo

5.3.1.2 Portata laterale

La portata laterale limite di calcolo $R_{c,cal}$ viene valutata con la seguente relazione:

$$R_{c,cal} = R_{t,cal} = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{lim,i} \cdot h_i$$

D diametro palo

$\tau_{lim,i}$ tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo

h_i altezza dello strato i-esimo

Resistenza da prove SPT

Per il calcolo della capacità portante dei pali, disponendo di prove penetrometriche statiche SPT, si può fare riferimento agli studi di Reese-Wright (1977) e quanto indicato nelle raccomandazioni Agi sui pali di fondazione.

Per i terreni coesivi secondo AGI (1984), si utilizza l'equazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

c_U resistenza al taglio non drenata (kPa)

α coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati:

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c_U \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 25 < c_U \leq 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 50 < c_U \leq 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } c_U > 75 \text{ kPa}$$

Per i terreni granulari secondo AGI (1984), l'attrito laterale è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi) < f(N_{SPT})$$

K rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo

σ'_v pressione geostatica verticale efficace

ϕ angolo di resistenza al taglio del terreno naturale

N_{SPT} numero di colpi/piede in prova SPT

$$f(N_{SPT}) = 3 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$= 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e μ dell'eq. |4| per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 ϕ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg ϕ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg ϕ'

(*) Decrescente con la profondità.

Valori dei coefficienti k e μ secondo AGI

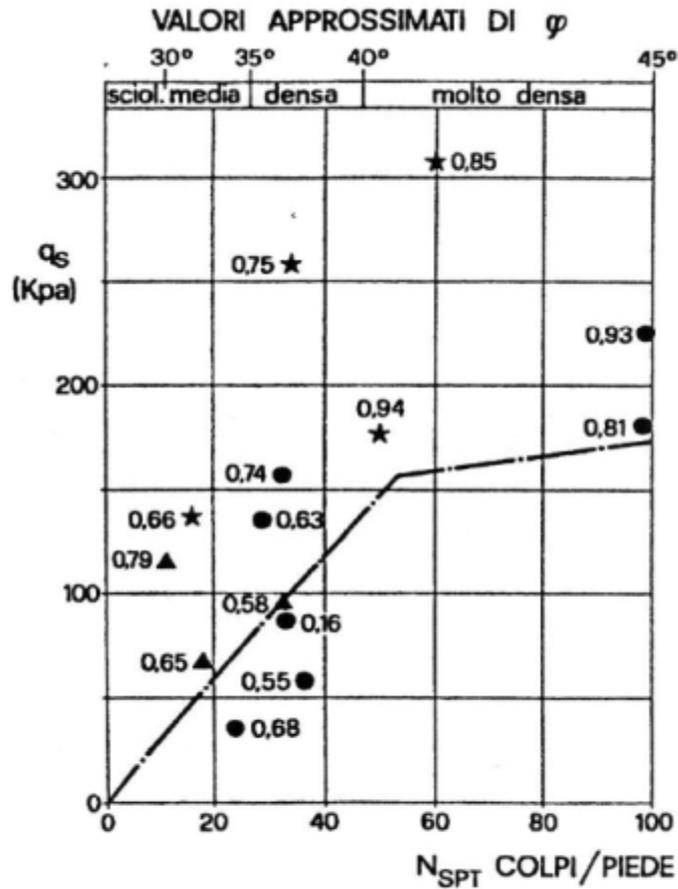


Fig. 7 - RESISTENZA LATERALE PER PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO (L < 25 m) IN TERRENI SABBIOSI (WRIGHT, 1977)

Valori limite di τ_{LIM} con indagini SPT secondo AGI

Secondo le norme AGI si raccomanda comunque di limitare cautelativamente la τ_{lim} a 150-200 kPa.

5.3.1.3 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite $R_{b,cal}$ si impiegano le seguenti relazioni:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_{b,lim}$$

A_b area della base del palo

$q_{b,lim}$ resistenza limite specifica di base

Resistenza da prove SPT

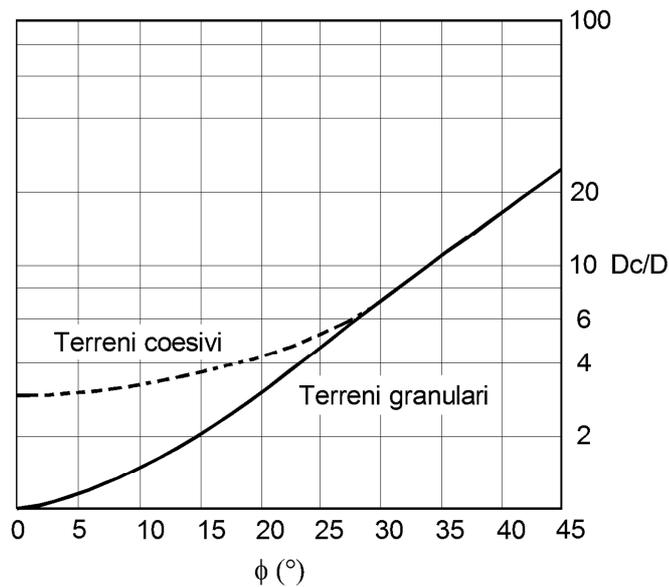
Per i terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni non drenate mediante l'equazione:

$$q_{b,lim} = \sigma_{v0} + 9 \cdot c_u$$

c_u resistenza al taglio non drenata (kPa)

σ_{v0} pressione verticale di base

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$ con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.



Profondità critica $z_c/D = f(D_r)$ secondo Meyerhof (1976)

Per i terreni granulari, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni drenate facendo riferimento non più alle condizioni di rottura, bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione.

Nel caso di pali di grande diametro soggetti ad azioni assiali, in accordo con la teoria di Berezantzev, le deformazioni plastiche alla punta (pari a circa 0.1 volte il diametro D del palo, stato limite ultimo di capacità portante) insorgono per pressioni di base pari a:

$$q_{b,lim} = N_q^* \cdot \sigma'_{v0}$$

σ'_{v0} pressione verticale di base

N_q^* coefficiente della pressione di base

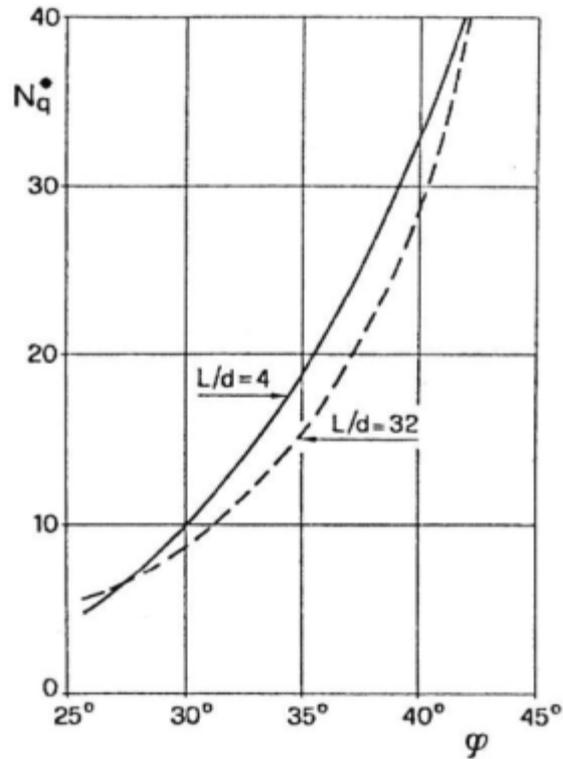


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Valori limite di N_q^* secondo AGI

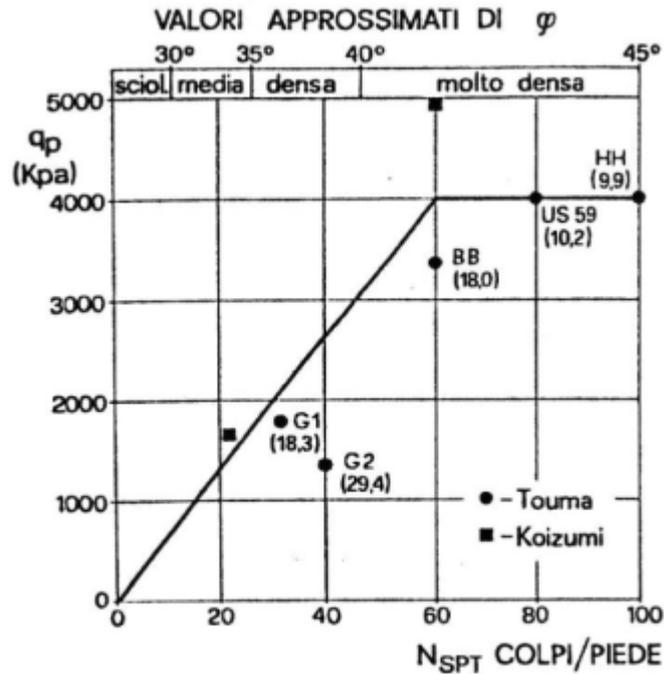


Fig. 6 - RESISTENZA ALLA PUNTA PER PALI TRIVELLATI
IN SABBIE (REESE, 1978).

Valori limite di $q_{b,lim}$ con indagini SPT secondo AGI

Disponendo di prove SPT, per pali trivellati la portata critica di base massima secondo Reese-Wright et al. (1978) è data da:

$$q_{b,lim} = 66.7 \cdot N_{SPT} \leq 4000 \text{ kPa}$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c con m variabile fra 4 e 21.

5.3.2 Resistenza di progetto a carichi trasversali

In accordo con il §6.4.3.1.2 delle NTC 2008, le resistenze trasversali di progetto $R_{tr,d}$ sono calcolate in funzione della tipologia di palo e secondo i coefficienti riportati nella tabella seguente.

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$$

$R_{tr,k}$

valore caratteristico della resistenza trasversale

γ_T

coefficienti parziali di sicurezza

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Coefficienti parziali γ_T da applicare alle resistenze caratteristiche a carichi trasversali

I valori caratteristici delle resistenze $R_{tr,k}$ sono ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative, riportati nella tabella seguente, alle resistenze di calcolo $R_{tr,cal}$.

$$R_{tr,k} = \text{Min}((R_{tr,cal})_{med} / \xi_3 ; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4)$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali d'indagine

Oltre ai coefficienti di sicurezza γ_T , con numero di verticali di indagine pari a 2 si considera:

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

5.3.2.1 Calcolo della resistenza trasversale di progetto

Nel caso in cui la resistenza trasversale caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata con metodi di calcolo analitici, bisogna applicare alle resistenze di calcolo i coefficienti riportati nella tabella precedente.

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano sommariamente i carichi considerati agenti sulla struttura: per un'analisi più dettagliata si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato. Nel seguito, esaminando le diverse parti e considerando le fasi costruttive, si indicherà quali dei seguenti carichi si applicano al fine del calcolo delle azioni interne.

6.1 Peso proprio

Vengono considerati nei calcoli i seguenti contributi.

- Peso proprio delle travi in CAP e dei traversi.
- Peso proprio della soletta.
- Peso proprio di spalle e fondazioni.

I pesi si calcolano sulla base della geometria delle diverse opere, sulla base di un peso specifico del calcestruzzo uguale a 25 kN/m^3 .

6.2 Carichi permanenti

Si considerano i seguenti contributi.

- Cordoli in c.a.
- Pavimentazione
- Barriera metallica (guard-rail e rete di protezione)
- Spinta delle terre

6.3 Distorsioni applicate

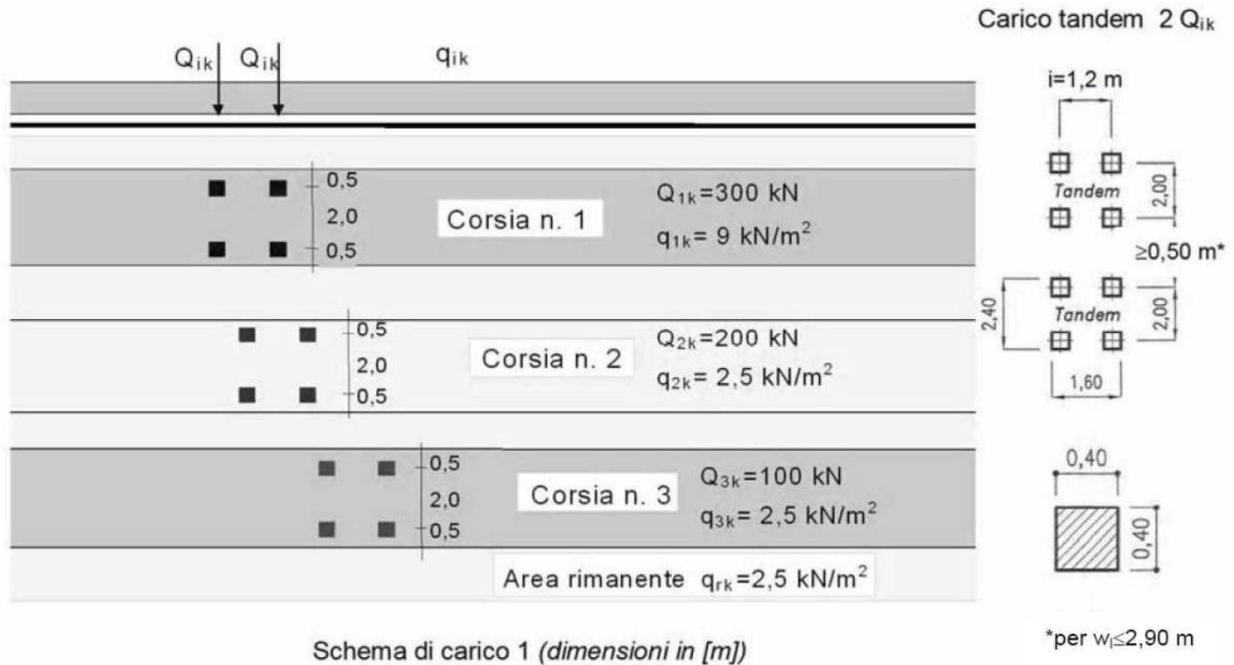
Si considerano gli effetti primari e secondari di:

- Ritiro (ε_2)
- Viscosità (ε_4)
- Variazioni termiche (ε_3)

6.4 Carichi accidentali

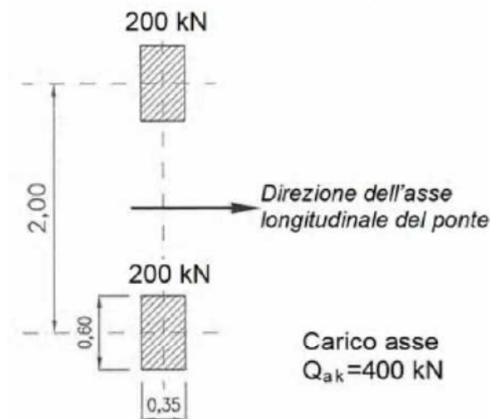
6.4.1 Carichi mobili

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



La disposizione delle colonne sarà differente a seconda del tipo di verifica da effettuare, come meglio specificato nel seguito.

Nel calcolo della soletta di impalcato è più significativo lo schema di carico 2, rappresentato nella seguente figura.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [KN]	q_{ik} [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

6.4.2 Azione orizzontale di frenamento q_3

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 34,00 = 452 \text{ kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico q_{1k} .

6.4.3 Azioni accidentali sul terrapieno

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio indicato al paragrafo C5.1.3.3.7.2 della circolare applicativa delle "Norme Tecniche 2008".

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1) $q_s = \frac{600}{3 \cdot 2,2} = 90,91 \text{ kN/m}^2$

Tale sovraccarico si diffonde verticalmente nel terrapieno con un angolo di 30°.

6.5 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 14/01/2008.

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

6.5.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (tabella 3.3.II NTC 2008) mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno di 50 anni.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

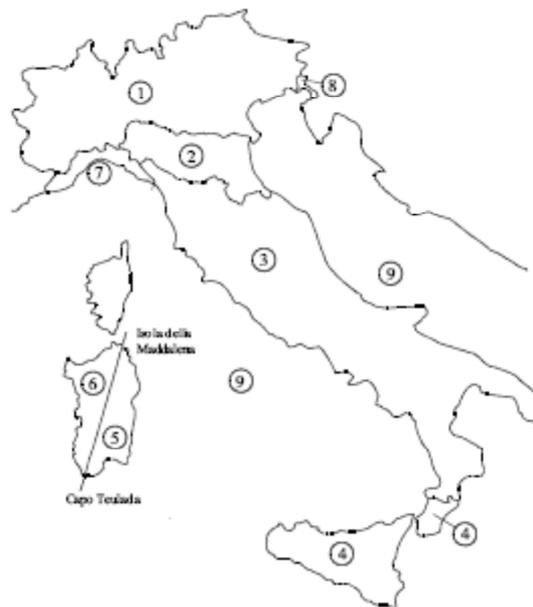


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$$V_b = V_{b,0} \quad a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

I valori $V_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti dalla tabella 3.3.1 e legati alla regione in cui sorge l'opera in esame. a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso specifico:

- ⇒ Regione: Lombardia
- ⇒ Provincia: Milano
- ⇒ Comune: Segrate
- ⇒ $a_s = 115,00 \text{ m}$
- ⇒ $T_R = 100 \text{ anni}$

Per la Zona 1 si ottiene:

$$V_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1.000 \text{ m}$$

$$k_a = 0.010 \text{ s}^{-1}$$

$$V_b = V_{b,0} = 25,00 \text{ m/s} \quad \text{poichè } a_s = 115,00 \text{ m} \leq a_0$$

La velocità di riferimento del vento per un tempo di ritorno $T_R = 100 \text{ anni}$ si calcola come indicato dalla circolare 02 febbraio 2009 al paragrafo C3.3.2:

Essendo:

$$\alpha_R = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 1,039$$

Si ottiene:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b = 1,039 \cdot 25 = 25,98 \text{ m/s}$$

6.5.2 Pressione di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_b (in kN/m^2) è stata utilizzata l'espressione 3.3.4 delle Norme Tecniche 2008:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,98^2 \cdot 10^{-1} = 42,2 \text{ daN/m}^2$$

Dove:

V_b : velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

6.5.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate e montane).

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione si ricava dalla figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella 3.3.III.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

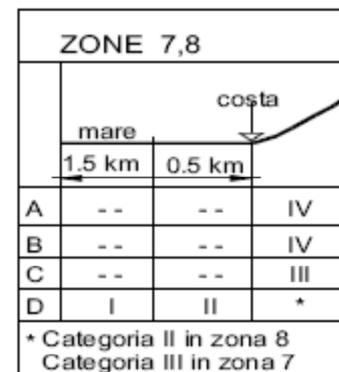
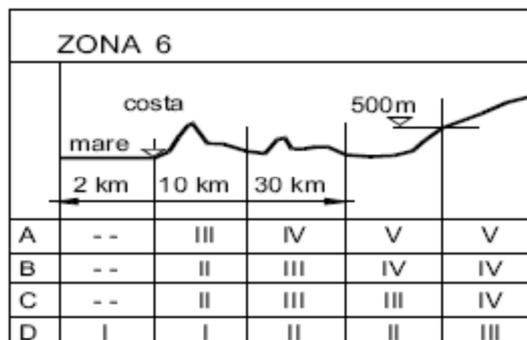
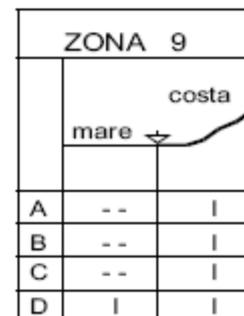
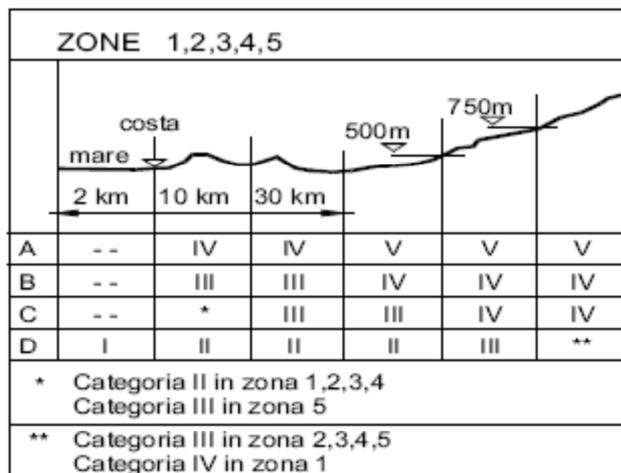


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: C

⇒ distanza dalla costa: > 30 km

⇒ altitudine: <500 m

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10 \text{ m} \quad z_{\min} = 5 \text{ m}$$

Nel nostro caso il valore dell'altezza dell'impalcato dal suolo z è maggiore di $z_{\min} = 5 \text{ m}$, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. La differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico è minima, quindi per semplicità si calcola il coefficiente di esposizione nel caso di impalcato carico.

Nel caso di vento a ponte carico per il calcolo del coefficiente di esposizione si considera la quota $z = 9,00 \text{ m}$.

Si ottiene quindi:

$$c_e(z = 9,0 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln(9,0 / 0,10) \cdot [7 + 1,00 \cdot \ln(9,0 / 0,10)] = 2,07$$

6.5.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 07/03/2008 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

6.5.5 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.2 delle Norme Tecniche 2008:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):

c_d coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento risulta:

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 42,20 \cdot 2,07 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 123,00 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

6.5.6 Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

$$h_i = h_{\text{Veicolo}} + h_{\text{pavimentaz}} + h_{\text{sol}} + h_{\text{trave}} = 3,00 + 0,10 + 0,25 + 1,60 = 4,95 \text{ m}$$

Il momento torcente agente sull'impalcato, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_c \cdot \frac{h_i^2}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 123,0 \cdot \frac{4,95^2}{2} = 1.507 \text{ daNm} / \text{m}$$

Inoltre l'azione trasversale agente sull'impalcato vale:

$$H_T = p_c \cdot h_i = 123,0 \cdot 4,95 = 609 \text{ daN/m}$$

6.6 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

L'analisi è stata condotta allo Stato Limite di Collasso (SLC).

6.6.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione: "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008'). La vita nominale si assume pertanto pari a $V_N = 50$ anni.

6.6.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV.

(§ 2.4.2, "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.")

Il coefficiente d'uso si assume pertanto pari a $C_U = 2,0$.

6.6.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 5% nel caso dello stato limite SLC.

6.6.4 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_{C^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F_0 e T_{C^*} i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

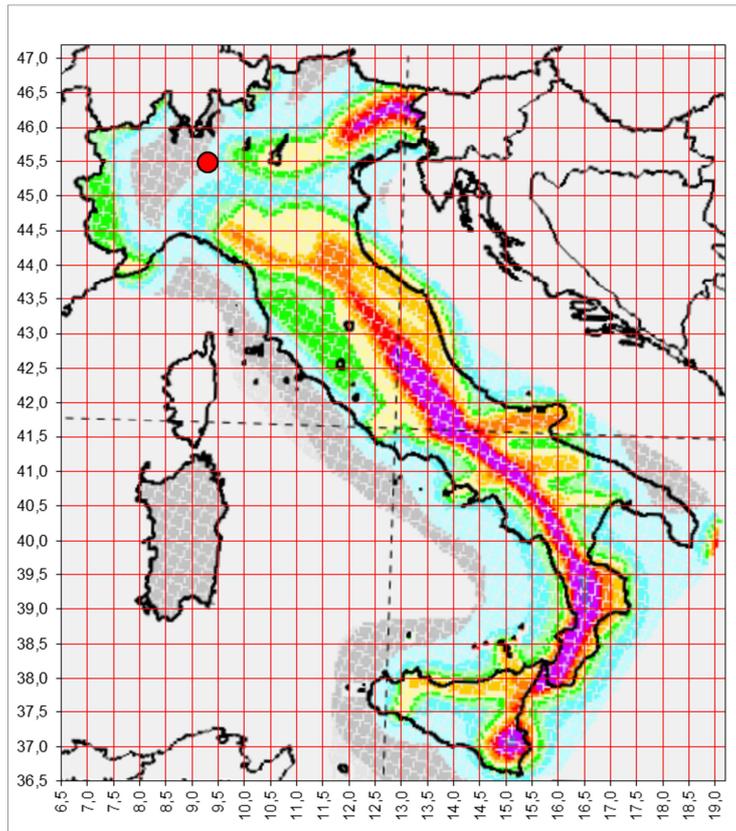
A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_{C^*} relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

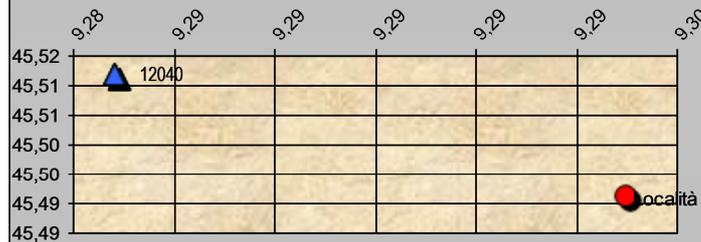
I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_{C^*} è espresso in secondi.

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano il Comune di **Segrate** (Milano):



Coordinate geografiche della località in esame			
Input da Comuni d'Italia	LON	LAT	Tolleanza
	[°]	[°]	[°] [km]
Località	9,295	45,491	0,02 2,716

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
	ID	LON	LAT	Distanza
	[#]	[°]	[°]	[°] [km]
Punto 1	12040	9,285	45,512	0,022 2,467
Punto 2	12040	9,285	45,512	0,022 2,467
Punto 3	12040	9,285	45,512	0,022 2,467
Punto 4	12040	9,285	45,512	0,022 2,467



Media dei valori dei parametri dei 4 punti per la località in esame	T_R	a_g	F_0	T_C^*
	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]
	30	0,203	2,55	0,18
	50	0,261	2,55	0,20
	72	0,302	2,55	0,21
	101	0,341	2,57	0,22
	140	0,378	2,59	0,23
	201	0,426	2,58	0,26
	475	0,557	2,63	0,28
975	0,685	2,65	0,30	
2475	0,884	2,72	0,31	

6.6.5 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Dai dati disponibili il terreno in sito può essere classificato come tipo **C**.

(§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica **T1**

(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$)

6.6.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

6.6.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione – Componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

:

S : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \cdot S_T$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_{C})^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_{C})^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_{C})^{-0,50}$

E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_{c})^{-0,40}$
---	---	--------------------------------

CATEGORIA TOPOGRAFICA	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal

5%, mediante la relazione: $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla

base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20;

T_c : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da: $T_c = C_c \cdot T^*_c$; dove C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; $T_B = T_c / 3$

T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$

6.6.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione – Componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_c}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S_T , S , η sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono invece quelli riportati nella tabella seguente.

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

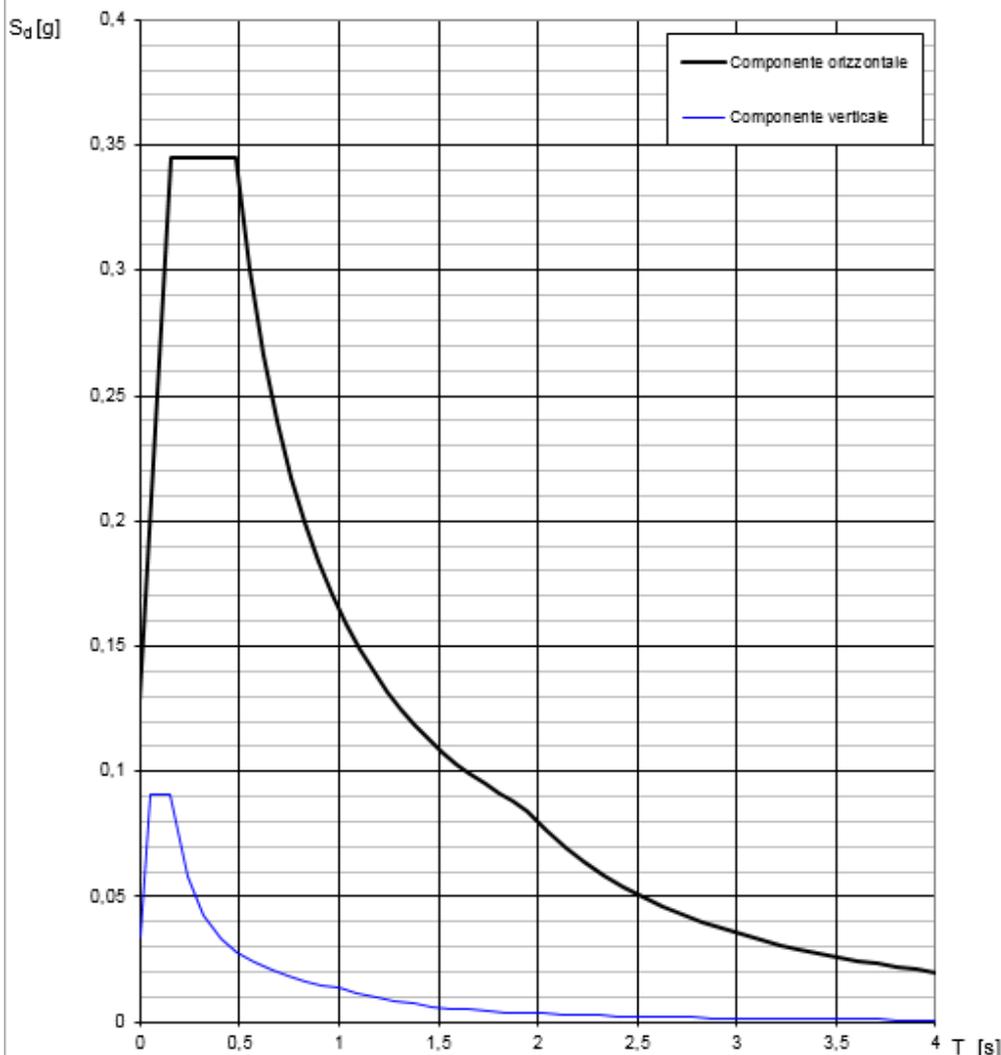
6.6.9 Spettro di progetto

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, nelle formule precedentemente riportate e comunque: $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$.

Nel seguito si riportano gli spettri di progetto SLC in componenti orizzontali e verticali.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLC



6.6.10 Determinazione della massa partecipante

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

dove G_1 e G_2 riguardano le masse associate al peso proprio delle strutture ed ai carichi permanenti, mentre Q_{kj} riguarda le masse associate ai carichi accidentali.

Trattandosi della verifica di un ponte, il coefficiente ψ_{2j} viene assunto pari a 0,20.

La determinazione della massa partecipante viene effettuata partendo dalle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture per quanto riguarda i carichi permanenti, mentre per la valutazione dei carichi accidentali si va a determinare la risultante degli schemi di carico adottati nella statica globale.

6.6.11 Analisi dinamica modale

Si adotta come metodo di calcolo l'analisi dinamica modale con spettro di risposta prendendo in considerazione 100 modi di vibrare della struttura, in modo di raggiungere e superare la percentuale minima di massa partecipante pari all'85%.

L'analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato, a l'asse Z coincidente con la direzione verticale.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "SAP2000".

Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.

6.6.12 Variabilità spaziale del moto sismico

Si considera la variabilità del moto sismico considerando le direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$E_2 = 0.30 \cdot E_x + E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$E_3 = 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + E_z$$

7 ANALISI SPALLA 2

7.1 Azioni

Le azioni trasmesse dall'impalcato sulla spalla, sono state valutate realizzando un modello a graticcio dell'impalcato mediante l'utilizzo del programma di calcolo SAP 2000. Per la determinazione delle azioni sismiche si è realizzato un secondo modello ad elementi finiti in SAP 2000, in cui oltre all'impalcato (graticcio) si sono modellati anche i muri frontali delle spalle incastrati alla base. Il peso proprio delle sottostrutture invece è determinato manualmente a partire dal peso specifico degli elementi strutturali e del terreno e dalle dimensioni geometriche.

7.1.1 Peso proprio delle sottostrutture e della terra

Fondazione	$5,22 \cdot 17,22 \cdot 1,50 \cdot 25,00 = 3.371 \text{ kN}$
Muro frontale	$3,50 \cdot 17,22 \cdot 1,60 \cdot 25,00 = 2.411 \text{ kN}$
Muro paraghiaia	$2,30 \cdot 17,22 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 297 \text{ kN}$
Muri laterali	$2 \cdot 3,00 \cdot 5,90 \cdot 0,60 \cdot 25,00 = 531 \text{ kN}$
Terra	$2,78 \cdot 15,94 \cdot 5,8 \cdot 19,00 = 4.883 \text{ kN}$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	5,22	17,22	1,50	1	25	3.371	0,00	2,61	8.798
muro frontale	2	1,60	17,22	3,50	1	25	2.411	0,85	1,65	3.978
ringrosso	3	0,00	0,00	0,00	0	25	0	0,00	0,00	0
paraghiaia	4	0,30	17,22	2,30	1	25	297	2,15	2,30	683
muri laterali	5	3,00	0,60	5,90	2	25	531	2,45	3,95	2.097
terra	6	2,78	15,94	5,80	1	19	4.883	2,45	3,84	18.752
							11.493			34.308

altezza fronte vento ponte scarico (m)	4,95
altezza fronte vento ponte carico (m)	4,95
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	1,40
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	2,61

7.1.2 Azioni verticali trasmesse dall'impalcato

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	4.657	0	0	6.520	1.065
permanenti	1.088	0	0	1.523	229
mezzi centrati	2.706	0	0	3.788	4.359
mezzi eccentrici	2.726	0	0	3.816	7.238
folla centrata	0	0	0	0	0
folla eccentrica	0	0	0	0	0
frenamento	0	212	77	-1.062	-386
attrito	0	162	59	-808	-294
vento: impalcato scarico	0	36	98	-367	1.010
vento: impalcato carico	0	36	98	-367	1.010
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	523	890	918	4.807	4.958

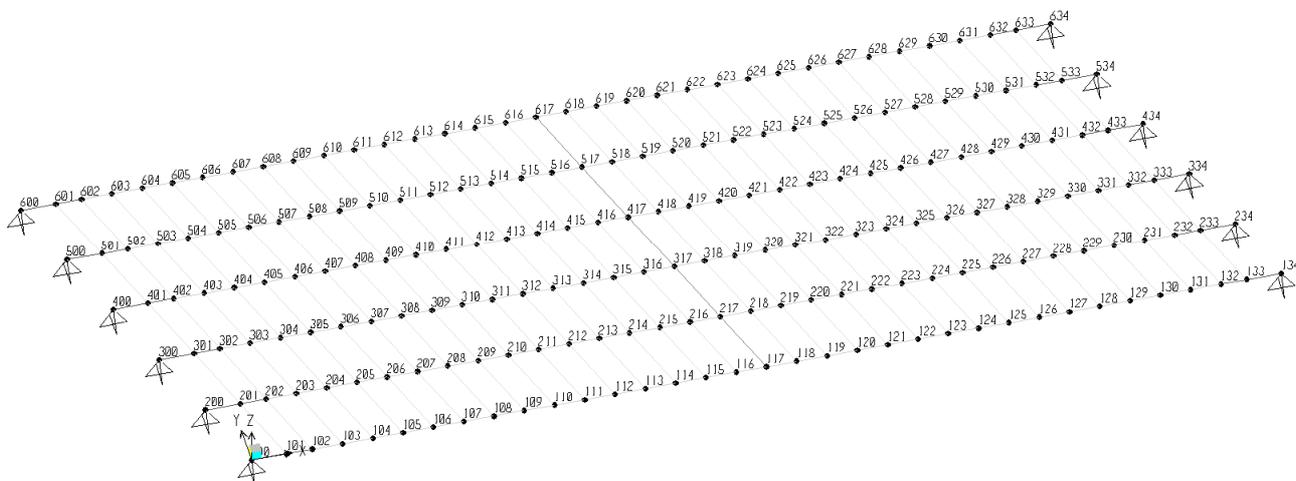
Mt H ° rad
 226 Obliquità 20,00 0,35
 256 172
 256 104
 104

Eccentricità dei carichi verticali (mt) **0,05**

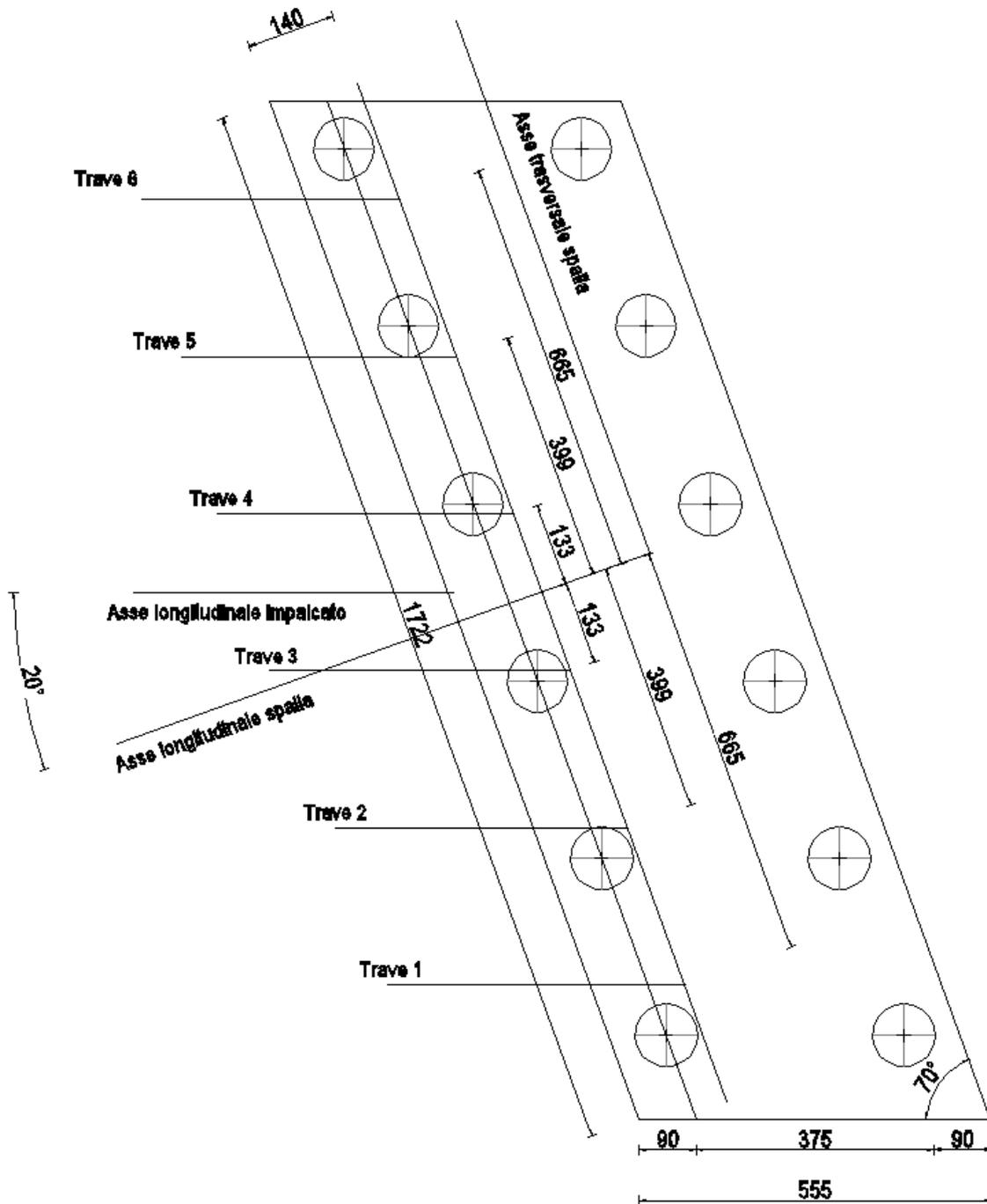
momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

Dal modello a graticcio in SAP 2000 si ricavano i valori delle reazioni trasmesse dall'impalcato riportate in seguito.

Nella figura successiva si riporta una schematizzazione del modello in SAP 2000. La modellazione riguarda le travi principali in CAP, il traverso di campata, i traversi di appoggio e la soletta.



Nella figura seguente è rappresentata la vista in pianta della spalla 2 con indicate le distanze trasversali degli appoggi delle travi dall'asse longitudinale della spalla per il calcolo dei momenti trasversali agenti sulla spalla.



7.1.2.1 *Peso strutturale (travi in CAP e traversi in c.a., permanenti di 1a fase, soletta)*

Reazione trave 1	$R_1 = 645 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 804 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 766 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 775 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 728 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 849 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 849 + 728 + 775 + 766 + 804 + 645 = 4.567 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (849 - 645) \cdot 6,65 + (728 - 804) \cdot 3,99 + (775 - 766) \cdot 1,33 = 1.065 \text{ kNm}$$

7.1.2.2 *Carichi permanenti di 2a fase (cordoli, pavimentazione, barriere e reti di protezione)*

Reazione trave 1	$R_1 = 256 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 146 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 139 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 141 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 71 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 335 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 335 + 71 + 141 + 139 + 146 + 256 = 1.088 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (335 - 256) \cdot 6,65 + (71 - 146) \cdot 3,99 + (141 - 139) \cdot 1,33 = 229 \text{ kNm}$$

7.1.2.3 *Carichi accidentali centrati*

Reazione trave 1	$R_1 = 97 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 244 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 430 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 819 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 737 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 379 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 379 + 737 + 819 + 430 + 244 + 97 = 2.706 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (379 - 97) \cdot 6,65 + (737 - 244) \cdot 3,99 + (819 - 430) \cdot 1,33 = 4.359 \text{ kNm}$$

7.1.2.4 Carichi accidentali eccentrici

Reazione trave 1	$R_1 = 92 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 185 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 344 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 564 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 734 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 807 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 807 + 734 + 564 + 344 + 185 + 92 = 2.726 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (807 - 92) \cdot 6,65 + (734 - 185) \cdot 3,99 + (564 - 344) \cdot 1,33 = 7.238 \text{ kNm}$$

7.1.3 Azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato

7.1.3.1 Azione longitudinale di frenamento

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 34,00 = 452 \text{ kN}$$

Su ognuna delle due spalle agisce una forza di frenamento pari a:

$$Q_3 = 452 / 2 = 226 \text{ kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico q_{1k} .

Il frenamento agente lungo l'asse longitudinale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 226 \cdot \cos 20^\circ = 212 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 226 \cdot \sin 20^\circ = 77 \text{ kN}$$

7.1.3.2 Azione trasversale centrifuga

Assente.

7.1.3.3 Azione trasversale del vento

Il momento trasversale si ottiene moltiplicando il momento torcente agente sull'impalcato, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, per la semilunghezza del ponte:

$$M_T = 1.507 \cdot 17,00 \cdot 10^{-2} = 256 \text{ kNm}$$

Tale momento si scompone in due momenti, uno trasversale alla spalla e uno longitudinale alla spalla:

$$M_{LONG} = 256 \cdot \sin 20^\circ = 88 \text{ kN}$$

$$M_{TRASV} = 256 \cdot \cos 20^\circ = 241 \text{ kN}$$

Inoltre l'azione trasversale agente sulla spalla si ottiene moltiplicando l'azione trasversale del vento agente sull'impalcato per la semilunghezza del ponte:

$$H_T = 609 \cdot 17,00 \cdot 10^{-2} = 104 \text{ kN}$$

L'azione trasversale del vento agente lungo l'asse trasversale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 104 \cdot \sin 20^\circ = 36 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 104 \cdot \cos 20^\circ = 98 \text{ kN}$$

7.1.3.4 Azione longitudinale di attrito

Si considera un'azione di attrito, trasmessa dagli appoggi alle sottostrutture pari al 3,00% dei carichi permanenti.

$$H_T = 0,03 \cdot (4.567 + 1.088) = 172 \text{ kN}$$

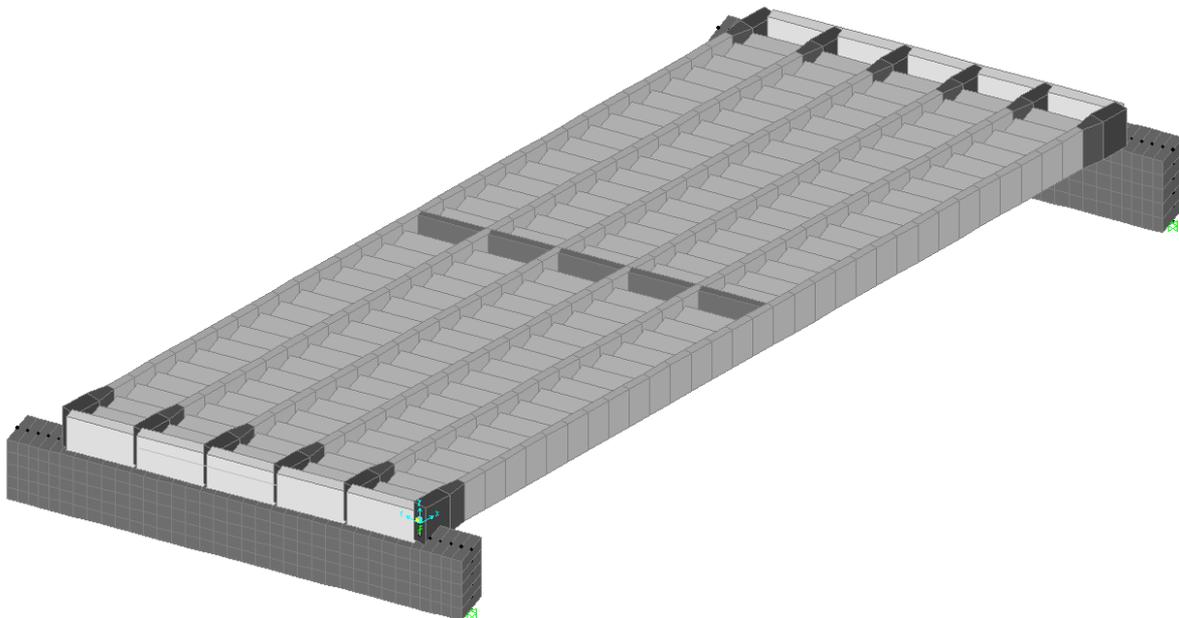
L'attrito agente lungo l'asse longitudinale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 172 \cdot \cos 20^\circ = 162 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 172 \cdot \sin 20^\circ = 59 \text{ kN}$$

7.1.3.5 Azioni sismiche

Con riferimento all'azione sismica descritta al paragrafo 6.6. della presente relazione di calcolo si sono determinate le azioni sismiche trasmesse dall'impalcato alle spalle, mediante un modello ad elementi finiti in SAP 2000. Sono stati modellati l'impalcato a graticcio e i muri frontali delle spalle come elementi shell, incastrati alla base. Nella figura seguente si riporta il modello SAP 2000.



Le azioni sismiche sulla spalla 2 sono:

$$N = 523 \text{ kN}$$

$$H_{LONG} = 682 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 729 \text{ kN}$$

7.2 Combinazioni

7.2.1 Statiche

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro		
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1
SLU GEO	Vento	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,30										1,00	1,00
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	1,00
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Qi}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	
SLU STR	Vento	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50										1,00	1,20
	Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2a centr.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2a ecc.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2a centr.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2a ecc.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	1,20
	Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	1,20
SLE	Vento	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00										1,00	1,00
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

7.2.2 Sismiche

Secondo le "Norme Tecniche 2008" le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l'azione sismica e Qkj sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

	Combinazioni	Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.		Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SISMA	22	SISMA long	SISMA X N+	1,00	1,00	0,20	1,00	0,30	0,30
	23	SISMA trasv	SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20	0,30	1,00	0,30

7.3 Verifica dei pali di fondazione

7.3.1 Calcolo delle azioni sui pali

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	5,22	17,22	1,50	1	25	3.371	0,00	2,61	8.798
muro frontale	2	1,60	17,22	3,50	1	25	2.411	0,85	1,65	3.978
ringrosso	3	0,00	0,00	0,00	0	25	0	0,00	0,00	0
paraghiaia	4	0,30	17,22	2,30	1	25	297	2,15	2,30	683
muri laterali	5	3,00	0,60	5,90	2	25	531	2,45	3,95	2.097
terra	6	2,78	15,94	5,80	1	19	4.883	2,45	3,84	18.752
							11.493			34.308

altezza fronte vento ponte scarico (m)	4,95
altezza fronte vento ponte carico (m)	4,95
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	1,40
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	2,61

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
1	0,79	12

COORDINATE PALI

n.ro palo	y (m)	x (m)	W long	W trasv
1	8,14	1,76	21,12	39,30
2	5,14	1,76	21,12	62,24
3	2,14	1,76	21,12	149,49
4	-0,86	1,76	21,12	-371,99
5	-3,86	1,76	21,12	-82,88
6	-6,86	1,76	21,12	-46,63
7	6,86	-1,76	-21,12	46,63
8	3,86	-1,76	-21,12	82,88
9	0,86	-1,76	-21,12	371,99
10	-2,14	-1,76	-21,12	-149,49
11	-5,14	-1,76	-21,12	-62,24
12	-8,14	-1,76	-21,12	-39,30
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	4.657	0	0	6.520	1.065
permanenti	1.088	0	0	1.523	229
mezzi centrati	2.706	0	0	3.788	4.359
mezzi eccentrici	2.726	0	0	3.816	7.238
folla centrata	0	0	0	0	0
folla eccentrica	0	0	0	0	0
frenamento	0	212	77	-1.062	-386
attrito	0	162	59	-808	-294
vento: impalcato scarico	0	36	98	-367	1.010
vento: impalcato carico	0	36	98	-367	1.010
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	523	890	918	4.807	4.958

Mt	H	Obliquità	°	rad
	226	20,00		0,35
	172			
256	104			
256	104			

 Eccentricità dei carichi verticali (mt) **0,05**

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

PARAMETRI SISMICI

accelerazione di picco	$\alpha/g=$	0,0850
coefficiente orizzontale	$=S_s \times S_T=$	1,50
coefficiente verticale	$=S_s \times S_T=$	1,00
	$a_{max}=$	0,128
	βm	1,00
	$K_h=$	0,128
$K_v=0,5 K_h$	$K_v=$	0,064
	$\theta_1=$	0,119
	$\theta_2=$	0,135

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m^3	γ
Angolo di attrito terreno rilevato	0,611	rad	ϕ 35,00 °
Angolo di attrito terreno di base	0,611	rad	ϕ 35,00 °
Angolo di inclinazione del muro	1,571	rad	ψ 90,00 °
Angolo di inclinazione del terreno	0,000	rad	β 0,00 °
Angolo di resistenza terra-muro	0,407	rad	δ 23,33 °
Coefficiente di spinta del terreno	$K_1=$	0,320	
	$K_2=$	0,332	

 $K_2+K_0-K_a$ 0,49

 $K_x=$ 0,128 $K_y=$ 0,128 $K_v=$ 0,064

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
Ed= spinta terreno sismica+statica		3.081	-8.370
spinta a riposo	59,14	3.717	-9.046
spinta attiva	37,59	2.362	-5.749
spinta passiva plinto	0,00	0	0
spinta per sovraccarichi	27,83	1.783	-6.134

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	733	1.465	1.465	4.595	4.595
Sisma -	-421	-843	-843	-1.856	-1.856

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	19.029	-13.045	48.130	3,69	1,84	0,77	SLU GEO
Combinazione 2	22.141	-19.908	52.331	2,63	1,46	1,15	
Combinazione 3	22.164	-19.908	52.362	2,63	1,46	1,15	
Combinazione 4	21.363	-19.366	51.281	2,65	1,49	1,12	
Combinazione 5	21.381	-19.366	51.304	2,65	1,49	1,12	
Combinazione 6	21.363	-17.337	53.310	3,08	1,68	0,93	
Combinazione 7	21.381	-17.337	53.334	3,08	1,68	0,93	
Combinazione 8	21.363	-18.145	51.281	2,83	1,55	1,06	
Combinazione 9	21.381	-18.145	51.304	2,83	1,55	1,06	
Combinazione 10	24.167	-15.211	59.819	3,93	1,85	0,76	SLU STR
Combinazione 11	27.820	-23.271	64.751	2,78	1,49	1,12	
Combinazione 12	27.847	-23.271	64.788	2,78	1,49	1,12	
Combinazione 13	26.907	-22.635	63.518	2,81	1,52	1,09	
Combinazione 14	26.927	-22.635	63.546	2,81	1,52	1,09	
Combinazione 15	26.907	-20.110	66.043	3,28	1,71	0,90	
Combinazione 16	26.927	-20.110	66.070	3,29	1,71	0,90	
Combinazione 17	26.907	-21.201	63.518	3,00	1,57	1,04	
Combinazione 18	26.927	-21.201	63.546	3,00	1,57	1,04	
Comb SLE 1	17.238	-10.221	42.064	4,12	1,85	0,76	SLE
Comb SLE 2	19.944	-16.208	45.717	2,82	1,48	1,13	
Comb SLE 3	19.964	-16.208	45.744	2,82	1,48	1,13	
Comb SLE 4	19.267	-15.737	44.804	2,85	1,51	1,10	
Comb SLE 5	19.282	-15.737	44.824	2,85	1,51	1,10	
Comb SLE 6	19.267	-13.867	46.674	3,37	1,70	0,91	
Comb SLE 7	19.282	-13.867	46.694	3,37	1,70	0,91	
Comb SLE 8	19.267	-14.675	44.804	3,05	1,56	1,05	
Comb SLE 9	19.282	-14.675	44.824	3,05	1,56	1,05	
perm + sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 1	18.697	-19.373	42.850	2,21	1,26	1,35	SLV
perm + sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 2	18.705	-19.373	42.861	2,21	1,26	1,35	

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 1	19.029	14.582	343	4.996	SLU GEO
Combinazione 2	22.141	25.366	5.882	7.045	
Combinazione 3	22.164	25.395	9.192	7.045	
Combinazione 4	21.363	23.843	4.184	6.777	
Combinazione 5	21.381	23.865	6.667	6.777	
Combinazione 6	21.363	19.784	6.968	5.965	
Combinazione 7	21.381	19.806	6.968	5.965	
Combinazione 8	21.363	22.622	4.628	6.532	
Combinazione 9	21.381	22.644	7.111	6.532	
Combinazione 10	24.167	18.467	663	5.796	SLU STR
Combinazione 11	27.820	31.130	7.154	8.202	
Combinazione 12	27.847	31.164	11.040	8.202	
Combinazione 13	26.907	29.343	5.161	7.887	
Combinazione 14	26.927	29.369	8.076	7.887	
Combinazione 15	26.907	24.294	8.325	6.877	
Combinazione 16	26.927	24.319	8.325	6.877	
Combinazione 17	26.907	27.909	5.682	7.600	
Combinazione 18	26.927	27.935	8.597	7.600	
Comb SLE 1	17.238	13.149	578	3.880	SLE
Comb SLE 2	19.944	22.545	5.341	5.662	
Comb SLE 3	19.964	22.570	8.220	5.662	
Comb SLE 4	19.267	21.221	3.865	5.429	
Comb SLE 5	19.282	21.240	6.024	5.429	
Comb SLE 6	19.267	17.481	6.209	4.681	
Comb SLE 7	19.282	17.500	6.209	4.681	
Comb SLE 8	19.267	20.159	4.251	5.216	
Comb SLE 9	19.282	20.178	6.410	5.216	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	18.697	16.705	5.032	5.591	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	18.705	16.709	4.314	5.591	

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2008

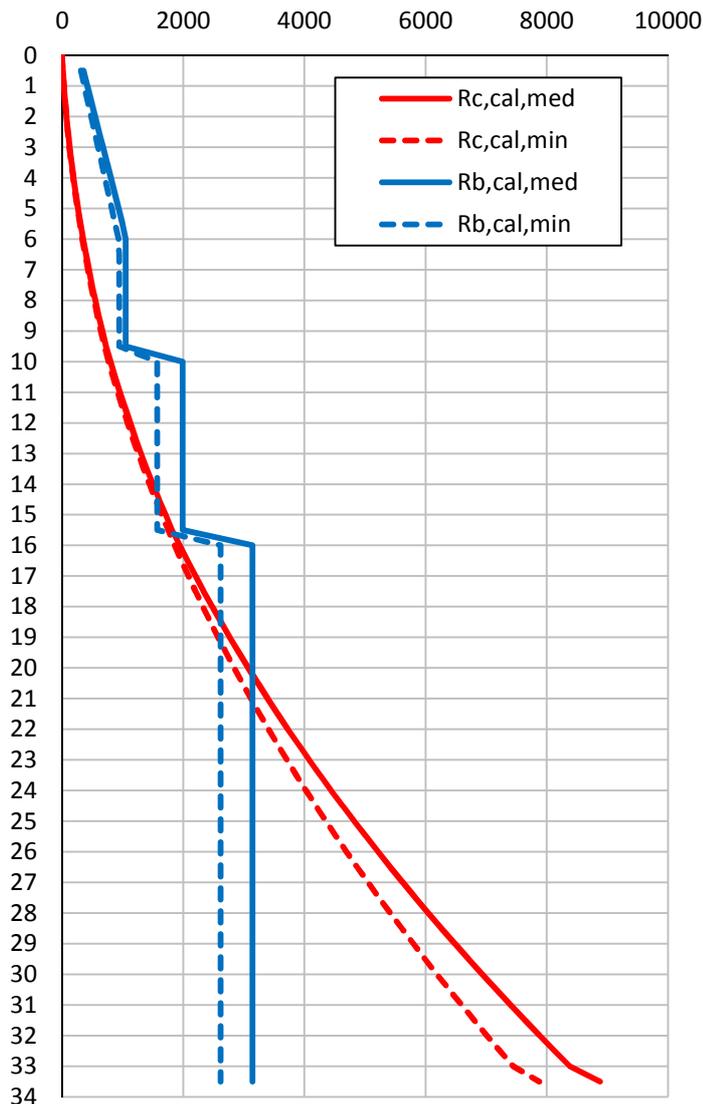
	<i>P max</i> (kN)	<i>P min</i> (kN)	<i>T</i> (kN)	<i>P 1</i> (kN)	<i>P 2</i> (kN)	<i>P 3</i> (kN)	<i>P 4</i> (kN)	<i>P 5</i> (kN)	<i>P 6</i> (kN)	<i>P 7</i> (kN)	<i>P 8</i> (kN)	<i>P 9</i> (kN)	<i>P 10</i> (kN)	<i>P 11</i> (kN)	<i>P 12</i> (kN)
SLU GEO	2.285	887	416,33	2.285	2.282	2.279	2.275	2.272	2.269	903	899	896	893	890	887
	3.196	494	587,07	3.196	3.141	3.085	3.030	2.975	2.920	770	715	660	605	550	494
	3.283	411	587,07	3.283	3.197	3.111	3.025	2.939	2.852	842	756	669	583	497	411
	3.016	545	564,72	3.016	2.976	2.937	2.898	2.859	2.819	741	702	663	623	584	545
	3.081	482	564,72	3.081	3.019	2.956	2.894	2.831	2.769	795	732	670	607	545	482
	2.894	666	497,07	2.894	2.829	2.764	2.698	2.633	2.568	993	928	862	797	732	666
	2.897	667	497,07	2.897	2.831	2.766	2.701	2.635	2.570	993	928	863	797	732	667
	2.969	591	544,36	2.969	2.926	2.882	2.839	2.796	2.752	808	765	722	678	635	591
	3.035	529	544,36	3.035	2.968	2.901	2.835	2.768	2.701	862	795	729	662	595	529
SLU STR	2.905	1.123	483,02	2.905	2.899	2.893	2.887	2.880	2.874	1.154	1.148	1.141	1.135	1.129	1.123
	3.974	662	683,46	3.974	3.907	3.840	3.773	3.706	3.639	998	931	864	797	729	662
	4.077	564	683,46	4.077	3.974	3.870	3.766	3.663	3.559	1.082	978	875	771	668	564
	3.763	722	657,22	3.763	3.715	3.666	3.618	3.569	3.521	964	915	867	818	770	722
	3.840	648	657,22	3.840	3.764	3.688	3.613	3.537	3.461	1.027	951	875	799	724	648
	3.604	880	573,07	3.604	3.526	3.448	3.370	3.292	3.214	1.270	1.192	1.114	1.036	958	880
	3.607	881	573,07	3.607	3.529	3.451	3.373	3.295	3.217	1.271	1.193	1.115	1.037	959	881
	3.708	776	633,32	3.708	3.655	3.602	3.548	3.495	3.442	1.043	989	936	883	829	776
	3.785	702	633,32	3.785	3.705	3.624	3.543	3.463	3.382	1.106	1.025	944	864	783	702
SLE	2.074	799	323,36	2.074	2.068	2.063	2.058	2.052	2.047	826	821	815	810	805	799
	2.865	459	471,84	2.865	2.815	2.765	2.715	2.665	2.615	709	659	609	559	509	459
	2.941	386	471,84	2.941	2.864	2.787	2.710	2.633	2.556	771	694	617	540	463	386
	2.709	502	452,40	2.709	2.673	2.636	2.600	2.564	2.528	684	647	611	575	539	502
	2.766	448	452,40	2.766	2.709	2.653	2.596	2.540	2.483	730	674	617	561	504	448
	2.591	620	390,07	2.591	2.533	2.475	2.417	2.358	2.300	911	853	795	736	678	620
	2.593	620	390,07	2.593	2.535	2.477	2.419	2.361	2.302	911	853	795	737	679	620
	2.668	543	434,70	2.668	2.628	2.589	2.549	2.509	2.469	742	702	663	623	583	543
	2.725	488	434,70	2.725	2.665	2.605	2.545	2.485	2.425	789	729	669	609	548	488
SLV	2.477	639	465,89	2.477	2.430	2.383	2.335	2.288	2.241	875	828	781	733	686	639
	2.460	658	465,89	2.460	2.419	2.379	2.338	2.298	2.257	860	820	779	739	698	658

7.3.2 Verifica della capacità portante dei pali

Verifica condotta secondo il paragrafo 5.3.1 della presente relazione di calcolo.

7.3.2.1 Pali anteriori

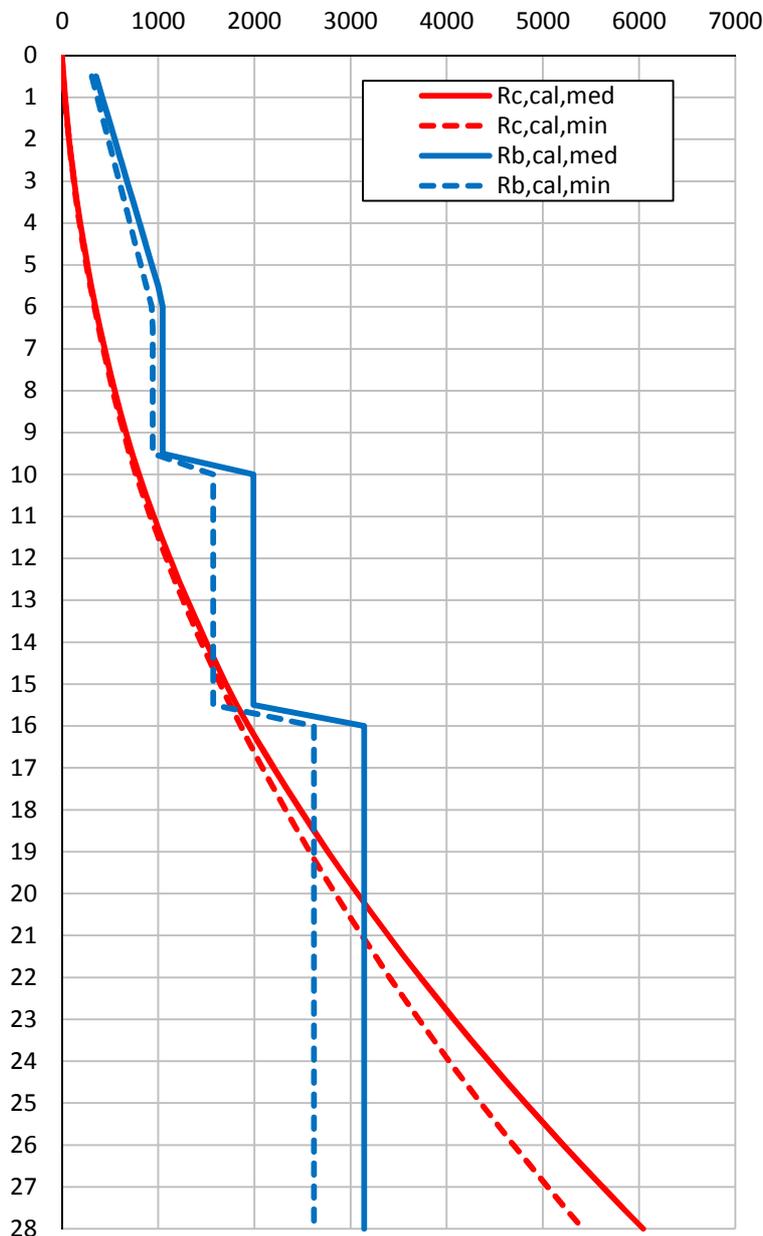
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	1,00 m	$l_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	7403,81 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	31,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	6594,57 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,79 m ²	$R_{b,cal,med} =$	3141,59 kN		
$S_{lat} =$	3,14 m	$R_{b,cal,min} =$	2619,30 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	4254,56 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	365,21 kN	$R_{b,k} =$	1689,87 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
$\gamma_b =$	1,35				
$\gamma_s =$	1,15	$R_{Rd,c} =$	4586,16 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 4077,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,25	$R_{Rd,t} =$	3768,86 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO
- SLU GEO [A2+M1+R2]					
$\gamma_b =$	1,70				
$\gamma_s =$	1,45	$R_{Rd,c} =$	3563,01 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 3283,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,60	$R_{Rd,t} =$	3024,31 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO



Terreno	Falda	Quota (m s.l.m.)	z terreno					R _{t,cal,med}					R _{t,cal,min}					W' [kN]							
			z palo (m)	da p.c. (m)	γ' (kN/m³)	σ'v0 (kPa)	φ _{med} (°)	K	T _{lim,med} (kPa)	N _{SPT,med} (n° colpi)	T _{lim,med} (kPa)	R _{c,cal,med} (kN)	φ _{min} (°)	T _{lim,min} (kPa)	N _{SPT,min} (n° colpi)	T _{lim,min} (kPa)	R _{c,cal,min} (kN)		N' _{q,med}	Q _{b,lim,med} (kPa)	R _{b,cal,med} (kN)	N' _{q,min}	Q _{b,lim,min} (kPa)	R _{b,cal,min} [kN]	
1		-2,00	0,00	2,00	18,00	18,00											0,00	0,00							0,00
1	FALDA		0,50	2,50	18,00	22,00	35,00	0,60	9,24	20	60,00	14,52	34,00	8,90	18	54,00	13,99	20,5	451,00	354,21	18,0	396,00	311,02	5,89	
1	FALDA		1,00	3,00	18,00	26,00	35,00	0,60	10,92	20	60,00	31,68	34,00	10,52	18	54,00	30,51	20,5	533,00	418,62	18,0	468,00	367,57	11,78	
1	FALDA		1,50	3,50	18,00	30,00	35,00	0,60	12,60	20	60,00	51,47	34,00	12,14	18	54,00	49,59	20,5	615,00	483,02	18,0	540,00	424,12	17,67	
1	FALDA		2,00	4,00	18,00	34,00	35,00	0,60	14,28	20	60,00	73,91	34,00	13,76	18	54,00	71,20	20,5	697,00	547,42	18,0	612,00	480,66	23,56	
1	FALDA		2,50	4,50	18,00	38,00	35,00	0,60	15,96	20	60,00	98,99	34,00	15,38	18	54,00	98,99	20,5	779,00	611,83	18,0	684,00	537,21	29,45	
1	FALDA		3,00	5,00	18,00	42,00	35,00	0,60	17,65	20	60,00	126,71	34,00	17,00	18	54,00	122,06	20,5	861,00	676,23	18,0	756,00	593,76	35,34	
1	FALDA		3,50	5,50	18,00	46,00	35,00	0,60	19,33	20	60,00	157,06	34,00	18,62	18	54,00	151,30	20,5	943,00	740,63	18,0	828,00	650,31	41,23	
1	FALDA		4,00	6,00	18,00	50,00	35,00	0,60	21,01	20	60,00	190,06	34,00	20,24	18	54,00	183,08	20,5	1025,00	805,03	18,0	900,00	706,86	47,12	
1	FALDA		4,50	6,50	18,00	54,00	35,00	0,60	22,69	20	60,00	225,70	34,00	21,85	18	54,00	217,41	20,5	1107,00	869,44	18,0	972,00	763,41	53,01	
1	FALDA		5,00	7,00	18,00	58,00	35,00	0,60	24,37	20	60,00	263,97	34,00	23,47	18	54,00	254,28	20,5	1189,00	933,84	18,0	1044,00	819,96	58,90	
1	FALDA		5,50	7,50	18,00	62,00	35,00	0,60	26,05	20	60,00	304,89	34,00	25,09	18	54,00	293,70	20,5	1271,00	998,24	18,0	1116,00	876,50	64,80	
1	FALDA		6,00	8,00	18,00	66,00	35,00	0,60	27,73	20	60,00	348,44	34,00	26,71	18	54,00	335,65	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1188,00	933,05	70,69	
1	FALDA		6,50	8,50	18,00	70,00	35,00	0,60	29,41	20	60,00	394,64	34,00	28,33	18	54,00	380,15	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	76,58	
1	FALDA		7,00	9,00	18,00	74,00	35,00	0,60	31,09	20	60,00	443,47	34,00	29,95	18	54,00	427,20	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	82,47	
1	FALDA		7,50	9,50	18,00	78,00	35,00	0,60	32,77	20	60,00	494,95	34,00	31,57	18	54,00	476,78	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	88,36	
1	FALDA		8,00	10,00	18,00	82,00	35,00	0,60	34,45	20	60,00	549,06	34,00	33,19	18	54,00	528,91	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	94,25	
1	FALDA		8,50	10,50	18,00	86,00	35,00	0,60	36,13	20	60,00	605,82	34,00	34,80	18	54,00	583,58	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	100,14	
1	FALDA		9,00	11,00	18,00	90,00	35,00	0,60	37,81	20	60,00	665,21	34,00	36,42	18	54,00	640,79	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	106,03	
1	FALDA		9,50	11,50	18,00	94,00	35,00	0,60	39,49	20	60,00	727,24	34,00	38,04	18	54,00	700,55	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	111,92	
2	FALDA	-12,00	10,00	12,00	19,00	98,50	38,00	0,60	46,17	38	114,00	799,77	37,00	44,54	30	90,00	770,51	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	117,81	
2	FALDA		10,50	12,50	19,00	103,00	38,00	0,60	48,28	38	114,00	875,62	37,00	46,57	30	90,00	843,66	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	123,70	
2	FALDA		11,00	13,00	19,00	107,50	38,00	0,60	50,39	38	114,00	954,77	37,00	48,60	30	90,00	920,01	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	129,59	
2	FALDA		11,50	13,50	19,00	112,00	38,00	0,60	52,50	38	114,00	1037,24	37,00	50,64	30	90,00	999,55	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	135,48	
2	FALDA		12,00	14,00	19,00	116,50	38,00	0,60	54,61	38	114,00	1123,03	37,00	52,67	30	90,00	1082,29	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	141,37	
2	FALDA		12,50	14,50	19,00	121,00	38,00	0,60	56,72	38	114,00	1212,13	37,00	54,71	30	90,00	1168,22	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	147,26	
2	FALDA		13,00	15,00	19,00	125,50	38,00	0,60	58,83	38	114,00	1304,54	37,00	56,74	30	90,00	1257,35	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	153,15	
2	FALDA		13,50	15,50	19,00	130,00	38,00	0,60	60,94	38	114,00	1400,26	37,00	58,78	30	90,00	1349,68	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	159,04	
2	FALDA		14,00	16,00	19,00	134,50	38,00	0,60	63,05	38	114,00	1499,30	37,00	60,81	30	90,00	1445,20	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	164,93	
2	FALDA		14,50	16,50	19,00	139,00	38,00	0,60	65,16	38	114,00	1601,65	37,00	62,85	30	90,00	1543,92	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	170,82	
2	FALDA		15,00	17,00	19,00	143,50	38,00	0,60	67,27	38	114,00	1707,32	37,00	64,88	30	90,00	1645,84	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	176,71	
2	FALDA		15,50	17,50	19,00	148,00	38,00	0,60	69,38	38	114,00	1816,30	37,00	66,92	30	90,00	1750,95	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	182,61	
3	FALDA	-18,00	16,00	18,00	19,00	152,50	41,00	0,60	79,54	63	162,16	1941,24	37,00	68,95	50	150,00	1859,26	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	188,50	
3	FALDA		16,50	18,50	19,00	157,00	41,00	0,60	81,89	63	162,16	2069,86	37,00	70,98	50	150,00	1970,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	194,39	
3	FALDA		17,00	19,00	19,00	161,50	41,00	0,60	84,23	63	162,16	2202,18	37,00	73,02	50	150,00	2085,46	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	200,28	
3	FALDA		17,50	19,50	19,00	166,00	41,00	0,60	86,58	63	162,16	2338,18	37,00	75,05	50	150,00	2203,35	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	206,17	
3	FALDA		18,00	20,00	19,00	170,50	41,00	0,60	88,93	63	162,16	2477,87	37,00	77,09	50	150,00	2324,44	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	212,06	
3	FALDA		18,50	20,50	19,00	175,00	41,00	0,60	91,28	63	162,16	2621,24	37,00	79,12	50	150,00	2448,73	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	217,95	
3	FALDA		19,00	21,00	19,00	179,50	41,00	0,60	93,62	63	162,16	2768,30	37,00	81,16	50	150,00	2576,21	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	223,84	
3	FALDA		19,50	21,50	19,00	184,00	41,00	0,60	95,97	63	162,16	2919,05	37,00	83,19	50	150,00	2706,89	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	229,73	
3	FALDA		20,00	22,00	19,00	188,50	41,00	0,60	98,32	63	162,16	3073,49	37,00	85,23	50	150,00	2840,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	235,62	
3	FALDA		20,50	22,50	19,00	193,00	41,00	0,60	100,66	63	162,16	3231,61	37,00	87,26	50	150,00	2977,83	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	241,51	
3	FALDA		21,00	23,00	19,00	197,50	41,00	0,60	103,01	63	162,16	3393,42	37,00	89,30	50	150,00	3118,10	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	247,40	
3	FALDA		21,50	23,50	19,00	202,00	41,00	0,60	105,36	63	162,16	3558,91	37,00	91,33	50	150,00	3261,56	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00</			

7.3.2.2 Pali posteriori

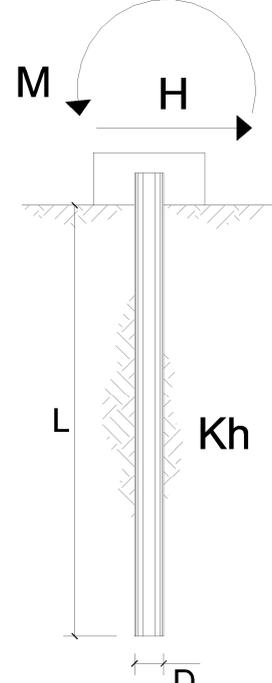
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO	
D =	1,00 m	$\xi_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	1707,32 kN $\xi_3 = 1,65$
L =	15,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	1645,84 kN $\xi_4 = 1,55$
$A_b =$	0,79 m ²	$R_{b,cal,med} =$	1990,67 kN
$S_{lat} =$	3,14 m	$R_{b,cal,min} =$	1571,58 kN
$\eta =$	1,00	W' =	176,71 kN
		$R_{c,k} = R_{t,k} =$	1034,74 kN
		$R_{b,k} =$	1013,92 kN
RESISTENZE DI PROGETTO			
- SLU STR [A1+M1+R3]			
$\gamma_b =$	1,35		
$\gamma_s =$	1,15	$R_{Rd,c} = 1474,11$ kN	> $E_{Rd,c} = 1271,00$ kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,25	$R_{Rd,t} = 1004,50$ kN	> $E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO
- SLU GEO [A2+M1+R2]			
$\gamma_b =$	1,70		
$\gamma_s =$	1,45	$R_{Rd,c} = 1133,32$ kN	> $E_{Rd,c} = 993,00$ kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,60	$R_{Rd,t} = 823,43$ kN	> $E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO



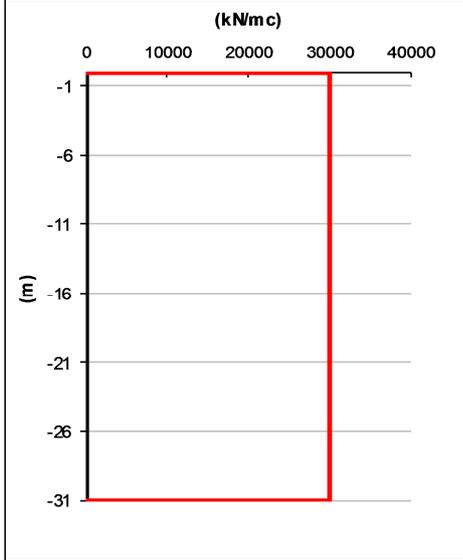
Terreno	Falda	Quota (m s.l.m.)	z terreno			γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	ϕ_{med} (°)	K	$T_{lim,med}$ (kPa)	$N_{SPT,med}$ (n° colpi)	$R_{t,cal,med}$			$R_{t,cal,min}$			$N^*_{q,med}$	$q_{b,lim,med}$ (kPa)	$R_{b,cal,med}$ (kN)	$N^*_{q,min}$	$q_{b,lim,min}$ (kPa)	$R_{b,cal,min}$ (kN)	W' (kN)		
			z palo (m)	da p.c. (m)	ϕ_{min} (°)							$T_{lim,min}$ (kPa)	$N_{SPT,min}$ (n° colpi)	$R_{c,cal,min}$ (kN)	$T_{lim,min}$ (kPa)	$N_{SPT,min}$ (n° colpi)	$R_{c,cal,min}$ (kN)									
1		-2,00	0,00	2,00	18,00	18,00						0,00							0,00							0,00
1	FALDA		0,50	2,50	18,00	22,00	35,00	0,60	9,24	20	60,00	14,52	34,00	8,90	18	54,00	13,99	20,5	451,00	354,21	18,0	396,00	311,02	5,89		
1	FALDA		1,00	3,00	18,00	26,00	35,00	0,60	10,92	20	60,00	31,68	34,00	10,52	18	54,00	30,51	20,5	533,00	418,62	18,0	468,00	367,57	11,78		
1	FALDA		1,50	3,50	18,00	30,00	35,00	0,60	12,60	20	60,00	51,47	34,00	12,14	18	54,00	49,59	20,5	615,00	483,02	18,0	540,00	424,12	17,67		
1	FALDA		2,00	4,00	18,00	34,00	35,00	0,60	14,28	20	60,00	73,91	34,00	13,76	18	54,00	71,20	20,5	697,00	547,42	18,0	612,00	480,66	23,56		
1	FALDA		2,50	4,50	18,00	38,00	35,00	0,60	15,96	20	60,00	98,99	34,00	15,38	18	54,00	95,36	20,5	779,00	611,83	18,0	684,00	537,21	29,45		
1	FALDA		3,00	5,00	18,00	42,00	35,00	0,60	17,65	20	60,00	126,71	34,00	17,00	18	54,00	122,06	20,5	861,00	676,23	18,0	756,00	593,76	35,34		
1	FALDA		3,50	5,50	18,00	46,00	35,00	0,60	19,33	20	60,00	157,06	34,00	18,62	18	54,00	151,30	20,5	943,00	740,63	18,0	828,00	650,31	41,23		
1	FALDA		4,00	6,00	18,00	50,00	35,00	0,60	21,01	20	60,00	190,06	34,00	20,24	18	54,00	183,08	20,5	1025,00	805,03	18,0	900,00	706,86	47,12		
1	FALDA		4,50	6,50	18,00	54,00	35,00	0,60	22,69	20	60,00	225,70	34,00	21,85	18	54,00	217,41	20,5	1107,00	869,44	18,0	972,00	763,41	53,01		
1	FALDA		5,00	7,00	18,00	58,00	35,00	0,60	24,37	20	60,00	263,97	34,00	23,47	18	54,00	254,28	20,5	1189,00	933,84	18,0	1044,00	819,96	58,90		
1	FALDA		5,50	7,50	18,00	62,00	35,00	0,60	26,05	20	60,00	304,89	34,00	25,09	18	54,00	293,70	20,5	1271,00	998,24	18,0	1116,00	876,50	64,80		
1	FALDA		6,00	8,00	18,00	66,00	35,00	0,60	27,73	20	60,00	348,44	34,00	26,71	18	54,00	335,65	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1188,00	933,05	70,69		
1	FALDA		6,50	8,50	18,00	70,00	35,00	0,60	29,41	20	60,00	394,64	34,00	28,33	18	54,00	380,15	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	76,58		
1	FALDA		7,00	9,00	18,00	74,00	35,00	0,60	31,09	20	60,00	443,47	34,00	29,95	18	54,00	427,20	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	82,47		
1	FALDA		7,50	9,50	18,00	78,00	35,00	0,60	32,77	20	60,00	494,95	34,00	31,57	18	54,00	476,78	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	88,36		
1	FALDA		8,00	10,00	18,00	82,00	35,00	0,60	34,45	20	60,00	549,06	34,00	33,19	18	54,00	528,91	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	94,25		
1	FALDA		8,50	10,50	18,00	86,00	35,00	0,60	36,13	20	60,00	605,82	34,00	34,80	18	54,00	583,58	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	100,14		
1	FALDA		9,00	11,00	18,00	90,00	35,00	0,60	37,81	20	60,00	665,21	34,00	36,42	18	54,00	640,79	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	106,03		
1	FALDA		9,50	11,50	18,00	94,00	35,00	0,60	39,49	20	60,00	727,24	34,00	38,04	18	54,00	700,55	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	111,92		
2	FALDA	-12,00	10,00	12,00	19,00	98,50	38,00	0,60	46,17	38	114,00	799,77	37,00	44,54	30	90,00	770,51	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	117,81		
2	FALDA		10,50	12,50	19,00	103,00	38,00	0,60	48,28	38	114,00	875,62	37,00	46,57	30	90,00	843,66	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	123,70		
2	FALDA		11,00	13,00	19,00	107,50	38,00	0,60	50,39	38	114,00	954,77	37,00	48,60	30	90,00	920,01	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	129,59		
2	FALDA		11,50	13,50	19,00	112,00	38,00	0,60	52,50	38	114,00	1037,24	37,00	50,64	30	90,00	999,55	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	135,48		
2	FALDA		12,00	14,00	19,00	116,50	38,00	0,60	54,61	38	114,00	1123,03	37,00	52,67	30	90,00	1082,29	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	141,37		
2	FALDA		12,50	14,50	19,00	121,00	38,00	0,60	56,72	38	114,00	1212,13	37,00	54,71	30	90,00	1168,22	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	147,26		
2	FALDA		13,00	15,00	19,00	125,50	38,00	0,60	58,83	38	114,00	1304,54	37,00	56,74	30	90,00	1257,35	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	153,15		
2	FALDA		13,50	15,50	19,00	130,00	38,00	0,60	60,94	38	114,00	1400,26	37,00	58,78	30	90,00	1349,68	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	159,04		
2	FALDA		14,00	16,00	19,00	134,50	38,00	0,60	63,05	38	114,00	1499,30	37,00	60,81	30	90,00	1445,20	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	164,93		
2	FALDA		14,50	16,50	19,00	139,00	38,00	0,60	65,16	38	114,00	1601,65	37,00	62,85	30	90,00	1543,92	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	170,82		
2	FALDA		15,00	17,00	19,00	143,50	38,00	0,60	67,27	38	114,00	1707,32	37,00	64,88	30	90,00	1645,84	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	176,71		
2	FALDA		15,50	17,50	19,00	148,00	38,00	0,60	69,38	38	114,00	1816,30	37,00	66,92	30	90,00	1750,95	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	182,61		
3	FALDA	-18,00	16,00	18,00	19,00	152,50	41,00	0,60	79,54	63	162,16	1941,24	37,00	68,95	50	150,00	1859,26	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	188,50		
3	FALDA		16,50	18,50	19,00	157,00	41,00	0,60	81,89	63	162,16	2069,86	37,00	70,98	50	150,00	1970,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	194,39		
3	FALDA		17,00	19,00	19,00	161,50	41,00	0,60	84,23	63	162,16	2202,18	37,00	73,02	50	150,00	2085,46	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	200,28		
3	FALDA		17,50	19,50	19,00	166,00	41,00	0,60	86,58	63	162,16	2338,18	37,00	75,05	50	150,00	2203,35	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	206,17		
3	FALDA		18,00	20,00	19,00	170,50	41,00	0,60	88,93	63	162,16	2477,87	37,00	77,09	50	150,00	2324,44	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	212,06		
3	FALDA		18,50	20,50	19,00	175,00	41,00	0,60	91,28	63	162,16	2621,24	37,00	79,12	50	150,00	2448,73	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	217,95		
3	FALDA		19,00	21,00	19,00	179,50	41,00	0,60	93,62	63	162,16	2768,30	37,00	81,16	50	150,00	2576,21	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	223,84		
3	FALDA		19,50	21,50	19,00	184,00	41,00	0,60	95,97	63	162,16	2919,05	37,00	83,19	50	150,00	2706,89	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	229,73		
3	FALDA		20,00	22,00	19,00	188,50	41,00	0,60	98,32	63	162,16	3073,49	37,00	85,23	50	150,00	2840,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	235,62		
3	FALDA		20,50	22,50	19,00	193,00	41,00	0,60	100,66	63	162,16	3231,61	37,00	87,26	50	150,00	2977,83	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	241,51		
3	FALDA		21,00	23,00	19,00	197,50	41,00	0,60	103,01	63	162,16	3393,42	37,00	89,30	50	150,00	3118,10	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	247,40		
3	FALDA		21,50	23,50	19,00	202,00	41,00	0,60	105,36	63	162,16	3558,91	37,00	91,33	50	150,00	3261,									

7.3.3 Verifica a pressoflessione SLU STR

La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.000 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno 2	-11,00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-17,00	30000	0
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1	(m)
J palo	0,04909	(m ⁴)
Lunghezza del palo	31	(m)
Forza orizzontale in testa	684	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	30000	(Mpa)
dimensione elementi	1	(m)

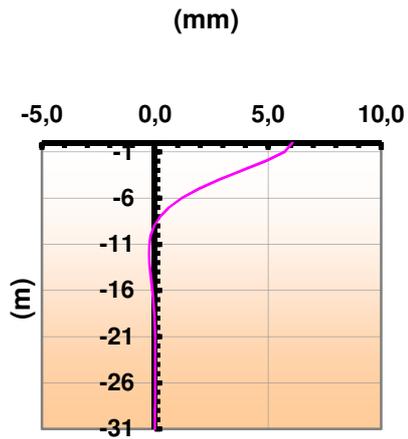
palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

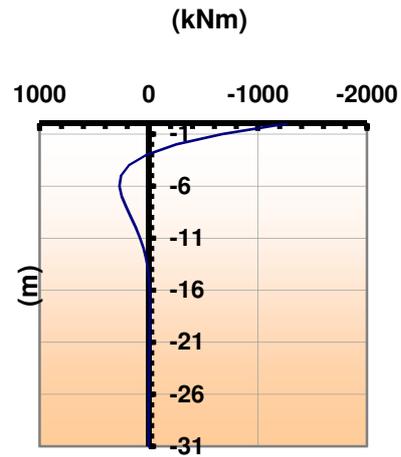
palo libero

Calcolo
 (ctrl+r)

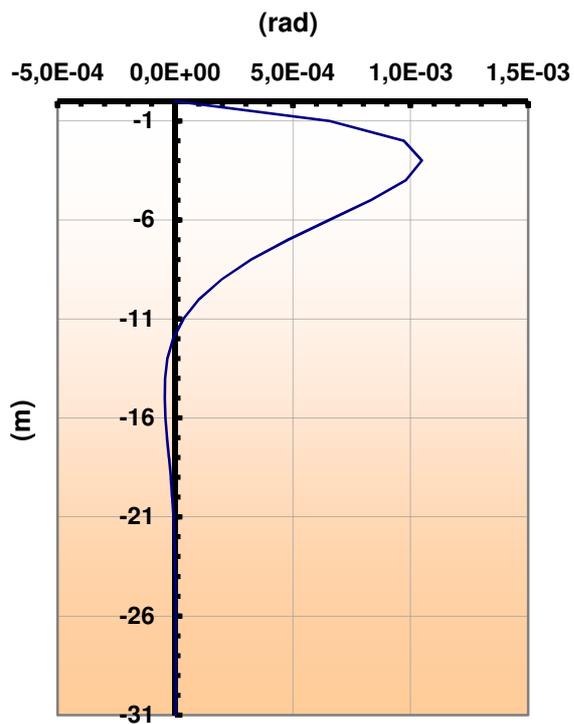
Spostamenti



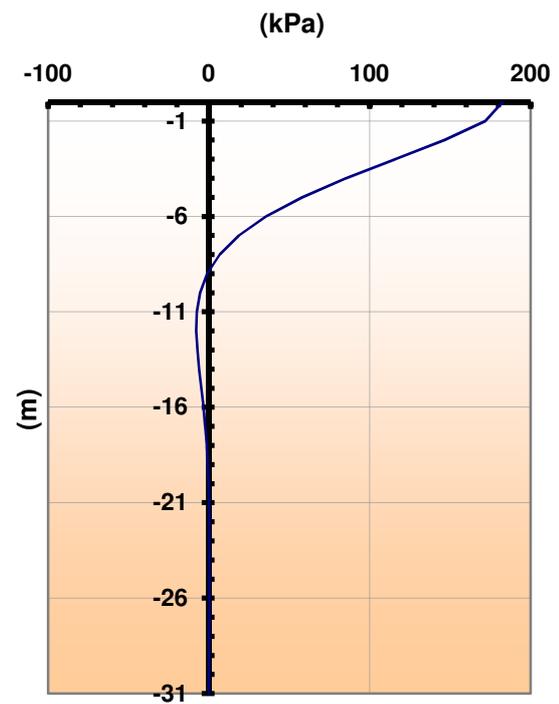
Momento



Rotazioni



Pressioni



Spostamenti, Rotazioni, Pressione					Sollecitazioni			
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)	nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)		quota (m)	(kNm)	(kN)
1	0,00	6,09	0,00000	182,72	1	0,00	-1264,86	592,64
2	-1,00	5,73	0,00066	171,85	2	-1,00	-672,22	592,64
3	-2,00	4,89	0,00097	146,70	3	-1,00	-672,22	420,79
4	-3,00	3,86	0,00105	115,93	3	-2,00	-251,42	420,79
5	-4,00	2,84	0,00098	85,23	4	-2,00	-251,42	274,10
6	-5,00	1,93	0,00083	57,92	4	-3,00	22,67	274,10
7	-6,00	1,19	0,00065	35,59	5	-3,00	22,67	158,17
8	-7,00	0,62	0,00048	18,61	5	-4,00	180,84	158,17
9	-8,00	0,22	0,00032	6,63	6	-4,00	180,84	72,94
10	-9,00	-0,04	0,00020	-1,12	6	-5,00	253,78	72,94
11	-10,00	-0,18	0,00010	-5,54	7	-5,00	253,78	15,02
12	-11,00	-0,25	0,00003	-7,52	7	-6,00	268,80	15,02
13	-12,00	-0,26	-0,00001	-7,87	8	-6,00	268,80	-20,57
14	-13,00	-0,24	-0,00003	-7,21	8	-7,00	248,23	-20,57
15	-14,00	-0,20	-0,00004	-6,03	9	-7,00	248,23	-39,18
16	-15,00	-0,16	-0,00005	-4,68	9	-8,00	209,05	-39,18
17	-16,00	-0,11	-0,00004	-3,38	10	-8,00	209,05	-45,81
18	-17,00	-0,07	-0,00003	-2,25	10	-9,00	163,25	-45,81
19	-18,00	-0,04	-0,00003	-1,34	11	-9,00	163,25	-44,68
20	-19,00	-0,02	-0,00002	-0,66	11	-10,00	118,56	-44,68
21	-20,00	-0,01	-0,00001	-0,19	12	-10,00	118,56	-39,14
22	-21,00	0,00	-0,00001	0,11	12	-11,00	79,42	-39,14
23	-22,00	0,01	0,00000	0,28	13	-11,00	79,42	-31,62
24	-23,00	0,01	0,00000	0,35	13	-12,00	47,80	-31,62
25	-24,00	0,01	0,00000	0,35	14	-12,00	47,80	-23,75
26	-25,00	0,01	0,00000	0,31	14	-13,00	24,05	-23,75
27	-26,00	0,01	0,00000	0,26	15	-13,00	24,05	-16,55
28	-27,00	0,01	0,00000	0,19	15	-14,00	7,50	-16,55
29	-28,00	0,00	0,00000	0,12	16	-14,00	7,50	-10,52
30	-29,00	0,00	0,00000	0,06	16	-15,00	-3,01	-10,52
31	-30,00	0,00	0,00000	-0,01	17	-15,00	-3,01	-5,83
32	-31,00	0,00	0,00000	-0,07	17	-16,00	-8,84	-5,83
					18	-16,00	-8,84	-2,45
					18	-17,00	-11,29	-2,45
					19	-17,00	-11,29	-0,20
					19	-18,00	-11,49	-0,20
					20	-18,00	-11,49	1,14
					20	-19,00	-10,35	1,14
					21	-19,00	-10,35	1,80
					21	-20,00	-8,55	1,80
					22	-20,00	-8,55	1,98
					22	-21,00	-6,57	1,98
					23	-21,00	-6,57	1,87
					23	-22,00	-4,70	1,87
					24	-22,00	-4,70	1,59
					24	-23,00	-3,11	1,59
					25	-23,00	-3,11	1,24
					25	-24,00	-1,87	1,24
					26	-24,00	-1,87	0,90
					26	-25,00	-0,97	0,90
					27	-25,00	-0,97	0,58
					27	-26,00	-0,39	0,58
					28	-26,00	-0,39	0,33
					28	-27,00	-0,06	0,33
					29	-27,00	-0,06	0,13
					29	-28,00	0,07	0,13
					30	-28,00	0,07	0,01
					30	-29,00	0,08	0,01
					31	-29,00	0,08	-0,05
					31	-30,00	0,04	-0,05

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmax

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	50
	copriferro (cm)	7.9
ARMATURA	diffusa	28φ30
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	1265 kNm
	N _{Ed} =	-4077 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	30.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-14.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	2.05
Campo di rottura della sezione:	4

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-8395.377
Momento flettente:	2604.757

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.661
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.31
bordo inferiore:	Allungamento	0.18	282.85	0.14

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmin

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	50
	copriferro (cm)	7.9
ARMATURA	diffusa	28φ30
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	1265 kNm
	N _{Ed} =	-564 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	30.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-14.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	2.17
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-1236.019
Momento flettente:	2771.642

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.373
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.28
bordo inferiore: Allungamento		0.59	391.30	0.51

7.3.4 Verifica a taglio SLU STR

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

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

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a “taglio trazione” offerta dall’armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a “taglio compressione” offerta dal calcestruzzo d’anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

$$\text{resistenza di calcolo a “taglio trazione”}: V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

$$\text{resistenza di calcolo a “taglio compressione”}: V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot g^2\theta)} ;$$

dove:

$d = 70,7$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 70,7$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 154 \text{ mm}^2 = \phi 14$ a 2 braccia ogni 10 cm per 4,00 m a partire dalla testa palo; $\phi 14$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante.

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima = $7,06 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 45°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 707 \cdot \frac{2 \cdot 154}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g45^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 767 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 707 \cdot 707 \cdot 1 \cdot 7,06 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g45^\circ)}{(1 + \cot g^2 45^\circ)} \cdot 10^{-3} = 1588 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Ed} = 593 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 767 \text{ kN}$$

7.3.5 Verifica SLU a collasso per carichi trasversali

Verifica condotta secondo il paragrafo 5.3.2 della presente relazione di calcolo.

Secondo quanto indicato dalle NTC 2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$F_{tRd} \leq R_{tRd}$, dove:

F_{tRd} è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

R_{tRd} è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}$, dove:

$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi}$ = resistenza caratteristica ai carichi orizzontali

γ_T = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2008:

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

$R_{tr,cal}$ rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

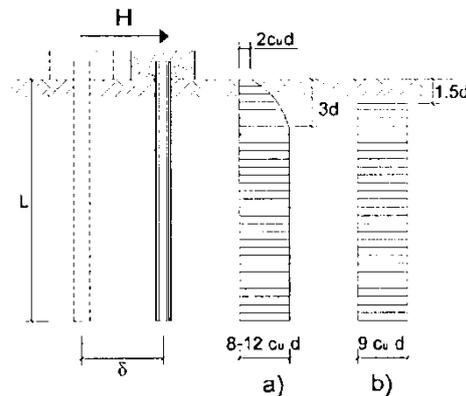
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

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

Terreno a comportamento coesivo

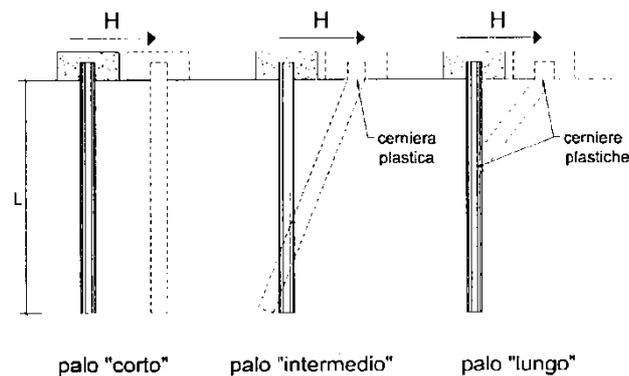
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



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

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



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

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,50} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

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

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

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

f = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

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

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)} \quad \text{palo lungo}$$

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

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D}\right) = 0$$

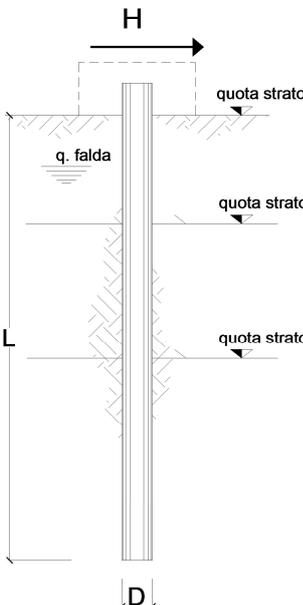
essendo:

f = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ_3 per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,65.

Approccio 2: → Stato Limite Ultimo STR

opera Pali Spalla 2 - Fila anteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 31,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 3123,6 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

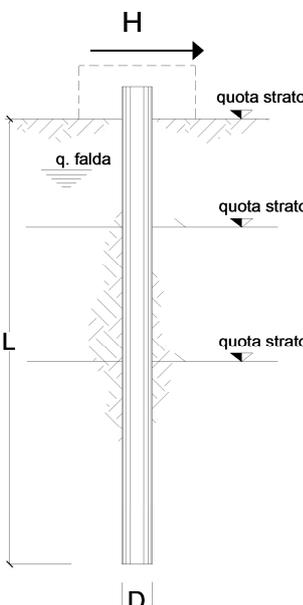
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

Palo lungo H = 1720,8 (kN)
 Palo intermedio H = 14447,9 (kN)
 Palo corto H = 58523,1 (kN)

Hlim = 1720,8 (kN) Palo lungo

opera Pali Spalla 2 - Fila posteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 15,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 2881,9 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

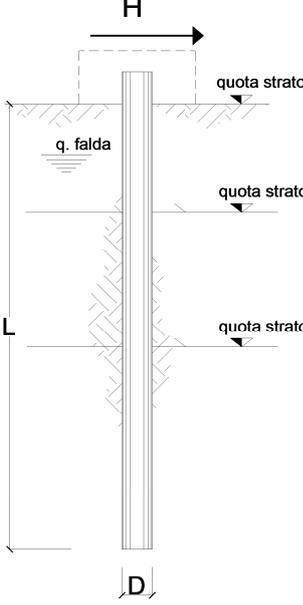
Palo lungo H = 1632,8 (kN)
 Palo intermedio H = 3292,1 (kN)
 Palo corto H = 11843,5 (kN)

Hlim = 1632,8 (kN) Palo lungo

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRcal}}{Y_t \cdot \xi} = \frac{1633}{1,30 \cdot 1,65} = 761 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 684 \text{ kN}$$

Approccio 1:
Combinazione 2 → Stato Limite Ultimo GEO

opera Pali Spalla 2 - Fila anteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 31,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 3008,6 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

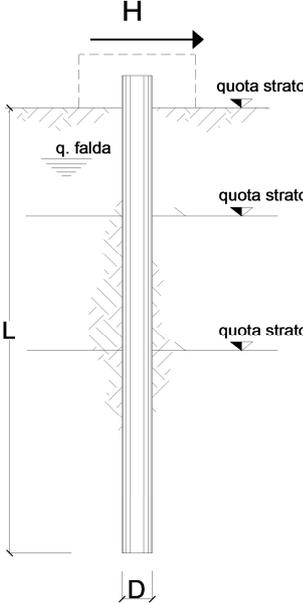
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1676,6 (kN)
 Palo intermedio H = 14447,9 (kN)
 Palo corto H = 58523,1 (kN)

Hlim = 1676,6 (kN) Palo lungo

opera Pali Spalla 2 - Fila posteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 15,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 2798,1 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1600,4 (kN)
 Palo intermedio H = 3292,1 (kN)
 Palo corto H = 11843,5 (kN)

Hlim = 1600,4 (kN) Palo lungo

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRcal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{1600}{1,60 \cdot 1,65} = 606 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 587 \text{ kN}$$

7.4 Verifica del muro paraghiaia

7.4.1 Sollecitazioni sul paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$

Peso specifico del terreno $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1) $q = \frac{600}{3 \cdot 2,2} + 9 = 99,91 \text{ kN/m}^2$

Spinta a riposo del terreno alla base $p_1 = k_0 \cdot \sigma_v = (1 - \text{sen}35) \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 18,63 \text{ kN/m}^2$

Spinta del sovraccarico $p_{\text{sovr.}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 99,91 = 42,60 \text{ kN/m}^2$

Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2) $F_f = \frac{0,6 \cdot Q_{\text{in}}}{b_{\text{par.}}} = \frac{0,6 \cdot 300}{5} = 36 \text{ kN/m}$

Combinazione STR1: Si considera, oltre alla spinta a riposo del terreno, la spinta del sovraccarico al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 1, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 175 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30}{2} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot 2,30 = 161 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{sd}} = 0 \text{ kN/m}$$

Combinazione STR2: Si considerano, oltre alla spinta a riposo del terreno, sia la spinta del sovraccarico al valore frequente, sia la presenza delle forze di frenamento al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 2a, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 42,6 \cdot 1,35 \cdot 0,75 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 1,35 \cdot 36 \cdot 2,30 = 248 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30}{2} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot 0,75 \cdot 2,30 + 1,35 \cdot 36 = 177 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{sd}} = \frac{Q_{\text{ik}}}{b_{\text{par.}}} = \frac{300}{5} = 60 \text{ kN/m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle "Norme Tecniche 2008" al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g} = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,0828 = 0,1242$$

Sovrappressioni sismiche secondo il metodo di Wood:

$$p_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma \cdot h = 0,0828 \cdot 1,5 \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 5,43 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di spinta attiva si valuta come:

$$k_a = \frac{1 - \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'} = \frac{1 - \tan 35^\circ \cdot \tan 35^\circ}{1 + \tan 35^\circ \cdot \tan 35^\circ} = 0,27$$

Spinta attiva del terreno:

$$p_{Att.} = k_a \cdot \sigma_v = 0,27 \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 11,80 \text{ kN/m}^2$$

Forze di inerzia:

$$F_i = k_h \cdot P = 0,124 \cdot (1,00 \cdot 2,30 \cdot 0,30 \cdot 25) = 2,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 11,80 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 5,43 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 42,6 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 2,14 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30}{2} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 11,80 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30}{2} + 5,43 \cdot 2,30 + 0,20 \cdot 42,60 \cdot 2,30 + 2,14 = 48 \text{ kN/m}$$

Combinazione SLE (combinazione quasi permanente):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} = 16 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione frequente):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 0,75 \cdot 36,00 \cdot 2,30 + 0,75 \cdot 42,60 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 163 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione rara):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 1,00 \cdot 36,00 \cdot 2,30 + 0,75 \cdot 42,60 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 184 \text{ kNm/m}$$

7.4.2 Verifiche SLU STR

7.4.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	175 kNm
	N _{Ed} =	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.45
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.019
Momento flettente:	254.148

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.069
--	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-91.21	-0.04
bordo inferiore:	Allungamento	1.18	391.30	0.87

Combinazione STR2:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	248 kNm
	N _{Ed} =	-60 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NIT-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.05
Campo di rottura della sezione:	3
Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-62.887
Momento flettente:	259.866
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	
	0.071

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-108.12	-0.05
bordo inferiore:	Allungamento	1.14	391.30	0.84

7.4.2.2 Verifica a taglio

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	300	mm
d	altezza utile sezione	240	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	R_{ck} (Mpa)= 40	f_{ck} (Mpa)= 33,20
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30

γ_c	1,50	γ_m	1,15	f_{cd} (Mpa)= 18,81
------------	------	------------	------	-----------------------

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	10	20	3.141,59	0,0131
	0	0	0,00	0,0000
				0,0131

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,91	
v_{min}	resistenza minima	0,5335	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	177,00 kN	
Vrd =	193,69 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	4	200	12	452,39

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,079979782
SEN θ	0,282806969
θ	16,43 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio
con le bielle compresse integre**

0,89	5,53	OK
-------------	-------------	-----------

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	177 kN
Vrsd =	191 kN
Vrcd =	1.195 kN

VERIFICA SODDISFATTA

7.4.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	16 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.94
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.92	-3.19
bordo inferiore:	0.93	3.47
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.149
Area totale acciaio superiore (cm ²):		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	163 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-12.77	-79.09
bordo inferiore:	Allungamento	258.32
Fessura (mm) :		0.18
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.102
Area totale acciaio superiore (cm ²) :		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²) :		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	184 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-14.42	-89.28
bordo inferiore:	Allungamento	291.60
Fessura (mm) :		0.21
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.102
Area totale acciaio superiore (cm ²):		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

7.5 Verifica del muro frontale

7.5.1 Sollecitazioni sul muro frontale

Il calcolo è effettuato considerando le seguenti combinazioni SLU STR e SLE.

PRINCIPALE	P.p.		Perm.		Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro		
	γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_1		
Vento	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50											1,00	1,20	Combinazione 11
Gruppo 1 centr.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 12
Gruppo 1 ecc.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 13
Gruppo 2a centr.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 14
Gruppo 2a ecc.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 15
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE rara 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE rara 2
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE frequente 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE frequente 2
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE quasi permanente 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE quasi permanente 2

P.p.	Perm.	Attrito	
		Ψ_0	γ_{G2}
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00

t.	Ψ_2
0,20	1,00
0,20	1,00
0,20	1,00

MURO FRONTALE - Sezione di base: AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO NORME TECNICHE 2008

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
spinta terreno sismica+statica		3.081	7.492
spinta riposo	46,99	2.347	4.537
spinta attiva	29,86	1.491	2.883
spinta per sovraccarichi	27,84	2.780	8.062

MURO FRONTALE - Sezione di base: AZIONI GLOBALI

	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN)	
Combinazione 11	11.411	9.215	3.389	663	535	197	SLU STR
Combinazione 12	15.064	21.013	7.140	875	1.220	415	
Combinazione 13	15.091	21.019	7.140	876	1.221	415	
Combinazione 14	14.151	19.067	6.488	822	1.107	377	
Combinazione 15	14.171	19.072	6.488	823	1.108	377	
SLE rara 1	11.159	15.565	5.289	648	904	307	SLE
SLE rara 2	10.482	14.124	4.806	609	820	279	
SLE frequente 1	10.482	13.380	4.593	609	777	267	
SLE frequente 2	10.482	13.938	4.753	609	809	276	
SLE quasi permanente 1	8.453	6.826	2.508	491	396	146	
SLE quasi permanente 2	8.453	6.826	2.508	491	396	146	
	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN)	
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 1	12.161	13.578	3.971	706	788	231	
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 2	12.165	13.579	4.003	706	789	232	
perm +0,30 sisma (X+Z) +sisma Y schema 1	12.161	7.363		706	428		
perm +0,30 sisma (X+Z) +sisma Y schema 2	12.165	7.364		706	428		

7.5.2 Verifiche SLU STR

7.5.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione SLU STR13:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	1221 kNm
	N _{Ed} =	-876 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	2.17
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-1911.203
Momento flettente:	2663.745

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.223
--	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.38	-0.17	-247.42	-0.12
bordo inferiore:	Allungamento	1.05	391.30	1.00

7.5.2.2 Verifica a taglio
SEZIONE RETTANGOLARE
Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	1.600	mm
d	altezza utile sezione	1.535	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	$R_{ck}(Mpa) = 40$	$f_{ck}(Mpa) = 33,20$
Acciaio	B 450 C	$f_{yk}(Mpa) = 450$	$f_{yd}(Mpa) = 391,30$
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		$f_{cd}(Mpa) = 18,81$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	5	24	2.261,95	0,0015
	0	0	0,00	0,0000
				0,0015

Elementi senza armature resistenti a taglio
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,36	
V_{min}	resistenza minima	0,3202	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	415,00 kN	
Vrd =	491,49 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,034019178
SEN θ	0,184442885
θ	10,63 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio
con le bielle compresse integre

0,38	5,53	OK
-------------	-------------	-----------

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	415 kN
Vrsd =	520 kN
Vrzd =	7.644 kN

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	396 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
R _{ck} :	40.0
f _{yk} :	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammisibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.86	-4.54
bordo inferiore:	0.88	5.02
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.789
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		22.62

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	809 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-1.75	-9.28
bordo inferiore:	1.80	10.26
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.789
Area totale acciaio superiore(cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		22.62

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	904 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-1.96	-10.37
bordo inferiore:	2.01	11.47

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.789
Area totale acciaio superiore(cm ²):	10.05
Area totale acciaio inferiore(cm ²):	22.62

VERIFICA SODDISFATTA

7.6 Verifica del muro laterale

7.6.1 Sollecitazioni sul muro laterale

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$

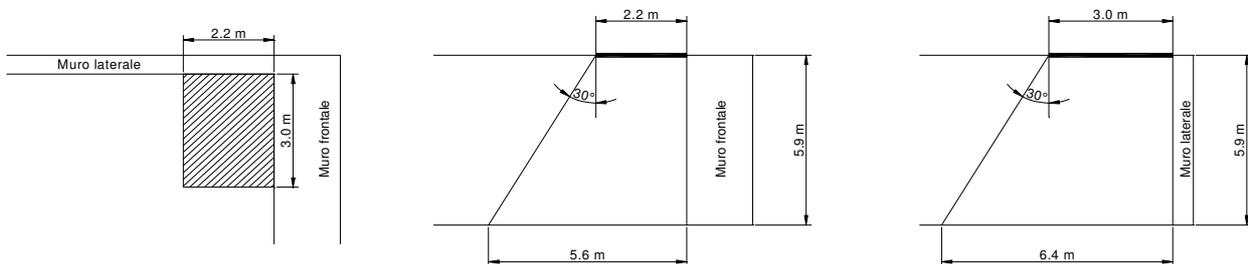
Peso specifico del terreno $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

$$q_{\text{sommità}} = \frac{600}{3 \cdot 2,2} + 9 = 99,91 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico alla sommità $p_{\text{sovr.somm}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 99,91 = 42,60 \text{ kN/m}^2$

In un rilevato correttamente consolidato si può assumere una diffusione del carico a 30° :



Alla base del muro laterale il sovraccarico vale:

$$q_{\text{base}} = \frac{600}{5,6 \cdot 6,4} + 9 = 25,74 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico alla base $p_{\text{sovr.base}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 25,74 = 10,98 \text{ kN/m}^2$

Considerando come schema statico una mensola di altezza 5,90 m incastrata alla base e di larghezza unitaria, si ricavano il momento ed il taglio alla base dovuti al sovraccarico:

$$M_{\text{sovr.}} = 10,98 \cdot \frac{5,9^2}{2} + \frac{42,60 - 10,98}{2} \cdot 5,9 \cdot \frac{2}{3} \cdot 5,9 = 558 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sovr.}} = 10,98 \cdot 5,9 + \frac{42,60 - 10,98}{2} \cdot 5,9 = 158 \text{ kN/m}$$

Spinta a riposo del terreno alla base $p_1 = k_0 \cdot \sigma_v = (1 - \text{sen}35) \cdot 19,00 \cdot 5,90 = 47,80 \text{ kN/m}^2$

Combinazione STR1: Si considera, oltre alla spinta a riposo del terreno, la spinta del sovraccarico al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 1, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{sd} = 47,80 \cdot 1,35 \cdot \frac{5,90^2}{6} + 558 \cdot 1,35 = 1128 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 47,80 \cdot 1,35 \cdot \frac{5,90}{2} + 158 \cdot 1,35 = 404 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN / m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle “Norme Tecniche 2008” al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,0828 = 0,1242$$

Sovrappressioni sismiche secondo il metodo di Wood:

$$p_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma \cdot h = 0,0828 \cdot 1,5 \cdot 19,00 \cdot 5,90 = 13,92 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di spinta attiva si valuta come:

$$k_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0,27$$

Spinta attiva del terreno:

$$p_{Att.} = k_a \cdot \sigma_v = 0,27 \cdot 19,00 \cdot 5,90 = 30,27 \text{ kN/m}^2$$

Forze di inerzia:

$$F_i = k_h \cdot P = 0,124 \cdot (1,00 \cdot 5,90 \cdot 0,60 \cdot 25) = 11,00 \text{ kN / m}$$

$$M_{sd} = 30,27 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90^2}{6} + 13,92 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90^2}{2} + 558 \cdot 0,20 + 11,00 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90}{2} = 562 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 30,27 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90}{2} + 13,92 \cdot 5,90 + 0,20 \cdot 158 + 11,00 = 214 \text{ kN / m}$$

Combinazione SLE (combinazione quasi permanente):

$$M_{sd} = 47,8 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90^2}{6} = 277 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione frequente):

$$M_{sd} = 47,8 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90^2}{6} + 0,75 \cdot 558 = 696 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione rara):

$$M_{sd} = 47,8 \cdot 1,00 \cdot \frac{5,90^2}{6} + 1,00 \cdot 558 = 835 \text{ kNm/m}$$

7.6.2 Verifiche SLU STR

7.6.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100	
	altezza (cm)	60	
ARMATURA	tesa 1° strato	10 ϕ 24	copriferro 6 cm
	tesa 2° strato	10 ϕ 20	copriferro 11 cm
	compressa	5 ϕ 16	copriferro 6 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	1128 kNm	
	$N_{Ed} =$	0 kN	

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.19
Campo di rottura della sezione:	3
Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.107
Momento flettente:	1349.144
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.171

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-391.30	-0.23
bordo inferiore:	Allungamento	0.88	391.30	0.75

Combinazione Sismica

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100	
	altezza (cm)	60	
ARMATURA	tesa 1° strato	10φ24	copriferro 6 cm
	tesa 2° strato	10φ20	copriferro 11 cm
	compressa	5φ16	copriferro 6 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	562 kNm	
	N _{Ed} =	0 kN	

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.: **2.38**
 Campo di rottura della sezione: 3

Sollecitazioni resistenti
 Sforzo normale: -0.107
 Momento flettente: 1349.144

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 0.171

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-391.30	-0.23
bordo inferiore:	Allungamento	0.88	391.30	0.75

7.6.2.2 Verifica a taglio

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	600	mm
d	altezza utile sezione	540	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 40$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 33,20$
Acciaio	B 450 C	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 450$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 391,30$

γ_c	1,50	γ_m	1,15	$f_{cd}(\text{Mpa}) = 18,81$
------------	------	------------	------	------------------------------

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	10	22	3.801,33	0,0070
	10	20	3.141,59	0,0058
				0,0129

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,61	
V_{min}	resistenza minima	0,4114	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	404,00 kN	
Vrd =	364,29 kN	

NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,034019178
SEN θ	0,184442885
θ	10,63 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio
con le bielle compresse integre**

0,38	5,53	OK
-------------	-------------	-----------

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	404 kN
Vrds =	457 kN
Vrds =	1.855 kN

VERIFICA SODDISFATTA

7.6.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100	
	altezza (cm)	60	
ARMATURA	tesa 1° strato	10 ϕ 24	copriferro 6 cm
	tesa 2° strato	10 ϕ 20	copriferro 11 cm
	compressa	5 ϕ 16	copriferro 6 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	277 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-4.76	-53.62
bordo inferiore:	Allungamento	81.99
Fessura (mm) :		0.04
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.242
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		76.65

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100	
	altezza (cm)	60	
ARMATURA	tesa 1° strato	10φ24	copriferro 6 cm
	tesa 2° strato	10φ20	copriferro 11 cm
	compressa	5φ16	copriferro 6 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	696 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-11.95	-134.73
bordo inferiore:	Allungamento	206.02
Fessura (mm) :		0.13
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.242
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		76.65

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100	
	altezza (cm)	60	
ARMATURA	tesa 1° strato	10φ24	copriferro 6 cm
	tesa 2° strato	10φ20	copriferro 11 cm
	compressa	5φ16	copriferro 6 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	835 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-14.33	-161.63
bordo inferiore:	Allungamento	247.17
Fessura (mm) :		0.16
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.242
Area totale acciaio superiore(cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		76.65

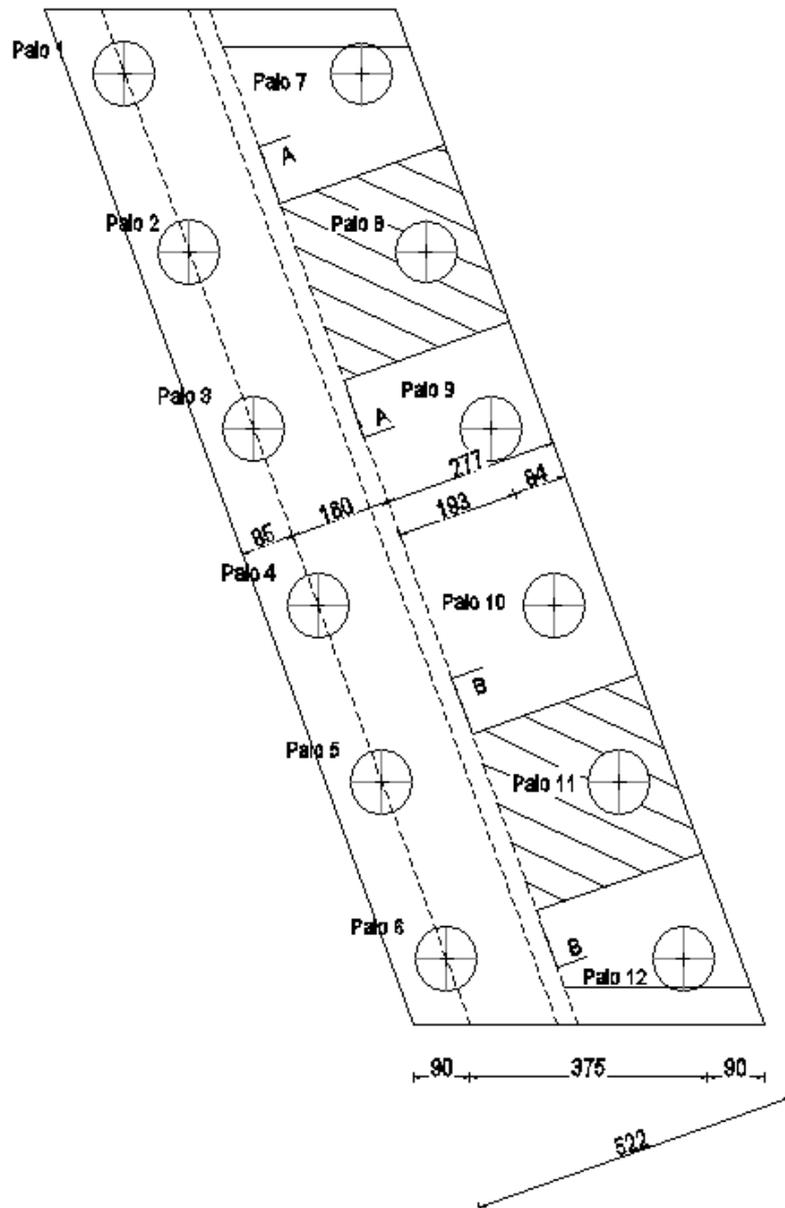
VERIFICA SODDISFATTA

7.7 Verifica della fondazione

7.7.1 Sollecitazioni SLU STR sulla fondazione

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

Il momento flettente è calcolato rispetto a due sezioni, A-A e B-B, indicate nella Figura seguente.



Il calcolo viene eseguito considerando come schema statico una mensola di lunghezza 2,77 m e larghezza di 3,0 m pari all'interasse dei pali, incastrata nel muro frontale. Tale mensola è soggetta a forze concentrate verso l'alto costituite dal carico assiale nei pali ed al peso proprio della fondazione e del terreno e al sovraccarico.

La fila anteriore di pali si trova al di sotto dell'impronta del muro frontale, per cui non genera momento flettente; i pali 7 e 12 sono parzialmente al di sotto del muro laterale, quindi nel calcolo delle sollecitazioni flettenti nella fondazione si considerano le azioni assiali nei pali da P8 a P11.

Si riporta la tabella con indicate le azioni assiali sui pali. In particolare nel calcolo si considera:

$P_{MIN} = 668 \text{ kN}$ (palo 11) $P_{MAX} = 1193 \text{ kN}$ (palo 8)

Si considera un terrapieno di altezza 5,9 m ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$).

Alla base del muro laterale il sovraccarico vale:

$$q_{base} = \frac{600}{9,0 \cdot 9,8} + 9 = 15,80 \text{ kN/m}^2 \text{ considerando diffusione a } 30^\circ \text{ in entrambe le direzioni e da entrambi i}$$

lati.

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2008

	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)	T (kN)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)	P_4 (kN)	P_5 (kN)	P_6 (kN)	P_7 (kN)	P_8 (kN)	P_9 (kN)	P_{10} (kN)	P_{11} (kN)	P_{12} (kN)
SLU STR	2.905	1.123	483,02	2.905	2.899	2.893	2.887	2.880	2.874	1.154	1.148	1.141	1.135	1.129	1.123
	3.974	662	683,46	3.974	3.907	3.840	3.773	3.706	3.639	998	931	864	797	729	662
	4.077	564	683,46	4.077	3.974	3.870	3.766	3.663	3.559	1.082	978	875	771	668	564
	3.763	722	657,22	3.763	3.715	3.666	3.618	3.569	3.521	964	915	867	818	770	722
	3.840	648	657,22	3.840	3.764	3.688	3.613	3.537	3.461	1.027	951	875	799	724	648
	3.604	880	573,07	3.604	3.526	3.448	3.370	3.292	3.214	1.270	1.192	1.114	1.036	958	880
	3.607	881	573,07	3.607	3.529	3.451	3.373	3.295	3.217	1.271	1.193	1.115	1.037	959	881
	3.708	776	633,32	3.708	3.655	3.602	3.548	3.495	3.442	1.043	989	936	883	829	776
	3.785	702	633,32	3.785	3.705	3.624	3.543	3.463	3.382	1.106	1.025	944	864	783	702

Calcolo delle sollecitazioni SLU STR nella sezione di incastro con il muro frontale: SEZIONE A-A

Il momento agente in corrispondenza della sezione A-A vale quindi:

$$M_{Ed,max+} = 1,35 \cdot 1193 \cdot 1,93 - 1,00 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 25 \cdot \frac{2,77}{2} - 1,00 \cdot (5,9 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 19 \cdot \frac{2,77}{2} =$$

$$= +1387 \text{ kNm/3 m} = 462 \text{ kNm/m}$$

Il taglio agente in corrispondenza della sezione A-A vale:

$$V_{Ed,max+} = 1,35 \cdot 1193 - 1,00 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 25 - 1,00 \cdot (5,9 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 19 =$$

$$= +367 \text{ kN/3 m} = 122 \text{ kN/m}$$

Calcolo delle sollecitazioni SLU STR nella sezione di incastro con il muro frontale: SEZIONE B-B

Il momento agente in corrispondenza della sezione B-B vale quindi:

$$M_{Ed,max-} = 1,00 \cdot 668 \cdot 1,93 - 1,35 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 25) \cdot \frac{2,77^2}{2} - 1,35 \cdot (5,9 \cdot 3,0 \cdot 19) \cdot \frac{2,77^2}{2} - 1,35 \cdot 15,80 \cdot 3,0 \cdot \frac{2,77^2}{2} =$$

$$= -1281 \text{ kNm/3 m} = -427 \text{ kNm/m}$$

Il taglio agente in corrispondenza della sezione B-B vale:

$$V_{Ed,max-} = 1,00 \cdot 668 - 1,35 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 25 - 1,35 \cdot (5,9 \cdot 3,0 \cdot 2,77) \cdot 19 - 1,35 \cdot 15,80 \cdot 3,0 \cdot 2,77 =$$

$$= -1.188 \text{ kN/3 m} = -396 \text{ kN/m}$$

7.7.2 Verifiche SLU STR

7.7.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	150
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	10 ϕ 22
	compressa	10 ϕ 22
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	462 kNm
	$N_{Ed} =$	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	35.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-16.5
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	4.55
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.024
Momento flettente:	2053.829

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.141
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-13.03	-0.11	-120.38	-0.06
bordo inferiore:	Allungamento	1.05	391.30	1.00

7.7.2.2 Verifica a taglio

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	1.500	mm
d	altezza utile sezione	1.435	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 28/35	R_{ck} (Mpa)= 35	f_{ck} (Mpa)= 29,05
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		f_{cd} (Mpa)= 16,46	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	10	22	3.801,33	0,0026
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
				0,0026

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,37	
v_{min}	resistenza minima	0,3036	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	396,00 kN	
Vrd =	466,89 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	1,67	600	22	634,82
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,042755329
SEN θ	0,206773618
θ	11,93 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre

0,41 4,84 OK

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	396 kN
Vrds =	535 kN
Vrcd =	6.253 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8 ANALISI SPALLA 1

8.1 Azioni

Le azioni trasmesse dall'impalcato sulla spalla, sono state valutate realizzando un modello a graticcio dell'impalcato mediante l'utilizzo del programma di calcolo SAP 2000. Per la determinazione delle azioni sismiche si è realizzato un secondo modello ad elementi finiti in SAP 2000, in cui oltre all'impalcato (graticcio) si sono modellati anche i muri frontali delle spalle incastrati alla base. Il peso proprio delle sottostrutture invece è determinato manualmente a partire dal peso specifico degli elementi strutturali e del terreno e dalle dimensioni geometriche.

8.1.1 Peso proprio delle sottostrutture e della terra

Fondazione	$5,22 \cdot 17,22 \cdot 1,50 \cdot 25,00 = 3.371 \text{ kN}$
Muro frontale	$2,00 \cdot 17,22 \cdot 1,60 \cdot 25,00 = 1.378 \text{ kN}$
Ringrosso	$2,00 \cdot 17,22 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 258 \text{ kN}$
Muro paraghiaia	$2,30 \cdot 17,22 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 297 \text{ kN}$
Muri laterali	$2 \cdot 1,25 \cdot 4,40 \cdot 0,50 \cdot 25,00 = 138 \text{ kN}$
Terra	$1,88 \cdot 16,02 \cdot 4,3 \cdot 19,00 = 2.461 \text{ kN}$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	5,22	17,22	1,50	1	25	3.371	0,00	2,61	8.798
muro frontale	2	1,60	17,22	2,00	1	25	1.378	0,85	1,65	2.273
ringrosso	3	0,30	17,22	2,00	1	25	258	3,05	3,20	827
paraghiaia	4	0,30	17,22	2,30	1	25	297	2,15	2,30	683
muri laterali	5	1,25	0,50	4,40	2	25	138	3,35	3,98	547
terra	6	1,88	16,02	4,30	1	19	2.461	3,35	4,29	10.556
							7.902			23.683

altezza fronte vento ponte scarico (m)	4,95
altezza fronte vento ponte carico (m)	4,95
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	1,40
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	2,61

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
1	0,79	12

8.1.2 Azioni verticali trasmesse dall'impalcato

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	4.566	0	0	6.392	-1.064
permanenti	1.088	0	0	1.523	-279
mezzi centrati	2.722	0	0	3.811	3.248
mezzi eccentrici	2.783	0	0	3.896	6.288
folla centrata	0	0	0	0	0
folla eccentrica	0	0	0	0	0
frenamento	0	212	77	-743	-270
attrito	0	162	59	-566	-206
vento: impalcato scarico	0	36	98	-314	864
vento: impalcato carico	0	36	98	-314	864
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	409	1.003	1.177	3.912	4.590

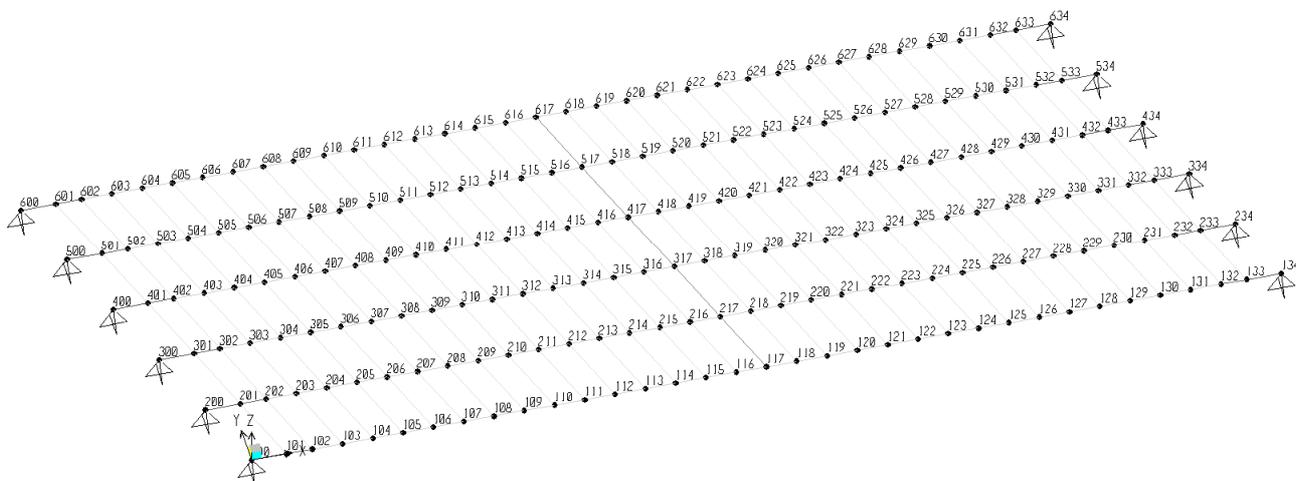
Mt H Obliquità ° rad
 226 20,00 0,35
 256 172
 256 104
 104

Eccentricità dei carichi verticali (mt) **0,05**

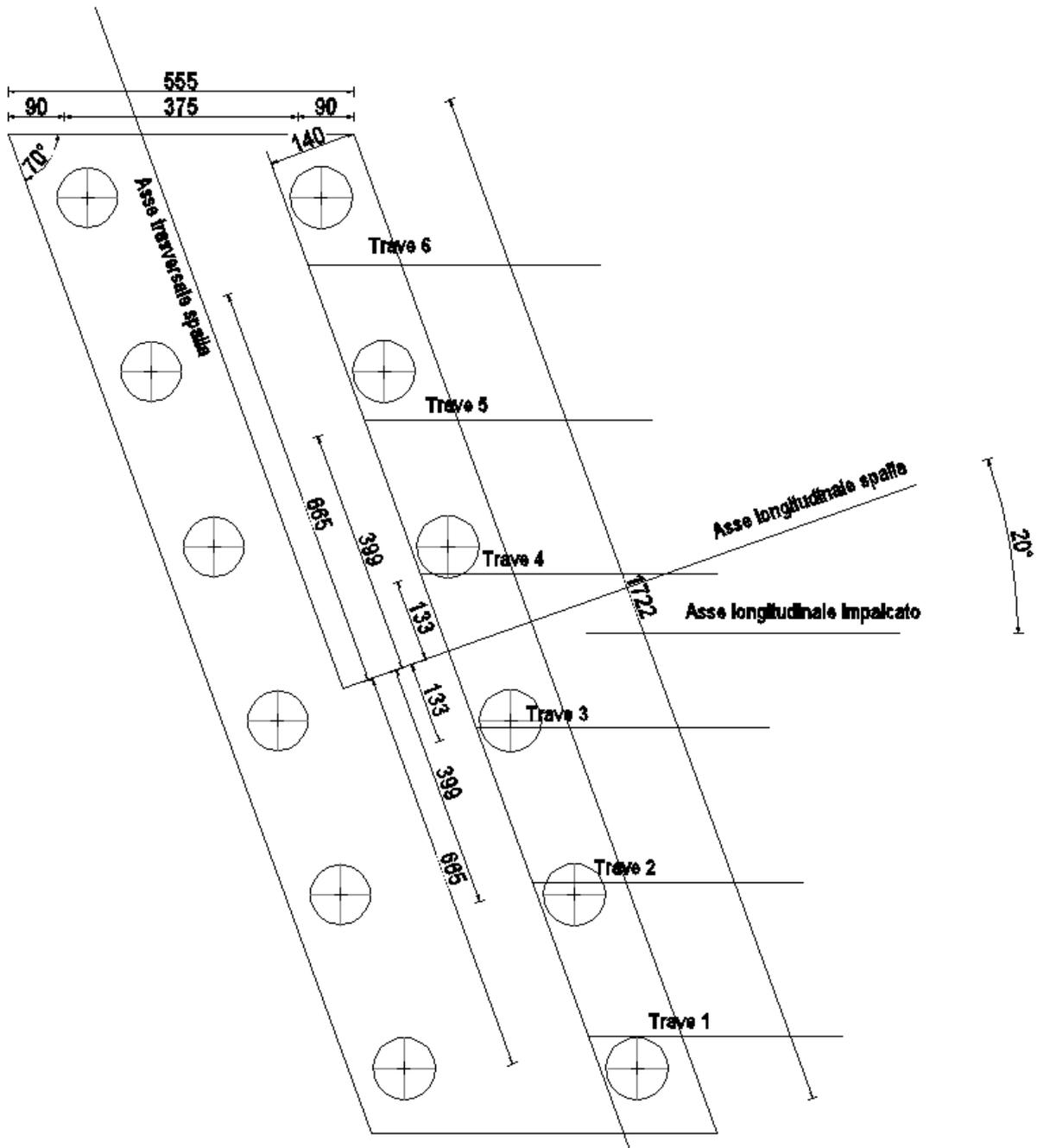
momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

Dal modello a graticcio in SAP 2000 si ricavano i valori delle reazioni trasmesse dall'impalcato riportate in seguito.

Nella figura successiva si riporta una schematizzazione del modello in SAP 2000. La modellazione riguarda le travi principali in CAP, il traverso di campata, i traversi di appoggio e la soletta.



Nella figura seguente è rappresentata la vista in pianta della spalla 1 con indicate le distanze trasversali degli appoggi delle travi dall'asse longitudinale della spalla per il calcolo dei momenti trasversali agenti sulla spalla.



8.1.2.1 *Peso strutturale (travi in CAP e traversi in c.a., permanenti di 1a fase, soletta)*

Reazione trave 1	$R_1 = 849 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 728 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 774 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 766 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 804 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 645 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 849 + 728 + 774 + 766 + 804 + 645 = 4.566 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (-849 + 645) \cdot 6,65 + (-728 + 804) \cdot 3,99 + (-774 + 766) \cdot 1,33 = -1.064 \text{ kNm}$$

8.1.2.2 *Carichi permanenti di 2a fase (cordoli, pavimentazione, barriere e reti di protezione)*

Reazione trave 1	$R_1 = 320 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 103 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 143 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 134 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 116 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 272 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 320 + 103 + 143 + 134 + 116 + 272 = 1.088 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (-320 + 272) \cdot 6,65 + (-103 + 116) \cdot 3,99 + (-143 + 134) \cdot 1,33 = -279 \text{ kNm}$$

8.1.2.3 *Carichi accidentali centrati*

Reazione trave 1	$R_1 = 134 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 275 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 475 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 834 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 720 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 283 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 134 + 275 + 475 + 834 + 720 + 283 = 2.722 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (283 - 134) \cdot 6,65 + (720 - 275) \cdot 3,99 + (834 - 475) \cdot 1,33 = 3.428 \text{ kNm}$$

8.1.2.4 Carichi accidentali eccentrici

Reazione trave 1	$R_1 = 125 \text{ kN}$
Reazione trave 2	$R_2 = 214 \text{ kN}$
Reazione trave 3	$R_3 = 375 \text{ kN}$
Reazione trave 4	$R_4 = 592 \text{ kN}$
Reazione trave 5	$R_5 = 800 \text{ kN}$
Reazione trave 6	$R_6 = 676 \text{ kN}$

L'azione verticale totale risulta:

$$N = 125 + 214 + 375 + 592 + 800 + 676 = 2.783 \text{ kN}$$

Il momento trasversale risulta:

$$M_T = (676 - 125) \cdot 6,65 + (800 - 214) \cdot 3,99 + (592 - 375) \cdot 1,33 = 6.288 \text{ kNm}$$

8.1.3 Azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato

8.1.3.1 Azione longitudinale di frenamento

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 34,00 = 452 \text{ kN}$$

Quindi su ciascuna spalla:

$$Q_3 = 452 / 2 = 226 \text{ kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico q_{1k} .

Il frenamento agente lungo l'asse longitudinale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 226 \cdot \cos 20^\circ = 212 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 226 \cdot \sin 20^\circ = 77 \text{ kN}$$

8.1.3.2 Azione trasversale centrifuga

Assente.

8.1.3.3 Azione trasversale del vento

Il momento trasversale si ottiene moltiplicando il momento torcente agente sull'impalcato, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, per la semilunghezza del ponte:

$$M_T = 1.507 \cdot 17,00 \cdot 10^{-2} = 256 \text{ kNm}$$

Tale momento si scompone in due momenti, uno trasversale alla spalla e uno longitudinale alla spalla:

$$M_{LONG} = 256 \cdot \sin 20^\circ = 88 \text{ kN}$$

$$M_{TRASV} = 256 \cdot \cos 20^\circ = 241 \text{ kN}$$

Inoltre l'azione trasversale agente sulla spalla si ottiene moltiplicando l'azione trasversale del vento agente sull'impalcato per la semilunghezza del ponte:

$$H_T = 609 \cdot 17,00 \cdot 10^{-2} = 104 \text{ kN}$$

L'azione trasversale del vento agente lungo l'asse trasversale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 104 \cdot \sin 20^\circ = 36 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 104 \cdot \cos 20^\circ = 98 \text{ kN}$$

8.1.3.4 Azione longitudinale di attrito

Si considera un'azione di attrito, trasmessa dagli appoggi alle sottostrutture pari al 3,00% dei carichi permanenti.

$$H_T = 0,03 \cdot (4.566 + 1.088) = 172 \text{ kN}$$

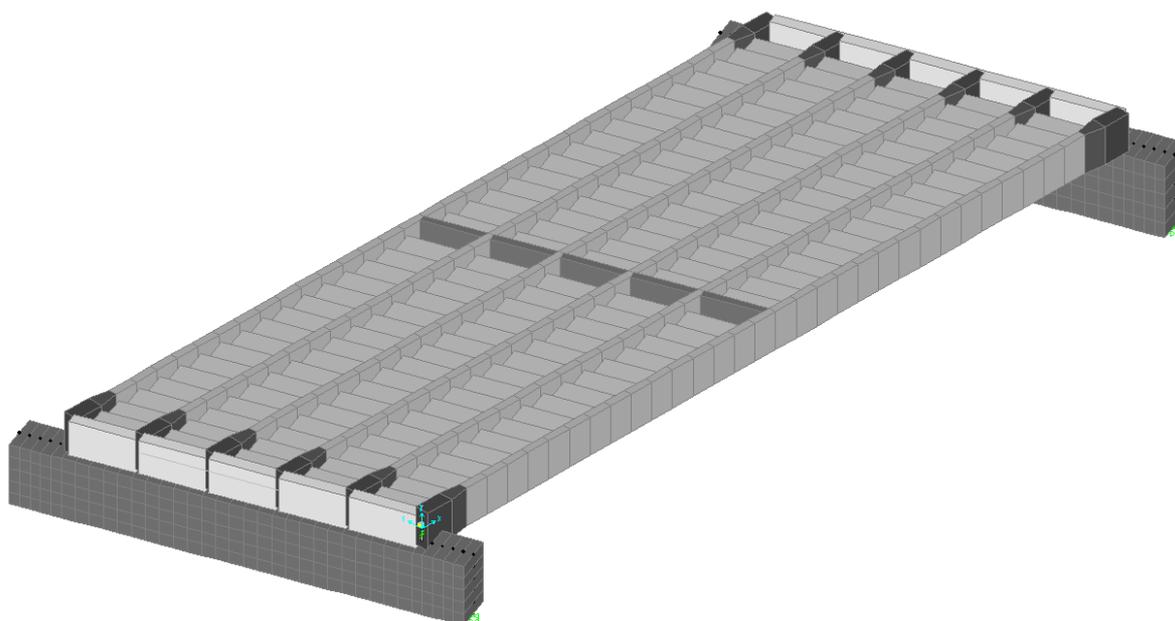
L'attrito agente lungo l'asse longitudinale dell'impalcato si scompone in due forze, una lungo l'asse trasversale della spalla e una diretta lungo l'asse longitudinale della spalla:

$$H_{LONG} = 172 \cdot \cos 20^\circ = 162 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 172 \cdot \sin 20^\circ = 59 \text{ kN}$$

8.1.3.5 Azioni sismiche

Con riferimento all'azione sismica descritta al paragrafo 6.6. della presente relazione di calcolo si sono determinate le azioni sismiche trasmesse dall'impalcato alle spalle, mediante un modello ad elementi finiti in SAP 2000. Sono stati modellati l'impalcato a graticcio e i muri frontali delle spalle come elementi shell, incastrati alla base. Nella figura seguente si riporta il modello SAP 2000.



Le azioni sismiche sulla spalla 1 sono:

$$N = 409 \text{ kN}$$

$$H_{LONG} = 705 \text{ kN}$$

$$H_{TRASV} = 996 \text{ kN}$$

8.2 Combinazioni

8.2.1 Statiche

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro	
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1	
SLU GEO	Vento	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,30									1,00	1,00
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Qi}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q
SLU STR	Vento	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50									1,00	1,20
	Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
SLE	Vento	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00									1,00	1,00
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

8.2.2 Sismiche

Secondo le "Norme Tecniche 2008" le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l'azione sismica e Qkj sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

	Combinazioni	Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.		Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SISMA	22	SISMA long	SISMA X N+	1,00	1,00	0,20	1,00	0,30	0,30
	23	SISMA trasv	SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20	0,30	1,00	0,30

8.3 Verifica dei pali di fondazione

8.3.1 Calcolo delle azioni sui pali

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	5,22	17,22	1,50	1	25	3.371	0,00	2,61	8.798
muro frontale	2	1,60	17,22	2,00	1	25	1.378	0,85	1,65	2.273
ringrosso	3	0,30	17,22	2,00	1	25	258	3,05	3,20	827
paraghiaia	4	0,30	17,22	2,30	1	25	297	2,15	2,30	683
muri laterali	5	1,25	0,50	4,40	2	25	138	3,35	3,98	547
terra	6	1,88	16,02	4,30	1	19	2.461	3,35	4,29	10.556
							7.902			23.683

altezza fronte vento ponte scarico (m)	4,95
altezza fronte vento ponte carico (m)	4,95
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	1,40
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	2,61

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
1	0,79	12

COORDINATE PALI

n.ro palo	y (m)	x (m)	W long	W trasv
1	6,86	1,76	21,12	46,63
2	3,86	1,76	21,12	82,88
3	0,86	1,76	21,12	371,99
4	-2,14	1,76	21,12	-149,49
5	-5,14	1,76	21,12	-62,24
6	-8,14	1,76	21,12	-39,30
7	8,14	-1,76	-21,12	39,30
8	5,14	-1,76	-21,12	62,24
9	2,14	-1,76	-21,12	149,49
10	-0,86	-1,76	-21,12	-371,99
11	-3,86	-1,76	-21,12	-82,88
12	-6,86	-1,76	-21,12	-46,63
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	4.566	0	0	6.392	-1.064
permanenti	1.088	0	0	1.523	-279
mezzi centrati	2.722	0	0	3.811	3.248
mezzi eccentrici	2.783	0	0	3.896	6.288
folia centrata	0	0	0	0	0
folia eccentrica	0	0	0	0	0
frenamento	0	212	77	-743	-270
attrito	0	162	59	-566	-206
vento: impalcato scarico	0	36	98	-314	864
vento: impalcato carico	0	36	98	-314	864
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	409	1.003	1.177	3.912	4.590

Mt H ° rad
 226 Obliquità 20,00 0,35
 172
 256 104
 256 104

Eccentricità dei carichi verticali (mt) 0,05

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

PARAMETRI SISMICI

accelerazione di picco	$\alpha/g=$	0,0850
coefficiente orizzontale	$=S_s \times S_T=$	1,50
coefficiente verticale	$=S_s \times S_T=$	1,00
	$a_{max}=$	0,128
	βm	1,00
	$K_h=$	0,128
$K_v=0,5 K_h$	$K_v=$	0,064
	$\theta_1=$	0,119
	$\theta_2=$	0,135

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m ³	γ
Angolo di attrito terreno rilevato	0,611	rad	ϕ 35,00 °
Angolo di attrito terreno di base	0,611	rad	ϕ 35,00 °
Angolo di inclinazione del muro	1,571	rad	ψ 90,00 °
Angolo di inclinazione del terreno	0,000	rad	β 0,00 °
Angolo di resistenza terra-muro	0,407	rad	δ 23,33 °
Coefficiente di spinta del terreno	$K_1=$	0,320	
	$K_2=$	0,332	

 $K_2+K_o-K_a$ 0,49

 $K_x=$ 0,128 $K_y=$ 0,128 $K_v=$ 0,064

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
Ed= spinta terreno sismica+statica		1.945	-4.198
spinta a riposo	46,99	2.347	-4.537
spinta attiva	29,86	1.491	-2.883
spinta passiva plinto	0,00	0	0
spinta per sovraccarichi	27,83	1.394	-3.475

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	504	1.007	1.007	2.230	2.230
Sisma -	-347	-694	-694	-1.085	-1.085

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> _{rib} (kNm)	<i>M</i> stab (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	14.620	-6.872	34.924	5,08	1,92	0,69	SLU GEO
Combinazione 2	17.751	-10.705	39.149	3,66	1,60	1,01	
Combinazione 3	17.821	-10.705	39.244	3,67	1,60	1,01	
Combinazione 4	16.968	-10.561	38.093	3,61	1,62	0,99	
Combinazione 5	17.021	-10.561	38.164	3,61	1,62	0,99	
Combinazione 6	16.968	-9.140	39.514	4,32	1,79	0,82	
Combinazione 7	17.021	-9.140	39.585	4,33	1,79	0,82	
Combinazione 8	16.968	-9.706	38.093	3,92	1,67	0,94	
Combinazione 9	17.021	-9.706	38.164	3,93	1,67	0,94	
Combinazione 10	18.833	-8.040	44.080	5,48	1,91	0,70	SLU STR
Combinazione 11	22.507	-12.543	49.041	3,91	1,62	0,99	
Combinazione 12	22.590	-12.543	49.152	3,92	1,62	0,99	
Combinazione 13	21.589	-12.374	47.801	3,86	1,64	0,97	
Combinazione 14	21.651	-12.374	47.884	3,87	1,64	0,97	
Combinazione 15	21.589	-10.606	49.568	4,67	1,80	0,81	
Combinazione 16	21.651	-10.606	49.652	4,68	1,80	0,81	
Combinazione 17	21.589	-11.370	47.801	4,20	1,69	0,92	
Combinazione 18	21.651	-11.370	47.884	4,21	1,69	0,92	
Comb SLE 1	13.556	-5.417	31.316	5,78	1,91	0,70	SLE
Comb SLE 2	16.278	-8.766	34.991	3,99	1,61	1,00	
Comb SLE 3	16.339	-8.766	35.073	4,00	1,61	1,00	
Comb SLE 4	15.597	-8.641	34.072	3,94	1,63	0,98	
Comb SLE 5	15.643	-8.641	34.134	3,95	1,63	0,98	
Comb SLE 6	15.597	-7.332	35.381	4,83	1,80	0,81	
Comb SLE 7	15.643	-7.332	35.443	4,83	1,80	0,81	
Comb SLE 8	15.597	-7.897	34.072	4,31	1,68	0,93	
Comb SLE 9	15.643	-7.897	34.134	4,32	1,68	0,93	
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 1	14.918	-11.472	32.295	2,82	1,40	1,21	SLV
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 2	14.943	-11.472	32.328	2,82	1,40	1,21	

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 1	14.620	10.108	-2.344	3.215	SLU GEO
Combinazione 2	17.751	17.885	1.841	4.816	
Combinazione 3	17.821	17.973	5.337	4.816	
Combinazione 4	16.968	16.755	596	4.659	
Combinazione 5	17.021	16.821	3.218	4.659	
Combinazione 6	16.968	13.914	3.428	3.848	
Combinazione 7	17.021	13.980	3.428	3.848	
Combinazione 8	16.968	15.900	907	4.415	
Combinazione 9	17.021	15.966	3.529	4.415	
Combinazione 10	18.833	13.113	-2.873	3.741	SLU STR
Combinazione 11	22.507	22.246	2.030	5.621	
Combinazione 12	22.590	22.350	6.134	5.621	
Combinazione 13	21.589	20.919	569	5.437	
Combinazione 14	21.651	20.997	3.647	5.437	
Combinazione 15	21.589	17.385	3.822	4.427	
Combinazione 16	21.651	17.463	3.822	4.427	
Combinazione 17	21.589	19.916	934	5.150	
Combinazione 18	21.651	19.994	4.012	5.150	
Comb SLE 1	13.556	9.482	-2.001	2.510	SLE
Comb SLE 2	16.278	16.261	1.593	3.903	
Comb SLE 3	16.339	16.337	4.633	3.903	
Comb SLE 4	15.597	15.278	510	3.767	
Comb SLE 5	15.643	15.335	2.790	3.767	
Comb SLE 6	15.597	12.660	2.919	3.019	
Comb SLE 7	15.643	12.717	2.919	3.019	
Comb SLE 8	15.597	14.534	781	3.554	
Comb SLE 9	15.643	14.592	3.061	3.554	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	14.918	10.315	1.353	4.132	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	14.943	10.330	3.304	4.132	

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2008

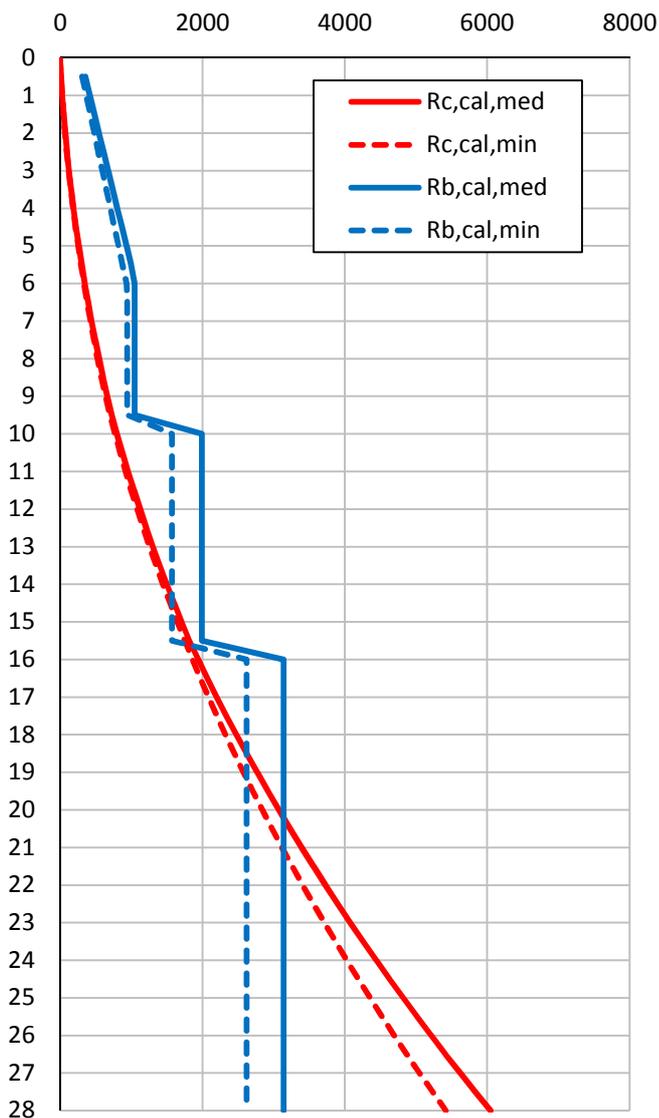
	<i>P max</i> (kN)	<i>P min</i> (kN)	<i>T</i> (kN)	<i>P 1</i> (kN)	<i>P 2</i> (kN)	<i>P 3</i> (kN)	<i>P 4</i> (kN)	<i>P 5</i> (kN)	<i>P 6</i> (kN)	<i>P 7</i> (kN)	<i>P 8</i> (kN)	<i>P 9</i> (kN)	<i>P 10</i> (kN)	<i>P 11</i> (kN)	<i>P 12</i> (kN)
SLU GEO	1.757	680	267,90	1.647	1.669	1.691	1.713	1.735	1.757	680	702	724	746	768	790
	2.366	593	401,32	2.366	2.348	2.331	2.314	2.296	2.279	679	662	645	627	610	593
	2.451	520	401,32	2.451	2.400	2.350	2.300	2.250	2.200	770	720	670	620	570	520
	2.220	608	388,28	2.220	2.215	2.209	2.203	2.198	2.192	636	630	625	619	614	608
	2.284	553	388,28	2.284	2.254	2.223	2.193	2.163	2.133	704	674	643	613	583	553
	2.146	682	320,65	2.146	2.114	2.082	2.050	2.018	1.986	842	810	778	746	714	682
	2.154	683	320,65	2.154	2.122	2.090	2.057	2.025	1.993	844	812	779	747	715	683
	2.186	642	367,93	2.186	2.178	2.169	2.161	2.152	2.144	684	676	667	659	650	642
	2.250	587	367,93	2.250	2.217	2.184	2.151	2.118	2.085	752	719	686	653	620	587
SLU STR	2.263	875	311,76	2.129	2.156	2.183	2.210	2.236	2.263	875	902	929	956	983	1.010
	2.972	779	468,39	2.972	2.953	2.934	2.915	2.896	2.877	874	855	836	817	798	779
	3.072	693	468,39	3.072	3.015	2.957	2.900	2.842	2.785	980	923	865	808	750	693
	2.802	796	453,08	2.802	2.796	2.791	2.786	2.780	2.775	823	818	812	807	802	796
	2.877	732	453,08	2.877	2.842	2.808	2.774	2.740	2.706	903	869	834	800	766	732
	2.704	894	368,94	2.704	2.668	2.632	2.597	2.561	2.525	1.073	1.037	1.001	966	930	894
	2.713	895	368,94	2.713	2.677	2.641	2.605	2.570	2.534	1.075	1.039	1.003	967	931	895
	2.762	836	429,19	2.762	2.753	2.745	2.736	2.727	2.718	880	871	862	854	845	836
	2.837	772	429,19	2.837	2.799	2.762	2.724	2.686	2.649	960	922	884	847	809	772
SLE	1.630	630	209,19	1.536	1.554	1.573	1.592	1.611	1.630	630	649	667	686	705	724
	2.161	552	325,22	2.161	2.146	2.131	2.116	2.101	2.086	627	612	597	582	567	552
	2.234	489	325,22	2.234	2.191	2.148	2.104	2.061	2.017	706	662	619	576	532	489
	2.034	565	313,88	2.034	2.029	2.025	2.020	2.015	2.010	589	585	580	575	570	565
	2.090	518	313,88	2.090	2.063	2.037	2.011	1.985	1.959	648	622	596	570	544	518
	1.962	638	251,55	1.962	1.934	1.907	1.880	1.852	1.825	775	747	720	693	665	638
	1.968	639	251,55	1.968	1.941	1.914	1.886	1.859	1.831	776	748	721	694	666	639
	2.005	595	296,18	2.005	1.997	1.990	1.983	1.975	1.968	631	624	617	610	602	595
	2.060	547	296,18	2.060	2.031	2.003	1.974	1.945	1.917	691	662	633	604	576	547
SLV	1.761	726	344,35	1.761	1.748	1.735	1.723	1.710	1.697	789	777	764	751	738	726
	1.805	685	344,35	1.805	1.774	1.743	1.712	1.681	1.650	840	809	778	747	716	685

8.3.2 Verifica della capacità portante dei pali

Verifica condotta secondo il paragrafo 5.3.1 della presente relazione di calcolo.

8.3.2.1 Pali anteriori

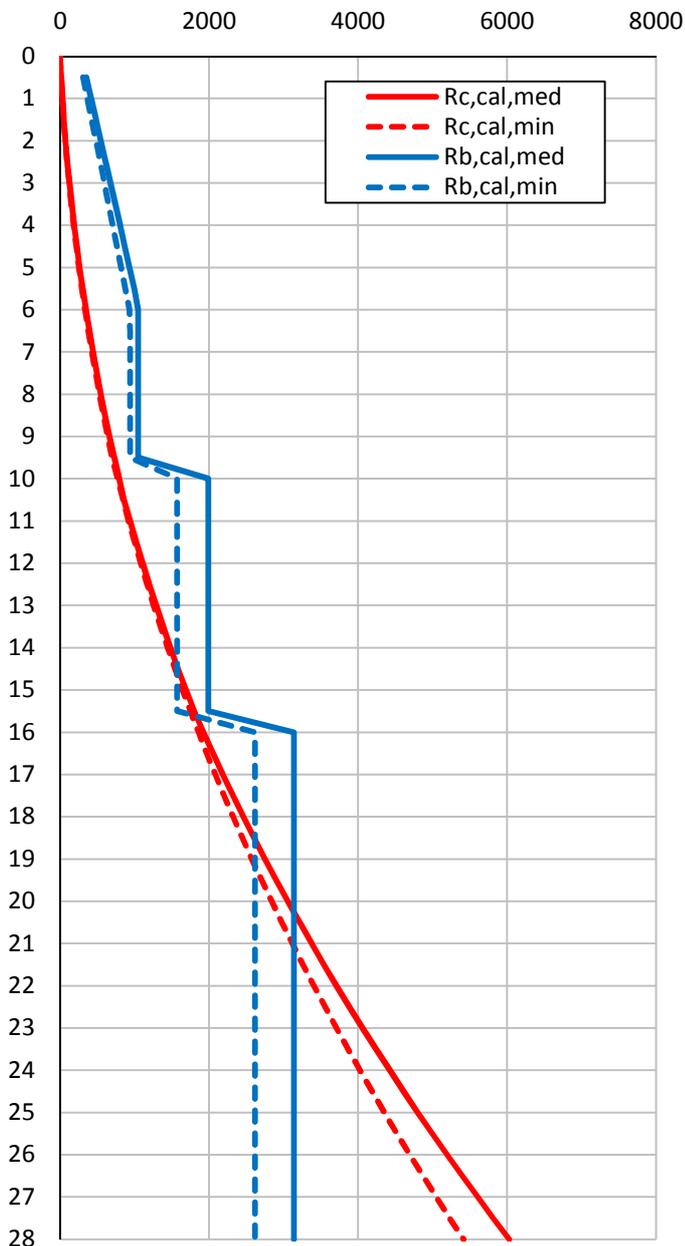
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	1,00 m	$l_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	4820,61 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	25,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	4355,28 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,79 m ²	$R_{b,cal,med} =$	3141,59 kN		
$S_{lat} =$	3,14 m	$R_{b,cal,min} =$	2619,30 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	2809,86 kN
$\eta =$	1,00	W' =	294,52 kN	$R_{b,k} =$	1689,87 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
$\gamma_b =$	1,35				
$\gamma_s =$	1,15	$R_{Rd,c} =$	3400,59 kN	>	$E_{Rd,c} =$ 3072,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,25	$R_{Rd,t} =$	2542,41 kN	>	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO
- SLU GEO [A2+M1+R2]					
$\gamma_b =$	1,70				
$\gamma_s =$	1,45	$R_{Rd,c} =$	2637,35 kN	>	$E_{Rd,c} =$ 2451,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,60	$R_{Rd,t} =$	2050,69 kN	>	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO



Terreno	Falda	Quota (m s.l.m.)	z terreno			γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} (kPa)	ϕ_{med} (°)	K	$T_{lim,med}$ (kPa)	$N_{SPT,med}$ (n° colpi)	$R_{t,cal,med}$			$R_{t,cal,min}$			$N^*_{q,med}$	$q_{b,lim,med}$ (kPa)	$R_{b,cal,med}$ (kN)	$N^*_{q,min}$	$q_{b,lim,min}$ (kPa)	$R_{b,cal,min}$ (kN)	W' (kN)	
			z palo (m)	da p.c. (m)	γ'							σ'_{vo}	ϕ_{med}	$R_{t,cal,med}$ (kN)	ϕ_{min} (°)	$T_{lim,min}$ (kPa)	$N_{SPT,min}$ (n° colpi)								$R_{t,cal,min}$ (kN)
1		-2,00	0,00	2,00	18,00	18,00					0,00				0,00										0,00
1	FALDA		0,50	2,50	18,00	22,00	35,00	0,60	9,24	20	60,00	14,52	34,00	8,90	18	54,00	13,99	20,5	451,00	354,21	18,0	396,00	311,02	5,89	
1	FALDA		1,00	3,00	18,00	26,00	35,00	0,60	10,92	20	60,00	31,68	34,00	10,52	18	54,00	30,51	20,5	533,00	418,62	18,0	468,00	367,57	11,78	
1	FALDA		1,50	3,50	18,00	30,00	35,00	0,60	12,60	20	60,00	51,47	34,00	12,14	18	54,00	49,59	20,5	615,00	483,02	18,0	540,00	424,12	17,67	
1	FALDA		2,00	4,00	18,00	34,00	35,00	0,60	14,28	20	60,00	73,91	34,00	13,76	18	54,00	71,20	20,5	697,00	547,42	18,0	612,00	480,66	23,56	
1	FALDA		2,50	4,50	18,00	38,00	35,00	0,60	15,96	20	60,00	98,99	34,00	15,38	18	54,00	95,36	20,5	779,00	611,83	18,0	684,00	537,21	29,45	
1	FALDA		3,00	5,00	18,00	42,00	35,00	0,60	17,65	20	60,00	126,71	34,00	17,00	18	54,00	122,06	20,5	861,00	676,23	18,0	756,00	593,76	35,34	
1	FALDA		3,50	5,50	18,00	46,00	35,00	0,60	19,33	20	60,00	157,06	34,00	18,62	18	54,00	151,30	20,5	943,00	740,63	18,0	828,00	650,31	41,23	
1	FALDA		4,00	6,00	18,00	50,00	35,00	0,60	21,01	20	60,00	190,06	34,00	20,24	18	54,00	183,08	20,5	1025,00	805,03	18,0	900,00	706,86	47,12	
1	FALDA		4,50	6,50	18,00	54,00	35,00	0,60	22,69	20	60,00	225,70	34,00	21,85	18	54,00	217,41	20,5	1107,00	869,44	18,0	972,00	763,41	53,01	
1	FALDA		5,00	7,00	18,00	58,00	35,00	0,60	24,37	20	60,00	263,97	34,00	23,47	18	54,00	254,28	20,5	1189,00	933,84	18,0	1044,00	819,96	58,90	
1	FALDA		5,50	7,50	18,00	62,00	35,00	0,60	26,05	20	60,00	304,89	34,00	25,09	18	54,00	293,70	20,5	1271,00	998,24	18,0	1116,00	876,50	64,80	
1	FALDA		6,00	8,00	18,00	66,00	35,00	0,60	27,73	20	60,00	348,44	34,00	26,71	18	54,00	335,65	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1188,00	933,05	70,69	
1	FALDA		6,50	8,50	18,00	70,00	35,00	0,60	29,41	20	60,00	394,64	34,00	28,33	18	54,00	380,15	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	76,58	
1	FALDA		7,00	9,00	18,00	74,00	35,00	0,60	31,09	20	60,00	443,47	34,00	29,95	18	54,00	427,20	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	82,47	
1	FALDA		7,50	9,50	18,00	78,00	35,00	0,60	32,77	20	60,00	494,95	34,00	31,57	18	54,00	476,78	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	88,36	
1	FALDA		8,00	10,00	18,00	82,00	35,00	0,60	34,45	20	60,00	549,06	34,00	33,19	18	54,00	528,91	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	94,25	
1	FALDA		8,50	10,50	18,00	86,00	35,00	0,60	36,13	20	60,00	605,82	34,00	34,80	18	54,00	583,58	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	100,14	
1	FALDA		9,00	11,00	18,00	90,00	35,00	0,60	37,81	20	60,00	665,21	34,00	36,42	18	54,00	640,79	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	106,03	
1	FALDA		9,50	11,50	18,00	94,00	35,00	0,60	39,49	20	60,00	727,24	34,00	38,04	18	54,00	700,55	20,5	1334,00	1047,72	18,0	1200,60	942,95	111,92	
2	FALDA	-12,00	10,00	12,00	19,00	98,50	38,00	0,60	46,17	38	114,00	799,77	37,00	44,54	30	90,00	770,51	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	117,81	
2	FALDA		10,50	12,50	19,00	103,00	38,00	0,60	48,28	38	114,00	875,62	37,00	46,57	30	90,00	843,66	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	123,70	
2	FALDA		11,00	13,00	19,00	107,50	38,00	0,60	50,39	38	114,00	954,77	37,00	48,60	30	90,00	920,01	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	129,59	
2	FALDA		11,50	13,50	19,00	112,00	38,00	0,60	52,50	38	114,00	1037,24	37,00	50,64	30	90,00	999,55	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	135,48	
2	FALDA		12,00	14,00	19,00	116,50	38,00	0,60	54,61	38	114,00	1123,03	37,00	52,67	30	90,00	1082,29	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	141,37	
2	FALDA		12,50	14,50	19,00	121,00	38,00	0,60	56,72	38	114,00	1212,13	37,00	54,71	30	90,00	1168,22	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	147,26	
2	FALDA		13,00	15,00	19,00	125,50	38,00	0,60	58,83	38	114,00	1304,54	37,00	56,74	30	90,00	1257,35	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	153,15	
2	FALDA		13,50	15,50	19,00	130,00	38,00	0,60	60,94	38	114,00	1400,26	37,00	58,78	30	90,00	1349,68	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	159,04	
2	FALDA		14,00	16,00	19,00	134,50	38,00	0,60	63,05	38	114,00	1499,30	37,00	60,81	30	90,00	1445,20	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	164,93	
2	FALDA		14,50	16,50	19,00	139,00	38,00	0,60	65,16	38	114,00	1601,65	37,00	62,85	30	90,00	1543,92	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	170,82	
2	FALDA		15,00	17,00	19,00	143,50	38,00	0,60	67,27	38	114,00	1707,32	37,00	64,88	30	90,00	1645,84	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	176,71	
2	FALDA		15,50	17,50	19,00	148,00	38,00	0,60	69,38	38	114,00	1816,30	37,00	66,92	30	90,00	1750,95	32,5	2534,60	1990,67	28,0	2001,00	1571,58	182,61	
3	FALDA	-18,00	16,00	18,00	19,00	152,50	41,00	0,60	79,54	63	162,16	1941,24	37,00	68,95	50	150,00	1859,26	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	188,50	
3	FALDA		16,50	18,50	19,00	157,00	41,00	0,60	81,89	63	162,16	2069,86	37,00	70,98	50	150,00	1970,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	194,39	
3	FALDA		17,00	19,00	19,00	161,50	41,00	0,60	84,23	63	162,16	2202,18	37,00	73,02	50	150,00	2085,46	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	200,28	
3	FALDA		17,50	19,50	19,00	166,00	41,00	0,60	86,58	63	162,16	2338,18	37,00	75,05	50	150,00	2203,35	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	206,17	
3	FALDA		18,00	20,00	19,00	170,50	41,00	0,60	88,93	63	162,16	2477,87	37,00	77,09	50	150,00	2324,44	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	212,06	
3	FALDA		18,50	20,50	19,00	175,00	41,00	0,60	91,28	63	162,16	2621,24	37,00	79,12	50	150,00	2448,73	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	217,95	
3	FALDA		19,00	21,00	19,00	179,50	41,00	0,60	93,62	63	162,16	2768,30	37,00	81,16	50	150,00	2576,21	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	223,84	
3	FALDA		19,50	21,50	19,00	184,00	41,00	0,60	95,97	63	162,16	2919,05	37,00	83,19	50	150,00	2706,89	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	229,73	
3	FALDA		20,00	22,00	19,00	188,50	41,00	0,60	98,32	63	162,16	3073,49	37,00	85,23	50	150,00	2840,76	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	235,62	
3	FALDA		20,50	22,50	19,00	193,00	41,00	0,60	100,66	63	162,16	3231,61	37,00	87,26	50	150,00	2977,83	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	241,51	
3	FALDA		21,00	23,00	19,00	197,50	41,00	0,60	103,01	63	162,16	3393,42	37,00	89,30	50	150,00	3118,10	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	247,40	
3	FALDA		21,50	23,50	19,00	202,00	41,00	0,60	105,36	63	162,16	3558,91	37,00	91,33	50	150,00	3261,56	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	253,29	
3	FALDA		22,00	24,00	19,00	206,50	41,00	0,60	107,70	63	162,16	3728,09	37,00	93,37	50	150,00	3408,22	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	259,18	
3	FALDA		22,50	24,50	19,00	211,00	41,00	0,60	110,05	63	162,16	3900,96	37,00	95,40	50	150,00	3558,07	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	265,07	
3	FALDA		23,00	25,00	19,00	215,50	41,00	0,60	112,40	63	162,16	4077,52	37,00	97,43	50	150,00	3711,12	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	270,96	
3	FALDA		23,50	25,50	19,00	220,00	41,00	0,60	114,75	63	162,16	4257,76	37,00	99,47	50	150,00	3867,37	44,0	4000,00	3141,59	28,0	3335,00	2619,30	276,85	
3	FALDA		24,00	26,00																					

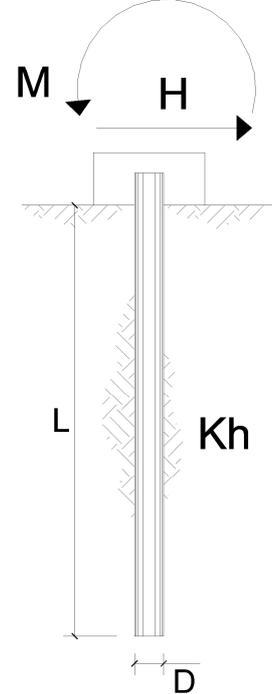
8.3.2.2 Pali posteriori

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	1,00 m	$l_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	1691,92 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	15,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	1645,84 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,79 m ²	$R_{b,cal,med} =$	1990,67 kN		
$S_{lat} =$	3,14 m	$R_{b,cal,min} =$	1571,58 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	1025,41 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	176,71 kN	$R_{b,k} =$	1013,92 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
$\gamma_b =$	1,35				
$\gamma_s =$	1,15	$R_{Rd,c} =$	1466,00 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 1075,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,25	$R_{Rd,t} =$	997,04 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO
- SLU GEO [A2+M1+R2]					
$\gamma_b =$	1,70				
$\gamma_s =$	1,45	$R_{Rd,c} =$	1126,89 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 844,00 kN OK VERIFICATO
$\gamma_t =$	1,60	$R_{Rd,t} =$	817,59 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO

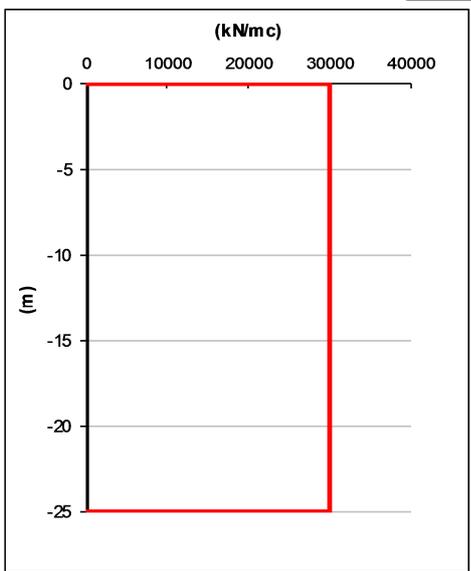


8.3.3 Verifica a pressoflessione SLU STR

La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.000 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno 2	-11,00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-17,00	30000	0
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1	(m)
J palo	0,04909	(m ⁴)
Lunghezza del palo	25	(m)
Forza orizzontale in testa	468	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	30000	(Mpa)
dimensione elementi	1	(m)

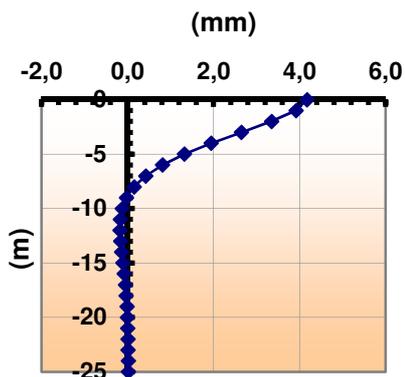
palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

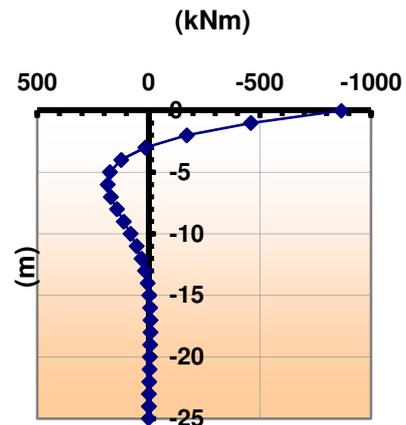
palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

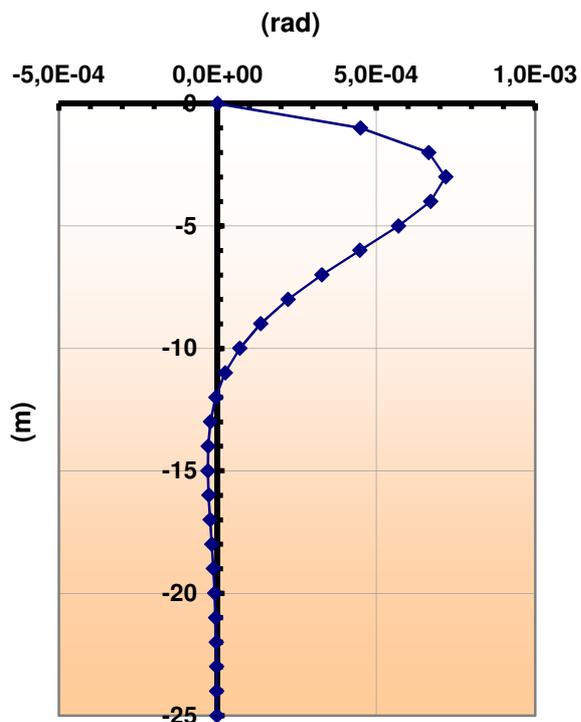
Spostamenti



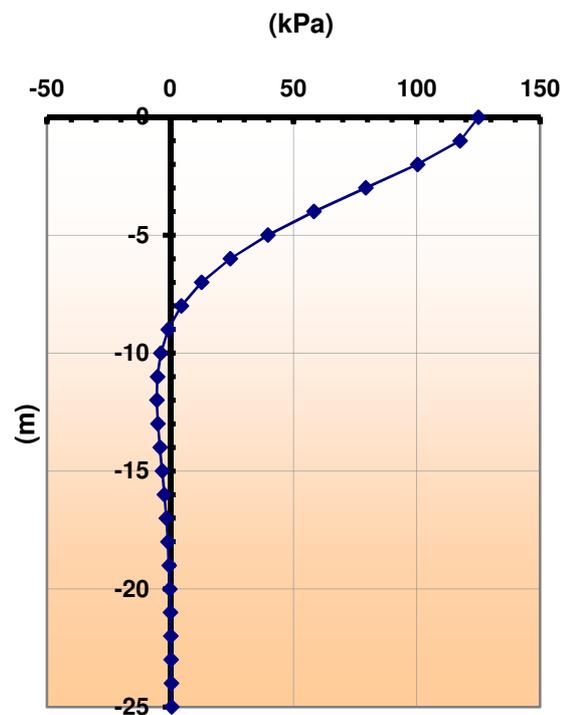
Momento



Rotazioni



Pressioni



Spostamenti, Rotazioni, Pressione					Sollecitazioni			
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)	nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)		quota (m)	(kNm)	(kN)
1	0,00	4,17	0,00000	125,02	1	0,00	-865,42	405,49
2	-1,00	3,92	0,00045	117,58	2	-1,00	-459,93	405,49
3	-2,00	3,35	0,00066	100,37	3	-1,00	-459,93	287,91
4	-3,00	2,64	0,00072	79,32	3	-2,00	-172,02	287,91
5	-4,00	1,94	0,00067	58,31	4	-2,00	-172,02	187,54
6	-5,00	1,32	0,00057	39,63	4	-3,00	15,51	187,54
7	-6,00	0,81	0,00045	24,35	5	-3,00	15,51	108,22
8	-7,00	0,42	0,00033	12,73	5	-4,00	123,73	108,22
9	-8,00	0,15	0,00022	4,53	6	-4,00	123,73	49,90
10	-9,00	-0,03	0,00014	-0,77	6	-5,00	173,63	49,90
11	-10,00	-0,13	0,00007	-3,79	7	-5,00	173,63	10,27
12	-11,00	-0,17	0,00002	-5,15	7	-6,00	183,90	10,27
13	-12,00	-0,18	-0,00001	-5,39	8	-6,00	183,90	-14,08
14	-13,00	-0,16	-0,00002	-4,94	8	-7,00	169,82	-14,08
15	-14,00	-0,14	-0,00003	-4,15	9	-7,00	169,82	-26,81
16	-15,00	-0,11	-0,00003	-3,23	9	-8,00	143,01	-26,81
17	-16,00	-0,08	-0,00003	-2,34	10	-8,00	143,01	-31,35
18	-17,00	-0,05	-0,00002	-1,57	10	-9,00	111,66	-31,35
19	-18,00	-0,03	-0,00002	-0,95	11	-9,00	111,66	-30,58
20	-19,00	-0,02	-0,00001	-0,47	11	-10,00	81,08	-30,58
21	-20,00	0,00	-0,00001	-0,13	12	-10,00	81,08	-26,79
22	-21,00	0,00	-0,00001	0,11	12	-11,00	54,29	-26,79
23	-22,00	0,01	0,00000	0,27	13	-11,00	54,29	-21,63
24	-23,00	0,01	0,00000	0,39	13	-12,00	32,66	-21,63
25	-24,00	0,02	0,00000	0,48	14	-12,00	32,66	-16,24
26	-25,00	0,02	0,00000	0,57	14	-13,00	16,42	-16,24
					15	-13,00	16,42	-11,30
					15	-14,00	5,12	-11,30
					16	-14,00	5,12	-7,15
					16	-15,00	-2,03	-7,15
					17	-15,00	-2,03	-3,92
					17	-16,00	-5,95	-3,92
					18	-16,00	-5,95	-1,58
					18	-17,00	-7,52	-1,58
					19	-17,00	-7,52	-0,01
					19	-18,00	-7,53	-0,01
					20	-18,00	-7,53	0,94
					20	-19,00	-6,59	0,94
					21	-19,00	-6,59	1,41
					21	-20,00	-5,18	1,41
					22	-20,00	-5,18	1,54
					22	-21,00	-3,64	1,54
					23	-21,00	-3,64	1,43
					23	-22,00	-2,21	1,43
					24	-22,00	-2,21	1,16
					24	-23,00	-1,05	1,16
					25	-23,00	-1,05	0,77
					25	-24,00	-0,28	0,77

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmax

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	50
	copriferro (cm)	7.7
ARMATURA	diffusa	20φ26
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	865 kNm
	N _{Ed} =	-3072 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	30.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-14.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	2.27
Campo di rottura della sezione:	4

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-6939.689
Momento flettente:	1953.558
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	
	0.644

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.31
bordo inferiore:	Allungamento	0.19	311.91	0.15

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmin

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	50
	copriferro (cm)	7.7
ARMATURA	diffusa	20φ26
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	865 kNm
	N _{Ed} =	-693 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	30.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-14.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	2.08
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-1456.533
Momento flettente:	1817.836

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.343
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.27
bordo inferiore:	Allungamento	0.67	391.30	0.59

8.3.4 Verifica a taglio SLU STR

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

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

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a “taglio trazione” offerta dall’armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a “taglio compressione” offerta dal calcestruzzo d’anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

$$\text{resistenza di calcolo a “taglio trazione”}: V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

$$\text{resistenza di calcolo a “taglio compressione”}: V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot g^2\theta)} ;$$

dove:

$d = 70,7$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 70,7$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 154 \text{ mm}^2 = \phi 14$ a 2 braccia ogni 10 cm per 4,00 m a partire dalla testa palo; $\phi 14$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante.

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima = $7,06 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 45°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 707 \cdot \frac{2 \cdot 154}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g45^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 767 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 707 \cdot 707 \cdot 1 \cdot 7,06 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g45^\circ)}{(1 + \cot g^2 45^\circ)} \cdot 10^{-3} = 1588 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Ed} = 406 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 767 \text{ kN}$$

8.3.5 Verifica SLU a collasso per carichi trasversali

Verifica condotta secondo il paragrafo 5.3.2 della presente relazione di calcolo.

Secondo quanto indicato dalle NTC 2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_{tRd} \leq R_{tRd}, \text{ dove:}$$

F_{tRd} è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

R_{tRd} è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}, \text{ dove:}$$

$$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi} = \text{resistenza caratteristica ai carichi orizzontali}$$

γ_T = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2008:

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

$R_{tr,cal}$ rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

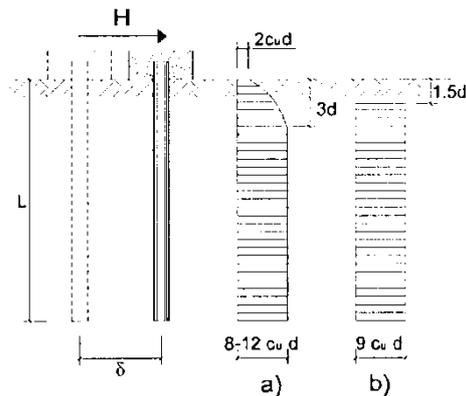
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

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

Terreno a comportamento coesivo

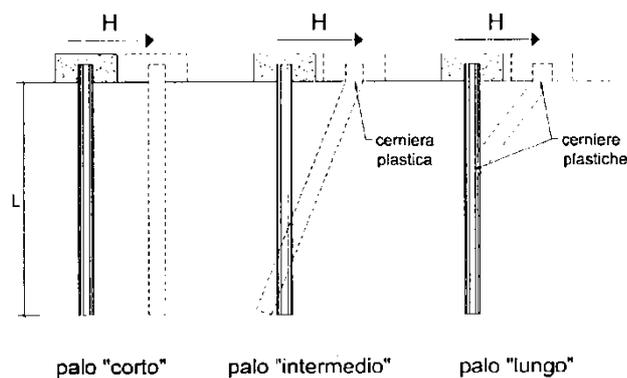
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



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

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



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

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,50} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

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

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

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

f = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

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

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)} \quad \text{palo lungo}$$

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

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D}\right) = 0$$

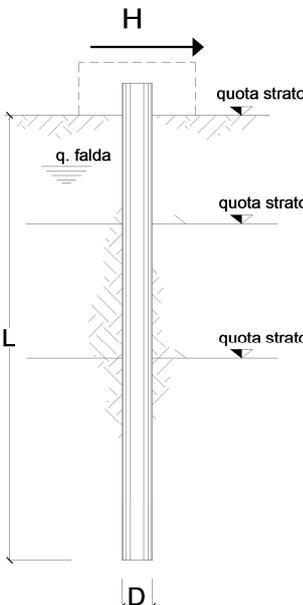
essendo:

f = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ_3 per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,65.

Approccio 2: → Stato Limite Ultimo STR

opera Pali Spalla 1 - Fila anteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 25,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 2015,3 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

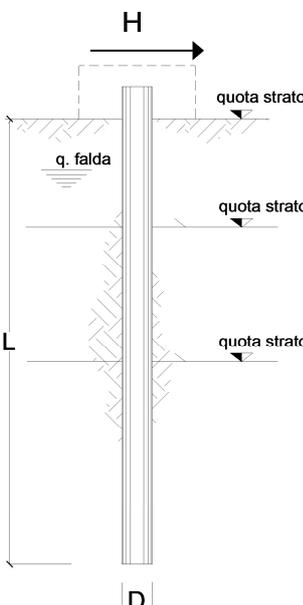
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1298,7 (kN)
 Palo intermedio H = 9107,5 (kN)
 Palo corto H = 37072,5 (kN)

Hlim = 1298,7 (kN) Palo lungo

opera Pali Spalla 1 - Fila posteriore



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 15,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1755,7 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

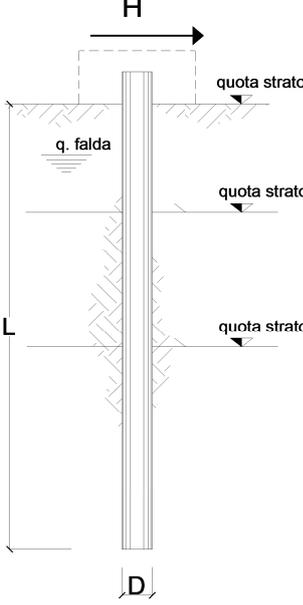
Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1189,4 (kN)
 Palo intermedio H = 3213,1 (kN)
 Palo corto H = 11843,5 (kN)

Hlim = 1189,4 (kN) Palo lungo

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRcal}}{Y_t \cdot \xi} = \frac{1189}{1,30 \cdot 1,65} = 554 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 468 \text{ kN}$$

Approccio 1:
Combinazione 2 → Stato Limite Ultimo GEO

opera Pali Spalla 1 - Fila anteriore


strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

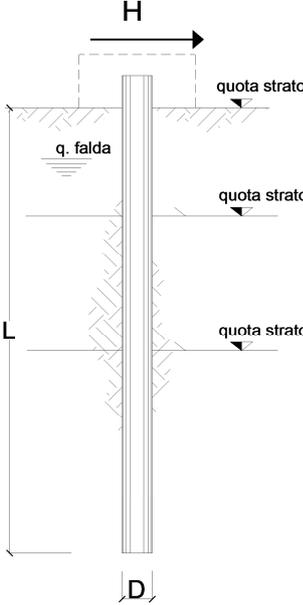
Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 25,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1924,4 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1260,1 (kN)
 Palo intermedio H = 9107,5 (kN)
 Palo corto H = 37072,5 (kN)

Hlim = 1260,1 (kN) Palo lungo

opera Pali Spalla 1 - Fila posteriore


strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	terreno 1	0,00	18	8	35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	terreno2	-9,50	19	9	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	terreno 3	-15,50	19	9	41	4,81	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda -0,5 (m)
 Diametro del palo D 1,00 (m)
 Lunghezza del palo L 15,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1708,6 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1170,9 (kN)
 Palo intermedio H = 3186,8 (kN)
 Palo corto H = 11843,5 (kN)

Hlim = 1170,9 (kN) Palo lungo

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRcal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{1171}{1,60 \cdot 1,65} = 444 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 401 \text{ kN}$$

8.4 Verifica del muro paraghiaia

8.4.1 Sollecitazioni sul paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$

Peso specifico del terreno $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1) $q = \frac{600}{3 \cdot 2,2} + 9 = 99,91 \text{ kN/m}^2$

Spinta a riposo del terreno alla base $p_1 = k_0 \cdot \sigma_v = (1 - \text{sen}35) \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 18,63 \text{ kN/m}^2$

Spinta del sovraccarico $p_{\text{sovr.}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 99,91 = 42,60 \text{ kN/m}^2$

Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2) $F_f = \frac{0,6 \cdot Q_{\text{in}}}{b_{\text{par.}}} = \frac{0,6 \cdot 300}{5} = 36 \text{ kN/m}$

Combinazione STR1: Si considera, oltre alla spinta a riposo del terreno, la spinta del sovraccarico al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 1, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 175 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30}{2} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot 2,30 = 161 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{sd}} = 0 \text{ kN/m}$$

Combinazione STR2: Si considerano, oltre alla spinta a riposo del terreno, sia la spinta del sovraccarico al valore frequente, sia la presenza delle forze di frenamento al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 2a, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 42,6 \cdot 1,35 \cdot 0,75 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 1,35 \cdot 36 \cdot 2,30 = 248 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sd}} = 18,63 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,30}{2} + 42,60 \cdot 1,35 \cdot 0,75 \cdot 2,30 + 1,35 \cdot 36 = 177 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{sd}} = \frac{Q_{\text{ik}}}{b_{\text{par.}}} = \frac{300}{5} = 60 \text{ kN/m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle "Norme Tecniche 2008" al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g} = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,0828 = 0,1242$$

Sovrappressioni sismiche secondo il metodo di Wood:

$$p_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma \cdot h = 0,0828 \cdot 1,5 \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 5,43 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di spinta attiva si valuta come:

$$k_a = \frac{1 - \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'} = \frac{1 - \tan 35^\circ \cdot \tan 35^\circ}{1 + \tan 35^\circ \cdot \tan 35^\circ} = 0,27$$

Spinta attiva del terreno:

$$p_{Att.} = k_a \cdot \sigma_v = 0,27 \cdot 19,00 \cdot 2,30 = 11,80 \text{ kN/m}^2$$

Forze di inerzia:

$$F_i = k_h \cdot P = 0,124 \cdot (1,00 \cdot 2,30 \cdot 0,30 \cdot 25) = 2,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 11,80 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 5,43 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 42,6 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,30^2}{2} + 2,14 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30}{2} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 11,80 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30}{2} + 5,43 \cdot 2,30 + 0,20 \cdot 42,60 \cdot 2,30 + 2,14 = 48 \text{ kN/m}$$

Combinazione SLE (combinazione quasi permanente):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} = 16 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione frequente):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 0,75 \cdot 36,00 \cdot 2,30 + 0,75 \cdot 42,60 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 163 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione rara):

$$M_{sd} = 18,63 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,30^2}{6} + 1,00 \cdot 36,00 \cdot 2,30 + 0,75 \cdot 42,60 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 184 \text{ kNm/m}$$

8.4.2 Verifiche SLU STR

8.4.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	175 kNm
	N _{Ed} =	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.45
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.019
Momento flettente:	254.148

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.069
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-91.21	-0.04
bordo inferiore:	Allungamento	1.18	391.30	0.87

Combinazione STR2:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	248 kNm
	N _{Ed} =	-60 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.05
Campo di rottura della sezione:	3
Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-62.887
Momento flettente:	259.866
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	
	0.071

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.35	-108.12	-0.05
bordo inferiore:	Allungamento	1.14	391.30	0.84

8.4.2.2 Verifica a taglio

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	300	mm
d	altezza utile sezione	240	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	R_{ck} (Mpa)= 40	f_{ck} (Mpa)= 33,20
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		f_{cd} (Mpa)= 18,81	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	10	20	3.141,59	0,0131
	0	0	0,00	0,0000
				0,0131

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,91	
v_{min}	resistenza minima	0,5335	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	177,00 kN	
Vrd =	193,69 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	4	200	12	452,39

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,079979782
SEN θ	0,282806969
θ	16,43 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre

0,89	5,53	OK
-------------	-------------	-----------

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	177 kN
Vrsd =	191 kN
Vrcd =	1.195 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8.4.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	16 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.94
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.92	-3.19
bordo inferiore:	0.93	3.47
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.149
Area totale acciaio superiore (cm ²):		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	163 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-12.77	-79.09
bordo inferiore:	Allungamento	258.32
Fessura (mm) :		0.18
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.102
Area totale acciaio superiore (cm ²):		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 20
	compressa	10 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	184 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-14.42	-89.28
bordo inferiore:	Allungamento	291.60
Fessura (mm) :		0.21
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.102
Area totale acciaio superiore (cm ²):		20.11
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA SODDISFATTA

8.5 Verifica del muro frontale

8.5.1 Sollecitazioni sul muro frontale

Il calcolo è effettuato considerando le seguenti combinazioni SLU STR e SLE.

PRINCIPALE	P.p.		Perm.		Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro		
	γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_1		
Vento	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50											1,00	1,20	Combinazione 11
Gruppo 1 centr.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 12
Gruppo 1 ecc.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 13
Gruppo 2a centr.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 14
Gruppo 2a ecc.	1,35	1,35	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	Combinazione 15
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE rara 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE rara 2
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE frequente 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE frequente 2
Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE quasi permanente 1
Gruppo 2a centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	SLE quasi permanente 2

P.p.	Perm.	Attrito	
		Ψ_0	γ_{G2}
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00

t.	Ψ_2
0,20	1,00
0,20	1,00
0,20	1,00

MURO FRONTALE - Sezione di base: AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO NORME TECNICHE 2008

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
spinta terreno sismica+statica		1.945	3.594
spinta riposo	34,84	1.290	1.849
spinta attiva	22,14	820	1.175
spinta per sovraccarichi	27,84	2.061	4.431

MURO FRONTALE - Sezione di base: AZIONI GLOBALI

	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN)	
Combinazione 11	10.242	5.222	1.965	595	303	114	SLS/STR
Combinazione 12	13.917	12.123	4.743	808	704	275	
Combinazione 13	13.999	12.144	4.743	813	705	275	
Combinazione 14	12.998	10.971	4.334	755	637	252	
Combinazione 15	13.060	10.987	4.334	758	638	252	
SLE rara 1	10.309	8.980	3.513	599	521	204	SLE
SLE rara 2	9.628	8.127	3.210	559	472	186	
SLE frequente 1	9.628	7.702	2.997	559	447	174	
SLE frequente 2	9.628	8.021	3.157	559	466	183	
SLE quasi permanente 1	7.587	3.868	1.451	441	225	84	
SLE quasi permanente 2	7.587	3.868	1.451	441	225	84	
	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN)	
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 1	10.946	7.494	2.948	636	435	171	
perm +sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 2	10.959	7.498	3.017	636	435	175	
perm +0,30 sisma (X+Z) +sisma Y schema 1	10.946	3.901		636	227		
perm +0,30 sisma (X+Z) +sisma Y schema 2	10.959	3.904		636	227		

8.5.2 Verifiche SLU STR

8.5.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione SLU STR13:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	705 kNm
	N _{Ed} =	-813 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	6.67
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-5454.570
Momento flettente:	4729.542

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.392
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.34	-391.30	-0.29
bordo inferiore:	Allungamento	1.06	391.30	1.00

8.5.2.2 Verifica a taglio

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	1.600	mm
d	altezza utile sezione	1.535	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	R_{ck} (Mpa)= 40	f_{ck} (Mpa)= 33,20
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		f_{cd} (Mpa)= 18,81	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	5	24	2.261,95	0,0015
	0	0	0,00	0,0000
				0,0015

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,36	
v_{min}	resistenza minima	0,3202	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	275,00 kN	
Vrd =	491,49 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,034019178
SEN θ	0,184442885
θ	10,63 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio
con le bielle compresse integre**

0,38	5,53	OK
------	------	----

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	275 kN
Vrds =	520 kN
Vrds =	7.644 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	225 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
R _{ck} :	40.0
f _{yk} :	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammisibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.49	-2.58
bordo inferiore:	0.50	2.85
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.789
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		22.62

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	466 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-1.01	-5.35
bordo inferiore:	1.04	5.91
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.789
Area totale acciaio superiore(cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		22.62

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	160
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	5 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	521 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammisibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammisibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-1.13	-5.98
bordo inferiore:	1.16	6.61
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.789
Area totale acciaio superiore(cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		22.62

VERIFICA SODDISFATTA

8.6 Verifica del muro laterale

8.6.1 Sollecitazioni sul muro laterale

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$

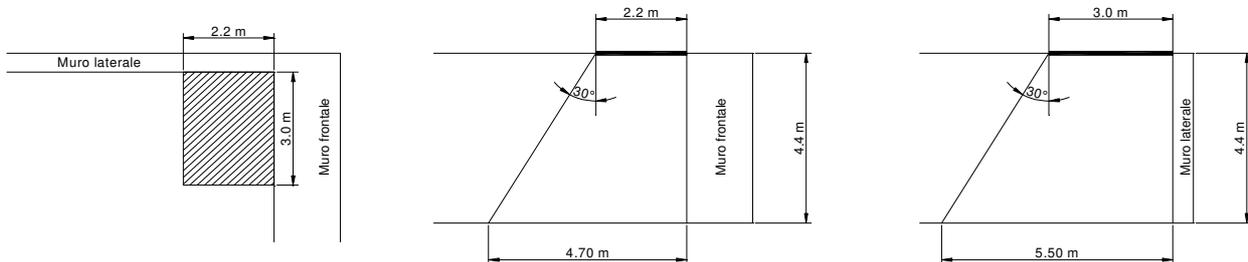
Peso specifico del terreno $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

$$q_{\text{sommità}} = \frac{600}{3 \cdot 2,2} + 9 = 99,91 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico alla sommità $p_{\text{sovr.somm}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 99,91 = 42,60 \text{ kN/m}^2$

In un rilevato correttamente consolidato si può assumere una diffusione del carico a 30° :



Alla base del muro laterale il sovraccarico vale:

$$q_{\text{base}} = \frac{600}{4,7 \cdot 5,5} + 9 = 32,21 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico alla base $p_{\text{sovr.base}} = k_0 \cdot q = (1 - \text{sen}35) \cdot 32,21 = 13,74 \text{ kN/m}^2$

Considerando come schema statico una mensola di altezza 4,40 m incastrata alla base e di larghezza unitaria, si ricavano il momento ed il taglio alla base dovuti al sovraccarico:

$$M_{\text{sovr.}} = 13,74 \cdot \frac{4,4^2}{2} + \frac{42,60 - 13,74}{2} \cdot 4,4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,4 = 319 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{sovr.}} = 13,74 \cdot 4,4 + \frac{42,60 - 13,74}{2} \cdot 4,4 = 124 \text{ kN/m}$$

Spinta a riposo del terreno alla base $p_1 = k_0 \cdot \sigma_v = (1 - \text{sen}35) \cdot 19,00 \cdot 4,40 = 35,65 \text{ kN/m}^2$

Combinazione STR1: Si considera, oltre alla spinta a riposo del terreno, la spinta del sovraccarico al valore caratteristico, come indicato nella tabella 5.1.IV delle NTC secondo il gruppo di azioni 1, opportunamente moltiplicate per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza:

$$M_{sd} = 35,65 \cdot 1,35 \cdot \frac{4,40^2}{6} + 319 \cdot 1,35 = 586 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 35,65 \cdot 1,35 \cdot \frac{4,40}{2} + 124 \cdot 1,35 = 273 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN / m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle “Norme Tecniche 2008” al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,0828 = 0,1242$$

Sovrappressioni sismiche secondo il metodo di Wood:

$$p_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma \cdot h = 0,0828 \cdot 1,5 \cdot 19,00 \cdot 4,40 = 10,38 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di spinta attiva si valuta come:

$$k_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0,27$$

Spinta attiva del terreno:

$$p_{Att.} = k_a \cdot \sigma_v = 0,27 \cdot 19,00 \cdot 4,40 = 22,57 \text{ kN/m}^2$$

Forze di inerzia:

$$F_i = k_h \cdot P = 0,124 \cdot (1,00 \cdot 4,40 \cdot 0,50 \cdot 25) = 7,00 \text{ kN / m}$$

$$M_{sd} = 22,57 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40^2}{6} + 10,38 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40^2}{2} + 319 \cdot 0,20 + 7,00 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40}{2} = 253 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 22,57 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40}{2} + 10,38 \cdot 4,40 + 0,20 \cdot 124 + 7,00 = 127 \text{ kN / m}$$

Combinazione SLE (combinazione quasi permanente):

$$M_{sd} = 35,65 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40^2}{6} = 115 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione frequente):

$$M_{sd} = 35,65 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40^2}{6} + 0,75 \cdot 319 = 354 \text{ kNm/m}$$

Combinazione SLE (combinazione rara):

$$M_{sd} = 35,65 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,40^2}{6} + 1,00 \cdot 319 = 434 \text{ kNm/m}$$

8.6.2 Verifiche SLU STR

8.6.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	50
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	586 kNm
	N _{Ed} =	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	1.19
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.051
Momento flettente:	700.334

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.103
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.30	-260.60	-0.13
bordo inferiore:	Allungamento	1.18	391.30	1.00

Combinazione Sismica

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	50
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10φ24
	compressa	5φ16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	253 kNm
	N _{Ed} =	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NIT-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.: **2.78**

Campo di rottura della sezione: 2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale: -0.051

Momento flettente: 700.334

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 0.103

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-18.81	-0.30	-260.60	-0.13
bordo inferiore:	Allungamento	1.18	391.30	1.00

8.6.2.2 Verifica a taglio
SEZIONE RETTANGOLARE
Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	500	mm
d	altezza utile sezione	440	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	R_{ck} (Mpa)= 40	f_{ck} (Mpa)= 33,20
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30
γ_c	1,50	γ_m	1,15
			f_{cd} (Mpa)= 18,81

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	10	24	4.523,89	0,0103
	0	0	0,00	0,0000
				0,0103

Elementi senza armature resistenti a taglio
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,67	
v_{min}	resistenza minima	0,4369	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	273,00 kN	
Vrd =	286,75 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

SEN ² θ	0,034019178
SEN θ	0,184442885
θ	10,63 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre

0,38	5,53	OK
-------------	-------------	-----------

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	273 kN
Vrzd =	373 kN
Vrzd =	1.511 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3 Verifiche SLE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	50
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	115 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
R _{ck} :	40.0
f _{yk} :	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammisibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-2.42	-10.67
bordo inferiore:	2.36	11.07
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.253
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		45.24

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	50
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	354 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-9.37	-93.33
bordo inferiore:	Allungamento	205.70
Fessura (mm) :		0.13
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.179
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		45.24

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	50
	copriferro (cm)	6.0
ARMATURA	tesa	10 ϕ 24
	compressa	5 ϕ 16
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	434 kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammisibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammisibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-11.49	-114.42
bordo inferiore:	Allungamento	252.18
Fessura (mm) :		0.17
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.179
Area totale acciaio superiore (cm ²):		10.05
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		45.24

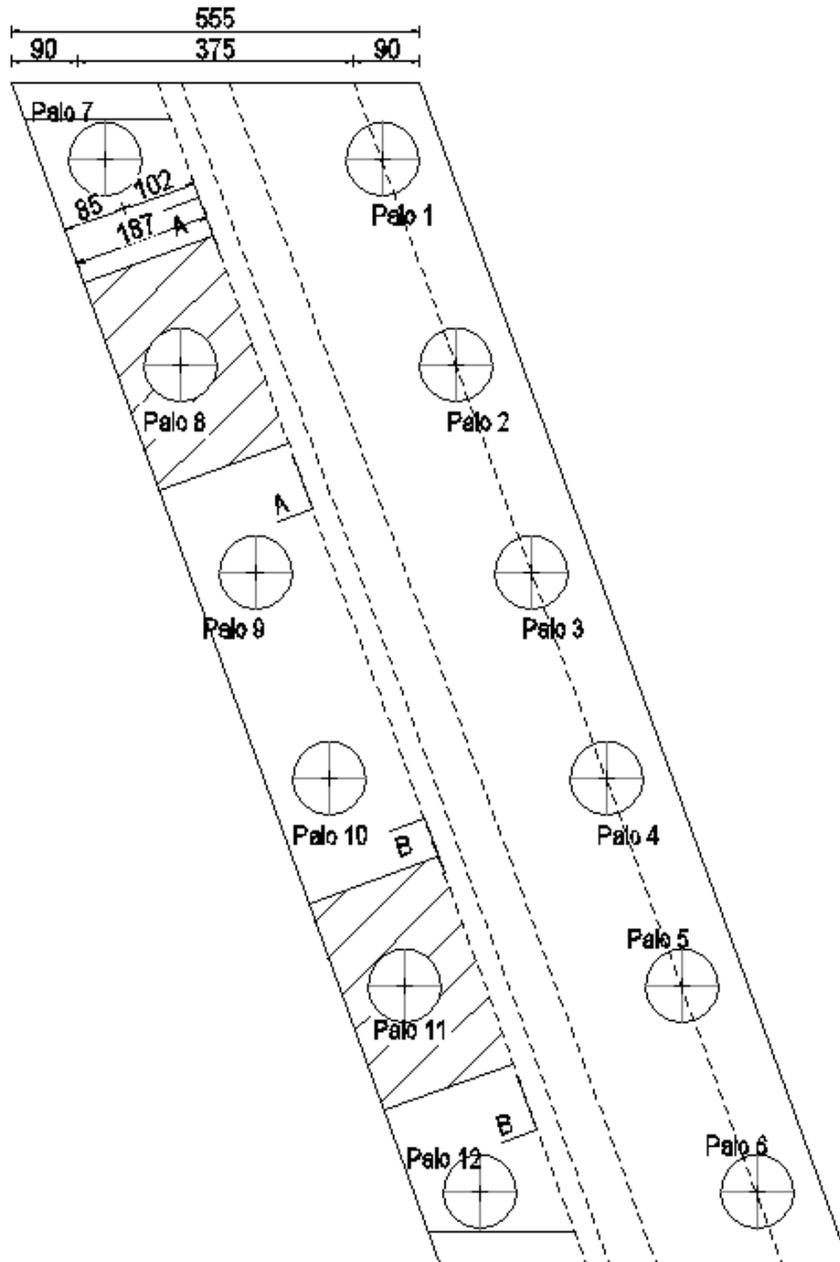
VERIFICA SODDISFATTA

8.7 Verifica della fondazione

8.7.1 Sollecitazioni SLU STR sulla fondazione

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

Il momento flettente è calcolato rispetto a due sezioni, A-A e B-B, indicate nella Figura seguente.



Il calcolo viene eseguito considerando come schema statico una mensola di lunghezza 1,87 m e larghezza di 3,0 m pari all'interasse dei pali, incastrata nel muro frontale. Tale mensola è soggetta a forze concentrate verso l'alto costituite dal carico assiale nei pali ed al peso proprio della fondazione e del terreno e al sovraccarico.

La fila anteriore di pali si trova al di sotto dell'impronta del muro frontale, per cui non genera momento flettente; i pali 7 e 12 sono parzialmente al di sotto del muro laterale, quindi nel calcolo delle sollecitazioni flettenti nella fondazione si considerano le azioni assiali nei pali da P8 a P11.

Si riporta la tabella con indicate le azioni assiali sui pali. In particolare nel calcolo si considera:

$P_{\text{MIN}} = 750 \text{ kN}$ (palo 11) $P_{\text{MAX}} = 1039 \text{ kN}$ (palo 8)

Si considera un terrapieno di altezza 4,4 m ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$).

Alla base del muro laterale il sovraccarico vale:

$$q_{\text{base}} = \frac{600}{7,2 \cdot 8,0} + 9 = 19,42 \text{ kN/m}^2 \text{ considerando diffusione a } 30^\circ \text{ in entrambe le direzioni e da entrambi i}$$

lati.

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2008

P_{max} (kN)	P_{min} (kN)	T (kN)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)	P_4 (kN)	P_5 (kN)	P_6 (kN)	P_7 (kN)	P_8 (kN)	P_9 (kN)	P_{10} (kN)	P_{11} (kN)	P_{12} (kN)
2.263	875	311,76	2.129	2.156	2.183	2.210	2.236	2.263	875	902	929	956	983	1.010
2.972	779	468,39	2.972	2.953	2.934	2.915	2.896	2.877	874	855	836	817	798	779
3.072	693	468,39	3.072	3.015	2.957	2.900	2.842	2.785	980	923	865	808	750	693
2.802	796	453,08	2.802	2.796	2.791	2.786	2.780	2.775	823	818	812	807	802	796
2.877	732	453,08	2.877	2.842	2.808	2.774	2.740	2.706	903	869	834	800	766	732
2.704	894	368,94	2.704	2.668	2.632	2.597	2.561	2.525	1.073	1.037	1.001	966	930	894
2.713	895	368,94	2.713	2.677	2.641	2.605	2.570	2.534	1.075	1.039	1.003	967	931	895
2.762	836	429,19	2.762	2.753	2.745	2.736	2.727	2.718	880	871	862	854	845	836
2.837	772	429,19	2.837	2.799	2.762	2.724	2.686	2.649	960	922	884	847	809	772

Calcolo delle sollecitazioni SLU STR nella sezione di incastro con il muro frontale: SEZIONE A-A

Il momento agente in corrispondenza della sezione A-A vale quindi:

$$M_{\text{Ed,max}+} = 1,35 \cdot 1039 \cdot 1,02 - 1,00 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 25 \cdot \frac{1,87}{2} - 1,00 \cdot (4,4 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 19 \cdot \frac{1,87}{2} =$$

$$= +796 \text{ kNm/3 m} = 265 \text{ kNm/m}$$

Il taglio agente in corrispondenza della sezione A-A vale:

$$V_{\text{Ed,max}+} = 1,35 \cdot 1039 - 1,00 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 25 - 1,00 \cdot (4,4 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 19 =$$

$$= +723 \text{ kN/3 m} = 241 \text{ kN/m}$$

Calcolo delle sollecitazioni SLU STR nella sezione di incastro con il muro frontale: SEZIONE B-B

Il momento agente in corrispondenza della sezione B-B vale quindi:

$$M_{\text{Ed,max}-} = 1,00 \cdot 750 \cdot 1,02 - 1,35 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 25) \cdot \frac{1,87^2}{2} - 1,35 \cdot (4,4 \cdot 3,0 \cdot 19) \cdot \frac{1,87^2}{2} - 1,35 \cdot 19,42 \cdot 3,0 \cdot \frac{1,87^2}{2} =$$

$$= -230 \text{ kNm/3 m} = -77 \text{ kNm/m}$$

Il taglio agente in corrispondenza della sezione B-B vale:

$$V_{\text{Ed,max}-} = 1,00 \cdot 750 - 1,35 \cdot (1,5 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 25 - 1,35 \cdot (4,4 \cdot 3,0 \cdot 1,87) \cdot 19 - 1,35 \cdot 19,42 \cdot 3,0 \cdot 1,87 =$$

$$= -314 \text{ kN/3 m} = -105 \text{ kN/m}$$

8.7.2 Verifiche SLU STR

8.7.2.1 Verifica a pressoflessione

Combinazione STR1:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	150
	copriferro (cm)	6.5
ARMATURA	tesa	10 ϕ 22
	compressa	10 ϕ 22
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	265 kNm
	N _{Ed} =	0 kN

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	35.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-16.5
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	7.69
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.024
Momento flettente:	2053.829

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.141
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-13.03	-0.11	-120.38	-0.06
bordo inferiore:	Allungamento	1.05	391.30	1.00

8.7.2.2 Verifica a taglio

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	1.500	mm
d	altezza utile sezione	1.435	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 28/35	$R_{ck}(\text{Mpa})= 35$	$f_{ck}(\text{Mpa})= 29,05$
Acciaio	B 450 C	$f_{yk}(\text{Mpa})= 450$	$f_{yd}(\text{Mpa})= 391,30$
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		$f_{cd}(\text{Mpa})= 16,46$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	10	22	3.801,33	0,0026
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
				0,0026

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,37	
v_{min}	resistenza minima	0,3036	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	241,00 kN	
Vrd =	466,89 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	1,67	600	22	634,82
piegati	0	100	0	0,00

Rottura bilanciata

$\text{SEN}^2\theta$	0,042755329
$\text{SEN}\theta$	0,206773618
θ	11,93 °

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre

0,41	4,84	OK
------	------	----

Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	241 kN
Vrsd =	535 kN
Vrcd =	6.253 kN

VERIFICA SODDISFATTA

9 VERIFICA DEI BAGGIOLI

9.1 Verifica a pressoflessione

Si conduce la verifica a presso-flessione del baggiolo considerando la combinazione che massimizza l'azione verticale sui baggioli, ovvero la combinazione STR (schema1) e la combinazione sismica SLC che massimizza le azioni orizzontali.

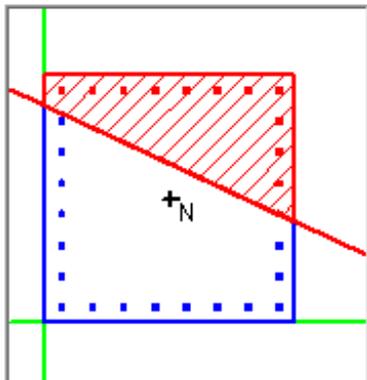
Il baggiolo più alto presenta altezza pari a $h = 32$ cm; le dimensioni in pianta sono 80cm x 80 cm e l'armatura longitudinale è $(8+6) \times 2 \phi 18$ mm in acciaio B450C. Il calcestruzzo strutturale per le elevazioni è di classe C32/40.

Combinazione STR Schema 1

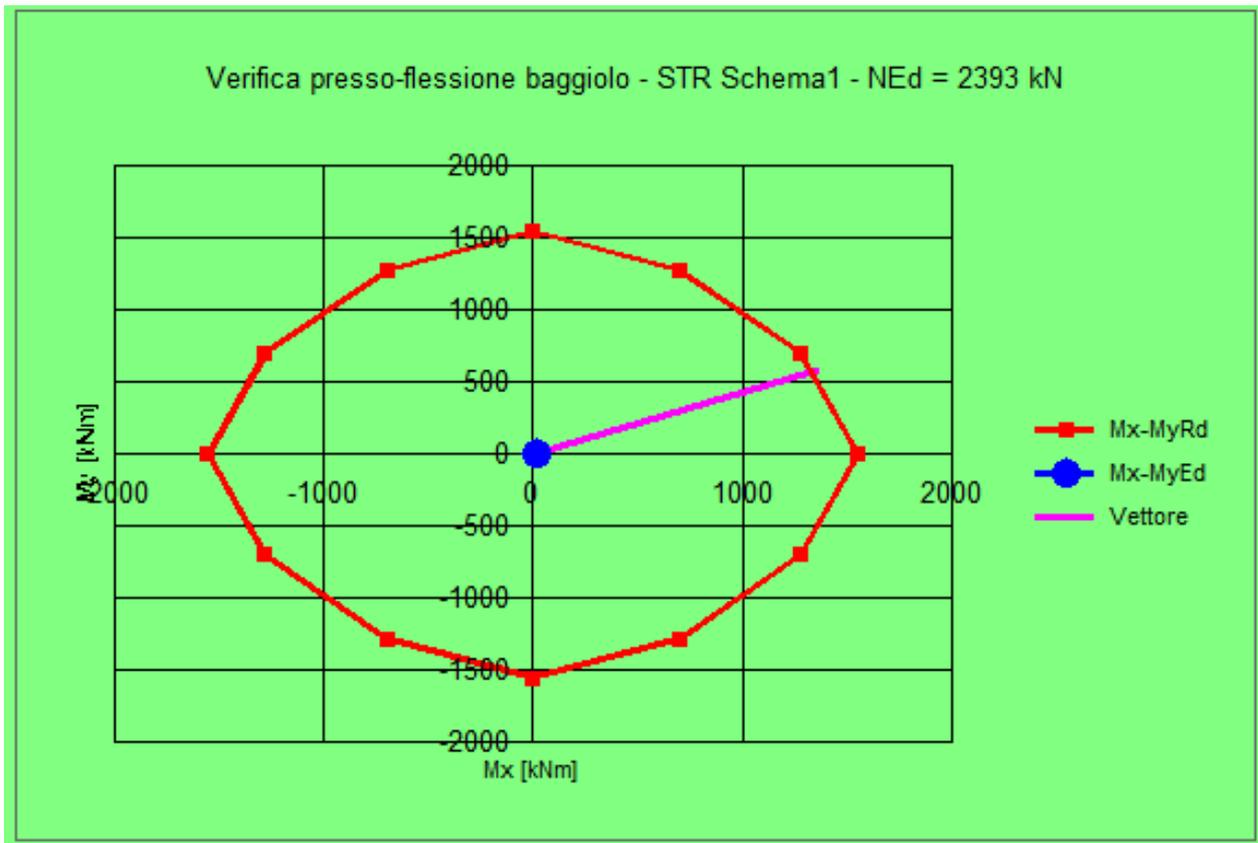
$$N_{Ed} = 2.393 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,transv} = 15 \text{ kN} \Rightarrow M_{Ed,transv} = 15 \cdot 0,32 = 5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,long} = 38 \text{ kN} \Rightarrow M_{Ed,long} = 38 \cdot 0,32 = 12 \text{ kNm}$$

Titolo : Verifica presso-flessione baggiolo - STR Schema1			Tipo Sezione																																													
N° Vertici	4	Zoom	N° barre	28	Zoom	<input type="radio"/> Rettan.re <input type="radio"/> Trapezi <input type="radio"/> a T <input type="radio"/> Circolare <input type="radio"/> Rettangoli <input checked="" type="radio"/> Coord.																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>x [cm]</th> <th>y [cm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>80</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>80</td><td>80</td></tr> <tr><td>4</td><td>0</td><td>80</td></tr> </tbody> </table>	N°	x [cm]	y [cm]	1	0	0	2	80	0	3	80	80	4	0	80	<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>As [cm²]</th> <th>x [cm]</th> <th>y [cm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>2,54</td><td>5</td><td>5</td></tr> <tr><td>2</td><td>2,54</td><td>15</td><td>5</td></tr> <tr><td>3</td><td>2,54</td><td>25</td><td>5</td></tr> <tr><td>4</td><td>2,54</td><td>35</td><td>5</td></tr> <tr><td>5</td><td>2,54</td><td>45</td><td>5</td></tr> <tr><td>6</td><td>2,54</td><td>55</td><td>5</td></tr> </tbody> </table>		N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	1	2,54	5	5	2	2,54	15	5	3	2,54	25	5	4	2,54	35	5	5	2,54	45	5	6	2,54	55	5			
N°	x [cm]	y [cm]																																														
1	0	0																																														
2	80	0																																														
3	80	80																																														
4	0	80																																														
N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]																																													
1	2,54	5	5																																													
2	2,54	15	5																																													
3	2,54	25	5																																													
4	2,54	35	5																																													
5	2,54	45	5																																													
6	2,54	55	5																																													
Sollecitazioni S.L.U. \rightarrow Metodo n \leftarrow		P.to applicazione N <input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN 0 yN 0		Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input type="radio"/> Metodo n																																												
N _{Ed} 2393 0 kN M _{xEd} 12 0 kNm M _{yEd} 5 0		Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato		Tipo flessione <input type="radio"/> Retta <input checked="" type="radio"/> Deviata N° rett. 100																																												
Materiali B450C C32/40 E _{su} 67,5 ‰ E _{c2} 2 ‰ f _{yd} 391,3 N/mm² E _{cu} 3,5 E _s 200.000 N/mm² f _{cd} 18,13 E _s /E _c 15 f _{cc} /f _{cd} 0,8 E _{syd} 1,957 ‰ σ _{c,adm} 12,25 σ _{s,adm} 255 N/mm² τ _{co} 0,7333 τ _{c1} 2,114		M _{xRd} 1.353 kN m M _{yRd} 582,9 kN m σ _c -18,13 N/mm² σ _s 391,3 N/mm² ε _c 3,5 ‰ ε _s 4,602 ‰ d 99,67 cm x 43,06 x/d 0,432 δ 0,98		Calcola MRd Dominio Mx-My angolo asse neutro θ° 335 <input type="checkbox"/> Precompresso																																												

Verifica soddisfatta



Domínio di interazione

Combinazione Sismica SLC

$$N_{Ed} = 1.135 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,transv} = 166 \text{ kN} \Rightarrow M_{Ed,transv} = 166 \cdot 0,32 = 53 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,long} = 126 \text{ kN} \Rightarrow M_{Ed,long} = 126 \cdot 0,32 = 40 \text{ kNm}$$

Titolo : Verifica presso-flessione baggiolo - Sismica SLC

N° Vertici

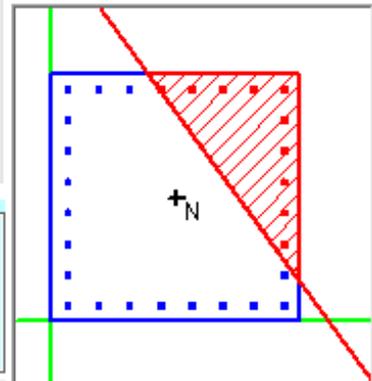
N° barre

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	80
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,54	5	5
2	2,54	15	5
3	2,54	25	5
4	2,54	35	5
5	2,54	45	5
6	2,54	55	5

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.


Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n



N _{Ed}	<input type="text" value="1135"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="40"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="53"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

- Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

 xN

 yN
Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

- Retta Deviata

 N° rett.

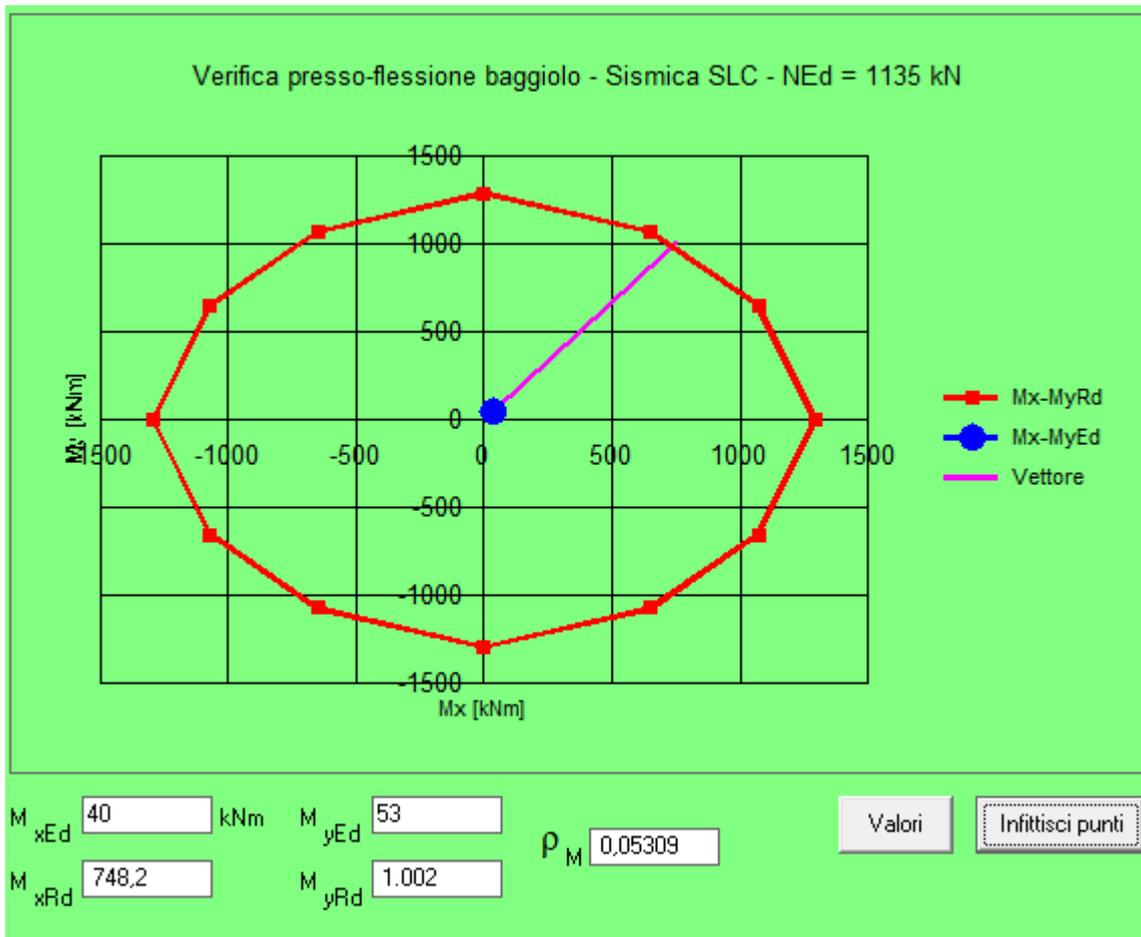
 angolo asse neutro θ°
 Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18,13"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12,25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M _{xRd}	<input type="text" value="748,2"/> kN m	
M _{yRd}	<input type="text" value="1.002"/> kN m	
σ_c	<input type="text" value="-18,13"/> N/mm²	
σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	
ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> ‰	
ϵ_s	<input type="text" value="5,732"/> ‰	
d	<input type="text" value="104,8"/> cm	
x	<input type="text" value="39,71"/>	x/d <input type="text" value="0,3791"/>
		δ <input type="text" value="0,9139"/>

Verifica soddisfatta



Dominio di interazione

9.2 Verifica a taglio

Si conduce la verifica a taglio del baggiolo considerando la combinazione sismica SLC che massimizza le azioni orizzontali.

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	800	mm
h	altezza totale della sezione	800	mm
d	altezza utile sezione	750	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	R_{ck} (Mpa)= 40	f_{ck} (Mpa)= 32
Acciaio	B 450 C	f_{yk} (Mpa)= 450	f_{yd} (Mpa)= 391,30
γ_C	1,50	γ_m	1,15
		f_{cd} (Mpa)= 18,13	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	8	18	2.035,75	0,0034
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	8	18	2.035,75	0,0034
	0	0	0,00	0,0000
				0,0068

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,52	
v_{min}	resistenza minima	0,3697	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	166,0 kN	
Vrd =	304,60 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2	100	16	402,12

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	45,00	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	166 kN
Vrds =	1.062,13 kN
Vrds =	2.880,00 kN

VERIFICA SODDISFATTA

9.3 Verifica dei baggioli secondo la teoria di Leonhardt

Si conduce la verifica del baggiolo considerando la combinazione STR (schema1) che massimizza le azioni verticali.

Secondo la teoria del Leonhardt, sotto supporti di gomma e altre piastre d'appoggio non resistenti a flessione, la pressione non risulta uniformemente ripartita. La pressione ha in tal caso un andamento quasi parabolico.

Partendo dalle tabelle fornite, si può ricavare la forza di fenditura a cui viene sottoposto il baggiolo.

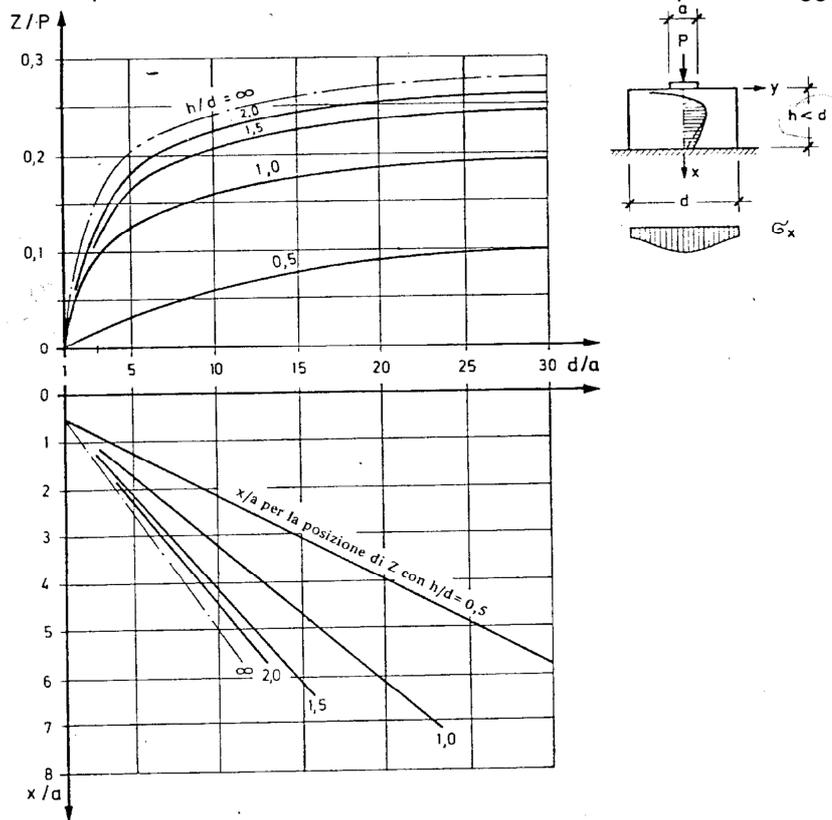


Fig. 3.10: Grandezza della forza risultante di fenditura Z , riferita al carico P e distanza di questa forza dal bordo caricato in lastre di altezza limitata (47)

Si prende in considerazione il baggiolo maggiormente sollecitato, si entra nel primo grafico con

$$\frac{h}{d} = \frac{32}{80} \cong 0,5 \quad \text{e} \quad \frac{d}{a} = \frac{80}{40} = 2,0$$

Dove:

h = altezza del baggiolo = 32 cm

d = dimensione in pianta del baggiolo = 80 cm

a = dimensione in pianta della piastra dell'appoggio = 40 cm

Con le stesse considerazioni si entra nel secondo grafico e si ottiene $x/a \approx 0,7$.

Si ricava, quindi, che la forza di fenditura, Z , è pari a:

$$Z = P \cdot 0,025 = 2.393 \cdot 0,025 = 60 \text{ kN}$$

E che la distanza di Z dal bordo caricato è pari a:

$$x = a \cdot 0,7 = 40 \cdot 0,7 = 28 \text{ cm}$$

In questo caso si può notare che la forza di fenditura si viene a trovare 4 cm al di sopra della quota di imposta del baggiolo, si procede, quindi, alla verifica delle tensioni nelle armature di taglio.

Considerato che i ferri sono 2 $\varnothing 16/10$ e che l'altezza del baggiolo e che dispongono almeno due strati di staffe, risultano esserci 4 braccia di calcolo.

$$\sigma_s = \frac{Z}{A(4\phi 16)} = \frac{60}{8,04} = 7,46 \text{ kN/cm}^2 = 746 \text{ daN/cm}^2$$

Che risulta inferiore alla tensione massima ammissibile.